

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

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO VI03
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00VI03STRRE01A		
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB. T00VI03STRRE01	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		OTTOBRE 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

OPERA: Viadotto V3
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)	14
4.8	Azione centrifuga (Q_4)	14
4.9	Vento (q_5)	14
4.10	Azione sismica (q_6)	19
4.11	Le resistenze passive dei vincoli (q_7)	21
4.12	L'applicazione dei carichi sulla struttura	22
5	Analisi strutturale	24
5.1	Modello agli E.F.	24
5.2	Descrizioni delle analisi effettuate	27
5.3	Caratteristiche meccaniche dell'impalcato	28
6	Verifiche impalcato	31
6.1	Verifiche di resistenza agli SLU	31
6.2	Verifiche allo stato limite di fatica	38
6.3	Spostamenti verticali	40
6.4	Soletta in c.a.	41
6.5	Verifica delle Predalles in fase di getto	42
6.6	Verifica Trasversale della soletta	44
6.6.1	Calcolo delle sollecitazioni agenti	45
6.6.2	Verifiche allo SLU	45
6.7	Connettori a taglio	46
7	Verifiche delle Pile	48
7.1	Azioni elementari	50
7.2	Azioni combinate	52
7.2.1	Gerarchie delle resistenze	54
7.3	Verifiche allo SLU e SLV	55
7.3.1	Pressoflessione deviata	55
7.3.2	Taglio	57
8	Verifiche dei plinti	61
8.1	Azioni elementari	62
8.2	Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione	64
8.3	Azione sui pali di fondazione	65
8.4	Verifiche plinto allo SLU e SLV	66
8.4.1	Verifica armatura Plinto 1	67
8.4.2	Verifica armatura Plinto 2	68
8.4.3	Verifica a taglio del plinto 1	69
8.4.4	Verifica a taglio del plinto 2	70
9	SPALLA A	71
9.1	Analisi dei carichi	71

9.1.1	Condizione statica	71
9.1.2	Condizione sismica	73
9.2	Azioni elementari.....	75
9.3	Azioni combinate.....	76
9.4	Fondazione.....	79
9.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	79
10	SPALLA B.....	80
10.1	Analisi dei carichi.....	80
10.1.1	Condizione statica	80
10.1.2	Condizione sismica	82
10.2	Azioni elementari.....	84
10.3	Azioni combinate.....	85
10.4	Fondazione.....	86
10.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	86
11	Appoggi e giunti	88
11.1	Appoggi.....	88
11.2	Giunti.....	89

1 Premessa

Nel presente documento si illustrano i calcoli e le verifiche del Viadotto V3 (Pr. Pk 1+377.92 km / Pk 1+489.92 km) previsto dal progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torriglia 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.

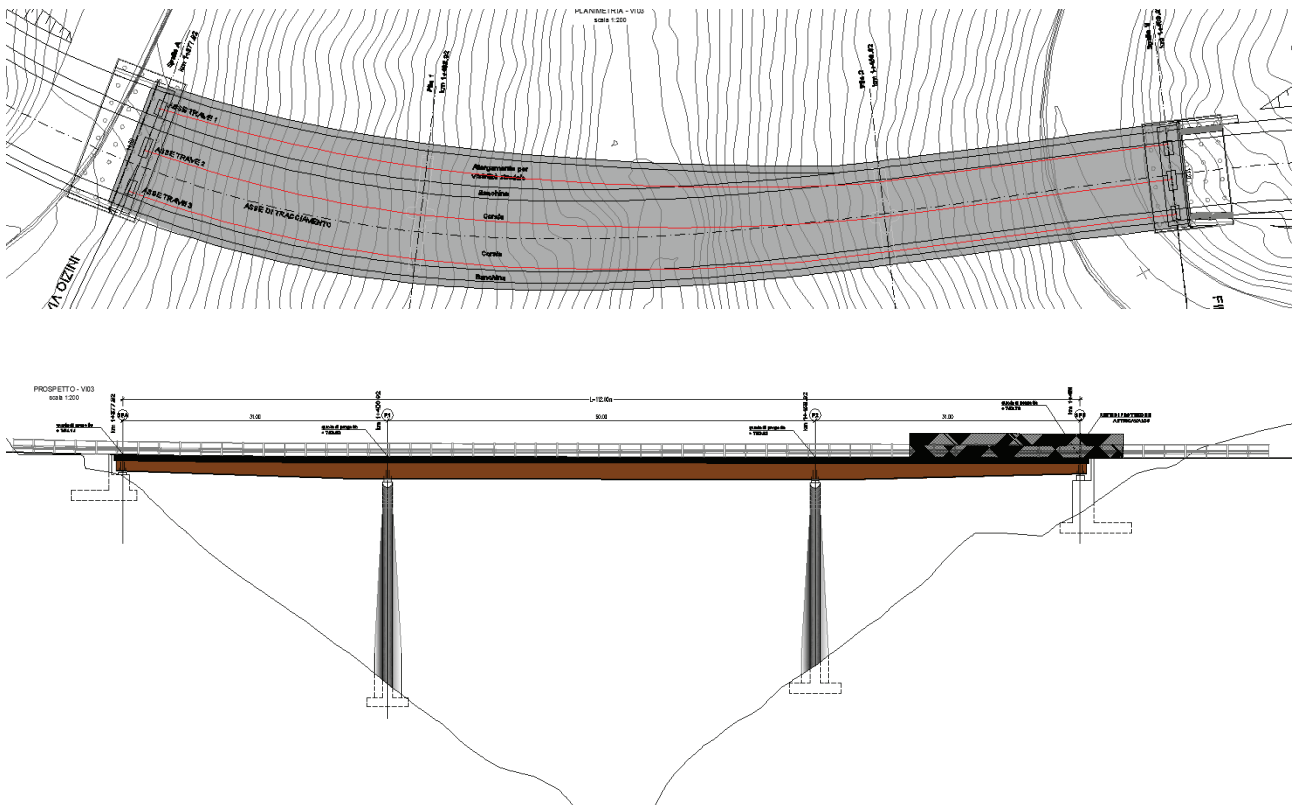


Figura 1 - Pianta e Profilo longitudinale

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clt con schema statico di trave continua a 3 campate aventi luce rispettivamente di 31.00 m, 50.00 m e 31.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 112.00m.

L'andamento planimetrico del viadotto è curvilineo.

L'impalcato ha una larghezza variabile tra 11.00 e 14.98 m, con una piattaforma stradale tipo C2 (1.25m+3.50/4.26m+3.50/3.71m+1.25m) e due cordoli esterni di larghezza pari a 0.75m.

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

Gli elementi di arredo sono costituiti dai sicurvia disposti ai due margini della carreggiata. L'orditura principale metallica è costituita da tre travi di altezza variabile tra 1.50 e 2.20 m. L'interasse trasversale tra le travi è variabile tra 3.75 e 4.90 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 2.65 m.

I diaframmi sono posti ad interasse di 5.00 m in corrispondenza della parte centrale delle campate e variabile tra 2.40 e 3.00 m tra le pile e le spalle.

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 esse 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.

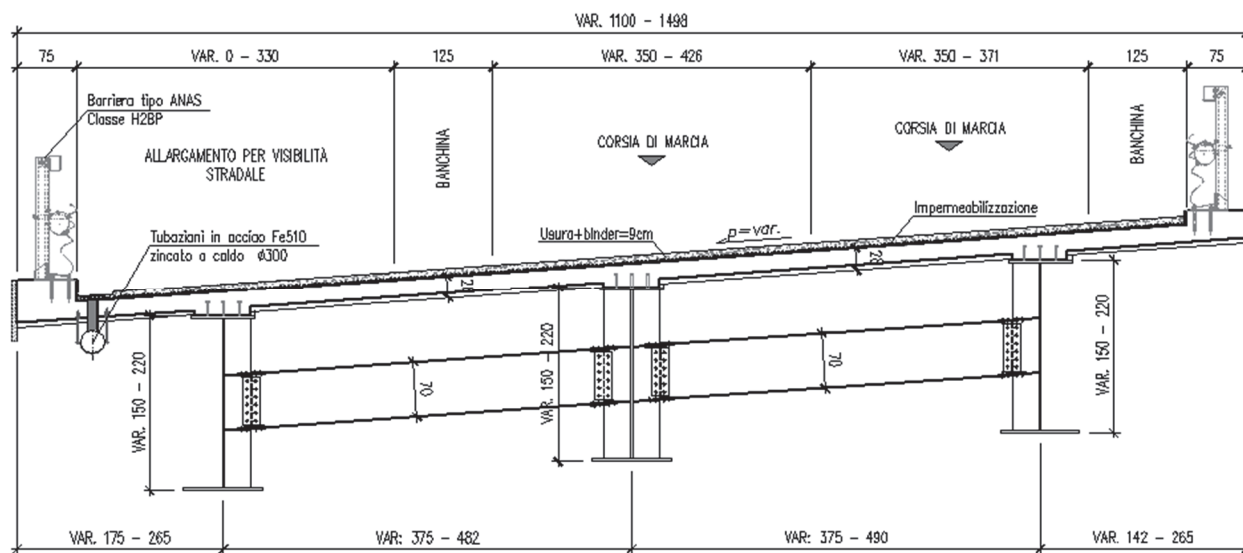


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato

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 di spessore 28 cm, si è calcolato il suo peso per unità di superficie pari a 7.48 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	11.6	20	0.1	23.2
Barriere	\	\	\	2.00
Velette	\	\	\	4.00
g₂				29

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
$A_c =$	3185500	mmq	Area sez trasversale
$u =$	14310	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

Ritiro autogeno			
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	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 1ª 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 pari a 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.

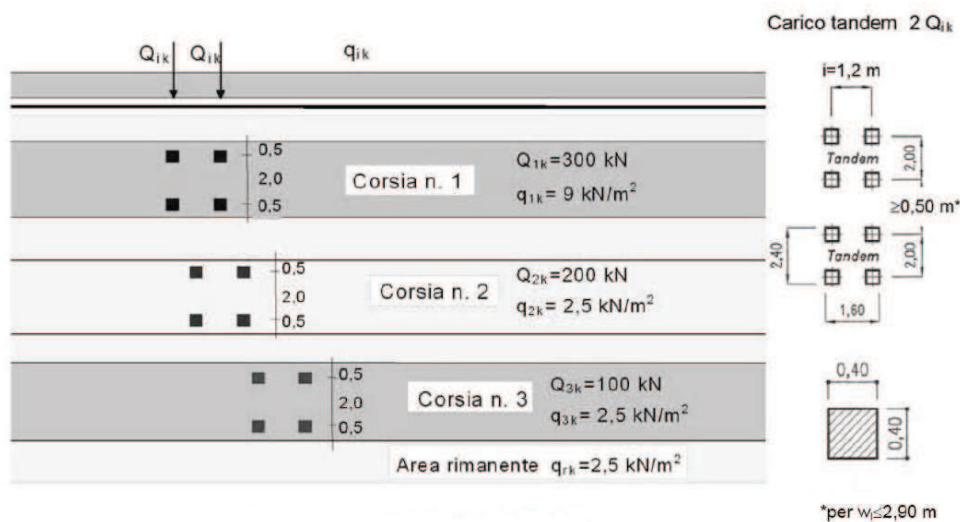


Figura 3 - Schema di carico dei carichi mobili

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

In particolare sono state considerate tre diverse configurazioni di carico:

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

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

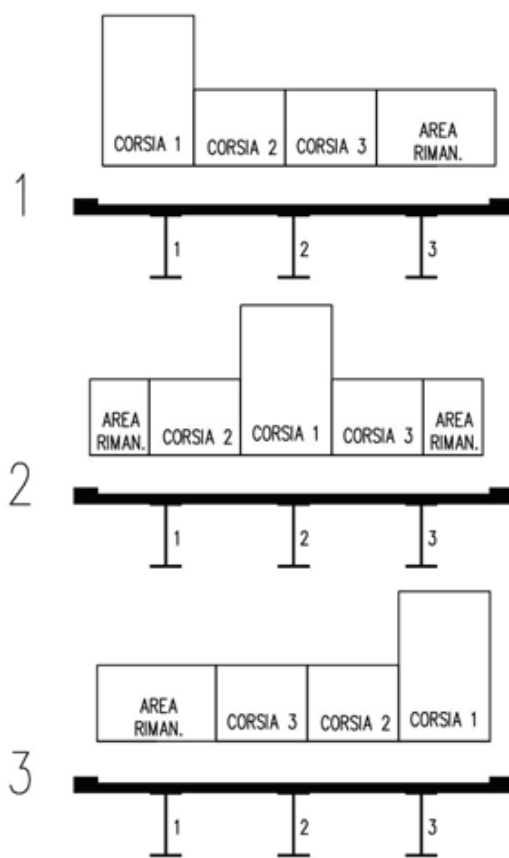


Figura 4 - Configurazione carichi mobili

4.7 Azione di frenamento (q3)

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

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

Nel presente caso risulta: $q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 112 = 662 \text{ kN}$.

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 $R=120 \text{ m}$ ed il valore di $Q_v=1200 \text{ kN}$; ne consegue che il valore della forza centrifuga è pari a:

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

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/m^3 .

Essendo l'opera in esame in ZONA 7 e l'altitudine sul livello del mare (in m) minore di $a_0=1000\text{m}$, 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 altezze del suolo non maggiori di $z=200\text{m}$, esso è dato dalla formula:

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

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

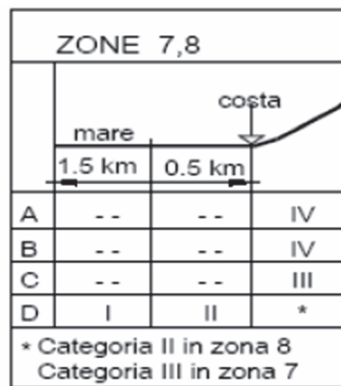
dove:

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

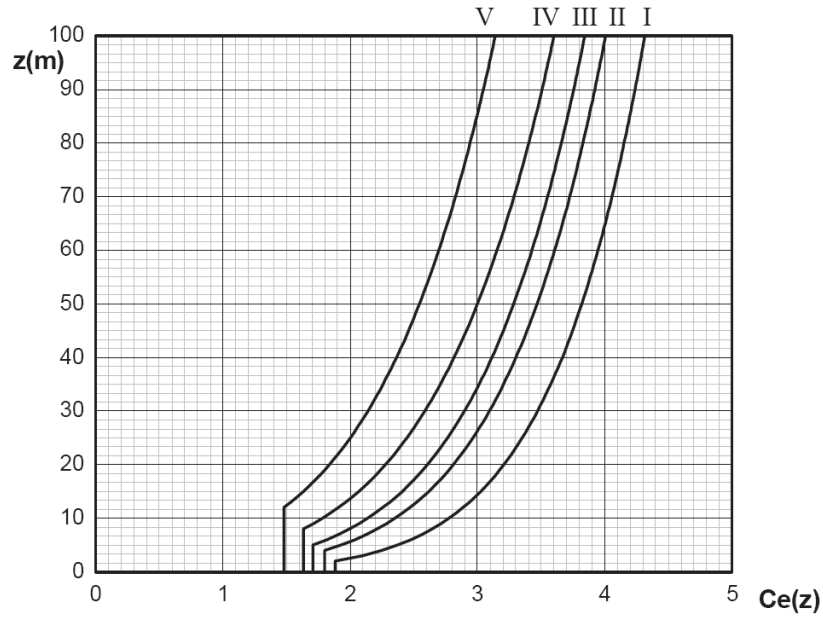
C_t è il coefficiente di topografia.

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

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



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



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

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

$$k_r = 0.20;$$

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

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

$$c_t = 1$$

Il coefficiente c_e risulta pari a:

$$c_e(z=20\text{m}) = 2.606$$

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} .

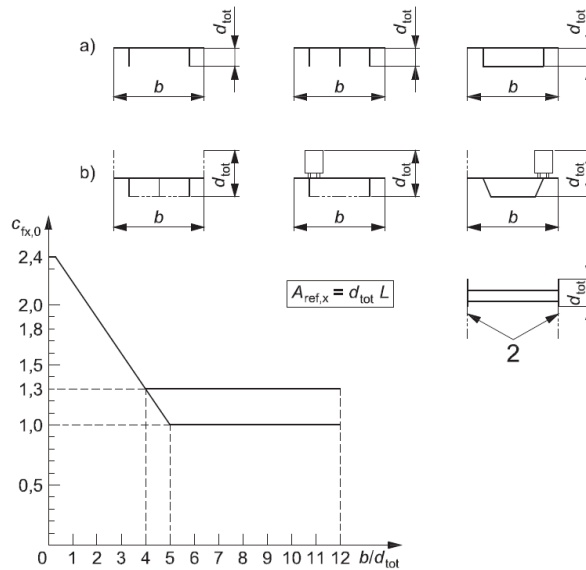


Figura 5 - Correlazione tra il rapporto b/d_{tot} e coefficiente di forma $c_{fx,0}$ (figura 8.3 EC1-4)

Altezza impalcato	m	2.5
Ingombro veicoli	m	2
d_{tot}	m	4.5
b	m	13.1
$C_{fx,0}$	-	1.8

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

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

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

4.10 Azione sismica (q6)

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

In particolare considerando che l'opera in esame:

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

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

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

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

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

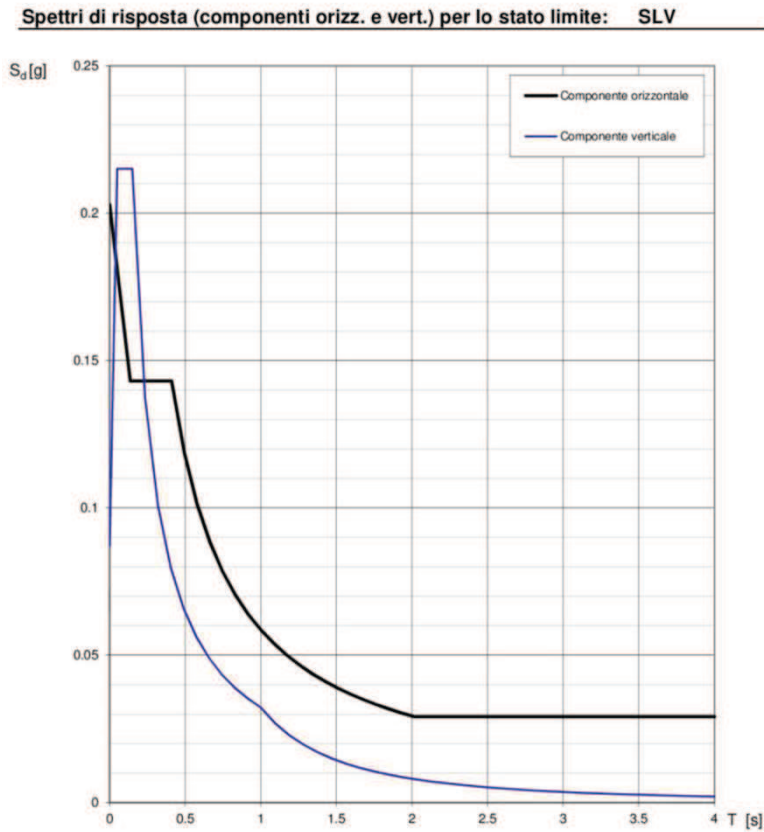


Figura 6 - Spettro di risposta allo SLV

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

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

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

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

con:

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

4.11 Le resistenze passive dei vincoli (q₇)

Le resistenze passive dei vincoli sono quelle generate da un attrito pari al 3%.

Per ciò che riguarda invece la pila 2, 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%.

4.12L'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 - clc 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.

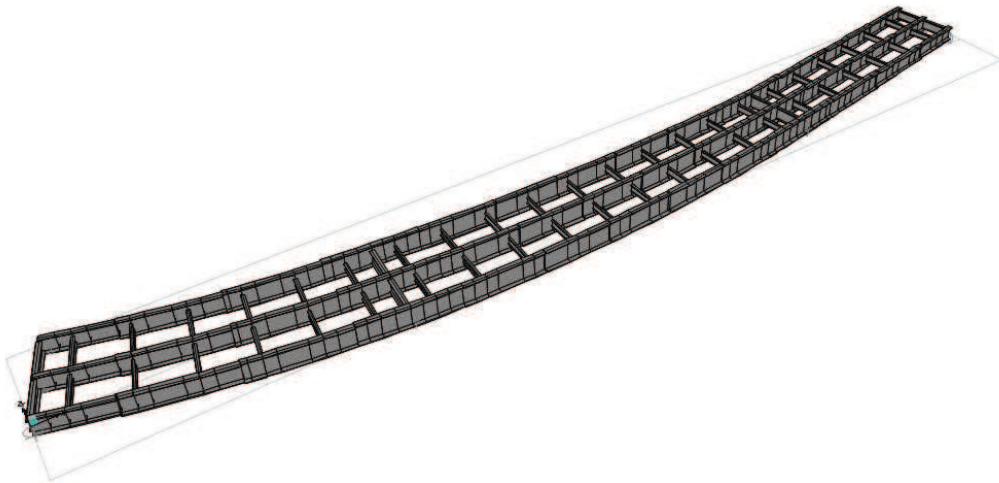


Figura 7 - Modello agli E.F. con sola carpenteria metallica

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^* .

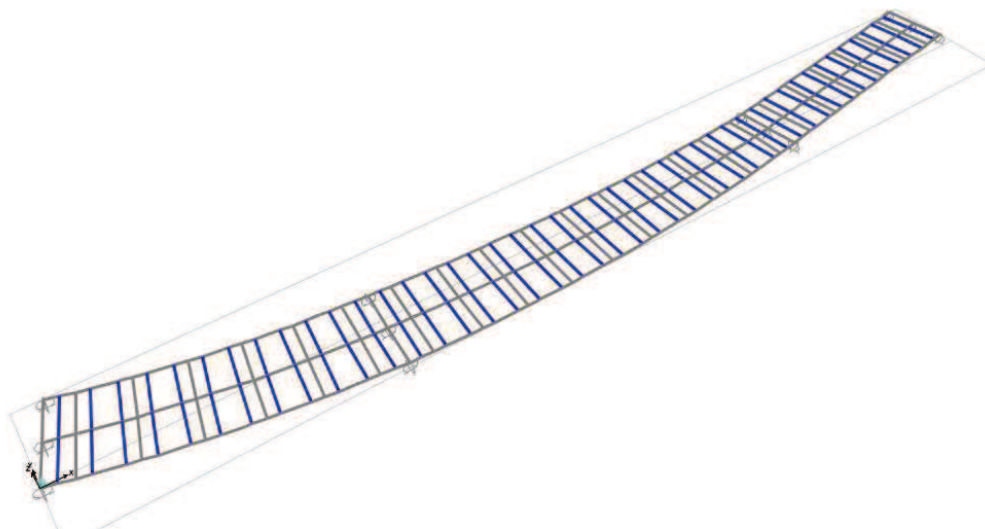


Figura 8 - Modello agli E.F. a maturazione della soletta avvenuta

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.

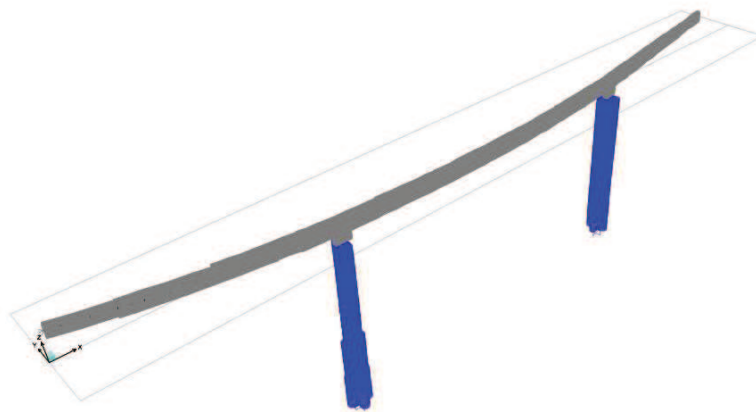


Figura 9 - Modello agli E.F monofilare

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

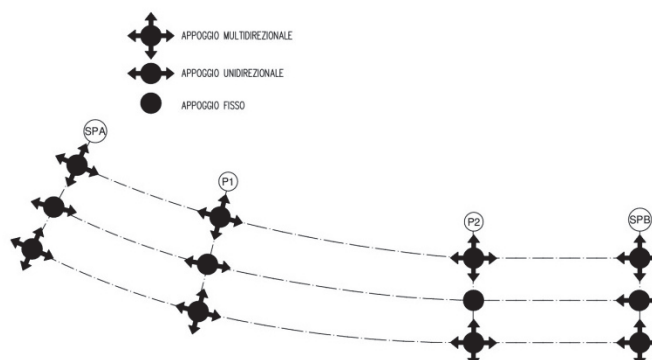


Figura 10 - Schema Appoggi

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	7.23	8	7.50
2	9.50	9	8.50
3	9.50	10	10.00
4	10.00	11	9.50
5	8.50	12	9.50
6	7.50	13	7.75
7	7.80		

Tabella 3 - Conci travi metalliche

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

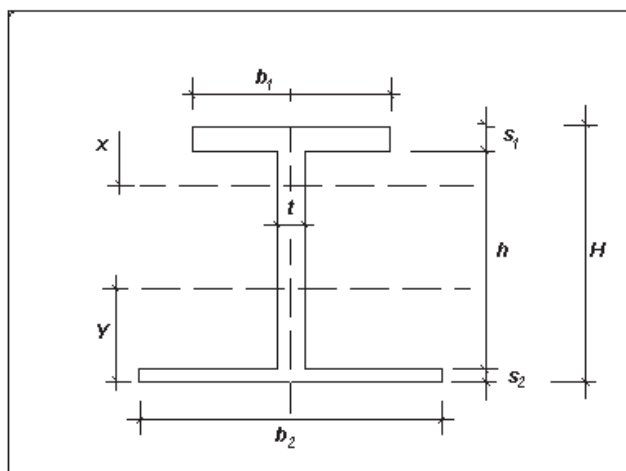


Figura 11 - Sezione travi principali

CONCIO	LUNGHEZZA CONCI IN ASSE	Variazione H		ALA SUP.		ANIMA	ALA INF.		IMPIATT. SUP.		IMPIATT. INF.	
		H iniz.	H fin.	S	B	S	S	B	S	B	S	B
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	7232	1500	1678	24	600	18	35	900				
2	9500	1678	1939	30	700	18	40	900				
3	9500	1939	2200	30	700	18	40	900				
4	10000	2200	2200	40	700	20	40	1000			20	900
5	8500	2200	2200	30	700	20	40	1000				
6	7500	2200	2200	30	700	20	40	1000				
7	7797	2200	2200	30	700	20	40	1000				
8	7500	2200	2200	30	700	20	40	1000				
9	8500	2200	2200	30	700	20	40	1000				
10	10000	2200	2200	40	700	20	40	1000			20	900
11	9500	2200	1950	30	700	18	35	900				
12	9500	1950	1700	30	700	18	35	900				
13	7746	1700	1500	24	600	18	35	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	2.43E-01	2.23E-03	9.54E-02	1.89E-01	2.86E-02	4.48E-02
CONCIO_2	S355	2.58E-01	2.24E-03	1.34E-01	1.89E-01	3.26E-02	5.57E-02
CONCIO_3	S355	2.62E-01	2.24E-03	1.77E-01	1.89E-01	3.73E-02	5.57E-02
CONCIO_4	S355	2.97E-01	2.30E-03	2.69E-01	1.92E-01	4.40E-02	8.40E-02
CONCIO_5	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_6	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_7	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_8	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_9	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_10	S355	2.97E-01	2.30E-03	2.69E-01	1.92E-01	4.40E-02	8.40E-02
CONCIO_11	S355	2.58E-01	2.24E-03	1.65E-01	1.89E-01	3.74E-02	5.13E-02
CONCIO_12	S355	2.54E-01	2.24E-03	1.26E-01	1.89E-01	3.29E-02	5.13E-02
CONCIO_13	S355	2.43E-01	2.23E-03	9.67E-02	1.89E-01	2.88E-02	4.48E-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	1.30E-01	7.56E-04	7.08E-02	6.46E-02	2.86E-02	4.48E-02
CONCIO_2	S355	1.45E-01	7.67E-04	1.00E-01	6.53E-02	3.26E-02	5.57E-02
CONCIO_3	S355	1.49E-01	7.67E-04	1.32E-01	6.53E-02	3.73E-02	5.57E-02
CONCIO_4	S355	1.85E-01	8.23E-04	1.94E-01	6.80E-02	4.40E-02	8.40E-02
CONCIO_5	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_6	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_7	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_8	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_9	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_10	S355	1.85E-01	8.23E-04	1.94E-01	6.80E-02	4.40E-02	8.40E-02
CONCIO_11	S355	1.45E-01	7.61E-04	1.24E-01	6.50E-02	3.74E-02	5.13E-02
CONCIO_12	S355	1.41E-01	7.60E-04	9.54E-02	6.50E-02	3.29E-02	5.13E-02
CONCIO_13	S355	1.30E-01	7.56E-04	7.17E-02	6.46E-02	2.88E-02	4.48E-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	8.32E-01	1.60E-02	2.97E-01	8.74E+00	8.58E-02	1.35E-01
CONCIO_2	S355	8.76E-01	1.60E-02	4.19E-01	8.74E+00	9.77E-02	1.67E-01
CONCIO_3	S355	8.90E-01	1.60E-02	5.51E-01	8.74E+00	1.12E-01	1.67E-01
CONCIO_4	S355	9.95E-01	1.61E-02	8.46E-01	8.74E+00	1.32E-01	2.52E-01
CONCIO_5	S355	9.22E-01	1.60E-02	6.79E-01	8.74E+00	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_6	S355	9.22E-01	1.60E-02	6.79E-01	8.74E+00	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_7	S355	9.22E-01	1.60E-02	6.79E-01	8.74E+00	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_8	S355	9.22E-01	1.60E-02	6.79E-01	8.74E+00	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_9	S355	9.22E-01	1.60E-02	6.79E-01	8.74E+00	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_10	S355	9.95E-01	1.61E-02	8.46E-01	8.74E+00	1.32E-01	2.52E-01
CONCIO_11	S355	8.77E-01	1.60E-02	5.13E-01	8.74E+00	1.12E-01	1.54E-01
CONCIO_12	S355	8.64E-01	1.60E-02	3.93E-01	8.74E+00	9.86E-02	1.54E-01
CONCIO_13	S355	8.32E-01	1.60E-02	3.01E-01	8.74E+00	8.64E-02	1.35E-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.

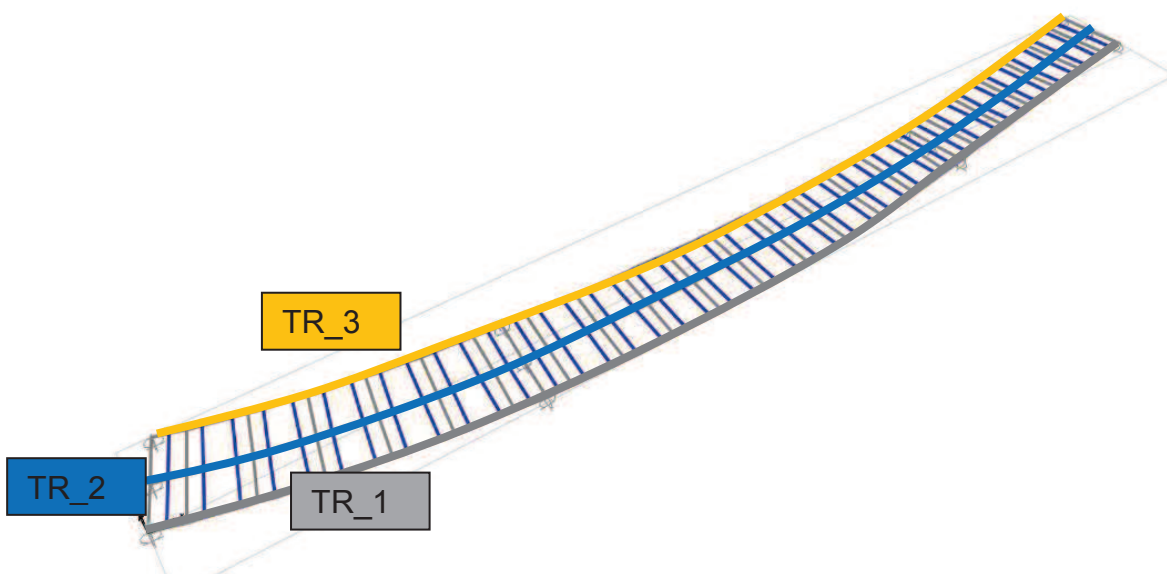
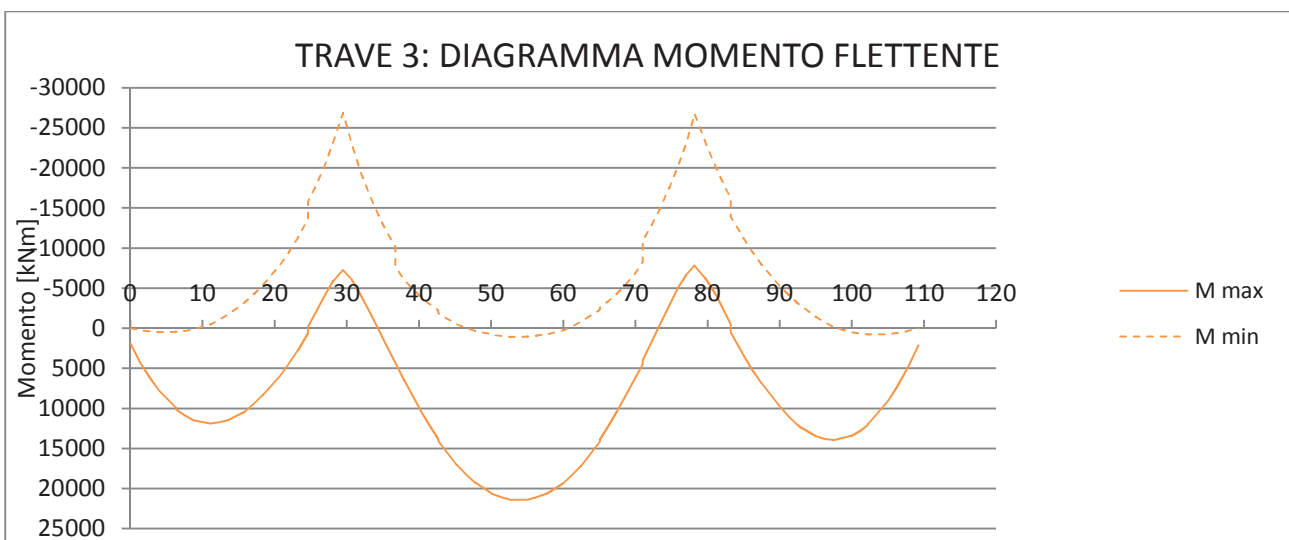
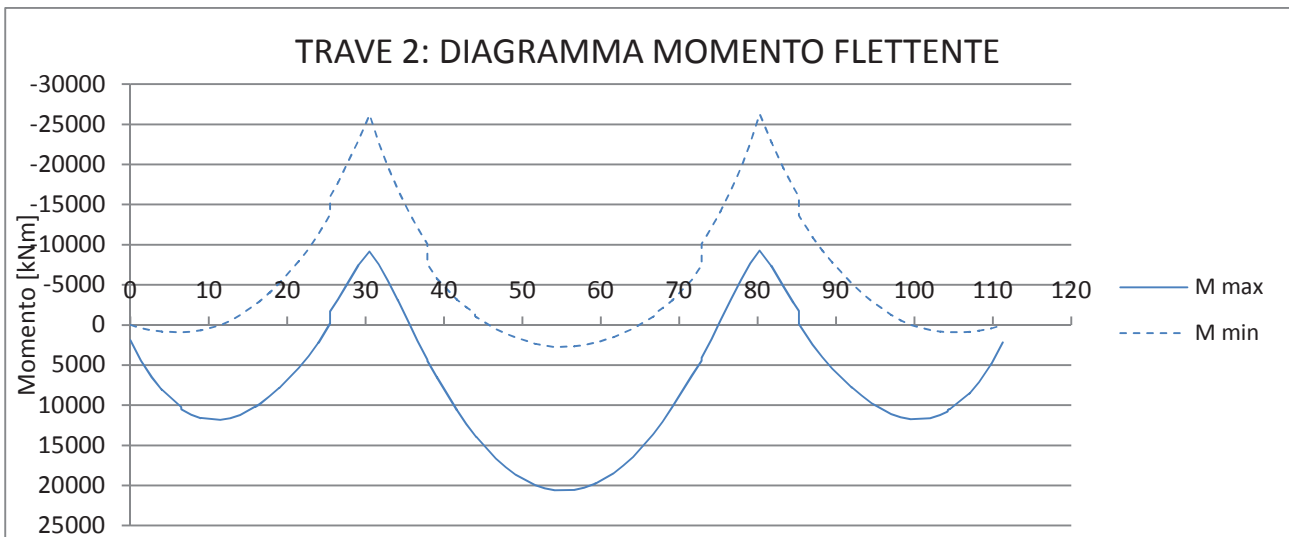
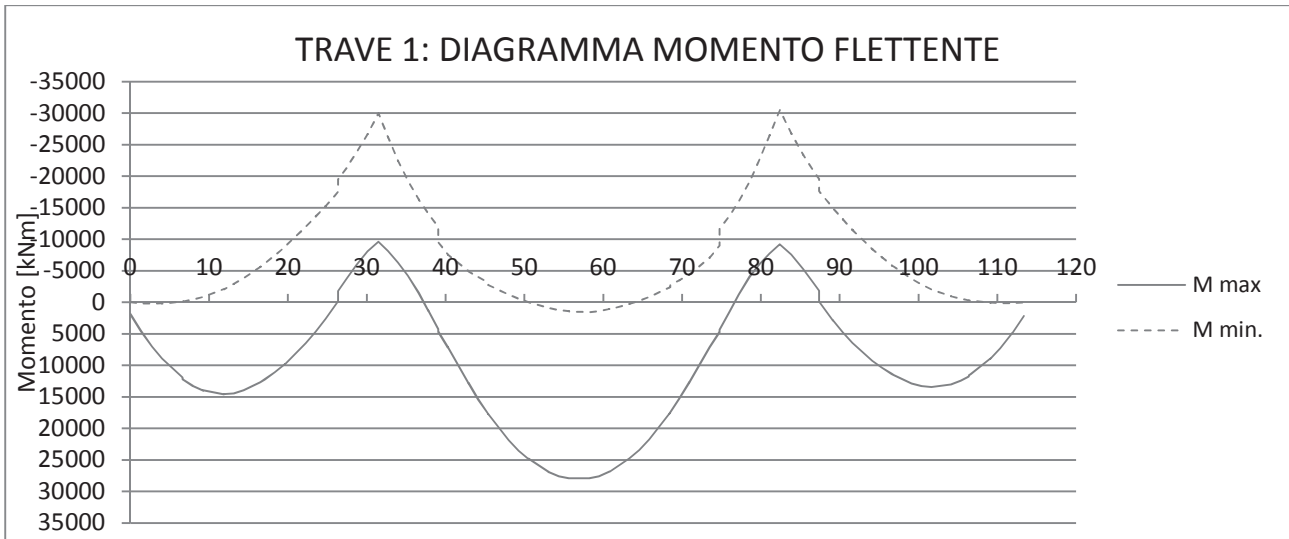
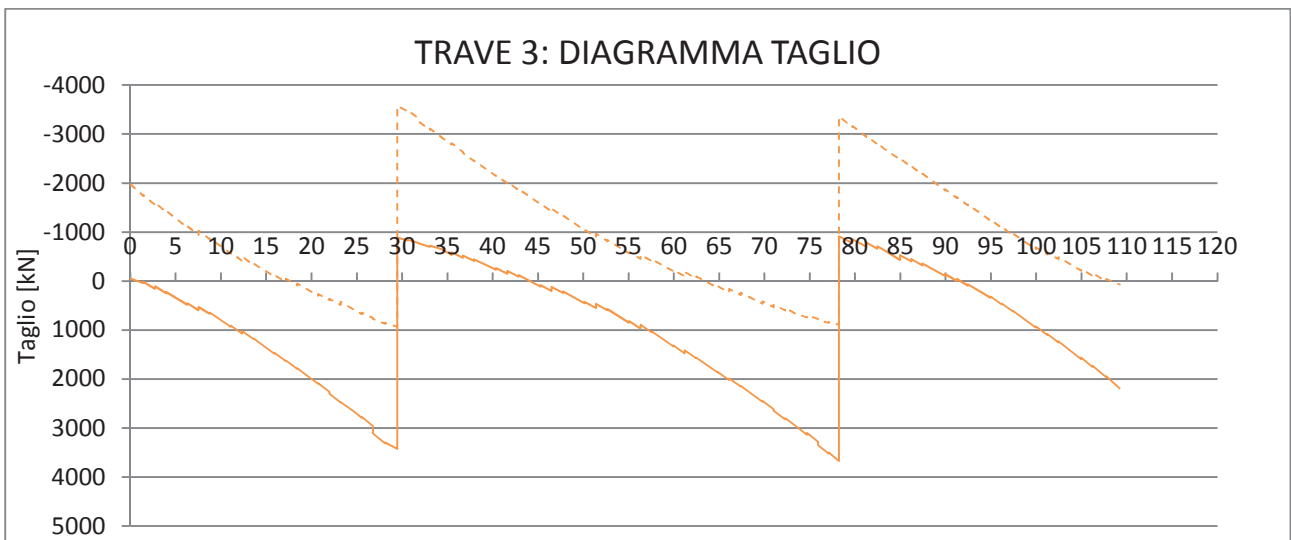
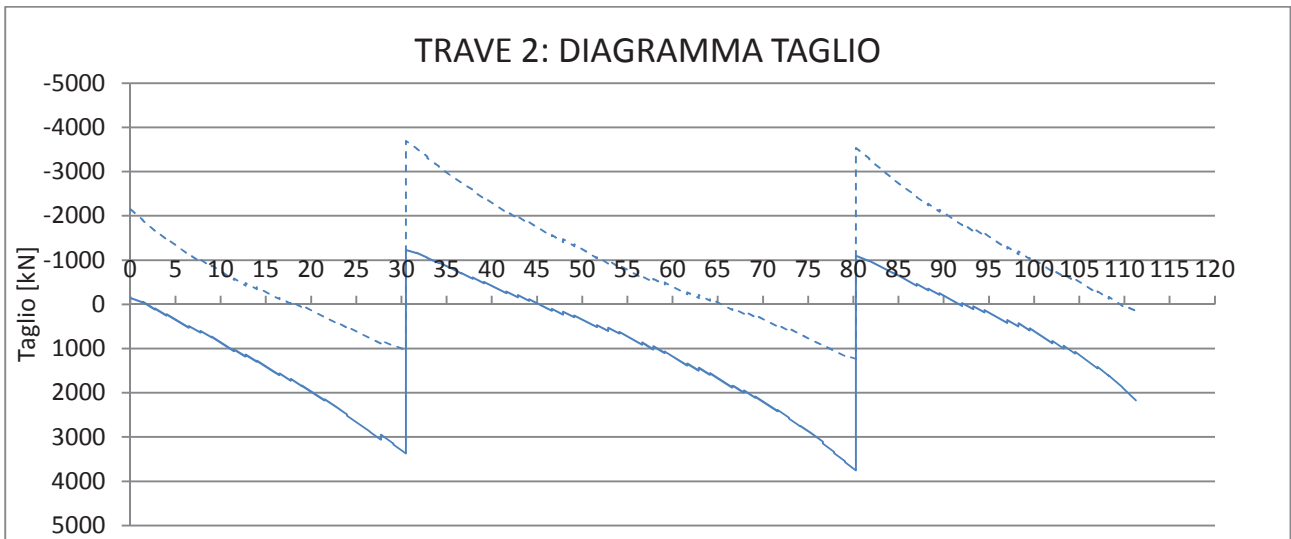
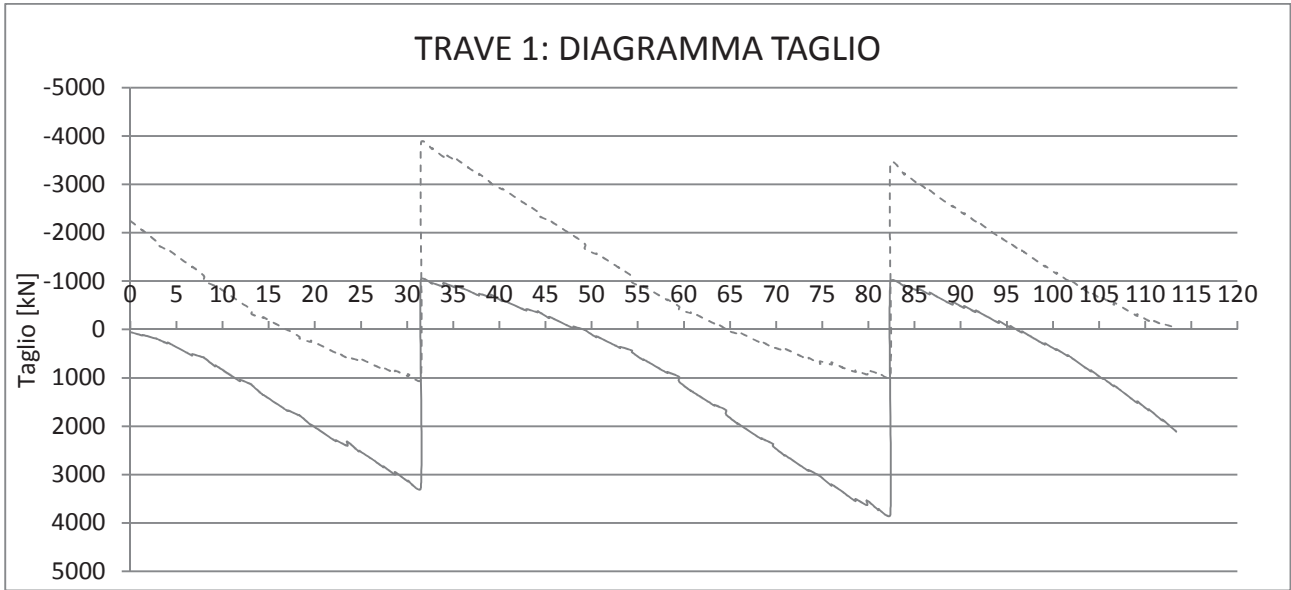


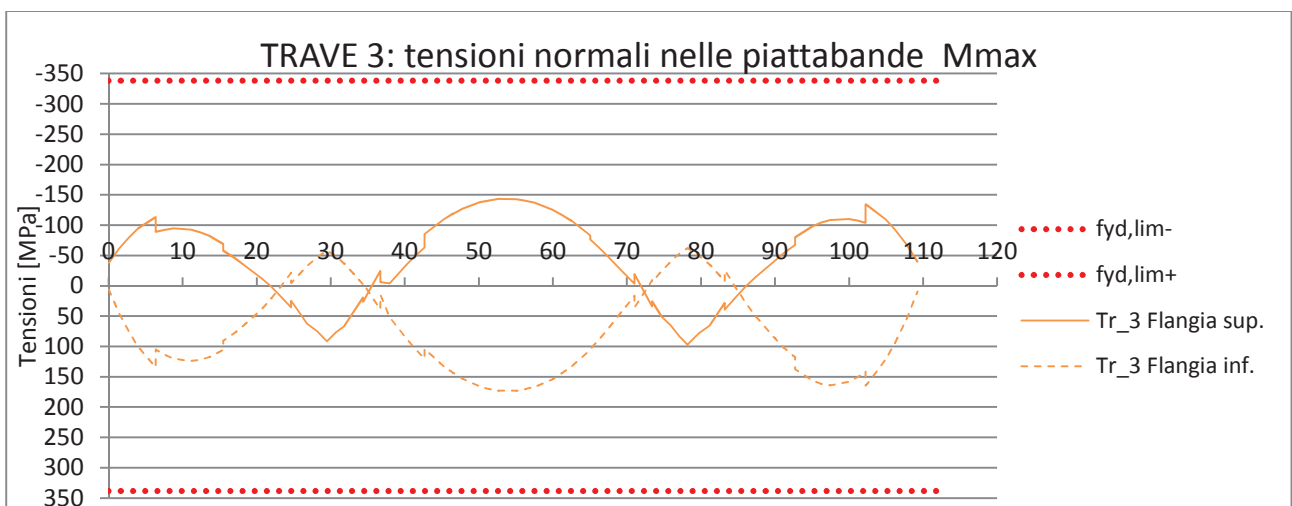
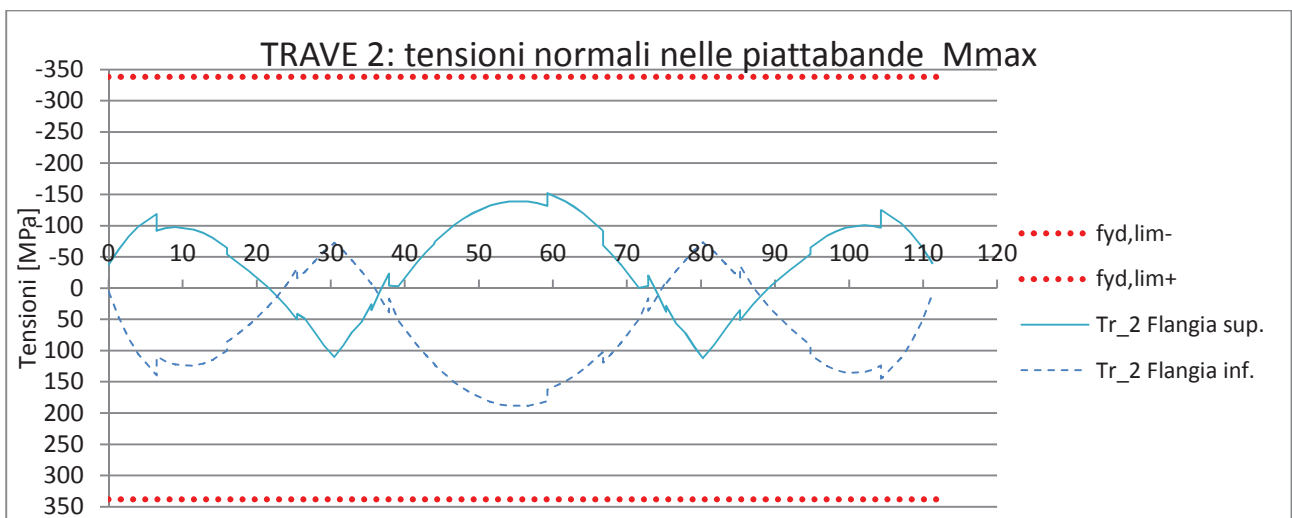
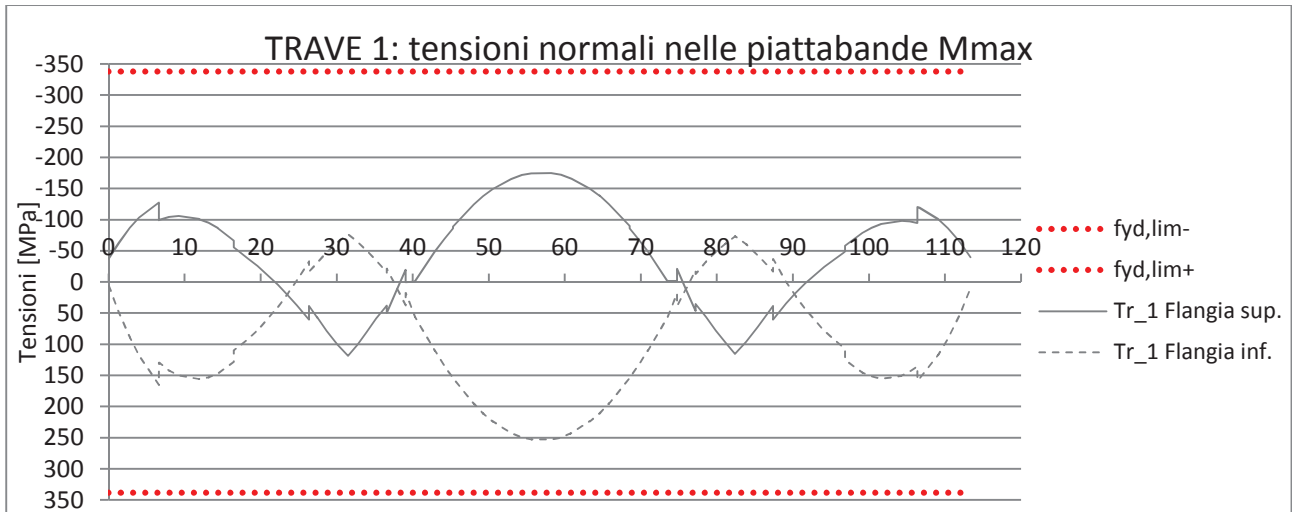
Figura 12 - Numerazione travi longitudinali

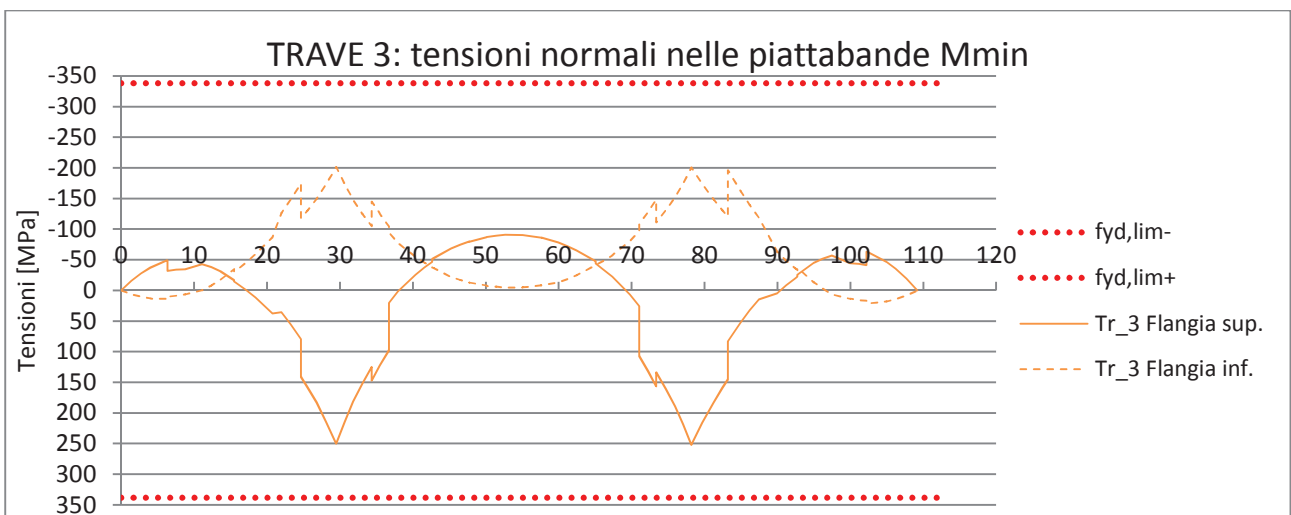
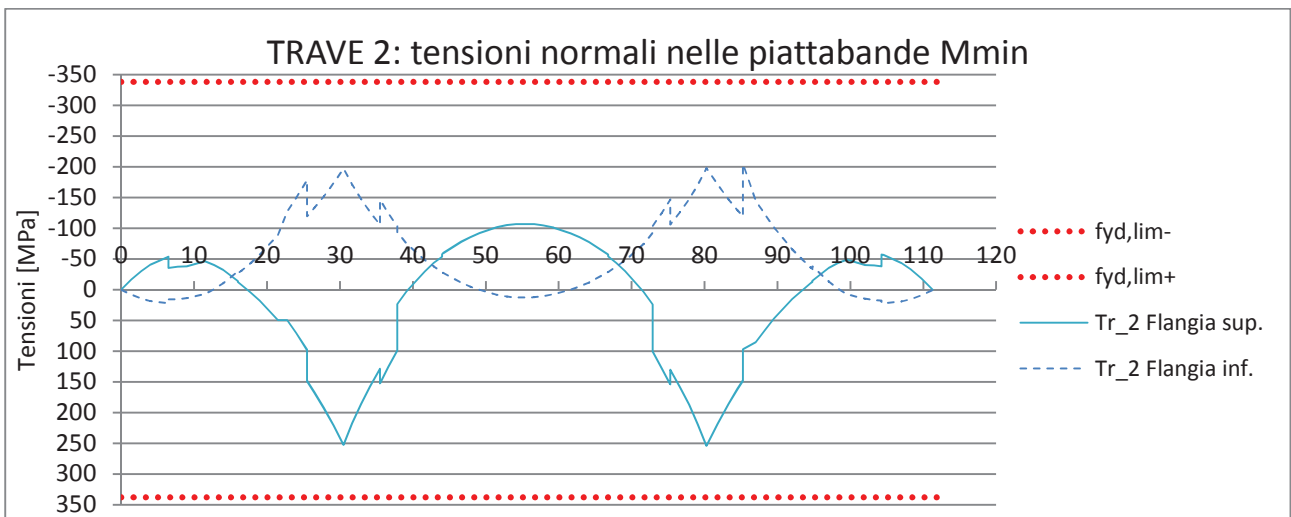
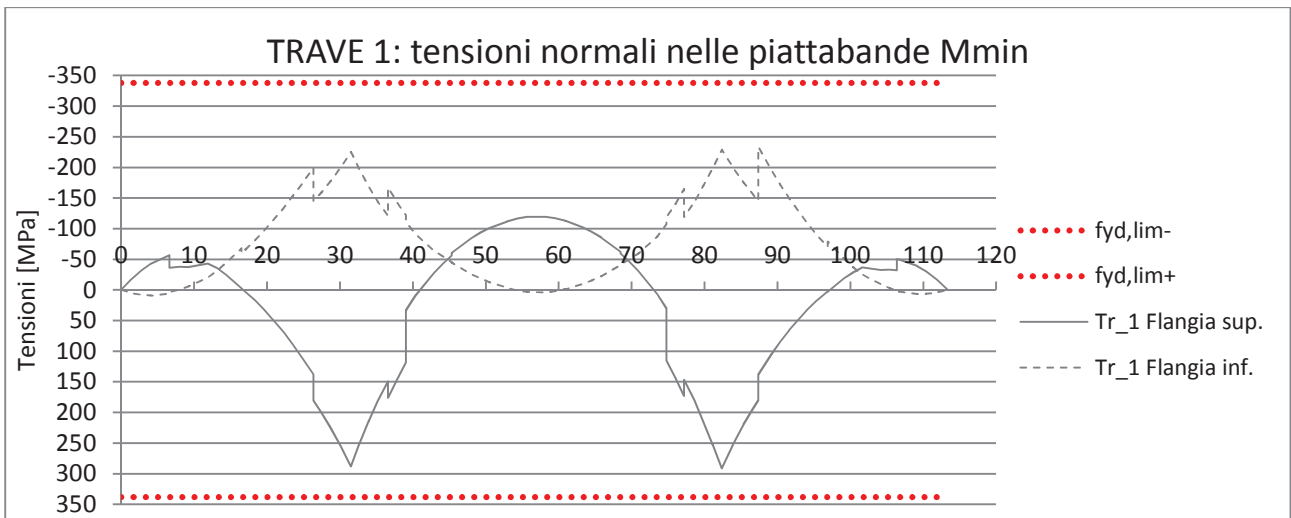




Resistenza delle membrature (verifica condotta in campo elastico)

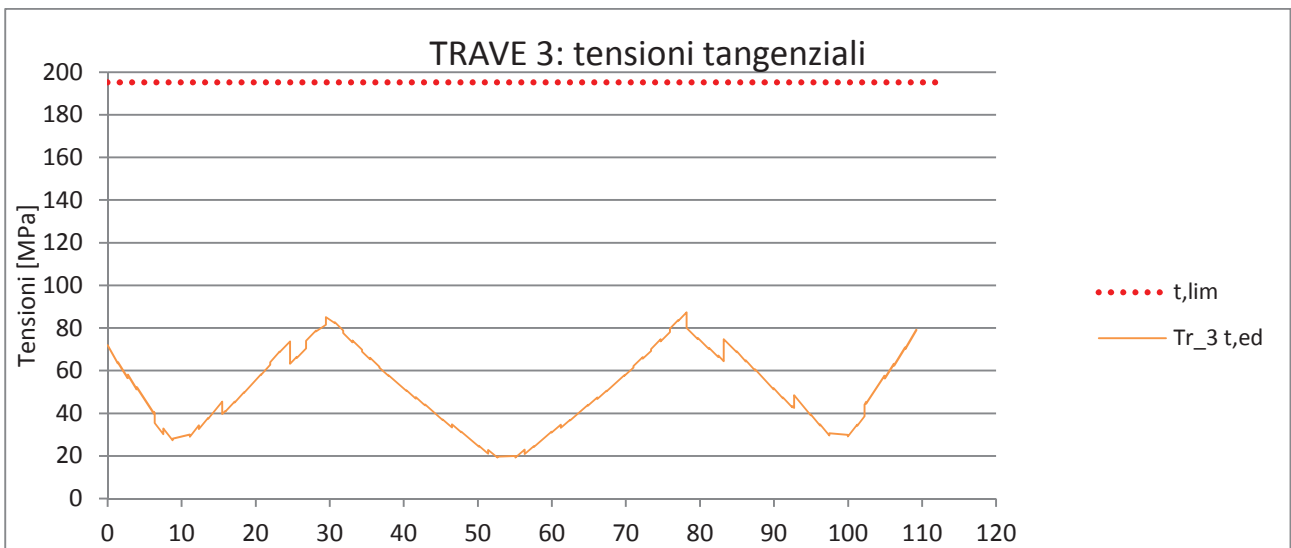
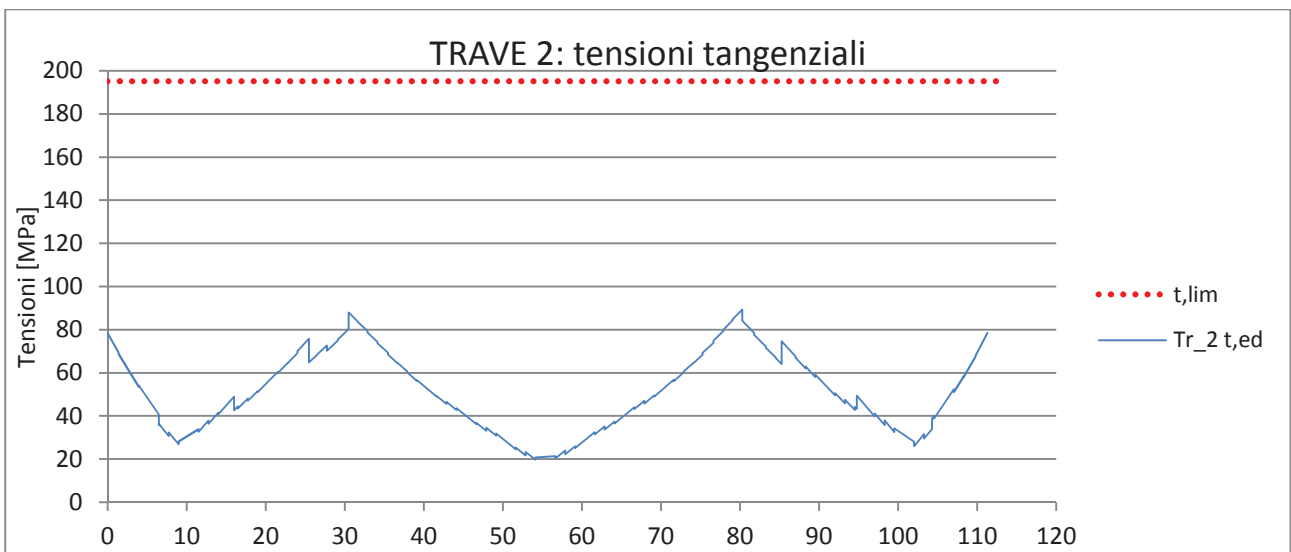
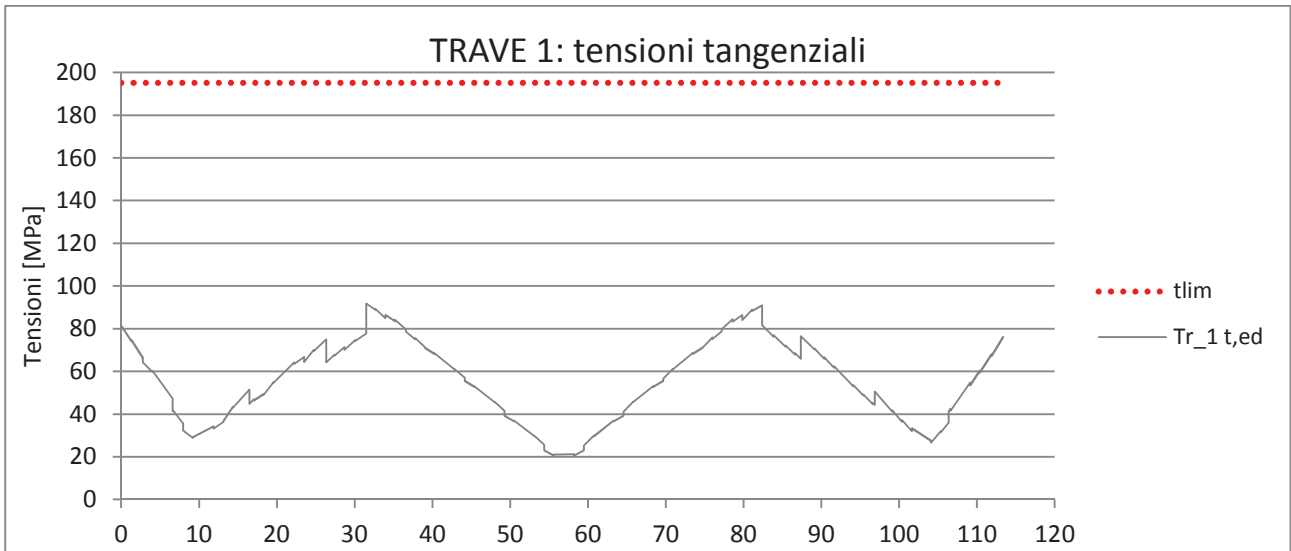
Di seguito si riportano gli involuppi delle tensioni massime e minime ai lembi delle piattabande inferiore e superiore; le verifiche sono condotte in campo elastico tenendo in considerazione l'instabilità locale delle membrature in acciaio attraverso il metodo delle aree efficaci fornito nell'eurocodice 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	1825 [mm]	Altezza trav
bf,sup	700 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	1760 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	900 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	3630 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	220 [mm]	Spessore soletta
FESSURATO ? NO		
ARMATURA		
Aarm,sup	2794 [mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	2794 [mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	2239	0	178
N 6	10759	0	-249
N 18	1587	-2736	124

	σ fl,sup	σ w,sup	σ w,inf	σ fl,inf	σ arm,sup	σ arm,inf	σ cls	τ acc
ACC.	-46	-45		35	36	-	-	-
N 6	-24	-22		131	134	-39	-23	-7
N 18	-30	-30		0	1	-33	-30	2
TOT	-101	-97		166	171	-72	-53	-6
Limite	338	338		338	338	391	391	18.81

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	802 [mm]	Altezza baricentro
	A	84181.54 [mm ²]	Area
	I	4.93E+10 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1544 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.23E+05 [mm ²]	Area
	I	1.24E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1245 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.34E+05 [mm ²]	Area
	I	9.39E+10 [mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE			3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	802 [mm]	Altezza baricentro
	A	84181.54 [mm ²]	Area
	I	4.93E+10 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1544 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.23E+05 [mm ²]	Area
	I	1.24E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1245 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.34E+05 [mm ²]	Area
	I	9.39E+10 [mm ⁴]	Inerzia

- Trave 1: Appoggio 2

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2200 [mm]	Altezza trav
bf,sup	900 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	40 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2102 [mm]	Altezza anima
tw	22 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1000 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	58 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	3630 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	220 [mm]	Spessore soletta
FESSURATO ? SI		
ARMATURA		
Aarm,sup	11404 [mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	11404 [mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	-12300	0	1500
N 6	-13308	0	1520
N 18	-4904	32	241

	σ fl,sup	σ w,sup	σ w,inf	σ fl,inf	σ arm,sup	σ arm,inf	σ cls	τ acc
ACC.	127	123		-89	-95	-	-	-
N 6	88	85		-89	-94	99	84	0
N 18	33	32		-33	-34	37	31	0
TOT	249	240		-210	-223	136	116	0
Limite	338	338		338	338	391	391	18.81

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	937 [mm]	Altezza baricentro
	A	140244 [mm ²]	Area
	I	1.22E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1689 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.96E+05 [mm ²]	Area
	I	2.73E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1398 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.07E+05 [mm ²]	Area
	I	2.14E+11 [mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE			3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	937 [mm]	Altezza baricentro
	A	140244 [mm ²]	Area
	I	1.22E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1133 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.63E+05 [mm ²]	Area
	I	1.61E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1133 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.63E+05 [mm ²]	Area
	I	1.61E+11 [mm ⁴]	Inerzia

- Trave 3: Campata 2

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2200 [mm]	Altezza trav
bf,sup	700 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2130 [mm]	Altezza anima
tw	20 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1000 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	40 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	3630 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	220 [mm]	Spessore soletta
FESSURATO ? NO		
ARMATURA		
Aarm,sup	2794 [mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	2794 [mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	8203	0	-78
N 6	17686	0	-33
N 18	2020	0	-18

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	-127	-124		85	89	-	-	-
N 6	-38	-36		143	146	-52	-37	-9
N 18	-11	-10		17	18	-13	-10	-1
TOT	-176	-170		245	253	-64	-47	-10
Limite	338	338		338	338	391	391	18.81

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	905 [mm]	Altezza baricentro
	A	103600 [mm ²]	Area
	I	8.36E+10 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1743 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.42E+05 [mm ²]	Area
	I	2.11E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1381 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.54E+05 [mm ²]	Area
	I	1.56E+11 [mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE			3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	905 [mm]	Altezza baricentro
	A	103600 [mm ²]	Area
	I	8.36E+10 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1743 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.42E+05 [mm ²]	Area
	I	2.11E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1381 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.54E+05 [mm ²]	Area
	I	1.56E+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:

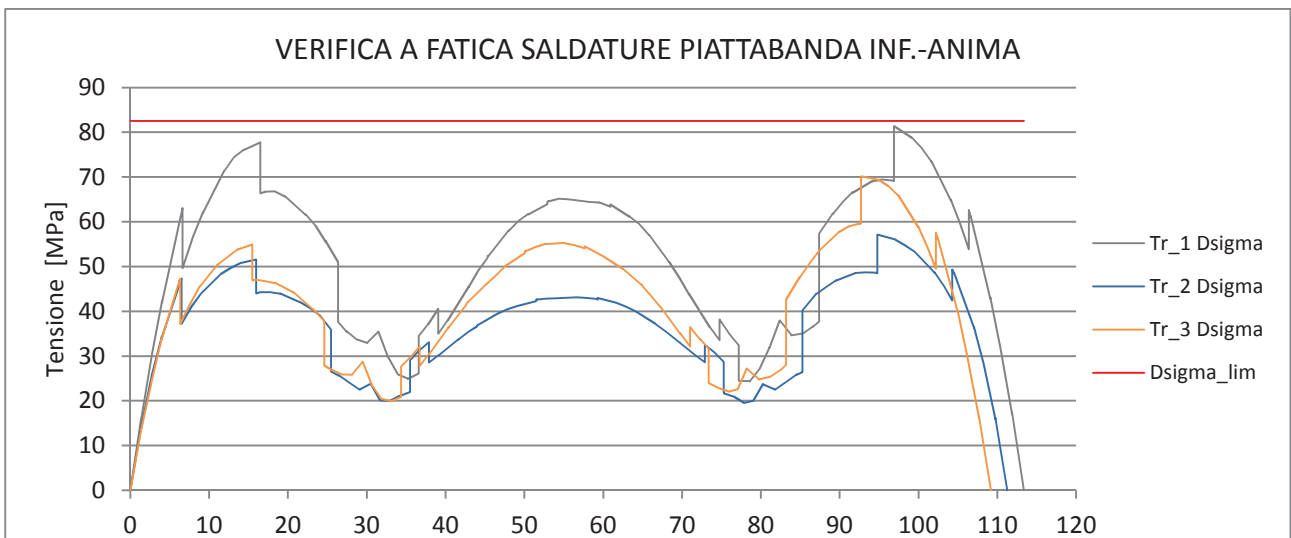
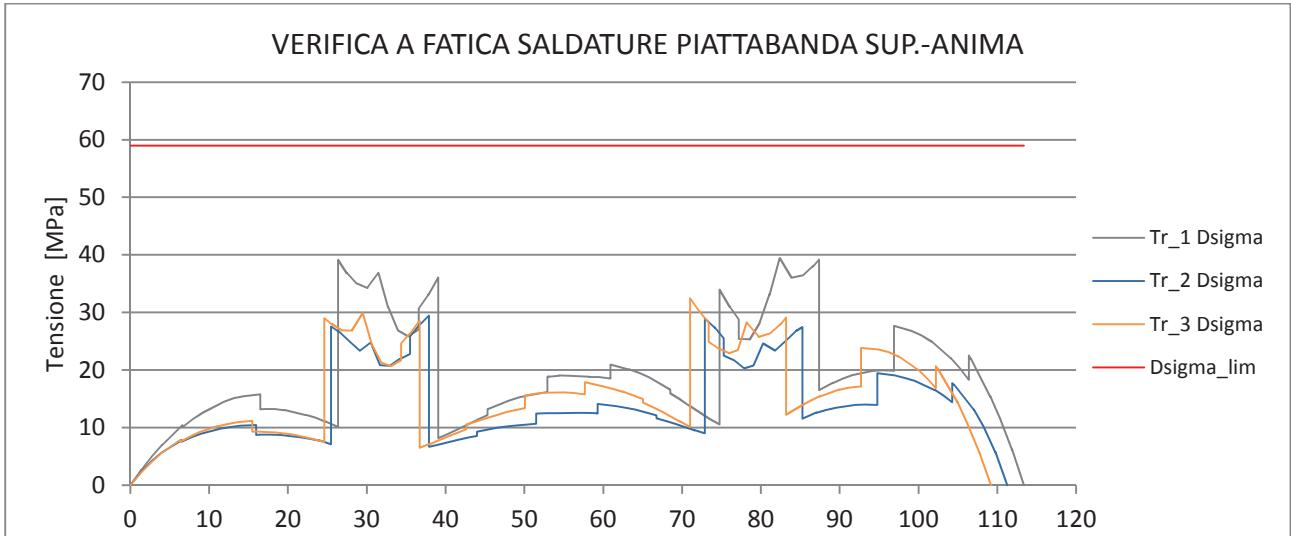
$\Delta\sigma_D$ limite di fatica ad ampiezza costante

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.



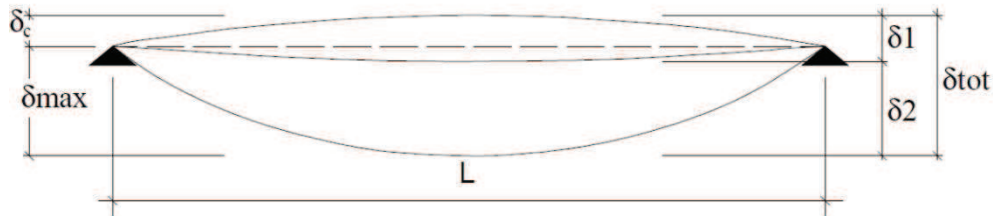
6.3 Trasversi

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 generato dai carichi accidentali per campata in combinazione frequente.

	$L_{campata}$	δ_{acc}	$L/700$
	[m]	[mm]	[mm]
CAMPATA 1	31.00	17.9	44.3
CAMPATA 2	50.00	37.6	71.4
CAMPATA 3	31.00	16.1	44.3

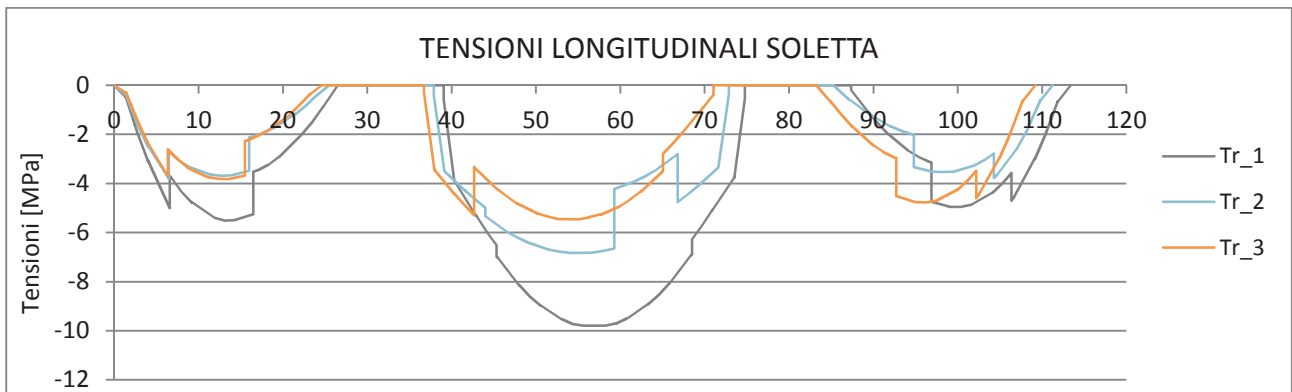
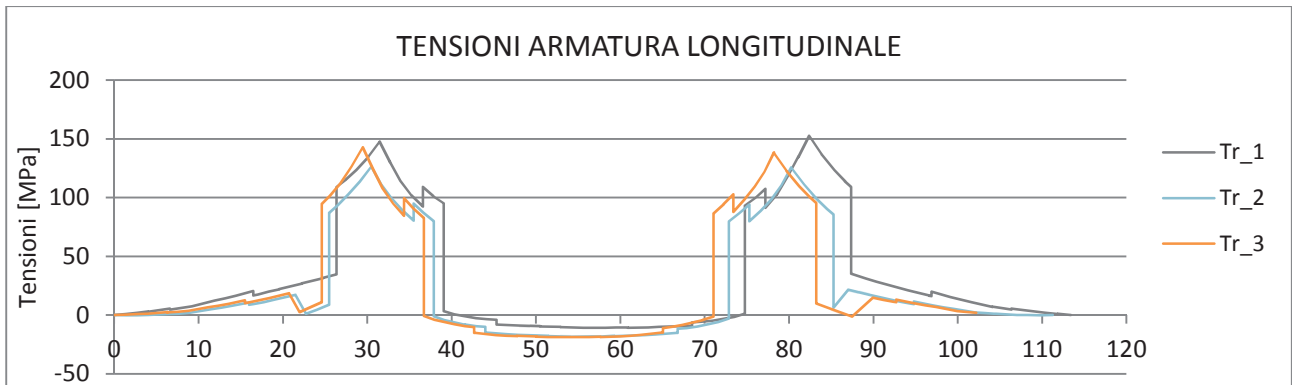
Tabella 9 - Abbassamenti carichi accidentali

6.5 Soletta in c.a.

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

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

Di seguito i diagrammi delle tensioni nelle armature longitudinali:



6.6 *Verifica delle Predalles in fase di getto*

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

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

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 SBALZO

Luce sbalzo $l=2.65\text{m}$

Carico uniforme agente $q= 0.28\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 + 1 \text{ kN/m}^2 = 8 \text{ kN/m}^2$

Sollecitazioni agenti:

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

$$\text{SLU: } M_u = 1.35 \cdot 28.10 = 37.92 \text{ kNm/m}$$

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:

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

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

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

Fs= 193.4 kN

La tensione nel corrente (As=785 mm²) 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	f _{yk}	450 MPa
	Resistenza caratteristica	f _{uk}	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

Fs= -193.4 kN

La tensione nel corrente (As=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

$$M_{PERM} = - 24.6 - 6.4 - 7.95 - 3.8 = -42.8 \text{ kNm/m}$$

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

$$M_{URTO} = -20.7 \text{ kNm/m}$$

- SEZIONE DI CAMPATA

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

$$M_{MOB} = 95.0 \text{ kNm/m}$$

- SEZIONE DI APPOGGIO CENTRALE

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

$$M_{MOB} = - 119.6 \text{ kNm/m}$$

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:

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

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:

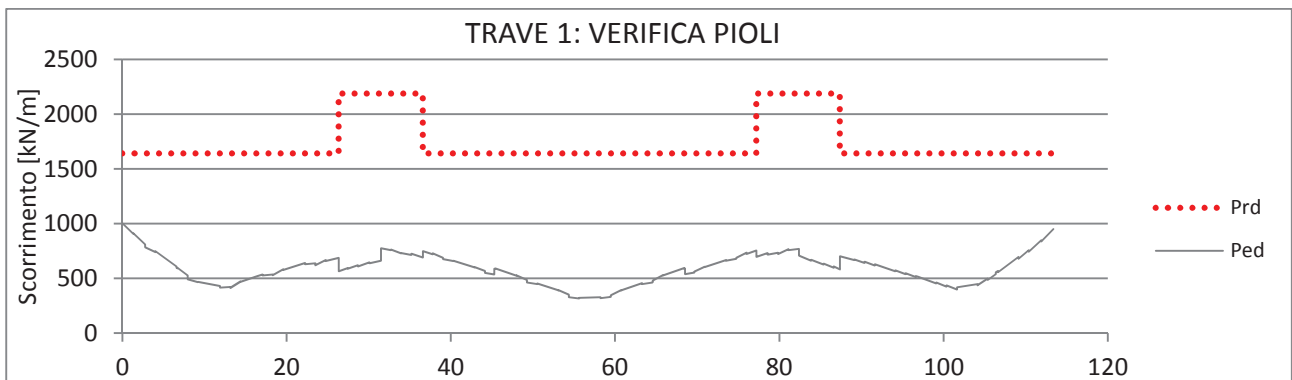
$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

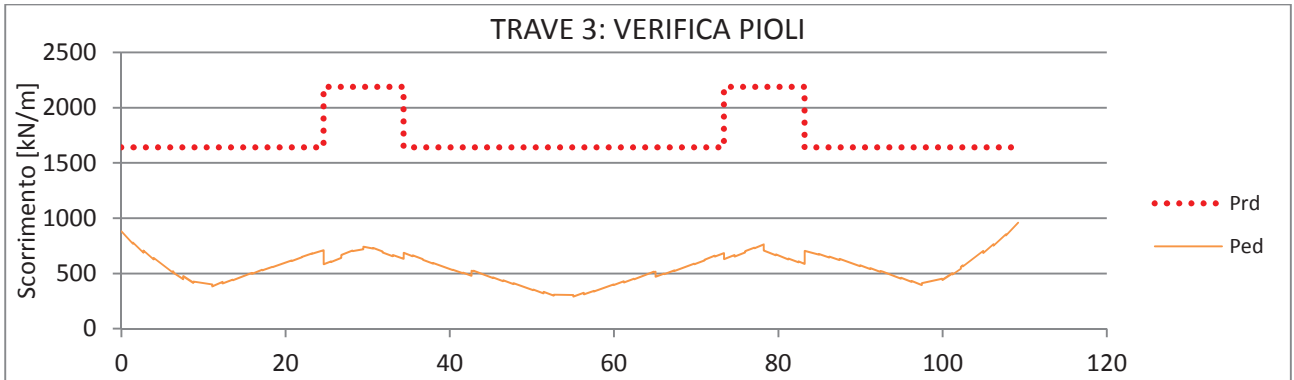
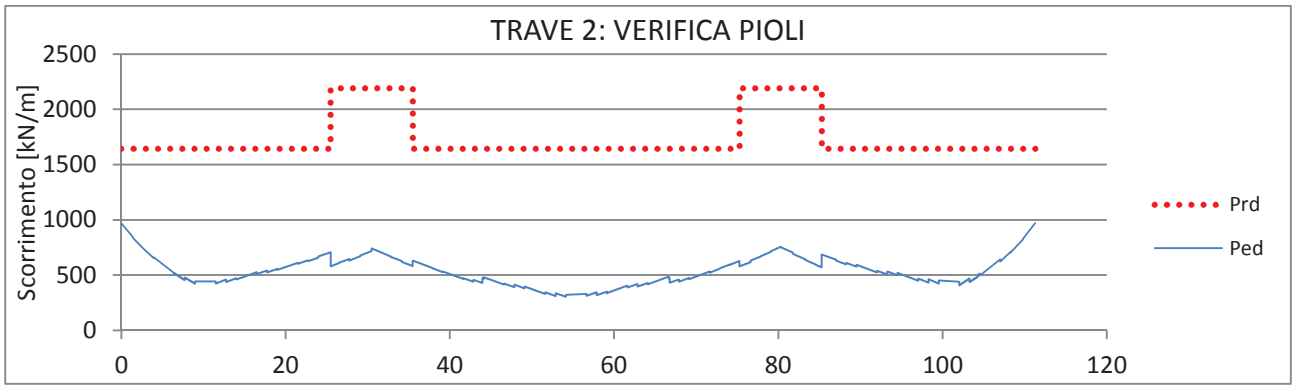
$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_V .$$

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 1 e la pila 2 hanno una altezza di rispettivamente 25.15m e 23.35. Entrambe hanno una sezione variabile con l'altezza. Di seguito sono riportate le sezioni delle due pile.

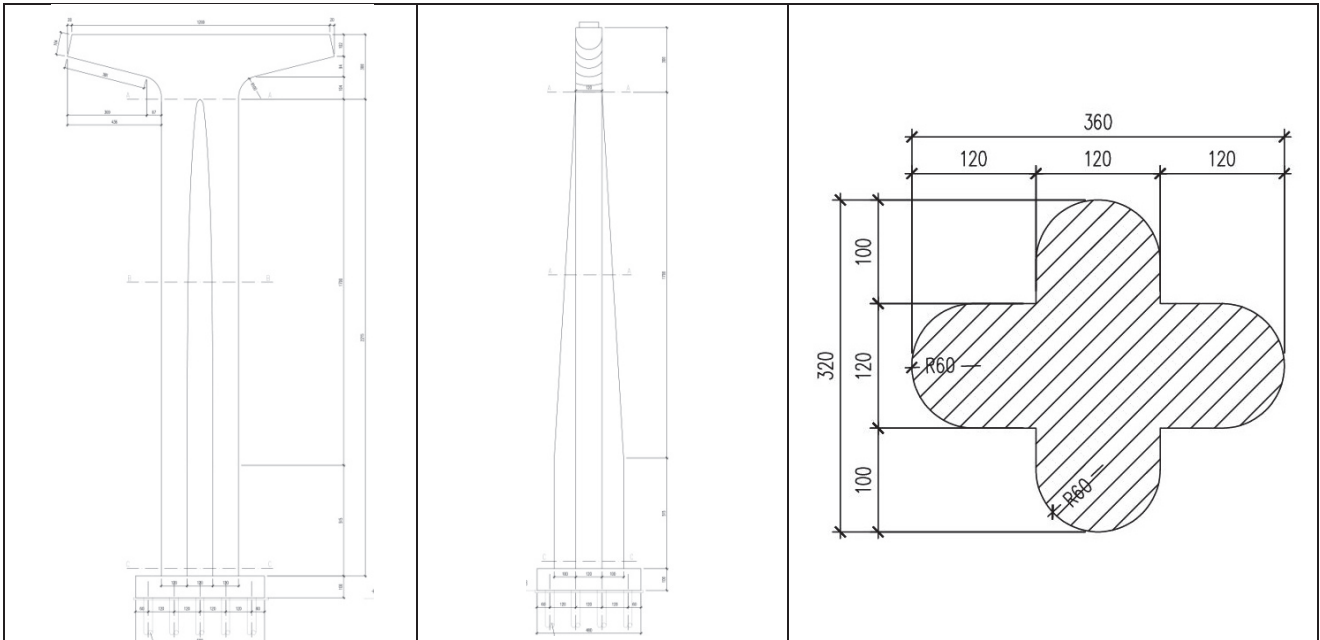


Figura 13 - Pila 1: vista trasversale e longitudinale, sezione trasversale di base

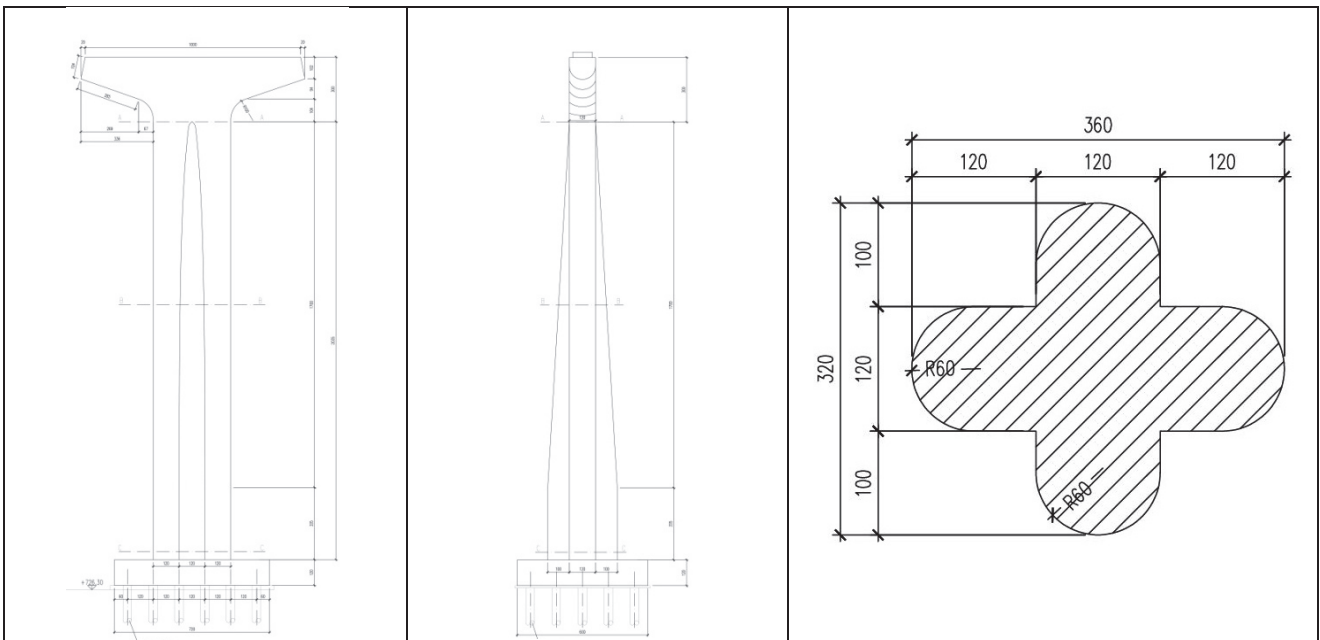


Figura 14 - Pila 2: vista trasversale e longitudinale, sezione trasversale di base

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

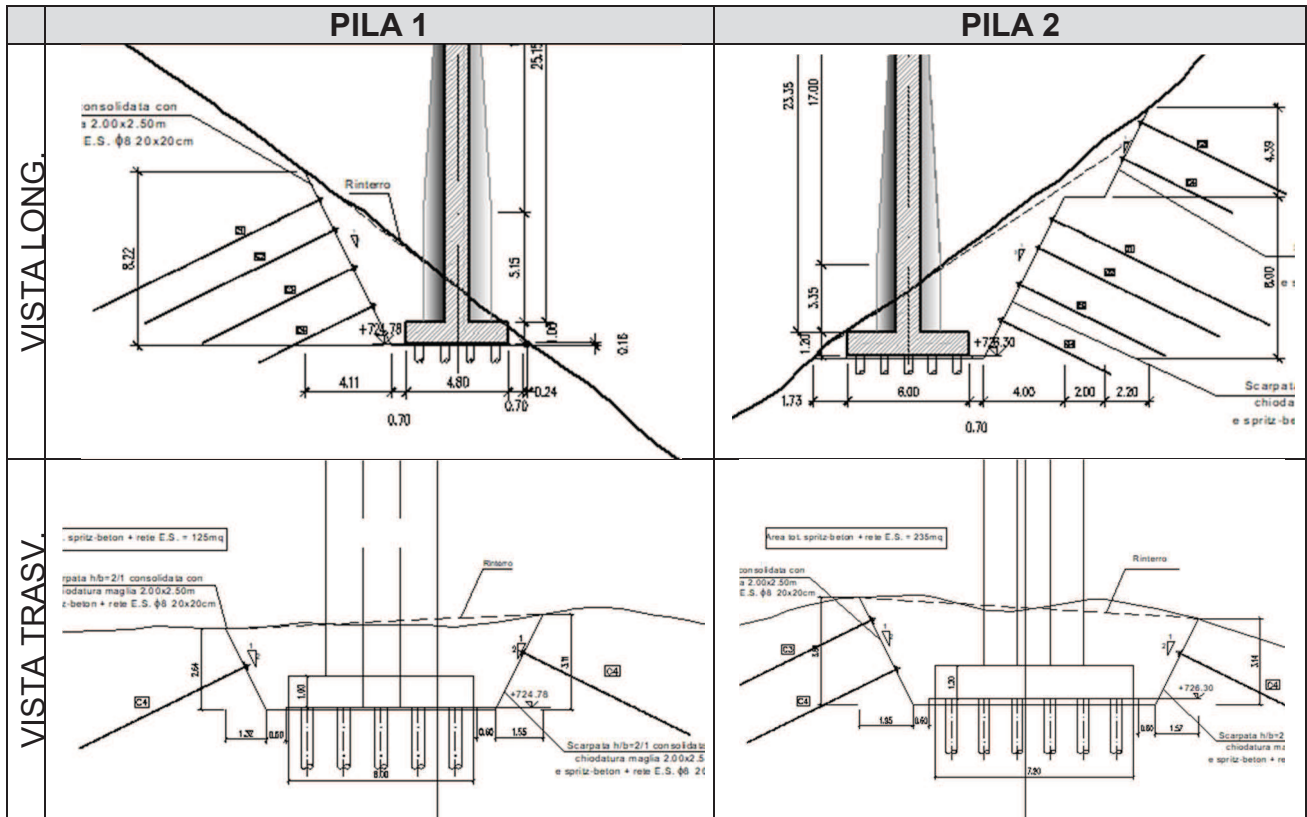


Figura 15 - Reinterro scavi per la realizzazione delle pile

7.1 Azioni elementari

Si elencano le azioni elementari riportate al baricentro della sezione di base della pila per la fase statica e la fase sismica:

PILA 1	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	9218	-13	-176	-24	0
G2	1333	0	104	0	0
TS _{Nmax}	1209	0	744	0	0
UDL _{Nmax}	2340	0	-4067	0	0
TS _{Nmin}	-110	0	-233	0	0
UDL _{Nmin}	-90	0	-126	0	0
TS _{Mmax}	988	0	3340	0	0
UDL _{Mmax}	1566	-1	6025	0	0
TS _{Mmin}	976	0	-3339	0	0
UDL _{Mmin}	1661	1	-6556	0	0
ACC/FREN	0	0	0	0	0
CENTRIFUGA	0	240	0	6036	0
VENTO TRASV.	15	-235	-9	4863	399
ATTRITO	317	0	0	0	7961
TEMP	0	0	-285	1912	0
RITIRO	0	0	240	-1621	0
VENTO LONG.	91	0	0	0	1146
SISMA_X+	210	4530	2558	264	148
SISMA_X-	-210	-4530	-2558	-264	-148
SISMA_Y+	216	2081	5525	126	264
SISMA_Y-	-216	-2081	-5525	-126	-264
SISMA_Z+	685	1535	1899	91	99
SISMA_Z-	-685	-1535	-1899	-91	-99
SOVRA SPINTA (+)	0	-19	0	-23	0
SOVRA SPINTA (-)	0	-21	0	-27	0

Figura 16 - Pila 1: Azioni elementari

PILA 2	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	8987	0	211	101	0
G2	1345	0	-2	0	0
TS _{Nmax}	1213	0	-2355	0	0
UDL _{Nmax}	2349	0	-3078	0	0
TS _{Nmin}	-118	0	268	0	0
UDL _{Nmin}	-95	0	186	0	0
TS _{Mmax}	925	0	2699	0	0
UDL _{Mmax}	1576	0	5083	0	0
TS _{Mmin}	986	0	-2735	0	0
UDL _{Mmin}	1672	0	-5262	0	0
ACC/FREN	0	16659	0	662	0
CENTRIFUGA	0	0	5592	0	240
VENTO TRASV.	-3	-2142	4371	-84	-190
ATTRITO	0	-7862	0	-337	0
TEMP	-270	0	1196	0	0
RITIRO	226	0	-1003	0	0
VENTO LONG.	0	983	0	84	0
SISMA_X+	220	13785	3370	560	145
SISMA_X-	-220	-13785	-3370	-560	-145
SISMA_Y+	222	4976	6402	205	282
SISMA_Y-	-222	-4976	-6402	-205	-282
SISMA_Z+	721	4331	2343	177	109
SISMA_Z-	-721	-4331	-2343	-177	-109
SOVRA SPINTA (+)	0	0	0	0	0
SOVRA SPINTA (-)	0	0	0	0	0

Figura 17 - Pila 2: Azioni elementari

7.2 Azioni combinate

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

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

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

Tabella 10 - Combinazioni di calcolo SLU e SLV

Note:

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

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. PILA 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	19110	6074	-774	208	-212
	SLU_010	10479	-5386	2444	-239	-212
	SLU_015	16437	6073	19346	208	146
	SLU_016	13260	-6104	-23940	-266	-146
	SLU_002	17349	6746	-4381	277	0
	SLU_020	13266	-6343	-18430	-275	297
	SLU_002	17349	6746	-4381	277	0
	SLU_020	13266	-6343	-18430	-275	297
	SLU_020	13266	-6343	-18430	-275	297
SLU_007	17336	6314	2913	217	-353	
<u>SLV</u>	SLV_011	11379	1504	871	152	345
	SLV_006	9724	-1570	-1014	498	345
	SLV_003	10624	2050	6409	275	923
	SLV_010	10478	-2116	-6552	621	923
	SLV_001	10618	4498	3443	756	518
	SLV_002	10199	-4564	-1673	1103	518

Tabella 11 - Pila 1: Azioni combinate

COMB. PILA 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	18830	-7588	-3463	-182	-171
	SLU_010	10235	3733	3894	268	-171
	SLU_015	16117	-7589	18330	-182	127
	SLU_016	13025	7589	-20448	419	-127
	SLU_004	10634	26224	2410	1163	-171
	SLU_022	13019	-18756	-4423	-626	-197
	SLU_004	10634	26224	2410	1163	-171
	SLU_022	13019	-18756	-4423	-626	-197
	SLU_020	13027	8874	-15725	470	328
	SLU_019	16115	-8874	13606	-232	-328
<u>SLV</u>	SLV_005	11187	4331	1954	972	381
	SLV_006	9476	-4331	-1537	266	381
	SLV_003	10418	4976	7208	1072	989
	SLV_003	10418	4976	7208	1072	989
	SLV_001	10416	13785	4177	1510	507
	SLV_002	9977	-13785	-2563	1607	507

Tabella 12 - Pila 2: Azioni combinate

7.2.1 Gerarchie delle resistenze

- Direzione trasversale:

PILA 1						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
31901	25.15	1.4	264	1.25	1776	2220

PILA 2						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
31756	23.30	1.4	282	1.25	1908	2385

- Direzione longitudinale:

PILA 1						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
26934	25.15	1.4	315	1.25	1499	1874

PILA 2						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
26816	23.30	1.4	459	1.19	1611	2014

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

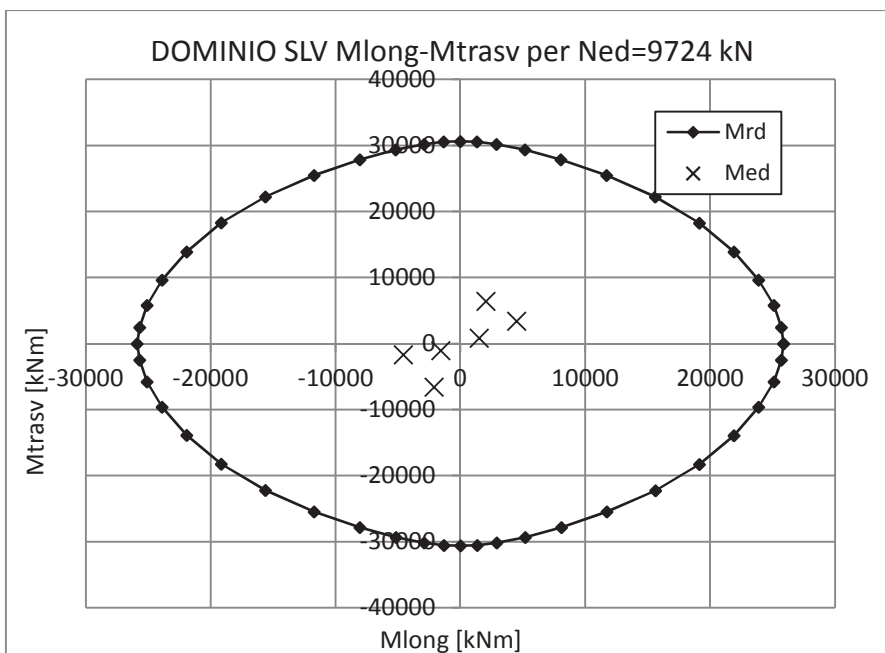
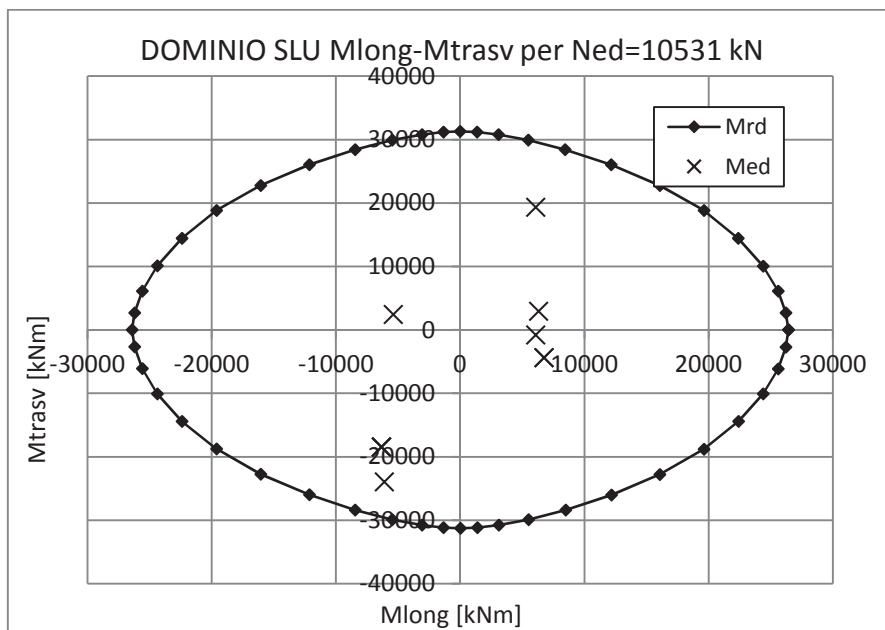
7.3 Verifiche allo SLU e SLV

7.3.1 Pressoflessione deviata

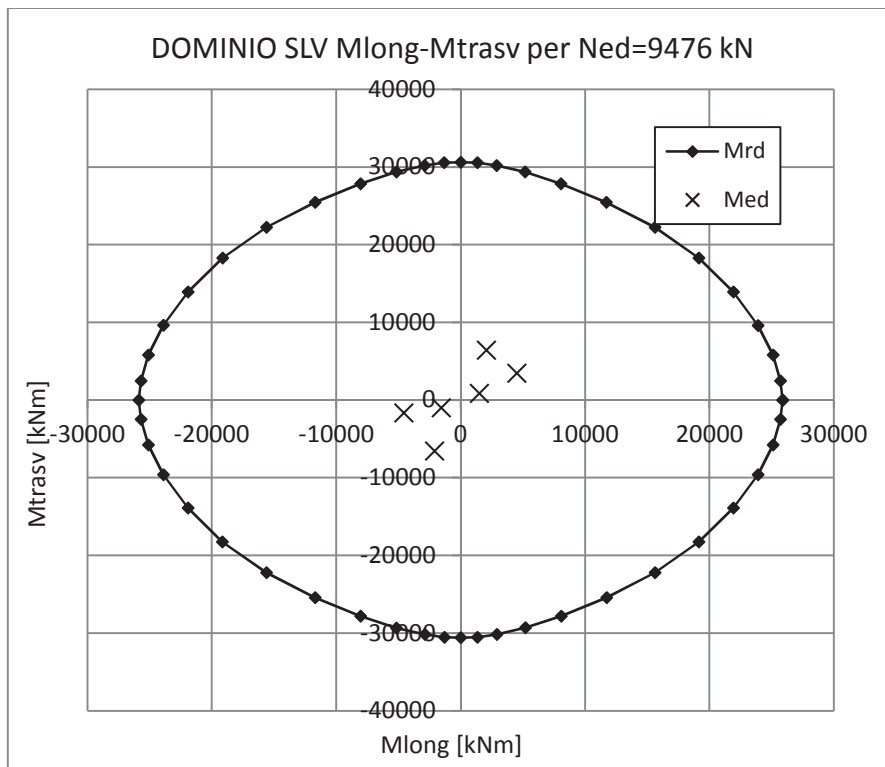
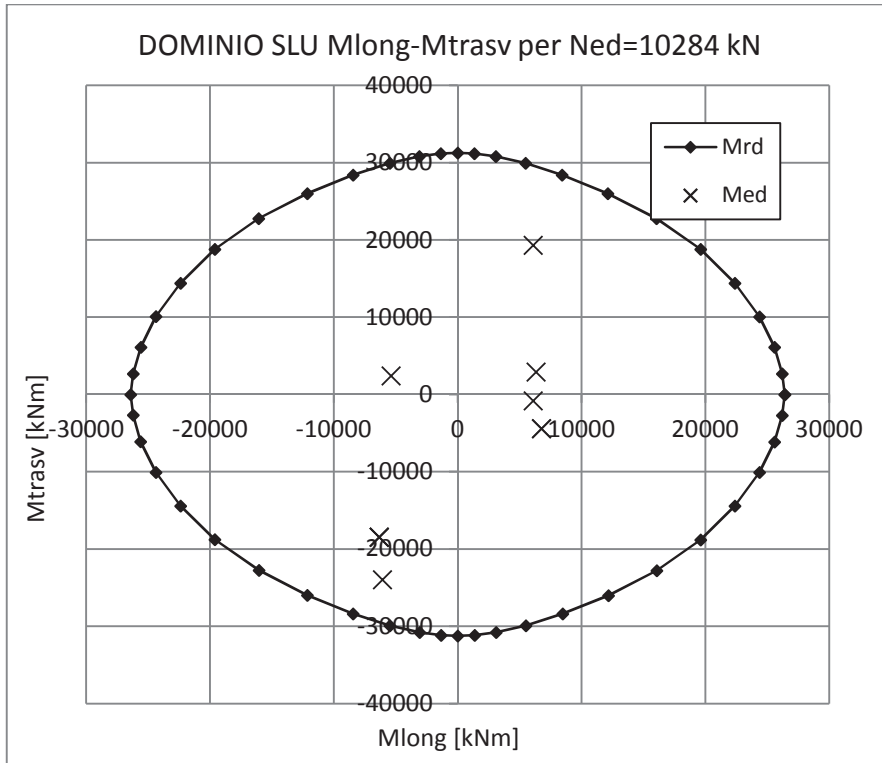
Per le verifiche si fa uso di uno specifico codice di calcolo che permette il calcolo di sezioni soggette a pressoflessione deviata. Si riporta nella figura seguente il dominio di resistenza ad N costante della sezione. Si precisa che, a favore di sicurezza, è quello corrispondente al valore dello sforzo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

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

- **Pila 1**



- Pila 2



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

- **PILA 1**

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)	ϕ_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n° bracci	4	
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	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}	923	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN

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

verifica

• **PILA 2**

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 resistente a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistente 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)	\varnothing_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n° bracci	4	
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	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}	989	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN

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

Longitudinale

• **PILA 1**

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	2600	mm
altezza utile	d	2340	mm
area della sezione	A_{TOT}	2808000	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)	\varnothing_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2106	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	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	4.02	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	3314	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	11886	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	1103	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3314	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	verifica		

• **PILA 2**

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	33	N/mm ²
	f _{cd}	19	
coeff. parziale	y_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistene a V	H	2600	mm
altezza utile	d	2340	mm
area della sezione	A _{TOT}	2808000	mm 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	2106	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}	3314	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	11886	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	1611	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3314	kN
	V _{Ed}	<	V _{Rd}
	verifica		

8 Verifiche dei plinti

La Pila 1, mobile, poggia su una fondazione con pianta rettangolare di dimensione pari a 6.00x4.80m di altezza uguale a 1.0m, la cui geometria è mostrata nella figura seguente.

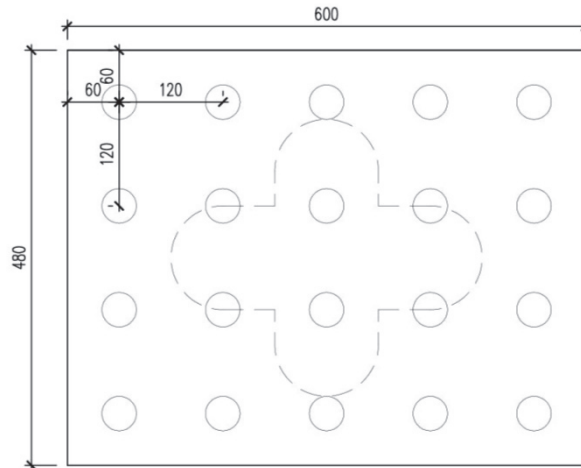


Figura 18 - Pianta fondazione Pila 1

Il plinto distribuisce le sollecitazioni su 20 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 2.2m.

La Pila 2, fissa, poggia su una fondazione con pianta rettangolare di dimensione pari a 7.20x6.00m di altezza uguale a 1.2m, la cui geometria è mostrata nella figura seguente.

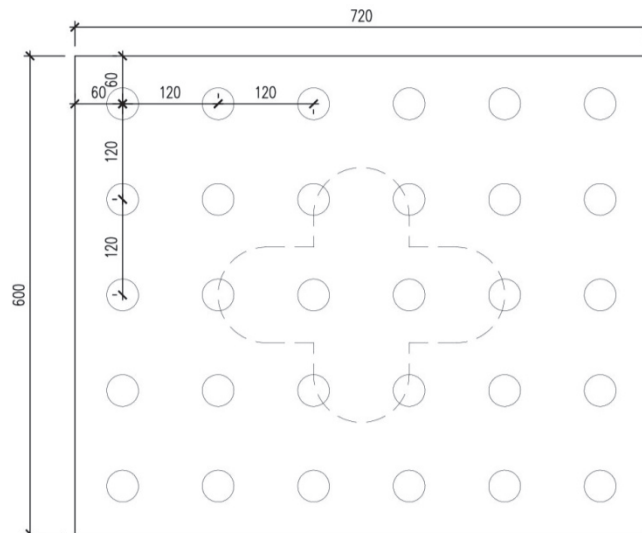


Figura 19 - Pianta fondazione Pila 2

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

La fondazione è interrata per uno spessore medio pari a 3.3m.

8.1 Azioni elementari

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

PLINTO 1	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	10812	-37	-176	-24	0
G2	1333	0	104	0	0
TS _{Nmax}	1209	0	744	0	0
UDL _{Nmax}	2340	0	-4067	0	0
TS _{Nmin}	-110	0	-233	0	0
UDL _{Nmin}	-90	0	-126	0	0
TS _{Mmax}	988	0	3340	0	0
UDL _{Mmax}	1566	0	6025	0	0
TS _{Mmin}	976	0	-3339	0	0
UDL _{Mmin}	1661	0	-6556	0	0
ACC/FREN	0	0	0	0	0
CENTRIFUGA	0	0	6276	0	240
VENTO TRASV.	-9	414	4199	15	-198
ATTRITO	0	9528	0	364	0
TEMP	0	0	-1879	0	78
RITIRO	-285	0	0	0	0
VENTO LONG.	240	0	-1621	0	0
SISMA_X+	228	4939	2750	409	192
SISMA_X-	-228	-4939	-2750	-409	-192
SISMA_Y+	235	2222	5934	141	409
SISMA_Y-	-235	-2222	-5934	-141	-409
SISMA_Z+	748	1670	2041	135	142
SISMA_Z-	-748	-1670	-2041	-135	-142
SOVRA SPINTA (+)	0	-42	0	-23	0
SOVRA SPINTA (-)	0	-48	0	-27	0

Tabella 13 - Plinto 1: Azioni elementari

PILA 2	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	12575	121	211	101	0
G2	1345	0	-2	0	0
TS _{Nmax}	1213	0	-2355	0	0
UDL _{Nmax}	2349	0	-3078	0	0
TS _{Nmin}	-118	0	268	0	0
UDL _{Nmin}	-95	0	186	0	0
TS _{Mmax}	925	0	2699	0	0
UDL _{Mmax}	1576	0	5083	0	0
TS _{Mmin}	986	0	-2735	0	0
UDL _{Mmin}	1672	0	-5262	0	0
ACC/FREN	0	17454	0	662	0
CENTRIFUGA	0	0	5880	0	240
VENTO TRASV.	-3	-2242	4143	-84	-190
ATTRITO	0	-9439	0	-385	0
TEMP	-270	0	1196	0	0
RITIRO	226	0	-1003	0	0
VENTO LONG.	0	1085	0	84	0
SISMA_X+	330	19202	4729	1069	290
SISMA_X-	-330	-19202	-4729	-1069	-290
SISMA_Y+	332	6830	9171	301	708
SISMA_Y-	-332	-6830	-9171	-301	-708
SISMA_Z+	1083	6029	3339	332	244
SISMA_Z-	-1083	-6029	-3339	-332	-244
SOVRA SPINTA (+)	0	0	0	0	0
SOVRA SPINTA (-)	0	0	0	0	0

Tabella 14 - Plinto 2: Azioni elementari

8.2 Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione

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

PLINTO 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	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	12427	1679	4214	230	494
	SLV_006	10340	-1679	-3039	-230	-494
	SLV_001	11281	4834	13310	709	950
	SLV_008	11486	-4834	-12135	-709	-950
	SLV_001	11281	4834	13310	709	950
	SLV_002	10822	-4834	-9169	-709	-950

PLINTO 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	23674	-8650	-3668	-217	-171
	SLU_010	13823	4899	3689	303	-171
	SLU_015	20960	-8651	18483	-217	127
	SLU_016	16613	8936	-20601	454	-127
	SLU_004	14222	28463	2205	1197	-171
	SLU_022	16607	-18663	-4659	-591	-197
	SLU_004	14222	28463	2205	1197	-171
	SLU_022	16607	-18663	-4659	-591	-197
	SLU_020	16615	10281	-15331	504	328
	SLU_019	20958	-9996	13213	-267	-328
<u>SLV</u>	SLV_011	15138	6149	2948	432	242
	SLV_006	12701	-5907	-2530	-230	-242
	SLV_003	14117	6953	9980	403	709
	SLV_010	13722	-6711	-9562	-201	-709
	SLV_001	14114	19324	5537	1170	292
	SLV_002	13455	-19080	-3921	-967	-289

Tabella 15 - PLINTO 1 E 2: 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:

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

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

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

PLINTO 1	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	2110	-624	22
SLV	1116	10	31
	kN	kN	kN

Tabella 16 - Sollecitazioni massime palo Plinto 1

PLINTO 2	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	1379	-369	40
SLV	901	11	27
	kN	kN	kN

Tabella 17 - Sollecitazioni massime palo Plinto 2

8.4 Verifiche plinto 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>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	3142mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 20/20	
<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 24/10	6786mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 24/20	

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

L'armatura del plinto 2 è di seguito riportata.

PLINTO 2	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 24/20	4524mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 24/20	
<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 26/20	5309mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 26/20	

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

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

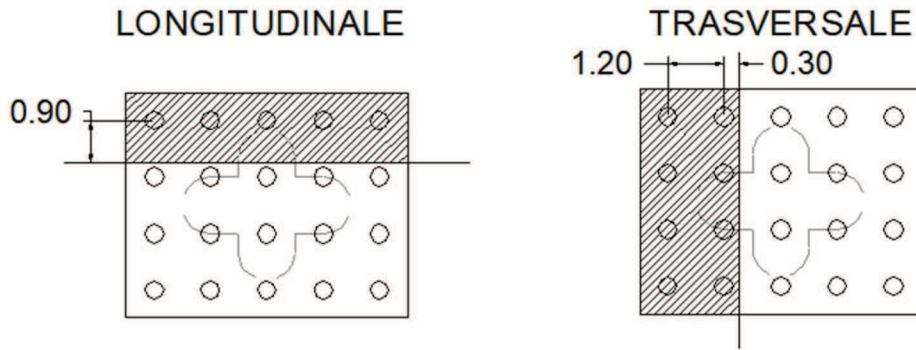


Figura 20 - Pila 1 sezioni di verifica

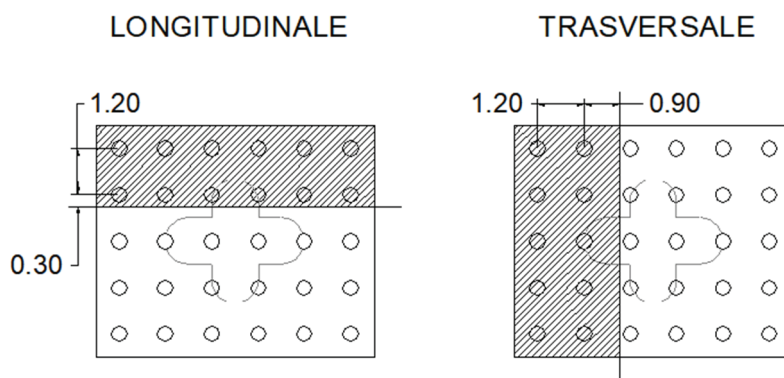


Figura 21 - Pila 2: Sezioni di verifica

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 1.0 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	6786	2202	2318	OK	-438	-600	OK
	Longitudinale	1571	3142	994	1095	OK	0	0	OK
SLV	Trasversale	1571	6786	1176	2318	OK	0	0	OK
	Longitudinale	1571	3142	626	1095	OK	0	0	OK

Tabella 18 - Verifica armature Plinto 1

8.4.2 Verifica armatura Plinto 2

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

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

COMB.	Direzione	As,sup	As,inf	Med,max	Mrd,max	Verifica	Med,min	Mrd,min	Verifica
		mm ² /m	mm ² /m	kNm/m	kNm/m	-	kNm/m	kNm/m	-
SLU	Trasversale	1571	5309	2138	2239	OK	-134	-737	OK
	Longitudinale	1571	4524	1779	1872	OK	-725	-742	OK
SLV	Trasversale	1571	5309	1170	2239	OK	0	-737	OK
	Longitudinale	1571	4524	1360	1872	OK	-340	-742	OK

Tabella 19 - Verifica armature Plinto 2

8.4.3 Verifica a taglio del plinto 1

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1872 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 1008 \text{ kN/m} \end{cases}$$

classe cls	R_{ck}	35	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	29	N/mm ²
	f _{cd}	16	
coeff. parziale	y_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1000	mm
altezza utile	d	950	mm
area della sezione	A _{TOT}	950000	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	22	mm
Area staffa (spilla)	A _{ø_w}	380	mm ²
0.9 d	z	855	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 _{s_w} / s _w	2.38	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	1987	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	2427	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1872	kN
taglio resistente	V_{Rd}	1987	kN

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

verifica

8.4.4 Verifica a taglio del plinto 2

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1351 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 1036 \text{ kN/m} \end{cases}$$

classe cls	R_{ck}	35	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	29	N/mm ²
	f _{cd}	16	
coeff. parziale	y_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1200	mm
altezza utile	d	1150	mm
area della sezione	A _{TOT}	1150000	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	20	mm
Area staffa (spilla)	A _{ø_w}	314	mm ²
0.9 d	z	1035	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 _{s_w} / s _w	1.96	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	1988	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	2938	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1351	kN
taglio resistente	V_{Rd}	1988	kN

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

verifica

9.1.1.2Peso 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	0.40	2.60	15.00	15.6	390
Muro andatore Inf	0.67	4.35	4.28	12.4	310
Muro andatore Sup	0.62	4.35	3.34	8.9	223
Fondazione	7.65	15.60	1.20	143.2	3580
Cordolo Inf	0.80	0.75	4.75	2.9	71
Cordolo Sup	0.80	0.75	4.75	2.9	71
Muro frontale	2.50	15.00	1.85	69.4	1734
Azione totale in fondazione				255	6380

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	4.35	13.12	4.43	252.8	4551

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico permanente	4.35	13.12	2.20	126

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	4.35	13.12	20	1141

9.1.1.3Spinta 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:

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B = 1884 \text{ kN}$$

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:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H = 82 \text{ kN}$$

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:

$$F_{qa} = k_0 q_a B H = 741 \text{ kN}$$

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

9.1.1.4 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	1432	3008	23	0	0
Attrito	0	98	0	43	0
Ritiro	-237	-498	76	0	19
Carichi mobili_ Nmax_I	1859	3904	-3987	0	0
Carichi mobili_ Mtmax_I	1326	2784	5321	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1344	2821	-5221	0	0
termica TU	283	594	-24	0	0
termica GT	0	0	-213	0	-58
Vento	0	0	-1793	0	-486
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-886	0	-240

9.1.2 Condizione sismica

9.1.2.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$$a_g/g=0.146;$$

$$S_S=1.20;$$

$$S_T=1.16;$$

9.1.2.2 Spinta del terreno in condizioni sismiche

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

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

dove:

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

$\beta_m = 1$

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

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

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

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	6346	0	2629	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	5527	0	2340	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	5150	0	2206
Forza di inerzia vert. (+)	1103	-695	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1103	695	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	83	173	771	0	205
Sisma trasv	88	185	1962	0	527

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	6380	1331	-1135	0	0
	Peso rinterro	4551	-8214	-1138	0	0
	peso portati	126	-227	-31	0	0
	peso accidentali traffico	1141	-2060	-285	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	3548	0	1884	0
	Spinta portati (K0)	0	230	0	82	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	2093	0	741	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	6346	0	2629	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	5527	0	2340	0
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	5150	0	2206
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1103	-695	0	0	0
	<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1103	695	0	0	0
IMPALCATO	Peso proprio	1432	3008	23	0	0
	Attrito	0	98	0	43	0
	Ritiro	-237	-498	76	0	19
	Carichi mobili_ Nmax	1859	3904	-3987	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1326	2784	5321	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1344	2821	-5221	0	0
	termica TU	283	594	-24	0	0
	termica GT	0	0	-213	0	-58
	Vento	0	0	-1793	0	-486
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-886	0	-240
	<i>Sisma long</i>	83	173	771	0	205
	<i>Sisma trasv</i>	88	185	1962	0	527

9.3 Azioni combinate

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

SLU A1							SLE						perm	
SLU7	SLU6	SLU5	SLU4	SLU3	SLU2	SLU1	SLE6	SLE5	SLE4	SLE3	SLE2	SLE1		
1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio
1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso rinterro
1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	peso portati
1.15	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	peso accidentali traffico
1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Spinta terreno (K0)
1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Spinta portati (K0)
1.15	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	Spinta acc. Traffico (K0)
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	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	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	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	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	0.00	Forza di inerzia vert. (-)
1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio
0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	Attrito
1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Ritiro
1.15	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.00	Carichi mobili_ Nmax_I
0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	Carichi mobili_ Mtmax_I
0.00	1.01	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	Carichi mobili_ Nmax_E
0.60	1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.72	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.00	termica TU
0.60	1.20	1.20	1.20	0.72	0.72	0.72	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.00	termica GT
0.78	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	Vento
1.15	1.01	1.01	1.01	1.35	1.35	1.35	0.75	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	0.00	frenatura
1.15	1.01	1.01	1.01	1.35	1.35	1.35	0.75	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	0.00	centrifuga
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	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	0.00	Sisma trasv

SISMA				SLU12	SLU11	SLU10	SLU9	SLU8
trasm (-)	trasm (+)	long (-)	long (+)					
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
0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
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
0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
0.30	0.30	0.00	1.00	0.00	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
1.00	1.00	0.30	0.30	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
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	0.72	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
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	0.00	0.86	0.00	0.00	1.15
0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	1.15	0.00
0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60
0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60
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	0.86	0.86	0.86	1.15	1.15
0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.86	0.86	1.15	1.15
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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 20 - Combinazioni di calcolo Spalla

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	12251	-764	-2205	1991	19
SLE	SLE1	15422	3530	-8580	2732	-547
	SLE2	14888	2410	727	2732	-547
	SLE3	14906	2447	-9814	2732	-547
	SLE4	15070	2792	-7457	2732	-510
	SLE5	14670	1952	-476	2732	-510
	SLE6	14683	1979	-8382	2732	-510
SLU A1	SLU1	20829	4778	-11735	3685	-780
	SLU2	20109	3266	830	3685	-780
	SLU3	20133	3316	-13401	3685	-780
	SLU4	20338	3746	-10204	3685	-726
	SLU5	19798	2611	-780	3685	-726
	SLU6	19816	2649	-11453	3685	-726
	SLU7	15872	4133	-9676	2848	-670
	SLU8	15258	2844	1027	2848	-670
	SLU9	15279	2887	-11096	2848	-670
	SLU10	15450	3248	-8370	2848	-624
	SLU11	14990	2281	-343	2848	-624
	SLU12	15006	2314	-9435	2848	-624
SISMA	long (+)	12806	5883	-7	4638	857
	long (-)	11979	5135	-1550	4348	448
	trasv (+)	12636	1083	865	2797	1670
	trasv (-)	11974	1499	865	2797	1670

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	636	87	87
A1	861	309	118
SISMA	508	102	147
	kN	kN	kN

Tabella 21 - 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:

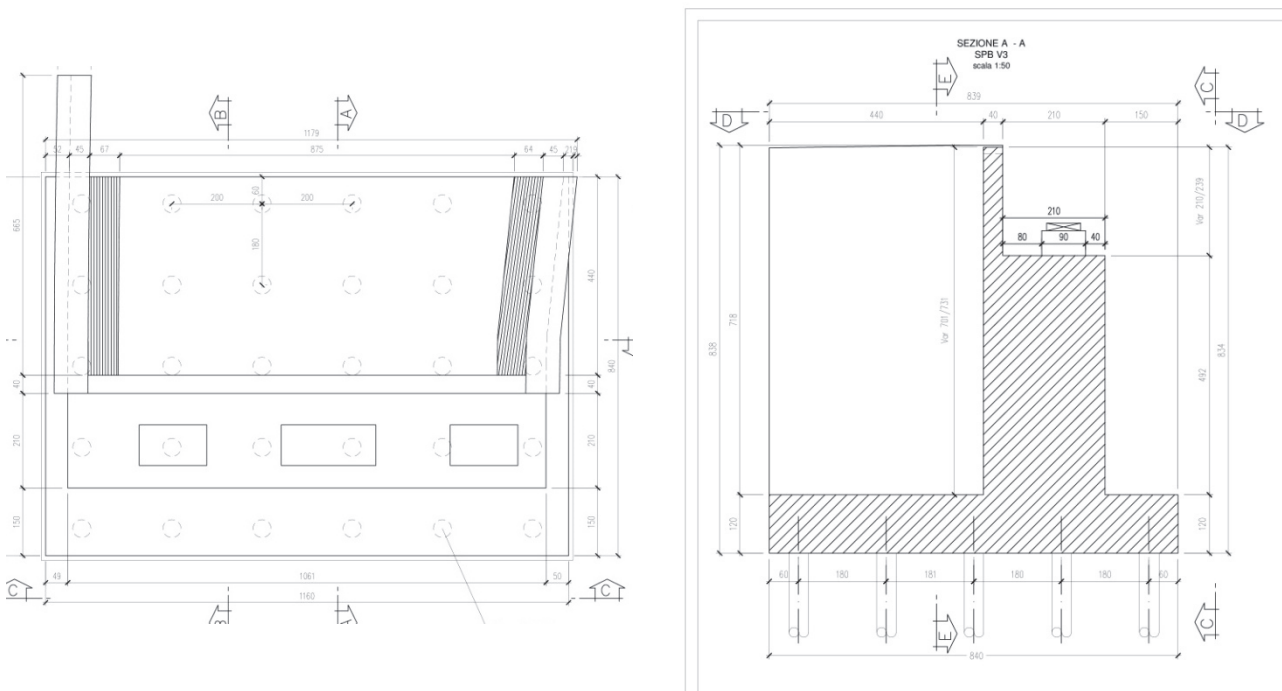


Figura 23 - Spalla B: sezione longitudinale e pianta

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:

- $\gamma_{terr} = 18.00 \text{ KN/m}^3$ 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	0.40	2.25	10.60	9.5	239
Muro andatore Inf	0.77	4.42	6.38	21.7	543
Muro andatore Sup	0.78	4.40	6.68	22.9	573
Fondazione	8.40	11.60	1.20	116.9	2923
Orecchia sup	0.45	2.25	2.74	2.8	69
Cordolo Inf	0.80	0.75	4.81	2.9	72
Cordolo Sup	0.80	0.75	7.05	4.2	106
Muro frontale	2.50	10.60	4.92	130.4	3260
Azione totale in fondazione				311	7784

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	4.40	9.05	7.15	284.7	5125

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico permanente	4.40	9.05	2.20	88

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	4.40	9.05	20.00	796

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:

$$F_{q_{\text{terr}}} = 0.5 k_0 \gamma_{\text{terr}} H^2 B = 3032 \text{ kN}$$

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:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H = 89 \text{ kN}$$

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:

$$F_{qa} = k_0 q_a B H = 807 \text{ kN}$$

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	1471	2574	-353	0	0
Attrito	0	136	0	44	0
Ritiro	-228	-399	73	0	19
Carichi mobili_ Nmax_I	1865	3265	-3832	0	0
Carichi mobili_ Mmax_I	1355	2372	3739	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1405	2460	-4815	0	0
termica TU	272	476	15	0	0
termica GT	0	0	-108	0	-23
Vento	0	0	-2162	0	-470
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1104	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 Spinta 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	12251	0	3277	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	10330	0	2817	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	9447	0	2606
Forza di inerzia vert. (+)	1303	854	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1303	-854	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	97	170	858	0	195
Sisma trasv	101	177	2310	0	511

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	7784	1786	563	0	0
	Peso rinterro	5125	-10250	0	0	0
	peso portati	88	-175	0	0	0
	peso accidentali traffico	796	-1593	0	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	8438	0	3032	0
	Spinta portati (K0)	0	371	0	89	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	3369	0	807	0
	Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	12251	0	3277	0
	Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	10330	0	2817	0
	Forza di inerzia trasversale	0	0	9447	0	2606
	Forza di inerzia vert. (+)	1303	854	0	0	0
	Forza di inerzia vert. (-)	-1303	-854	0	0	0
IMPALCATO	Peso proprio	1471	2574	-353	0	0
	Attrito	0	136	0	44	0
	Ritiro	-228	-399	73	0	19
	Carichi mobili_ Nmax	1865	3265	-3832	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1355	2372	3739	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1405	2460	-4815	0	0
	termica TU	272	476	15	0	0
	termica GT	0	0	-108	0	-23
	Vento	0	0	-2162	0	-470
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1104	0	-240
	Sisma long	97	170	858	0	195
	Sisma trasv	101	177	2310	0	511

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	14240	2426	283	3147	19
SLE	SLE1	17065	7752	-6006	3954	-517
	SLE2	16555	6860	1565	3954	-517
	SLE3	16605	6947	-6989	3954	-517
	SLE4	16707	7126	-4809	3954	-466
	SLE5	16325	6457	869	3954	-466
	SLE6	16362	6523	-5546	3954	-466
SLU A1	SLU1	23047	10470	-8305	5334	-741
	SLU2	22359	9265	1915	5334	-741
	SLU3	22426	9383	-9632	5334	-741
	SLU4	22548	9597	-6684	5334	-671
	SLU5	22032	8693	981	5334	-671
	SLU6	22083	8782	-7679	5334	-671
	SLU7	17464	8524	-7135	4080	-637
	SLU8	16878	7498	1571	4080	-637
	SLU9	16935	7599	-8266	4080	-637
	SLU10	17037	7776	-5753	4080	-578
	SLU11	16597	7007	776	4080	-578
	SLU12	16640	7082	-6601	4080	-578
SISMA	long (+)	14864	15396	3929	6442	984
	long (-)	13888	12622	2212	5982	594
	trasv (+)	14665	6472	7373	4148	2102
	trasv (-)	13884	5960	7373	4148	2102

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	798	133	133
A1	1081	306	179
SISMA	837	154	217
	kN	kN	kN

Tabella 22 - Sollecitazioni massime pali spalla B

10.4 Fondazione

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

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

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.

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

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

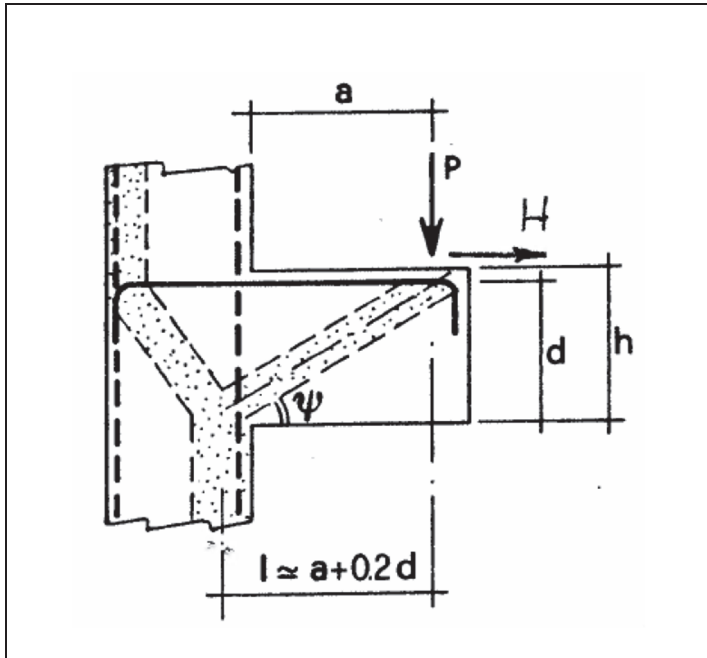


Figura 24 - Figura C4.1.7 circolare esplicativa del 02/02/09

RESISTENZA MATERIALI			
Resistenza di calcolo cls	fcd	MPa	16.5
Resistenza di calcolo arm.	fyd	MPa	391.3
SOLLECITAZIONI			
P _{ed}		kN	1081
GEOMETRIA			
Altezza plinto	h	mm	1200
Altezza utile plinto	d	mm	1100
Larghezza collaborante	b	mm	1800
-	l	mm	1120
-	φ	rad	0.7
-	φ	grad	41.5
-	λ		1.13
Diametro armatura	Φ	mm	20
Passo armatura	-	mm	100
Strati	-	-	1
Area totale armatura	A _s	mm ²	5655
VERIFICHE			
P _{rs}		kN	1956
P _{rc}		kN	5719
Prs > Prc > Ped			OK
F _s		-	1.81

Tabella 23 - Verifica tirante-puntone Spalla B

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	2339	0	0
	2	Uni	2868	0	747
	1	Multi	2572	0	0
PILA 1	3	Multi	5542	0	0
	2	Uni	5956	0	532
	1	Multi	5196	0	0
PILA 2	3	Multi	5894	0	0
	2	Fisso	5507	820	467
	1	Multi	5427	0	0
SPALLA B	3	Multi	2559	0	0
	2	Uni	2980	0	755
	1	Multi	2458	0	0

APPOGGI: SLV			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}
n° Tipologia			kN	kN	kN
SPALLA A	3	Multi	580	0	0
	2	Uni	613	0	556
	1	Multi	644	0	0
PILA 1	3	Multi	2693	0	0
	2	Uni	2877	0	203
	1	Multi	2660	0	0
PILA 2	3	Multi	2951	0	0
	2	Fisso	2531	528	207
	1	Multi	2771	0	0
SPALLA B	3	Multi	679	0	0
	2	Uni	640	0	523
	1	Multi	600	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	3000	-	-	± 5	± 250
	2	Uni	3000	-	800	-	± 250
	1	Multi	3000	-	-	± 5	± 250
PILA 1	3	Multi	6000	-	-	± 5	± 200
	2	Uni	6000	-	600	-	± 200
	1	Multi	6000	-	-	± 5	± 200
PILA 2	3	Multi	6000	-	-	± 5	± 5
	2	Fisso	6000	900	500	-	-
	1	Multi	6000	-	-	± 5	± 5
SPALLA B	3	Multi	3000	-	-	± 5	± 200
	2	Uni	3000	-	800	-	-
	1	Multi	3000	-	-	± 5	± 200

Tabella 24 - 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 allo SLV = ± 181 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 21 mm.
- SPALLA B:
spostamento provocato dal sisma allo SLV = ± 174 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 11 mm.

Si è quindi deciso di utilizzare un giunto con escursione 500 mm per la spalla A ed un giunto con escursione 400 mm per la spalla B.