


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

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

PROGETTO ESECUTIVO

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

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese

Mandataria:

PROGETTAZIONE
GRANDI
INFRASTRUTTURE
PROGIN s.p.a.

LOMBARDI SA
INGEGNERI CONSULENTI

LOMBARDI-REICO
INGEGNERIA S.r.l.

SGAI s.r.l.
di E. Forlani & C.
Studio di Ingegneria e Geologia Applicata
Via Marconi, 20 - 41133 Soriano di Romagna (RN) - ITALY
P.IVA 0268460429 - tel. 0543/30190277 - e-mail: sgai@sgai.com
www.sgai.com

*RESPONSABILE DELLA
PROGETTAZIONE PER L'ATI*

Ing. Antonio Grimaldi

GEOLOGO

Dott. Geol. Fabrizio Pontoni

*COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE*

Ing. Michele Curiale



*IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO*

Ing. Giulio Petrizzelli

2.1.2 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI

Viadotto Esino

Relazione di calcolo sottostrutture

SCALA:

DATA:

Maggio 2017

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

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L0703	212	E	13	V13900	REL	02	C

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

INDICE

1.	GENERALITA'	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	UNITÀ DI MISURA.....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
3.1	RESISTENZE DI PROGETTO.....	9
3.1.1	Calcestruzzo C30/37.....	9
3.1.2	Calcestruzzo C32/40.....	9
3.1.3	Acciaio di armatura B450C.....	10
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
4.1	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	11
4.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	12
4.3	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	13
4.4	RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI	14
5.	ANALISI DEI CARICHI	16
5.1	PESI PROPRI	16
5.1.1	Rinterro.....	16
5.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	16
5.3	RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	16
5.4	VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.1)	17
5.5	VARIAZIONE TERMICA (E3).....	18
5.6	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	18
5.7	AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)	19
5.8	AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	20
5.9	AZIONE DEL VENTO (Q5)	20
5.9.1	Calcolo della pressione del vento.....	20
5.9.2	Vento a ponte carico.....	21
5.9.3	Vento a ponte scarico.....	21
5.10	AZIONI SISMICHE (Q6)	21
5.11	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q7)	24
5.12	URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)	25
6.	COMBINAZIONI DI CARICO	26
6.1	GRUPPI DI CARICO.....	26
6.2	COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE	27
6.3	COMBINAZIONI AGLI SLU	28
6.4	COMBINAZIONI AGLI SLE.....	28
7.	MODELLI DI CALCOLO	29
7.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	29
7.2	MODELLO GLOBALE.....	30

7.3	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	31
7.3.1	Condizioni statiche.....	32
7.3.2	Condizioni sismiche	32
8.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	36
8.1	ANALISI STATICA	36
8.2	ANALISI SISMICA.....	36
8.2.1	Dimensionamento degli isolatori sismici	38
8.2.1.1	<i>Isolatore viscoelastico lineare "equivalente"</i>	38
8.2.1.2	<i>Isolatori elastoplastici</i>	40
8.2.2	Analisi dinamica lineare (analisi modale).....	43
8.2.3	Analisi dinamica non lineare.....	43
8.2.4	Risultati dell'analisi in direzione longitudinale.....	46
8.2.5	Risultati dell'analisi in direzione trasversale.....	47
8.3	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	48
8.3.1	Verifiche allo SLU.....	48
8.3.2	Verifiche allo SLE.....	48
8.3.2.1	<i>Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio</i>	48
8.3.2.2	<i>Verifica di fessurazione</i>	48
9.	VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2).....	49
9.1	MURO FRONTALE.....	49
9.2	MURO PARAGHIAIA.....	52
9.3	MURI LATERALI.....	53
9.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	55
9.5	PALI DI FONDAZIONE.....	58
10.	VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)	60
10.1	MURO FRONTALE.....	60
10.2	MURO PARAGHIAIA.....	63
10.3	MURI LATERALI.....	64
10.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	65
10.5	PALI DI FONDAZIONE.....	68
11.	VERIFICA DELLE PILE	70
11.1	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO	70
11.1.1	Risultati e verifiche agli SLU	71
11.1.2	Risultati e verifiche allo SLV (condizioni sismiche).....	71
11.1.2.1	<i>Analisi dinamica lineare</i>	71
11.1.2.2	<i>Analisi dinamica non lineare</i>	72
11.1.3	Risultati e verifiche agli SLE.....	73
11.2	PULVINO	74
11.3	PALI DI FONDAZIONE.....	75
11.4	PLINTO DI FONDAZIONE.....	77
12.	ISOLATORI, APPOGGI E GIUNTI	79
12.1	VERIFICA DEI BAGGIOLI.....	81

1. GENERALITA'

Nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice Perugia – Ancona “Pedemontana delle Marche”: Sub Lotto 2.2 Tratto Fabriano – Muccia Sfercia, è prevista la realizzazione del viadotto denominato Esino posto tra le progressive 3+388 e 3+488 del tracciato di progetto.

La presente relazione, emessa nell'ambito della redazione del progetto esecutivo, ha per oggetto la verifica delle sottostrutture dell'opera, mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato, si rimanda all'elaborato 212E13VI3900REL01C (*Viadotto Esino - Relazione di calcolo impalcato*).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto Esino è costituito da un'impalcato continuo a tre luci, di cui due laterali (S1-P1, P2-S2) con luce in asse appoggi pari a 30 m e una centrale (P1-P2) di luce pari a 40 m.

La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 16.5 m con cordoli per 1.25 m per lato e pavimentazione di ampiezza pari a 14.0 m. Per maggiori dettagli riguardanti l'impalcato si rinvia alla relazione specifica.

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

La spalla indicata con “S1” è la spalla mobile mentre quella indicata con “S2” è la spalla fissa. Il 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 pseudorettagonolare cava biconnessa.

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

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche delle sottostrutture.

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche spalla S1

SPALLA MOBILE S1

Altezza muro frontale: 7.0 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 3.2 m
Spessore muro paraghiaia: 0.8 m
Spessore plinto di fondazione: 1.8 m
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
Larghezza plinto di fondazione: 16.8 m
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
Pali: 15φ1200, Interasse: 3.6 m

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche pila P1**PILA P1**

Altezza totale pila: 11.5 m
Altezza fusto (sezione cava): 9.5 m
Altezza pulvino (sezione piena): 2.0 m
Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
Dimensione trasversale base pila: 11.1 m
Spessore setti sezione cava: 0.40 m
Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
Lunghezza plinto di fondazione: 8.0 m
Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
Pali: 14φ1200 a quinconce, Interasse long: 3.00 m, Interasse trasv: 3.75 m

Tabella 3 – Caratteristiche geometriche pila P2**PILA P2**

Altezza totale pila: 9.0 m
Altezza fusto (sezione cava): 7.0 m
Altezza pulvino (sezione piena): 2.0 m
Dimensione longitudinale base pila: 3.0 m
Dimensione trasversale base pila: 11.1 m
Spessore setti sezione cava: 0.40 m
Spessore plinto di fondazione: 2.5 m
Lunghezza plinto di fondazione: 8.0 m
Larghezza plinto di fondazione: 13.2 m
Pali: 14φ1200 a quinconce, Interasse long: 3.00 m, Interasse trasv: 3.75 m

Tabella 4 – Caratteristiche geometriche spalla S2**SPALLA FISSA S2**

Altezza muro frontale: 5.0 m
Spessore muro frontale: 2.0 m
Altezza muro paraghiaia: 3.2 m
Spessore muro paraghiaia: 0.8 m
Spessore plinto di fondazione: 2.0 m
Lunghezza plinto di fondazione: 9.6 m
Larghezza plinto di fondazione: 16.8 m
Spessori muri laterali: 1.5 m - 1.0 m - 0.5 m
Pali: 15φ1200, Interasse: 3.6 m

1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 6 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

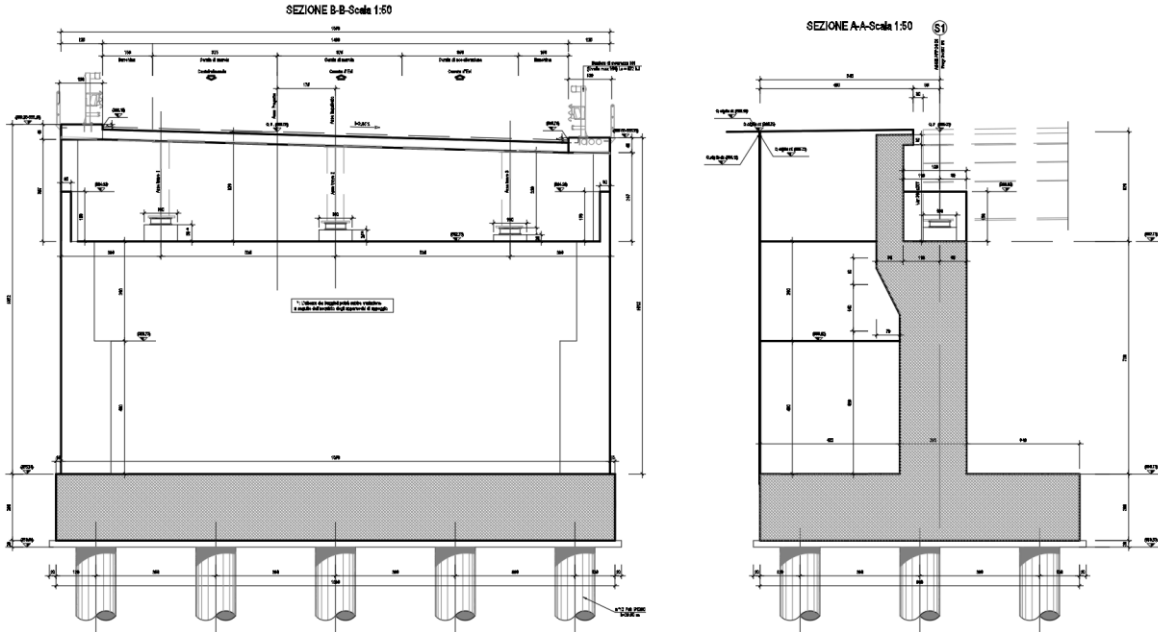


Figura 1 – Spalla S1

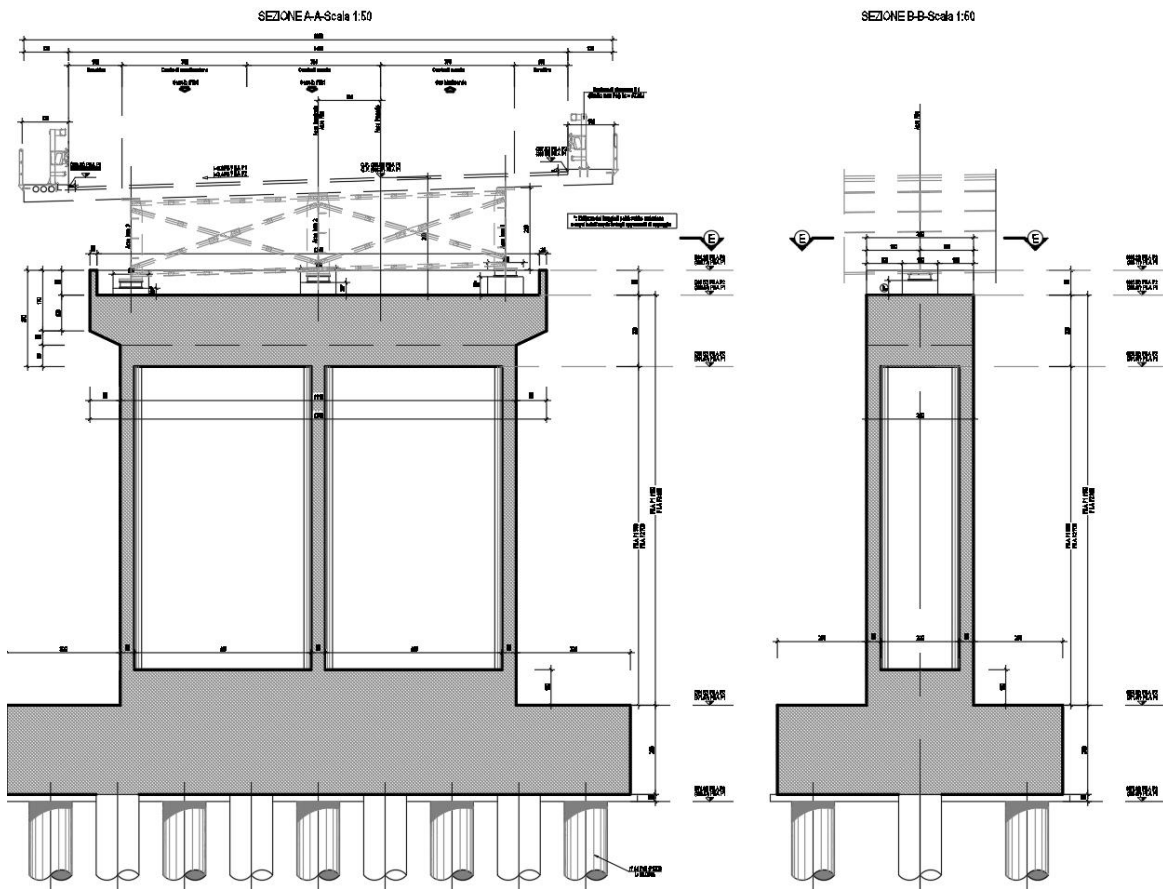


Figura 2 – Pile

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI3900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 7 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

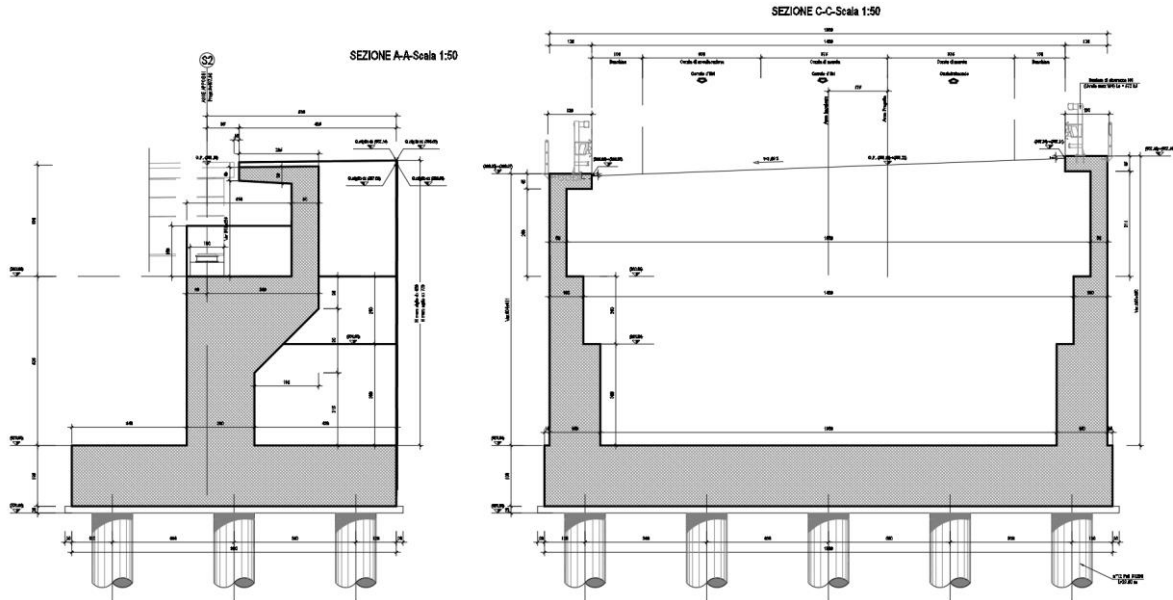


Figura 3 – Spalla S2

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

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

Tabella 5 – Calcestruzzi: classi di resistenza, classi di esposizione e specifiche

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

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

3.1 RESISTENZE DI PROGETTO

3.1.1 Calcestruzzo C30/37

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

Resistenze di progetto allo SLU

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

Resistenze di progetto allo SLE

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

3.1.2 Calcestruzzo C32/40

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

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

peso per unità di volume

Resistenze di progetto allo SLU

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

resistenza di progetto a compressione

resistenza di progetto a trazione

Resistenze di progetto allo SLE

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

tensione limite in comb. caratteristica (rara)

tensione limite in comb. quasi permanente

tensione limite di fessurazione (trazione)

3.1.3 Acciaio di armatura B450C

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

resistenza caratteristica di snervamento

resistenza caratteristica a rottura

modulo elastico

Resistenza di progetto allo SLU

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

resistenza di progetto a compressione

Resistenza di progetto allo SLE

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

tensione limite in comb. rara

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il ponte in esame si estende dalle progressive chilometriche 3+387 a 3+487 (L=100m) ed è costituito da due spalle e due pile. Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

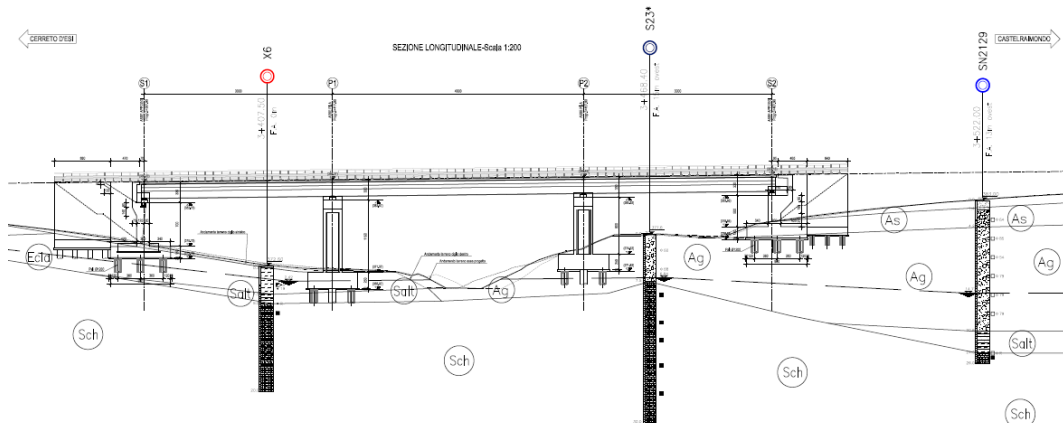


Figura 4 – Sezione longitudinale stratigrafica

4.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

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

Tabella 6 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite per il viadotto Esino

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata
X6	20.0	372.60	2	C.I.: 1 C.L.: 1	T.A.[3÷20]
S23	30.0	377.60	2	C.L.: 5	T.A.[0÷30]
SN2129	26.0	384.23	7	C.R.: 7 C.L.: 1	T.A.[3÷26]

C.I. = Campione indisturbato

C.L. = Campione litoide

TA [m]: Piezometro a Tubo Aperto [profondità tratto filtrante]

I. = Inclino metro

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche eseguite nei tre sondaggi.

Tabella 7 – Letture piezometriche eseguite

SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)	SONDAGGIO	Quota boccaforo m s.l.m.	Min (m da pc)	Max (m da pc)	MEDIA (m da pc)
S23	377.60	370.31	370.76	370.55	S23	377.60	6.84	7.29	7.05
SN2129	384.23	366.53	369.50	367.78	SN2129	384.23	14.73	17.70	16.45
X6	372.6	369.90	370.18	370.04	X6	372.60	2.42	2.70	2.56

4.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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

Tabella 8 – Stratigrafia di riferimento per il viadotto Esino

Stratigrafia	Spalla 1 e Pila P1 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
ECl _a	0.0÷1.0	Depositi eluvio colluviali limoso argillosi
Salt	1.0÷3.0	Substrato alterato limoso argilloso
Sch	>3.0	Formazione dello Schlier
Falda: a p.c. (*)		
(*) per il dimensionamento delle fondazioni si assume il livello di falda prossimo al p.c. per la presenza del corso d'acqua		

Stratigrafia	Pila 2 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ag	0.0÷4.0	Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi
Salt (**)	4.0÷5.5	Substrato alterato limoso argilloso
Sch	>5.5	Formazione dello Schlier
Falda: a 1.0 m da p.c.		
(**) considerato cautelativamente per il dimensionamento delle fondazioni della pila 2		

Stratigrafia	Spalla 2 (quota di riferimento testa palo)	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	
Ag	0.0÷12.0	Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi
Sch	>12.0	Formazione dello Schlier
Falda: a 5.0 m da p.c.		

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

Tabella 9 – Parametri geotecnici per il viadotto Faranghe

	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_o [MPa]	$\sigma_{c,media}'$ [MPa]	E'_{op} [MPa]
ECl _a	19.0	24÷27	5÷15	100	100÷400	-	-
Ag	19.0	38	0	-	200÷600	-	-
Salt	20.0	27	20	200	150÷600	-	-
Sch	23.0	26	50	-	-	0.6	20+5.75·z per z < 40m
γ = peso di volume naturale ϕ' = angolo di resistenza al taglio c' = coesione drenata c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate E_o = modulo di deformazione elastico iniziale ϕ'_r = angolo di resistenza al taglio residuo c'_r = coesione drenata residua $\sigma_{c,media}'$ = resistenza a compressione monoassiale media E'_{op} = modulo di deformazione elastico operativo							

4.3 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

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

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

Tabella 10 – Viadotto Faranghe. Parametri per il calcolo della capacità portante dei pali

Sottostr.	Approccio	n. di verticali indagate	ξ_3	γ_s	γ_b	F_{SL}	F_{SB}	D_{palo} [mm]	Quota testa palo da p.c. [m]	Quota falda da p.c. [m]
S1, P1	2 (A1+M1+R3)	3	1.60	1.15	1.35	1.84	2.16	1200	0	0
P2										1
S2										5

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

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

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

Tabella 11 – Viadotto Esino – Capacità portante palo D=1200 mm

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1, PILA 1						CAPACITA' PORTANTE - PILA 2						CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 2					
Lp m	Q _{ll} kN	Q _{bl} kN	W _p kN	Q _u kN	Q _d kN	Lp m	Q _{ll} kN	Q _{bl} kN	W _p kN	Q _u kN	Q _d kN	Lp m	Q _{ll} kN	Q _{bl} kN	W _p kN	Q _u kN	Q _d kN
0	0	1018	0	1018	471	0	0	4418	0	4418	2045	0	0	4524	0	4524	2094
0.5	2	1029	3	1028	475	0.5	5	4396	3	4398	2035	0.5	5	4524	3	4526	2094
1	9	1039	6	1043	481	1	19	4375	6	4389	2030	1	19	4524	6	4538	2099
1.5	21	1196	8	1209	557	1.5	41	4227	8	4259	1971	1.5	44	4524	8	4559	2110
2	38	1353	11	1380	636	2	67	4078	11	4134	1913	2	77	4524	11	4590	2125
2.5	61	1510	14	1556	718	2.5	98	3929	14	4013	1858	2.5	121	4524	14	4631	2146
3	115	1666	17	1764	817	3	133	3780	17	3897	1806	3	174	4524	17	4681	2172
3.5	333	1913	20	2226	1047	3.5	173	3632	20	3785	1756	3.5	237	4524	20	4741	2203
4	578	2160	23	2715	1291	4	218	3483	23	3678	1708	4	309	4524	23	4811	2240
4.5	823	2406	25	3204	1536	4.5	268	3453	25	3696	1719	4.5	392	4524	25	4890	2282
5	1068	2653	28	3693	1781	5	324	3423	28	3718	1732	5	483	4524	28	4979	2329
5.5	1313	2900	31	4182	2025	5.5	407	3393	31	3769	1761	5.5	582	4524	31	5075	2380
6	1558	3146	34	4671	2270	6	629	3393	34	3988	1879	6	686	4524	34	5176	2433
6.5	1803	3393	37	5160	2514	6.5	874	3393	37	4230	2009	6.5	794	4524	37	5281	2489
7	2048	3393	40	5402	2645	7	1119	3393	40	4473	2140	7	907	4524	40	5391	2548
7.5	2294	3393	42	5644	2775	7.5	1364	3393	42	4715	2270	7.5	1024	4524	42	5506	2609
8	2539	3393	45	5886	2905	8	1609	3393	45	4957	2400	8	1146	4524	45	5625	2672
8.5	2784	3393	48	6128	3036	8.5	1854	3393	48	5199	2531	8.5	1273	4524	48	5748	2738
9	3029	3393	51	6371	3166	9	2100	3393	51	5442	2661	9	1404	4362	51	5715	2732
9.5	3274	3393	54	6613	3296	9.5	2345	3393	54	5684	2791	9.5	1539	4201	54	5686	2728
10	3519	3393	57	6855	3427	10	2590	3393	57	5926	2922	10	1679	4039	57	5662	2726
10.5	3764	3393	59	7097	3557	10.5	2835	3393	59	6168	3052	10.5	1824	3878	59	5643	2727
11	4009	3393	62	7340	3687	11	3080	3393	62	6410	3182	11	1974	3716	62	5628	2731
11.5	4254	3393	65	7582	3818	11.5	3325	3393	65	6653	3313	11.5	2128	3554	65	5617	2737
12	4499	3393	68	7824	3948	12	3570	3393	68	6895	3443	12	2297	3393	68	5622	2751
12.5	4744	3393	71	8066	4078	12.5	3815	3393	71	7137	3573	12.5	2531	3393	71	5853	2876

CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 1, PILA 1						CAPACITA' PORTANTE - PILA 2						CAPACITA' PORTANTE - SPALLA 2					
Lp m	QII kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	Lp m	QII kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN	Lp m	QII kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
13	4989	3393	74	8308	4209	13	4060	3393	74	7379	3704	13	2776	3393	74	6096	3006
13.5	5234	3393	76	8551	4339	13.5	4305	3393	76	7622	3834	13.5	3021	3393	76	6338	3136
14	5479	3393	79	8793	4469	14	4550	3393	79	7864	3964	14	3266	3393	79	6580	3267
14.5	5724	3393	82	9035	4600	14.5	4795	3393	82	8106	4095	14.5	3511	3393	82	6822	3397
15	5974	3393	85	9282	4733	15	5045	3393	85	8353	4228	15	3761	3393	85	7069	3530
15.5	6252	3554	88	9719	4956	15.5	5323	3554	88	8790	4451	15.5	4039	3554	88	7506	3753
16	6535	3716	90	10160	5181	16	5606	3716	90	9231	4676	16	4322	3716	90	7947	3979
16.5	6817	3878	93	10602	5407	16.5	5888	3878	93	9673	4902	16.5	4605	3878	93	8389	4204
17	7100	4039	96	11043	5633	17	6171	4039	96	10114	5128	17	4887	4039	96	8830	4430
17.5	7383	4201	99	11485	5858	17.5	6454	4201	99	10556	5353	17.5	5170	4201	99	9272	4656
18	7666	4362	102	11926	6084	18	6737	4362	102	10997	5579	18	5453	4362	102	9713	4881
18.5	7948	4524	105	12368	6310	18.5	7019	4524	105	11439	5805	18.5	5736	4524	105	10155	5107
19	8231	4524	107	12648	6460	19	7302	4524	107	11718	5955	19	6018	4524	107	10435	5258
19.5	8514	4524	110	12927	6611	19.5	7585	4524	110	11998	6106	19.5	6301	4524	110	10715	5409
20	8797	4524	113	13207	6762	20	7867	4524	113	12278	6257	20	6584	4524	113	10995	5559
20.5	9079	4524	116	13487	6913	20.5	8150	4524	116	12558	6408	20.5	6867	4524	116	11275	5710
21	9362	4524	119	13767	7064	21	8433	4524	119	12838	6559	21	7149	4524	119	11554	5861
21.5	9645	4524	122	14047	7215	21.5	8716	4524	122	13118	6710	21.5	7432	4524	122	11834	6012
22	9928	4524	124	14327	7365	22	8998	4524	124	13398	6860	22	7715	4524	124	12114	6163
22.5	10210	4524	127	14607	7516	22.5	9281	4524	127	13678	7011	22.5	7998	4524	127	12394	6314
23	10493	4524	130	14887	7667	23	9564	4524	130	13958	7162	23	8280	4524	130	12674	6464
23.5	10776	4524	133	15167	7818	23.5	9847	4524	133	14238	7313	23.5	8563	4524	133	12954	6615
24	11059	4524	136	15447	7969	24	10129	4524	136	14518	7464	24	8846	4524	136	13234	6766
24.5	11341	4524	139	15727	8120	24.5	10412	4524	139	14798	7615	24.5	9129	4524	139	13514	6917
25	11624	4524	141	16007	8270	25	10695	4524	141	15077	7765	25	9411	4524	141	13794	7068
25.5	11907	4524	144	16286	8421	25.5	10978	4524	144	15357	7916	25.5	9694	4524	144	14074	7219
26	12190	4524	147	16566	8572	26	11260	4524	147	15637	8067	26	9977	4524	147	14354	7370
26.5	12472	4524	150	16846	8723	26.5	11543	4524	150	15917	8218	26.5	10260	4524	150	14634	7520
27	12755	4524	153	17126	8874	27	11826	4524	153	16197	8369	27	10542	4524	153	14913	7671
27.5	13038	4524	156	17406	9025	27.5	12109	4524	156	16477	8520	27.5	10825	4524	156	15193	7822
28	13321	4524	158	17686	9175	28	12391	4524	158	16757	8671	28	11108	4524	158	15473	7973
28.5	13603	4524	161	17966	9326	28.5	12674	4524	161	17037	8821	28.5	11390	4524	161	15753	8124
29	13886	4524	164	18246	9477	29	12957	4524	164	17317	8972	29	11673	4524	164	16033	8275
29.5	14169	4524	167	18526	9628	29.5	13240	4524	167	17597	9123	29.5	11956	4524	167	16313	8425
30	14451	4524	170	18806	9779	30	13522	4524	170	17877	9274	30	12239	4524	170	16593	8576

4.4 RAPPORTO MOMENTO-TAGLIO IN TESTA AI PALI

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

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

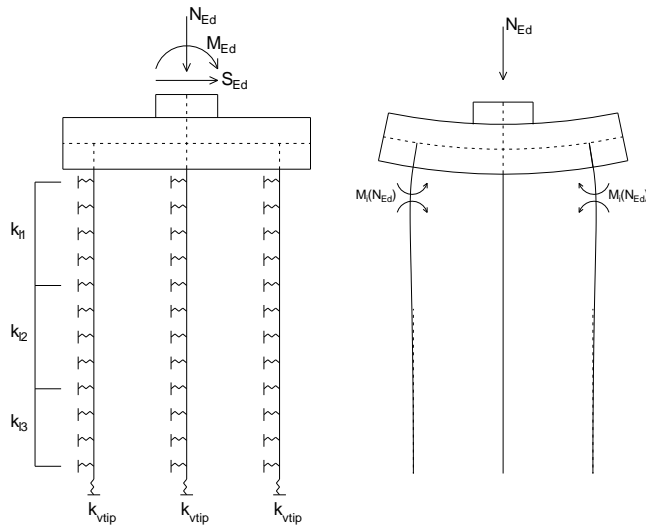
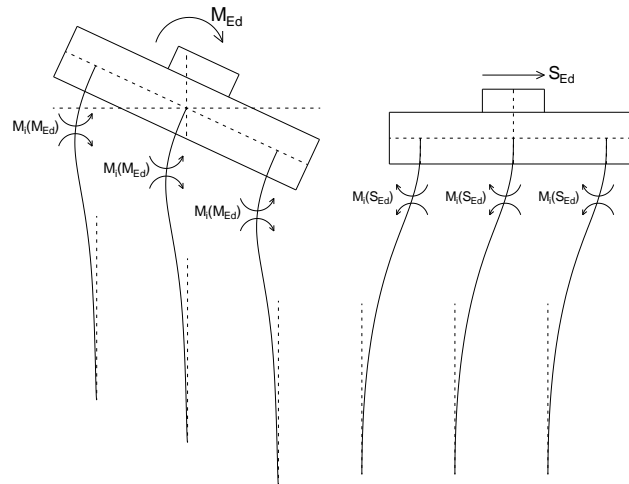
Le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali, mentre il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri):

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

Il coefficiente α dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Il valore adottato è riportato nella seguente tabella. Per i metodi di valutazione di tale parametro si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale*.

Tabella 12 – Valori α

D_{palo} [m]	Sottostruttura	α [m]
1.2	Spalla S1, Pile P1 e P2	2.1
1.2	Spalla S2	2.4


Figura 5 - Modello del plinto su pali ed effetto flessionale su pali dovuto al carico assiale agente sul plinto (a destra)

Figura 6 - Effetto flessionale sui pali dovuti al momento flettente (a sinistra) e al taglio (a destra) agenti sul plinto

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESI PROPRI

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

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

- $G1.1 = 33.0 \text{ kN/m}$

Peso della soletta (G1.2), considerando uno spessore di 28 cm, per una larghezza complessiva di piattaforma pari a 10.5 m

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

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

5.1.1 Rinterro

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

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)

I carichi permanenti portati agenti sulla struttura di impalcato sono:

Pavimentazione	$G2.1 = 14 \times 3 \text{ kN/m}$	42.0 kN/m
Guard Rail	$G2.2 = 2 \times 1.25 \text{ kN/m}$	2.50 kN/m
Velette	$G2.3 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m
Corrimano	$G2.4 = 2 \times 0.5 \text{ kN/m}$	1.00 kN/m
Impianti	$G2.5 = 2 \times 1.0 \text{ kN/m}$	2.00 kN/m
Totale	G2	39.0 kN/m

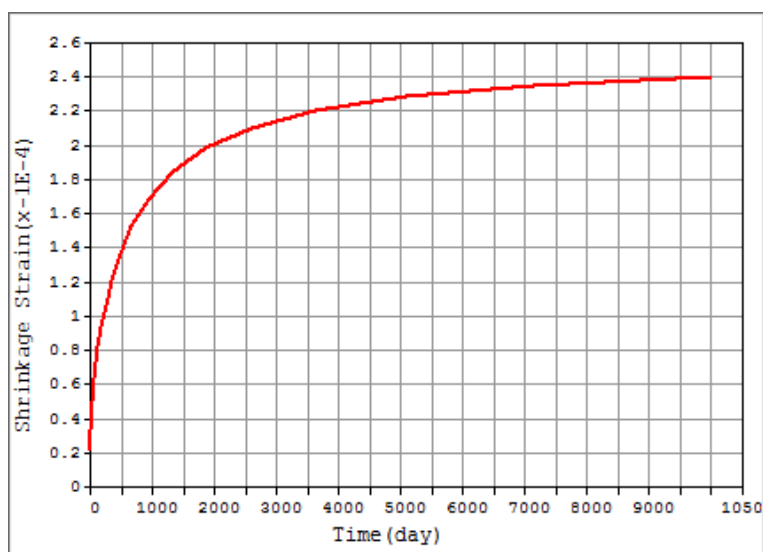
5.3 RITIRO DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

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

Tabella 13 – Deformazione da ritiro

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.

$A_c =$	6.15	mq
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	17.7	m
$k = 2 A_c/u =$	0.70	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$R_{ck} =$	45	Mpa
$\phi_{r,10000gg} =$	-2.40E-04	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 10$ gg.)


Figura 7 - 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.

5.4 VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO (E2.1)

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

Tabella 14 – Coefficienti di Viscosità
Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.

$A_c =$	6.15	mq
$u =$ perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	17.7	m
$k = 2 A_c/u =$	0.70	m
$U =$ umidità relativa =	70.0	%
$R_{ck} =$	45	Mpa
$\phi(t_{00}, t_0) =$	2.71	(EN 1992-1, Classe S, $t_0 = 3$ gg.)
$\phi(t_{00}, t_0) =$	1.51	(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.

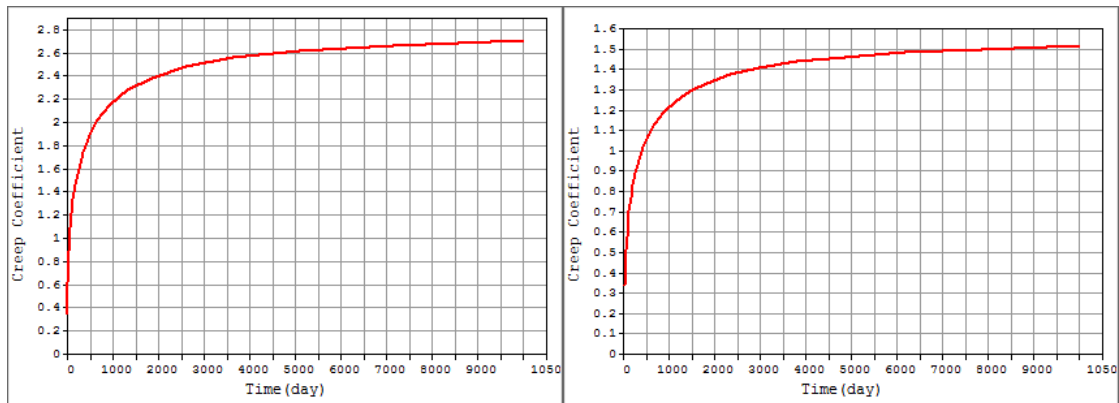


Figura 8 – Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo per $t_0 = 3$ gg. e per $t_0 = 30$ gg.

5.5 VARIAZIONE TERMICA (E3)

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

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

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

5.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

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

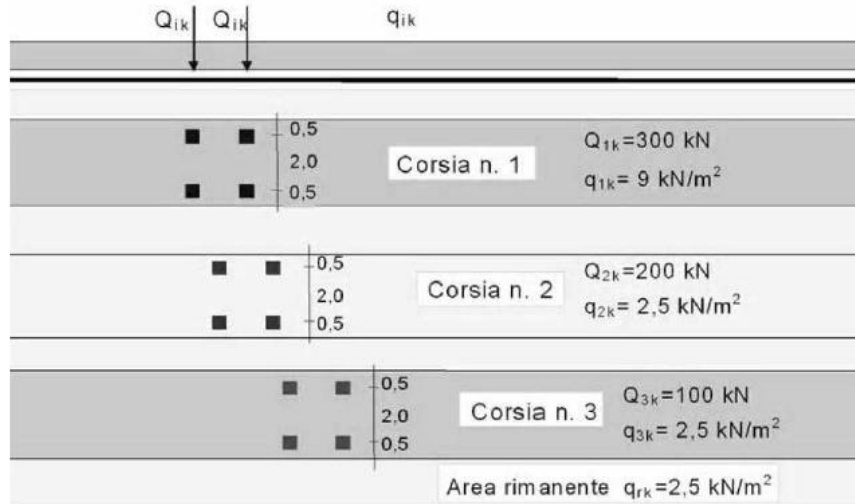


Figura 9 – Schema di carico 1

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

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{1k} e 2.5 kN/m² di q_{1k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 1.5 m) q_{rk} = 2.5 kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

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

5.7 AZIONE DI FRENAMENTO ED AVVIAMENTO (Q3)

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

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

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 630 \text{ kN} = 6.3 \text{ kN/m.}$$

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

5.8 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

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

$$R < 200 \text{ m} \quad Q4 = 0.2 \times Qv$$

$$200 \leq R \leq 1500 \text{ m} \quad Q4 = 40 Qv / R$$

$$R > 1500 \text{ m} \quad Q4 = 0$$

Dove $Qv = \sum_i 2 Qv$

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

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. 14/01/2008. La pressione del vento è data dall'espressione:

- $p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$,

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e = è il coefficiente di esposizione;
- C_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- C_d = è il coefficiente dinamico.

Con:

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

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

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

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

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

- $C_e(z) = k^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] = 2.36$.

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

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

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

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

5.9.2 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.

- $q_w = (2.30 + 0.3 + 0.10 + 3.00) \times 1.51 \text{ kN/m} = 8.6 \text{ kN/m}$.

5.9.3 Vento a ponte scarico

In tal caso il vento si considera agente solo sulla struttura di impalcato (travi e soletta).

- $q_{w,s} = (2.30 + 0.30 + 0.10) \times 1.51 \text{ kN/m} = 4.1 \text{ kN/m}$.

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. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

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

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

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

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 22 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

- Vita nominale V_N = 50 anni;
- Classe d'uso = III;
- Coefficiente d'uso C_U = 1.5;
- Periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$ = 712 anni;
- Comune = Fabriano;
- $a_{g,SLV}$ = **0.206 g**;
- $F_{0,SLV}$ = **2.526**;
- $T^*_{c,SLV}$ = **0.331 s**.

Tabella 15 - Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*c) per comune di riferimento - Fabriano

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

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS VI3900	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 23 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

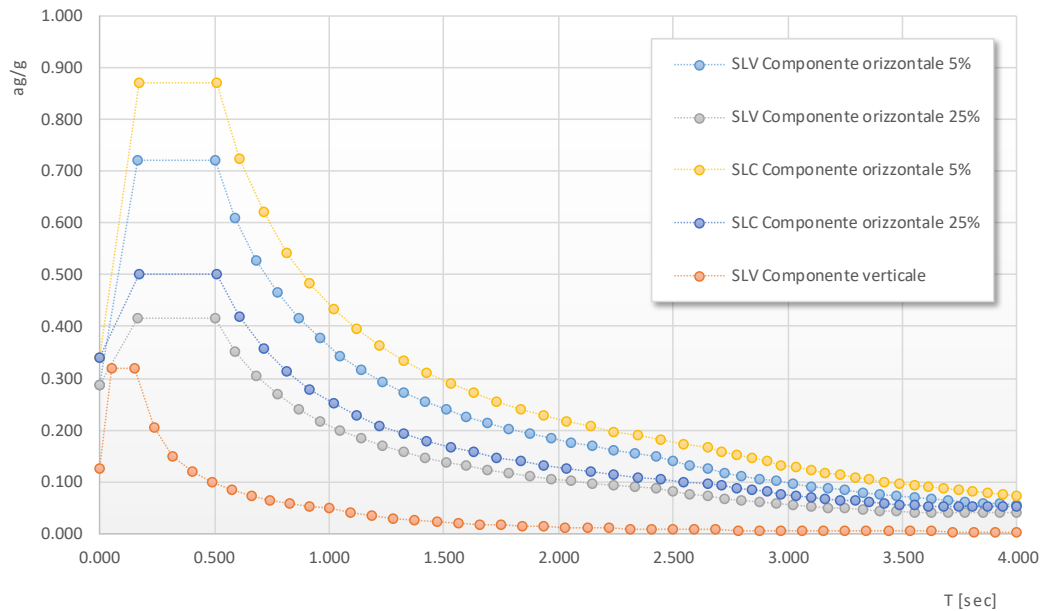


Figura 10 – Spettri elastici in accelerazione agli SLU ($q = 1$)

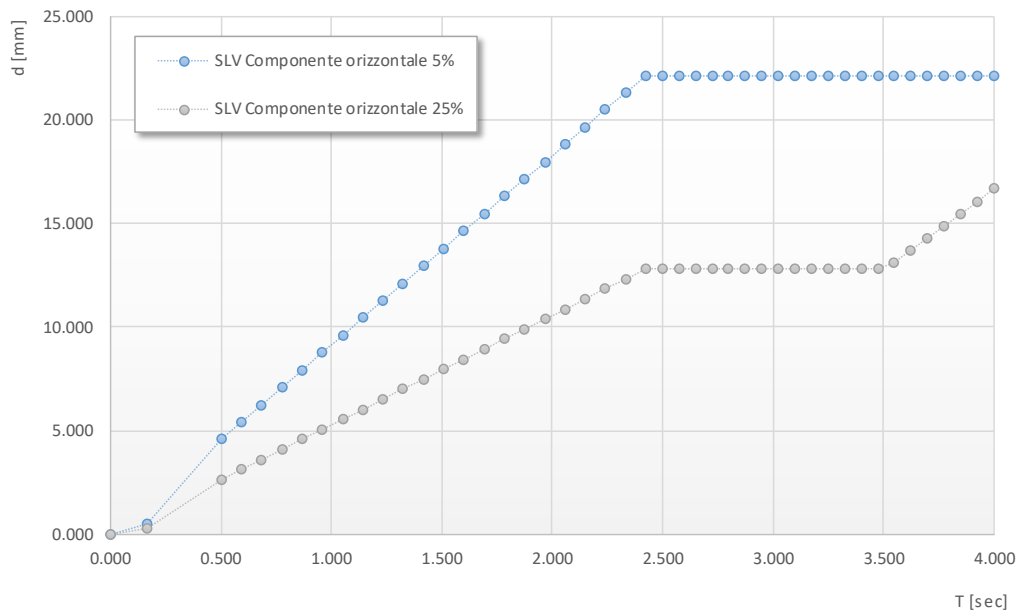


Figura 11 – Spettri in spostamento allo SLV

In accordo a quanto previsto al punto 7.10 del D. M. 14/01/2008 si utilizzano gli spettri allo SLV per le verifiche di resistenza delle sottostrutture e dei dispositivi di isolamento, mentre si utilizza lo spettro allo SLC per la verifica dello spostamento ultimo dei dispositivi di isolamento.

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 2 s e 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%.

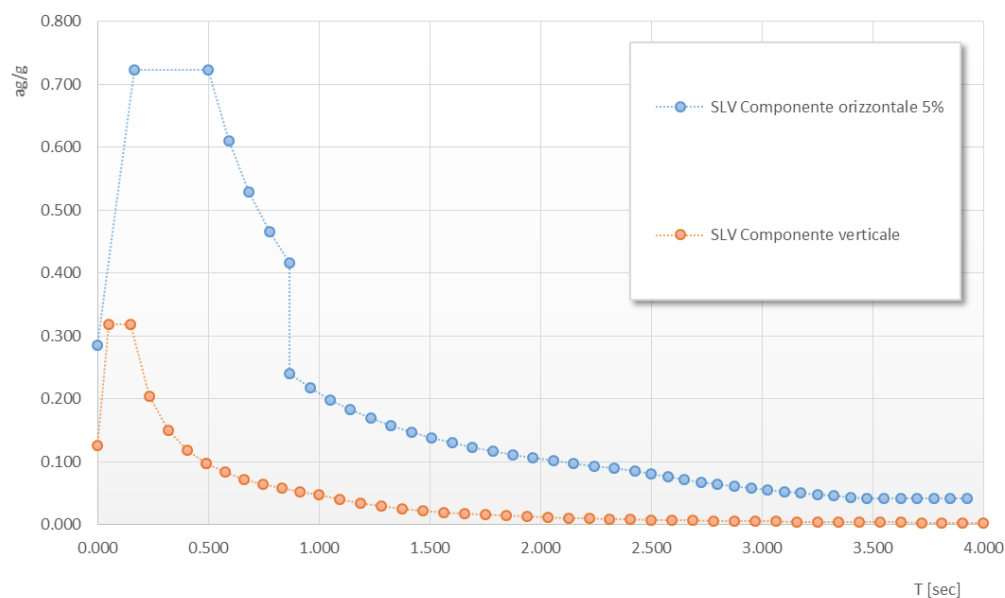


Figura 12 – Spettri elastici in accelerazione “modificati” allo SLV per analisi dinamica lineare

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 25 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

5.12 URTO DI VEICOLO IN SVIO (Q8)

La sicurtà e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0.10\text{m})$, $h_2 = 1.00\text{m}$.

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

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

6. COMBINAZIONI DI CARICO

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

6.1 GRUPPI DI CARICO

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

Tabella 16 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

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

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

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

6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

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

Tabella 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_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Tabella 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_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

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

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

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

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

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

Tabella 19 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

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

6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

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

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

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

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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

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

Tabella 20 - Combinazioni agli SLE

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

7. MODELLI DI CALCOLO

L'impalcato è continuo su 4 appoggi (due spalle e due 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, mentre per la zona di platea racchiusa tra i muri frontali e laterali si è considerato un modello a piastra.

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 2016**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova), di cui si possiede regolare licenza, identificata nello specifico da Key Serial Number n° 34219EF86526F342 intestata a PROGIN SPA – CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI.

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

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

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software

contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del 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 espone nel documento sono state inoltre sottoposte a controlli dal sottoscritto utente del software.

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

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

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

7.2 MODELLO GLOBALE

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

Per l'analisi dinamica modale dell'opera si adotta un modello di calcolo unifilare, semplificato dunque rispetto a quello utilizzato per l'analisi statica. Al singolo *beam* costituente l'impalcato viene quindi assegnata la rigidità 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 rigidità molto elevate per azioni orizzontali inferiori alla soglia plastica, e deformabilità elevata con comportamento non lineare in presenza dei carichi ciclici corrispondenti alle azioni sismiche.

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

Nella figura seguente è riportata una vista completa del modello di calcolo. Gli elementi di trave, e i traversi in asse appoggio sono allineati con l'estradosso delle travi in acciaio. 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 quattro isolatori trasversali e/o longitudinali. Tali vincoli sono comunque rigidi in direzione verticale.

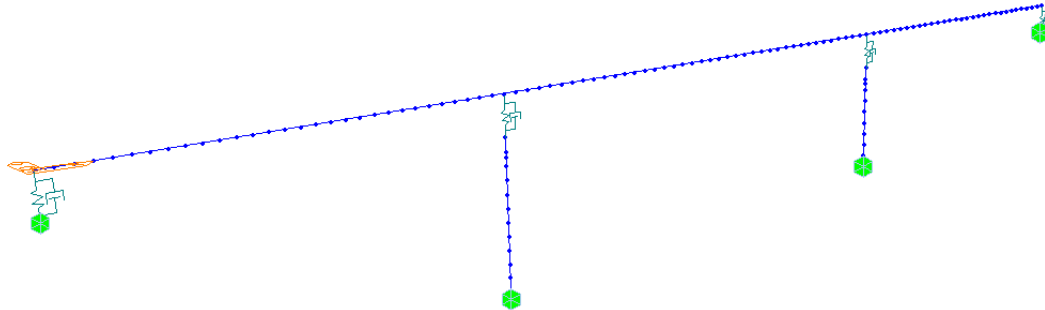


Figura 13 - Modello FEM vista wireframe

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 2016, 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.

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:

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

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

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

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

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

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

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

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

7.3.2 Condizioni sismiche

Conformemente alle indicazioni fornite dalle seguenti norme:

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

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

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

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

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

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

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

dove

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I coefficienti sismici allo SLV sono quindi pari a:

- $K_h = 0.286$;
- $K_v = 0.143$.

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

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

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

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

dove:

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

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

Per stati di spinta attiva:

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 35 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

di spinta attiva, gli incrementi di spinta esercitati dal terreno in fase sismica ottenuti convenzionalmente come differenza tra spinta attiva valutata in condizioni sismiche (K'_a , calcolato con l'espressione di Mononobe-Okabe) ed in fase statica.

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

8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

8.1 ANALISI STATICA

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

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

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

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

8.2 ANALISI SISMICA

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

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

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

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

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc. REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 37 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	----------------	---------------	-----------	-------------------------

- Preliminarmente gli isolatori sono stati schematizzati con un modello viscoelastico lineare, conformemente alle indicazioni di normativa e a criteri di progettazione recentemente proposti e adottati^{1 2 3 4}. Per il dimensionamento del dispositivo lineare equivalente e delle azioni sismiche si è proceduto con la metodologia basata sugli spostamenti (*Displacement-Based Approach*) che caratterizza l'input sismico assegnando lo spostamento relativo massimo tra suolo e struttura. Nel caso in esame tale spostamento relativo coincide, ad esempio, per sisma longitudinale, con la deformazione del dispositivo. Successivamente è stato definito il legame costitutivo non lineare caratterizzante l'isolatore sismico elastoplastico reale, e sulla base di modelli semplificati ad un grado di libertà è stata verificata la sostanziale equivalenza fra il comportamento dell'oscillatore semplice in presenza del dispositivo elastoplastico e del dispositivo elasto-viscoso lineare "equivalente" (vedi anche OPCM 3274 d.d. 20/03/2003).
- La seconda fase della procedura consiste nella valutazione degli effetti indotti dalle azioni sismiche sul modello globale della struttura precedentemente descritto nel paragrafo 7.2. Gli isolatori sono schematizzati come elementi 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.

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

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

³ AASHTO 1999 - Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

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

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

8.2.1 Dimensionamento degli isolatori sismici

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

Nella direzione trasversale, il modello è costituito dalla massa dell'impalcato afferente alla sottostruttura in esame, vincolato alla stessa mediante il dispositivo di isolamento sismico.

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 è 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'intero impalcato e la direzione longitudinale del sisma.

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 21245kN;
 - M = massa dell'impalcato = 2166 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 100$ mm;
- 3) In corrispondenza del coefficiente viscoso $\xi=25\%$ e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a δ_{max} : $T(\delta_{max}) = 2.0$ sec

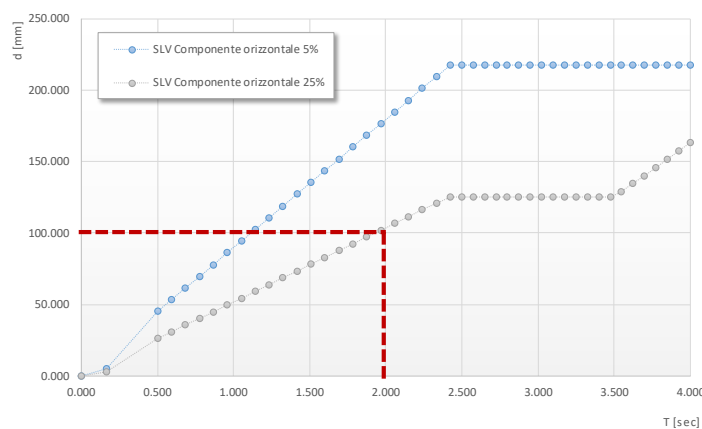


Figura 15 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

- 4) Si valuta la rigidezza corrispondente al periodo T, pari a: $K_{E,Eq} = M \cdot (T/(2\pi))^2 = 21382$ kN/m;
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 2138$ kN (0.1*P);

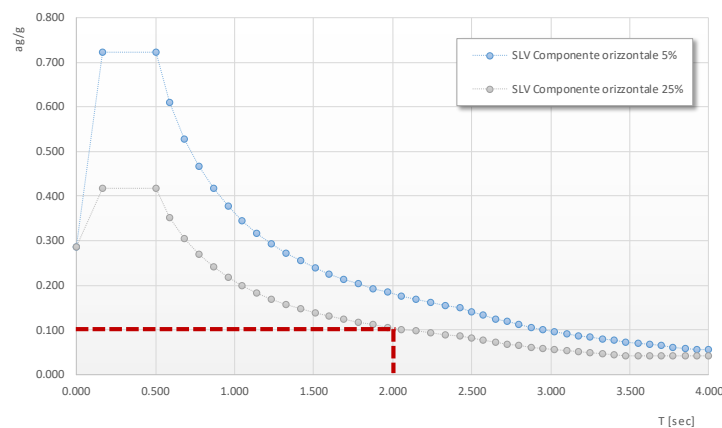


Figura 16 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione longitudinale)

Direzione trasversale

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

- 1) Si valuta, inizialmente, la massa dell'impalcato afferente alla singola pila:
 - P = peso proprio e permanenti portati = 8274 kN;
 - M = massa dell'impalcato = 844 t (kN sec²/m);
- 2) Si fissa uno spostamento massimo $\delta_{max} = 50$ mm;
- 3) In corrispondenza del coefficiente viscoso $\xi=25\%$ e dallo spettro di risposta in termini di spostamenti, si sceglie il periodo che corrisponde a $\delta_{max} : T(\delta_{max}) = 1.0$ sec

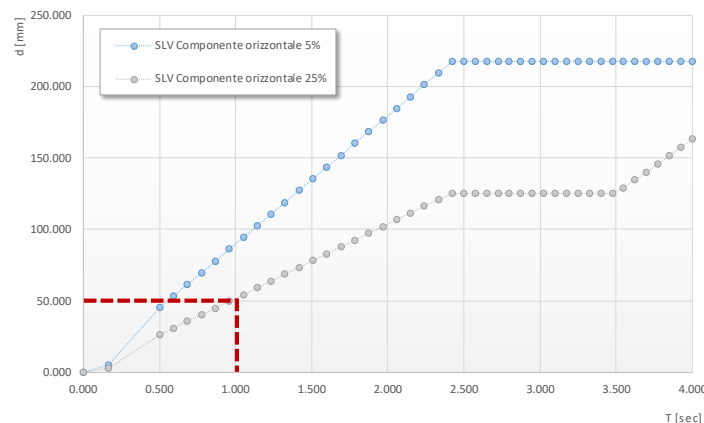


Figura 17 – Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

- 4) Si valuta la rigidezza $K =$ corrispondente al periodo $T: K_{E,Eq} = M \cdot (T/(2\pi))^2 = 33312$ kN/m
- 5) Si determina nello spettro di risposta in termini di accelerazioni la forza massima denotata con $F_{max} = 1666$ kN ($0.2 \cdot P$);

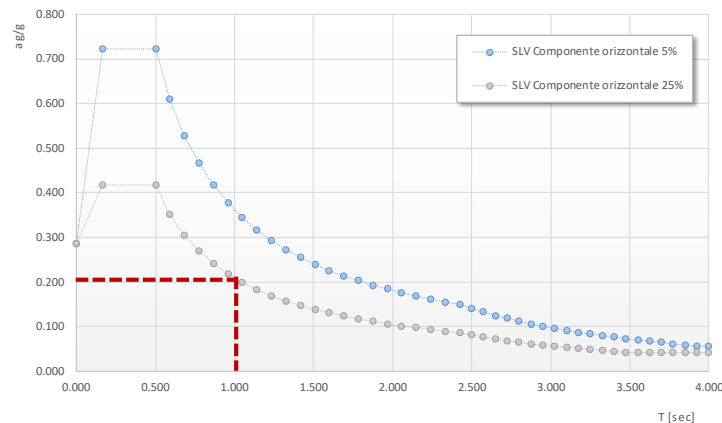


Figura 18 - Relazione fra spostamento di soglia e periodo di progetto (direzione trasversale)

8.2.1.2 Isolatori elastoplastici

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

In presenza di azioni cicliche l'elemento presenta allo scarico un comportamento di tipo elastico e, quindi, conformemente alle indicazioni normative, il legame $F-\delta$ 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 rigidezze K_{iniz} - K_{fin} relative al tratto elastico ed al tratto plastico delimitati dai parametri di spostamento $\delta^{min}=d_1$ e $\delta^{max}=d_2$. Di seguito si riportano i valori relativi al sisma trasversale.

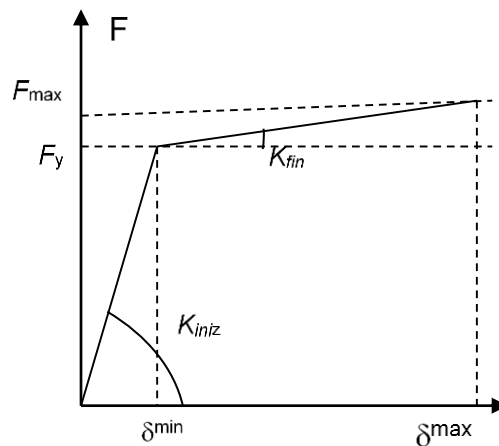


Figura 19 - Andamento qualitativo della legge forza-scorrimento caratteristica degli isolatori elasto-plastici

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 rigidezza iniziale dell'isolatore è:

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

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

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

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

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

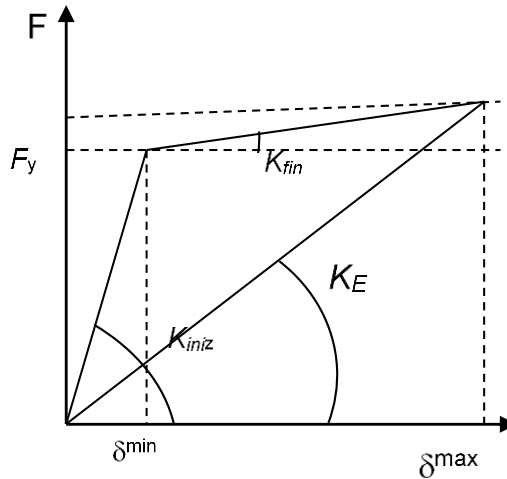


Figura 20 - Schema di equivalenza fra l'isolatore non lineare e l'isolatore lineare equivalente (K_E)

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 21 – Parametri per il modello elasto-equivalente

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTICO EQUIVALENTE

Direzione	Spalla	G kN	m kNs ² /m	d _{max} mm	T s	K _E kN/m	F _{max} kN	n _{is} -	K _{E,1} kN/m
Longitudinale	S1	-	-	-	-	-	-	-	-
	P1	-	-	-	-	-	-	-	-
	P2	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	21245	2166	100	2.00	21382	2138	4	5346
Trasversale	S1	2372	242	50	1.00	9550	478	4	2388
	P1	8274	844	50	1.00	33312	1666	4	8328
	P2	8277	844	50	1.00	33322	1666	4	8331
	S2	2321	237	50	1.00	9345	467	4	2336

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

Tabella 22 – Parametri per il modello elasto-plastico

DIMENSIONAMENTO ISOLATORE ELASTO-PLASTICO										
Direzione	Spalla	F _{max} kN	F _y kN	d _{max} mm	d _y mm	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m	n _{is} -	K _{in} kN/m	K _{fin} kN/m
Longitudinale	S1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	P2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S2	2138	1859	100	10	185935	3099	4	46484	775
Trasversale	S1	478	415	50	5	83044	1384	4	20761	346
	P1	1666	1448	50	5	289672	4828	4	72418	1207
	P2	1666	1449	50	5	289759	4829	4	72440	1207
	S2	467	406	50	5	81263	1354	4	20316	339

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 unifilare 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.

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 44 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

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

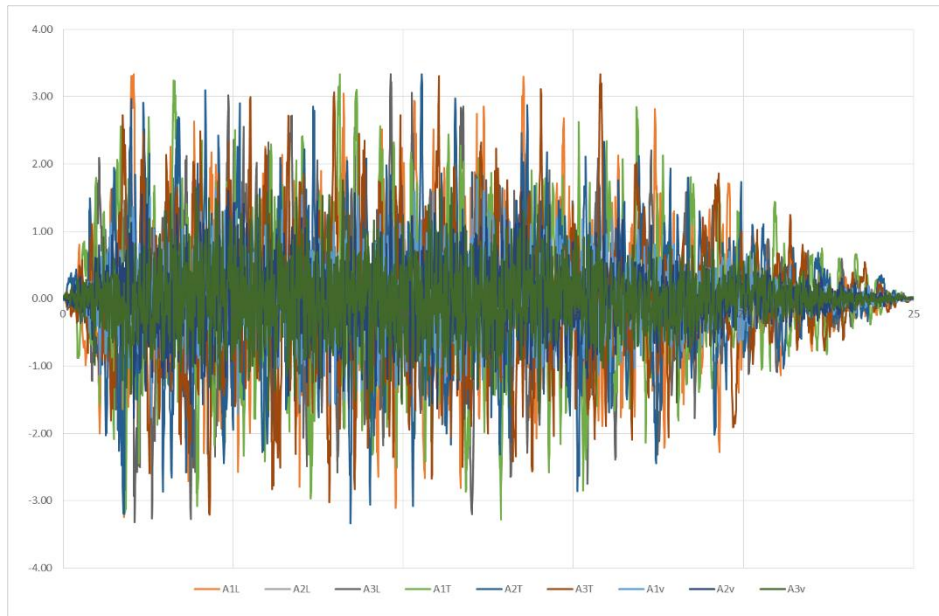


Figura 21 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLC)

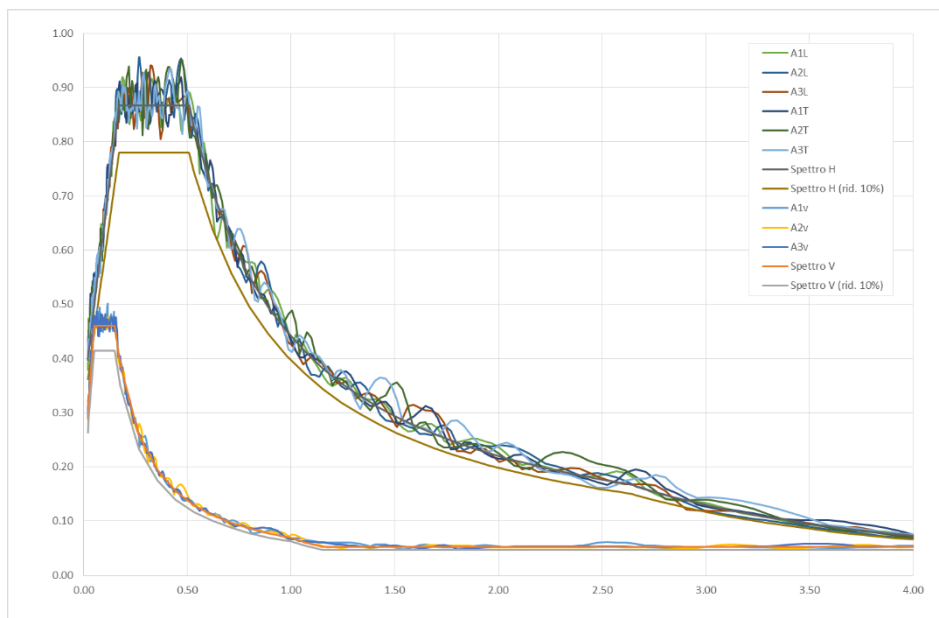


Figura 22 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLC

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 45 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

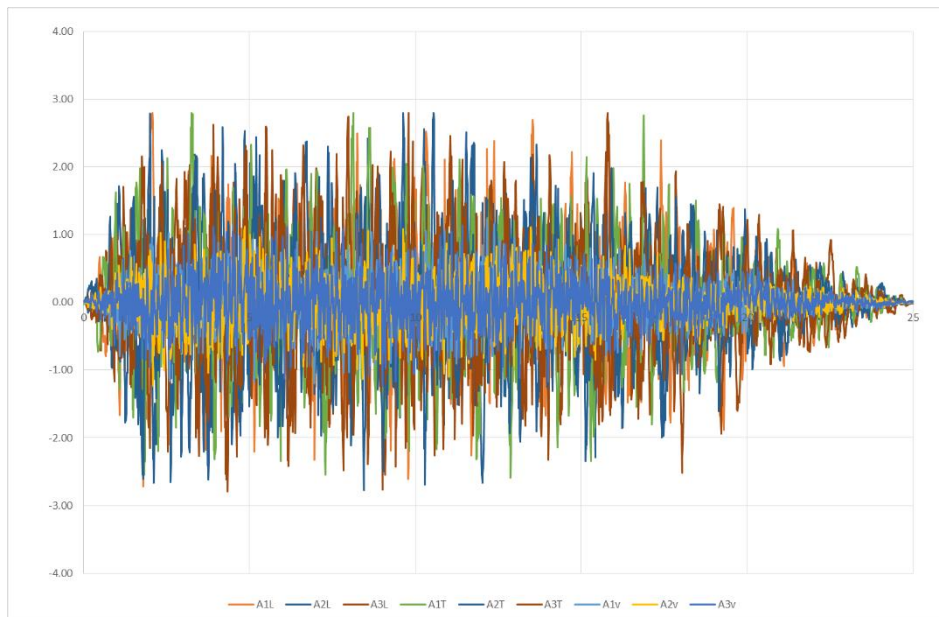


Figura 23 – Accelerogrammi spettrocompatibili (SLV)

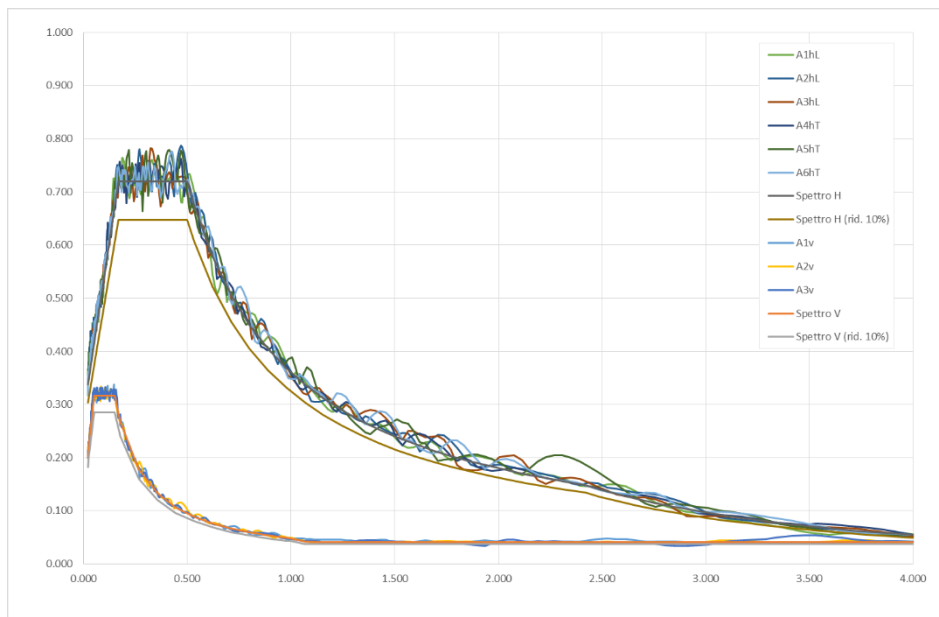


Figura 24 – Spettri associati agli accelerogrammi e confronto con lo spettro allo SLV

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

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 46 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

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 allo SLC risulta pari a circa 105 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidità degli isolatori.

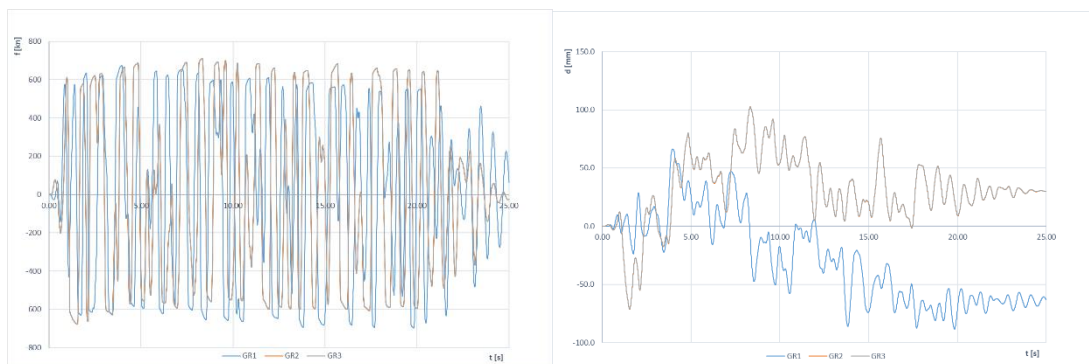


Figura 25 – Spostamenti relative forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi

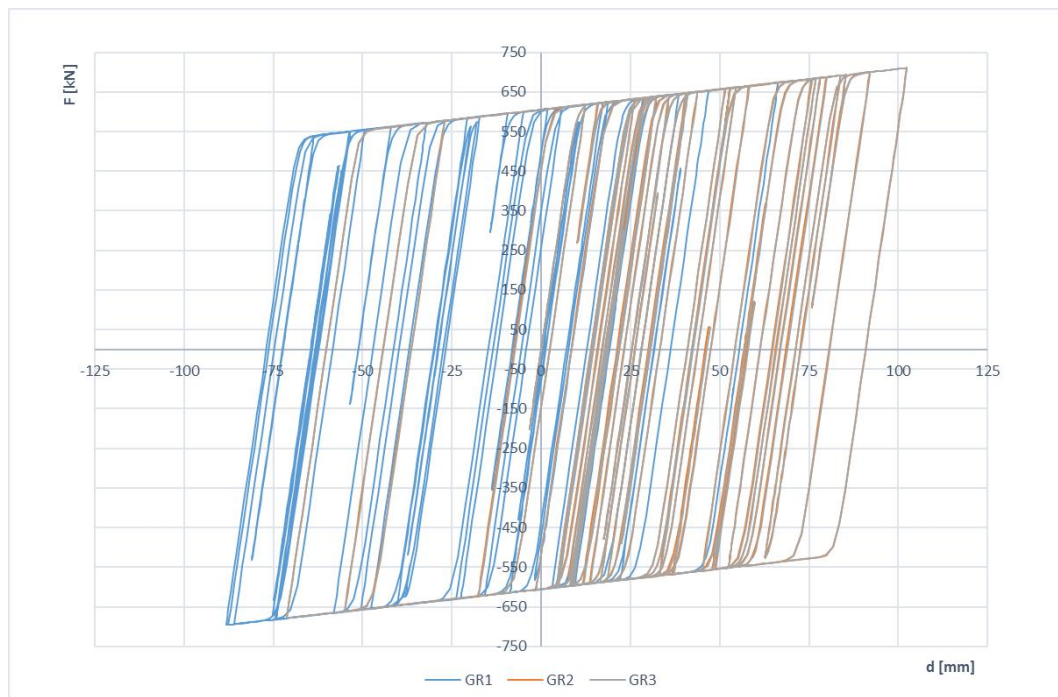


Figura 26 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento longitudinale per i tre gruppi di accelerogrammi

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 47 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

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 trasversale. Di seguito vengono mostrati i risultati per gli isolatori trasversali posti sulle spalle.

Lo spostamento massimo ottenuto con l'analisi non lineare allo SLC risulta pari a circa 47 mm con riferimento alle condizioni di stato limite di collasso, adottando cioè accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di collasso definito dal D.M. 14/01/08 e modificando opportunamente le rigidità degli isolatori.

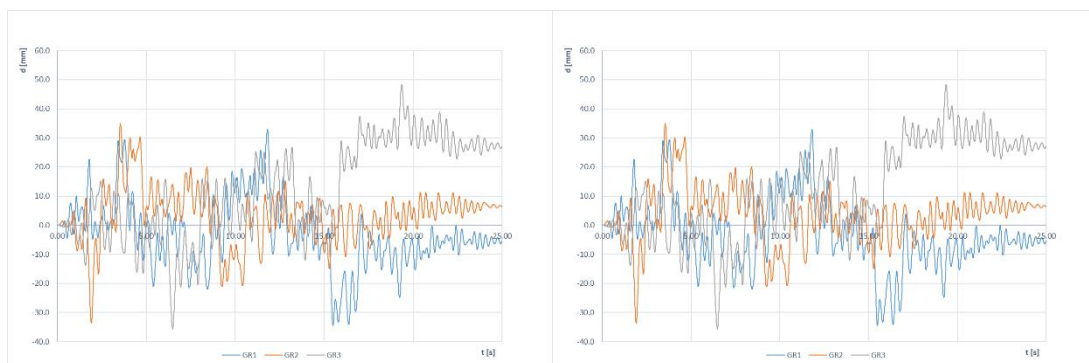


Figura 27 – Spostamenti relative forze impalcato-sottostrutture per i tre gruppi di accelerogrammi

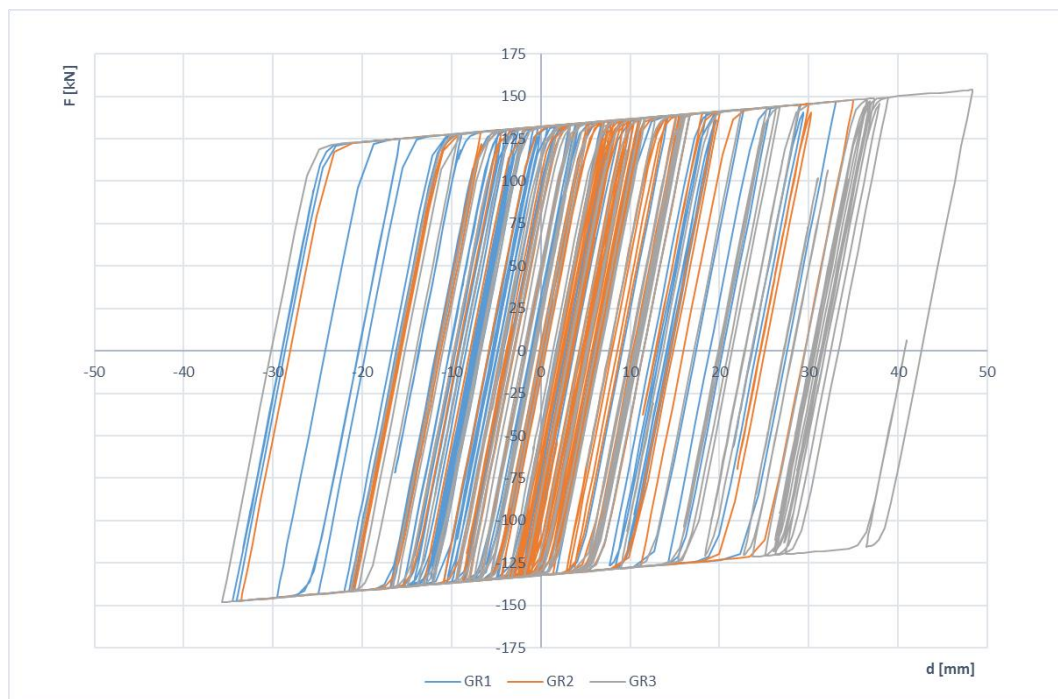


Figura 28 – Legame forza-spostamento nei dispositivi di isolamento trasversale per i tre gruppi di accelerogrammi

8.3 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.3.1 Verifiche allo SLU

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

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

Con:

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

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

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

8.3.2 Verifiche allo SLE

8.3.2.1 *Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio*

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

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

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

8.3.2.2 *Verifica di fessurazione*

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

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

9. VERIFICA DELLA SPALLA FISSA (S2)

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

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

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

9.1 MURO FRONTALE

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

Tabella 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)	7424	0	6468	17	53
ULS_A1_Gr2a(max)	5917	0	4401	844	74
ULS_A1_Gr2b(max)	5865	0	4401	9	74
ULS_A1_Gr1(min)	2818	0	213	17	109
ULS_A1_Gr2a(min)	3062	0	175	862	102
ULS_A1_Gr2b(min)	3010	0	175	9	102
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2691	0	-129	2005	213
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2765	0	-115	615	536
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	2987	0	-120	622	173
SLS_RA_Gr1(max)	5410	0	4771	12	32
SLS_RA_Gr2a(max)	4294	0	3240	625	47
SLS_RA_Gr2b(max)	4255	0	3240	7	47
SLS_RA_Gr1(min)	1998	0	138	12	74
SLS_RA_Gr2a(min)	2178	0	110	639	69
SLS_RA_Gr2b(min)	2140	0	110	7	69
SLS_FR_Gr1(max)	5410	0	4602	12	33
SLS_FR_Gr2a(max)	4269	0	3070	625	17
SLS_FR_Gr2b(max)	4231	0	3071	7	17
SLS_FR_Gr1(min)	1998	0	-31	12	9
SLS_FR_Gr2a(min)	2154	0	-60	639	4
SLS_FR_Gr2b(min)	2115	0	-60	7	4
SLS_QP	2349	0	-110	0	0

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

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

Tabella 24 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	5.00 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	16.5 m
Spessore massimo tratto ringrossato	3.90 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.95 m
H tratto a spessore variabile	1.90 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.25 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	4215 kN
Peso Muro Paraghiaia	1073 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.40 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-2.50 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	8.45 m
Spinta a riposo	3983 kN
Spinta attiva	2465 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206
Coefficiente stratigrafico SS	1.39
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.286
K_v (terreno)=	0.143
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2509 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1205 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	307 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	603 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	153 kN

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

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)	14562	19953	6735	6666	53
ULS_A1_Gr2a(max)	13056	22145	4770	7175	74
ULS_A1_Gr2b(max)	13004	17947	4770	6340	74
ULS_A1_Gr1(min)	9957	18112	759	6666	109
ULS_A1_Gr2a(min)	10200	21092	686	7193	102
ULS_A1_Gr2b(min)	10148	16805	686	6340	102
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	7979	34267	2450	8491	667
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	8053	14138	7608	4287	2047
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	8275	14273	2261	4293	627
SLS_RA_Gr1(max)	10697	14744	4933	4938	32
SLS_RA_Gr2a(max)	9581	16368	3478	5315	47
SLS_RA_Gr2b(max)	9543	13258	3478	4696	47
SLS_RA_Gr1(min)	7286	13380	507	4938	74
SLS_RA_Gr2a(min)	7466	15588	452	5328	69
SLS_RA_Gr2b(min)	7428	12413	453	4696	69
SLS_FR_Gr1(max)	10697	14744	4764	4938	33
SLS_FR_Gr2a(max)	9557	16358	3157	5315	17
SLS_FR_Gr2b(max)	9518	13249	3158	4696	17
SLS_FR_Gr1(min)	7286	13380	12	4938	9
SLS_FR_Gr2a(min)	7442	15578	-42	5328	4
SLS_FR_Gr2b(min)	7403	12403	-42	4696	4
SLS_QP	7637	9476	-108	3983	0

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

Tabella 26 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

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

Tabella 27 – Verifiche del muro frontale

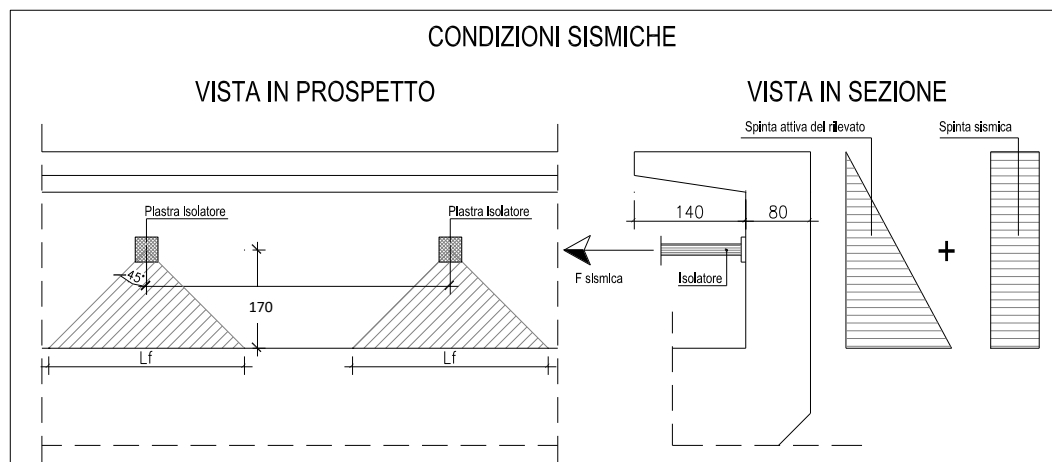
BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN/m	Mlong kNm/m	Tlong kN/m	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	ULS_A1_Gr1(max)	883	1209	404	3.9	1.96
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	484	2077	515	2.1	1.54
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	484	2077	515	2.1	1.54
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	484	2077	515	2.1	1.54

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	648	894	299	-2.1	45.4	0.0
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	442	811	299	-1.9	50.9	0.0
	SLS_RA_Gr2a(max) - Max ML	581	992	322	-2.3	59.5	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	648	894	299	-2.1	45.4	0.0
	SLS_FR_Gr1(min) - Min N	442	811	299	-1.9	50.9	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Max ML	579	991	322	-2.3	59.5	0.0
QP	SLS_QP	463	574	241	-1.3	26.4	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 $L_f = 3.90$ m

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.

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 28 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	65	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.25	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m

Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384	
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238	
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20.0	kN/mc
Sovraccarico accidentale da traffico	20.0	kN/mq
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38.0	
Spinta a riposo	70.7	kN/m
Spinta attiva	40.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	28.8	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	18.6	kN/m

Tabella 29 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

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

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	65	96	71	-1.3	35.4	0

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S.	C.S.
	KN/m	kNm/m	KN/m	(NRd, MRd)	(VRd)
SLU	88	129	95	6.78	22.3
SLV	65	484	297	1.79	7.1

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 31 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	3.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	2.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.60 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	8.6 m
Spessore medio Muri Laterali	0.97 m

MURI LATERALI

Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	872 kN
Peso totale Muri laterali	1743 kN
Spinta a riposo	363.7 kN/m
Spinta attiva	330.7 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	217.3
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	166.8 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	187.5 kN/m

Tabella 32 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

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

Tabella 33 – Verifiche dei muri laterali (sezione di base H1)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	208	1164	331	-4.3	151.3	0.07

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	280	1571	491	1.91	2.92
SLV	208	1723	464	1.72	3.09

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

Tabella 34 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione intermedia H2)

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

Tabella 35 – Verifiche dei muri laterali (sezione intermedia H2)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	95	375	151	-3.0	103.6	0.000

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	128	506	233	2.76	1.69
SLV	95	511	210	2.70	1.87

Tabella 36 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione superiore H3)

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

Tabella 37 – Verifiche dei muri laterali (sezione superiore H3)

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

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

9.4 PLINTO DI FONDAZIONE

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di 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 38 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.9 m
Peso Muro Frontale	4215 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.80 m
Peso Muro Paraghiaia	1073 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-2.10 kN
Peso Terreno Interno	7723 kN
Peso Accidentali	668 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.9 m
Spessore Plinto	1.8 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	16.8 m
Peso plinto di fondazione	7258
Altezza Rilevato+H plinto	10.25 m
Spinta a riposo rilevato	6663 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1300 kN
Spinta attiva rilevato	4928 kN
Incremento spinta sismica	4197 kN

PLINTO DI FONDAZIONE

Inerzia dei muri laterali (H)	483 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	242 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2075 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1038 kN
Inerzia rilevato interno(H)	2208 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1104 kN

Tabella 39 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte					Taglio impalcato discorde con le spinte				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	37969	-833	6831	10766	53	37969	-1060	6831	10733	53
ULS_A1_Gr2a(max)	35558	3589	4903	11155	74	35558	-7893	4903	9467	74
ULS_A1_Gr2b(max)	35511	-2133	4903	10320	74	35511	-2254	4903	10302	74
ULS_A1_Gr1(min)	32475	-4517	955	10766	109	32475	-4745	955	10733	109
ULS_A1_Gr2a(min)	32723	1426	870	11173	102	32723	-10299	870	9449	102
ULS_A1_Gr2b(min)	40002	-4417	870	10320	102	40002	-4539	870	10302	102
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	25592	53430	8490	17409	2097	25592	19643	8490	13399	2097
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	25665	9993	27426	8687	6814	25665	-375	27426	7456	6814
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	28085	10230	8229	8693	2057	28085	-256	8229	7449	2057
SLS_RA_Gr1(max)	28036	-689	4992	7975	32	28036	-857	4992	7950	32
SLS_RA_Gr2a(max)	26250	2587	3563	8263	47	26250	-5918	3563	7012	47
SLS_RA_Gr2b(max)	26212	-1651	3563	7644	47	26212	-1741	3563	7631	47
SLS_RA_Gr1(min)	24624	-3418	639	7975	74	24624	-3586	639	7950	74
SLS_RA_Gr2a(min)	24135	985	576	8276	69	24135	-7701	576	6999	69
SLS_RA_Gr2b(min)	24096	-3343	576	7644	69	24096	-3434	576	7631	69
SLS_FR_Gr1(max)	28036	-689	4823	7975	33	28036	-857	4823	7950	33
SLS_FR_Gr2a(max)	26225	2567	3189	8263	17	26225	-5938	3189	7012	17
SLS_FR_Gr2b(max)	26187	-1671	3189	7644	17	26187	-1761	3189	7631	17
SLS_FR_Gr1(min)	24624	-3418	28	7975	9	24624	-3586	28	7950	9
SLS_FR_Gr2a(min)	24110	965	-35	8276	4	24110	-7720	-35	6999	4
SLS_FR_Gr2b(min)	24072	-3363	-35	7644	4	24072	-3454	-35	7631	4
SLS_QP	24308	-3221	-107	6663	0	24308	-3221	-107	6663	0

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

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

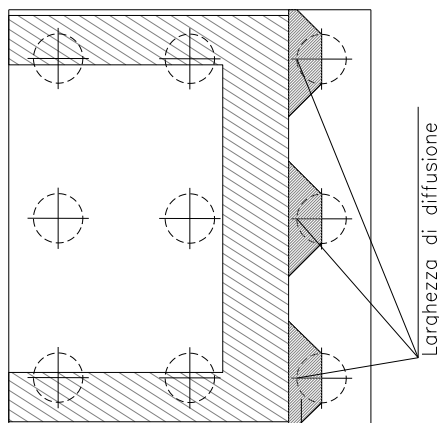
Tabella 40 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
z	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
y	7.20	3.60	0.00	-3.60	-7.20	7.20	3.60	0.00	-3.60	-7.20	7.20	3.60	0.00	-3.60	-7.20
z ²	12.96	12.96	12.96	12.96	12.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	12.96	12.96	12.96	12.96
y ²	51.84	12.96	0.00	12.96	51.84	51.84	12.96	0.00	12.96	51.84	51.84	12.96	0.00	12.96	51.84
W _y	54.00	108.00	0.00	-108.00	-54.00	54.00	108.00	0.00	-108.00	-54.00	54.00	108.00	0.00	-108.00	-54.00
W _z	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00

Tabella 41 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Combo	SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	5	-3401	11	-1662	718	1723
ULS_A1_Gr2a(max)	5	-3308	11	-1433	744	1785
ULS_A1_Gr2b(max)	5	-3209	11	-1526	688	1651
ULS_A1_Gr1(min)	5	-3031	11	-1299	718	1723
ULS_A1_Gr2a(min)	5	-2987	11	-1376	745	1788
ULS_A1_Gr2b(min)	5	-3498	11	-1835	688	1651
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5	-4601	11	1189	1169	2806
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5	-3378	11	-44	736	1766
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	5	-2980	11	-765	596	1429
SLS_RA_Gr1(max)	5	-2514	11	-1224	532	1276
SLS_RA_Gr2a(max)	5	-2441	11	-1059	551	1322
SLS_RA_Gr2b(max)	5	-2371	11	-1124	510	1223
SLS_RA_Gr1(min)	5	-2283	11	-1000	532	1276
SLS_RA_Gr2a(min)	5	-2202	11	-1016	552	1324
SLS_RA_Gr2b(min)	5	-2223	11	-990	510	1223
SLS_FR_Gr1(max)	5	-2511	11	-1227	532	1276
SLS_FR_Gr2a(max)	5	-2430	11	-1066	551	1322
SLS_FR_Gr2b(max)	5	-2362	11	-1130	510	1223
SLS_FR_Gr1(min)	5	-2269	11	-1014	532	1276
SLS_FR_Gr2a(min)	5	-2187	11	-1028	552	1324
SLS_FR_Gr2b(min)	5	-2209	11	-1001	510	1223
SLS_QP	5	-2156	11	-1085	444	1066
		-4601		1189	1169	2806

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 29 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale
Tabella 42 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone
VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Nmax (palo)	4601 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	2.00 m
Spessore della Fondazione	1.80 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.71 m
Altezza della biella compressa	0.3 m
Sforzo di Trazione	7395 kN
Sforzo di compressione	8710 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Area complessiva delle armature	21237 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	12.7 Mpa
Tensione nell'acciaio	348.2 Mpa

9.5 PALI DI FONDAZIONE

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

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

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente

nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali (Tabella 11), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 23 m.

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

Tabella 43 – Verifica dei pali di fondazione

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

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4601	2806	1169	1.79	2.14
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1189	2806	1169	1.13	2.14
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1189	2806	1169	1.13	2.14

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-2514	1276	532	-8.3	85.0	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-990	1223	510	-7.7	140.8	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-2511	1276	532	-8.3	85.1	0.089
	SLS_FR_Gr2b(min)	-1001	1223	510	-7.7	140.3	0.180
QP	SLS_QP	-2156	1066	444	-6.9	69.0	0.053
	SLS_QP	-1085	1066	444	-6.8	112.5	0.124

10. VERIFICA DELLA SPALLA MOBILE (S1)

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

10.1 MURO FRONTALE

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

Tabella 44 – Scarichi dall’impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro

TESTA MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrav kNm	Tlong KN	Ttrav KN
ULS_A1_Gr1(max)	7492	0	6622	0	50
ULS_A1_Gr2a(max)	5924	0	4555	0	72
ULS_A1_Gr2b(max)	5934	0	4555	0	72
ULS_A1_Gr1(min)	2887	0	368	0	110
ULS_A1_Gr2a(min)	3069	0	330	0	102
ULS_A1_Gr2b(min)	3078	0	330	0	102
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	2649	0	-6	0	220
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	2792	0	-1	0	555
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	3003	0	-6	0	179
SLS_RA_Gr1(max)	5460	0	4885	0	30
SLS_RA_Gr2a(max)	4299	0	3354	0	46
SLS_RA_Gr2b(max)	4306	0	3354	0	46
SLS_RA_Gr1(min)	2049	0	253	0	74
SLS_RA_Gr2a(min)	2184	0	224	0	69
SLS_RA_Gr2b(min)	2191	0	224	0	69
SLS_FR_Gr1(max)	5460	0	4715	0	35
SLS_FR_Gr2a(max)	4274	0	3184	0	19
SLS_FR_Gr2b(max)	4281	0	3184	0	19
SLS_FR_Gr1(min)	2049	0	83	0	9
SLS_FR_Gr2a(min)	2159	0	54	0	4
SLS_FR_Gr2b(min)	2166	0	54	0	4
SLS_QP	2400	0	4	0	0

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

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

Tabella 45 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro frontale

MURO FRONTALE	
H Muro Frontale	7.00 m
Spessore Muro Frontale	2.00 m
Lunghezza Muro Frontale	16.5 m
Spessore massimo tratto ringrossato	2.70 m
H tratto ringrossato a spessore costante	0.80 m

MURO FRONTALE	
H tratto a spessore variabile	1.40 m
Altezza Muro Paraghiaia	3.20 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.80 m
Peso Muro Frontale	5801 kN
Peso Muro Paraghiaia	1056 kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.20 m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-1.30 m
Peso Specifico Terreno di Rilevato	20 kN/mc
Angolo di Attrito Terreno di Rilevato	38 °
Coefficiente di spinta a riposo K_0	0.384
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.238
Altezza del rilevato	10.4 m
Spinta a riposo	6004 kN
Spinta attiva	3716 kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20 kN/mq
Accelerazione sismica di base a_g	0.206
Coefficiente stratigrafico SS	1.39
Coefficiente topografico ST	1.00
Accelerazione orizzontale massima attesa a_{max}	0.286
β_m (massa cls spalla)	1.000
K_h (cls spalla) =	0.286
K_v (cls spalla)=	0.143
β_m (massa terreno)	1.000
K_h (terreno) =	0.286
K_v (terreno)=	0.143
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.48
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	3782 kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1659 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	302 kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	829 kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	151 kN

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

Tabella 46 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	16750	35847	6973	9664	50
ULS_A1_Gr2a(max)	15182	33507	5059	9274	72
ULS_A1_Gr2b(max)	15191	33509	5059	9274	72
ULS_A1_Gr1(min)	12144	34926	1138	9664	110
ULS_A1_Gr2a(min)	12326	32936	1047	9274	102
ULS_A1_Gr2b(min)	12336	32938	1047	9274	102
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	9507	40108	4053	9459	808
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	9649	20488	12287	5439	2516
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	9861	20530	3770	5439	768

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_RA_Gr1(max)	12318	26536	5095	7158	30
SLS_RA_Gr2a(max)	11156	24802	3678	6870	46
SLS_RA_Gr2b(max)	11163	24804	3678	6870	46
SLS_RA_Gr1(min)	8906	25853	773	7158	74
SLS_RA_Gr2a(min)	9041	24379	706	6870	69
SLS_RA_Gr2b(min)	9048	24381	706	6870	69
SLS_FR_Gr1(max)	12317	26536	4959	7158	35
SLS_FR_Gr2a(max)	11131	24798	3315	6870	19
SLS_FR_Gr2b(max)	11139	24799	3315	6870	19
SLS_FR_Gr1(min)	8906	25853	149	7158	9
SLS_FR_Gr2a(min)	9016	24374	82	6870	4
SLS_FR_Gr2b(min)	9023	24376	82	6870	4
SLS_QP	9257	19920	7	6004	0

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

Tabella 47 – Geometria sezione e armatura del muro frontale

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

Tabella 48 – 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)	1015	2173	586	2.2	1.35
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	576	2431	573	1.8	1.38
Max ML	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	576	2431	573	1.8	1.38
Max VL	ULS_A1_Gr1(max)	1015	2173	586	2.2	1.35

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	747	1608	434	-3.7	110.0	0.0
	SLS_RA_Gr1(min) - Min N	540	1567	434	-3.6	121.0	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	747	1608	434	-3.7	110.0	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr1(max) - Max N	747	1608	434	-3.7	110.0	0.0
	SLS_FR_Gr1(min) - Min N	540	1567	434	-3.6	121.0	0.0
	SLS_FR_Gr1(max) - Max ML	747	1608	434	-3.7	110.0	0.0
QP	SLS_QP	561	1207	364	-2.8	82.5	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 49 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia

MURO PARAGHIAIA		
Peso Muro Paraghiaia	64	KN/m
Altezza Muro Paraghiaia	3.2	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.8	m
Coefficiente di spinta a riposo 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	
Spinta a riposo	69.0	kN/m
Spinta attiva	39.8	kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48	
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	28.0	kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	18.3	kN/m

Tabella 50 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.8	1φ20/10	1φ16/20	-

Tabella 51 – Verifiche del muro paraghiaia

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

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	86	124	93	6.8	3.5
SLV	64	124	86	6.7	3.8

10.3 MURI LATERALI

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

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

Tabella 52 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	4.00 m
Muro laterale s1	1.50 m
Muro laterale H2	3.00 m
Muro laterale s2	1.00 m
Muro laterale H3	3.40 m
Muro laterale s3	0.50 m
Altezza totale muri laterali	10.4 m
Spessore medio pesato muri laterali	1.03 m
Lunghezza Massima muri laterali	4.2 m
Peso Muro laterale (singolo)	1124 kN
Peso totale Muri laterali	2247 kN
Spinta a riposo	511.8 kN/m
Spinta a riposo SLE	471.8
Spinta attiva	307.3 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	272.0 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	76 kN/m

Tabella 53 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione di base H1)

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

Tabella 54 – Verifiche dei muri laterali (sezione di base H1)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	269	1785	480	-5.9	172.4	0.122

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

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

Tabella 55 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione intermedia H2)

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

Tabella 56 – Verifiche dei muri laterali (sezione intermedia H2)

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

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

Tabella 57 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali (sezione superiore H3)

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

Tabella 58 – Verifiche dei muri laterali (sezione superiore H3)

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	σ_c	σ_s	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	44	115	66	-3.4	86.8	0.043

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	59	155	107	3.33	2.38
SLV	44	141	92	3.64	2.78

10.4 PLINTO DI FONDAZIONE

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

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

Tabella 59 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.7 m
Peso Muro Frontale	5801 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	0.40 m
Ecc.Appoggi Plinto	0.60 m
Peso Muro Paraghiaia	1056 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	-0.90 kN
Peso Terreno Interno	11747 kN
Peso Accidentali	1011 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.7 m
Spessore Plinto	2 m
Lunghezza plinto	9.6 m
Larghezza plinto	16.8 m
Peso plinto di fondazione	8064
Altezza Rilevato+H plinto	12.4 m
Spinta a riposo rilevato	9751 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1573 kN
Spinta attiva rilevato	7009 kN
Incremento spinta sismica	6143 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	642 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	321 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2306 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1153 kN
Inerzia rilevato interno(H)	3359 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1679 kN

Tabella 60 – 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)	47893	9745	7073	15287	50
ULS_A1_Gr2a(max)	44958	8804	5203	14756	72
ULS_A1_Gr2b(max)	44972	8810	5203	14756	72
ULS_A1_Gr1(min)	41936	6982	1357	15287	110
ULS_A1_Gr2a(min)	42122	7091	1252	14756	102
ULS_A1_Gr2b(min)	50279	7097	1252	14756	102
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	32805	72866	14163	21419	2700
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	32947	17846	45634	11332	8823
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	36053	17973	13800	11332	2660
SLS_RA_Gr1(max)	35387	7165	5156	11324	30
SLS_RA_Gr2a(max)	33212	6468	3770	10930	46
SLS_RA_Gr2b(max)	33219	6472	3770	10930	46
SLS_RA_Gr1(min)	31975	5118	921	11324	74
SLS_RA_Gr2a(min)	31097	5199	843	10930	69
SLS_RA_Gr2b(min)	31104	5203	843	10930	69
SLS_FR_Gr1(max)	35387	7165	5029	11324	35
SLS_FR_Gr2a(max)	33188	6453	3352	10930	19
SLS_FR_Gr2b(max)	33195	6457	3352	10930	19

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO)					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
SLS_FR_Gr1(min)	31975	5118	168	11324	9
SLS_FR_Gr2a(min)	31073	5184	90	10930	4
SLS_FR_Gr2b(min)	31080	5188	90	10930	4
SLS_QP	31315	5329	7	9751	0

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

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

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

	Pali														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
z	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	-3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
y	7.20	3.60	0.00	-3.60	-7.20	7.20	3.60	0.00	-3.60	-7.20	7.20	3.60	0.00	-3.60	-7.20
z ²	12.96	12.96	12.96	12.96	12.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.96	12.96	12.96	12.96	12.96
y ²	51.84	12.96	0.00	12.96	51.84	51.84	12.96	0.00	12.96	51.84	51.84	12.96	0.00	12.96	51.84
W _y	54.00	108.00	0.00	-108.00	-54.00	54.00	108.00	0.00	-108.00	-54.00	54.00	108.00	0.00	-108.00	-54.00
W _z	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00	-36.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00

Tabella 62 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Combo	SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
	Palo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	5	-4488		11	-1898	1019	2140
ULS_A1_Gr2a(max)	5	-4202		11	-1793	984	2066
ULS_A1_Gr2b(max)	5	-4203		11	-1793	984	2066
ULS_A1_Gr1(min)	5	-3911		11	-1681	1019	2140
ULS_A1_Gr2a(min)	5	-3893		11	-1723	984	2066
ULS_A1_Gr2b(min)	5	-4437		11	-2267	984	2066
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5	-5828		11	1454	1439	3022
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5	-4541		11	148	957	2011
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	5	-3923		11	-884	776	1630
SLS_RA_Gr1(max)	5	-3315		11	-1403	755	1585
SLS_RA_Gr2a(max)	5	-3103		11	-1325	729	1530
SLS_RA_Gr2b(max)	5	-3104		11	-1326	729	1530
SLS_RA_Gr1(min)	5	-2954		11	-1309	755	1585
SLS_RA_Gr2a(min)	5	-2873		11	-1273	729	1530
SLS_RA_Gr2b(min)	5	-2874		11	-1273	729	1530
SLS_FR_Gr1(max)	5	-3313		11	-1405	755	1585
SLS_FR_Gr2a(max)	5	-3092		11	-1333	729	1530
SLS_FR_Gr2b(max)	5	-3093		11	-1333	729	1530
SLS_FR_Gr1(min)	5	-2938		11	-1326	755	1585
SLS_FR_Gr2a(min)	5	-2855		11	-1288	729	1530
SLS_FR_Gr2b(min)	5	-2856		11	-1288	729	1530
SLS_QP	5	-2805		11	-1371	650	1365
			-5828		1454	1439	3022

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

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE	
Nmax (palo)	5828 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	2.20 m
Diametro palo	1.20 m
Larghezza di diffusione	2.00 m
Spessore della Fondazione	2.00 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	1.91 m
Altezza della biella compressa	0.38 m
Sforzo di Trazione	8386 kN
Sforzo di compressione	10212 kN
Diametro armatura primo strato	26 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	26 mm
Passo armatura secondo strato	10 cm
Diametro armatura terzo strato	26 mm
Passo armatura terzo strato	20 cm
Area complessiva delle armature	26546 mm ²
Tensione nel calcestruzzo	13.4 Mpa
Tensione nell'acciaio	315.9 Mpa

10.5 PALI DI FONDAZIONE

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

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 20 m (Tabella 11).

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effutata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente (Tabella 61).

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

Tabella 64 – Verifica dei pali di fondazione

Palo	Sezione di verifica	Armatura	
	D [m]	Armatura longitudinale	Taglio
Φ1200	1.2	40+20φ26	Spirale φ16/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-5828	3022	1439	1.98	1.74
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1454	3022	1439	1.46	1.74
Max VL	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1454	3022	1439	1.46	1.74

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	σ _c Mpa	σ _s Mpa	Wk mm
RARA	SLS_RA_Gr1(max)	-3315	1585	755	-8.9	78.0	-
	SLS_RA_Gr2a(min)	-1273	1530	729	-8.1	129.8	-
FREQ	SLS_FR_Gr1(max)	-3313	1585	755	-8.9	78.0	0.078
	SLS_FR_Gr2a(min)	-1288	1530	729	-8.1	129.3	0.161
QP	SLS_QP	-2805	1365	650	-7.7	68.4	0.059
	SLS_QP	-1371	1365	650	-7.3	108.5	0.123

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 2016* e schematizzanti la geometria degli impalcati e delle sottostrutture e le condizioni di vincolo adottate.

Essendo l'impalcato vincolato allo stesso modo su entrambe le pile, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche con riferimento alla pila di altezza maggiore (P1, H=11.5 m). Le pile presentano un fusto a sezione cava di dimensione 11.1 x 3.0 m, e di altezza totale pari a 8.0 m. La pila è fondata su un plinto a 14 pali $\Phi 1200$, di spessore 2,50 m e dimensioni 8.0 m x 17.5 m. I pali sono disposti a quinconce con interasse pari ad almeno 3.6 m.

11.1 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL FUSTO

Neli seguenti paragrafi si riportano i diagrammi di sollecitazioni 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).

Il fusto è armato alla base con un quantitativo di armatura longitudinale $\Phi 26/10$ lungo il perimetro esterno e $\Phi 22/20$ lungo i perimetri interni, come rappresentato nella figura seguente. domini di resistenza M-N e i coefficienti di sicurezza a pressoflessione sono ottenuti attraverso il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete. Tale armatura viene ridotta al di fuori della zona critica dell'elemento strutturale.

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, assumendo, cautelativamente, un'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo pari a 45° ($\text{ctg}\theta=1$) e considerando la sezione trasversale alla base armata a taglio con armatura con barre $\phi 16/10$ in direzione longitudinale (6 bracci resistenti) e trasversale (4 bracci) e considerando, cautelativamente, una sezione rettangolare equivalente di dimensioni HxB 10.3x0.80 in direzione trasversale e 2.20x1.20 in direzione longitudinale.

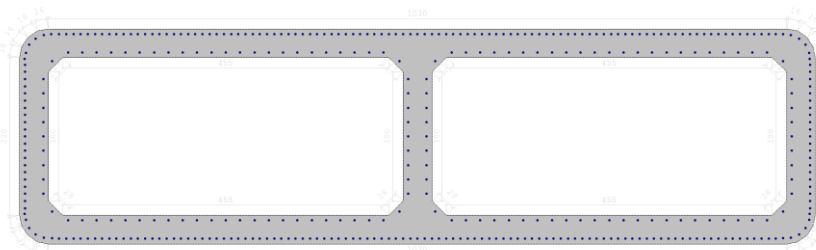


Figura 30 – Sezione trasversale pile

11.1.1 Risultati e verifiche agli SLU

Nel seguente paragrafo si riportano gli involuppi delle sollecitazioni e 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.

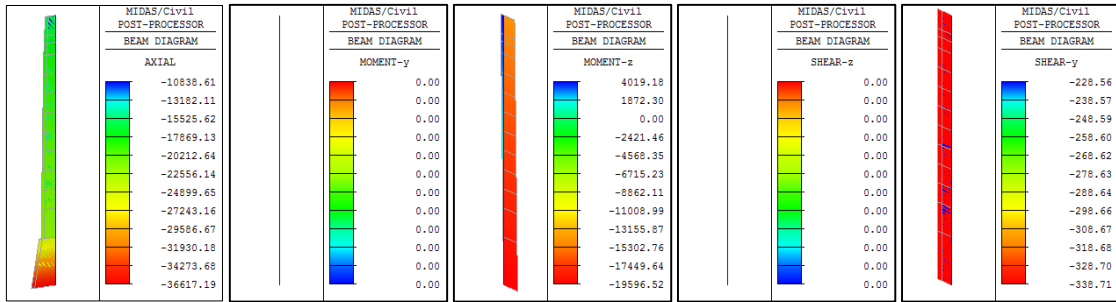


Figura 31 – Involuppo sollecitazioni SLU (sforzo normale, momenti e tagli)

Tabella 65 – Verifiche agli SLU a pressoflessione e taglio (base pila)

Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	F.S.	VL [kN]	VT [kN]	(F.S.) _L	(F.S.) _T
ULS_A1_Gr1(max)	-17101	0	704	13.6	0	-276	-	>100
ULS_A1_Gr1(min)	-21902	0	-18829	10.3	0	-339	-	85.6
ULS_A1_Gr2a(max)	-17046	0	-1785	13.7	0	-284	-	>100
ULS_A1_Gr2a(min)	-19578	0	-11851	11.9	0	-316	-	91.7
ULS_A1_Gr2b(max)	-17038	0	-1786	13.7	0	-284	-	>100
ULS_A1_Gr2b(min)	-19570	0	-11852	11.9	0	-316	-	91.7

11.1.2 Risultati e verifiche allo SLV (condizioni sismiche)

Nel seguente paragrafo si riportano le sollecitazioni ottenute dall'analisi dinamica lineare e le tabelle riepilogative di verifiche a quota spiccato pila (estradosso plinto) per le combinazioni di carico allo SLV e le relative verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio.

11.1.2.1 Analisi dinamica lineare

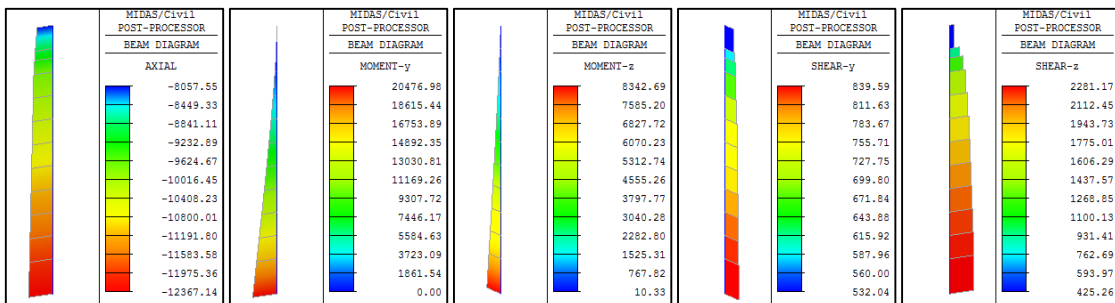


Figura 32 – Sollecitazioni allo SLV Ex+0.3Ey+0.3Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 72 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

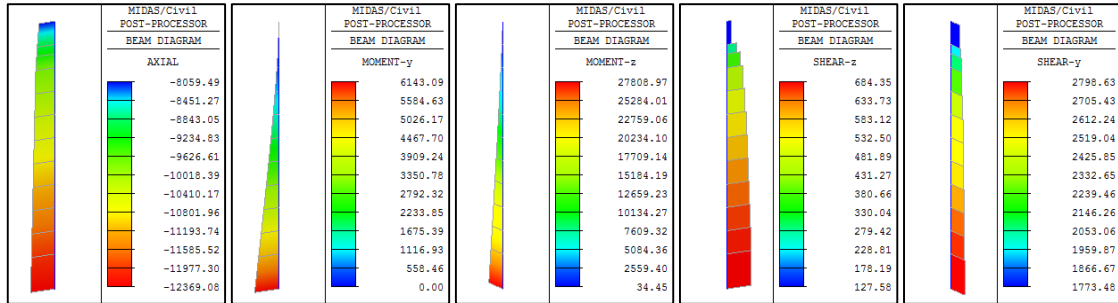


Figura 33 – Sollecitazioni allo SLV 0.3Ex+Ey+0.3Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

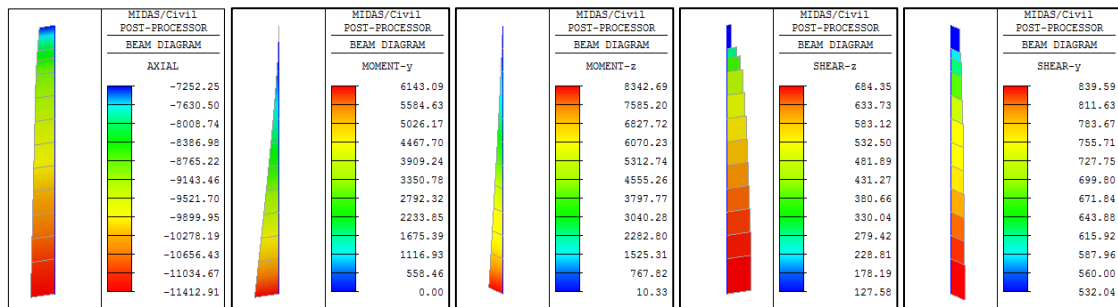


Figura 34 – Sollecitazioni allo SLV 0.3Ex+0.3Ey+Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

Tabella 66 – Verifiche agli SLV (analisi dinamica lineare) a pressoflessione e taglio (base pila)

VERIFICHE PILA SLV								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	F.S.	VL [kN]	VT [kN]	(F.S.) _L	(F.S.) _T
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-12370	20477	8343	5.8	2281	840	2.1	34.5
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-12370	6143	27809	11.7	684	2799	7.1	10.4
SLV-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-11414	6143	8343	16.4	684	840	7.1	34.5

11.1.2.2 Analisi dinamica non lineare

Nella tabella seguente si riportano le massime sollecitazioni ottenute dall'analisi dinamica non lineare (*time history analysis*) con l'indicazione dello step di analisi nel quale sono stati ottenuti per ognuno dei tre gruppi di accelerogrammi spetrocompatibili utilizzati.

Tabella 67 – Sintesi dei risultati principali dell'analisi dinamica non lineare

Load	N [kN]	Time/Step (sec)	VT [kN]	Time/Step (sec)	VL [kN]	Time/Step (sec)	ML [kNm]	Time/Step (sec)	MT [kNm]	Time/Step (sec)
GR1(max)	1404	9.79	3151	8.62	1831	12.94	15574	12.94	30170	8.62
GR1(min)	-1497	9.44	-2861	7.29	-1785	10.36	-16073	13.00	-27635	7.29
GR1(all)	-1497	9.44	3151	8.62	1831	12.94	-16073	13.00	30170	8.62
GR2(max)	1305	8.13	3013	10.55	1895	2.64	15952	2.64	28280	10.55
GR2(min)	-1479	5.14	-2985	1.78	-1768	8.59	-15034	8.59	-28852	1.78
GR2(all)	-1479	5.14	3013	10.55	1895	2.64	15952	2.64	-28852	1.78
GR3(max)	1894	9.10	2919	15.84	1910	4.36	16209	4.36	28508	7.10
GR3(min)	-1284	9.26	-2766	6.19	-1867	9.27	-16141	9.27	-26652	6.19
GR3(all)	1894	9.10	2919	15.84	1910	4.36	16209	4.36	28508	7.10

Ai fini delle verifiche, i massimi valori di ognuna delle componenti di sollecitazioni sono stati tra loro combinati assumendo di volta in volta un verso principale dell'azione sismica e considerando il 30% del valore massimo nelle altre due direzioni ricavando, per ogni gruppo di accelerogrammi, tre combinazioni di carico sismiche.

Tabella 68 – Verifiche agli SLV (analisi dinamica non lineare) 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
GR1-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-12331	16073	9051	7.3	1831	945	2.6	30.7
GR1-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-12331	4822	30170	11.7	549	3151	8.8	9.2
GR1-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-11283	4822	9051	17.5	549	945	8.8	30.7
GR2-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-12336	15952	8656	7.4	1895	904	2.6	32.1
GR2-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-12336	4785	28852	12.2	568	3013	8.5	9.6
GR2-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-11301	4785	8656	17.6	568	904	8.5	32.1
GR3-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-12211	16209	8552	7.2	1910	876	2.5	33.1
GR3-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-12211	4863	28508	12.2	573	2919	8.5	9.9
GR3-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-10886	4863	8552	18.0	573	876	8.5	33.1

11.1.3 Risultati e verifiche agli SLE

Nel seguente paragrafo si riportano gli involuppi delle sollecitazioni e 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.

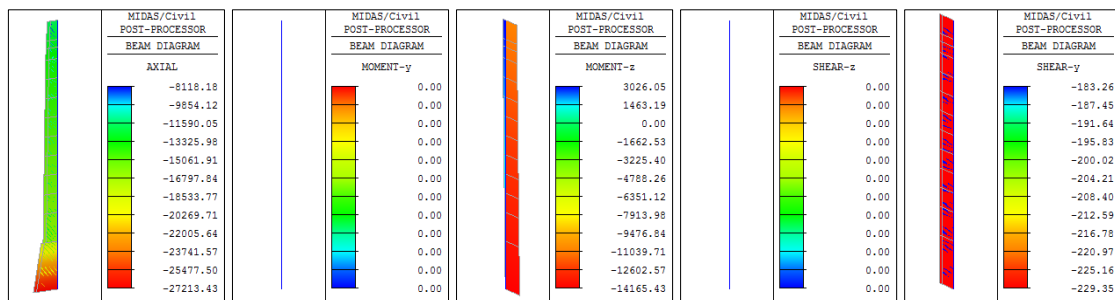


Figura 35 – Involuppo sollecitazioni SLE-R (sforzo normale, momenti e tagli)

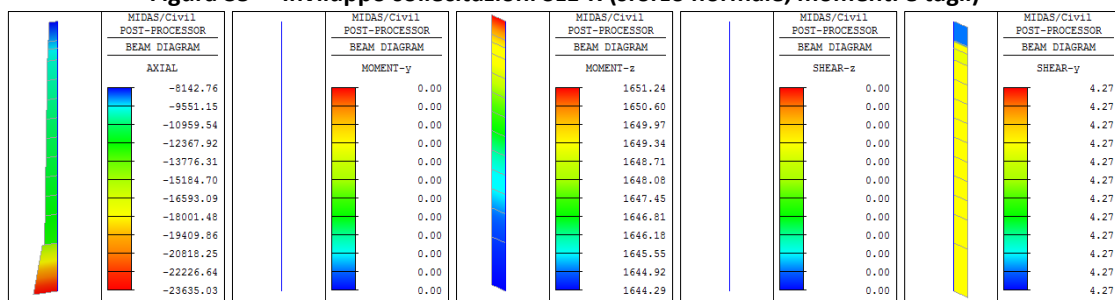


Figura 36 – Involuppo sollecitazioni SLE-F (sforzo normale, momenti e tagli)

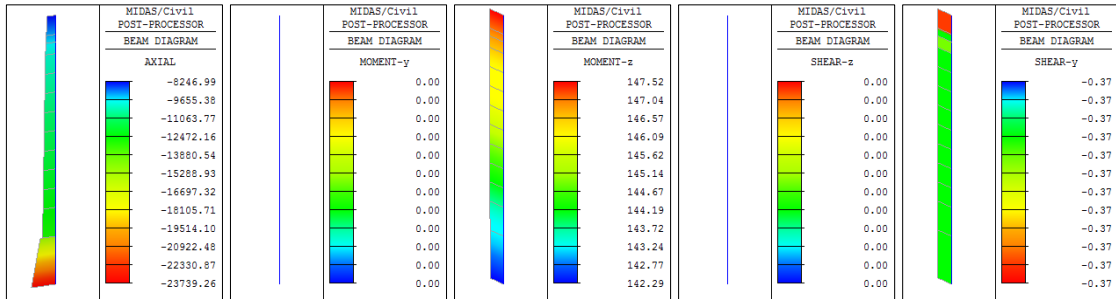


Figura 37 – Involuppo sollecitazioni SLE-QP (sforzo normale, momenti e tagli)

Tabella 69 – 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_RA_Gr1(max)	-12757	0	818	-0.91	19.8	-12.9	28.0	-
SLS_RA_Gr1(min)	-16313	0	-13650	-1.56	11.5	-10.6	34.0	-
SLS_RA_Gr2a(max)	-12716	0	-1026	-0.91	19.8	-12.7	28.3	-
SLS_RA_Gr2a(min)	-14592	0	-8482	-1.28	14.1	-11.2	32.1	-
SLS_RA_Gr2b(max)	-12710	0	-1026	-0.91	19.8	-12.7	28.3	-
SLS_RA_Gr2b(min)	-14586	0	-8482	-1.28	14.1	-11.2	32.1	-
SLS_FR_Gr1(max)	-12757	0	3488	-0.99	13.6	-11.6	31.0	0.00
SLS_FR_Gr1(min)	-16313	0	-10980	-1.48	9.1	-11.8	30.4	0.00
SLS_FR_Gr2a(max)	-12740	0	1645	-0.93	14.5	-12.5	28.9	0.00
SLS_FR_Gr2a(min)	-14616	0	-5812	-1.2	11.3	-12.5	28.8	0.00
SLS_FR_Gr2b(max)	-12735	0	1644	-0.93	14.5	-12.5	28.9	0.00
SLS_FR_Gr2b(min)	-14611	0	-5812	-1.19	11.3	-12.5	28.9	0.00
SLS_QP	-12839	0	143	-0.89	15.2	-13.3	27.1	0.00

11.2 PULVINO

Per il calcolo delle sollecitazioni e relativa verifica delle sezioni, è stato considerato uno schema a traliccio tirante-puntone in direzione longitudinale. L'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2d (d = altezza utile del pulvino). Gli scarichi sugli appoggi corrispondono alla configurazione dei carichi allo SLU per la quale si ottiene il massimo sforzo normale sulla pila. In particolare, il massimo scarico sugli appoggi allo SLU è pari a 6800 kN circa.

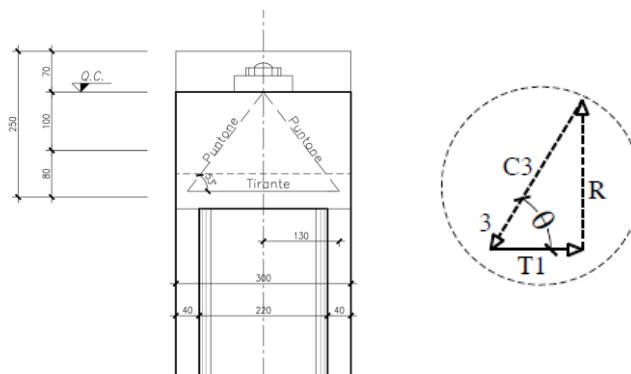


Figura 38 – Modello a traliccio tirante-puntone per il pulvino

Posto $\theta = 56^\circ$, si ricavano le sollecitazioni nel tirante e nel puntone secondo le seguenti espressioni:

$$C_3 = \frac{R}{\sin \theta} = \frac{3400}{\sin 53} = 4260 \text{ kN}$$

$$T_1 = C_3 \cdot \cos \theta = \frac{R}{\tan \theta} = 2565 \text{ kN}$$

Considerando, cautelativamente, che tali sforzi si ripartiscano su una fascia di larghezza $b = 3.0 \text{ m}$, il tirante è costituito da $1\phi 20/20+1\phi 14/40$, per cui le tensioni massime nei tiranti e nei puntoni sono pari a:

$$\sigma_c = \frac{C_3}{0.2d \cdot b} = \frac{4260 \cdot 10^3}{340 \cdot 3000} = 4.2 \text{ MPa} < f_{cd}$$

$$\sigma_s = \frac{T_1}{A_s} = \frac{2565 \cdot 10^3}{7351} = 349 \text{ MPa} < f_{yd}$$

Trasversalmente lo scarico dei singoli appoggi viene trasmesso dai puntoni in calcestruzzo direttamente alle anime costituenti il fusto cavo della pila.

11.3 PALI DI FONDAZIONE

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

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve di capacità portante dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 18 m (Tabella 11).

L'individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante la seguente tabella.

Tabella 70 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto

	Pali													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
z	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
y	7.50	3.75	0.00	-3.75	-7.50	5.625	1.875	-1.875	-5.625	7.50	3.75	0.00	-3.75	-7.50
z ²	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0
y ²	56.3	14.1	0.0	14.1	56.3	31.6	3.5	3.5	31.6	56.3	14.1	0.0	14.1	56.3
W _y	46.9	93.8	0.0	-93.8	-46.9	62.5	187.5	-187.5	-62.5	46.9	93.8	0.0	-93.8	-46.9
W _z	-30.0	-30.0	-30.0	-30.0	-30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0

Tabella 71 – Sollecitazioni a base plinto

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)	-31816	0	276	0	15	0	596
ULS_A1_Gr2a(max)	-36617	0	339	0	19597	0	20308
ULS_A1_Gr2b(max)	-31761	0	284	0	2510	0	3107
ULS_A1_Gr1(min)	-34293	0	316	0	12594	0	13258
ULS_A1_Gr2a(min)	-31753	0	284	0	2511	0	3108
ULS_A1_Gr2b(min)	-34286	0	316	0	12594	0	13259
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-22270	4784	1590	29308	11380	39354	14720
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-22270	1435	5301	8792	37934	11806	49066
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	-23998	1435	1590	8792	11380	11806	14720
GR1-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-22310	4333	1696	23778	12353	32877	15914
GR1-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-22310	1300	5653	7133	41175	9863	53047
GR1-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-24129	1300	1696	7133	12353	9863	15914
GR2-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-22304	4397	1655	23816	11854	33050	15328
GR2-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-22304	1319	5515	7145	39512	9915	51094
GR2-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-24111	1319	1655	7145	11854	9915	15328
GR3-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-22429	4412	1626	24112	11680	33377	15095
GR3-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-22429	1324	5421	7234	38933	10013	50318
GR3-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-24526	1324	1626	7234	11680	10013	15095
SLS_RA_Gr1(max)	-23657	0	183	0	339	0	724
SLS_RA_Gr2a(max)	-27213	0	229	0	14165	0	14647
SLS_RA_Gr2b(max)	-23616	0	189	0	1509	0	1906
SLS_RA_Gr1(min)	-25492	0	213	0	8978	0	9425
SLS_RA_Gr2a(min)	-23610	0	189	0	1509	0	1906
SLS_RA_Gr2b(min)	-25486	0	213	0	8978	0	9425
SLS_FR_Gr1(max)	-23657	0	10	0	3493	0	3513
SLS_FR_Gr2a(max)	-27213	0	36	0	11012	0	11088
SLS_FR_Gr2b(max)	-23641	0	4	0	1644	0	1653
SLS_FR_Gr1(min)	-25517	0	20	0	5825	0	5866
SLS_FR_Gr2a(min)	-23635	0	4	0	1644	0	1653
SLS_FR_Gr2b(min)	-25511	0	20	0	5825	0	5866
SLS_QP	-23739	0	0	0	142	0	143

Tabella 72 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione

Combo	SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI					
	Palo	N _{min} [kN]	Palo	N _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
ULS_A1_Gr1(max)	5	-2285	1	-2260	20	41
ULS_A1_Gr2a(max)	5	-3049	1	-2182	24	51
ULS_A1_Gr2b(max)	5	-2335	1	-2202	20	43
ULS_A1_Gr1(min)	5	-2732	1	-2167	23	47
ULS_A1_Gr2a(min)	5	-2334	1	-2202	20	43
ULS_A1_Gr2b(min)	5	-2732	1	-2166	23	47
SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5	-3217	10	35	360	756
SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5	-3031	10	-150	392	824
SLV-Ex+0.3Ey+Ez	5	-2422	10	-1007	153	321
GR1-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5	-3029	10	-158	332	698
GR1-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5	-3054	10	-133	414	870
GR1-0.3Ex+0.3Ey+Ez	5	-2392	10	-1055	153	321
GR2-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5	-3022	10	-164	336	705
GR2-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5	-3014	10	-173	405	851
GR2-0.3Ex+0.3Ey+Ez	5	-2380	10	-1065	151	317
GR3-Ex+0.3Ey+0.3Ez	5	-3037	10	-167	336	705
GR3-0.3Ex+Ey+0.3Ez	5	-3009	10	-195	399	837
GR3-0.3Ex+0.3Ey+Ez	5	-2408	10	-1096	150	315
SLS_RA_Gr1(max)	5	-1705	1	-1674	13	27
SLS_RA_Gr2a(max)	5	-2256	1	-1631	16	34
SLS_RA_Gr2b(max)	5	-1728	1	-1646	13	28
SLS_RA_Gr1(min)	5	-2022	1	-1620	15	32

SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N _{min}		N _{max}		V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
SLS_RA_Gr2a(min)	5	-1727	1	-1646	13	28
SLS_RA_Gr2b(min)	5	-2022	1	-1619	15	32
SLS_FR_Gr1(max)	5	-1765	1	-1615	1	1
SLS_FR_Gr2a(max)	5	-2180	1	-1707	3	5
SLS_FR_Gr2b(max)	5	-1724	1	-1653	0	1
SLS_FR_Gr1(min)	5	-1948	1	-1697	1	3
SLS_FR_Gr2a(min)	5	-1723	1	-1653	0	1
SLS_FR_Gr2b(min)	5	-1947	1	-1697	1	3
SLS_QP	5	-1699	1	-1693	0	0
		-3217		35	414	870

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

PALO - Verifiche allo SLU/SLV						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3217	756	360	5.32	2.20
Min N	SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez	35	756	360	4.72	2.20
Max VL	SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-150	824	392	4.45	2.02
Max N	GR1-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-3054	870	414	5.01	1.91
Min N	GR1-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-133	870	414	4.20	1.91
Max VL	GR1-0.3Ex+Ey+0.3Ez	-133	870	414	4.20	1.91

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ_c	σ_s	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr2a(max)	-2256	34	16	-17.0	-252.8	-
	SLS_RA_Gr2b(min)	-1619	32	15	-12.5	-185.5	-
FREQ	SLS_FR_Gr2a(max)	-2180	5	3	-15.3	-229.2	0.0
	SLS_FR_Gr1(max)	-1615	1	1	-11.2	-168.3	0.0
QP	SLS_QP	-1699	0	0	-11.8	-176.5	0.0
	SLS_QP	-1693	0	0	-11.7	-175.9	0.0

11.4 PLINTO DI FONDAZIONE

Per la verifica dell'armatura del plinto di fondazione è stato considerato uno schema semplificato a traliccio tirante-puntone tra il bordo della pila e il palo più sollecitato (palo d'angolo n.5). L'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2d (d = 2.0 m, altezza utile del plinto). Il massimo sforzo nei pali in combinazione sismica è pari 3220 kN circa.

L'inclinazione del puntone θ rispetto all'orizzontale è pari a 45° , per cui si ricavano le sollecitazioni nel tirante e nel puntone secondo le seguenti espressioni:

$$C = \frac{R}{\text{sen}\theta} = \frac{3220}{\sin 45} = 4555 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R}{\text{sen}\theta} = \frac{R}{\tan 45} = 3220 \text{ kN}$$

Per il puntone si esegue una verifica a compressione semplice:

$$\sigma_c = \frac{C}{0.2d \cdot B} = \frac{4555 \cdot 10^3}{400 \cdot 1200} = 9.5 \text{ MPa} < f_{cd}$$

Per il tirante si ripartiscono gli sforzi agenti nelle direzioni dell'armatura della fondazione in direzione longitudinale e trasversale:

$$T_L = T \cdot \text{sen } 38 = 1985 \text{ kN}$$

$$T_T = T \cdot \text{cos } 38 = 2540 \text{ kN}$$

Considerando, cautelativamente, che tali sforzi si ripartiscano su una fascia di larghezza $B = 1.2 \text{ m}$ (diametro palo) e, considerando le proiezioni in direzione trasversale e ortogonale secondo un angolo di 38° circa, si considerano le fasce collaboranti di larghezza pari a:

$$B_L = B \cdot \text{sen } 38 = 0.74 \text{ m}$$

$$B_T = B \cdot \text{cos } 38 = 0.95 \text{ m}$$

L'armatura del plinto è costituita da 3 strati $\phi 26/150$ in direzione longitudinale e trasversale per cui le armature resistenti nelle due direzioni sono pari a:

$$A_{s,L} = 3 \cdot \frac{0.74}{0.15} \approx 15\phi 26 = 7965 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,T} = 3 \cdot \frac{0.95}{0.15} \approx 18\phi 26 = 9558 \text{ mm}^2$$

Per cui le tensioni agenti nelle barre di armatura sono pari a:

$$\sigma_{s,L} = \frac{T_L}{A_{s,L}} = \frac{1985 \cdot 10^3}{7965} = 249 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$\sigma_{s,T} = \frac{T_T}{A_{s,T}} = \frac{2540 \cdot 10^3}{9558} = 266 \text{ MPa} < f_{yd}$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

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 i dispositivi sulle pile; con la sigla "L" si indicano, invece, gli isolatori sismici in direzione longitudinale, posizionati sulla spalla fissa.

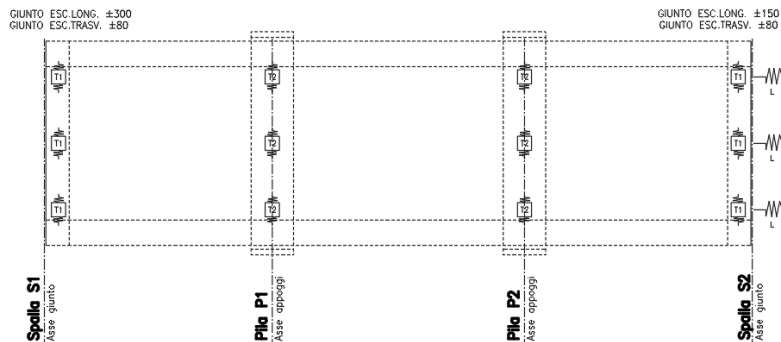


Figura 39 – Schema di appoggi e isolatori

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

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

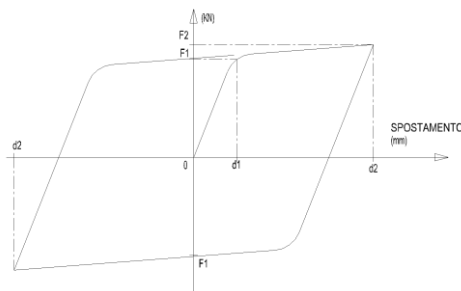


Figura 40 – Legame forza-spostamento per isolatori

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

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

Tabella 73 – Caratteristiche tecniche appoggi isolatori longitudinali e trasversali

CARATTERISTICHE TECNICHE APPOGGI-ISOLATORI LONGITUDINALI E TRASVERSALI											
SIGLA	CARICO VERTICALE [kN]	ESCURSIONI		F1		F2		D1		D2	
		LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [kN]	TRASV. [kN]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]	LONG. [mm]	TRASV. [mm]
L	-	-	-	620	-	710	-	±10	-	±100	-
T1	3500	±150/300	± 100	-	140	-	160	-	± 5	-	± 50
T2	7000	±150/300	± 100	-	480	-	560	-	± 5	-	± 50

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

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

Direzione trasversale

Le analisi dinamiche non lineari mediante accelerogrammi indicano valori massimi contenuti in 46mm, mentre dall'analisi dinamica lineare si è ottenuto uno spostamento di 49 mm.

La corsa trasversale degli apparecchi di appoggio è quindi fissata pari a ± 100 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 100 mm con analisi lineare e a 105mm con analisi dinamica non lineare. Pertanto si adotta il valore:

- $d_2 = \pm 105$ mm

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

- $d_g = 0.025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g = 0.025 \cdot 1.39 \cdot 0.508 \cdot 2.649 \cdot 0.34 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = 156$ mm
- $d_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 100 \cdot 10^3 = 20$ mm

Pertanto lo spostamento massimo in corrispondenza della spalla mobile vale circa ± 280 mm.

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

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

12.1 VERIFICA DEI BAGGIOLI

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

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

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

PORTATA ULTIMA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO T1	3500	0	0
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$	19.73	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.27 \cdot (R_{ck})^{2/3} =$	3.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.10	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	$f_{ctk} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.60	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.40	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		800	800
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000

Opera L073	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V13900	Id.doc REL	N.prog. 02	Rev. C	Pag.di Pag. 82 di 83
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=$	0	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:			
$\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls)			
$\beta=0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)			
σ_{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni			
La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
$\tau_{sd}<\tau_{rd}$	7.40	MPa	
$\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(pf_{yd}+\sigma_{cd})<0.25f_{cd}$	$0.25 f_{cd} =$	4.93	MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	40		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva $A_s=$	15205	mm ²	
Perc. di armatura $\rho=$	0.01521	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd} =$	3.57	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd} =$	3.57	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd} =$	0.00	N/mm ² OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	3500	KN
area caricata $A_{c0}=$	640000	mm ²	
massima area di diffusione $A_{c1}=$	1000000	mm ²	
Resistenza ultima $F_{rd,u}=A_{c0}*f_{cd}*(A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$	15786.67	KN	
$F_{rd,u} < 3*f_{cd}*A_{c0} =$	37888	kN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	3500	KN
Area necessaria $A_s=0.25*F_{sdu}*(1-(\min(a/a'-b/b')))/f_{yd}=$	4	cm ²	
Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	9.0	cm ² OK

PORTATA ULTIMA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO T2	7000	0	0
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	$f_{ctk}=1.2*f_{ctm}=$	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		800	800
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	$F_{sdu}=(H_L^2+H_T^2)^{1/2}=$		0 KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:			
$\mu=0.6$ (coefficiente di attrito cls-cls)			
$\beta=0.2$, essendo βf_{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)			
σ_{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni			
La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
$\tau_{sd}<\tau_{rd}$		7.40 MPa	
$\tau_{rd}=\beta f_{ctd}+\mu(\rho f_{yd}+\sigma_{cd})<0.25 f_{cd}$		$0.25 f_{cd} =$	4.93 MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ_{cd} si ha:			
Num. ferri :	40		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva $A_s=$	15205	mm ²	
Perc. di armatura $\rho=$	0.01521	(≥ 0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	$\tau_{rd} =$	3.57	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	$\tau_{rd} =$	3.57	N/mm ²
Taglio agente di progetto	$\tau_{sd} =$	0.00	N/mm ² OK
Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$		7000 KN
area caricata $A_{c0}=$		640000	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rd,u}=A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		15786.67	KN
$F_{rd,u} < 3 * f_{cd} * A_{c0} =$	37888	KN	OK
Armatura di frettaggio per assorbire la reazione verticale			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$		7000 KN
Area necessaria $A_s=0.25 * F_{sdu} * (1 - (\min(a/a' - b/b'))) / f_{yd} =$			8.9 cm ²
Avendo disposto staffe $\phi 12$ a 4 braccia risulta per un totale di 2 staffe collaboranti nel tratto			
	Area resistente totale	9.0	cm ² OK