

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J31H03000180008

**DIREZIONE TECNICA
S.O. PONTI E GRANDI STRUTTURE**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA DI 2^ FASE

**NPP 0258: GRONDA MERCI DI ROMA - CHIUSURA ANELLO NORD
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO**

**VI01 – VIADOTTO FLAMINIA
Relazione tecnico-descrittiva**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NR4E 12 R 09 RG VI0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per CSLPP	A.M.Natale 	Luglio 2023	F.Bonifacio 	Luglio 2023	T.Paoletti 	Luglio 2023	A. Vittozzi Luglio 2023

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle vie ferrate
Dist. Ing. Alberto Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n° 137783

File:NR4E12R09RGVI0100001A

n.Elaborazione

1	PREMESSA.....	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2.1	VALUTAZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI ADOTTATE	9
3	ANALISI DEI CARICHI.....	10
3.1	PESO IMPALCATI (G1+G2).....	10
3.2	PESO SOTTOSTRUTTURE (PULVINO, PILA, PLINTO).....	10
3.3	AZIONI VARIABILI.....	10
3.3.1	<i>Treni di carico</i>	10
3.3.2	<i>Forza centrifuga</i>	11
3.3.3	<i>Serpeggio</i>	12
3.3.4	<i>Avviamento e frenatura</i>	12
3.4	AZIONI CLIMATICHE.....	12
3.4.1	<i>Vento</i>	12
3.4.2	<i>Termica e Ritiro</i>	13
3.5	AZIONE SISMICA (E).....	13
3.5.1	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità</i>	13
4	GRUPPI DI CARICO E COMBINAZIONI	15
5	NORME E RIFERIMENTI NORMATIVI.....	17
6	MODALITA' E CRITERI DI ANALISI.....	18
7	AZIONI E SOLLECITAZIONI.....	19
7.1	SPICCATO PILA P5	19
7.1.1	<i>Modello di calcolo</i>	19
7.1.2	<i>Analisi dei carichi</i>	20
7.1.3	<i>Gruppi di carico</i>	26
7.1.4	<i>Azioni allo spiccato della pila P5 in combinazione SLU ed SLE</i>	26
7.1.5	<i>Azioni allo spiccato della pila P5 in combinazione SLV</i>	28
7.2	SPICCATO PILA P15.....	29

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	3 di 88

7.2.1	Modello di calcolo	29
7.2.2	Analisi dei carichi.....	30
7.2.3	Gruppi di carico.....	37
7.2.4	Azioni allo spiccato della pila P15 in combinazione SLU ed SLE.....	38
7.2.5	Azioni allo spiccato della pila P15 in combinazione SLV.....	40
7.3	SPICCATO PILA P7.....	41
7.3.2	Analisi dei carichi.....	41
7.3.3	Gruppi di carico da traffico.....	44
7.3.4	Azioni allo spiccato della pila P7 in combinazione SLU ed SLE.....	44
7.3.5	Azioni allo spiccato della pila P7 in combinazione SLV	46
7.4	SPICCATO PILA P19.....	47
7.4.2	Analisi dei carichi.....	48
7.4.3	Gruppi di carico da traffico.....	51
7.4.4	Azioni allo spiccato della pila P19 in combinazione SLU ed SLE.....	51
7.4.5	Azioni allo spiccato della pila P19 in combinazione SLV.....	53
8	PREDIMENSIONAMENTO PILE	54
8.1	PREDIMENSIONAMENTO PILE DALLA N.1 ALLA N.15.....	54
8.1.1	Verifica a pressoflessione	54
8.1.2	Verifica a taglio	58
8.2	PREDIMENSIONAMENTO PILA N.19	61
8.2.1	Verifica a pressoflessione	61
8.2.2	Verifica a taglio	63
9	PREDIMENSIONAMENTO IMPALCATI	67
9.1	IMPALCATI CONTINUI A SEZIONE MISTA 35-50-35M E 35-52-35M.....	67
9.2	IMPALCATI ISOSTATICI A SEZIONE MISTA DI LUCE 30M – 35M – 40M.....	74
1.1.1	Proprietà geometriche delle travi principali	76
9.2.1	VERIFICHE SLU.....	79

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	4 di 88

9.2.2	VERIFICHE A FATICA	86
9.2.3	VERIFICHE SLE	87

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento relativa al VI01 - Viadotto Flaminia, nell'ambito del progetto di fattibilità tecnico-economica della chiusura dell'anello nord di Roma. In particolare, la relazione in oggetto fornisce una descrizione delle opere strutturali in progetto, nonché un elenco delle norme tecniche e dei documenti di riferimento per la progettazione strutturale.

Saranno infine fornite le ipotesi e le analisi preliminari per la valutazione delle azioni in fondazione necessaria alle verifiche geotecniche delle stesse effettuate sulla base della caratterizzazione geotecnica.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto VI01 è compreso approssimativamente fra la pk 0+670.00 e la pk 1+443. Il viadotto ferroviario, a doppio binario, è costituito da travate in acciaio-calcestruzzo.

Il viadotto ha uno sviluppo complessivo di 773 m ed è costituito da travate continue e isostatiche, in relazione alle esigenze piano altimetriche dettate dal tracciato e dalle interferenze con le sottostanti viabilità. Nella tabella seguente è riportata una sintesi delle principali caratteristiche geometriche e costruttive del viadotto.

L'ultima campata trova appoggio sul manufatto scatolare di accesso alla stazione di Tor di Quinto, per il quale si rimanda alle specifiche relazioni del presente progetto.

opera	Nome	Tipo	L_campate		H_pile	Fondazione	BxLxH	L_impalcato
			-	SPA	6,62	16 pali	16x16x3	-
VI01	Viadotto Flaminia	Tr. cont. Acc.-CLS 1	35	P1	3,04	15 pali	20,5x11,5x2,5	120
		Tr. cont. Acc.-CLS 1	50	P2	4,25	15 pali	20,5x11,5x2,5	
		Tr. cont. Acc.-CLS 1	35	P3	5,69	12 pali	16x11,5x2,5	
		Tr. cont. Acc.-CLS 2	35	P4	5,4	15 pali	20,5x11,5x2,5	122
		Tr. cont. Acc.-CLS 2	52	P5	6,8	15 pali	20,5x11,5x2,5	
		Tr. cont. Acc.-CLS 2	35	P6	8,45	12 pali	16x11,5x2,5	
		App. Acc.-CLS DB 1	30,12	P7	8,79	9 pali	11,5x11,5x2,5	30,12
		App. Acc.-CLS DB 2	30,12	P8	8,08	12 pali	16x11,5x2,5	30,12
		App. Acc.-CLS DB 3	40	P9	9,7	12 pali	16x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB 4	40	P10	8,78	12 pali	16x11,5x2,5	40
		App. Acc.-CLS DB 5	22,04	P11	8,33	9 pali	11,5x11,5x2,5	22,04
		App. Acc.-CLS DB 6	31	P12	4,99	9 pali	11,5x11,5x2,5	31
		App. Acc.-CLS DB 7	29	P13	8,62	9 pali	11,5x11,5x2,5	29
		App. Acc.-CLS DB 8	25	P14	9,11	12 pali	16x11,5x2,5	25
		App. Acc.-CLS DB 9	40	P15	9,61	12 pali	16x11,5x2,5	40
App. Acc.-CLS DB 10	40	P16	9,52	12 pali	16x11,5x2,5	40		
App. Acc.-CLS DB 11	40	P17	8,56	12 pali	16x11,5x2,5	40		
App. Acc.-CLS DB 12	40	P18	8,36	12 pali	16x11,5x2,5	40		
App. Acc.-CLS DB 13	40	P19	7,64	12 pali	16x11,5x2,5	40		
App. Acc.-CLS DB 14	40	P20	4,86	12 pali	16x11,5x2,5	40		
App. Acc.-CLS DB 15	40	SPB	13	15 pali	20,5x11,5x2,5	40		

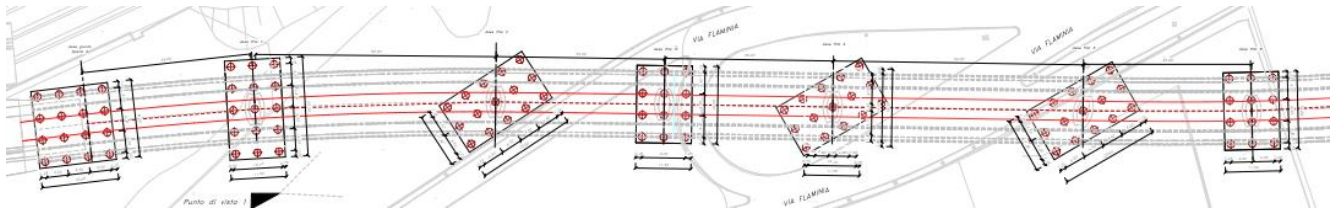


Figura 1: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento 1/3

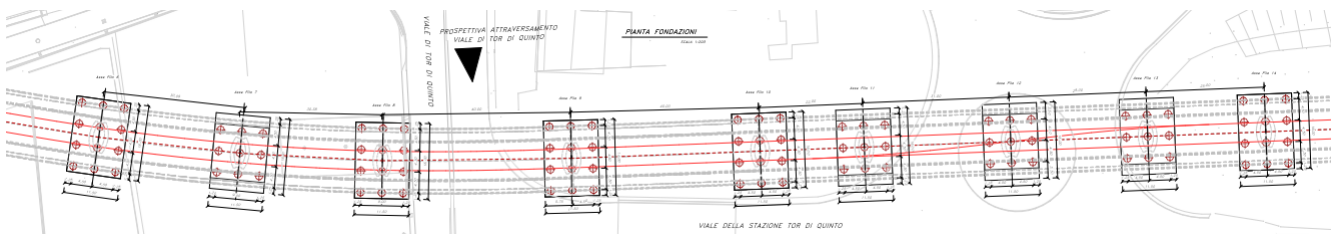


Figura 2: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento 2/3

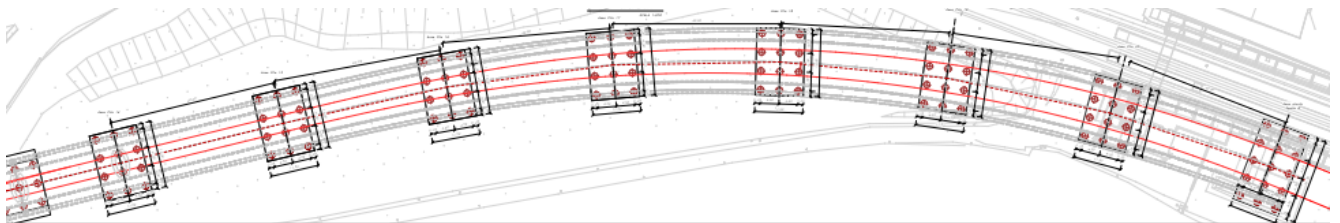


Figura 3: Inquadramento viadotto VI01 all'interno dell'area di intervento 3/3

Il viadotto consente l'attraversamento di via Flaminia. Per esigenze di tracciato, l'attraversamento avviene in modo fortemente obliquo e si sviluppa in curva. Il posizionamento delle pile e delle relative fondazioni è stato dettato dalla presenza della sottostante viabilità, al fine di ottenere i franchi minimi e di minimizzare le parzializzazioni delle sedi sottostanti (v. fig. seg.) in fase di realizzazione.



Figura 4: Inquadramento viadotto VI01- via Flaminia

Il profilo longitudinale è tale da garantire un franco adeguato ai limiti di normativa in corrispondenza della sottostante viabilità (v. figura seguente).

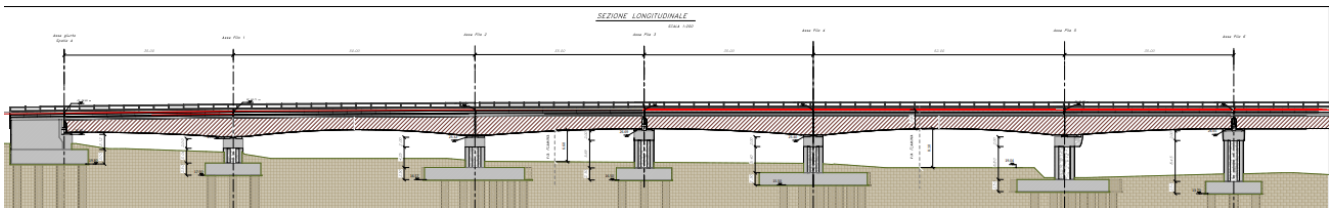


Figura 5: Campata di scavalco della via Flaminia

Le pile sono realizzate in c.a. Esse presentano un fusto a sezione cava. Le fondazioni sono costituite da 9/12/15 pali trivellati $\varnothing 1500$ collegati in testa da un plinto in c.a.

Si riportano a seguire le immagini della carpenteria della tipologia in oggetto; per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

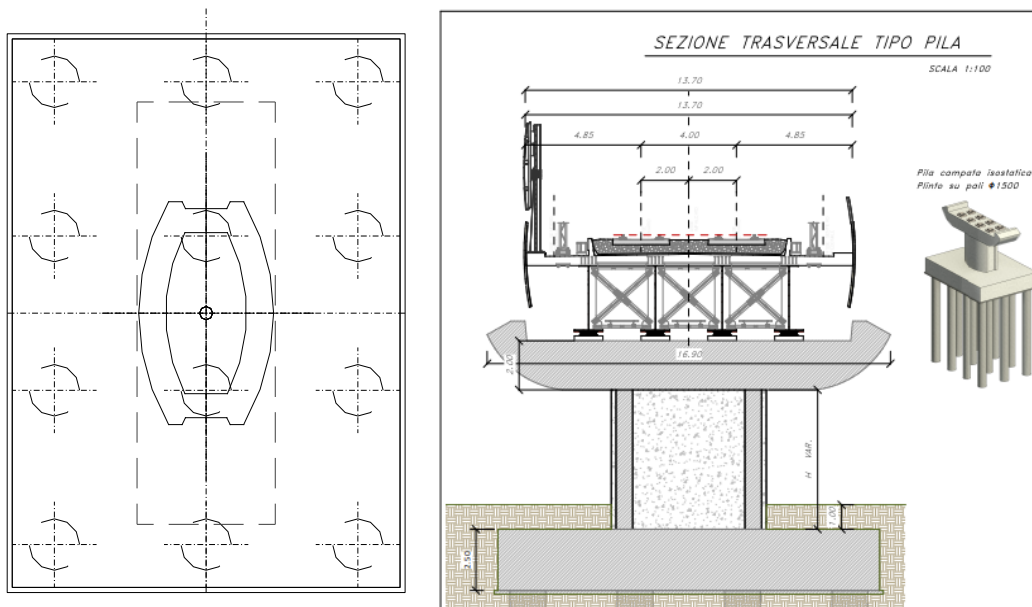


Figura 6: carpenteria pila e fondazioni

La spalla e' realizzata in c.a. con fondazione su 16 pali $\varnothing 1500$.

La sezione trasversale prevede una larghezza di 13,70 m e consente l'installazione di barriere tipologiche standard, ove previste. La sezione è completata da velette in c.a., previste per ridurre l'impatto delle strutture nel contesto urbano. La sezione di impalcato utilizzata è una soluzione tipologica standard comunemente adottata per le luci del viadotto in oggetto.

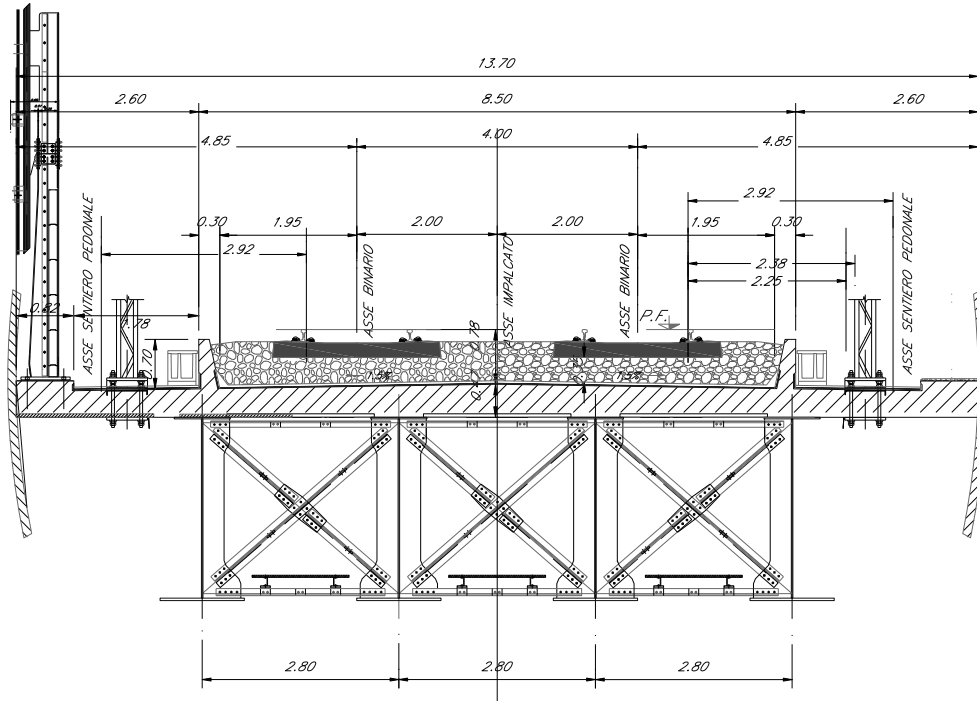


Figura 7 - Sezione tipo: Impalcato a struttura mista acciaio calcestruzzo a doppio binario – fino a pila 15

SEZIONE TRASVERSALE TIPO PILA 19-20

SCALA 1:100

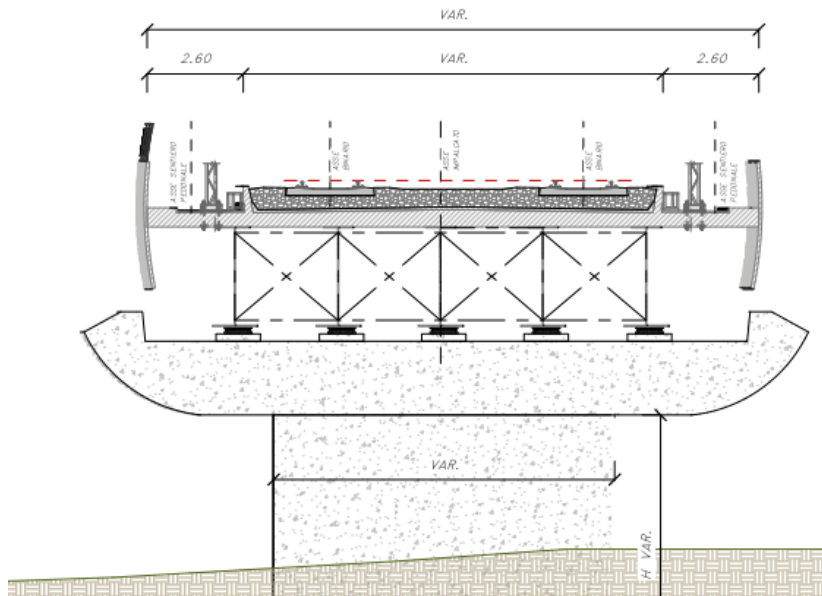


Figura 8 – Sezione trasversale tipo: Impalcato a struttura mista acciaio calcestruzzo a doppio binario da pila 18 a pila 20

In corrispondenza delle pile 15-16-17-18-19-20, il tracciato vede un andamento dei binari tale da rendere necessario un allargamento del viadotto, con l'impiego di una sezione variabile fino ad una larghezza massima

della soletta di 17.08m. Tale allargamento é compatibile con le caratteristiche costruttive della tipologia di impalcato adottata, anche in relazione alle luci previste. L'allargamento dell'impalcato rende necessario un ampliamento anche del fusto pila e l'introduzione di una trave aggiuntiva a partire dalla pila 18.



Figura 9 : Vista prospettica - Ponte a struttura mista acciaio calcestruzzo a doppio binario

Le prime 6 campate del viadotto sono costituite da 2 impalcati continui ognuno di 3 campate. Sulla prima pila intermedia di ogni impalcato (di tre luci) vengono posizionati gli appoggi fissi, sulla seconda quelli unidirezionali. Con l'obiettivo di ridurre le rilevanti azioni sismiche longitudinali che nascono per effetto della continuità degli impalcati, si prevede l'istallazione di shock-transmitter in corrispondenza della "pila mobile intermedia" di ciascun impalcato continuo.

2.1 Valutazione delle soluzioni progettuali adottate

L'intervento oggetto del presente documento si sviluppa in un contesto fortemente urbanizzato e caratterizzato da numerosi vincoli legati, tra gli altri, alla viabilità preesistente e alla presenza di edifici, opere d'arte e sottoservizi. Le soluzioni progettuali adottate sono state orientate a minimizzare l'impatto sulle attività preesistenti, per quanto possibile. In questo senso l'impiego, ove possibile, di viadotti ad impalcato continuo (col conseguente aumento delle luci, a parità di altre condizioni) è orientata ad ottimizzare il numero di pile riducendo quindi l'impatto sul territorio sia in fase di esecuzione che a lungo termine.

In alcuni casi l'impiego di viadotti continui si è rivelata scelta obbligata al fine di ottenere un adeguato franco nei confronti delle viabilità esistenti, tenuto conto dei vincoli legati al tracciato ferroviario.

In considerazione di quanto sopra, gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo sono stati ritenuti la soluzione ottimale in relazione ai costi, allo schema statico ipotizzato e alle masse strutturali, con la conseguente riduzione delle dimensioni delle opere di fondazione.

Anche l'impiego di shock transmitter ha l'obiettivo di ottimizzare le dimensioni delle fondazioni e delle pile degli impalcati continui, mantenendo allo stesso tempo schemi di vincolo compatibili con le esigenze derivanti dall'esercizio ferroviario.

Le sezioni sono predisposte per l'impiego di barriere antirumore, ove necessario, al fine di ottenere il rispetto dei vincoli di norma su recettori presenti.

Infine, rispetto ad altre soluzioni, gli impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo presentano vantaggi dal punto di vista della flessibilità in fase di realizzazione, essendo idonei sia al varo di punta che a soluzioni che prevedono il sollevamento dal basso, in configurazione preassemblata per conci di grandi dimensioni. Tale condizione consente di ottimizzare anche i tempi di realizzazione, elemento fondamentale per minimizzare l'impatto della realizzazione in un contesto fortemente urbanizzato come quello in essere.

3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi considerati nelle valutazioni effettuate, rimandando ai successivi capitoli del presente documento per la valutazione delle azioni.

3.1 Peso impalcati (G1+G2)

Il peso degli impalcati viene considerato coerentemente con la tipologia costruttiva e differenziato sulla base delle luci di calcolo. In particolare, si considerano i seguenti carichi, comprensivi del peso proprio e di tutti i permanenti portati.

$q = 40 \text{ t/m}$ per $L < 40 \text{ m}$ e $L_{\text{soletta}} = 13.70 \text{ m}$

$q = 43 \text{ t/m}$ per $L > 40 \text{ m}$ e $L_{\text{soletta}} = 13.70 \text{ m}$

$q = 48.5 \text{ t/m}$ per $L = 40 \text{ m}$ e $L_{\text{soletta}} = 17.08 \text{ m}$

3.2 Peso sottostrutture (pulvino, pila, plinto)

Il carico delle strutture in c.a. e c.a.p. viene valutato considerando un peso di volume pari a 25 kN/mc. Nei capitoli che seguono si riporta la stima dei pesi propri considerati.

3.3 Azioni variabili

3.3.1 Treni di carico

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente " α " che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Tabella 1 – coefficienti α per modelli di carico

3.3.1.1 Treno di carico LM71

Il Treno di carico LM71 è schematizzato nella figura seguente.

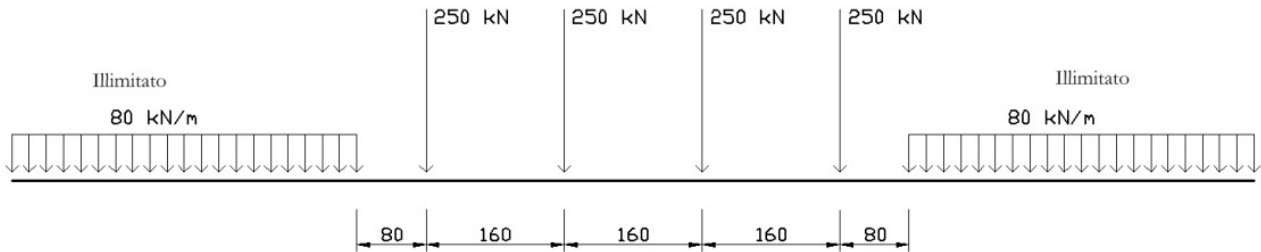


Figura 10 – Treno di carico LM71

3.3.1.2 Treno di carico SW/2-SW/0

Il Treno di carico SW/2-SW/0 è schematizzato nella figura seguente.

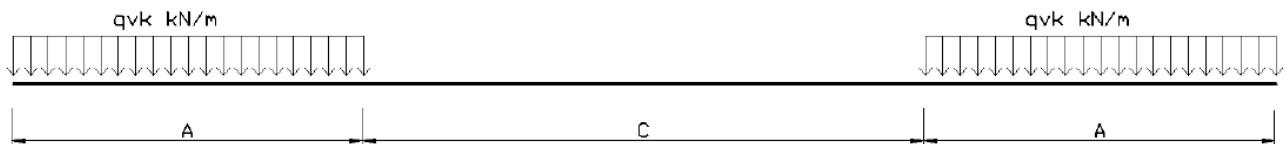


Figura 11 – Treno di carico SW

Tipo di carico	Qvk [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tabella 2 – caratterizzazione treni di carico SW

3.3.2 Forza centrifuga

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F.

Le azioni centrifughe sono state valutate secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{ik} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

Le azioni centrifughe sono state valutate secondo quanto riportato nella seguente tabella.

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	< 100	V	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$1 \times f \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
		120	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	$\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$
	≤ 120	V	α	1	$\alpha \times 1 \times (LM71''+''SW/0)$	

Tabella 3 – Parametri per determinazione della forza centrifuga

Nella valutazione delle azioni centrifughe sono state considerate velocità e raggi di curvatura coerenti con i vincoli di tracciato.

3.3.3 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza è stato assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , ma non per il coefficiente di incremento dinamico.

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

3.3.4 Avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento si considera come azione agente sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso, come carico uniformemente distribuito.

Si considerano i seguenti valori delle azioni:

Avviamento

$$Q_{1a} = 33 \times L < 1000 \text{ kN} \quad \text{per LM71 e SW/2}$$

Frenatura

$$Q_{1b} = 20 \times L < 6000 \text{ kN} \quad \text{per LM71}$$

$$Q_{1b} = 35 \times L \quad \text{per SW/2}$$

Come previsto dalla normativa, si considerano due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Le azioni di frenatura ed avviamento si combinano con i relativi carichi da traffico verticali.

3.4 Azioni climatiche

3.4.1 Vento

Si assume convenzionalmente e cautelativamente una pressione uniforme agente lateralmente pari a 2.50 kN/mq.

3.4.2 Termica e Ritiro

Il presente elaborato si prefigge l'obiettivo di valutare le azioni sulle sottostrutture, pertanto non si considerano le azioni termiche e di ritiro sull'impalcato.

3.5 Azione Sismica (E)

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

3.5.1 Valutazione dei parametri di pericolosità

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica conduce alla determinazione delle azioni sismiche di progetto da applicare sulla struttura in esame.

A tal fine è necessario definire la localizzazione geografica del sito, la classe d'uso e la vita nominale dell'opera strutturale (VN), quest'ultima intesa come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta ad una manutenzione ordinaria, assolva alla funzione per la quale è stata progettata.

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h") ed una classe d'uso IV a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 2.0$.

I parametri di pericolosità sismica vengono valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R calcolato come il prodotto tra la vita nominale V_N ed il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 2.0 = 150$ anni

Altri parametri che concorrono alla valutazione delle azioni sismiche sono riportati di seguito:

- Categoria sottosuolo C
- Categoria topografica T1



I valori dei funzionali dello spettro di risposta sismica (a_g , F_0 , T^*_c) per gli stati limite di normativa sono riportati in Tabella 4:

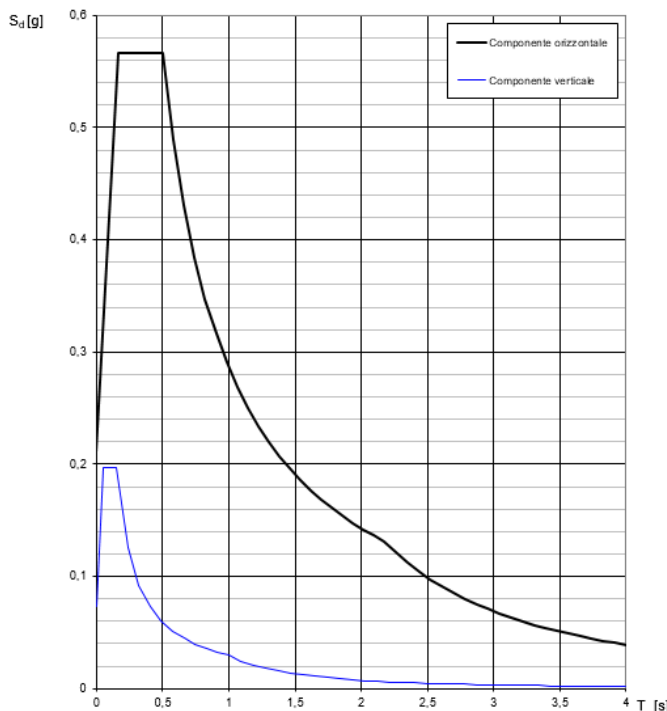
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0,061	2,574	0,285
SLD	151	0,071	2,597	0,295
SLV	1424	0,130	2,752	0,343
SLC	2475	0,147	2,792	0,355

Tabella 4: valori dei funzionali dello spettro di risposta sismica

In cui:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno al piano campagna, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S coefficiente che contempla l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,130 g
F_0	2,752
T_C^*	0,343 s
S_S	1,486
C_s	1,494
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,486
η	1,000
T_{th}	0,171 s
T_c	0,513 s
T_{th}	2,118 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S - 1)} \geq 0,55; \eta - 1 < q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_{th} = T_C^* / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_s \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_{th} = 4,0 \cdot a_g / (g + 1,6) \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_{th} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_{th}} + 1 - \frac{T}{T_{th}} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_{th}} \right) \right]$$

$$T_{th} \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_{th} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_{th} \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_{th}}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,193
0,171	0,530
0,513	0,530
0,589	0,461
0,666	0,408
0,742	0,366
0,819	0,332
0,895	0,304
0,972	0,280
1,048	0,259
1,125	0,242
1,201	0,228
1,277	0,213
1,354	0,201
1,430	0,190
1,507	0,180
1,583	0,172
1,660	0,164
1,736	0,157
1,813	0,150
1,889	0,144
1,965	0,138
2,042	0,133
2,118	0,128
2,208	0,118
2,298	0,109
2,397	0,101
2,477	0,094
2,566	0,087
2,656	0,082
2,746	0,076
2,835	0,072
2,925	0,067
3,014	0,063
3,104	0,060
3,194	0,056
3,283	0,053
3,373	0,051
3,462	0,048
3,552	0,046
3,642	0,043
3,731	0,041
3,821	0,039
3,910	0,038
4,000	0,036

Tabella 5: Parametri spettro di risposta sismica allo SLV

La valutazione delle sollecitazioni è stata svolta con il metodo pseudo statico, eseguendo un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura 1.5 allo spiccato pila. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Alla luce di quanto sopra, la valutazione delle azioni sismiche è stata condotta con riferimento a pseudo-accelerazioni costanti in direzione orizzontale e verticale rispettivamente pari a 0,57g e 0,20g.

4 GRUPPI DI CARICO E COMBINAZIONI

Le analisi sono state condotte in riferimento ai gruppi di carico e alle combinazioni di carico previste dalla normativa. In particolare, sono stati considerati i gruppi di carico 1 e 3 per la massimizzazione delle azioni verticali, laterali e longitudinali.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Tabella 6: Coefficienti per la Valutazione carichi da traffico

Si riporta di seguito una tabella di sintesi relativa ai coefficienti considerati per la definizione delle combinazioni SLU e SLV.

	Permanenti	Traffico Gruppo 1	Traffico Gruppo 3	Vento	Sisma x	Sisma y	Sisma z
SLU	Comb.1	1,35	0	0	0	0	0
	Comb.2	1,35	1,45	0	0	0	0
	Comb.3	1,35	0	1,45	0	0	0
	Comb.4	1,35	1,45	0	0,9	0	0
	Comb.5	1,35	0	1,45	0,9	0	0
	Comb.6	1,35	1,16	0	1,5	0	0
	Comb.7	1,35	0	1,16	1,5	0	0
SLV	Comb.8	1	0	0	1	0,3	0,3
	Comb.9	1	0	0	0,3	1	0,3
	Comb.10	1	0	0	0	0,3	1
	Comb.11	1	0	0	0	1	-0,3
	Comb.12	1	0	0	0	0,3	-0,3
	Comb.13	1	0	0	0	0,3	-1
	Comb.14	1	0,2	0	0	1	0,3
	Comb.15	1	0,2	0	0	0,3	1
	Comb.16	1	0,2	0	0	0,3	1
	Comb.17	1	0,2	0	0	1	-0,3
	Comb.18	1	0,2	0	0	0,3	-0,3
	Comb.19	1	0,2	0	0	0,3	-1

	Permanenti	Traffico Gruppo 1	Traffico Gruppo 3	Vento	Sisma x	Sisma y	Sisma z
Comb.20	1	0	0,2	0	1	0,3	0,3
Comb.21	1	0	0,2	0	0,3	1	0,3
Comb.22	1	0	0,2	0	0,3	0,3	1
Comb.23	1	0	0,2	0	1	0,3	-0,3
Comb.24	1	0	0,2	0	0,3	1	-0,3
Comb.25	1	0	0,2	0	0,3	0,3	-1
Comb.26	1	1	0	0	1	0	0
Comb.27	1	1	0	0	0	1	0
Comb.28	1	1	0	0	0	0	1

Tabella 7: Combinazioni SLU/SLV

5 NORME E RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica.
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [N4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N5] RFI DTC SI SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili
- [N6] RFI DTC SI PS SP IFS 002 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili
- [N7] STI 2014 REGOLAMENTO UE N.1299/2014 - Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- [N8] UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- [N9] UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [N10] UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- [N11] UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [N12] UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- [N13] UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N14] UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;

6 MODALITA' E CRITERI DI ANALISI

Le analisi strutturali sono state condotte con approccio semplificato, sono stati individuati i casi più critici e rappresentativi delle soluzioni di progetto adottate; per tali casi è stata effettuata la valutazione delle sollecitazioni allo spiccato pila, per consentire le opportune verifiche strutturali.

Sono stati individuati 4 casi tipo:

- la pila P5 per gli impalcati continui i cui scarichi sono estesi per il dimensionamento delle sottostrutture dalla pila 1 alla 6
- la pila P7 i cui scarichi sono estesi per il dimensionamento delle sottostrutture su cui poggiano impalcati semplicemente appoggiati di luce fino a 30m (pile 7-11-12-13)
- la pila P15 i cui scarichi sono estesi per il dimensionamento delle sottostrutture su cui poggiano impalcati semplicemente appoggiati di luce non maggiore di 40m e larghezza della soletta di 13.7m (pile 8-9-10-14-15)
- la pila P19 i cui scarichi sono estesi per il dimensionamento delle sottostrutture su cui poggiano impalcati semplicemente appoggiati di luce 40m (pile 16-17-18-19-20) con larghezza della soletta maggiore di 13.7m. Per il calcolo degli scarichi si è fatto riferimento ad una larghezza totale della soletta di 17.08m, ad una sezione mista acciaio calcestruzzo a 5 travi.

Opera	Schema statico	Luci			Pila	Bsoletta
		m	m	m		
-	-	m	m	m	-	m
VI01	Continuo	35	52	35	P5	13,7
VI01	Appoggio	40	40	0	P15	13,7
VI01	Appoggio	30	30	0	7	13,7
VI01	Appoggio	40	40	0	19	17,08

La tipologia degli impalcati fino alla pila 15 è a sezione mista acciaio calcestruzzo a 4 travi con larghezza della soletta pari a 13.7m, dalla pila 15 in poi l'allargamento della soletta rende necessaria la divergenza tra le travi e l'introduzione di una quinta trave, pertanto dalla pila 18 seguono impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo a 5 travi con larghezza massima della soletta pari a 17.08m.

7 AZIONI E SOLLECITAZIONI

7.1 Spiccato pila P5

Si riporta di seguito la valutazione delle azioni attese allo spiccato pila in coerenza con i carichi e i metodi esposti in precedenza nel presente documento. Le valutazioni riportate si intendono cautelativamente valide anche per le pile P1-P2-P4, per analogia dello schema statico degli impalcati continui a 4 travi con luci simili. Si è analizzato cautelativamente l'impalcato continuo con luci maggiori.

7.1.1 Modello di calcolo

In parallelo a calcoli di predimensionamento manuali è stato realizzato un modello di calcolo globale ad elementi finiti in SAP2000.

Il modello include l'impalcato (elemento frame unifilare, avente sezione mista acciaio calcestruzzo), i pulvini e le pile in c.a., anch'essi rappresentati con elementi frames.

I vincoli sono stati modellati con dei link lineari tra i pulvini e l'impalcato, le pile sono incastrate alla base.

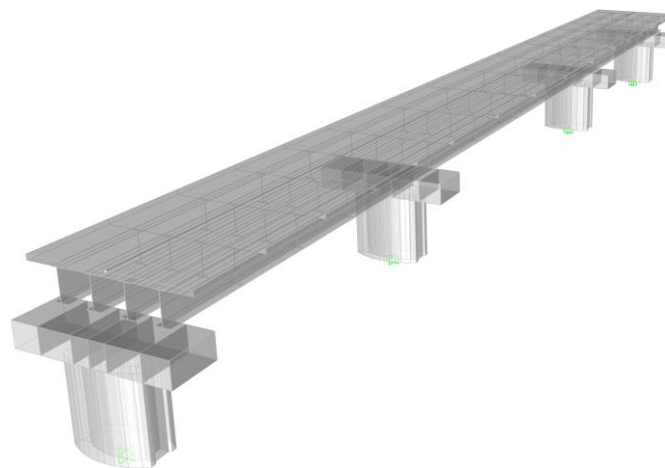
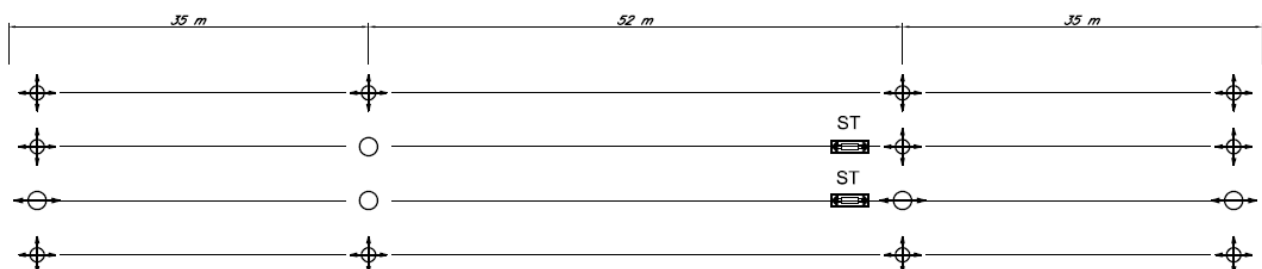


Figura 12 – Vista estrusa del modello di calcolo

7.1.1.1 Schema di vincolo

Tale schema di vincolo si riferisce ad entrambi gli impalcati continui fino alla pila P6.



Le azioni sismiche longitudinali si trasferiscono anche sulla pila 2 e sulla pila 5 mediante l'impiego degli shock-transmitter.

7.1.2 Analisi dei carichi

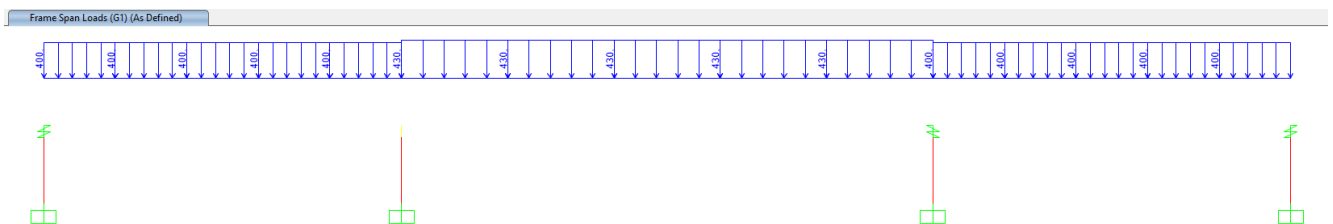
Il calcolo delle reazioni allo spiccato delle pile è stato svolto in parallelo tramite modello di calcolo e con calcoli manuali semplificati, per validare i risultati.

7.1.2.1 Carichi permanenti g1+g2

PERMANENTI _ G1+G2				
Impalcato				
campata	L	q	Q	
-	m	kN/m	kN	
1	35	400	14000	
2	52	430	22360	
3	35	400	14000	
		tot	50360	
q_g1	418	kN/m		
Rg1_P5	20452,5	kN	Reazione attesa allo spiccato pila 5	
		G1_sottostrutture	kN	4593
tot G1_base pila_P5	25046	kN	Reazione g1 allo spiccato della pila P5	

Gli scarichi attesi sono stati confermati dalla modellazione.


I carichi permanenti portati trasmessi dall'impalcato sono stati applicati sul modello come carichi distribuiti, mentre il peso delle sottostrutture (pulvino e pile) è stato calcolato in automatico dal programma di calcolo a partire dal peso specifico e dalla geometria degli elementi.



7.1.2.2 Carichi da traffico


I carichi da traffico sono stati modellati come moving load, una volta definite le lane eccentriche rispetto all'asse dell'impalcato.

Vehicle name: LM71 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		80,	0,
Leading Load	Infinite		80,	0,
Fixed Length	0,8		0,	250,
Fixed Length	1,6		0,	250,
Fixed Length	1,6		0,	250,
Fixed Length	1,6		0,	250,
Fixed Length	0,8		0,	0,
Trailing Load	Infinite		80,	

Vehicle name: SW2 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	25,		150,	0,
Fixed Length	25,		150,	0,
Fixed Length	7,		0,	0,
Fixed Length	25,		150,	0,

Tali carichi sono stati amplificati per il coefficiente di amplificazione dinamica ϕ_3 , considerando un normale livello di manutenzione.

CARICHI MOBILI				
Treni lm71 e sw2				
n	3	-		Numero campate
k	1,3	-		
L1	35	m		
L2	52	m		
L3	35	m		
Lm	40,67	m		
Lf	52,9	m		Lunghezza caratteristica
Φ_3	1,035	-		Coefficiente dinamico
<i>Reazioni estratte da sap</i>				
RP_5_lm71	5228	kN		Reazione allo spiccato della pila estratta da sap
RP_5_sw2	5921	kN		Reazione allo spiccato della pila estratta da sap
tot	11149	kN		

7.1.2.3 Forza centrifuga

Calcolo manuale:

<i>Forza centrifuga</i>				
R	500	m	<i>Raggio di curvatura</i>	
SW2				
V	75	km/h	<i>Velocità di progetto</i>	
a	1	-		
f	1	-		
Qtk	0			
qtk	13,3	kN/m		
Rt_attesa	650,25	kN	<i>Reazione Y attesa allo spiccato della pila</i>	
LM71				
caso 1				
V	75	km/h	<i>Velocità di progetto</i>	
a	1,1	-		
f	1	-		
Qtk	24,4	kN		
qtk	7,8	kN/m		
Rt_attesa	381,5	kN	<i>Reazione Y attesa allo spiccato della pila</i>	

Gli scarichi attesi sono stati confermati dai risultati della modellazione in sap 2000, l'azione centrifuga è stata applicata ad una quota pari a 1.8m dal piano del ferro come carico uniformemente distribuito.

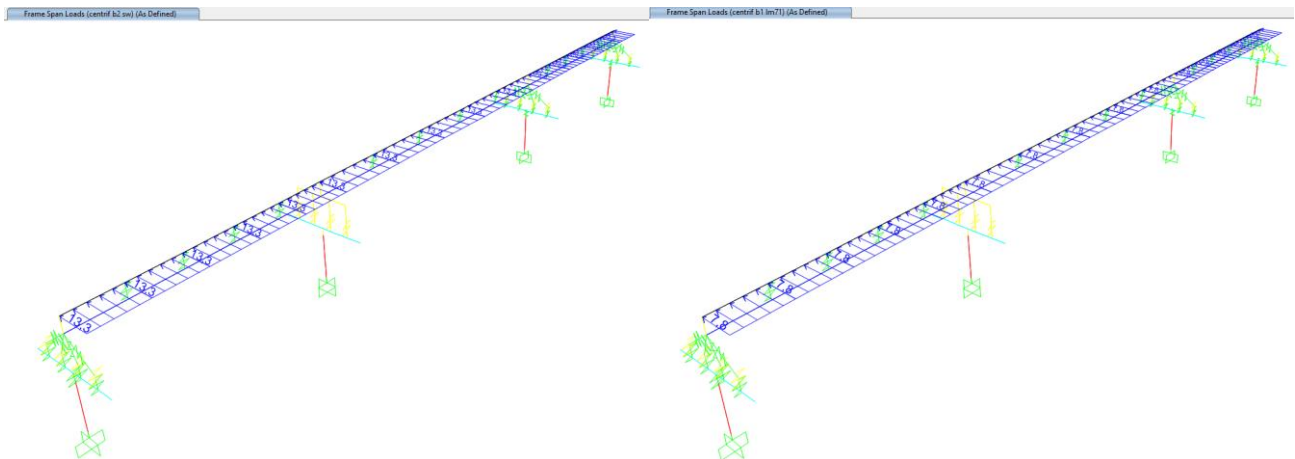


Figura 13 – Applicazione dell'azione centrifuga sul modello di calcolo

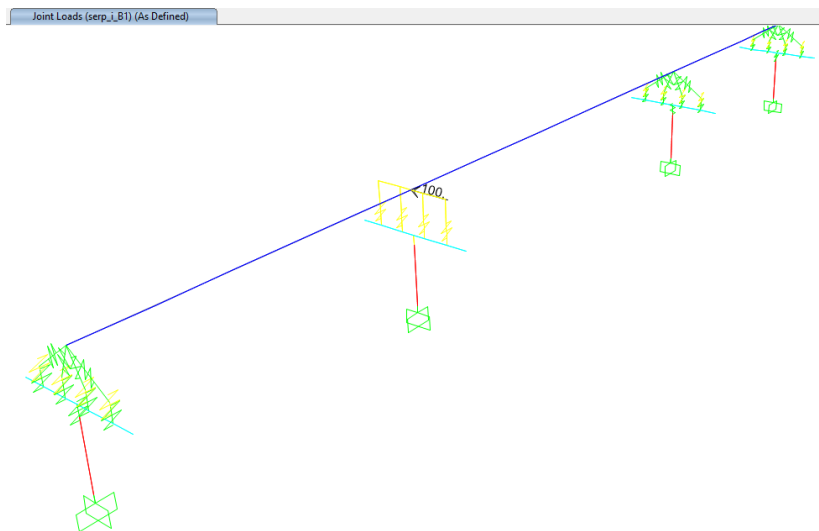
Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	23 di 88

7.1.2.4 Serpeggio

Fs_lm71	110	kN
Fs_sw2	100	kN

L'azione di serpeggio è stata applicata al livello del piano del ferro.



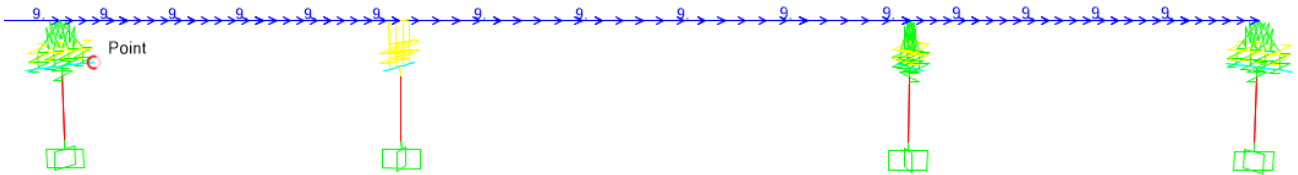
7.1.2.5 Avviamento e Frenatura

Avviamento	33	kN/m	
Q_a	1000	kN	
a	1,1	-	
Q_a_	1100	kN	Reazione X attesa di avviamento
Frenatura_SW2	35	kN/m	
L	57	m	
Q_f_sw2	1995	kN	Reazione X attesa di frenatura sw2
Frenatura_LM71	20	kN/m	
L	122	m	
Lmax	300	m	
Q_f_lm71	2440	kN	
a	1,1	-	
Q_f_lm71* a	2684	kN	Reazione X attesa di frenatura lm71

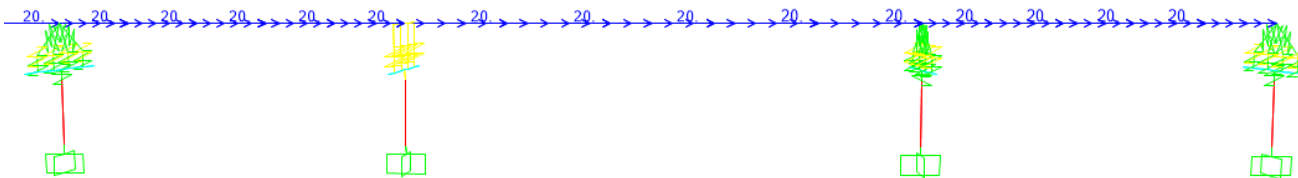
Gli scarichi attesi sono stati confermati dai risultati della modellazione in sap 2000.

L'azione di frenatura ed avviamento è stata applicata come un carico uniformemente distribuito al piano del ferro.

Frame Span Loads (F-A_LM71_B1) (As Defined)



Frame Span Loads (F-A_LM71_B2) (As Defined)



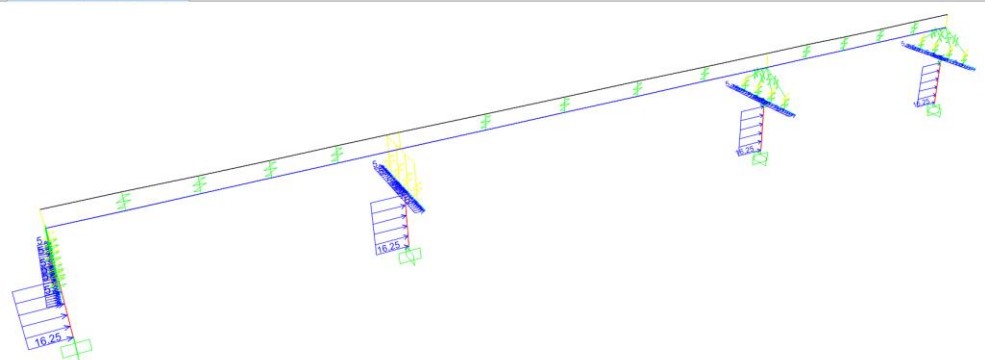
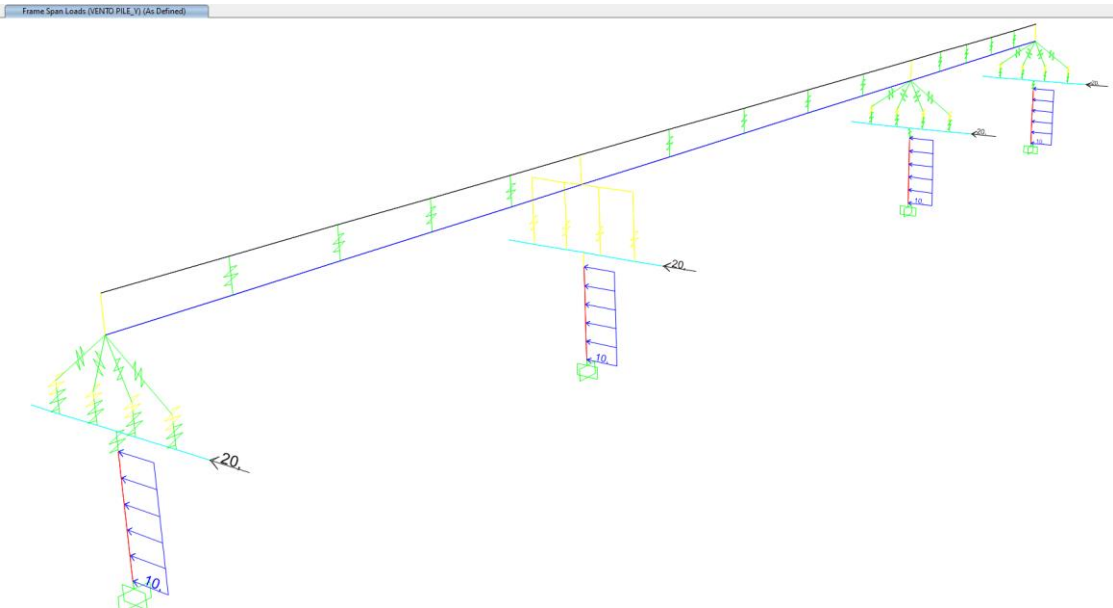
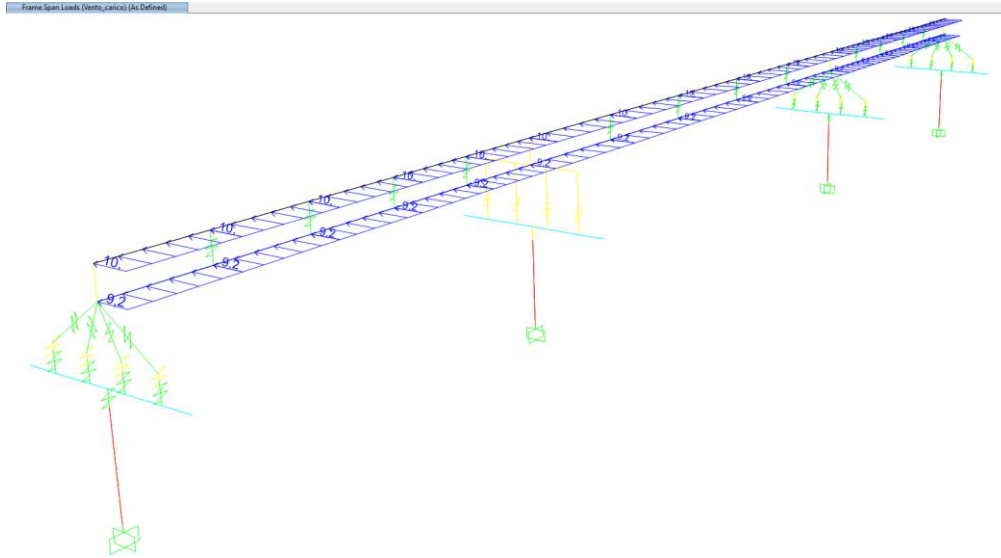
7.1.2.6 Vento

qw	2,5	kN/mq	
h_tot	7,68	m	Altezza totale impalcato + treno
q_w/m	19,2	kN/m	Vento al metro su impalcato carico
Mt_w/m	38,4	kNm/m	Momento torcente al metro su impalcato ca
Fy_w_P5_impalcato	940	kN	Reazione y attesa allo spiccato pila
Mx_w_P5_impalcato base pila	11699	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato pila
bx_pila	6,5	m	Larghezza pila
by_pila	4,0	m	Spessore pila
Fx_w_P5_pila	111	kN	
Fy_w_P5_pila	68	kN	
My_w_P5_pila base pila	376	kNm	Reazione y attesa allo spiccato pila
Mx_w_P5_pila base pila	232	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato pila
h_Pulvino	2,0	m	Altezza pulvino
By_Pulvino	4,0	m	Spessore pulvino
Fx_w_P5_pulvino	64,5	kN	Reazione x attesa allo spiccato pila
Fy_w_P5_pulvino	20	kN	Reazione y attesa allo spiccato pila
My_w_P5_pulvino base pila	503,1	kNm	Momento My atteso allo spiccato pila
Mx_w_P5_pulvino base pila	156	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato pila
Fy TOT_w_pila 5	1027,8	kN	Reazione y attesa allo spiccato pila
Fx TOT_w_pila 5	175	kN	Reazione x attesa allo spiccato pila
My TOT_w_pila 5	879	kNm	
Mx TOT_w_pila 5	12087	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato pila

L'azione del vento è stata applicata come un carico uniformemente distribuito alla quota del baricentro del convoglio, alla quota dell'impalcato e sulle sottostrutture.

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	25 di 88



7.1.3 Gruppi di carico

Gruppi di carico da traffico _ Reazioni spiccato pila 5

Carico	Reazioni in testa pila			Coeff.	Gruppo 1			Coeff.	Gruppo 3		
	Fz_P5	F_long_tot	F_trasv_tot		Fz	F_long_tot	F_trasv_tot		Fz	F_long_tot	F_trasv_tot
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN
LM71	5228	0	0	1	5228	0	0	1	5228	0	0
Sw2	5921	0	0	1	5921	0	0	1	5921	0	0
F_frenatura	0	2684	0	0,5	0	1342	0	1	0	2684	0
F_avviamento lm71	0	1100	0	0,5	0	550	0	1	0	1100	0
Centrifuga	0	0	1032	1	0	0	1032	0,5	0	0	516
Serpeggio 2 binari	0	0	210	1	0	0	210	0,5	0	0	105
TOT					11149	1892	1242	TOT	11149	3784	621

7.1.4 Azioni allo spiccato della pila P5 in combinazione SLU ed SLE

Di seguito si riportano i carichi in combinazione SLU estratti dal modello di calcolo allo spiccato della pila P5.

Tabella 8 – Azioni allo spiccato della pila P5 in combinazione SLU

REAZIONI SLU ALLO SPICCATO DELLA PILA (ESTRADOSSO PLINTO)

OutputCase	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX F3	SLU_07	env	-5484	-2132	50233	36736	-50836	-1251
F1_MAX M2_MAX	SLU_16	env	-5798	-1047	49226	23162	-53071	-804
F2_MAX M1_MAX	SLU_30	env	-2194	-3271	46965	49565	-20334	-1563

I valori massimi di scarico risultano coerenti alle reazioni calcolate a mano in maniera semplificata. Di seguito si riporta evidenza del confronto tra i due approcci.

CASI DI CARICO	Rz	Rl	Rt	My	Mx	SLU_Vert. Max		SLU_Trasv. Max			SLU_Long. Max		
						γ_{Rvmax}	γ_{zmax}	γ_{Rtmax}	Rt	Mx	γ_{Rlmax}	Rl	My
						-	kN	-	kN	kNm	kN	kN	kNm
Rg1+g2_P5	20453	0	0	0	0	1,35	27611	1,35	0	0	1,35	0	0
Rsottostrutture_P5	4593	0	0	0	0	1,35	6201	1,35	0	0	1,35	0	0
R_gruppo 1_P5	11149	1892	1242	17917	26927	0	0	1,16	1440	31235	0	0	0
R_gruppo 3_P5	11149	3784	621	35834	18353	1,45	16166	0	0	0	1,45	5487	51960
R_vento	0	175	1028	879	12087	0,9	0	1,5	1542	18131	0,9	158	790,92
						Excel	49977	Excel	2982	49366	Excel	5644	52751
						sap	50233	sap	3271	49565	sap	5798	53071
						Δ	0,5%	Δ	9%	0%	Δ	2,7%	0,6%

Di seguito si riportano sinteticamente gli scarichi nelle combinazioni SLE estratti da modello.

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	27 di 88

Tabella 9 – Scarichi allo spiccato pila in combinazione SLE
Combinazione SLE_ Quasi Permanente

OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLE_QP	Combination		0	27	25192	-307	0	29

Combinazione SLE_RARA

OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F3_MAX	SLE_RARA_07	ENV	-3782	-1437	36381	25065	-35059	-853
F1_MAX M2_MAX	SLE_RARA_16	ENV	-3995	-706	35689	15953	-36583	-552
F2_MAX M1_MAX	SLE_RARA_30	ENV	-1513	-2203	34127	33747	-14024	-1063

Combinazione SLE_FREQUENTE

OutputCase	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F3_MAX	SLE_FREQ_07	ENV	-3026	-665	34143	14221	-28047	-497
F1_MAX M2_MAX	SLE_FREQ_16	ENV	-3113	-560	33589	12701	-28862	-436
F2_MAX M1_MAX	SLE_FREQ_	ENV	-1513	-1203	34127	21726	-14024	-688

7.1.5 Azioni allo spiccato della pila P5 in combinazione SLV

Le azioni sismiche sono state calcolate con l'analisi lineare statica, verificando la coerenza delle reazioni così calcolate con quelle estratte dal modello di calcolo applicando una analisi con spettro di risposta.

Per le pile si fa riferimento ad un comportamento dissipativo con classe di duttilità bassa, pertanto si assume un fattore di struttura $q = 1.5$ nel piano orizzontale e $q = 1$ con sisma verticale.

In direzione longitudinale, si considera la presenza degli shock transmitter, così da ripartire le azioni sismiche trasmesse in fondazione.

SISMA X LONGITUDINALE					
nlong	2	-			
ag	0,57	g			
q	1,5	-			
	Mlong,tot	Mlong/nvincoli	Flong_slv	B	My_long
	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	50360	25180	9568	9,47	90613
Traffico Vert*0.2	6022	3011	1144	9,47	10835
Pile (1/3*tot.pile)	2684	1342	510	6,8	3468
Pulvini	10320	5160	1961	7,8	15294
		Fx_slv	13183	My_slv	120210

SISMA TRASVERSALE Y e VERTICALE Z						
ntrasv	4	-				
ag,h	0,57	g				
q	1,5	-				
ag,v	0,2	g				
	Mtrasv,tot	Mtrasv,i	Ftrasv_slv	Fvert_slv	B	Mx
	kN	kN	kN	m	kNm	kNm
Impalcato	50360	20452,5	7772	4091	11,6	90077
Traffico Vert*0.2	6022	2230	847	446	15,3	12947
1/2*Pila	1006,5	1007	382	201	6,8	2601
Pulvino	2580	2580	980	516	7,8	7647
			9982	5254		113272

Di seguito si riportano le azioni in combinazione sismica SLV trasmesse allo spiccato della pila P5.

COMBINAZIONE SISMICA	FX	FY	FZ	MX	MY
G1+G2+Ex+0,3Ey+0,3Ez+0,2frenatura+0,5*0,2*(cfg+serp)	13940	3117	32497	35807	127377
G1+G2+0,3Ex+Ey+0,3Ez+0,2*0,5frenatura+0,2*(cfg+serp)	4333	10227	29985	116922	39646
G1+G2+0,3Ex+0,3Ey+Ez	3955	2995	33563	33982	36063

7.2 Spiccato pila P15

Si riporta di seguito la valutazione delle azioni attese allo spiccato pila P15 in coerenza con i carichi e i metodi esposti in precedenza nel presente documento. Le valutazioni riportate si intendono cautelativamente valide anche per le pile 8-9-10-14, su cui poggiano impalcati semplicemente appoggiati a sezione mista acciaio calcestruzzo con 4 travi, di luce non maggiore di 40m e larghezza della soletta di 13.7m.

7.2.1 Modello di calcolo

In parallelo a calcoli di predimensionamento manuali è stato realizzato un modello di calcolo globale ad elementi finiti in SAP2000.

Il modello include l'impalcato (elemento frame unifilare, avente sezione mista acciaio calcestruzzo), i pulvini e le pile in c.a., anch'essi rappresentati con elementi frames.

I vincoli sono stati modellati con dei link lineari tra i pulvini e l'impalcato, le pile sono incastrate alla base.

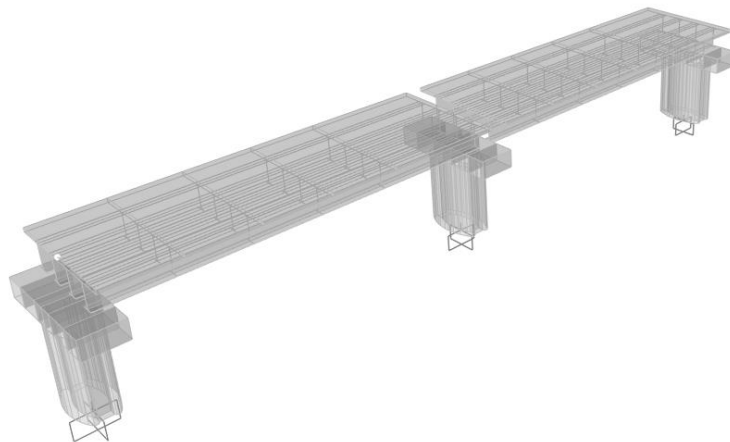
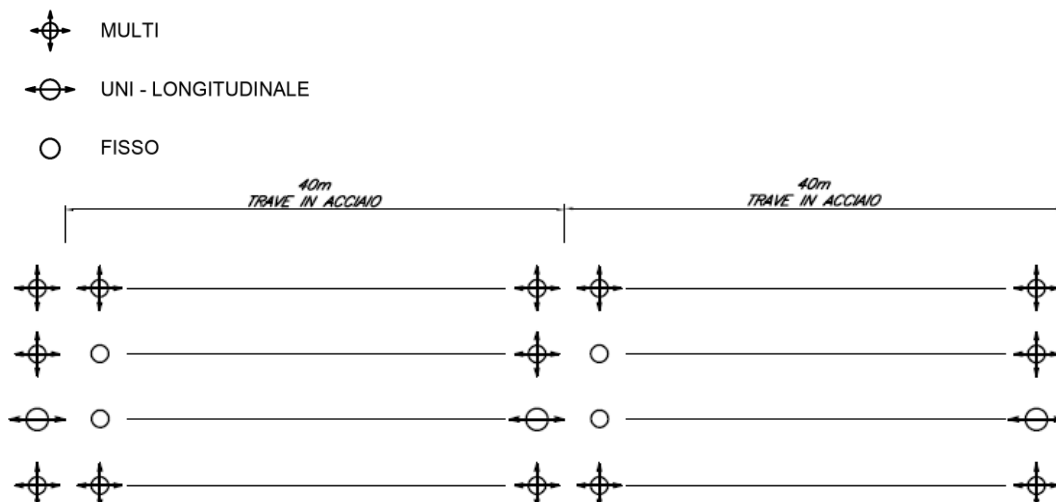


Figura 14 – Vista estrusa del modello di calcolo

7.2.1.1 Schema di vincolo

Tale schema di vincolo si assume tipologico per tutti gli impalcati semplicemente appoggiati a 4 travi.



7.2.2 Analisi dei carichi

Il calcolo delle reazioni allo spiccato delle pile è stato svolto in parallelo tramite modello di calcolo e con calcoli manuali semplificati, per validare i risultati del modello.

7.2.2.1 Carichi permanenti g1+g2

PERMANENTI _ G1+G2				
Impalcato				
campata	L	q	Q	
-	m	kN/m	kN	
1	40	400	16000	
2	40	400	16000	
		tot	32000	
Rb_P15_g1	16000	kN	Reazione verticale su pila	
			G1_sottostrutture	5218 kN
Tot. G1_base pila		21218	kN	Peso g1 allo spiccato della pila

Gli scarichi attesi sono stati confermati dalla modellazione.

I carichi permanenti portati trasmessi dall'impalcato sono stati applicati sul modello come carichi distribuiti, mentre il peso delle sottostrutture (pulvino e pile) è stato calcolato in automatico dal programma di calcolo a partire dal peso specifico e dalla geometria degli elementi.

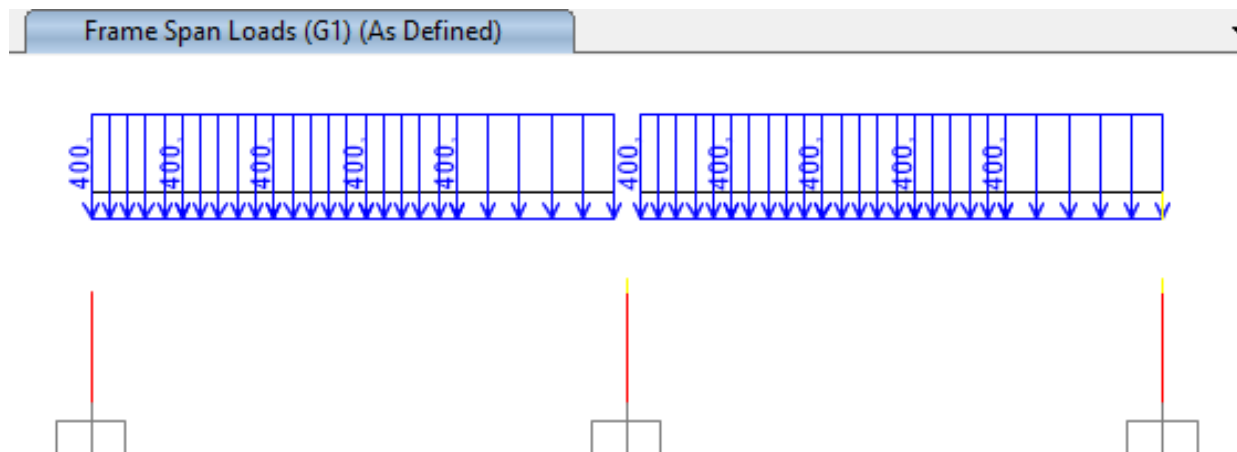


Figura 15 – Carichi permanenti g1+g2


Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	31 di 88

7.2.2.2 Carichi da traffico

I carichi da traffico sono stati modellati come moving load, una volta definite le lane eccentriche rispetto all'asse dell'impalcato.


Vehicle name: LM71 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		80,	0,
Leading Load	Infinite		80,	0,
Fixed Length	0,8		0,	250,
Fixed Length	1,6		0,	250,
Fixed Length	1,6		0,	250,
Fixed Length	1,6		0,	250,
Fixed Length	0,8		0,	0,
Trailing Load	Infinite		80,	

Vehicle name: SW2 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	25,		150,	0,
Fixed Length	25,		150,	0,
Fixed Length	7,		0,	0,
Fixed Length	25,		150,	0,

Tali carichi sono stati amplificati per il coefficiente di amplificazione dinamica ϕ_3 , considerando un normale livello di manutenzione.

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	32 di 88

CARICHI MOBILI

Treni lm71 e sw2

L1	40	m		
Φ_3	1,083	-	Coefficiente dinamico	
L2	40	m		
Φ_3	1,083	-	Coefficiente dinamico	
<i>Equivalenti flettenti</i>				
campata	L	qlm71*1,1	qlmsw2	
-	m	kN/m	kN/m	
1	40,0	119,1	137,6	
2	40,0	119,1	137,6	
Rb_lm71_P5*f3	5158	kN	Carico verticale su pila lm71	
Rb_sw2_P5*f3	5959	kN	Carico verticale su pila sw2	
lm71+sw2_tot	11117	kN	Carico verticale su pila lm71 + sw2	

7.2.2.3 Forza centrifuga

Calcolo manuale:

<i>Forza centrifuga</i>			
R	350	m	Raggio di curvatura
SW2			
V	75	km/h	
a	1	-	
f	1	-	
Qtk	0		
qtk	19,0	kN/m	
Ry_Centr.Sw2	759,3	kN	<i>Azione Y spiccato</i>
LM71			
caso 1			
V	75	km/h	
a	1,1	-	
f	1	-	
Qtk	34,8	kN	
qtk	11,1	kN/m	
Ry_Centr.lm71	445	kN	<i>Azione Y spiccato</i>

Gli scarichi attesi sono stati confermati dai risultati della modellazione in sap 2000, l'azione centrifuga è stata applicata ad una quota pari a 1.8m dal piano del ferro come carico uniformemente distribuito.

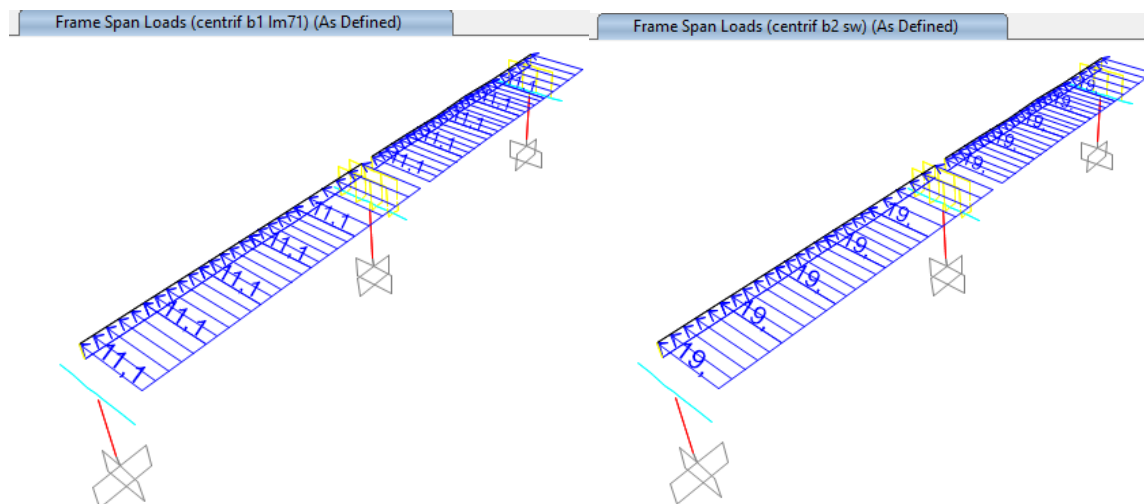


Figura 16 – Applicazione dell'azione centrifuga sul modello di calcolo

7.2.2.4 Serpeggio

Fs_lm71	110	kN
Fs_sw2	100	kN

L'azione di serpeggio è stata applicata al livello del piano del ferro.

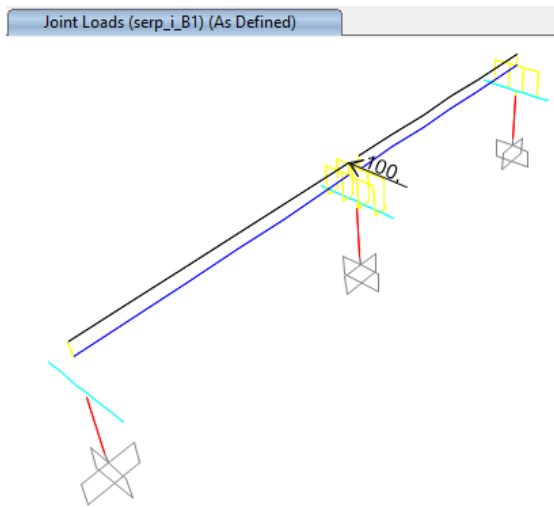


Figura 17 - Applicazione azione da serpeggio

7.2.2.5 Avviamento e Frenatura

Avviamento	33	kN/m	
Q_a	1000,0	kN	
a	1,1	-	
Q_a	1100	kN	Reazione x all'appoggio
Frenatura_SW2	35	kN/m	
L	40	m	
Q_f_sw2	1400	kN	
Frenatura_LM71	20	kN/m	
L	40	m	
Q_f_lm71	800	kN	
a	1,1	-	
Q_f_lm71* a	880	kN	Reazione x all'appoggio
Qa+Qf_max	2500	kN	Reazione x all'appoggio

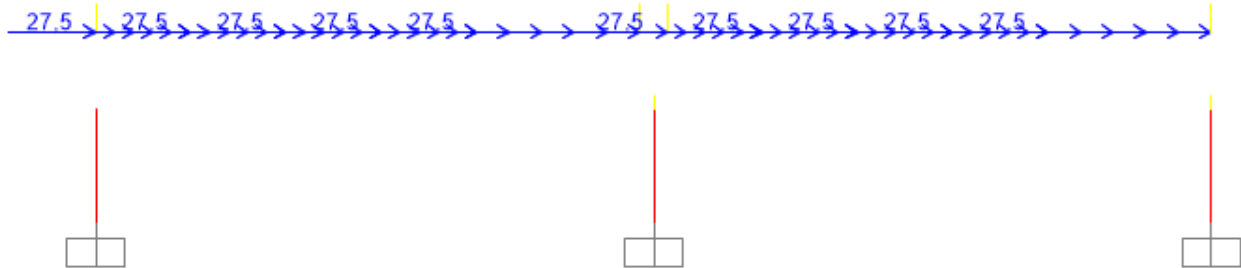
Gli scarichi attesi sono stati confermati dai risultati della modellazione in sap 2000.

L'azione di frenatura ed avviamento è stata applicata come un carico uniformemente distribuito al piano del ferro.

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	35 di 88

Frame Span Loads (F-A_LM71_B1) (As Defined)



Frame Span Loads (F-A_SW2_B1) (As Defined)

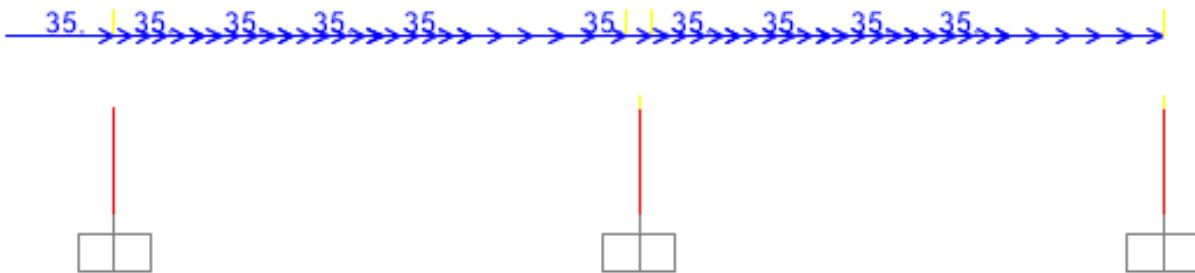
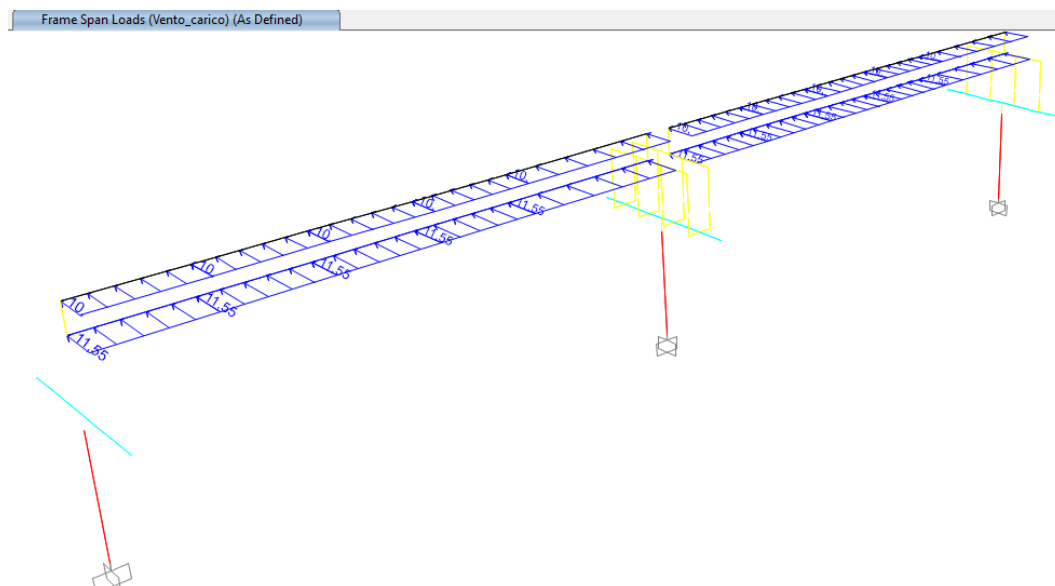


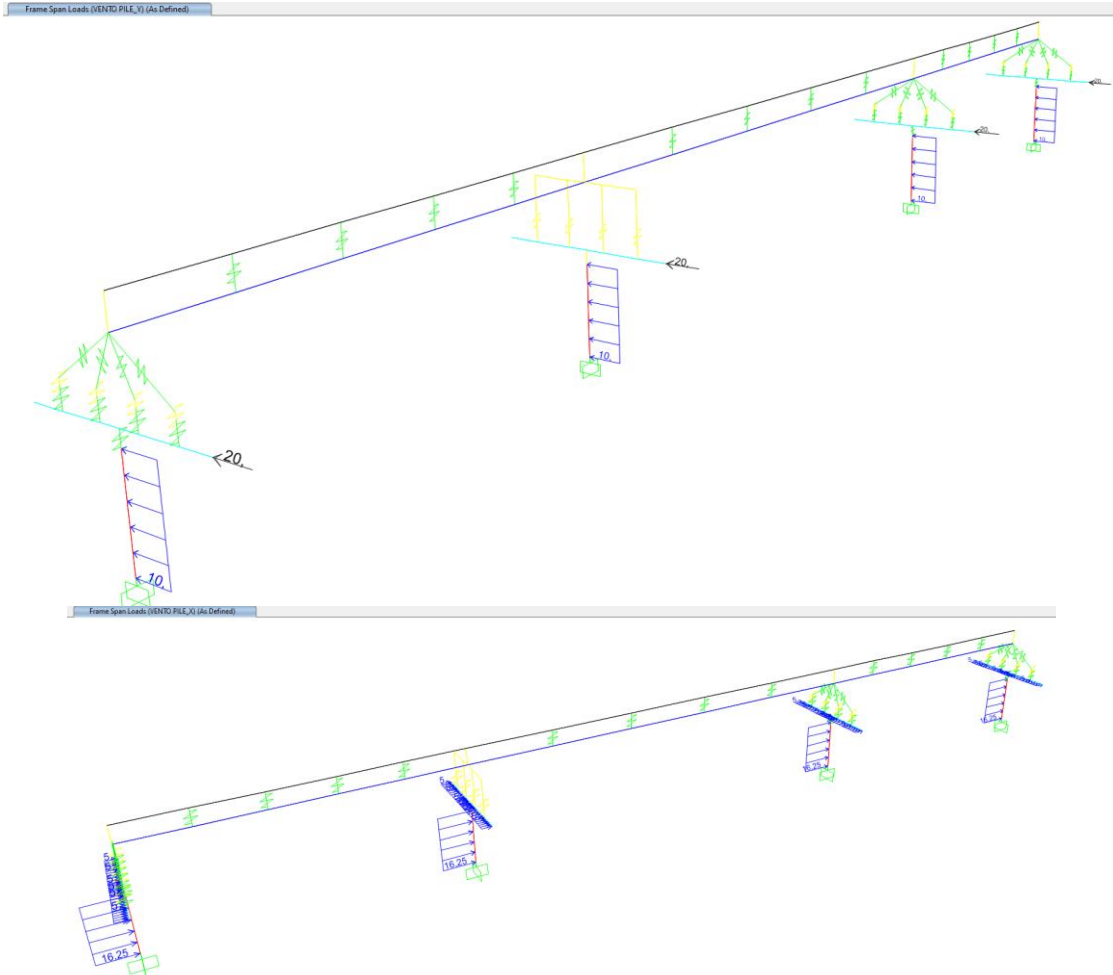
Figura 18 – Applicazione azione di avviamento e frenatura

7.2.2.6 Vento

Vento				
qw	2,5	kN/mq		
h_tot	8,62	m	Altezza impalcato + treno	
q_w/m	21,55	kN/m	Vento al metro su impalcato carico	
Fy_w_P5_impalcato	862	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila	
Mx_w_P5_impalcato base pila	12896	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila	
bx_pila	6,5	m	Larghezza pila	
by_pila	4,0	m	Spessore pila	
Fx_w_P5_pila	141	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila	
Fy_w_P5_pila	87	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila	
My_w_P5_pila base pila	608	kNm	Momento My atteso allo spiccato della pila	
Mx_w_P5_pila base pila	374	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila	
h_Pulvino	2,0	m	Altezza pulvino	
By_Pulvino	4,0	m	Spessore pulvino	
Fx_w_P5_pulvino	64,5	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila	
Fy_w_P5_pulvino	20	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila	
My_w_P5_pulvino base pila	622,4	kNm	Momento My atteso allo spiccato della pila	
Mx_w_P5_pulvino base pila	193	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila	
fY_w_base pila	968,5	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila	
fx_w_base pila	205	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila	
My_w_base pila	1230	kNm	Momento My atteso allo spiccato della pila	
Mx_w_testa pila	13463	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila	

L'azione del vento è stata applicata come un carico uniformemente distribuito alla quota del baricentro del convoglio, alla quota dell'impalcato e sulle sottostrutture.





7.2.3 Gruppi di carico

Gruppi di carico da traffico - Reazione su pila

Carico	Reazioni in testa pila			Coeff.	Gruppo 1			Coeff.	Gruppo 3		
	Fz_P5 kN	F_long_tot kN	F_trasv_tot kN		Fz kN	F_long_tot kN	F_trasv_tot kN		Fz kN	F_long_tot kN	F_trasv_tot kN
-				-				-			
lm71	5158	0	0	1	5158	0	0	1	5158	0	0
su2	5959	0	0	1	5959	0	0	1	5959	0	0
F_frenatura SW2	0	1400	0	0,5	0	700	0	1	0	1400	0
F_avviamento lm71	0	1100	0	0,5	0	550	0	1	0	1100	0
Centrifuga lm71	0	0	445	1	0	0	445	0,5	0	0	223
Centrifuga su2	0	0	759	1	0	0	759	0,5	0	0	380
Serpeggio lm71	0	0	110	1	0	0	110	0,5	0	0	55
Serpeggio su2	0	0	100	1	0	0	100	0,5	0	0	50
TOT					11117	1250	1415	TOT	11117	2500	707

7.2.4 Azioni allo spiccato della pila P15 in combinazione SLU ed SLE

Di seguito si riportano i carichi in combinazione SLU allo spiccato della pila P15.

Tabella 10 – Azioni allo spiccato della pila P15 - Scarichi elementari

	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	kN	kN	-	kNm	kNm
R _{g1+g2_P5}	16000				
R _{sottostrutture_P}	5218				
R _{gruppo 1_P}	11117	1250	1415	14150	24012
R _{gruppo 3_P}	11117	2500	707	28300	12006
R _{vento}		205	969	1230	13463

Tabella 11 – Azioni allo spiccato della pila P15 - Scarichi in combinazione SLU

	Reazioni SLU allo spiccato della pila_ estradosso pinto																								
	SLU_Vert. Max						SLU_Fy_Trasv. Max						SLU_MxTrasv. Max						SLU_Fx e My_Long. Max						
	g_Rvmax	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	g_Rtmax	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	g_Rtmax	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	g_Rtmax	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	
R _{g1+g2_P5}	1,35	21600	0	0	0	0	1,35	21600	0	0	0	0	1,35	21600	0	0	0	0	1,35	21600	0	0	0	0	0
R _{sottostrutture_P}	1,35	7045	0	0	0	0	1,35	7045	0	0	0	0	1,35	7045	0	0	0	0	1,35	7045	0	0	0	0	0
R _{gruppo 1_P}	1,45	16120	1813	2051	20518	34817,8	1,16	12896	1450	1641	22862	37532	1,45	16120	1813	2051	28577	46915	1,45	16120	1813	2051	28577	46915	
R _{gruppo 3_P}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R _{vento}	0,9	0	0	872	0	12116	1,5	0	0	1453	0	20194	0,9	0	0	872	0	12116	0,9	0	185	0	1107	0	
		44764	1813	2923	20518	46934		41540	1450	3094	22862	57726		44764	1813	2923	28577	59031		44764	3810	1026	50202	29506	

I valori massimi di scarico risultano coerenti alle reazioni estratte dal modello agli elementi finiti in sap2000. Di seguito si riporta evidenza del confronto tra i due approcci.

		sap	excel	Δ%
F3max	[kN]	44834	44764	0%
F1max	[kN]	3810	3810	0%
F2max	[kN]	3085	3094	0%
M1max	[kNm]	59029	59031	0%
M2 max	[kNm]	49745	50202	-1%

Di seguito si riportano sinteticamente gli scarichi nelle combinazioni SLE.

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	39 di 88

Tabella 12 – Scarichi allo spiccato pila in combinazione SLE

Reazioni SLE QUASI PERMANENTE allo spiccato della pila_ estradosso plinto																			
SLU_Vert. Max					SLU_Fy_Trasv. Max					SLU_MxTrasv. Max					SLU_Fx e My_Long. Max				
Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm
21218	0	0	0	0	21218	0	0	0	0	21218	0	0	0	0	21218	0	0	0	0
Reazioni SLE RARA allo spiccato della pila_ estradosso plinto																			
SLU_Vert. Max					SLU_Fy_Trasv. Max					SLU_MxTrasv. Max					SLU_Fx e My_Long. Max				
Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm
32452	1250	1996	14150	32090	30205	1000	2100	15814	39410	32452	1250	1996	19767	40511	32452	2623	707	34655	12006
Reazioni SLE FREQUENTE allo spiccato della pila_ estradosso plinto																			
SLU_Vert. Max					SLU_Fy_Trasv. Max					SLU_MxTrasv. Max - Fy_Trasv. Max					SLU_Fx e My_Long. Max				
Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN	kNm	kNm
30205	1000	1132	11320	19210	21218	0	484	0	6731	30205	1000	1132	15814	25947	30205	2000	566	27134	9605

7.2.5 Azioni allo spiccato della pila P15 in combinazione SLV

Le azioni sismiche sono state calcolate con l'analisi lineare statica, verificando la coerenza delle reazioni così calcolate con quelle estratte dal modello di calcolo applicando una analisi con spettro di risposta.

Per le pile si fa riferimento ad un comportamento dissipativo con classe di duttilità bassa, pertanto si assume un fattore di struttura $q = 1.5$ nel piano orizzontale e $q = 1$ con sisma verticale.

SISMA LONGITUDINALE _ SLV X					
nlong	1	-			
ag	0,57	g			
q	1,5	-			
	Mlong,tot	Mlong/nvincoli	Fxlong_slv	Bz	My_long
	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	16000	16000	6080	11,32	68826
Traffico Vert*0.2	2054	2054	780	11,32	9861
Pile*,5	2638	2638	1003	8,65	8672
Pulvini	2580	2580	980	9,65	9461
			Fx_slv	My_slv	96819
			8843		

SISMA TRASVERSALE _ SLV Y e VERTICALE _ SLV Z						
ag,h	0,57	g				
q	1,5	-				
ag,v	0,2	g				
	SISMA TRASVERSALE FY SLV			SISMA VERTICALE FZ SLV		
	Mtrasv,tot	Mtrasv,i	Ftrasv_slv	Fvert_slv	Bz	Mx
	kN	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	16000	16000	6080	3200	13,5	81837
Traffico Vert*0.2	2054	2054	780	411	17,3	13477
1/2*Pila	2638	2638	1003	528	8,7	8672
Pulvino	2580	2580	980	516	9,7	9461
			Fy_slv	Fz_slv		Mx_slv
			8843	4654		113447

Di seguito si riportano le azioni in combinazione sismica SLV trasmesse allo spiccato della pila P15.

COMBINAZIONE	FX	FY	FZ	MX	MY
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMICA X	9343	2794	24838	36435	102479
SISMICA Y	2903	9126	24838	118249	31876
SISMICA Z	2653	2653	28096	34034	29046
SISMICA Z _ FZ min	2653	2653	18787	34034	29046

7.3 Spiccato pila P7

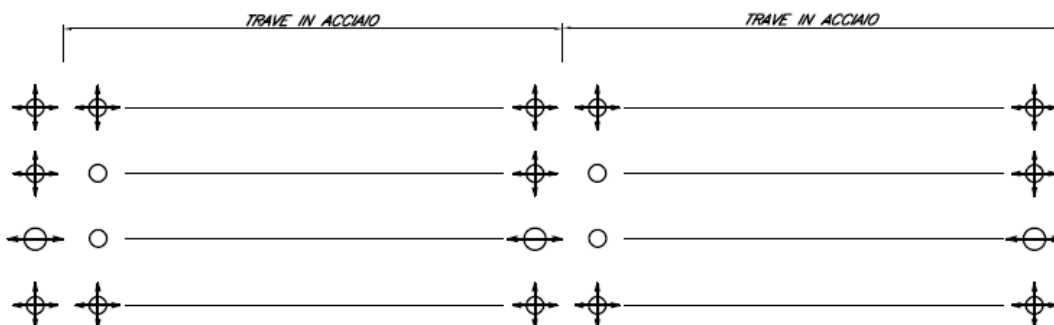
Si riporta di seguito la valutazione delle azioni attese allo spiccato pila in coerenza con i carichi e i metodi esposti in precedenza nel presente documento. Le valutazioni riportate si intendono cautelativamente valide anche per le pile 7-11-12-13, su cui poggiano impalcati a sezione mista acciaio calcestruzzo a 4 travi di luce fino a 30m.

Il foglio di calcolo, validato per gli impalcati di luce 40m tramite il confronto degli scarichi estratti dal modello di calcolo FEM, è stato adottato anche per gli impalcati di luce 30m.

7.3.1.1 Schema di vincolo

Tale schema di vincolo si assume come tipologico per tutti gli impalcati a 4 travi.

-  MULTI
-  UNI - LONGITUDINALE
-  FISSO



7.3.2 Analisi dei carichi

7.3.2.1 Carichi permanenti

Impalcato			
campata	L	q	Q
-	m	kN/m	kN
1	30,12	400	12048
2	30,12	400	12048
		<u>tot</u>	24096
Rb_P15_g1	12048	kN	Reazione verticale su pila
		G1_sottostrutture	5209
Tot. G1_base pila	17257	kN	Peso g1 allo spiccato della pila

7.3.2.2 Carichi da traffico

Per i carichi da traffico si è fatto riferimento agli equivalenti flettenti amplificati per il coefficiente di amplificazione dinamica ϕ_3 .

CARICHI MOBILI				
Treni lm71 e sw2				
L1	30,12	m		
Φ_3	1,138	-		Coefficiente dinamico
L2	30,12	m		
Φ_3	1,138	-		Coefficiente dinamico
<i>Equivalenti flettenti</i>				
campata	L	qlm71*1,1	qlmsw2	
-	m	kN/m	kN/m	
1	30,1	128,2	148,8	
2	30,1	128,2	148,8	
Rb_lm71_P5*f3	4396	kN		Carico verticale su pila lm71
Rb_sw2_P5*f3	5102	kN		Carico verticale su pila sw2
lm71+sw2_tot	9498	kN		Carico verticale su pila lm71 + sw2

7.3.2.3 Forza centrifuga

Forza centrifuga				
R	500	m		Raggio di curvatura
SW2				
V	75	km/h		
a	1	-		
f	1	-		
Qtk	0			
qtk	13,3	kN/m		
Ry_Centr.sw2	400,2	kN		<i>Azione Y spiccato pila</i>
LM71				
caso 1				
V	75	km/h		
a	1,1	-		
f	1	-		
Qtk	24,4	kN		
qtk	7,8	kN/m		
Ry_Centr.lm71	234,8	kN		<i>Azione Y spiccato pila</i>

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	43 di 88

7.3.2.4 Serpeggio

F _{s_lm71}	110	kN
F _{s_sw2}	100	kN

7.3.2.5 Avviamento e Frenatura

Avviamento e frenatura			
Avviamento	33	kN/m	
Q _a	994,0	kN	
a	1,1	-	
Q_a	1093	kN	Reazione x all'appoggio
Frenatura_SW2	35	kN/m	
L	30,12	m	
Q_{f_sw2}	1054,2	kN	
Frenatura_LM71	20	kN/m	
L	30,12	m	
Q _{f_lm71}	602,4	kN	
a	1,1	-	
Q_{f_lm71}* a	662,64	kN	Reazione x all'appoggio
Q_a+Q_{f_max}	2148	kN	Reazione x all'appoggio

7.3.2.6 Vento

Vento			
q _w	2,5	kN/mq	
h _{tot}	8,62	m	Altezza impalcato + treno
q _{w/m}	21,55	kN/m	Vento al metro su impalcato carico
F_{y_w_P5_impalcato}	649	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
M_{x_w_P5_impalcato base pila}	9691	kNm	Momento M _x atteso allo spiccato della pila
b _{x_pila}	6,5	m	Larghezza pila
b _{y_pila}	4,0	m	Spessore pila
F_{x_w_P5_pila}	140	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila
F_{y_w_P5_pila}	86	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
M_{y_w_P5_pila base pila}	604	kNm	Momento M _y atteso allo spiccato della pila
M_{x_w_P5_pila base pila}	372	kNm	Momento M _x atteso allo spiccato della pila
h _{Pulvino}	2,0	m	Altezza pulvino
B _{y_Pulvino}	4,0	m	Spessore pulvino
F_{x_w_P5_pulvino}	64,5	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila
F_{y_w_P5_pulvino}	20	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
M_{y_w_P5_pulvino base pila}	620,5	kNm	Momento M _y atteso allo spiccato della pila
M_{x_w_P5_pulvino base pila}	192,4	kNm	Momento M _x atteso allo spiccato della pila
f_{y_w_base pila}	755,3	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
f_{x_w_base pila}	205	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila
M_{y_w_base pila}	1224	kNm	Momento M _y atteso allo spiccato della pila
M_{x_w_testa pila}	10255	kNm	Momento M _x atteso allo spiccato della pila

7.3.3 Gruppi di carico da traffico

Gruppi di carico da traffico _ Reazione su pila

Carico	Reazioni in testa pila			Coeff.	Gruppo 1			Coeff.	Gruppo 3		
	Fz	F_long_tot	F_trasv_tot		Fz	F_long_tot	F_trasv_tot		Fz	F_long_tot	F_trasv_tot
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN
<i>lm71</i>	4396	0	0	1	4396	0	0	1	4396	0	0
<i>sw2</i>	5102	0	0	1	5102	0	0	1	5102	0	0
<i>F_frenatura SW2</i>	0	1054,2	0	0,5	0	527	0	1	0	1054	0
<i>F_avviamento lm71</i>	0	1093	0	0,5	0	547	0	1	0	1093	0
<i>Centrifuga lm71</i>	0	0	235	1	0	0	235	0,5	0	0	117
<i>Centrifuga sw2</i>	0	0	400	1	0	0	400	0,5	0	0	200
<i>Serpeggio lm71</i>	0	0	110	1	0	0	110	0,5	0	0	55
<i>Serpeggio sw2</i>	0	0	100	1	0	0	100	0,5	0	0	50
TOT					9498	1074	845	TOT	9498	2148	423

7.3.4 Azioni allo spiccato della pila P7 in combinazione SLU ed SLE

Di seguito si riportano i carichi in combinazione SLU allo spiccato della pila P7.

Tabella 13 – Azioni allo spiccato della pila P7 - Scarichi elementari

	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	kN	kN	-	kNm	kNm
<i>Rg1+g2_P5</i>	12048				
<i>R_sottostrutture_P</i>	5209				
<i>R_gruppo 1_P</i>	9498	1074	845	12123	14148
<i>R_gruppo 3_P</i>	9498	2148	423	24246	7074
<i>R_vento</i>		205	755	1224	10255

Tabella 14 – Azioni allo spiccato della pila P7 - Scarichi in combinazione SLU ed SLE

Reazioni SLU allo spiccato della pila_ estradosso plinto																														
g_Rvmax	SLU_Vert. Max						g_Rtmax	SLU_Fy_Trasv. Max						g_Rtmax	SLU_MxTrasv. Max						g_Rlmax	SLU_Fx e My_Long. Max								
	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz		Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long		Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv		My_long	Mx_trasv							
-							-						-						-											
Rg1+g2_P5	1,35	16265	0	0	0	0	1,35	16265	0	0	0	0	1,35	16265	0	0	0	0	1,35	16265	0	0	0	0	1,35	16265	0	0	0	0
Rottostrutture_P	1,35	7032					1,35	7032	0	0	0	0	1,35	7032	0	0	0	0	1,35	7032	0	0	0	0	1,35	7032	0	0	0	0
R_gruppo 1_P	1,45	13773	1557	1225	17578	20514,6	1,16	11018	1246	980	19572	24698	1,45	13773	1557	1225	24464,649	30872												
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,45	13773	3114	613	42043							
R_vento	0,9	0	0	680	0	9229	1,5	0	0	1133	0	15382	0,9	0	0	680	0	9229,29838	0,9	0	184	0	1102	0						
		37070	1557	1905	17578	29744		34315	1246	2113	19572	40080		37070	1557	1905	24465	40102		37070	3298	613	43145		20615					

Reazioni SLE QUASI PERMANENTE allo spiccato della pila_ estradosso plinto																														
g_Rvmax	SLE_Vert. Max						g_Rtmax	SLE_Fy_Trasv. Max						g_Rtmax	SLE_MxTrasv. Max						g_Rlmax	SLE_Fx e My_Long. Max								
	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz		Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long		Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv		My_long	Mx_trasv							
-							-						-						-											
Rg1+g2_P5	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0
Rottostrutture_P	1	5209					1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0
R_gruppo 1_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		17257	0	0	0	0		17257	0	0	0	0		17257	0	0	0	0		17257	0	0	0	0		17257	0	0	0	0

Reazioni SLE RARA allo spiccato della pila_ estradosso plinto																														
g_Rvmax	SLE_Vert. Max						g_Rtmax	SLE_Fy_Trasv. Max						g_Rtmax	SLE_MxTrasv. Max						g_Rlmax	SLE_Fx e My_Long. Max								
	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz		Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long		Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv		My_long	Mx_trasv							
-							-						-						-											
Rg1+g2_P5	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0
Rottostrutture_P	1	5209					1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0
R_gruppo 1_P	1	9498	1074	845	12123	14148	0,8	7599	859	676	13498	17033	1	9498	1074	845	16872,1717	21291	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9498	2148	423	28995							
R_vento	0,6	0	0	453	0	6153	1	0	0	755	0	10255	0,6	0	0	453	0	6152,86559	0,6	0	123	0	735	0						
		26756	1074	1298	12123	20301		24856	859	1431	13498	27288		26756	1074	1298	16872	27444		26756	2270	423	29730		14217					

Reazioni SLE FREQUENTE allo spiccato della pila_ estradosso plinto																														
g_Rvmax	SLE_Vert. Max						g_Rtmax	SLE_Fy_Trasv. Max						g_Rtmax	SLE_MxTrasv. Max - Fy_Trasv. Max						g_Rlmax	SLE_Fx e My_Long. Max								
	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz		Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long		Ry_trasv	My_long	Mx_trasv	Rz	Rx_long	Ry_trasv		My_long	Mx_trasv							
-							-						-						-											
Rg1+g2_P5	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0	1	12048	0	0	0	0
Rottostrutture_P	1	5209					1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0	1	5209	0	0	0	0
R_gruppo 1_P	0,8	7599	859	676	9698	11318	0	0	0	0	0	0	0,8	7599	859	676	13497,7374	17033	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,8	7599	1718	338	23196							
R_vento	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	378	0	5127	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		24856	859	676	9698	11318		17257	0	378	0	5127		24856	859	676	13498	17033		24856	1718	338	23196		11374					

7.3.5 Azioni allo spiccatto della pila P7 in combinazione SLV

Le azioni sismiche sono state calcolate con l'analisi lineare statica, verificando la coerenza delle reazioni così calcolate con quelle estratte dal modello di calcolo applicando una analisi con spettro di risposta.

Per le pile si fa riferimento ad un comportamento dissipativo con classe di duttilità bassa, pertanto si assume un fattore di struttura $q = 1.5$ nel piano orizzontale e $q = 1$ con sisma verticale.

SISMA LONGITUDINALE _ SLV X

nlong	1	-			
ag	0,57	g			
q	1,5	-			
	Mlong,tot	long/nvinc	Fxlong_slv	Bz	My_long
	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	12048	12048	4578	11,29	51688
Traffico Vert*0.2	1669	1669	634	11,29	7993
Pile*,5	2629	2629	999	8,62	8612
Pulvini	2580	2580	980	9,62	9431
			Fx_slv	My_slv	77725
			7192		

SISMA TRASVERSALE _ SLV Y e VERTICALE _ SLV Z

ag,h	0,57	g				
q	1,5	-				
ag,v	0,2	g				
	Mtrasv,tot	Mtrasv,i	Ftrasv_slv	Fvert_slv	Bz	Mx
	kN	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	12048	12048	4578	2409,6	13,4	61486
Traffico Vert*0.2	1669	1669	634	334	17,2	10932
1/2*Pila	2629	2629	999	525,82	8,6	8612
Pulvino	2580	2580	980	516	9,6	9431
			Fy_slv	Fz_slv		Mx_slv
			7192	3785		90461

COMBINAZIONE	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kNm	MY kNm	
SISMICA X	7621	2242	20292	28553	82574	G1+G2+Ex+0,3Ey+0,3Ez+0,2frenatura+0,5*0,2*(cfg+serp)
SISMICA Y	2372	7361	20292	93290	25742	G1+G2+0,3Ex+Ey+0,3Ez+0,2*0,5frenatura+0,2*(cfg+serp)
SISMICA Z	2158	2158	22942	27138	23317	G1+G2+0,3Ex+0,3Ey+Ez
SISMICA Z _ Fz min	2158	2158	15372	27138	23317	G1+G2+0,3Ex+0,3Ey-Ez

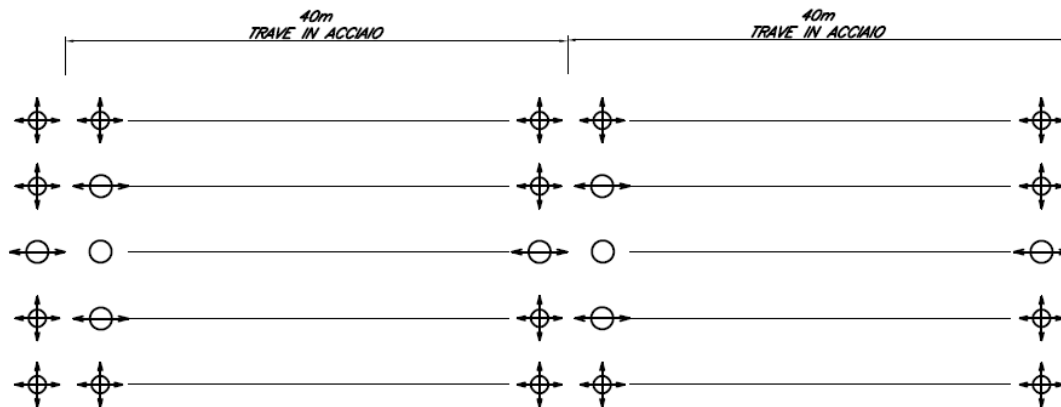
7.4 Spiccato pila P19

Si riporta di seguito la valutazione delle azioni attese allo spiccato pila in coerenza con i carichi e i metodi esposti in precedenza nel presente documento. Le valutazioni riportate si intendono cautelativamente valide anche per le pile 16-17-18-20, per analogia dello schema statico degli impalcati, su cui poggiano impalcati di luce 40m con larghezza della soletta maggiore di 13.7m. Dalla pila 18, l'allargamento della soletta rende necessario passare da un impalcato a 4 travi ad un impalcato a 5 travi divergenti.

Il foglio di calcolo, validato tramite il confronto degli scarichi estratti dal modello di calcolo FEM per gli impalcati di luce 40m e larghezza della soletta pari a 13.7m, è stato adottato anche per gli impalcati di luce 40m con larghezza della soletta 17.08m a 5 travi.

7.4.1.1 Schema di vincolo

Tale schema di vincolo si assume come tipico per tutti gli impalcati semplicemente appoggiati con 5 travi.



7.4.2 Analisi dei carichi

7.4.2.1 Carichi permanenti

Nel caso in esame i pesi permanenti dell'impalcato sono stati maggiorati considerando una larghezza della soletta di 17.08m, in luogo di 13.7m caratteristica degli impalcato finora analizzati.

Impalcato				
campata	L	q	Q	
-	m	kN/m	kN	
1	40	485	19400	
2	40	485	19400	
		tot	38800	
Rb_P15_g1	19400	kN	Reazione verticale su pila	
Geometria sottostrutture				
γ	25	kN/mc		
	H	B	S	P
	m	m	m	kN
Pulvino	2	20,4	4	4080
Pila	8,55		17,6	3762,0
			G1_sottostrutture	7842
Tot. G1_base pila	27242	kN	Peso g1 allo spiccato della pila	

7.4.2.2 Carichi da traffico

Per i carichi da traffico si è fatto riferimento agli equivalenti flettenti amplificati per il coefficiente di amplificazione dinamica ϕ_3 .

Treni lm71 e sw2			
L1	40	m	
Φ_3	1,083	-	Coefficiente dinamico
L2	40	m	
Φ_3	1,083	-	Coefficiente dinamico
<i>Equivalenti flettenti</i>			
campata	L	qlm71*1,1	qlmsw2
-	m	kN/m	kN/m
1	40,0	119,1	137,6
2	40,0	119,1	137,6
Rb_lm71_P5*f3	5158	kN	Carico verticale su pila lm71
Rb_sw2_P5*f3	5959	kN	Carico verticale su pila sw2
lm71+sw2_tot	11117	kN	Carico verticale su pila lm71 + sw2

7.4.2.3 Forza centrifuga

R	350	m	Raggio di curvatura
SW2			
V	75	km/h	
a	1	-	
f	1	-	
Qtk	0		
qtk	19,0	kN/m	
Ry_Centr.Sw2	759,3	kN	<i>Azione Y spiccato pila</i>
LM71			
caso 1			
V	75	km/h	
a	1,1	-	
f	1	-	
Qtk	34,8	kN	
qtk	11,1	kN/m	
Ry_Centr.lm71	445	kN	<i>Azione Y spiccato pila</i>

Relazione tecnico-descrittiva

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12	R09	RGVI0100001	A	50 di 88

7.4.2.4 Serpeggio

Fs_lm71	110	kN
Fs_sw2	100	kN

7.4.2.5 Avviamento e Frenatura

Avviamento	33	kN/m	
Q_a	1000,0	kN	
a	1,1	-	
Q_a	1100	kN	Reazione x all'appoggio
Frenatura_SW2	35	kN/m	
L	40	m	
Q_f_sw2	1400	kN	
Frenatura_LM71	20	kN/m	
L	40	m	
Q_f_lm71	800	kN	
a	1,1	-	
Q_f_lm71* a	880	kN	Reazione x all'appoggio
Qa+Qf_max	2500	kN	Reazione x all'appoggio

7.4.2.6 Vento

Vento			
qw	2,5	kN/mq	
h_tot	8,62	m	Altezza impalcato + treno
q_w/m	21,55	kN/m	Vento al metro su impalcato carico
Fy_w_P5_impalcato	862	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
Mx_w_P5_impalcato base pila	12809	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila
bx_pila	9,9	m	Larghezza pila
by_pila	4,0	m	Spessore pila
Fx_w_P5_pila	211	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila
Fy_w_P5_pila	86	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
My_w_P5_pila base pila	903	kNm	Momento My atteso allo spiccato della pila
Mx_w_P5_pila base pila	366	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila
h_Pulvino	2,0	m	Altezza pulvino
Bx_Pulvino	20,4	m	Larghezza pulvino
By_Pulvino	4,0	m	Spessore pulvino
Fx_w_P5_pulvino	102	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila
Fy_w_P5_pulvino	20	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
My_w_P5_pulvino base pila	974,1	kNm	Momento My atteso allo spiccato della pila
Mx_w_P5_pulvino base pila	191	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila
fY_w_base pila	967,5	kN	Reazione y attesa allo spiccato della pila
fx_w_base pila	313	kN	Reazione x attesa allo spiccato della pila
My_w_base pila	1877	kNm	Momento My atteso allo spiccato della pila
Mx_w_testa pila	13366	kNm	Momento Mx atteso allo spiccato della pila

7.4.3 Gruppi di carico da traffico

Gruppi di carico da traffico – Reazione su pila

Carico	Reazioni in testa pila			Coeff.	Gruppo 1			Coeff.	Gruppo 3		
	Fz_P5	F_long_tot	F_trasv_tot		Fz	F_long_tot	F_trasv_tot		Fz	F_long_tot	F_trasv_tot
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN
<i>lm71</i>	5158	0	0	1	5158	0	0	1	5158	0	0
<i>sw2</i>	5959	0	0	1	5959	0	0	1	5959	0	0
<i>F_frenatura SW2</i>	0	1400	0	0,5	0	700	0	1	0	1400	0
<i>F_avviamento lm71</i>	0	1100	0	0,5	0	550	0	1	0	1100	0
<i>Centrifuga lm71</i>	0	0	445	1	0	0	445	0,5	0	0	223
<i>Centrifuga sw2</i>	0	0	759	1	0	0	759	0,5	0	0	380
<i>Serpeggio lm71</i>	0	0	110	1	0	0	110	0,5	0	0	55
<i>Serpeggio sw2</i>	0	0	100	1	0	0	100	0,5	0	0	50
TOT					11117	1250	1415	TOT	11117	2500	707

7.4.4 Azioni allo spiccato della pila P19 in combinazione SLU ed SLE

Di seguito si riportano i carichi in combinazione SLU allo spiccato della pila P19.

Tabella 15 – Azioni allo spiccato della pila P19 - Scarichi elementari

	Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	kN	kN	-	kNm	kNm
<i>Rg1+g2_P5</i>	19400				
<i>R_sottostruttura_P</i>	7842				
<i>R_gruppo 1_P</i>	11117	1250	1415	14025	23871
<i>R_gruppo 3_P</i>	11117	2500	707	28050	11935
<i>R_vento</i>		313	968	1877	13366

Tabella 16 – Azioni allo spiccato della pila P19 - Scarichi in combinazione SLU ed SLE

Reazioni SLU allo spiccato della pila_ estradosso plinto																											
g	Rvmax	SLU_Vert. Max					g	Rtmax	SLU_Fy_Trasv. Max					g	Rtmax	SLU_MxTrasv. Max					g	Rlmax	SLU_Fx e My_Long. Max				
		Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm			
Rg1+g2_P5	1,35	26190	0	0	0	0	1,35	26190	0	0	0	0	1,35	26190	0	0	0	0	1,35	26190	0	0	0	0	0		
R_sottostruttura_P	1,35	10587			0	0	1,35	10587	0	0	0	0	1,35	10587	0	0	0	0	1,35	10587	0	0	0	0	0		
R_gruppo 1_P	1,45	16120	1813	2051	20336	34612,7	1,16	12896	1450	1641	22717	37368	1,45	16120	1813	2051	28396,0348	46710									
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,45	16120	3625	1026	48732	29403			
R_vento	0,9	0	0	871	0	12029	1,5	0	0	1451	0	20049	0,9	0	0	871	0	12029	0,9	0	282	0	1689	0			
		52896	1813	2922	20336	46642		49672	1450	3092	22717	57416		52896	1813	2922	28396	58739		52896	3907	1026	50422	29403			
Reazioni SLE QUASI PERMANENTE allo spiccato della pila_ estradosso plinto																											
g	Rvmax	SLE_Vert. Max					g	Rtmax	SLE_Fy_Trasv. Max					g	Rtmax	SLE_MxTrasv. Max					g	Rlmax	SLE_Fx e My_Long. Max				
		Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm			
Rg1+g2_P5	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	0		
R_sottostruttura_P	1	7842			0	0	1	7842	0	0	0	0	1	7842	0	0	0	0	1	7842	0	0	0	0	0		
R_gruppo 1_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
R_vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		27242	0	0	0	0		27242	0	0	0	0		27242	0	0	0	0		27242	0	0	0	0	0		
Reazioni SLE RARA allo spiccato della pila_ estradosso plinto																											
g	Rvmax	SLE_Vert. Max					g	Rtmax	SLE_Fy_Trasv. Max					g	Rtmax	SLE_MxTrasv. Max					g	Rlmax	SLE_Fx e My_Long. Max				
		Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm			
Rg1+g2_P5	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	0		
R_sottostruttura_P	1	7842			0	0	1	7842	0	0	0	0	1	7842	0	0	0	0	1	7842	0	0	0	0	0		
R_gruppo 1_P	1	11117	1250	1415	14025	23871	0,8	8894	1000	1132	15667	25771	1	11117	1250	1415	19583,4723	32214	0	0	0	0	0	0			
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	11117	2500	707	33608	20278			
R_vento	0,6	0	0	581	0	8019	1	0	0	968	0	13366	0,6	0	0	581	0	8019	0,6	0	188	0	1126	0			
		38359	1250	1995	14025	31890		36136	1000	2099	15667	39137		38359	1250	1995	19583	40233		38359	2688	707	34735	20278			
Reazioni SLE FREQUENTE allo spiccato della pila_ estradosso plinto																											
g	Rvmax	SLE_Vert. Max					g	Rtmax	SLE_Fy_Trasv. Max					g	Rtmax	SLE_MxTrasv. Max					g	Rlmax	SLE_Fx e My_Long. Max				
		Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv			Rz	Rx_long	Ry_trasv	My_long	Mx_trasv
	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm	-	kN	kN	kN	kNm	kNm			
Rg1+g2_P5	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	1	19400	0	0	0	0	0		
R_sottostruttura_P	1	7842			0	0	1	7842	0	0	0	0	1	7842	0	0	0	0	1	7842	0	0	0	0	0		
R_gruppo 1_P	0,8	8894	1000	1132	11220	19097	0	0	0	0	0	0	0,8	8894	1000	1132	15666,7778	25771	0	0	0	0	0	0			
R_gruppo 3_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,8	8894	2000	566	26887	16222			
R_vento	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	484	0	6683	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
		36136	1000	1132	11220	19097		27242	0	484	0	6683		36136	1000	1132	15667	25771		36136	2000	566	26887	16222			

7.4.5 Azioni allo spicco della pila P19 in combinazione SLV

Le azioni sismiche sono state calcolate con l'analisi lineare statica, verificando la coerenza delle reazioni così calcolate con quelle estratte dal modello di calcolo applicando una analisi con spettro di risposta.

Per le pile si fa riferimento ad un comportamento dissipativo con classe di duttilità bassa, pertanto si assume un fattore di struttura $q = 1.5$ nel piano orizzontale e $q = 1$ con sisma verticale.

SISMA LONGITUDINALE _ SLV X

nlong	1	-			
ag	0,57	g			
q	1,5	-			
	Mlong,tot	Mlong/nvincoli	Fxlong_slv	Bz	My_long
	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	19400	19400	7372	11,22	82714
Traffico Vert*0.2	2054	2054	780	11,22	9783
Pile*,5	1881	1881	715	8,55	6111
Pulvini	4080	4080	1550	9,55	14806
		Fx_slv	10418	My_slv	113414

SISMA TRASVERSALE _ SLV Y e VERTICALE _ SLV Z

ag,h	0,57	g				
q	1,5	-				
ag,v	0,2	g				
	SISMA TRASVERSALE FY SLV		SISMA VERTICALE FZ SI			
	Mtrasv,tot	Mtrasv,i	Ftrasv_slv	Fvert_slv	Bz	Mx
	kN	kN	kN	kN	m	kNm
Impalcato	19400	19400	7372	3880	13,4	98490
Traffico Vert*0.2	2054	2054	780	411	17,2	13399
1/2*Pila	1881	1881	715	376	8,6	6111
Pulvino	4080	4080	1550	816	9,6	14806
			Fy_slv	Fz_slv		Mx_slv
			10418	5483		132807

COMBINAZIONE	FX	FY	FZ	MX	MY	
	kN	kN	kN	kNm	kNm	
SISMICA X	10918	3267	31110	42229	119024	G1+G2+Ex+0,3Ey+0,3Ez+0,2frenatura+0,5*0,2*(cfg
SISMICA Y	3375	10700	31110	137581	36829	G1+G2+0,3Ex+Ey+0,3Ez+0,2*0,5frenatura+0,2*(cfg
SISMICA Z	3125	3125	34948	39842	34024	G1+G2+0,3Ex+0,3Ey+Ez
SISMICA Z _ Fz min	3125	3125	23982	39842	34024	G1+G2+0,3Ex+0,3Ey-Ez

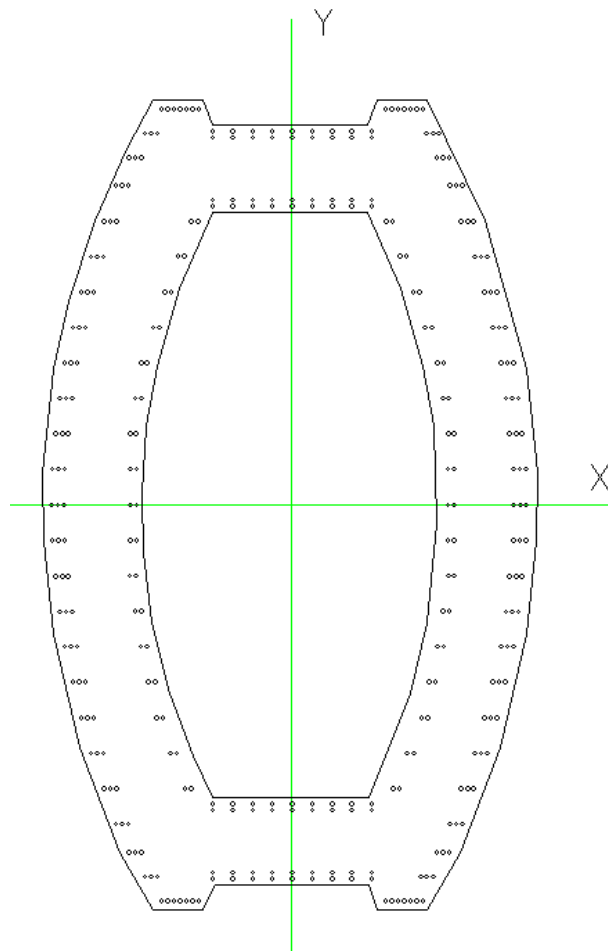
8 PREDIMENSIONAMENTO PILE

8.1 Predimensionamento pile dalla n.1 alla n.15

8.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione relative alle sezioni di spiccatto delle pile. Le verifiche sono state effettuate con l'ausilio del software VCA slu. Nella presente fase progettuale, la sezione è stata considerata costante per tutti i casi fino alla pila 15, rimandando alle fasi successive eventuali ottimizzazioni dell'armatura.

Si adotta un calcestruzzo C35/45 armato con barre $\phi 30$. La geometria e la disposizione delle armature considerata è riportata nella figura seguente.



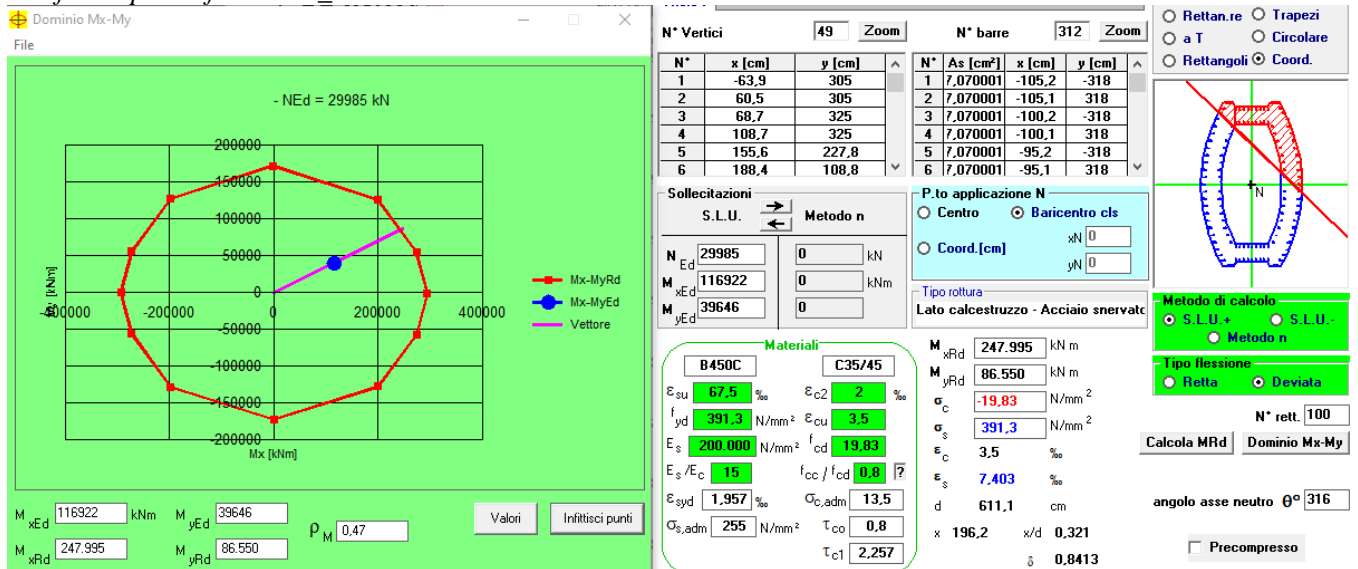
Per il dimensionamento delle pile fino alla 15 si è fatto riferimento alle azioni trasmesse dalle diverse tipologie di impalcato considerando le combinazioni con M_y max, M_x max, F_z max, F_z min più significative.

Pila P5	Impalcato continuo		
COMBINAZIONE	FZ	MX	MY
	kN	kNm	kNm
SISMICA X	32497	35807	127377
SISMICA Y	29985	116922	39646
SISMICA Z _ Fz min	20987	33982	36063
SLU_Fz_max	50233	36736	-50836

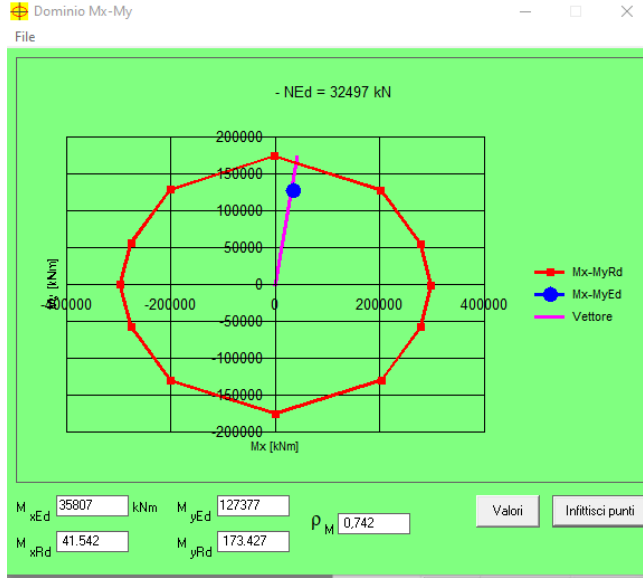
Pila P15			
	40	m	
COMBINAZIONE	FZ	MX	MY
	kN	kNm	kNm
SISMICA X	24838	36435	102479
SISMICA Y	24838	118249	31876
SISMICA Z _ Fz min	18787	34034	29046
SLU_Fz_max	44764	46934	20518

Pila P7			
	30	m	
COMBINAZIONE	FZ	MX	MY
	kN	kNm	kNm
SISMICA X	20292	28553	82574
SISMICA Y	20292	93290	25742
SISMICA Z	22942	27138	23317
SISMICA Z _ Fz min	15372	27138	23317
SLU_zmax	37070	29744	17578

Verifica a pressoflessione - Mx max SLV Pila 5



Verifica a pressoflessione *My max SLV Pila 5*



Intolo:

N° Vertici: 49 Zoom N° barre: 312 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-63.9	305	1	7,070001	-105.2	-318
2	60.5	305	2	7,070001	-105.1	318
3	68.7	325	3	7,070001	-100.2	-318
4	108.7	325	4	7,070001	-100.1	318
5	155.6	227.8	5	7,070001	-95.2	-318
6	188.4	108.8	6	7,070001	-95.1	318

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 32497 0 kN
M_{xEd} 35807 0 kNm
M_{yEd} 127377 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 41.542 kNm
M_{yRd} 173.426 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_s 3.5 ‰
ε_s 9.982 ‰
d 393.2 cm
x 102.1 x/d 0.2596
δ 0.7645

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

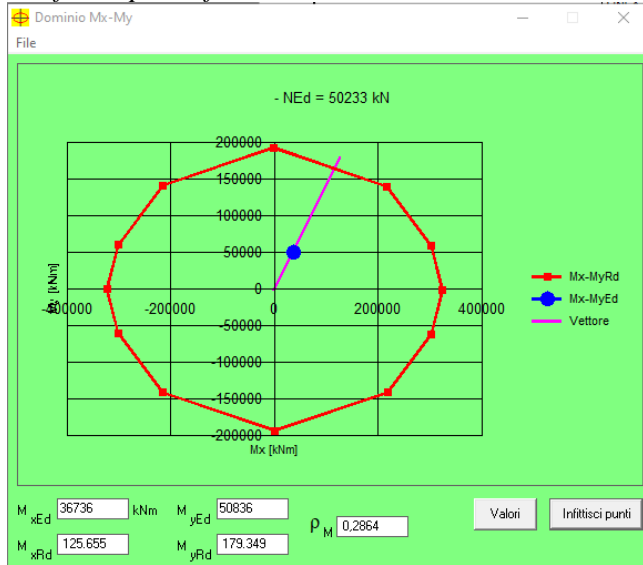
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 274

Precompresso

Verifica a pressoflessione *F3 max SLU Pila 5*



Intolo:

N° Vertici: 49 Zoom N° barre: 312 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-63.9	305	1	7,070001	-105.2	-318
2	60.5	305	2	7,070001	-105.1	318
3	68.7	325	3	7,070001	-100.2	-318
4	108.7	325	4	7,070001	-100.1	318
5	155.6	227.8	5	7,070001	-95.2	-318
6	188.4	108.8	6	7,070001	-95.1	318

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 50233 0 kN
M_{xEd} 36736 0 kNm
M_{yEd} 50836 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 125.655 kNm
M_{yRd} 179.349 kNm
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_s 3.5 ‰
ε_s 7.252 ‰
d 415.1 cm
x 135.1 x/d 0.3255
δ 0.8469

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

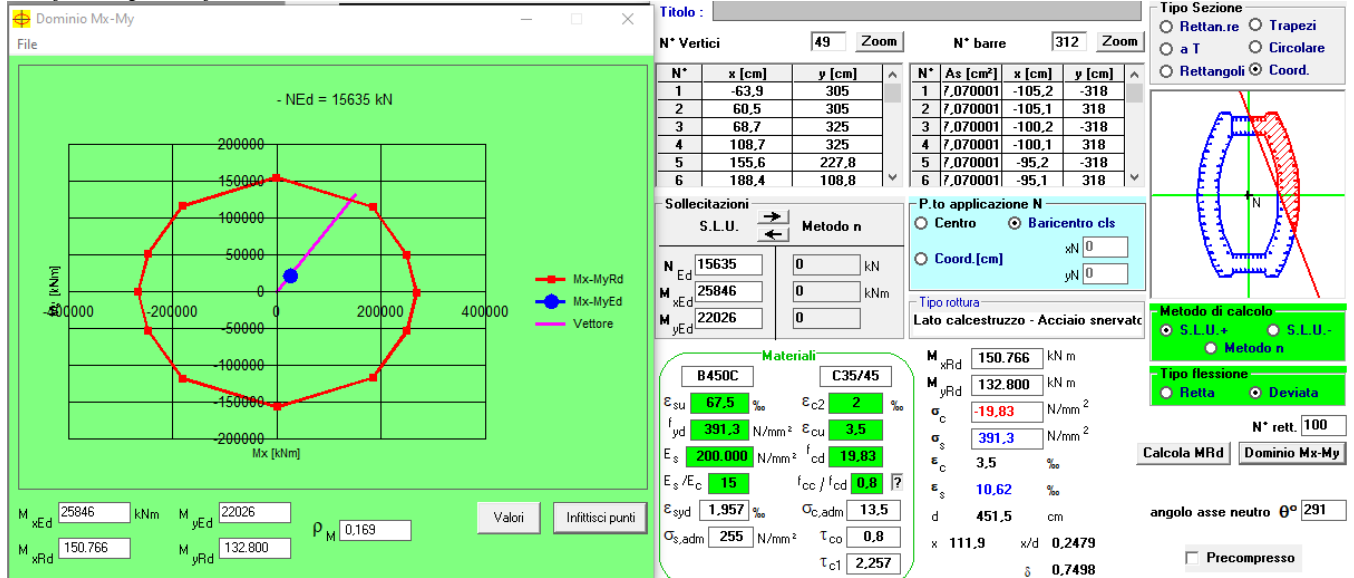
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 284

Precompresso

Verifica a pressoflessione F3 min Pila 7



In conformità alle prescrizioni del capitolo 7.9.5.1 delle NTC 2018 si è verificato anche che la domanda a compressione non superi il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Ned,slu max	50233	kN
Acls_pila	12,2	m ²
σcls	4,1	Mpa
fcd	19,8	MPa
0,65*fcd	12,9	MPa
σc < 0,65fcd	VERO	-

8.1.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio allo spiccato pila viene svolta nel rispetto della gerarchia delle resistenze e della progettazione in capacità in conformità con le eq. 7.9.10a e 7.9.10b delle NTC2018, calcolando l'azione sollecitante a partire dal momento resistente Mrd.

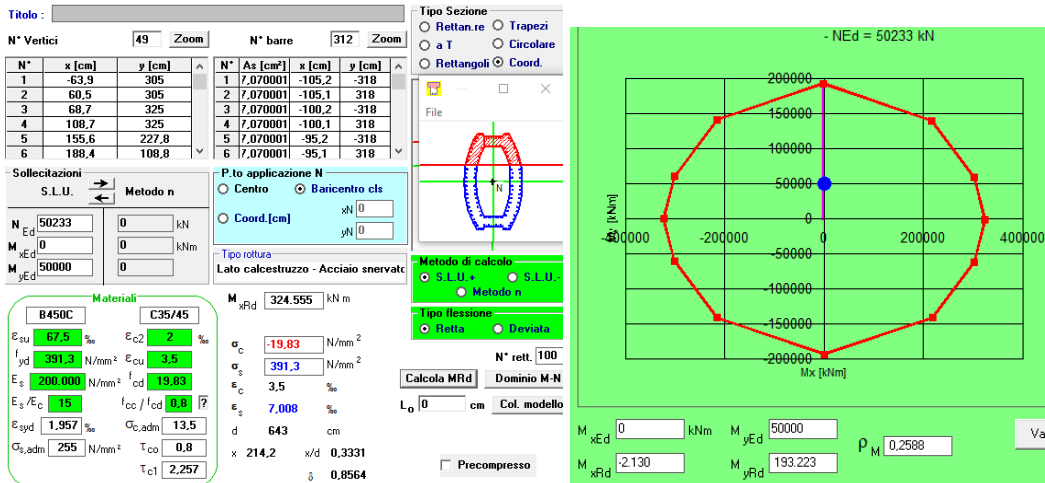
$$V_{ed} = \gamma_{bd} * V_{prc}$$

$$V_{prc} = M_{rd} / L_p$$

Dove:

- L_p lunghezza pila a mensola
- $\gamma_{bd} = 1 \leq 2.25 - q * (V_{ed} / V_{prc}) \leq 1.25$

Per il calcolo del momento resistente si fa riferimento alla pila 5 che presenta lo sforzo normale massimo in combinazione SLU (come indicato al §7.9.5.1.1 NTC2018). Nella presente fase progettuale, la sezione oggetto di verifica è stata considerata costante per tutti i casi fino alla pila 15, rimandando alle fasi successive eventuali ottimizzazioni dell'armatura.



$$M_{rd,x} = 324\,555 \text{ kNm}$$

$$M_{rd,y} = 193\,223 \text{ kNm}$$

$$L_p = 6.8 \text{ m}$$

q	1,5	-
Mrd,x	324555	kNm
Vprc,y	47729	kN
Ved,slv,y	10227	kN
γ_{bd}	1,25	-
Ved,y=γ_{bd}*Vprc	59661	kN
Ved,slv,y_q=1	15218	kN
q	1,5	-
Mrd,y	193223	kNm
Vprc,x	28415	kN
Ved,slv,x	13940	kN
γ_{bd}	1,25	-
Ved,x=γ_{bd}*Vprc	35519	kN
Ved,slv,x_q=1	20532	kN

In entrambe le direzioni il taglio calcolato con la progettazione in capacità è maggiore del taglio con $q=1$, pertanto si fa riferimento all'azione tagliante calcolata con spettro di risposta elastico essendo la massima prevedibile.

Taglio X

In direzione x si considerano resistenti le due aree campite nella figura che segue, nelle quali si prevedono staffe $\phi 24/100 + 1$ spilla $\phi 24/100$

SEZIONE RETTANGOLARE

RESISTENZA A TAGLIO

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

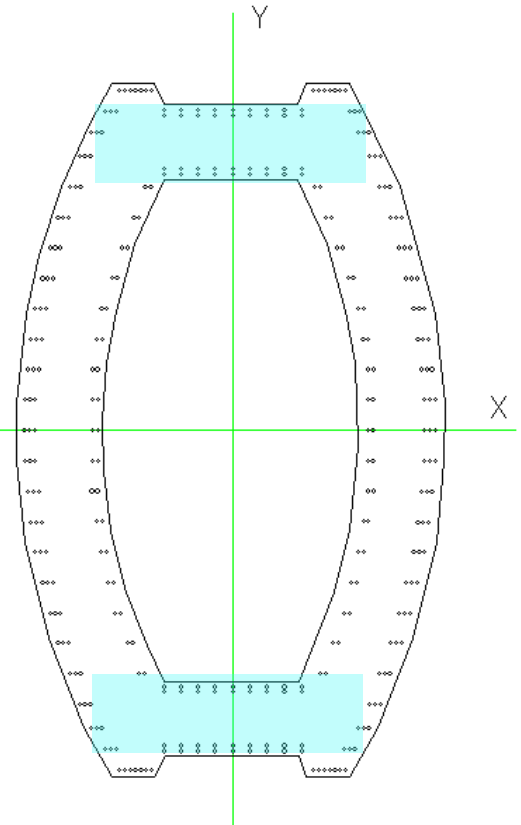
larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	2437
altezza utile sezione	d	[mm]	2387
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	0
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,000
	k		1,289
	v_{min}	[MPa]	0,313
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	2,81
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	37
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1403
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	10266

non verificato

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	2437
altezza utile sezione	d	[mm]	2387
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		3
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	24
interasse armature trasversali	s	[mm]	100
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	1357
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	374
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	21,2
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1,0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	2,81
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1,13
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	10902
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	10,6
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	10300
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	10300
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	10266

verificato



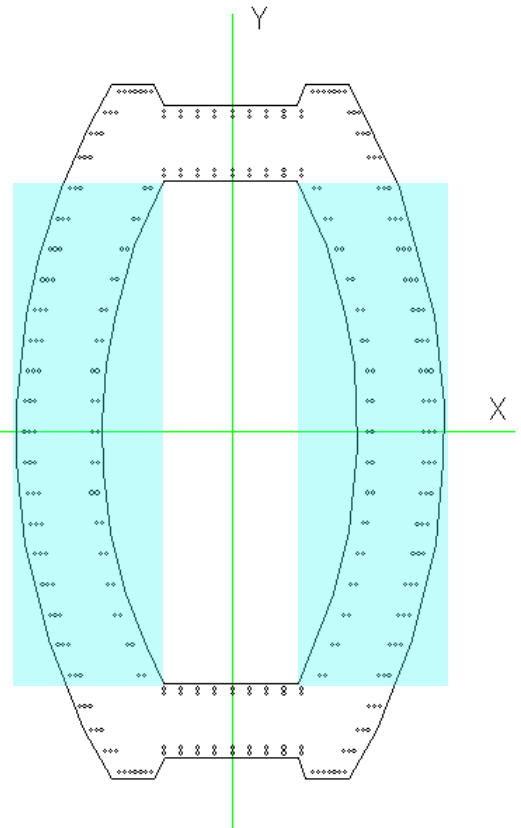
La verifica è stata svolta ripartendo il taglio tra le due, pertanto $V_{rd} = 10300 \cdot 2 = 20600 \text{ kN} > 20532 \text{ kN}$.

Taglio Y

Per il taglio in direzione y si considerano resistenti le due pareti (in azzurro) con sviluppo principale parallelo alla direzione y con staffe ϕ 20/100.

SEZIONE RETTANGOLARE

RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	4700
altezza utile sezione	d	[mm]	4630
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	42412
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,011
	k		1,208
	v_{min}	[MPa]	0,284
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	2,66
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	37
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	3355
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	7609
			non verificato
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	4700
altezza utile sezione	d	[mm]	4630
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	100
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	374
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	21,2
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1,7
	θ	[DEG]	30
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	2,66
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1,13
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	17115
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	10,6
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	17120
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	17115
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	7609
			verificato



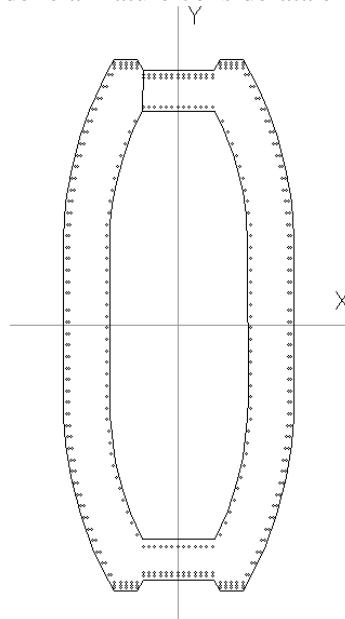
$V_{rd,tot} = 17115 \cdot 2 = 34229 \text{ kN} > 15218 \text{ kN}$.

8.2 Predimensionamento pila n.19

8.2.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione relative alle sezioni di spiccatto della pila n.19. Le verifiche sono state effettuate con l'ausilio del software VCA slu. Per le verifiche dei pali di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica.

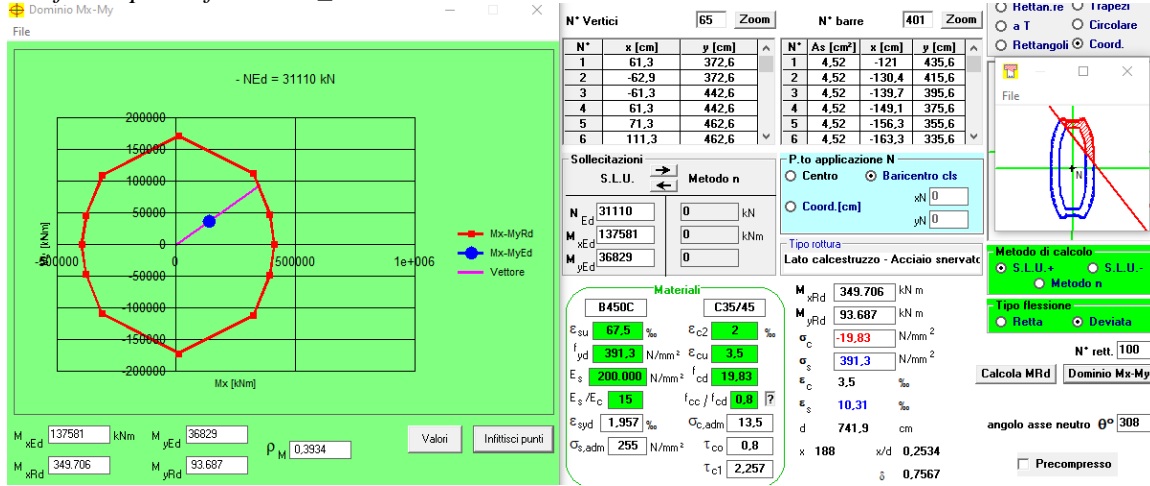
La sezione considerata è quella riportata negli elaborati grafici, realizzata con calcestruzzo C35/45 e armata con barre $\phi 24$. La geometria e la disposizione delle armature considerata è riportata nella figura seguente.



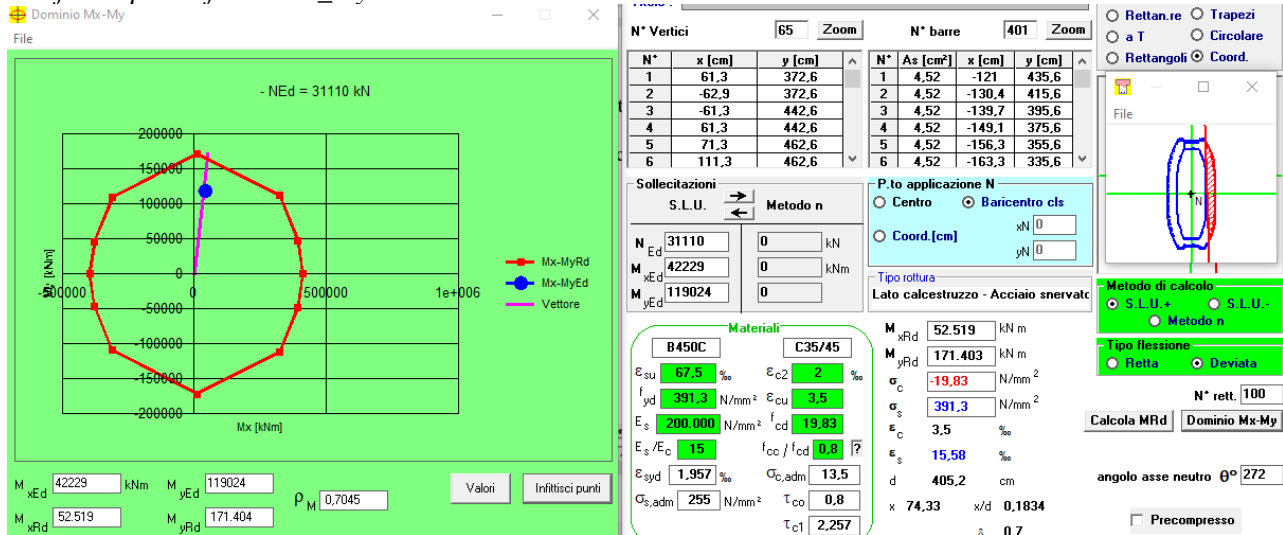
Per il dimensionamento della pila si è fatto riferimento alle combinazioni con M_y max, M_x max, F_z max, F_z min più significative.

<i>Pila P19</i>			
COMBINAZIONE	FZ	MX	MY
	kN	kNm	kNm
SISMICA X	31110	42229	119024
SISMICA Y	31110	137581	36829
SISMICA Z	34948	39842	34024
SISMICA Z _ Fz min	23982	39842	34024
SLU_Fz_max	52896	46642	20336

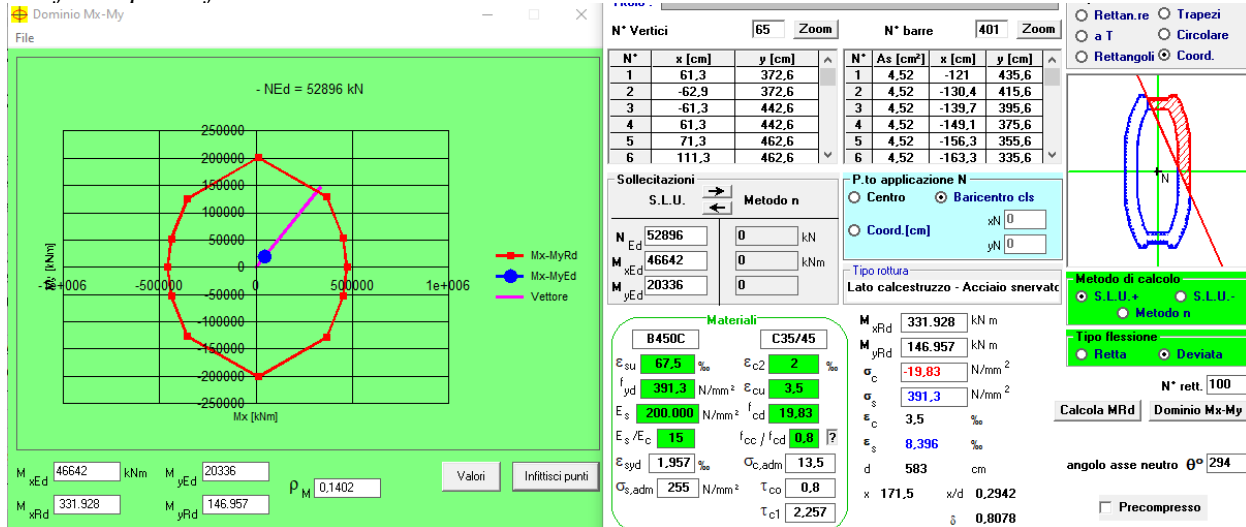
Verifica a pressoflessione _ Mx max SLV Pila 19



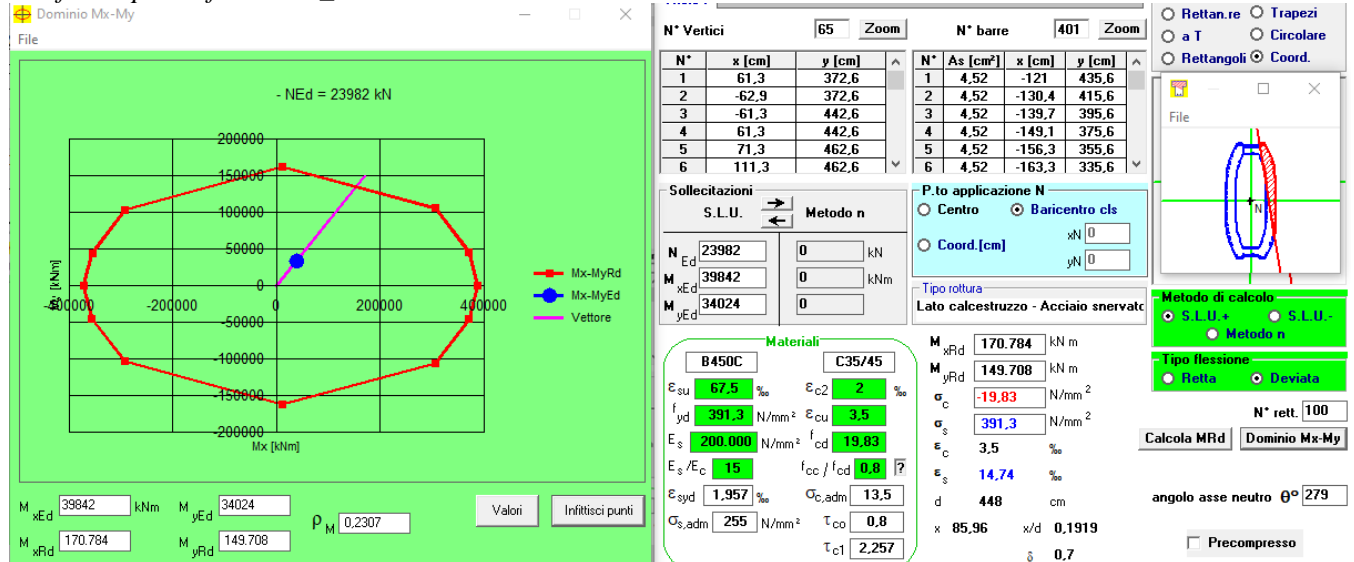
Verifica a pressoflessione _ My max SLV Pila 19



Verifica a pressoflessione F3 max SLU Pila 19



Verifica a pressoflessione _F3 min Pila 19



In conformità alle prescrizioni del capitolo 7.9.5.1 delle NTC 2018 si è verificato anche che la domanda a compressione non superi il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Apila_19	17	mq
Ned_slv	52896	kN
σ_{cls}	3	Mpa
$0,65 \cdot f_{cd}$	13	MPa
$\sigma_c < 0,65 \cdot f_{cd}$	VERO	-

8.2.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio allo spiccato pila viene svolta nel rispetto della gerarchia delle resistenze e della progettazione in capacità in conformità con le eq. 7.9.10a e 7.9.10b delle NTC2018 calcolando l'azione sollecitante a partire dal momento resistente Mrd.

$$V_{ed} = \gamma_{bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = M_{rd} / L_p$$

Dove:

- L_p = lunghezza pila a mensola
- $\gamma_{bd} = 1 \leq 2,25 \cdot q^* (V_{ed} / V_{prc}) \leq 1,25$

Per il calcolo del momento resistente si fa riferimento alla pila 19 che presenta lo sforzo normale massimo in combinazione SLU (come indicato al §7.9.5.1.1 NTC2018).

Titolo: _____

N° Vertici: 65 Zoom N° barre: 401 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	61.3	372.6	1	4.52	-121	435.6
2	-62.9	372.6	2	4.52	-130.4	415.6
3	-61.3	442.6	3	4.52	-139.7	395.6
4	61.3	442.6	4	4.52	-149.1	375.6
5	71.3	462.6	5	4.52	-156.3	355.6
6	111.3	462.6	6	4.52	-163.3	335.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 52896 kN
M xEd: 39842 kNm
M yEd: 0 kNm

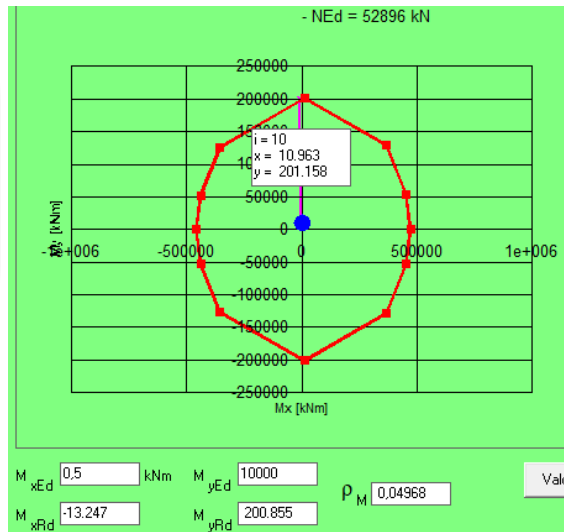
P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd: 470.581 kNm
σ_c: -19.83 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_s: 3.5 ‰
ε_s: 10.07 ‰
d: 920.2 cm
x: 237.3 x/d: 0.2579
δ: 0.7623

Materiali: B450C C35/45
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 19.83
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
τ_{c1}: 2.257

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviato
N° rett: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso



Mrd,x = 470 581 kNm
Mrd,y = 200 855 kNm
Lp = 8.55 m

q	1,5	-
Mrd,x	470581	kNm
Vprc,y	55039	kN
Ved,slv,y q=1.5	10700	kN
γbd	1,25	-
Ved,y=γbd*Vprc	68798	kN
Ved,slv,y q=1	15909	kN
q	1,5	-
Mrd,y	200855	kNm
Vprc,x	23492	kN
Ved,slv,x q=1.5	10918	kN
γbd	1,25	-
Ved,x=γbd*Vprc	29365	kN
Ved,slv,x q=1	16126	kN

In entrambe le direzioni il taglio calcolato con la progettazione in capacità è maggiore del taglio con q=1, pertanto si fa riferimento all'azione tagliante calcolata con spettro di risposta elastico essendo la massima prevedibile.

Taglio X

In direzione x si considerano resistenti le due aree campite nella figura che segue, nelle quali si prevedono staffe $\phi 20 + 1$ spilla $\phi 20$ passo 100mm.

SEZIONE RETTANGOLARE

RESISTENZA A TAGLIO

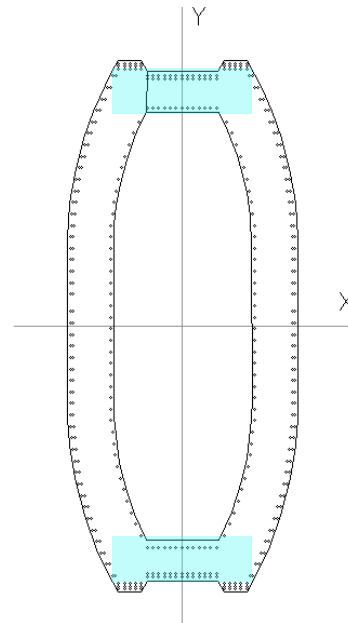
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	2400
altezza utile sezione	d	[mm]	2350
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	90478
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,048
	k		1,292
	v_{min}	[MPa]	0,314
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	37
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1645
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	8063
			non verificat

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	2400
altezza utile sezione	d	[mm]	2350
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		3
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	100
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	942
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	374
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	21,2
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1,2
	θ	[DEG]	40
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0,00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1,00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	8826
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	10,6
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	8827
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	8826
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	8063
			verificato



La verifica è stata svolta ripartendo il taglio tra le due, pertanto $V_{rd} = 8826 * 2 = 17652 \text{ kN} > 16126 \text{ kN}$.

Taglio Y

Per il taglio in direzione y si considerano resistenti le due pareti (in azzurro) con sviluppo principale parallelo alla direzione y con staffe ϕ 20/100.

SEZIONE RETTANGOLARE

RESISTENZA A TAGLIO

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

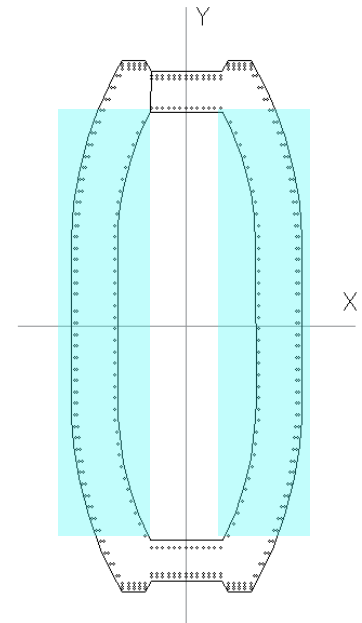
larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	7450
altezza utile sezione	d	[mm]	7380
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	31215
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,005
	k		1,165
	v_{min}	[MPa]	0,269
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	2,61
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	37
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	4542
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	8000

non verificat

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	800
altezza sezione	h	[mm]	7450
altezza utile sezione	d	[mm]	7380
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2
diámetro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	100
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	374
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	21,2
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1,7
	θ	[DEG]	30
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	2,61
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1,12
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	27243
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	10,6
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	27251
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	27243
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	8000

verificato



$V_{rd,tot} = 27243 \cdot 2 = 54486 \text{ kN} > 16000 \text{ kN}$

9 PREDIMENSIONAMENTO IMPALCATI

Il predimensionamento di massima degli impalcati riportato di seguito si prefigge l'obiettivo di mostrare l'adeguatezza del piano ferro – sottotrave considerato.

9.1 Impalcati continui a sezione mista 35-50-35m e 35-52-35m

Al fine di giustificare l'adeguatezza della sezione strutturale ipotizzata, si riporta il dimensionamento dell'impalcato continuo, l'analisi dei carichi è riportata nei precedenti paragrafi.

Per valutare a livello globale le sollecitazioni e le deformazioni che interessano gli elementi strutturali (travi, soletta, trasversi, ecc.) sotto le azioni di progetto, è stata svolta una modellazione agli elementi finiti con il programma SAP2000.

Nello studio globale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli corrispondenti alle tre seguenti fasi:

- FASE 1: si considera che il calcestruzzo, appena gettato, è ancora fresco e non è reagente. Pertanto, la sezione resistente è quella delle travi in acciaio e i carichi agenti sono il peso proprio della carpenteria e della soletta;
- FASE 3: si considera reagente la sezione composta acciaio - calcestruzzo, con modulo del calcestruzzo pari a $E=33643$ Mpa. In tale fase agiscono le azioni variabili istantanee (traffico, vento e temperatura);
- FASE 2: si considera reagente la sezione composta omogeneizzata per azioni di lunga durata ($E_{cl}=12844,6$ Mpa). Nella fase in esame agiscono il ritiro e i carichi permanenti portati G2.

Il modello di calcolo è stato realizzato con lo schema a graticcio composto da 4 travi, da trasversi e controventi in carpenteria metallica. La soletta è modellata con elementi frames che ne schematizzano il comportamento trasversale.

Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "moving load cases".

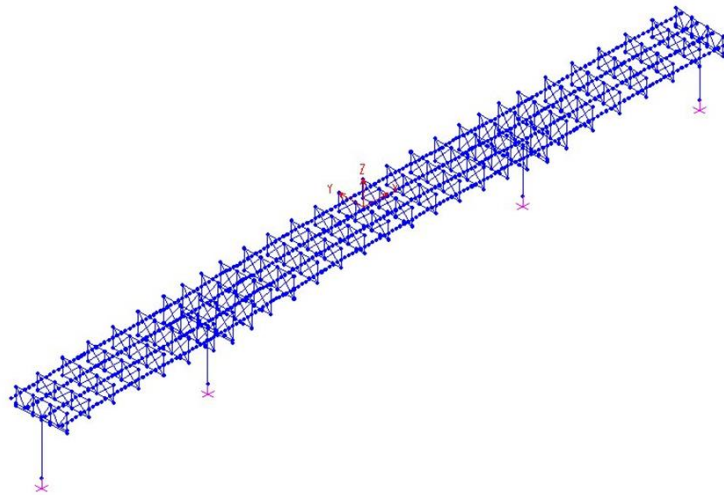


Figura 19: Modello impalcato continuo a sezione mista

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per diversi casi di carico, dell'impalcato continuo a sezione mista con campata centrale da 52 m.

Nei diagrammi di seguito, ove non specificato altrimenti, si rappresenta con una linea più scura (blu) la trave esterna e con una più chiara la trave interna (magenta).

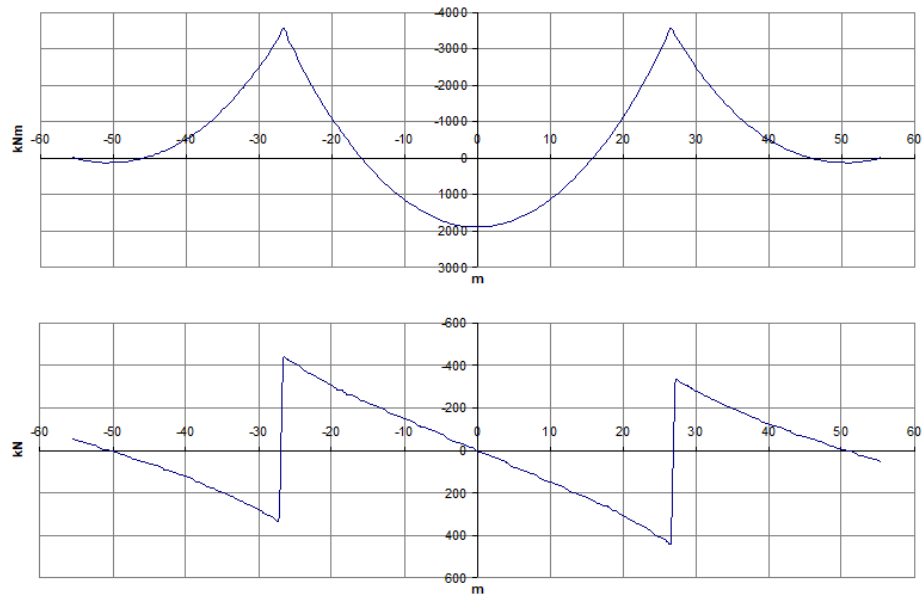


Figura 20: Sollecitazioni flettenti e taglianti di FASE I (peso proprio acciaio)

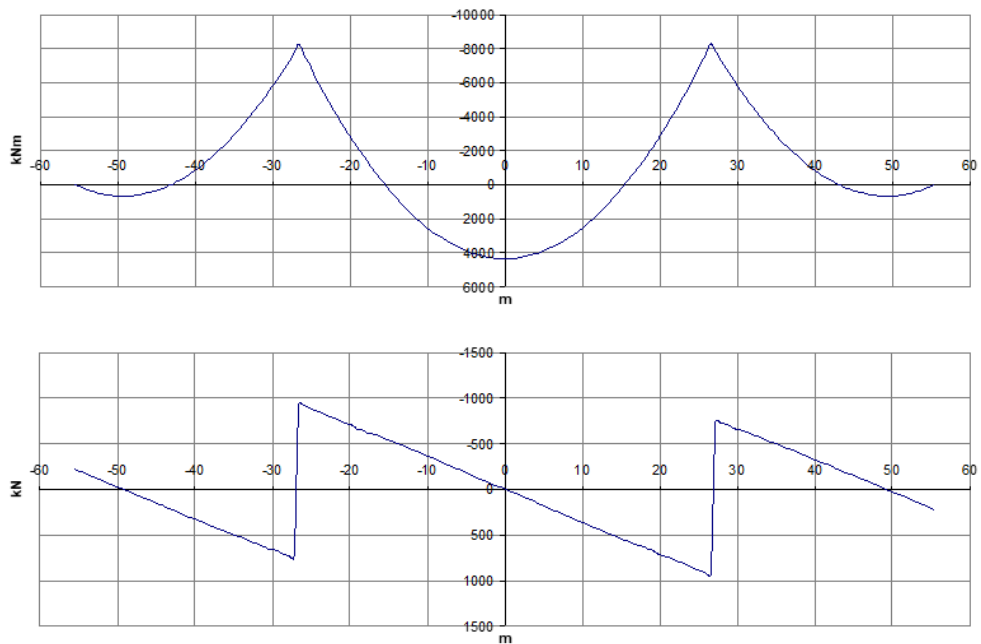


Figura 21: Sollecitazioni flettenti e taglianti di FASE I (peso c.a. soletta)

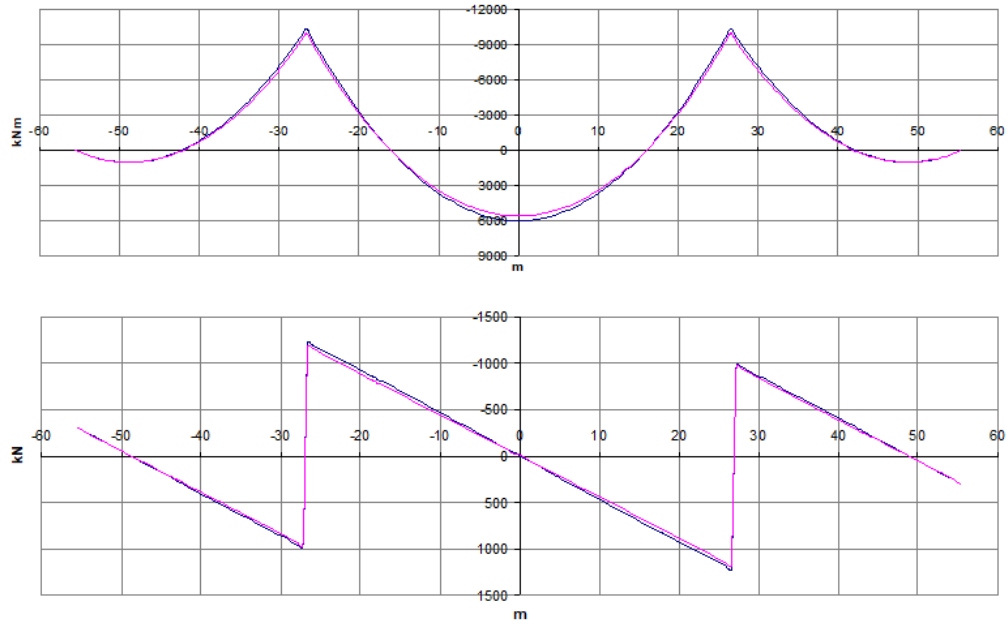


Figura 22: Sollecitazioni flettenti e taglianti di FASE II (pesi permanenti portati)

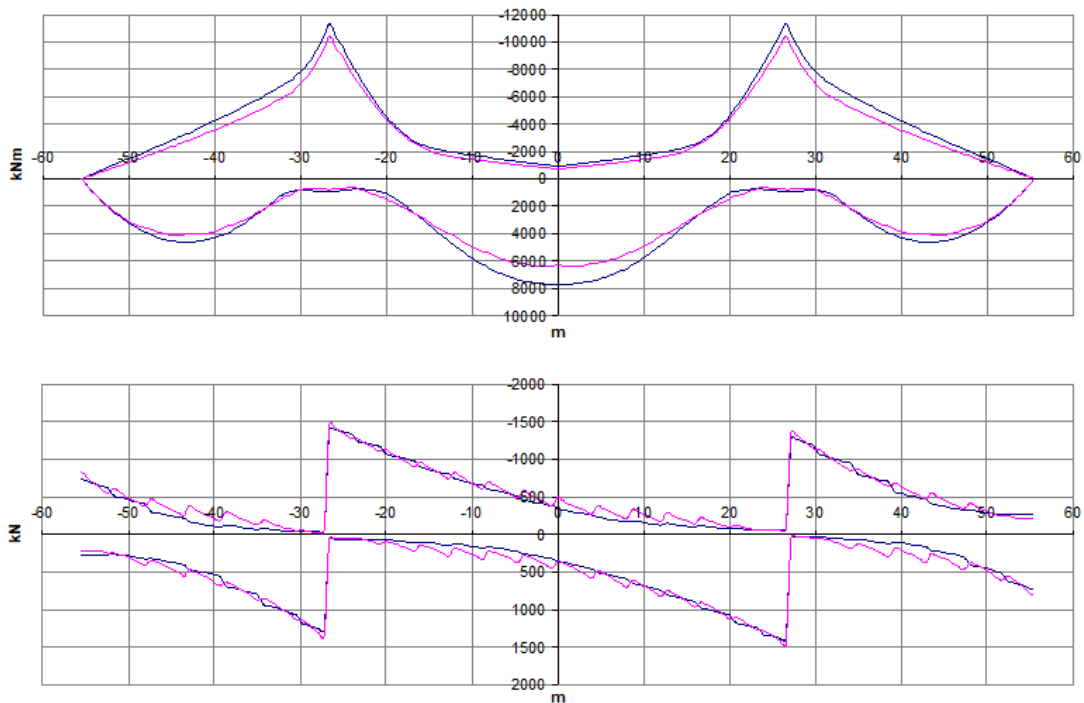


Figura 23: Sollecitazioni flettenti e taglianti per SW2 (1° binario)

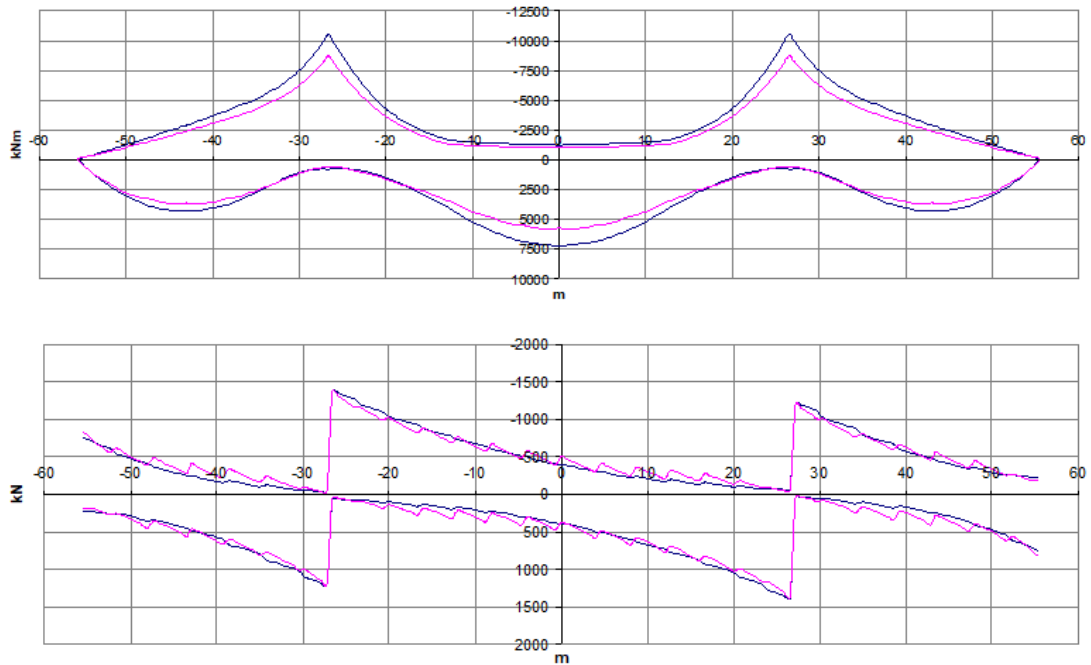


Figura 24: Sollecitazioni flettenti e taglianti per LM71 (1° binario)

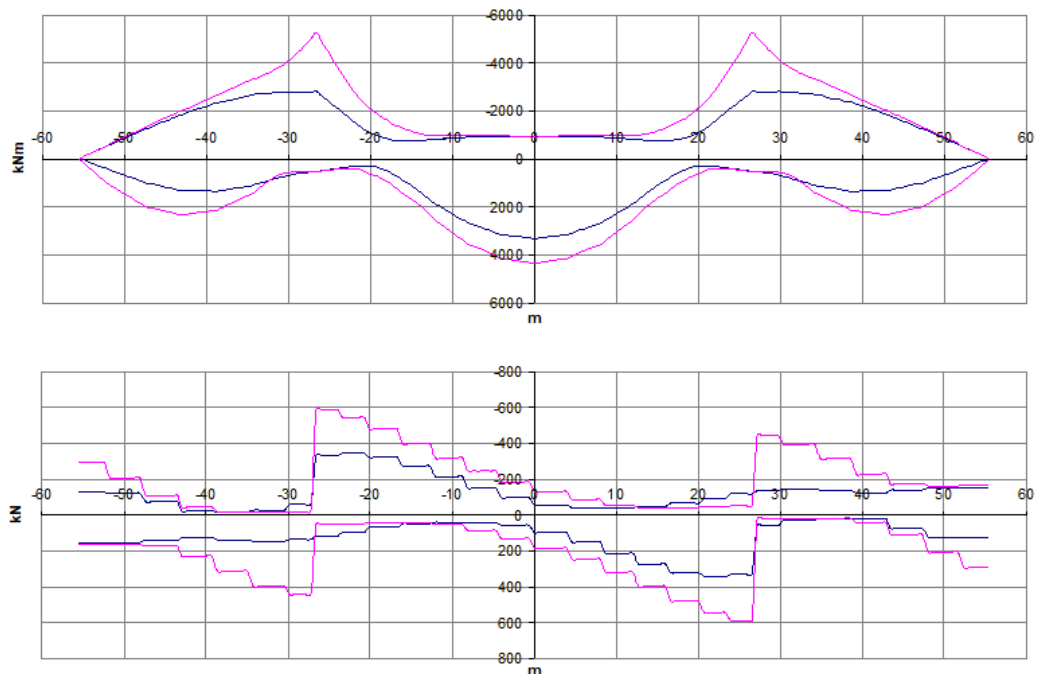


Figura 25: Sollecitazioni flettenti e taglianti per LM71 (2° binario)

Prendendo a riferimento la sezione di mezzeria della campata centrale, le sollecitazioni per le 3 fasi sono le seguenti (approssimando per eccesso):

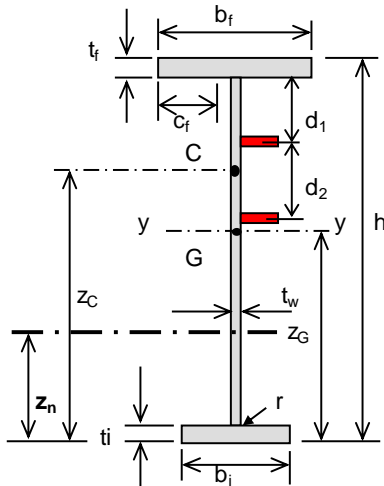
FASE 1 (peso proprio acciaio+ soletta) = $6100 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 1.35 = \mathbf{8235 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

FASE 2 (permanenti portati) = $6000 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 1.5 = \mathbf{9000 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

FASE 3 (carichi viaggianti) = $9600 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 1.45 = \mathbf{13920 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

Calcolo della classe della sezione:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T) :



SEZIONE MONO-SIMMETRICA

Moduli di resistenza elastici :

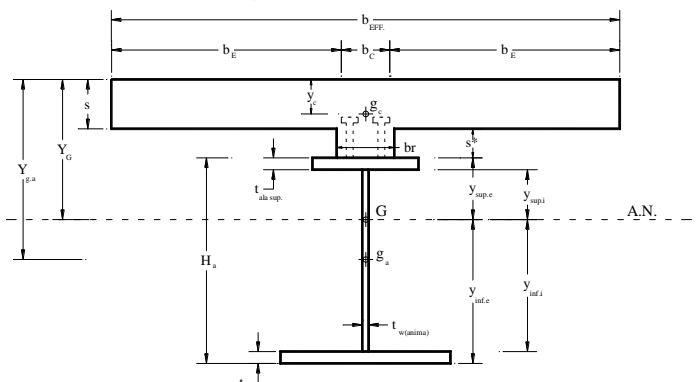
Modulo di resistenza plastico :

Altezza totale (h)	cm	258
Larghezza piattab. sup. (b _f)	cm	100
Larghezza piattab. inf. (b _i)	cm	120
Spessore anima (t _w)	cm	2,2
Spessore piattab. sup. (t _f)	cm	3
Spessore piattab. inf. (t _i)	cm	5
Raccordo anima-piattabanda (r)	cm	0
Altezza netta anima (d)	cm	250
Sporgenza ala superiore (c _f)	cm	48,90
Sporgenza ala inferiore (c _i)	cm	58,90
Area della sezione irrigidita (A)	cm ²	1483,00
Posiz. asse baricentrico (z _G)	cm	105,04
Posiz. asse neutro plastico (z _n)	cm	62,94
Posiz. a.n.p. per fless. pura (d _z)	cm	66,82
Posiz. centro di taglio (z _C)	cm	68,13
Momento di inerzia max. (J _y)	cm ⁴	16780817
Momento di inerzia min. (J _z)	cm ⁴	971167
Momento di inerzia tors. (J _t)	cm ⁴	6810
W _{ys} esterno piattab. sup.	cm ³	109708
W _{yi} esterno piattab. inf.	cm ³	159755
W _{yas} interno piattab. sup.	cm ³	111903
W _{yai} interno piattab. inf.	cm ³	167740
W _{el.min} = MIN (W _{ys} , W _{yi})	cm ³	109708
W _{pl.y}	cm ³	142967
Anima irrigidita ?	Y	N° irrigid. 2 <= 4
		d1 = cm 30,00
		d2 = cm 40,00

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

		d ; d ₁	d ₂	d ₃	d ₄		
Larghezza/spessore : Anima	d/t _w =	13,64	18,18	81,82		α _y =	0,768
Piattabande	c/t =	16,30				ψ _y =	-0,909
	α _d =	1,000	1,000	0,678			
asse neutro el. = cm 122,837	ψ _d =	0,773	0,608	-1,896			
	c _ψ =	-0,851	-0,670	2,086			
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	27,64	27,64	42,44			
	classe 2	31,83	31,83	48,87			
	classe 3	38,03	40,40	207,02			
	k _σ =						
						classe dell'anima	3

Caratteristiche geometriche della sezione:

MODULI DI ELASTICITA' DEI MATERIALI		SOLLECITAZIONI ESTERNE		
Acciaio carpenteria	E_a (N/mm ²) = 210000	FASE I	FASE II (t=inf.)	FASE III (t=0)
CLS soletta	E_c (N/mm ²) = 38183,8	M (kN*m) = 8235,0	9000,0	13920,0
		T (kN) = 0,0	0,0	0,0
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		COEFF. DI SCORRIMENTO VISCOSO		
soletta cls	larghezza tot.(mm) = 2800	$\phi_{inf.}$ (tabella)	2	
	$b_{EFF.}$ (mm) = 2800	TEMPO "0"	TEMPO "INF."	
	s (mm) = 380	n = 5,50	16,50	
	s^* (mm) = 50	A_{id} (mm ²) = 338465	209488	
	br (mm) = 0	S_x (mm ³) = 323258271	298752757	
	y_c (mm) = 190	Y_G (mm) = 955	1426	
trave acciaio	A_{cls} (mm ²) = 1064000	S_a (mm ³) = 148014465	79714364	
	t (ala sup.) (mm) = 30	$J_{a.n.}$ (mm ⁴) = 430617293138	307090717248	
	L (ala sup.) (mm) = 1000	$J_{a.n.}$ (m ⁴) = 0,43062	0,30709	
	t (ala inf.) (mm) = 50	O.K. soletta interamente reagente.		
	L (ala inf.) (mm) = 1200			
	tw (anima) (mm) = 22			
	L_w (anima) (mm) = 2500			
	A_a (mm ²) = 145000			
	H_a (mm) = 2580			
	$y_{G.a}$ (mm) = 1546			
	$Y_{G.a}$ (mm) = 1976			
armatura soletta	J_a (mm ⁴) = 1,63956E+11			
	J_a (m ⁴) = 0,16396			
	$A_{sup.}$ (mm ²) = 0			
	$A_{inf.}$ (mm ²) = 0			
	distanza sup. (mm) = 60			
	distanza inf. (mm) = 65			

VERIFICHE SLU:

Le verifiche slu sono state svolte verificando che le massime tensioni agenti allo SLU sulla sezione efficace fossero minori della tensione di snervamento f_{yd} .

TENSIONI NORMALI				
	FASE I	FASE II (t=inf.)	FASE III (t=0)	FASE I + II + III
$\sigma_{soletta,sup.}$ (N/mm ²) =	-	-2,5	-5,6	-8,1
$\sigma_{soletta,inf.}$ (N/mm ²) =	-	-1,8	-3,1	-4,9
$\sigma_{sup.e}$ (N/mm ²) =	-77,6	-29,2	-17,0	-123,8
$\sigma_{sup.i}$ (N/mm ²) =	-76,1	-28,3	-16,0	-120,5
$\sigma_{inf.i}$ (N/mm ²) =	49,4	45,0	64,8	159,2
$\sigma_{inf.e}$ (N/mm ²) =	51,9	46,4	66,4	164,8

VERIFICHE SLE

Al fine di verificare lo stato limite di comfort dei passeggeri, si verifica che la freccia in asse al binario carico, applicando un solo treno di carico LM71 con il relativo incremento dinamico, risulti minore di 1/1000 della luce pari a 52 mm

Caricando la campata centrale con il locomotore e con la parte segmentabile dell'LM71, risultano degli abbassamenti dal modello a grigliato (già amplificati) pari a:

- 17.89mmtrave esterna
- 14.89mmtrave interna

da cui:

- 15.56mm in asse al binario carico

La verifica di deformabilità risulta pertanto soddisfatta.

Dalle verifiche di massima sopra riportate (tasso di lavoro delle piattabande e deformabilità dell'impalcato) si deduce l'efficacia del P.F.-sottotrave ipotizzato = **3,83** m (2,58 m+1.25 m).

9.2 IMPALCATI ISOSTATICI A SEZIONE MISTA DI LUCE 30M – 35M – 40M

Si riportano di seguito i risultati della modellazione dell'impalcato semplicemente appoggiato di luce 40 m, al fine di giustificare l'adeguatezza delle sezioni strutturali (piano ferro – sotto trave) ipotizzate per le travate a sezione mista semplicemente appoggiate previste nel viadotto in oggetto.

Per valutare a livello globale le sollecitazioni e le deformazioni che interessano gli elementi strutturali (travi, soletta, trasversi, ecc.) sotto le azioni di progetto, è stata svolta una modellazione agli elementi finiti con il programma SAP2000.

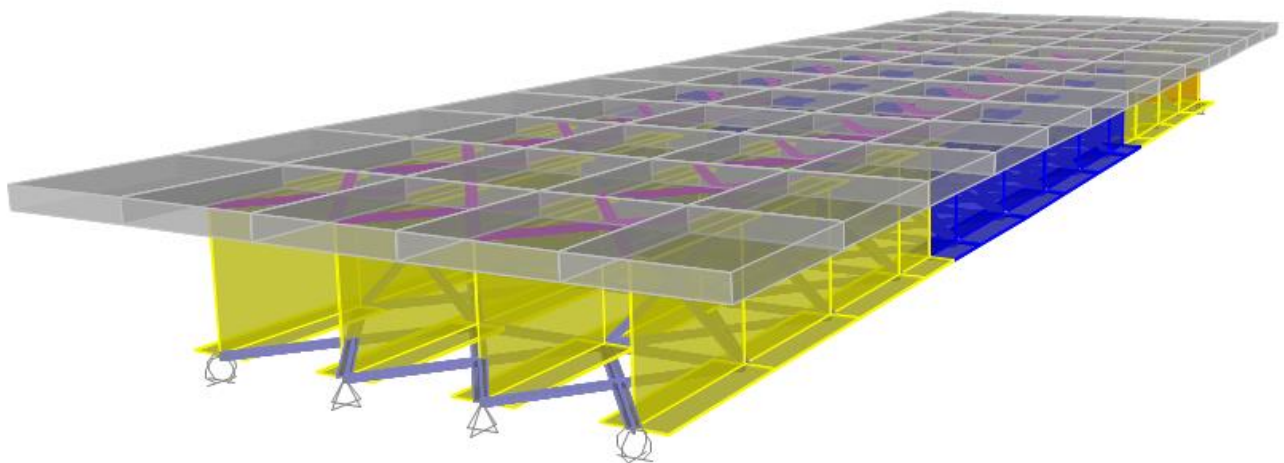
Nello studio globale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli corrispondenti alle tre seguenti fasi:

- **FASE 1:** si considera che il calcestruzzo, appena gettato, è ancora fresco e non è reagente. Pertanto, la sezione resistente è quella delle travi in acciaio e i carichi agenti sono il peso proprio della carpenteria e della soletta;
- **FASE 3:** si considera reagente la sezione composta acciaio - calcestruzzo, con modulo del calcestruzzo pari a $E=33643$ Mpa. In tale fase agiscono le azioni variabili istantanee (traffico, vento e temperatura);
- **FASE 2:** si considera reagente la sezione composta omogeneizzata per azioni di lunga durata ($E_{cl}=12844,6$ Mpa). Nella fase in esame agiscono il ritiro e i carichi permanenti portati G2.

Il modello di calcolo è stato ipotizzato come graticcio composto da 4 travi, da trasversi e controventi in carpenteria metallica, tutti modellati come elementi frames e posizionati nel baricentro. Per tenere in conto delle eccentricità tra i baricentri dei diversi elementi sono stati impiegati dei bracci rigidi di collegamento.

La soletta è modellata con elementi frames che ne schematizzano il comportamento trasversale.

Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "moving load cases".



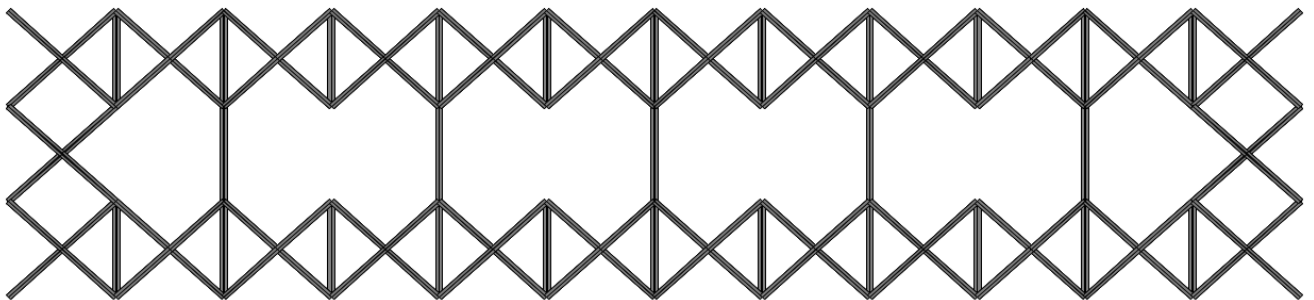
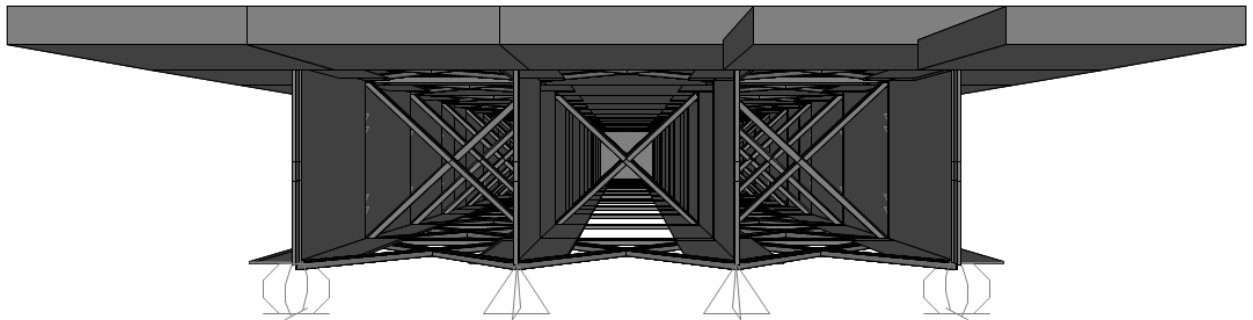
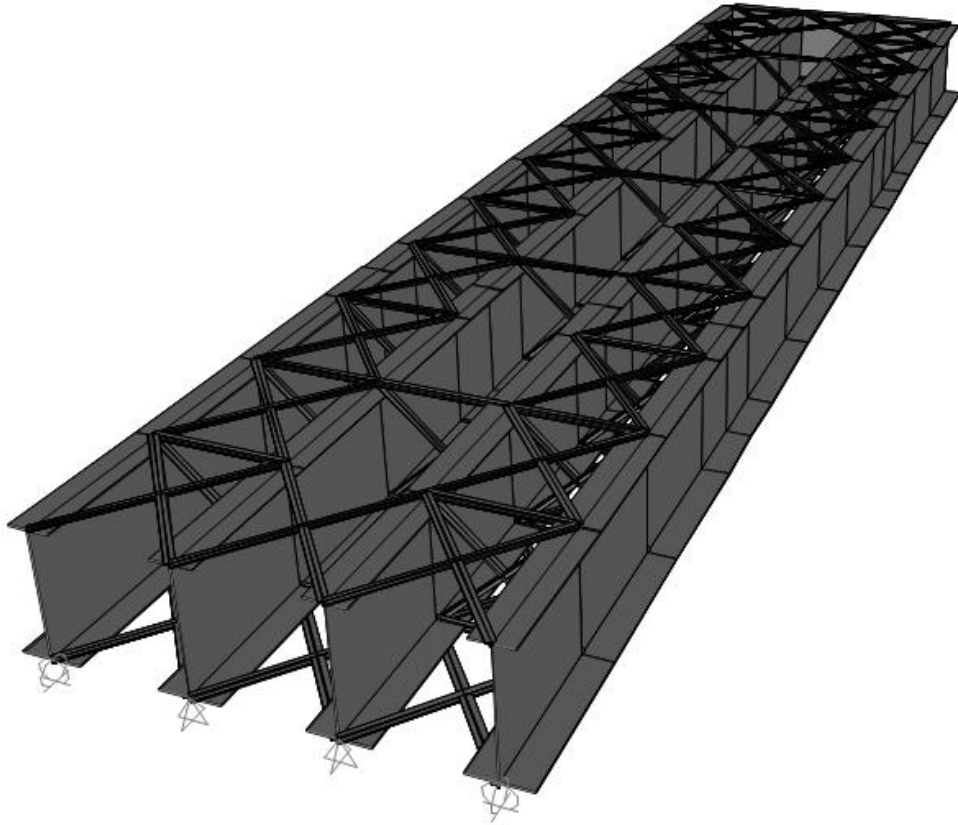


Figura 26: Modello impalcato semplicemente appoggiato a sezione mista L=40 m

1.1.1 Proprietà geometriche delle travi principali

Le travi principali sono costituite da due conci, CONCIO A alle estremità e CONCIO B in mezzera.

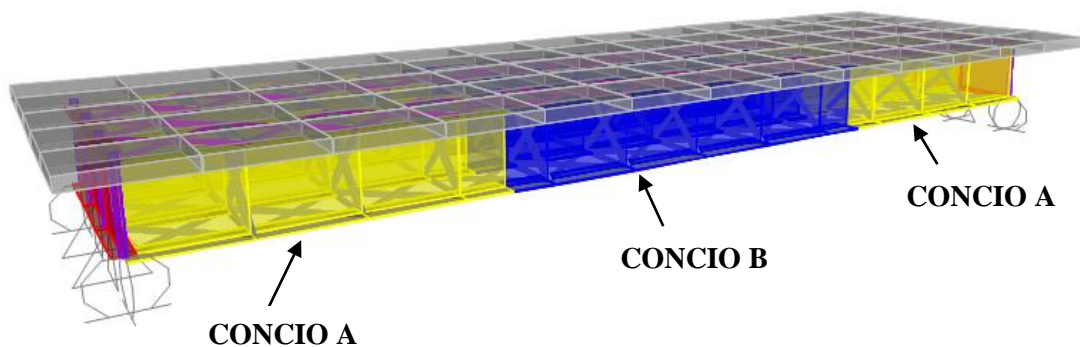
Nella fase 1 si considera solo la trave di acciaio reagente, e si valuta la possibilità che la piattabanda superiore compressa si possa instabilizzare, fintanto che il calcestruzzo è fresco. Nella fasi 2 e 3 la soletta è collaborante e varia il modulo elastico del calcestruzzo in funzione degli effetti reologici:

- Fase 3: coefficiente di omogeneizzazione $n=6.24$ modulo elastico del calcestruzzo $E_{cls}=33643$ Mpa
- Fase 2: coefficiente di omogeneizzazione $n=16.35$ modulo elastico del calcestruzzo $E_{cls}=12844$ Mpa

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche considerando sia le proprietà lorde che quelle efficaci, in quanto le sezioni, come verrà illustrato una volta definite le tensioni, si trovano in classe 4.

Nella tabella si adottano i seguenti simboli:

- H = altezza della trave
- hw = altezza dell'anima
- bsup = larghezza piattabanda superiore
- binf = larghezza della piattabanda inferiore
- tw = spessore dell'anima
- tfs = spessore della piattabanda superiore
- tfi = spessore della piattabanda inferiore
- passo f = passo delle barre di armatura longitudinali
- f = diametro barre di armatura longitudinali
- nf = numero barre di armatura nella larghezza di soletta collaborante
- Bc = larghezza di soletta collaborante
- H dalla = spessore predalla considerata non collaborante
- Hc = altezza del calcestruzzo al netto della predalla
- A = area della sezione in acciaio
- Aid = area della sezione omogeneizzata
- J = inerzia della sezione
- Yg = baricentro della sezione rispetto all'intradosso



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI

MATERIALI

fyk	355	MPa
fck	33,2	MPa
fcd	18,81	MPa
ε	0,814	-
Ea	210000	MPa
Ec,0	33643	MPa
Ec,∞	12844,6	MPa
n0	6,24	-
n∞	16,35	-

Breve termine
Lungo Termine

$$J = J_a + J_c/n + A_a(y_a - y)^2 + A_\phi(y_\phi - y)^2 + A_c(y_c - y)^2/n$$

$$S_1 = A_a y_a + A_\phi y_\phi + A_c y_c/n$$

$$A = A_a + A_\phi + A_c/n$$

$$y = \frac{S_1}{A}$$

TRAVE	SEZIONE	H	h _w	b _{sup}	b _{inf}	t _w	t _{fs}	t _{fi}	Passo φ	φ	coprif.	nf	Bc	hdalla	hc	Ac	Af	Yc	Yf	J _c
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	-	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm	cm	cm ⁴
EXT	CONCIO A	2605	2546	800	1200	22	24	35	200	12	50	39	390	5	37	14377	44	284	284	1645167
EXT	CONCIO B	2605	2535	800	1200	22	30	40	200	12	50	41	405	5	37	14939	46	284	284	1709539
INT	CONCIO A	2605	2546	800	1200	22	24	35	200	12	50	28	280	5	37	10328	32	284	284	1181903
INT	CONCIO B	2605	2535	800	1200	22	30	40	200	12	50	28	280	5	37	10328	32	284	284	1181903

CLASSE PIATTABANDA SUPERIORE

TRAVE	SEZIONE	classe	λp	ρ
		-	-	-
EXT	CONCIO A	4	1,07	0,77
EXT	CONCIO B	4	0,86	0,91
INT	CONCIO A	4	1,07	0,77
INT	CONCIO B	4	0,86	0,91

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI - ANIMA EFFETTIVA

TRAVE	SEZIONE	Aforo		Jforo mm4
		ygforo mmq	mm	
EXT	CONCIO A	9165,48	1964	1,33E+08
EXT	CONCIO B	8897,1	1970	1,21E+08
INT	CONCIO A	9164,97	1964	1,33E+08
INT	CONCIO B	8896,49	1970	1,21E+08

TRAVE	SEZIONE	TRAVE IN ACCIAIO - ANIMA EFFICACE						FASE I - ALA SUP. E ANIMA EFFICACI					FASE III - BREVE TERMINE						FASE II - LUNGO TERMINE					
		A mm ²	Y _G mm	J _x mm ⁴	A _v mm ²	S _{sup} mm ³	S _{inf} mm ³	A mm ²	Y _G mm	J _x mm ⁴	S _{sup} mm ³	S _{inf} mm ³	Aid cm ²	Y _G cm	J _x cm ⁴	S _{sup} cm ³	S _{inf} cm ³	S _c cm ³	Aid cm ²	Y _G cm	J _x cm ⁴	S _{sup} cm ³	S _{inf} cm ³	S _c cm ³
EXT	CONCIO A	108047	979,0	1,16E+11	47617	30988377	40383926	103646,3	910,5	1,042E+11	2,49E+07	3,75E+07	3427,8	225,3	3,750E+07	142040,9	91736,326	135520,62	2004	183,66	2,896E+07	103027,8	72249,28	88504,681
EXT	CONCIO B	118873	996,9	1,33E+11	47753	38233669	46892663	116764,2	968,2	1,28E+11	3,55E+07	45511711	3627,9	223,6	4,076E+07	153473,1	104049,2	144979,23	2148	182,02	3,148E+07	111950	82021,94	93473,741
INT	CONCIO A	108047	979,0	1,16E+11	47617	30988290	40384115	103646,8	910,5	1,042E+11	2,49E+07	37506307	2766,8	211,3	3,461E+07	129829,1	86089,343	120618,16	1744	168,7	2,592E+07	90459,09	66689,8	73063,339
INT	CONCIO B	118874	996,9	1,33E+11	47754	38233554	46892893	116764,8	968,2	1,28E+11	3,55E+07	45511952	2875,1	207,8	3,722E+07	138767,2	96755,293	126478,12	1852	165,71	2,788E+07	97347,25	75063,14	74957,246

Le proprietà efficaci dell'anima sono state definite in funzione delle tensioni agenti sulla sezione, come verrà illustrato nei paragrafi successivi.

9.2.1 VERIFICHE SLU

9.2.1.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sulla trave principale più sollecitata (quella esterna).

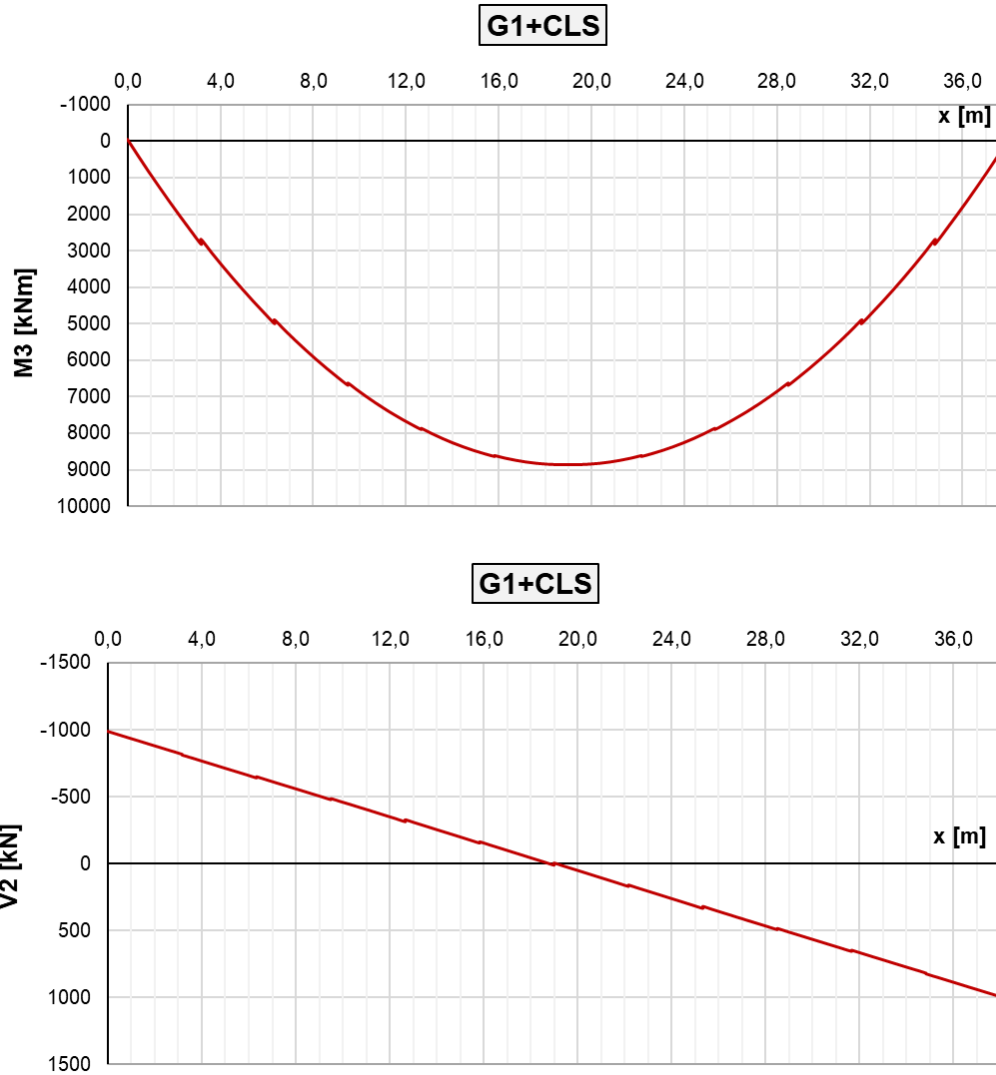
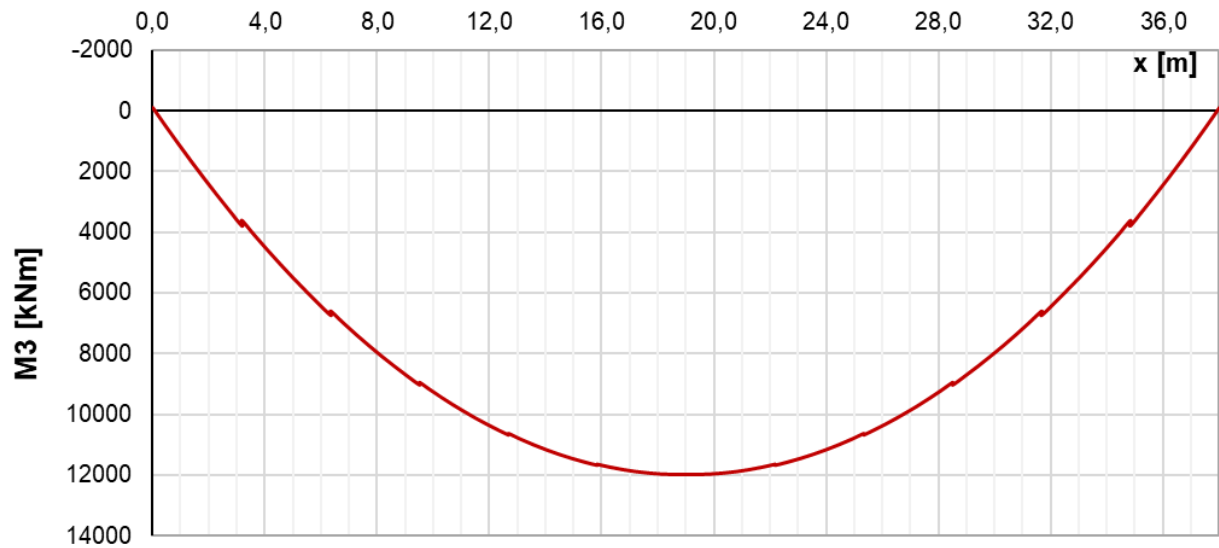


Figura 27 – Sollecitazioni indotte dal peso proprio dell'acciaio e del calcestruzzo

FASE1



FASE1

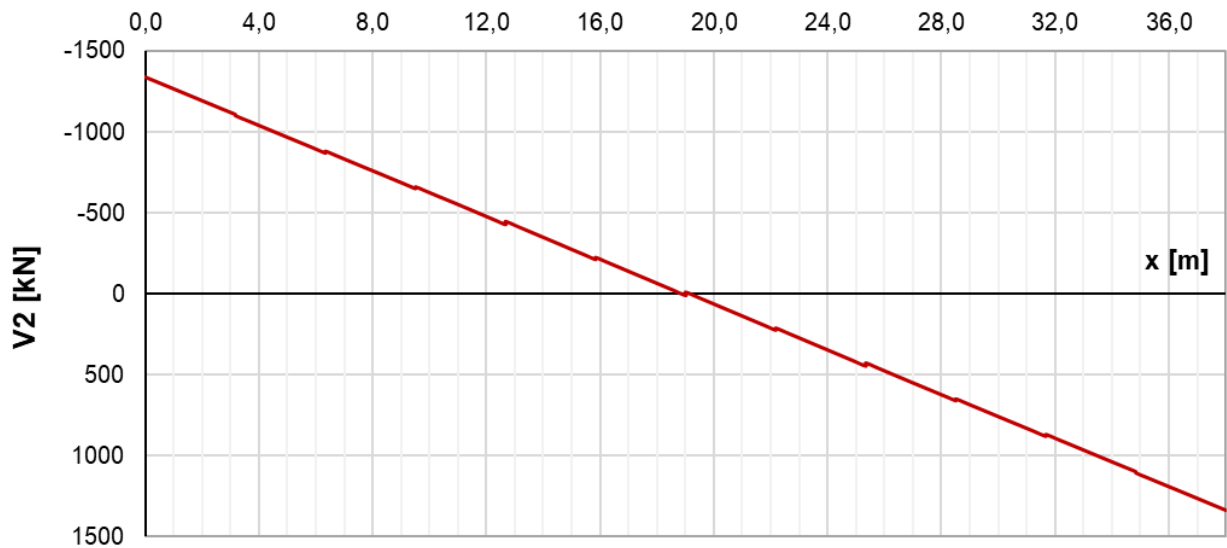


Figura 28 – Sollecitazioni di fase 1 = 1.35*(G'+CLS)

Mmax = 11969 kNm

Vmax = 1339 kN

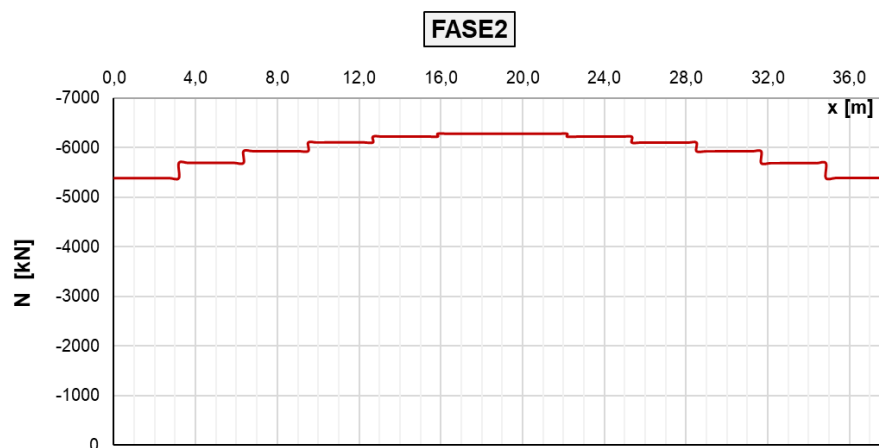
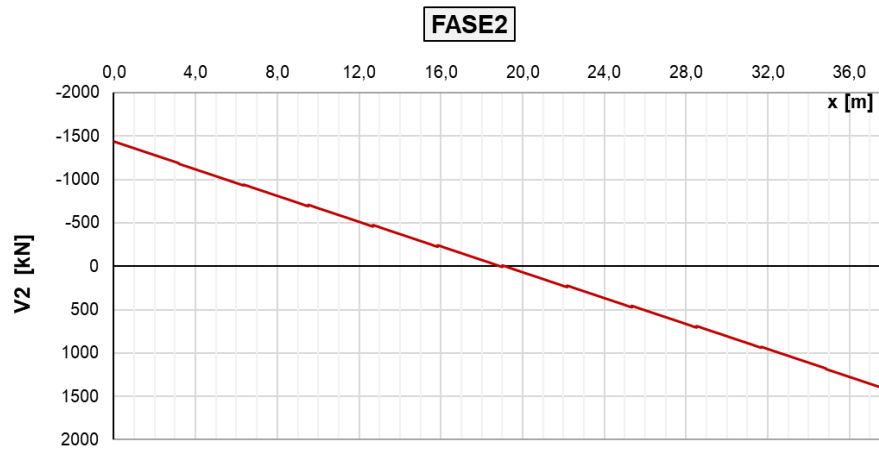
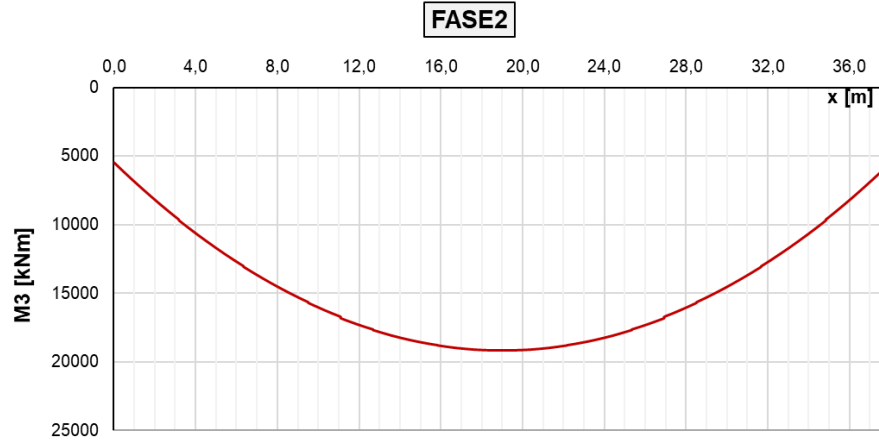


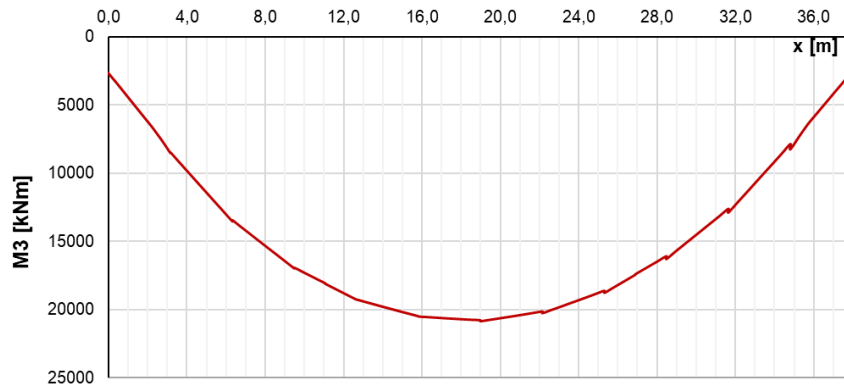
Figura 29 – Sollecitazioni di fase 2 : 1.5*G2 + 1.2* RITIRO

Mmax = 19178 kNm

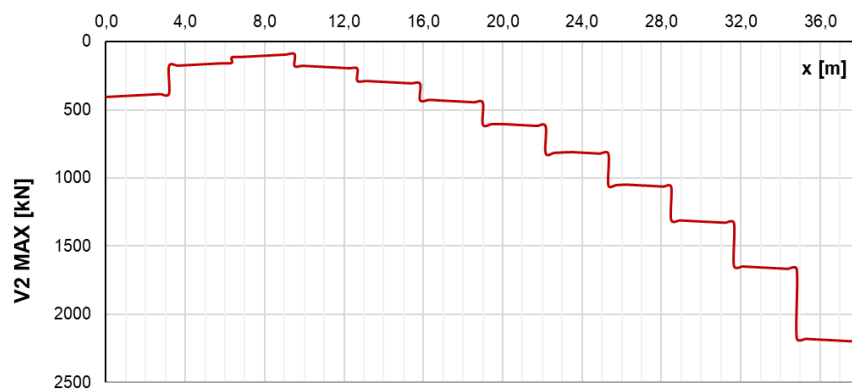
Vmax = 1440 kN

Nmin = -6286 kN

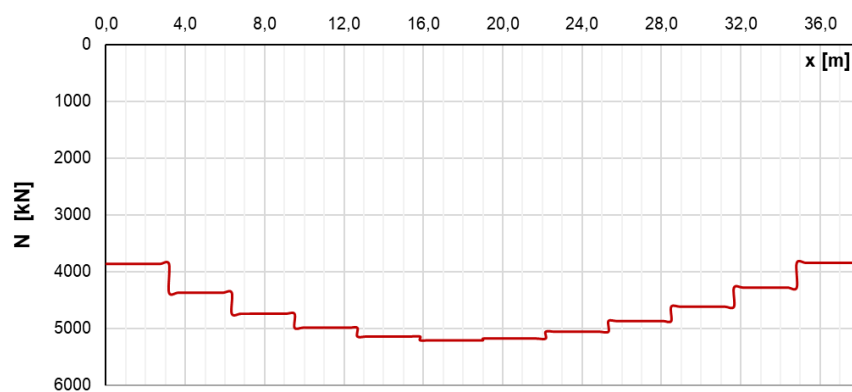
FASE 3



FASE 3



FASE 3



$M_{max} = 20765$ kNm
 $V_{max} = 2243$ kN
 $N_{max} = 5202$ kN

A partire dalle tensioni agenti sulla sezione si è calcolata la classe dell'anima e le proprietà efficaci della sezione.

CLASSE DELL'ANIMA

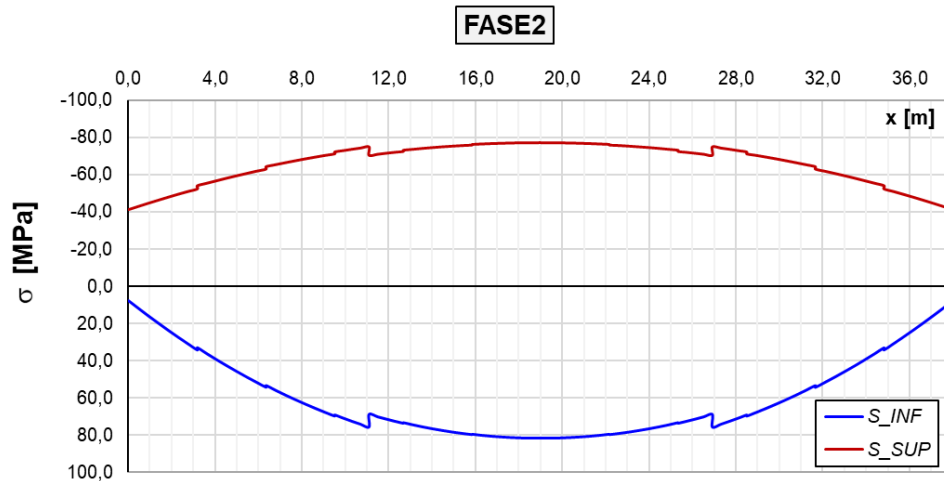
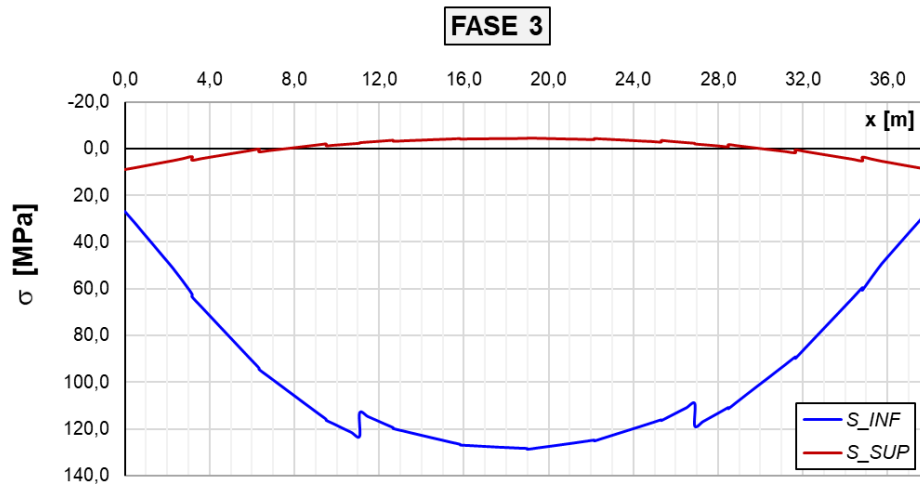
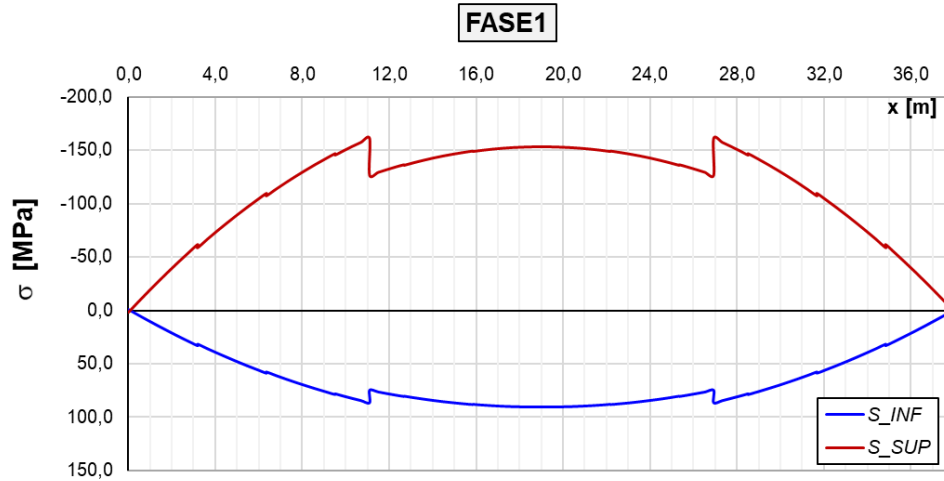
OUTPUT STATION	TRAVE	SEZIONE	tw mm	d mm	d/tw -	Ψ_w -	k (anima)	limite classe 3 (anima)	classe anima -
INIZIO	EXT	CONCIO A	22	2546	115,7	-0,51	1,00	68,3	4
FINE	EXT	CONCIO A	22	2546	115,7	-0,61	1,00	72,9	4
MEZZERIA	EXT	CONCIO B	22	2535	115,2	-0,65	1,00	75,2	4
INIZIO	INT	CONCIO A	22	2546	115,7	-0,59	1,00	71,9	4
FINE	INT	CONCIO A	22	2546	115,7	-0,61	1,00	72,9	4
MEZZERIA	INT	CONCIO B	22	2535	115,2	-0,65	1,00	75,2	4

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI - ANIMA EFFETTIVA

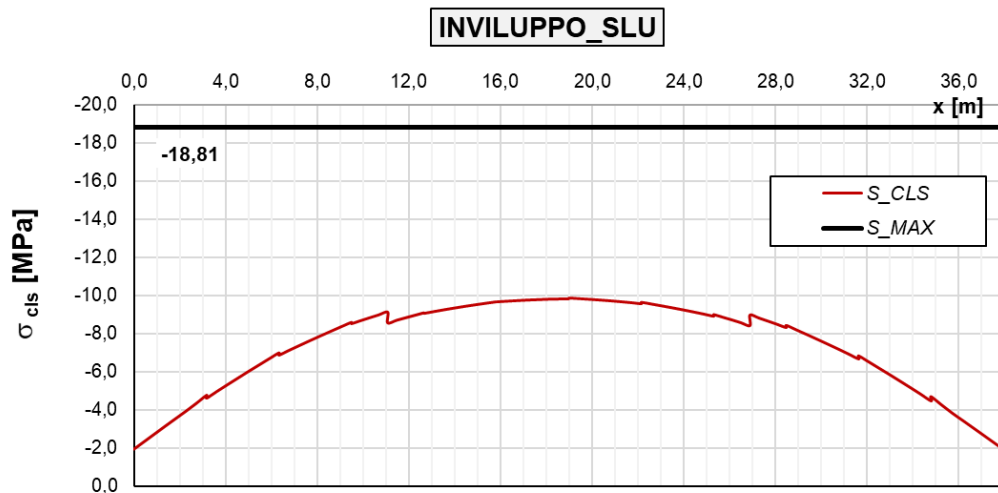
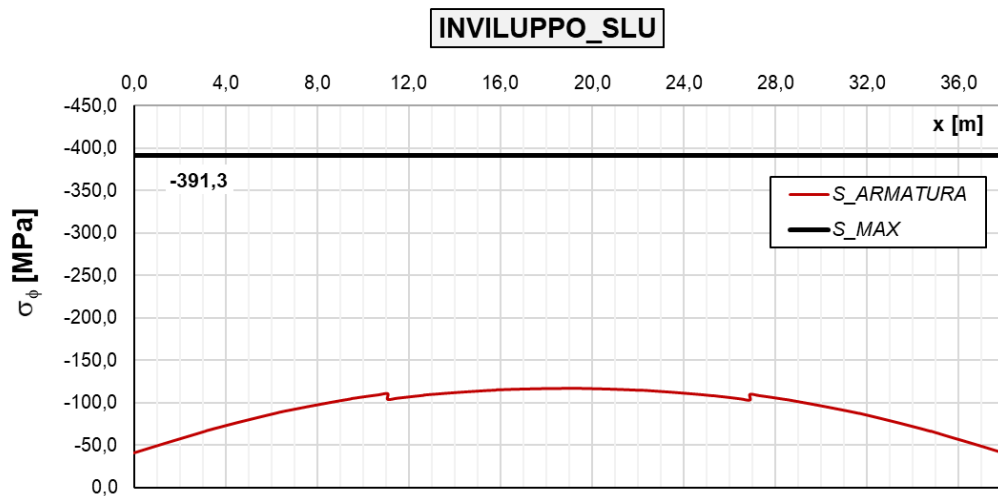
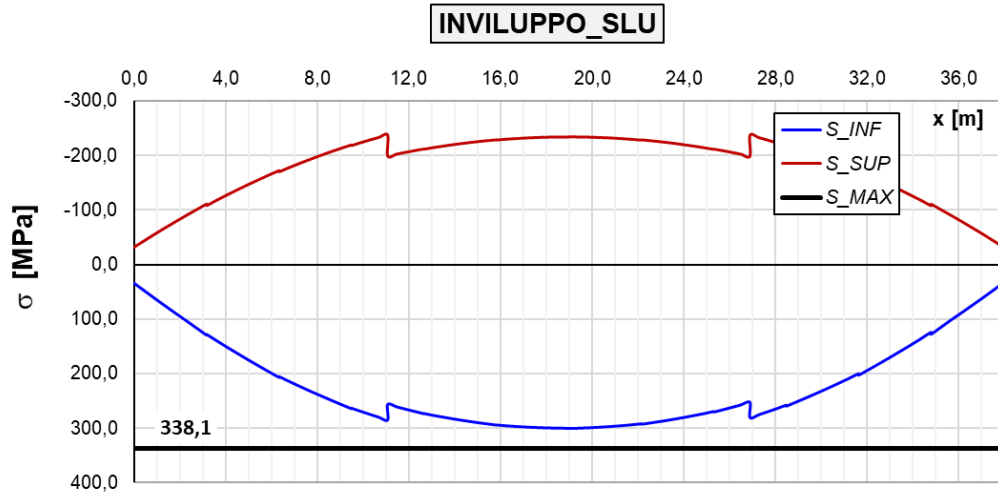
TRAVE	SEZIONE	Aforo mmq	ygforo mm	Jforo mm4
EXT	CONCIO A	9165,48	1964	1,33E+08
EXT	CONCIO B	8897,1	1970	1,21E+08
INT	CONCIO A	9164,97	1964	1,33E+08
INT	CONCIO B	8896,49	1970	1,21E+08

TRAVE	SEZIONE	TRAVE IN ACCIAIO - ANIMA EFFICACE						FASE I - ALA SUP. E ANIMA EFFICACI					FASE III - BREVE TERMINE						FASE II - LUNGO TERMINE					
		A mm ²	Y _G mm	J _x mm ⁴	A _v mm ²	S _{sup} mm ³	S _{inf} mm ³	A mm ²	Y _G mm	J _x mm ⁴	S _{sup} mm ³	S _{inf} mm ³	A _{id} cm ²	Y _G cm	J _x cm ⁴	S _{sup} cm ³	S _{inf} cm ³	S _c cm ³	A _{id} cm ²	Y _G cm	J _x cm ⁴	S _{sup} cm ³	S _{inf} cm ³	S _c cm ³
EXT	CONCIO A	108047	979,0	1,16E+11	47617	30988377	40383926	103646,3	910,5	1,042E+11	2,49E+07	3,75E+07	3427,8	225,3	3,750E+07	142040,9	91736,326	135520,62	2004	183,66	2,896E+07	103027,8	72249,28	88504,681
EXT	CONCIO B	118873	996,9	1,33E+11	47753	38233669	46892663	116764,2	968,2	1,28E+11	3,55E+07	45511711	3627,9	223,6	4,076E+07	153473,1	104049,2	144979,23	2148	182,02	3,148E+07	111950	82021,94	93473,741
INT	CONCIO A	108047	979,0	1,16E+11	47617	30988290	40384115	103646,8	910,5	1,042E+11	2,49E+07	37506307	2766,8	211,3	3,461E+07	129829,1	86089,343	120618,16	1744	168,7	2,592E+07	90459,09	66689,8	73063,339
INT	CONCIO B	118874	996,9	1,33E+11	47754	38233554	46892893	116764,8	968,2	1,28E+11	3,55E+07	45511952	2875,1	207,8	3,722E+07	138767,2	96755,293	126478,12	1852	165,71	2,788E+07	97347,25	75063,14	74957,246

Di seguito si riportano le tensioni normali agenti nelle tre fasi lungo la trave più esterna, in quanto risulta la più sollecitata. Le verifiche risultano soddisfatte.



Di seguito si riporta l'esito delle verifiche SLU per la trave più esterna. Le verifiche risultano soddisfatte.



9.2.2 VERIFICHE A FATICA

Viene di seguito riportata la verifica a fatica della trave maggiormente sollecitata nelle condizioni di traffico ferroviario comprensivo degli effetti dinamici. Le verifiche vengono svolte seguendo le indicazioni del M.d.P. Parte II, adottando il metodo lambda.

Le caratteristiche geometriche utilizzate sono le medesime cui si è fatto riferimento per le verifiche di resistenza.

VERIFICHE A FATICA

METODO LAMBDA

n	1	-	Numero di campane
L_0	38	m	
Φ	1,06	-	Coefficiente di incremento dinamico
λ_1	0,64	-	
λ_2	1	-	Volume di traffico di 25x10 ⁶ t/anno/via
λ_3	1	-	Vita utile a fatica 100 anni
n	0,333	%	Percentuale dei treni che si incrociano sul ponte
λ_{MAX}	1,4	-	Limite superiore del coefficiente I
γ_{Mf}	1,35	-	Coefficiente riduttivo del dettaglio di fatica

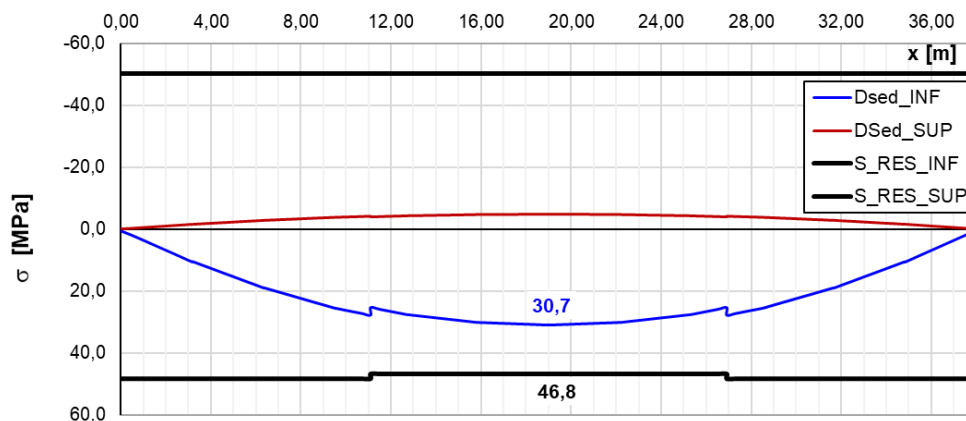
FASE3		LM71 BINARIO 1+2											
OUTPUT STATION	TRAVE	SEZIONE	M3	N	V2	$\Phi * \sigma_{f,inf}$	$\Phi * \sigma_{f,sup}$	$\Phi * \sigma_{w,inf}$	$\Phi * \sigma_{w,sup}$	$\Phi * \tau_V$	$\Phi * q_c$		
			kNm	kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN/m		
INIZIO	EXT	CONCIO A	196	18	-1001	1,2	-0,1	1,2	-0,1	-17,6	-365,7		
FINE	EXT	CONCIO A	8843	0	-587	52,8	-8,4	52,0	-7,9	-10,3	-214,4		
MEZZERIA	EXT	CONCIO B	10869	0	-327	59,3	-10,0	58,3	-9,2	-5,8	-119,5		
INIZIO	INT	CONCIO A	575	302	-1143	4,6	0,2	4,5	0,3	-20,1	-417,3		
FINE	INT	CONCIO A	8354	527	-658	52,7	-10,1	51,8	-9,6	-11,6	-240,2		
MEZZERIA	INT	CONCIO B	10167	639	-423	58,8	-12,3	57,7	-11,5	-7,5	-154,5		

FASE3		LM71 BINARIO 1											
OUTPUT STATION	TRAVE	SEZIONE	M3	N	V2	$\Phi * \sigma_{f,inf}$	$\Phi * \sigma_{f,sup}$	$\Phi * \sigma_{w,inf}$	$\Phi * \sigma_{w,sup}$	$\Phi * \tau_V$	$\Phi * q_c$		
			kNm	kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN/m		
INIZIO	EXT	CONCIO A	30	2	-836	0,2	0,0	0,2	0,0	-14,7	-305,4		
FINE	EXT	CONCIO A	5373	0	-354	32,1	-5,1	31,6	-4,8	-6,2	-129,1		
MEZZERIA	EXT	CONCIO B	6298	0	-240	34,4	-5,8	33,8	-5,3	-4,2	-87,7		
INIZIO	INT	CONCIO A	13	10	-760	0,1	0,0	0,1	0,0	-13,4	-277,4		
FINE	INT	CONCIO A	4613	296	-382	29,1	-5,6	28,6	-5,3	-6,7	-139,6		
MEZZERIA	INT	CONCIO B	5513	404	-272	32,1	-6,5	31,5	-6,0	-4,8	-99,1		

VERIFICHE A FATICA																	
OUTPUT STATION	TRAVE	SEZIONE	a, inf	a, sup	λ_4, inf	λ_4, sup	λ, inf	λ, sup	$\Delta \sigma_{Ed,inf}$	$\Delta \sigma_{Ed,sup}$	$k_{s,inf}$	$k_{s,sup}$	$\Delta \sigma_c$	$k_{s*} \Delta \sigma_c \gamma_{Mf}$	$k_{s*} \Delta \sigma_c \gamma_{Mf}$	Verifica inf	Verifica sup
			-	-	-	-	-	-	MPa	MPa	mm	mm	MPa	MPa	MPa		
INIZIO	EXT	CONCIO A	0,15	0,16	0,91	0,91	0,58	0,58	0,7	-0,1	0,92	1,00	71	48,3	52,6	0,01	0,00
FINE	EXT	CONCIO A	0,61	0,61	0,83	0,83	0,53	0,53	27,6	-4,2	0,92	1,00	71	48,3	52,6	0,57	0,08
MEZZERIA	EXT	CONCIO B	0,58	0,58	0,83	0,83	0,53	0,53	30,8	-4,9	0,89	0,96	71	46,8	50,2	0,66	0,10
INIZIO	INT	CONCIO A	0,02	0,07	0,98	0,96	0,63	0,61	2,8	0,2	0,92	1,00	71	48,3	52,6	0,06	0,00
FINE	INT	CONCIO A	0,55	0,55	0,82	0,82	0,53	0,53	27,3	-5,0	0,92	1,00	71	48,3	52,6	0,57	0,10
MEZZERIA	INT	CONCIO B	0,55	0,53	0,82	0,82	0,53	0,53	30,4	-6,1	0,89	0,96	71	46,8	50,2	0,65	0,12

Le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA A FATICA



9.2.3 VERIFICHE SLE

9.2.3.1 Verifiche dell'inflexione dell'impalcato nel piano verticale

È stata verificata l'inflexione nel piano verticale dell'impalcato.

Sono stati considerati agenti i treni di carico LM71 e SW2 incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α .

LM71

Abbassamento 13.2 mm < $L/1000 = 38$ mm

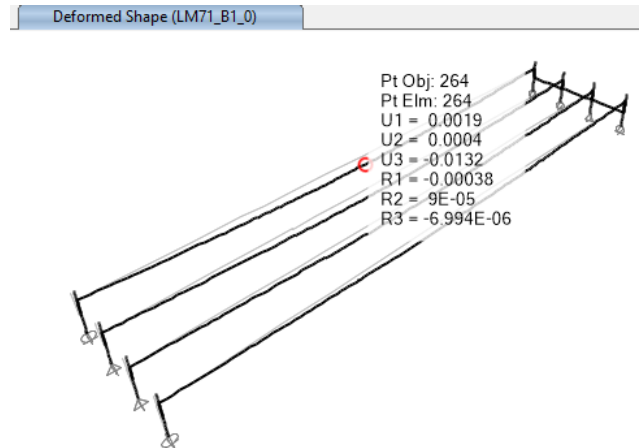


Figura 30 – Abbassamento in mezzeria indotto dal treno di carico LM71

SW2 + LM71

Abbassamento 24.5 mm < $L/600 = 63.3$ mm

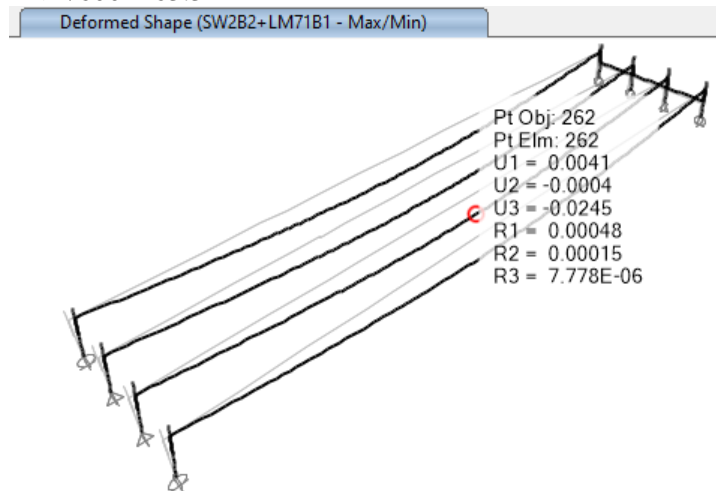


Figura 31 - Abbassamento in mezzeria indotto dal treno di carico LM71 + SW2

9.2.3.2 Stati limite per il comfort dei passeggeri

$\delta_v = 13.20$ mm

$L / \delta_v = 38000 / 13,20 = 2878 > 1500$ * 0.7

Abbassamento prodotto dal transito del treno LM71

passaggeri.

Verifica allo stato limite del comfort dei

La verifica è soddisfatta.

9.2.3.3 Verifiche dell'inflexione impalcato nel piano orizzontale

Considerando la presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α , l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato, l'inflexione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

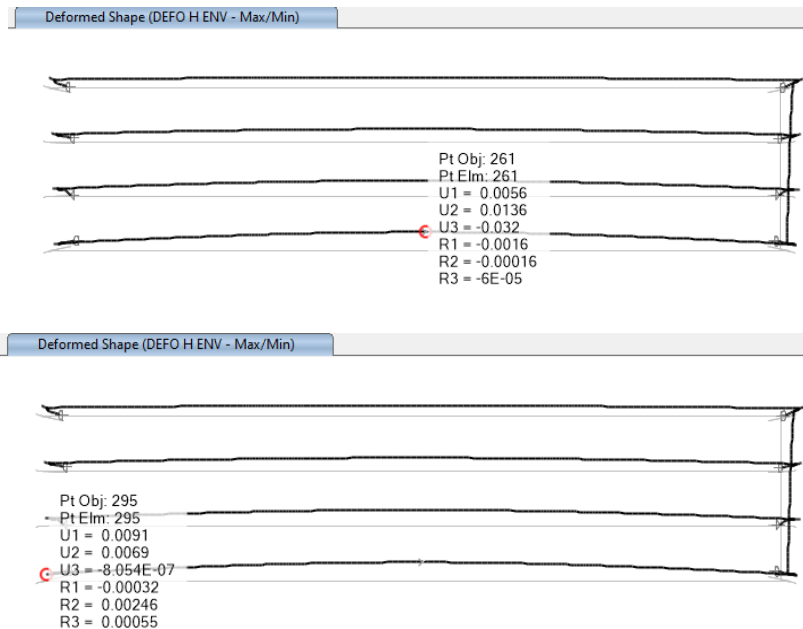
Tab. 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Ipotizzando una massima velocità di percorrenza del ponte risulta pari a 200 Km/h, è stato verificato che:

Raggio di curvatura:
$$R = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_h} = \frac{38000^2}{8 \cdot 13.6} = 13272 > 6000 \text{ m}$$

Variazione angolare massima: $0.00055 < 0.002 \text{ rad}$



Le verifiche risultano soddisfatte

Nel modello si considera un P.F. sottotrave costante per tutti gli impalcati isostatici pari a 3.95m. Come evidenziato dalle analisi ora riportate, tale sezione strutturale risulta adeguata a tutti gli impalcati semplicemente appoggiati, la cui massima luce è di 40m: P.F.-sottotrave = 3,855 m (2,605 m+1.25 m) < 3.95m.