

**Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"**  
**Comuni di Torriglia e Montebruno**  
**dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)**  
**2° stralcio funzionale**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**I PROGETTISTI:**

*Ing. Vincenzo Marzi*  
*Ordine Ing. di Bari n. 3594*  
  
*Ing. Giuseppe Danilo Malgeri*  
*Ordine Ing. di Roma n. A34610*  
  
*Geol. Serena Majetta*  
*Ordine Geologi del Lazio n. 928*

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*Geom. Fabio Quondam*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :**

*Ing. Giancarlo Luongo*

PROTOCOLLO

DATA

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**VIADOTTO VI01**  
**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00VI01STRRE01A		
<b>DPGE03</b>	<b>D</b>	<b>1701</b>	CODICE ELAB. <b>T00VI01STRRE01</b>	<b>A</b>	-
C					
B					
A	EMISSIONE		OTTOBRE 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

**OPERA: Viadotto V1**  
***RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO***

---

## Sommario

<b>1</b>	<b>Premessa</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Normative</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Materiali utilizzati</b> .....	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>Analisi dei carichi</b> .....	<b>9</b>
4.1	Pesi propri strutturali .....	9
4.2	Carichi permanenti portati .....	9
4.3	Ritiro ( $\epsilon_2$ ).....	10
4.4	Viscosità.....	11
4.5	Variazioni termiche.....	11
4.6	Carico mobile ( $q_1$ ).....	12
4.7	Azione di frenamento ( $q_3$ ).....	13
4.8	Azione centrifuga ( $Q_4$ ) .....	14
4.9	Vento ( $q_5$ ).....	14
4.10	Azione sismica ( $q_6$ ).....	19
4.11	Le resistenze passive dei vincoli ( $q_7$ ) .....	20
4.12	L'applicazione dei carichi sulla struttura .....	20
<b>5</b>	<b>Analisi strutturale</b> .....	<b>22</b>
5.1	Modello agli E.F. ....	22
5.2	Descrizioni delle analisi effettuate .....	25
5.3	Caratteristiche meccaniche dell'impalcato .....	26
<b>6</b>	<b>Verifiche impalcato</b> .....	<b>28</b>
6.1	Verifiche di resistenza agli SLU .....	28
6.2	Verifiche allo stato limite di fatica.....	35
6.3	Trasversi .....	36
6.4	Spostamenti verticali .....	36
6.5	Soletta in c.a. ....	37
6.6	Verifica delle Predalles in fase di getto .....	38
6.7	Verifica Trasversale della soletta.....	41
6.7.1	Calcolo delle sollecitazioni agenti.....	41
6.7.2	Verifiche allo SLU .....	42
6.8	Connettori a taglio.....	42
<b>7</b>	<b>Verifiche delle Pile</b> .....	<b>44</b>
7.1	Azioni elementari.....	45
7.2	Azioni combinate.....	46
7.2.1	Gerarchie delle resistenze.....	47
7.3	Verifiche allo SLU e SLV .....	48
7.3.1	Pressoflessione deviata .....	48
7.3.2	Taglio.....	49
<b>8</b>	<b>Verifiche dei plinti</b> .....	<b>51</b>
8.1	Azioni elementari.....	52
8.2	Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione .....	53
8.3	Azione sui pali di fondazione .....	53
8.4	Verifiche allo SLU e SLV .....	54
8.4.1	Verifica armatura Plinto 1 .....	55
8.4.2	Verifica a taglio del plinto.....	56
<b>9</b>	<b>SPALLA A</b> .....	<b>57</b>
9.1.1	Condizione statica .....	58
9.1.2	Condizione sismica .....	60
9.2	Scarichi sugli appoggi in condizioni sismiche .....	61

---

<b>9.3</b>	<b>Azioni elementari</b> .....	<b>62</b>
<b>9.4</b>	<b>Azioni combinate</b> .....	<b>63</b>
<b>9.5</b>	<b>Fondazione</b> .....	<b>66</b>
9.5.1	Verifica armatura della fondazione – SLU .....	66
<b>10</b>	<b><i>SPALLA B</i></b> .....	<b>68</b>
<b>10.1</b>	<b>Analisi dei carichi</b> .....	<b>69</b>
10.1.1	Condizione statica .....	69
10.1.2	Condizione sismica .....	71
<b>10.2</b>	<b>Scarichi sugli appoggi in condizioni sismiche</b> .....	<b>72</b>
<b>10.3</b>	<b>Azioni elementari</b> .....	<b>73</b>
<b>10.4</b>	<b>Azioni combinate</b> .....	<b>74</b>
<b>10.5</b>	<b>Fondazione</b> .....	<b>75</b>
10.5.1	Verifica armatura della fondazione – SLU .....	75
<b>11</b>	<b><i>Appoggi e giunti</i></b> .....	<b>76</b>
<b>11.1</b>	<b>Appoggi</b> .....	<b>76</b>
<b>11.2</b>	<b>Giunti</b> .....	<b>77</b>

# 1 Premessa

Nel presente documento si illustrano i calcoli e le verifiche del Viadotto V1 (Pr. Pk 1+455.00 km / Pk 0+545.00 km) previsto dal progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torrighia e Montebruno dal km 31+500 (Costafontana) al km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

Si riporta di seguito la pianta ed il profilo longitudinale del viadotto.

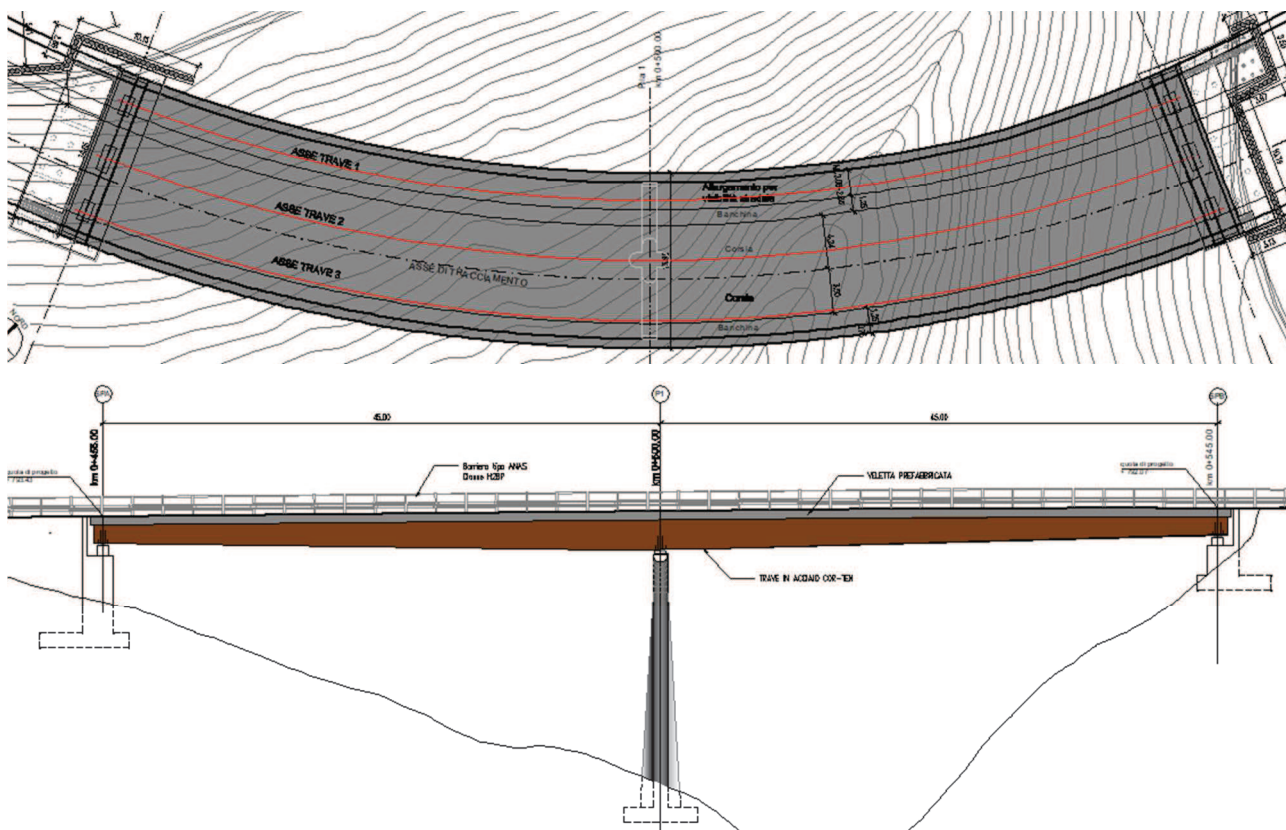


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clc con schema statico di trave continua a 2 campate aventi luce rispettivamente di 45.00m e 45.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 90.00m.

L'andamento planimetrico del viadotto è curvilineo.

L'impalcato ha una larghezza variabile tra 13.80 e 14.40m, con una piattaforma stradale tipo C2 (2.08/2.66m+4.24m+3.50m+1.25m) e due cordoli esterni di larghezza pari a 0.75m.

Nell'analisi dei carichi, riportata nel capitolo specifico, si è considerata come larghezza carrabile l'intera sezione trasversale, ad esclusione dei cordoli.

Gli elementi di arredo sono costituiti dai sicurvia disposti ai due margini della carreggiata.

L'orditura principale metallica è costituita da tre travi di altezza variabile linearmente tra 1.80m, in corrispondenza delle spalle, e 2.70m in corrispondenza della pila centrale. L'interasse trasversale tra le travi è pari a 4.75 m, esse sono realizzate in sezione a doppio T in composizione saldata; trasversalmente sono collegate oltre che dalla soletta anche con diaframmi metallici flessionali a doppio T.

Gli sbalzi laterali della sezione trasversale hanno una lunghezza massima di 2.45m.

I diaframmi sono posti ad interasse variabile tra i 5.50 m, in corrispondenza della parte centrale delle campate, ai 3.00m circa sulla pila centrale.

La soletta in c.a. di spessore costante pari a 28cm (22cm+6cm) è gettata su predalles tralicciate (6cm) poggiate sulle piattabande superiori delle travi e collegata ad essi mediante connettori tipo 'Nelson'.

La soletta in calcestruzzo armato collaborante con le travi, garantisce, insieme ai traversi, la ripartizione dei carichi tra le travi dell'impalcato in esame.

Essendo il viadotto in curva, le pendenze della piattaforma sono realizzate impostando le travi principali a quote differenti, evitando così il ricorso ad un massetto per le pendenze che avrebbe solo inutilmente aumentato il peso della struttura, in tal modo quindi si riesce a mantenere lo spessore della soletta costante.

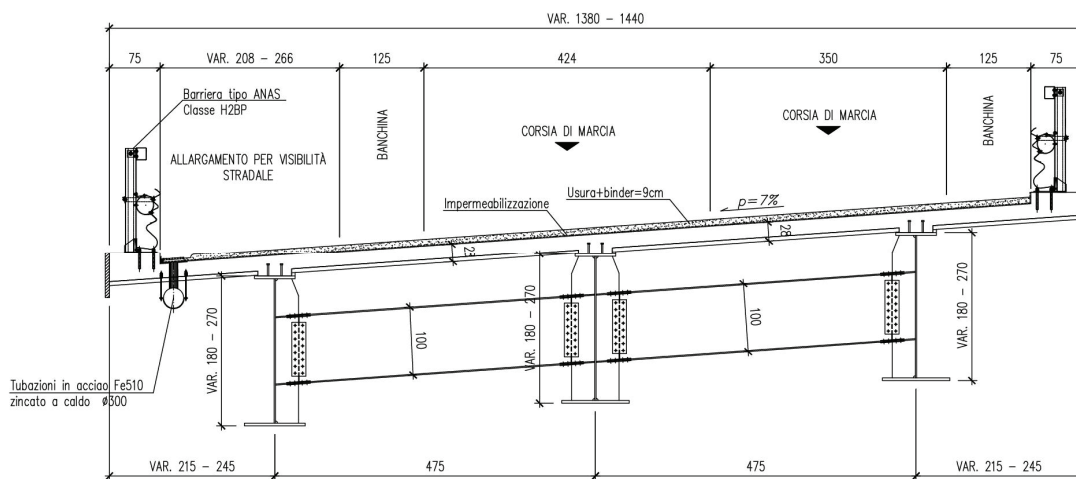


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato

## 2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- UNI EN 1994-2:2006 "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1993-1-5:2007 "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1991-1-4:2005 "Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";

### 3 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

#### Calcestruzzo soletta impalcato e pile:

Classe 32/40

- Resistenza caratteristica a compressione:  $R_{ck} > 40 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo:  $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 18.81 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale:  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.45 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:  $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.88 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:  $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 3.25 \frac{N}{mm^2}$

#### Calcestruzzo per sottostrutture:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione:  $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo:  $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale:  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.32 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:  $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.45 \frac{N}{mm^2}$



-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:  $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2.97 \frac{N}{mm^2}$

**Acciaio per armatura:**

B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

-Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione di snervamento di calcolo:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

**Acciaio per carpenteria metallica:**

- Elementi saldati in acciaio con sp. ≤ 20mm S355J0W
- Elementi saldati in acciaio con 20mm < sp. ≤ 40mm S355J2W
- Elementi saldati in acciaio con sp. > 40mm S355K2W
- Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0W
- Imbottiture con sp. < 3mm (S355J0W)

-Tensione caratteristica di rottura:  $f_u \geq 510 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 355 \frac{N}{mm^2}$

**Acciaio pioli tipo Nelson**

Acciaio S235J2+C450, secondo UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018

-Tensione caratteristica di rottura:  $f_u \geq 450 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 350 \frac{N}{mm^2}$

- Allungamento:  $\geq 15\%$

- Strizione:  $\geq 50\%$

---

## 4 Analisi dei carichi

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- $g_1$  peso proprio delle strutture;
- $g_2$  carichi permanenti portati : pavimentazione, barriere, velette;
- $\varepsilon_2 + \varepsilon_4$  ritiro del calcestruzzo e concomitanti effetti viscosi;
- $\varepsilon_3$  variazioni termiche;
- $q_1$  carichi mobili;
- $q_2$  incrementi dinamici dei carichi mobili in corrispondenza dei giunti di spalla;
- $q_3$  azioni longitudinali di frenamento;
- $q_4$  azione centrifuga;
- $q_5$  azioni del vento;
- $q_6$  azioni sismiche;
- $q_7$  resistenze parassite dei vincoli;

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni della normativa vigente.

### 4.1 *Pesi propri strutturali*

Avendo utilizzato una schematizzazione a graticcio di travi per il calcolo delle sollecitazioni, delle deformazioni e dello stato tensionale dell'impalcato, i pesi propri strutturali dell'acciaio sono stati valutati dalle effettive sezioni dei profili ed introdotti nel modello di calcolo adottando una densità del materiale pari a  $78.5\text{kN/m}^3$ , applicando quindi un fattore di maggiorazione per tener conto dei pesi di coprigiunti, bulloni, piastre ed irrigidenti.

Per quanto riguarda invece la soletta, si è calcolato il suo peso per unità di superficie pari a  $7.55\text{ kN/m}^2$

### 4.2 *Carichi permanenti portati*

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei sicurvia in acciaio e delle velette in calcestruzzo.

<b>PERMANENTI PORTATI</b>				
	Larghezza media [m <sup>2</sup> ]	Peso [kN/m <sup>3</sup> ]	H media [m]	Carico lineare [kN/m]
Pavimentazione	12.5	20	0.1	25
Barriere	\	\	\	2.00
Velette	\	\	\	4.00
<b>g<sub>2</sub></b>				<b>31</b>

Tabella 1 - Carichi permanenti portati

### 4.3 Ritiro ( $\epsilon_2$ )

Il ritiro della soletta, determinato con i valori da normativa e calcolato con un modulo elastico ridotto del calcestruzzo a circa un terzo di quello istantaneo.

Il calcolo della deformazione da ritiro è riportato nella seguente tabella.

<b>Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)</b>			
$\epsilon_{cs}$	<b>2.69E-04</b>	-	<b>Deformazione totale da ritiro <math>\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}</math></b>
<b>Ritiro da essiccamento</b>			
Classe	C32/40		Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40	MPa	Valor medio resistenza cilindrica
$f_{cm,0} =$	10	MPa	
Cem. Tipo	N	-	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
$\alpha_{ds1} =$	4		
$\alpha_{ds2} =$	0.12		
RH =	75	%	Umidità Relativa
$RH_0 =$	100	%	
$\beta_{RH} =$	0.90		Coeff. per umidità relativa
$\epsilon_{cd,0} =$	<b>3.11E-04</b>	-	<b>Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato</b>
$A_c =$	3220000	mmq	Area sez trasversale
$u =$	14460	mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	445	mm	Dimensione fittizia dell'elemento
$k_h =$	0.715		Coeff. per dimensione fittizia
$t =$	10000	gg	Età del calcestruzzo, al momento considerato
$t_s =$	0	gg	Età del calcestruzzo, all'inizio del ritiro per essiccamento
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.964		
$\epsilon_{cd} =$	<b>2.14E-04</b>		<b>Deformazione da ritiro per essiccamento</b>
<b>Ritiro autogeno</b>			

$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0.000055	-	<b>Deformazione da ritiro autogeno per <math>t=\infty</math></b>
$t =$	10000	gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	-	
$\epsilon_{ca}(t) =$	<b>5.50E-05</b>	-	<b>Deformazione da ritiro autogeno</b>

Tabella 2 - - Ritiro calcestruzzo soletta

Si distinguono due effetti del ritiro: l'effetto primario e l'effetto secondario. Il primo si determina applicando alla sezione in analisi la deformazione impressa della soletta. La deformazione impressa genererà una deformazione assiale ed una curvatura attorno all'asse forte della trave. Queste deformazioni, in una trave iperstatica, generano ulteriori sollecitazioni (Effetto secondario). Gli effetti secondari sono stati tenuti in conto applicando al modello di calcolo la deformazione assiale e la curvatura precedentemente calcolati. L'effetto primario e secondario sono stati sommati, tranne in corrispondenza delle sezioni fessurate per le quali l'effetto primario è nullo.

#### 4.4 Viscosità

Gli effetti dovuti alla viscosità del calcestruzzo della soletta sono stati tenuti in conto utilizzando, nel modello di calcolo per le azioni di lunga durata, un modulo elastico ridotto del calcestruzzo pari a  $E_c^* = E_c/3$ . Questo equivale all'utilizzo dei coefficienti di omogeneizzazione  $n=18$  e  $n=6$ , rispettivamente per i carichi di lunga e breve durata, in uso nel metodo della "sezione omogeneizzata".

#### 4.5 Variazioni termiche

Nell'analisi delle sollecitazioni nella struttura si è tenuto conto anche delle variazioni termiche che questa può subire rispetto allo zero termico di costruzione.

Dalla normativa nazionale (NTC18), è possibile ricavare i valori della temperatura dell'aria per il sito in costruzione.

La temperatura massima e minima è stata determinata considerando una quota sul livello del mare del sito pari a di circa 790m.

Per costruzioni in Zona II (§3.5.2 NTC18),  $T_{max}$  e  $T_{min}$  valgono rispettivamente  $40.5^\circ\text{C}$  e  $-12.5^\circ\text{C}$ . La temperatura media iniziale  $T_0$  è assunta pari a  $15^\circ\text{C}$  (§3.5.4).

Utilizzando questi dati nelle formule presenti nella norma UNI EN 1991-1-5 (Eurocodice 1, parte 1-5), si ricavano i valori relativi alla variazione termica uniforme e lineare da applicare al modello di calcolo.

In particolare, in accordo al capitolo 6 "Variazioni di temperatura nei ponti" si ricavano i seguenti valori:

- variazione termica uniforme +/-30°C per la soletta e per le travi;
- variazione termica lineare di +/-15°C lungo l'altezza delle travi.

### 4.6 Carico mobile (q<sub>1</sub>)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di 1<sup>a</sup> categoria:

- su due assi in tandem di intensità pari a Q<sub>1k</sub>=300 kN ognuno, distanti 1.20m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00m, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m; da un carico uniformemente distribuito q<sub>1k</sub> di 9.00 kN/m<sup>2</sup> distribuito linearmente lungo l'asse della corsia di larghezza convenzionale pari 3.00m come mostrato nella figura seguente.
- una seconda e una terza colonna di carico, ridotte (Q<sub>ik</sub> , q<sub>ik</sub> ) secondo lo schema sotto riportato;
- una quarta colonna di carico e la parte rimanente della carreggiata caratterizzate da un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup>.

La figura che segue mostra lo schema di carico previsto dalla normativa.

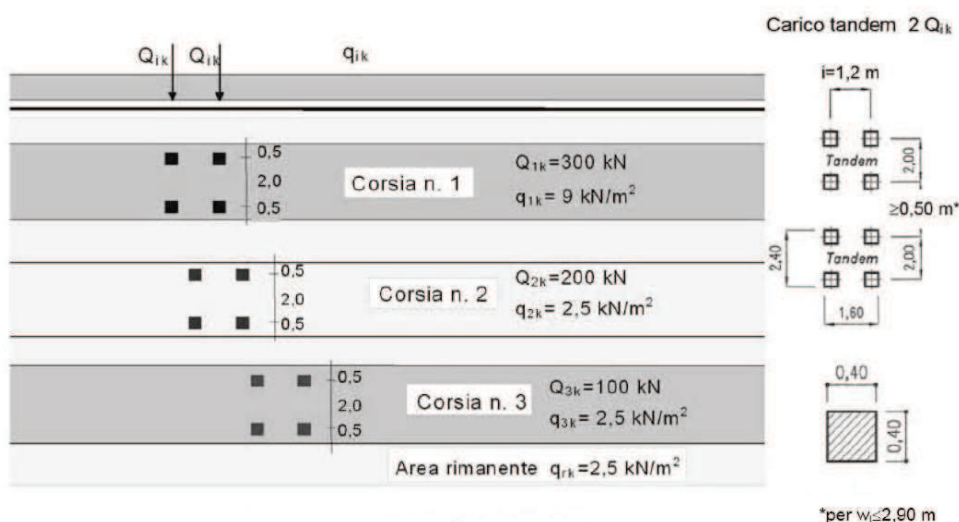


Figura 3 - Schema di carico carichi mobili

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura sono state considerate diverse condizioni di carico, di caso in caso disposte nelle posizioni più sfavorevoli.

In particolare sono state considerate tre diverse configurazioni di carico:

- I. Corsia 1 con massima eccentricità esterna
- II. Corsia 1 centrale
- III. Corsia 1 con massima eccentricità interna

Successivamente si farà riferimento ai carichi distribuiti come UDL ed ai carichi concentrati come TS.

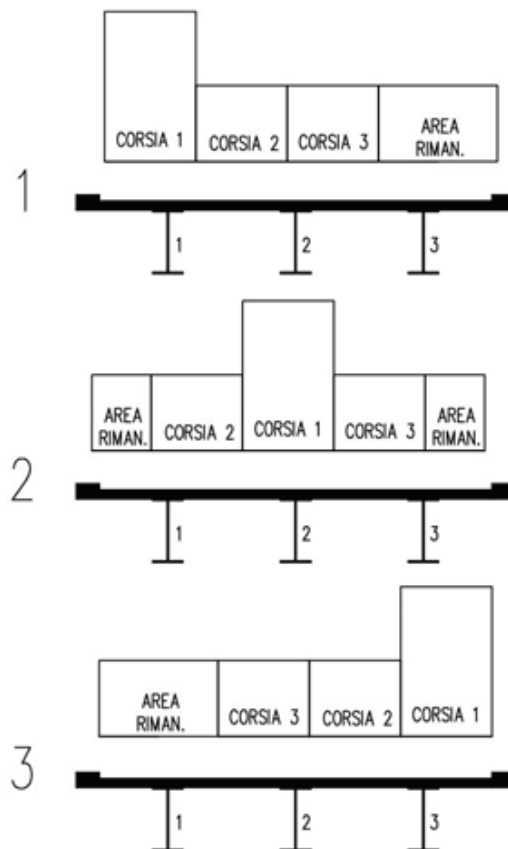


Figura 4 - Configurazione carichi mobili

#### 4.7 Azione di frenamento (q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a quanto segue per i ponti di prima categoria:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel presente caso risulta:  $q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 90 = 603 \text{ kN}$ .

#### 4.8 Azione centrifuga (Q4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R, l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella che segue essendo

$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$  il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 sul ponte.

Il carico concentrato Q4, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q4 [kN]
$R < 200$	$0.2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Nel presente caso, il raggio di curvatura del viadotto è pari a  $R=150$  m ed il valore di  $Q_v=1200$  kN; ne consegue che il valore della forza centrifuga è pari a:

$$Q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 0.2 \cdot 1200 = 240 \text{ kN.}$$

#### 4.9 Vento (q5)

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 coefficiente di pressione), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

$C_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle medesime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

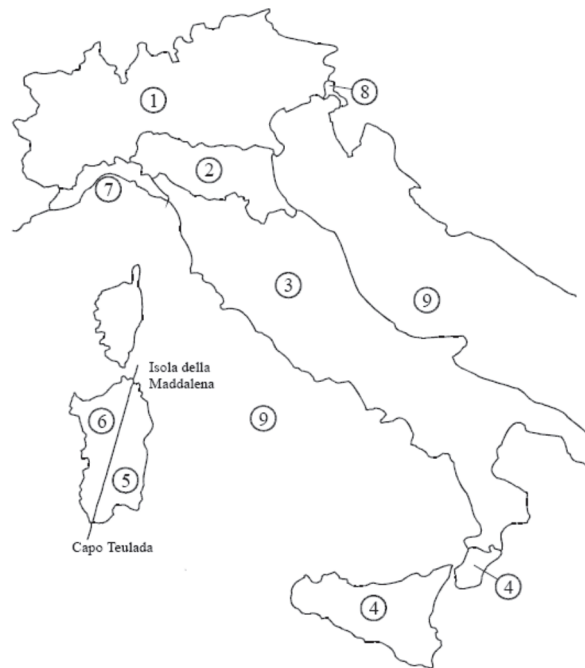
$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

Essendo l'opera in esame in ZONA 7 e l'altitudine sul livello del mare (in m) minore di  $a_0=1000m$ , la velocità di riferimento  $v_b=v_{b,0}$  è pari a 28 m/s per un  $T_R$  di 50 anni. La velocità di riferimento  $v_r$  per  $T_R$  di 100 anni vale:

$$v_r = v_b \times C_r = 28 \times 1.039 = 29.1 \text{ m/s}$$

La pressione cinetica di riferimento risulta quindi pari a:

$$q_b=0.529 \text{ kN/m}^2$$



Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezza del suolo non maggiori di  $z=200m$ , esso è dato dalla formula:

$$c_e(z)=k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7+c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z)=c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

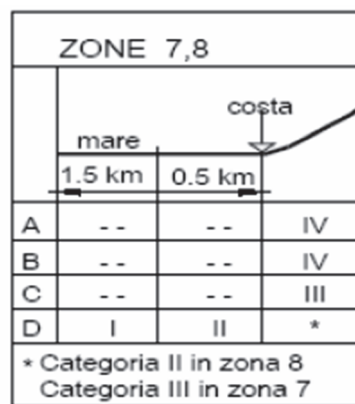
$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  sono assegnati nella tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

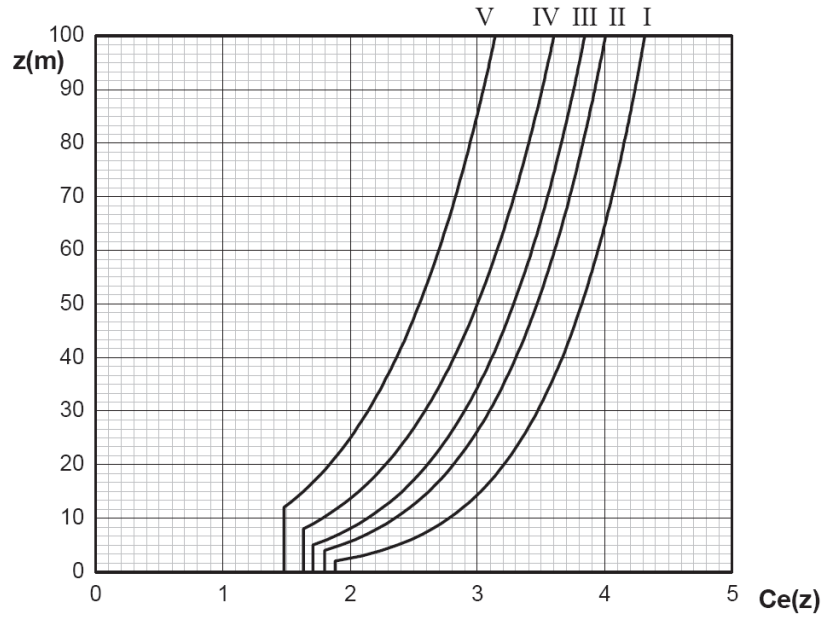


Categoria di esposizione del sito	$K_t$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella figura che segue in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Nel caso specifico si assume una classe di rugosità del terreno di tipo "C", ed una categoria di esposizione III (il sito sorge ad una quota pari a circa 790m s.l.m.).



Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la figura che segue riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.



Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

Per l'opera in esame in ZONA 7 su suolo con Rugosità C e Categoria di Esposizione III valgono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.20;$$

$$z_0 = 0.10 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 5.0 \text{ m}$$

$$c_t = 1$$

Il coefficiente  $c_e$  risulta pari a:

$$c_e(z=20\text{m}) = 2.61$$

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Per l'opera in esame viene assunto cautelativamente pari a 1.

Il coefficiente di forma  $c_p$  si riconduce al coefficiente di forza  $c_{fx,0}$ . Il coefficiente di forza  $c_{fx,0}$  si determina in base al rapporto tra larghezza  $b$  e altezza totale dell'impalcato  $d_{\text{tot}}$ .

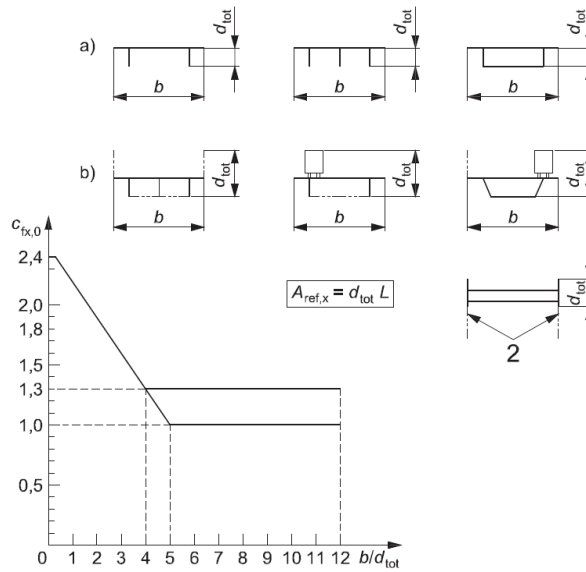


Figura 5 - Correlazione tra il rapporto  $b/d_{tot}$  e coefficiente di forma  $c_{fx,0}$  (figura 8.3 EC1-4)

Altezza impalcato	m	3.0
Ingombro veicoli	m	2
$d_{tot}$	m	5
$b$	m	14.0
<b><math>c_{fx,0}</math></b>	-	<b>1.8</b>

Alla luce di quanto riportato sopra, il valore della pressione del vento risulta pari a:

$$p=2.48 \text{ kN/m}^2.$$

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transianti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

## 4.10 Azione sismica (q6)

Per l'individuazione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel **Nuovo Testo** unico delle **Costruzioni**, D.M. 17/01/2018.

In particolare considerando che l'opera in esame:

- secondo la Tab. 2.4.1 del NTC-18 può essere classificata come una costruzione di Tipo 3, quindi con una Vita Nominale  $V_N \geq 100$  anni;
- in base al paragrafo 2.4.2 la sua Classe d'uso è la III e quindi il coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ ;

la sua Vita di Riferimento  $V_R$  in base alla quale vengono valutate le azioni sismiche risulta pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 100 * 1.5 = 150 \text{ anni}$$

Inoltre facendo riferimento allo **Stato Limite Ultimo** di salvaguardia della Vita, SLV, si ha che l'azione sismica calcolata per una Probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento  $V_R$  sopra determinato, in corrispondenza della posizione geografica dell'opera in esame porta a definire un valore del **PGA** pari a **0.145 g**.

Continuando, per la determinazione dello "spettro di progetto (SLV)", riportato nelle immagini seguenti, si sono utilizzati i parametri relativi alla Categoria di sottosuolo B e a quella topografica T4; oltre al valore del Fattore di struttura  $q$ , che per la componente verticale dell'azione è fissato dalla normativa pari ad 1, mentre per quella orizzontale è stato valutato pari a 3.5. Per  $h/H=0.4$  il fattore di amplificazione dinamica vale 1.16.

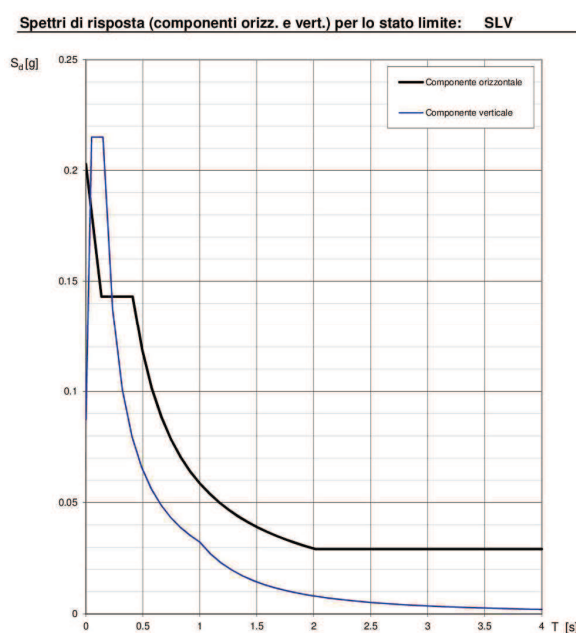


Figura 6 - Spettro di risposta allo SLV

La variabilità spaziale del moto è stata tenuta in conto come illustrato nel paragrafo 3.2.4.2 delle Norme tecniche 2018. Lo spostamento massimo relativo tra due punti i e j può essere calcolato come:

$$d_{ijmax} = 1.25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

dove  $d_{gi}$  e  $d_{gj}$  sono rispettivamente gli spostamenti massimi dei punti i e j. In assenza di forti discontinuità orografiche lo spostamento tra due punti a distanza x si può valutare come:

$$d_{ij} = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) [1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}}]$$

con:

- $v_s$  è la velocità a propagazione delle onde di taglio;
- $d_{ij0} = 1.25 |d_{gi} - d_{gj}|$

#### **4.11 Le resistenze passive dei vincoli ( $q_7$ )**

Le resistenze passive dei vincoli sono quelle generate da un attrito pari al 3%. Per ciò che riguarda invece la pila 1, che presenta apparecchi d'appoggio fissi longitudinali, è stata considerata una resistenza passiva generata da una forza d'attrito differenziale; essendo il ponte simmetrico, tale forza è stata valutata come differenza tra l'attrito pari al 3% generato da metà impalcato e l'attrito generato dall'altra metà dell'impalcato pari all'1.5%.

#### **4.12 L'applicazione dei carichi sulla struttura**

Essendo nel suo funzionamento globale l'impalcato un sistema misto acciaio-clc, l'applicazione delle azioni agenti viene suddivisa in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di clc della soletta, seguendo quindi l'effettiva evoluzione dei diversi livelli di rigidità e caratteristiche meccaniche delle sezioni.

##### **Fase 1:**

considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

**Fase 2:**

ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, sicurvia, velette) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio - calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa, che si traduce, per le verifiche condotte con il metodo degli stati limiti, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione "n" pari a 18.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

In particolare gli effetti del ritiro sull'intera struttura dell'impalcato vengono tradotti con un'azione di trazione sulla sola soletta, accompagnata da una pari compressione con relativo momento flettente di trasporto associato, dovuto all'eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione mista.

**Fase 3 :**

corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio - cls vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale 6, per la classe di resistenza del calcestruzzo ipotizzata.

Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per ottenere in ciascuna sezione la condizione di massimo valore di taglio, di momento flettente o di momento torcente.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale.

---

## 5 Analisi strutturale

Il viadotto in oggetto è stato studiato utilizzando un modello numerico a graticcio di travi, con le caratteristiche meccaniche degli elementi che variano a seconda della fase in analisi, come precedentemente esposto. Al modello a graticcio si affianca un modello monofilare utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni nelle sottostrutture generate dall'azione sismica, dal vento, dalla forza centrifuga e dalla frenatura.

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 e 3 è stata determinata in accordo con il D.M. 17/01/18.

I nodi della schematizzazione corrispondono a punti caratteristici della struttura quali irrigidenti, giunti, diaframmi, ecc.

L'origine del modello numerico è stata assunta in corrispondenza della Spalla A.

### 5.1 Modello agli E.F.

Le analisi eseguite sulla struttura in oggetto, sono state condotte mediante l'utilizzo di diversi modelli agli elementi finiti (E.F.), al fine di schematizzare in modo fedele alla realtà il comportamento strutturale nelle differenti fasi della costruzione e della vita del viadotto. In particolare sono state considerate rigidità differenti per gli elementi in calcestruzzo (soletta) in funzione delle azioni di breve o lunga durata agenti di volta in volta. Inoltre al fine di tenere in considerazione la fessurazione del calcestruzzo, in corrispondenza degli appoggi di continuità per una lunghezza pari al 15% della luce, in accordo con il D.M. 17/01/18, è stata applicata una rigidità flessionale ridotta. La rigidità flessionale degli elementi fessurati è stata calcolata considerando l'intera sezione in acciaio e l'armatura compresa all'interno della soletta collaborante.

In particolare dal punto di vista geometrico e degli elementi strutturali descritti dal modello si avranno le seguenti 3 schematizzazioni:

A) "Modello con sola carpenteria metallica": utilizzato per l'analisi dei pesi propri, compreso il getto della soletta che avviene sulle predalles poggiate sulle travi, alle quali è stato assegnato il corrispettivo carico agente.

Gli elementi beam che modellano la carpenteria metallica riproducono fedelmente la sua geometria e le caratteristiche inerziali.

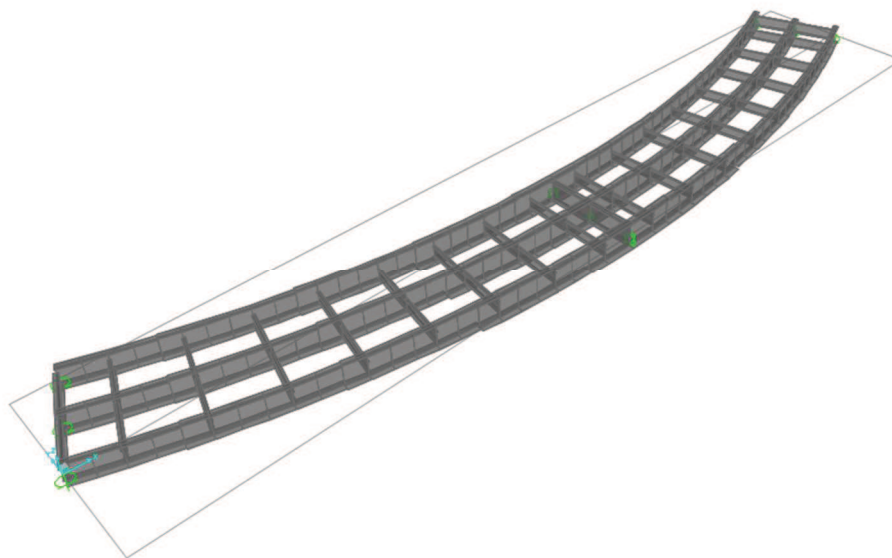


Figura 7 - Modello agli E.F. con sola carpenteria metallica

B) "Modello a maturazione della soletta avvenuta": utilizzato per l'applicazione dei permanenti portati e del ritiro.

In questa fase, la struttura è di tipo misto acciaio-calcestruzzo schematizzata mediante elementi di tipo "beam" per le travi longitudinali composte e i traversi, nonché per la soletta superiore in c.a. in direzione trasversale. Il coefficiente di omogeneizzazione adottato per gli elementi composti è  $n=18$  considerando carichi di lunga durata. Si osservi che  $n=18$  deriva dall'assunzione di un modulo di elasticità fittizio  $E_c^*$  del calcestruzzo pari a circa  $E_c/3$  (con  $E_c$  il modulo istantaneo). In questo modo l'analisi degli effetti della viscosità nel tempo viene ricondotta ad un semplice calcolo elastico da effettuarsi con modulo ridotto  $E_c^*$ .

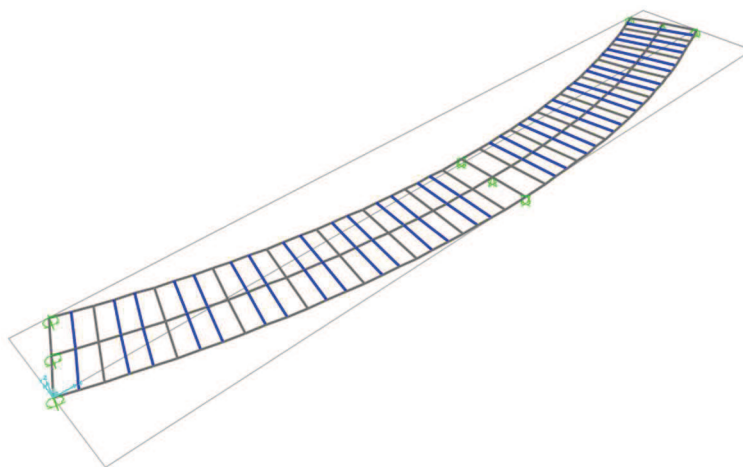


Figura 8 - Modello agli E.F. a maturazione della soletta avvenuta



C) "Modello per le azioni di breve durata": utilizzato per l'applicazione dei carichi variabili. In questa fase, la struttura è di tipo misto acciaio-calcestruzzo schematizzata mediante elementi di tipo "beam" per le travi longitudinali composte e i traversi, nonché per la soletta superiore in c.a. in direzione trasversale. Il coefficiente di omogeneizzazione adottato per gli elementi composti è  $n=6$  considerando carichi di breve durata.

D) Ai tre modelli precedentemente illustrati ne è stato aggiunto uno monofilare utilizzato per la definizione del comportamento dinamico della struttura. In questo modello l'impalcato è stato schematizzato come una trave avente una rigidezza equivalente utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

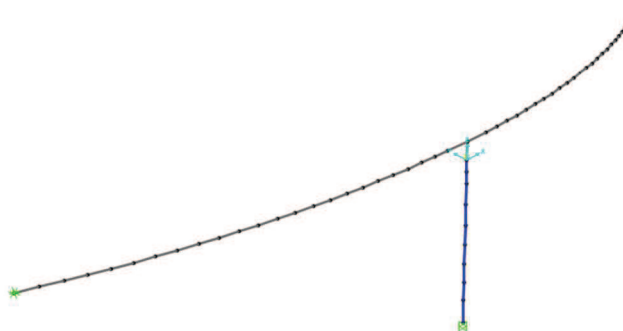


Figura 9 - Modello agli E.F monofilare

Per quanto riguarda i vincoli disposti nei modelli, questi sono riassunti nell'immagine seguente:

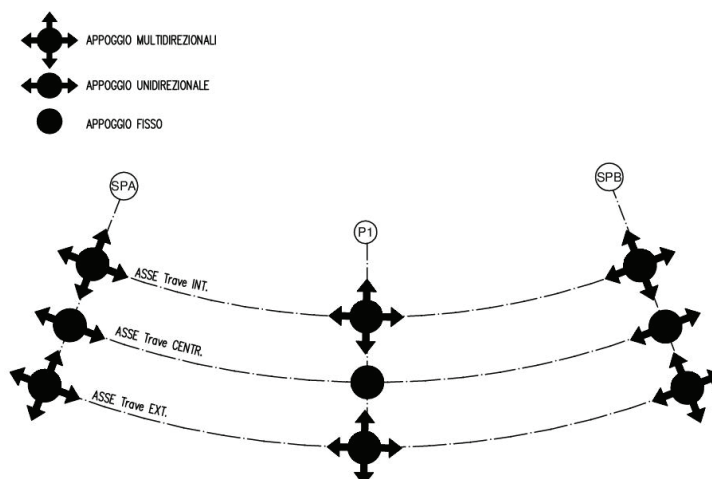


Figura 10 - Schema disposizione appoggi

I vincoli unidirezionali sono disposti in direzione della congiungente tra il vincolo stesso ed il vincolo fisso.

## **5.2    *Descrizioni delle analisi effettuate***

Si è proceduto ad eseguire una serie di analisi considerando i modelli precedentemente presentati soggetti alle seguenti azioni elementari, suddivise in azioni di breve e di lunga durata;

*Modello A :*

- peso proprio travi in acciaio;
- peso del getto di cls.

*Modello B (n=18) :*

- pesi permanenti portati;
- ritiro.

*Modello C (n=6) :*

- carichi mobili;
- vento;
- termica;

*Modello D Monofilare (n=6) :*

- sisma;
- vento;
- frenatura;
- centrifuga;

### 5.3 Caratteristiche meccaniche dell'impalcato

Nel dimensionamento degli elementi si è scelto di mantenere costanti gli spessori e le larghezze delle anime e delle flange nell'ambito di un medesimo concio, utilizzando al limite dei tratti di impiattamento delle flange ove indispensabile, facendo variare invece gli stessi da un concio all'altro.

Qui di seguito sono riportate le dimensioni dei conci impiegati per la realizzazione del viadotto.

Longitudinalmente i conci hanno le seguenti dimensioni:

Concio	Lunghezza in asse tracciamento (m)	Concio	Lunghezza in asse tracciamento (m)
1	8.250	4	11.00
2	11.00	5	9.00
3	11.00		

Tabella 3 - Conci travi metalliche

Nelle tabelle che seguono vengono quindi riportate in dettaglio, concio per concio, le dimensioni delle travi metalliche e le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti i modelli B,C e D.

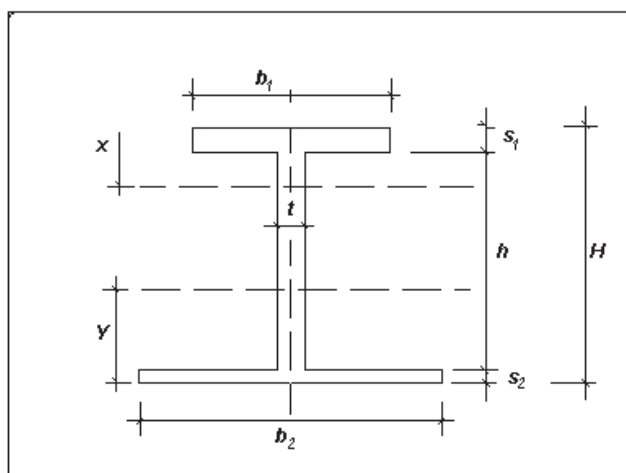


Figura 11 - Sezione travi principali

CONCIO	LUNGHEZZA CONCI IN ASSE	Variazione H		ALA SUP.		ANIMA	ALA INF.		IMPIATT. SUP.		IMPIATT. INF.	
		H iniz.	S	B	S	S	B	S	B	S	S	S
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	8250	1800	1950	24	600	20	30	900				
2	11000	1950	2170	24	600	20	40	1000				
3	11000	2170	2390	24	600	20	40	1000				
4	11000	2390	2700	30	800	22	40	1000				
5	9000	2700	2700	40	800	22	40	1000	20	650	20	900
4	11000	2700	2390	30	800	22	40	1000				
3	11000	2390	2170	24	600	20	40	1000				
2	11000	2170	1950	24	600	20	40	1000				
1	8250	1950	1800	24	600	20	30	900				

Tabella 4 - Dimensioni travi metalliche

MODELLO B							
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
CONCIO_1	S355	2.88E-01	2.76E-03	1.30E-01	3.57E-01	3.75E-02	4.03E-02
CONCIO_2	S355	3.04E-01	2.77E-03	1.98E-01	3.58E-01	4.12E-02	5.31E-02
CONCIO_3	S355	3.09E-01	2.77E-03	2.45E-01	3.58E-01	4.56E-02	5.31E-02
CONCIO_4	S355	3.28E-01	2.78E-03	3.15E-01	3.59E-01	5.60E-02	6.25E-02
CONCIO_5	S355	3.70E-01	2.87E-03	4.43E-01	3.62E-01	5.94E-02	1.00E-01

Tabella 5 - Caratteristiche meccaniche elementi trave modello B

MODELLO C							
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
CONCIO_1	S355	1.48E-01	9.30E-04	9.94E-02	1.20E-01	3.75E-02	4.03E-02
CONCIO_2	S355	1.64E-01	9.44E-04	1.46E-01	1.22E-01	4.12E-02	5.31E-02
CONCIO_3	S355	1.69E-01	9.45E-04	1.79E-01	1.22E-01	4.56E-02	5.31E-02
CONCIO_4	S355	1.88E-01	9.52E-04	2.35E-01	1.23E-01	5.60E-02	6.25E-02
CONCIO_5	S355	2.30E-01	1.04E-03	3.34E-01	1.25E-01	5.94E-02	1.00E-01

Tabella 6 Caratteristiche meccaniche elementi trave modello C

MODELLO D							
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
CONCIO_1	S355	8.87E-01	1.71E-02	3.93E-01	1.07E+01	1.13E-01	1.21E-01
CONCIO_2	S355	9.36E-01	1.71E-02	6.00E-01	1.07E+01	1.24E-01	1.59E-01
CONCIO_3	S355	9.49E-01	1.71E-02	7.40E-01	1.07E+01	1.37E-01	1.59E-01
CONCIO_4	S355	1.01E+00	1.71E-02	9.53E-01	1.07E+01	1.68E-01	1.87E-01
CONCIO_5	S355	1.13E+00	1.72E-02	1.34E+00	1.07E+01	1.78E-01	3.01E-01

Tabella 7 Caratteristiche meccaniche elementi trave modello D monofilare

## 6 Verifiche impalcato

### 6.1 Verifiche di resistenza agli SLU

Le verifiche di resistenza sullo stato limite ultimo nelle travi principali sono state effettuate utilizzando le combinazioni seguenti :

	G1	G2	RITIRO	UDL	TS	TEMP	VENTO
SLU_001	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_002	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_003	1	1	1.2	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_004	1	1	1.2	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_005	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_006	1.35	1.35	0	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_007	1	1	0	1.35	1.35	0	0

Tabella 8 - Combinazioni di calcolo SLU impalcato

La verifica per l'azione sismica è stata omessa in quanto per questa tipologia di impalcato acciaio-clc, molto leggeri, le azioni sismiche verticali sono sempre molto inferiori ai carichi accidentali, con cui non si combinano non essendo in presenza di una struttura che sarà soggetta a frequenti situazioni di incolonnamenti dei mezzi.

Di seguito si riportano i grafici che mostrano gli involuppi delle sollecitazioni massime e minime relative a tali combinazioni.

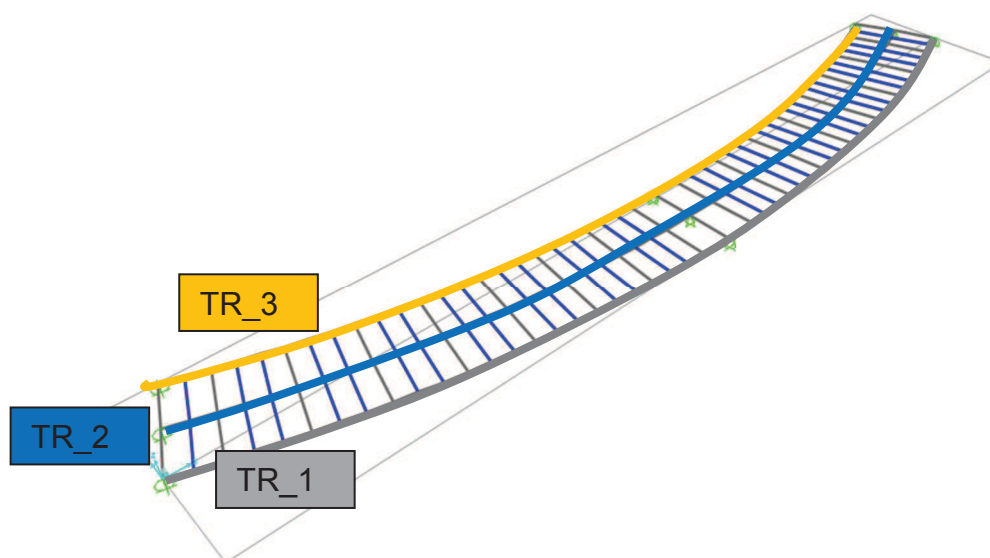
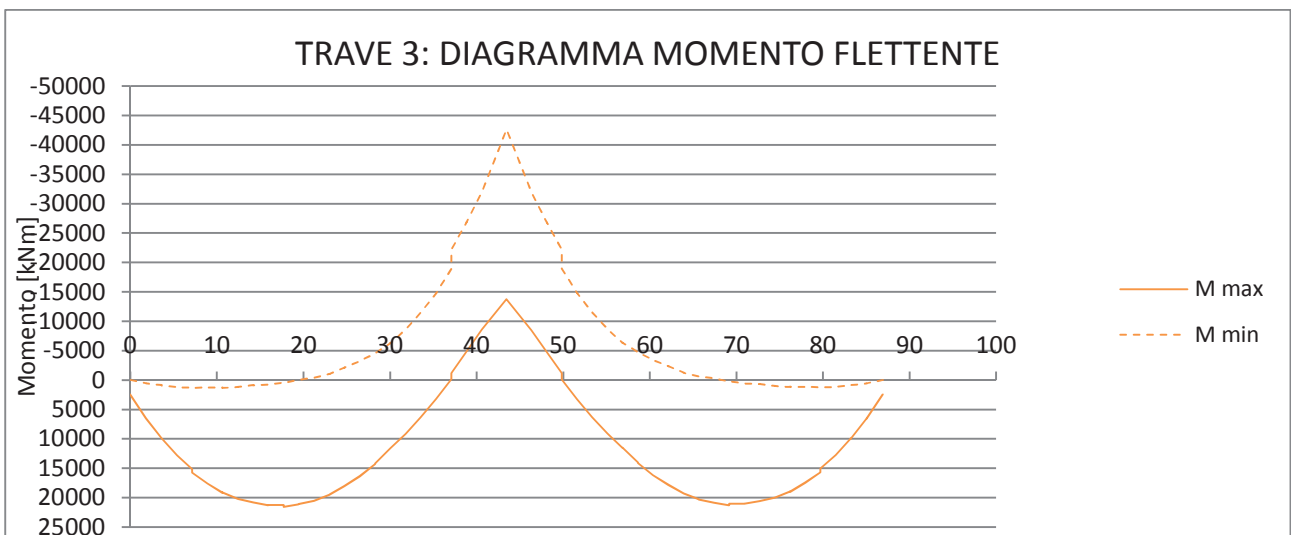
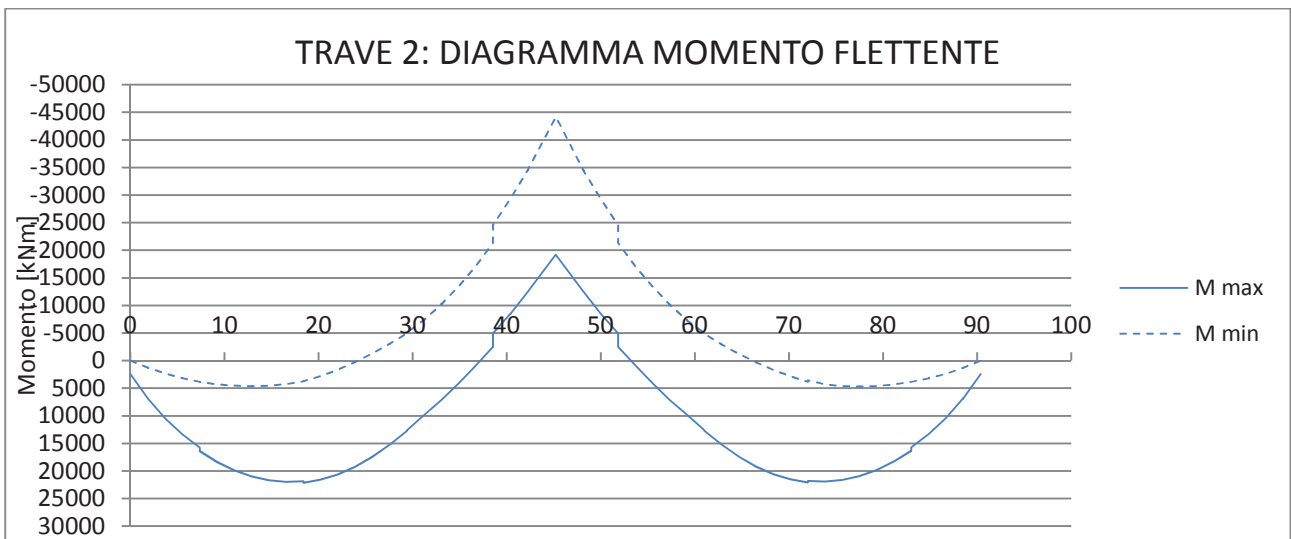
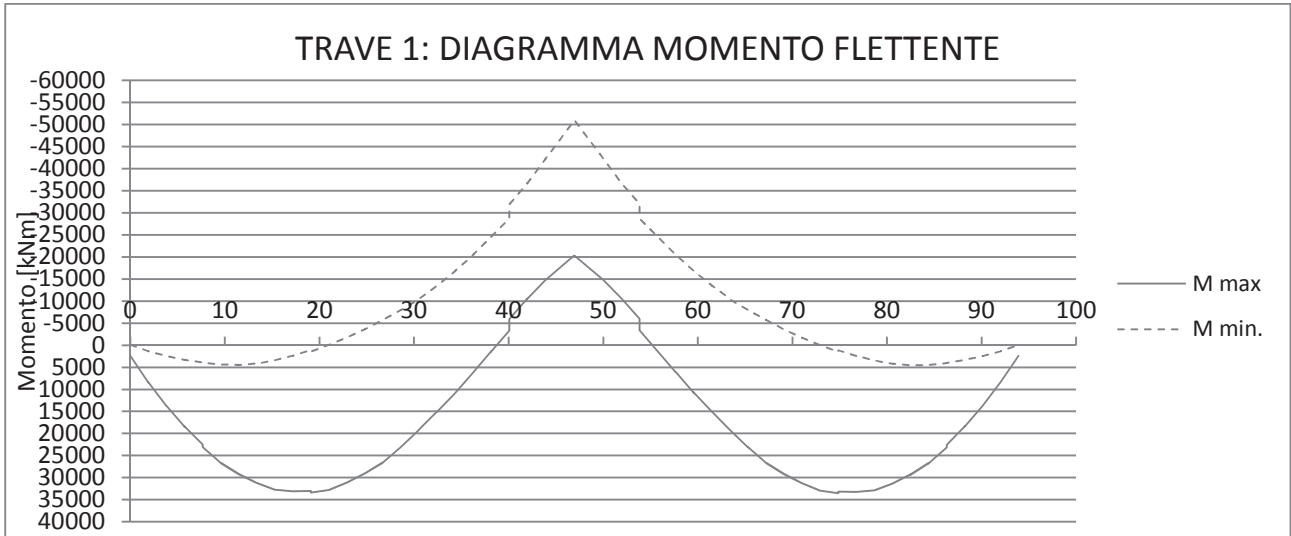
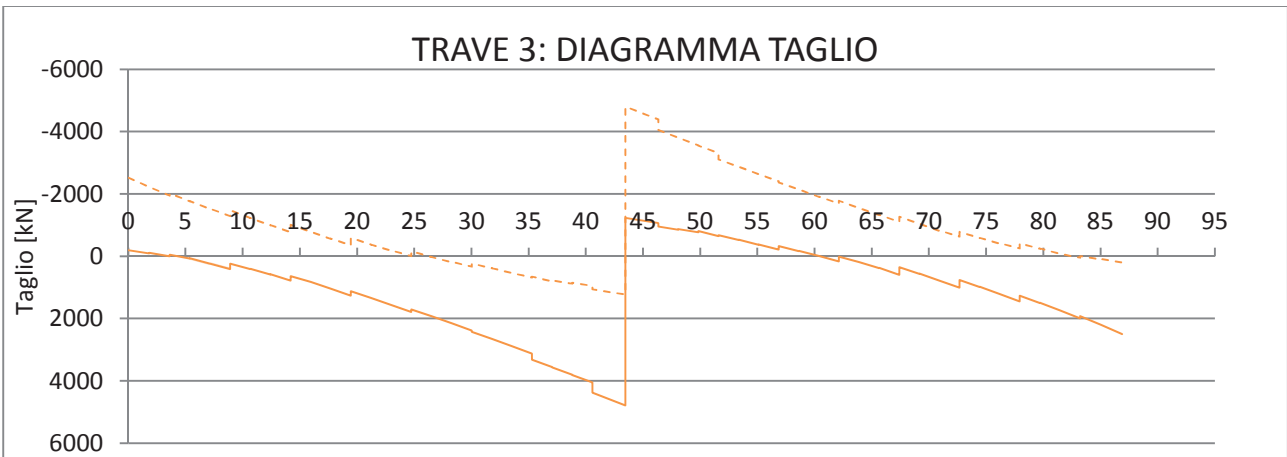
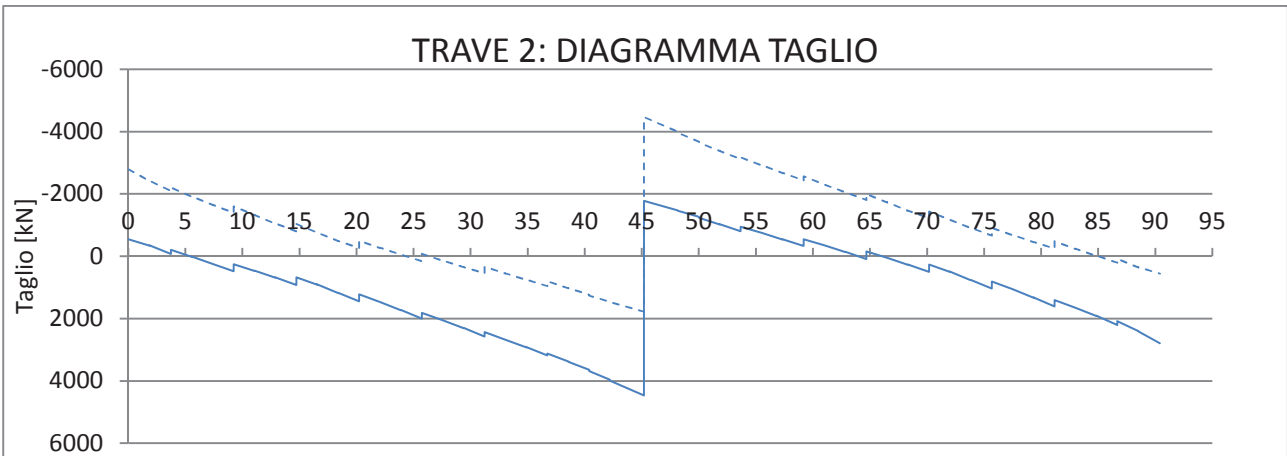
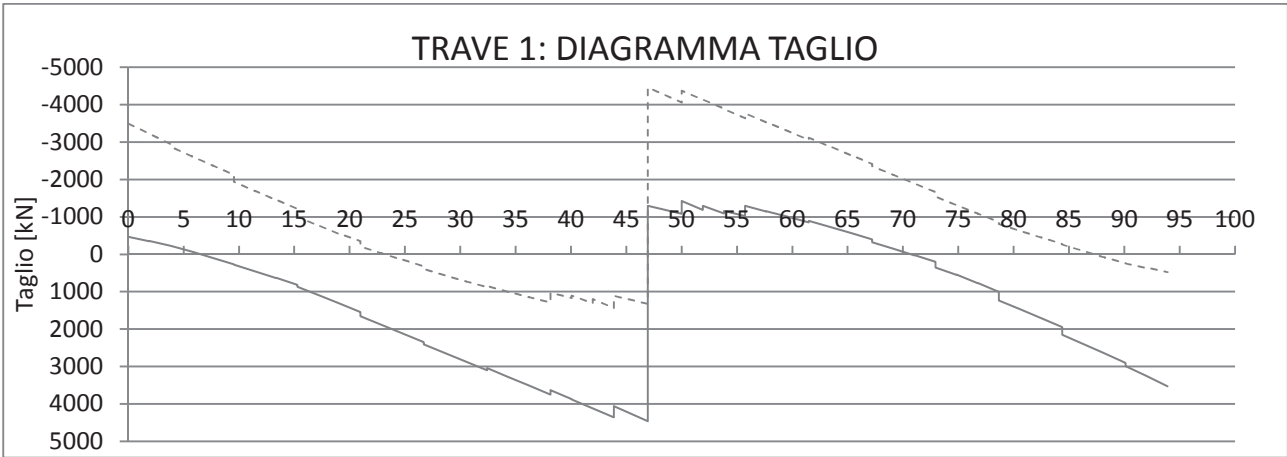


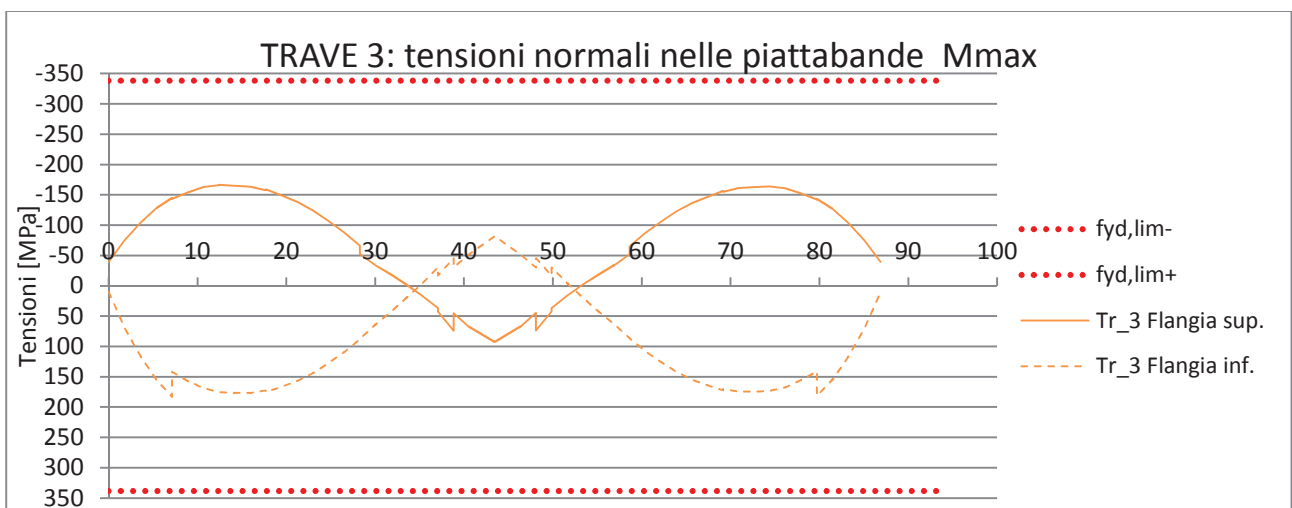
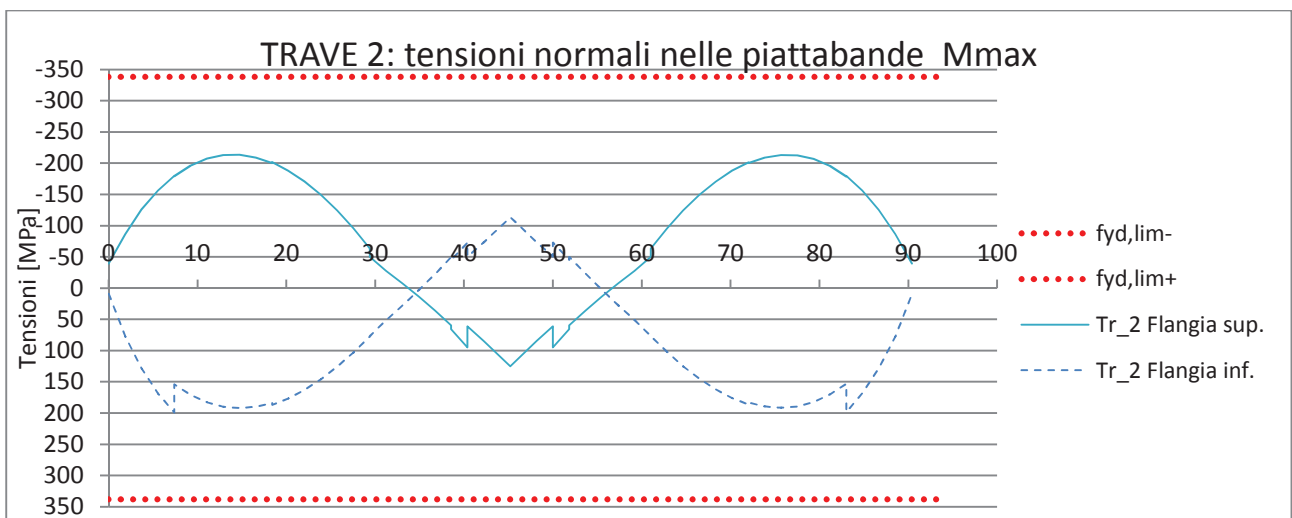
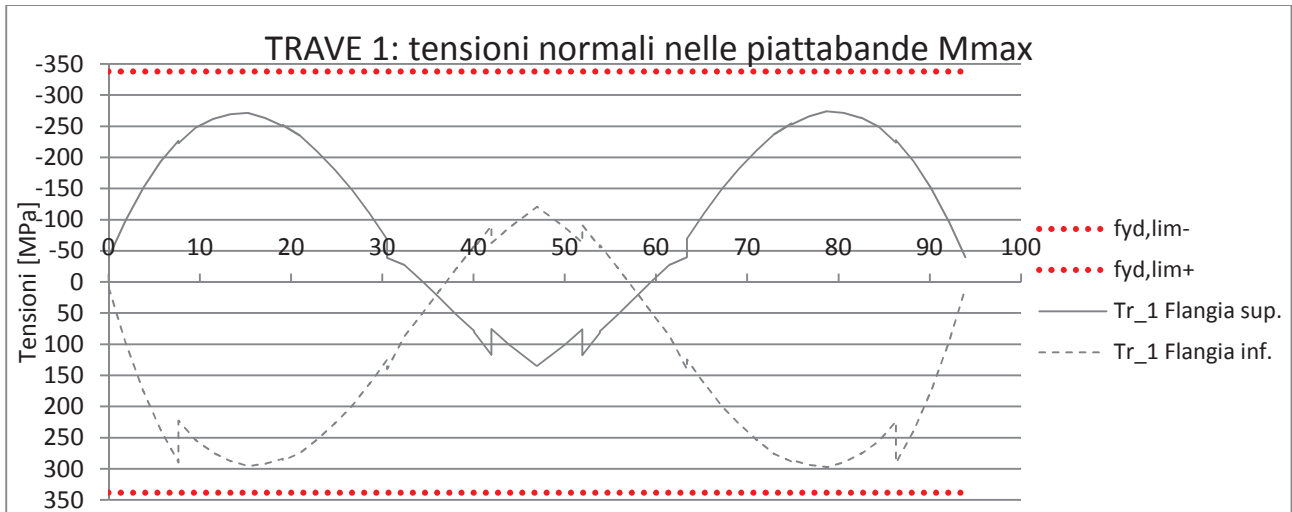
Figura 12 - Numerazione travi longitudinali



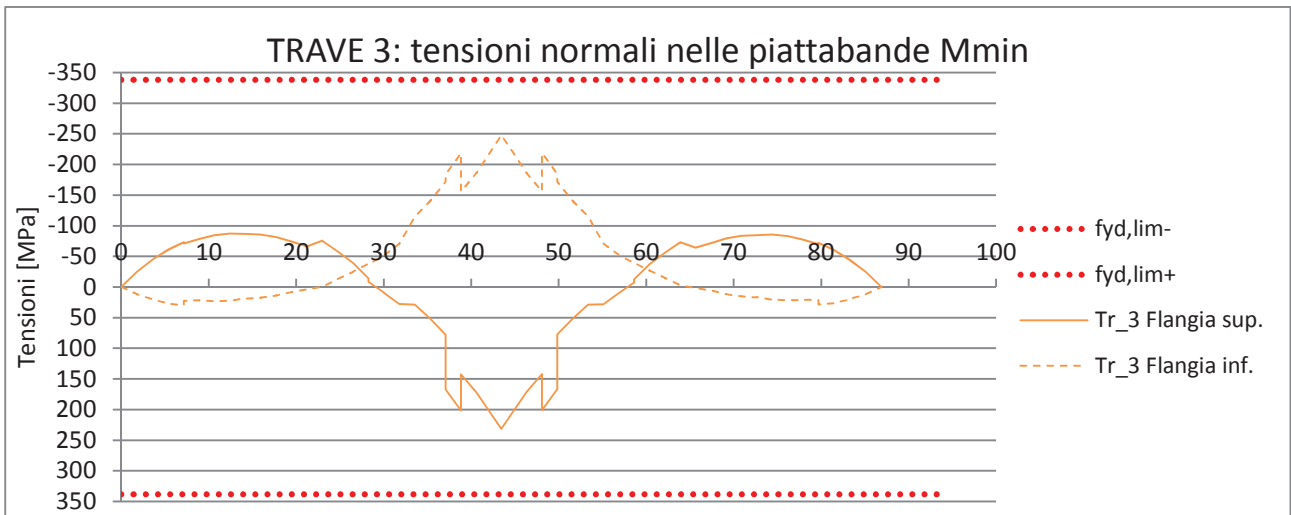
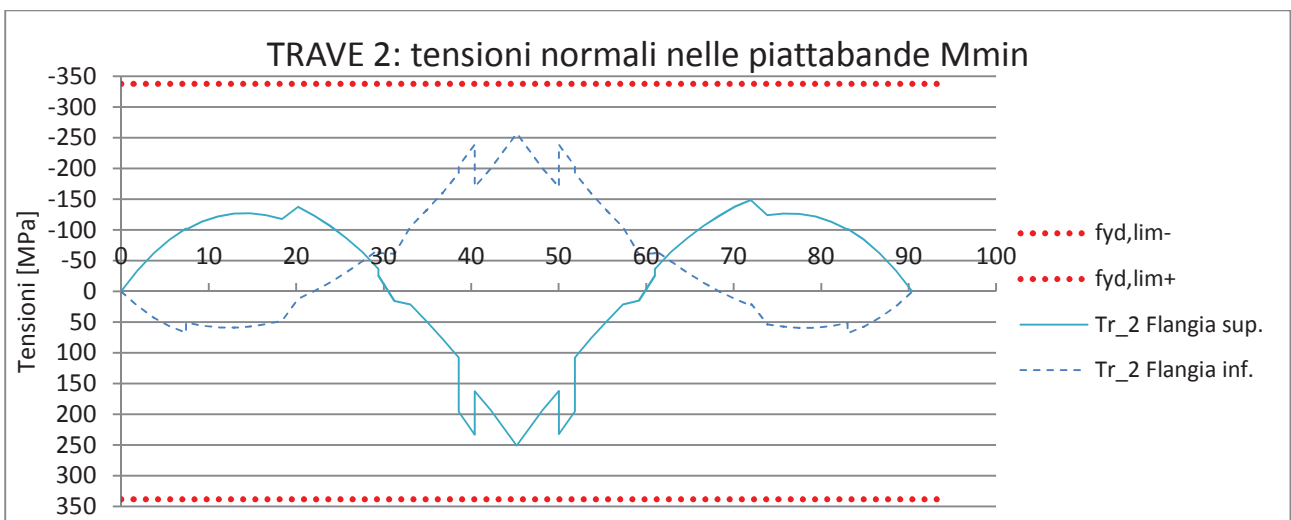
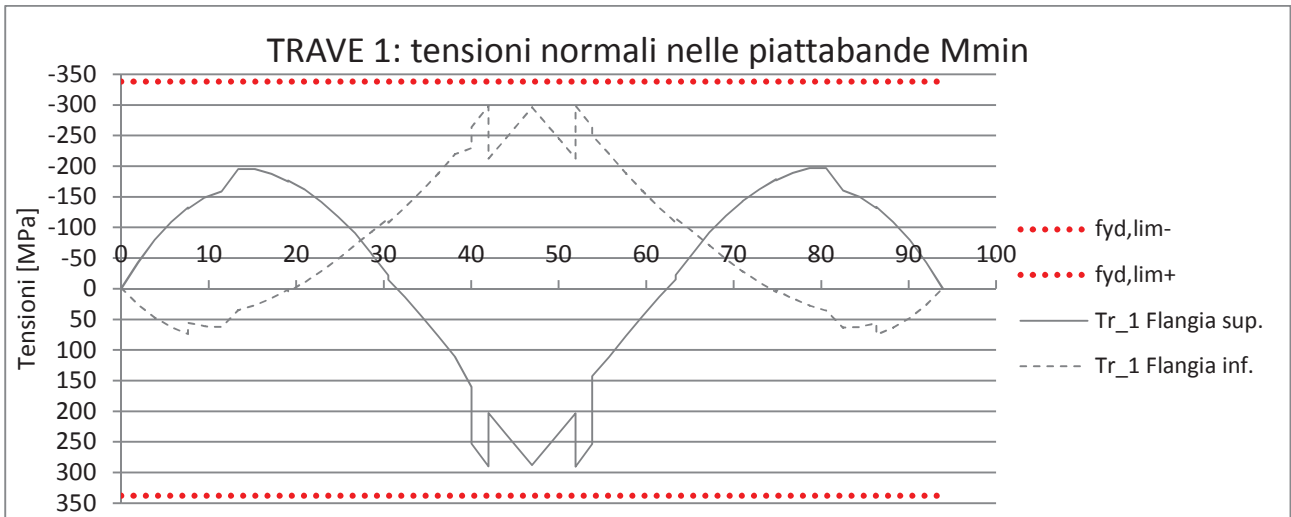


**Resistenza delle membrature (verifica condotta in campo elastico)**

Di seguito si riportano gli involuipi delle tensioni massime e minime ai lembi delle piattabande inferiore e superiore; le verifiche sono condotte in campo elastico tenendo in considerazione l'instabilità locale delle membrature in acciaio attraverso il metodo delle aree efficaci fornito nell'eurocodice 3 Parte 1-5: "Elementi strutturali a lastra".

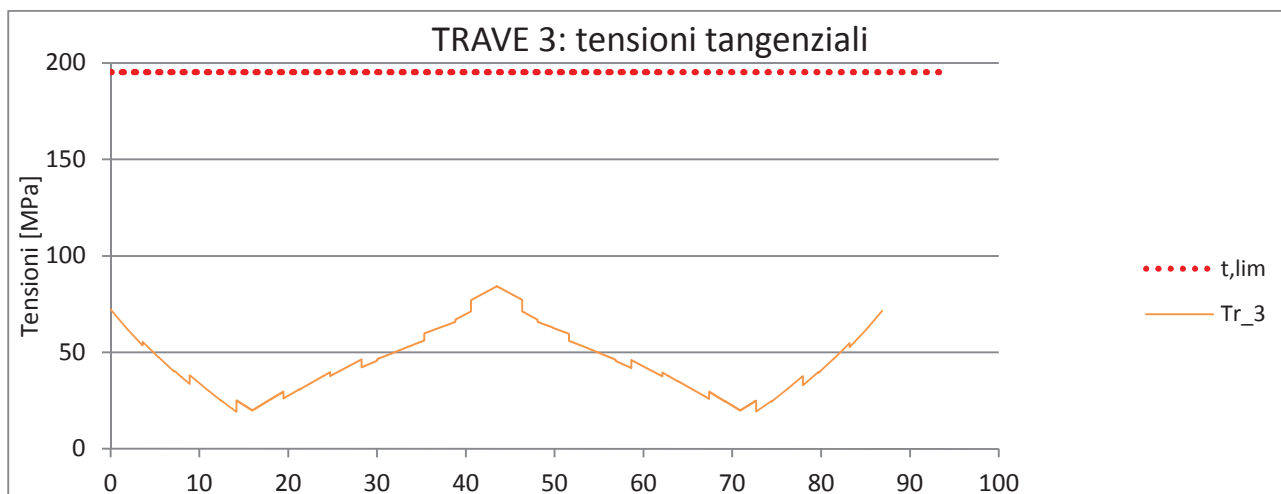
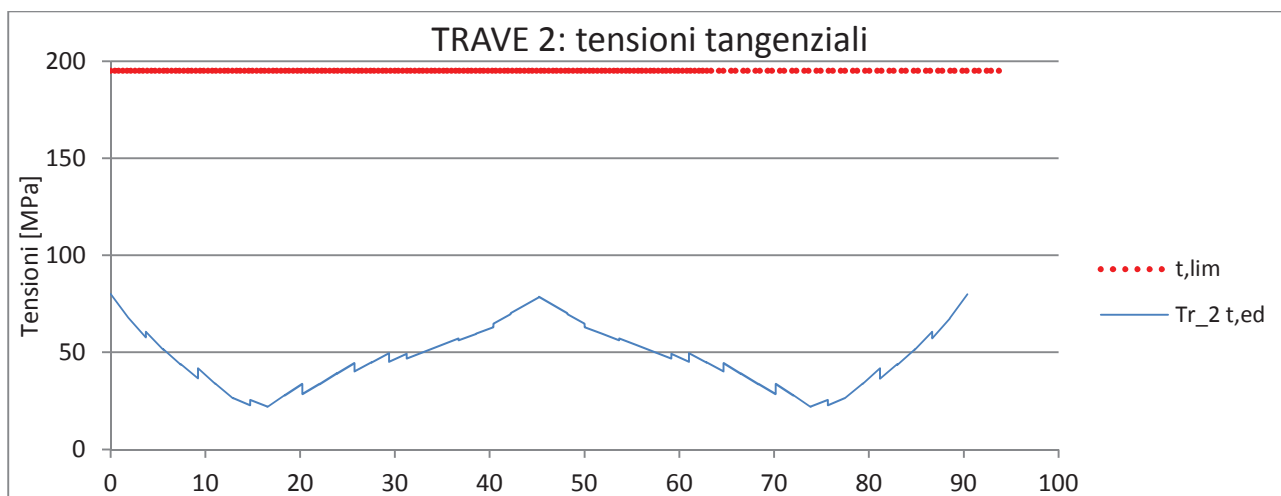
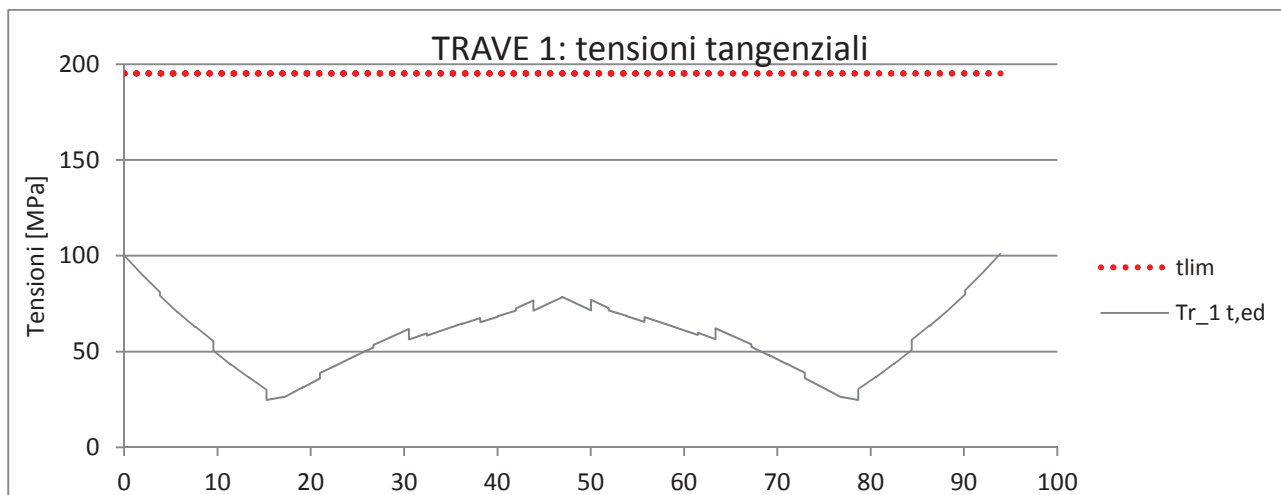






La verifica risulta soddisfatta, essendo sempre la tensione graficata inferiore a:

$$f_{yk}/\gamma_{M0}=355/1.05=338 \text{ MPa}$$



La verifica risulta soddisfatta, essendo sempre la tensione graficata inferiore a:

$$f_{yk}/((3)^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 355/((3)^{1/2} \cdot 1.05) = 195.2 \text{ MPa}$$

Inoltre risultando essa sempre inferiore anche a:

$$0.5 \cdot f_{yk}/((3)^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 0.5 \cdot 355/((3)^{1/2} \cdot 1.05) = 97.6 \text{ MPa}$$

non genera riduzioni della resistenza flessionale.

Si riportano le verifiche di instabilità locale nelle sezioni maggiormente sollecitate.

**- Trave 1: Campata 1**

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2317	[mm]	Altezza trav
bf,sup	600	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	24	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2253	[mm]	Altezza anima
tw	20	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1000	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	40	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	4500	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		NO	
ARMATURA			
Aarm,sup	3464	[mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
Aarm,inf	3464	[mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
<b>ACC.</b>	4774	0	896
<b>N 6</b>	20106	0	554
<b>N 18</b>	1691	-3350	230

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	$\sigma_{cls}$	$\tau_{acc}$
<b>ACC.</b>	-85	-83	49	51	-	-	-	-
<b>N 6</b>	-34	-33	151	154	-48	-33	-9	-
<b>N 18</b>	-28	-28	-7	-7	-30	-28	2	-
<b>TOT</b>	<b>-148</b>	<b>-144</b>	<b>192</b>	<b>198</b>	<b>-78</b>	<b>-62</b>	<b>-7</b>	<b>37</b>
<b>Limite</b>	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
<b>ACC.</b>	Yg	870	[mm] Altezza baricentro
	A	99453	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	8.16E+10	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=6</b>	Yg	1893	[mm] Altezza baricentro
	A	2.71E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.47E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=18</b>	Yg	1489	[mm] Altezza baricentro
	A	1.61E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	1.81E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>CLASSE SEZIONE</b>			3

CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
<b>ACC.</b>	Yg	870	[mm] Altezza baricentro
	A	99453	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	8.16E+10	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=6</b>	Yg	1893	[mm] Altezza baricentro
	A	2.71E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.47E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=18</b>	Yg	1489	[mm] Altezza baricentro
	A	1.61E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	1.81E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia

**- Trave 1: Appoggio 1**

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2700	[mm]	Altezza trav
bf,sup	800	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	56.25	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2585.75	[mm]	Altezza anima
tw	22	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1000	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	58	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	4500	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		SI	
ARMATURA			
Aarm,sup	14137	[mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
Aarm,inf	14137	[mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
<b>ACC.</b>	-24162	0	-1802
<b>N 6</b>	-19161	0	-1683
<b>N 18</b>	-7705	120	-314

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	$\sigma_{cls}$	$\tau_{acc}$
<b>ACC.</b>	167	161	-140	-146	-	-	-	-
<b>N 6</b>	86	82	-103	-107	94	81	0	-
<b>N 18</b>	35	33	-41	-43	38	33	0	-
<b>TOT</b>	<b>288</b>	<b>276</b>	<b>-284</b>	<b>-296</b>	<b>132</b>	<b>114</b>	<b>0</b>	<b>67</b>
<b>Limite</b>	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
<b>ACC.</b>	Yg	1243	[mm] Altezza baricentro
	A	159886.5	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.10E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=6</b>	Yg	2131	[mm] Altezza baricentro
	A	3.53E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	4.41E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=18</b>	Yg	1797	[mm] Altezza baricentro
	A	2.43E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	3.53E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>CLASSE SEZIONE</b>			4

CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
<b>ACC.</b>	Yg	1260	[mm] Altezza baricentro
	A	155875.8	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.08E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=6</b>	Yg	1502	[mm] Altezza baricentro
	A	1.84E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.68E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
<b>n=18</b>	Yg	1502	[mm] Altezza baricentro
	A	1.84E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.68E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia

## 6.2 Verifiche allo stato limite di fatica

Le verifiche per vita illimitata sono state condotte verificando che la massima differenza di tensione,  $\Delta\sigma_{max}$ , generato dai carichi ciclici in un dettaglio costruttivo sia inferiore al limite di fatica del dettaglio stesso. Il calcolo di  $\Delta\sigma_{max}$  è stato effettuato utilizzando il modello di carico di fatica 1. Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico q1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e i valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. In particolare  $\Delta\sigma_{max}$  è ottenuto nel seguente modo:

$$\Delta\sigma_{max} = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D$$

con:

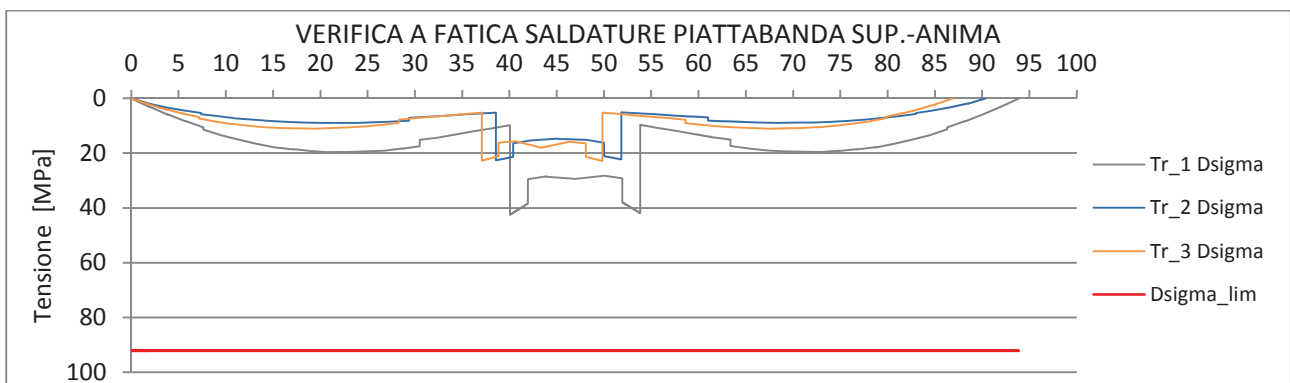
$\Delta\sigma_D$  limite di fatica ad ampiezza costante

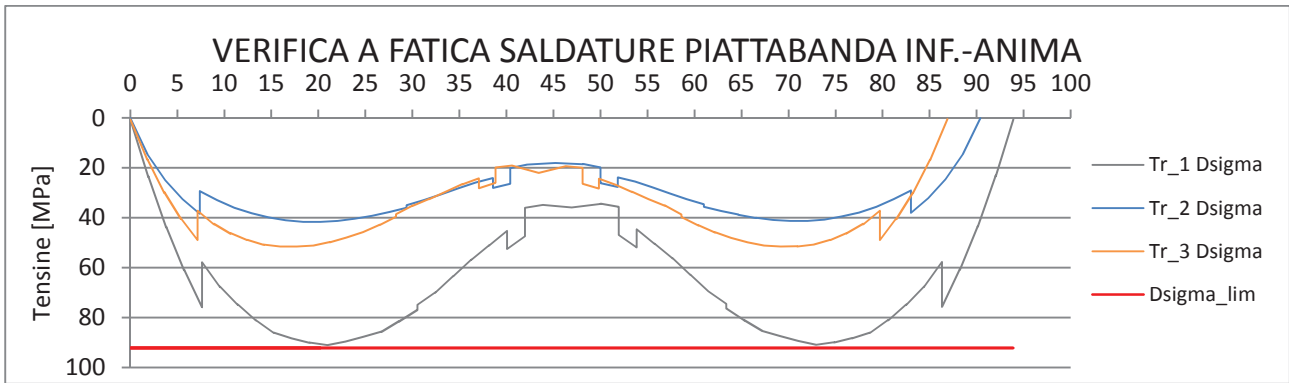
$\gamma_{Mf}$  coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.15 per strutture sensibili alla rottura per fatica.

Il limite di fatica ad ampiezza costante,  $\Delta\sigma_D$ , è ottenuto a partire dalla del dettaglio  $\Delta\sigma_c$ . In particolare si ha:

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_c$$

Il limite a fatica nelle piattabande è governato dalle saldature anima-flangia per le quali  $\Delta\sigma_c$  è pari a 125 MPa. Di seguito sono riportati i diagrammi dei delta tensione di calcolo delle tre travi con i rispettivi limiti.





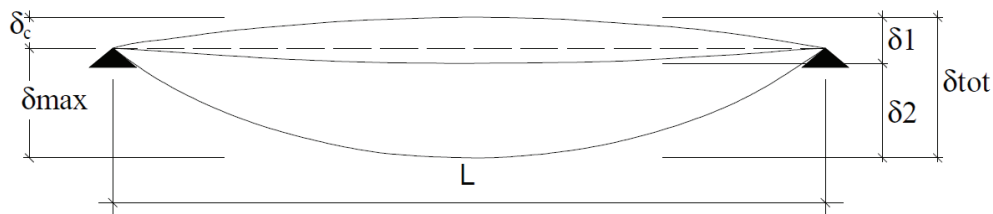
### 6.3 Trasversi

Le verifiche dei trasversi flessionali ad anima piena con sezione a doppio T non sono state riportate, considerati i modesti tasso di lavoro dell'acciaio. I calcoli saranno esplicitati nel progetto esecutivo dove dovranno essere verificate anche le loro giunzioni bullonate agli irrigidenti saldati trasversalmente alle travi principali.

### 6.4 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento verticale delle travi è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$



essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale =  $\delta_{tot} - \delta_c$

Gli abbassamenti massimi  $\delta_{max}$  delle travi devono risultare compatibili con la geometria della struttura in relazione alle esigenze del traffico, dei vincoli ed dei dispositivi di giunto previsti in progetto.

Quindi imponendo per l'impalcato una contromonta determinata per la totalità dei carichi permanenti ed il 25% dei carichi accidentali, rimarrà solamente da verificare che per le travi principali venga rispettata la seguente limitazione sugli abbassamenti sotto l'azione dei soli carichi accidentali di progetto:

$$\delta_{acc} = \frac{L}{700}$$

Gli abbassamenti maggiori si presentano ovviamente nelle mezzerie delle campate. Nella tabella seguente si riporta quindi lo spostamento massimo per campata.

	<b>L<sub>campata</sub></b>	<b>δ<sub>acc</sub></b>	<b>L/700</b>
	[m]	[mm]	[mm]
CAMPATA 1	45.00	48.0	64.3
CAMPATA 2	45.00	48.0	64.3

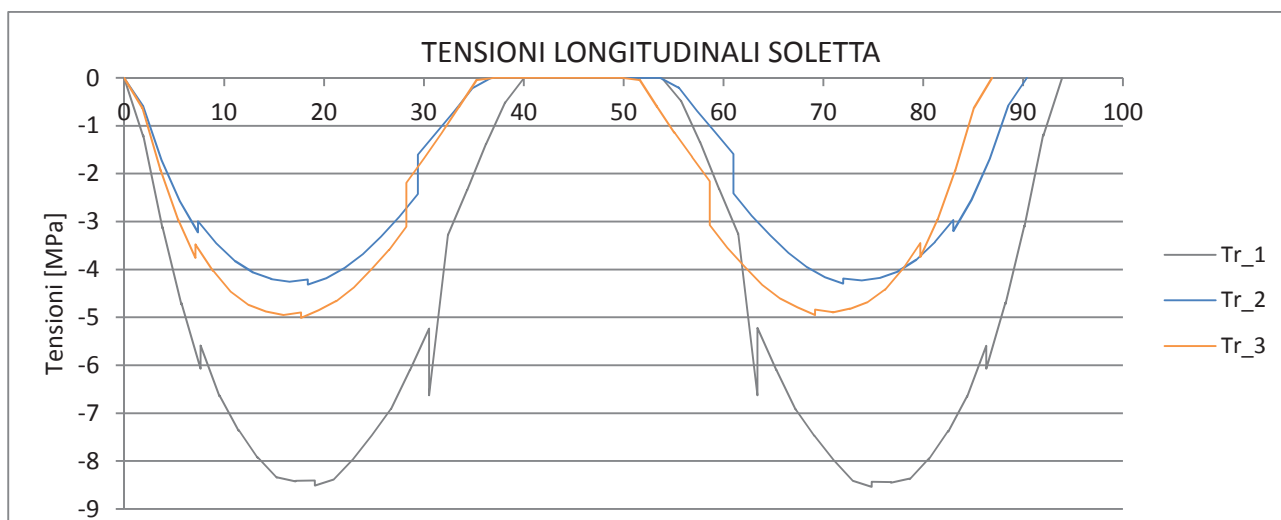
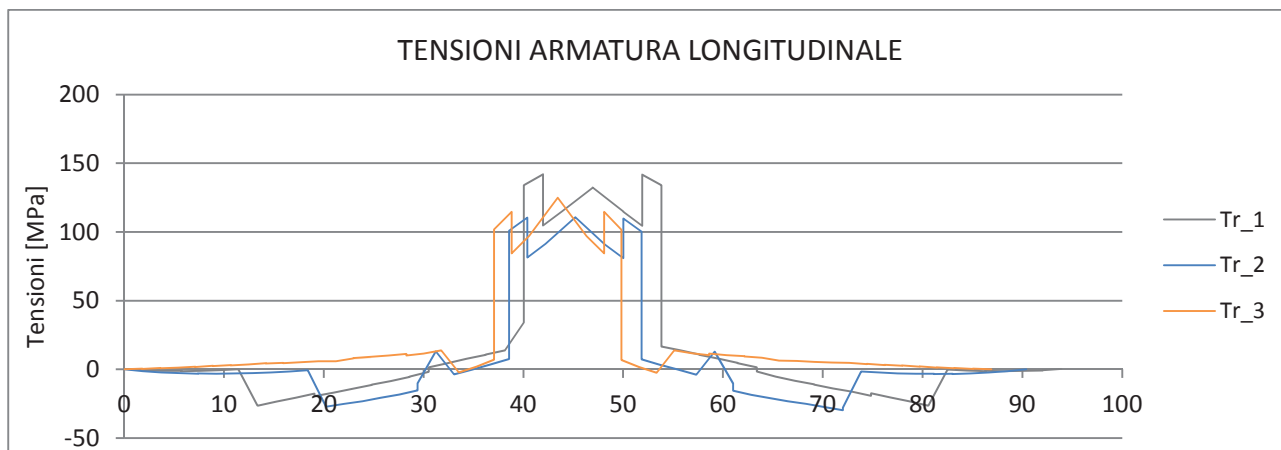
Tabella 9 - Abbassamenti carichi accidentali

### 6.5 Soletta in c.a.

La soletta in calcestruzzo ha uno spessore complessivo di 28cm. La soletta viene gettata per fasi su predalles di spessore 6cm. L'armatura della soletta è la seguente:

	<b>Posizione</b>	<b>Armatura</b>	
<u>Longitudinale</u>	<i>Appoggi intermedi</i>	<i>Superiore</i>	Φ 20 / 10
		<i>Inferiore</i>	Φ 20 / 10
	<i>Campata</i>	<i>Superiore</i>	Φ 14 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 14 / 20
<u>Trasversale</u>	<i>Sbalzo</i>	<i>Superiore</i>	Φ 20 / 10 + Φ 16 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 14 / 20
	<i>Campata</i>	<i>Superiore</i>	Φ 16 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 14 / 10
	<i>Appoggio centrale</i>	<i>Superiore</i>	Φ 16 / 20 + Φ 20 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 16 / 20

Di seguito i diagrammi delle tensioni nelle armature longitudinali e nella soletta.



### 6.6 Verifica delle Predalles in fase di getto

Le predalles hanno una larghezza multipla di 40 cm (passo dei tralicci) e uno spessore pari a 6 cm.

Ai fini delle verifiche in fase di getto, si considera resistente solo l'armatura del traliccio della dala che risulta soggetta al peso proprio ed a quello del getto della soletta, nonché, sullo sbalzo, ad un'azione accidentale pari a 1.00 kN/m<sup>2</sup>.

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche effettuate considerando uno sbalzo di lunghezza 2.65m e l'interasse tra le travi longitudinali pari a 5.15m. La precedente geometria corrisponde al caso peggiore che si può presentare nel progetto definitivo del 2° stralcio.

**SEZIONE DI SBALZO**Luce sbalzo  $l=2.65\text{m}$ Carico uniforme agente  $q= 0.28\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 + 1 \text{ KN/m}^2 = 8 \text{ kN/m}^2$ **Sollecitazioni agenti:**

$$M = ql^2/2 = 28.10 \text{ kNm/m}$$

$$\text{SLU: } M_U = 1.35 \times 28.10 = 37.92 \text{ kNm/m}$$

Corrente superiore  $\rightarrow 1\Phi 20/40$ Corrente inferiore  $\rightarrow 2\Phi 14/40$ 

La distanza fra i due correnti è pari a 16.2 cm.

Le forze di trazione nel corrente superiore e quella di compressione del corrente inferiore sono state calcolate semplicemente come momento diviso il braccio.

$$F_s = \pm M/0.162 \text{ m}$$

**Corrente Superiore****Verifica allo SLU**

$$F_s = 234.1 \text{ kN}$$

La tensione nel corrente ( $A_s=785 \text{ mm}^2$ ) è pari a  $\sigma=298 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$ **Corrente Inferiore****Verifica allo SLU**

$$F_s = -168.75 \text{ kN}$$

La tensione nel corrente ( $A_s=769.7\text{mm}^2$ ) è pari a  $\sigma=304 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$ **SEZIONE DI CAMPATA**Luce campata  $l=5.15\text{m}$ Carico uniforme agente  $q= 0.28\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 7 \text{ kN/m}^2$ **Sollecitazioni agenti:**

$$M = ql^2/8 = 23.2 \text{ kNm/m}$$



SLU:  $M_U = 1.35 \cdot 23.2 = 31.3 \text{ kNm/m}$

Corrente superiore → 1Φ 20/40

Corrente inferiore → 2Φ 14/40

La distanza fra i due correnti è pari a 16.2 cm.

Le forze di compressione nel corrente superiore e quella di trazione del corrente inferiore sono state calcolate semplicemente come momento diviso il braccio.

$F_s = \pm M / 0.162 \text{ m}$

**Corrente Superiore**

**Verifica allo SLU**

$F_s = 193.4 \text{ kN}$

La tensione nel corrente ( $A_s = 785 \text{ mm}^2$ ) è pari a  $\sigma = 246.4 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$

La verifica all'instabilità porta a:

<b>CORRENTE SUPERIORE</b>	tralicci		2.5
	Altezza tralicci	h	162 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	105 mm
	Interasse ferri sup.	is	400 mm
	Num Barre sup		1
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>193.2 kN</b>
	Diametro barre sup.		20 mm
	Area barra	Abarra	314 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Asup	785 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	7854 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	387578 N
	α		0.49
	λ <sub>segnato</sub>		0.60
	Φ		0.78
	χ		0.78
	Resistenza caratteristica	f <sub>yk</sub>	450 MPa
	Resistenza caratteristica	f <sub>uk</sub>	540 MPa
	Coeff. SLU	γ	1.05
Coeff. SLU	γ	1.25	
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>263.6 kN</b>	
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>	

**Corrente Inferiore**

**Verifica allo SLU**

F<sub>s</sub>= -193.4 kN

La tensione nel corrente (A<sub>s</sub>=769.7mm<sup>2</sup>) è pari a  $\sigma=251.2 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$

**6.7 Verifica Trasversale della soletta**

Per l'analisi dei carichi vale quanto illustrato nel capitolo 4, con l'aggiunta dell'azione dovuta all'urto del veicolo in svio.

Tale azione è valutabile posizionando un'azione di 100 kN a 1 m di altezza rispetto allo strato di bitumato.

**6.7.1 Calcolo delle sollecitazioni agenti**

**- SEZIONE A SBALZO**

M<sub>PERM</sub>= - 24.6 - 6.4 -7.95-3.8= -42.8 kNm/m

M<sub>MOB</sub>= -110.9-16.2=-127.1 kNm/m

M<sub>URTO</sub>= -20.7 kNm/m

**- SEZIONE DI CAMPATA**

M<sub>PERM</sub>= 13.1 + 3.7 = 16.8 kNm/m

M<sub>MOB</sub>= 95.0 kNm/m

**- SEZIONE DI APPOGGIO CENTRALE**

M<sub>PERM</sub>= - 23.1 - 6.6 = -29.7 kNm/m

M<sub>MOB</sub>= - 119.6kNm/m

Coefficienti di combinazione:

COMB.	Permanenti	Mobili	Urto
SLU	1.35	1.35	-
ECCEZIONALE	1	1	1

Combinazioni di carico:

COMB.	M <sub>ed,Sbalzo</sub>	M <sub>ed,Campata</sub>	M <sub>ed,Appoggio centr.</sub>
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
SLU	229.4	150.9	201.5
ECCEZIONALE	190.6	-	-

### 6.7.2 Verifiche allo SLU

Tale verifica è soddisfatta quando il valore della resistenza ultima della sezione non risulti inferiore a quella di calcolo in condizioni ultime.

#### **SEZIONE DI SBALZO**

La verifica risulta soddisfatta con  $FS = M_{Rd}/M_d = 347.1/229.4 = 1.51$

#### **SEZIONE CAMPATA**

La verifica risulta soddisfatta con  $FS = M_{Rd}/M_d = 193.1/150.9 = 1.28$

#### **SEZIONE APPOGGIO**

La verifica risulta soddisfatta con  $FS = M_{Rd}/M_d = 204.3/201.5 = 1.01$

## 6.8 **Connettori a taglio**

I connettori a taglio garantiscono la collaborazione tra soletta e trave in acciaio. Le sollecitazioni di taglio, tra soletta e trave, assorbite dai connettori, sono state calcolate con il metodo elastico. Il taglio per metro lineare è stato ottenuto con la seguente formula:

$$v_{ed} = \frac{V_{ed} \cdot S_{soletta}}{I_{sez,omog}} [kN/m]$$

Dove:

- $V_{ed}$  è la sollecitazione di taglio;
- $S_{soletta}$  è il momento statico della soletta rispetto il baricentro della sezione;
- $I_{sez,omog}$  è l'inerzia della sezione omogeneizzata.

La resistenza di progetto dei pioli è la minima tra la resistenza a taglio dei pioli e di rifollamento del calcestruzzo:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

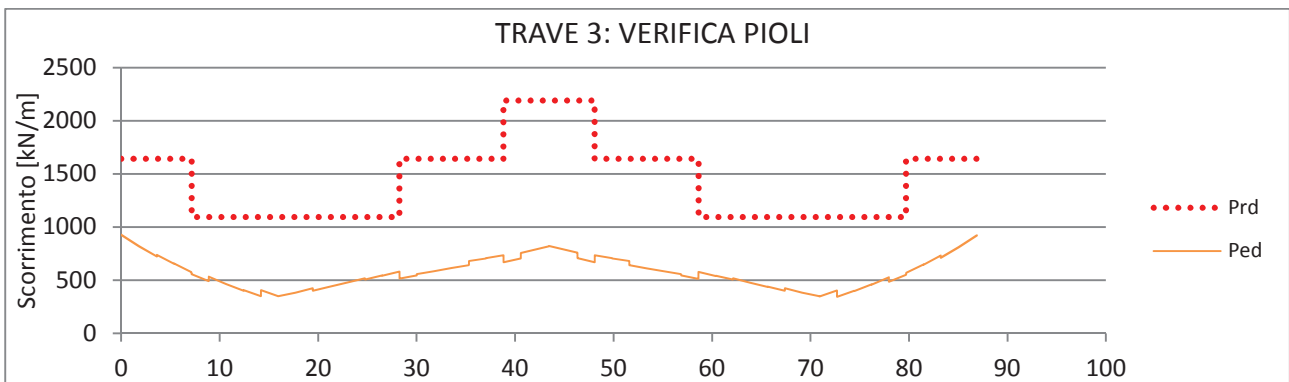
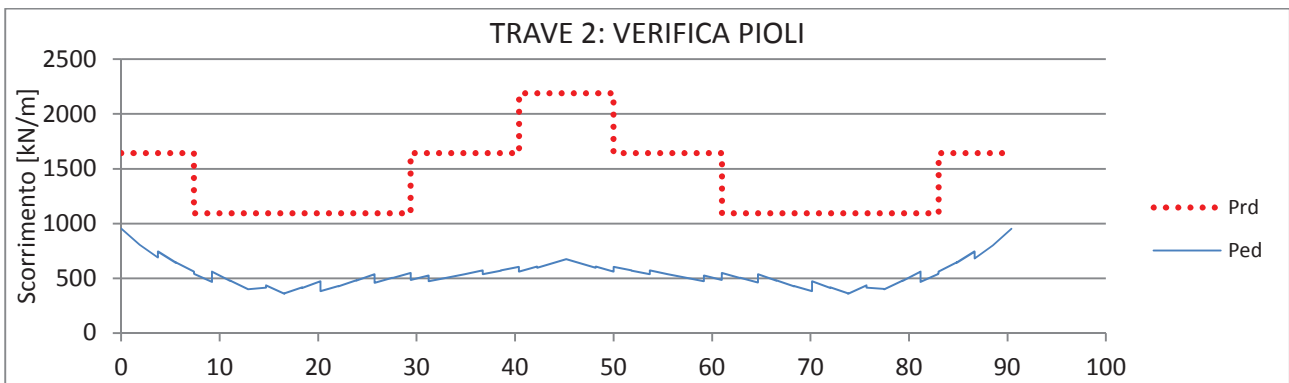
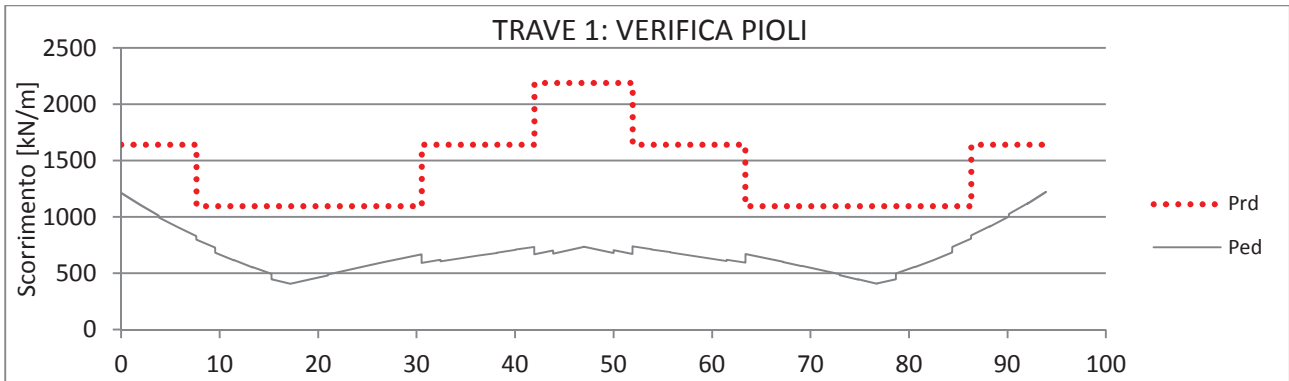
$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_V .$$

Dove:

- $\gamma_V$  è il fattore parziale definito al § 4.3.3.
- $f_t$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;
- $d$  è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

- $h_{sc}$  è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

Si riporta di seguito il diagramma del taglio resistente e del taglio agente.



## 7 Verifiche delle Pile

La pila dallo spiccato delle fondazioni ha una altezza complessiva di 20.40m. La sezione varia in funzione della quota.

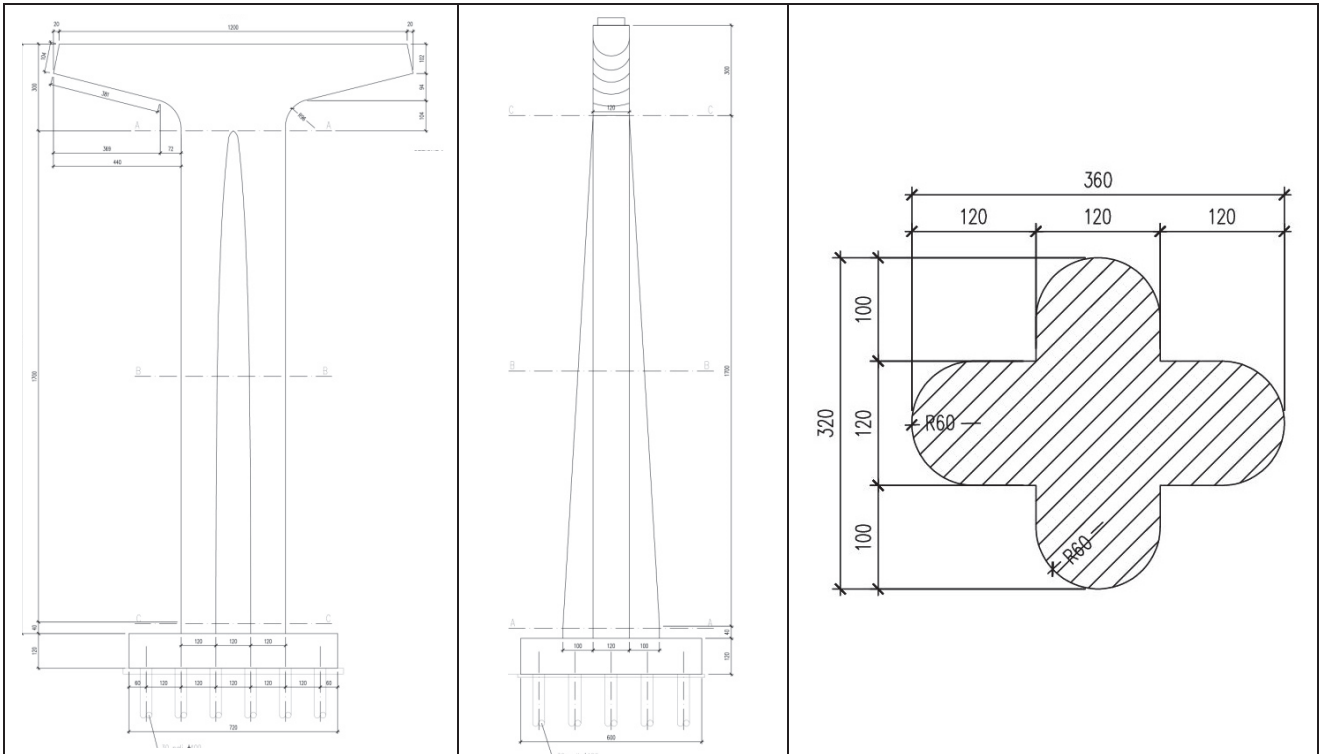


Figura 13 - Pila 1: Prospetto longitudinale e sezione trasversale

Verrà riprofilato il versante attraverso il reinterro dello scavo eseguito in precedenza per la realizzazione della pila.

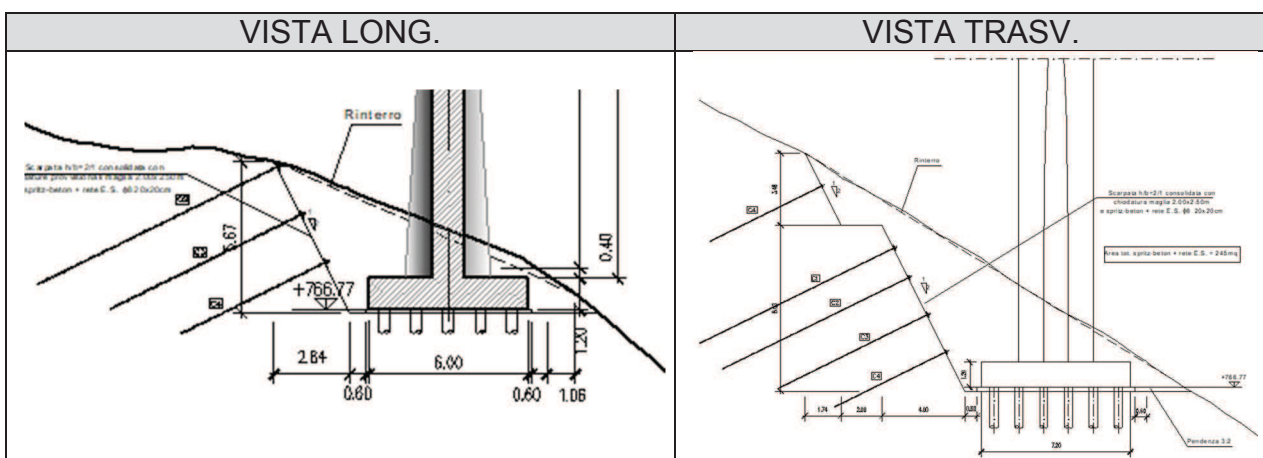


Figura 14 - Reinterro scavi per la realizzazione delle pile

### 7.1 Azioni elementari

Si elencano le azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali del plinto per la fase statica e la fase sismica:

PILA 1	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	11314	-11	859	-21	-60
G2	1811	0	59	0	0
TS <sub>Nmax</sub>	1199	12	-3297	0	0
UDL <sub>Nmax</sub>	3020	20	-5269	0	0
TS <sub>Nmin</sub>	0	0	0	0	0
UDL <sub>Nmin</sub>	0	0	0	0	0
TS <sub>Mmax</sub>	998	-13	3562	0	0
UDL <sub>Mmax</sub>	1851	-27	7134	0	0
TS <sub>Mmin</sub>	1000	13	-3545	0	0
UDL <sub>Mmin</sub>	2127	29	-7737	0	0
ACC/FREN	603	0	0	0	12301
CENTRIFUGA	0	240	0	4896	0
VENTO TRASV.	0	-170	-5	3066	-2
ATTRITO	-40	0	0	0	-806
TEMP	0	0	-643	4461	0
RITIRO	0	0	497	-3496	0
VENTO LONG.	74	0	0	0	754
SISMA_X+	397	13271	2077	596	137
SISMA_X-	-397	-13271	-2077	-596	-137
SISMA_Y+	437	3985	6697	179	435
SISMA_Y-	-437	-3985	-6697	-179	-435
SISMA_Z+	1282	3982	2301	179	160
SISMA_Z-	-1282	-3982	-2301	-179	-160
SOVRA SPINTA (+)	0	-15	-75	-20	-57
SOVRA SPINTA (-)	0	-18	-87	-24	-65

Figura 15 - Pila 1: Azioni elementari

## 7.2 Azioni combinate

Le azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate di seguito.

	G1	G2	TS <sub>Nmax</sub>	UDL <sub>Nmax</sub>	TS <sub>Nmin</sub>	UDL <sub>Nmin</sub>	TS <sub>Mmax</sub>	UDL <sub>Mmax</sub>	TS <sub>Mmin</sub>	UDL <sub>Mmin</sub>	ACC.	CENT.	V <sub>TRASV</sub>	ATT.	T.	RIT.	V <sub>LONG</sub>
SLU_001	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_002	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0.9
SLU_003	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_004	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	-0.72	1.2	0
SLU_005	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_006	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0.9	0.72	-0.72	1.2	0
SLU_007	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0.72	0.72	1.2	0
SLU_008	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.5	0.72	-0.72	1.2	0
SLU_009	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	0	0
SLU_010	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	-0.72	0	0
SLU_011	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	0	0
SLU_012	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	-0.72	0	0
SLU_013	1	1.35	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	0	0
SLU_014	1.35	1	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	-0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_015	1.35	1.35	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_016	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	-1.35	0	-0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_017	1.35	1.35	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	0	1.35	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_018	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	0	-1.35	-0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_019	1.35	1.35	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.5	0.72	0.72	1.2	0
SLU_020	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	-1.5	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_021	1	1	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	1.35	0	-0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_022	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	-1.35	0	0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_023	1	1	0	0	0	0	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_024	1	1	0	0	0	0	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0.9

	G1	G2	SISMA_X	SISMA_X	SISMA_Y	SISMA_Y	SISMA_Z	SISMA_Z	TEMP
SLV_001	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5
SLV_002	1	1	0	1	0	0	0	0	0.5
SLV_003	1	1	0	0	1	0	0	0	0.5
SLV_004	1	1	0	0	0	1	0	0	0.5
SLV_005	1	1	0	0	0	0	1	0	0.5
SLV_006	1	1	0	0	0	0	0	1	0.5
SLV_007	1	1	1	0	0	0	0	0	-0.5
SLV_008	1	1	0	1	0	0	0	0	-0.5
SLV_009	1	1	0	0	1	0	0	0	-0.5
SLV_010	1	1	0	0	0	1	0	0	-0.5
SLV_011	1	1	0	0	0	0	1	0	-0.5
SLV_012	1	1	0	0	0	0	0	1	-0.5

Figura 16 - Combinazioni di calcolo SLU e SLV

**Note:**

- UDL indica i carichi mobili uniformemente distribuiti;
- TS indica i carichi mobili concentrati;
- SISMA X indica il sisma con la massima intensità nella direzione x ( $E_x+0.3E_y+0.3E_z$ );
- SISMA Y indica il sisma con la massima intensità nella direzione y ( $0.3E_x+E_y+0.3E_z$ );
- SISMA Z indica il sisma con la massima intensità nella direzione z ( $0.3E_x+0.3E_y+E_z$ );
- V<sub>TRASV</sub> indica il vento agente in direzione trasversale;
- V<sub>LONG</sub> indica il vento agente in direzione longitudinale;

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni, agenti alla base del fusto, allo stato limite ultimo ed allo stato limite di vita.

COMB		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	23543	-553	-8548	-58	-234
	SLU_010	13583	568	466	7	-213
	SLU_013	17138	-648	21350	-50	-213
	SLU_016	16882	608	-25607	7	-231
	SLU_004	14179	17175	-3730	821	-213
	SLU_022	16873	-16002	-13478	-807	-213
	SLU_002	21557	16717	-6859	823	-81
	SLU_022	16873	-16002	-13478	-807	-213
	SLU_020	16886	610	-20837	7	196
SLU_007	21549	-571	-2259	-58	-336	
<u>SLV</u>	SLV_011	14729	3956	913	480	154
	SLV_006	11521	-4011	761	784	998
	SLV_003	13241	3959	9770	481	1114
	SLV_010	13009	-4014	-8096	785	1958
	SLV_002	12407	-13300	985	2215	918
	SLV_004	12367	-4014	-3635	785	1958

Figura 17 - Pila: azioni combinate

7.2.1 Gerarchie delle resistenze

- Direzione trasversale:

M <sub>rd</sub>	I <sub>p</sub>	γ <sub>rd</sub>	V <sub>e</sub>	γ <sub>Bd</sub>	V <sub>prc</sub>	V <sub>Ed</sub>
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
34295	20.4	1.4	559	1.25	2354	2612

- Direzione longitudinale:

M <sub>rd</sub>	I <sub>p</sub>	γ <sub>rd</sub>	V <sub>e</sub>	γ <sub>Bd</sub>	V <sub>prc</sub>	V <sub>Ed</sub>
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
28872	20.4	1.4	641	1.10	1981	2215

I valori ottenuti dalla gerarchie delle resistenze sono stati confrontati con i valori calcolati considerando il comportamento elastico della struttura. Quando il valore del taglio della gerarchie delle resistenze è maggiore di quello elastico, le verifiche sono state condotte con il taglio elastico.

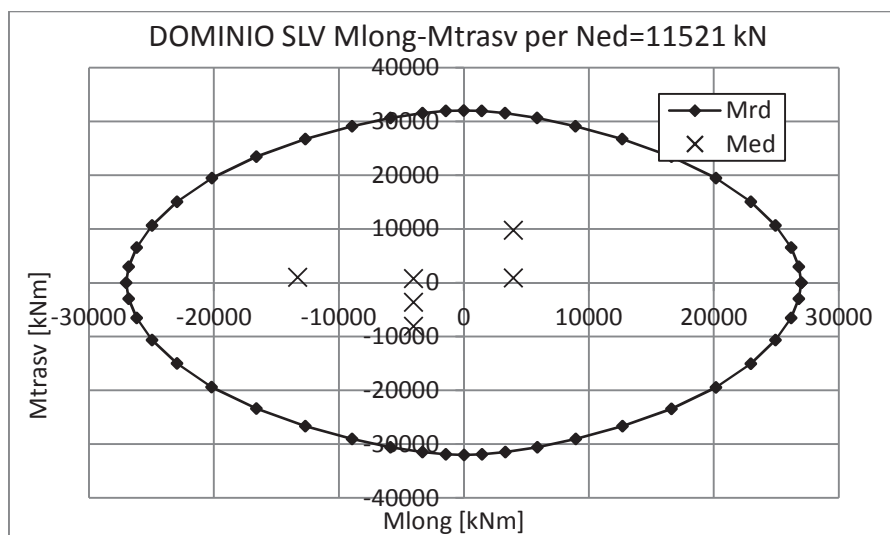
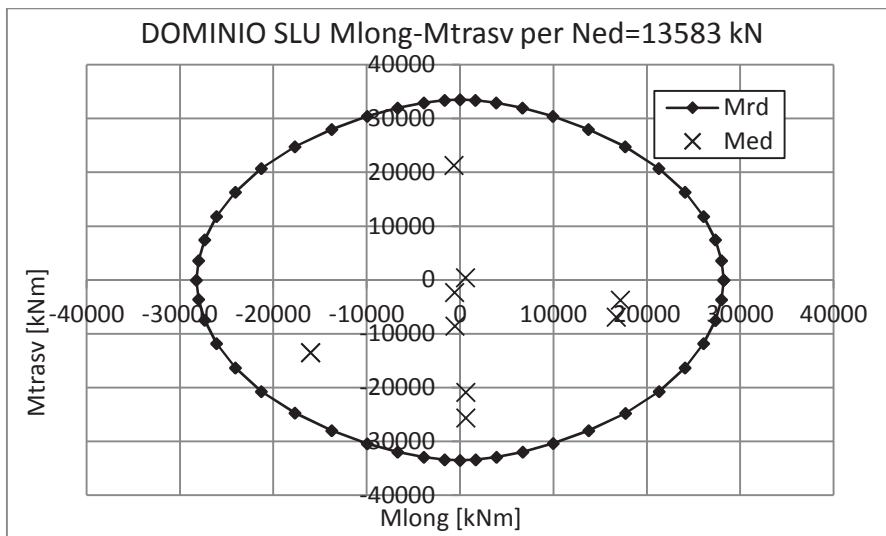


### 7.3 Verifiche allo SLU e SLV

#### 7.3.1 Pressoflessione deviata

Per le verifiche si fa uso di uno specifico codice di calcolo che permette il calcolo di sezioni soggette a pressoflessione deviata. Si riporta nella figura seguente il dominio di resistenza ad N costante della sezione. Si precisa che, a favore di sicurezza, è quello corrispondente al valore dello sforzo normale N minimo tra tutte le combinazioni considerate.

Le armature disposte nelle pile sono  $\varnothing 26/15$ .



### 7.3.2 Taglio

La verifica a taglio della sezione viene effettuata separatamente per le due direzioni. In via cautelativa, si considera la massima forza di taglio agente (longitudinale e trasversale) lungo il fusto della pila allo Stato Limite Ultimo (condizione sismica determinata, a seconda dei casi, attraverso la "Gerarchia delle Resistenze" o attraverso le sollecitazioni elastiche, nel caso in cui non vi sia formazione di cerniera plastica alla base della pila stessa); inoltre la forza assiale agente non è stata considerata.

#### Trasversale

classe cls	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	19	
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
larghezza membratura resistene a V	$b_w$	1200	mm
altezza membratura resistene a V	$H$	3000	mm
altezza utile	$d$	2700	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	3240000	mm <sup>2</sup>
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	$N$	0	N
ok	$\sigma_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	$\alpha_c$	1.00	
Acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Feb44k	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	$\varnothing_w$	16	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\varnothing_w}$	201	mm <sup>2</sup>
0.9 d	$z$	2430	mm
passo delle staffe (spille)	$s_w$	200	mm
	$n^\circ$	4	
	bracci		
angolo di inclinazione	$\theta$	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\alpha$	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	$A_{s_w} / s_w$	4.02	mm <sup>2</sup> /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	3824	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	13715	kN

taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1958	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	3824	kN

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**verifica**

Longitudinale

classe cls	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	19	
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
larghezza membratura resistene a V	$b_w$	1200	mm
altezza membratura resistene a V	$H$	2600	mm
altezza utile	$d$	2340	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	2808000	mm <sup>2</sup>
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	$N$	0	N
ok	$\sigma_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	$\alpha_c$	1.00	
Acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Feb44k	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	$\phi_w$	16	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\phi_w}$	201	mm <sup>2</sup>
0.9 d	$z$	2106	mm
passo delle staffe (spille)	$s_w$	200	mm
	$n^\circ$	4	
	bracci		
angolo di inclinazione	$\theta$	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\alpha$	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	$A_{sw} / s_w$	4.02	mm <sup>2</sup> /mm

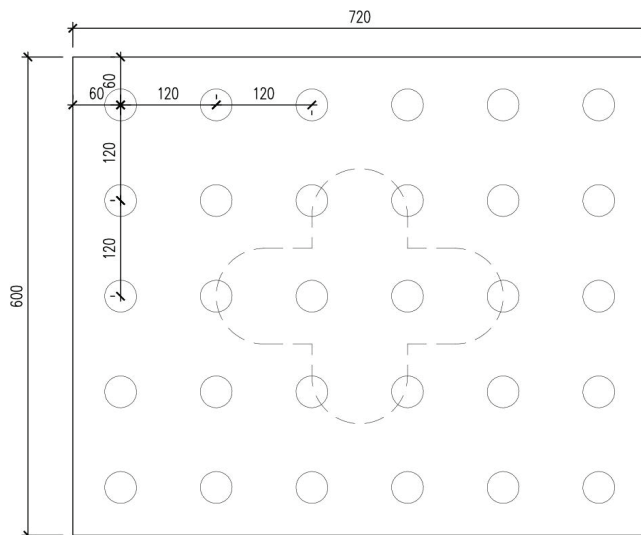
Taglio resistente per "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	3314	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	11886	kN

taglio sollecitante	$V_{Ed}$	2215	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	3314	kN

$V_{Ed} < V_{Rd}$   
**verifica**

## 8 Verifiche dei plinti

La Pila poggia su una fondazione con pianta rettangolare di dimensione pari a 7.20x6.00m di altezza uguale a 1.2m, la è geometria mostrata nella figura seguente.



*Figura 18 - Pianta fondazione Pila 1*

Il plinto è distribuisce le sollecitazioni su 30 pali di diametro pari a 400mm. I pali sono disposti ad un interasse di 1.20x1.20m.

La fondazione è interrata per uno spessore medio pari a 2.1m.

### 8.1 Azioni elementari

Si elencano le azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali del plinto per la fase statica e la fase sismica:

PILA 1	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	13972	-37	787	-21	-60
G2	1811	0	59	0	0
TS <sub>Nmax</sub>	1199	12	-3297	0	0
UDL <sub>Nmax</sub>	3020	20	-5269	0	0
TS <sub>Nmin</sub>	0	0	0	0	0
UDL <sub>Nmin</sub>	0	0	0	0	0
TS <sub>Mmax</sub>	998	-13	3562	0	0
UDL <sub>Mmax</sub>	1851	-27	7134	0	0
TS <sub>Mmin</sub>	1000	13	-3545	0	0
UDL <sub>Mmin</sub>	2127	29	-7737	0	0
ACC/FREN	603	0	0	0	12301
CENTRIFUGA	0	240	0	4896	0
VENTO TRASV.	0	-170	-5	3066	-2
ATTRITO	-40	0	0	0	-806
TEMP	0	0	-643	4461	0
RITIRO	0	0	497	-3496	0
VENTO LONG.	74	0	0	0	754
SISMA_X+	560	18590	3037	1115	281
SISMA_X-	-560	-18590	-3037	-1115	-281
SISMA_Y+	612	5502	9792	267	905
SISMA_Y-	-612	-5502	-9792	-267	-905
SISMA_Z+	1814	5579	3364	335	310
SISMA_Z-	-1814	-5579	-3364	-335	-310
SOVRA SPINTA (+)	0	-40	-143	-20	-57
SOVRA SPINTA (-)	0	-46	-165	-24	-65

Figura 19 - Plinto 1: Azioni elementari

## 8.2 Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione

Si riportano le sollecitazioni combinate nel baricentro dell'intradosso della fondazione. Le combinazioni utilizzate sono riportate nel paragrafo 7.2 del presente documento.

PLINTO 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	27132	-622	-8643	-58	-234
	SLU_010	16241	576	371	7	-213
	SLU_013	19797	-708	21256	-50	-213
	SLU_016	19541	617	-25702	7	-231
	SLU_004	16837	18160	-3824	821	-213
	SLU_022	19531	-16970	-13573	-807	-213
	SLU_002	25146	17705	-6954	823	-81
	SLU_022	19531	-16970	-13573	-807	-213
	SLU_021	19544	618	-20932	7	196
	SLU_008	25138	-640	-2354	-58	-336
<u>SLV</u>	SLV_005	17597	5503	3739	293	253
	SLV_006	13970	-5661	-2255	-380	-376
	SLV_003	16396	5425	9454	225	848
	SLV_004	15171	-5584	-7969	-312	-971
	SLV_001	16343	18514	3448	1073	223
	SLV_004	15171	-5584	-7969	-312	-1089

Figura 20 - Plinto 1: Azioni combinate

## 8.3 Azione sui pali di fondazione

I valori degli sforzi assiali agenti in testa ai singoli pali di fondazione per le diverse combinazioni di carico, sono stati ottenuti dalla relazione che segue nelle ipotesi di:

- zattera infinitamente rigida;
- pali tutti ugualmente deformabili;
- reazione di ciascun palo puntuale;

$$N_{palo} = \frac{N_{tot}}{n^{\circ} \text{ pali}} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt}$$

dove:

$$Wl = \frac{\sum x_i^2}{x_i} \quad Wt = \frac{\sum y_i^2}{y_i}$$

con x e y le coordinate, rispetto al baricentro della palificata, dei singoli pali in direzione trasversale e longitudinale. Si precisa che il taglio agente in testa al singolo palo è stato valutato dividendo il taglio totale agente all'intradosso della fondazione per il numero complessivo di pali.

Si riportano le sollecitazioni massime e minime in testa ai pali.

PLINTO 1	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	1496	-144	28
SLV	922	13	34
	kN	kN	kN

Tabella 10 - Sollecitazioni massime palo Plinto 1

### 8.4 Verifiche allo SLU e SLV

Vengono mostrate di seguito le verifiche dei plinti.

L'armatura del plinto 1 è di seguito riportata.

PLINTO 1	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 26/20	5309mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	Φ 26/20	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 24/10	6786mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	Φ 24/20	

L'armatura a taglio è invece costituita da cavallotti Ø22/40x40.

Nella figura seguente vengono mostrati i pali presenti in direzioni longitudinale e trasversale presi in considerazione per la verifica dell'armatura del plinto.

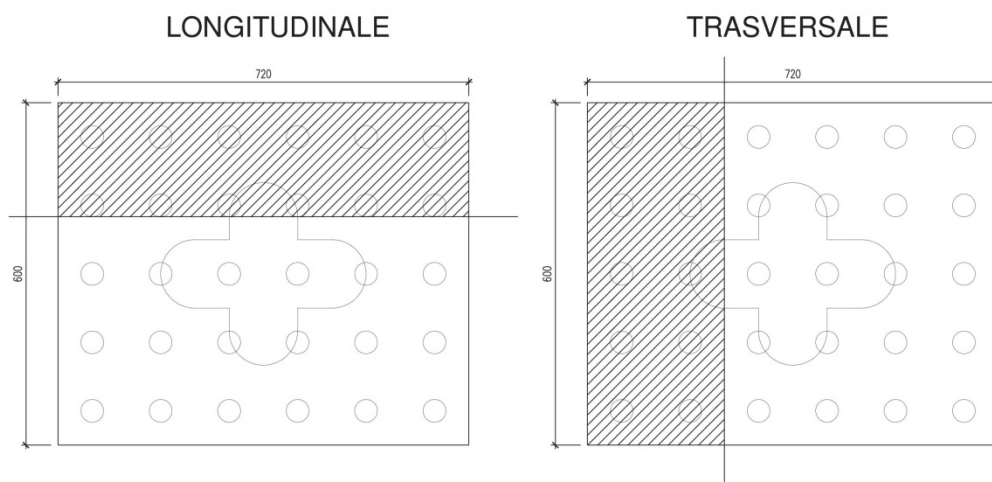


Figura 21 - Sezioni di verifica Pila 1

### 8.4.1 Verifica armatura Plinto 1

Di seguito si mostra la verifica a flessione della fondazione della pila 1. Si considera per la verifica una striscia di fondazione larga 1 m ed alta 1.2 m.

Depurando i valori delle reazioni dei pali del peso del plinto e del terreno di rinterro e vengono calcolati i momenti agenti massimi.

COMB.	Direzione	As,sup	As,inf	Med,max	Mrd,max	Verifica	Med,min	Mrd,min	Verifica
		mm <sup>2</sup> /m	mm <sup>2</sup> /m	kNm/m	kNm/m	-	kNm/m	kNm/m	-
SLU	Trasversale	1571	6786	2421	2849	<b>OK</b>	-51	-740	<b>OK</b>
	Longitudinale	1571	5309	2004	2187	<b>OK</b>	-45	-746	<b>OK</b>
SLV	Trasversale	1571	6786	1389	2849	<b>OK</b>	0	-740	<b>OK</b>
	Longitudinale	1571	5309	1517	2187	<b>OK</b>	-111	-746	<b>OK</b>

Tabella 11 - Verifica armature Plinto 1



8.4.2 Verifica a taglio del plinto

Di seguito si mostra la verifica a taglio allo della fondazione della pila. Si considera per la verifica una striscia di fondazione larga 1 m ed alta 1.2 m. Depurando i valori delle reazioni dei pali del peso del plinto e del terreno di rinterro, vengono calcolati i tagli agenti massimi.

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1550 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 1166 \text{ kN/m} \end{cases}$$

classe cls	<b>R<sub>ck</sub></b>	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>
resist. Caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub>	29	N/mm <sup>2</sup>
	f <sub>cd</sub>	16	
coeff. parziale	<b>y<sub>c</sub></b>	<b>1.5</b>	
larghezza membratura resistene a V	<b>b<sub>w</sub></b>	<b>1000</b>	mm
altezza membratura resistene a V	<b>H</b>	<b>1200</b>	mm
altezza utile	d	1080	mm
area della sezione	A <sub>TOT</sub>	1080000	mm <sup>2</sup>
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	<b>N</b>	<b>0</b>	N
ok	σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	α <sub>c</sub>	1.00	
Acciaio	f <sub>yk</sub>	<b>450</b>	N/mm <sup>2</sup>
Feb44k	f <sub>yd</sub>	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	∅ <sub>w</sub>	<b>22</b>	mm
Area staffa (spilla)	A <sub>∅w</sub>	380	mm <sup>2</sup>
0.9 d	z	972	mm
passo delle staffe (spille)	s <sub>w</sub>	<b>400</b>	mm
	n°	<b>2.5</b>	
	bracci		
angolo di inclinazione	θ	25.5	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	2.10	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	<b>90</b>	°
	cot(α)	0.00	
	A <sub>sw</sub> / s <sub>w</sub>	2.38	mm <sup>2</sup> /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V <sub>Rsd</sub>	1898	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V <sub>Rcd</sub>	3106	kN

taglio sollecitante	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>1550</b>	kN
taglio resistente	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>1898</b>	kN

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

**verifica**

## 9 SPALLA A

Nel presente capitolo si analizza l'analisi globale della spalla A e si determinano le sollecitazioni agenti in testa ai pali.

Si osserva che la spalla del viadotto:

- è di tipo mobile in direzione longitudinale e fisso in direzione trasversale;
- è di tipo scatolare;
- è gradonata.

Si riporta nella seguente figura la sezione trasversale e la pianta della spalla A:

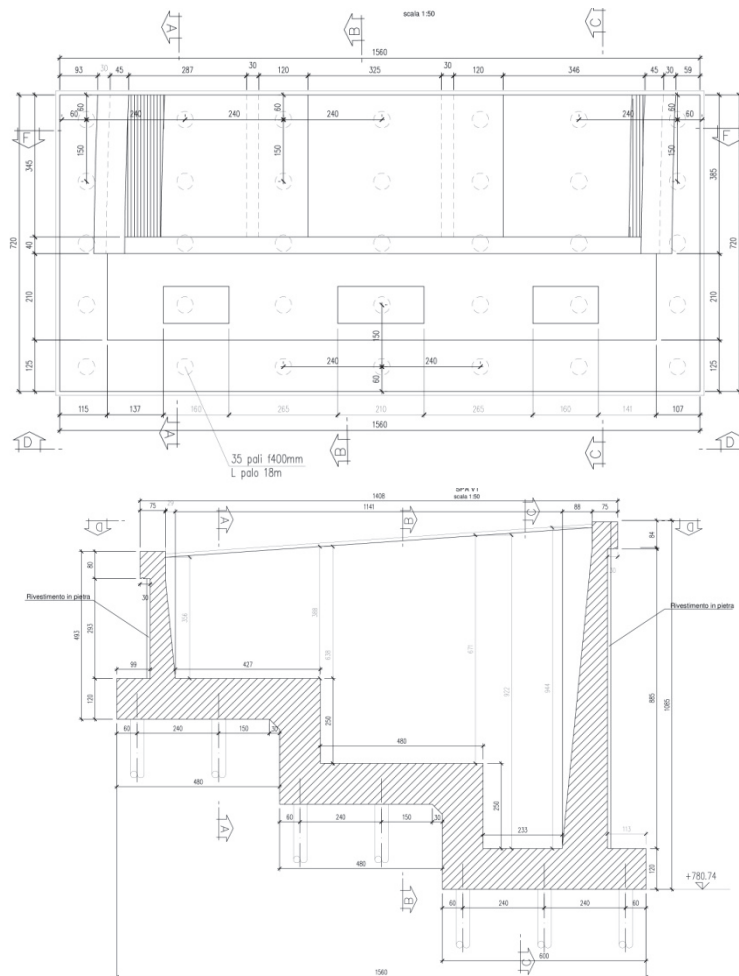


Figura 22 - Spalla A: sezione trasversale e pianta

Al fine di modellare correttamente il comportamento della struttura, la spalla, per il calcolo delle sollecitazioni, è stata suddivisa nei tre gradoni. Le eccentricità verticali dei diversi elementi, in cui è stata suddivisa la spalla, sono calcolate rispetto al gradone di riferimento. Ad esempio il muro frontale è stato suddiviso in 3 elementi. Inoltre data la diversa quota del terreno a monte è stato considerato il momento torcente generato da questa asimmetria.

### 9.1.1 Condizione statica

#### 9.1.1.1 Parametrici meccanici del terreno

Nelle analisi sono state utilizzate le seguenti caratteristiche del terreno a tergo della spalla:

- $\gamma_{terr} = 18.00 \text{ KN/m}^3$  peso specifico del terreno;
- $c = 0$  coesione;
- $\Phi = 33^\circ$  angolo di attrito;

#### 9.1.1.2 Peso proprio strutturale

Si adotta la seguente simbologia al fine di computare le dimensioni geometriche degli elementi strutturali:

- $b_l$ : dimensione in direzione longitudinale [m];
- $b_t$ : dimensione in direzione trasversale [m];
- $h$ : altezza [m];

	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$h$ [m]	$V$ [m <sup>3</sup> ]	$P$ [kN]
Muro Paraghiaia	0.40	2.73	12.58	13.7	343
Muro andatore Inf	0.89	3.45	8.85	27.2	679
Muro andatore Sup	0.60	3.45	2.93	6.0	150
Fondazione 1	7.20	6.65	1.20	57.5	1436
Fondazione 2	7.20	7.30	1.20	63.1	1577
Fondazione 3	7.20	6.65	1.20	57.5	1436
Cordolo Inf	0.80	0.75	3.85	2.3	58
Cordolo Sup	0.80	0.75	3.85	2.3	58
Muro frontale 1	2.50	5.00	1.31	16.4	409
Muro frontale 2	2.50	4.80	3.81	45.7	1143
Muro frontale 3	2.50	3.67	6.31	57.9	1447
<b>Azione totale in fondazione</b>				<b>350</b>	<b>8738</b>

Inoltre, come azioni verticali globali agenti in fondazione, si considera:

Riempimento terreno posteriore	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$h$ [m]	$V$ [m <sup>3</sup> ]	$P$ [kN]
Terreno 1	3.45	4.41	3.73	56.8	<b>1022</b>
Terreno 2	3.45	4.80	6.55	108.5	<b>1952</b>
Terreno 3	3.45	2.77	9.32	89.1	<b>1603</b>

Sovraccarico permanente	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P$ [kN]
Pavimentazione 1	3.45	4.41	2.20	<b>33</b>
Pavimentazione 2	3.45	4.80	2.20	<b>36</b>
Pavimentazione 3	3.45	2.77	2.20	<b>21</b>

	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	3.45	11.98	20	<b>827</b>

### 9.1.1.2.1 Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta statica del terreno viene valutata in termini di spinta a riposo, assumendo un coefficiente di spinta pari a  $k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi') = 0.455$ .

La spinta del terreno presenta una distribuzione triangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B$$

applicata ad una quota pari a H/3 dall'intradosso della fondazione.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$K_0$	H [m]	b [m]	$E_0$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]	$e_t$ [m]	mz [kN m]
Spinta del terreno 1	18.0	33.00	0.455	4.94	3.80	<b>380</b>	1.65	<b>626</b>	4.90	1862
Spinta del terreno 2	18.0	33.0	0.455	7.65	4.80	<b>1151</b>	2.55	<b>2936</b>	0.60	691
Spinta del terreno 3	18.0	33.0	0.455	10.54	4.85	<b>2208</b>	3.51	<b>7758</b>	-4.24	-9362

La spinta del sovraccarico permanente presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H della spalla, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H$$

applicata ad una quota pari a H/2 dall'intradosso della fondazione.

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	b [m]	$E_0$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]	$m_t$ [kN m]	$e_t$ [m]	mz [kN m]
Spinta dei sovraccarichi permanenti 1	6.60	0.455	4.94	3.80	<b>56</b>	2.47	<b>139</b>	<b>0</b>	4.90	276
Spinta dei sovraccarichi permanenti 2	6.60	0.46	7.65	4.80	<b>110</b>	3.83	<b>422</b>	<b>0</b>	0.60	66
Spinta dei sovraccarichi permanenti 3	6.60	0.46	10.54	4.85	<b>154</b>	5.27	<b>810</b>	<b>0</b>	-4.24	-651
Spinta dei sovraccarichi accidentali 1	20.00	0.455	4.94	3.80	<b>171</b>	2.47	<b>422</b>	<b>0</b>	4.90	838
Spinta dei sovraccarichi accidentali 2	20.00	0.46	7.65	4.80	<b>334</b>	3.83	<b>1279</b>	<b>0</b>	0.60	201
Spinta dei sovraccarichi accidentali 3	20.00	0.46	10.54	4.85	<b>466</b>	5.27	<b>2453</b>	<b>0</b>	-4.24	-1974

### 9.1.1.2.2 Scarichi sugli appoggi

Le azioni trasmesse dall’impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell’impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	Mz[kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso proprio	2634	3952	-1913	0	0	0
Attrito	0	197	0	0	79	0
Ritiro	-248	-372	497	0	0	23
Carichi mobili_ Nmax_I	2177	3266	-75	0	0	0
Carichi mobili_ Mtmax_I	1523	2285	-5908	0	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1675	2513	7457	0	0	0
termica TU	321	482	-515	0	0	0
termica GT	0	0	-326	0	0	-60
Vento	0	0	-2580	0	0	-473
frenatura	0	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1308	0	0	-240

### 9.1.2 Condizione sismica

#### 9.1.2.1.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$a_g/g=0.145$ ;

$S_S=1.20$ ;

$S_T=1.16$ ;

#### 9.1.2.2 pinta del terreno in condizioni sismiche

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni (DM 14/01/2018, paragrafo 7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{max}$ =accelerazione orizzontale massima attesa al sito= $S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ .

$\beta_m=1$

La spinta sismica del terreno viene valutata secondo il metodo di Mononobe-Okabe, la cui relazione è riportata di seguito.

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

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

$K_h=0.202$  ;       $K_v=0.101$  ;       $K_{s+}=0.503$  ;       $K_{s-}=0.541$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz[kNm]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	12391	0	3561	0	-4904
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	9685	0	2963	0	-3899
Forza di inerzia trasversale	0	0	8441	0	2688	0
Forza di inerzia vert. (+)	1344	-711	0	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1344	711	0	0	0	0

## 9.2 Scarichi sugli appoggi in condizioni sismiche

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Sisma long	91	136	1708	0	313
Sisma trasv	106	159	4855	0	891

### 9.3 Azioni elementari

Si riporta il riepilogo delle azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla per la fase statica e *la fase sismica*:

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz[kNm]
SPALLA	Peso proprio	8738	1564	-11904	0	0	0
	Peso rinterro	4577	-8605	-5128	0	0	0
	peso portati	91	-171	2	0	0	0
	peso accidentali traffico	827	-1554	14	0	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	11319	0	3739	0	-6809
	Spinta portati (K0)	0	1371	0	320	0	-309
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	4155	0	971	0	-936
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	12391	0	3561	0	-4904
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	9685	0	2963	0	-3899
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	8441	0	2688	0
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1344	-711	0	0	0	0
<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1344	711	0	0	0	0	
IMPALCATO	Peso proprio	2634	3952	-1913	0	0	0
	Attrito	0	197	0	79	0	0
	Ritiro	-248	-372	497	0	23	0
	Carichi mobili_ Nmax	2177	3266	-75	0	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1523	2285	-5908	0	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1675	2513	7457	0	0	0
	termica TU	321	482	-515	0	0	0
	termica GT	0	0	-326	0	-60	0
	Vento	0	0	-2580	0	-473	0
	frenatura	0	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1308	0	-240	0
	<i>Sisma long</i>	91	136	1708	0	313	0
	<i>Sisma trasv</i>	106	159	4855	0	891	0

### 9.4 Azioni combinate

Le azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate di seguito.

perm	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
Peso rinterro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
peso portati	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
peso accidentali traffico	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.15
Spinta terreno (K0)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
Spinta portati (K0)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
Spinta acc. Traffico (K0)	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.15
Incremento spinta dinamica long. (Ded(+))	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Incremento spinta dinamica long. (Ded(-))	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza di inerzia trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza di inerzia vert. (+)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza di inerzia vert. (-)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
Attrito	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Ritiro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00
Carichi mobil_ Nmax_I	0.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	1.01	0.00	1.15
Carichi mobil_ Mlmax_I	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	1.01	0.00
Carichi mobil_ Nmax_E	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	1.01
termica TU	0.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.72	0.72	0.72	1.20	1.20	0.60
termica GT	0.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.72	0.72	0.72	1.20	1.20	0.60
Vento	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.78
frenatura	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.15
centrifuga	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.15
Sisma long	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasv	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	-1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
1.15	1.15	0.86	0.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
1.15	1.15	0.86	0.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
0.00	1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.30
1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLU8	SLU9	SLU1 0	SLU1 1	SLU1 2	long (+)	long (-)	trasv (+)	trasv (-)
					SISMA			

Tabella 12 - Combinazioni di calcolo Spalla

Le azioni combinate al baricentro della fondazione su pali sono riportate nella seguente tabella:

		<b>N [kN]</b>	<b>MI [kNm]</b>	<b>Mt [kNm]</b>	<b>FI [kN]</b>	<b>Ft [kN]</b>	<b>Mz [kN]</b>
	perm	15792	9176	18447	4107	23	-7118
<b>SLE</b>	SLE1	18989	15332	21868	5078	-537	-8054
	SLE2	18335	14351	27701	5078	-537	-8054
	SLE3	18487	14580	14336	5078	-537	-8054
	SLE4	18573	14709	21859	5078	-501	-8054
	SLE5	18083	13973	26234	5078	-501	-8054
	SLE6	18197	14144	16210	5078	-501	-8054
<b>SLU A1</b>	SLU1	25644	20693	29753	6848	-766	-10873
	SLU2	24761	19369	37628	6848	-766	-10873
	SLU3	24966	19677	19585	6848	-766	-10873
	SLU4	25063	19823	29690	6848	-713	-10873
	SLU5	24401	18829	35596	6848	-713	-10873
	SLU6	24555	19060	22064	6848	-713	-10873
	SLU7	19440	16236	22538	5233	-658	-8194
	SLU8	18688	15108	29246	5233	-658	-8194
	SLU9	18862	15370	13876	5233	-658	-8194
	SLU10	18942	15490	22477	5233	-613	-8194
	SLU11	18378	14644	27508	5233	-613	-8194
	SLU12	18509	14841	15980	5233	-613	-8194
<b>SISMA</b>	long (+)	16447	21810	14627	7700	1113	-12022
	long (-)	15459	19259	18043	7102	486	-11018
	trasv (+)	16462	13159	5571	5207	3571	-8589
	trasv (-)	15444	13268	15282	5207	1790	-8589

Nella tabella successiva si riportano le sollecitazioni massime agenti in testa ai pali; per ulteriori dettagli in merito, si rimanda a quanto esposto nella relazione geotecnica.

	<b>Nmax</b>	<b>Nmin</b>	<b>Tmax</b>
<b>SLE</b>	1045	3	211
<b>A1</b>	1412	-15	285
<b>SISMA</b>	1016	-86	320
	kN	kN	kN

Tabella 13 - Sollecitazioni massime pali spalla A

## 9.5 **Fondazione**

Vengono mostrate di seguito le verifiche della fondazione.

L'armatura della spalla è di seguito riportata:

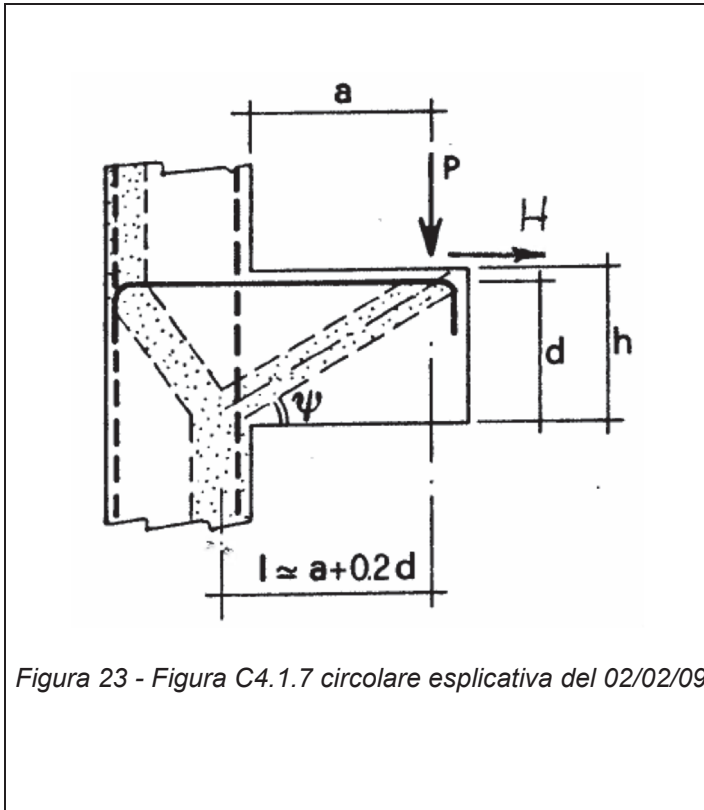
SPALLA A	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	

### 9.5.1 Verifica armatura della fondazione – SLU

La verifica del plinto di fondazione in corrispondenza del terreno di riempimento è stata omessa in quanto la spinta dei pali è bilanciata dal peso stesso del plinto e del terreno, rendendo trascurabili le sollecitazioni flessionali e di taglio nel plinto.

Data la geometria della spalla si è scelto di effettuare la verifica di resistenza per elementi tozzi per i pali adiacenti al muro che risultano maggiormente caricati. La verifica è stata condotta come illustrato nel paragrafo C4.1.2.1.5 della circolare esplicativa del 02/02/2009.

In corrispondenza della mensola anteriore è previsto un raddoppio dell'armatura inferiore.



RESISTENZA MATERIALI			
Resistenza di calcolo cls	$f_{cd}$	MPa	16.5
Resistenza di calcolo arm.	$f_{yd}$	MPa	391.3
SOLLECITAZIONI			
$P_{ed}$		kN	1412
GEOMETRIA			
Altezza plinto	$h$	mm	1200
Altezza utile plinto	$d$	mm	1150
Larghezza collaborante	$b$	mm	2000
-	$l$	mm	1030
-	$\varphi$	rad	0.8
-	$\varphi$	grad	45.1
-	$\lambda$		1.00
Diametro armatura	$\Phi$	mm	20
Passo armatura	-	mm	100
Strati	-	-	1
Area totale armatura	$A_s$	mm <sup>2</sup>	6283
VERIFICHE			
$P_{rs}$		kN	2471
$P_{rc}$		kN	7609
Prs > Prc > Ped			<b>OK</b>
$F_s$		-	1.75

Tabella 14 - Verifica tirante-puntone Spalla A



## 10.1 Analisi dei carichi

### 10.1.1 Condizione statica

#### 10.1.1.1 Parametrici meccanici del terreno

Nelle analisi sono state utilizzate le seguenti caratteristiche del terreno a tergo della spalla:

- $\gamma_{terr} = 18.00 \text{ KN/m}^3$  peso specifico del terreno;
- $c = 0$  coesione;
- $\Phi = 33^\circ$  angolo di attrito;

#### 10.1.1.2 Peso proprio strutturale

Si adotta la seguente simbologia al fine di computare le dimensioni geometriche degli elementi strutturali:

- $b_l$ : dimensione in direzione longitudinale [m];
- $b_t$ : dimensione in direzione trasversale [m];
- $h$ : altezza [m];

	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$h$ [m]	$V$ [m <sup>3</sup> ]	$P$ [kN]
Muro Paraghiaia	0.40	2.74	12.92	14.2	354
Muro andatore Inf	0.70	1.15	4.96	4.0	100
Muro andatore Sup	0.77	2.65	6.27	12.7	318
Fondazione 1	6.00	9.10	1.20	65.5	1638
Fondazione 2	6.00	8.40	1.20	60.5	1512
Cordolo Inf	0.80	0.75	1.55	0.9	23
Cordolo Sup	0.80	0.75	3.05	1.8	46
Muro frontale 1	2.50	8.10	2.40	48.6	1215
Muro frontale 2	2.50	5.70	4.60	65.6	1639
<b>Azione totale in fondazione</b>				<b>274</b>	<b>6844</b>

Inoltre, come azioni verticali globali agenti in fondazione, si considera:

Riempimento terreno posteriore	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$h$ [m]	$V$ [m <sup>3</sup> ]	$P$ [kN]
Terreno 1	2.65	7.40	5.32	104.3	1878
Terreno 2	2.65	4.95	7.08	92.9	1672

Sovraccarico permanente	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P$ [kN]
Pavimentazione 1	2.65	7.40	2.20	43
Pavimentazione 2	2.65	4.95	2.20	29

	$b_l$ [m]	$b_t$ [m]	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P$ [kN]
Accidentali	2.65	12.35	20	<b>655</b>

### 10.1.1.2.1 Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta statica del terreno viene valutata in termini di spinta a riposo, assumendo un coefficiente di spinta pari a  $k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi') = 0.455$ .

La spinta del terreno presenta una distribuzione triangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B$$

applicata ad una quota pari a H/3 dall'intradosso della fondazione.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$K_0$	H [m]	b [m]	$E_0$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_i$ [kN m]	$e_t$ [m]	$m_z$ [kN m]
Spinta del terreno 1	18.0	33.0	0.455	6.52	6.90	<b>1202</b>	2.17	<b>2613</b>	-3.45	-4147
Spinta del terreno 2	18.0	33.0	0.455	8.28	7.37	<b>2071</b>	2.76	<b>5715</b>	3.70	7662

La spinta del sovraccarico permanente presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H della spalla, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H$$

applicata ad una quota pari a H/2 dall'intradosso della fondazione.

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	b [m]	$E_0$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_i$ [kN m]	$m_t$ [kN m]	$e_t$ [m]	$m_z$ [kN m]
Spinta dei sovraccarichi permanenti 1	4.40	0.455	6.52	6.90	<b>90</b>	3.26	<b>294</b>	<b>0</b>	-3.45	-311
Spinta dei sovraccarichi permanenti 2	4.40	0.46	8.28	7.37	<b>122</b>	4.14	<b>506</b>	<b>0</b>	3.70	452
Spinta dei sovraccarichi accidentali 1	20.00	0.455	6.52	6.90	<b>410</b>	3.26	<b>1336</b>	<b>0</b>	-3.45	-1414
Spinta dei sovraccarichi accidentali 2	20.00	0.46	8.28	7.37	<b>556</b>	4.14	<b>2301</b>	<b>0</b>	3.70	2056

### 10.1.1.2.2 Scarichi sugli appoggi

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	Mz[kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso proprio	2635	3425	-2007	0	0	0
Attrito	0	208	0	79	0	0
Ritiro	-248	-323	511	0	23	0
Carichi mobili_ Nmax_I	2174	2826	-35	0	0	0
Carichi mobili_ Mtmax_I	1521	1978	-5877	0	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1674	2176	7500	0	0	0
termica TU	321	418	-559	0	0	0
termica GT	0	0	-275	0	-60	0
Vento	0	0	-2180	0	-474	0
frenatura	0	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1104	0	-240	0

### 10.1.2 Condizione sismica

#### 10.1.2.1.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$a_g/g=0.145$ ;

$S_S=1.20$ ;

$S_T=1.16$ ;

#### 10.1.2.2 pinta del terreno in condizioni sismiche

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni (DM 14/01/2018, paragrafo 7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{max}$ =accelerazione orizzontale massima attesa al sito= $S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ .

$\beta_m=1$

La spinta sismica del terreno viene valutata secondo il metodo di Mononobe-Okabe, la cui relazione è riportata di seguito.



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

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

$K_h=0.202$  ;       $K_v=0.101$  ;       $K_{s+}=0.503$  ;       $K_{s-}=0.541$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz[kNm]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	8941	0	2848	0	2164
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	6981	0	2334	0	1646
Forza di inerzia trasversale	0	0	6079	0	2098	0
Forza di inerzia vert. (+)	1049	416	0	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1049	-416	0	0	0	0

### 10.2 Scarichi sugli appoggi in condizioni sismiche

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Sisma long	90	116	1443	0	314
Sisma trasv	105	136	4103	0	892

### 10.3 Azioni elementari

Si riporta il riepilogo delle azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla per la fase statica e *la fase sismica*:

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz[kNm]
SPALLA	Peso proprio	6844	1809	5392	0	0	0
	Peso rinterro	3550	-5928	1581	0	0	0
	peso portati	72	-120	-1	0	0	0
	peso accidentali traffico	655	-1093	-8	0	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	8328	0	3273	0	3514
	Spinta portati (K0)	0	800	0	212	0	141
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	3636	0	965	0	643
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	8941	0	2848	0	2164
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	6981	0	2334	0	1646
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	6079	0	2098	0
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1049	416	0	0	0	0
<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1049	-416	0	0	0	0	
IMPALCATO	Peso proprio	2635	3425	-2007	0	0	0
	Attrito	0	208	0	79	0	0
	Ritiro	-248	-323	511	0	23	0
	Carichi mobili_ Nmax	2174	2826	-35	0	0	0
	Carichi mobili_ Mmax	1521	1978	-5877	0	0	0
	Carichi mobili_ Mmin	1674	2176	7500	0	0	0
	termica TU	321	418	-559	0	0	0
	termica GT	0	0	-275	0	-60	0
	Vento	0	0	-2180	0	-474	0
	frenatura	0	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1104	0	-240	0
	<i>Sisma long</i>	90	116	1443	0	314	0
	<i>Sisma trasv</i>	105	136	4103	0	892	0

### 10.4 Azioni combinate

Le azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate nel paragrafo 9.3 del presente documento.

Le azioni combinate al baricentro della fondazione su pali sono riportate nella seguente tabella:

		<b>N [kN]</b>	<b>MI [kNm]</b>	<b>Mt [kNm]</b>	<b>FI [kN]</b>	<b>Ft [kN]</b>	<b>Mz [kNm]</b>
	perm	12852	8116	-5477	3533	23	3656
<b>SLE</b>	SLE1	15873	13736	-2521	4498	-537	4299
	SLE2	15221	12888	3321	4498	-537	4299
	SLE3	15373	13086	-10056	4498	-537	4299
	SLE4	15459	13197	-2472	4498	-501	4299
	SLE5	14969	12560	1910	4498	-501	4299
	SLE6	15084	12709	-8123	4498	-501	4299
<b>SLU A1</b>	SLU1	21437	18535	-3206	6065	-766	5803
	SLU2	20557	17390	4681	6065	-766	5803
	SLU3	20762	17658	-13377	6065	-766	5803
	SLU4	20858	17782	-3190	6065	-714	5803
	SLU5	20197	16923	2726	6065	-714	5803
	SLU6	20352	17124	-10818	6065	-714	5803
	SLU7	16298	14566	-1957	4652	-659	4395
	SLU8	15547	13591	4762	4652	-659	4395
	SLU9	15723	13819	-10621	4652	-659	4395
	SLU10	15801	13921	-1951	4652	-614	4395
	SLU11	15238	13189	3089	4652	-614	4395
	SLU12	15370	13360	-8449	4652	-614	4395
<b>SISMA</b>	long (+)	13417	17590	-8326	6412	936	5820
	long (-)	12609	15147	-5441	5898	309	5302
	trasv (+)	13223	11079	-7036	4419	1199	4305
	trasv (-)	12594	10830	-7036	4419	1199	4305

Nella tabella successiva si riportano le sollecitazioni massime agenti in testa ai pali; per ulteriori dettagli in merito, si rimanda a quanto esposto nella relazione geotecnica.

	<b>Nmax</b>	<b>Nmin</b>	<b>Tmax</b>
<b>SLE</b>	900	61	185
<b>A1</b>	1213	48	250
<b>SISMA</b>	925	-86	262
	kN	kN	kN

Tabella 15 - Sollecitazioni massime pali spalla B

## 10.5 **Fondazione**

Vengono mostrate di seguito le verifiche della fondazione. L'armatura della spalla è riportata nella successiva tabella

SPALLA B	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm <sup>2</sup> /m
		<i>strato 2</i>	-	

### 10.5.1 Verifica armatura della fondazione – SLU

La verifica del plinto di fondazione in corrispondenza del terreno di riempimento è stata omessa in quanto la spinta dei pali è bilanciata dal peso stesso del plinto e del terreno, rendendo trascurabili le sollecitazioni flessionali e di taglio nel plinto.

La spalla B presenta una geometria tale per cui i pali adiacenti al muro frontale trasferiscono le sollecitazioni assiali direttamente all'interno del muro; si omette perciò la verifica tirante-puntone.

# 11 Appoggi e giunti

## 11.1 Appoggi

Nel presente paragrafo sono riportati i valori degli scarichi dell'impalcato sui dispositivi d'appoggio e la determinazione del loro dimensionamento di progetto, in corrispondenza delle pile e delle spalle del viadotto.

In particolare nella successiva tabella sono riportate le forze massime ottenute dalle combinazioni allo SLU e SLV.

<b>APPOGGI: SLU</b>			<b>N<sub>VERT</sub></b>	<b>F<sub>LONG</sub></b>	<b>F<sub>TRASV</sub></b>
n° Tipologia			kN	kN	kN
<b>SPALLA A</b>	3	Multi	2536	0	0
	2	Uni	2879	0	766
	1	Multi	3544	0	0
<b>PILA 1</b>	3	Multi	8836	0	0
	2	Fisso	7894	814	541
	1	Multi	7556	0	0
<b>SPALLA B</b>	3	Multi	2511	0	0
	2	Uni	2871	0	766
	1	Multi	3575	0	0

<b>APPOGGI: SLV</b>			<b>N<sub>VERT</sub></b>	<b>F<sub>LONG</sub></b>	<b>F<sub>TRASV</sub></b>
n° Tipologia			kN	kN	kN
<b>SPALLA A</b>	3	Multi	796	0	0
	2	Uni	1033	0	921
	1	Multi	1253	0	0
<b>PILA 1</b>	3	Multi	4048	0	0
	2	Fisso	4065	492	176
	1	Multi	3618	0	0
<b>SPALLA B</b>	3	Multi	784	0	0
	2	Uni	1029	0	922
	1	Multi	1266	0	0

Si riporta pertanto nella tabella seguente il dimensionamento degli appoggi prescelti per il viadotto:

<b>APPOGGI: SLV</b>			<b>N<sub>VERT</sub></b>	<b>F<sub>LONG</sub></b>	<b>F<sub>TRASV</sub></b>	<b>ΔI<sub>TRASV</sub></b>	<b>ΔI<sub>LONG</sub></b>
	n°	Tipologia	kN	kN	kN	mm	mm
<b>SPALLA A</b>	3	Multi	3000	-	-	± 5	± 250
	2	Uni	3000	-	1000	-	± 250
	1	Multi	4000	-	-	± 5	± 250
<b>PILA 1</b>	3	Multi	9000	-	-	± 5	± 5
	2	Fisso	9000	900	600	-	-
	1	Multi	9000	-	-	± 5	± 5
<b>SPALLA B</b>	3	Multi	3000	-	-	± 5	± 250
	2	Uni	3000	-	1000	-	± 250
	1	Multi	4000	-	-	± 5	± 250

## 11.2 Giunti

I giunti in corrispondenza delle spalle sono stati dimensionati per assorbire in senso longitudinale lo spostamento provocato dal sisma allo SLV , sommato al massimo spostamento concorde dovuto alle variazioni termiche uniformi. I valori di tali spostamenti sono così riassunti per le due spalle del viadotto:

- SPALLA A:  
spostamento provocato dal sisma allo SLV = ± 20 mm;  
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 16 mm.
- SPALLA B:  
spostamento provocato dal sisma allo SLV = ± 20 mm;  
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 16 mm.

Si è quindi deciso di utilizzare un giunto con escursione 500 mm per la spalla A ed un giunto con escursione 500 mm per la spalla B.