

**A90 Svincolo Tiburtina:  
Intervento di potenziamento dallo svincolo  
"Centrale del Latte" allo svincolo A24  
2<sup>a</sup> fase funzionale**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COD. RM105**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGİN S.p.A. (capogruppo mandataria)  
CREW Cremonesi Workshop S.r.l - TECNOSISTEM S.p.A  
ART Risorse Ambiente Territorio S.r.l - ECOPLAME S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giovanni CARRA (ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l.)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:

Dott. Arch. Claudio TURRINI



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Andrea AVETA

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI



Direttore Tecnico:

Dott. Ing. Ivo FRESIA



Direttore Tecnico:

Dott. Arch. Pasquale PISANO

PROTOCOLLO

DATA

Giugno 2021

**PROGETTO INFRASTRUTTURA – VI03 - CAVALCAVIA RAMPA INVERSIONE SUD**

Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture

CODICE PROGETTO

D P R M 1 0 5 D 2 0

NOME FILE

T00VI03STRRE01A

REVISIONE

SCALA:

CODICE

T 0 0 V I 0 3 S T R R E 0 1

A

ELAB.

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Prima emissione	Giugno 2021	A. Mazziotti	R. Grimaldi	L. Infante

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
1.1	Descrizione dell’opera .....	1
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>9</b>
3.1	Calcestruzzi .....	9
3.2	Classi di esposizione e copriferri.....	10
3.3	Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C.....	11
3.4	Acciaio per carpenteria metallica S355.....	11
3.4.1	Travi principali e orditure secondarie.....	11
3.4.2	Saldature .....	12
3.4.3	Bullonature.....	12
3.4.4	Piolature.....	12
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA</b> .....	<b>13</b>
4.1	Portanza pali – D=1500 mm.....	13
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>15</b>
5.1	Peso proprio della struttura (G1).....	15
5.2	Carichi permanenti portati (G2) .....	15
5.3	Ritiro del calcestruzzo (E2.1) .....	15
5.4	Viscosità del calcestruzzo (E2.2).....	16
5.5	Variazione termica (E3) .....	17
5.6	Azioni variabili da traffico (Q1).....	17
5.7	Azioni da traffico per verifiche a fatica (Q2) .....	18
5.8	Azione di frenamento ed avviamento (Q3).....	18
5.9	Azione centrifuga (Q4).....	19
5.10	Azione del vento (Q5).....	19

5.11	Azioni sismiche (Q6).....	21
<b>6</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>24</b>
6.1	Gruppi di carico .....	24
6.2	Coefficienti parziali e di combinazione.....	24
6.3	Combinazioni agli SLU .....	25
6.4	Combinazioni agli SLE .....	26
<b>7</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>27</b>
7.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo.....	27
7.2	Affidabilità dei codici di calcolo.....	27
7.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	27
7.4	Modello di calcolo globale statico e sismico .....	27
7.5	Caratteristiche dinamiche.....	29
7.6	Fasi di calcolo .....	31
<b>8</b>	<b>METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELL'IMPALCATO.....</b>	<b>32</b>
8.1	Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni.....	32
8.2	Metodi di verifica .....	33
8.2.1	Verifiche di resistenza allo SLU degli elementi in acciaio.....	33
8.2.2	Verifica dell'instabilità per imbozzamento dei pannelli d'anima .....	34
8.2.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica.....	34
8.2.4	Verifiche di resistenza della soletta .....	35
8.2.5	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio.....	35
8.2.5.1	Verifica di deformabilità.....	35
8.2.5.2	Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio .....	35
8.2.5.3	Stato limite di fessurazione.....	35
<b>9</b>	<b>METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE</b>	
	<b>36</b>	
9.1	Analisi statica .....	36
9.2	Analisi sismica.....	36

9.2.1	Verifica delle spalle .....	37
9.2.1.1	Condizioni statiche.....	37
9.2.1.2	Condizioni sismiche.....	38
9.3	Verifiche delle pile.....	40
9.3.1	Criteri generali di verifica.....	40
9.3.2	Verifiche a pressoflessione .....	40
9.3.3	Verifiche a taglio .....	40
9.3.4	Verifiche allo SLE.....	41
9.4	Verifiche dei dispositivi di appoggio .....	41
9.4.1	Verifiche di resistenza .....	41
9.4.2	Verifica della corsa massima .....	42
9.4.3	Verifiche dei giunti.....	42
9.5	Verifiche delle fondazioni.....	42
9.5.1	Calcolo delle sollecitazioni nei pali .....	42
9.5.2	Verifiche dei pali .....	43
9.5.3	Verifiche del plinto .....	44
<b>10</b>	<b><i>RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE .....</i></b>	<b>45</b>
10.1	Risultati sulle travi principali in fase finale .....	45
10.1.1	Stato limite ultimo (SLU).....	45
10.1.2	Stato limite d'esercizio (SLE-R) .....	46
10.1	Risultati sui traversi.....	47
10.2	Risultati sulle pile.....	48
<b>11</b>	<b><i>VERIFICHE DELL'IMPALCATO.....</i></b>	<b>57</b>
11.1	Verifica delle travi principali.....	57
11.1.1	Verifiche di resistenza allo SLU in fase finale.....	57
11.1.2	Instabilità per imbozzamento dei pannelli d'anima .....	58
11.1.3	Verifiche allo stato limite di fatica.....	65
11.1.4	Verifiche di deformabilità.....	67
11.2	Verifiche della soletta .....	67
11.2.1	Verifiche allo SLU.....	67

11.2.2	Verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio.....	69
11.3	Verifiche degli elementi di carpenteria secondaria.....	71
11.4	Verifica dei traversi.....	71
<b>12</b>	<b>SCARICHI SUGLI APPOGGI.....</b>	<b>73</b>
<b>13</b>	<b>VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE.....</b>	<b>82</b>
13.1	Verifiche delle pile.....	82
13.1.1	Verifica della pila 2.....	82
13.1.1.1	Verifiche SLU a pressoflessione.....	84
13.1.1.2	Verifiche agli SLE.....	87
13.1.2	Verifica delle fondazioni della pila 2.....	87
13.1.2.1	Pali di fondazione.....	87
13.1.2.2	Verifiche geotecniche di capacità portante.....	87
13.1.2.3	Verifica strutturale pali.....	88
13.1.2.4	Plinto di fondazione.....	91
13.1.3	Verifica della pila 4.....	92
13.1.3.1	Verifiche SLU a pressoflessione.....	94
13.1.3.2	Verifiche agli SLE.....	97
13.1.4	Verifica delle fondazioni della pila 4.....	97
13.1.4.1	Pali di fondazione.....	97
13.1.4.2	Verifiche geotecniche di capacità portante.....	98
13.1.4.3	Verifica strutturale pali.....	98
13.1.4.4	Plinto di fondazione.....	102
<b>14</b>	<b>VERIFICA DELLE SPALLE.....</b>	<b>104</b>
14.1	Verifiche delle spalle.....	104
14.1.1	Muro frontale.....	104
14.1.2	Muro paraghiaia.....	107
14.1.3	Muri laterali.....	108
14.1.4	Plinto di fondazione.....	109
14.1.5	Pali di fondazione.....	112
14.1.6	Verifiche geotecniche di capacità portante.....	113

<i>15</i>	<i>VERIFICA DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO .....</i>	<i>114</i>
15.1	Verifica dei giunti.....	115

## 1 PREMESSA

Nell’ambito della progettazione definitiva dell’intervento di potenziamento del GRA dallo svincolo “Centrale del latte” allo svincolo A24 (2° fase funzionale), è prevista la realizzazione di tre nuove opere d’arte principali:

- Il viadotto “Rampa di inversione sud” (VI03)
- Il ponte sul fiume Aniene per lo scavalco della complanare interna (VI04)
- Il ponte sul fiume Aniene per lo scavalco della complanare esterna (VI04)

Le principali opere di nuova realizzazione si concentrano tra la progressiva 30+800 e la progressiva 31+120 del tracciato adeguato del GRA, ossia in prossimità del fiume Aniene.

La presente relazione di calcolo riguarda il cavalcavia sulla rampa di inversione 10 localizzata a sud dell’area di progetto.

### 1.1 Descrizione dell’opera

L’opera di scavalco della sede del GRA sulla rampa di inversione sud ha una lunghezza complessiva di circa 315 m e si sviluppa con un raggio planimetrico minimo di 51 m. In Figura 1 è rappresentata la pianta di impalcato del ponte. Esso è costituito da 7 campate di luce variabile: le campate di riva hanno luce pari a circa 27 m; le campate successive hanno luce pari a circa 36 m; le campate poste ai lati della campata di scavalco del GRA hanno luce pari a 60 m; la campata di scavalco del GRA ha luce pari a circa 78 metri.

L’impalcato del cavalcavia “Rampa di inversione sud” è costituito da una struttura in acciaio con travi estradossate. In Figura 2 è rappresentata la sezione trasversale del ponte. La sezione trasversale dell’impalcato presenta una larghezza complessiva di 11.8 m con marciapiede di lunghezza minima pari a 1.00 m da un lato e 1.20 m dall’altro e pavimentazione di ampiezza pari a 7.6m.

In Figura 3 e Figura 4 sono rappresentate le sviluppatte delle travi, rispettivamente esterna e interna. Le due travi principali estradossate hanno sezione a I di altezza variabile. Più precisamente sulle prime e sulle ultime due campate del viadotto l’altezza delle travi è pari a 3.00 m; in corrispondenza delle campate poste ai lati della campata di scavalco l’altezza delle travi varia da 3.00 a 4.00; in corrispondenza della campata di scavalco l’altezza delle travi è costante e pari a 4.00 m.

Lo spartito delle travi interna e esterna è rappresentato in Figura 3 e Figura 4.

Le travi sono suddivise, in direzione longitudinale, in 27 conci. La tipologia e la posizione dei conci adottati è riportata nella seguente tabella.

**Tabella 1 – Spartito del viadotto**

	Concio	Posizione
TRAVE INTERNA	1	S1, S1-P1, P1, P1-P2, S2, S2-P6, P6, P6-P5
	2a	P3, P3-P4, P5
	2b	-
	3a	P2, P5
	3b	P2-P3, P4-P5
TRAVE ESTERNA	1	S1, S1-P1, P1, P1-P2, S2, S2-P6, P6, P6-P5
	2a	P3, P4
	2b	P3-P4
	3a	P2, P5
	3b	P2-P3, P4-P5

Le caratteristiche geometriche dei conci, realizzati in acciaio ad alta resistenza S355 sono riepilogate nella tabella a seguire.

*Tabella 2 – Caratteristiche geometriche delle nervature principali*

Concio	Altezza [mm]	Larghezza [mm]		Spessore [mm]		
		Piattabanda sup.	Piattabanda inf.	Piattabanda sup.	Piattabanda inf.	Anima
1	3000	1000	1000	50	50	20
2a	4000	1000	1000	70	70	24
2b	4000	1000	1000	100	100	24
3a	3000	1000	1000	60	60	22
3b	3000 - 4000	1000	1000	60	60	22

Le travi sono irrigidite mediante irrigidimenti trasversali e longitudinali. Gli irrigidimenti trasversali sono disposti con il medesimo interasse dei traversi intermedi. Nelle travi di altezza 3.00 m, gli irrigidimenti longitudinali sono disposti unicamente ad altezza 1.00 m dall'intradosso della trave; mentre nelle travi di altezza pari a 4.00 m gli irrigidimenti longitudinali sono disposti ad altezza 1.00 m e ad altezza pari a 3.00 m dall'intradosso.

La carpenteria metallica è completata da traversi di altezza pari a 1 m, disposti a interasse pari a 1 m e da ulteriori traversi disposti in corrispondenza di spalle e pile. I traversi hanno sezione ad I avute le seguenti caratteristiche:

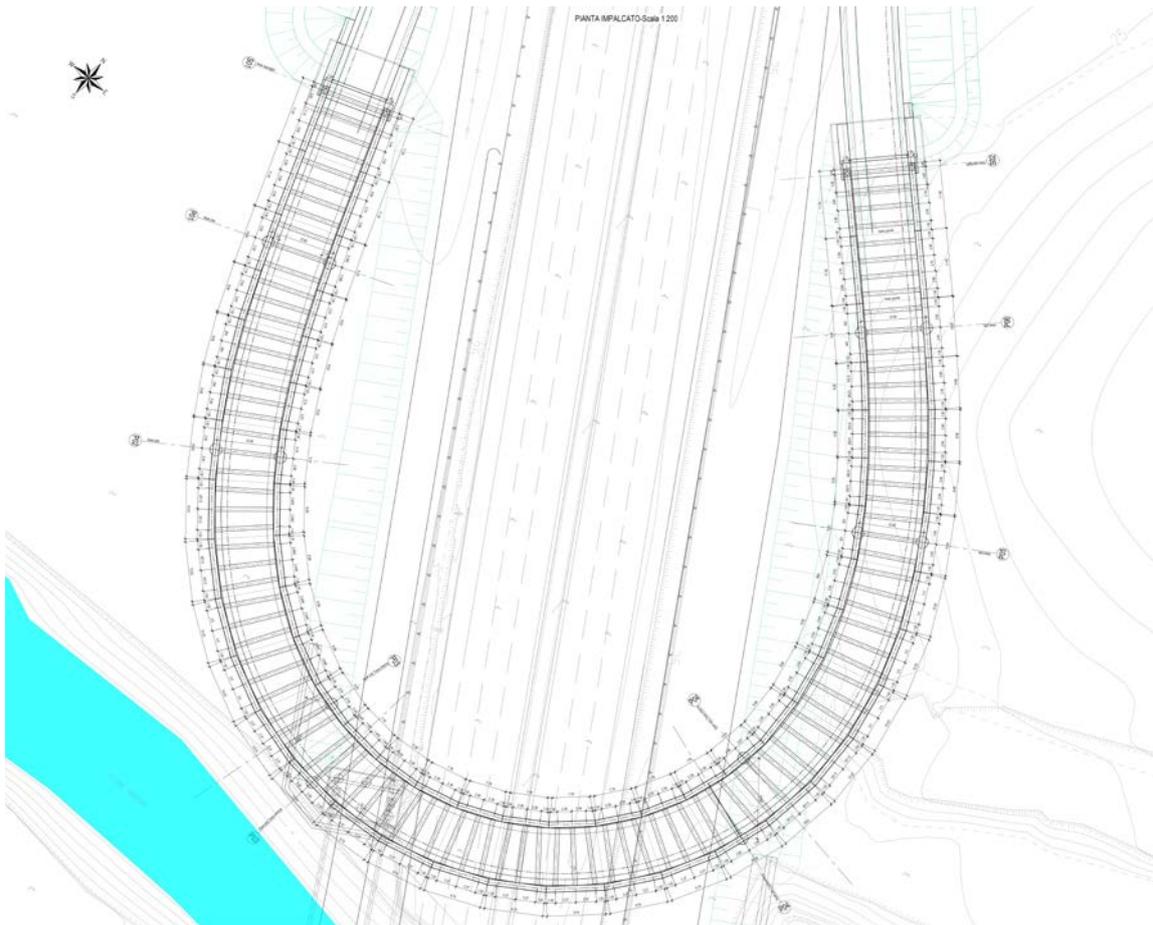
tr 1 a	1000	700	20	700	20	12	960
tr 1 b	1000	700	20	700	35	12	945
tr 2	1000	700	40	700	40	18	920

I traversi 1 a e 1 b sono i traversi intermedi. In dettaglio il traverso tipo 1 è stato adottato solo tra la pila 3 e la pila 4.

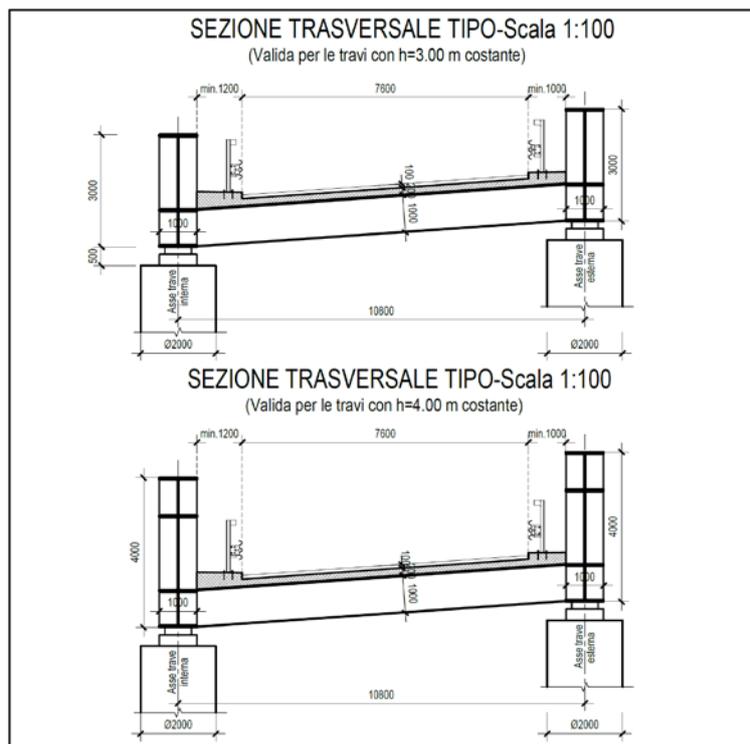
Il traverso tipo b è il traverso disposto in corrispondenza di spalle e pile.

Le sottostrutture del viadotto comprendono sei pile e due spalle.

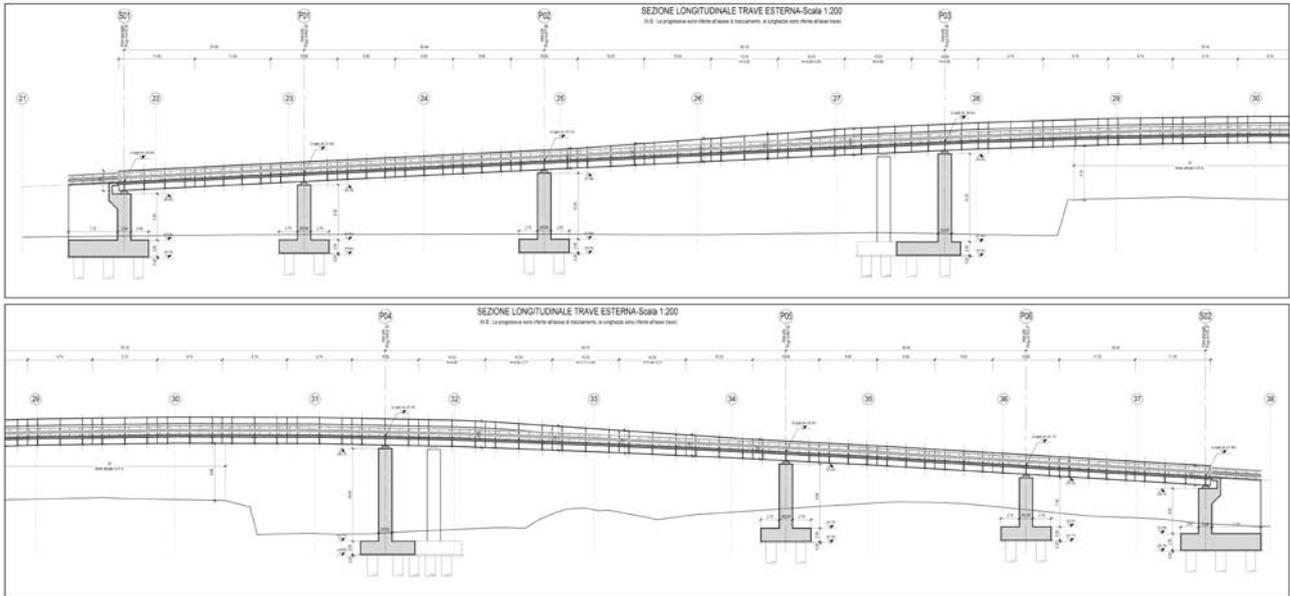
Le pile sono costituite da due fusti con sezione circolare di diametro pari a 2.00 m. Le fondazioni delle pile sono costituite da plinti su pali D=1500 mm con lunghezze comprese tra 30 e 45 m. I plinti, spessi 2.00 m, hanno generalmente dimensioni pari a 14.80x7.50 m. Fanno eccezione i plinti della campata di scavalco del GRA, ossia corrispondenti alla pila 3 e alla pila 4. In particolare il plinto della pila 3 interferisce con il plinto della pila del ponte sull'Aniene carreggiata interna (Figura 1). Conseguentemente il plinto della pila 3 ha una forma irregolare definita da un poligono a 6 lati. Dall'altro lato, il plinto della pila 4 presenta una sezione più allungata rispetto ai restanti plinti e precisamente pari a 17.50x7.50 al fine di abbracciare entrambi i fusti della pila 4 che sono posti diagonalmente rispetto all'asse del viadotto. Infine le spalle sono costituite da strutture scatolari composte dal muro frontale, dai muri andatori, dal muro paraghiaia e dal plinto di fondazione su pali D= 1500 mm della lunghezza di 40 m. I plinti delle spalle hanno dimensioni planimetriche pari a 12.00x14.80 m.



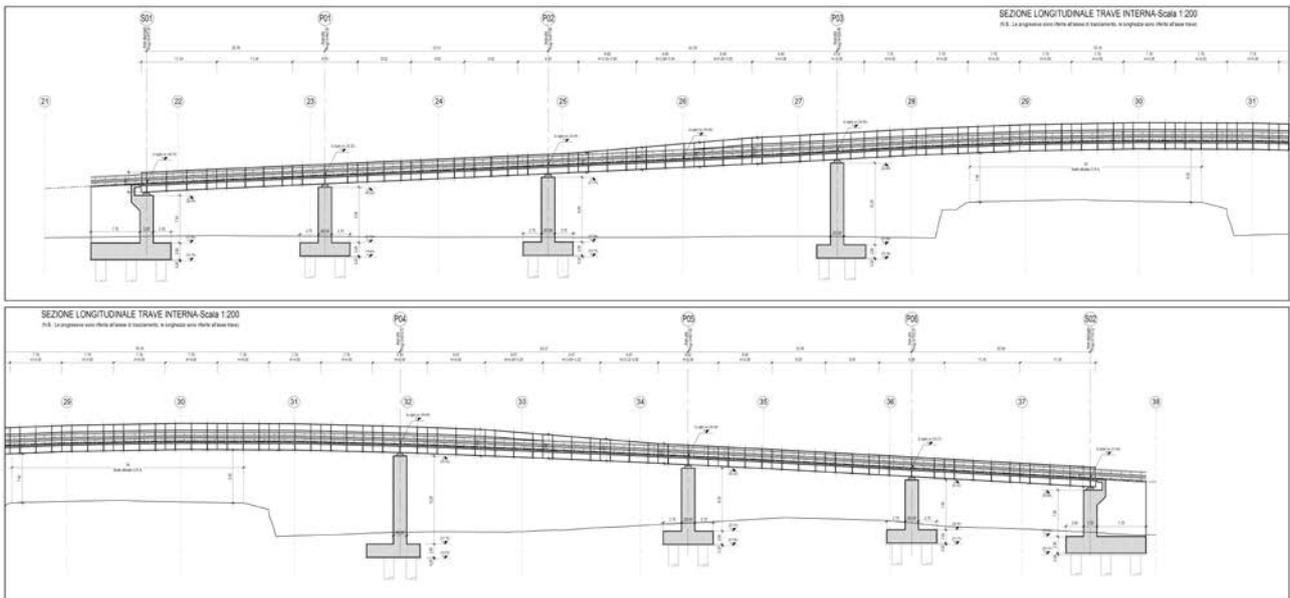
**Figura 1: Viadotto “Rampa di inversione sud”: pianta impalcato**



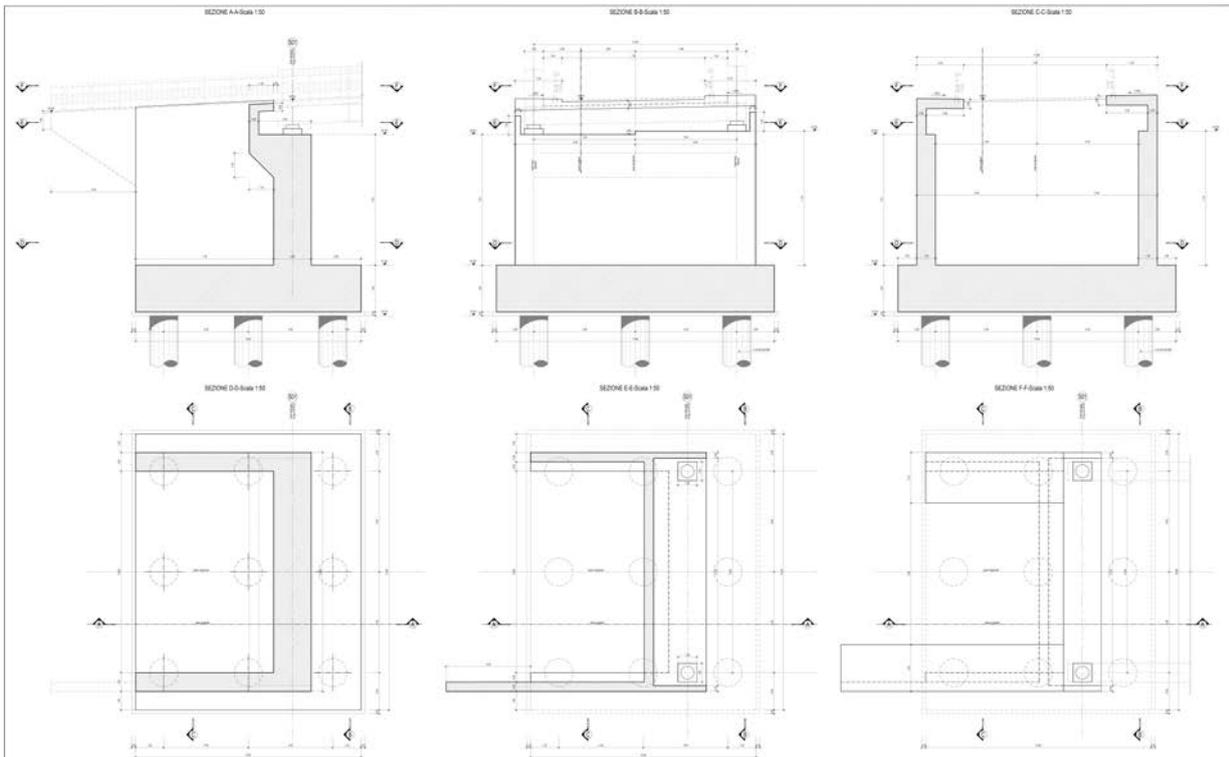
**Figura 2: Viadotto “Rampa di inversione sud”: sezioni trasversali**



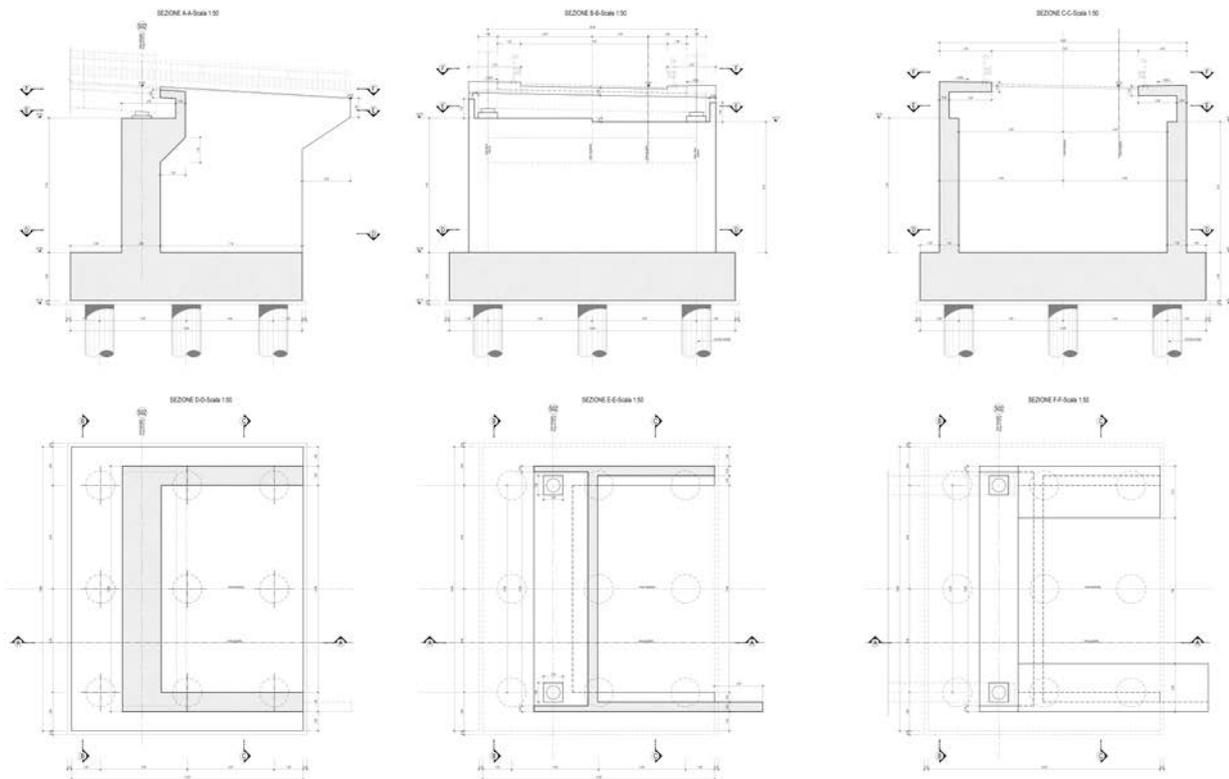
**Figura 3: Viadotto “Rampa di inversione sud”: sezione longitudinale trave esterna**



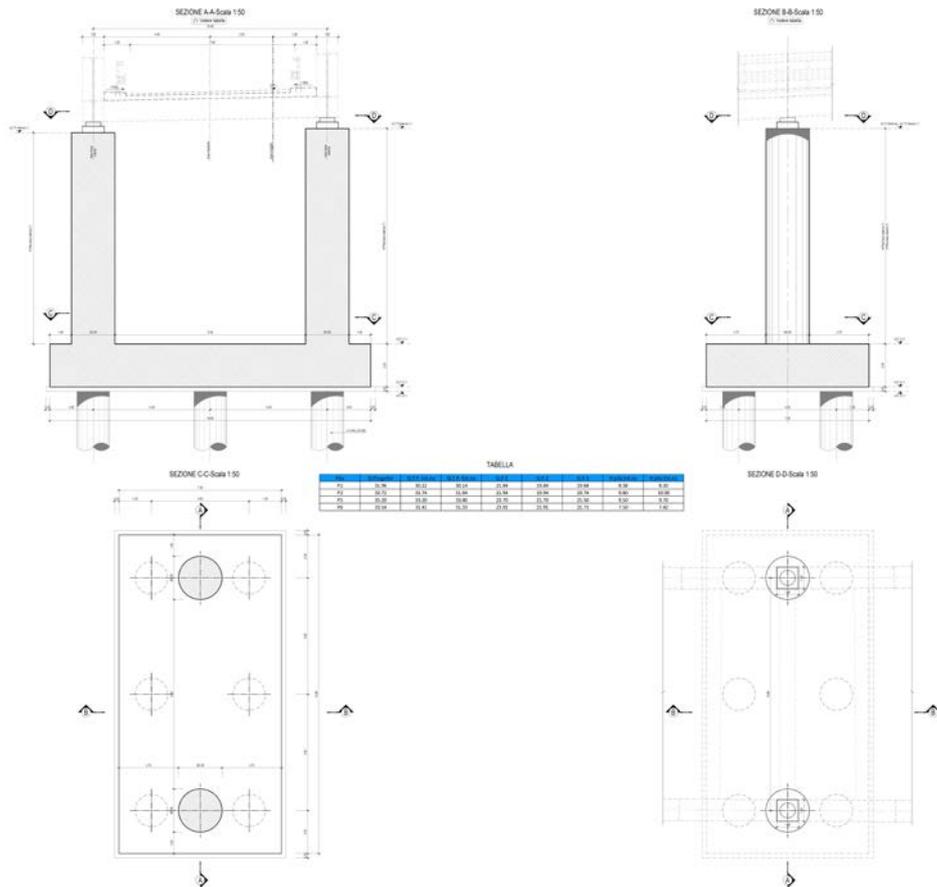
**Figura 4: Viadotto “Rampa di inversione sud”: sezione longitudinale trave interna**



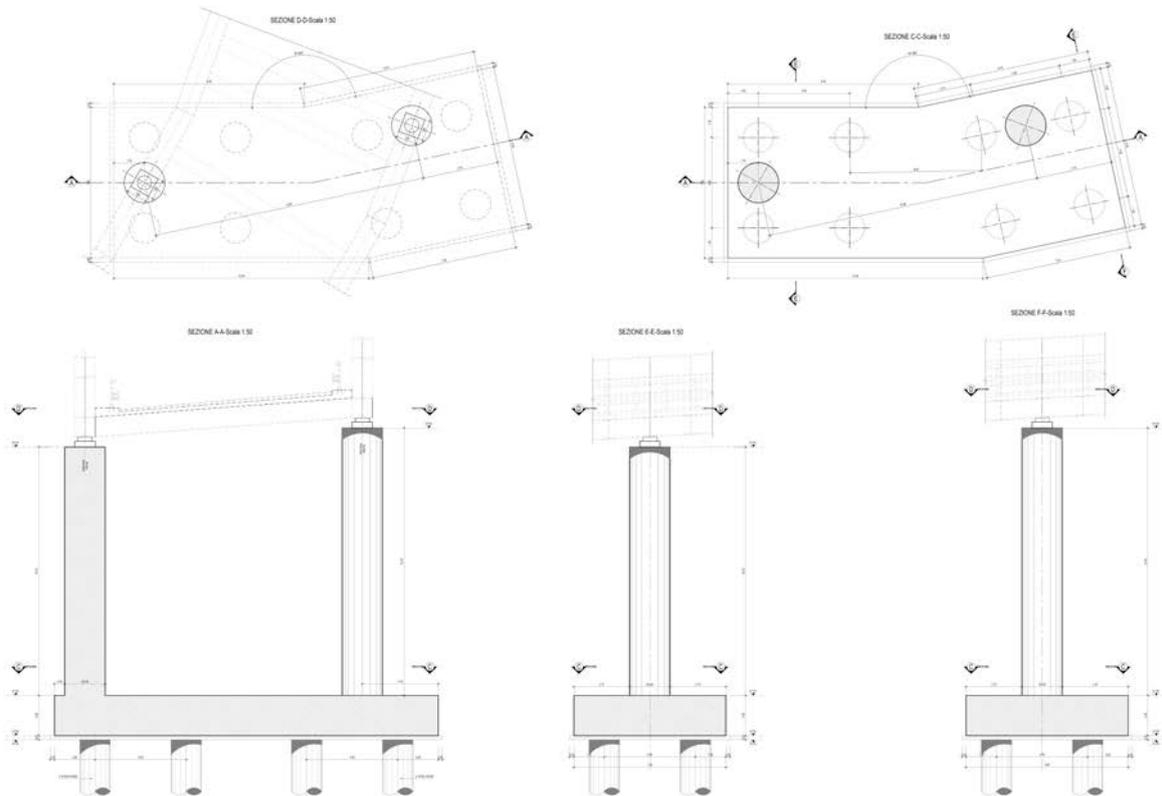
**Figura 5: Spalla 1**



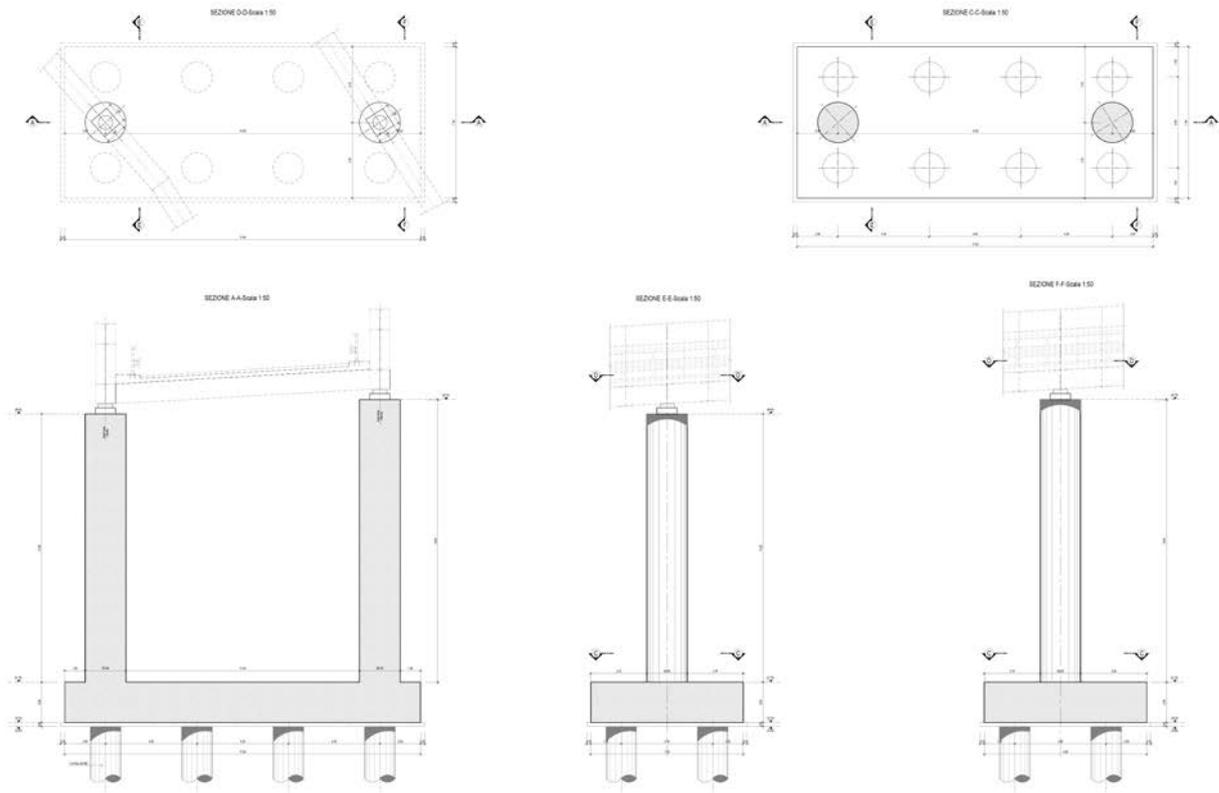
**Figura 6: Spalla 2**



**Figura 7: Pile 1-2-5-6**



**Figura 8: Pila 3**



**Figura 9: Pila 4**

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- D.M. 17/01/2018. Norme tecniche per le costruzioni (NTC).
- Circolare del 11/02/2019. Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018.
- UNI EN1993 -1-1. EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1993 -1-5. EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.
- UNI EN1993 -1- 8.EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN1993-1-9. EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.
- UNI EN1993 -1-2. EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.
- UNI EN1994 -1-1. EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN1994 -2. EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per i ponti.
- CNR-UNI 10011/97. Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10030/87. Anime irrigidite di travi a parete piena.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Si riportano di seguito le caratteristiche e le resistenze di progetto dei materiali strutturali.

#### 3.1 Calcestruzzi

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici e cubici, espressa in MPa. Con riferimento alla normativa vigente si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati.

##### Calcestruzzo per soletta C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.21 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

##### Resistenze di progetto allo SLU

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 19.8 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

##### Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 21.00 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,qp} = 0.45 \cdot f_{ck} = 15.8 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.68 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

##### Calcestruzzo per pile e spalle C32/40

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

##### Resistenze di progetto allo SLU

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

##### Resistenze di progetto allo SLE

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

### **Calcestruzzo per plinti in fondazione C28/35**

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.76 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.94 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

#### *Resistenze di progetto allo SLU*

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15.86 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

#### *Resistenze di progetto allo SLE*

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.3 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

### **Calcestruzzo per pali C25/30**

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione
$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	peso per unità di volume

#### *Resistenze di progetto allo SLU*

$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ MPa}; \gamma_c = 1.50$	resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.20 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a trazione

#### *Resistenze di progetto allo SLE*

$\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$	tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13 \text{ MPa}$	tensione limite di fessurazione (trazione)

## **3.2 Classi di esposizione e copriferri**

In accordo con il D.M. 17/01/2018 (Tabella 4.1.III), in funzione delle condizioni ambientali si definiscono la classe di esposizione del calcestruzzo:

- Predalle: XC3+XD1
- Solette, cordoli e baggioli: XC3+XD1
- Pile e spalle: XC4+XD1
- Plinti di fondazione: XC2
- Pali di fondazione: XC2

I copriferri da adottare sono per le barre di armatura sono i seguenti:

- Predalle: 25 mm
- Solette, cordoli e baggioli: 35 mm
- Pile e spalle: 35 mm
- Plinti di fondazione: 55 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

Considerando un’armatura poco sensibile ai fenomeni di corrosione (acciaio ordinario), i valori limite di apertura delle fessure da rispettare, in accordo con le Tabelle 4.2.III e 4.1.IV, sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 3: Limiti di apertura delle fessure**

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazioni di carico	
			Frequenti	Quasi permanenti
Predalle	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Solette, cordoli, baggioli	XC3+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Pile e spalle	XC4+XD1	Aggressive	0.3 mm	0.2 mm
Plinti	XC2	Ordinarie	0.4 mm	0.3 mm
Pali	XC2	Ordinare	0.4 mm	0.3 mm

In ogni caso il rapporto acqua cemento (A/C) non dovrà essere superiore a 0.50.

### 3.3 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C

L’acciaio da armatura è del tipo B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$  resistenza caratteristica di snervamento

$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$  resistenza caratteristica a rottura

$E_s = 210000 \text{ MPa}$  modulo elastico

*Resistenza di progetto allo SLU*

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

*Resistenza di progetto allo SLE*

$\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$  tensione limite in combinazione caratteristica (rara)

### 3.4 Acciaio per carpenteria metallica S355

Di seguito si riportano le caratteristiche e le resistenze di progetto per le lamiere, per le saldature e per gli elementi di collegamento.

#### 3.4.1 Travi principali e orditure secondarie

Acciaio con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025, come indicato dal D.M. 17/01/2018.

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{M0} = 1.05$  tensione di progetto per le verifiche di resistenza;

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M1} = 322 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{M1} = 1.10$  tensione di progetto per le verifiche di stabilità;

**Elementi saldati e coprighiunti:**

- Spessore  $t \leq 20 \text{ mm}$ : S355J0W
- Spessore  $t \leq 40 \text{ mm}$ : S355J2W+N
- Spessore  $t > 40 \text{ mm}$ : S355K2W+N

**Elementi non saldati e piastre sciolte: S355J0W**

### 3.4.2 Saldature

Saldature da realizzare in accordo alle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018.

Saldature con i procedimenti codificati secondo ISO 4063 e prescrizioni della EN 1011 e EN 29692. Controlli secondo la EN 12062

### 3.4.3 Bullonature

Secondo UNI EN 20898:

Giunzioni ad attrito  $\mu \geq 0.30$  (in caso di sabbiatura  $\mu \geq 0.45$ )

Viti classe 8.8 o 10.9 (UNI 5712); Dadi classe 10 (UNI 5713)

Rosette in acciaio C50 UNI EN 10083-2 (HRC 32-40) (UNI 5714)

### 3.4.4 Piolature

Secondo UNI-EN 10025 (Norma di riferimento EN ISO 13918).

Pioli tipo NELSON in acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)

$\Phi 20$  h=150-200mm

$f_{yk} > 350 \text{ MPa}$

$f_{tk} > 450 \text{ MPa}$

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

Per la caratterizzazione geotecnica dell'area di progetto, ed in particolare dell'opera in esame, si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

Di seguito si riporta la tabella relativa alla capacità portante verticale dei pali definita sulla base del profilo stratigrafico definito nella relazione geotecnica, corrispondente al ponte in esame.

### 4.1 Portanza pali – D=1500 mm

Capacità portante palo D=1500 mm-SLU A1+M1+R3

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	1272.	0.	1272.	571.
.50	3.	1288.	9.	1282.	570.
1.00	10.	1304.	18.	1297.	573.
1.50	23.	1320.	27.	1317.	578.
2.00	41.	1336.	35.	1342.	586.
2.50	65.	1352.	44.	1372.	596.
3.00	93.	1368.	53.	1408.	609.
3.50	127.	1384.	62.	1449.	625.
4.00	166.	1400.	71.	1495.	644.
4.50	210.	1415.	80.	1546.	666.
5.00	259.	1431.	88.	1602.	690.
5.50	314.	1447.	97.	1664.	717.
6.00	373.	1463.	106.	1730.	747.
6.50	438.	1479.	115.	1802.	779.
7.00	508.	1495.	124.	1879.	814.
7.50	583.	1511.	133.	1961.	852.
8.00	658.	1527.	141.	2043.	890.
8.50	733.	1543.	150.	2126.	928.
9.00	809.	1559.	159.	2208.	966.
9.50	884.	1575.	168.	2291.	1004.
10.00	960.	1590.	177.	2373.	1042.
10.50	1035.	1606.	186.	2456.	1079.
11.00	1110.	1622.	194.	2538.	1117.
11.50	1186.	1638.	203.	2621.	1155.
12.00	1261.	1654.	212.	2703.	1193.
12.50	1337.	1670.	221.	2786.	1231.
13.00	1412.	1686.	230.	2868.	1269.
13.50	1487.	1702.	239.	2951.	1307.
14.00	1563.	1718.	247.	3033.	1345.
14.50	1638.	1734.	256.	3115.	1383.
15.00	1714.	1749.	265.	3198.	1421.
15.50	1789.	1765.	274.	3280.	1459.
16.00	1864.	1781.	283.	3363.	1497.
16.50	1940.	1797.	292.	3445.	1535.
17.00	2021.	1813.	300.	3534.	1576.
17.50	2141.	1916.	309.	3748.	1677.
18.00	2271.	2018.	318.	3971.	1782.
18.50	2405.	2121.	327.	4198.	1890.
19.00	2546.	2223.	336.	4433.	2001.
19.50	2713.	2493.	345.	4861.	2201.
20.00	2889.	2763.	353.	5298.	2406.
20.50	3069.	3032.	362.	5739.	2613.
21.00	3254.	3124.	371.	6006.	2742.
21.50	3443.	3037.	380.	6100.	2794.
22.00	3636.	2950.	389.	6197.	2848.
22.50	3830.	2863.	398.	6295.	2902.
23.00	4001.	2926.	406.	6521.	3012.
23.50	4171.	2990.	415.	6746.	3121.
24.00	4345.	3054.	424.	6974.	3232.
24.50	4522.	3117.	433.	7206.	3345.
25.00	4703.	3181.	442.	7442.	3460.
25.50	4888.	3244.	451.	7682.	3577.
26.00	5076.	3308.	459.	7925.	3696.
26.50	5268.	3372.	468.	8171.	3816.
27.00	5464.	3230.	477.	8217.	3847.

27.50	5663.	3089.	486.	8266.	3880.
28.00	5866.	2948.	495.	8319.	3914.
28.50	6073.	2806.	504.	8375.	3951.
29.00	6283.	2665.	512.	8435.	3989.
29.50	6497.	2523.	521.	8499.	4030.
30.00	6714.	2382.	530.	8566.	4072.
30.50	6936.	2241.	539.	8637.	4116.
31.00	7149.	2099.	548.	8700.	4156.
31.50	7296.	2156.	557.	8895.	4250.
32.00	7434.	2212.	565.	9081.	4339.
32.50	7575.	2269.	574.	9269.	4430.
33.00	7718.	2326.	583.	9460.	4522.
33.50	7863.	2382.	592.	9653.	4615.
34.00	8011.	2439.	601.	9849.	4709.
34.50	8161.	2495.	610.	10047.	4805.
35.00	8314.	2552.	619.	10247.	4901.
35.50	8469.	2608.	627.	10450.	5000.
36.00	8626.	2665.	636.	10655.	5099.
36.50	8786.	2721.	645.	10863.	5200.
37.00	8949.	2778.	654.	11073.	5302.
37.50	9114.	2835.	663.	11286.	5405.
38.00	9281.	2891.	672.	11501.	5510.
38.50	9451.	2948.	680.	11718.	5616.
39.00	9623.	3004.	689.	11938.	5723.
39.50	9798.	3061.	698.	12160.	5831.
40.00	9975.	3117.	707.	12385.	5941.
40.50	10154.	3174.	716.	12612.	6052.
41.00	10336.	3230.	725.	12842.	6164.
41.50	10521.	3287.	733.	13074.	6278.
42.00	10707.	3343.	742.	13309.	6393.
42.50	10897.	3400.	751.	13546.	6509.
43.00	11088.	3457.	760.	13785.	6626.
43.50	11282.	3513.	769.	14027.	6745.
44.00	11479.	3570.	778.	14271.	6865.
44.50	11678.	3626.	786.	14518.	6986.
45.00	11880.	3683.	795.	14767.	7109.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qbl = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,1 + Qbl/FS,b - Wp$

## 5 ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Peso proprio della struttura (G1)

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

Il peso proprio della carpenteria in acciaio (G1.1) è stato calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso degli elementi di carpenteria principale, è stato incrementato del 10% per tener conto del peso dei vari elementi secondari (piatti di irrigidimento trasversali e longitudinali, bullonature etc.).

Nella tabella di seguito, sono riportati i pesi degli elementi strutturali e la relativa incidenza sulla superficie complessiva dell'impalcato.

	Peso acciaio impalcato (comprensivo di irrigidimenti, traversi e predalles nervate)	21254 kN
G1.1	Incidenza totale acciaio impalcato	6.3 kN/m <sup>2</sup>
<hr/>		
	Peso soletta (spessore 20 cm)	15435 kN
G1.2	Incidenza totale soletta impalcato	5.0 kN/m <sup>2</sup>

Complessivamente quindi il peso G1 del viadotto è pari a:

$$G1 = 21254 \text{ kN} + 15435 = 36689 \text{ kN}$$

### 5.2 Carichi permanenti portati (G2)

Pavimentazione (G2.1)

$$G2.1 = 0.1 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 9.8 \text{ m} = 17.65 \text{ kN/m};$$

Marcia piede (G2.2)

$$G2.2 = 1.0 \times 0.17 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4.25 \text{ kN/m}.$$

$$G2.2 = 1.2 \times 0.17 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5.10 \text{ kN/m}.$$

Guard Rail (G2.3)

$$G2.3 = 2 \times 2.0 \text{ kN/m} = 4.00 \text{ kN/m};$$

Complessivamente quindi il peso G2 dei carichi permanenti portati è pari a:

$$G2 = 34.55 \text{ kN/m} \times 315 \text{ m} = 9765 \text{ kN}$$

Il peso complessivo dell'impalcato è quindi pari a:

$$G = 21254 \text{ kN} + 15435 \text{ kN} + 9765 \text{ kN} = 46454 \text{ kN}$$

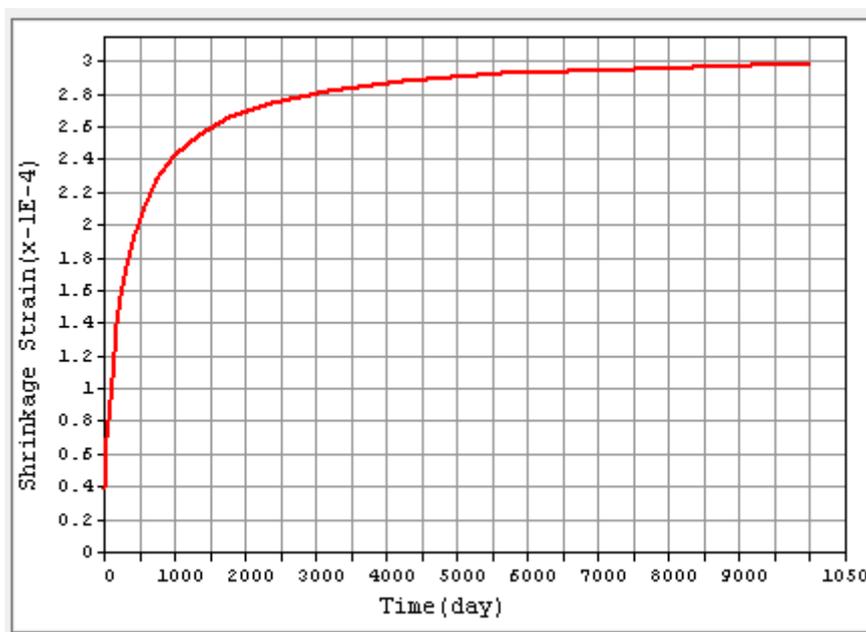
### 5.3 Ritiro del calcestruzzo (E2.1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

**Tabella 4 – Deformazione da ritiro**

Valutazione della deformazione da ritiro a 10000 gg.		
Ac =	2.37	mq
u = perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	10.9	m
k = 2 Ac/u =	0.43	m
U = umidità relativa =	75.0	%
Rck =	45	Mpa
$\varphi_{r,10000gg}$ =	-3 E-04	(EN 1992-1, Classe S, t0 = 10 gg.)



**Figura 10 - Andamento della deformazione da ritiro nel tempo**

La valutazione riportata indica che a 10.000 gg, la deformazione da ritiro raggiunge il valore 0.3%. 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 carpenteria in acciaio.

#### 5.4 Viscosità del calcestruzzo (E2.2)

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

**Tabella 5 – Coefficienti di Viscosità**

Valutazione dei Coefficienti di Viscosità a 10000 gg.		
Ac =	2.37	mq
u = perimetro di calcestruzzo esposto all'aria =	10.9	m
k = 2 Ac/u =	0.43	m
U = umidità relativa =	75.0	%
Rck =	45	Mpa
$\varphi(t_{oo},t_0)$ =	2.39	(EN 1992-1, Classe N, t0 = 3 gg.)



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

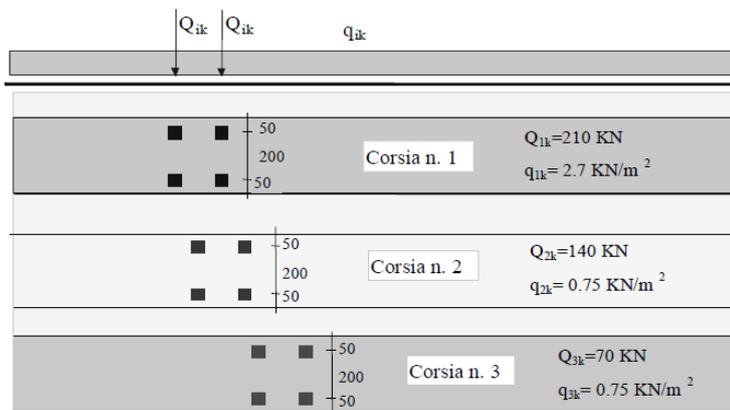
- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale  $Q_{1k} = 600$  kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito  $q_{1k} = 9$  kN/m<sup>2</sup> uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a  $Q_{2k} = 400$  kN e  $q_{2k} = 2.5$  kN/m<sup>2</sup> 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  $Q_{3k} = 200$  kN e  $q_{2k} = 2.5$  kN/m<sup>2</sup> e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 3.25 m)  $q_{rk} = 2.5$  kN/m<sup>2</sup> nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti (area rimanente).

**Tabella 6 – Sezione tipo esistente in rettilineo: Carichi da Traffico**

Carichi da traffico - Impalcato esistente		L [m]	E trasv [m]
Q <sub>1k</sub> + q <sub>1k</sub>	Corsia 1	3.00	-2.4
Q <sub>2k</sub> + q <sub>2k</sub>	Corsia 2	3.00	0.6
q <sub>rk</sub>	Corsia r	1.60	2.9

### 5.7 Azioni da traffico per verifiche a fatica (Q<sub>2</sub>)

Si utilizza il modello di carico di fatica 1, costituito: dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e con valore dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



**Figura 13 – Modello di carico a fatica: schema di carico 1**

### 5.8 Azione di frenamento ed avviamento (Q<sub>3</sub>)

In accordo con il D.M. 17/01/2018 al paragrafo 5.1.3.5, l'azione longitudinale di frenamento è stata calcolata come funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

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

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 900 \text{ kN}$$

L'azione di frenamento viene considerata nel modello di calcolo come un carico uniformemente distribuito sulla soletta pari a:

$$q_3 = 900 \text{ kN} / (W \times L) = 900 \text{ kN} / (7.6 \text{ m} \times 315 \text{ m}) = 0.38 \text{ kN/m}^2$$

applicato convenzionalmente a quota pavimentazione.

### 5.9 Azione centrifuga (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 17/01/2018 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$\begin{aligned} R < 200 \text{ m} & \quad Q_4 = 0.2 \times Q_v \\ 200 \leq R \leq 1500 \text{ m} & \quad Q_4 = 40 \times Q_v / R \\ R > 1500 \text{ m} & \quad Q_4 = 0 \end{aligned}$$

Dove  $Q_v = \sum_i 2 \times Q_{1k}$

Per l'opera in esame il raggio minimo è pari a 51 m per cui l'azione centrifuga è pari a:

$$Q_4 = 240 \text{ kN}$$

Applicata al modello di calcolo come carico uniformemente distribuito sulla soletta pari a:

$$q_4 = 240 \text{ kN} / (315 \times 7.6) = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

### 5.10 Azione del vento (Q5)

Calcolo della pressione del vento

Si valuta la pressione del vento in accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_r$  = 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:

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

dove  $v_b$  è stato desunto  $\rho$  dalla tabella 3.3.I, zona 3 (Lazio) e  $\rho$  è la densità dell'aria, assunta pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Considerando una classe di rugosità B (tabella 3.3.III), dalla figura 3.3.2 si evince che la struttura si trova in categoria di esposizione III e dunque, in accordo con la tabella 3.3.II si assumono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.20$$

$$z_0 = 0.1 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 5 \text{ m}$$

quindi ipotizzando che l'opera abbia altezza  $z \approx 14 \text{ m}$  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 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018" (par. C3.3.8.6), si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato in esame:

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

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

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

Nel caso di più travi multiple (C3.3.8.6.2), disposte parallelamente a distanza  $d$  non maggiore del doppio dell'altezza  $h$  ( $d/h \leq 2$ ), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1.2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0.2 \quad \text{per } \varphi > 2/3$$

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

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

Nel caso in esame risulta

$$\mu = 0.49$$

Sulla trave sotto vento viene quindi applicato il 49% del carico da vento applicato sulla trave precedente.

### **Vento a ponte scarico**

I valori della pressione del vento applicati alle due travature reticolari sono:

$$q_{w,1} = 1.51 \text{ kN/mq}$$

$$q_{w,2} = 0.48 \times q_{w,1} = 0.74 \text{ kN/mq}$$

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

$$q_w, H_t=3.00 = (3.00) \times 1.51 \text{ kN/m}^2 = 4.53 \text{ kN/m} \quad \text{TRAVE INTERNA}$$

$$q_w, H_t=4.00 = (4.00) \times 1.51 \text{ kN/m}^2 = 6.04 \text{ kN/m}$$

$$q_w, H_t=3.00 = (3.00) \times 0.74 \text{ kN/m}^2 = 2.20 \text{ kN/m} \quad \text{TRAVE ESTERNA}$$

$$q_w, H_t=4.00 = (4.00) \times 0.74 \text{ kN/m}^2 = 3.00 \text{ kN/m}$$

### **Vento a ponte carico**

A ponte carico, la pressione del vento va considerata agente sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitanti, assimilati ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

Il valore aggiuntivo dell'azione del vento sulla parete di mezzi in transito - considerando che i mezzi sporgono per un'altezza pari a 1.3 rispetto all'estradosso delle travi di altezza 3.00 m e 0.3 rispetto all'estradosso delle travi di altezza pari a 4.00 m - è quindi pari a:

$q_w, H_t=3.00 = 2.0 \text{ kN/m.}$

$q_w, H_t=4.00 = 0.5 \text{ kN/m.}$

### 5.11 Azioni sismiche (Q6)

Il ponte in oggetto è progettato per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV (“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.”) ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.0.

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

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

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

$a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno

$F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$T_c^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

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

Vita nominale VN = 50 anni;

Classe d'uso = IV;

Coefficiente d'uso  $C_u$  = 2.0;

Periodo di riferimento VR = 100 anni;

TR,SLV = 949 anni;

Comune = Roma;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito..

$a_g, SLV$  = 0.191 g;

$F_0, SLV$  = 2.559;

$T_c^*, SLV$  = 0.288 sec.

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 = 1.41;

ST, fattore topografico = 1.00;  
Cc, fattore correttivo del periodo TC\* = 1.58.

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

La presenza degli isolatori elastomerici permette di ridurre le ordinate spettrali del per tener conto della capacità di dissipazione viscosa propria degli isolatori e pari al 15%.

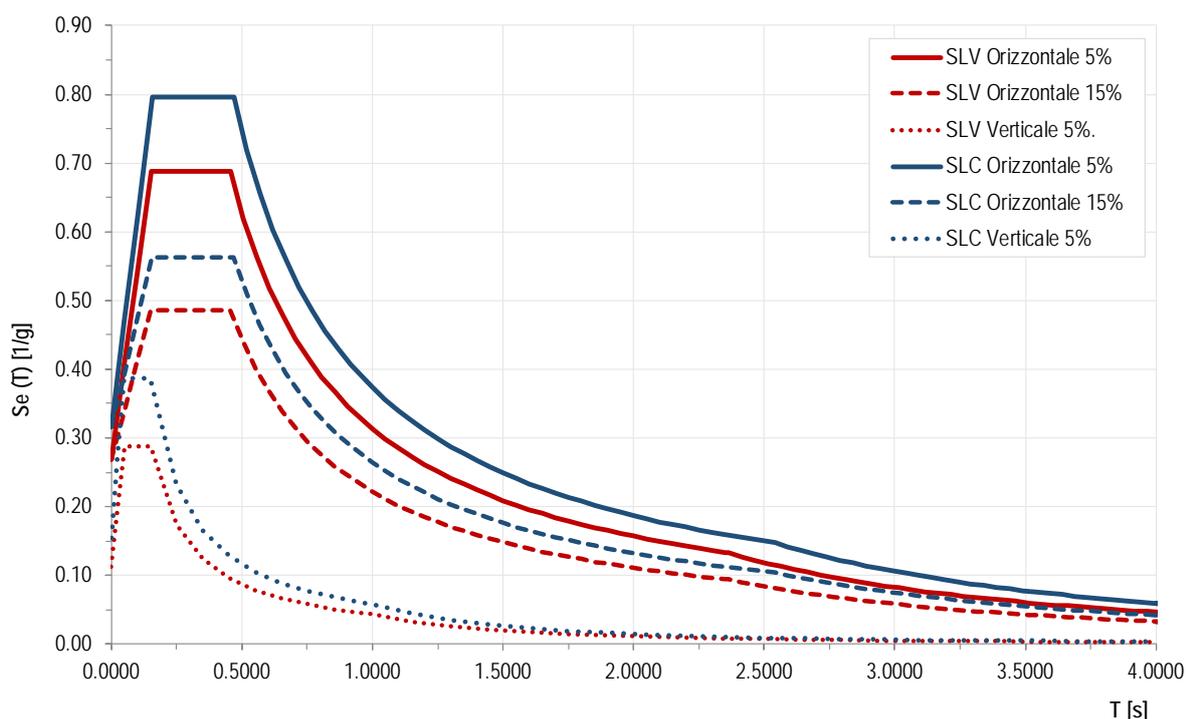


Figura 14 – SLV ed SLC: Spettri elastici in accelerazione ( $q = 1$ ) e smorzamento al 5% e al 15%

In particolare, in funzione dell'elemento strutturale oggetto di verifica, si utilizza:

- per la verifica di resistenza e di deformazione dei dispositivi di isolamento, si usa lo spettro allo stato limite di collasso SLC con  $q = 1$  e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %.
- per la valutazione dell'escursione dei giunti si usa lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con  $q = 1$  e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 %;
- per le verifiche di resistenza delle strutture e per le verifiche geotecniche delle fondazioni si utilizza lo spettro allo stato limite di salvaguardia della vita SLV con  $q = 1$  e smorzamento viscoso dell'apparecchio al 15 % .

La riduzione delle ordinate spettrali deve interessare soltanto il campo di periodi in cui si collocano i modi di vibrare che coinvolgono deformazioni a livello dell'interfaccia di isolamento, ovvero i modi di vibrare dell'impalcato in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale). I modi a frequenza superiore, ovvero a periodo inferiore, non risentono dello smorzamento aggiuntivo degli isolatori, e sono caratterizzati da un coefficiente di smorzamento viscoso pari a quello della struttura a base fissa (5%). Per definire lo spettro di progetto da utilizzare per le verifiche delle sottostrutture del modello isolato, è stata preventivamente svolta l'analisi modale per individuare le coordinate spettrali (periodi propri corrispondenti ai modi traslazionali dell'impalcato) a partire dalle quali è possibile applicare lo smorzamento.

L'isolamento introduce una discontinuità tra le forme modali relative al solo impalcato e quelle che coinvolgono le sottostrutture: nel caso in esame pertanto periodi maggiori di 1.3 sec. corrispondono a modi di traslazione rigida dei singoli impalcati per i quali è lecito considerare gli effetti dello smorzamento viscoso dei dispositivi di isolamento.

Gli spettri di progetto da utilizzare per le verifiche strutturali e geotecniche delle sottostrutture del modello isolato sono quindi rappresentati nella figura seguente.

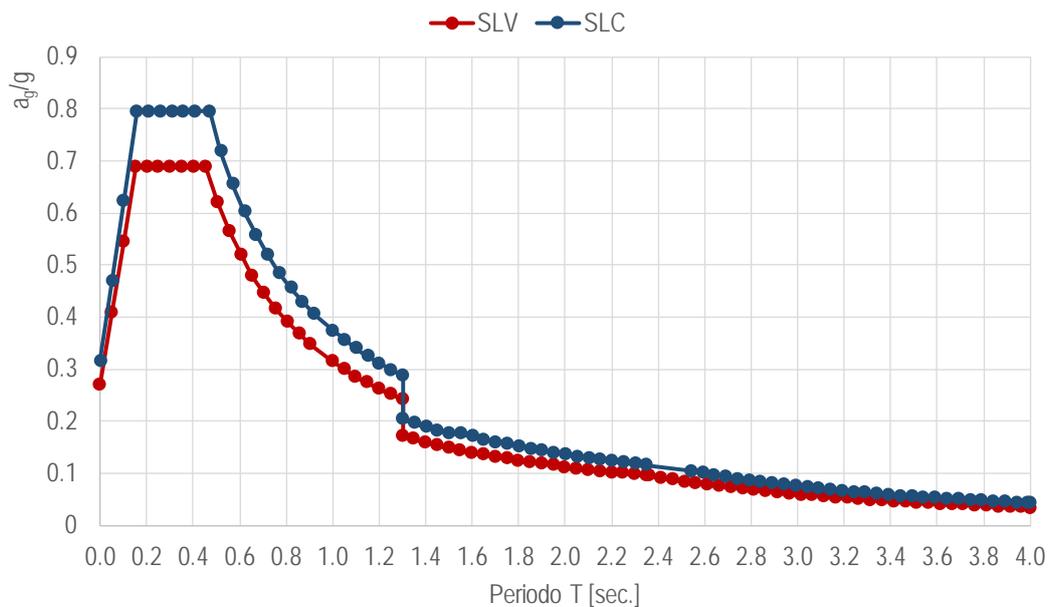


Figura 15 – SLV ed SLC: : Spettri orizzontali elastici smorzati in accelerazione ( $q = 1$ )

## 6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.17/01/2018.

### 6.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.IV del D.M.17/01/2018, sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 7 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

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

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

### 6.2 Coefficienti parziali e di combinazione

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

Tabella 8 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 9 – Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE			
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve $q_5$	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	$T_k$	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 10 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU**

Combinazione		G1	G2	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	1.2	0.72	1.35	0	0	0.9	0
	Gr.2a	1.35	1.35	1.2	0.72	0	1.35	0	0.9	0
	Gr.2b	1.35	1.35	1.2	0.72	0	0	1.35	0.9	0
	Q5	1.35	1.35	1.2	0.72	1.35ψ <sub>0</sub> (*)	0	0	1.5	0
SISMA	SLV Z	1	1	1	0.5	0		0	0	1, 0.3x,0.3y
SISMA	SLV X	1	1	1	0.5	0		0	0	1, 0.3y,0.3z
SISMA	SLV Y	1	1	1	0.5	0		0	0	1, 0.3x,0.3z

(\*) per schema di carico 1, ψ<sub>0</sub> = 0.75 per i carichi tandem e ψ<sub>0</sub> = 0.40 per i carichi distribuiti

## 6.4 Combinazioni agli SLE

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

L’espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

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

L’espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

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

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

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

**Tabella 11 - Combinazioni agli SLE**

Combinazione		G1	G2	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	1	0.6	0	0	1	0.6
	Q5	1	1	1	0.6	ψ <sub>0</sub>	0	0	1
FREQ.	Gr.1	1	1	1	0.6	Ψ <sub>1</sub>	1	0	0
	Q5	1	1	1	0.6	0	0	0	0.2
Q.P.	-	1	1	1	0.6	0	0	0	0

(\*) per schema di carico 1, ψ<sub>0</sub> = ψ<sub>1</sub> = 0.75 per i carichi tandem e ψ<sub>0</sub> = ψ<sub>1</sub> = 0.40 per i carichi distribuiti

## 7 MODELLO DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del MIDAS/CIVIL 2019 v2.2. Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle normative di riferimento.

### 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'esecuzione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato è stato effettuato con l'ausilio del software MIDAS/CIVIL 2019 v2.2, distribuito in Italia dalla CSPFea (Padova).

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software PresFle+, prodotto e distribuito dalla Concrete srl (Padova).

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

### 7.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

### 7.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

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

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

### 7.4 Modello di calcolo globale statico e sismico

Il viadotto è stato modellato con elementi monodimensionali rappresentativi rispettivamente:

- delle travi longitudinali estradossate
- dei traversi intermedi e di testata
- delle pile

Elementi PLATE simulanti la soletta sono stati disposti per modellare correttamente la ripartizione trasversale dei carichi accidentali.

Il riferimento di assi globali è orientato come segue:

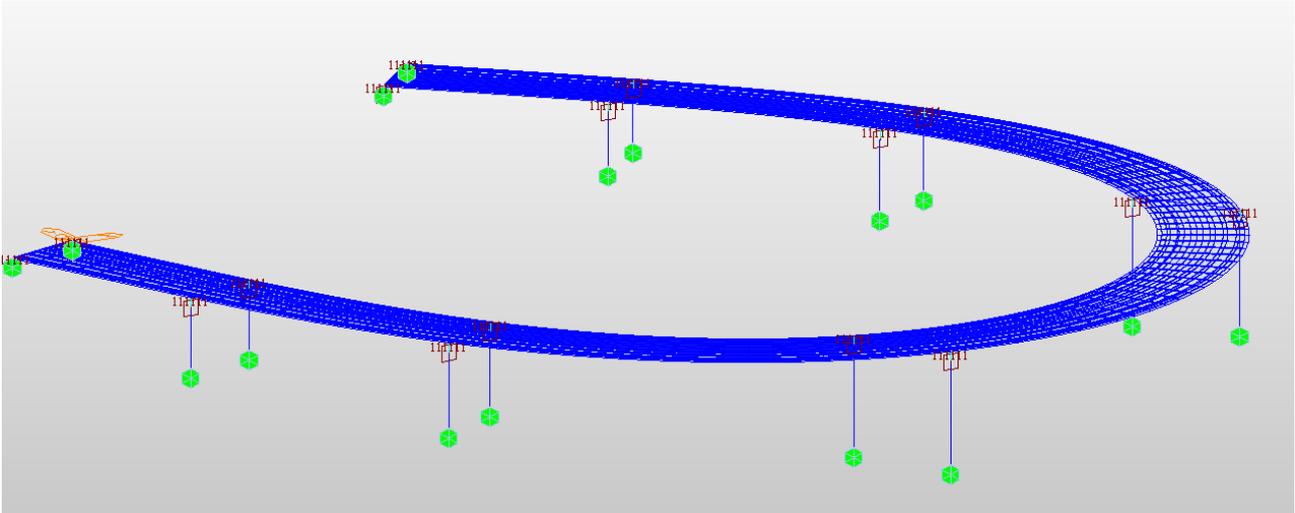
X = asse longitudinale impalcato;

Y = asse trasversale impalcato;

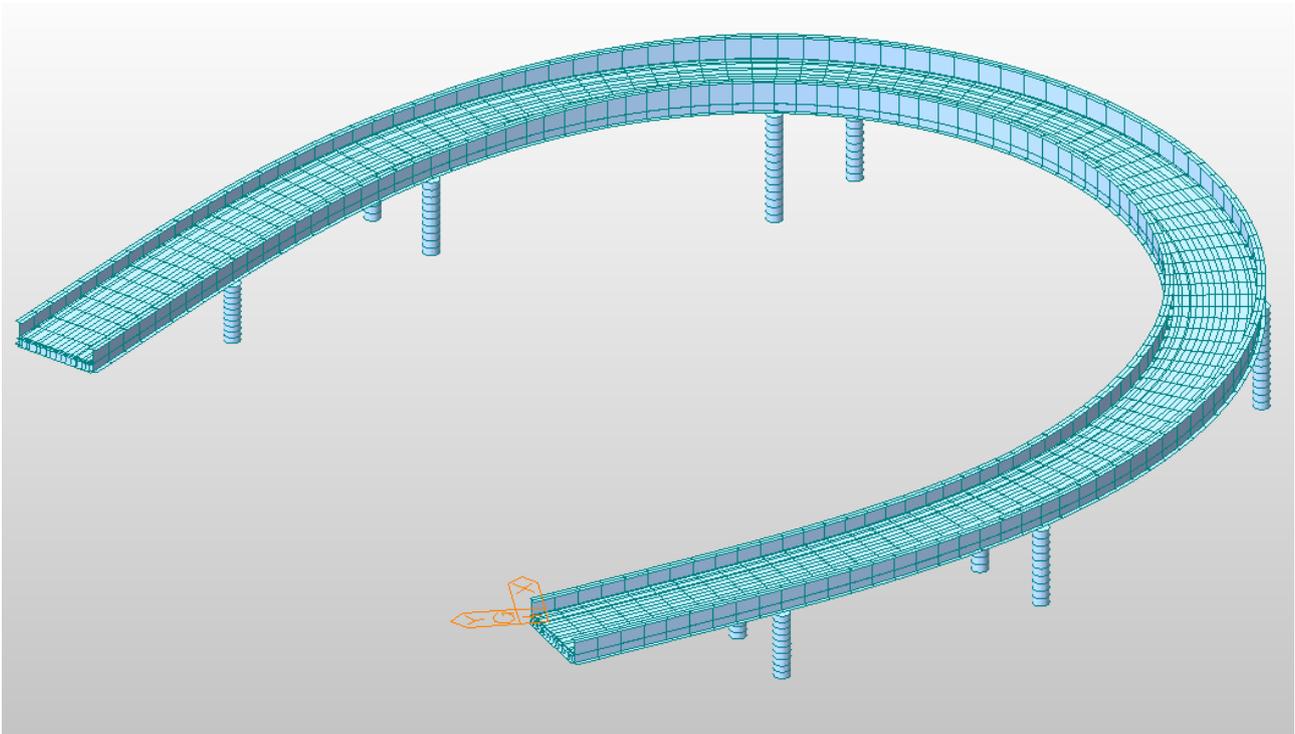
Z = asse verticale impalcato.

Gli assi locali degli elementi di carpenteria principale sono orientati in maniera analoga al riferimento globale. Per le pile, l'asse locale x coincide con l'asse globale Z e l'asse locale z coincide con l'asse globale X.

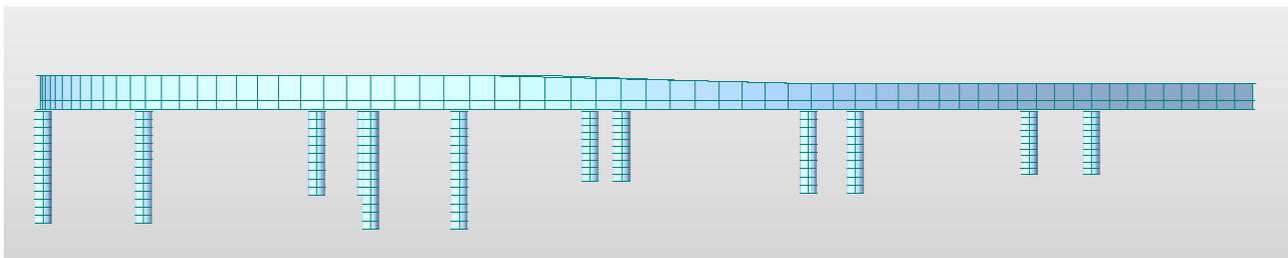
Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune viste del modello utilizzato.



**Figura 16 - Modello FEM**



**Figura 17 - Modello FE vista estrusa**



**Figura 18 - Modello FE vista longitudinale**

Nel modello sono utilizzati le seguenti condizioni di vincolo:

- incastri alla base delle pile
- bracci rigidi tra le travi e la soletta;
- bracci rigidi tra le pile e le travi
- appoggi in corrispondenza dell'intradosso delle travi.

Gli elementi di trave sono appoggiati sulle pile tramite vincoli elastici (*elastic link*) che simulano appoggi di tipo elastomerico con le seguenti rigidezze:

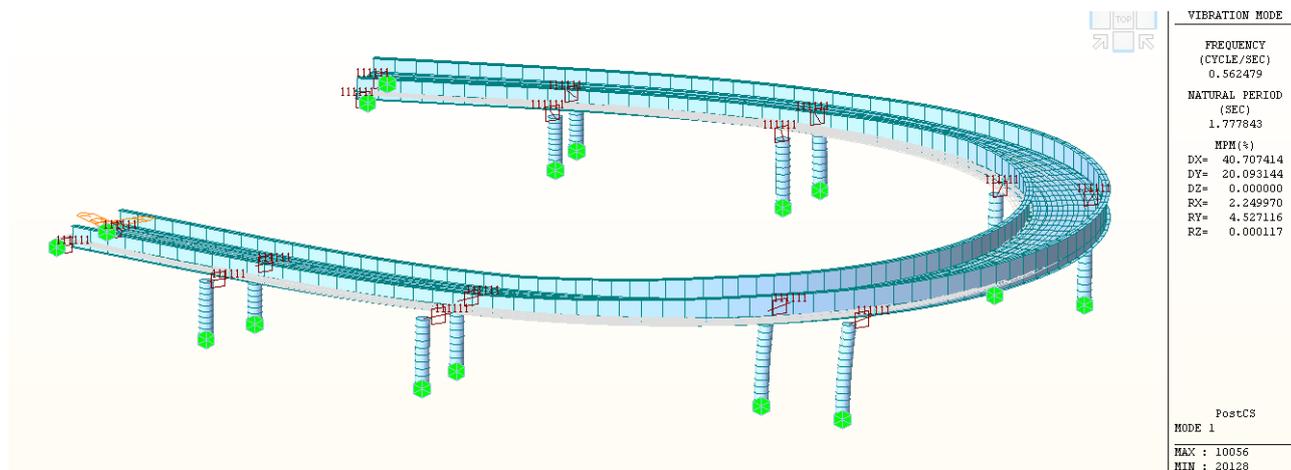
<b>Spalla 1</b>	Ke= 1.80 kv=1033
<b>Pila 1</b>	Ke=2.86 kv=1794
<b>Pila 2</b>	Ke=2.86 kv=1794
<b>Pila 3</b>	Ke= 8.80 kv=6096
<b>Pila 4</b>	Ke= 8.80 kv=6096
<b>Pila 5</b>	Ke=2.86 kv=1794
<b>Pila 6</b>	Ke=2.86 kv=1794
<b>Spalla 1</b>	Ke= 1.80 kv=1033

Con le rigidezze orizzontale in direzione longitudinale e trasversale in kN/mm e kv rigidezze verticale in kN/mm

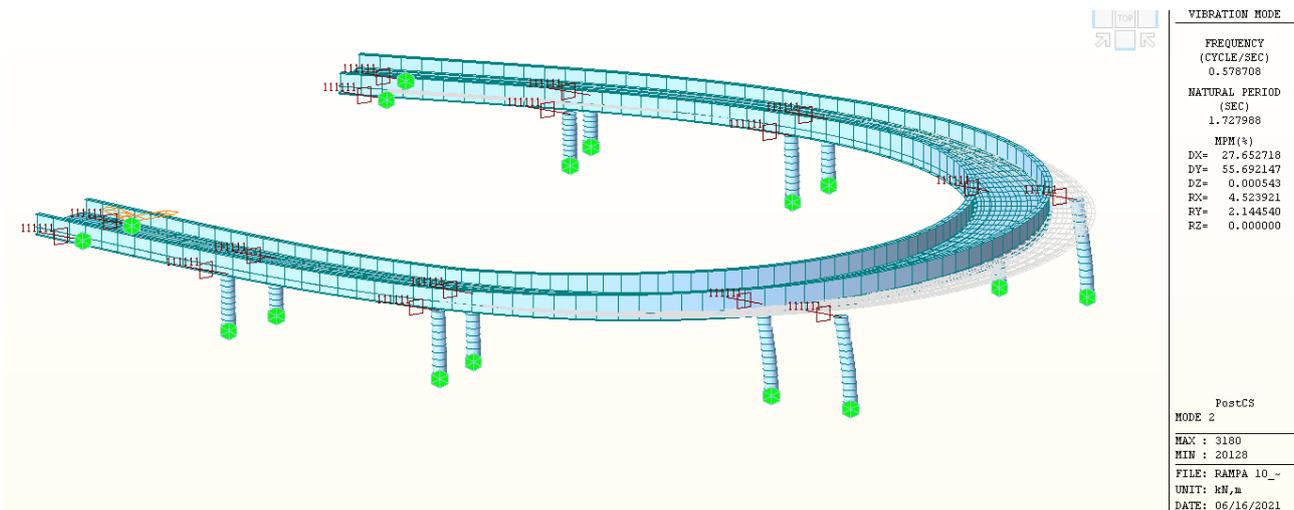
### 7.5 Caratteristiche dinamiche

Sul modello descritto è stata condotta preliminarmente l'analisi modale al fine di individuare le principali caratteristiche dinamiche della struttura: forme modali, periodi di virazione e masse partecipanti associate.

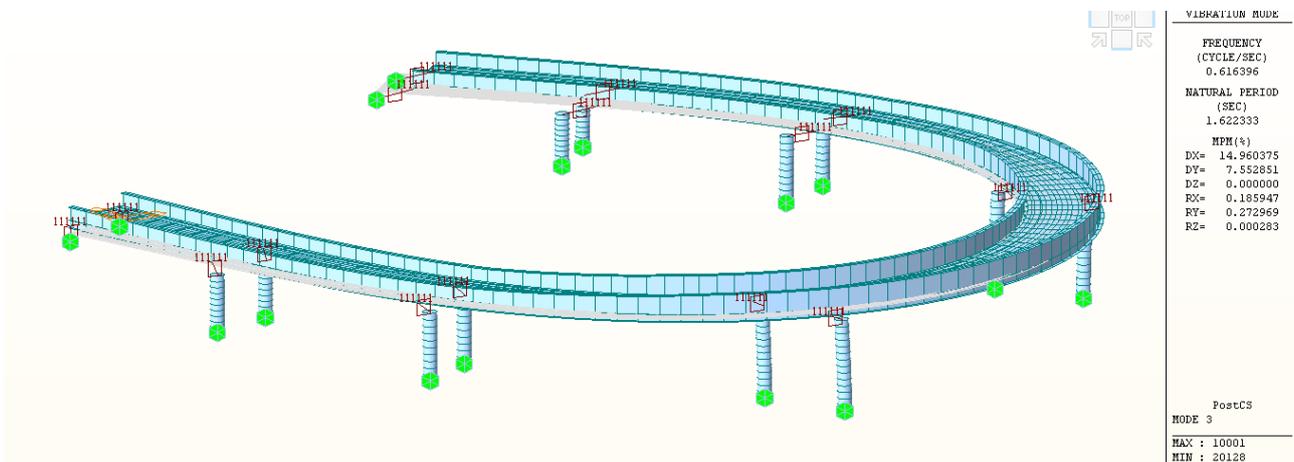
Di seguito si riportano i principali modi di vibrare della struttura:



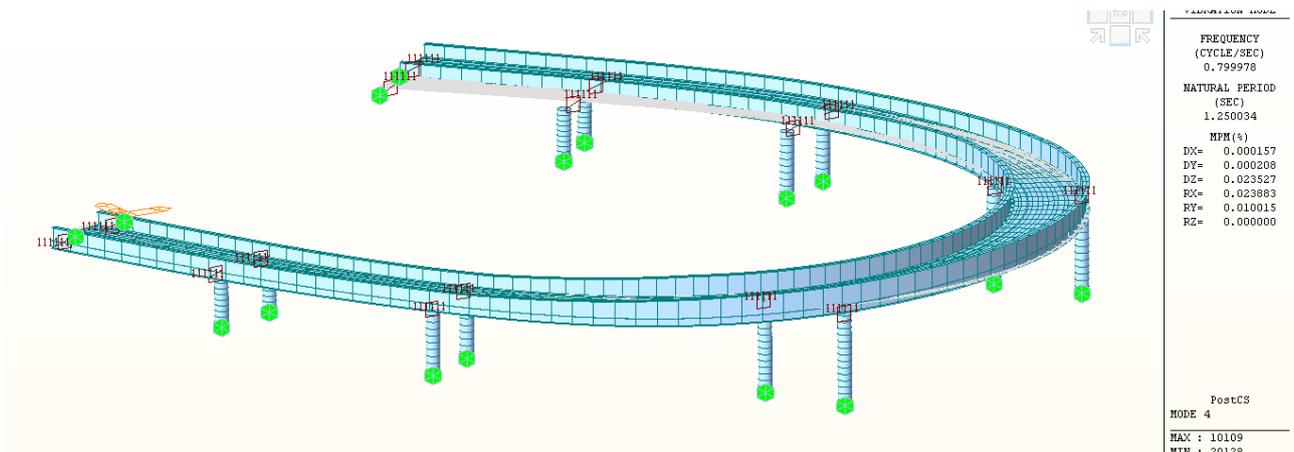
**Figura 19: 1° Modo di vibrare: traslazione dell'impalcato in direzione X**



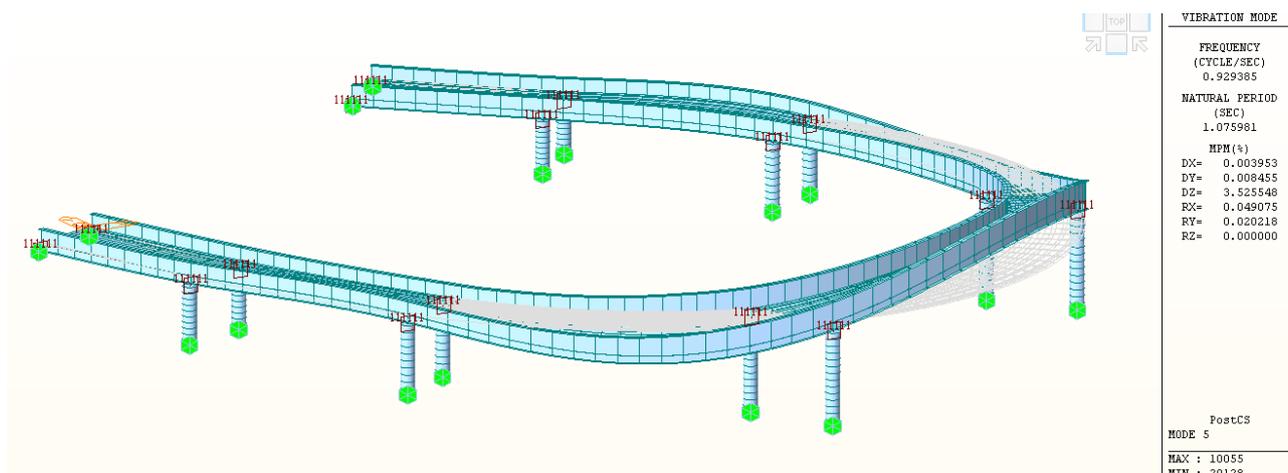
**Figura 20: 2° Modo di vibrare: traslazione dell'impalcato in direzione Y**



**Figura 21: 3° Modo di vibrare: traslazione dell'impalcato in direzione X**



**Figura 22: 4° Modo di vibrare deformazione verticale dell'impalcato**



*Figura 23: 6° Modo di vibrare rotazione e traslazione verticale dell'impalcato*

Si nota che i primi tre modi di vibrare sono modi traslazionali dell'impalcato, dal 4° modo in poi, ossia da un periodo di vibrazione pari a 1.25 secondi, la forma modale mostra spostamenti verticali o rotazionali dell'impalcato e coinvolge anche le pile. Conseguentemente a partire del periodo  $T=1.3$  sec. lo spettro di risposta elastico adottato nell'analisi sismica è stato smorzato del 15%, per tenere conto della presenza degli isolatori.

## 7.6 Fasi di calcolo

I modelli studiati e le fasi di calcolo e di verifica considerano le fasi di montaggio, maturazione e gli effetti differiti conseguenti alle varie età della struttura. Si distinguono le seguenti fasi di riferimento:

**fase 1.a:** corrispondente al varo dell'impalcato sulle sottostrutture. In questa fase, l'impalcato è soggetto al solo peso proprio della carpenteria metallica;

**fase 1.b:** corrispondente al getto della soletta. In questa fase sono presenti il peso proprio della carpenteria metallica e il peso della soletta applicata come carico distribuito sulle travi;

**fase 2.a:** impalcato in esercizio completo dopo 30 giorni dal getto della soletta, considera gli effetti dovuti al ritiro iniziale e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo.

**fase 2.b:** impalcato in esercizio completo con carichi permanenti portati, di durata pari a 10 000 gg., considera gli effetti dovuti ai carichi applicati, al ritiro a lungo termine e alla relativa viscosità del calcestruzzo variabili nel tempo

**fase 3:** impalcato in esercizio per carichi di breve durata, quali quelli mobili, variazioni di temperatura, vento.

## 8 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELL'IMPALCATO

### 8.1 Metodo di analisi globale e classificazione delle sezioni

Il DM 2018 prevede per le strutture in acciaio e in acciaio calcestruzzo la possibilità di utilizzare i seguenti metodi di analisi globale:

- elastica;
- plastica;
- elasto-plastica.

Tali metodi di analisi sono associati al metodo di valutazione della resistenza delle sezioni trasversali e alle classi di appartenenza delle sezioni come definite al punto 4.2.3.1 del DM 2018.

**Tabella 12 - Metodi di analisi globale e classificazione delle sezioni.**

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(\*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

**Nel caso in esame si adotta un metodo di verifica globale elastico.** La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tenere conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4. Pertanto di seguito viene riportata la classificazione delle sezioni condotta per le travi che costituiscono il ponte in esame.

**Tabella 13 – Classificazione delle piattabande superiori**

	Concio	H	B <sub>sup</sub>	t <sub>sup</sub>	B <sub>inf</sub>	t <sub>inf</sub>	t <sub>w</sub>	h <sub>w</sub>	C <sub>sup</sub>	ε	14 ε	C/t	Classe
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	-	-	-
<b>Ali superiori</b>	1	3000	1000	50	1000	50	20	2900	490.0	0.71	10.0	9.8	3
	2a	4000	1000	70	1000	70	24	3860	488.0	0.71	10.0	7.0	3
	2b	4000	1000	100	1000	100	24	3800	488.0	0.71	10.0	4.9	3
	3	4000	1000	60	1000	60	22	3880	489.0	0.71	10.0	8.2	3
	tr 1 a	1000	700	20	700	20	12	960	344.0	0.71	10.0	17.2	4
	tr 1 b	1000	700	20	700	35	12	945	344.0	0.71	10.0	17.2	4
	tr 2	1000	700	40	700	40	18	920	341.0	0.71	10.0	8.5	3
	Concio	H	B <sub>sup</sub>	t <sub>sup</sub>	B <sub>inf</sub>	t <sub>inf</sub>	t <sub>w</sub>	h <sub>w</sub>	C <sub>inf</sub>	ε	14 ε	C/t	Classe
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	-	-	-
<b>Ali inferiori</b>	1	3000	1000	50	1000	50	20	2900	490.0	0.71	10.0	9.8	3
	2a	4000	1000	70	1000	70	24	3860	488.0	0.71	10.0	7.0	3
	2b	4000	1000	100	1000	100	24	3800	488.0	0.71	10.0	4.9	3
	3	4000	1000	60	1000	60	22	3880	489.0	0.71	10.0	8.2	3
	tr 1a	1000	700	20	700	20	12	960	344.0	0.71	10.0	17.2	4
	tr 1 b	1000	700	20	700	35	12	945	344.0	0.71	10.0	9.8	3
	tr 2	1000	700	40	700	40	18	920	341.0	0.71	10.0	8.5	3

Si nota che ricadono in classe 4 unicamente le piattabande superiori dei traversi 1a e 1b e la piattabanda inferiore del traverso 1b. Tali elementi non necessitano di verifica di instabilità poiché le piattabande superiori sono saldate alla predelle della soletta in cls superiore e la piattabanda inferiore del traverso tipo 1a è sempre tesa.

**Tabella 14 Classificazione dei pannelli d’anima**

Concio		=	1	2a	2b	3	tr 1 a	tr 1 b	tr 2
H	mm	=	3000	4000	4000	4000	1000	1000	1000
t <sub>f,sup</sub>	mm	=	50	70	100	60	20	20	40
t <sub>f,inf</sub>	mm	=	50	70	100	60	20	35	40
h <sub>a</sub>	mm	=	2900	3860	3800	3880	960	945	920
t	mm	=	20	24	24	22	12	12	18
h <sub>ysup</sub>	mm	=	1600	2000	2000	2000	500	500	500
h <sub>yinf</sub>	mm	=	1400	2000	2000	2000	500	500	500
ψ		=	-0.88	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
ε			0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
42 ε		=	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
124 ε		=	88.6	88.6	88.6	88.6	88.6	88.6	88.6
κ		=	78.7	88.6	88.6	88.6	88.6	88.6	88.6
C/t		=	145.00	160.83	158.33	176.36	80.00	78.75	51.11
<b>Classe Pannello</b>		<b>=</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>3</b>

Le anime delle travi principali ricadono tutte in classe 4 e sono state conseguentemente verificate a tagli e imbozzamento. Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

## 8.2 Metodi di verifica

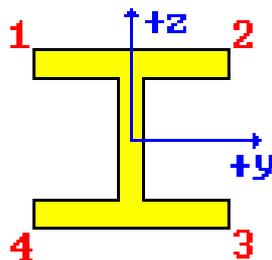
Le verifiche degli elementi strutturali in acciaio sono condotte con metodo tensionale in campo elastico.

In accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.3.2 del DM 2018, non si rendono necessarie verifiche di stabilità globali, flessionale e flesso-torsionale, delle membrature. Infatti le nervature principali sono vincolate lateralmente dalla presenza dei traversi.

Si svolgono pertanto nel seguito le sole verifiche di resistenza delle nervature, le verifiche per instabilità a taglio dei pannelli d’anima, le verifiche a fatica e le verifiche di resistenza della soletta.

### 8.2.1 Verifiche di resistenza allo SLU degli elementi in acciaio

Le verifiche si svolgono in campo elastico in accordo a quanto previsto al punto 4.2.4.1.2 e 4.3.4.2.1.1 del DM 2018. Le verifiche sono pertanto svolte come verifiche tensionali, nei seguenti punti.



**Figura 24 - Punti di verifica**

Per le nervature in acciaio la verifica viene svolta sulla tensione ideale ricavata dallo stato tensionale dell'elemento allo stato limite ultimo:

$$\sigma_{id}^2 = \sigma_n^2 + 3\tau^2 \leq \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

pertanto per acciaio S355:

$$\sigma_{id} \leq 338 \text{ MPa per } t \leq 40 \text{ mm};$$

### 8.2.2 Verifica dell'instabilità per imbozzamento dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima, indipendentemente dalla classe della sezione, sono stati verificati nei confronti dell'imbozzamento per effetto dell'azione combinata di taglio momento e sforzo normale. La verifica per imbozzamento è stata condotta secondo il metodo fornito al par. 7.6.2.1 dalla norma CNR10011.

### 8.2.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo di Fatica

Le verifiche a fatica sono svolte per vita illimitata, facendo riferimento a dettagli caratterizzati da limiti di fatica ad ampiezza costante sul massimo delta di tensione ideale  $\Delta\sigma_{max} = (\sigma_{max} - \sigma_{min})$  e tangenziale  $\Delta\tau_{max} = (\tau_{max} - \tau_{min})$ .

Nel caso in esame si fa riferimento ai seguenti dettagli:

- saldature di composizione delle travi principali;
- giunto trasversale saldato delle travi principali;
- saldature degli irrigidimenti trasversali;

La classe di dettaglio definisce le classi di resistenza a fatica in termini di range tensionali,  $\Delta\sigma_C$  e  $\Delta\tau_C$  espressi in MPa per  $N = 2 \times 10^6$  cicli, e i limiti a fatica ad ampiezza costante,  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\tau_D$  espressi in MPa per  $N = 5 \times 10^6$  cicli e per  $N = 1 \times 10^8$  cicli rispettivamente.

La verifica consiste quindi nel soddisfare i seguenti criteri:

$$\Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf};$$

$$\Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_D / \gamma_{Mf}.$$

Le classi di dettaglio a cui si fa riferimento sono riepilogate nel seguito.

- saldature a completa penetrazione di composizione delle travi principali

$$\Delta\sigma_C = 125 \text{ MPa (ref. Circolare del 11/02/2019, Tab. C4.2.XIV, dettaglio 1);}$$

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \times \Delta\sigma_C = \mathbf{92.13 \text{ MPa}}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

- saldature degli irrigidimenti trasversali

$$\Delta\sigma_C = 80 \text{ MPa (ref. Circolare del 11/02/2019, Tab. C4.2.XV, dettaglio 7a);}$$

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \times \Delta\sigma_C = 58.96 \text{ MPa};$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15.$$

#### 8.2.4 Verifiche di resistenza della soletta

Si svolgono verifiche di resistenza nel calcestruzzo, ove non fessurato, nei confronti delle massime normali di compressione secondo il criterio:

$$\frac{\sigma_{c,Ed}}{f_{cd}} \leq 1$$

dove  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$  per il calcestruzzo in compressione;

Si svolgono verifiche di resistenza nell'armatura, nei confronti delle massime tensioni normali di compressione e di trazione, secondo il criterio:

$$\frac{\sigma_{s,Ed}}{f_{sd}} \leq 1$$

dove  $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$ ;

#### 8.2.5 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Le verifiche svolte sotto combinazioni di carico di esercizio sono:

- inflessione dell'impalcato nel piano verticale;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio negli elementi in c.a.;
- verifiche a fessurazione della soletta.

##### 8.2.5.1 Verifica di deformabilità

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura, nonché dei vincoli e dei dispositivi di giunto previsti in progetto. Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/400 in combinazione caratteristica sotto carichi variabili da traffico.

##### 8.2.5.2 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

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

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

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

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

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

##### 8.2.5.3 Stato limite 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 di apertura prescritti dalla normativa e richiamati per l'opera in esame.

## 9 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 9.1 Analisi statica

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

- pesi propri e carichi permanenti ( $G_i$ );
- variazioni termiche uniformi (E3)
- carichi da traffico e azione del vento ( $Q_i$ );

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

### 9.2 Analisi sismica

Il metodo di analisi utilizzato per la verifica delle sottostrutture sotto azioni sismiche è l'analisi lineare dinamica con spettro di risposta, ammessa per il progetto dei ponti isolati quando sia possibile modellare il sistema di isolamento come lineare equivalente. L'analisi viene condotta su un modello completo del ponte, comprendente le parti strutturali e i dispositivi di isolamento; tutti gli elementi hanno comportamento elastico lineare. L'analisi modale con spettro di risposta per strutture isolate non differisce sostanzialmente da quella eseguita a proposito del ponte non isolato, ad eccezione del valore del fattore di struttura, che deve essere unitario. È però necessario utilizzare le rigidità elastiche equivalenti dei singoli dispositivi di isolamento, e ridurre le ordinate spettrali per tener conto dello smorzamento.

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento sismico, si è proceduto con i seguenti criteri e considerazioni:

- 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 e longitudinale sismica in circa il 20% 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  $\pm 150$  mm sia per gli isolatori longitudinali che per gli isolatori trasversali.

In base ai criteri suddetti sono stati adottati gli isolatori elastomerici tipo FIP industriale, di seguito indicati:

SI-H	V kN	F <sub>zd</sub> kN	K <sub>e</sub> kN/mm	K <sub>v</sub> kN/mm	D <sub>g</sub> mm	t <sub>e</sub> mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/76	970	3060	1.30	768	300	76	152	202	350	92
SI-H 350/75	1590	3510	1.80	1033	350	75	143	193	400	118
SI-H 400/75	2450	4680	2.35	1518	400	75	143	193	450	153
SI-H 450/78	4220	7510	2.86	1794	450	78	154	204	500	202
SI-H 500/78	5820	9380	3.52	2406	500	78	154	204	550	247
SI-H 550/77	6440	9820	4.32	2868	550	77	147	197	600	287
SI-H 600/80	7060	10310	4.95	3209	600	80	147	197	650	335
SI-H 650/81	7690	10830	5.74	3646	650	81	145	195	700	384
SI-H 700/80	8310	11370	6.74	4209	700	80	151	211	750	508
SI-H 800/80	11470	14990	8.80	6096	800	80	151	211	850	659
SI-H 900/84	16810	21220	10.60	7093	900	84	158	218	950	848
SI-H 1000/84	18360	22590	13.09	8508	1000	84	164	244	1050	1252
SI-H 1100/84	22800	27460	15.84	11052	1100	84	164	244	1150	1509
SI-H 1200/96	24240	28700	16.49	11203	1200	96	176	256	1250	1807

Gli isolatori SI-H 350/75 sono stati applicati in corrispondenza delle spalle. Gli isolatori SI-H 450/78 sono stati applicati in corrispondenza delle pile 1, 2, 5, 6. Gli isolatori SI-H 800/80 sono stati applicati in corrispondenza delle pile 3, 4.

### 9.2.1 Verifica delle spalle

Le sollecitazioni globali che le spalle ricevono dall'impalcato, sono ottenute dai modelli di calcolo globali implementati in Midas Civil. 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.

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

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

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

$\varphi = 38^\circ$                     angolo d'attrito;

$c = 0$                         coesione interna;

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$         peso specifico.

#### 9.2.1.1 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  $H/2$ .

### 9.2.1.2 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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \tag{7.11.6}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \tag{7.11.7}$$

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \tag{7.11.8}$$

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  $\beta_m$  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  $\beta_m$  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
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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 25** – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , 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  $\beta_m$  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.

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

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

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

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

dove:

H è l'altezza del muro;

$E_{ws}$  è la spinta idrostatica;

$\gamma$  è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

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

Per stati di spinta attiva:

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

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

Nelle precedenti equazioni vengono usati i seguenti valori:

$\phi = 38^\circ$  angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

$\psi = 90^\circ$  angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro di monte;

$\beta = 0^\circ$  angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;

$\delta/\phi = 0.66$  rapporto angolo di attrito terra-muro e angolo di resistenza a taglio

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

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

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

## 9.3 Verifiche delle pile

### 9.3.1 Criteri generali di verifica

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 17.01.18.

### 9.3.2 Verifiche a pressoflessione

Su ciascun elemento strutturale costituente le pile: corrente superiore, rami e fusto, sono state condotte verifiche a pressoflessione delle sezioni di estremità in cemento armato.

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

Conservazione delle sezioni piane;

Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;

Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;

Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

I domini di resistenza a pressoflessione delle sezioni in calcestruzzo armato allo SLU sono stati ricavati, in accordo alla normativa vigente (rif. 4.1.2.3.4 di ), tramite il software commerciale PresFle+ distribuito dalla Concrete.

### 9.3.3 Verifiche a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla NTC2018 al 4.1.2.3.5.

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali non dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la seguente formulazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_c \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

- $f_{ck}$  è espresso in MPa;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

In cui:

- $d$ : altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ : rapporto geometrico di armature longitudinale tesa ( $\leq 0.02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa]: tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );
- $b_w$ : larghezza minima della sezione (in mm);

Per il calcolo della capacità degli elementi strutturali dotati di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si adotta la schematizzazione a traliccio mediante le seguenti formule:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione”  $V_{Rsd}$  si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di progetto a “taglio compressione”  $V_{Rcd}$  si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

In cui:

- $d$ : altezza utile della sezione (in mm);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa]: tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );
- $b_w$ : larghezza minima della sezione (in mm);
- $A_{sw}$ : area dell'armatura trasversale;
- $s$ : interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse;
- $v f_{cd}$ : resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0.5$ );
- $\alpha_c$ : coefficiente maggiorativo pari a:
 

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 f_{cd}$
$2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
- $\theta$ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

Il valore dell'angolo  $\theta$  deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2.5$$

Implementando le formule esplicitate sopra, il valore del taglio resistente è stato calcolato attraverso un apposito foglio di calcolo.

Implementando le formule esplicitate sopra, il valore del taglio resistente è stato calcolato attraverso un apposito foglio di calcolo.

### 9.3.4 Verifiche allo SLE

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono condotte controllando lo stato tensionale dei materiali e la formazione di fessure nel calcestruzzo soggetto a trazione, come illustrato al precedente paragrafo 8.2.5.2, 8.2.5.3.

## 9.4 Verifiche dei dispositivi di appoggio

### 9.4.1 Verifiche di resistenza

Per le verifiche di resistenza dei dispositivi di appoggio si fa riferimento alle resistenze di progetto individuate dal fornitore, ovvero:

$V$  = carico verticale massimo ammissibile sotto combinazione sismica allo SLC;

Fzd = carico verticale massimo ammissibile sotto combinazione statica allo SLU e spostamento orizzontale massimo pari a 10 mm.

#### 9.4.2 Verifica della corsa massima

La corsa massima del dispositivo di appoggio, da confrontarsi con la corsa massima ammissibile per l'isolatore, è valutata come la somma delle seguenti aliquote:

$$\Delta c = dE(r+v) + 0.5 dE\Delta T + dESLC$$

Dove:

dE(r+v) è l'aliquota di spostamento permanente dovuta al ritiro e alla viscosità, ove presenti;

dEΔT è l'aliquota di spostamento dovuto alla deformazione termica uniforme pari a 20°, cautelativamente considerato nella combinazione allo SLC con un fattore di 0.5;

dESLC = è lo spostamento dovuto alle azioni sismiche nella direzione longitudinale;

#### 9.4.3 Verifiche dei giunti

Per il dimensionamento dei giunti si adotta il valore:

$$L = (+ / -) 2 \times \Delta c$$

### 9.5 Verifiche delle fondazioni

#### 9.5.1 Calcolo delle sollecitazioni nei pali

Per ricavare le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione è stato considerato un modello di plinto rigido, in cui l'azione assiale nei pali viene valutata assumendo una rotazione rigida del plinto (palo impedito di ruotare in testa), tenendo poi conto, in maniera approssimata mediante la definizione di un apposito coefficiente, degli effetti flessionali sui pali dovuti ai carichi trasmessi dalla pila, come mostrato nelle immagini riportate alla pagina successiva.

Lo sforzo normale nei pali è quindi calcolato come segue:

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

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  $\alpha$  (espresso in metri):

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

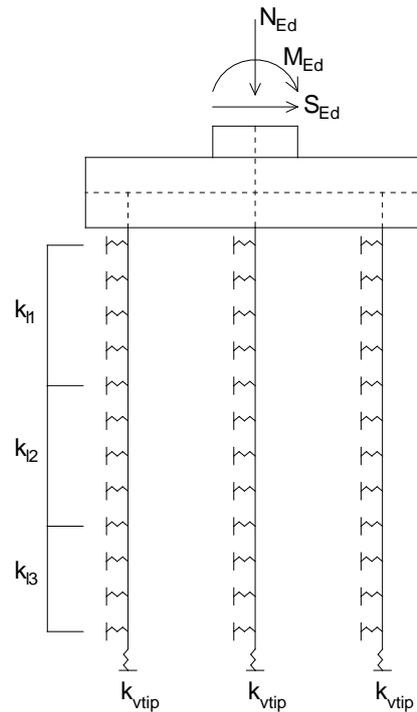
Il coefficiente  $\alpha$  dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo,  $\alpha$  dipende quindi dalla rigidità del terreno.

Nel caso in esame:

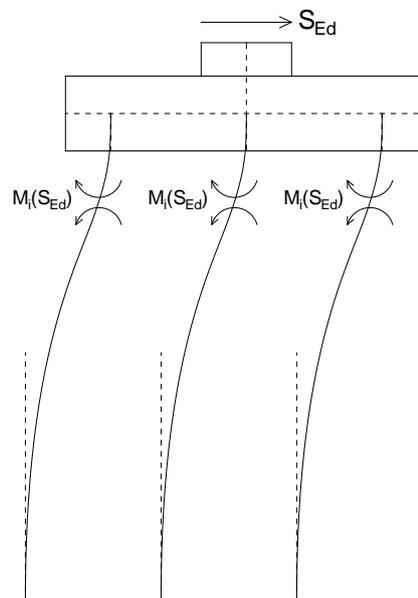
PALI D1500 :  $\alpha=2.7$

Si rimanda alla relazione geotecnica per maggiori dettagli relativi al calcolo di tale parametro.

Le azioni derivanti da questo modello sono quindi confrontate con le curve di capacità portante dei pali di fondazione.



**Figura 26 – Modello del plinto su pali**



**Figura 27 – Effetto flessionale sui pali dovuto al taglio agenti sul plinto**

### 9.5.2 Verifiche dei pali

Le sollecitazioni calcolate nei pali sono state verificate, con riferimento agli stati limite ultimi e di esercizio, a pressoflessione e taglio, con i medesimi criteri usati per le pile e illustrati ai paragrafi precedenti.

La verifica geotecnica del palo è stata condotta confrontando lo sforzo massimo nel palo con la portata di progetto del palo Qd riportata nella tabella del paragrafo 4.1.

### 9.5.3 Verifiche del plinto

Le sollecitazioni nel plinto sono state calcolate assimilando il plinto a una trave appoggiata appoggiata in corrispondenza dei due fusti delle pile. I carichi sono costituiti dagli sforzi nei pali (rivolti verso l'alto), il peso del plinto e i momenti in corrispondenza delle pile.

Le sollecitazioni così calcolate nel plinto sono state verificate, con riferimento agli stati limite ultimi e di esercizio, a flessione e taglio, con i medesimi criteri usati per le pile e illustrati ai paragrafi precedenti.

## 10 RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Si utilizza un'analisi lineare elastica per gli effetti delle azioni tenendo in conto fenomeni differiti quali la viscosità e ritiro, gli effetti delle azioni termiche e le fasi costruttive.

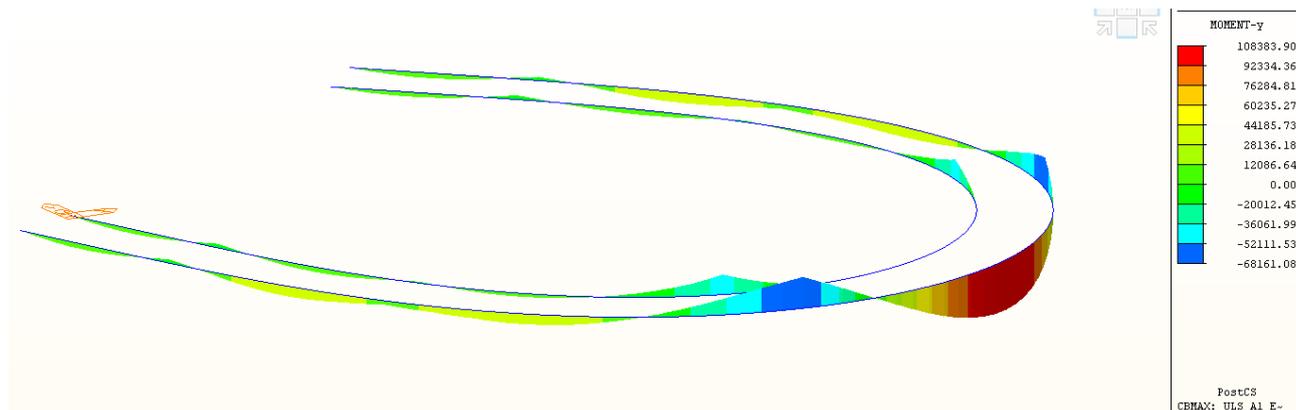
In questa sezione sono rappresentati i risultati dell'analisi condotta sul modello globale, in termini di sollecitazioni (kN, kNm) e spostamenti (mm), in forma grafica per i seguenti elementi strutturali:

- travi principali
- traversi
- soletta
- pile

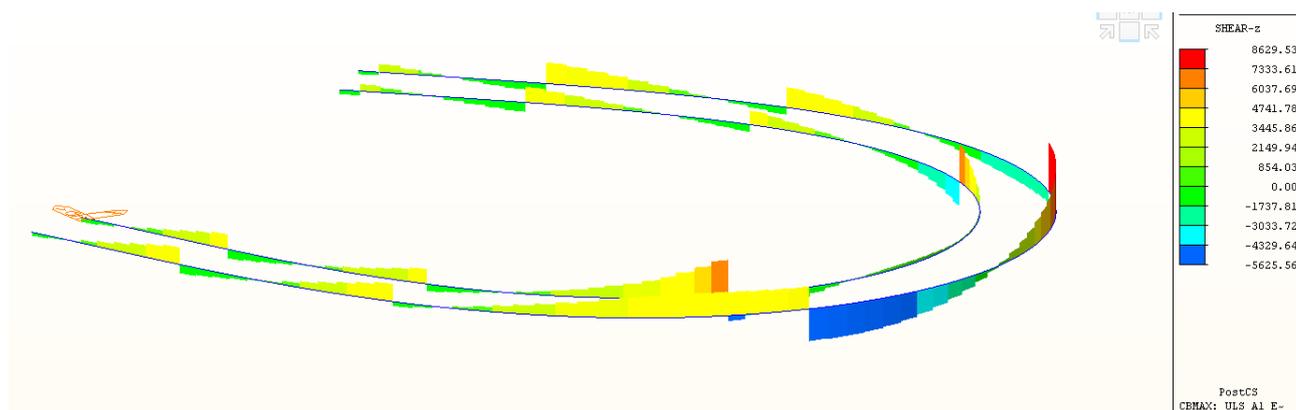
### 10.1 Risultati sulle travi principali in fase finale

#### 10.1.1 Stato limite ultimo (SLU)

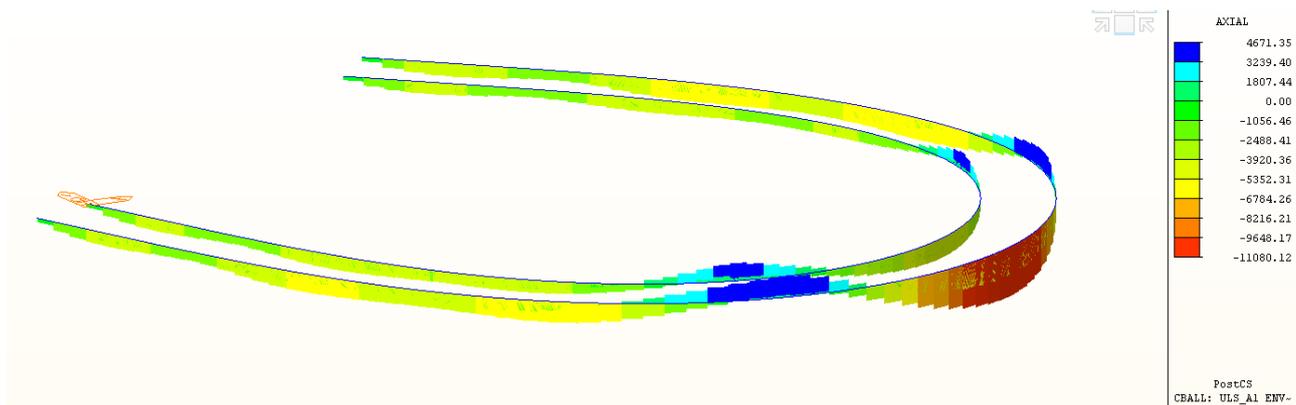
Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione più gravosa degli SLU.



**Figura 28 – Combinazione SLU ENV – Momento flettente  $M_y$  (kNm)**



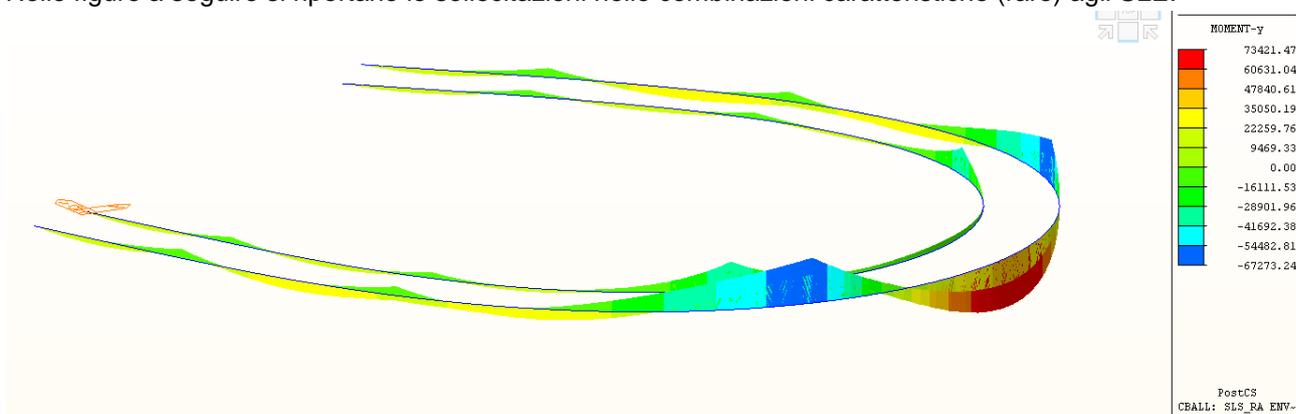
**Figura 29 – Combinazione SLU ENV – Taglio  $V_z$  (kN)**



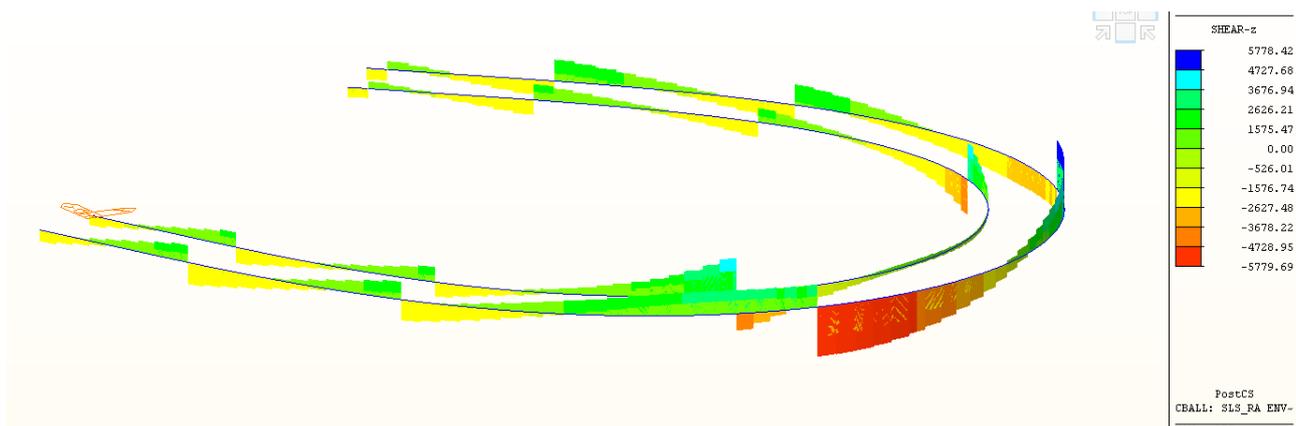
**Figura 30 – Combinazione SLU ENV – Sforzo normale Fx (kN)**

### 10.1.2 Stato limite d’esercizio (SLE-R)

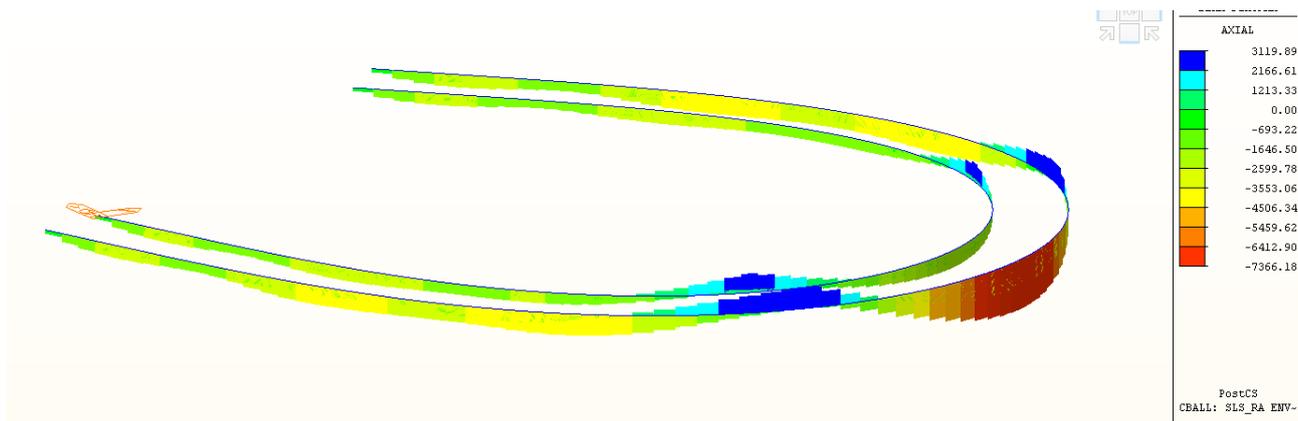
Nelle figure a seguire si riportano le sollecitazioni nelle combinazioni caratteristiche (rare) agli SLE.



**Figura 31 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Momento flettente My (kNm)**



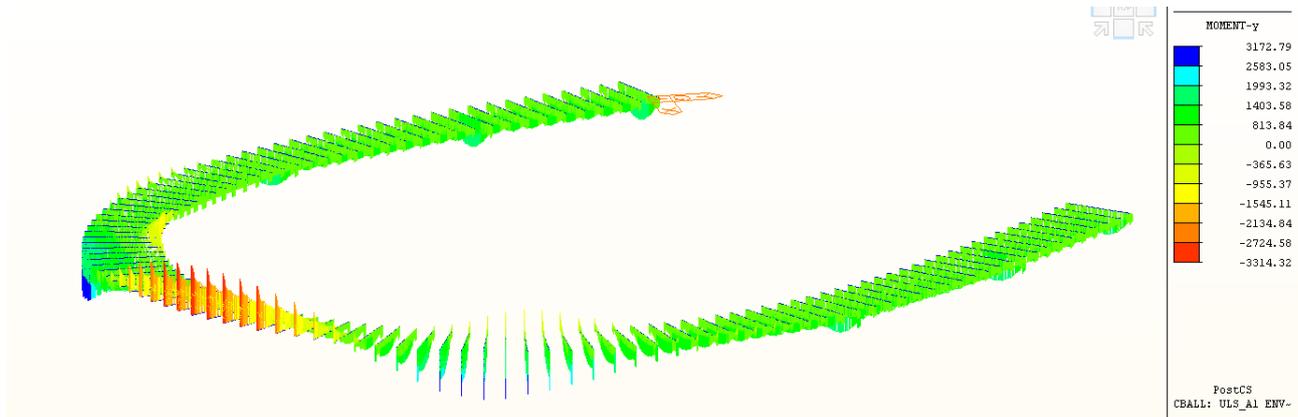
**Figura 32 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Taglio Vz (kN)**



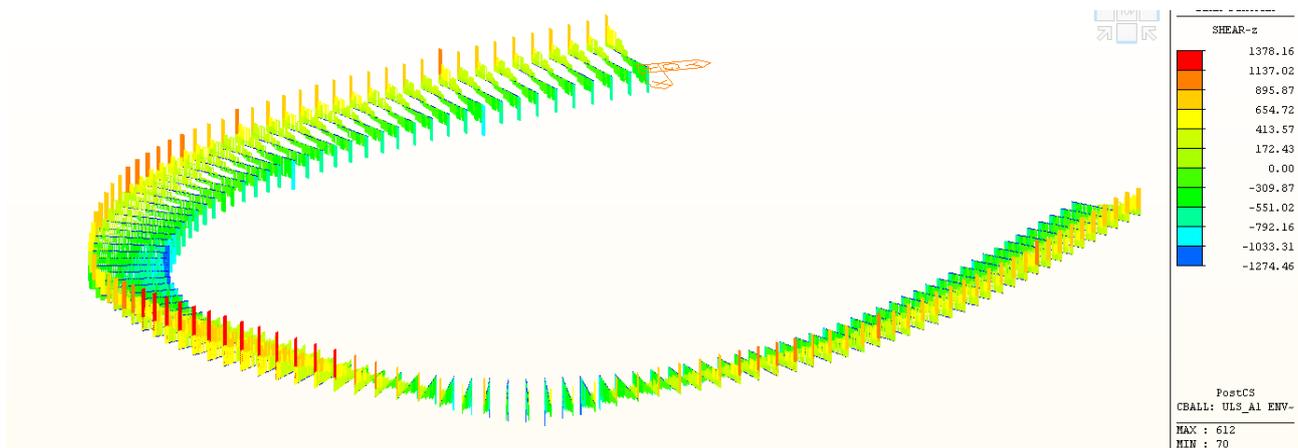
**Figura 33 – Involuppo delle combinazioni SLE-R – Sforzo normale Fx (kN)**

### 10.1 Risultati sui traversi

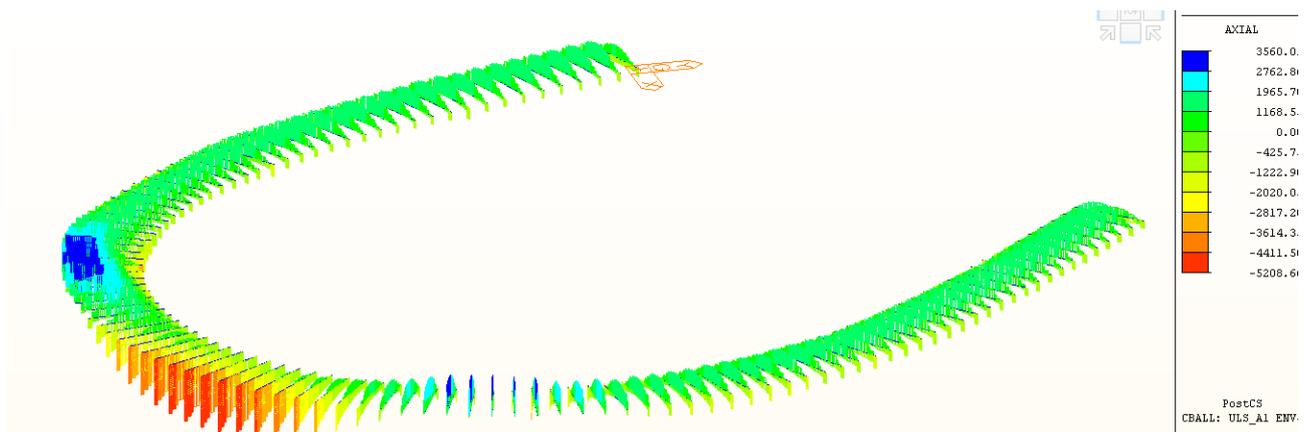
Di seguito sono riportati i grafici delle sollecitazioni di taglio e momento e delle tensioni massime ottenute sui traversi intermedi e di testata.



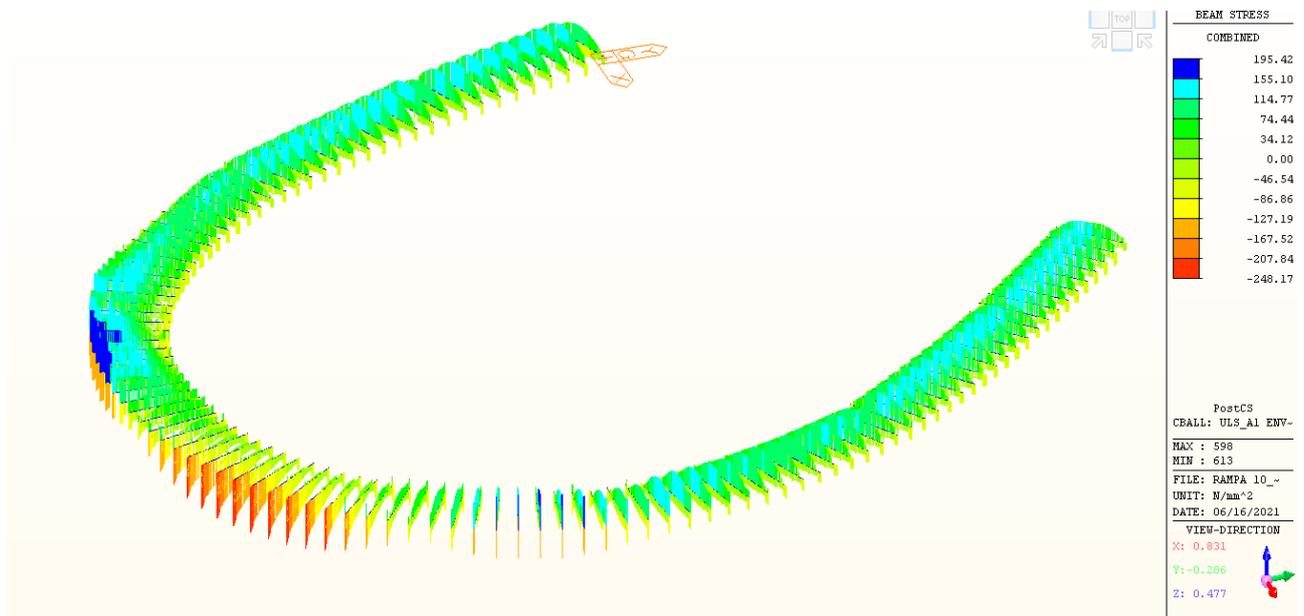
**Figura 34 – Involuppo delle combinazioni SLU sui traversi – Momento flettente My (kNm)**



**Figura 35 – Involuppo delle combinazioni SLU sui traversi – Sforzo di taglio Sz (kNm)**



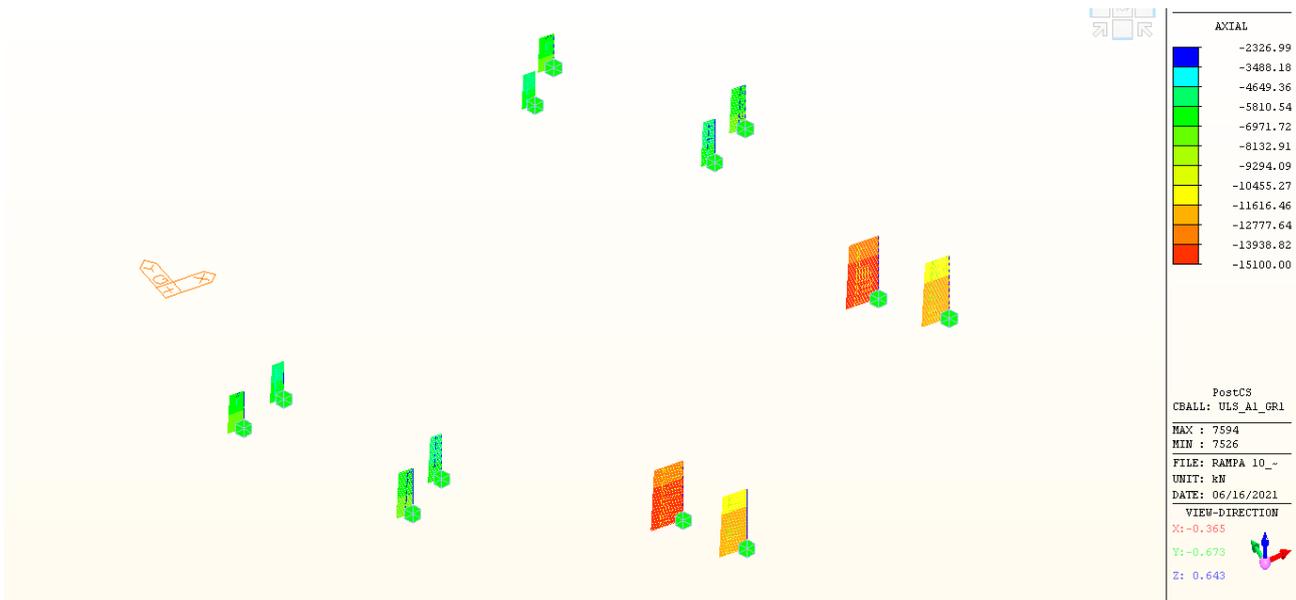
**Figura 36 – Involuppo delle combinazioni SLU sui traversi – Sforzo assiale (kNm)**



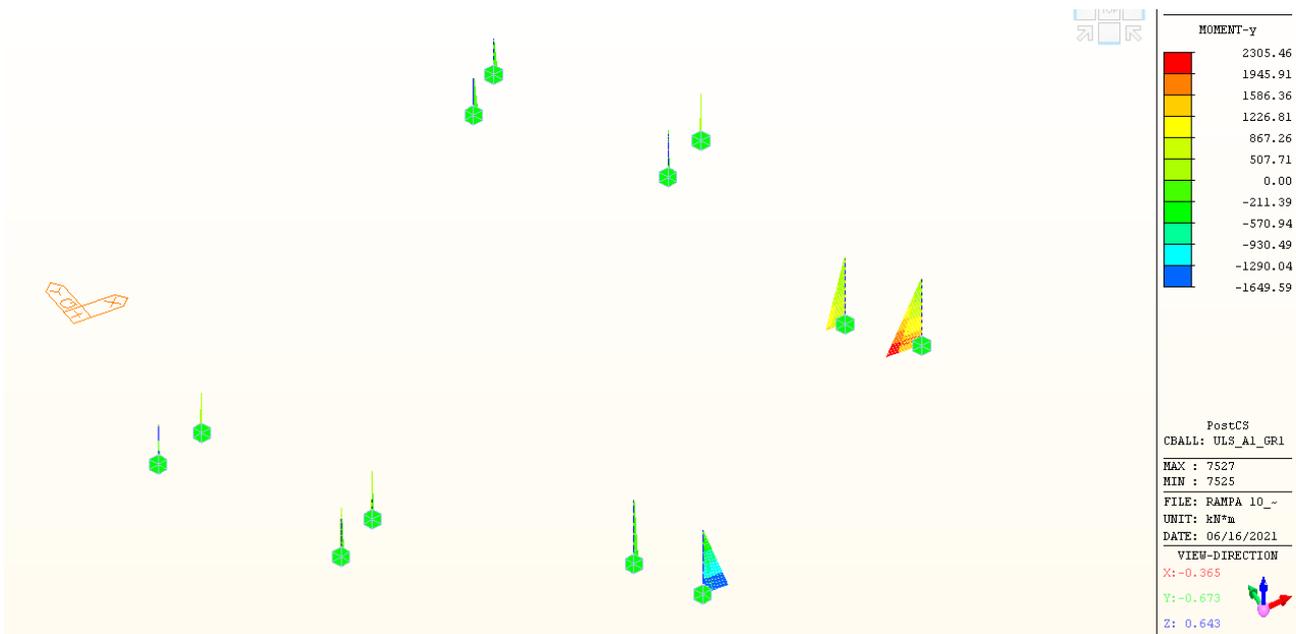
**Figura 37 – Tensioni massime normali allo SLU agenti nei traversi**

## 10.2 Risultati sulle pile

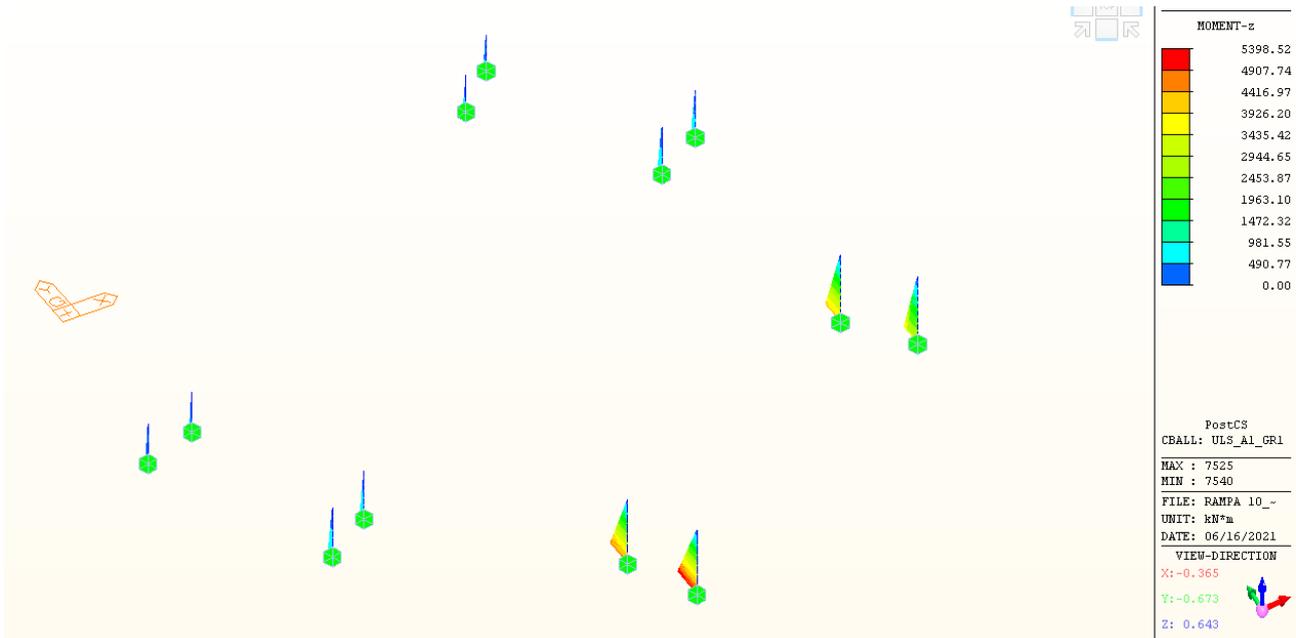
Nelle immagini di seguito riportate, sono mostrati i contour delle sollecitazioni sulla pila considerata nelle combinazioni di carico più gravose.



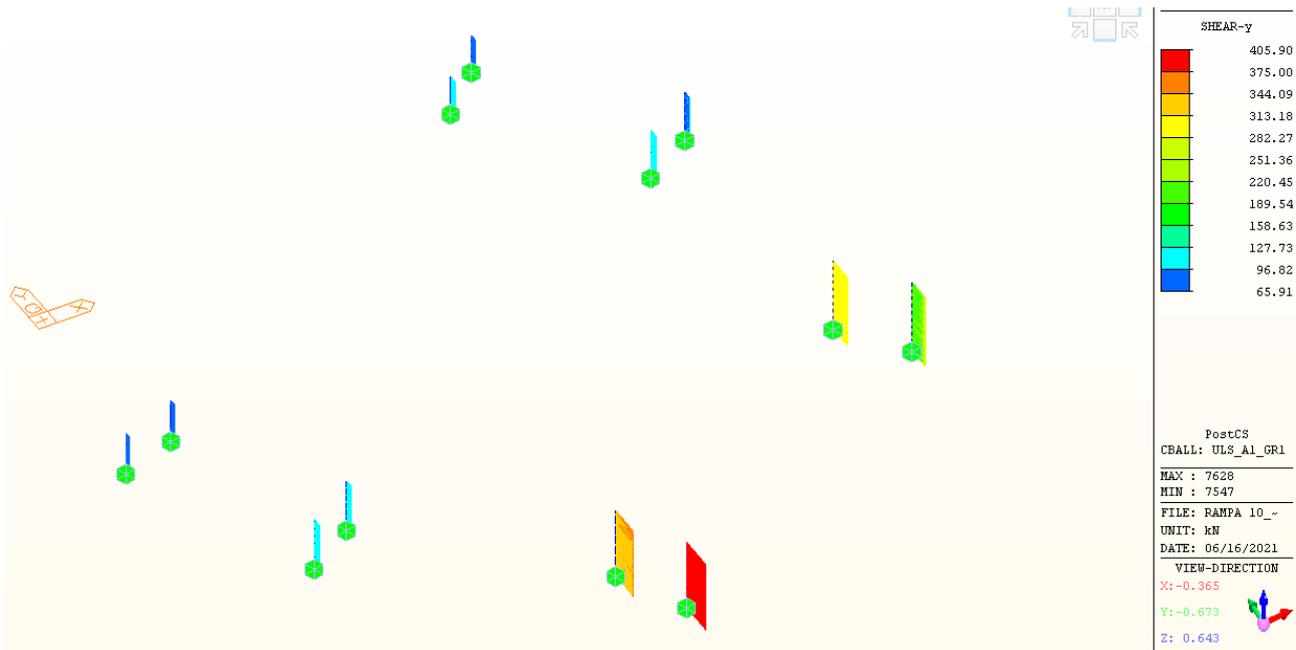
**Figura 38 – SLU GRI: Nmax / Nmin [KN]**



**Figura 39 – SLU GRI: My,max / Mymin [KNm]**



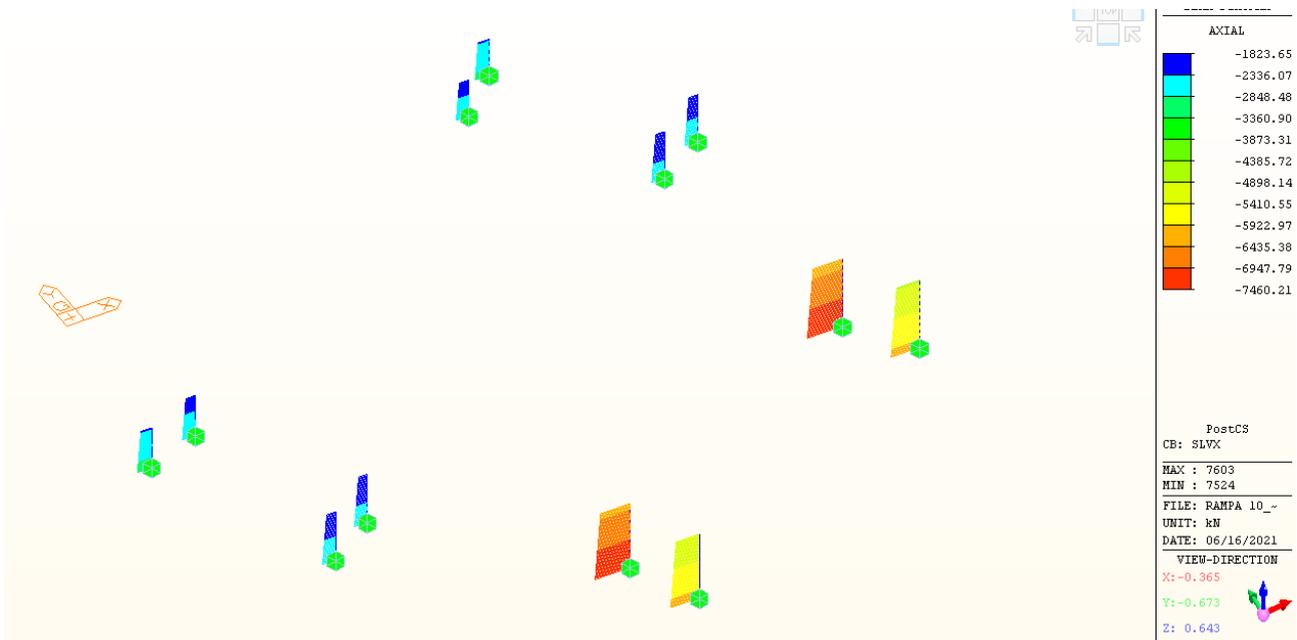
**Figura 40 – SLU Gr1:  $M_{z,max} / M_{z,min}$  [KNm]**



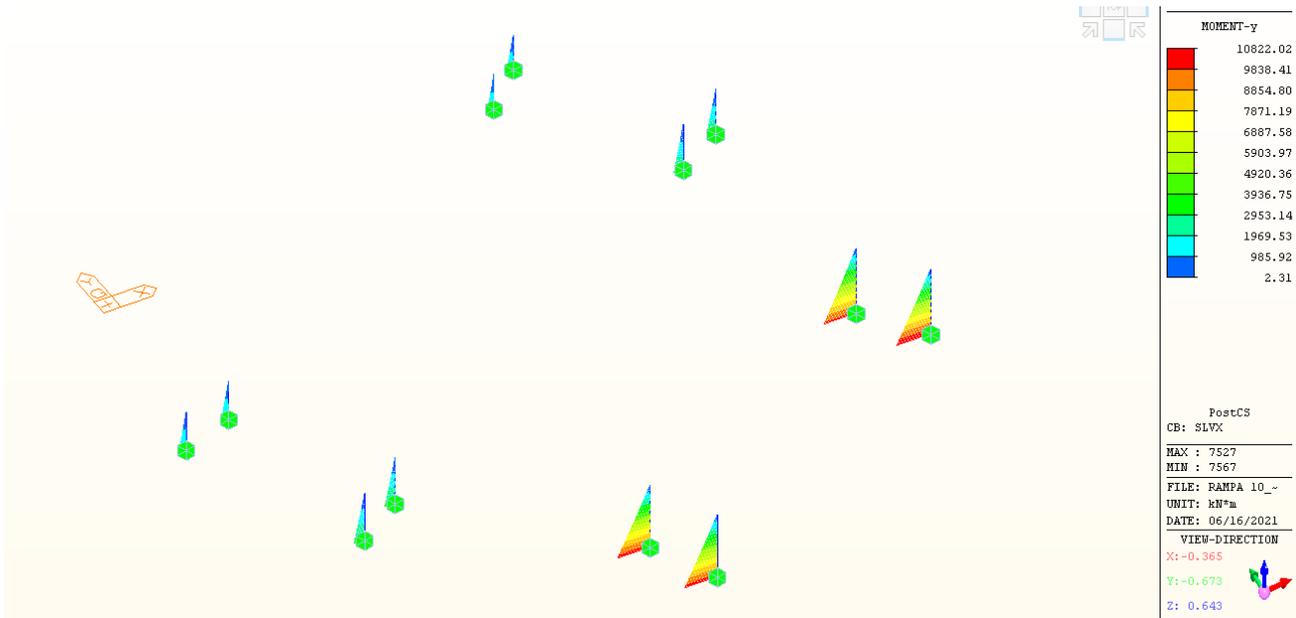
**Figura 41 – SLU Gr1:  $F_{y,max} / F_{y,min}$  [KNm]**



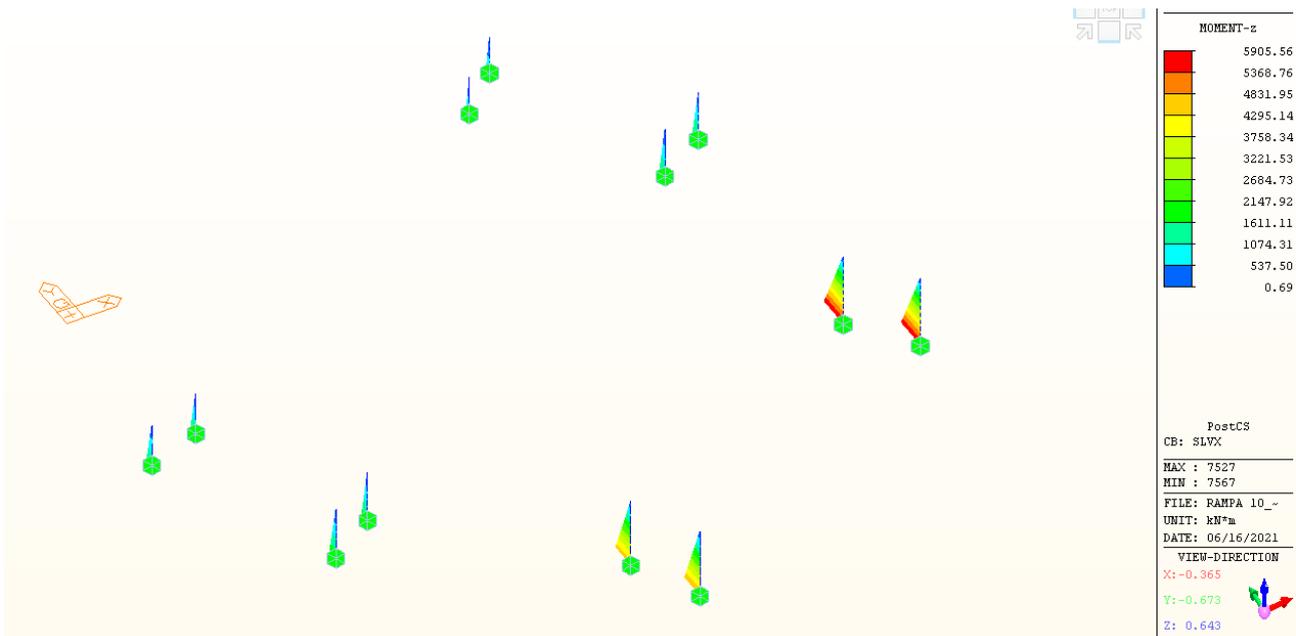
**Figura 42 – SLU Gr1: Fz, max / : Fz, min [KNm]**



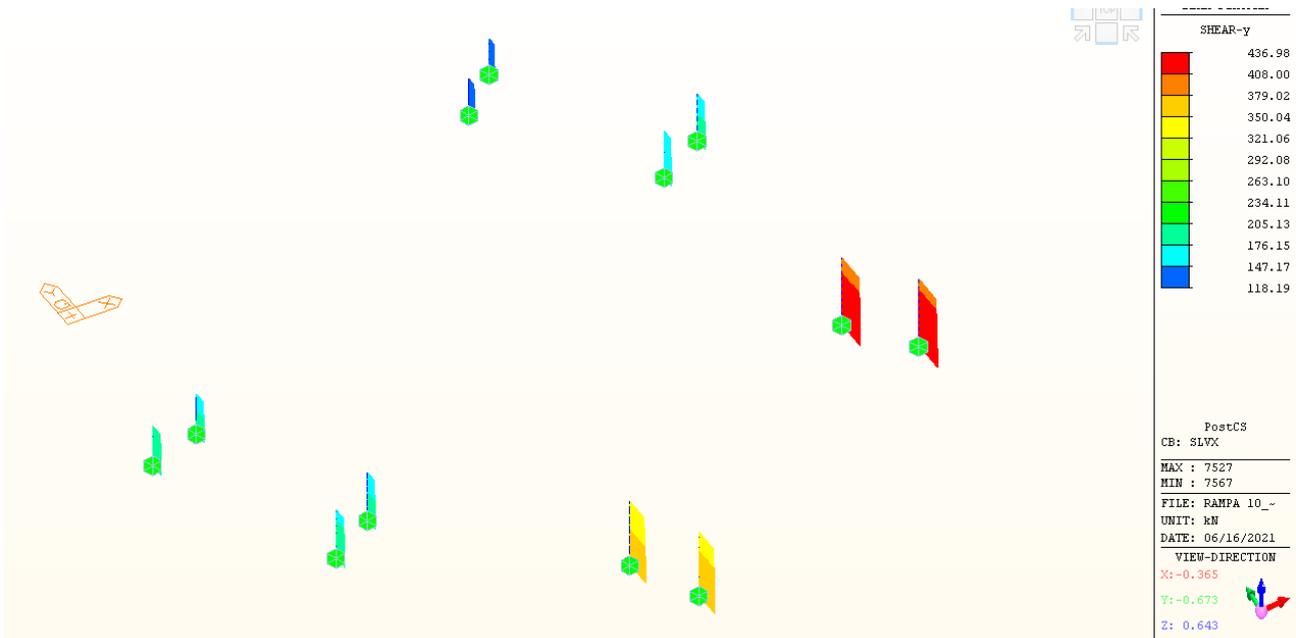
**Figura 43 – SLVx: Nmax / Nmin [KN]**



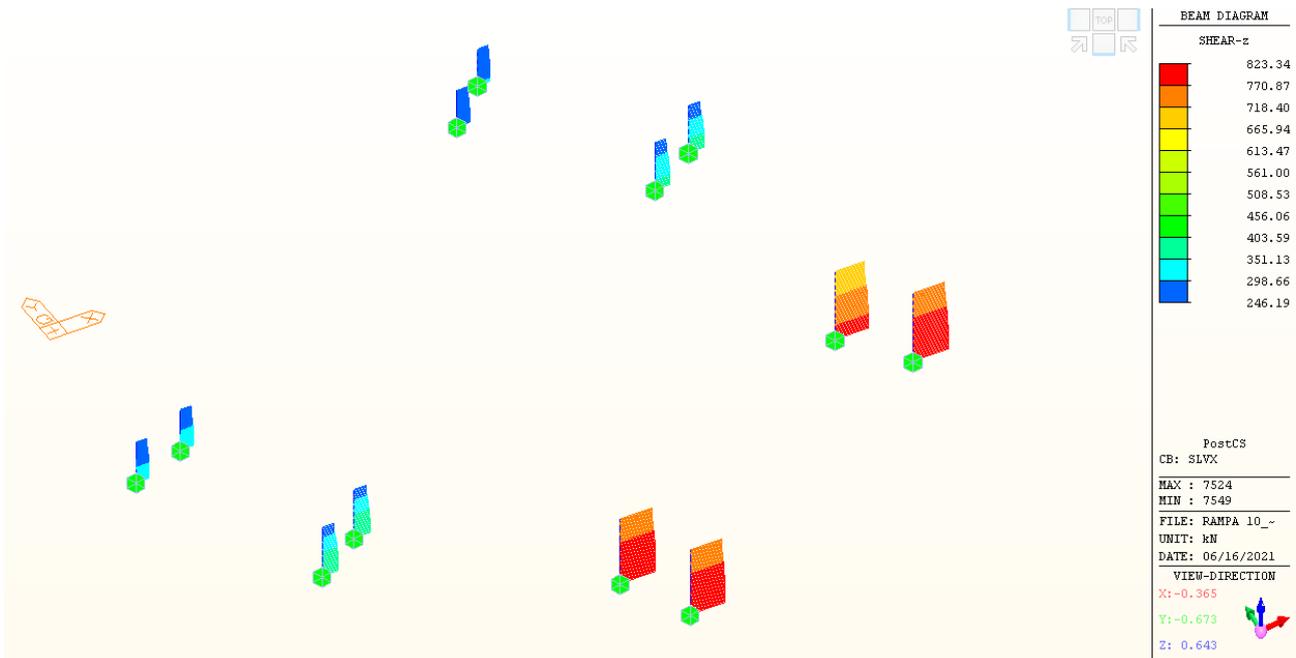
**Figura 44 – SLVx: My,max / My,min [KNm]**



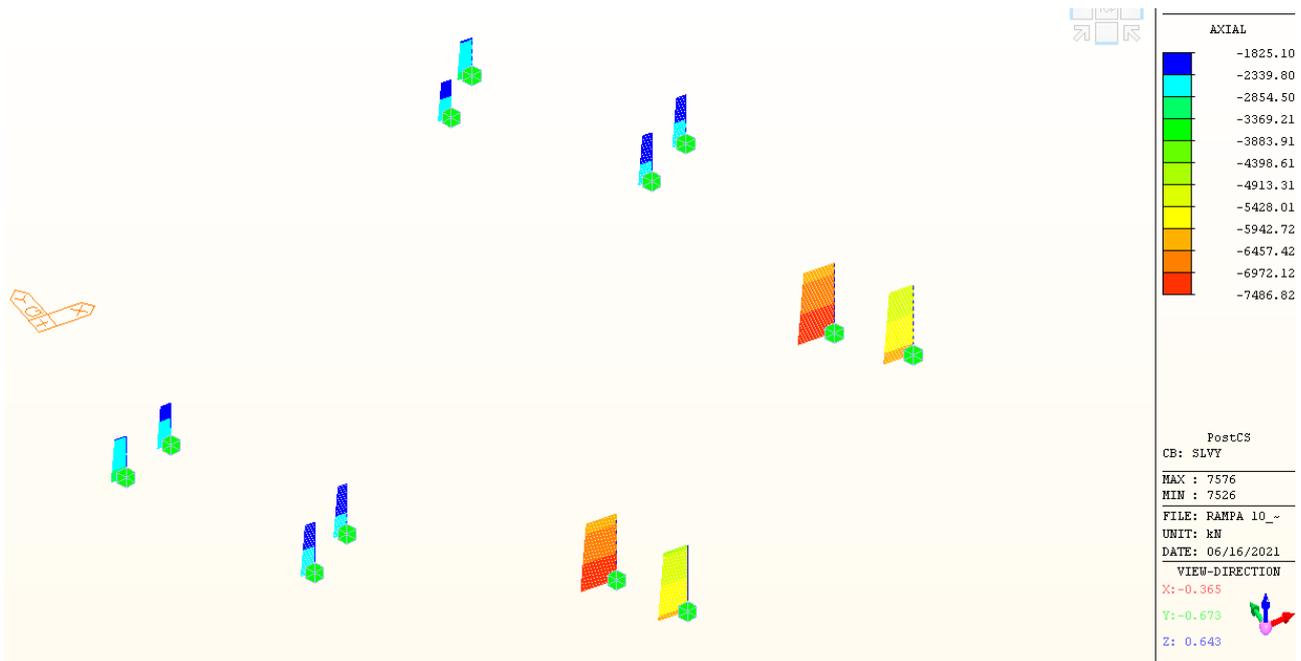
**Figura 45– SLVx: Mz,max / Mz,min [KNm]**



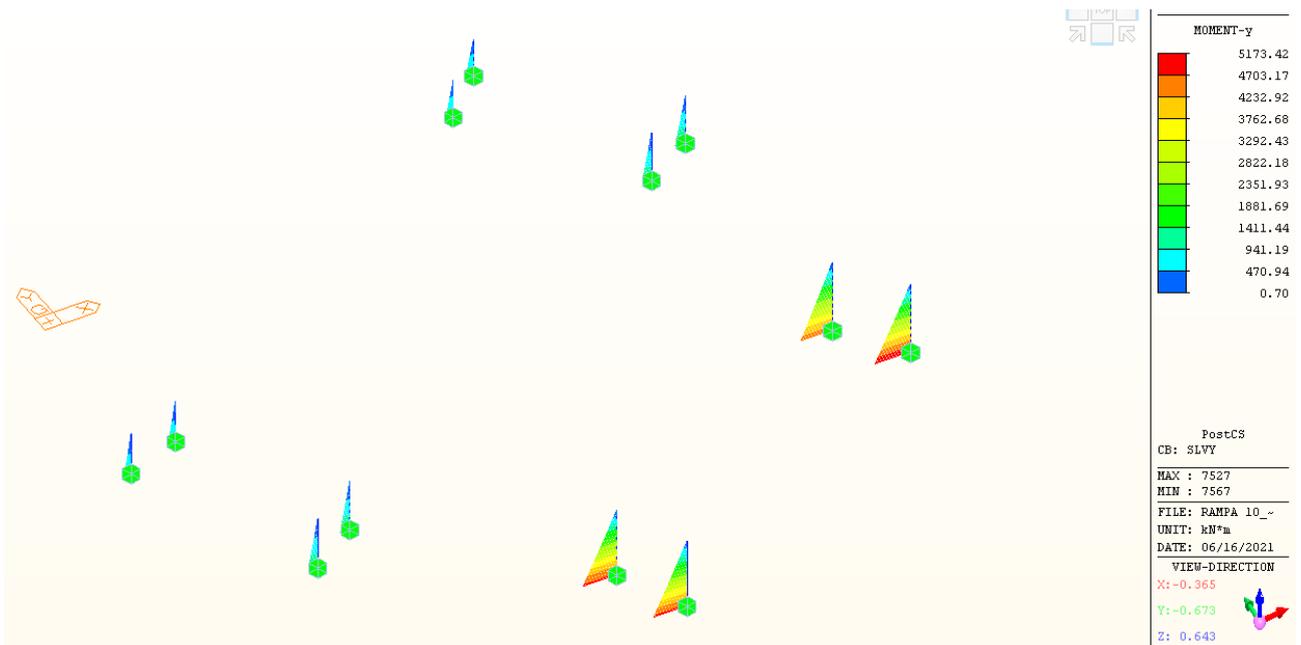
**Figura 46- SLVx: Fy max / Fy min [KNm]**



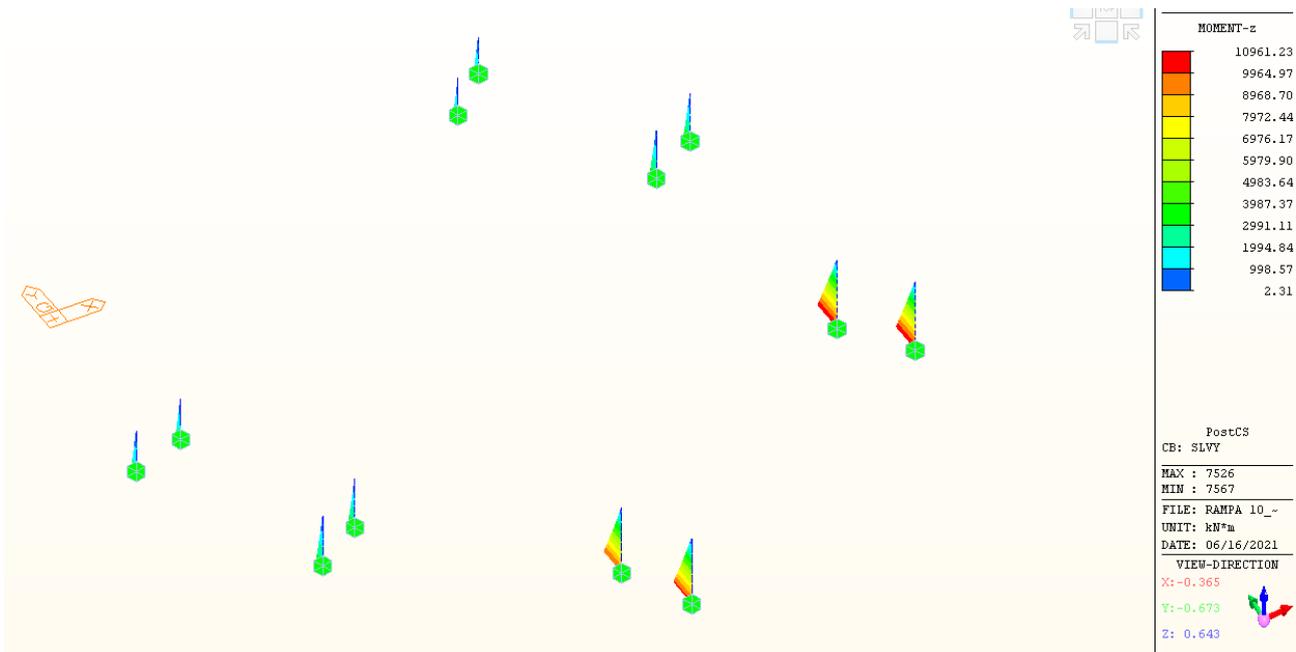
**Figura 47- SLVx: Fz max / Fz min [KNm]**



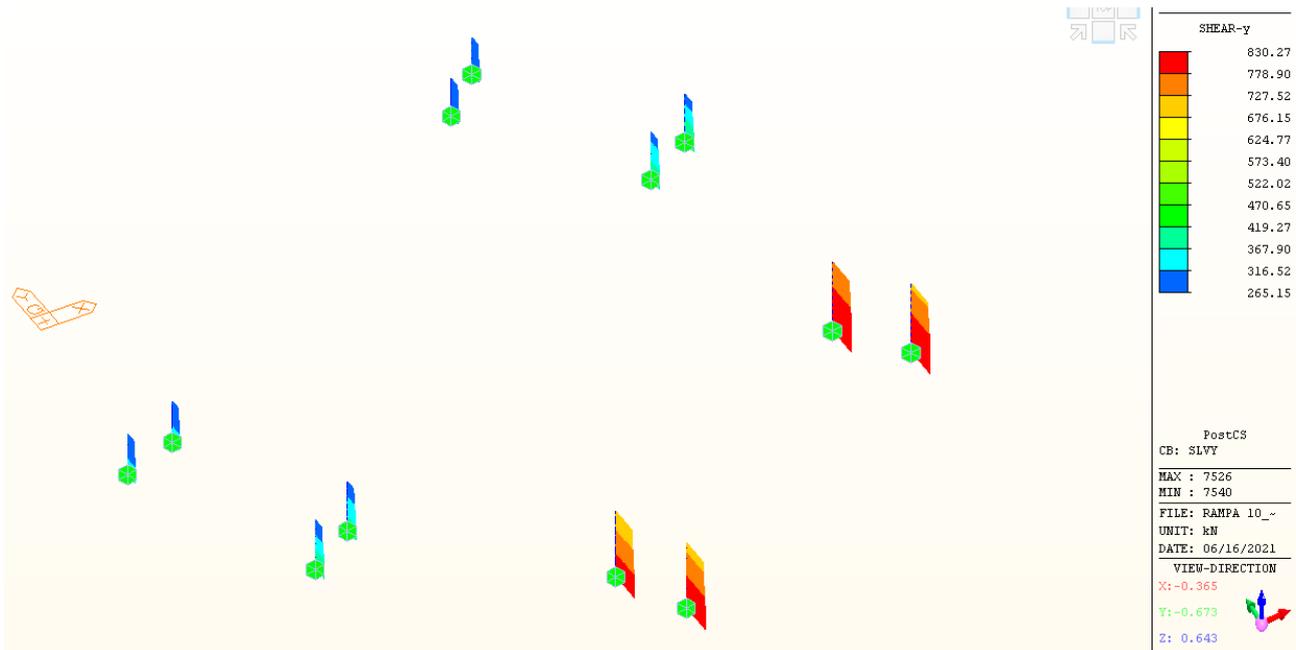
**Figura 48 – SLV<sub>y</sub>: N<sub>max</sub> / N<sub>min</sub> [kN]**



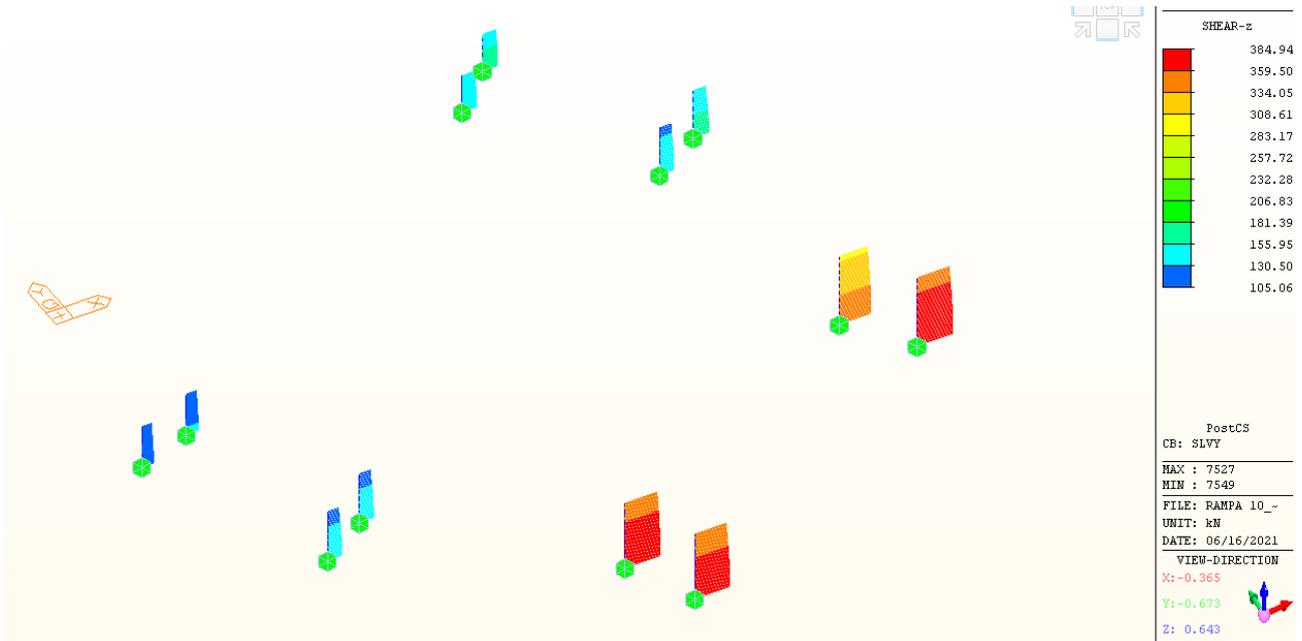
**Figura 49 – SLV<sub>y</sub>: M<sub>y,max</sub> / M<sub>y,min</sub> [kNm]**



**Figura 50 – SLV<sub>y</sub>: M<sub>z,max</sub> / M<sub>z,min</sub> [KNm]**



**Figura 51 – SLV<sub>y</sub>: F<sub>y,max</sub> / F<sub>y,min</sub> [KNm]**



**Figura 52 – SLVy:  $F_{z,max} / F_{z,min}$  [KNm]**

## 11 VERIFICHE DELL'IMPALCATO

Nella seguente sezione vengono mostrate le verifiche di resistenza, fatica e deformabilità degli elementi strutturali costituenti l'impalcato, eseguite secondo i criteri esposti al capitolo 7.68.

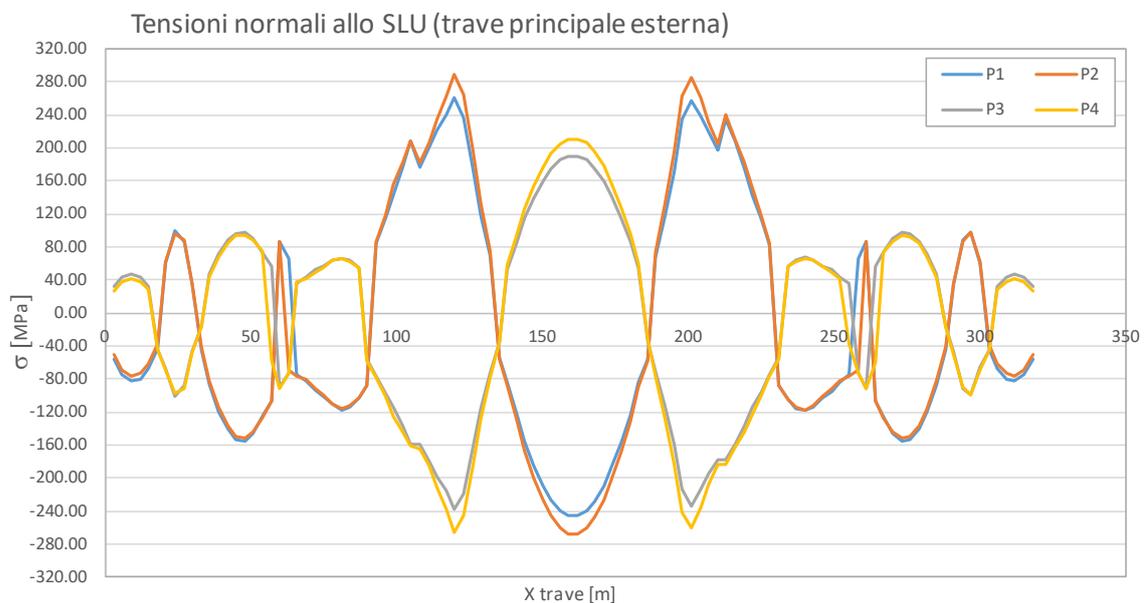
### 11.1 Verifica delle travi principali

#### 11.1.1 Verifiche di resistenza allo SLU in fase finale

Le tensioni nei singoli elementi sono ottenute considerando:

- i valori di tensione normale ottenuti direttamente dal programma di calcolo
- le tensioni tangenziali da taglio calcolate in funzione dei risultati in termini di sollecitazioni, precedentemente esposti.

Si riportano nel diagramma a seguire le tensioni normali sulle piattabande ossia nei punti di verifica P1, P2, P3 e P4 (cfr. par. 8.2.1) allo stato limite ultimo lungo la trave più sollecitata.



**Figura 53 – Tensioni normali allo SLU**

Le tensioni tangenziali  $\tau$  nell'anima sono valutate come di seguito indicato:

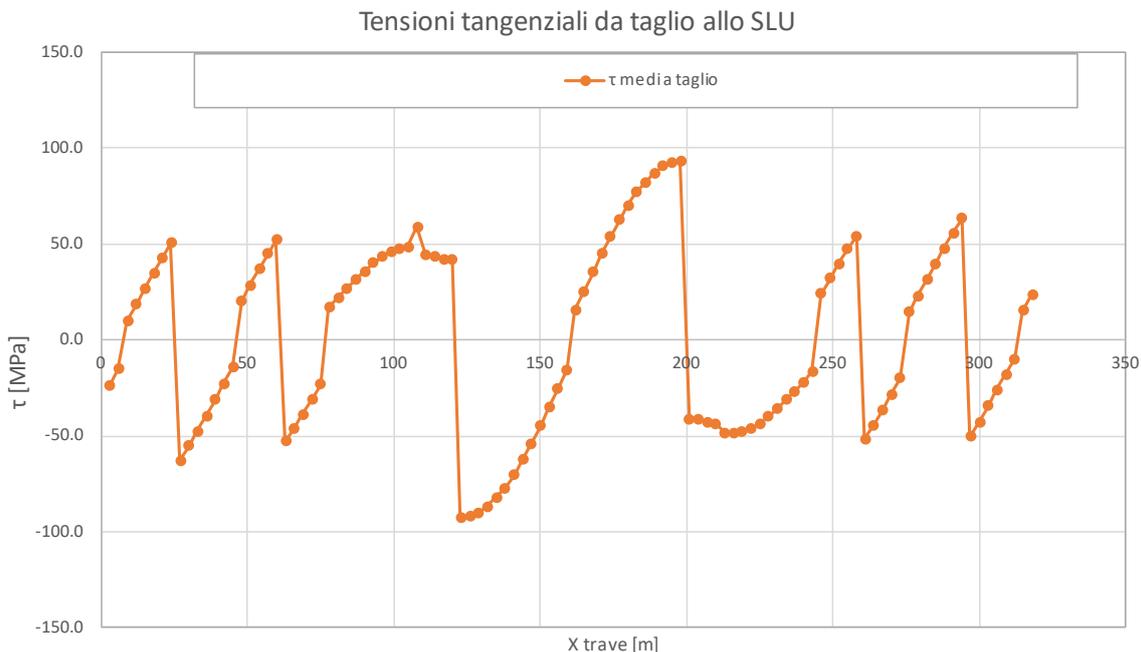
$$\tau_V = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot t_w \cdot h_w}$$

dove:

$V_{Ed}$  sollecitazioni di taglio;

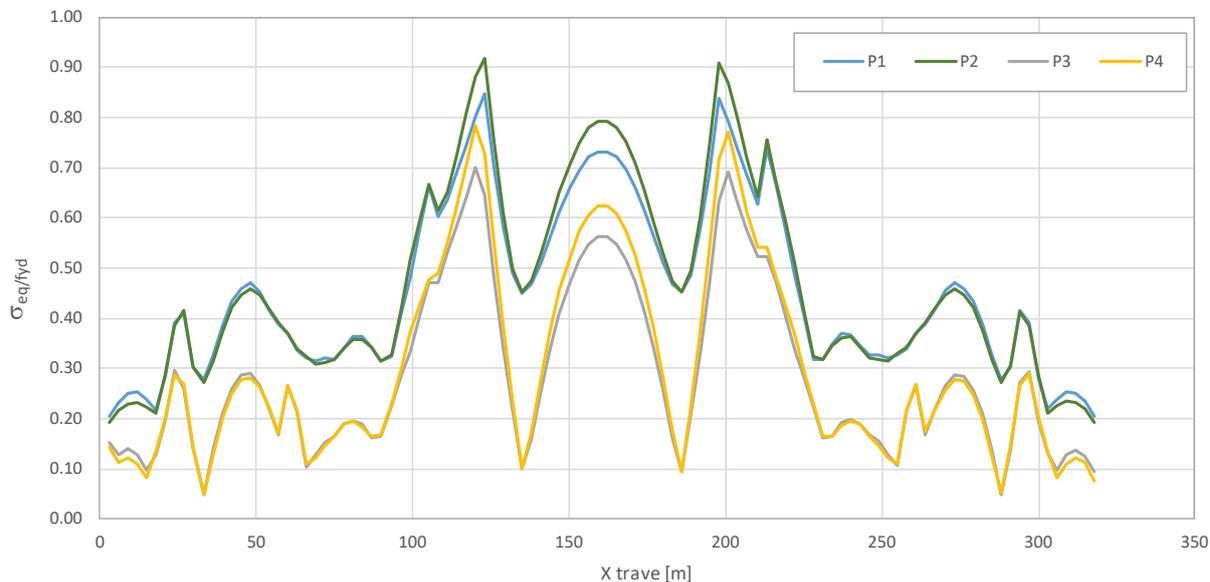
$t_w$  e  $h_w$  sono rispettivamente lo spessore e l'altezza dei piatti d'anima;

Di seguito si riportano le tensioni tangenziali da taglio relative all'anima:



**Figura 54 – Tensioni tangenziali allo SLU**

Le tensioni normali e tangenziali massime sono quindi combinate per ottenere il valore della tensione ideale nei punti di verifica.



**Figura 55 – Tensioni ideali allo SLU**

Come si evince dal grafico le tensioni ideali in fase di getto, nei diversi punti di verifica, sono inferiori alla resistenza di progetto  $f_{yd}$  dell'acciaio utilizzato, per cui le verifiche sono soddisfatte.

### 11.1.2 Instabilità per imbozzamento dei pannelli d'anima

Nel seguito si riportano i le tabelle di calcolo utilizzate per la verifica di instabilità all'imbozzamento, per ciascuno dei conci che costituiscono la trave in acciaio. La verifica risulta sempre soddisfatta.

**C1a - I tratto**

Acciaio :     S           **355**

$\sigma_{amm} =$            **322.7** Mpa

$\tau_{amm} =$              186.3 Mpa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO	
H (cm) =	300
a (cm) =	<b>350</b>
h (cm) =	<b>90</b>
s(mm) =	<b>20</b> (spessore)
$\alpha =$	<b>3.889</b>

DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO			
$\sigma_{sup}^I$ (MPa)=	<b>153.00</b>	COMPRESSIONE	+
$\sigma_{inf}^I$ (MPa) =	<b>-25.2</b>	TRAZIONE	-
$\psi_i =$	<b>0.7</b>		

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali ( I - II -III ?)

I

$K\sigma =$            **4.7**

$K\tau =$            **5.6**

TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO	
$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	<b>92.0</b>
$\sigma_{cr}$ (Mpa)=	<b>429.10</b>
$\tau_{cr}$ (Mpa)=	<b>515.34</b>

TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA			
$\sigma_1$ (Mpa)=	<b>153.00</b>	$\sigma_N$ (Mpa)=	<b>0</b>
		$\sigma_M$ (Mpa)=	<b>153.00</b>

T(KN)=           **2332**

At(mm<sup>2</sup>)=       **60000**

$\tau$  (Mpa)=       **38.9**

$\sigma_{crit id}$  (Mpa)= **451.8**

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 1.99$$

$\beta =$            **1.0**

$\nu =$            **1**

$\beta\nu =$          **1.00**

**VERIFICATO**

**C1a - I tratto**

Acciaio :     S           **355**

$\sigma_{amm} =$            **322.7** Mpa

$\tau_{amm} =$              186.3 Mpa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO	
H (cm) =	300
a (cm) =	<b>350</b>
h (cm) =	<b>90</b>

s(mm) = **20** (spessore)  
α = **3.889**

**DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO**

σ<sup>1</sup><sub>sup</sub> (MPa) = **110.00** COMPRESSIONE +  
σ<sup>1</sup><sub>inf</sub> (MPa) = **33.95** TRAZIONE -  
ψ<sub>1</sub> = **0.7**

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali ( I - II -III ?)

I

Kσ = **4.7**  
Kτ = **5.6**

**TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO**

σ<sub>cr,0</sub>(Mpa) = **92.0**  
σ<sub>cr</sub>(Mpa) = **429.10**  
τ<sub>cr</sub>(Mpa) = **515.34**

**TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA**

σ<sub>1</sub>(Mpa) = **110.00**      σ<sub>N</sub>(Mpa) = **0**  
σ<sub>M</sub>(Mpa) = **110.00**

T(KN) = **3450**  
A<sub>t</sub>(mm<sup>2</sup>) = **60000**  
τ (Mpa) = **57.5**  
σ<sub>crit id</sub>(Mpa) = **505.0**

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 2.27$$

β = **1.0**  
ν = **1**  
βν = **1.00**

**VERIFICATO**

**C2 - I tratto**

Acciaio :    S      **355**  
σ<sub>amm</sub> =      **322.7**    Mpa  
τ<sub>amm</sub> =      **186.3**    Mpa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO**

H (cm) = **400**  
a (cm) = **350**  
h (cm) = **93**  
s(mm) = **24** (spessore)  
α = **3.763**

**DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO**

σ<sup>1</sup><sub>sup</sub> (MPa) = **270.00** COMPRESSIONE **+**



$\sigma^1_{sup}$  (Mpa)=      **144.26**    COMPRESSIONE      **+**  
 $\sigma^1_{inf}$ (Mpa) =      **-96.78125**    TRAZIONE                      **-**  
 $\psi_1 =$                       **-0.7**

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali ( I - II -III ?)



$K\sigma =$                       **9.7**  
 $K\tau =$                         **6.6**

**TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO**

$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=      **27.9**  
 $\sigma_{cr}$ (Mpa)=        **270.88**  
 $\tau_{cr}$ (Mpa)=         **184.10**

**TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA**

$\sigma_1$ (Mpa)=            **144.26**                                       $\sigma_N$ (Mpa)=      **0**  
 $\sigma_M$ (Mpa)=           **144.26**

$T$ (KN)=                **3851**  
 $A_t$ (mm<sup>2</sup>)=            **96000**  
 $\tau$  (Mpa)=              **40.1**  
 $\sigma_{crit, id}$ (Mpa)=    **276.6**  
 $\sigma_{cr,red}$ (Mpa)=      -

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 1.73$$

$\beta =$                         **1.0**  
 $\nu =$                         **1**  
 $\beta\nu =$                     **1**

**VERIFICATO**

**C2 - I tratto**

Acciaio :      S            **355**  
 $\sigma_{amm} =$         **322.7**    Mpa  
 $\tau_{amm} =$             **186.3**    Mpa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO**

$H$  (cm) =            **400**  
 $a$  (cm) =            **350**  
 $h$  (cm) =            **87**  
 $s$ (mm) =            **24**                      (spessore)  
 $\alpha =$                    **4.023**

**DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO**

$\sigma^1_{sup}$ (MPa)=	<b>277.00</b>	COMPRESSIONE	<b>+</b>
$\sigma^1_{inf}$ (MPa) =	<b>137.575</b>	TRAZIONE	<b>-</b>
$\psi_1$ =	<b>0.5</b>		

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali ( I - II -III ?) I

K $\sigma$ =	<b>7.6</b>
K $\tau$ =	<b>5.6</b>

**TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO**

$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	<b>141.7</b>
$\sigma_{cr}$ (Mpa)=	<b>1082.06</b>
$\tau_{cr}$ (Mpa)=	<b>791.69</b>

**TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA**

$\sigma_1$ (Mpa)=	<b>277.00</b>	$\sigma_N$ (Mpa)=	<b>0</b>
		$\sigma_M$ (Mpa)=	<b>277.00</b>
T (KN)=	<b>7940</b>		
At (mm <sup>2</sup> )=	<b>96000</b>		
$\tau$ (Mpa)=	<b>82.7</b>		
$\sigma_{crit, id}$ (Mpa)=	<b>1086.4</b>		
$\sigma_{cr, red}$ (Mpa)=	<b>351.19</b>		

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 1.13$$

$\beta$ =	<b>0.8</b>
$\nu$ =	<b>1</b>
$\beta\nu$ =	<b>0.8</b>

**VERIFICATO**

**C2 - II tratto**

Acciaio :	S	<b>355</b>	
$\sigma_{amm}$ =	<b>322.7</b>	Mpa	
$\tau_{amm}$ =	<b>186.3</b>	Mpa	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PANNELLO**

H (cm) =	<b>400</b>	
a (cm) =	<b>350</b>	
h (cm) =	<b>196</b>	
s (mm) =	<b>24</b>	(spessore)
$\alpha$ =	<b>1.786</b>	

**DETERMINAZIONE COEFFICIENTI DI IMBOZZAMENTO**

$\sigma^1_{sup}$ (Mpa)=	<b>137.58</b>	COMPRESSIONE	<b>+</b>
$\sigma^1_{inf}$ (Mpa) =	<b>-146.709</b>	TRAZIONE	<b>-</b>
$\psi_i$ =	<b>-1.1</b>		

Condizione di carico di riferimento per tensioni normali ( I - II -III ?)



K $\sigma$ =	<b>23.9</b>
K $\tau$ =	<b>6.6</b>

**TENSIONI IDEALI DI IMBOZZAMENTO**

$\sigma_{cr,0}$ (Mpa)=	<b>27.9</b>
$\sigma_{cr}$ (Mpa)=	<b>667.25</b>
$\tau_{cr}$ (Mpa)=	<b>184.10</b>

**TENSIONI DI RIFERIMENTO PER VERIFICA**

$\sigma_1$ (Mpa)=	<b>137.58</b>	$\sigma_N$ (Mpa)=	<b>0</b>
		$\sigma_M$ (Mpa)=	<b>137.58</b>
T(KN)=	<b>7940</b>		
At(mm <sup>2</sup> )=	<b>96000</b>		
$\tau$ (Mpa)=	<b>82.7</b>		
$\sigma_{crit id}$ (Mpa)=	<b>403.4</b>		
$\sigma_{cr,red}$ (Mpa)=	<b>-</b>		

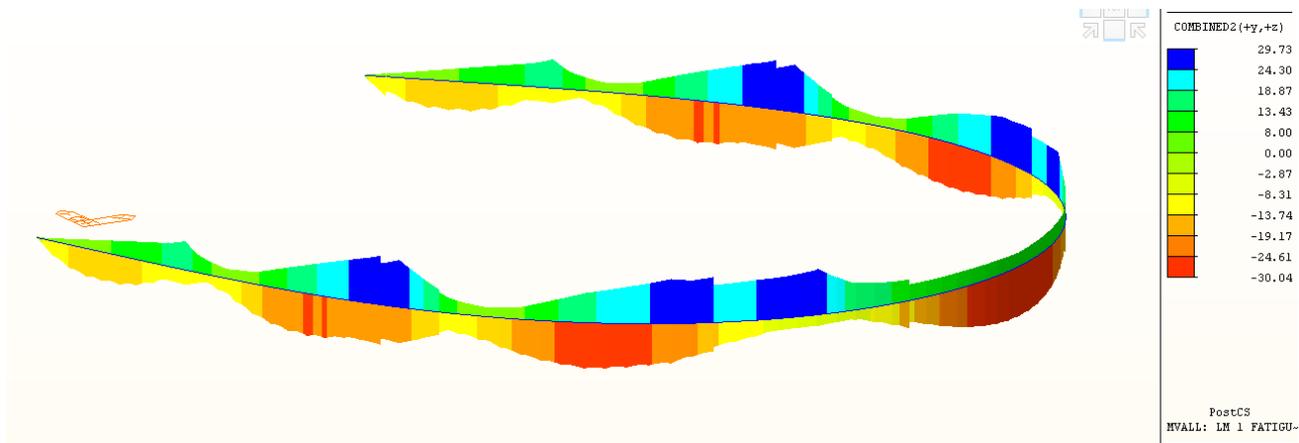
$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau^2}} = 2.03$$

$\beta$ =	<b>0.8</b>
$\nu$ =	<b>1</b>
$\beta\nu$ =	<b>0.8</b>

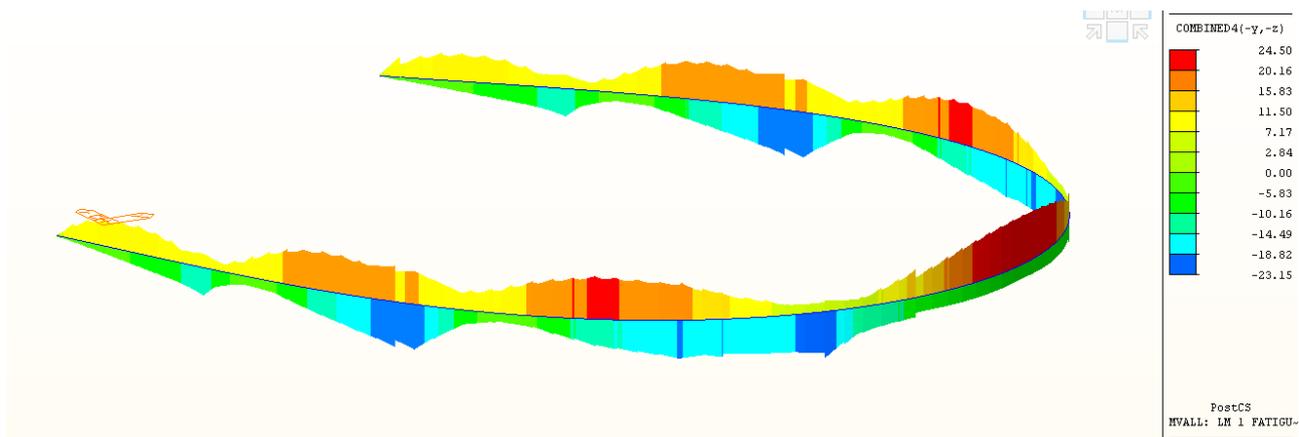
**VERIFICATO**

### 11.1.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Si riportano di seguito i risultati dell’analisi ottenuti utilizzando il modello di carico 1 previsto dalla normativa per le verifiche a fatica.

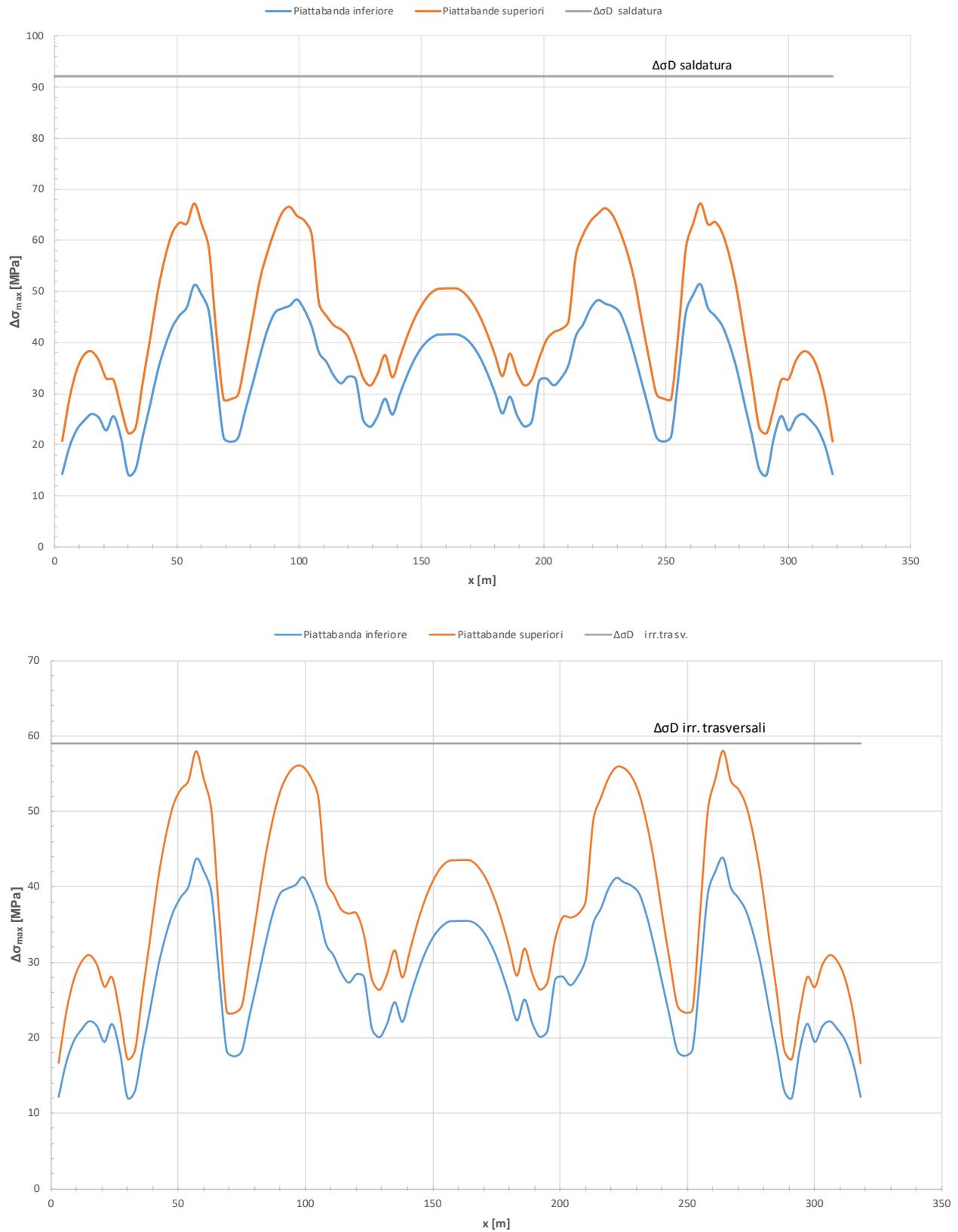


**Figura 56 – Tensioni normali sulla piattabanda superiore (Modello di carico a fatica 1)**



**Figura 57 – Tensioni normali sulla piattabanda inferiore (Modello di carico a fatica 1)**

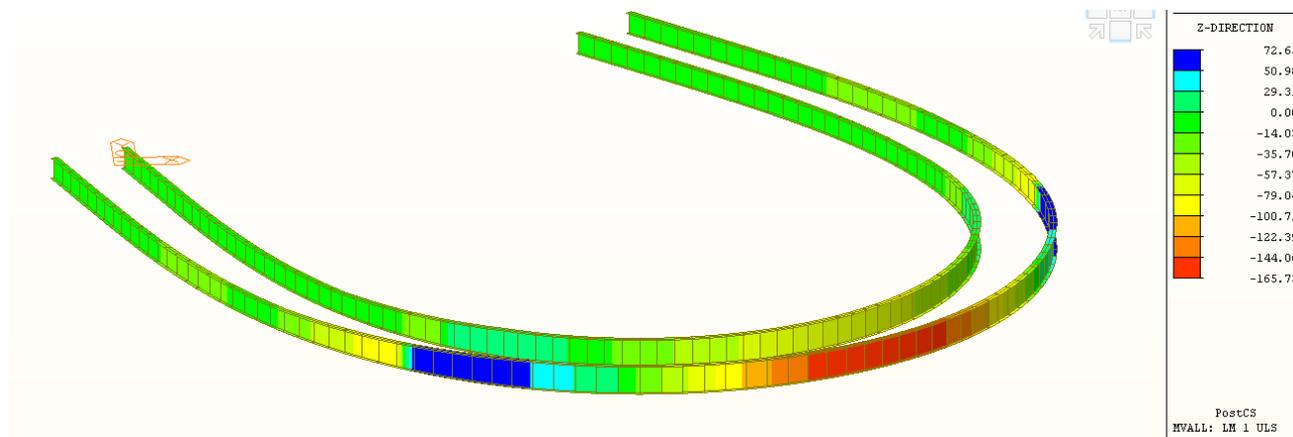
Nei grafici sono riportate le verifiche a fatica per i dettagli costruttivi richiamati al paragrafo 8.2.3.



**Figura 58 - Riepilogo verifiche a fatica**

### 11.1.4 Verifiche di deformabilità

Si è verificato che le deformazioni di impalcato per effetto dei carichi mobili siano inferiori ad 1/400 della luce di impalcato. Di seguito è riportato l'andamento delle massime deformazioni verticali per effetto del carico mobile viaggiante lungo l'opera, essendo le deformazioni da carichi fissi annullate dalla contromonta.



**Figura 59 – Spostamenti verticali per effetto dei carichi mobili**

Lo spostamento massimo ottenuto è pari a 166 mm, nella trave esterna, inferiore al limite pari a  $78000/400 = 195$  mm.

#### Contromonta

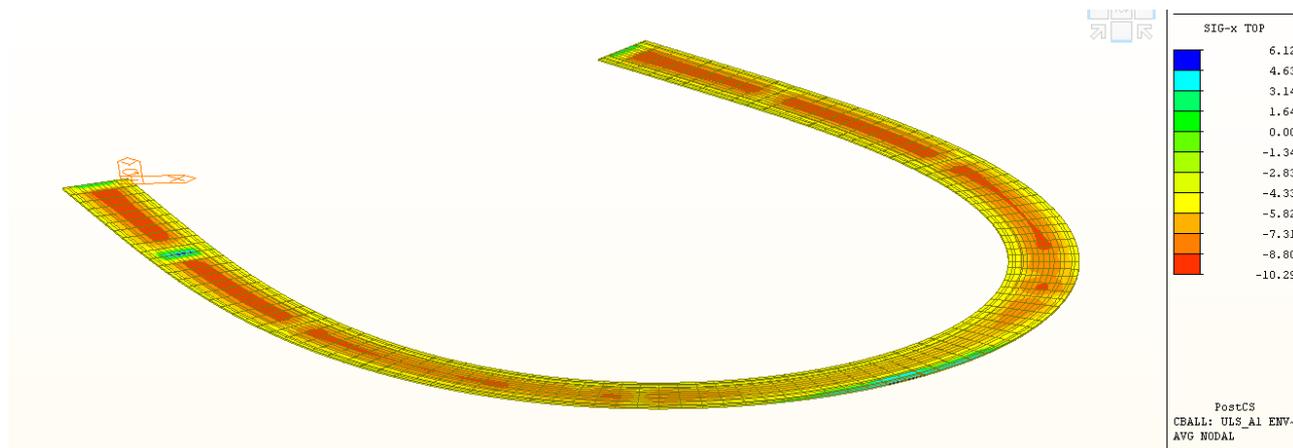
Nella seguente tabella si riportano i valori degli spostamenti ricavati per le condizioni di carico permanenti dai quali sono stati dedotti i valori delle contromonte.

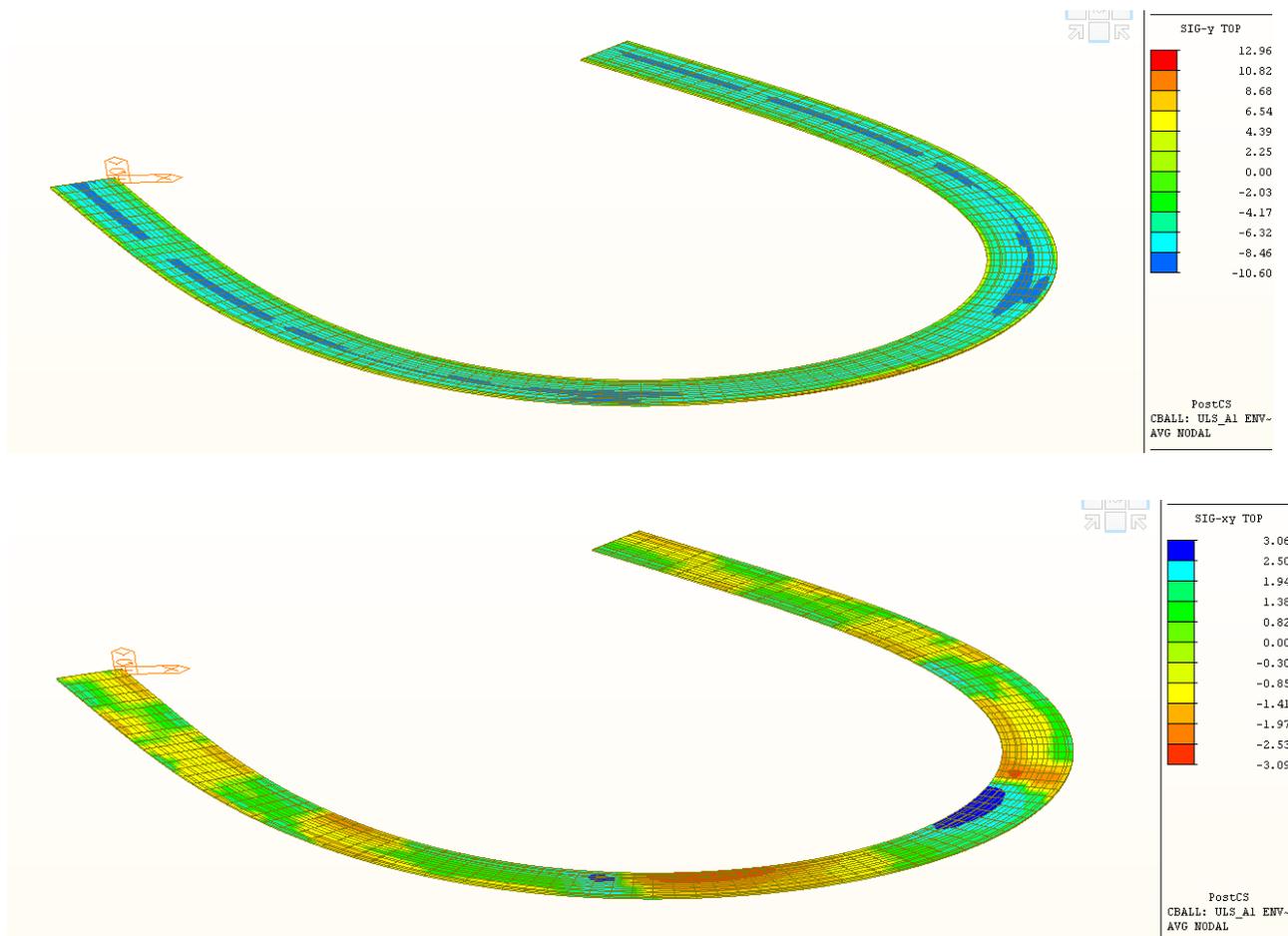
Freccia pesi propri (G1)	Freccia totale (G1+G2)	CONTROMONTA
[mm]	[mm]	[mm]
252.43	286.63	290

## 11.2 Verifiche della soletta

### 11.2.1 Verifiche allo SLU

Di seguito si riportano i contour tensionali ottenuti dal modello di calcolo sulla soletta in cemento armato.





**Figura 60 – Diagrammi delle tensioni normali nella soletta in combinazione SLU**

Allo SLU la tensione di compressione massima nella soletta di calcestruzzo è pari 10.60 MPa, inferiore alla tensione limite di 19.83 MPa. Invece le tensioni di trazione sono assorbite dalle barre di armature nella soletta. La massima tensione di trazione nelle barre di armatura, calcolata considerando il coefficiente di omogeneizzazione, è pari a  $12.96 \times 15 = 194.70$  MPa e, dunque, non destano particolari preoccupazioni da un punto di vista strutturale, essendo la tensione limite di trazione pari a 391.30MPa.

Di seguito sono riepilogate le caratteristiche geometriche e l’armatura nelle sezioni di soletta:

Sezione	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
trasversale	1.0	0.20	1φ22/20	1φ22/20	-
longitudinale	1.0	0.20	1φ24/10	1φ24/10	-

I risultati delle verifiche tensionali sono riassunti nelle tabelle di seguito.

Verifica a compressione soletta in c.a.				
$\sigma_{cd}$	$\alpha_{cc}$	$\gamma_c$	$f_{cd}$	FS

[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[-]
10.60	0.85	1.50	19.83	1.84

Verifica a trazione armatura			
$\sigma_{sEd}$	$\gamma_s$	$f_{yd}$	FS
[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
194.70	1.15	391.30	2.01

### 11.2.2 Verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio

Si riportano i diagrammi delle tensioni di compressione agenti nella soletta in direzione longitudinale per le combinazioni di esercizio rare e quasi permanente.

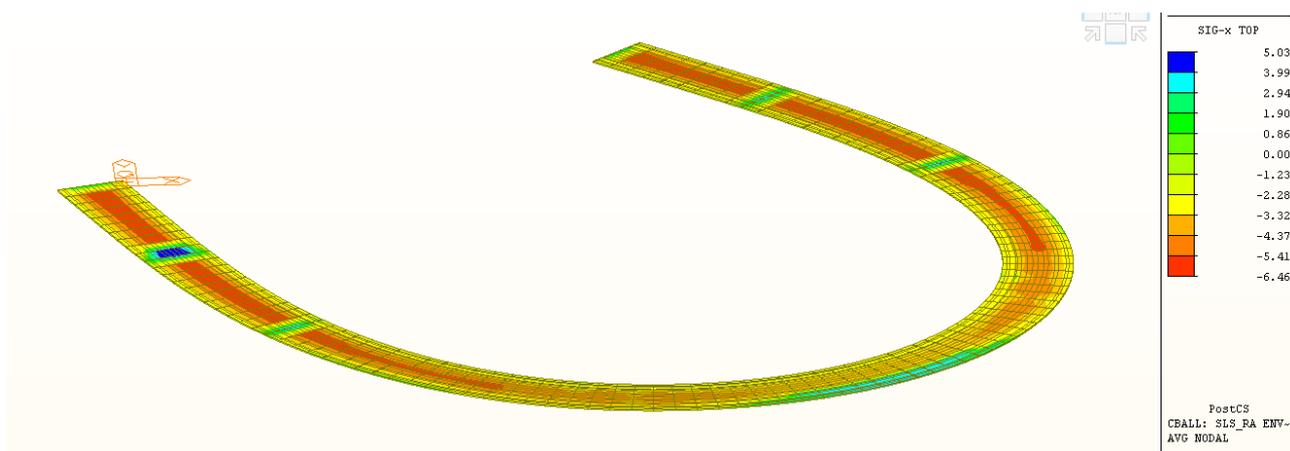


Figura 61 – Involuppo delle combinazioni rare (SLE-R) - Tensioni normali nella soletta

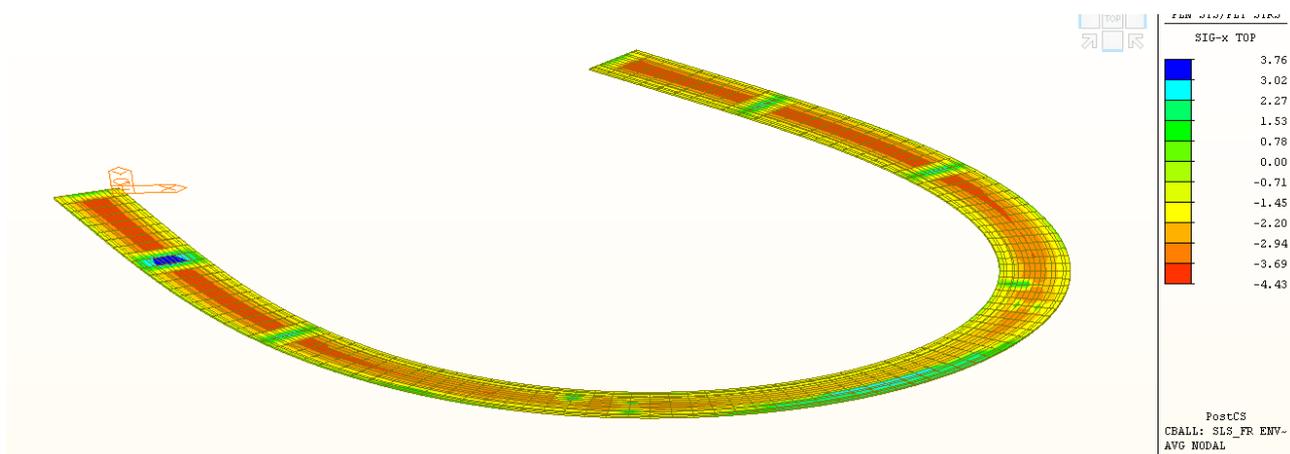
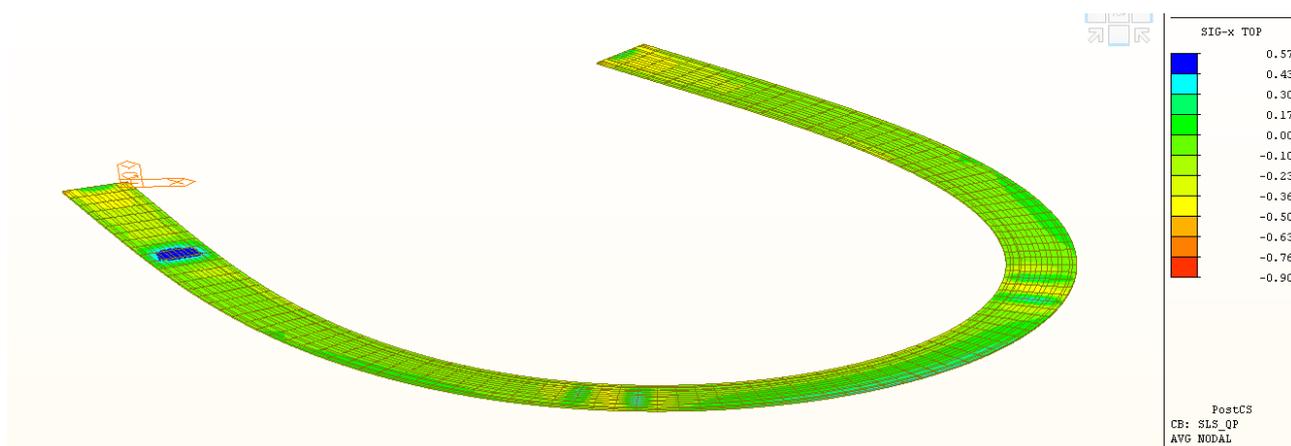


Figura 62 – Involuppo delle combinazioni frequenti (SLE-FR) - Tensioni normali nella armatura di soletta



**Figura 63 – Combinazione quasi permanente (SLE-QP) - Tensioni normali nella soletta**

Le tensioni normali di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell’armatura nelle diverse combinazioni di esercizio risultano quindi inferiori ai limiti previsti dalla normativa.

In combinazione caratteristica (rara) risulta infatti:

$$\sigma_c = 6.46 \text{ MPa} < \sigma_{c,R} = 21.0 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = 75 \text{ MPa} < \sigma_{s,R} = 360 \text{ MPa}.$$

In combinazione quasi permanente risulta:

$$\sigma_c = 0.90 \text{ MPa} < \sigma_{c,QP} = 15.8 \text{ MPa};$$

Infine la massima tensione di trazione nel calcestruzzo (0.57 MPa) risulta inferiore al limite di fessurazione per il calcestruzzo della soletta ( $\sigma_t = 2.68 \text{ MPa}$ ).

### 11.3 Verifiche degli elementi di carpenteria secondaria

Nei paragrafi successivi sono riportate le verifiche degli elementi di carpenteria secondaria che consistono essenzialmente nei traversi di testata.

### 11.4 Verifica dei traversi

Di seguito sono riportate le verifiche tensionali condotte sui traversi intermedi (tipo 1a e 1b) e di testata (tipo 2), con riferimento alle massime sollecitazioni ottenute riportate al precedente paragrafo 10.1.

La componente tensionale dovuta al taglio viene valutata in ciascun punto come valore medio nelle anime. Nella tabella di seguito riportata viene computato il valore delle sigma ideali rapportate alla resistenza del materiale. La sigma ideale è stata calcolata nei punti 1, 2, 3, 4 coincidenti con gli estremi delle piattabande superiori e inferiori.

	Traverso corrente tipo 1a														
	caratteristiche della sezione					tensioni allo SLU						SIGMA IDEALI			
	H [mm]	L ali [m]	t <sub>w</sub> [m]	t <sub>f1</sub> [m]	t <sub>f2</sub> [m]	C1 max [Mpa]	C2 max [Mpa]	C3 max [Mpa]	C4 max [Mpa]	V max [N]	τ media taglio [MPa]	σ <sub>id,p1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p3</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p4</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
sez.1	1000	700	12	20	20	-54.10	21.20	-39.20	-87.80	-810198	-70.3	133.29	123.65	127.97	150.16
sez.2	1000	700	12	20	20	-91.30	-81.60	140.00	130.00	694696.7	60.3	138.73	132.54	174.67	166.76
sez.3	1000	700	12	20	20	-37.60	-44.30	131.00	138.00	-183934	-16.0	46.67	52.22	133.89	140.74

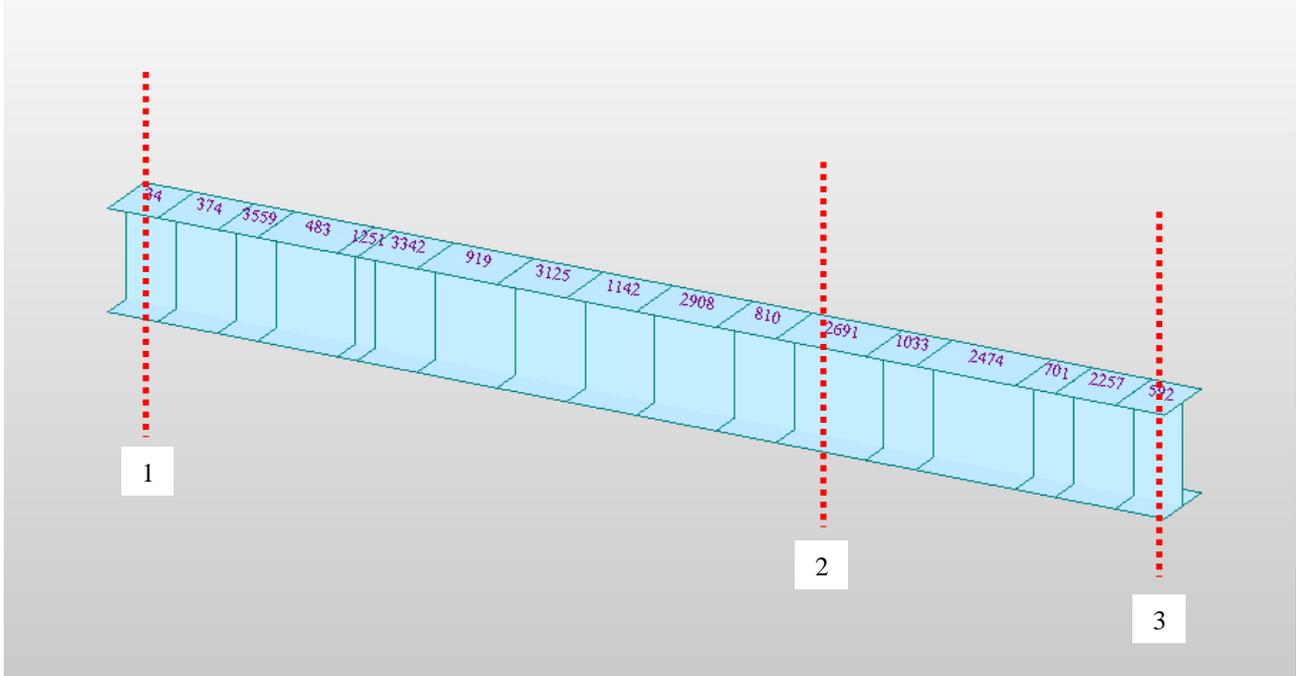
	Traverso corrente tipo 1b (campata)														
	caratteristiche della sezione					tensioni allo SLU						SIGMA IDEALI			
	H [mm]	L ali [m]	t <sub>w</sub> [m]	t <sub>f1</sub> [m]	t <sub>f2</sub> [m]	C1 max [Mpa]	C2 max [Mpa]	C3 max [Mpa]	C4 max [Mpa]	V max [N]	τ media taglio [MPa]	σ <sub>id,p1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p3</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p4</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
sez.1	1000	700	12	20	35	-53.40	-63.40	-26.60	17.30	25040.86	2.2	53.54	63.52	26.87	17.72
sez.2	1000	700	12	20	35	79.10	88.60	-224.00	-234.00	50934	4.5	79.48	88.94	224.14	234.13

	Traverso corrente tipo 1b (appoggio)														
	caratteristiche della sezione					tensioni allo SLU						SIGMA IDEALI			
	H [mm]	L ali [m]	t <sub>w</sub> [m]	t <sub>f1</sub> [m]	t <sub>f2</sub> [m]	C1 max [Mpa]	C2 max [Mpa]	C3 max [Mpa]	C4 max [Mpa]	V max [N]	τ media taglio [MPa]	σ <sub>id,p1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p3</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p4</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
sez.1	1000	700	12	20	35	-66.70	23.00	-20.90	-74.30	-1069119	-94.3	138.88	123.97	123.59	142.69
sez.2	1000	700	12	20	35	140.00	145.00	166.00	190.00	687990.3	60.7	174.67	178.70	196.13	216.82

	Traverso appoggio tipo 2														
	caratteristiche della sezione					tensioni allo SLU						SIGMA IDEALI			
	H [mm]	L ali [m]	t <sub>w</sub> [m]	t <sub>f1</sub> [m]	t <sub>f2</sub> [m]	C1 max [Mpa]	C2 max [Mpa]	C3 max [Mpa]	C4 max [Mpa]	V max [N]	τ media taglio [MPa]	σ <sub>id,p1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p3</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>id,p4</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
sez.1	1000	700	18	40	40	82.80	84.50	-102.00	-97.70	-362310	-21.9	91.06	92.61	108.81	104.79

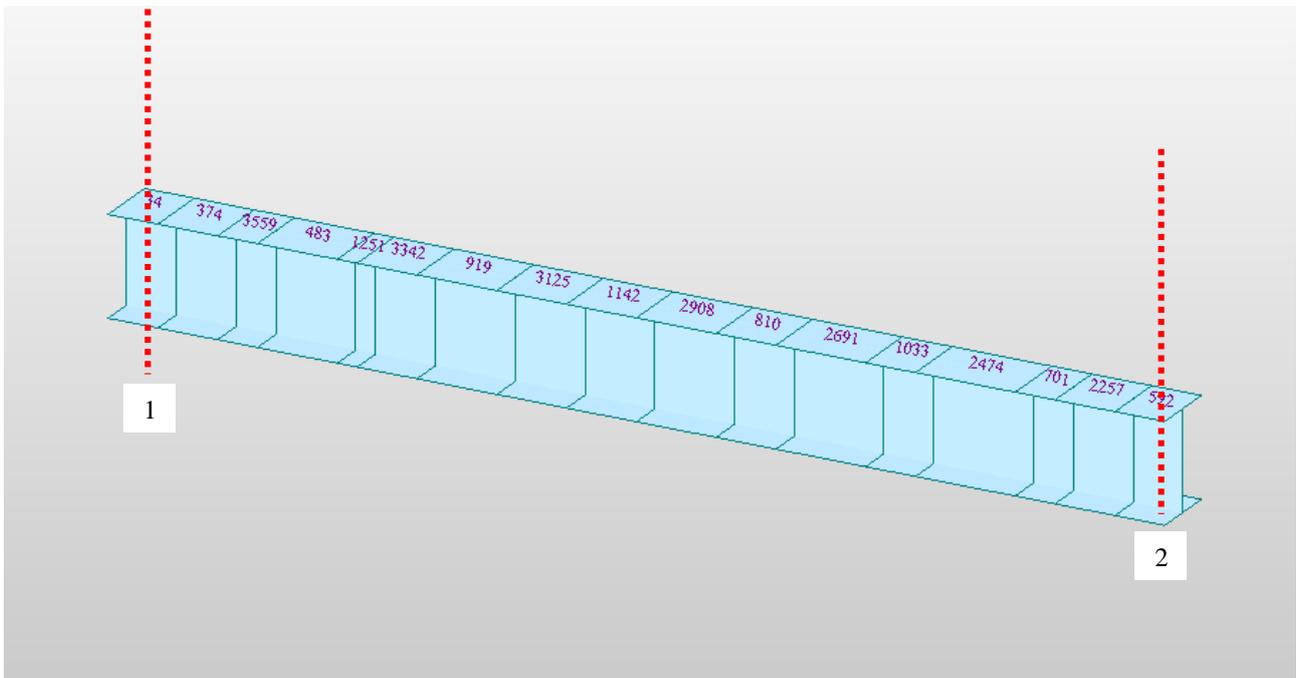
sez.2	1000	700	18	40	40	-54.40	-50.10	92.30	98.80	-262629	-15.9	60.94	57.14	96.30	102.55
-------	------	-----	----	----	----	--------	--------	-------	-------	---------	-------	-------	-------	-------	--------

Si evidenzia che le sezioni 1, 2 e 3 del traverso 1a sono le sezioni indicate nella figura di seguito:



**Figura 64: sezioni di verifica traverso 1 a**

Le sezioni 1 e 2 delle tipologie 1b e 2 sono indicate di seguito



**Figura 65: sezioni di verifica traverso 1 b e 2**










**Tabella 16 – Scarichi massimi/minimi sugli appoggi per gli involucri delle combinazioni di carico**

Spalla 1								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20128	-527.8	9.46	3.94	20136	-624.93	7	5.6
SLS_FR_Gr2a(min)	20128	-1221.77	8.18	1.83	20136	-1116.31	5.63	3.81
SLS_FR_Gr2b(max)	20128	-528.76	-12.53	3.65	20136	-626.54	-12.1	6.33
SLS_FR_Gr2b(min)	20128	-1222.73	-13.81	1.55	20136	-1117.92	-13.47	4.54
SLS_QP	20128	-639.25	-17.81	5.78	20136	-685.31	-16.98	8.54
SLS_RA_Gr1(max)	20128	-432.36	-10.32	7.87	20136	-582.37	-9.01	11.35
SLS_RA_Gr1(min)	20128	-1587.09	-12.73	3.99	20136	-1387.15	-11.71	7.92
SLS_RA_Gr2a(max)	20128	-530.32	16.53	3.26	20136	-626.39	14.26	5.47
SLS_RA_Gr2a(min)	20128	-1224.29	15.26	1.16	20136	-1117.77	12.89	3.68
SLS_RA_Gr2b(max)	20128	-531.28	-5.45	2.98	20136	-628	-4.84	6.21
SLS_RA_Gr2b(min)	20128	-1225.25	-6.73	0.88	20136	-1119.38	-6.21	4.42
SLVX	20128	-517.74	118.59	152.55	20136	-580.92	108.76	154.78
SLVY	20128	-528.94	168.11	75.9	20136	-580.05	165.53	80.17
ULS_A1 vento	20128	-1041.5	77.72	5.16	20136	-1098.94	80.11	11.98
ULS_A1_Gr1(max)	20128	-759.87	32.58	6.89	20136	-964.02	34.9	13.78
ULS_A1_Gr1(min)	20128	-2318.75	29.32	1.65	20136	-2050.47	31.26	9.14
ULS_A1_Gr2a(max)	20128	-892.11	68.82	0.66	20136	-1023.45	66.32	5.85
ULS_A1_Gr2a(min)	20128	-1828.97	67.1	-2.17	20136	-1686.82	64.47	3.43
ULS_A1_Gr2b(max)	20128	-893.4	39.14	0.28	20136	-1025.62	40.53	6.84
ULS_A1_Gr2b(min)	20128	-1830.26	37.42	-2.56	20136	-1688.99	38.69	4.42

Pila 1								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20130	-1674.49	28.7	33.37	20137	-2195.68	16.28	18.8
SLS_FR_Gr2a(min)	20130	-3177.4	24.74	24.73	20137	-2930.68	12.87	16.14
SLS_FR_Gr2b(max)	20130	-1678.56	6.08	6.61	20137	-2194.52	-9.36	8.63
SLS_FR_Gr2b(min)	20130	-3181.47	2.12	-2.03	20137	-2929.52	-12.77	5.97
SLS_QP	20130	-2136.44	-1.41	2.36	20137	-2277.36	-17.02	10.12
SLS_RA_Gr1(max)	20130	-1257.42	17.49	9.7	20137	-2120.51	-1.11	13.49
SLS_RA_Gr1(min)	20130	-4201.19	9.89	-7.05	20137	-3514.47	-7.86	8.34
SLS_RA_Gr2a(max)	20130	-1684.53	44.11	31.16	20137	-2189.86	29.5	17.88
SLS_RA_Gr2a(min)	20130	-3187.44	40.16	22.52	20137	-2924.85	26.08	15.23
SLS_RA_Gr2b(max)	20130	-1688.6	21.49	4.4	20137	-2188.69	3.86	7.71

SLS_RA_Gr2b(min)	20130	-3191.51	17.53	-4.24	20137	-2923.69	0.44	5.05
SLVX	20130	-1897.07	171.49	271.36	20137	-2061	165.71	249.13
SLVY	20130	-1921.12	274.95	119.53	20137	-2085.14	264.25	111.38
ULS_A1 vento	20130	-3551.96	180.56	-9.48	20137	-3643.42	148.32	9.35
ULS_A1_Gr1(max)	20130	-2337.89	113.7	3.7	20137	-3445.04	79.56	13.5
ULS_A1_Gr1(min)	20130	-6311.98	103.44	-18.92	20137	-5326.88	70.44	6.54
ULS_A1_Gr2a(max)	20130	-2914.49	149.64	32.67	20137	-3538.65	120.88	19.43
ULS_A1_Gr2a(min)	20130	-4943.42	144.3	21	20137	-4530.9	116.27	15.84
ULS_A1_Gr2b(max)	20130	-2919.98	119.1	-3.46	20137	-3537.08	86.27	5.7
ULS_A1_Gr2b(min)	20130	-4948.92	113.75	-15.12	20137	-4529.33	81.66	2.11

Pila 2								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20130	-1674.49	28.7	33.37	20138	-1780.92	20.13	32.55
SLS_FR_Gr2a(min)	20130	-3177.4	24.74	24.73	20138	-2702.42	17.27	28.15
SLS_FR_Gr2b(max)	20130	-1678.56	6.08	6.61	20138	-1777.09	1.88	8.66
SLS_FR_Gr2b(min)	20130	-3181.47	2.12	-2.03	20138	-2698.59	-0.98	4.26
SLS_QP	20130	-2136.44	-1.41	2.36	20138	-1982.6	-4.35	6.73
SLS_RA_Gr1(max)	20130	-1257.42	17.49	9.7	20138	-1577.66	13.36	11.26
SLS_RA_Gr1(min)	20130	-4201.19	9.89	-7.05	20138	-3376.35	7.84	2.68
SLS_RA_Gr2a(max)	20130	-1684.53	44.11	31.16	20138	-1774.65	35.49	31.15
SLS_RA_Gr2a(min)	20130	-3187.44	40.16	22.52	20138	-2696.15	32.63	26.75
SLS_RA_Gr2b(max)	20130	-1688.6	21.49	4.4	20138	-1770.82	17.24	7.26
SLS_RA_Gr2b(min)	20130	-3191.51	17.53	-4.24	20138	-2692.32	14.38	2.86
SLVX	20130	-1897.07	171.49	271.36	20138	-1825.35	155.42	268.96
SLVY	20130	-1921.12	274.95	119.53	20138	-1825.21	268.72	118.22
ULS_A1 vento	20130	-3551.96	180.56	-9.48	20138	-3189.59	176.27	1.04
ULS_A1_Gr1(max)	20130	-2337.89	113.7	3.7	20138	-2666.01	107.48	9.06
ULS_A1_Gr1(min)	20130	-6311.98	103.44	-18.92	20138	-5094.24	100.03	-2.53
ULS_A1_Gr2a(max)	20130	-2914.49	149.64	32.67	20138	-2931.95	137.36	35.9
ULS_A1_Gr2a(min)	20130	-4943.42	144.3	21	20138	-4175.97	133.49	29.96
ULS_A1_Gr2b(max)	20130	-2919.98	119.1	-3.46	20138	-2926.77	112.72	3.65
ULS_A1_Gr2b(min)	20130	-4948.92	113.75	-15.12	20138	-4170.79	108.86	-2.29

Pila 3								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20131	-5145.1	53.53	82.49	20139	-6260.02	42.56	96.03
SLS_FR_Gr2a(min)	20131	-6266.63	44.51	53.53	20139	-7682.49	33.31	91.91
SLS_FR_Gr2b(max)	20131	-5141.61	63.67	-30.23	20139	-6266.32	43.45	1.67
SLS_FR_Gr2b(min)	20131	-6263.15	54.65	-59.19	20139	-7688.78	34.2	-2.45

SLS_QP	20131	-5196.98	51.77	-44.85	20139	-6485.32	31.46	-2.39
SLS_RA_Gr1(max)	20131	-5127.46	108.72	-23.69	20139	-6031.66	85.79	0.36
SLS_RA_Gr1(min)	20131	-7333.6	91.19	-80.35	20139	-8970.4	67.54	-7.92
SLS_RA_Gr2a(max)	20131	-5175.63	99.62	81.85	20139	-6228.92	87.4	95.28
SLS_RA_Gr2a(min)	20131	-6297.16	90.59	52.89	20139	-7651.39	78.15	91.16
SLS_RA_Gr2b(max)	20131	-5172.14	109.76	-30.88	20139	-6235.22	88.29	0.92
SLS_RA_Gr2b(min)	20131	-6293.67	100.74	-59.84	20139	-7657.68	79.04	-3.2
SLVX	20131	-4922.92	341.33	728.12	20139	-6313.51	332.23	735.86
SLVY	20131	-4862.6	719.98	346.71	20139	-6282.72	700.21	351.41
ULS_A1 vento	20131	-8356.48	574.02	-79.82	20139	-10067.17	537.4	-15.11
ULS_A1_Gr1(max)	20131	-8176.01	405.9	-47.55	20139	-9527.12	367.88	-8.49
ULS_A1_Gr1(min)	20131	-11154.3	382.25	-124.03	20139	-13494.42	343.24	-19.67
ULS_A1_Gr2a(max)	20131	-8241.04	393.62	94.93	20139	-9793.43	370.06	119.65
ULS_A1_Gr2a(min)	20131	-9755.11	381.44	55.83	20139	-11713.75	357.57	114.09
ULS_A1_Gr2b(max)	20131	-8236.33	407.31	-57.25	20139	-9801.92	371.25	-7.74
ULS_A1_Gr2b(min)	20131	-9750.4	395.13	-96.34	20139	-11722.25	358.77	-13.3

Pila 4								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20132	-5134.92	-113.97	125.79	20140	-6240.85	-78.73	66.65
SLS_FR_Gr2a(min)	20132	-6260.66	-136.56	105.89	20140	-7657.79	-82.65	56.67
SLS_FR_Gr2b(max)	20132	-5136.12	-3.81	81.62	20140	-6238.4	17.29	40.55
SLS_FR_Gr2b(min)	20132	-6261.86	-26.4	61.73	20140	-7655.35	13.37	30.57
SLS_QP	20132	-5193.1	-18.57	64.86	20140	-6451.97	10.59	29.79
SLS_RA_Gr1(max)	20132	-5114.11	38.06	96.89	20140	-6011.77	52.65	46.73
SLS_RA_Gr1(min)	20132	-7328.38	-5.88	57.79	20140	-8935.68	45.18	26.97
SLS_RA_Gr2a(max)	20132	-5158.79	-74.81	133.18	20140	-6213.75	-40.05	72.89
SLS_RA_Gr2a(min)	20132	-6284.53	-97.4	113.29	20140	-7630.69	-43.97	62.91
SLS_RA_Gr2b(max)	20132	-5159.99	35.35	89.02	20140	-6211.3	55.97	46.79
SLS_RA_Gr2b(min)	20132	-6285.73	12.76	69.12	20140	-7628.25	52.05	36.81
SLVX	20132	-4861.19	404.89	725.48	20140	-6246.49	401.14	676.37
SLVY	20132	-4915.79	725.42	353.45	20140	-6279.94	735.67	308.5
ULS_A1 vento	20132	-8269.33	432.64	129.39	20140	-10067.61	473.85	72.75
ULS_A1_Gr1(max)	20132	-8118.46	276.54	164.68	20140	-9519.89	298.42	89.31
ULS_A1_Gr1(min)	20132	-11107.72	217.22	111.89	20140	-13467.16	288.33	62.63
ULS_A1_Gr2a(max)	20132	-8178.77	124.17	213.68	20140	-9792.56	173.28	124.62
ULS_A1_Gr2a(min)	20132	-9698.52	93.67	186.82	20140	-11705.43	167.99	111.14
ULS_A1_Gr2b(max)	20132	-8180.39	272.88	154.05	20140	-9789.26	302.9	89.38
ULS_A1_Gr2b(min)	20132	-9700.15	242.39	127.19	20140	-11702.13	297.61	75.91

Pila 5								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20133	-1695.22	-30.94	-16.64	20141	-1781.88	-25.68	-17.83
SLS_FR_Gr2a(min)	20133	-3189.34	-40.2	-19.34	20141	-2704.52	-28.93	-21.82
SLS_FR_Gr2b(max)	20133	-1695.61	8.26	4.72	20141	-1780.9	7.58	-0.11
SLS_FR_Gr2b(min)	20133	-3189.73	-1	2.01	20141	-2703.54	4.33	-4.1
SLS_QP	20133	-2146.78	1.42	-2.09	20141	-1987.03	4.22	-6.58
SLS_RA_Gr1(max)	20133	-1274.56	24.41	1.23	20141	-1585.61	22.47	-3.17
SLS_RA_Gr1(min)	20133	-4200.34	6.4	-3.76	20141	-3386.89	16.08	-10.87
SLS_RA_Gr2a(max)	20133	-1699.07	-17.77	-15.57	20141	-1780.33	-11.84	-17.18
SLS_RA_Gr2a(min)	20133	-3193.18	-27.03	-18.27	20141	-2702.97	-15.09	-21.17
SLS_RA_Gr2b(max)	20133	-1699.46	21.42	5.79	20141	-1779.35	21.42	0.55
SLS_RA_Gr2b(min)	20133	-3193.57	12.16	3.08	20141	-2701.99	18.16	-3.45
SLVX	20133	-1918.95	159.48	258.26	20141	-1823.75	147.31	253.49
SLVY	20133	-1919.68	297.18	133.91	20141	-1840.39	289.58	124.87
ULS_A1 vento	20133	-3492.91	177.83	4.8	20141	-3252.58	184.13	-4.41
ULS_A1_Gr1(max)	20133	-2326.99	116.94	8.18	20141	-2705.25	116.16	-0.23
ULS_A1_Gr1(min)	20133	-6276.8	92.63	1.44	20141	-5136.98	107.53	-10.62
ULS_A1_Gr2a(max)	20133	-2900.08	60	-14.5	20141	-2968.13	69.84	-19.13
ULS_A1_Gr2a(min)	20133	-4917.14	47.5	-18.15	20141	-4213.69	65.45	-24.52
ULS_A1_Gr2b(max)	20133	-2900.61	112.92	14.33	20141	-2966.79	114.74	4.79
ULS_A1_Gr2b(min)	20133	-4917.66	100.41	10.68	20141	-4212.36	110.35	-0.6

Pila 6								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20134	-2251.47	-28.33	52.75	20142	-2194.55	-17.3	-46.34
SLS_FR_Gr2a(min)	20134	-3456.63	-31.44	48.53	20142	-2930.43	-19.82	-49.78
SLS_FR_Gr2b(max)	20134	-2254.3	-3.17	13.05	20142	-2192.98	3.04	-11.3
SLS_FR_Gr2b(min)	20134	-3459.47	-6.28	8.83	20142	-2928.86	0.52	-14.74
SLS_QP	20134	-2540.88	-4.89	18.34	20142	-2276.23	1.92	-19.62
SLS_RA_Gr1(max)	20134	-1993.64	11.08	24.92	20142	-2122.84	18.8	-19.16
SLS_RA_Gr1(min)	20134	-4306.15	5.21	16.57	20142	-3518.4	13.87	-25.99
SLS_RA_Gr2a(max)	20134	-2247.83	-15.83	54.01	20142	-2192.91	-4.03	-47.84
SLS_RA_Gr2a(min)	20134	-3452.99	-18.94	49.78	20142	-2928.79	-6.55	-51.28
SLS_RA_Gr2b(max)	20134	-2250.66	9.33	14.31	20142	-2191.34	16.32	-12.81
SLS_RA_Gr2b(min)	20134	-3455.83	6.23	10.08	20142	-2927.22	13.8	-16.25
SLVX	20134	-2314.86	120.22	271.79	20142	-2070.19	117.99	248.73
SLVY	20134	-2321.75	269.88	167.14	20142	-2064.34	268.95	138.44
ULS_A1 vento	20134	-4038.59	164.15	26.49	20142	-3693.53	176.68	-30.7
ULS_A1_Gr1(max)	20134	-3315.54	94.12	34.32	20142	-3472.95	107.16	-28.38

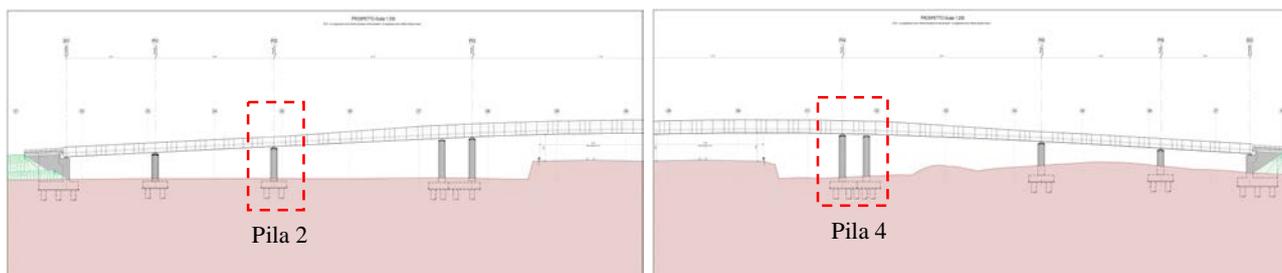
ULS_A1_Gr1(min)	20134	-6437.43	86.19	23.04	20142	-5356.96	100.51	-37.59
ULS_A1_Gr2a(max)	20134	-3658.7	57.79	73.58	20142	-3567.55	76.34	-67.1
ULS_A1_Gr2a(min)	20134	-5285.67	53.6	67.88	20142	-4560.99	72.94	-71.74
ULS_A1_Gr2b(max)	20134	-3662.52	91.76	19.99	20142	-3565.43	103.81	-19.8
ULS_A1_Gr2b(min)	20134	-5289.5	87.57	14.28	20142	-4558.87	100.41	-24.45

Spalla 2								
Load	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	nodo	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
SLS_FR_Gr2a(max)	20135	-529.59	-10.64	-45.1	20143	-631.58	-4.99	-43.07
SLS_FR_Gr2a(min)	20135	-1206.11	-12.37	-46.65	20143	-1088.73	-6.76	-44.39
SLS_FR_Gr2b(max)	20135	-529.63	-2.22	-12.14	20143	-627.96	0.46	-13.11
SLS_FR_Gr2b(min)	20135	-1206.14	-3.94	-13.69	20143	-1085.12	-1.31	-14.42
SLS_QP	20135	-639.95	-2.28	-18.57	20143	-686.81	0.58	-18.99
SLS_RA_Gr1(max)	20135	-431.96	7.62	-19.94	20143	-585.7	11.29	-20.74
SLS_RA_Gr1(min)	20135	-1563.2	4.32	-23.03	20143	-1345.02	7.97	-23.48
SLS_RA_Gr2a(max)	20135	-530.62	-2.95	-47.06	20143	-635.01	3.19	-45.18
SLS_RA_Gr2a(min)	20135	-1207.13	-4.67	-48.6	20143	-1092.17	1.42	-46.5
SLS_RA_Gr2b(max)	20135	-530.66	5.48	-14.1	20143	-631.4	8.64	-15.22
SLS_RA_Gr2b(min)	20135	-1207.17	3.75	-15.64	20143	-1088.55	6.87	-16.53
SLVX	20135	-530.56	66.59	160.28	20143	-579.25	69.13	156.96
SLVY	20135	-519.13	162.1	102.03	20143	-587.36	162.19	95.43
ULS_A1 vento	20135	-1024.17	102.67	-30.53	20143	-1122.93	108.4	-32.76
ULS_A1_Gr1(max)	20135	-750.65	58.45	-30.77	20143	-979.4	64.86	-33.05
ULS_A1_Gr1(min)	20135	-2277.83	53.99	-34.93	20143	-2004.49	60.37	-36.74
ULS_A1_Gr2a(max)	20135	-883.84	44.18	-67.37	20143	-1045.97	53.93	-66.04
ULS_A1_Gr2a(min)	20135	-1797.14	41.86	-69.46	20143	-1663.13	51.54	-67.82
ULS_A1_Gr2b(max)	20135	-883.9	55.55	-22.87	20143	-1041.09	61.28	-25.59
ULS_A1_Gr2b(min)	20135	-1797.19	53.23	-24.96	20143	-1658.25	58.9	-27.37

## 13 VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 13.1 Verifiche delle pile

Il ponte sulla rampa di inversione sud comprende sei pile. Le sei pile si dividono in due tipologie: le pile 1,2 5, 6 poggiano su un plinto a 6 pali di dimensioni 14,80x7,50 m; le pile 3 e 4 poggiano su un plinto a 8 pali di dimensioni 17,50x7,50 m. Le verifiche sono state condotte sulla pila 2 e sulla pila 4, individuate nella figura di seguito riportata. Le pile selezionate sono quelle maggiormente sollecitate delle due tipologie individuate, come riscontrato dai diagrammi delle sollecitazioni riportati al precedente paragrafo 10.2.



**Figura 66: Pile oggetto di verifica strutturale**

#### 13.1.1 Verifica della pila 2

Di seguito sono riportate in forma tabellare le sollecitazioni ottenute sulla pila 2:

**Tabella 17: Sollecitazioni alla base della pila 2**

PILA 2 Condizione / Combinazione	Element	Ned Axial (kN)	Ved,y Shear-y (kN)	Ved,x Shear- z (kN)	Med,y Moment-y (kN*m)	Med,x Moment-z (kN*m)
G1.1	pila 2 interna	-1718	-1	4	38	-11
G1.2	pila 2 interna	-774	-1	2	25	-9
G2.1	pila 2 interna	-222	0	1	7	-3
G2.2	pila 2 interna	-196	0	0	5	-1
Q3	pila 2 interna	-2	23	23	228	232
Q4	pila 2 interna	2	5	-1	-11	50
LM 1 SLS(max)	pila 2 interna	203	1	3	30	13
LM 1 SLS(min)	pila 2 interna	-718	-2	-1	-14	-16
LM 1 ULS(max)	pila 2 interna	399	2	6	59	23
LM 1 ULS(min)	pila 2 interna	-1400	-3	-3	-26	-32
vento	pila 2 interna	24	120	0	0	1199
E3	pila 2 interna	33	4	-17	-166	41
sisma x (RS)	pila 2 interna	33	82	360	3139	823
sisma y (RS)	pila 2 interna	34	351	41	406	3042
sisma z (RS)	pila 2 interna	451	3	2	22	25
G1.1	pila 2 esterna	-1695	1	5	47	8
G1.2	pila 2 esterna	-804	0	2	21	-3
G2.1	pila 2 esterna	-227	0	1	6	-1
G2.2	pila 2 esterna	-218	0	0	5	0
Q3	pila 2 esterna	2	28	26	261	283
Q4	pila 2 esterna	-2	6	-1	-6	57
LM 1 SLS(max)	pila 2 esterna	460	2	5	49	18
LM 1 SLS(min)	pila 2 esterna	-1043	-2	-4	-37	-21
LM 1 ULS(max)	pila 2 esterna	889	3	10	96	35
LM 1 ULS(min)	pila 2 esterna	-2055	-4	-7	-72	-41
vento	pila 2 esterna	-23	119	0	-5	1193
E3	pila 2 esterna	-72	6	-24	-241	55
sisma x (RS)	pila 2 esterna	67	95	363	3177	951

sisma y (RS)	pila 2 esterna	33	351	44	437	3032
sisma z (RS)	pila 2 esterna	428	3	3	24	25

ULS_A1_Gr1(max)	pila 2 interna	-3832.33	107.48	9.06	90.58	1074.83
ULS_A1_Gr1(min)	pila 2 interna	-6260.56	100.03	-2.53	-25.26	1000.33
ULS_A1_Gr2a(max)	pila 2 interna	-4098.27	137.36	35.9	359.02	1373.58
ULS_A1_Gr2a(min)	pila 2 interna	-5342.29	133.49	29.96	299.62	1334.92
ULS_A1_Gr2b(max)	pila 2 interna	-4093.08	112.72	3.65	36.49	1127.25
ULS_A1_Gr2b(min)	pila 2 interna	-5337.11	108.86	-2.29	-22.91	1088.59
ULS_A1 vento	pila 2 interna	-4355.9	176.27	1.04	10.36	1762.71
SLVX	pila 2 interna	-2688.18	188.33	373.25	3272.13	1739.81
SLVY	pila 2 interna	-2688.06	376.67	149.77	1358.86	3293.26
SLS_RA_Gr1(max)	pila 2 interna	-2441.6	13.36	11.26	112.65	133.62
SLS_RA_Gr1(min)	pila 2 interna	-4240.29	7.84	2.68	26.84	78.43
SLS_RA_Gr2a(max)	pila 2 interna	-2638.59	35.49	31.15	311.5	354.91
SLS_RA_Gr2a(min)	pila 2 interna	-3560.09	32.63	26.75	267.5	326.28
SLS_RA_Gr2b(max)	pila 2 interna	-2634.75	17.24	7.26	72.59	172.45
SLS_RA_Gr2b(min)	pila 2 interna	-3556.25	14.38	2.86	28.58	143.81
SLS_FR_Gr2a(max)	pila 2 interna	-2644.86	20.13	32.55	325.51	201.3
SLS_FR_Gr2a(min)	pila 2 interna	-3566.36	17.27	28.15	281.51	172.66
SLS_FR_Gr2b(max)	pila 2 interna	-2641.02	1.88	8.66	86.6	18.83
SLS_FR_Gr2b(min)	pila 2 interna	-3562.52	-0.98	4.26	42.6	-9.8
SLS_QP	pila 2 interna	-2846.54	-4.35	6.73	67.33	-43.47

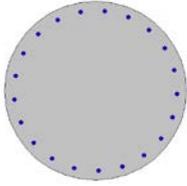
ULS_A1_Gr1(max)	pila 2 esterna	-3504.2	113.7	3.7	36.98	1137.02
ULS_A1_Gr1(min)	pila 2 esterna	-7478.3	103.44	-18.92	-189.17	1034.38
ULS_A1_Gr2a(max)	pila 2 esterna	-4080.8	149.64	32.67	326.65	1496.38
ULS_A1_Gr2a(min)	pila 2 esterna	-6109.73	144.3	21	210.01	1442.96
ULS_A1_Gr2b(max)	pila 2 esterna	-4086.3	119.1	-3.46	-34.59	1190.95
ULS_A1_Gr2b(min)	pila 2 esterna	-6115.23	113.75	-15.12	-151.24	1137.53
ULS_A1 vento	pila 2 esterna	-4718.28	180.56	-9.48	-94.78	1805.61
SLVX	pila 2 esterna	-2760.1	204.55	374.4	3288.16	1901.55
SLVY	pila 2 esterna	-2784.16	383.28	150.75	1369.8	3358.16
SLS_RA_Gr1(max)	pila 2 esterna	-2121.36	17.49	9.7	96.99	174.94
SLS_RA_Gr1(min)	pila 2 esterna	-5065.13	9.89	-7.05	-70.52	98.91
SLS_RA_Gr2a(max)	pila 2 esterna	-2548.47	44.11	31.16	311.56	441.13
SLS_RA_Gr2a(min)	pila 2 esterna	-4051.38	40.16	22.52	225.16	401.56
SLS_RA_Gr2b(max)	pila 2 esterna	-2552.54	21.49	4.4	43.97	214.89
SLS_RA_Gr2b(min)	pila 2 esterna	-4055.45	17.53	-4.24	-42.43	175.32
SLS_FR_Gr2a(max)	pila 2 esterna	-2538.43	28.7	33.37	333.72	287
SLS_FR_Gr2a(min)	pila 2 esterna	-4041.34	24.74	24.73	247.32	247.43
SLS_FR_Gr2b(max)	pila 2 esterna	-2542.5	6.08	6.61	66.13	60.76
SLS_FR_Gr2b(min)	pila 2 esterna	-4045.41	2.12	-2.03	-20.27	21.19
SLS_QP	pila 2 esterna	-3000.38	-1.41	2.36	23.56	-14.14

Con l'arancione sono state evidenziate le combinazioni più gravose per le quali è stata condotta la verifica della pila alla base del fusto.

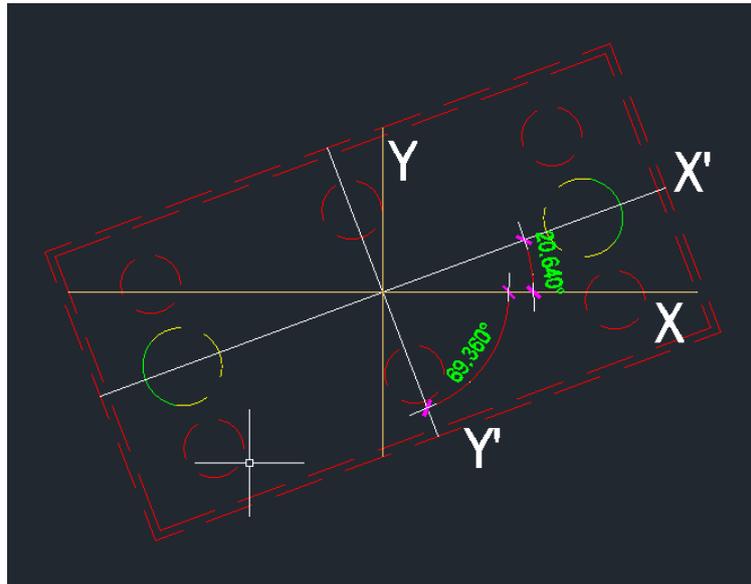
La sezione della pila ha le caratteristiche riepilogate nella seguente tabella:

*Tabella 18 – Sezione 6: geometria e armatura*

Sezione della pila			
D (m) =	2		
Armatura a pressoflessione	$\varphi$ [mm]	n.	
	26	20	
Armatura a taglio	$\varphi$ [mm]	n. bracci	passo [cm]
Spirale / Staffe	14	2	15



Le sollecitazioni oggetto di verifica sono state riferite a un sistema di riferimento solidale al plinto, mostrato nella seguente immagine:



**Figura 67:** rotazione del sistema di riferimento globale (XY) su un sistema di riferimento solidale al plinto di fondazione (X'Y')

Le sollecitazioni nel sistema di riferimento X'Y' sono di seguito riepilogate:

Risultati analisi dinamica lineare X'-Y'							
Elemento	Direzione	element	N <sub>Ed</sub>	V <sub>ed, X'</sub>	V <sub>ed, Y'</sub>	M <sub>ed, Y'</sub>	M <sub>ed, X'</sub>
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Base Pila	SLVX	pila 2 esterna	2'760	422	64	3'740	662
	SLVY	pila 2 esterna	2'784	273	309	2'436	2'687
	ULS_A1_Gr1(min)	pila 2 esterna	7'478	18	104	176	1'037

### 13.1.1.1 Verifiche SLU a pressoflessione

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative e il dominio di resistenza delle verifiche a presso flessione del fusto della pila nelle condizioni di massima sollecitazione:

Verifica Pila 2- SLV X							
Verifica a pressoflessione - Pila				Verifica a taglio - Pila			
Momento Resistente	Sforzo assiale	Momento Sollecitante		F.S.	Taglio Resistente	Taglio Sollecitante	F.S.
M <sub>Rd</sub> (N <sub>Ed</sub> )	N <sub>Ed</sub>	Med, Y'	Med, X'	M <sub>Rd</sub> / M <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd</sub> / V <sub>Ed</sub>

[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]
6733	2'760	3740	662	1.80	964	422	2.29

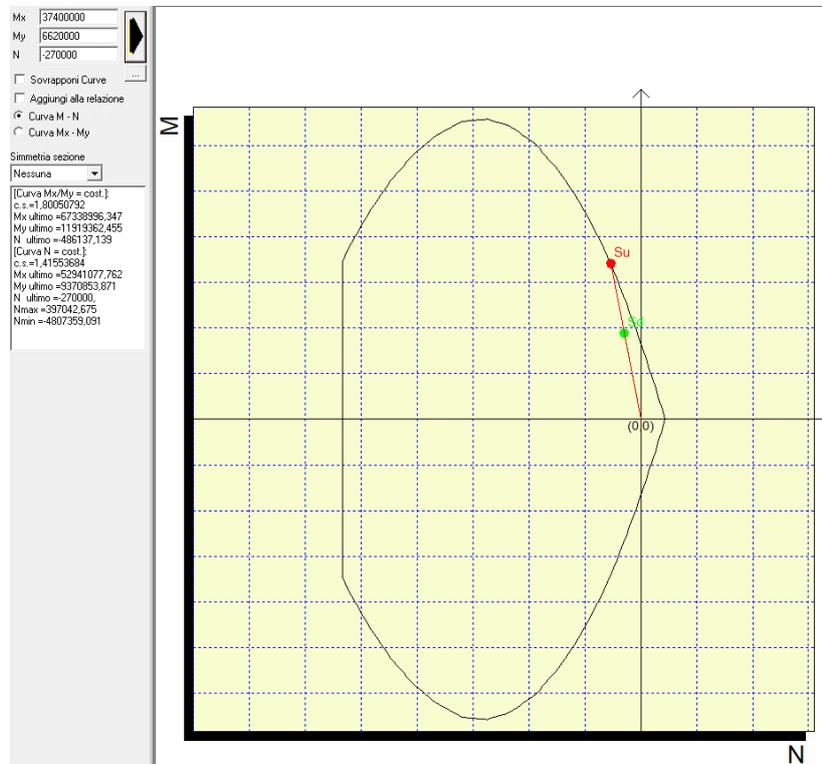


Figura 68: Dominio di resistenza del fusto pila (SLV x)

Verifica Pila - SLV Y							
Verifica a pressoflessione - Pila				Verifica a taglio - Pila			
Momento Resistente	Sforzo assiale	Momento Sollecitante		F.S.	Taglio Resistente	Taglio Sollecitante	F.S.
$M_{Rd}$ ( $N_{Ed}$ )	$N_{Ed}$	Med, X'	Med, Y'	$M_{Rd} / M_{Ed}$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd} / V_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]
4761	2'784	2687	2'436	1.77	964	309	3.12

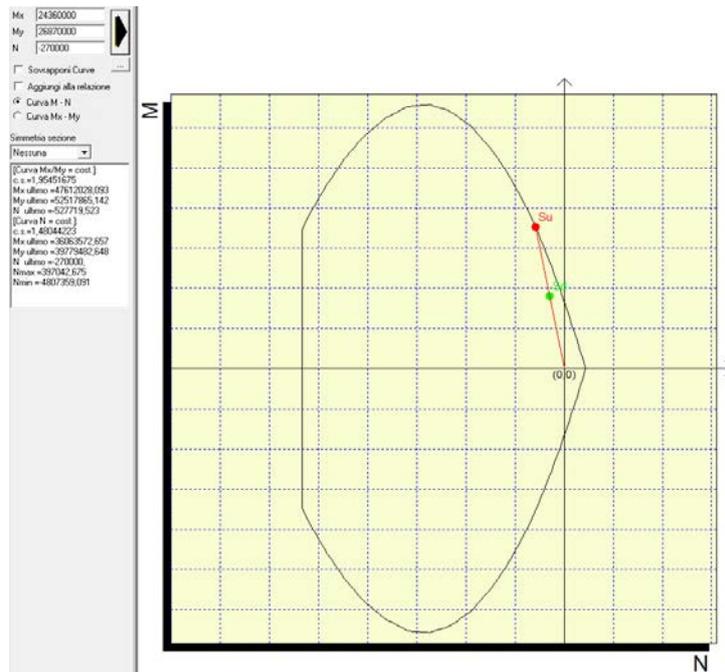


Figura 69: Dominio di resistenza del fusto pila (SLV y)

Verifica Pila - ULS							
Verifica a pressoflessione - Pila				Verifica a taglio - Pila			
Momento Resistente	Sforzo assiale	Momento Sollecitante		F.S.	Taglio Resistente	Taglio Sollecitante	F.S.
$M_{Rd} (N_{Ed})$	$N_{Ed}$	Med, X'	Med, Y'	$M_{Rd} / M_{Ed}$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd} / V_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]
6666	7'478	1037	176	6.43	964	104	9.30

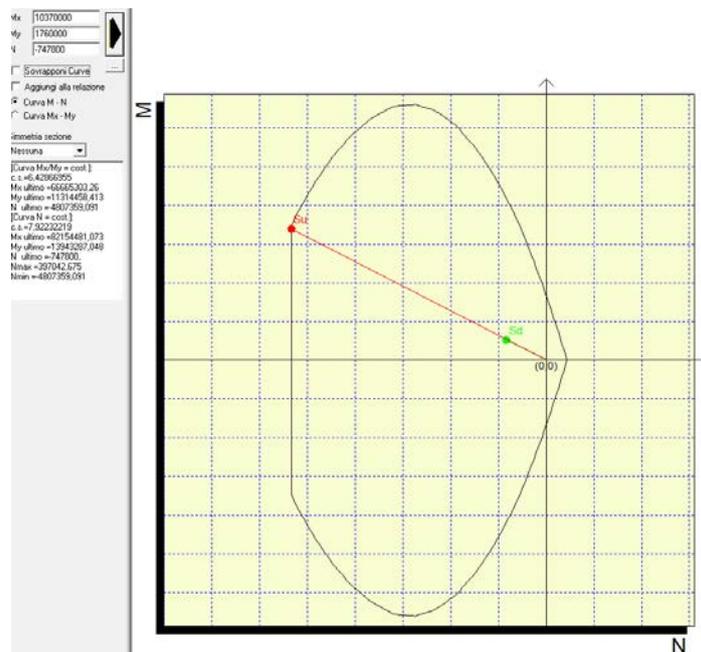


Figura 70: Dominio di resistenza del fusto pila (SLV y)

### 13.1.1.2 Verifiche agli SLE

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche agli SLE per le combinazioni sopra elencate. In particolare, i valori delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nelle barre di armatura e i valori di apertura delle fessure sono stati ricavati attraverso il software commerciale PresFLE+ distribuito dalla Concrete.

Sezione base pila 4 Condizione / Combinazione	Ned Axial (kN)	Med Moment- y(kN*m)	Med Moment-z (kN*m)	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSU R. wk (mm)
				$\sigma_{c,min}$ (Mpa)	F.S.	$ \sigma _{max}$ (Mpa)	F.S.	
SLS_RA_Gr2a(min)	-7494.04	1586.03	-1363.60	10.4	1.85	60	6.00	
SLS_FR_Gr2a(max)	-6344.43	1761.07	-1595.56	11.7	1.64	65	5.54	0.016
SLS_QP	-6402.62	908.01	-260.01	6.2	3.10	36	10.0 0	-

### 13.1.2 Verifica delle fondazioni della pila 2

#### 13.1.2.1 Pali di fondazione

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

*Tabella 19 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto*

Pali						
	1	2	3	4	5	6
<b>X'</b>	-5.40	0.00	5.40	-5.40	0.00	5.40
<b>Y'</b>	-2.25	-2.25	-2.25	2.25	2.25	2.25
<b>X'<sup>2</sup></b>	29.16	0.00	29.16	29.16	0.00	29.16
<b>Y'<sup>2</sup></b>	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
<b>W<sub>Y'</sub></b>	-13.50	-13.50	-13.50	13.50	13.50	13.50
<b>WX'</b>	-21.60	0.00	21.60	-21.60	0.00	21.60

Sforzi assiali nei pali						
<b>SLVX'</b>	705.06	1'491.61	2'278.17	1'448.97	2'235.53	3'022.09
<b>SLVY'</b>	797.23	1'267.03	1'736.83	1'998.30	2'468.10	2'937.89
<b>SLU</b>	2'990.58	3'014.54	3'038.50	3'391.12	3'415.08	3'439.04

#### 13.1.2.2 Verifiche geotecniche di capacità portante

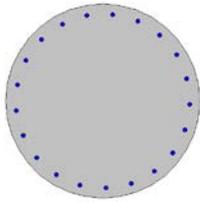
Valutati gli sforzi normali minimi e massimi nei pali per ogni combinazione di carico si procede alla verifica di portanze geotecniche sulla base della tabella di portanza riportata al capitolo 4.

Nel caso in esame il massimo sforzo nei pali è pari a 3439 kN. Si utilizzano pertanto pali di lunghezza pari a  $L_p=30m$  a cui corrisponde un valore di resistenza a carico limite verticale di 4072 kN.

### 13.1.2.3 Verifica strutturale pali

Le caratteristiche delle sezioni di verifica sono riepilogate nelle tabelle a seguire.

**Tabella 20 – Sezioni del palo: geometria e armatura**

Sezione del palo pila 2				
D (m) =	1			
Armatura a pressoflessione	$\phi$ [mm]	n.		
Armatura a taglio	$\phi$ [mm]	n. bracci		passo [cm]
Spirale / Staffe	14	2		15

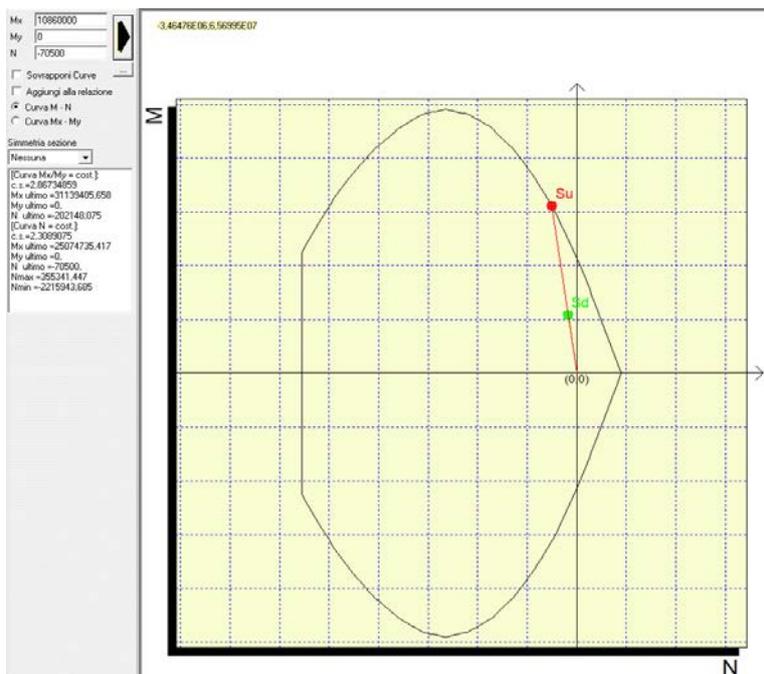
Le sollecitazioni di verifica sono riepilogate nella tabella seguente:

	Sollecitazioni testa singolo palo ( $\alpha = 2.7$ )			
	$V_{p,Ed}$	$N_{p,Ed}$	$M_{p,Ed}$	$N_{p,Ed,MIN}$
	[-]	[m]	[kN]	[m]
SLVX'	402	3'022	1'086	705
SLVY'	390	2'938	896	797
SLU	35	3'439	95	2'991

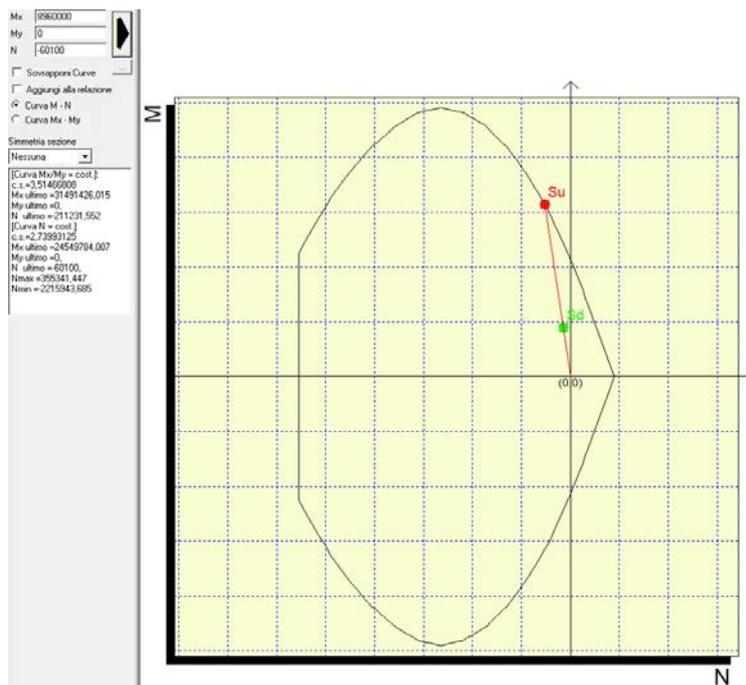
### Verifiche a pressoflessione

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative e il dominio di resistenza delle verifiche a presso flessione del palo nelle condizioni di massima sollecitazione:

	Verifiche Strutturali Palo					
	Taglio Sollecitante	Taglio Resistente	F.S. Taglio	Momento Sollecitante	Momento Resistente	F.S. Momento
	$V_P$	$V_{P,Rd}$	F.S. (V)	$M_P$	$M_{P,Rd}$	F.S. (M)
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
SLVX'	402	722.84	1.80	1086	3'113	2.90
SLVY'	390	722.84	1.86	896	3150	3.51



**Figura 71: Dominio di resistenza del palo (SLV x\_ Nmin)**



**Figura 72: Dominio di resistenza del palo (SLV y\_ Nmin)**

### Verifiche agli SLE

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche agli sle per le combinazioni più gravose.. 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.

Ned	Mmax	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	FESSUR.
-----	------	---	---------

Condizione / Combinazione		(kN)	(kN*m)	$\sigma_{,min}$ (Mpa)	F.S.	$ \sigma _{max}$ (Mpa)	F.S.	wk
RARA		2417	129	1.7	11.29	11.0	32.73	-

Cautelativamente la verifica di fessurazione è stata anch'essa condotta sulla combinazione rara.

#### 13.1.2.4 Plinto di fondazione

Le caratteristiche delle sezioni di verifica sono riepilogate nelle tabelle a seguire.

**Tabella 21 – Plinto geometria e armatura in direzione longitudinale e trasversale**

Sezione di verifica direzione trasversale			
B (m) =	7.5		
H (m) =	2		
Armatura a pressoflessione	φ [mm]	n.	
Armatura superiore	26	50	
Armatura inferiore	26	50	
Armatura a taglio	φ [mm]	n. bracci	passo [cm]
Spirale / Staffe	22	8	100

DI seguito sono riportate le sollecitazioni di momento e taglio calcolate nel plinto secondo i criteri descritti al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

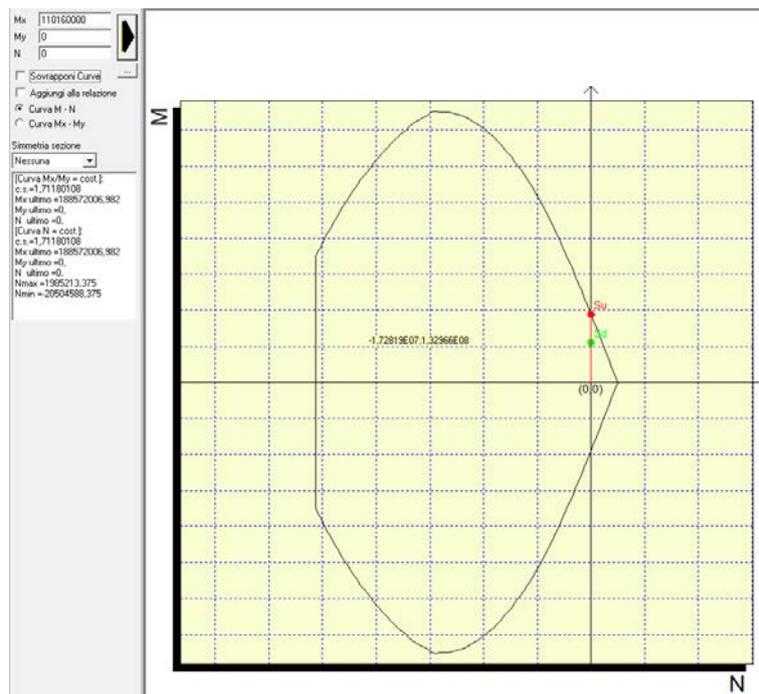
**Tabella 22 – Sollecitazioni massime nel plinto in direzione longitudinale**

Sezione trasv.	Npali x'=5.4	Mpila	Pplinto	M sez.2	Vmax
Condizione / Combinazione	kN	kNm	kN/m	kNm	Kn
SLVX	3727.1	662.3	375.0	3344	0
SLVY	3735.1	2687.1		5391	0
<b>ULS_A1_Gr1(min)</b>	<b>6429.6</b>	<b>1036.7</b>		<b>11016</b>	<b>3439</b>

#### Verifiche a flessione

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative e il dominio di resistenza delle verifiche a flessione del plinto nelle condizioni di massima sollecitazione:

	Verifiche Strutturali Palo					
	Taglio Sollecitante	Taglio Resistente	F.S. Taglio	Momento Sollecitante	Momento Resistente	F.S. Momento
	V <sub>P</sub>	V <sub>P,Rd</sub>	F.S. (V)	M <sub>P</sub>	M <sub>P,Rd</sub>	F.S. (M)
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
ULS	3439	4209	1.22	11016	18857	1.71



**Figura 73: Dominio di resistenza del plinto (ULS)**

### Verifiche agli SLE

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche agli sle per le combinazioni di esercizio più gravose evidenziate nella Tabella 22 e

Sezione long. Plinto pila 4	Med	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO			FESSUR	
Condizione / Combinazione	(kN*m)	σc,min (Mpa)	F.S.	σs max (Mpa)	F.S.	wk
<b>RARA</b>	<b>18'671</b>	<b>7</b>	<b>2.74</b>	<b>38</b>	<b>9.47</b>	<b>0.05</b>

Cautelativamente la verifica di fessurazione è stata anch'essa condotta sulla combinazione rara.

### 13.1.3 Verifica della pila 4

Di seguito sono riportate in forma tabellare le sollecitazioni ottenute sulla pila 4:

**Tabella 23: sollecitazione alla base della pila 4**

PILA4	Element	Ned	Ved,y	Ved,x	Med,y	Med,x
Condizione / Combinazione		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G1.1	pila 4 interna	-4625	-1	6	86	-17
G1.2	pila 4 interna	-2063	-1	2	33	-10
G2.1	pila 4 interna	-591	0	1	9	-3
G2.2	pila 4 interna	-523	0	1	9	-4
Q3 (frenatura)	pila 4 interna	-5	-91	31	440	-1275
Q4 (forza centrifuga)	pila 4 interna	-2	5	5	75	69
LM 1 ULS(max)	pila 4 interna	413	3	11	150	47
LM 1 SLS(max)	pila 4 interna	216	2	5	76	25
LM 1 ULS(min)	pila 4 interna	-2511	-4	-9	-127	-57
LM 1 SLS(min)	pila 4 interna	-1201	-2	-5	-64	-30
E3 (temperatura)	pila 4 interna	249	20	66	931	278
vento	pila 4 interna	17	300	-4	-49	4200
sisma x (RS)	pila 4 interna	80	194	708	9227	2706
sisma y (RS)	pila 4 interna	32	760	88	1229	9992
sisma z (RS)	pila 4 interna	605	10	8	88	106

G1.1	pila 4 esterna	-3928	-18	18	259	-255
G1.2	pila 4 esterna	-1508	-8	9	124	-106
G2.1	pila 4 esterna	-427	-2	3	36	-30
G2.2	pila 4 esterna	-406	-2	2	30	-28
Q3	pila 4 esterna	3	-104	48	676	-1460
Q4	pila 4 esterna	2	6	4	58	82
LM 1 ULS(max)	pila 4 esterna	103	17	25	345	245
LM 1 SLS(max)	pila 4 esterna	55	9	13	177	125
LM 1 ULS(min)	pila 4 esterna	-2111	-26	-14	-203	-371
LM 1 SLS(min)	pila 4 esterna	-1070	-14	-7	-102	-191
E3	pila 4 esterna	-213	27	76	1064	374
vento	pila 4 esterna	-20	299	-3	-47	4193
sisma x (RS)	pila 4 esterna	119	223	721	9425	3110
sisma y (RS)	pila 4 esterna	41	768	97	1356	10105
sisma z (RS)	pila 4 esterna	506	5	6	62	56

ULS_A1_Gr1(max)	pila 4 interna	-11152.73	298.42	89.31	1250.29	4177.83
ULS_A1_Gr1(min)	pila 4 interna	-15100.00	288.33	62.63	876.77	4036.66
ULS_A1_Gr2a(max)	pila 4 interna	-11425.40	173.28	124.62	1744.65	2425.90
ULS_A1_Gr2a(min)	pila 4 interna	-13338.28	167.99	111.14	1556.02	2351.85
ULS_A1_Gr2b(max)	pila 4 interna	-11422.10	302.90	89.38	1251.39	4240.63
ULS_A1_Gr2b(min)	pila 4 interna	-13334.98	297.61	75.91	1062.76	4166.58
ULS_A1 vento	pila 4 interna	-11700.45	473.85	72.75	1018.47	6633.84
SLVX	pila 4 interna	-7453.42	434.33	774.16	10147.99	5861.19
SLVY	pila 4 interna	-7486.82	830.27	340.74	4549.46	10961.23
SLS_RA_Gr1(max)	pila 4 interna	-7221.29	52.65	46.73	654.26	737.06
SLS_RA_Gr1(min)	pila 4 interna	-10145.19	45.18	26.97	377.58	632.49
SLS_RA_Gr2a(max)	pila 4 interna	-7423.26	-40.05	72.89	1020.45	-560.66
SLS_RA_Gr2a(min)	pila 4 interna	-8840.21	-43.97	62.91	880.73	-615.51
SLS_RA_Gr2b(max)	pila 4 interna	-7420.82	55.97	46.79	655.07	783.58
SLS_RA_Gr2b(min)	pila 4 interna	-8837.76	52.05	36.81	515.35	728.73
SLS_FR_Gr2a(max)	pila 4 interna	-7450.36	-78.73	66.65	933.09	-1102.21
SLS_FR_Gr2a(min)	pila 4 interna	-8867.31	-82.65	56.67	793.37	-1157.06
SLS_FR_Gr2b(max)	pila 4 interna	-7447.92	17.29	40.55	567.71	242.03
SLS_FR_Gr2b(min)	pila 4 interna	-8864.86	13.37	30.57	427.99	187.18
SLS_QP	pila 4 interna	-7661.49	10.59	29.79	417.08	148.25

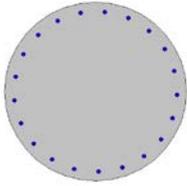
ULS_A1_Gr1(max)	pila 4 esterna	-9751.31	276.54	164.68	2305.46	3871.57
ULS_A1_Gr1(min)	pila 4 esterna	-12740.56	217.22	111.89	1566.46	3041.01
ULS_A1_Gr2a(max)	pila 4 esterna	-9811.61	124.17	213.68	2991.48	1738.32
ULS_A1_Gr2a(min)	pila 4 esterna	-11331.37	93.67	186.82	2615.43	1311.35
ULS_A1_Gr2b(max)	pila 4 esterna	-9813.24	272.88	154.05	2156.72	3820.37
ULS_A1_Gr2b(min)	pila 4 esterna	-11332.99	242.39	127.19	1780.67	3393.41
ULS_A1 vento	pila 4 esterna	-9902.18	432.64	129.39	1811.42	6057.03
SLVX	pila 4 esterna	-6067.92	436.98	821.37	10822.02	5905.56
SLVY	pila 4 esterna	-6122.52	818.06	384.94	5173.42	10802.61
SLS_RA_Gr1(max)	pila 4 esterna	-6323.63	38.06	96.89	1356.42	532.86
SLS_RA_Gr1(min)	pila 4 esterna	-8537.89	-5.88	57.79	809.01	-82.37
SLS_RA_Gr2a(max)	pila 4 esterna	-6368.30	-74.81	133.18	1864.59	-1047.33
SLS_RA_Gr2a(min)	pila 4 esterna	-7494.04	-97.40	113.29	1586.03	-1363.60
SLS_RA_Gr2b(max)	pila 4 esterna	-6369.50	35.35	89.02	1246.24	494.93
SLS_RA_Gr2b(min)	pila 4 esterna	-7495.24	12.76	69.12	967.69	178.66
SLS_FR_Gr2a(max)	pila 4 esterna	-6344.43	-113.97	125.79	1761.07	-1595.56
SLS_FR_Gr2a(min)	pila 4 esterna	-7470.17	-136.56	105.89	1482.52	-1911.83
SLS_FR_Gr2b(max)	pila 4 esterna	-6345.63	-3.81	81.62	1142.73	-53.30
SLS_FR_Gr2b(min)	pila 4 esterna	-7471.38	-26.40	61.73	864.17	-369.57
SLS_QP	pila 4 esterna	-6402.62	-18.57	64.86	908.01	-260.01

Con l'arancione sono state evidenziate le combinazioni più gravose per le quali è stata condotta la verifica della pila alla base del fusto.

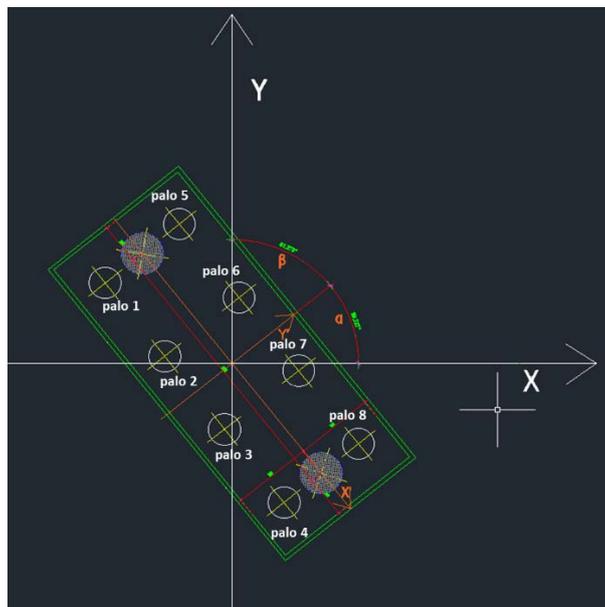
La sezione della pila ha le caratteristiche riepilogate nella seguente tabella:

*Tabella 24 – Sezione 6: geometria e armatura*

Sezione della pila			
D (m) =	2		
Armatura a pressoflessione	$\varphi$ [mm]	n.	
	26	20+20	
Armatura a taglio	$\varphi$ [mm]	n. bracci	passo [cm]
Spirale / Staffe	16	2	15



Le sollecitazioni oggetto di verifica sono state riferite a un sistema di riferimento solidale al plinto, mostrato nella seguente immagine:



**Figura 74:** rotazione del sistema di riferimento globale (XY) su un sistema di riferimento solidale al plinto di fondazione (X'Y')

Le sollecitazioni nel sistema di riferimento X'Y' sono di seguito riepilogate:

Risultati analisi dinamica lineare X'-Y'							
Elemento	Direzione	element	N <sub>Ed</sub>	V <sub>ed, X'</sub>	V <sub>ed, Y'</sub>	M <sub>ed, Y'</sub>	M <sub>ed, X'</sub>
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Base Pila	SLVX	pila 4 esterna	6'068	177	913	2'221	12'127
	SLVY	pila 4 esterna	6'123	-394	814	-5'139	10'819
	ULS_A1_Gr1(min)	pila 4 interna	15'100	-185	230	-2'585	3'222

### 13.1.3.1 Verifiche SLU a pressoflessione

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative e il dominio di resistenza delle verifiche a presso flessione del fusto della pila nelle condizioni di massima sollecitazione:

Verifica Pila 4- SLV X						
Verifica a pressoflessione - Pila				Verifica a taglio - Pila		
Momento Resistente	Sforzo assiale	Momento Sollecitante	F.S.	Taglio Resistente	Taglio Sollecitante	F.S.

$M_{Rd} (N_{Ed})$	$N_{Ed}$	$M_{ed, Y'}$	$M_{ed, X'}$	$M_{Rd} / M_{Ed}$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd} / V_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]
15946	6'068	2221	12127	1.31	1259	821	1.53

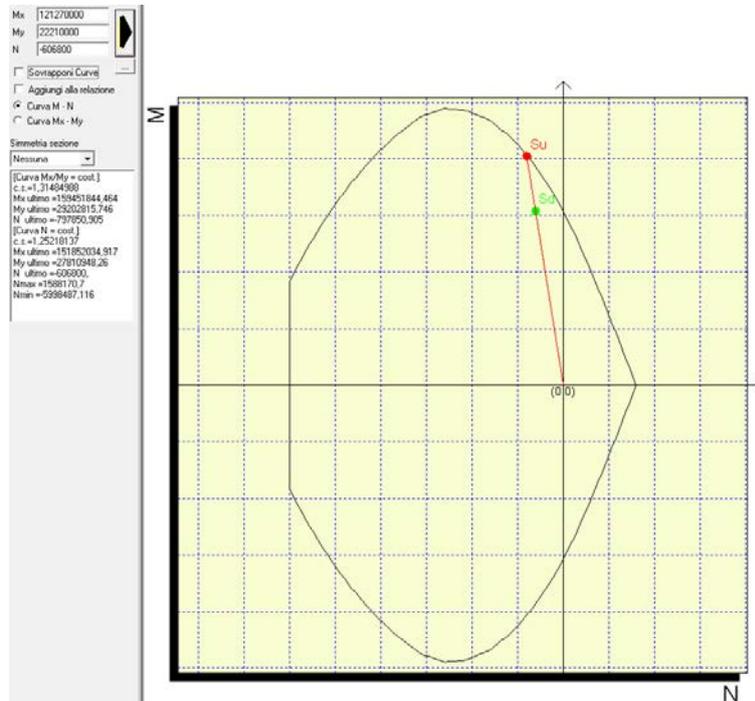


Figura 75: Dominio di resistenza del fusto pila (SLV x)

Verifica Pila 4- SLV Y							
Verifica a pressoflessione - Pila				Verifica a taglio - Pila			
Momento Resistente	Sforzo assiale	Momento Sollecitante		F.S.	Taglio Resistente	Taglio Sollecitante	F.S.
$M_{Rd} (N_{Ed})$	$N_{Ed}$	$M_{ed, Y'}$	$M_{ed, X'}$	$M_{Rd} / M_{Ed}$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd} / V_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]
14668	6'123	5139	10819	1.36	1259	818	1.54

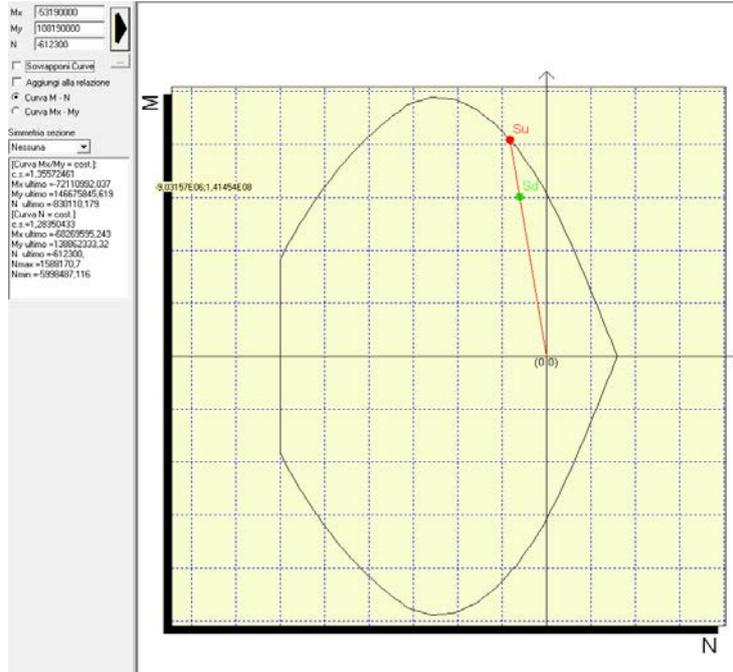


Figura 76: Dominio di resistenza del fusto pila (SLV y)

Verifica Pila - ULS							
Verifica a pressoflessione - Pila				Verifica a taglio - Pila			
Momento Resistente	Sforzo assiale	Momento Sollecitante		F.S.	Taglio Resistente	Taglio Sollecitante	F.S.
$M_{Rd} (N_{Ed})$	$N_{Ed}$	$M_{ed, Y'}$	$M_{ed, X'}$	$M_{Rd} / M_{Ed}$	$V_{Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd} / V_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]	[-]
10396	15'100	2585	3222	3.23	1259	230	5.47

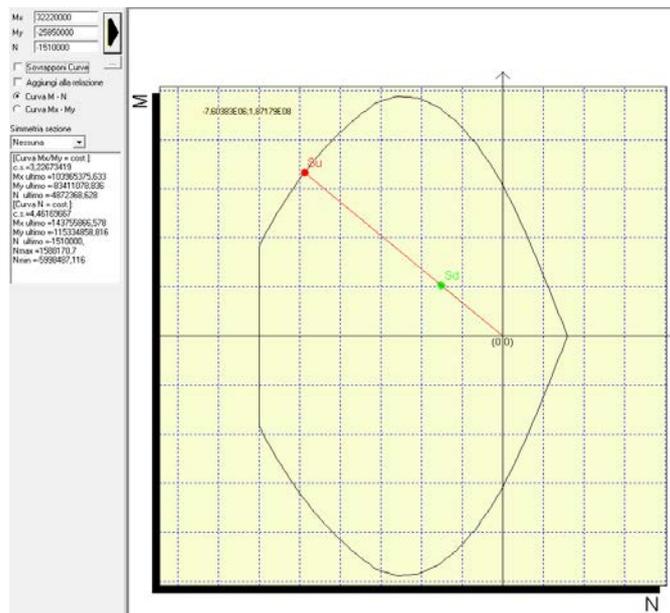


Figura 77: Dominio di resistenza del fusto pila (SLV y)

### 13.1.3.2 Verifiche agli SLE

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche agli sle per le combinazioni sopra elencate.. 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.

Sezione base pila 4 Condizione / Combinazione	Ned Axial (kN)	Med Moment- y(kN*m)	Med Moment-z (kN*m)	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSU R. wk (mm)
				$\sigma_{c,min}$ (Mpa)	F.S.	$ \sigma _{max}$ (Mpa)	F.S.	
SLS_RA_Gr2a(min)	-7494.04	1586.03	-1363.60	10.4	1.85	60	6.00	
SLS_FR_Gr2a(max)	-6344.43	1761.07	-1595.56	11.7	1.64	65	5.54	0.016
SLS_QP	-6402.62	908.01	-260.01	6.2	3.10	36	10.0 0	-

### 13.1.4 Verifica delle fondazioni della pila 4

#### 13.1.4.1 Pali di fondazione

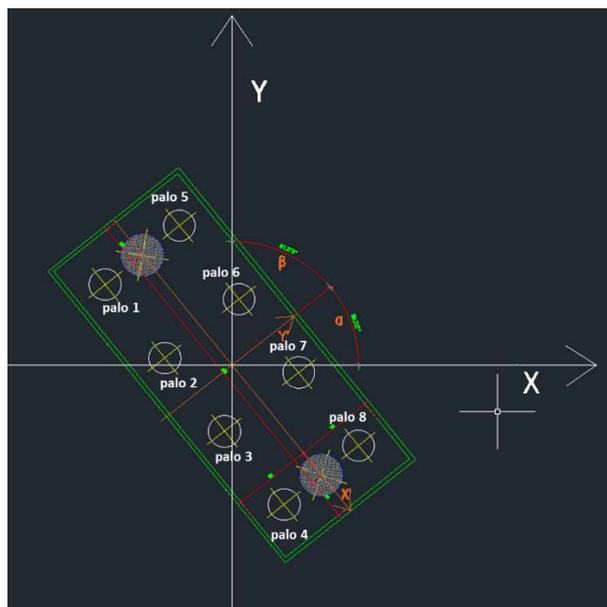
Di seguito si riporta la valutazione, secondo i criteri esposti precedentemente, delle azioni nei pali di fondazione delle pile:

*Tabella 25 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto*

Pali								
	1	2	3	4	5	6	7	8
<b>X'</b>	-6.75	-2.25	2.25	6.75	-6.75	-2.25	2.25	6.75
<b>Y'</b>	-2.25	-2.25	-2.25	-2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
<b>X'<sup>2</sup></b>	45.56	5.06	5.06	45.56	45.56	5.06	5.06	45.56
<b>Y'<sup>2</sup></b>	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
<b>W<sub>y'</sub></b>	-18.00	-18.00	-18.00	-18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
<b>WX'</b>	-30.00	-90.00	90.00	30.00	-30.00	-90.00	90.00	30.00

Sfozi assiali nei pali								
<b>SLV X'</b>	345.27	626.70	908.14	1'189.58	3'885.44	4'166.87	4'448.31	4'729.75
<b>SLV Y'</b>	1'009.03	934.08	859.13	784.17	3'971.85	3'896.90	3'821.95	3'746.99
<b>SLU</b>	3'946.83	3'870.50	3'794.17	3'717.85	4'882.92	4'806.59	4'730.26	4'653.93

Per chiarezza di esposizione viene riproposta l'immagine del plinto con la numerazione progressiva dei pali:



**Figura 78: numerazione dei pali di fondazione**

#### 13.1.4.2 Verifiche geotecniche di capacità portante

Valutati gli sforzi normali minimi e massimi nei pali per ogni combinazione di carico si procede alla verifica di portanze geotecniche sulla base della tabella di portanza riportata al capitolo 4 .

Nella tabella di seguito riportata sono riepilogati i massimi sforzi nei pali di bordo (palo 5) e interni (palo6) e le corrispondenti lunghezze dei pali:

Verifica Geotecnica Sforzo Normale Palo				
n. palo	Lunghezza palo	Sforzo Normale Max	Resistenza	Fattore Sicurezza
n.	L p	N <sub>MAX</sub>	N <sub>Rd</sub>	F.S.
-	[m]	[kN]	[kN]	[-]
6	38	4807	5510	1.15
5	45	4'883	7109	1.46

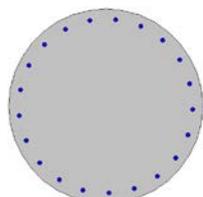
Per tenere conto della deformabilità del plinto, è stato calcolato anche lo sforzo massimo nei pali adottando un modello di piastra vincolata mediante molle elastiche rappresentative dei pali. Da tale modello si deduce per i pali adiacenti le pile uno sforzo assiale massimo (SLU) pari a circa 6500 KN. Per tali pali è stata pertanto adottata una lunghezza più elevata di 45 m, cui corrisponde una portanza di progetto pari a 7109 KN.

#### 13.1.4.3 Verifica strutturale pali

Le caratteristiche delle sezioni di verifica sono riepilogate nelle tabelle a seguire.

**Tabella 26 – Sezioni del palo: geometria e armatura**

Sezione del palo pila 2	
D (m) =	1



Armatura a pressoflessione	$\phi$ [mm]	n.	
	22	30	
Armatura a taglio	$\phi$ [mm]	n. bracci	passo [cm]
Spirale / Staffe	14	2	15

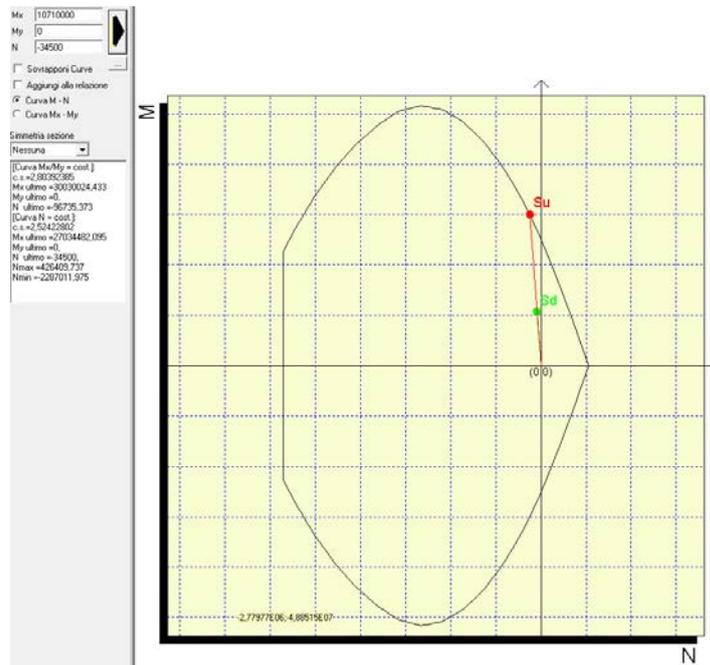
Le sollecitazioni di verifica sono riepilogate nella tabella seguente:

Sollecitazioni testa singolo palo ( $\alpha = 2.7$ )				
	$V_{p,Ed}$	$N_{p,Ed}$	$M_{p,Ed}$	$N_{p,Ed,MIN}$
	[-]	[m]	[kN]	[m]
SLVX'	397	4'730	1'072	345
SLVY'	456	3'972	1'048	784
SLU	74	4'883	199	3'718

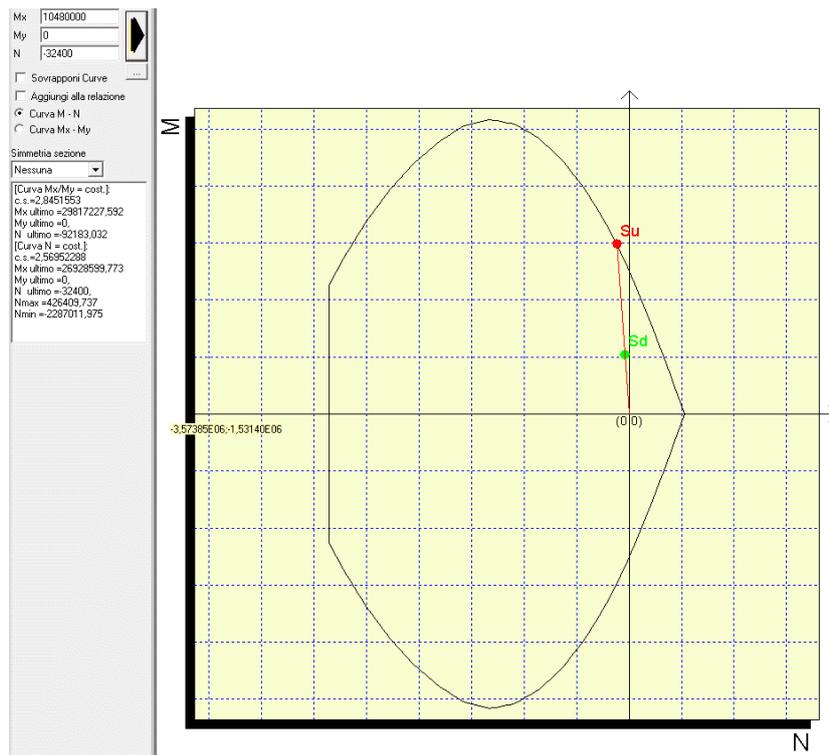
### Verifiche a pressoflessione

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative e il dominio di resistenza delle verifiche a presso flessione del palo nelle condizioni di massima sollecitazione:

Verifiche Strutturali Palo						
	Taglio Sollecitante	Taglio Resistente	F.S. Taglio	Momento Sollecitante	Momento Resistente	F.S. Momento
	$V_P$	$V_{P,Rd}$	F.S. (V)	$M_P$	$M_{P,Rd}$	F.S. (M)
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
SLVX'	397	722.84	1.82	1072	3'003.00	2.8
SLVY'	456	722.84	1.59	1048	2981	2.84



**Figura 79: Dominio di resistenza del palo (SLV x\_Nmin)**



**Figura 80: Dominio di resistenza del palo (SLV y\_Nmin)**

### Verifiche agli SLE

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche agli sle per le combinazioni più gravose.. 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.

Ned	Mmax	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	FESSUR.
-----	------	---	---------

Condizione / Combinazione		(kN)	(kN*m)	$\sigma_{,min}$ (Mpa)	F.S.	$ \sigma _{max}$ (Mpa)	F.S.	wk
RARA		2417	129	1.7	11.29	11.0	32.73	-

Cautelativamente la verifica di fessurazione è stata anch'essa condotta sulla combinazione rara.

#### 13.1.4.4 Plinto di fondazione

Le caratteristiche delle sezioni di verifica sono riepilogate nelle tabelle a seguire.

**Tabella 27 – Plinto geometria e armatura in direzione longitudinale e trasversale**

Sezione di verifica direzione trasversale			
B (m) =	7.5		
H (m) =	2		
Armatura a pressoflessione	φ [mm]	n.	
Armatura superiore	26	50+50	
Armatura inferiore	26	50	
Armatura a taglio	φ [mm]	n. bracci	passo [cm]
Spirale / Staffe	22	10	100

DI seguito sono riportate le sollecitazioni di momento e taglio calcolate nel plinto secondo i criteri descritti al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

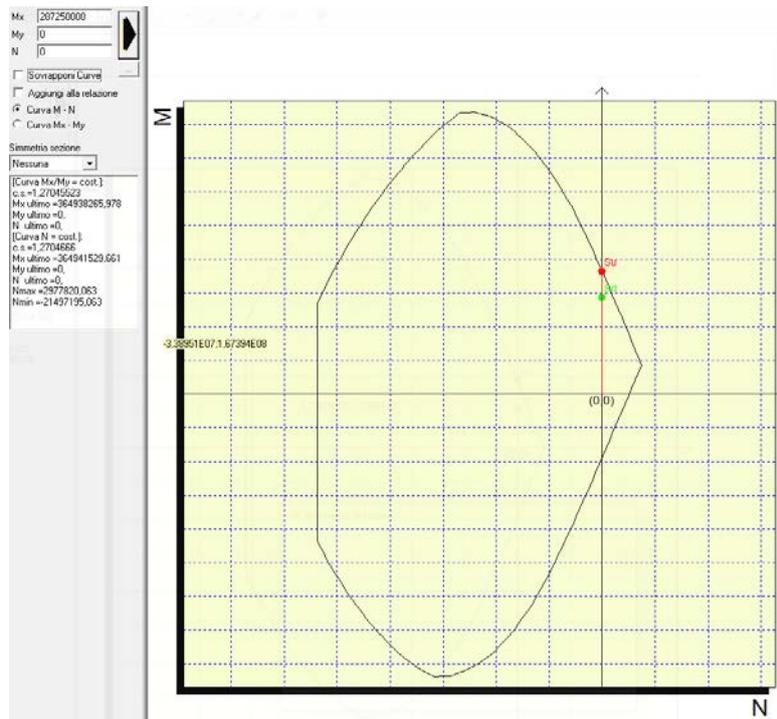
**Tabella 28 – Sollecitazioni massime nel plinto in direzione longitudinale**

Sezione trasv.	Npali y=6.75	Npali y=2.25	Npila	Mpila	Pplinto	M sez.2	Vmax
Condizione / Combinazione	kN	kN	kN	kNm	kN/m	kNm	Kn
SLVX	5919.3	5356.5	-6067.9	2221.0	375.0	10350	2678
SLVY	4980.9	4831.0	6122.5	-5139.5		15346	2415
ULS_A1_Gr1(min)	8524.4	8371.8	15100.0	-2585.3		28725	4883

#### Verifiche a flessione

Si riportano di seguito le tabelle riepilogative e il dominio di resistenza delle verifiche a flessione del plinto nelle condizioni di massima sollecitazione:

	Verifiche Strutturali Palo					
	Taglio Sollecitante	Taglio Resistente	F.S. Taglio	Momento Sollecitante	Momento Resistente	F.S. Momento
	V <sub>P</sub>	V <sub>P,Rd</sub>	F.S. (V)	M <sub>P</sub>	M <sub>P,Rd</sub>	F.S. (M)
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
ULS	4883	5261	1.08	28725	36493	1.27



**Figura 81: Dominio di resistenza del plinto (ULS)**

### Verifiche agli SLE

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche agli sle per le combinazioni di esercizio più gravose evidenziate nella Tabella 22 e

Sezione long. Plinto pila 4	Med	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSUR	
		$\sigma_{c,min}$ (Mpa)	F.S.	$ \sigma_s _{max}$ (Mpa)	F.S.	wk	
RARA	18'671 (kN*m)	7	2.74	38	9.47	0.05	

Cautelativamente la verifica di fessurazione è stata anch'essa condotta sulla combinazione rara.

## 14 VERIFICA DELLE SPALLE

### 14.1 Verifiche delle spalle

La verifica delle spalle viene effettuata sulla spalla maggiormente sollecitata, ovvero la spalle S1 del viadotto in esame. Il modello a mensola utilizzato per il calcolo e la verifica dell'elevazione delle spalle considera sconnessi tutti i muri 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 è considerato un modello tirante-puntone sulla base della massima reazione dei pali.

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

#### 14.1.1 Muro frontale

Si riportano di seguito le tabelle degli scarichi di impalcato testa muro frontale:

*Tabella 29– Scarichi dall'impalcato per combinazioni di carico a quota testa muro*

<b>TESTA MURO FRONTALE</b>					
<b>Combinazioni</b>	<b>N KN</b>	<b>Mlong kNm</b>	<b>Mtrasv kNm</b>	<b>Tlong KN</b>	<b>Ttrasv KN</b>
ULS_A1_Gr1(max)	1723.9	0.0	1102.4	20.7	67.5
ULS_A1_Gr1(min)	4369.2	0.0	-1448.7	10.8	60.6
ULS_A1_Gr2a(max)	1915.6	0.0	709.2	6.5	135.1
ULS_A1_Gr2a(min)	3515.8	0.0	-767.6	1.3	131.6
ULS_A1_Gr2b(max)	1919.0	0.0	714.0	7.1	79.7
ULS_A1_Gr2b(min)	3519.3	0.0	-762.9	1.9	76.1
ULS_A1 vento	2140.4	0.0	310.2	17.1	157.8
SLVX	1098.7	0.0	341.2	307.3	227.4
SLVY	1109.0	0.0	276.0	156.1	333.6
SLS_RA_Gr1(max)	1014.7	0.0	810.1	19.2	19.3
SLS_RA_Gr1(min)	2974.2	0.0	-1079.7	11.9	24.4
SLS_RA_Gr2a(max)	1156.7	0.0	518.8	8.7	30.8
SLS_RA_Gr2a(min)	2342.1	0.0	-575.2	4.8	28.2
SLS_RA_Gr2b(max)	1159.3	0.0	522.3	9.2	10.3
SLS_RA_Gr2b(min)	2344.6	0.0	-571.7	5.3	12.9
SLS_FR_Gr2a(max)	1152.7	0.0	524.5	9.5	16.5
SLS_FR_Gr2a(min)	2338.1	0.0	-569.5	5.6	13.8
SLS_FR_Gr2b(max)	1155.3	0.0	528.0	10.0	24.6
SLS_FR_Gr2b(min)	2340.7	0.0	-566.0	6.1	27.3
SLS_QP	1324.6	0.0	248.7	14.3	34.8

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

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

Tabella 30 – 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	12.8	m
Spessore massimo tratto ringrossato	3.30	m
H tratto ringrossato a spessore costante	1.00	m
H tratto a spessore variabile	1.30	m
Altezza media Muro Paraghiaia	1.60	m
Spessore Muro Paraghiaia	0.50	m
Luce mensola muro paraghiaia	0.80	m
Spessore medio mensola muro paraghiaia	0.40	m
Peso Muro Frontale	4534	kN
Peso Muro Paraghiaia	358	kN
Eccentr. appoggi - muro frontale (base)	0.00	m
Eccentr. paraghiaia - muro frontale (base)	-2.05	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	8.8	m
Spinta a riposo	3214	kN
Spinta attiva	1990	kN
Sovraccarico accidentale da traffico	20	kN/mq
Accelerazione sismica di base $a_g$	0.191	
Coefficiente stratigrafico $S_S$	1.41	
Coefficiente topografico $S_T$	1.00	
Accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max}$	0.269	
$\beta_m$ (massa cls spalla)	1.000	
$K_h$ (cls spalla) =	0.269	
$K_v$ (cls spalla)=	0.135	
$\beta_m$ (massa terreno)	1.000	
$K_h$ (terreno) =	0.269	
$K_v$ (terreno)=	0.135	
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$ (M-O)	0.480	
Incr. di spinta attiva in condizione sismiche	2025	kN
Inerzia del Muro Frontale (H)	1221	kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (H)	97	kN
Inerzia del Muro Frontale (V)	610	kN
Inerzia del Muro Paraghiaia (V)	48	kN

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

**Tabella 31 – Sollecitazioni alla base del muro frontale**

BASE MURO FRONTALE					
Combinazioni	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	8328.1	16221.4	1574.8	5346.4	67.5
ULS_A1_Gr1(min)	10973.5	16152.2	-1024.7	5336.5	60.6
ULS_A1_Gr2a(max)	8519.8	15037.4	1655.2	5085.7	135.1
ULS_A1_Gr2a(min)	10120.0	15000.7	153.4	5080.4	131.6
ULS_A1_Gr2b(max)	8523.3	15041.7	1271.7	5086.3	79.7
ULS_A1_Gr2b(min)	10123.5	15004.9	-230.1	5081.0	76.1
ULS_A1 vento	8744.7	15111.8	1415.0	5096.3	157.8
SLVX	5990.7	21434.4	3440.5	5639.3	622.6
SLVY	6001.0	10499.4	7637.7	3148.3	1651.1
SLS_RA_Gr1(max)	5906.8	12043.2	945.4	3964.2	19.3
SLS_RA_Gr1(min)	7866.3	11992.0	-908.6	3956.9	24.4
SLS_RA_Gr2a(max)	6048.7	11166.2	734.3	3771.1	30.8
SLS_RA_Gr2a(min)	7234.1	11139.0	-378.2	3767.2	28.2
SLS_RA_Gr2b(max)	6051.3	11169.4	594.3	3771.5	10.3
SLS_RA_Gr2b(min)	7236.7	11142.2	-481.1	3767.6	12.9
SLS_FR_Gr2a(max)	6044.8	11171.9	639.7	3771.9	16.5
SLS_FR_Gr2a(min)	7230.1	11144.6	-472.8	3768.0	13.8
SLS_FR_Gr2b(max)	6047.3	11174.9	700.4	3772.3	24.6
SLS_FR_Gr2b(min)	7232.7	11147.7	-375.0	3768.4	27.3
SLS_QP	6216.6	8794.5	492.3	3228.7	34.8

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

**Tabella 32 – 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	1φ26/20	1φ12/40x40

**Tabella 33 – 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)
ULS_A1_Gr1(min)	857	1262	417	3.4	2.9
SLVX	468	1675	441	2.36	2.7

BASE MURO FRONTALE - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
		kN/m	kNm/m	kN/m	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(min) - Max N	615	937	309	-3.0	50.3	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Min N	461	941	310	-3.1	63.5	0.0
	SLS_RA_Gr1(max) - Max ML	461	941	310	-3.1	63.5	0.0
FREQ	SLS_FR_Gr2b(min) - Max N	565	871	294	-2.8	47.3	0.0
	SLS_FR_Gr2a(max) - Min N	472	873	295	-2.9	55.2	0.0
	SLS_FR_Gr2b(max) - Max ML	472	873	295	-2.9	55.2	0.0
QP	SLS_QP	486	687	252	-2.2	34.2	0.0

#### 14.1.2 Muro paraghiaia

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.

Nella tabella che segue sono indicati parametri geometrici, meccanici e di carico utilizzati nell'analisi.

Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

**Tabella 34 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul muro paraghiaia**

MURO PARAGHIAIA	
Peso Muro Paraghiaia	20 kN/m
Altezza Muro Paraghiaia	1.6 m
Spessore Muro Paraghiaia	0.5 m
Luce mensola del muro paraghiaia	0.80 m
Spessore medio mensola del muro paraghiaia	0.40 m
Altezza Baric. Mensola del Paragh. da spicc. Muro	1.40 m
Peso Mensola Paraghiaia	8 kN
Peso Mensola Paraghiaia	0.625 kN/m
Distanza baricentri (Mensola- Paraghiaia)	0.65 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	24.8 kN/m
Spinta attiva	13.9 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche $K'a$	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	7.8 kN/m
Inerzia del Muro Paraghiaia /m	5.6 kN/m

**Tabella 35 – Geometria sezione e armatura del muro paraghiaia**

Muro	Sezione di verifica		Armatura		
	Base [m]	Altezza [m]	Tesa	Compressa	Taglio
Paraghiaia	1.0	0.5	1φ16/20	1φ16/20	1φ12/40x40

**Tabella 36 – Verifiche del muro paraghiaia**

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV					
Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
	KN/m	kNm/m	KN/m		
SLU	27	25	33	7.3	8.2
SLV	20	20	27	9.2	10.0

VERIFICHE DI ESERCIZIO						
Combinazione	N	M	V	$\sigma_c$	$\sigma_s$	Wk
	KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
SLE_RARA	20	19	25	-1.2	35	0

### 14.1.3 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 37 – Valutazioni pesi e spinte agenti sui muri laterali**

MURI LATERALI	
Muro laterale H1	7.00 m
Muro laterale s1	1.00 m
Altezza totale muri laterali	7.00 m
Spessore medio Muri Laterali	1.00 m
Lunghezza Massima muri laterali	7.35 m
Peso Muro laterale (singolo)	1286 kN
Peso totale Muri laterali	2573 kN
Spinta a riposo (con 100% sovraccarichi)	253.0 kN/m
Spinta a riposo (con 50% sovraccarichi)	226.1
Spinta attiva	150.2 kN/m
Coefficiente di spinta attiva con sismiche K'a	0.48
Incr. spinta attiva in condizione sismiche	125.5 kN/m
Inerzia del Muro laterale /m	47 kN/m

**Tabella 38 – Geometria sezione e armatura dei muri laterali**

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

**Tabella 39 – Verifiche dei muri laterali**

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU/SLV						
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
		KN/m	kNm/m	KN/m		
0.00	SLU	236	847	342	2.36	1.71
	SLV	175	955	323	2.06	1.81

VERIFICHE DI ESERCIZIO							
Quota sez. di verifica [m]	Combinazione	N	M	V	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	Wk
		KN/m	kNm/m	KN/m	Mpa	Mpa	mm
0.00	SLE_RARA	175	633	226	-6.1	118	0.04

#### 14.1.4 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.

Tabella 40 – Valutazioni pesi e spinte agenti sul plinto di fondazione

PLINTO DI FONDAZIONE	
Eccentricità long Muri laterali -Plinto	-2.35 m
Peso Muro Frontale	4534 kN
Ecc. Long. Muro Frontale - Plinto	2.35 m
Ecc.Appoggi Plinto	2.35 m
Peso Muro Paraghiaia	358 m
Ecc. Long. Muro Paraghiaia - Plinto	0.30 kN
Peso Terreno Interno	13199 kN
Peso Accidentali	1307 kN
Eccentricità long Terreno -Plinto	-2.35 m
Spessore Plinto	2.5 m
Lunghezza plinto	12 m
Larghezza plinto	14.8 m
Peso plinto di fondazione	11100
Altezza Rilevato+H plinto	11.3 m
Spinta a riposo rilevato	6282 kN
Spinta a riposo sovraccarichi	1112 kN
Spinta attiva rilevato	4576 kN
Incremento spinta sismica	3957 kN
Inerzia dei muri laterali (H)	693 kN
Inerzia dei muri laterali (V)	346 kN
Inerzia plinto di fondazione (H)	2989 kN
Inerzia plinto di fondazione (V)	1495 kN
Inerzia rilevato interno(H)	3555 kN
Inerzia rilevato interno (V)	1777 kN

Tabella 41 – Sollecitazioni ad intradosso plinto (quota testa pali)

SOLLECITAZIONI A QUOTA TESTA PALI (BARICENTRO PLINTO )					
Combinazioni	Taglio impalcato concorde con le spinte				
	N KN	Mlong kNm	Mtrasv kNm	Tlong KN	Ttrasv KN
ULS_A1_Gr1(max)	46368.4	9164.6	1743.5	10002.0	67.5
ULS_A1_Gr1(min)	49013.7	15287.3	-873.2	9992.1	60.6
ULS_A1_Gr2a(max)	46119.0	7360.4	1993.1	9612.6	135.1
ULS_A1_Gr2a(min)	47719.3	11071.1	482.3	9607.3	131.6
ULS_A1_Gr2b(max)	46122.5	7374.3	1470.9	9613.2	79.7
ULS_A1_Gr2b(min)	47722.7	11084.9	-39.8	9607.9	76.1
ULS_A1 vento	46343.9	7989.9	1809.6	9623.2	157.8
SLVX	34145.0	60829.9	15037.4	17394.9	2793.6
SLVY	34155.3	14393.8	45233.5	8485.7	8887.8
SLS_RA_Gr1(max)	34084.7	6209.5	993.7	7412.8	19.3
SLS_RA_Gr1(min)	36044.2	10744.9	-847.5	7405.5	24.4
SLS_RA_Gr2a(max)	33900.0	4873.0	811.3	7124.3	30.8
SLS_RA_Gr2a(min)	35085.4	7621.7	-307.8	7120.5	28.2
SLS_RA_Gr2b(max)	33902.6	4883.5	620.0	7124.8	10.3
SLS_RA_Gr2b(min)	35087.9	7632.1	-448.8	7120.9	12.9
SLS_FR_Gr2a(max)	33896.0	4871.4	680.9	7125.2	16.5
SLS_FR_Gr2a(min)	35081.4	7619.9	-438.3	7121.3	13.8
SLS_FR_Gr2b(max)	33898.6	4881.6	762.0	7125.6	24.6
SLS_FR_Gr2b(min)	35084.0	7630.2	-306.8	7121.7	27.3
SLS_QP	33087.8	609.3	579.2	6296.1	34.8

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  $\alpha$  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 42 – Numero di pali e coordinate rispetto al baricentro del plinto**

Pali									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z	5.40	5.40	5.40	0.00	0.00	0.00	-5.40	-5.40	-5.40
y	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50	-4.50	0.00	4.50
z <sup>2</sup>	29.16	29.16	29.16	0.00	0.00	0.00	29.16	29.16	29.16
y <sup>2</sup>	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25	20.25	0.00	20.25
WY	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00	-27.00	0.00	27.00
WZ	32.40	32.40	32.40	0.00	0.00	0.00	-32.40	-32.40	-32.40

**Tabella 43 – Massime e minime sollecitazioni nei pali di fondazione**

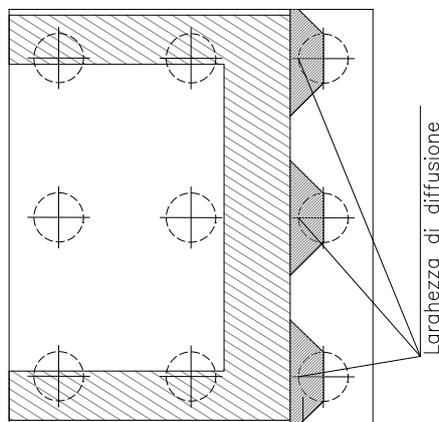
SFORZI MASSIMI E MINIMI NEI PALI						
Combo	N <sub>min</sub>		N <sub>max</sub>		V <sub>max</sub> [kN]	M <sub>max</sub> [kNm]
	Palo	[kN]	Palo	[kN]		
ULS_A1_Gr1(max)	7	-5499	3	-4805	1111	3001
ULS_A1_Gr1(min)	7	-5950	3	-4942	1110	2998
ULS_A1_Gr2a(max)	7	-5425	3	-4823	1068	2884
ULS_A1_Gr2a(min)	7	-5662	3	-4943	1068	2882
ULS_A1_Gr2b(max)	7	-5407	3	-4843	1068	2884
ULS_A1_Gr2b(min)	7	-5646	3	-4959	1068	2882
ULS_A1 vento	7	-5463	3	-4836	1069	2887
SLVX	7	-6228	3	-1359	1958	5285
SLVY	7	-5915	3	-1675	1365	3686
SLS_RA_Gr1(max)	7	-4016	3	-3559	824	2224
SLS_RA_Gr1(min)	7	-4368	3	-3642	823	2222
SLS_RA_Gr2a(max)	7	-3947	3	-3586	792	2137
SLS_RA_Gr2a(min)	7	-4145	3	-3652	791	2136
SLS_RA_Gr2b(max)	7	-3941	3	-3593	792	2137
SLS_RA_Gr2b(min)	7	-4151	3	-3646	791	2136
SLS_FR_Gr2a(max)	7	-3942	3	-3591	792	2138
SLS_FR_Gr2a(min)	7	-4149	3	-3647	791	2136
SLS_FR_Gr2b(max)	7	-3945	3	-3588	792	2138
SLS_FR_Gr2b(min)	7	-4145	3	-3651	791	2137
SLS_QP	7	-3717	3	-3636	700	1889

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 dp (con dp altezza utile della sezione del plinto). La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato (generalmente quello di spigolo).



**Figura 82 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale**

**Tabella 44 – Verifica dello zoccolo anteriore del plinto di fondazione con meccanismo tirante-puntone**

VERIFICA DELLO ZOCCOLO ANTERIORE DEL PLINTO DI FONDAZIONE	
Nmax (palo)	6228 kN
Dist. Asse palo-bordo muro frontale	1.15 m
Diametro palo	1.50 m
Larghezza di diffusione	2.50 m
Spessore della Fondazione	2.50 m
Copriferro nominale	0.05 m
Altezza utile della sezione	2.42 m
Altezza della biella compressa	0.5 m
Sforzo di Trazione	3700 kN
Sforzo di compressione	7244 kN
Diametro armatura primo strato	30 mm
Passo armatura primo strato	10 cm
Diametro armatura secondo strato	0 mm
Passo armatura secondo strato	20 cm
Area complessiva delle armature	17671 mm <sup>2</sup>
Tensione nel calcestruzzo	6.0 Mpa
Tensione nell'acciaio	209.4 Mpa

#### 14.1.5 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 “ $\alpha$ ”.

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

L’individuazione dei pali a cui corrispondono tali sollecitazioni può essere effettuata mediante le tabelle riportate nel paragrafo precedente. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori riportate nelle curve

di capacità portante dei pali (vedi Relazione Geotecnica Generale sulle Opere all’aperto e Gallerie Artificiali), si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 45 m.

Le armature longitudinali consistono in una gabbia costituita da uno strato di 20+20φ30 longitudinali e da una spirale φ14/10 prevedendo una opportuna riduzione lungo il fusto del palo.

**Tabella 45 – Verifica dei pali di fondazione**

Palo	Sezione di verifica		Armatura	
	D [m]		Armatura longitudinale	Taglio
Φ1500	1.5		20+20φ30	Spirale φ14/10

PALO - Verifiche allo SLU						
Combinazioni		N kN	Mlong kNm	Tlong kN	C.S. (NRd, MRd)	C.S. (VRd)
Max N	SLVX	-6228	5285	1958	1.46	1.7
Min N	SLVX	-1359	5285	1958	1.24	1.7
Max VL	SLVX	-1359	5285	1958	1.24	1.7

PALO - Verifiche allo SLE							
Combinazioni		N	Mlong	Tlong	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	Wk
		kN	kNm	kN	Mpa	Mpa	mm
RARA	SLS_RA_Gr1(min)	-4368	2222	823	-9.9	45.3	0.0267
	SLS_RA_Gr1(max)	-3559	2224	824	-10.3	63.2	0.0391
FREQ	SLS_FR_Gr2a(min)	-4149	2136	791	-9.6	44.6	0.0263
	SLS_FR_Gr2b(max)	-3588	2138	792	-9.8	56.7	0.0348
QP	SLS_QP	-3717	1889	700	-8.4	38.5	0.0227
	SLS_QP	-3636	1889	700	-8.5	40.0	0.0236

#### 14.1.6 Verifiche geotecniche di capacità portante

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

PALI - SPALLE													PORTANZA VERTICALE - COMB. A1-M1-R3					
SPALLA	D <sub>pali</sub>	n°pali	L <sub>pali</sub>	N <sub>max,SLU</sub>	N <sub>max,SLV</sub>	N <sub>max,SLE</sub>	N <sub>min,SLU</sub>	N <sub>min,SLV</sub>	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	Qd,c	FS	QLL	FS	Qd,t	FS
	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
S1/S2	1.50	9	40	-5950	-6000	-4368	-4805	-1359	-1359	-6000	1958	5285	5941	1	9975	2.28	5941	-

## 15 VERIFICA DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Le sollecitazioni di verifica nei dispositivi di isolamento sono riepilogate a seguire.

*Tabella 46– Dispositivi di isolamento: verifiche di resistenza*

Appoggi spalle					
Fz,ed, SLU =	2318	kN	<	FzdMIN = 3510	kN
Ved,SLU =	30	kN			
Fz,ed, SLC =	530	kN	<	VMIN = 1590	kN
Ved,SLC =		kN			
Appoggi pile 1-2-5-6					
Fz,ed, SLU =	6437	kN	<	FzdMIN = 7510	kN
Ved,SLU =	86	kN			
Fz,ed, SLC =	2321	kN	<	VMIN = 4220	kN
Ved,SLC =	272	kN			
Appoggi pile 3-4					
Fz,ed, SLU =	13467	kN	<	FzdMIN = 14990	kN
Ved,SLU =	288	kN			
Fz,ed, SLC =	6280	kN	<	VMIN = 11470	kN
Ved,SLC =	736	kN			

La corsa massima ammissibile per i dispositivi di isolamento individuati è pari 150 mm.

La corsa massima valutata agli SLC come specificato al paragrafo 9.4.2 è:

$$\Delta c = 0.5 dE(r+v) + 0.5 dE\Delta T + dESLC$$

Di seguito si riporta lo spostamento massimo ottenuto dal modello di calcolo per ciascun isolatore:

	dx SLCX	dx ΔT	d ritiro x	dy SLCX	dy ΔT	d ritiro 1	dx tot	dy tot	D tot
Spalla 1	108	4	3	89	7	2	114	97	150
Pila 1	111	5	3	83	3	2	116	88	145
Pila 2	118	5	3	70	1	2	123	73	143
Pila 3	100	1	3	40	5	2	101	47	111
Pila 4	91	5	3	60	2	2	96	64	115
Pila 5	101	3	3	63	4	2	104	68	124
Pila 6	105	2	3	53	5	2	107	60	122
Spalla 2	108	5	3	46	6	2	113	54	125

	dx SLCY	dx ΔT	d ritiro x	dy SLCY	dy ΔT	d ritiro 1	dx tot	dy tot	D tot
Spalla 1	57	4	3	123	7	2	64	131	146
Pila 1	52	5	3	120	3	2	57	125	137

---

Pila 2	55	5	3	115	1	2	60	118	132
Pila 3	49	1	3	89	5	2	50	96	108
Pila 4	42	5	3	103	2	2	47	107	116
Pila 5	51	3	3	120	4	2	54	125	136
Pila 6	61	2	3	114	5	2	63	121	136
Spalla 2	71	5	3	109	6	2	76	117	139

Si nota che lo spostamento complessivo è sempre inferiore a 150 mm

### 15.1 Verifica dei giunti

L'ampiezza di progetto dei varchi è pari a  $\pm 2 \Delta c = \pm 150$  mm.