

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

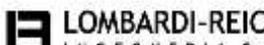
LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERCIA

PROGETTO ESECUTIVO

<p>CONTRAENTE GENERALE:</p> 	<p><i>Il responsabile del Contraente Generale:</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Federico Montanari</p>	<p><i>Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:</i></p> <p style="text-align: center;">Ing. Salvatore Lieto</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese

Mandataria:

			
------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------

<p><i>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE PER I ATI</i></p> <p><i>Ing. Antonio Grimaldi</i></p> <p><i>GEOLOGO</i></p> <p><i>Dott. Geol. Fabrizio Pontoni</i></p> <p><i>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</i></p> <p><i>Ing. Michele Curiale</i></p>			
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------

<p><i>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</i></p> <p><i>Ing. Iginio Farotti</i></p>		
----------------------------------------------------------------------------------	--	--

<p>2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE</p> <p>3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud</p> <p>4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia</p> <p>OPERE D’ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI</p> <p>Viadotto Castel Raimondo: Relazione di calcolo sottostrutture</p>	<p><i>SCALA:</i></p> <p><i>DATA:</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Settembre 2020</i></p>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------

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

Codice Elaborato:

L	0	7	0	3	2	1	3	E	1	2	V	I	6	2	0	0	R	E	L	0	2	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
B	Settembre 2020	Emissione a seguito istruttoria Anas	Progin	Progin	S.Lieto	A.Grimaldi
A	Marzo 2020	Emissione PE	Progin	Progin	S.Lieto	A.Grimaldi

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 2 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

INDICE

1. GENERALITA'	4
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.2 UNITÀ DI MISURA.....	8
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	10
3.1 RESISTENZE DI PROGETTO.....	10
3.1.1 Calcestruzzo C30/37.....	10
3.1.2 Calcestruzzo C32/40.....	10
3.1.3 Acciaio di armatura B450C.....	11
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	12
4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	12
4.3 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	13
5. ANALISI DEI CARICHI	16
5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)	16
5.1.1 Rinterro.....	16
5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	16
5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1).....	17
5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	17
5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2).....	18
5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)	18
5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	22
5.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica.....	23
5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	23
5.9 AZIONE DEL VENTO (Q5)	24
5.9.1 Calcolo della pressione del vento.....	24
5.9.2 Vento a ponte carico.....	25
5.9.3 Vento a ponte scarico.....	25
5.9.4 Vento in fase di montaggio	25
5.10 AZIONI SISMICHE (Q6)	25
5.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	31
5.12 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	31
6. COMBINAZIONI DI CARICO	32
6.1 GRUPPI DI CARICO.....	32
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	33
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU	34
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	34
7. MODELLI DI CALCOLO	35
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	35
7.2 MODELLO GLOBALE.....	36
7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	38

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V6200	REL	02	B	3 di 98

7.3.1	Condizioni statiche.....	38
7.3.2	Condizioni sismiche	38
7.4	SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI.....	42
8.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	44
8.1	ANALISI STATICA	44
8.2	ANALISI SISMICA.....	44
8.2.1.1	<i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	46
8.2.1.2	<i>Isolatori elastoplastici</i>	49
8.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale)	52
8.2.3	Analisi dinamica non lineare.....	52
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale	54
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale	55
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	56
8.3.1	Verifiche allo SLU	56
8.3.2	Verifiche allo SLE.....	56
8.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	56
8.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	56
9.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1).....	57
9.1	MURO FRONTALE.....	57
9.2	MURO PARAGHIAIA.....	60
9.3	MURI LATERALI.....	62
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	64
9.5	PALI DI FONDAZIONE	70
10.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)	71
10.1	MURO FRONTALE.....	71
10.2	MURO PARAGHIAIA.....	74
10.3	MURI LATERALI.....	75
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	77
10.5	PALI DI FONDAZIONE	80
11.	VERIFICA DELLE PILE	81
11.1	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO	82
11.1.1	Risultati e verifiche agli SLU/SLV	83
11.1.2	Risultati e verifiche agli SLE.....	84
11.2	PULVINO	85
11.3	PALI DI FONDAZIONE	86
11.3.1	Sollecitazioni testa pali.....	86
11.3.2	Verifiche geotecniche di capacità portante	91
11.3.3	Verifiche strutturali pali	92
11.4	PLINTO	93
12.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	94
13.	VERIFICA DEI BAGGIOLI	97

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 4 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

1. GENERALITA'

La presente relazione viene emessa nell'ambito del Progetto Esecutivo della direttrice "Pedemontana delle Marche", che costituisce l'elemento di completamento tra le due direttrici "S.S.76" Vallesina e "S.S.77" Val di Chienti, con riferimento ai seguenti stralci funzionali:

- 3° stralcio funzionale: compreso tra lo svincolo di Castelraimondo nord e lo svincolo di Castelraimondo sud;
- 4° stralcio funzionale: compreso tra lo svincolo di Castelraimondo sud e l'innesto con la S.S. 77 a Muccia.

In particolare nel seguito si riportano le caratteristiche generali dell'opera, le modalità di calcolo, i risultati delle analisi delle sollecitazioni e le verifiche degli elementi strutturali delle sottostrutture del viadotto Castel Raimondo localizzato nel tratto compreso tra la pk 0+673.55 e la pk 0+913.55.

Le capacità portanti delle fondazioni sono riportate nella relazione specifica.

Per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato:

L0703213E12VI6200REL01B (*Viadotto Castel Raimondo - Relazione di calcolo impalcato*).

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 5 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto Vallone è costituito da un'impalcato continuo in acciaio-calcestruzzo a 5 luci aventi il seguente spartito:

PONTI E VIADOTTI IN ACCIAIO-CLS			
OPERA	PROGRESSIVE	SPARTITO [m]	L _{imp} [m]
VIADOTTO CASTEL RAIMONDO	0+673.55 – 0+913.55	30+50+50+40+40+30 (240)	240

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 13.0 m. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

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

La spalla indicata con "S1" è la spalla fissa mentre quella indicata con "S2" è la spalla mobile. Il viadotto 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 e sulle pile sono disposti solo isolatori trasversali. La spalla fissa presenta un muro paraghiaia arretrato per permettere l'alloggiamento del sistema di isolamento.

Le pile hanno sezione pseudorettangolare cava biconnessa.

Di seguitosi riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S1

SPALLA FISSA S1

Altezza muro frontale: 3.50 m
 Spessore muro frontale: 2.50 m
 Altezza muro paraghiaia: 3.40 m
 Spessore muro paraghiaia: 0.80 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.20 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Larghezza plinto di fondazione: 14.0 m
 Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m
 Pali: 9φ1500

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche pila P1

PILA P1

Altezza totale pila: 7.3 m
 Altezza fusto: 4.9 m
 Altezza pulvino: 2.4 m
 Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
 Dimensione trasversale base pila: 7.0 m
 Spessore setti sezione cava: 0.40 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m
 Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Pali: 6φ1500

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 6 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

Tabella 3 – Caratteristiche geometriche pilaP2

PILA P2

Altezza totale pila: 9.8 m
 Altezza fusto: 7.4 m
 Altezza pulvino: 2.4 m
 Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
 Dimensione trasversale base pila: 7.0 m
 Spessore setti sezione cava: 0.40 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m
 Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Pali: 6φ1500

Tabella 4 – Caratteristiche geometriche pilaP3

PILA P3

Altezza totale pila: 11.3 m
 Altezza fusto: 8.9 m
 Altezza pulvino: 2.4 m
 Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
 Dimensione trasversale base pila: 7.0 m
 Spessore setti sezione cava: 0.40 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m
 Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Pali: 6φ1500

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche pila P4

PILA P4

Altezza totale pila: 11.3 m
 Altezza fusto: 8.9 m
 Altezza pulvino: 2.4 m
 Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
 Dimensione trasversale base pila: 7.0 m
 Spessore setti sezione cava: 0.40 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m
 Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Pali: 6φ1500

Tabella 6 – Caratteristiche geometriche pila P5

PILA P5

Altezza totale pila: 12.8 m
 Altezza fusto: 10.4 m
 Altezza pulvino: 2.4 m
 Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
 Dimensione trasversale base pila: 7.0 m
 Spessore setti sezione cava: 0.40 m
 Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
 Lunghezza plinto di fondazione: 7.5 m
 Larghezza plinto di fondazione: 12.0 m
 Pali: 6φ1500

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V6200	REL	02	B	7 di 98

Tabella 7 – Caratteristiche geometriche spalla S2

SPALLA MOBILE S2

Altezza muro frontale: 7.5 m

Spessore muro frontale: 2.50 m

Altezza muro paraghiaia: 3.40 m

Spessore muro paraghiaia: 0.50 m

Spessore plinto di fondazione: 2.20 m

Lunghezza plinto di fondazione: 12.0 m

Larghezza plinto di fondazione: 14.0 m

Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m

Pali: 9φ1500

L'opera in oggetto è progettato per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso III ("Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.") ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$. Da ciò si deduce un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 75 anni.

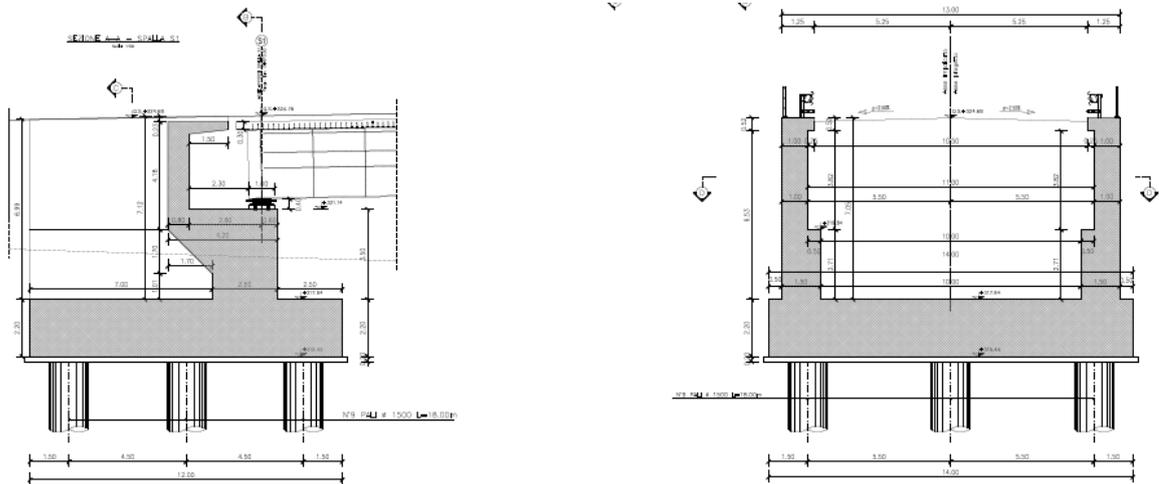


Figura 1 – Spalla S1

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 8 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

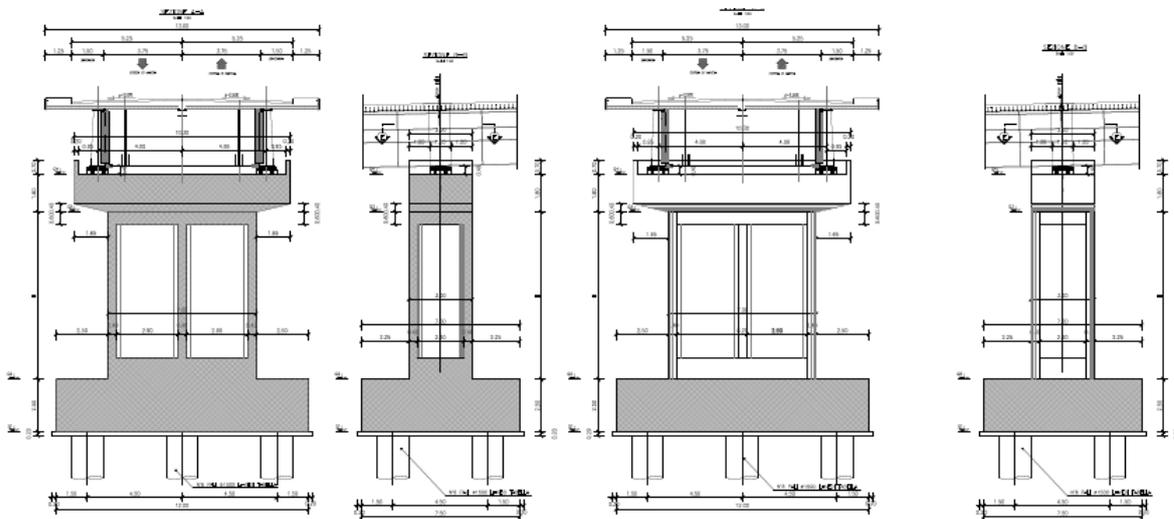


Figura 2 – Pile

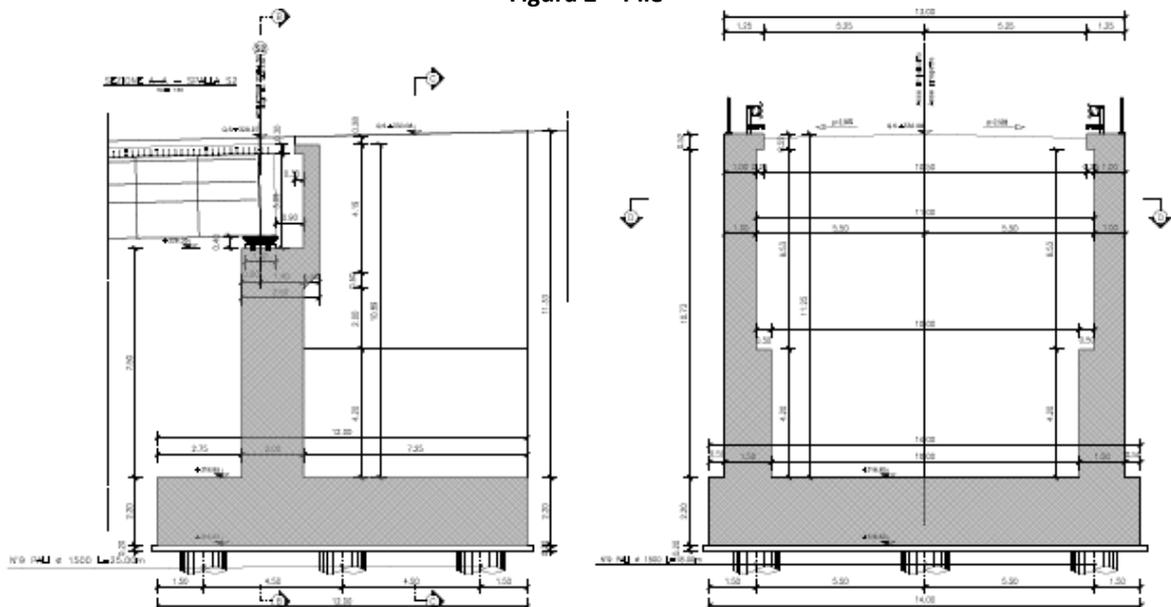


Figura 3 – Spalla S2

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 9 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-------------------------

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 10 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le verifiche nel seguito esposte tengono conto dei seguenti materiali per la realizzazione delle sottostrutture. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008.

Tabella 8 – Calcestruzzi

Elemento	Classe
Calcestruzzo per magrone di fondazione	C12/15
Calcestruzzo per pali di fondazione	C32/40
Calcestruzzo armato per plinti di fondazione	C32/40
Elevazione Pile e Spalle	C30/37

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) |

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 |

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 11 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Resistenze di progetto allo SLE

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

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

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

Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391$ MPa; $\gamma_s = 1.15$ resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360$ MPa tensione limite in comb. rara

Tuttavia, i materiali impiegati per la realizzazione delle sottostrutture sono riepilogati nell'apposita tabella progettuale e presentano caratteristiche di resistenza e qualità uguali o superiori a quelli dichiarati nella presente relazione e a favore di sicurezza assunti nelle verifiche statiche.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*

4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Le indagini più prossime all'opera in oggetto sono le seguenti:

- prova penetrometrica dinamica DPSH P23 di lunghezza 11.0 m, appartenente alla campagna d'indagine del 2000;
- sondaggio S30 di lunghezza 30.0 m, appartenente alla campagna del 2002;
- sondaggi X3.3 e X3.4 rispettivamente di lunghezza 26.8 m e 34.5 m, appartenente alla campagna del 2017.

I sondaggi X3.3 e X3.4 sono stati attrezzati con piezometri del tipo a tubo aperto.

Sulla base dei risultati delle indagini in sito ed in laboratorio ed in accordo a quanto mostrato nel Profilo geotecnicoe nella Relazione geotecnica generale ai quali rimanda per dettagli, in corrispondenza dell'opera si individua la stratigrafia di progetto riportata nelle seguenti tabelle. Nelle suddette tabelle si indicano anche i parametri geotecnici utilizzati nel dimensionamento delle fondazioni.

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 9 – Stratigrafia 1 e parametri geotecnici di calcolo (SPALLA 1)

Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	cu [kPa]	τ [kPa]	Nq [-]; qb [kPa]
Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi	0.0÷7.0	19.0	36	-	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$	Nq=17; qb=4300
Ala – Depositi alluvionali limoso-argillosi	7.0÷8.0	19.0	-	75	$\alpha \cdot cu \leq 100$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi	8.0÷12.0	19.0	36	-	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$	Nq=17; qb=5800
Salt – Alterazione del substrato	12.0÷16.0	20.0	-	300	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
S – Substrato pelitico arenaceo	>16.0	23.0	-	-	150 per $z \leq 19$ m 170 per $z > 19$ m	4000 per $z \leq 19$ m 5000 per $z > 19$ m
Falda: 2.5 m da p.c.						

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 13 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 10 – Stratigrafia 2 e parametri geotecnici di calcolo (PILE 1, 2, 3, 4)

Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	γ [kN/m ³]	φ' [°]	cu [kPa]	τ [kPa]	Nq [-]; qb [kPa]
Ala – Depositi alluvionali limoso-argillosi	0.0÷3.0	19.0	-	75	$\alpha \cdot cu \leq 100$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
As – Depositi alluvionali sabbiosi	3.0÷4.5	19.0	34	-	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$	Nq=14; qb=4300
Ag – Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi	4.5÷6.5	19.0	36	-	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 150$ con $\beta = k \cdot \tan \phi$	Nq=17; qb=5800
Salt – Alterazione del substrato	6.5÷8.0	20.0	-	300	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
S – Substrato pelitico arenaceo	>8.0	23.0	-	-	150 per $z \leq 11$ m 170 per $z > 11$ m	4000 per $z \leq 11$ m 5000 per $z > 11$ m

Falda: cautelativamente a p.c.

Tabella 11 – Stratigrafia 3 e parametri geotecnici di calcolo (SPALLA 2 e Pila 5)

Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	γ [kN/m ³]	φ' [°]	cu [kPa]	τ [kPa]	Nq [-]; qb [kPa]
Ecla – Depositi eluvio colluviali	0.0÷16.0	19.0	-	60÷150	$\alpha \cdot cu \leq 100$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
Salt – Alterazione del substrato	16.0÷20.5	20.0	-	200 per $z \leq 19$ m 400 per $z > 19$ m	$\beta \cdot \sigma'_v \leq 120$ con $\beta = 0.1 + 0.4 \cdot cu / \sigma'_v$	$9 \cdot cu + \sigma_v$
S – Substrato pelitico arenaceo	>20.5	23.0	-	-	170	5000

Falda: cautelativamente a p.c.

Per ulteriori dettagli relativi alla stratigrafia, ai parametri geomeccanici di progetto, all'individuazione delle zone in frana e alle curve di capacità portante dei pali si rimanda alla relativa relazione di calcolo delle fondazioni.

4.3 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 palosi 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):

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	VI6200	REL	02	B	14 di 98

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.

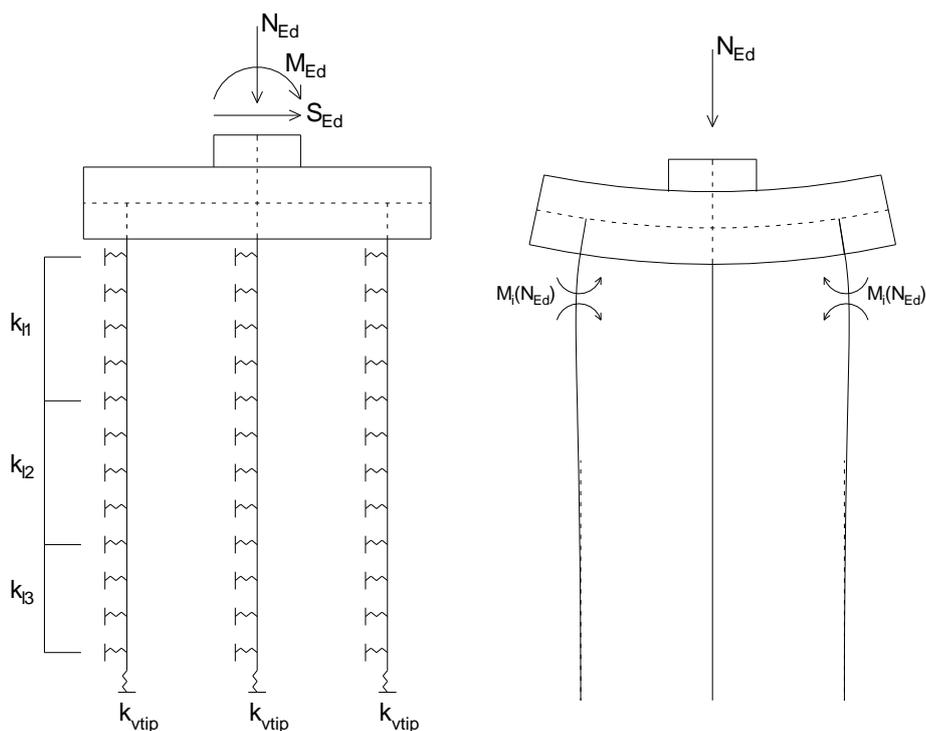
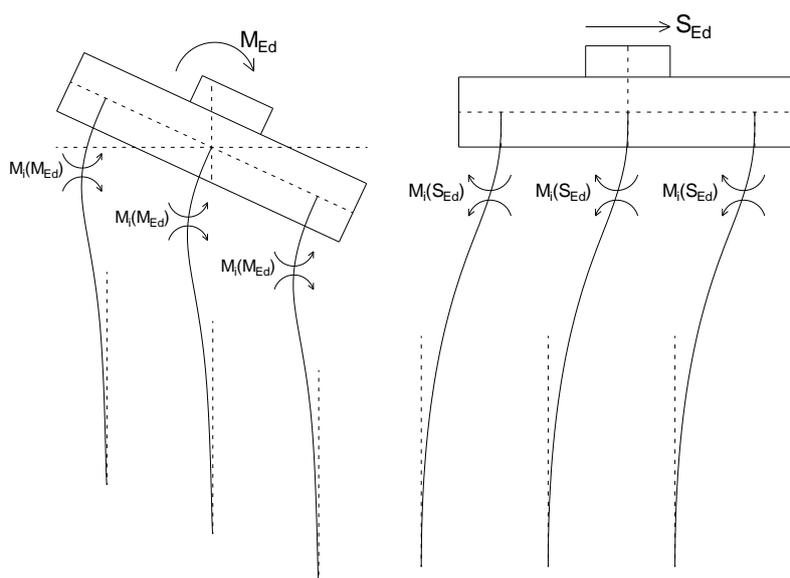


Figura 4 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 15 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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

Nella seguente Tabella 12 è riportato, in funzione del diametro del palo e per una lunghezza del palo media indicativa di calcolo, il valore del parametro α per il calcolo del momento flettente a testa palo. Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali.

Tabella 12 – Valori α

Opera		Diametro palo [mm]	Lunghezza palo [mm]	Parametro α [m]
Viadotto Castelraimondo	Stratigrafia 1	1500	20.0	2.90
			30.0	2.90
	Stratigrafia 2	1500	20.0	3.04
			30.0	3.05
	Stratigrafia 3	1500	20.0	2.88
			30.0	2.88
Viadotto Vallone	Stratigrafia 1	1500	20.0	3.11
			30.0	3.12
	Stratigrafia 2	1500	20.0	2.95
			30.0	2.95
	Stratigrafia 3	1500	20.0	2.85
			30.0	2.85
Viadotto S. Anna	Stratigrafia 1	1500	20.0	3.28
			30.0	3.31
Viadotto S. Pietro	Stratigrafia 1	1500	20.0	3.8
			30.0	3.8
Viadotto Potenza	Stratigrafia 1	1500	20.0	3.39
			30.0	3.38
	Pile P2, P3, P4 con scalzamento Stratigrafia 1	1500	20.0	4.14
			30.0	4.11
	Stratigrafia 2	1500	20.0	3.29
			30.0	3.29
Viadotto Cesara	Stratigrafia 1	1500	20.0	3.26
			30.0	3.28
Viadotto Palente	Stratigrafia 1	1200	20.0	2.67
			30.0	2.65

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico dell'acciaio pari 78.5 kN/mc e un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

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

- $G1.1 = 24.7 \text{ kN/m}$ (1.9 kN/m^2)

È stata pertanto valutata un'incidenza della carpenteria metallica pari a 190 kg per m² di impalcato.

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore variabile linearmente da 30 cm alle estremità e 45 cm al centro, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 13.00m

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

- $G1.2+G1.3 = 130.12 \text{ kN/m}$

5.1.1 Rinterro

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

Sui plinti di fondazione delle pile si è considerato uno strato di terreno avente spessore di 1 metro, applicato come forza concentrata in testa al plinto nel modello agli elementi finiti.

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Pavimentazione (G2.1) La pavimentazione adottata ha un spessore di 8 cm. Cautelativamente nell'analisi dei carichi è stato considerato un peso di 3 kN/m²:

- $G2.1 = 10.50 \times 3 \text{ kN/m} = 31.50 \text{ kN/m}$;

Guard Rail (G2.2)	: $G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$	2.50 kN/m;
Velette (G2.3)	: $G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m;
Corrimano (G2.4)	: $G2.4 = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$	1.00 kN/m;
Impianti (G2.5)	: $G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m.
Totale	: G2	39.00 kN/m

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 17 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

5.3 EFFETTI DEI CEDIMENTI (E1)

Nel caso in esame, essendo le fondazioni dell'opera realizzate su pali, l'effetto dei cedimenti sull'opera risulta trascurabile.

5.4 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Si riporta la valutazione della deformazione da ritiro secondo le indicazioni previste dalle norme. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Tabella 13 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.		
$A_c =$	3.9	mq
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	13.6	m
$k = 2 A_c/u =$	0.57	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$R_{ck} =$	45	Mpa
$\phi_{r,10000gg} =$	-2.90E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 10$ gg.)

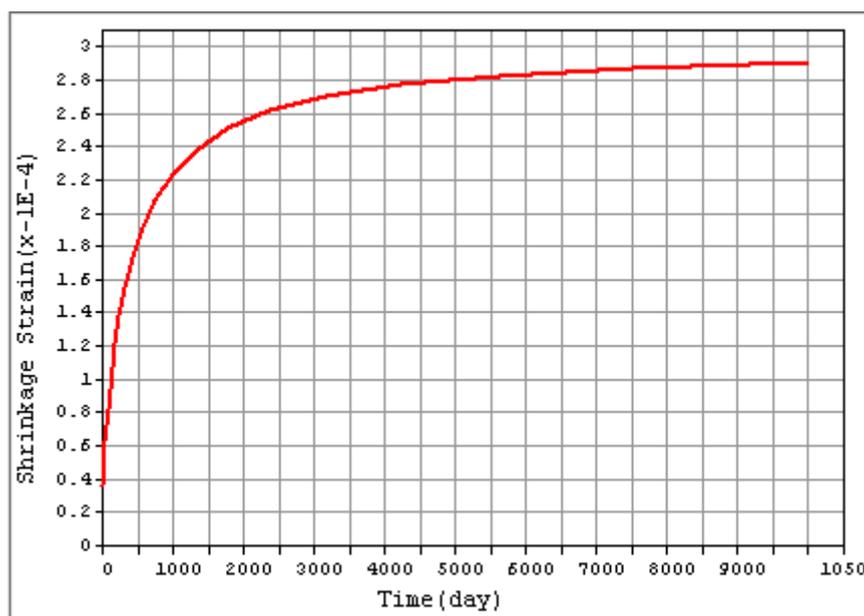


Figura 6 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo

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

5.5 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.2)

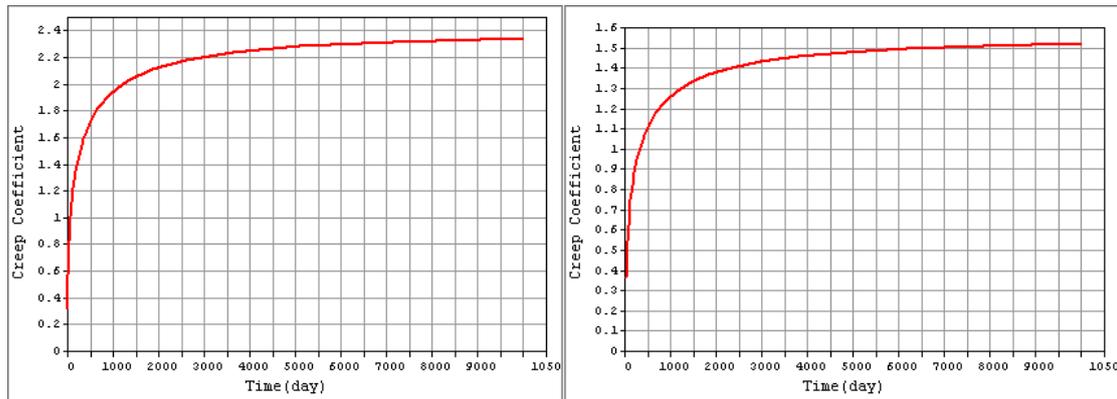
Di seguito si riporta il calcolo del coefficiente di viscosità per il calcestruzzo della soletta secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Tabella 14 – Coefficienti di Viscosità

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.		
$A_c =$	3.9	mq
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	13.6	m
$k = 2 A_c/u =$	0.57	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$R_{ck} =$	45	Mpa
$\varphi(t_{oo}, t_0) =$	2.34	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\varphi(t_{oo}, t_0) =$	1.52	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 30$ gg.)

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

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


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

5.6 VARIAZIONE TERMICA (E3)

L'azione della variazione termica è valutata, in termini di temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni, attraverso le indicazioni generali fornite dal DM 2008 (punto 3.5.1) e quelle specifiche contenute nella UNI EN 1991-1-5.

In dettaglio, è stata valutata una variazione termica uniforme pari a $\pm 25^\circ\text{C}$ lungo tutto lo sviluppo dell'opera. Tale valore è stato definito come di seguito illustrato.

In prima analisi, sono state determinate la minima e la massima temperatura dell'aria all'ombra. Queste grandezze, funzione della posizione geografica, sono ricavate dalle mappe nazionali delle

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	V6200	REL	02	B	19 di 98

linee isotermiche, presenti nell'Appendice Nazionale, 2007 della UNI EN 1991-1-1 e di seguito riportate:

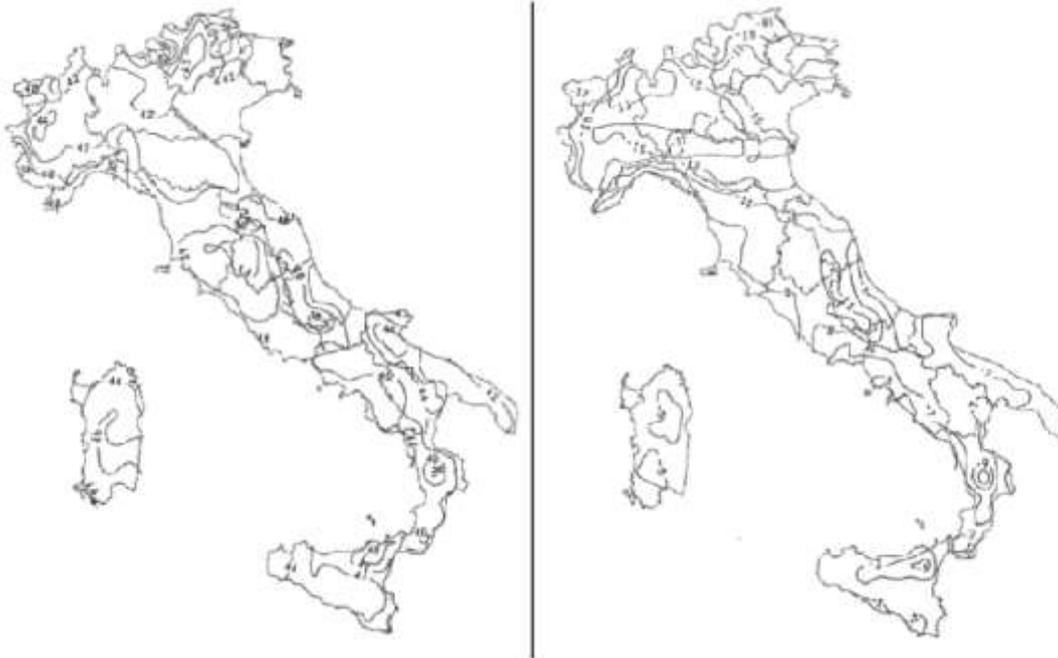


Figura 8: Mappe nazionali delle linee isotermiche; T_{max} a sinistra e T_{min} a destra (Appendici nazionali, 2007)

Per il sito in cui sorge il viadotto in esame i valori forniti dalle isoterme sono:

$$T_{max} = 40^{\circ}$$

$$T_{min} = -11^{\circ}$$

Questi valori hanno un periodo di ritorno pari a 50 anni (probabilità annuale di essere superati pari a 0,02); inoltre si riferiscono al livello medio dei mari. Per ottenere dei valori propri per la zona in cui sorge il viadotto in esame, occorre modificarli come proposto dalla normativa:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 20 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------



Figura 9: Zone climatiche italiane (Appendice A, UNI EN 1991-1-5)

Poiché il viadotto in esame ricade nella zona climatica 2, i valori massimi e minimi dell'aria all'ombra sono i seguenti:

$$T_{min, h} = -13 \text{ °C}$$

$$T_{max, h} = +39 \text{ °C}$$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e, min} = -10 \text{ °C}$$

$$T_{e, max} = +40 \text{ °C}$$

Tali valori sono estrapolati dal grafico riportato di seguito e contenuto nell' Eurocodice EN 1991-1-5.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	VI6200	REL	02	B	21 di 98

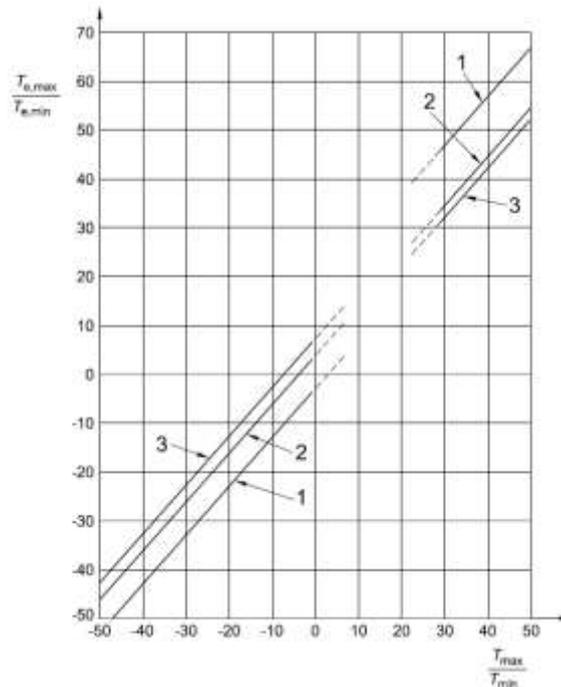


Figura 10: Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Come temperatura di riferimento (T_0), cioè temperatura dell'istante in cui la struttura è stata vincolata, la normativa propone:

$$T_0 = 15^\circ$$

In definitiva quindi si ottiene l'escursione termica uniforme:

$$\Delta T_N \text{ comp} = -25^\circ \text{C}$$

$$\Delta T_N \text{ exp} = +25^\circ \text{C}$$

Oltre la variazione termica uniforme, è stata considerata anche una differenza di temperatura di 5°C con andamento a farfalla tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

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

5.7 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Coerentemente con quanto indicato al punto 5.1.3.3.3 del DM 17/01/18 per l'analisi globale del ponte si fa riferimento allo Schema di Carico 1.

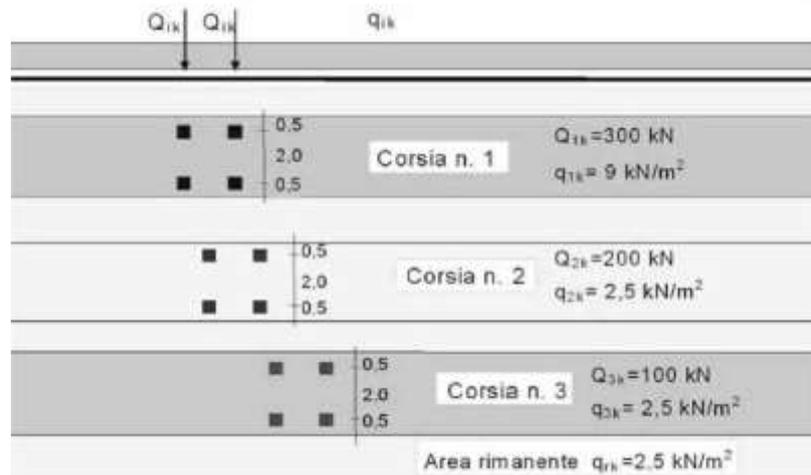


Figura 11 – Schema di carico 1

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_{2k} e 2.5 kN/m² di q_{2k} 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_{3k} e 2.5 kN/m² di q_{3k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 5.0 m) $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

Sul marciapiede, il carico $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ da considerare al 50 % nelle combinazioni in cui sono presenti i carichi stradali.

Per l'analisi trasversale della soletta è stato inoltre considerato lo schema di carico 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. La diffusione locale del carico e l'applicazione di quest'ultimo sul modello di calcolo viene trattata nel paragrafo relativo all'analisi della soletta.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 23 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

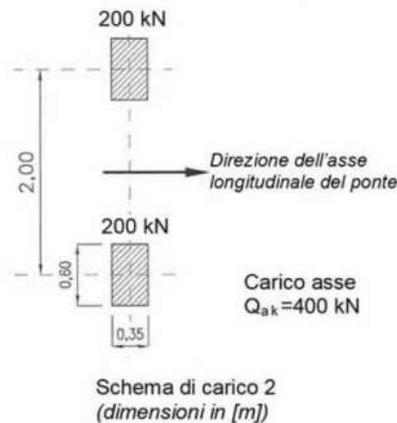


Figura 12 – Schema di carico 2

5.7.1 Azioni da traffico per verifiche a fatica

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito:

- dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 70%;
- dallo schema di carico 2 con valore del carico ridotto del 30%.

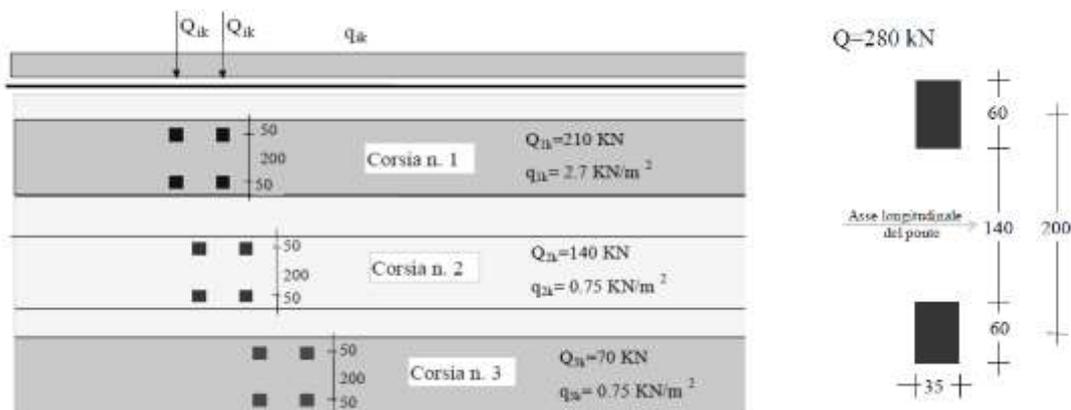


Figura 13 – Modello di carico a fatica: schemi di carico 1 e 2

5.8 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

Secondo il D.M. 17/01/2018 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:

$$Q_3 = 900 \text{ kN} = 3.8 \text{ kN/m.}$$

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 24 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

5.9 AZIONE DEL VENTO (Q5)

5.9.1 Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. 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

$$c_e(z) = k^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.67.$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/02/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018", si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

- $c_p = 1.3$, essendo per travi ad anima piena $\phi = 1$

Si considera un coefficiente dinamico (c_d) cautelativamente pari a 1 (par. 3.3.8 D.M. 17/01/2018). Procedendo al calcolo della pressione si ottiene:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{ N/m}^2 \times 2.36 \times 1.4 \times 1 = 1.58 \text{ kN/m}^2$$

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

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

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati ($\mu = 1$).

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare tra μ e 1.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 25 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Nel caso in esame, $\phi = 1$ e $d/h = 8/2.7 \approx 3$. Procedendo per interpolazione lineare tra 0.2 e 1, si ottiene il valore di $\mu = 0.5$. Quindi sulla seconda trave viene applicato un carico da vento pari al 50% di quello applicato sulla prima trave.

5.9.2 Vento a ponte carico

Cautelativamente si considera su tutto il ponte la sagoma dei veicoli per un'altezza pari a 3.0 al di sopra della livelletta. I valori dell'azione del vento per le due travi sono pari a:

- $q_w = (2.70 + 0.45 + 3.00) \times 1.58 \text{ kN/m} = 9.7 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.5 q_{w,1} = 4.85 \text{ kN/m}$

5.9.3 Vento a ponte scarico

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

- $q_{w,1} = (2.70 + 0.45) \times 1.58 \text{ kN/m} = 5 \text{ kN/m}$;
- $q_{w,2} = 0.5 q_{w,1} = 2.5 \text{ kN/m}$
-

5.9.4 Vento in fase di montaggio

In questa fase l'altezza complessiva della struttura è pari all'altezza delle nervature in acciaio e quindi $h = 2.70 \text{ m}$.

- $q_{wm,1} = 2.7 \times 1.58 \text{ kN/m} = 4.3 \text{ kN/m}$
- $q_{wm,2} = 0.5 q_{wm,1} = 2.15 \text{ kN/m}$

5.10 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. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 26 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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 = Camerino;
- $a_{g,SLV}$ = **0.220 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.544**;
- $T_{c,SLV}^*$ = **0.333 sec.**

Tabella 15 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T_c^*) per comune di riferimento: Matelica

V_R [anni]	Stato Limite	PV_R -	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
75	SLO	81%	45	0.078	2.44	0.285
	SLD	63%	75	0.097	2.433	0.295
	SLV	10%	712	0.220	2.544	0.333
	SLC	5%	1462	0.277	2.584	0.343

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 = 1.364;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_c^* = 1.510.

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 27 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

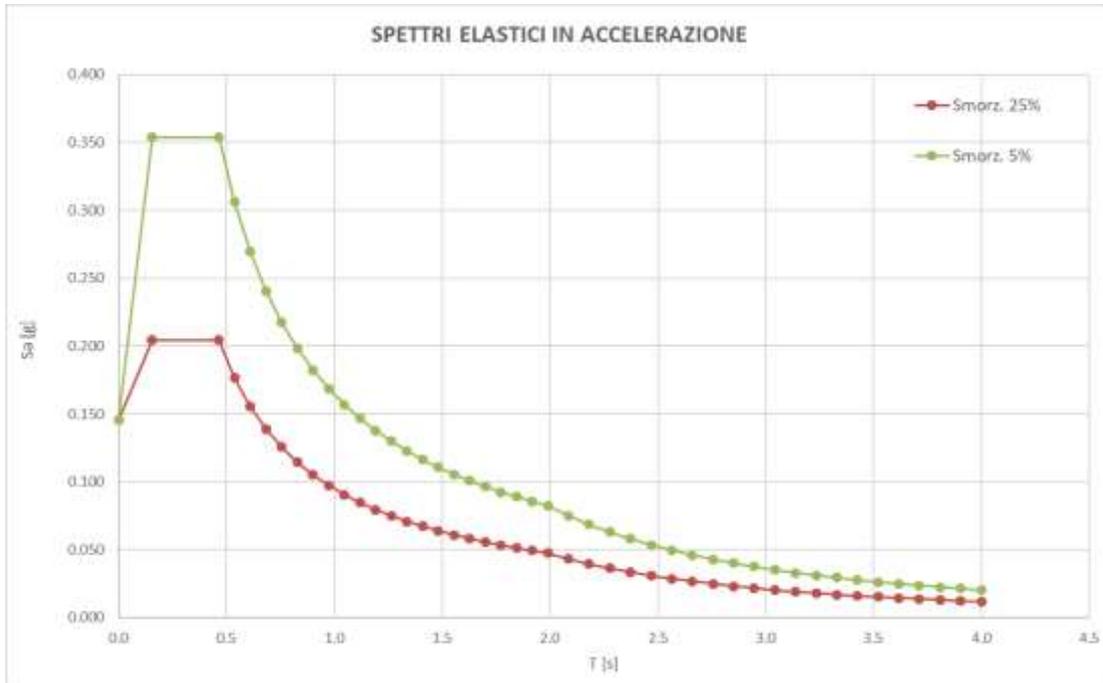


Figura 14 – Spettri elastici in accelerazione allo SLD

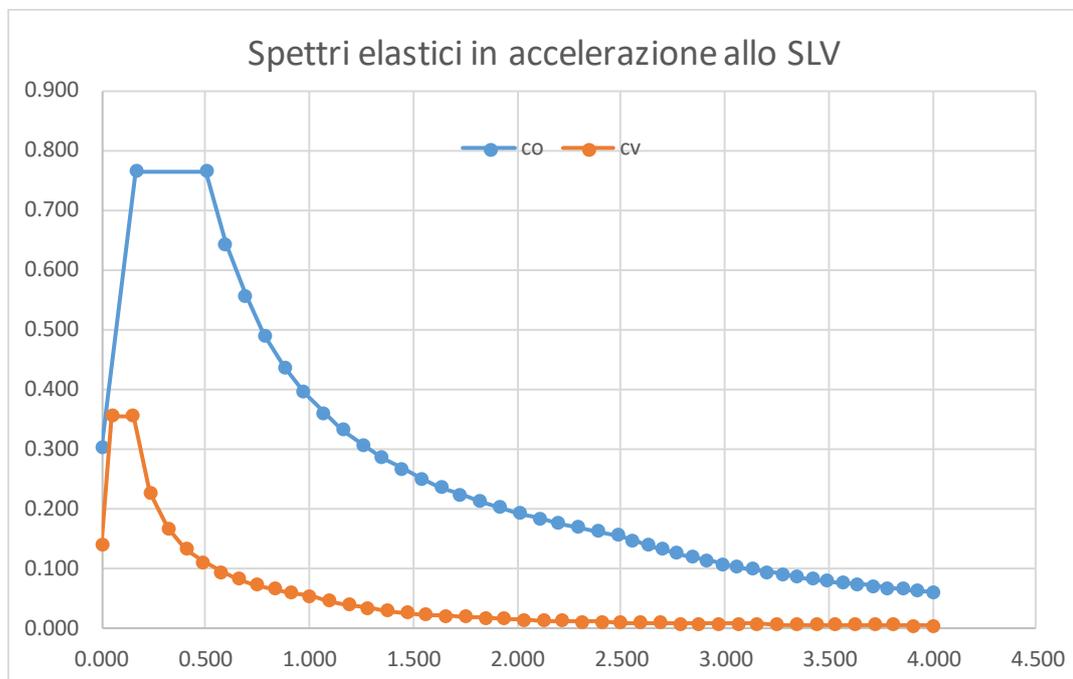


Figura 15 – SLV: Spettri elastici in accelerazione (q = 1)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 28 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

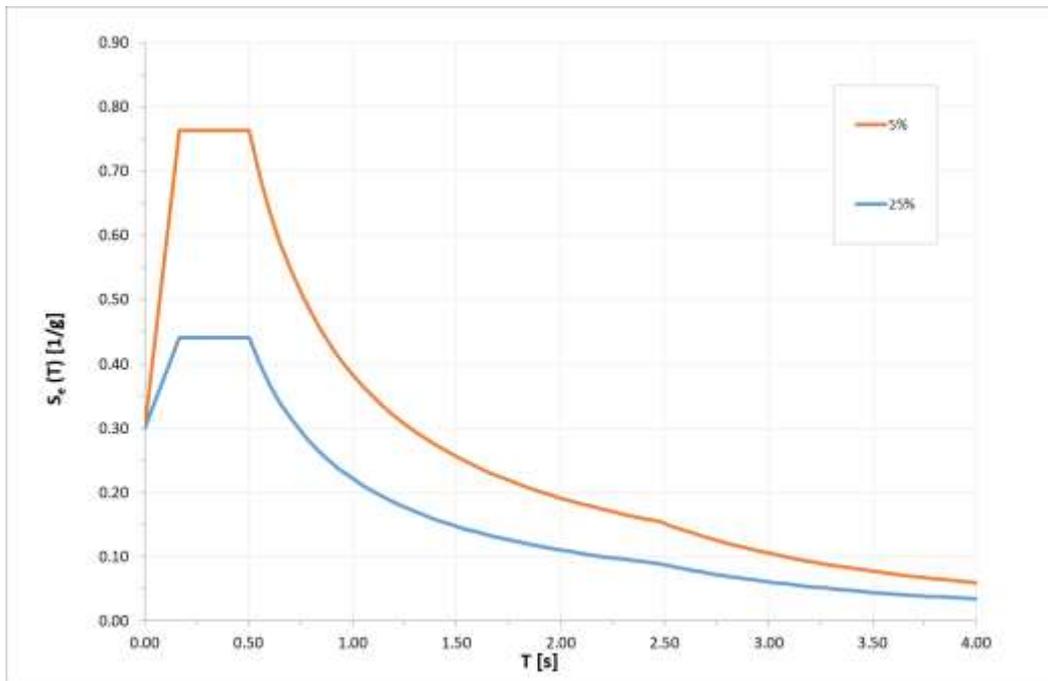


Figura 16 – Spettri elastici in accelerazione allo SLV

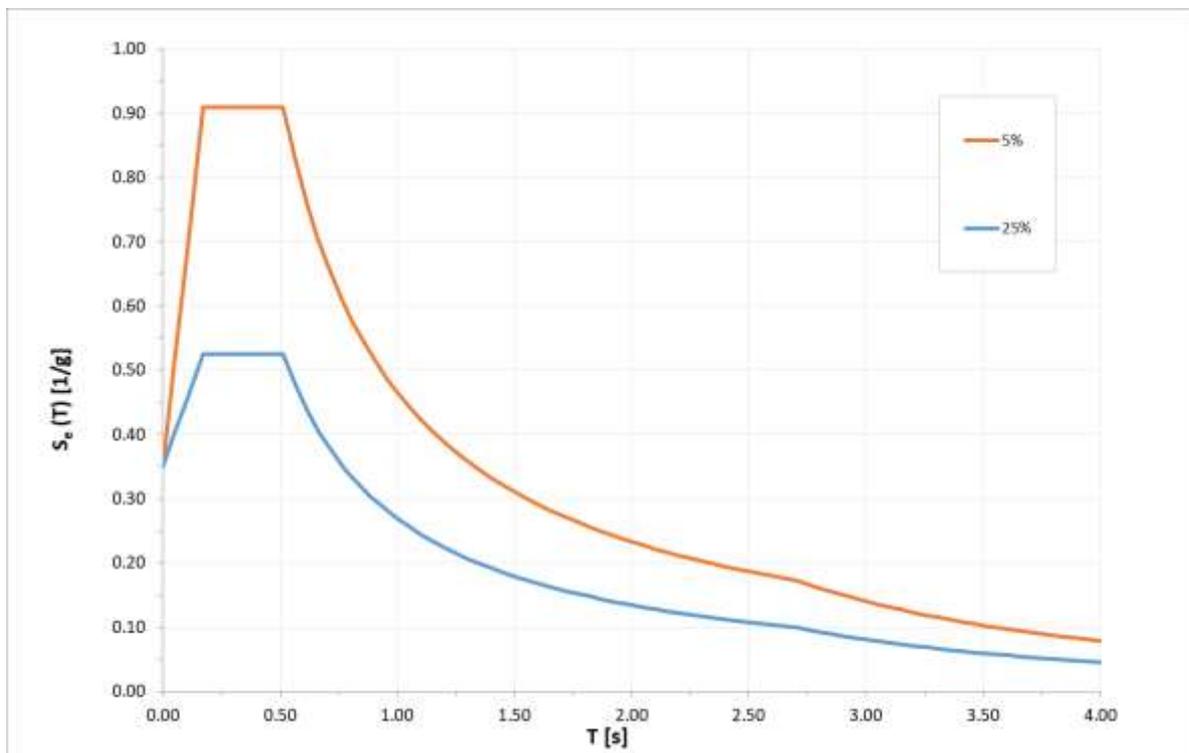


Figura 17 – Spettri elastici in accelerazione allo SLC

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	2B	E	12	VI6200	REL	02	B	29 di 98

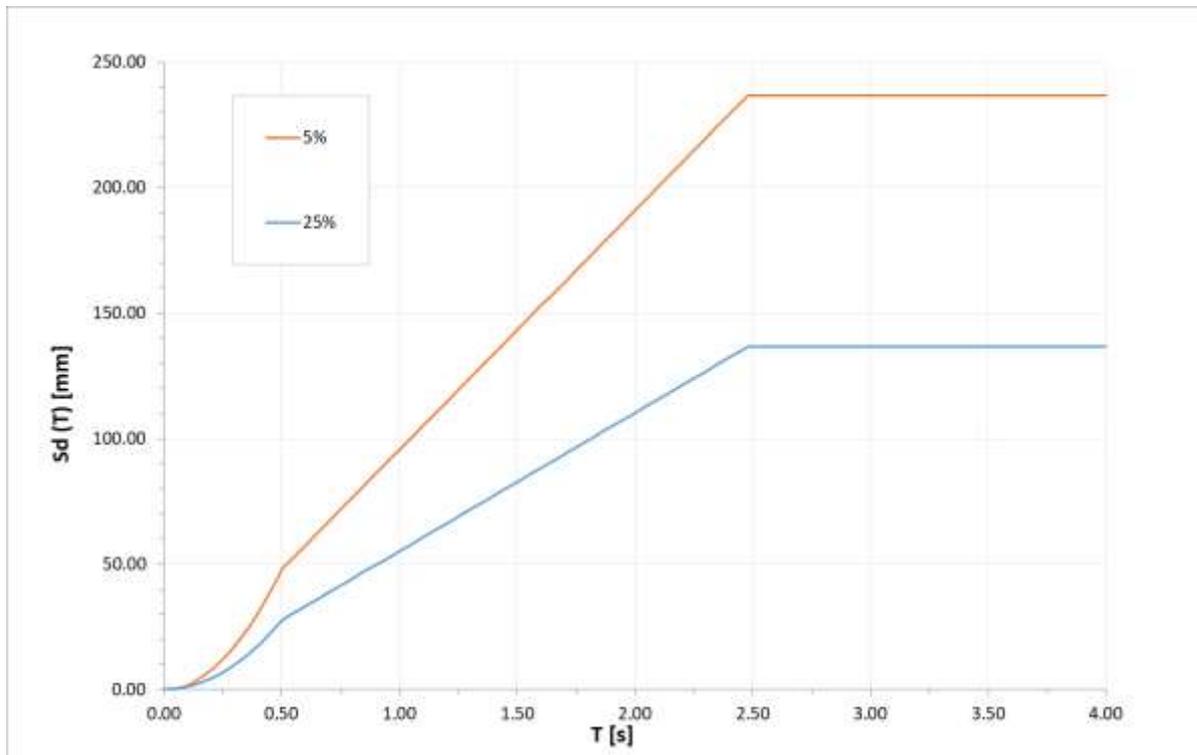


Figura 18 – Spettri in spostamento allo SLV

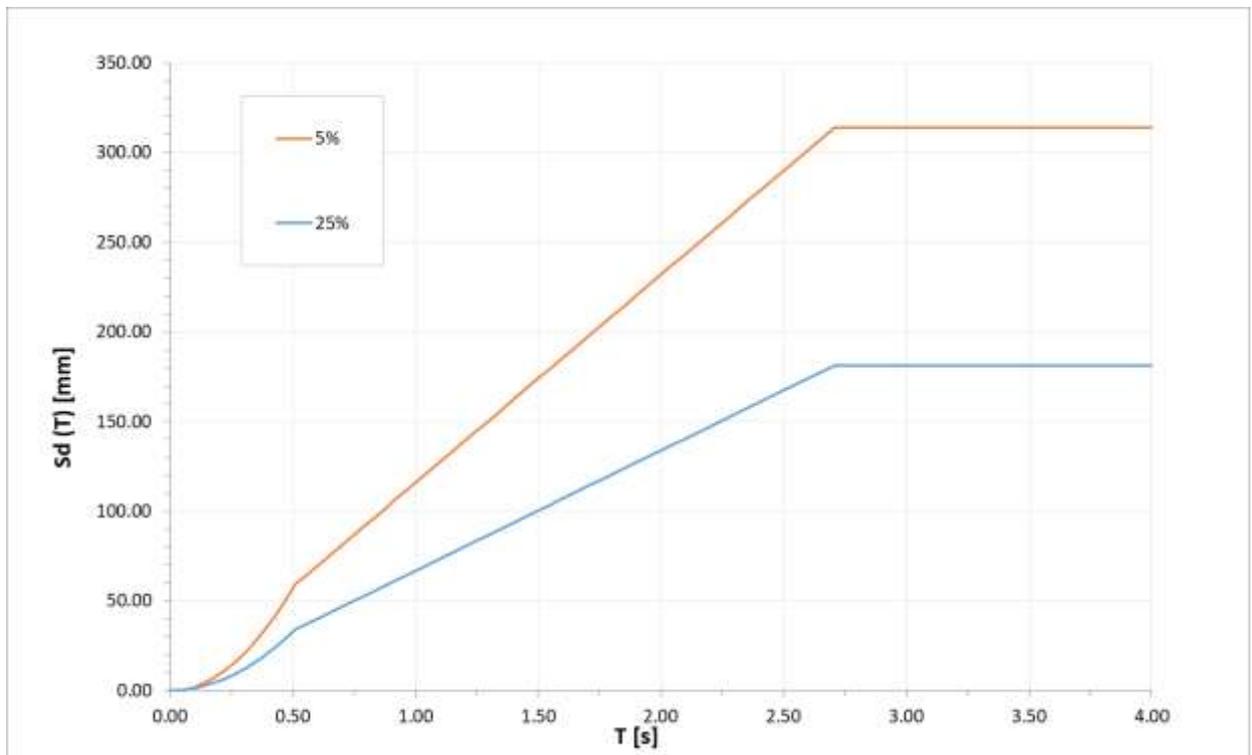


Figura 19 – Spettri in spostamento allo SLC

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 30 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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 .

Si precisa che in fase di analisi dinamica lineare si è adoperato uno spettro modificato che per periodi bassi (inferiori a circa 0.85 s) è calcolato con uno smorzamento del 5%, mentre per periodi alti (superiori a 0.85 s) è calcolato con uno smorzamento del 25%. In questo modo, come si vedrà in seguito, avendo l'impalcato periodi di vibrazione principali in direzione longitudinale e trasversale rispettivamente pari a circa 2.45 s e 1.1 s, il programma di calcolo riesce a valutare, con un'unica analisi, le forze di inerzia dovute alla massa dell'impalcato facendo riferimento ad accelerazioni spettrali con smorzamento del 25% e le forze di inerzia dovute alle masse delle pile (che hanno periodi di vibrazione inferiori a 0.1 s) con riferimento ad accelerazioni spettrali con smorzamento pari al 5%.

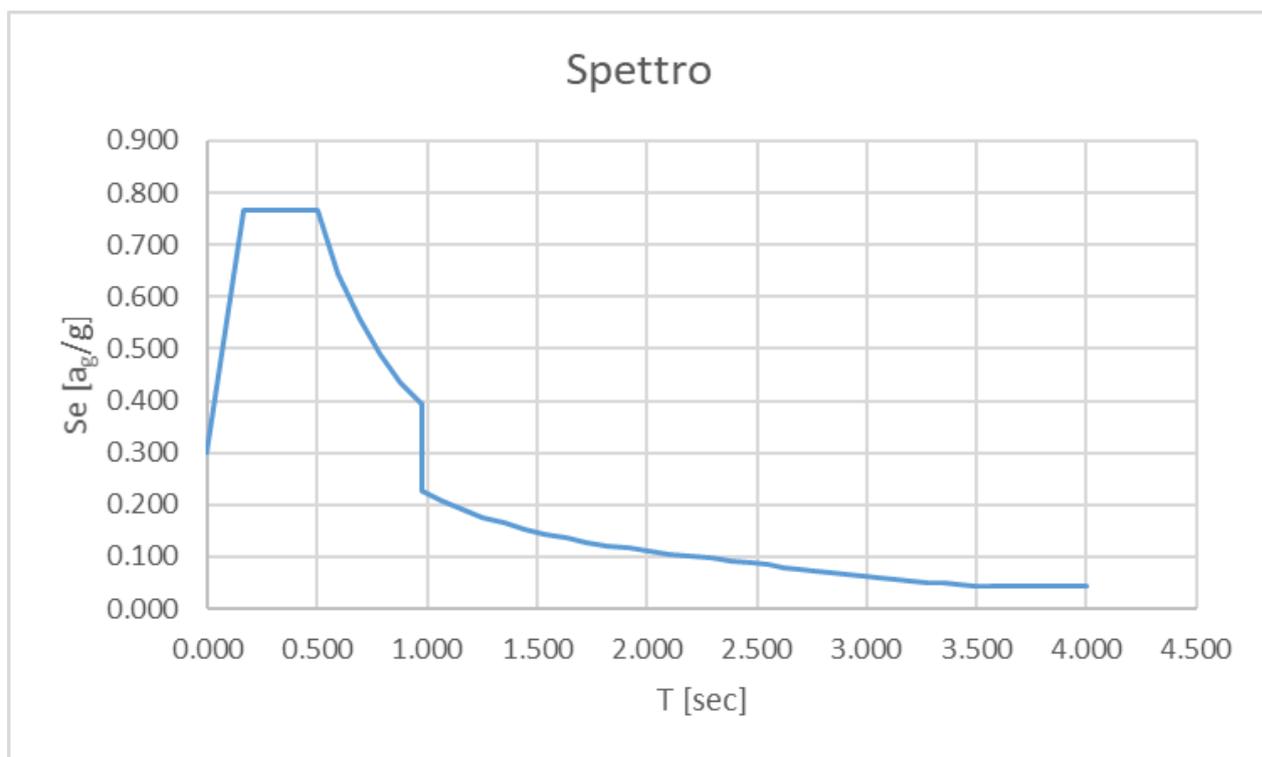


Figura 20 – Spettri elastici in accelerazione “modificati”allo SLV per analisi dinamica lineare

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 31 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

5.11 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 valutate assumendo un coefficiente di attrito proporzionale all'intensità del carico verticale secondo le indicazioni fornite dalla norma CNR 10018/99. Il coefficiente di attrito è assunto pari ad $\mu = 0.03$.

Per appoggi mobili le forze dovute all'attrito agiscono in direzione longitudinale, con intensità proporzionale alle singole reazioni verticali degli appoggi stessi. Sugli appoggi fissi agisce, con verso opposto, la risultante delle singole forze agenti sugli appoggi mobili. Nel caso in esame, dato lo schema di vincolo adottato, tali forze si sviluppano sugli appoggi di tutte le sottostrutture e la reazione totale è esplicitata dagli isolatori presenti sulla spalla fissa.

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati per ogni sottostruttura:

	S1	PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	S2
Fa [kN]	-56.6	-249.0	-292.9	-249.6	-214.4	-217.7	-61.3

5.12 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

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

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

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

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 16 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

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

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

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

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

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

Tabella 17 – 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_{Qs}	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 18 – 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_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	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_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

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

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

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

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

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

Tabella 19 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	Q7	Q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0	1.5	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0	1.5	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0	1.5	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.72	1.35ψ ₀ (*)	0	0	1.5	0	1.5	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

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = 0.40 per i carichi distribuiti

6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

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

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

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

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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

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

Tabella 20 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q7
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6	1
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6	1
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6	1
	Q5	1	1	0	1	0.6	ψ ₀	0	0	1	1
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	ψ ₁	1	0	0	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0.2	0
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	0

(*) per schema di carico 1, ψ₀ = ψ₁ = 0.75 per i carichi tandem e ψ₀ = ψ₁ = 0.40 per i carichi distribuiti

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 35 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è continuo su 12 appoggi (due spalle e cinque pile). Le spalle sono del tipo "a muri andatori" fondate su pali. Longitudinalmente l'impalcato è libero di scorrere in corrispondenza degli appoggi sulla spalla mobile e delle pile, ed è vincolato solo ad una spalla (spalla fissa), con vincolo costituito dall'isolatore sismico longitudinale di tipo elastoplastico.

Per la valutazione delle sollecitazioni generate dalle azioni sull'impalcato, il modello adottato è costituito dall'impalcato vincolato tramite isolatori a vincoli elastici rappresentativi delle spalle. Gli isolatori sono quindi modellati tramite molle con rigidità elastica equivalente oppure tramite vincoli di tipo non lineare elastoplastico.

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

Per i muri verticali delle spalle sono stati adottati modelli a trave con vincolo a mensola per il muro frontale e i muri andatori. Per le platee di fondazione, si è utilizzato un modello tirante puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per le pile le sollecitazioni per le verifiche strutturali e geotecniche sono state ricavate direttamente dal modello di calcolo in corrispondenza della sezione di base della pila e dell'intradosso del plinto di fondazione.

7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

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

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato e di fondazione è stato effettuato con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2020**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

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

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

Affidabilità dei codici di calcolo

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 36 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

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

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

7.2 MODELLO GLOBALE

Per le analisi dinamiche (lineari e non) dell'opera si adotta un modello di calcolo unifilare, semplificato dunque rispetto a quello utilizzato per l'analisi statica e per la verifica dell'impalcato. Al singolo *beam* costituente l'impalcato viene quindi assegnata la rigidezza equivalente all'intera sovrastruttura.

I vincoli orizzontali sono costituiti unicamente dagli isolatori sismici (lineari o non lineari a seconda dell'analisi svolta).

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

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

Nella figura seguente è riportata una vista completa del modello di calcolo. Gli elementi di trave, e i traversi in asse appoggio sono allineati con l'estradosso delle travi in acciaio. Avendo adottato un modello unifilare ogni vincolo è rappresentativo delle caratteristiche di tutti gli appoggi presenti su ogni sottostruttura, quindi il singolo link (di tipo elastico o elastoplastico) simula il comportamento dei tre isolatori trasversali e/o longitudinali. Tali vincoli sono comunque rigidi in direzione verticale.

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 37 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

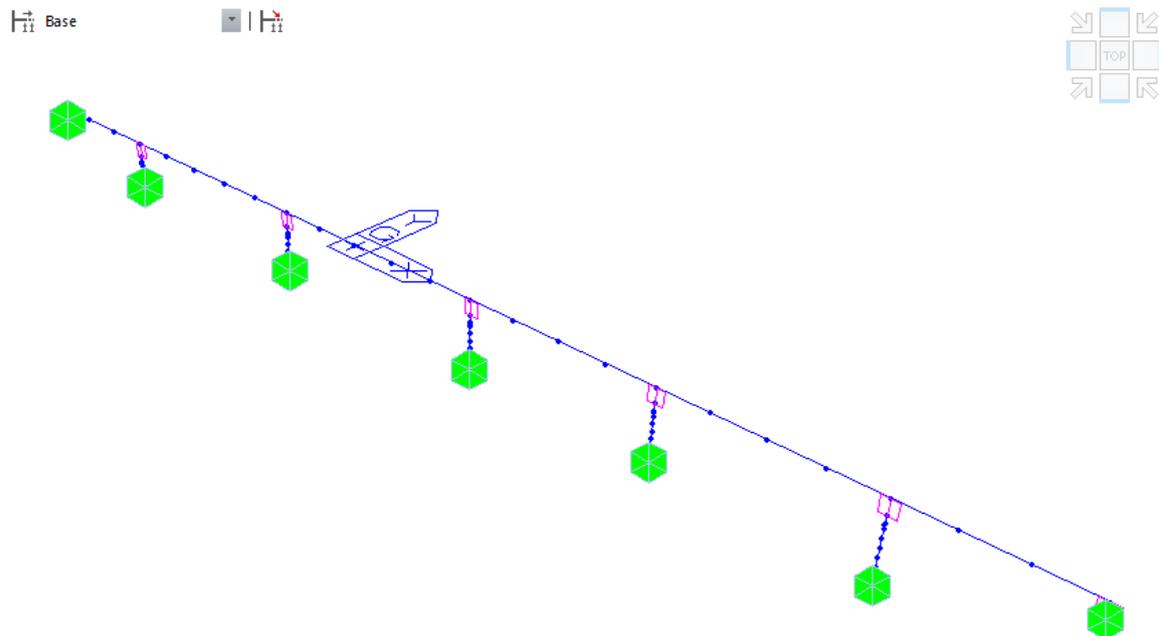


Figura 21 - Modello FEM vista wireframe

Il modello descritto è stato analizzato in presenza dei carichi permanenti per la valutazione delle masse e delle azioni sismiche già definite nel paragrafo 5.10.

Il calcolo è stato sviluppato utilizzando il codice di calcolo Midas Civil 2020, da cui sono stati estratti esclusivamente i risultati relativi alle azioni sismiche e di seguito combinati con i carichi permanenti ed accidentali da considerare in combinazione sismica.

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

Per la modellazione delle azioni sismiche è stata sviluppata:

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

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 38 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

7.3 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE

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

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

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

7.3.1 Condizioni statiche

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

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

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

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

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

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

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

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

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

7.3.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

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

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 39 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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

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

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

dove

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

Figura 22 – 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 L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 40 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

I coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

- $K_h = 0.300$;
- $K_v = 0.150$.

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:

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

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

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
- $\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 41 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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.

7.4 SCARICO IMPALCATO SUGLI APPOGGI

Di seguito si riportano gli scarichi sugli appoggi trasmessi dall'impalcato per ogni singola condizione elementare di carico.

SPALLA S1															
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
sx	E2	-0.07	0.00	-79.03	0	0	0	dx	E2	0.07	0.17	-79.17	0	0	0
sx	E3	0.00	-0.03	70.93	0	0	0	dx	E3	0.00	0.03	70.92	0	0	0
sx	EX(RS)	1988.86	0.14	149.85	0	0	0	dx	EX(RS)	1988.84	0.20	149.84	0	0	0
sx	EY(RS)	5.60	195.61	117.79	0	0	0	dx	EY(RS)	5.61	195.61	117.80	0	0	0
sx	EZ(RS)	20.29	0.09	209.66	0	0	0	dx	EZ(RS)	20.26	0.09	208.64	0	0	0
sx	G1	0.57	0.61	755.53	0	0	0	dx	G1	-0.57	0.42	754.61	0	0	0
sx	G2	0.01	-0.03	187.95	0	0	0	dx	G2	-0.01	-0.02	188.21	0	0	0
sx	Q1_Gf1(max)	10.20	12.23	1069.78	0	0	0	dx	Q1_Gf1(max)	15.26	12.22	1350.91	0	0	0
sx	Q1_Gf1(min)	-15.26	-8.30	-197.61	0	0	0	dx	Q1_Gf1(min)	-10.20	-8.42	-232.11	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(max)	-447.51	6.56	606.74	0	0	0	dx	Q1_Gr2a(max)	-444.44	6.63	797.04	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(min)	-461.72	-4.36	-151.79	0	0	0	dx	Q1_Gr2a(min)	-458.65	-4.37	-172.74	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(max)	5.57	6.60	641.63	0	0	0	dx	Q1_Gr2b(max)	8.64	6.59	831.92	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(min)	-8.64	-4.32	-116.90	0	0	0	dx	Q1_Gr2b(min)	-5.57	-4.41	-137.86	0	0	0
sx	Q3	-453.08	-0.04	-34.89	0	0	0	dx	Q3	-453.08	0.04	-34.88	0	0	0
sx	Q5 c	0.35	-49.81	-32.78	0	0	0	dx	Q5 c	-0.32	-49.81	32.79	0	0	0

SPALLA S2															
Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
sx	E2	0	-0.06	-73.39	0.00	0	0	dx	E2	0.00	0.16	-73.52	0	0	0
sx	E3	0	-0.02	70.11	0.00	0	0	dx	E3	0.00	0.01	70.11	0	0	0
sx	EX(RS)	0	0.01	12.74	0.00	0	0	dx	EX(RS)	0.00	0.01	12.75	0	0	0
sx	EY(RS)	0	220.69	156.20	0.00	0	0	dx	EY(RS)	0.00	220.69	156.20	0	0	0
sx	EZ(RS)	0	0.11	273.56	0.00	0	0	dx	EZ(RS)	0.00	0.11	273.70	0	0	0
sx	G1	0	0.39	797.48	0.00	0	0	dx	G1	0.00	0.30	795.19	0	0	0
sx	G2	0	0.01	225.57	0.00	0	0	dx	G2	0.00	-0.01	225.57	0	0	0
sx	Q1_Gf1(max)	0	9.80	993.84	0.00	0	0	dx	Q1_Gf1(max)	0.00	9.74	1254.79	0	0	0
sx	Q1_Gf1(min)	0	-6.64	-128.31	0.00	0	0	dx	Q1_Gf1(min)	0.00	-6.77	-152.27	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(max)	0	5.19	596.80	0.00	0	0	dx	Q1_Gr2a(max)	0.00	5.16	773.39	0	0	0
sx	Q1_Gr2a(min)	0	-3.43	-80.89	0.00	0	0	dx	Q1_Gr2a(min)	0.00	-3.51	-95.69	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(max)	0	5.19	595.01	0.00	0	0	dx	Q1_Gr2b(max)	0.00	5.16	771.60	0	0	0
sx	Q1_Gr2b(min)	0	-3.43	-82.68	0.00	0	0	dx	Q1_Gr2b(min)	0.00	-3.51	-97.48	0	0	0
sx	Q3	0	0.00	1.79	0.00	0	0	dx	Q3	0.00	0.00	1.79	0	0	0
sx	Q5 c	0	-56.55	-38.79	0.00	0	0	dx	Q5 c	0.00	-56.55	38.79	0	0	0

PILA 1																	
No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1	E2	10131	-81.51	0.69	0	0	0	0	2	E2	10132	-81.41	-0.49	0	0	0	0
1	E3	10131	78.57	-0.38	0	0	0	0	2	E3	10132	78.56	0.38	0	0	0	0
1	EX(RS)	10131	164.29	0.05	0	0	0	0	2	EX(RS)	10132	164.24	0.17	0	0	0	0
1	EY(RS)	10131	570.43	835.26	0	0	0	0	2	EY(RS)	10132	570.39	835.26	0	0	0	0
1	EZ(RS)	10131	397.1	0.38	0	0	0	0	2	EZ(RS)	10132	397.72	0.42	0	0	0	0
1	G1	10131	-3287.99	2.62	0	0	0	0	2	G1	10132	-3278.85	-3.69	0	0	0	0
1	G2	10131	-867.09	0.82	0	0	0	0	2	G2	10132	-865.48	-0.8	0	0	0	0
1	Q1_Gf1(max)	10131	111.87	16.04	0	0	0	0	2	Q1_Gf1(max)	10132	137.87	14.82	0	0	0	0
1	Q1_Gf1(min)	10131	-2067.39	-10.57	0	0	0	0	2	Q1_Gf1(min)	10132	-2456.15	-12.06	0	0	0	0
1	Q1_Gr2a(max)	10131	63.83	8.61	0	0	0	0	2	Q1_Gr2a(max)	10132	78.51	8.03	0	0	0	0
1	Q1_Gr2a(min)	10131	-1062.86	-5.68	0	0	0	0	2	Q1_Gr2a(min)	10132	-1296.74	-6.4	0	0	0	0
1	Q1_Gr2b(max)	10131	99.97	8.63	0	0	0	0	2	Q1_Gr2b(max)	10132	114.64	8.01	0	0	0	0
1	Q1_Gr2b(min)	10131	-1026.72	-5.66	0	0	0	0	2	Q1_Gr2b(min)	10132	-1260.61	-6.42	0	0	0	0
1	Q3	10131	-36.14	-0.02	0	0	0	0	2	Q3	10132	-36.13	0.02	0	0	0	0
1	Q4	10131	0	0	0	0	0	0	2	Q4	10132	0	0	0	0	0	0
1	Q5 c	10131	120.92	-216.34	0	0	0	0	2	Q5 c	10132	-120.92	-216.34	0	0	0	0
1	Q5 s	10131	0	0	0	0	0	0	2	Q5 s	10132	0	0	0	0	0	0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia
 OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO
 Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 43 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

PILA 2																	
No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
3	E2	10599	-0.92	0.47	0	0	0	0	4	E2	10600	-1.17	-0.85	0	0	0	0
3	E3	10599	-9.46	-0.35	0	0	0	0	4	E3	10600	-9.46	0.35	0	0	0	0
3	EX(RS)	10599	21.91	0.32	0	0	0	0	4	EX(RS)	10600	21.83	0.22	0	0	0	0
3	EY(RS)	10599	662.95	956.01	0	0	0	0	4	EY(RS)	10600	662.89	956.01	0	0	0	0
3	EZ(RS)	10599	438.28	0.53	0	0	0	0	4	EZ(RS)	10600	435.34	0.64	0	0	0	0
3	G1	10599	-3869.66	4.41	0	0	0	0	4	G1	10600	-3847.28	-5.47	0	0	0	0
3	G2	10599	-1025.47	1.29	0	0	0	0	4	G2	10600	-1022.27	-1.2	0	0	0	0
3	Q1_Gf1(max)	10599	82.37	22.93	0	0	0	0	4	Q1_Gf1(max)	10600	111.89	19.9	0	0	0	0
3	Q1_Gf1(min)	10599	-2285.73	-27.05	0	0	0	0	4	Q1_Gf1(min)	10600	-2712.07	-30.06	0	0	0	0
3	Q1_Gr2a(max)	10599	91.69	11.64	0	0	0	0	4	Q1_Gr2a(max)	10600	106.05	10.24	0	0	0	0
3	Q1_Gr2a(min)	10599	-1098.59	-14.03	0	0	0	0	4	Q1_Gr2a(min)	10600	-1348.1	-15.38	0	0	0	0
3	Q1_Gr2b(max)	10599	86.17	11.71	0	0	0	0	4	Q1_Gr2b(max)	10600	100.54	10.18	0	0	0	0
3	Q1_Gr2b(min)	10599	-1104.1	-13.96	0	0	0	0	4	Q1_Gr2b(min)	10600	-1353.61	-15.44	0	0	0	0
3	Q3	10599	5.52	-0.06	0	0	0	0	4	Q3	10600	5.51	0.06	0	0	0	0
3	Q4	10599	0	0	0	0	0	0	4	Q4	10600	0	0	0	0	0	0
3	Q5 c	10599	142.34	-251.57	0	0	0	0	4	Q5 c	10600	-142.34	-251.58	0	0	0	0
3	Q5 s	10599	0	0	0	0	0	0	4	Q5 s	10600	0	0	0	0	0	0

PILA 3																	
No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
5	E2	11017	-10.05	0.42	0	0	0	0	6	E2	11018	-10.2	-0.65	0	0	0	0
5	E3	11017	4.23	-0.32	0	0	0	0	6	E3	11018	4.24	0.33	0	0	0	0
5	EX(RS)	11017	23.79	0.17	0	0	0	0	6	EX(RS)	11018	23.76	0.09	0	0	0	0
5	EY(RS)	11017	573.26	819.1	0	0	0	0	6	EY(RS)	11018	573.29	819.1	0	0	0	0
5	EZ(RS)	11017	410.1	0.54	0	0	0	0	6	EZ(RS)	11018	409.52	0.58	0	0	0	0
5	G1	11017	-3282.19	3.86	0	0	0	0	6	G1	11018	-3282.58	-2.61	0	0	0	0
5	G2	11017	-877.42	0.83	0	0	0	0	6	G2	11018	-877.64	-0.86	0	0	0	0
5	Q1_Gf1(max)	11017	163.82	17.45	0	0	0	0	6	Q1_Gf1(max)	11018	191.68	15.05	0	0	0	0
5	Q1_Gf1(min)	11017	-2271.47	-20.59	0	0	0	0	6	Q1_Gf1(min)	11018	-2687.25	-23.13	0	0	0	0
5	Q1_Gr2a(max)	11017	118.81	8.95	0	0	0	0	6	Q1_Gr2a(max)	11018	133.94	7.76	0	0	0	0
5	Q1_Gr2a(min)	11017	-1113.08	-10.58	0	0	0	0	6	Q1_Gr2a(min)	11018	-1349.65	-11.85	0	0	0	0
5	Q1_Gr2b(max)	11017	119.28	8.98	0	0	0	0	6	Q1_Gr2b(max)	11018	134.41	7.73	0	0	0	0
5	Q1_Gr2b(min)	11017	-1112.61	-10.55	0	0	0	0	6	Q1_Gr2b(min)	11018	-1349.18	-11.87	0	0	0	0
5	Q3	11017	-0.47	-0.03	0	0	0	0	6	Q3	11018	-0.47	0.03	0	0	0	0
5	Q4	11017	0	0	0	0	0	0	6	Q4	11018	0	0	0	0	0	0
5	Q5 c	11017	119.09	-217.26	0	0	0	0	6	Q5 c	11018	-119.09	-217.26	0	0	0	0
5	Q5 s	11017	0	0	0	0	0	0	6	Q5 s	11018	0	0	0	0	0	0

PILA 4																	
No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
7	E2	11404	30.04	0.4	0	0	0	0	8	E2	11405	29.97	-0.44	0	0	0	0
7	E3	11404	-11.47	-0.28	0	0	0	0	8	E3	11405	-11.47	0.28	0	0	0	0
7	EX(RS)	11404	26.13	0.1	0	0	0	0	8	EX(RS)	11405	26.16	0.08	0	0	0	0
7	EY(RS)	11404	520.02	723.04	0	0	0	0	8	EY(RS)	11405	520.03	723.04	0	0	0	0
7	EZ(RS)	11404	535.75	0.56	0	0	0	0	8	EZ(RS)	11405	535.59	0.54	0	0	0	0
7	G1	11404	-2810.5	2.92	0	0	0	0	8	G1	11405	-2808.79	-1.95	0	0	0	0
7	G2	11404	-763.04	0.63	0	0	0	0	8	G2	11405	-763.03	-0.65	0	0	0	0
7	Q1_Gf1(max)	11404	199.66	14.53	0	0	0	0	8	Q1_Gf1(max)	11405	230.69	13.22	0	0	0	0
7	Q1_Gf1(min)	11404	-2089.41	-16.61	0	0	0	0	8	Q1_Gf1(min)	11405	-2488.4	-18.29	0	0	0	0
7	Q1_Gr2a(max)	11404	138.38	7.63	0	0	0	0	8	Q1_Gr2a(max)	11405	156.06	6.98	0	0	0	0
7	Q1_Gr2a(min)	11404	-1037.52	-8.7	0	0	0	0	8	Q1_Gr2a(min)	11405	-1267.54	-9.45	0	0	0	0
7	Q1_Gr2b(max)	11404	137.48	7.65	0	0	0	0	8	Q1_Gr2b(max)	11405	155.16	6.96	0	0	0	0
7	Q1_Gr2b(min)	11404	-1038.43	-8.68	0	0	0	0	8	Q1_Gr2b(min)	11405	-1268.45	-9.47	0	0	0	0
7	Q3	11404	0.9	-0.02	0	0	0	0	8	Q3	11405	0.9	0.02	0	0	0	0
7	Q4	11404	0	0	0	0	0	0	8	Q4	11405	0	0	0	0	0	0
7	Q5 c	11404	103.94	-190.96	0	0	0	0	8	Q5 c	11405	-103.94	-190.96	0	0	0	0
7	Q5 s	11404	0	0	0	0	0	0	8	Q5 s	11405	0	0	0	0	0	0

PILA 5																	
No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
9	E2	11745	-89.99	0.65	0	0	0	0	10	E2	11746	-89.89	-0.47	0	0	0	0
9	E3	11745	79.18	-0.36	0	0	0	0	10	E3	11746	79.16	0.35	0	0	0	0
9	EX(RS)	11745	15.1	0.03	0	0	0	0	10	EX(RS)	11746	15.09	0.04	0	0	0	0
9	EY(RS)	11745	533.4	725.91	0	0	0	0	10	EY(RS)	11746	533.41	725.91	0	0	0	0
9	EZ(RS)	11745	612.93	0.53	0	0	0	0	10	EZ(RS)	11746	612.97	0.56	0	0	0	0
9	G1	11745	-2869.62	1.55	0	0	0	0	10	G1	11746	-2872.62	-3.36	0	0	0	0
9	G2	11745	-757.01	0.61	0	0	0	0	10	G2	11746	-757	-0.62	0	0	0	0
9	Q1_Gf1(max)	11745	118.67	13.49	0	0	0	0	10	Q1_Gf1(max)	11746	144.43	12.47	0	0	0	0
9	Q1_Gf1(min)	11745	-1862.83	-8.88	0	0	0	0	10	Q1_Gf1(min)	11746	-2218.57	-10.23	0	0	0	0
9	Q1_Gr2a(max)	11745	99.98	6.96	0	0	0	0	10	Q1_Gr2a(max)	11746	114.36	6.42	0	0	0	0
9	Q1_Gr2a(min)	11745	-941.34	-4.62	0	0	0	0	10	Q1_Gr2a(min)	11746	-1158.26	-5.28	0	0	0	0
9	Q1_Gr2b(max)	11745	98.94	6.97	0	0	0	0	10	Q1_Gr2b(max)	11746	113.32	6.41	0	0	0	0
9	Q1_Gr2b(min)	11745	-942.37	-4.61	0	0	0	0	10	Q1_Gr2b(min)	11746	-1159.3	-5.28	0	0	0	0
9	Q3	11745	1.04	-0.01	0	0	0	0	10	Q3	11746	1.04	0.01	0	0	0	0
9	Q4	11745	0	0	0	0	0	0	10	Q4	11746	0	0	0	0	0	0
9	Q5 c	11745	104.67	-188.89	0	0	0	0	10	Q5 c	11746	-104.67	-188.89	0	0	0	0
9	Q5 s	11745	0	0	0	0	0	0	10	Q5 s	11746	0	0	0	0	0	0

Agli scarichi definiti in tabella vanno aggiunti le resistenze passive dei vincoli definite al par. 5.11.

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 44 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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_i);
- carichi da traffico e azione del vento (Q_i);

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

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

8.2 ANALISI SISMICA

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

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

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

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L0703	213	E	12	V6200	REL	02	B	45 di 98

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente proposti e adottati¹²³⁴. Per il dimensionamento del dispositivo lineare equivalente e delle azioni sismiche si è proceduto con la metodologia basata sugli spostamenti (*Displacement-Based Approach*) che caratterizza l'input sismico assegnando lo spostamento relativo massimo tra suolo e struttura. Nel caso in esame tale spostamento relativo coincide, ad esempio, per sisma longitudinale, con la deformazione del dispositivo. Successivamente è stato definito il legame costitutivo non lineare caratterizzante l'isolatore sismico elastoplastico reale, e sulla base di modelli semplificati ad un grado di libertà è stata verificata la sostanziale equivalenza fra il comportamento dell'oscillatore semplice in presenza del dispositivo elastoplastico e del dispositivo elasto-viscoso lineare "equivalente" (vedi anche OPCM 3274 d.d. 20/03/2003).
- La seconda fase della procedura consiste nella valutazione degli effetti indotti dalle azioni sismiche sul modello globale della struttura precedentemente descritto nel paragrafo 7.2. Gli isolatori sono schematizzati come elementi elastoplastici non 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 5.10. 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 rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della 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

¹Mervyn 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.

³AASHTO 1999 - Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 46 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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.

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 vincolato in corrispondenza delle pile e spalle da isolatori viscoelastici come definito al paragrafo seguente.

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

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

8.2.1.1 *Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"*

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

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

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

Direzione longitudinale

Per il viadotto in esame, si considera l'intera massa dell'impalcato per l'analisi sismica in direzione longitudinale:

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	VI6200	REL	02	B	47 di 98

- P = peso proprio e permanenti portati = 46079 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 4699 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 135$ 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} : $T(\delta_{max}) = 2.454$ sec

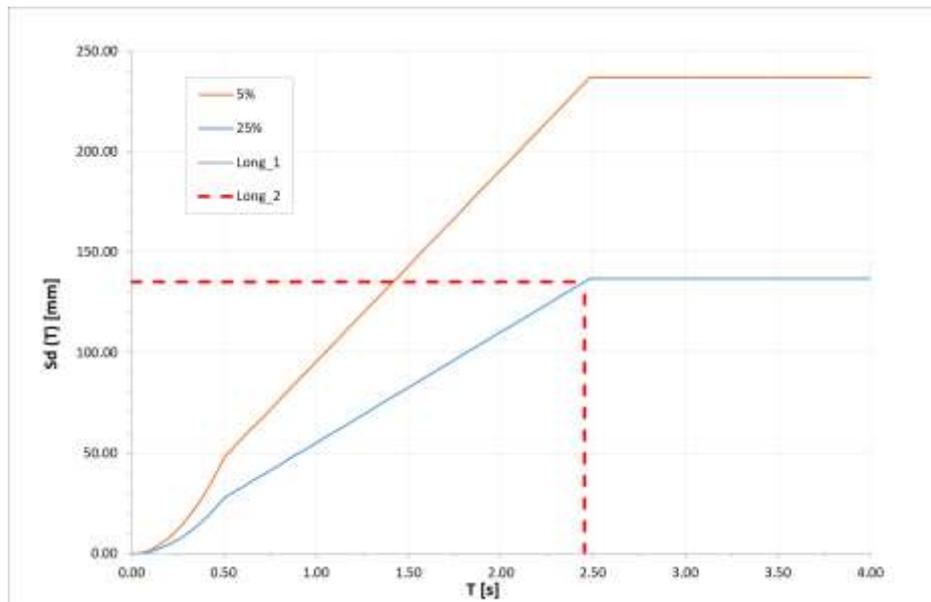


Figura 23 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^2$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 30805$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 4159$ kN ($0.1 \cdot P$);

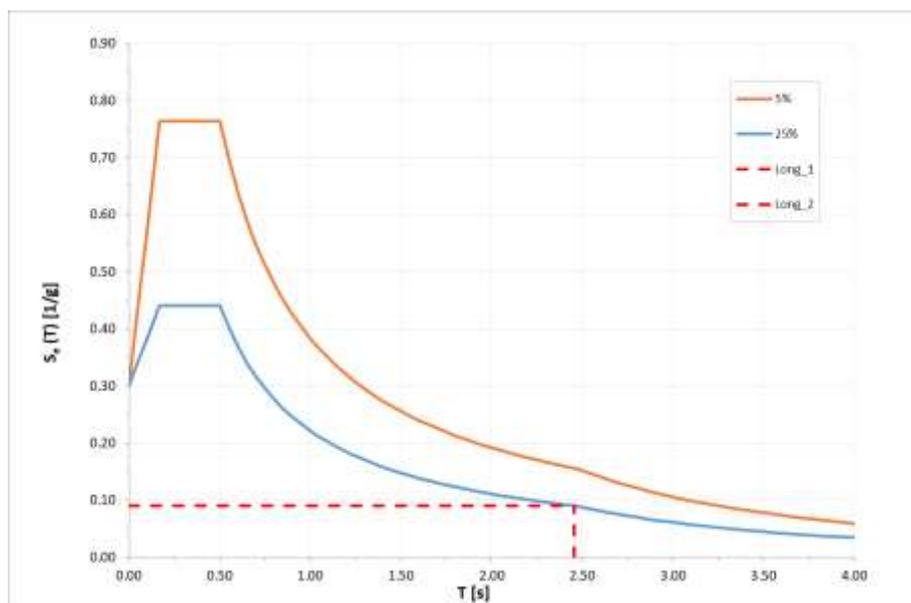


Figura 24 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 48 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Direzione trasversale

Per il viadotto in esame si considera la massa afferente a ciascuna sottostruttura. A titolo di esempio si riporta il dimensionamento degli isolatori trasversali presenti sulla pila 1.

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 8454 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 862 t ($\text{kN sec}^2/\text{m}$);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{\max} = 60 \text{ mm}$;
- 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} : $T(\delta_{\max}) = 1.10 \text{ sec}$

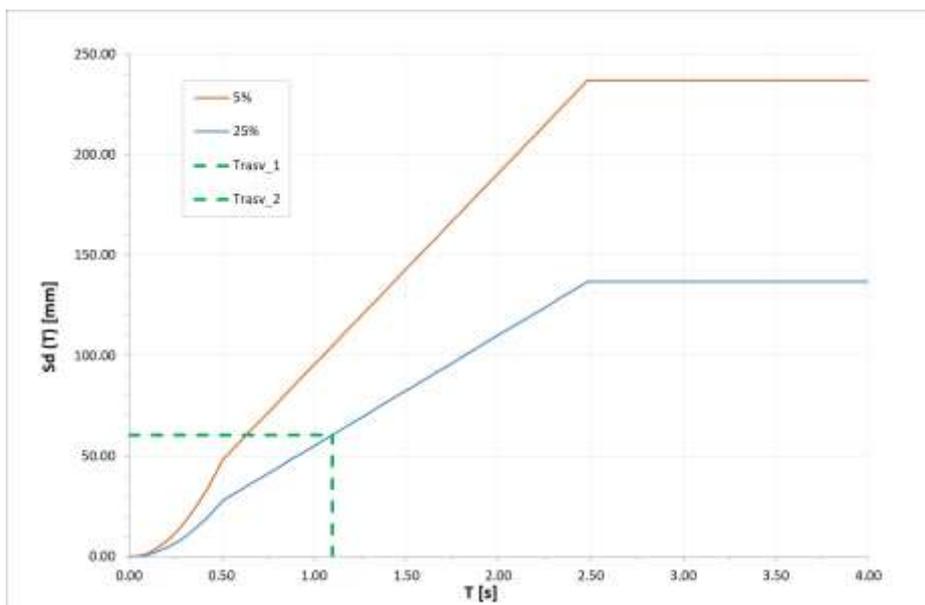


Figura 25 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K = M \cdot (T/(2\pi))^{-2}$ corrispondente al periodo T: $K_{E,Eq} = 28130 \text{ kN/m}$
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{\max} = 1690 \text{ kN}$ ($0.2 \cdot P$);

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 49 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

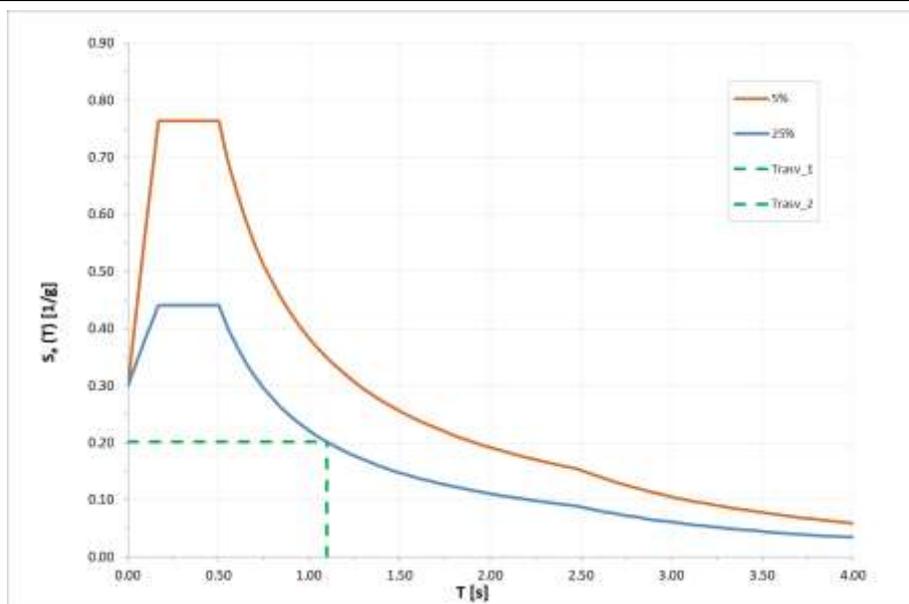


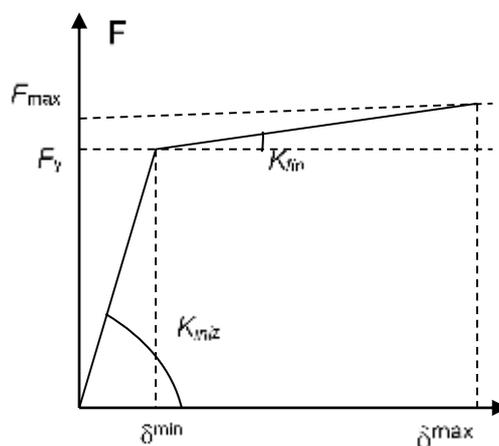
Figura 26 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

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 $F-\delta$ 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 rigidità $K_{iniz} - K_{fin}$ 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.



Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 50 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Figura 27 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elasto-plastici

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 rigidità iniziale dell'isolatore è:

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

- Infine, la rigidità 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.

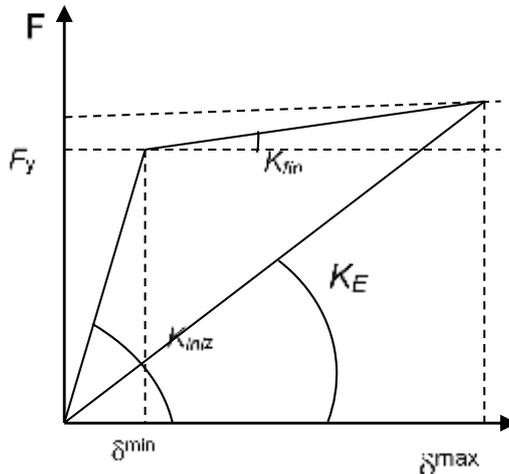


Figura 28 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 52 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

Longitudinale	S1	4159	3620	135	15	241333	4492	2	120667	2246	1810	2080	0.0186
	P1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Trasversale	S1	370	330	60	6	55000	741	2	27500	370	165	190	0.0135
	P1	1690	1470	60	6	245000	4074	2	122500	2037	735	850	0.0166
	P2	2020	1760	60	6	293333	4815	2	146667	2407	880	1010	0.0164
	P3	1730	1510	60	6	251667	4074	2	125833	2037	755	870	0.0162
	P4	1510	1320	60	6	220000	3519	2	110000	1759	660	760	0.0160
	P5	1490	1300	60	6	216667	3519	2	108333	1759	650	750	0.0162
	S2	430	380	60	6	63333	926	2	31667	463	190	220	0.0146

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

8.2.2 Analisi dinamica lineare (analisi modale)

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

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

8.2.3 Analisi dinamica non lineare

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

Infine sono stati generati, tramite il software di calcolo citato, tre accelerogrammi di progetto della durata di 25 sec e compatibili con lo spettro di risposta orizzontale di normativa valutati con un coefficiente pari al 5 % e relativi allo SLC.

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V16200	REL	02	B	53 di 98

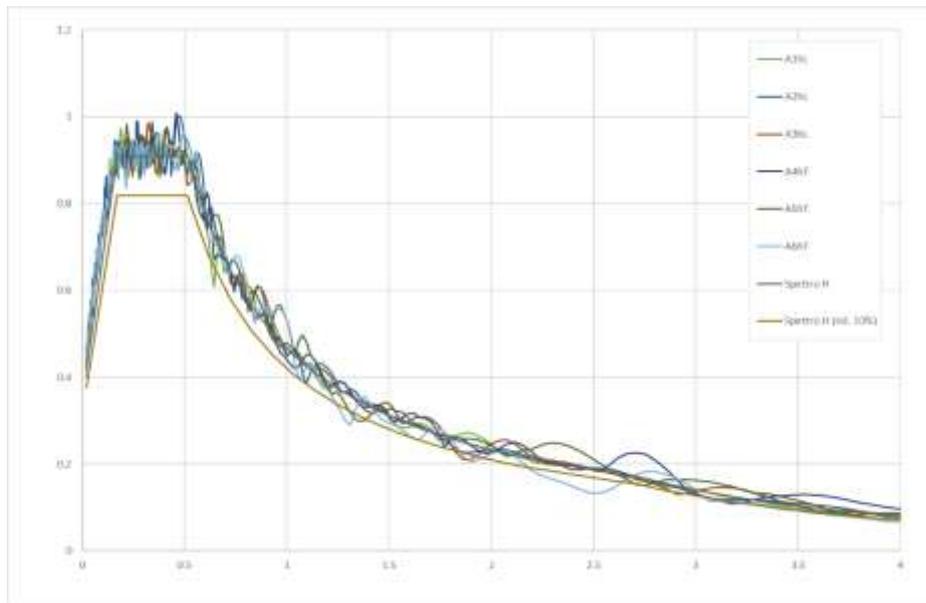


Figura 29 – Accelerogrammi spettrocompatibili

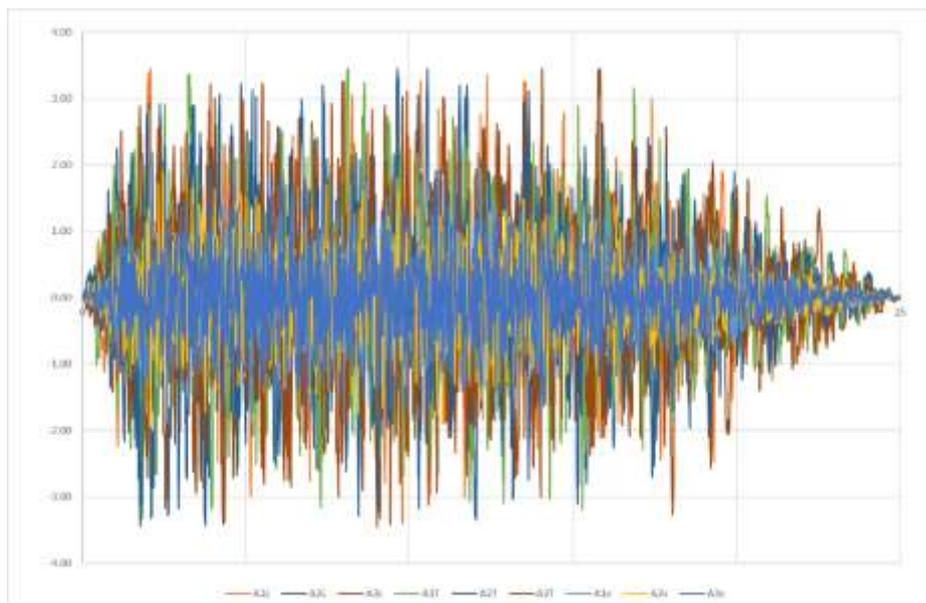


Figura 30 – Spettri associati agli accelerogrammi 1, 2 e 3 e confronto con lo spettro allo SLC

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

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 54 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

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 122 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidezze degli isolatori.

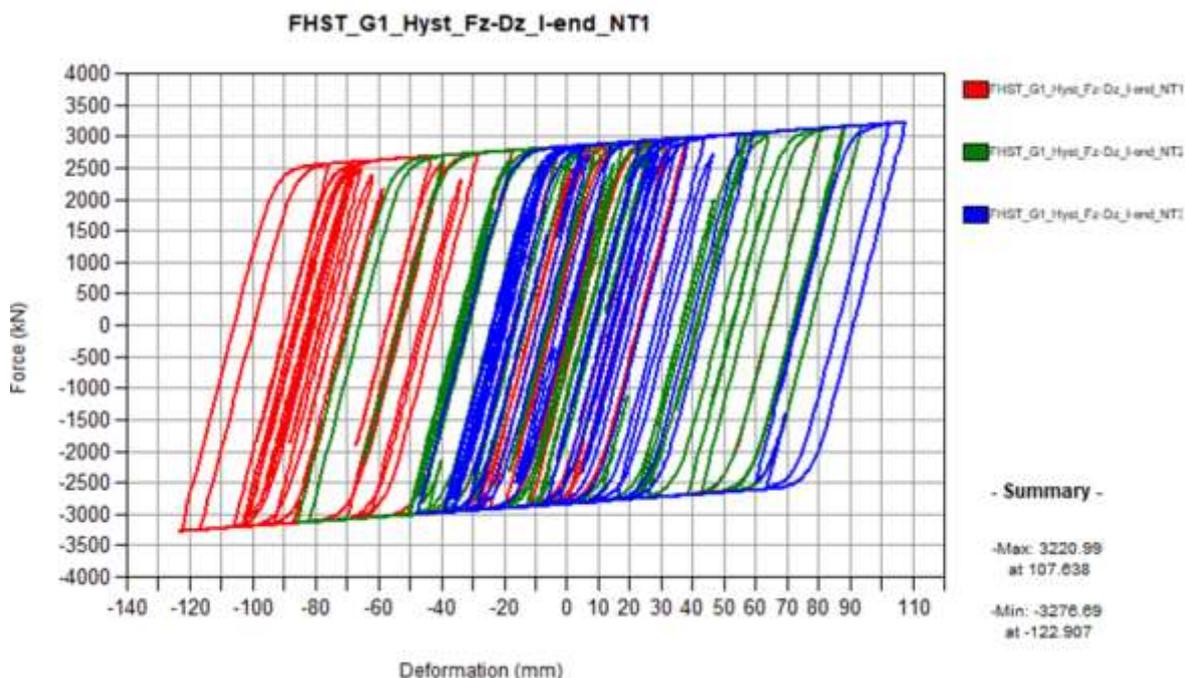


Figura 31 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 55 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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 57 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidezze degli isolatori.

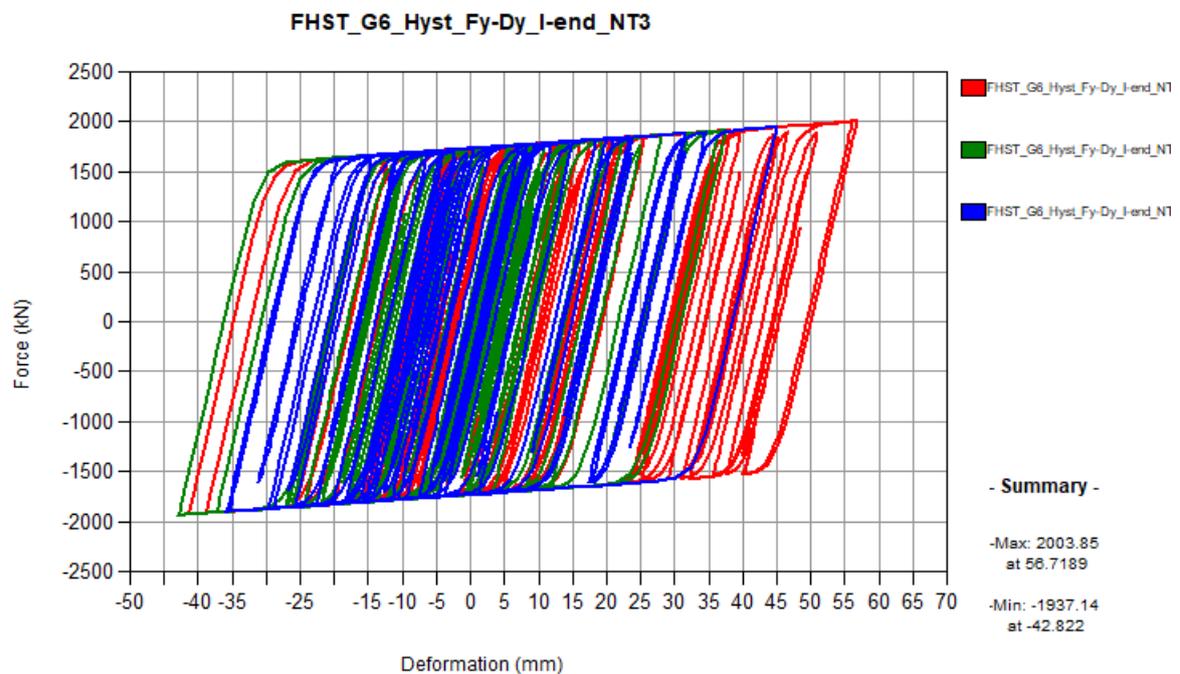


Figura 32 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale durante gli eventi sismici 1, 2 e 3

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 56 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

8.3 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.3.1 Verifiche allo SLU

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

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

Con:

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

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

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

8.3.2 Verifiche allo SLE

8.3.2.1 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

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

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

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

8.3.2.2 Verifica di fessurazione

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

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

9. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S1)

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

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

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

9.1 MURO FRONTALE

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

Tabella 23– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	6259.6	0.0	1808.7	30.7	74.1
ULS_A1_Gr1(min)	2584.5	0.0	146.9	30.6	126.6
ULS_A1_Gr2a(max)	4881.3	0.0	1318.0	1164.6	88.3
ULS_A1_Gr2a(min)	2636.5	0.0	202.5	1198.6	116.3
ULS_A1_Gr2b(max)	4974.9	0.0	1318.0	17.0	88.3
ULS_A1_Gr2b(min)	2730.0	0.0	202.5	17.0	116.3
ULS_A1_Q5c(max)	4974.9	0.0	1518.3	17.0	158.9
ULS_A1_Q5c(min)	2730.0	0.0	402.8	17.0	186.8
ULS_A1_Q5s	2985.9	0.0	-11.0	0.0	1.0
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2659.2	0.0	-8.3	3223.7	106.9
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2780.3	0.0	-8.4	1020.6	353.4
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	2816.8	0.0	-7.9	1014.6	106.7
SLS_RA_Gr1(max)	4582.4	0.0	1317.4	22.7	47.0
SLS_RA_Gr1(min)	1860.1	0.0	86.5	22.7	85.9
SLS_RA_Gr2a(max)	3561.4	0.0	954.0	862.7	57.6
SLS_RA_Gr2a(min)	1898.6	0.0	127.7	887.8	78.3
SLS_RA_Gr2b(max)	3630.8	0.0	953.9	12.6	57.6
SLS_RA_Gr2b(min)	1967.9	0.0	127.6	12.6	78.3
SLS_FR_Gr1a(max)	3644.4	0.0	753.6	12.6	13.0
SLS_FR_Gr1a(min)	1981.5	0.0	-72.7	12.6	7.7
SLS_FR_Gr2a(max)	3547.5	0.0	753.6	862.7	13.0
SLS_FR_Gr2a(min)	1884.6	0.0	-72.7	887.8	7.7
SLS_FR_Gr2b(max)	3616.8	0.0	753.6	12.6	13.0
SLS_FR_Gr2b(min)	1953.9	0.0	-72.7	12.6	7.7
SLS_QP	2143.5	0.0	-8.2	0.0	0.8

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 58 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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

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

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.00 m
Spessore Muro Frontale	2.50 m
Lunghezza Muro Frontale	12.0 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.50 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m
H tratto a spessore variabile	1.70 m
Altezza media Muro Paraghiaia	3.40 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Luce mensola muro paraghiaia	1.50 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.40 m
Peso Muro Frontale	5250 kN
Peso Muro Paraghiaia	996 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.65 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-0.85 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238
Altezza del rilevato	10.6 m
Spinta a riposo	4294 kN
Spinta attiva	2657 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.220
Coefficiente stratigrafico SS	1.36
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.300
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.300
K_v (cls spalla)=	0.150
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.300
K_v (terreno)=	0.150
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.500
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2928 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1575 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	299 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	788 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	149 kN

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 59 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 25 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	14691.7	29416.7	2327.4	6920.5	74.1
ULS_A1_Gr1(min)	11016.6	27027.8	1032.8	6920.5	126.6
ULS_A1_Gr2a(max)	13313.4	35009.5	1936.2	7781.1	88.3
ULS_A1_Gr2a(min)	11068.6	33788.0	1016.5	7815.0	116.3
ULS_A1_Gr2b(max)	13407.0	27037.0	1936.2	6633.5	88.3
ULS_A1_Gr2b(min)	11162.1	25577.6	1016.5	6633.4	116.3
ULS_A1_Q5c(max)	13407.0	27037.0	2630.4	6633.5	158.9
ULS_A1_Q5c(min)	11162.1	25577.5	1710.7	6633.4	186.8
ULS_A1_Q5s	11418.0	25625.2	-3.8	6616.5	1.0
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	8905.2	61951.3	3174.2	10683.6	669.2
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9026.3	26319.0	10579.7	5118.7	2227.7
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9062.8	26291.1	3173.1	5112.8	669.0
SLS_RA_Gr1(max)	10828.4	21754.8	1646.7	5126.3	47.0
SLS_RA_Gr1(min)	8106.1	19985.2	687.7	5126.3	85.9
SLS_RA_Gr2a(max)	9807.4	25897.6	1356.9	5763.8	57.6
SLS_RA_Gr2a(min)	8144.6	24992.8	675.7	5788.9	78.3
SLS_RA_Gr2b(max)	9876.8	19992.0	1356.9	4913.7	57.6
SLS_RA_Gr2b(min)	8213.9	18911.0	675.7	4913.7	78.3
SLS_FR_Gr1a(max)	9890.4	20000.8	844.4	4913.7	13.0
SLS_FR_Gr1a(min)	8227.5	18920.0	-18.5	4913.7	7.7
SLS_FR_Gr2a(max)	9793.5	25888.6	844.5	5763.8	13.0
SLS_FR_Gr2a(min)	8130.6	24983.8	-18.5	5788.9	7.7
SLS_FR_Gr2b(max)	9862.8	19982.9	844.4	4913.7	13.0
SLS_FR_Gr2b(min)	8199.9	18902.0	-18.5	4913.7	7.7
SLS_QP	8389.5	15717.1	-2.8	4293.5	0.8

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

Tabella 26 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.5	1φ30/10	1φ26/20	1φ12/40x40

Tabella 27 – Verifiche del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	860	732	276	21.90	5.5
Min N	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	480	808	251	14.30	6.0
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	484	2362	605	2.65	2.5
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	484	2362	605	2.65	2.5

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

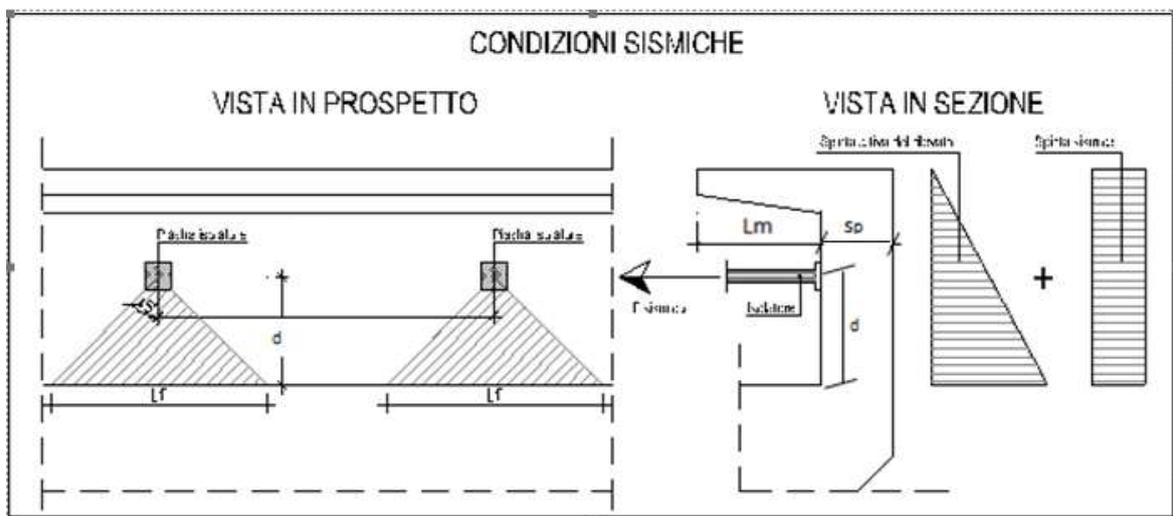
Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 60 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max) - Max N	633	540	205	-0.8	6.5	-
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	414	397	205	-0.5	4.8	-
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	555	682	260	-0.8	6.0	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	632	499	194	-0.8	6.4	0.0
	SLS_FR_Gr1(min) - Min N	413	357	194	-0.5	4.8	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	554	682	260	-0.8	6.0	0.0
QP	SLS_QP	446	253	158	-0.7	17.8	0.0

9.2 MURO PARAGHIAIA

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

La ripartizione degli scarichi degli isolatori è riportata nella figura seguente.



Con:

Lf: Larghezza di diffusione Carico isolatore

d : Distanza isolatore da Testa muro frontale

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.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 61 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 28 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	68	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.4	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m
Luce mensola del muro paraghiaia	1.50	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	3.15	m
Peso Mensola Paraghiaia	15	kN
Peso Mensola Paraghiaia	1.154	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	1.15	m
Coefficiente di spinta a riposo Ko	0.384	
Coefficiente di spinta attiva Ka	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	
Forza sismica da isolatore (Fultima)	2080.0	kN
Distanza isolatore da Testa muro frontale	1.32	m
Larghezza di diffusione Carico isolatore	2.64	m
Spinta a riposo	75.9	kN/m
Spinta attiva	43.9	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	34.0	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	20.7	kN/m

Tabella 29 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa (Lato isolatore)	Compresa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1φ26/10	1φ22/10	1φ12/20x40

Tabella 30 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	68	107	76	-1.3	24.8	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	92	144	103	12.4	9.0
SLV	68	1191	886	1.21	1.04

Si riporta, infine, la verifica della mensola del muro paraghiaia (a metro lineare), soggetta ad un carico concentrato pari ad un'asse tandem (300 kN) della corsia 1 dello schema di carico 1 previsto dal D.M 14/01/2008. Per la verifica si considera un'altezza media della mensola pari a 0.40 m. Per una fascia di 1 metro di mensola, tenuto conto che il carico del singolo asse tandem è suddiviso in due aree di impronta da 0.40 m x 0.40 m poste ad interasse trasversale pari a 2.0 m, si considera

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 62 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

un effetto di diffusione a 45° del carico nello spessore della pavimentazione (0.10 m) e nel semispessore medio della mensola stessa (0.20 m) che consente di ripartire il carico su una larghezza di $2.4 + 2 \cdot (0.1 + 0.2) = 3.0$ m.

Lo schema statico è quello di mensola di lunghezza pari ad 1.50 m, con forza concentrata di $300/3.0=100$ kN applicata ad 1.30 m dall'incastro (tenendo conto della larghezza dell'impronta del carico pari a 0.40 m). A tale effetto va sommato il contributo del peso proprio della mensola e della pavimentazione che, complessivamente, forniscono un carico di 13.0 kN/m lungo la mensola.

Tabella 31 – Geometria sezione e armatura della mensola del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza media [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Mensola Paraghiaia	1.0	0.40	1φ20/10	1φ20/10	Spilli φ12/40x40

VERIFICHE DI ESERCIZIO MENSOLA PARAGHIAIA						
Combinazione	N	M	V	σ _c	σ _s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	0	141.0	113	-6.18	159	0.084

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	0	189.8	151.9	1.90	1.39

9.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 32 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	2.70 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	4.34 m
Muro laterale s2	1.00 m
Altezza totale muri laterali	7.04 m
Spessore medio Muri Laterali	1.19 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.00 m
Peso Muro laterale (singolo)	1468 kN
Peso totale Muri laterali	2937 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	255.6 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	228.5
Spinta attiva	151.8 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	137.4 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	63 kN/m

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 63 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 33 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.5	1φ26/10	1φ26/20	Φ12/40x40
Laterale	1.0	1.0	1φ22/10	1φ20/20	Φ12/40x40

Tabella 34 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	210	682	229	-2.47	80.9	0
2.70	SLE_RARA	109	196	113	-2.35	78.5	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
		KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
0.00	SLU	283	921	345	3.87	2.60
	SLV	210	1091	352	2.96	2.55
2.70	SLU	146	264	135	3.20	4.34
	SLV	109	286	146	2.92	4.01

Si riporta, infine, la verifica della mensola del muro laterale (a metro lineare), soggetta ad un carico concentrato pari al peso del guard-rail, al peso proprio ed ad un carico variabile di folla compatta di 5 kN/m².

La mensola ha spessore pari a 0.50 m. Lo schema statico è quello di mensola di lunghezza pari ad 0.75 m, con forza concentrata di 1.25 kN applicata ad 0.35 m dall'incastro. A tale effetto va sommato il contributo del peso proprio della mensola e al carico da folla che, complessivamente, forniscono un carico di 17.5 kN/m lungo la mensola.

Tabella 35 – Geometria sezione e armatura della mensola del muro laterale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Mensola Laterale	1.0	0.50	1φ16/20	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	0	5.35	14.37	-0.3	13.8	0.0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	0	7.2	19.3	21.3	9.1

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 64 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

9.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

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

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

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.5 m
Peso Muro Frontale	5250 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.25 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.90 m
Peso Muro Paraghiaia	996 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	1.40 kN
Peso Terreno Interno	14754 kN
Peso Accidental	1392 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.5 m
Spessore Plinto	2.2 m
Lunghezza plinto	12 m
Larghezza plinto	14 m
Peso plinto di fondazione	9240
Altezza Rilevato+H plinto	12.8 m
Spinta a riposo rilevato	7556 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1181 kN
Spinta attiva rilevato	5408 kN
Incremento spinta sismica	5153 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1124 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	562 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2773 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1386 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4427 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2214 kN

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 65 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	41123	9470	2065	7123	55
ULS_A1_Gr1(min)	37275	-1687	677	7123	111
ULS_A1_Gr2a(max)	39370	10701	1661	7979	70
ULS_A1_Gr2a(min)	37037	4153	689	8017	100
ULS_A1_Gr2b(max)	39464	4218	1661	6794	70
ULS_A1_Gr2b(min)	37132	-2547	688	6794	100
ULS_A1_Q5c(max)	39464	4218	2159	6794	130
ULS_A1_Q5c(min)	37132	-2548	1187	6794	160
ULS_A1_Q5s	37475	-1659	4	6775	2
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	28462	63939	8848	17683	2367
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	28418	14596	29483	7599	7886
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	31167	15120	8845	7620	2367
SLS_RA_Gr1(max)	30403	6845	1474	5276	34
SLS_RA_Gr1(min)	27553	-1419	446	5276	75
SLS_RA_Gr2a(max)	29105	7757	1175	5910	45
SLS_RA_Gr2a(min)	27377	2906	454	5939	67
SLS_RA_Gr2b(max)	29174	2955	1175	5033	45
SLS_RA_Gr2b(min)	27446	-2057	454	5032	67
SLS_FR_Gr1a(max)	30107	5724	1267	5044	26
SLS_FR_Gr1a(min)	27257	-2541	-52	5044	16
SLS_FR_Gr2a(max)	29091	7716	840	5910	14
SLS_FR_Gr2a(min)	27363	2865	-44	5939	8
SLS_FR_Gr2b(max)	29160	2914	840	5032	14
SLS_FR_Gr2b(min)	27432	-2098	-44	5032	8
SLS_QP	26843	-4681	3	4321	1

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

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

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

	Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
y	5.50	5.50	5.50	0.00	0.00	0.00	-5.50	-5.50	-5.50
z ²	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
y ²	30.25	30.25	30.25	0.00	0.00	0.00	30.25	30.25	30.25
w _y	33.00	33.00	33.00	0.00	0.00	0.00	-33.00	-33.00	-33.00
w _z	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 66 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 39 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	7	-4983	3	-4156	791	2295
ULS_A1_Gr1(min)	7	-4225	3	-4059	791	2295
ULS_A1_Gr2a(max)	7	-4821	3	-3928	887	2571
ULS_A1_Gr2a(min)	7	-4290	3	-3941	891	2584
ULS_A1_Gr2b(max)	7	-4591	3	-4178	755	2189
ULS_A1_Gr2b(min)	7	-4241	3	-4011	755	2189
ULS_A1_Q5c(max)	7	-4607	3	-4163	755	2190
ULS_A1_Q5c(min)	7	-4256	3	-3995	755	2190
ULS_A1_Q5s	7	-4226	3	-4102	753	2183
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7	-5799	3	-526	1982	5749
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7	-4592	3	-1724	1217	3529
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7	-4291	3	-2635	887	2571
SLS_RA_Gr1(max)	7	-3676	3	-3080	586	1700
SLS_RA_Gr1(min)	7	-3128	3	-2995	586	1700
SLS_RA_Gr2a(max)	7	-3557	3	-2911	657	1905
SLS_RA_Gr2a(min)	7	-3163	3	-2920	660	1914
SLS_RA_Gr2b(max)	7	-3387	3	-3097	559	1622
SLS_RA_Gr2b(min)	7	-3140	3	-2960	559	1622
SLS_FR_Gr1(max)	7	-3596	3	-3095	560	1625
SLS_FR_Gr1(min)	7	-3124	3	-2933	560	1625
SLS_FR_Gr2a(max)	7	-3544	3	-2921	657	1904
SLS_FR_Gr2a(min)	7	-3148	3	-2933	660	1914
SLS_FR_Gr2b(max)	7	-3373	3	-3107	559	1622
SLS_FR_Gr2b(min)	7	-3127	3	-2969	559	1622
SLS_QP	7	-3156	3	-2809	480	1392

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

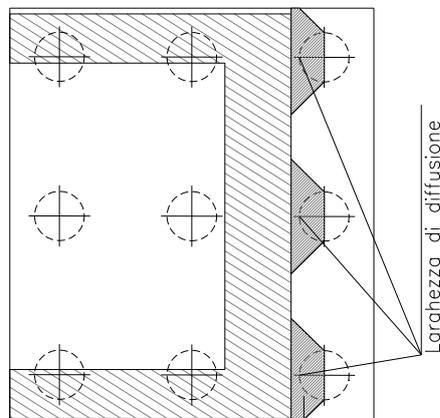


Figura 33 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 67 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 40 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	5799	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	1.25	m
Diametro palo	1.50	m
Larghezza di diffusione	3.00	m
Spessore della Fondazione	2.20	m
Copriferro nominale	0.18	m
Altezza utile della sezione	1.98	m
Altezza della biella compressa	0.4	m
Sforzo di Trazione	4574	kN
Sforzo di compressione	7385	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	20	cm
Area complessiva delle armature	23892	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	6.2	Mpa
Tensione nell'acciaio	191.4	Mpa

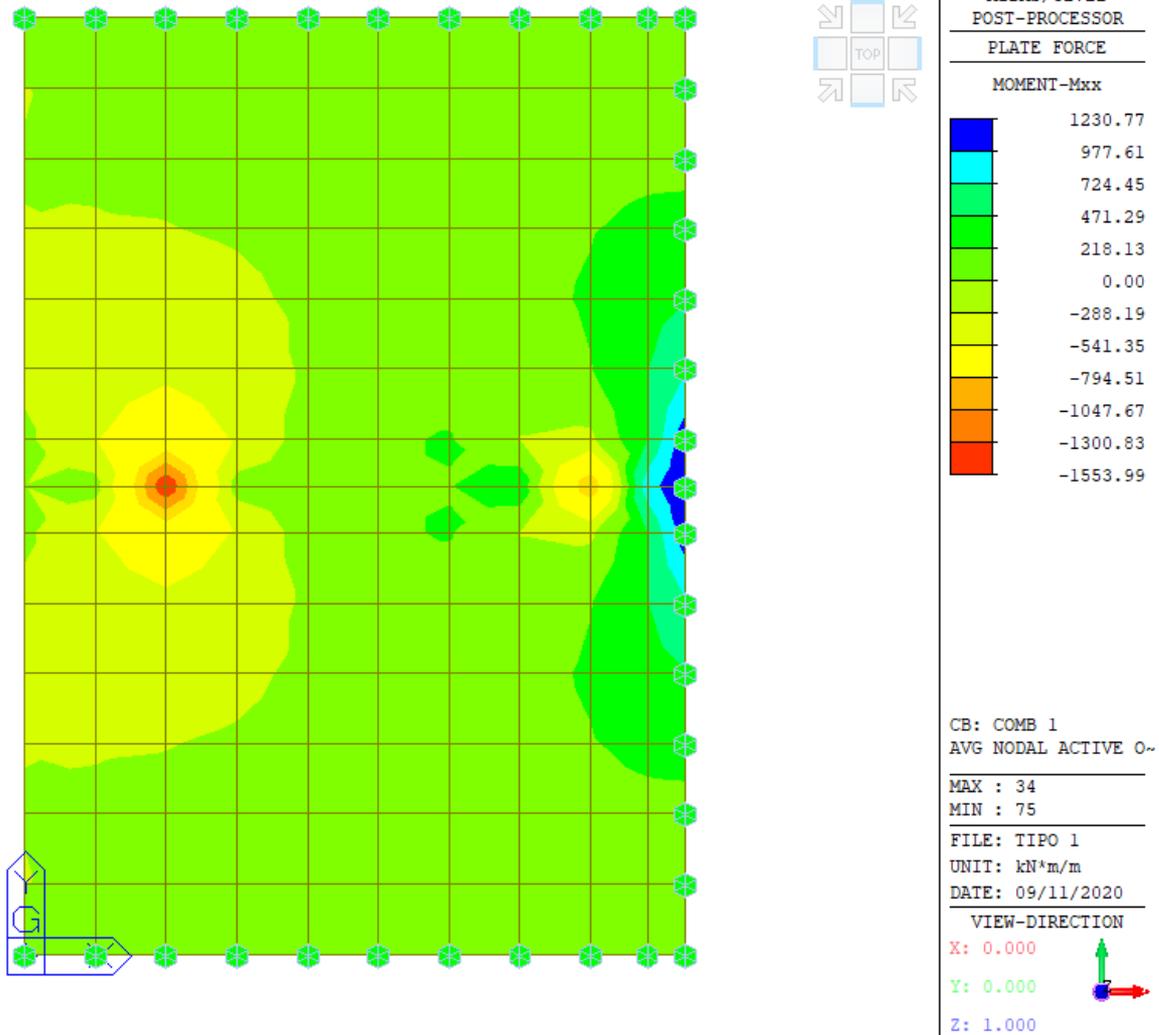
Per quanto concerne la verifica della parte di plinto racchiusa dal muro frontale e dai muri laterali, è stata eseguita implementando un modello di piastra agli elementi finiti mediante il programma FEM Midas Civil. La piastra è stata ipotizzata incastrata in corrispondenza dei muri in elevazione e sollecitata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

Si riportano nel seguito le mappe delle sollecitazioni con riferimento agli scarichi massimi nei pali e le verifiche di resistenza.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia
 OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO
 Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 68 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------



Mxx (direzione trasversale)

Direzione trasversale (In corrispondenza dei muri laterali)

$M_{xx} = 1000 \text{ kNm}$

$A_{sup} = 1 \phi 26/20$

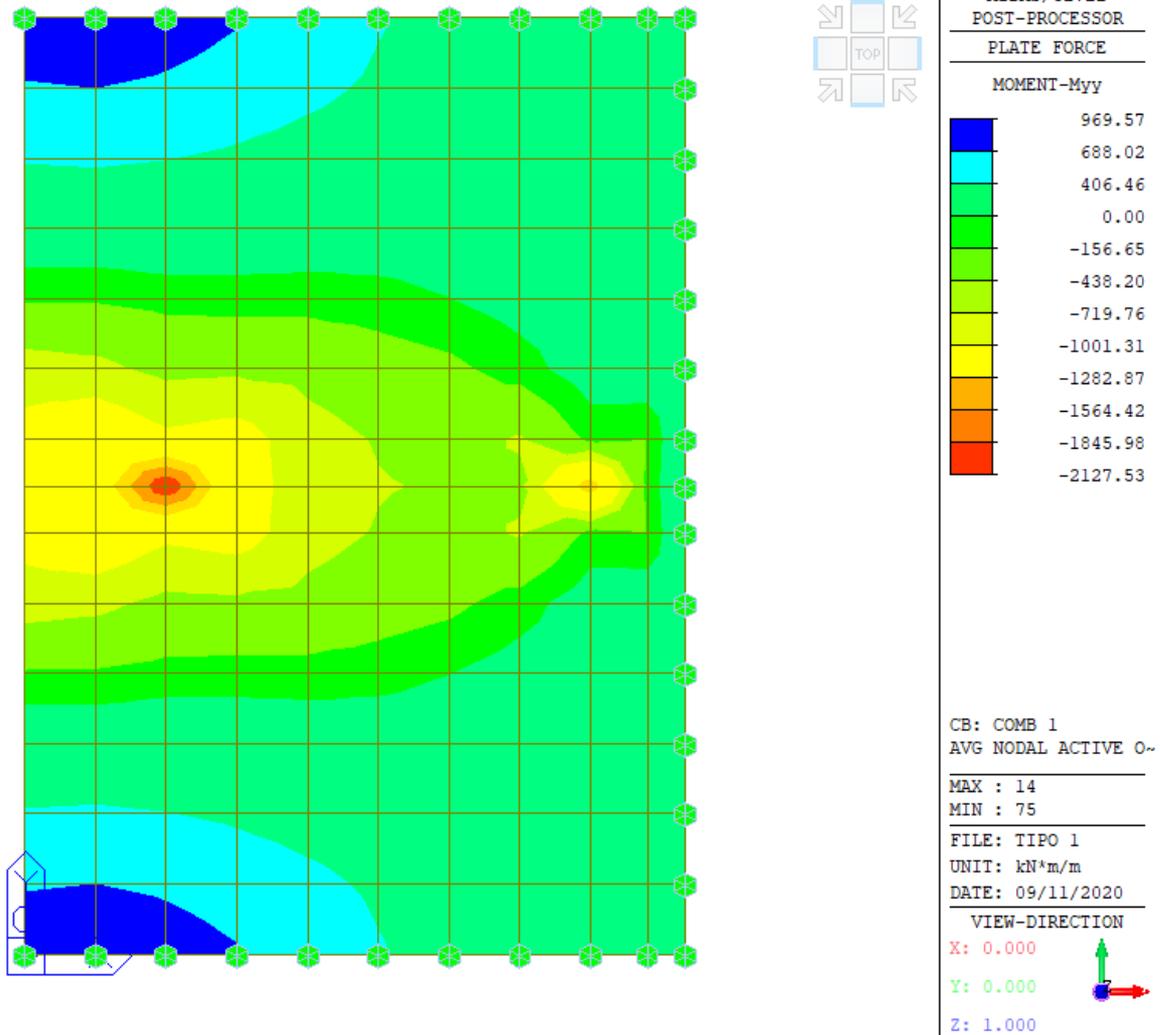
$A_{inf} = 1 \phi 26/20$

C.S = 2.15

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia
 OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO
 Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 69 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------



Myy (direzione longitudinale)

Direzione longitudinale (In corrispondenza del muro frontale)

$M_{yy} = 1500 \text{ kNm}$

$A_{sup} = 1\phi 26/20$

$A_{inf} = 1\phi 26/20$

C.S = 1.43

9.5 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ” riportato al par. 4.3.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi **lunghezza pari a 17 m**:

PALI CASTELRAIMONDO - SPALLE (N>0 COMPRESSIONE)									PORTANZA VERTICALE SPALLE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLE}	N _{max}	N _{min}	V _{max}	M _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1 - FISSA	1.50	9	17	3676	5799	526	1982	5749	6296	1.09	6152	1.67	3265	-

Le armature longitudinali consistono in una doppia gabbia costituita da 20+20 ϕ 30 esternamente e da 20 ϕ 30 internamente. Inoltre è prevista una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 41 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura				
	D [m]	Armatura longitudinale			Taglio	
Φ 1500	1.50	I strato: 20+20 ϕ 30 II strato: 20 ϕ 30			Spirale ϕ 14/10	
PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	M kNm	T kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-5799	5749	1982	1.88	2.14
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-526	5749	1982	1.55	2.14
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-526	5749	1982	1.55	2.14

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	M	T	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-3676	1700	586	-5.3	33.1	-
	SLS_RA_Gr2a(max)	-2911	1905	657	-5.7	56.8	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-3596	1625	560	-5.3	33.1	0.00
	SLS_FR_Gr2a(max)	-2921	1904	657	-5.7	56.8	0.00
QP	SLS_QP	-3156	1392	480	-4.4	25.1	0.00
	SLS_QP	-2809	1392	480	-3.8	37.4	0.00

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S2)

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

10.1 MURO FRONTALE

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

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

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	5787	0	1677	0	74
ULS_A1_Gr1(min)	2373	0	137	0	119
ULS_A1_Gr2a(max)	4601	0	1221	0	87
ULS_A1_Gr2a(min)	2513	0	187	0	110
ULS_A1_Gr2b(max)	4596	0	1221	0	87
ULS_A1_Gr2b(min)	2508	0	187	0	110
ULS_A1_Q5c(max)	4596	0	1407	0	155
ULS_A1_Q5c(min)	2508	0	373	0	178
ULS_A1_Q5s	2751	0	-13	0	1
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2249	0	-9	0	133
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2450	0	-9	0	442
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	2611	0	-9	0	133
SLS_RA_Gr1(max)	4230	0	1221	0	48
SLS_RA_Gr1(min)	1701	0	81	0	80
SLS_RA_Gr2a(max)	3351	0	884	0	57
SLS_RA_Gr2a(min)	1805	0	118	0	74
SLS_RA_Gr2b(max)	3348	0	884	0	57
SLS_RA_Gr2b(min)	1801	0	118	0	74
SLS_FR_Gr1a(max)	4216	0	1035	0	20
SLS_FR_Gr1a(min)	1687	0	-105	0	13
SLS_FR_Gr2a(max)	3337	0	697	0	11
SLS_FR_Gr2a(min)	1791	0	-69	0	6
SLS_FR_Gr2b(max)	3334	0	697	0	11
SLS_FR_Gr2b(min)	1787	0	-69	0	6
SLS_QP	1967	0	-10	0	1

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

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 72 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

Tabella 43 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.50 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	13.0 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.50 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m
H tratto a spessore variabile	0.50 m
Altezza media Muro Paraghiaia	3.40 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50 m
Luce mensola muro paraghiaia	0.30 m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.30 m
Peso Muro Frontale	4888 kN
Peso Muro Paraghiaia	582 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.40 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 Ko	0.384
Coefficiente di spinta attiva Ka	0.238
Altezza del rilevato	11.1 m
Spinta a riposo	5032 kN
Spinta attiva	3115 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a _g	0.220
Coefficiente stratigrafico SS	1.36
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a _{max}	0.299
β _m (massa cls spalla)	1.000
Kh (cls spalla) =	0.299
Kv (cls spalla)=	0.150
β _m (massa terreno)	1.000
Kh (terreno) =	0.299
Kv (terreno)=	0.150
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a (M-O)	0.50
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	3432 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1463 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	174 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	731 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	87 kN

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

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 73 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 44 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	13171	33262	2235	8018	74
ULS_A1_Gr1(min)	9757	31897	1029	8018	119
ULS_A1_Gr2a(max)	11985	31090	1872	7711	87
ULS_A1_Gr2a(min)	9897	30254	1013	7711	110
ULS_A1_Gr2b(max)	11980	31088	1872	7711	87
ULS_A1_Gr2b(min)	9892	30252	1013	7711	110
ULS_A1_Q5c(max)	11980	31088	2567	7711	155
ULS_A1_Q5c(min)	9892	30252	1708	7711	178
ULS_A1_Q5s	10135	30350	-5	7711	1
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7719	37830	3116	8183	624
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7920	19617	10393	4635	2079
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	8081	19681	3117	4635	624
SLS_RA_Gr1(max)	9700	24616	1578	5939	48
SLS_RA_Gr1(min)	7171	23604	685	5939	80
SLS_RA_Gr2a(max)	8821	23007	1309	5712	57
SLS_RA_Gr2a(min)	7275	22388	673	5712	74
SLS_RA_Gr2b(max)	8818	23005	1309	5712	57
SLS_RA_Gr2b(min)	7271	22386	673	5712	74
SLS_FR_Gr1a(max)	9686	23352	1187	5712	20
SLS_FR_Gr1a(min)	7157	22341	-11	5712	13
SLS_FR_Gr2a(max)	8807	23001	781	5712	11
SLS_FR_Gr2a(min)	7261	22382	-23	5712	6
SLS_FR_Gr2b(max)	8804	23000	781	5712	11
SLS_FR_Gr2b(min)	7257	22381	-23	5712	6
SLS_QP	7437	18679	-4	5032	1

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

Tabella 45 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Frontale	1.0	2.5	1φ26/10	1φ26/20	Φ12/40x40

Tabella 46 – Verifiche del muro frontale

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	1013	2559	617	3.31	2.46
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	594	2910	629	2.16	2.41
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	594	2910	629	2.16	2.41
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	594	2910	629	2.16	2.41

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 74 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max) - Max N	746	1894	457	-3.03	98.40	-
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	552	1816	457	-2.98	93.50	-
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	746	1894	457	-3.03	98.40	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	745	1796	439	-2.86	90.50	0.0
	SLS_FR_Gr1(min) - Min N	551	1719	439	-2.74	98.10	0.0
	SLS_FR_Gr1(max) - Max ML	745	1796	439	-2.86	90.50	0.0
QP	SLS_QP	572	1437	387	-2.25	75.40	0.0

10.2 MURO PARAGHIAIA

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

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

Tabella 47 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	43	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.4	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5	m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.30	m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.50	m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	3.15	m
Peso Mensola Paraghiaia	3.75	kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.288	kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.40	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	75.9	kN/m
Spinta attiva	43.9	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.50	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	34.0	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	12.8	kN/m

Tabella 48 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1 ϕ 16/10	1 ϕ 16/20	- ϕ 12/40x40

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 75 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 49 – Verifiche del muro paraghiaia

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	43	107	76	-1.3	35.4	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	57	144	103	2.33	4.5
SLV	43	137	91	2.45	5.0

Per la verifica della mensola del muro paraghiaia in esame si può far riferimento a quanto già riportato per la spalla S1.

10.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 50 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	2.70 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	4.34 m
Muro laterale s2	1.00 m
Altezza totale muri laterali	7.04 m
Spessore medio Muri Laterali	1.19 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.00 m
Peso Muro laterale (singolo)	1468 kN
Peso totale Muri laterali	2937 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	255.6 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	228.5
Spinta attiva	151.8 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.50
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	137.4 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	63 kN/m

Tabella 51 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Laterale	1.0	1.5	1 ϕ 26/10	1 ϕ 26/20	Φ 12/40x40
Laterale	1.0	1.0	1 ϕ 22/10	1 ϕ 20/20	Φ 12/40x40

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 76 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 52 – Verifiche dei muri laterali

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	210	682	229	-2.47	80.9	0
2.70	SLE_RARA	109	196	113	-2.35	78.5	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m		
0.00	SLU	283	921	345	3.87	2.60
	SLV	210	1091	352	2.96	2.55
2.70	SLU	146	264	135	3.20	4.34
	SLV	109	286	146	2.92	4.01

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	VI6200	REL	02	B	77 di 98

10.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

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

Tabella 53 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.5 m
Peso Muro Frontale	4888 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.25 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.65 m
Peso Muro Paraghiaia	582 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	1.00 kN
Peso Terreno Interno	16673 kN
Peso Accidental	1435 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.5 m
Spessore Plinto	2.2 m
Lunghezza plinto	12 m
Larghezza plinto	14 m
Peso plinto di fondazione	9240
Altezza Rilevato+H plinto	13.3 m
Spinta a riposo rilevato	8838 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1329 kN
Spinta attiva rilevato	6293 kN
Incremento spinta sismica	6028 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	1448 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	724 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2765 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1382 kN
Inerzia rilevato interno(H)	4989 kN
Inerzia rilevato interno (V)	2494 kN

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 78 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 54 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO							
Combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	M _{L,ΔM} [kNm]	M _{T,ΔM} [kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	56624	23190	2398	13726	74	ULS_A1_Gr1(max)	56624
ULS_A1_Gr1(min)	53210	14143	1290	13726	119	ULS_A1_Gr1(min)	53210
ULS_A1_Gr2a(max)	54954	17065	2063	13277	87	ULS_A1_Gr2a(max)	54954
ULS_A1_Gr2a(min)	52866	11532	1255	13277	110	ULS_A1_Gr2a(min)	52866
ULS_A1_Gr2b(max)	54949	17052	2063	13277	87	ULS_A1_Gr2b(max)	54949
ULS_A1_Gr2b(min)	52861	11519	1255	13277	110	ULS_A1_Gr2b(min)	52861
ULS_A1_Q5c(max)	54949	17052	2907	13277	155	ULS_A1_Q5c(max)	54949
ULS_A1_Q5c(min)	52861	11519	2100	13277	178	ULS_A1_Q5c(min)	52861
ULS_A1_Q5s	53104	12163	-3	13277	1	ULS_A1_Q5s	53104
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	40097	90202	18822	23158	3385	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	40097
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	40298	21754	62742	11352	11280	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	40298
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	44253	22181	18824	11352	3385	SLV-Ex+0.3Ey+Ez	44253
SLS_RA_Gr1(max)	41887	17028	1682	10167	48	SLS_RA_Gr1(max)	41887
SLS_RA_Gr1(min)	39358	10326	862	10167	80	SLS_RA_Gr1(min)	39358
SLS_RA_Gr2a(max)	40650	12491	1434	9835	57	SLS_RA_Gr2a(max)	40650
SLS_RA_Gr2a(min)	39103	8392	836	9835	74	SLS_RA_Gr2a(min)	39103
SLS_RA_Gr2b(max)	40646	12481	1434	9835	57	SLS_RA_Gr2b(max)	40646
SLS_RA_Gr2b(min)	39099	8382	836	9835	74	SLS_RA_Gr2b(min)	39099
SLS_FR_Gr1(max)	41514	14781	1232	9835	20	SLS_FR_Gr1(max)	41514
SLS_FR_Gr1(min)	38985	8079	17	9835	13	SLS_FR_Gr1(min)	38985
SLS_FR_Gr2a(max)	40636	12453	805	9835	11	SLS_FR_Gr2a(max)	40636
SLS_FR_Gr2a(min)	39089	8355	-9	9835	6	SLS_FR_Gr2a(min)	39089
SLS_FR_Gr2b(max)	40632	12444	805	9835	11	SLS_FR_Gr2b(max)	40632
SLS_FR_Gr2b(min)	39085	8345	-9	9835	6	SLS_FR_Gr2b(min)	39085
SLS_QP	38190	2194	-2	8838	1	SLS_QP	38190

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

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

Tabella 55 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
y	5.50	5.50	5.50	0.00	0.00	0.00	-5.50	-5.50	-5.50
z ²	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
y ²	30.25	30.25	30.25	0.00	0.00	0.00	30.25	30.25	30.25
w _y	33.00	33.00	33.00	0.00	0.00	0.00	-33.00	-33.00	-33.00
w _z	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 79 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 56 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	7	-7223	3	-5360	1525	4392
ULS_A1_Gr1(min)	7	-6475	3	-5349	1525	4392
ULS_A1_Gr2a(max)	7	-6801	3	-5411	1475	4249
ULS_A1_Gr2a(min)	7	-6339	3	-5409	1475	4249
ULS_A1_Gr2b(max)	7	-6800	3	-5411	1475	4249
ULS_A1_Gr2b(min)	7	-6338	3	-5409	1475	4249
ULS_A1_Q5c(max)	7	-6825	3	-5386	1475	4249
ULS_A1_Q5c(min)	7	-6364	3	-5383	1475	4249
ULS_A1_Q5s	7	-6351	3	-5450	1475	4249
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7	-8366	3	-544	2600	7489
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	7	-7185	3	-1771	1778	5121
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	7	-6309	3	-3525	1316	3791
SLS_RA_Gr1(max)	7	-5336	3	-3972	1130	3254
SLS_RA_Gr1(min)	7	-4782	3	-3965	1130	3254
SLS_RA_Gr2a(max)	7	-5023	3	-4011	1093	3147
SLS_RA_Gr2a(min)	7	-4681	3	-4009	1093	3147
SLS_RA_Gr2b(max)	7	-5022	3	-4011	1093	3147
SLS_RA_Gr2b(min)	7	-4680	3	-4009	1093	3147
SLS_FR_Gr1(max)	7	-5197	3	-4028	1093	3147
SLS_FR_Gr1(min)	7	-4631	3	-4032	1093	3147
SLS_FR_Gr2a(max)	7	-5001	3	-4029	1093	3147
SLS_FR_Gr2a(min)	7	-4653	3	-4034	1093	3147
SLS_FR_Gr2b(max)	7	-5000	3	-4029	1093	3147
SLS_FR_Gr2b(min)	7	-4652	3	-4033	1093	3147
SLS_QP	7	-4325	3	-4162	982	2828

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

Tabella 57 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

N _{max} (palo)	7223	kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	1.25	m
Diametro palo	1.50	m
Larghezza di diffusione	3.00	m
Spessore della Fondazione	2.20	m
Copriferro nominale	0.18	m
Altezza utile della sezione	1.98	m
Altezza della biella compressa	0.4	m
Sforzo di Trazione	5697	kN
Sforzo di compressione	9200	kN
Diametro armatura primo strato	26	mm
Passo armatura primo strato	10	cm
Diametro armatura secondo strato	26	mm
Passo armatura secondo strato	20	cm
Area complessiva delle armature	23892	mm ²
Tensione nel calcestruzzo	7.7	Mpa
Tensione nell'acciaio	238.5	Mpa

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 80 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Per quanto concerne la verifica della parte di plinto racchiusa dal muro frontale e dai muri laterali, si rimanda a quanto riportato per la spalla S1 soggetta a sollecitazioni più elevate.

10.5 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione, sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni globali agenti a quota testa pali e in corrispondenza del baricentro del plinto di fondazione. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ” riportato al par. 4.3.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale.

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi **lunghezza pari a 23 m**:

PALI CASTELRAIMONDO - SPALLE (N>0 COMPRESSIONE)									PORTANZA VERTICALE SPALLE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLE}	N _{max}	N _{min}	V _{max}	M _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S2 - MOBILE	1.50	9	23	5336	8366	544	2600	7489	8528	1.02	8539	1.60	5019	-

Le armature longitudinali consistono in una doppia gabbia costituita da 20+20 ϕ 30 esternamente e da 20 ϕ 30 internamente. Inoltre è prevista una spirale ϕ 14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

Tabella 58 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura		
	D [m]	Armatura longitudinale		Taglio
Φ 1500	1.50	I strato: 20+20 ϕ 30 II strato: 20 ϕ 30		Spirale ϕ 14/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	M kNm	T kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-8366	7489	2600	1.45	1.63
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-544	7489	2600	1.19	1.63
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-544	7489	2600	1.19	1.63

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	M	T	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-5336	3254	1130	-9.8	90.9	-
	SLS_RA_Gr1(min)	-3965	3254	1130	-9.6	117.2	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-5197	3147	1093	-9.5	87.2	0.000
	SLS_FR_Gr1(max)	-4028	3147	1093	-9.3	109.5	0.114
QP	SLS_QP	-4325	2828	982	-8.4	87.0	0.072
	SLS_QP	-4162	2828	982	-8.4	87.0	0.072

11. VERIFICA DELLE PILE

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio. Per il calcolo di tali azioni ci si è serviti di modelli di calcolo implementati nel software *Midas Civil 2020* e schematizzanti la geometria degli impalcati e delle sottostrutture e le condizioni di vincolo adottate:



Figura 34 – Modello di calcolo

Essendo l'impalcato vincolato allo stesso modo su tutte le pile, si riportano le verifiche strutturali con riferimento alla pila di altezza maggiore: Pila P5 H=12.8m soggetta alle sollecitazioni maggiori.

Mentre le verifiche geotecniche (lunghezze pali) sono riportate per tutte le pile.

Le pile presentano un fusto a sezione cava di dimensione 7.0 x 3.0 m. La pila è fondata su un plinto a 6 pali $\Phi 1500$, di spessore 2.50 m. In particolare si ha:

PILA	L _{imp,sx}	H _{pila}	L _{imp,dx}	D _{pali}	n°pali	Dimensioni Plinto	
	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	B x L (m)	H (m)
P1	30.00	7.30	50.00	1.50	6	7.5x12	2.5
P2	50.00	9.80	50.00	1.50	6	7.5x12	2.5
P3	50.00	11.30	40.00	1.50	6	7.5x12	2.5
P4	40.00	11.30	40.00	1.50	6	7.5x12	2.5
P5	40.00	12.80	30.00	1.50	6	7.5x12	2.5

Le altezze della pila riportate in tabella sono comprensive dell'altezza del pulvino pari a 2,4m.

11.1 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO

Neli seguenti paragrafi si ripotano i diagrammi di sollecitazione della pile in esame e le relative verifiche in condizioni ultime e di esercizio. Le sollecitazioni sono espresse secondo gli assi locali degli elementi monodimensionali, secondo la seguente convenzione:

- F_x = sforzo normale (espresso in kN);
- M_y = momento longitudinale (kNm);
- M_z = momento trasversale (kNm);
- S_z = taglio longitudinale (kN);
- S_y = taglio trasversale (kN).

Le armature a base pila utilizzate ai fini delle verifiche sono riepilogati nella tabella seguente:

PILA	$L_{imp,sx}$	H_{pila}	$L_{imp,dx}$	Arm Long base pila		Arm taglio base pila
	[m]	[m]	[m]	est	int	
P1	30	7.3	50	ϕ 20/10 cm	ϕ 20/20 cm	ϕ 14/10 cm
P2	50	9.8	50	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	ϕ 14/10 cm
P3	50	11.3	40	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	ϕ 14/10 cm
P4	40	11.3	40	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	ϕ 14/10 cm
P5	40	12.8	30	ϕ 22/10 cm	ϕ 20/20 cm	ϕ 14/10 cm

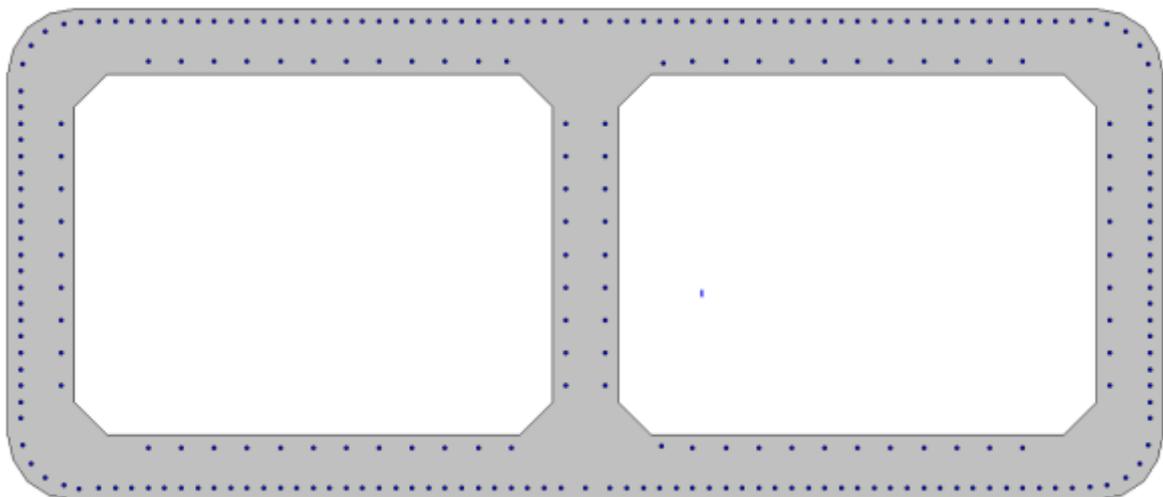


Figura 35 – Sezione trasversale pile

I domini di resistenza M-N e i coefficienti di sicurezza a pressoflessione sono ottenuti attraverso il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete.

Il valore dei tagli resistenti è stato ricavato attraverso un apposito foglio di calcolo realizzato in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.2, considerando la sezione trasversale alla base armata a taglio con armatura con barre ϕ 14/10 in direzione longitudinale (6 bracci resistenti) e trasversale (4 bracci) e considerando, cautelativamente, una sezione rettangolare equivalente di dimensioni $H \times B$ 7.0x0.80 in direzione trasversale e 3.0x1.20 in direzione longitudinale.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 83 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

11.1.1 Risultati e verifiche agli SLU/SLV

Nel seguente paragrafo si riportano le tabelle riepilogative di verifiche a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLU e le relative verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio.

Tabella 59 - PILA P5 : Verifiche agli SLU/SLV a pressoflessione e taglio (base pila)

VERIFICHE PILA SLU								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	F,S,	VL [kN]	VT [kN]	(F,S,)L	(F,S,)T
ULS_A1_Gr1(max)	19626.4	-550.5	14413.0	7.1	-64.5	-335.6	>100	57.4
ULS_A1_Gr1(min)	14969.2	-550.5	-738.4	10.0	-64.5	-395.2	>100	48.8
ULS_A1_Gr2a(max)	17501.2	-550.5	10171.9	8.4	-64.5	-352.4	>100	54.7
ULS_A1_Gr2a(min)	15008.4	-550.5	2251.6	9.9	-64.5	-382.9	>100	50.3
ULS_A1_Gr2b(max)	17504.0	-550.5	10171.9	8.4	-64.5	-352.4	>100	54.7
ULS_A1_Gr2b(min)	15011.2	-550.5	2251.5	9.9	-64.5	-382.9	>100	50.3
ULS_A1_Q5c(max)	17504.0	-917.5	13732.7	7.9	-107.5	-597.5	>100	32.2
ULS_A1_Q5c(min)	15011.2	-917.5	5812.3	9.9	-107.5	-628.0	>100	30.7
ULS_A1_Q5s	15264.9	0.0	44.8	9.8	0.0	-2.3	-	>100
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	11020	6531.9	23433.4	5.4	627.3	1522.9	20.5	12.7
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	11020	21773.0	7054.7	2.9	2090.8	455.8	6.1	42.3
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	10160	6531.9	7058.7	9.2	627.3	456.0	20.5	42.3

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud
 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia
 OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO
 Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 84 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

11.1.2 Risultati e verifiche agli SLE

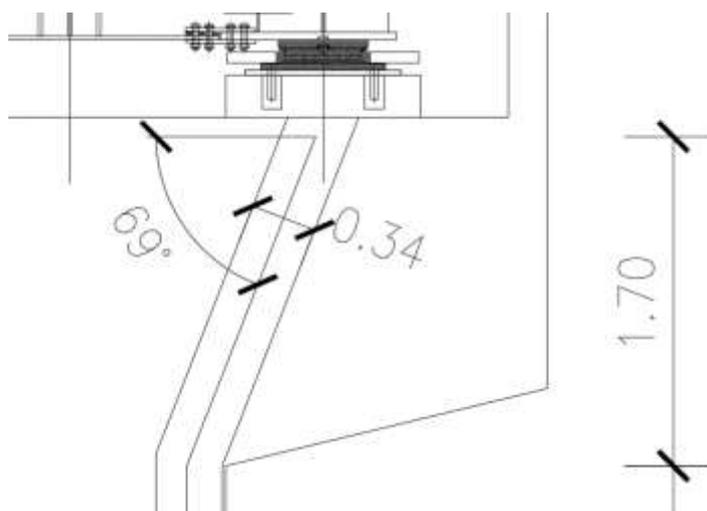
Nel seguente paragrafo si riportano le tabelle riepilogative di verifiche a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLE e le relative verifiche di esercizio. In particolare, i valori delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nelle barre di armatura e i valori di apertura delle fessure sono stati ricavate attraverso il software commerciale *PresFLE+* distribuito dalla *Concrete*. In particolare, in accordo con la Circolare 617 del 02/02/2009 p.to C4.1.2.2.4.6, il software esegue il calcolo della deformazione media delle barre e della distanza media tra le fessure utilizzando la procedura del D.M. 09/01/1996.

Tabella 60 – Pila P5: Verifiche agli SLE (base pila)

Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSUR,
				$\sigma_{c,min}$ [MPa]	F,S	$ \sigma_s _{max}$ [MPa]	F,S	w_k
								[MPa]
SLS_FR_Gr1(max)	14619.4	0	6719.513	-2	9.0	-15.6	23.1	0.00
SLS_FR_Gr1(min)	11169.7	0	-4503.72	-1.48	12.2	-12.6	28.6	0.00
SLS_FR_Gr2a(max)	13045.2	0	3577.996	-1.61	11.2	-16.5	21.9	0.00
SLS_FR_Gr2a(min)	11198.7	0	-2288.96	-1.32	13.6	-15.0	24.1	0.00
SLS_FR_Gr2b(max)	13047.3	0	3577.983	-1.61	11.2	-16.5	21.9	0.00
SLS_FR_Gr2b(min)	11200.8	0	-2288.97	-1.32	13.6	-15.0	24.1	0.00
SLS_QP	11388.7	0	32.82771	-1.18	15.3	-17.6	20.4	0.00
SLS_RA_Gr1(max)	14603.6	-367.002	10280.31	-2.28	7.9	-11.3	31.8	-
SLS_RA_Gr1(min)	11153.9	-367.002	-942.914	-1.26	10.7	-15.8	22.9	-
SLS_RA_Gr2a(max)	13029.4	-367.002	7138.797	-1.89	7.1	-12.2	29.5	-
SLS_RA_Gr2a(min)	11182.9	-367.002	1271.846	-1.29	10.5	-15.5	23.3	-
SLS_RA_Gr2b(max)	13031.5	-367.002	7138.785	-1.89	7.1	-12.2	29.5	-
SLS_RA_Gr2b(min)	11185	-367.002	1271.834	-1.29	10.5	-15.5	23.3	-

11.2 PULVINO

Per la verifica del pulvino è stato considerato uno schema a traliccio tirante-puntone in direzione trasversale. L'altezza della biella compressa è stata valutata pari a $0.2d$ (d = altezza utile del pulvino). Il massimo scarico sugli appoggi allo SLU è pari a 10500 kN.



Si ricavano le sollecitazioni nel tirante e nel puntone secondo le seguenti espressioni:

$$C = \frac{R}{\sin\theta}$$

$$T = C \cos \theta$$

Considerando, cautelativamente, che tali sforzi si ripartiscano su una fascia di larghezza $b = 1.5$ m, il tirante è costituito da $2\phi 30/15$, per cui le tensioni massime nei tiranti e nei puntoni sono pari a:

N =		10500 kN	Scarico massimo appoggi
d =		1.70 m	
θ =		69 °	
b =		1.5 m	Larghezza di diffusione
C =	$N/\sin \theta$	11247 kN	Compressione Biella
T =	$C \cdot \cos \theta$	4031 kN	

As =		14137.2 mmq	Armatura superiore fascia	$2\phi 30/15$
σ_c =	$C/(0.2d \cdot b)$	13.23 MPa	Tensione di compressione biella	< fcd
σ_s =	T/As	285.1 MPa	Tensione massima trazione armatura	< fyd

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 86 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

11.3 PALI DI FONDAZIONE

11.3.1 Sollecitazioni testa 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 in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro “ α ” riportato al par. 4.3.

Di seguito si riporta la valutazione, secondo i criteri esposti precedentemente, delle azioni nei pali di fondazione delle pile:

Tabella 61 –Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

Pali						
	1	2	3	4	5	6
z	-4.50	-4.50	-4.50	-4.50	4.50	4.50
y	-4.50	-1.50	1.50	4.50	-4.50	-1.50
z ²	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3
y ²	20.3	2.3	2.3	20.3	20.3	2.3
W _y	-38.0	-114.0	114.0	38.0	-38.0	-114.0
W _z	-38.0	-38.0	-38.0	-38.0	38.0	38.0

Tabella 62 – Pila P1: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO						SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N	ML	MT	VL	Vt	Combo	Nmin	Nmax	Vmax	Mmax		
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kNm]	
ULS_A1_Gr1(max)	27429.08	-153.4752	12842.04	-31.536	-363.6073	ULS_A1_Gr1(max)	1	3901	6	5242	61	185
ULS_A1_Gr1(min)	22341.11	-153.4752	-4166.712	-31.536	-433.2197	ULS_A1_Gr1(min)	3	3400	4	4047	72	220
ULS_A1_Gr2a(max)	25136.32	-153.4752	8011.232	-31.536	-382.3499	ULS_A1_Gr2a(max)	1	3790	6	4588	64	194
ULS_A1_Gr2a(min)	22453.86	-153.4752	-754.2309	-31.536	-419.5814	ULS_A1_Gr2a(min)	3	3611	4	3874	70	213
ULS_A1_Gr2b(max)	25038.95	-153.4752	8011.293	-31.536	-382.3493	ULS_A1_Gr2b(max)	1	3774	6	4572	64	194
ULS_A1_Gr2b(min)	22356.49	-153.4752	-754.1702	-31.536	-419.5808	ULS_A1_Gr2b(min)	3	3595	4	3857	70	213
ULS_A1_Q5c(max)	25038.95	-255.792	9858.788	-52.56	-650.9334	ULS_A1_Q5c(max)	1	3705	6	4642	109	331
ULS_A1_Q5c(min)	22356.49	-255.792	1093.326	-52.56	-688.1649	ULS_A1_Q5c(min)	3	3640	4	3812	115	350
ULS_A1_Q5s	22610.97	0	-52.83104	0	-1.178062	ULS_A1_Q5s	3	3765	1	3772	0	1
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	17440	4239	22303	945	3896	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	483	3	5330	668	2031
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	17440	14130	6691	3150	1169	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	582	3	5232	560	1702
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	18867	4239	6691	945	1169	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	4	2049	3	4240	250	761
SLS_FR_Gr1(max)	20397	0	7460	0	29	SLS_FR_Gr1(max)	1	2980	3	3819	5	15
SLS_FR_Gr1(min)	16628	0	-5139	0	-22	SLS_FR_Gr1(min)	3	2482	1	3061	4	11
SLS_FR_Gr2a(max)	18699	0	3881	0	15	SLS_FR_Gr2a(max)	1	2898	3	3335	3	8
SLS_FR_Gr2a(min)	16712	0	-2612	0	-12	SLS_FR_Gr2a(min)	3	2638	1	2932	2	6
SLS_FR_Gr2b(max)	18626	0	3881	0	15	SLS_FR_Gr2b(max)	1	2886	3	3323	3	8
SLS_FR_Gr2b(min)	16639	0	-2612	0	-12	SLS_FR_Gr2b(min)	3	2626	1	2920	2	6
SLS_QP	16828	0	-39	0	-1	SLS_QP	3	2802	1	2807	0	0
SLS_RA_Gr1(max)	20381	-155	9307	-21	-239	SLS_RA_Gr1(max)	1	2904	6	3890	40	122
SLS_RA_Gr1(min)	16612	-155	-3292	-21	-291	SLS_RA_Gr1(min)	3	2520	4	3017	49	148
SLS_RA_Gr2a(max)	18683	-155	5729	-21	-253	SLS_RA_Gr2a(max)	1	2822	6	3405	42	129
SLS_RA_Gr2a(min)	16696	-155	-764	-21	-281	SLS_RA_Gr2a(min)	3	2677	4	2889	47	143
SLS_RA_Gr2b(max)	18611	-155	5729	-21	-253	SLS_RA_Gr2b(max)	1	2810	6	3393	42	129
SLS_RA_Gr2b(min)	16624	-155	-764	-21	-281	SLS_RA_Gr2b(min)	3	2665	4	2877	47	143



2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V16200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 87 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 88 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 63 – Pila P2: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO						SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N	M _L	M _T	V _L	V _T	Combo	N _{min}	N _{max}	V _{max}	M _{max}		
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		Palo	[kN]	Palo [kN]	[kN]	[kNm]	
ULS_A1_Gr1(max)	30629	-303	16116	-46	-418	ULS_A1_Gr1(max)	1	4247	6	5962	70	213
ULS_A1_Gr1(min)	25155	-303	-3898	-46	-551	ULS_A1_Gr1(min)	3	3850	4	4535	92	280
ULS_A1_Gr2a(max)	27926	-303	10242	-46	-446	ULS_A1_Gr2a(max)	1	4128	6	5181	75	227
ULS_A1_Gr2a(min)	25118	-303	312	-46	-514	ULS_A1_Gr2a(min)	3	4084	4	4289	86	261
ULS_A1_Gr2b(max)	27941	-303	10242	-46	-446	ULS_A1_Gr2b(max)	1	4130	6	5183	75	227
ULS_A1_Gr2b(min)	25133	-303	312	-46	-514	ULS_A1_Gr2b(min)	3	4086	4	4291	86	261
ULS_A1_Q5c(max)	27941	-504	13183	-77	-761	ULS_A1_Q5c(max)	1	3998	6	5315	127	387
ULS_A1_Q5c(min)	25133	-504	3253	-77	-829	ULS_A1_Q5c(min)	1	4093	6	4284	139	422
ULS_A1_Q5s	25351	0	-124	0	-2	ULS_A1_Q5s	3	4218	1	4232	0	1
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	19272	6187	30889	1041	3609	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	194	3	6230	626	1903
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	19272	20624	9209	3470	1082	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	209	3	6215	606	1841
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	20439	6187	9224	1041	1082	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	4	2019	3	4794	250	761
SLS_FR_Gr1(max)	22681	0	8671	0	40	SLS_FR_Gr1(max)	1	3292	3	4269	7	20
SLS_FR_Gr1(min)	18626	0	-6154	0	-58	SLS_FR_Gr1(min)	3	2753	1	3456	10	29
SLS_FR_Gr2a(max)	20679	0	4320	0	20	SLS_FR_Gr2a(max)	1	3203	3	3690	3	10
SLS_FR_Gr2a(min)	18599	0	-3035	0	-30	SLS_FR_Gr2a(min)	3	2926	1	3274	5	15
SLS_FR_Gr2b(max)	20690	0	4320	0	20	SLS_FR_Gr2b(max)	1	3205	3	3692	3	10
SLS_FR_Gr2b(min)	18610	0	-3035	0	-30	SLS_FR_Gr2b(min)	3	2928	1	3275	5	15
SLS_QP	18772	0	-91	0	-1	SLS_QP	3	3123	1	3134	0	1
SLS_RA_Gr1(max)	22683	-279	11612	-31	-275	SLS_RA_Gr1(max)	1	3154	6	4407	46	140
SLS_RA_Gr1(min)	18628	-279	-3214	-31	-373	SLS_RA_Gr1(min)	3	2836	4	3374	62	190
SLS_RA_Gr2a(max)	20681	-279	7261	-31	-295	SLS_RA_Gr2a(max)	1	3066	6	3828	49	150
SLS_RA_Gr2a(min)	18601	-279	-95	-31	-346	SLS_RA_Gr2a(min)	3	3009	4	3191	58	176
SLS_RA_Gr2b(max)	20692	-279	7261	-31	-295	SLS_RA_Gr2b(max)	1	3067	6	3830	49	150
SLS_RA_Gr2b(min)	18612	-279	-95	-31	-346	SLS_RA_Gr2b(min)	3	3011	4	3193	58	176

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 89 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 64 – Pila P3: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO						SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N	M _L	M _T	V _L	V _T	Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	29106	-418	15874	-55	-371	ULS_A1_Gr1(max)	1	3988	6	5714	62	190
ULS_A1_Gr1(min)	23438	-418	-3446	-55	-472	ULS_A1_Gr1(min)	3	3592	4	4221	79	241
ULS_A1_Gr2a(max)	26439	-418	10209	-55	-392	ULS_A1_Gr2a(max)	1	3862	6	4951	66	200
ULS_A1_Gr2a(min)	23535	-418	554	-55	-443	ULS_A1_Gr2a(min)	3	3835	4	4010	74	226
ULS_A1_Gr2b(max)	26438	-418	10209	-55	-392	ULS_A1_Gr2b(max)	1	3862	6	4951	66	200
ULS_A1_Gr2b(min)	23533	-418	554	-55	-443	ULS_A1_Gr2b(min)	3	3835	4	4010	74	226
ULS_A1_Q5c(max)	26438	-696	13155	-92	-668	ULS_A1_Q5c(max)	1	3716	6	5097	112	342
ULS_A1_Q5c(min)	23533	-696	3500	-92	-720	ULS_A1_Q5c(min)	1	3777	6	4067	121	368
ULS_A1_Q5s	23836	0	-8	0	1	ULS_A1_Q5s	3	3973	1	3973	0	1
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	18146	7402	29386	1088	3345	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	34	3	6015	586	1782
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	18146	24673	8817	3626	1004	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-279	3	6328	627	1906
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	19275	7402	8826	1088	1005	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	4	1759	3	4666	247	750
SLS_FR_Gr1(max)	21566	0	8486	0	33	SLS_FR_Gr1(max)	1	3117	3	4071	5	17
SLS_FR_Gr1(min)	17367	0	-5826	0	-42	SLS_FR_Gr1(min)	3	2564	1	3225	7	21
SLS_FR_Gr2a(max)	19590	0	4289	0	17	SLS_FR_Gr2a(max)	1	3024	3	3506	3	9
SLS_FR_Gr2a(min)	17439	0	-2862	0	-21	SLS_FR_Gr2a(min)	3	2744	1	3069	4	11
SLS_FR_Gr2b(max)	19589	0	4289	0	17	SLS_FR_Gr2b(max)	1	3024	3	3506	3	9
SLS_FR_Gr2b(min)	17438	0	-2862	0	-21	SLS_FR_Gr2b(min)	3	2744	1	3069	4	11
SLS_QP	17662	0	-6	0	1	SLS_QP	3	2944	1	2944	0	1
SLS_RA_Gr1(max)	21565	-371	11432	-37	-244	SLS_RA_Gr1(max)	1	2964	6	4224	41	125
SLS_RA_Gr1(min)	17366	-371	-2879	-37	-319	SLS_RA_Gr1(min)	3	2645	4	3144	53	163
SLS_RA_Gr2a(max)	19589	-371	7235	-37	-259	SLS_RA_Gr2a(max)	1	2871	6	3659	44	133
SLS_RA_Gr2a(min)	17438	-371	84	-37	-298	SLS_RA_Gr2a(min)	3	2825	4	2988	50	152
SLS_RA_Gr2b(max)	19588	-371	7235	-37	-259	SLS_RA_Gr2b(max)	1	2871	6	3659	44	133
SLS_RA_Gr2b(min)	17437	-371	84	-37	-298	SLS_RA_Gr2b(min)	3	2825	4	2988	50	152

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 90 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 65 – Pila P4: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO						SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N	M _L	M _T	V _L	V _T	Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max}	M _{max}
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]		Palo	[kN]	Palo	[kN]	[kN]	[kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	27054	-418	14415	-55	-330	ULS_A1_Gr1(max)	1	3721	6	5297	56	170
ULS_A1_Gr1(min)	21699	-418	-3326	-55	-413	ULS_A1_Gr1(min)	3	3319	4	3915	69	211
ULS_A1_Gr2a(max)	24628	-418	9283	-55	-347	ULS_A1_Gr2a(max)	1	3604	6	4605	59	178
ULS_A1_Gr2a(min)	21840	-418	286	-55	-391	ULS_A1_Gr2a(min)	3	3546	4	3733	66	200
ULS_A1_Gr2b(max)	24630	-418	9283	-55	-347	ULS_A1_Gr2b(max)	1	3605	6	4606	59	178
ULS_A1_Gr2b(min)	21842	-418	286	-55	-391	ULS_A1_Gr2b(min)	3	3547	4	3734	66	200
ULS_A1_Q5c(max)	24630	-696	11879	-92	-592	ULS_A1_Q5c(max)	1	3473	6	4737	100	304
ULS_A1_Q5c(min)	21842	-696	2882	-92	-636	ULS_A1_Q5c(min)	1	3515	6	3765	107	326
ULS_A1_Q5s	22192	0	-20	0	1	ULS_A1_Q5s	3	3698	1	3700	0	1
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	16983	7402	26263	1088	3154	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4	46	3	5615	556	1690
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	16983	24673	7871	3626	947	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4	-411	3	6072	625	1899
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	18289	7402	7875	1088	947	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	4	1658	3	4439	240	731
SLS_FR_Gr1(max)	22681	0	8671	0	40	SLS_FR_Gr1(max)	1	3292	3	4269	7	20
SLS_FR_Gr1(min)	18626	0	-6154	0	-58	SLS_FR_Gr1(min)	3	2753	1	3456	10	29
SLS_FR_Gr2a(max)	20679	0	4320	0	20	SLS_FR_Gr2a(max)	1	3203	3	3690	3	10
SLS_FR_Gr2a(min)	18599	0	-3035	0	-30	SLS_FR_Gr2a(min)	3	2926	1	3274	5	15
SLS_FR_Gr2b(max)	20690	0	4320	0	20	SLS_FR_Gr2b(max)	1	3205	3	3692	3	10
SLS_FR_Gr2b(min)	18610	0	-3035	0	-30	SLS_FR_Gr2b(min)	3	2928	1	3275	5	15
SLS_QP	18772	0	-91	0	-1	SLS_QP	3	3123	1	3134	0	1
SLS_RA_Gr1(max)	22683	-279	11612	-31	-275	SLS_RA_Gr1(max)	1	3154	6	4407	46	140
SLS_RA_Gr1(min)	18628	-279	-3214	-31	-373	SLS_RA_Gr1(min)	3	2836	4	3374	62	190
SLS_RA_Gr2a(max)	20681	-279	7261	-31	-295	SLS_RA_Gr2a(max)	1	3066	6	3828	49	150
SLS_RA_Gr2a(min)	18601	-279	-95	-31	-346	SLS_RA_Gr2a(min)	3	3009	4	3191	58	176
SLS_RA_Gr2b(max)	20692	-279	7261	-31	-295	SLS_RA_Gr2b(max)	1	3067	6	3830	49	150
SLS_RA_Gr2b(min)	18612	-279	-95	-31	-346	SLS_RA_Gr2b(min)	3	3011	4	3193	58	176

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 91 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	--------------------------

Tabella 66 – Pila P5: Sollecitazioni a base plinto e sforzi massimi e minimi nei pali

SOLLECITAZIONI BASE PLINTO						SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
Combo	N [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	V _L [kN]	V _T [kN]	Combo	N _{min} Palo	N _{max} Palo	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]	
ULS_A1_Gr1(max)	27220	-551	13574	-65	-336	ULS_A1_Gr1(max)	1 3782	6 5292	57	164	
ULS_A1_Gr1(min)	22563	-551	-1726	-65	-395	ULS_A1_Gr1(min)	3 3547	4 3974	67	192	
ULS_A1_Gr2a(max)	25095	-551	9291	-65	-352	ULS_A1_Gr2a(max)	1 3668	6 4697	60	172	
ULS_A1_Gr2a(min)	22602	-551	1294	-65	-383	ULS_A1_Gr2a(min)	1 3702	6 3832	65	186	
ULS_A1_Gr2b(max)	25098	-551	9291	-65	-352	ULS_A1_Gr2b(max)	1 3669	6 4697	60	172	
ULS_A1_Gr2b(min)	22605	-551	1294	-65	-383	ULS_A1_Gr2b(min)	1 3702	6 3833	65	186	
ULS_A1_Q5c(max)	25098	-918	12239	-108	-597	ULS_A1_Q5c(max)	1 3508	6 4858	101	291	
ULS_A1_Q5c(min)	22605	-918	4242	-108	-628	ULS_A1_Q5c(min)	1 3541	6 3994	106	306	
ULS_A1_Q5s	22859	0	39	0	-2	ULS_A1_Q5s	1 3808	3 3812	0	1	
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	17619	8735	29357	1135	3216	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	4 -98	3 5971	568	1637	
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	17619	29117	8829	3784	964	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	4 -672	3 6545	651	1874	
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	19030	8735	8834	1135	964	SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	4 1637	3 4706	248	715	
SLS_FR_Gr1(max)	20244	0	6779	0	24	SLS_FR_Gr1(max)	1 2994	3 3754	4	11	
SLS_FR_Gr1(min)	16795	0	-4555	0	-20	SLS_FR_Gr1(min)	3 2543	1 3055	3	10	
SLS_FR_Gr2a(max)	18670	0	3606	0	11	SLS_FR_Gr2a(max)	1 2910	3 3314	2	5	
SLS_FR_Gr2a(min)	16824	0	-2317	0	-11	SLS_FR_Gr2a(min)	3 2673	1 2934	2	5	
SLS_FR_Gr2b(max)	18672	0	3606	0	11	SLS_FR_Gr2b(max)	1 2910	3 3314	2	5	
SLS_FR_Gr2b(min)	16826	0	-2317	0	-11	SLS_FR_Gr2b(min)	3 2674	1 2935	2	5	
SLS_QP	17014	0	29	0	-2	SLS_QP	1 2834	3 2837	0	1	
SLS_RA_Gr1(max)	20229	-475	9727	-43	-221	SLS_RA_Gr1(max)	1 2822	6 3921	38	108	
SLS_RA_Gr1(min)	16779	-475	-1607	-43	-265	SLS_RA_Gr1(min)	3 2620	4 2973	45	129	
SLS_RA_Gr2a(max)	18654	-475	6554	-43	-234	SLS_RA_Gr2a(max)	1 2738	6 3480	40	114	
SLS_RA_Gr2a(min)	16808	-475	631	-43	-256	SLS_RA_Gr2a(min)	3 2751	4 2852	43	125	
SLS_RA_Gr2b(max)	18657	-475	6554	-43	-234	SLS_RA_Gr2b(max)	1 2738	6 3480	40	114	
SLS_RA_Gr2b(min)	16810	-475	631	-43	-256	SLS_RA_Gr2b(min)	3 2751	4 2852	43	125	

11.3.2 Verifiche geotecniche di capacità portante

Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all'aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi le seguenti lunghezze:

PALI CASTELRAIMONDO - PILE (N>0 COMPRESSIONE)						PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
PILA	D _{pali}	n°pali	L _{pali}	N _{max,SLE}	N _{max}	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
P1	1.50	6	15	3890	5330	7075	1.33	6036	1.55	3366	-
P2	1.50	6	15	4407	6230	7075	1.14	6036	1.37	3366	-
P3	1.50	6	15	4224	6328	7075	1.12	6036	1.43	3366	12.1
P4	1.50	6	15	4407	6072	7075	1.17	6036	1.37	3366	8.2
P5	1.50	6	21	3921	6545	7046	1.08	6936	1.77	4165	6.2

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 2B	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N,prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 92 di 98
----------------	--------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

11.3.3 Verifiche strutturale pali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali agli SLU e SLE per il palo più sollecitato appartenente alla pila P5.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da 20+20 ϕ 22 longitudinali e da una spirale ϕ 12/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

PALO - Verifiche allo SLU/SLV						
Combinazioni		N kN	M kNm	T kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-672	1874	651	1.57	3.82
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	6545	1874	651	3.24	3.82
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	6545	1874	651	3.24	3.82

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN	M kNm	T kN	σ_c Mpa	σ_s Mpa	Wk mm
RARA	SLS_RA_Gr1(min)	2620	129	45	-1.7	-10.7	-
	SLS_RA_Gr1(max)	3921	108	38	-2.3	-25.9	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(min)	2543	10	3	-1.3	-18.8	0.0
	SLS_FR_Gr1(max)	3754	11	4	-2.3	-25.9	0.0
QP	SLS_QP	2834	1	0	-1.3	-18.8	0.0
	SLS_QP	2837	1	0	-1.3	-18.8	0

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 93 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

11.4 PLINTO

Stanti i rapporti dimensionali esistenti tra zattera di fondazione e ingombro del fusto pila, per il calcolo delle sollecitazioni e relativa verifica delle sezioni, è stato considerato un modello di calcolo a tirante-puntone in direzione obliqua (mensola tozza) sottoposta alla massima reazione verticale del palo di spigolo. La verifica è condotta con riferimento al plinto maggiormente sollecitato:

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE PILA P5	
Nmax (palo)	6545 kN
Dist. Asse palo (spigolo) -fusto	1.45 m
Diametro palo	1.50 m
Larghezza di diffusione	3.00 m
Spessore della Fondazione	2.50 m
Copriferro nominale (su baricentro armature)	0.180 m
Altezza utile della sezione	2.29 m
Altezza della biella compressa	0.5 m
Sforzo di Trazione	5171 kN
Sforzo di compressione	8342 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	15 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	15 cm
Diametro armatura secondo strato	0 mm
Passo armatura secondo strato	0 cm
Area complessiva delle armature	21237 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	6.1 Mpa
Tensione nell'acciaio	243.5 Mpa

Le tensioni sono inferiori ai limiti dei materiali. Pertanto le verifiche sono soddisfatte.

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N. prog.	Rev.	Pag. di Pag.
L0703	213	E	12	V16200	REL	02	B	94 di 98

12. 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, distinguendo con T1 i dispositivi sulle spalle e T2 a T4 i dispositivi sulle pile; con la sigla "L" si indicano, invece, gli isolatori sismici in direzione longitudinale, posizionati sulla spalla fissa.

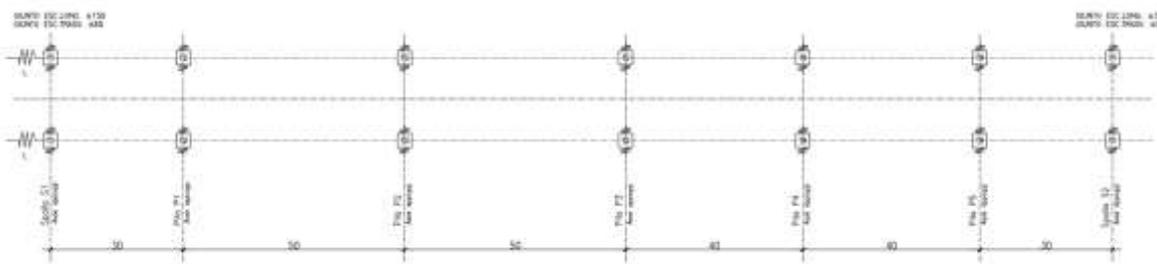


Figura 36 – Schema di appoggi e isolatori

In entrambe le direzioni, i dispositivi sismici sono del tipo elastoplastico e cioè costituiti da elementi di acciaio opportunamente dimensionati e sagomati in modo da presentare una rigidezza 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).

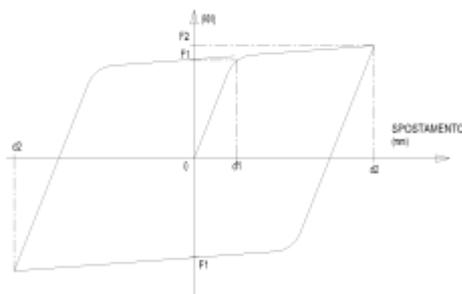


Figura 37 – Legame forza-spostamento per isolatori

Si evidenzia che il valore di soglia F_1 garantisce un adeguato margine nei confronti delle azioni statiche e che le deformazioni termiche, nella direzione trasversale, comportano spostamenti trascurabili e contenuti nelle tolleranze del dispositivo.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag.di Pag. 95 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

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

Tabella 67 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI												
SOTTOSTR.	SIGLA	CARICHI [kN] VERT.	ESCURS. [mm]		F1 [kN]		F2 [kN]		d1 [mm]		d2 [mm]	
			LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.	LONG.	TRASV.
S1	L	–	–	–	1850	–	2100	–	±15	–	±135	–
S1–S2	T1	3200	±150/350	±80	–	190	–	220	–	±6	–	±60
P1–P3	T2	9500	±150/350	±80	–	760	–	870	–	±6	–	±60
P2	T3	10500	±150/350	±80	–	880	–	1010	–	±6	–	±60
P4–P5	T4	8500	±150/350	±80	–	660	–	760	–	±6	–	±60

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

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

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 60 mm, mentre dall'analisi dinamica lineare si è ottenuto uno spostamento di 60 mm.

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

Direzione longitudinale

Sono stati valutati i seguenti spostamenti:

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

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

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

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

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

Lo spostamento d_2 è stato valutato pari a 135 mm con analisi lineare e a 122 mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V16200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 96 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

- $d_2 = \pm 135 \text{ mm}$

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.36 \cdot 0.51 \cdot 2.71 \cdot 0.277 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 128 \text{ mm}$
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 240 \cdot 10^3 = 48 \text{ mm}$

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa $\pm 311 \text{ mm}$.

Sono state adottate corse longitudinali degli apparecchi di appoggio pari a $\pm 150 \text{ mm}$ per la spalla fissa e ± 350 per la spalla mobile.

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS VI6200	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 97 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	--------------------------

13. 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 per il baggiolo maggiormente sollecitato:

PORTATA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO	10500	0	1010

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	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$	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	$f_{cfk} = 1,2 * f_{ctm} =$	3.60	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.40	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		900	700
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000
VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu} = (H_L^2 + H_T^2)^{1/2} =$	1010	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 :	52		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva $A_s =$	19767	mm ²	
Perc. di armatura $\rho =$	0.01977	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd} =$	4.64	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd} =$	4.64	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd} =$	1.10	N/mm ² OK

2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – innesto S.S. 77 a Muccia

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTO CASTELRAIMONDO

Relazione di calcolo sottostrutture

Opera L0703	Tratto 213	Settore E	CEE 12	WBS V6200	Id.doc. REL	N. prog. 02	Rev. B	Pag. di Pag. 98 di 98
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	--------------------------

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

Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	10500	KN
area caricata $A_{c0}=$		693000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rd0}=A_{c0}*f_{cd}*(A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		15662.85	KN
$F_{rd0} < 3*f_{cd}*A_{c0} =$	37296 kN	OK	

Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale

Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	10500	KN
Area necessaria $A_s=0.25*F_{sdu}*(1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=$		20	cm ²
Avendo disposto staffe $\phi 22$ e $\phi 12$ a 4 braccia e considerando 2 staffe collaboranti risulta			
	Area resistente totale	39.4	cm ²
		OK	