

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
PONTE SUL TREBBIA
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00VI05STRRE01A		
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB. T00VI05STRRE01	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		OTTOBRE 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

OPERA: Ponte sul Trebbia
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Sommario

1	Premessa	4
2	Normative	6
3	Materiali utilizzati	7
4	Analisi dei carichi	9
4.1	Pesi propri strutturali	9
4.2	Carichi permanenti portati	9
4.3	Ritiro (ϵ_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).....	18
4.11	Le resistenze passive dei vincoli (q_7)	20
4.12	L'applicazione dei carichi sulla struttura	20
5	Analisi strutturale	22
5.1	Modello agli E.F.	22
5.2	Descrizioni delle analisi effettuate	25
5.3	Caratteristiche meccaniche dell'impalcato	26
6	Verifiche impalcato	29
6.1	Verifiche di resistenza agli SLU	29
6.2	Verifiche allo stato limite di fatica.....	36
6.3	Spostamenti verticali	37
6.4	Soletta in c.a.	38
6.5	Verifica delle Predalles in fase di getto	39
6.6	Verifica Trasversale della soletta.....	42
6.6.1	Calcolo delle sollecitazioni agenti.....	42
6.6.2	Verifiche allo SLU.....	43
6.7	Connettori a taglio.....	43
7	Verifiche delle Pile	45
7.1	Azioni elementari.....	46
7.2	Azioni combinate.....	47
7.2.1	Gerarchie delle resistenze.....	48
7.3	Verifiche allo SLU e SLV	49
7.3.1	Pressoflessione deviata	49
7.3.2	Taglio.....	50
8	Verifiche dei plinti	52
8.1	Azioni elementari.....	53
8.2	Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione	54
8.3	Azione sui pali di fondazione	54
8.4	Verifiche allo SLU e SLV	55
8.4.1	Verifica armatura Plinto 1	56
8.4.2	Verifica a taglio del plinto.....	57
9	SPALLA A	58
9.1.1	Condizione statica	58
9.1.2	Condizione sismica	60
9.2	Azioni elementari.....	62

9.3	Azioni combinate	63
9.4	Fondazione	66
9.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	66
10	<i>SPALLA B</i>	67
10.1	Analisi dei carichi	67
10.1.1	Condizione statica	67
10.1.2	Condizione sismica	69
10.2	Azioni elementari	71
10.3	Azioni combinate	72
10.4	Fondazione	73
10.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	73
11	<i>Appoggi e giunti</i>	74
11.1	Appoggi	74
11.2	Giunti	75

1 Premessa

Nel presente documento si illustrano i calcoli e le verifiche del Ponte sul Trebbia (Pr. Pk 0+040.00 km / Pk 0+110.00 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.

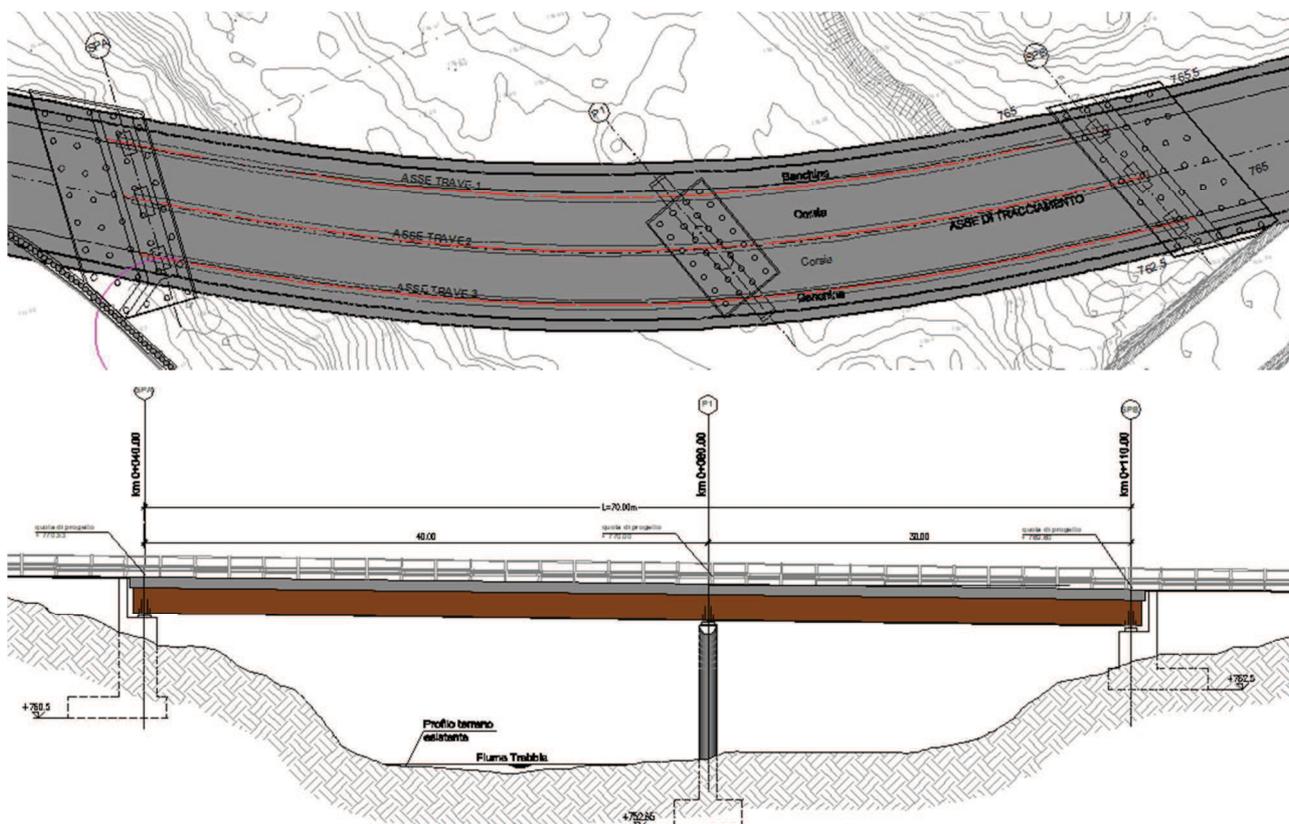


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

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 40.00m e 30.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 70.00m.

L'andamento planimetrico del viadotto è curvilineo.

L'impalcato ha una larghezza variabile tra 11.24 e 11.74m, con una piattaforma stradale tipo C2 (1.25m+3.74/4.24m+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 costante pari a 2.20m. L'interasse trasversale tra le travi è pari a 3.75 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 2.37m. I diaframmi sono posti ad interasse variabile tra i 5.00 m in corrispondenza della parte centrale delle campate ai 2.75 m sui testa pile. 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.

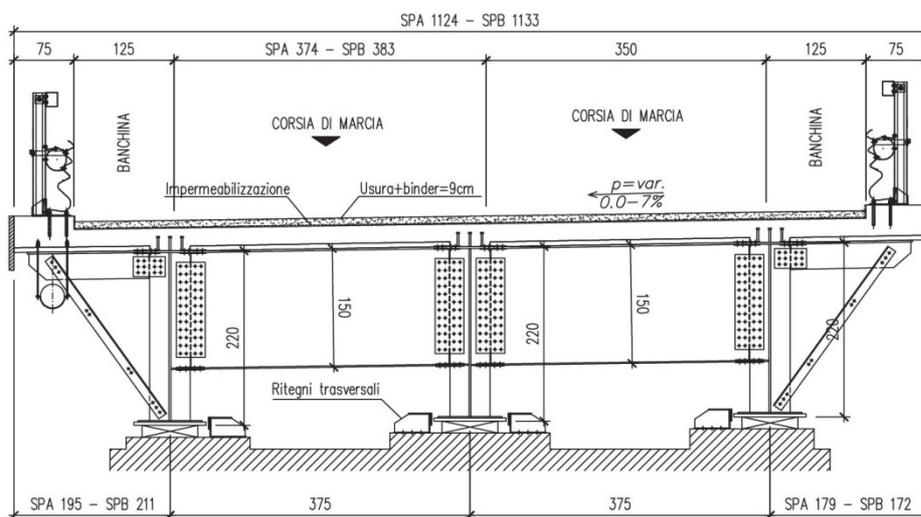


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato

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. ≤ 20 mm S355J0W

-Elementi saldati in acciaio con 20 mm $<$ sp. ≤ 40 mm S355J2W

-Elementi saldati in acciaio con sp. > 40 mm S355K2W

-Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0W

-Imbottiture con sp. < 3 mm (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;
- ε_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 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 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.

PERMANENTI PORTATI				
	Larghezza media [m ²]	Peso [kN/m ³]	H media [m]	Carico lineare [kN/m]
Pavimentazione	10	20	0.1	20
Barriere	\	\	\	2.00
Velette	\	\	\	4.00
g₂				26

Tabella 1 - Carichi permanenti portati

4.3 Ritiro (ϵ_2)

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

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

Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)	-		
ϵ_{cs}	2.69E-04	-	Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
Ritiro da essiccamento			
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
$\epsilon_{cd,0} =$	3.11E-04	-	Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato
$A_c =$	2645000	mmq	Area sez trasversale
$u =$	11960	mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	442	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		

$\epsilon_{cd} =$	2.14E-04		Deformazione da ritiro per essiccamento
<u>Ritiro autogeno</u>			
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0.000055	-	Deformazione da ritiro autogeno per $t=\infty$
$t =$	10000	gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	-	
$\epsilon_{ca}(t) =$	5.50E-05	-	Deformazione da ritiro autogeno

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°C e -12.5°C . La temperatura media iniziale T_0 è assunta pari a 15°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_1)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di 1^a categoria:

- su due assi in tandem di intensità pari a $Q_{1k}=300$ 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_{1k} di 9.00 kN/m² distribuito linearmente lungo l'asse della corsia di larghezza convenzionale paria 3.00m come mostrato nella figura seguente.
- una seconda e una terza colonna di carico, ridotte (Q_{ik} , q_{ik}) 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/m².

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

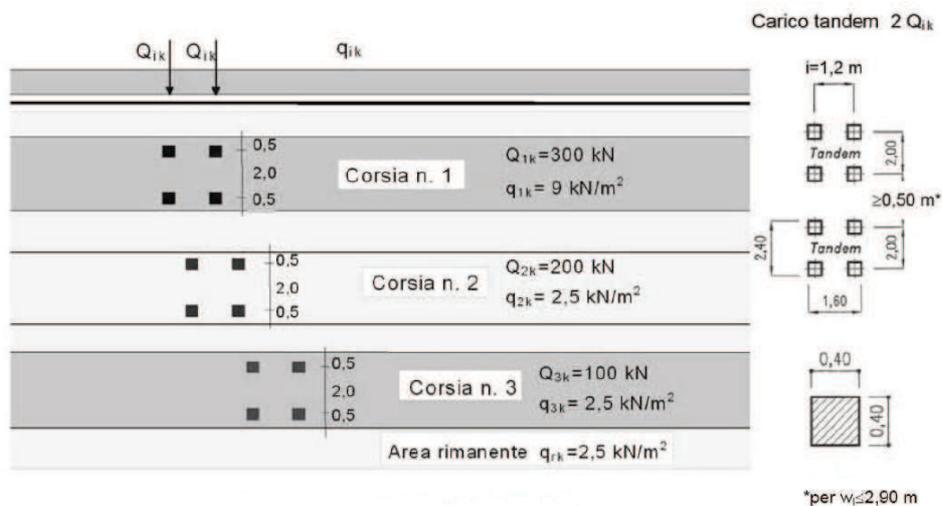


Figura 3 - Schema di carico

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.

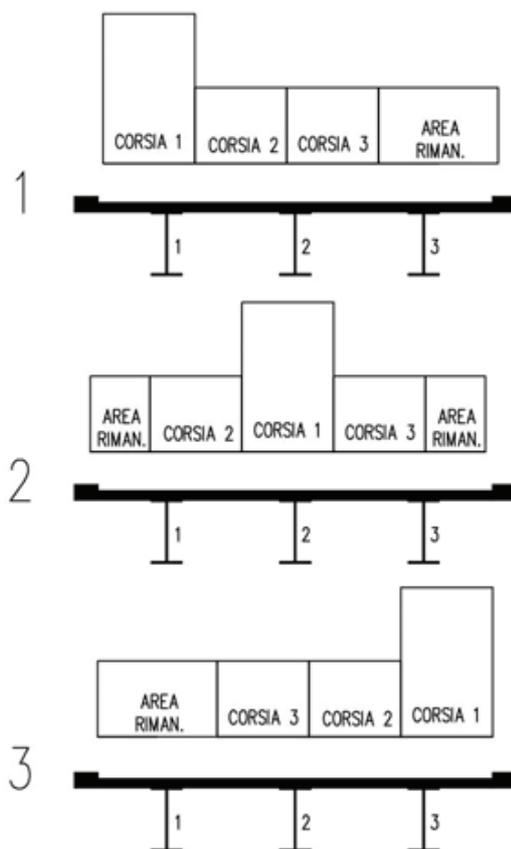


Figura 4 - Configurazione carichi mobili

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: $q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 70 = 549 \text{ kN}$.

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);

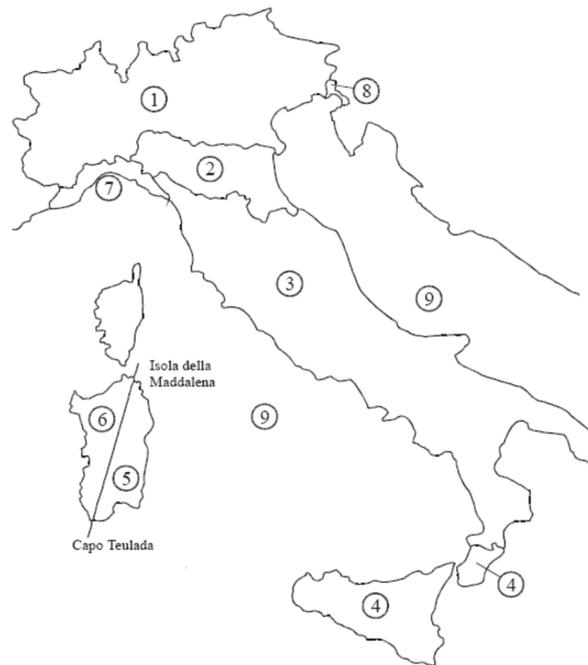
ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

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;

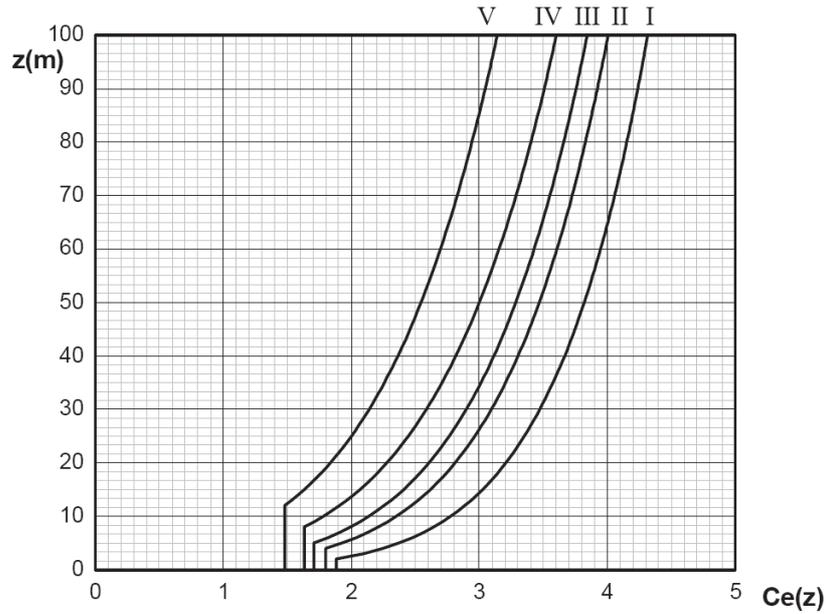
c_t è il coefficiente di topografia.

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:

$k_r=0.20$;

$z_0=0.10$ m;

$z_{min}=5.0$ m

$c_t=1$

Il coefficiente c_e risulta pari a:

$$c_e(z=12m)=2.26$$

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_{tot} .

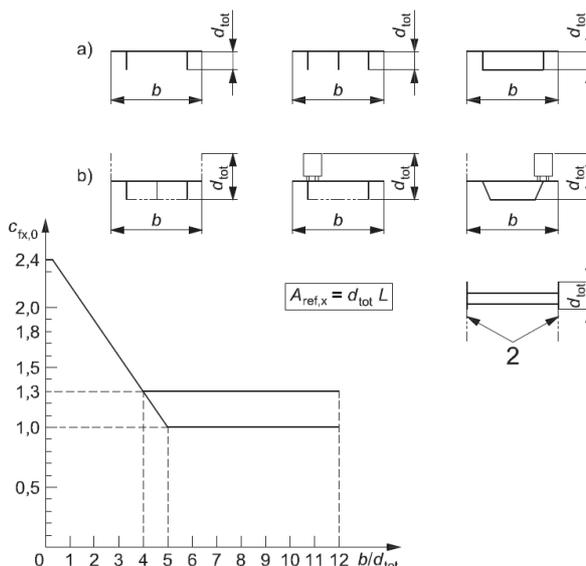


Figura 5 - Correlazione tra il rapporto b/d_{tot} e coefficiente di forma $c_{fx,0}$ (figura 8.3 EC1-4)

Altezza impalcato	m	2.5
Ingombro veicoli	m	2
d_{tot}	m	4.5
b	m	11.5
$c_{fx,0}$	-	1.8

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

$$p=2.15 \text{ kN/m}^2.$$

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 T1; 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.

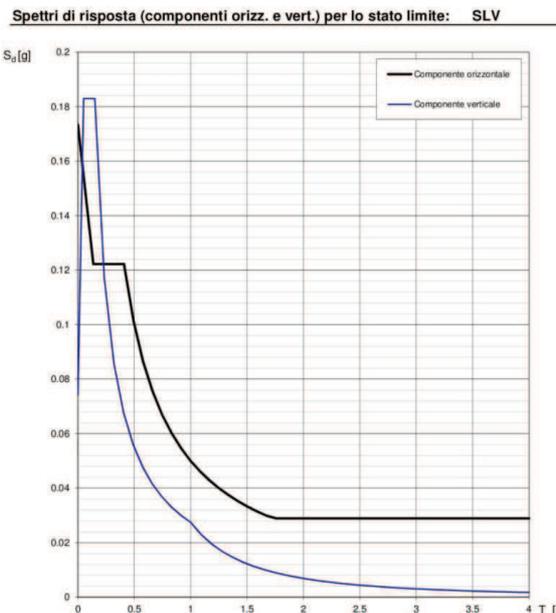


Figura 6 - Spettro di risposta allo SLV

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, che presenta apparecchi d'appoggio fissi longitudinali, è stata considerata una resistenza passiva generata da una forza d'attrito differenziale; tale forza è stata valutata come differenza tra l'attrito pari al 3% generato da una parte dell'impalcato e l'attrito generato dalla restante parte 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.

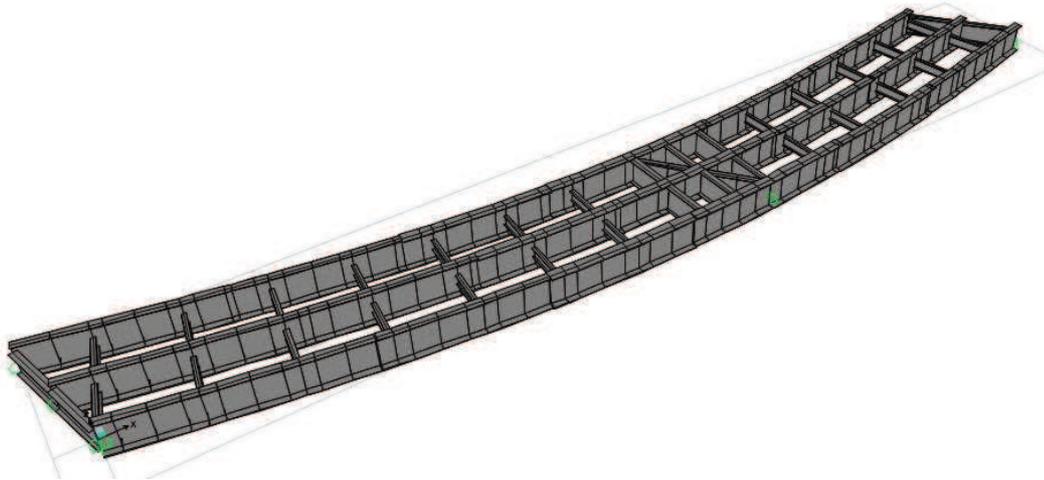


Figura 7 - Modello agli E.F. con sola carpenteria metallica

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^* .

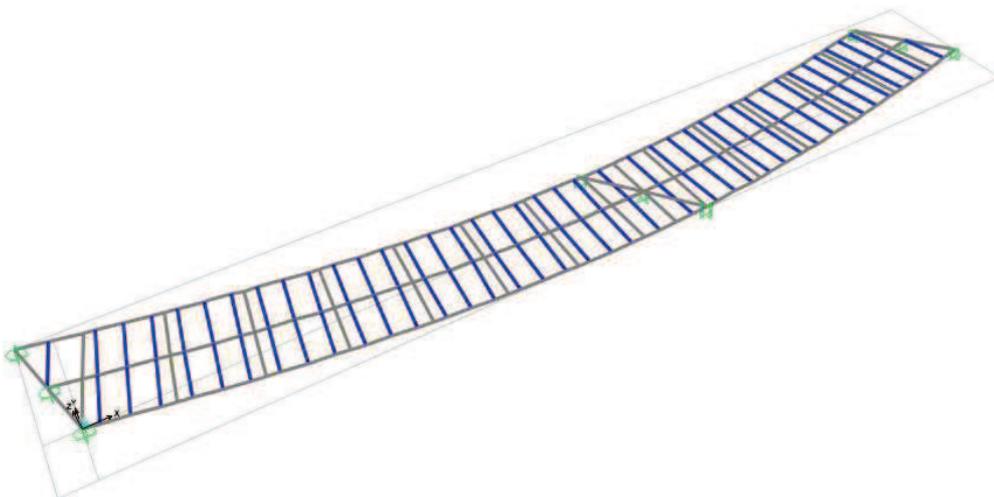


Figura 8 - Modello agli E.F. a maturazione della soletta avvenuta

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.

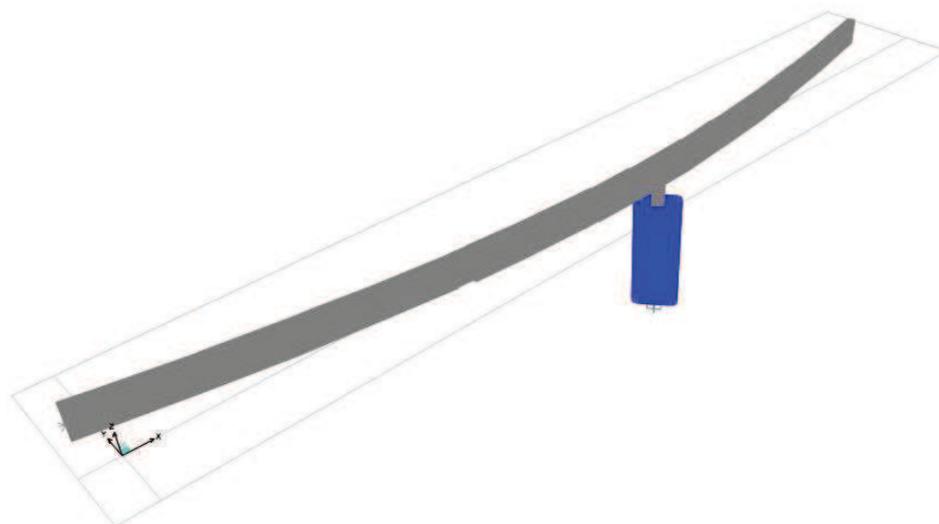


Figura 9 - Modello agli E.F monofilare

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

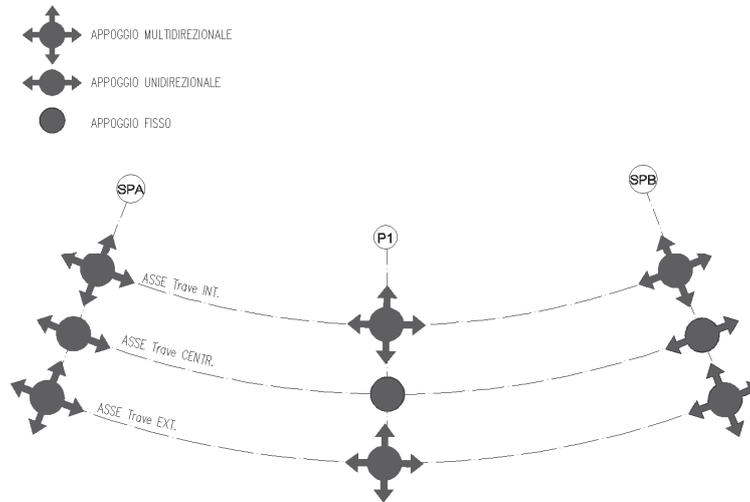


Figura 10 - Schema disposizione appoggi

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	14.13	4	13.00
2	10.00	5	10.70
3	10.00	6	13.59

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.

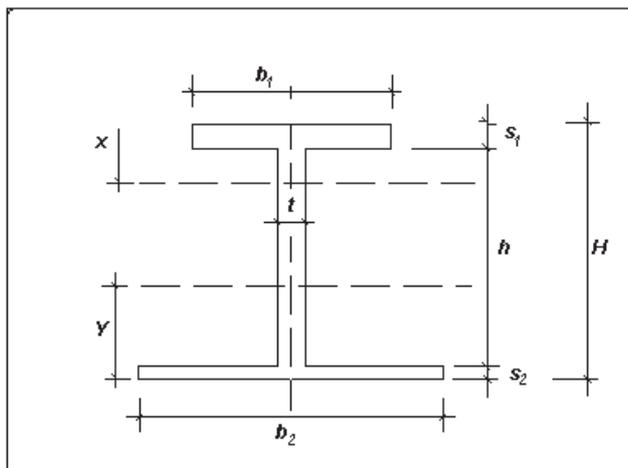


Figura 11 - Sezione travi principali

CONCIO	LUNGHEZZA CONCI IN ASSE (mm)	Variazione H		ALA SUP.		ANIMA	ALA INF.		IMPIATT. SUP.		IMPIATT. INF.	
		H iniz.	H fin.	S	B	S	S	B	S	B	S	B
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	14126	2200	2200	24	600	18	30	900				
2	10000	2200	2200	24	600	18	30	900				
3	10000	2200	2200	30	800	20	40	900				
4	13000	2200	2200	40	800	20	40	900			20	800
5	10700	2200	2200	30	700	18	30	900				
6	13594	2200	2200	24	600	18	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	2.54E-01	2.29E-03	1.71E-01	2.04E-01	3.96E-02	4.04E-02
CONCIO_2	S355	2.54E-01	2.29E-03	1.71E-01	2.04E-01	3.96E-02	4.04E-02
CONCIO_3	S355	2.77E-01	2.31E-03	2.06E-01	2.06E-01	4.40E-02	5.86E-02
CONCIO_4	S355	3.00E-01	2.36E-03	2.54E-01	2.07E-01	4.40E-02	8.20E-02
CONCIO_5	S355	2.61E-01	2.29E-03	1.72E-01	2.04E-01	3.96E-02	4.69E-02
CONCIO_6	S355	2.54E-01	2.29E-03	1.71E-01	2.04E-01	3.96E-02	4.04E-02

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	1.38E-01	7.73E-04	1.29E-01	6.95E-02	3.96E-02	4.04E-02
CONCIO_2	S355	1.38E-01	7.73E-04	1.29E-01	6.95E-02	3.96E-02	4.04E-02
CONCIO_3	S355	1.61E-01	7.90E-04	1.54E-01	7.10E-02	4.40E-02	5.86E-02
CONCIO_4	S355	1.84E-01	8.39E-04	1.88E-01	7.25E-02	4.40E-02	8.20E-02
CONCIO_5	S355	1.45E-01	7.77E-04	1.31E-01	7.00E-02	3.96E-02	4.69E-02
CONCIO_6	S355	1.38E-01	7.73E-04	1.29E-01	6.95E-02	3.96E-02	4.04E-02

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	7.77E-01	1.40E-02	5.17E-01	5.92E+00	1.19E-01	1.21E-01
CONCIO_2	S355	7.77E-01	1.40E-02	5.17E-01	5.92E+00	1.19E-01	1.21E-01
CONCIO_3	S355	8.44E-01	1.41E-02	6.21E-01	5.92E+00	1.32E-01	1.76E-01
CONCIO_4	S355	9.15E-01	1.41E-02	7.68E-01	5.92E+00	1.32E-01	2.46E-01
CONCIO_5	S355	7.96E-01	1.40E-02	5.18E-01	5.92E+00	1.19E-01	1.41E-01
CONCIO_6	S355	7.77E-01	1.40E-02	5.17E-01	5.92E+00	1.19E-01	1.21E-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 involuipi delle sollecitazioni massime e minime relative a tali combinazioni.

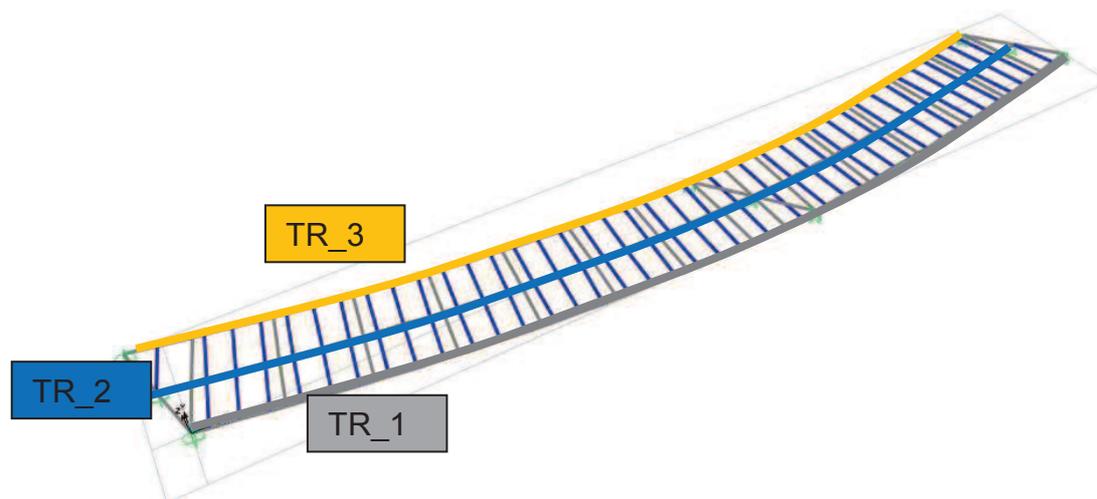
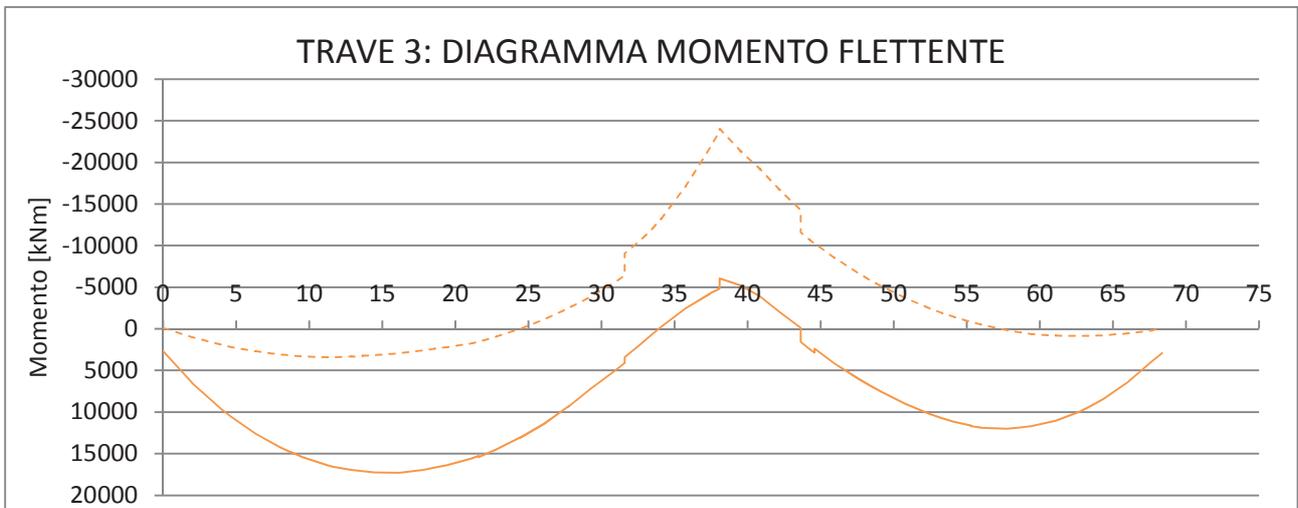
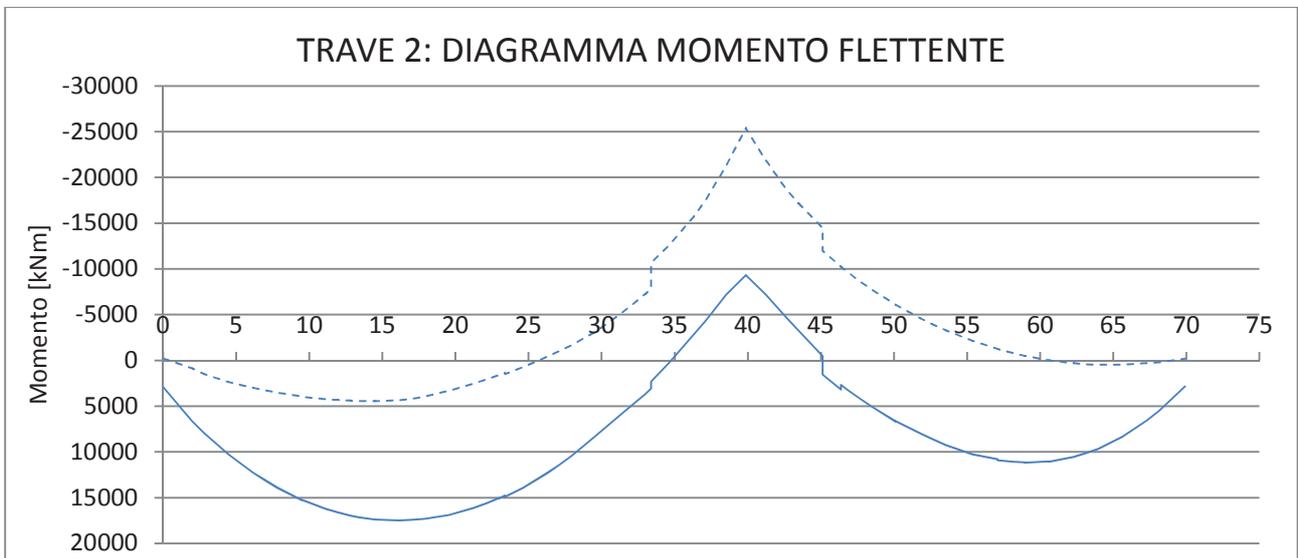
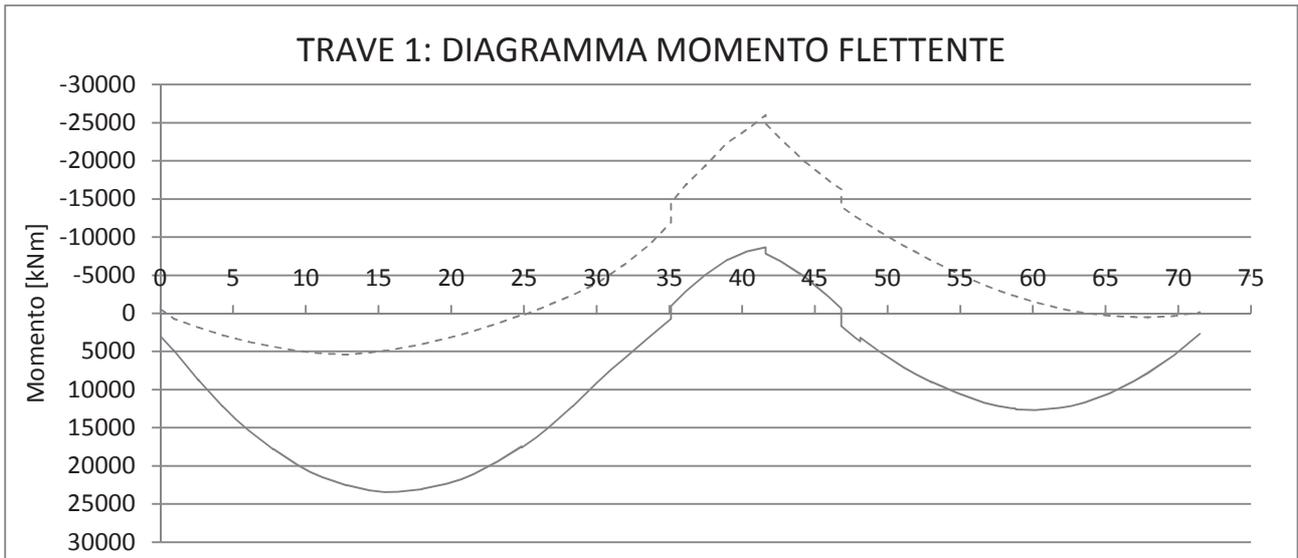
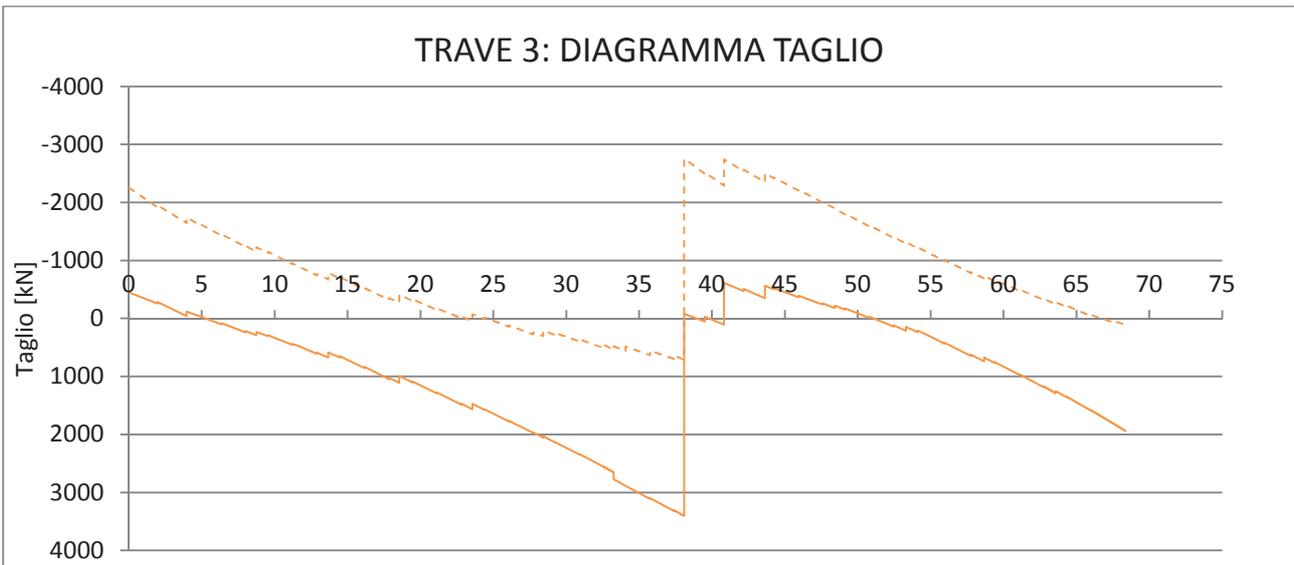
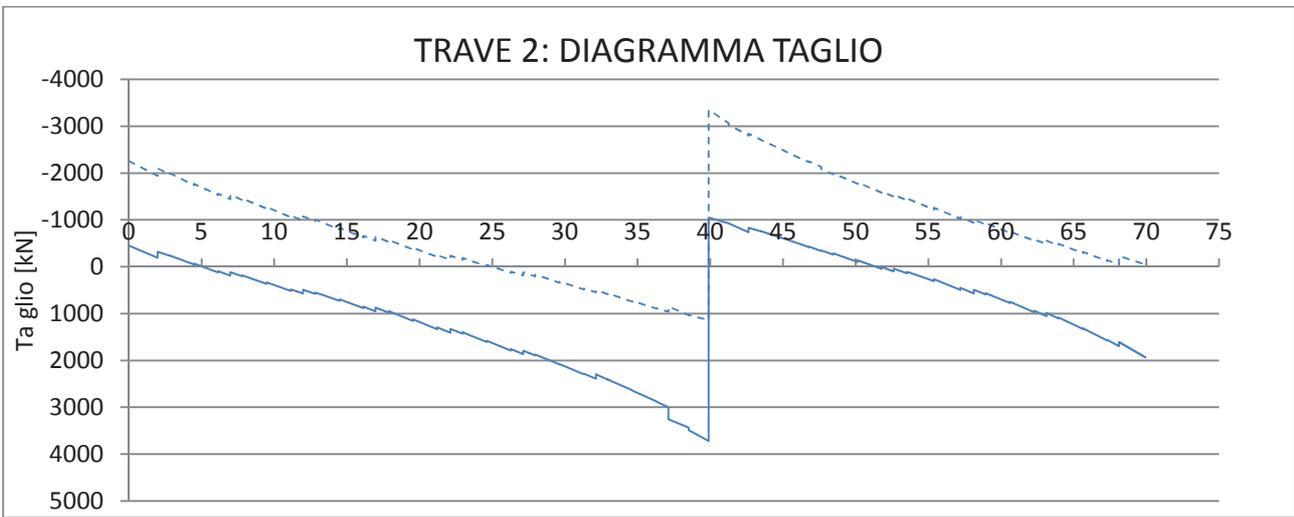
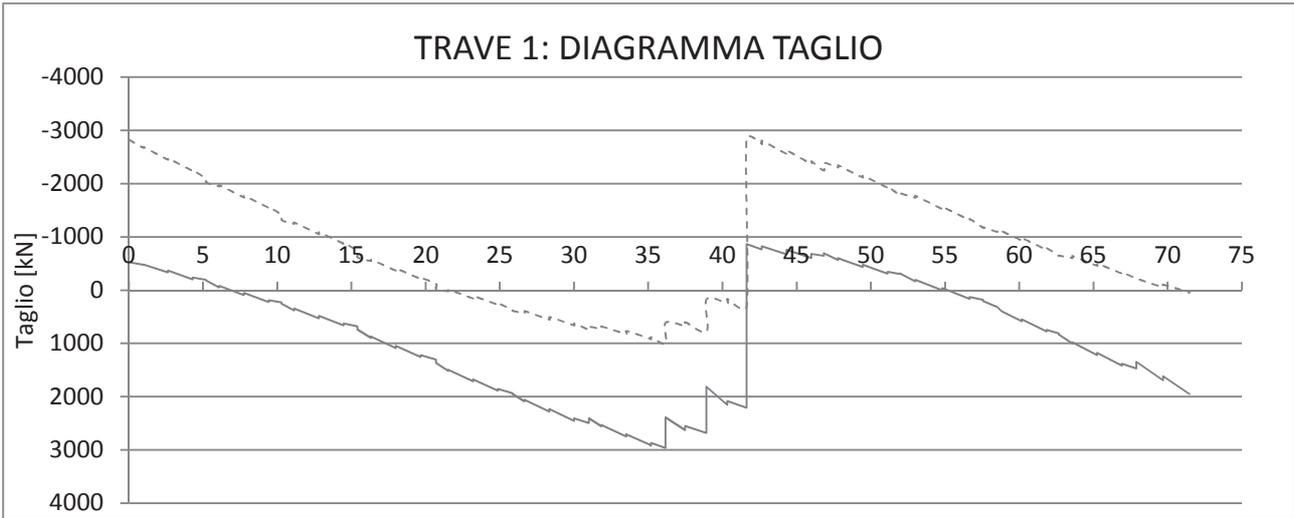


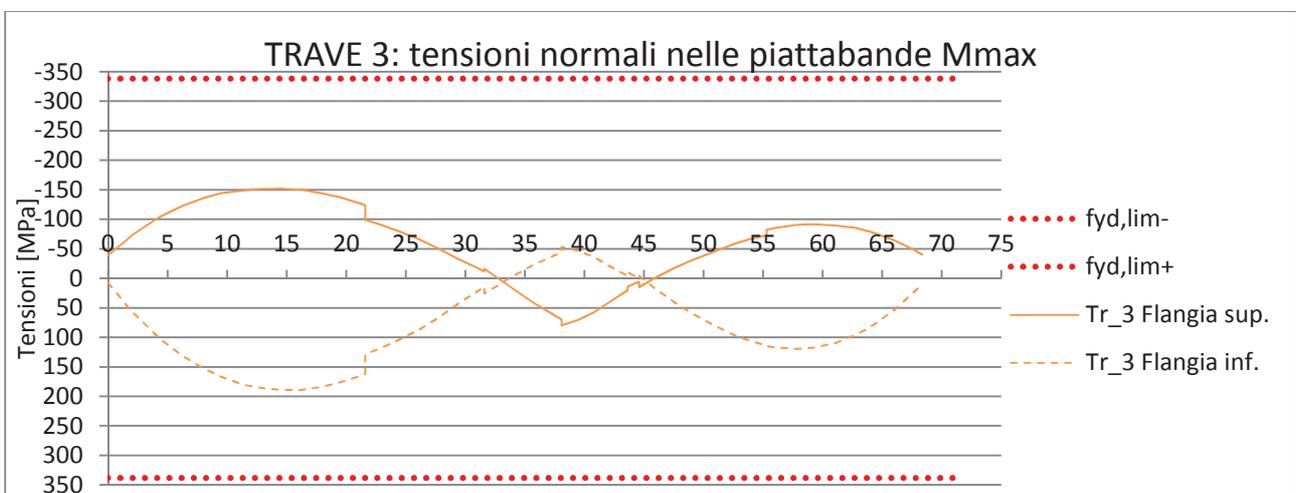
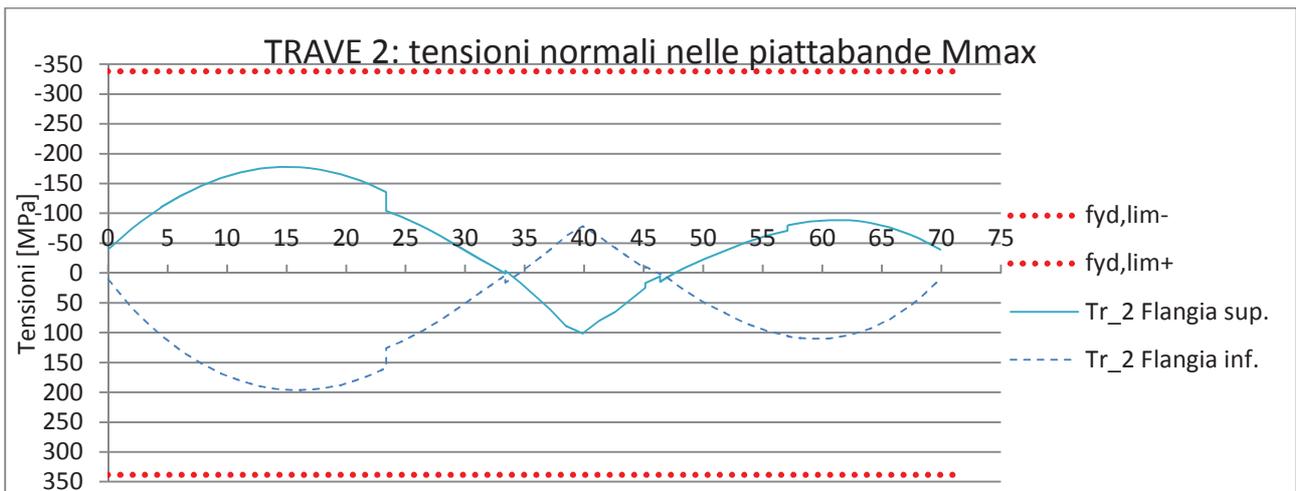
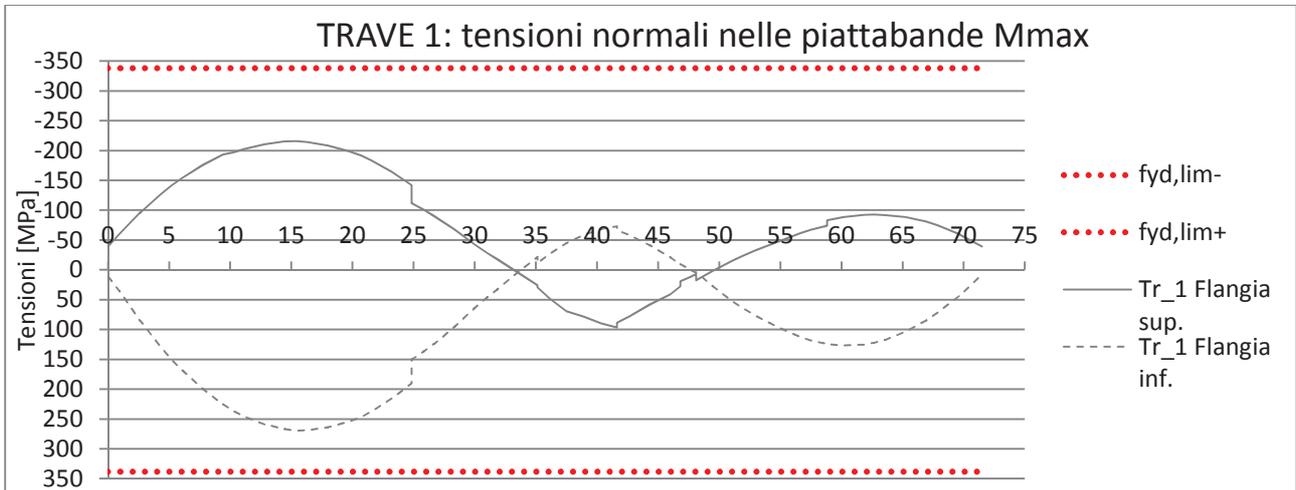
Figura 12 - Numerazione travi longitudinali

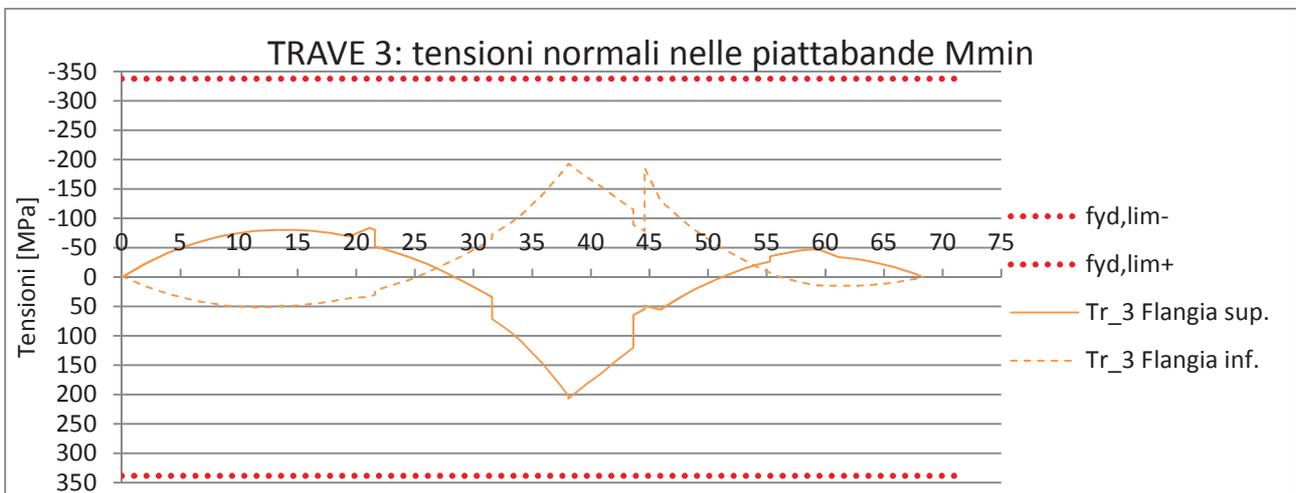
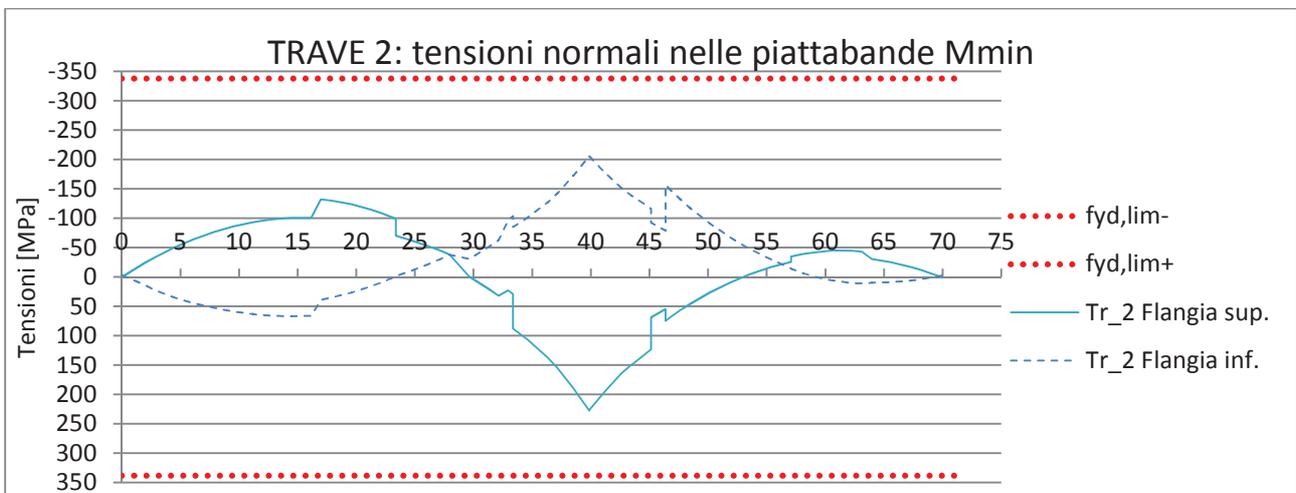
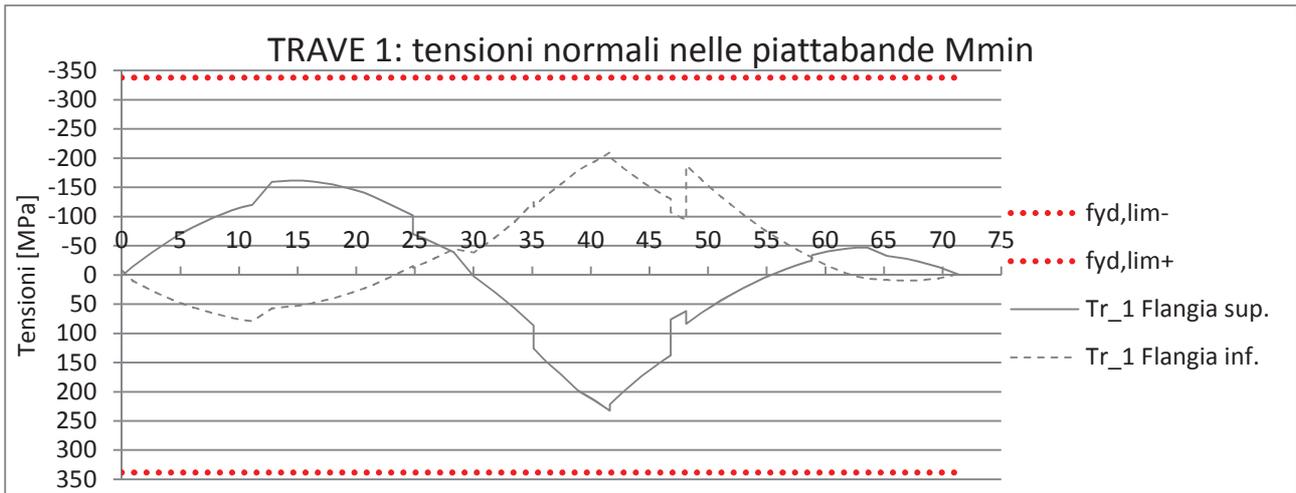




Resistenza delle membrature (verifica condotta in campo elastico)

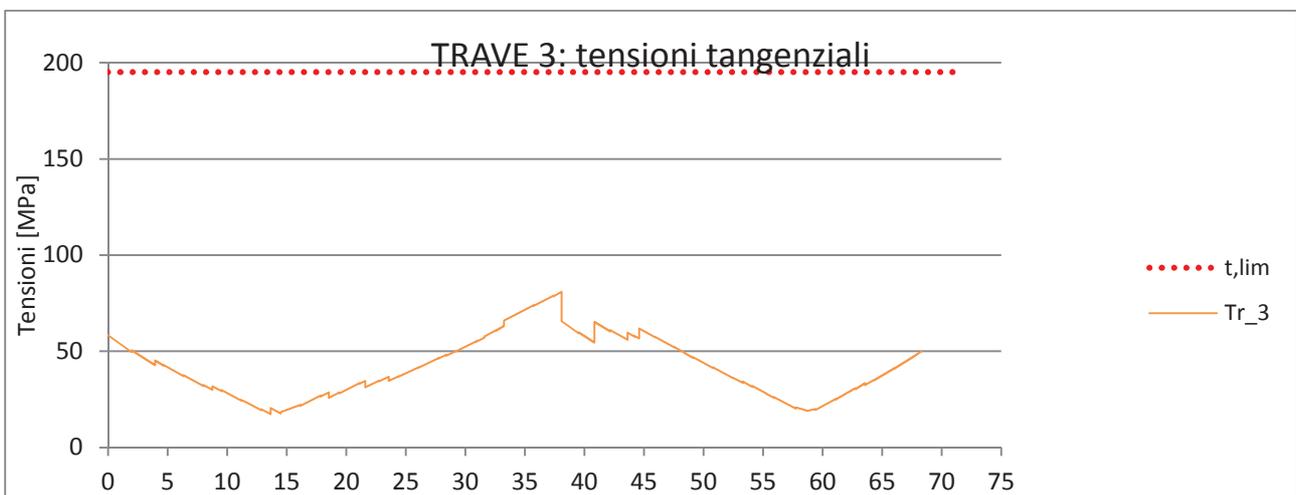
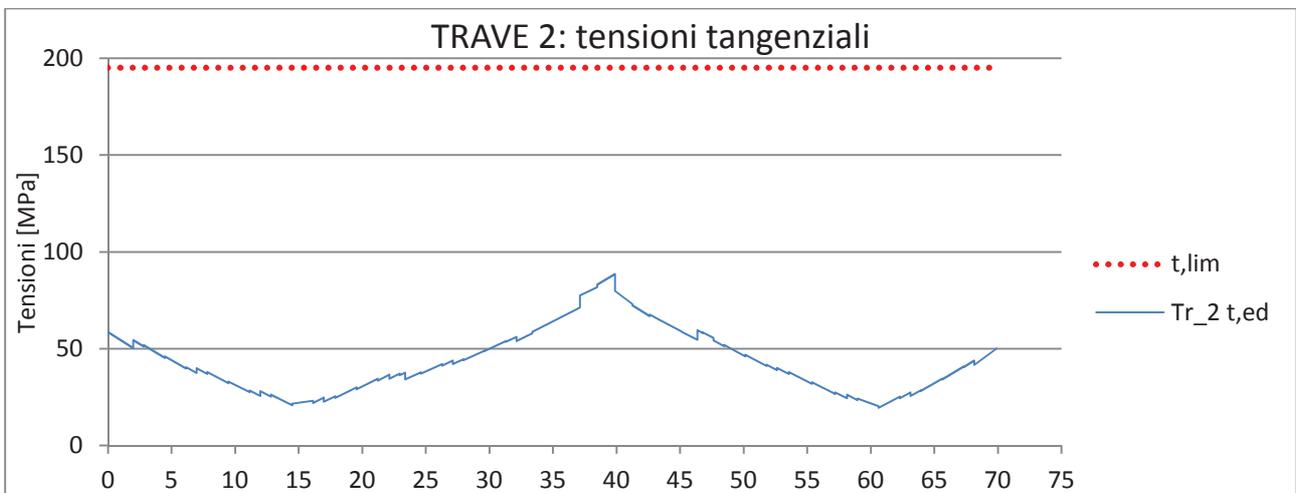
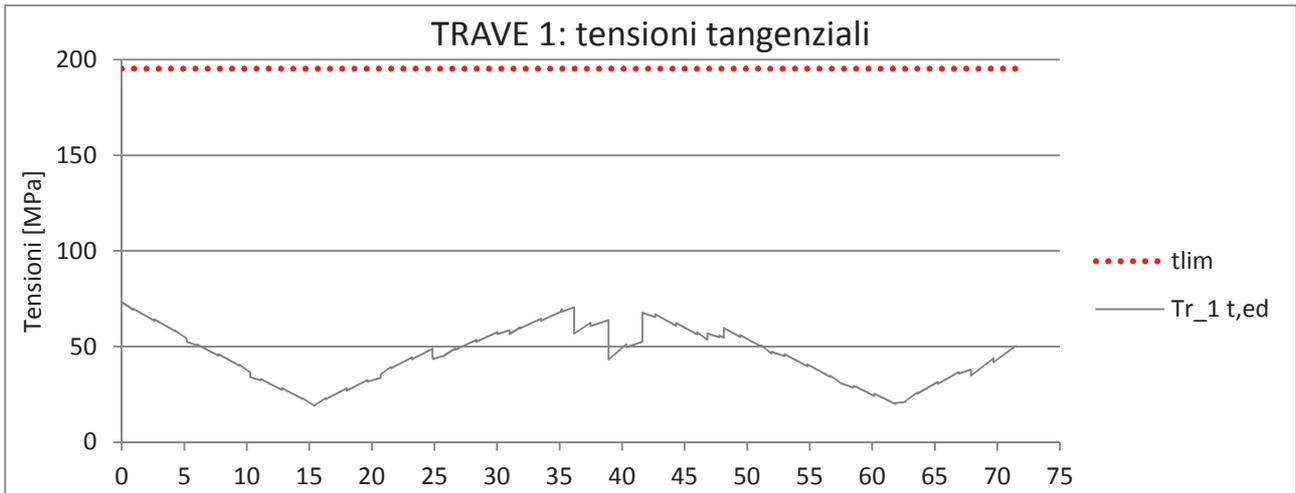
Di seguito si riportano gli involuppi delle tensioni massime e minime ai lembi delle piattabande inferiore e superiore; le verifiche sono condotte in campo elastico tenendo in considerazione l'instabilità locale delle membrature in acciaio attraverso il metodo delle aree efficaci fornito nell'eurocodice 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	2200	[mm]	Altezza trav
bf,sup	600	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	24	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2146	[mm]	Altezza anima
tw	18	[mm]	Spessore anima
bf,inf	900	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	30	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	3730	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	230	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		NO	
ARMATURA			
Aarm,sup	2871	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	2871	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	7375	0	-22
N 6	13337	0	-376
N 18	2745	-2933	88

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	-152	-150	108	112	-	-	-	-
N 6	-27	-25	145	147	-41	-26	-7	-
N 18	-37	-36	10	10	-41	-37	1	-
TOT	-216	-211	263	269	-81	-63	-6	8
Limite	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	931	[mm]	Altezza baricentro
	A	80028	[mm ²]	Area
	I	6.14E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1863	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.29E+05	[mm ²]	Area
	I	1.69E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1504	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.33E+05	[mm ²]	Area
	I	1.27E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE			3	

CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	931	[mm]	Altezza baricentro
	A	80028	[mm ²]	Area
	I	6.14E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1863	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.29E+05	[mm ²]	Area
	I	1.69E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1504	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.33E+05	[mm ²]	Area
	I	1.27E+11	[mm ⁴]	Inerzia

- Trave 1: Appoggio 1

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2200	[mm]	Altezza trav
bf,sup	800	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	40	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2102.222	[mm]	Altezza anima
tw	20	[mm]	Spessore anima
bf,inf	900	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	57.77778	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	3730	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	230	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		SI	
ARMATURA			
Aarm,sup	11718	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	11718	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	-10534	0	712
N 6	-10839	0	720
N 18	-4690	170	174

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	122	118	-85	-90	-	-	-	-
N 6	76	73	-80	-84	86	73	0	-
N 18	34	33	-34	-35	38	33	0	-
TOT	233	225	-199	-210	124	106	0	38
Limite	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	935	[mm]	Altezza baricentro
	A	126044.4	[mm ²]	Area
	I	1.09E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1747	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.92E+05	[mm ²]	Area
	I	2.56E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1448	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.97E+05	[mm ²]	Area
	I	2.01E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE			3	

CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	935	[mm]	Altezza baricentro
	A	126044.4	[mm ²]	Area
	I	1.09E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1156	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.49E+05	[mm ²]	Area
	I	1.48E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1156	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.49E+05	[mm ²]	Area
	I	1.48E+11	[mm ⁴]	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:

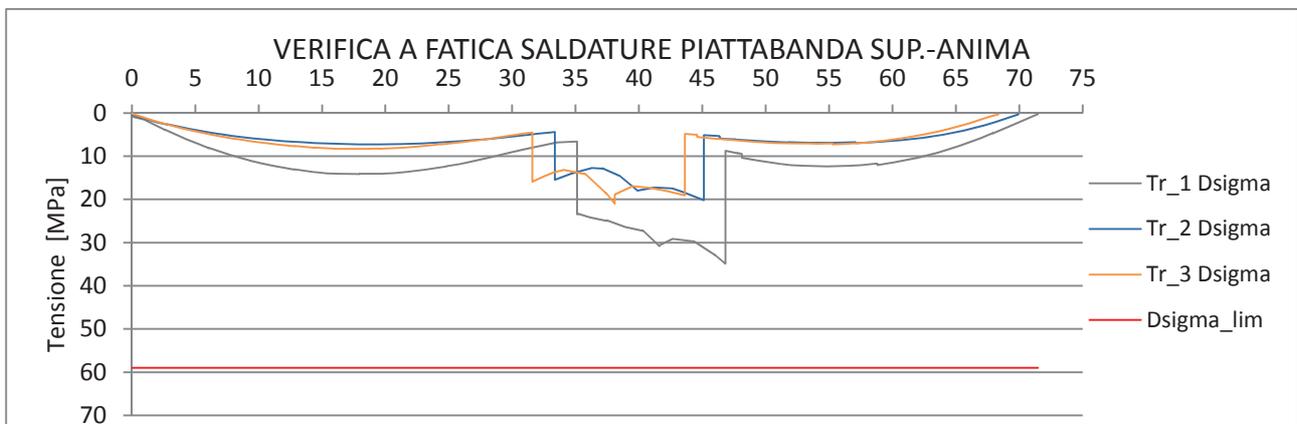
$\Delta\sigma_D$ limite di fatica ad ampiezza costante

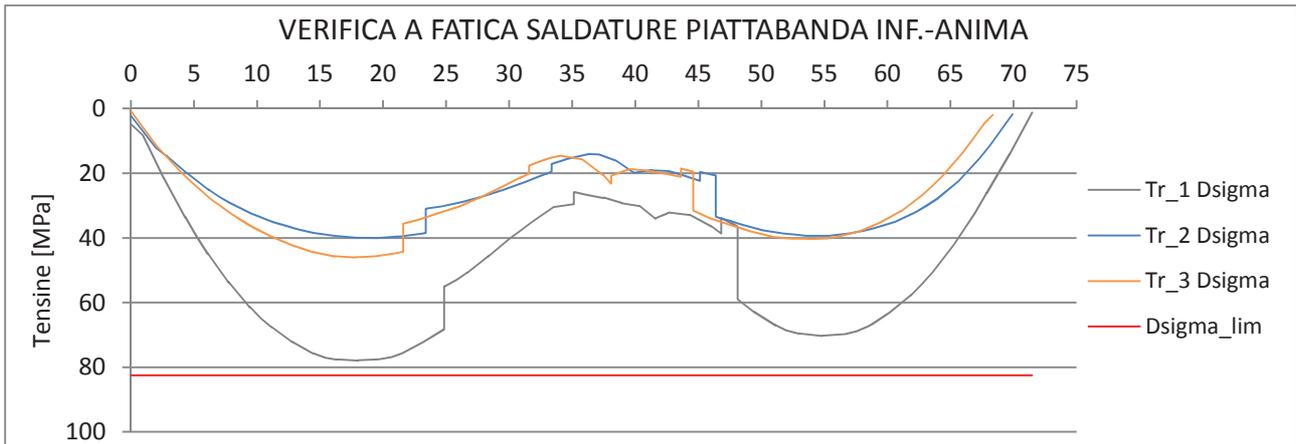
γ_{Mf} coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.15 per strutture sensibili alla rottura per fatica.

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.





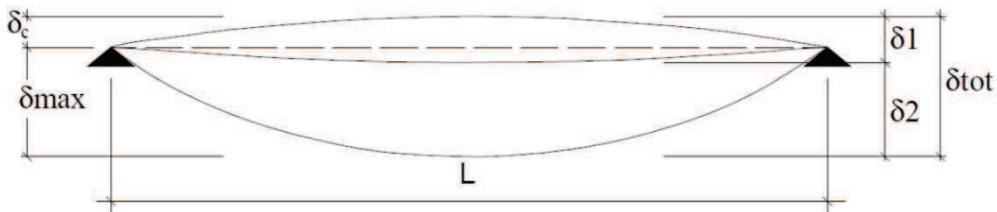
6.3 Trasversi

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:

δ_c la monta iniziale,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

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

Gli abbassamenti massimi δ_{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.

	L_{campata}	δ_{acc}	L/700
	[m]	[mm]	[mm]
CAMPATA 1	40.00	24.9	57.14
CAMPATA 2	30.00	11.1	42.85

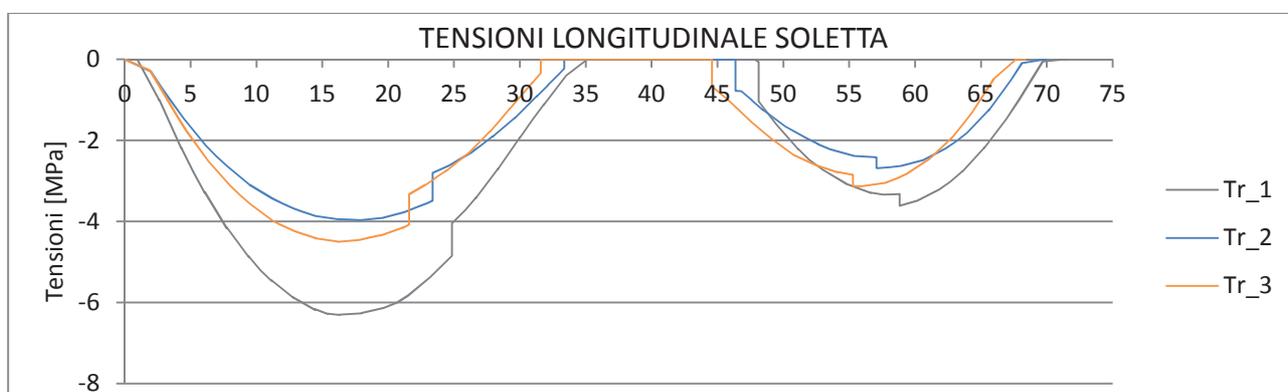
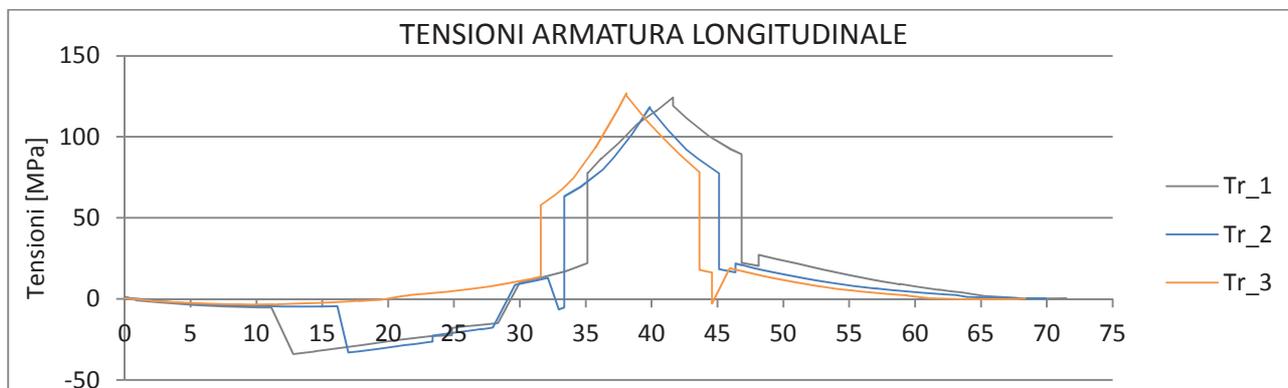
Tabella 9 - Abbassamenti carichi accidentali

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:

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

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/m².

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.

SEZIONE DI SBALZOLuce 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 $\rightarrow 1\Phi 20/40$

Corrente inferiore $\rightarrow 2\Phi 14/40$

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

Le forze di 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:

CORRENTE SUPERIORE	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
	Sollecitazione agente	Ned	193.2 kN
	Diametro barre sup.		20 mm
	Area barra	Abarra	314 mm ²
	Area barre	Asup	785 mm ²
	Inerzia	I	7854 mm ⁴
	Lunghezza libera inflessione	l ₀	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	387578 N
	α		0.49
	λ_{segnato}		0.60
	Φ		0.78
	χ		0.78
	Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
	Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa
	Coeff. SLU	γ	1.05
Coeff. SLU	γ	1.25	
Resistenza di progetto	Nrd	263.6 kN	
Verifica		OK	

Corrente Inferiore

Verifica allo SLU

F_s= -193.4 kN

La tensione nel corrente (A_s=769.7mm²) 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_{PERM}= - 24.6 - 6.4 -7.95-3.8= -42.8 kNm/m

M_{MOB}= -110.9-16.2=-127.1 kNm/m

M_{URTO}= -20.7 kNm/m

- SEZIONE DI CAMPATA

M_{PERM}= 13.1 + 3.7 = 16.8 kNm/m

M_{MOB}= 95.0 kNm/m

- SEZIONE DI APPOGGIO CENTRALE

M_{PERM}= - 23.1 - 6.6 = -29.7 kNm/m

M_{MOB}= - 119.6kNm/m

Coefficienti di combinazione:

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

Combinazioni di carico:

COMB.	M _{ed,Sbalzo}	M _{ed,Campata}	M _{ed,Appoggio centr.}
	[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:

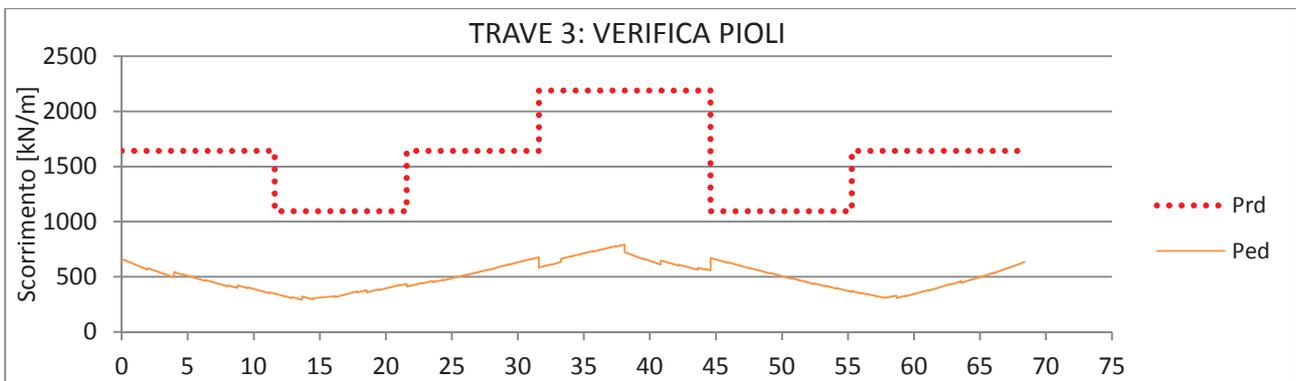
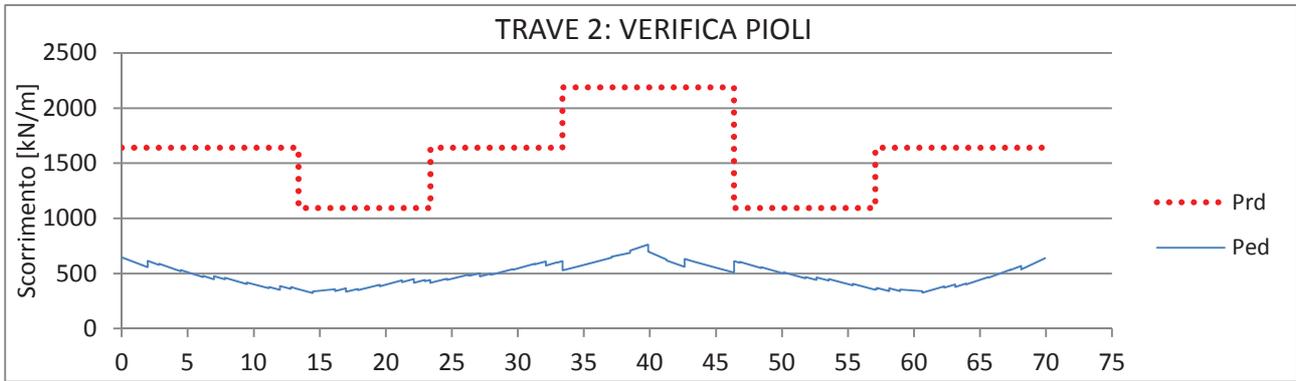
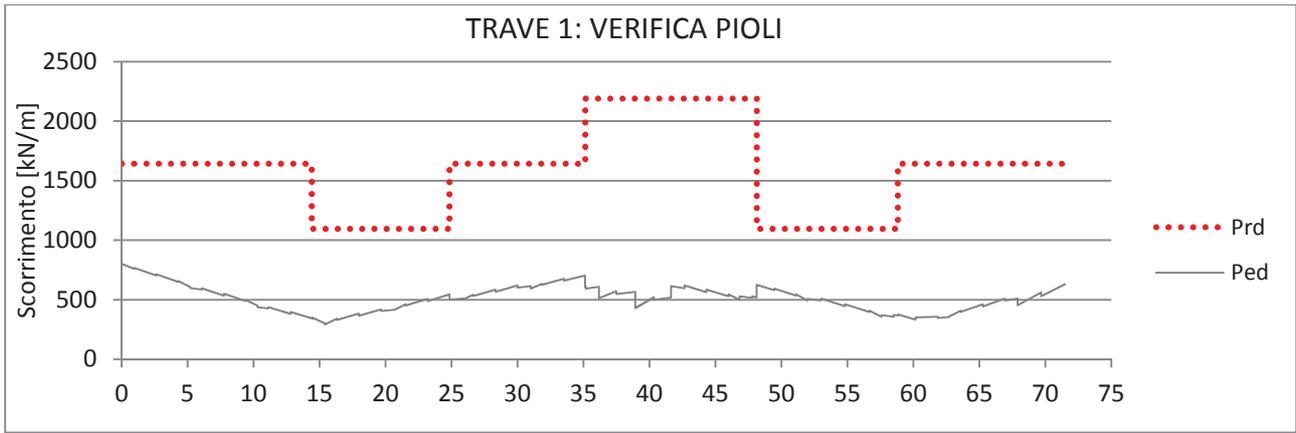
$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

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

Dove:

- γ_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 ha una sezione costante di altezza complessiva pari a 12.36m. La sezione, riconducibile ad un rettangolo di larghezza 3.6 m ed altezza di 1.2m con spigoli accordati con un raggio di curvatura pari a 0.6m, è riportata nella seguente figura.

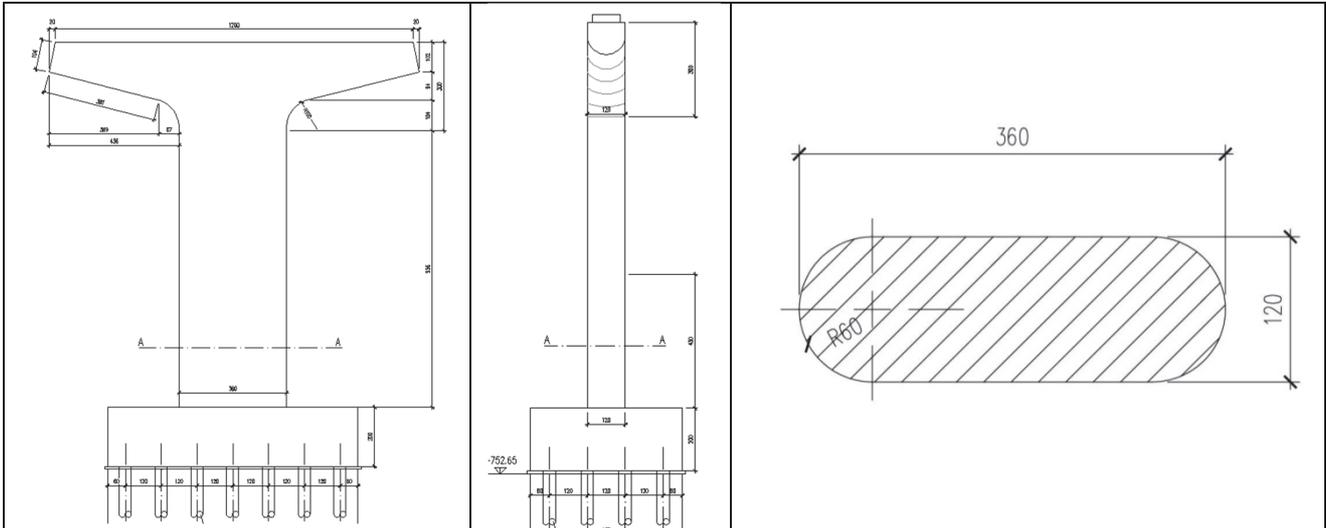


Figura 13 - Pila 1: vista trasversale e longitudinale, sezione trasversale di base

Verrà eseguito il reinterro dello scavo eseguito in precedenza per la realizzazione delle pile.

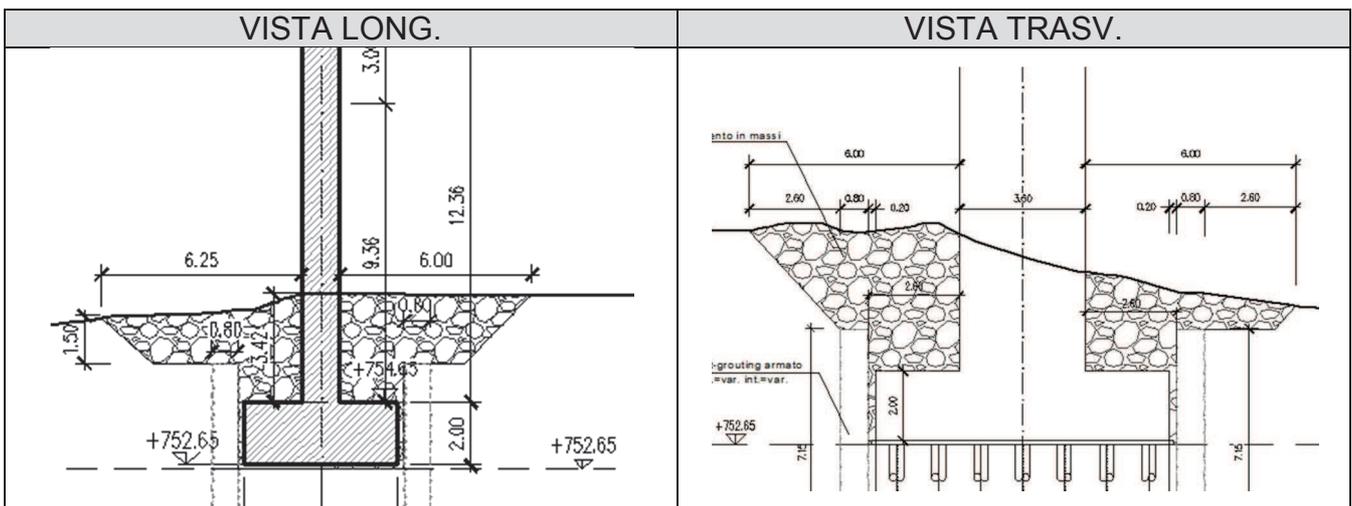


Figura 14 - Reinterro scavi per la realizzazione delle pile

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:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	5343	0	602	0	0
G2	1166	0	-15	0	0
TS _{Nmax}	1222	0	-1998	0	0
UDL _{Nmax}	2010	0	-3265	0	0
TS _{Nmin}	-7	0	11	0	0
UDL _{Nmin}	0	0	0	0	0
TS _{Mmax}	999	0	3073	0	0
UDL _{Mmax}	1446	0	5184	0	0
TS _{Mmin}	951	0	-2720	0	0
UDL _{Mmin}	1538	0	-4868	0	0
ACC/FREN	445	0	0	3978	5497
CENTRIFUGA	141	194	0	2403	1739
VENTO	-98	-110	-3	1247	-1125
ATTRITO	37	27	0	335	462
TEMP	0	0	-664	2966	0
RITIRO	0	0	463	-2095	0
SISMA_X+	0	0	0	0	0
SISMA_X-	177	3416	9340	302	828
SISMA_Y+	-177	-3416	-9340	-302	-828
SISMA_Y-	180	1808	8117	161	725
SISMA_Z+	-180	-1808	-8117	-161	-725
SISMA_Z-	536	1218	4121	108	372

Tabella 10 - Pila: Azioni elementari

7.2 Azioni combinate

Le azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate nella seguente tabella.

	G1	G2	TS _{Nmax}	UDL _{Nmax}	TS _{Nmin}	UDL _{Nmin}	TS _{Mmax}	UDL _{Mmax}	TS _{Mmin}	UDL _{Mmin}	ACC/FREN	CENTR.	VENTO	ATTRITO	TEMP	RITIRO
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
SLU_002	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2
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
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
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
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
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
SLU_008	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.5	0.72	0.72	1.2
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
SLU_010	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	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
SLU_012	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	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
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
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
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
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
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
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
SLU_020	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	-1.5	-0.72	-0.72	1.2
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
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
SLU_023	1	1	0	0	0	0	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2
SLU_024	1	1	0	0	0	0	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2

	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

Tabella 11 - 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 ($0.3E_x+0.3E_y+E_z$);

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni delle due pile, 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	13107	-679	-4793	-61	-79
	SLU_010	7096	-680	-703	-61	-79
	SLU_013	9620	-680	15762	-61	-79
	SLU_016	8541	-6741	-12388	-539	79
	SLU_021	8474	8767	12140	715	118
	SLU_022	8536	-8767	-10143	-715	-118
	SLU_021	8474	8767	12140	715	118
	SLU_022	8536	-8767	-10143	-715	-118
	SLU_015	10748	1668	12464	129	183
	SLU_016	8541	-1668	-10262	-129	-183
<u>SLV</u>	SLV_011	7378	1218	3226	378	1302
	SLV_005	6714	1218	6191	378	1302
	SLV_001	6354	3416	11410	1056	2898
	SLV_005	6714	1218	6191	378	1302
	SLV_001	6354	3416	11410	1056	2898
	SLV_006	6001	-3416	-7269	1056	2898

Tabella 12 - Pila 1: Azioni combinate

7.2.1 Gerarchie delle resistenze

- Direzione trasversale:

M _{rd}	l _p	γ _{rd}	V _e	γ _{Bd}	V _{prc}	V _{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
28556	12.36	1.4	828	1.25	3234	4043

- Direzione longitudinale:

M _{rd}	l _p	γ _{rd}	V _e	γ _{Bd}	V _{prc}	V _{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
10760	12.36	1.4	302	1.25	1219	1523

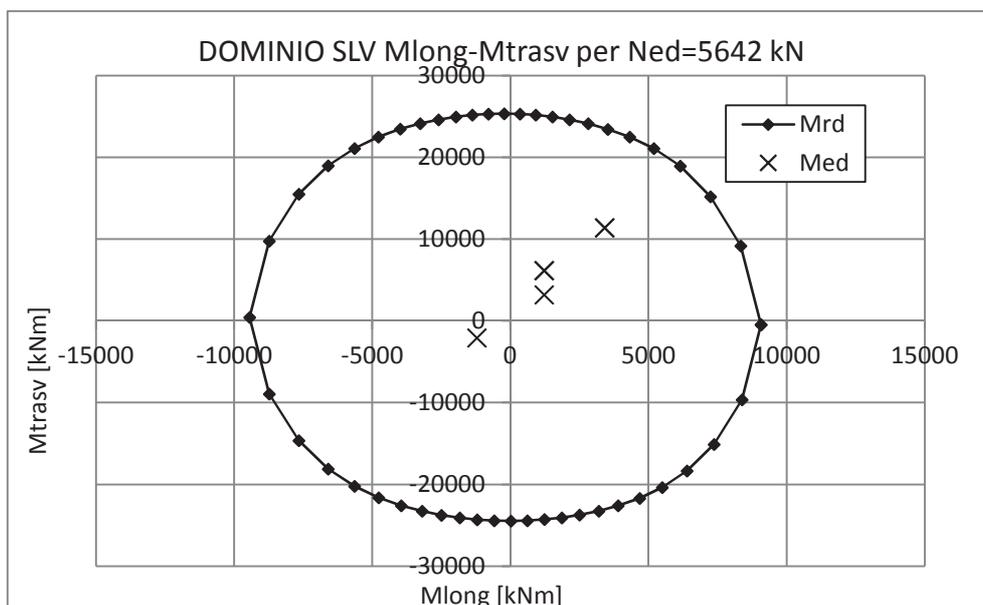
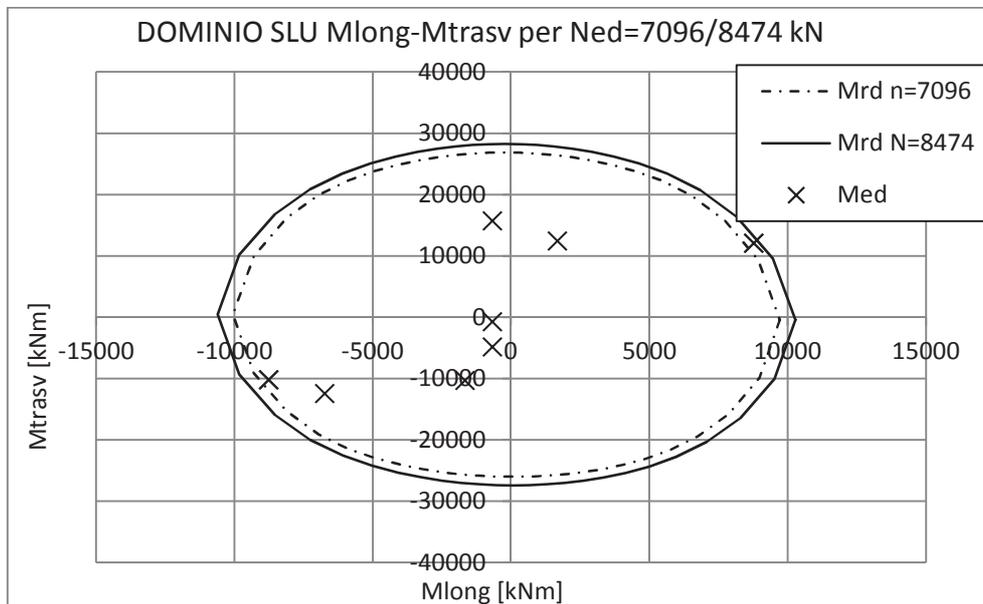
I valori ottenuti dalla gerarchie delle resistenze sono stati confrontati con i valori calcolati considerando il comportamento elastico della struttura. Quando il valore del taglio della gerarchie delle resistenze è maggiore di quello elastico, le verifiche sono state condotte con il taglio elastico.

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. Nel caso in cui con il valore minimo di N per una combinazione di carico la verifica non risulta soddisfatta, è stato riportato il dominio di resistenza con il valore N della combinazione maggiormente critica.

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 ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	33	N/mm ²
	f _{cd}	19	
coeff. parziale	γ_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 ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ _{cp}	0.00	N/mm ²
	α _c	1.00	
Acciaio	f _{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f _{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ø _w	16	mm
Area staffa (spilla)	A _{ø_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s _w	200	mm
	n°	4	
	bracci		
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	A _{s_w} / s _w	4.02	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	3824	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	13715	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	2898	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN

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

verifica

Longitudinale

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	3000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1200	mm
altezza utile	d	1080	mm
area della sezione	A_{TOT}	3240000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	201	mm ²
0.9 d	z	972	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n°	10	
	bracci		
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	10.05	mm ² /mm

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

taglio sollecitante	V_{Ed}	1056	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN

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

8 Verifiche dei plinti

La Pila, fissa, poggia su una fondazione con pianta rettangolare di dimensione pari a 4.80x8.40m di altezza uguale a 2.0m, la è geometria mostrata nella figura seguente.

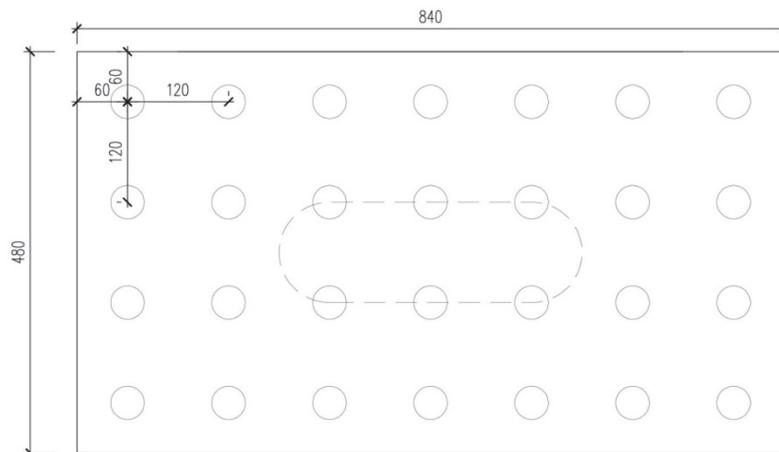


Figura 15 - Pianta fondazione Pila 1

Il plinto è fondato su 28 pali di diametro pari a 400mm. I pali sono disposti ad un interasse di 1.20x1.20m.

La fondazione è interrata per uno spessore pari a 3.0m con un terreno ciottoloso.

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:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	10217	0	602	0	0
G2	1166	0	-15	0	0
TS _{Nmax}	1222	0	-1998	0	0
UDL _{Nmax}	2010	0	-3265	0	0
TS _{Nmin}	-7	0	11	0	0
UDL _{Nmin}	0	0	0	0	0
TS _{Mmax}	999	0	3073	0	0
UDL _{Mmax}	1446	0	5184	0	0
TS _{Mmin}	951	0	-2720	0	0
UDL _{Mmin}	1538	0	-4868	0	0
ACC/FREN	0	6387	4622	445	322
CENTRIFUGA	0	2020	2792	141	194
VENTO	-3	-1321	1027	-98	-110
ATTRITO	0	537	389	37	27
TEMP	-664	0	2966	0	0
RITIRO	463	0	-2095	0	0
SISMA_X+	229	4834	11240	709	950
SISMA_X-	-229	-4834	-11240	-709	-950
SISMA_Y+	233	2212	10381	202	1132
SISMA_Y-	-233	-2212	-10381	-202	-1132
SISMA_Z+	712	1679	5109	230	494
SISMA_Z-	-712	-1679	-5109	-230	-494

Tabella 13 - 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.

COMB		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	19686	-802	-4952	-61	-79
	SLU_010	11969	-802	-861	-61	-79
	SLU_013	14493	-802	15603	-61	-79
	SLU_016	13414	-7820	-12230	-539	79
	SLU_021	13347	10197	12376	715	118
	SLU_022	13410	-10197	-10380	-715	-118
	SLU_021	13347	10197	12376	715	118
	SLU_022	13410	-10197	-10380	-715	-118
	SLU_004	12530	7820	2855	539	355
	SLU_016	13414	-1925	-10629	-129	-183
<u>SLV</u>	SLV_011	12640	2182	5747	299	643
	SLV_006	10126	-2182	-4572	-299	-643
	SLV_001	11349	6284	16682	922	1235
	SLV_008	11417	-6284	-15507	-922	-1235
	SLV_001	11349	6284	16682	922	1235
	SLV_002	10753	-6284	-12541	-922	-1235

Tabella 14 - 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.

	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	1117	-164	26
SLV	1002	-191	55
	kN	kN	kN

Tabella 15 - 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 ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 0/20	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 0/20	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 0/20	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 24/20	2262mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 0/20	

L'armatura a taglio è invece costituita da cavallotti Ø16/40x40.

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

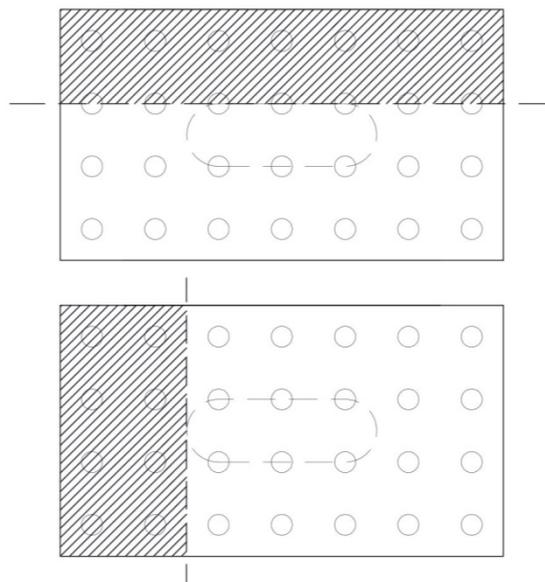


Figura 16 - Pila 1 sezioni di verifica

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 2.0 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 ² /m	mm ² /m	kNm/m	kNm/m	-	kNm/m	kNm/m	-
SLU	Trasversale	1571	2262	1373	1702	OK	0	-1187	OK
	Longitudinale	1571	1571	674	1187	OK	-57	-1187	OK
SLV	Trasversale	1571	2262	1192	1702	OK	-173	-1187	OK
	Longitudinale	1571	1571	463	1187	OK	-10	-1187	OK

Tabella 16 - 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 1. Si considera per la verifica una striscia di fondazione larga 1 m ed alta 2 m. Depurando i valori delle reazioni dei pali del peso del plinto e del terreno di rinterro, vengono calcolati i tagli agenti massimi.

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1095 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 942 \text{ kN/m} \end{cases}$$

classe cls	R_{ck}	35	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	29	N/mm ²
	f _{cd}	16	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	2000	mm
altezza utile	d	1900	mm
area della sezione	A _{TOT}	1900000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ _{cp}	0.00	N/mm ²
	α _c	1.00	
Acciaio	f _{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f _{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	∅ _w	16	mm
Area staffa (spilla)	A _{∅w}	201	mm ²
0.9 d	z	1710	mm
passo delle staffe (spille)	s _w	400	mm
	n° bracci	2.5	
angolo di inclinazione	θ	21.8	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	A _{sw} / s _w	1.26	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	2102	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	4853	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1095	kN
taglio resistente	V_{Rd}	2102	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.

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

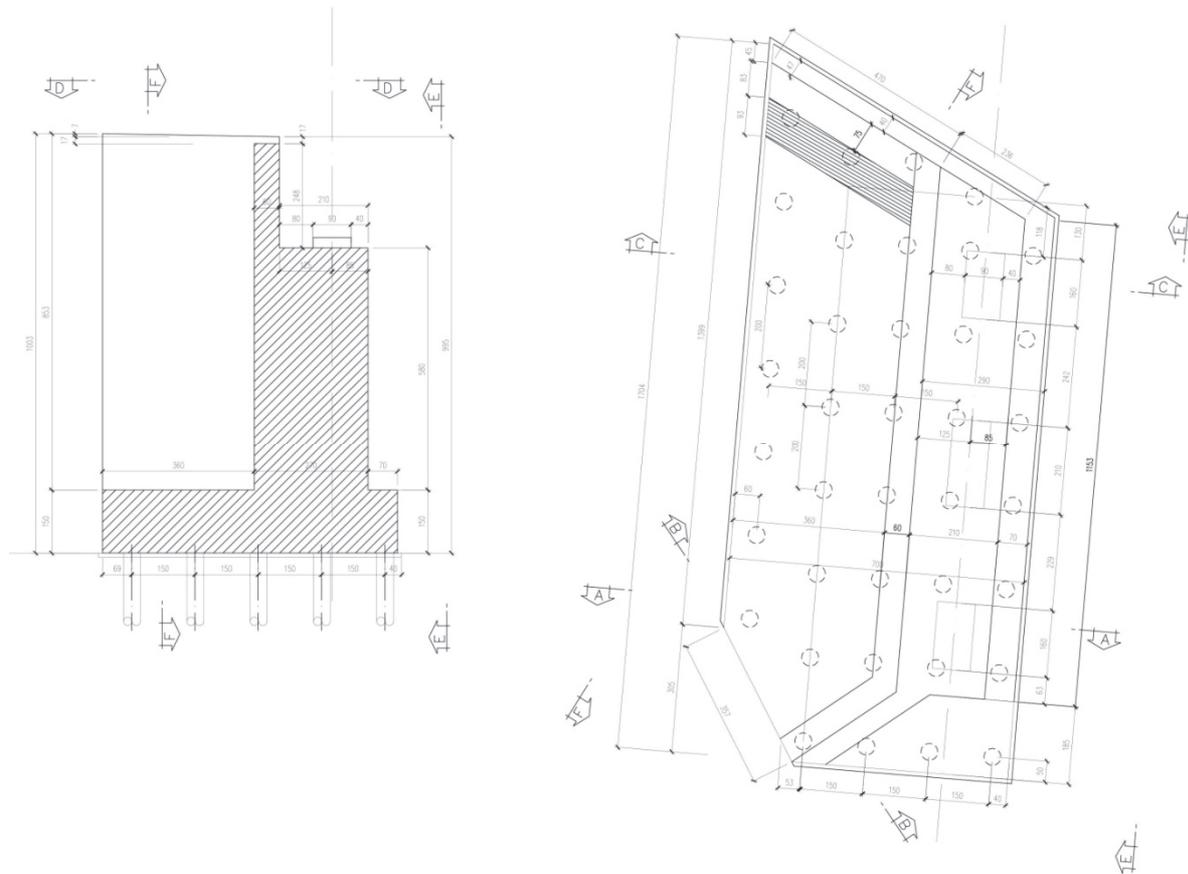


Figura 17 - Spalla A: sezione longitudinale e pianta

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:

- $\gamma_{\text{terr}} = 18.00 \text{ KN/m}^3$ 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 ³]	P [kN]
Muro Paraghiaia	0.60	2.63	12.58	19.9	496
Muro andatore dx	1.11	3.00	5.80	19.3	483
Muro andatore sx	0.73	4.05	7.65	22.6	565
Fondazione	10.19	10.19	1.50	155.8	3894
Paraghiaia dx	0.61	2.97	3.00	5.4	136
Cordolo sx	0.80	0.75	4.05	2.4	61
Muro frontale	2.70	10.63	5.80	166.5	4162
Azione totale in fondazione				392	9797

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

	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Riempimento terreno posteriore	3.60	9.64	8.30	288.1	5186

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico permanente	3.60	9.64	2.20	76

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	3.60	9.64	20	694

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:

$$F_{q_{\text{terr}}} = 0.5 k_0 \gamma_{\text{terr}} H^2 B = 5623 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H = 139 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{qa} = k_0 q_a B H = 1262 \text{ kN}$$

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

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]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso proprio	2166	3854	-1852	0	0
Attrito	0	289	0	65	0
Ritiro	-219	-390	412	0	13
Carichi mobili_ Nmax_I	1950	3468	2865	0	0
Carichi mobili_ Mmax_I	1472	2619	-4899	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1418	2522	4314	0	0
termica TU	0	0	-273	0	-36
termica GT	314	559	-470	0	0
Vento	0	0	-2498	0	-331
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1812	0	-240

9.1.2 Condizione sismica

9.1.2.1.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$$a_g/g=0.145;$$

$$S_s=1.20;$$

$$S_T=1;$$

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.

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

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

$K_h = 0.174$; $K_v = 0.087$; $K_{s+} = 0.483$; $K_{s-} = 0.5095$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	15085	0	3484	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	11334	0	2726	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	10743	0	2607
Forza di inerzia vert. (+)	1303	-462	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1303	462	0	0	0

9.1.2.3 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	57	101	2536	0	339
Sisma trasv	56	100	3003	0	400

9.2 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]
SPALLA	Peso proprio	9797	2954	-970	0	0
	Peso rinterro	5186	-8261	3518	0	0
	peso portati	76	-122	52	0	0
	peso accidentali traffico	694	-1106	471	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	18557	0	5623	0
	Spinta portati (K0)	0	687	0	139	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	6248	0	1262	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	15085	0	3484	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	11334	0	2726	0
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	10743	0	2607
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1303	-462	0	0	0
	<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1303	462	0	0	0
IMPALCATO	Peso proprio	2166	3854	-1852	0	0
	Attrito	0	289	0	65	0
	Ritiro	-219	-390	412	0	13
	Carichi mobili_ Nmax	1950	3468	2865	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1472	2619	-4899	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1418	2522	4314	0	0
	termica TU	0	0	-273	0	-36
	termica GT	314	559	-470	0	0
	Vento	0	0	-2498	0	-331
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1812	0	-240
	<i>Sisma long</i>	57	101	2536	0	339
	<i>Sisma trasv</i>	56	100	3003	0	400

9.3 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
Attito	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.60	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 17 - Combinazioni di calcolo spalle

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

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	17006	17453	1160	5801	13
SLE	SLE1	19838	26398	739	7063	-447
	SLE2	19361	25549	-7025	7063	-447
	SLE3	19306	25452	2188	7063	-447
	SLE4	19476	25755	178	7063	-402
	SLE5	19118	25118	-5644	7063	-402
	SLE6	19077	25045	1265	7063	-402
SLU A1	SLU1	26786	35620	777	9530	-632
	SLU2	26142	34474	-9703	9530	-632
	SLU3	26068	34343	2734	9530	-632
	SLU4	26279	34718	65	9530	-568
	SLU5	25796	33858	-7795	9530	-568
	SLU6	25740	33760	1533	9530	-568
	SLU7	20235	27725	518	7261	-543
	SLU8	19686	26748	-8410	7261	-543
	SLU9	19623	26637	2184	7261	-543
	SLU10	19800	26951	-82	7261	-488
	SLU11	19388	26219	-6778	7261	-488
	SLU12	19341	26135	1168	7261	-488
SISMA	long (+)	17610	32895	6547	9311	1116
	long (-)	16715	29220	1475	8554	439
	trasv (+)	17498	22135	8528	6872	2202
	trasv (-)	16715	22412	8528	6872	2202

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.

	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	1038	-46	186
A1	1403	-74	251
SISMA	1096	-201	247
	kN	kN	kN

Tabella 18 - Sollecitazioni massime pali spalla A

9.4 **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 ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	

9.4.1 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 A 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.

10 SPALLA B

Nel presente capitolo si analizza l'analisi globale della spalla B 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.

Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla B:

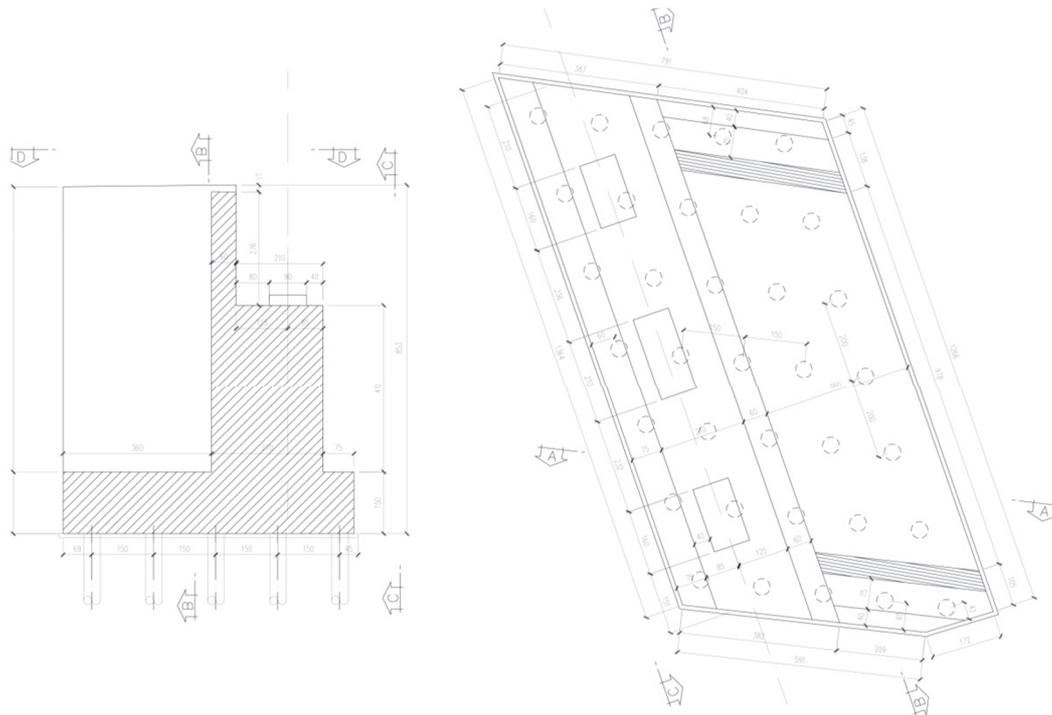


Tabella 19 - Spalla B: sezione longitudinale e pianta

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:

- $\gamma_{\text{terr}} = 18.00 \text{ KN/m}^3$ 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 ³]	P [kN]
Muro Paraghiaia	0.60	13.52	2.74	22.2	556
Muro andatore dx	0.78	4.04	6.15	19.4	484
Muro andatore sx	0.78	4.00	6.23	19.4	486
Fondazione	9.73	9.73	1.50	142.0	3550
Cordolo dx	0.80	0.75	4.05	2.4	61
Cordolo sx	0.80	0.75	4.05	2.4	61
Muro frontale	2.70	13.52	4.10	149.7	3742
Azione totale in fondazione				358	8940

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

	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Riempimento terreno posteriore	3.60	9.70	6.90	240.9	4337

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico permanente	3.60	9.70	2.20	77

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	3.60	9.70	20.00	698

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:

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B = 3634 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H = 106 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{qa} = k_0 q_a B H = 964 \text{ kN}$$

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

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]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso proprio	1254	2141	964	0	0
Attrito	0	146	0	38	0
Ritiro	-244	-416	-11	0	13
Carichi mobili_ Nmax_I	1787	3050	-1510	0	0
Carichi mobili_ Mmax_I	1341	2289	-3074	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1398	2386	5127	0	0
termica TU	0	0	-214	0	-36
termica GT	350	597	113	0	0
Vento	0	0	-1831	0	-310
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1416	0	-240

10.1.2 Condizione sismica

10.1.2.1.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$$a_g/g=0.145;$$

$$S_s=1.20;$$

$$S_T=1;$$

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.

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

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

$K_h = 0.174$; $K_v = 0.087$; $K_{s+} = 0.483$; $K_{s-} = 0.509$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	10905	0	2881	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	8834	0	2388	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	8508	0	2310
Forza di inerzia vert. (+)	1155	474	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1155	-474	0	0	0

10.1.2.3 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	87	149	2198	0	361
Sisma trasv	94	160	2131	0	348

10.2 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]
SPALLA	Peso proprio	8940	2977	1368	0	0
	Peso rinterro	4337	-8427	-4020	0	0
	peso portati	77	-149	-71	0	0
	peso accidentali traffico	698	-1357	-647	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	10202	0	3644	0
	Spinta portati (K0)	0	445	0	106	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	4048	0	964	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	10905	0	2881	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	8834	0	2388	0
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	8508	0	2310
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1155	474	0	0	0
	<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1155	-474	0	0	0
IMPALCATO	Peso proprio	1254	2141	964	0	0
	Attrito	0	146	0	38	0
	Ritiro	-244	-416	-11	0	13
	Carichi mobili_ Nmax	1787	3050	-1510	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1341	2289	-3074	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1398	2386	5127	0	0
	termica TU	0	0	-214	0	-36
	termica GT	350	597	113	0	0
	Vento	0	0	-1831	0	-310
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1416	0	-240
	<i>Sisma long</i>	87	149	2198	0	361
	<i>Sisma trasv</i>	94	160	2131	0	348

10.3 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:

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	14364	6861	-1770	3772	13
SLE	SLE1	17059	12961	-6503	4736	-435
	SLE2	16613	12200	-8066	4736	-435
	SLE3	16670	12296	134	4736	-435
	SLE4	16752	12437	-5812	4736	-389
	SLE5	16418	11866	-6985	4736	-389
	SLE6	16460	11938	-834	4736	-389
SLU A1	SLU1	23035	17492	-8933	6390	-614
	SLU2	22433	16465	-11044	6390	-614
	SLU3	22509	16595	27	6390	-614
	SLU4	22599	16749	-7994	6390	-550
	SLU5	22148	15979	-9577	6390	-550
	SLU6	22205	16076	-1274	6390	-550
	SLU7	17432	13839	-7368	4885	-527
	SLU8	16919	12964	-9167	4885	-527
	SLU9	16984	13075	264	4885	-527
	SLU10	17058	13201	-6568	4885	-472
	SLU11	16673	12545	-7916	4885	-472
	SLU12	16722	12628	-843	4885	-472
SISMA	long (+)	14973	18414	2929	6668	1049
	long (-)	14105	15760	-1466	6175	328
	trasv (+)	14792	10472	4556	4652	1957
	trasv (-)	14099	10187	4556	4652	1957

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.

	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	841	117	136
A1	1138	96	183
SISMA	840	16	193
	kN	kN	kN

Tabella 20 - Sollecitazioni massime pali spalla B

10.4 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 ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	

10.4.1 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

APPOGGI: SLU			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}
n° Tipologia			kN	kN	kN
SPALLA A	3	Multi	2238	0	0
	2	Uni	2382	0	632
	1	Multi	3061	0	0
PILA 1	3	Multi	5552	0	0
	2	Fisso	9109	728	520
	1	Multi	4030	0	0
SPALLA B	3	Multi	2027	0	0
	2	Uni	2076	0	617
	1	Multi	1892	0	0

APPOGGI: SLV			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}
n° Tipologia			kN	kN	kN
SPALLA A	3	Multi	725	0	0
	2	Uni	730	0	419
	1	Multi	1025	0	0
PILA 1	3	Multi	1952	0	0
	2	Fisso	3919	282	863
	1	Multi	1552	0	0
SPALLA B	3	Multi	543	0	0
	2	Uni	565	0	385
	1	Multi	574	0	0

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

APPOGGI: SLV			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}	ΔI_{TRASV}	ΔI_{LONG}
n° Tipologia			kN	kN	kN	mm	mm
SPALLA A	3	Multi	2500	-	-	± 5	± 60
	2	Uni	2500	-	700	-	± 60
	1	Multi	3500	-	-	± 5	± 60
PILA 1	3	Multi	6000	-	-	± 5	± 5
	2	Uni	10000	800	900	-	-
	1	Multi	4500	-	-	± 5	± 5
SPALLA B	3	Multi	2500	-	-	± 5	± 60
	2	Fisso	2500	-	700	-	± 60
	1	Multi	3500	-	-	± 5	± 60

Tabella 21 - Tabella appoggi

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 elastico allo SLV = ± 43 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 15 mm.
- SPALLA B:
spostamento provocato dal sisma elastico allo SLV = ± 44 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 10 mm.

Si è quindi deciso di utilizzare un giunto con escursione 150 mm per la spalla A ed un giunto con escursione 150 mm per la spalla B.