

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE: MANDATARIA



PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.
TRATTA PESCIA - LUCCA

11 - OPERE D'ARTE

Ponte ferroviario - km 42+258

Relazione tecnica e di calcolo

SCALA --

Foglio 1 di 1

PROGETTO/ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	PROGR.OP.	FASE FUNZ.	NUMERAZ.
1 3 4 6 P O	S 1 1	P D	T G P N	1 8	0 1	E 0 0 1

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima Emissione	G. Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO	LINEA	SEDE TECN.	NOME DOC.	NUMERAZ.		
	L 5 4 2	L 0 1 1 1 6	T B 0 0	1 0 / 0 1		
	Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

1346-PO-S11-PD-TGPN-18-01-E001.dwg

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.	MATERIALI	8
3.1.	MATERIALI IMPALCATO	8
3.2.	MATERIALI SPALLA	10
3.3.	MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA SPALLA	10
4.	IMPALCATO A TRAVI INCORPORATE	11
4.1.	ANALISI DEI CARICHI	11
4.1.1.	Carichi permanenti	12
4.1.2.	Carichi accidentali	12
4.1.3.	Azioni sismiche	18
4.2.	ANALISI DELL'IMPALCATO	19
4.2.1.	Calcolo delle sollecitazioni su una fascia di 4 metri	20
4.2.2.	Sollecitazioni sulla trave di bordo fascia	22
4.2.3.	Riepilogo delle sollecitazioni di progetto	24
4.3.	VERIFICHE SULL'IMPALCATO	25
4.3.1.	Verifiche di resistenza dell'impalcato	25
4.3.2.	Calcolo della prima frequenza propria dell'impalcato	26
4.3.3.	Verifiche di deformabilità	26
4.4.	AZIONI SUGLI APPOGGI	29
5.	SPALLE	30
5.1.	ANALISI DEI CARICHI	30
5.1.1.	Peso proprio della spalla e pesi permanenti portati	30
5.1.2.	Spinta statica del terreno	31
5.1.3.	Sovraccarichi da traffico ferroviario sul rilevato a tergo della spalla	32
5.1.4.	Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/Avviamento)	33
5.1.5.	Azione sismica	33
5.1.6.	DSovraspinta sismica del terreno	36
5.1.7.	Forze inerziali dovute al sisma	38

5.1.8.	Azione del vento sulle barriere in testa alla spalla.....	38
5.1.9.	Azioni da impalcato.....	39
5.1.10.	Resistenze parassite nei vincoli.....	39
5.1.11.	Azioni sul paraghiaie – Azione verticale da traffico ferroviario.....	39
5.1.12.	Carichi sui marciapiedi.....	41
5.2.	COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA.....	42
5.2.1.	Combinazioni delle azioni.....	42
5.3.	MODELLO DI CALCOLO.....	49
5.4.	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	55
5.5.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	56
5.5.1.	Verifiche del plinto di fondazione.....	58
5.5.2.	Verifiche del muro frontale.....	67
5.5.3.	Verifiche del muro andatore.....	75
5.5.4.	Verifiche del muro paraghiaia.....	83
5.6.	SPALLA - INCIDENZA ARMATURE.....	88

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo strutturale è relativa alla progettazione del nuovo ponte ferroviario ubicato nel comune di Capannori (LU) alla progressiva del km 42+258, in corrispondenza del deflusso del fosso sottostante.

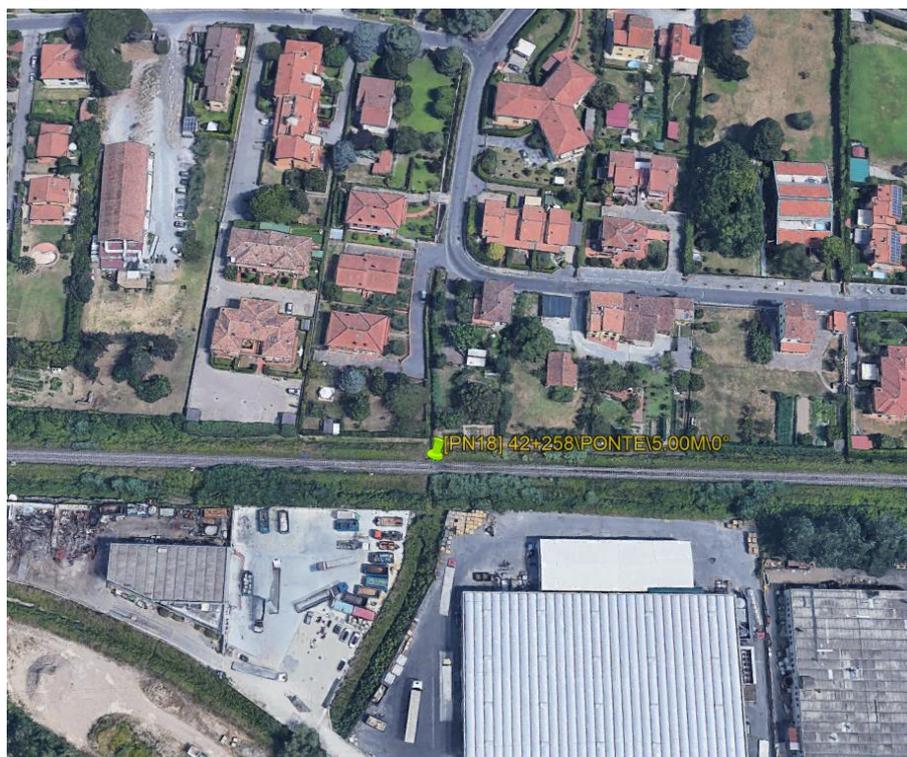


Figura 1-1 Vista satellitare del ponte esistente al km 42+258

L'intervento è conseguente al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, e comporta l'adeguamento del ponte ad arco esistente, mediante demolizione dello stesso e costruzione delle spalle e dei due impalcati monobinario, realizzati in affiancamento e in fasi distinte al fine di garantire la circolazione ferroviaria durante il periodo di cantiere.

L'impalcato è a travi incorporate di luce teorica L (distanza appoggi) pari a 5,95 m. Le travi metalliche sono HEB340 poste ad interasse 0,513 metri. Lo spessore della soletta è di 44 cm. Ciascun impalcato porta un binario e i relativi carichi da traffico, la sovrastruttura ferroviaria e un sentiero pedonale adibito al solo personale specializzato. In sede progettuale si porta in conto la presenza delle barriere antirumore e di un marciapiede adibito al personale specializzato.

Le spalle hanno una fondazione costituita da un plinto su pali di spessore 1,8 m e dimensioni 6,8 x 7,5. La palificata si compone di 9 pali trivellati di diametro pari a 1,2 metri con interasse nelle due direzioni di 2,5 m.

Il muro frontale è spesso 1,6 m, alto 1,86 e larghezza 6,80 m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 6,8 m, è spesso 0,5 m e ha un'altezza di 0,9 m rispetto alla sommità del muro frontale. I

due muri andatori hanno spessore 1 m fino al piano appoggi, 50 cm al di sopra del piano appoggi. L'altezza degli andatori è 2,77 lato interno, 2,49 lato esterno.

L'altezza totale della spalla è 4,57 metri.

Lungo il lato esterno della spalla si considerano in sede progettuale la realizzazione delle barriere antirumore e di un marciapiede adibito al solo personale specializzato.

Si riportano nel seguito i prospetti e le sezioni descrittivi dell'opera in esame.

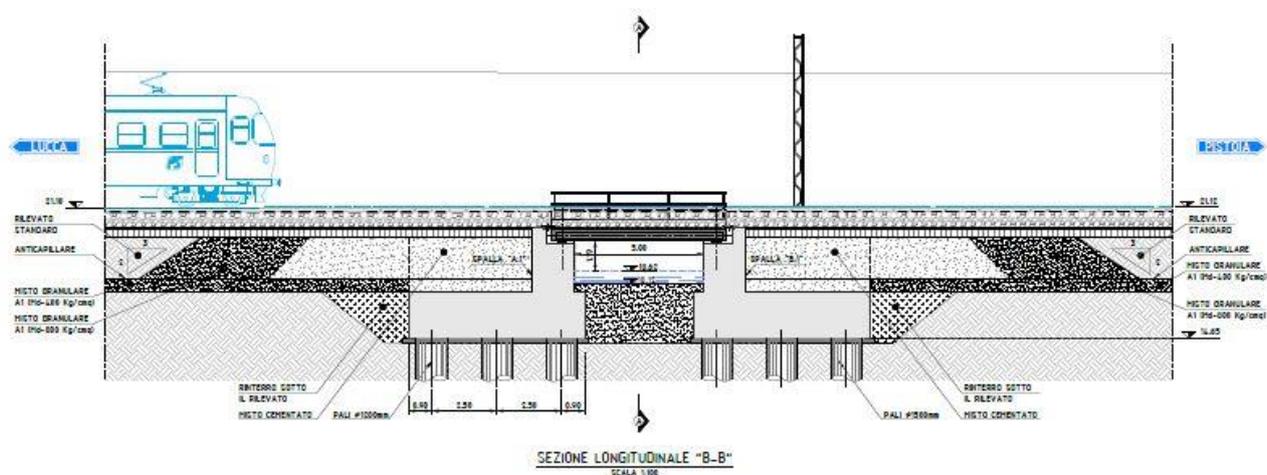


Figura 1-2 Sezione longitudinale dell'opera

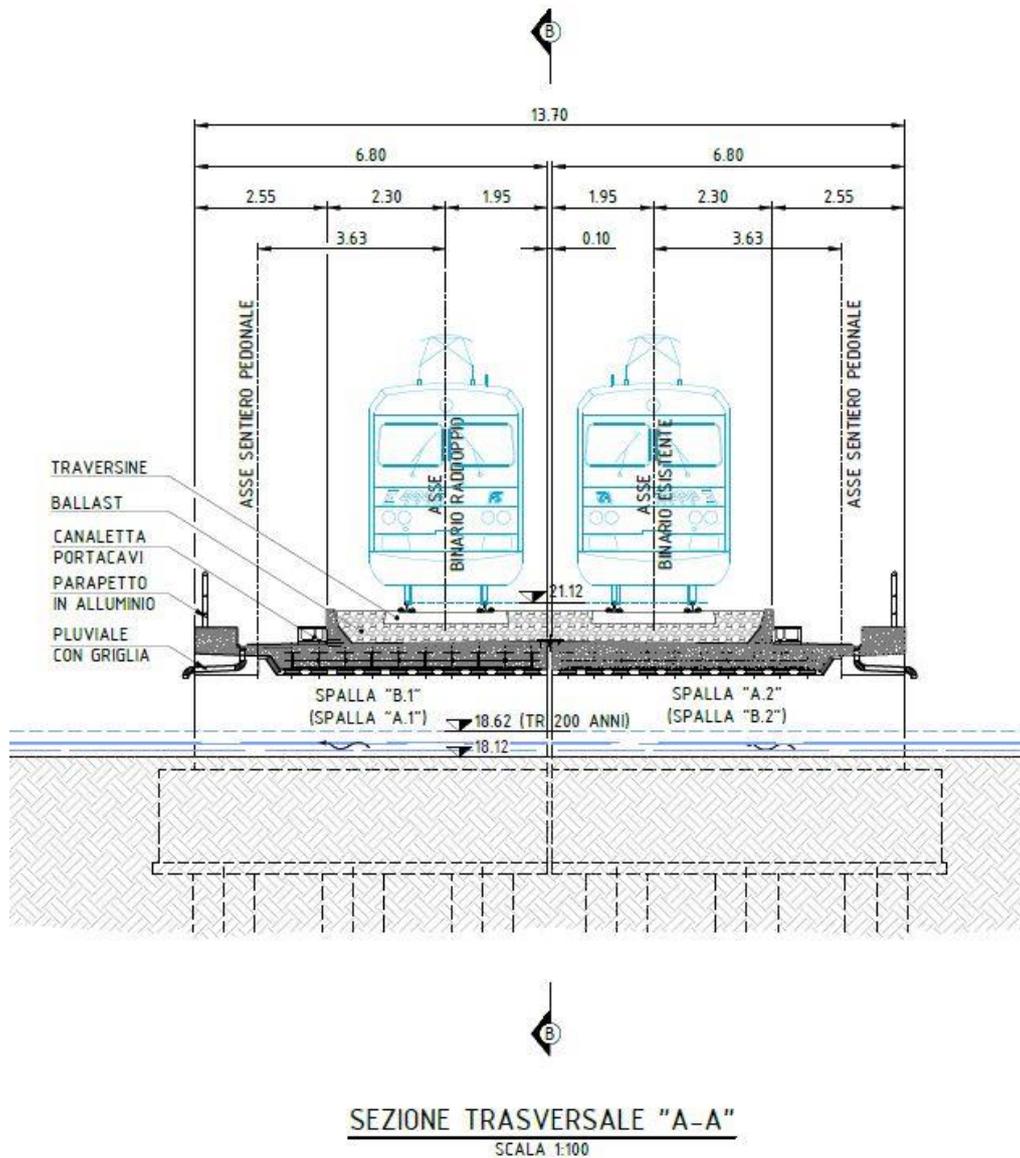


Figura 1-3 Sezione trasversale dell'opera

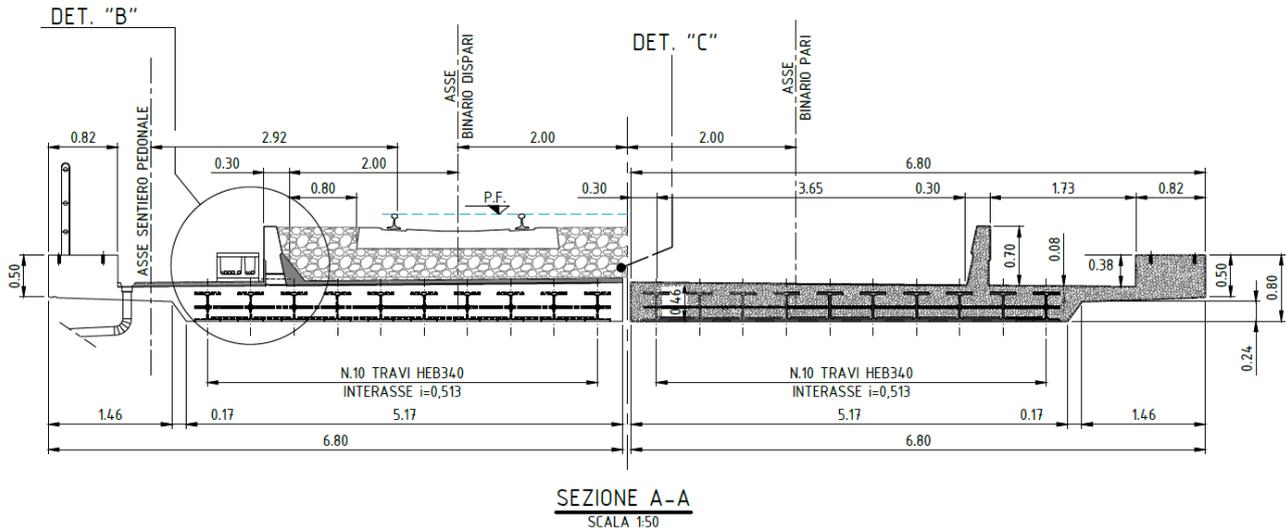


Figura 1-4 Sezione trasversale dell'impalcato

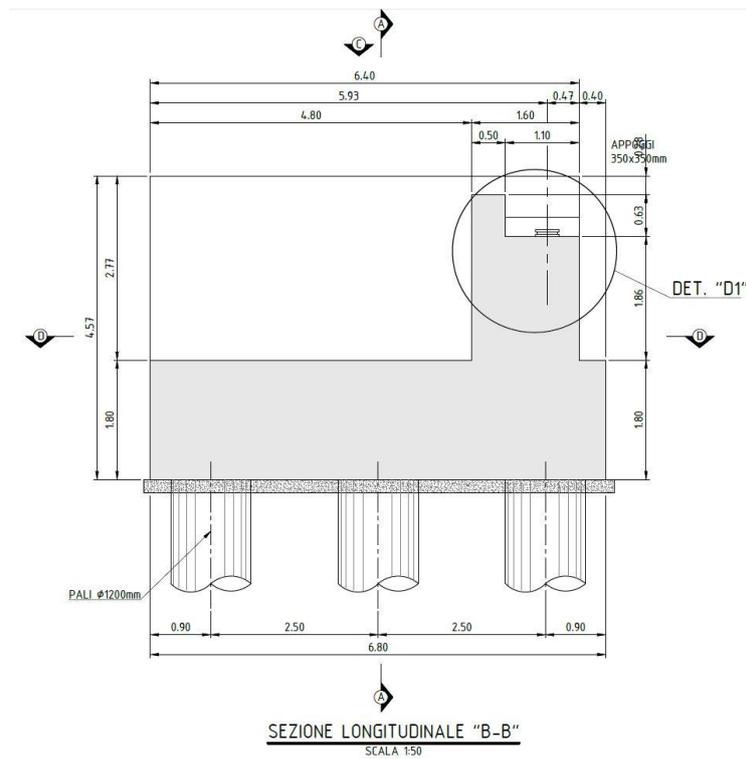


Figura 1-5 Sezione longitudinale della spalla

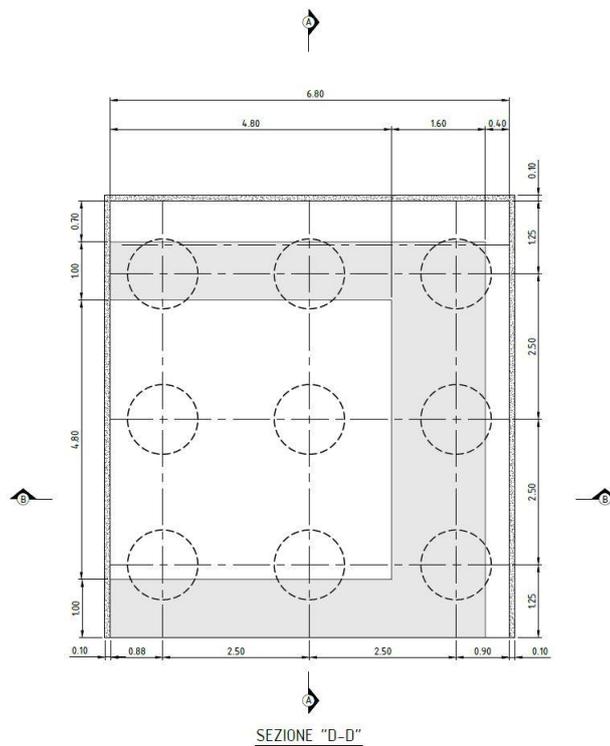


Figura 1-6 Vista in pianta della spalla (estradosso della platea di fondazione)

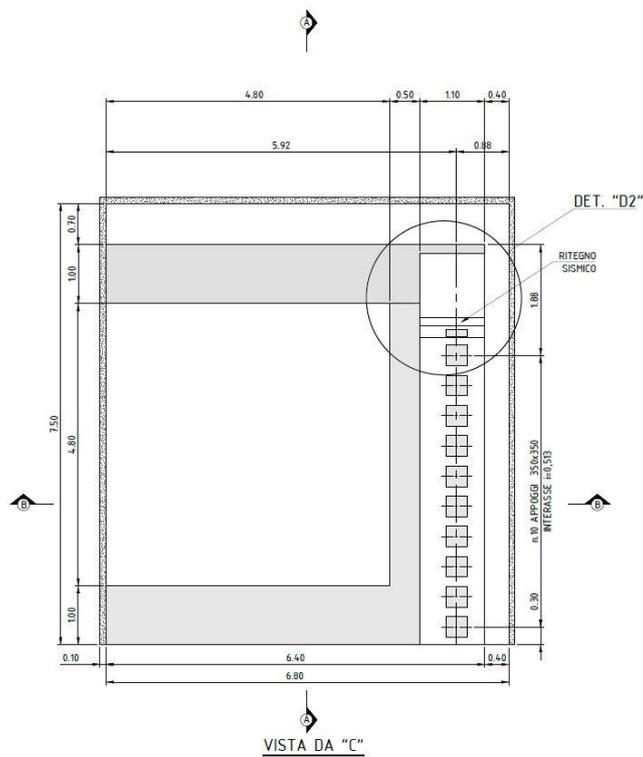


Figura 1-7 Vista in pianta della spalla (piano degli appoggi)

Lo schema dei vincoli per il ponte in esame è quello indicato nella seguente immagine e si compone di dieci appoggi, che si differenziano per il grado di vincolo imposto rispetto gli spostamenti, di seguito si riporta una breve descrizione dello schema di vincolo adottato per il ponte in esame:



-  Appoggio fisso
-  Appoggio multidirezionale
-  Appoggio unidirezionale
-  Appoggio fisso a rigidezza variabile
-  Appoggio fisso con centraggio giochi

Le verifiche della presente relazione vengono effettuate sulla spalla B.2 con appoggi fissi.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per la progettazione in oggetto è la seguente:

Norme tecniche per le costruzioni

- D.M. 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni (d’ora in avanti definite NTC18);

Specifiche tecniche ed istruzioni RFI

- RFI DTC SI MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE I - DISPOSIZIONI GENERALI
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 1 – AMBIENTE E GEOLOGIA
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 2 – PONTI E STRUTTURE
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 3 – CORPO STRADALE
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili - PARTE II - SEZIONE 5 – PRESCRIZIONI PER I MARCIAPIEDI E LE PENSILINE
- RFI DTC SICS SP IFS 001 B del 24-12-15 Capitolato appalto OOCC
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la Progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la Progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio “I” incorporate nel calcestruzzo

Eurocodici:

- UNI EN 1990: Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1992: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI EN 1993: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio.
- UNI EN 1993: Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- UNI EN 1997: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica.
- UNI EN 1998: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

3. MATERIALI

3.1. MATERIALI IMPALCATO

I requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo sono individuati in tabella 6.5.5.1 del Capitolato d'Appalto RFI. Per il copriferro di progetto, individuato a partire dalla classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla tabella del par. 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione RFI.

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ¹	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)
C**	1	Impalcato in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S3,S4	CEM I,II,III,IV,V Rck
H**	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V 30
	2	Pali di fondazione gettati in opera	XC2	0.60	C25/30	S4, S5	CEM III,IV,V 30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	0.50	C32/40	S4, S5	CEM III,IV,V Rck
I	Magrone di riempimento o livellamento	X0	-	C12/15	-	CEM I,II,III,IV,V Rck	

Elemento strutturale	Categoria di esposizione minima	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	XA1	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni amate	XC2	40mm
Fondazioni non amate (pozzi, sottopinti, ecc.)	XC2	40mm
Cunette canalette e cordoli	XC1	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, baggioli)	XC3	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	XC3	40mm
Solette estradosso	XC3	35mm
Solette intradosso (getto in opera)		35mm
Impalcato armatura ordinaria	XC3	40mm

tabella 2.5.2.2.3.2.-1

- Calcestruzzo soletta impalcato:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	40 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio da carpenteria in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

- Carpenteria metallica:

Tipo	EN 10025-2 S355 J0+N
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$

Mandataria

Mandanti

3.2. MATERIALI SPALLA

I requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo sono individuati in tabella 6.5.5.1 del Capitolato d'Appalto RFI. Per il copriferro di progetto, individuato a partire dalla classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla tabella del par. 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione RFI.

In accordo alla tabella il calcestruzzo impiegato per le spalle è il seguente:

- Calcestruzzo spalle:

Tipo	C 30/37
Classe di esposizione	XC3
Copriferro	40 mm
Rapporto a/c massimo	0.55
Classe di consistenza	S3, S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 2.169 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio in barre da c.a. e reti elettrosaldate:

Tipo	B450C
Resistenza caratteristica di snervamento	$F_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

3.3. MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA SPALLA

A monte della spalla si assumono i parametri geotecnici di un rilevato ferroviario in rettilineo con le caratteristiche meccaniche come indicato dal Manuale di Progettazione (PARTE II – SEZIONE 3 - 3.8.1.3.3):

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$
- Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

4. IMPALCATO A TRAVI INCORPORATE

4.1. ANALISI DEI CARICHI

Il ponte in esame è un ponte a travi incorporate su una luce di calcolo di 5.95 m.

L'elemento strutturale resistente sono le travi in acciaio. Si ipotizza di impiegare 10 profili HEB 340 (classe 1) ad interasse di 0.513 m come suggerito dal Manuale di Progettazione RFI al §2.9.7.

Il calcolo di verifica viene eseguito per una porzione intermedia di solettone a travi incorporate, larga 4.00m, sulla quale grava il carico del binario.

Il numero di travi comprese in tale fascia, considerata reagente nelle verifiche di resistenza, è pari a 9.

Lo spessore dell'impalcato è di 44 cm.

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche del profilo scelto, con riferimento alle usuali simbologie:

- PROFILI METALLICI: *Profilo* = "HEB 340" $n_{tot} = 10$

$$b = 0.3 \text{ m} \quad h = 0.34 \text{ m} \quad i = 0.513 \text{ m} \quad t_w = 1.2 \text{ cm} \quad t_f = 2.15 \text{ cm} \quad A_s = 171 \text{ cm}^2$$

$$J_s = 36660 \text{ cm}^4 \quad W = 2156 \text{ cm}^3 \quad S = 1204 \text{ cm}^3 \quad p = 1340 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_d := 1.05$$

$$n_t := 9 \quad n^{\circ} \text{ travi di calcolo su zona d'influenza considerata}$$

- IMPALCATO:

$$B_b := 4 \cdot m \quad H := h + 0.1 \cdot m = 0.44 \text{ m} \quad H_p = 1.293 \text{ m} \quad s_c := 1.435 \text{ m}$$

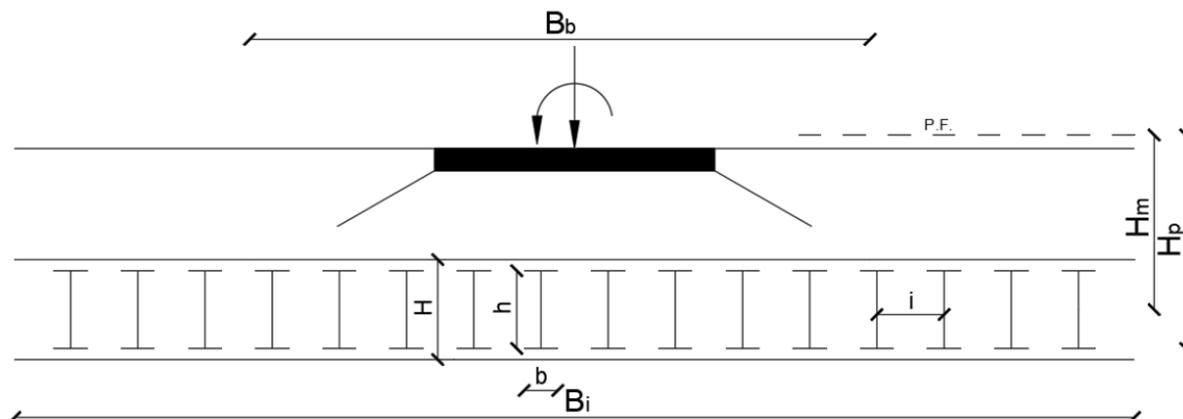
$$B_i := 5.2 \cdot m \quad H_m := H_p - \frac{h}{2} = 1.12 \text{ m}$$

$$\alpha_1 := 1.1 \quad \gamma_{CLS} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad E := 20600 \text{ MPa} \quad f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

- Parametri forza centrifuga:

$$V_{LM71} := 140 \frac{\text{km}}{\text{hr}} \quad V_{SW2} := 100 \frac{\text{km}}{\text{hr}} \quad R := 0 \text{ m}$$

$$f := \left(1 - \frac{\left(\frac{V_{LM71}}{\text{hr}} - 120 \right)}{1000} \cdot \left(\frac{814}{\frac{V_{LM71}}{\text{km}} + 1.75} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{\frac{L}{\text{m}}}} \right) \right) = 0.95 \quad \text{Fattore di riduzione}$$



4.1.1. Carichi permanenti

I pesi si valutano considerando un peso specifico del cls di 25 kN/mc e un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5kN/mc. Il peso del calcestruzzo è comprensivo della soletta, delle predelle e dei marciapiedi. Il peso della sovrastruttura ferroviaria (massicciata, armamento e impermeabilizzazione) è stato calcolato a partire da un peso di volume pari a 20 kN/mc.

Si considera inoltre la presenza di barriera antirumore sul solo lato esterno.

ANALISI DEI CARICHI:

Carichi permanenti:

- Peso delle travi in acciaio

$$a_1 := n_{tot} \cdot p \cdot 1.35 = 18.09 \frac{kN}{m}$$

- Peso cls in opera

$$b_1 := ((B_i \cdot H) - (n_{tot} \cdot A_s)) \cdot \gamma_{CLS} \cdot 1.35 = 71.45 \frac{kN}{m}$$

- Peso ballast, armamento e conglomerato bituminoso

$$c_1 := 3.8 \cdot m \cdot 0.8 \cdot m \cdot 20 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 1.5 = 91.2 \frac{kN}{m}$$

- Peso barriera antirumore

$$d_1 := 1.5 \cdot 2 \cdot 15 \frac{kN}{m} = 45 \frac{kN}{m}$$

Peso Permanenti totale:

$$p_{p1} := a_1 + b_1 + c_1 + d_1 = 225.74 \frac{kN}{m}$$

4.1.2. Carichi accidentali

4.1.2.1. Azioni da traffico ferroviario

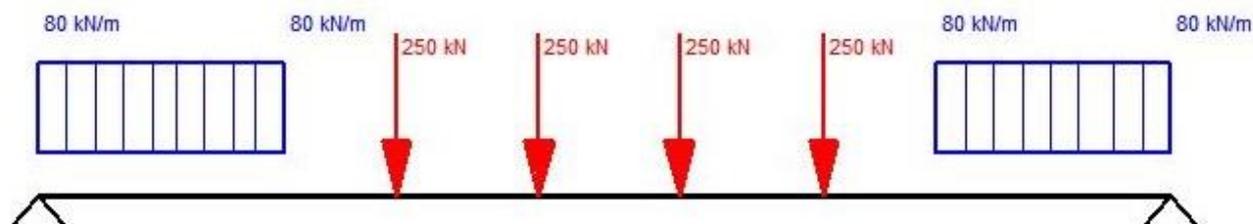
Si valutano le azioni verticali e orizzontali dovute al transito dei convogli ferroviari definiti dai modelli di carico previsti da normativa, rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario normale e pesante, LM71 e SW2.

Mandataria

Mandanti

- Treno LM71:

Carico equivalente flettente:



$M_1 = \text{if } L < 6.4 \cdot m$

$$\alpha_1 \cdot \left(250 \text{ kN} \cdot 2 \cdot \frac{L}{2} - 250 \text{ kN} \cdot 0.8 \text{ m} - 250 \text{ kN} \cdot (1.6 \text{ m} + 0.8 \text{ m}) \right)$$

else if $L > 6.4 \cdot m$

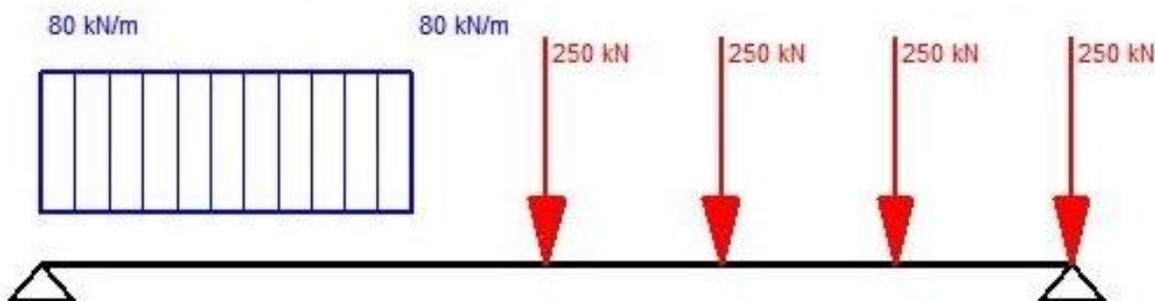
$$\alpha_1 \cdot \left(\left(80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{L - 6.4 \cdot m}{2} \right) + 250 \cdot \text{kN} \cdot 2 \right) \cdot \left(\frac{L}{2} \right) - \left(80 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{L - 6.4 \cdot m}{2} \right) \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{L - 6.4 \cdot m}{4} \right) \right) - 250 \text{ kN} \cdot 2.4 \text{ m} - 250 \text{ kN} \cdot 0.8 \text{ m} \right)$$

$$M_1 = 756.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$p_1 := 1.45 \cdot M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 247.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 170.892 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Carico equivalente tagliante:



$$y = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$v_1 := \begin{bmatrix} \alpha_1 \cdot \left(80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L - (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m})) \cdot \left(\frac{(L - (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m}))}{2} \right) + (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m}) \right) + 250 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 3 + 250 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 2 + 250 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 1130.8 \\ 473.59 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$v_2 := \begin{bmatrix} \alpha_1 \cdot (4 \cdot 250 \text{ kN}) \\ \frac{\alpha_1}{L} \cdot (250 \cdot \text{kN} \cdot 1.6 \cdot \text{m} + 250 \text{ kN} \cdot 3.2 \cdot \text{m} + 250 \cdot \text{kN} \cdot 4.8 \cdot \text{m}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1100 \\ 443.7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$\text{soln}_1 := \text{lsolve}(y, v_1) \quad \text{soln}_1 = \begin{bmatrix} 473.59 \\ 657.21 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$\text{soln}_2 := \text{lsolve}(y, v_2) \quad \text{soln}_2 = \begin{bmatrix} 443.7 \\ 656.3 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$T_1 := \text{if } L < 6.4 \text{ m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \max(\text{soln}_{2,0}, \text{soln}_{2,1,0}) \\ \max(\text{soln}_{1,0}, \text{soln}_{1,1,0}) \end{array} \right\|$$

$$\text{else if } L > 6.4 \text{ m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \max(\text{soln}_{2,0}, \text{soln}_{2,1,0}) \\ \max(\text{soln}_{1,0}, \text{soln}_{1,1,0}) \end{array} \right\|$$

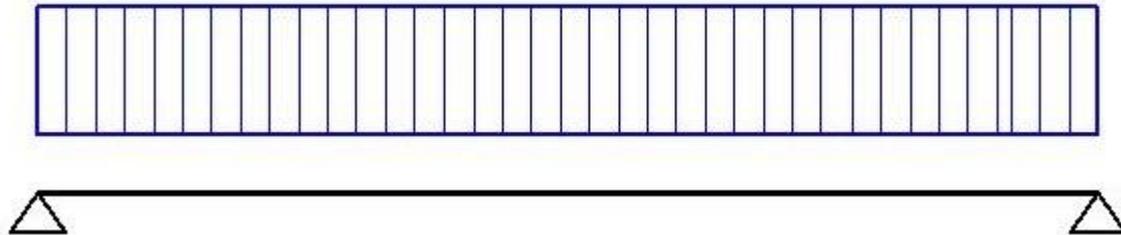
$$T_1 = 656.3 \text{ kN}$$

$$p_2 := 1.45 \cdot T_1 \cdot \frac{2}{L} = 319.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Treno SW2:

150 kN/m

150 kN/m



Carico equivalente flettente:

$$M_2 := 1 \cdot \left(150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} \right) = 663.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$p_3 := 1.45 \cdot M_2 \cdot \frac{8}{L^2} = 217.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carico equivalente tagliante:

$$T_2 := 1 \cdot \left(150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L}{2} \right) = 446.25 \text{ kN}$$

$$p_4 := 1.45 \cdot T_2 \cdot \frac{2}{L} = 217.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mandataria

Mandanti

4.1.2.2. Coefficiente di incremento dinamico

Il coefficiente di incremento dinamico si valuta considerando la lunghezza caratteristica L_ϕ pari alla luce dell'impalcato come da tabella 5.2.II (NTC'18) e prevedendo un ridotto standard manutentivo della linea.

- Coefficiente di incremento dinamico:

$$\Phi_3 := \frac{2.16}{\left(\left(\frac{L}{m} \right)^{\frac{1}{2}} - 0.2 \right)} + 0.73 = 1.69$$

4.1.2.3. Forza centrifuga

La forza centrifuga si considera agente a 1.80m dal piano del ferroe viene valutata a partire dalle velocità di progetto assunte per i diversi modelli di carico.

- Parametri forza centrifuga:

$$V_{LM71} := 140 \frac{km}{hr}$$

$$V_{SW2} := 100 \frac{km}{hr}$$

$$R := 0 \text{ m}$$

$$f := \left(1 - \frac{\left(\frac{V_{LM71}}{km/hr} - 120 \right)}{1000} \cdot \left(\frac{814}{\frac{V_{LM71}}{km/hr}} + 1.75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{\left(\frac{L}{m} \right)}} \right) \right) = 0.94 \quad \text{Fattore di riduzione}$$

$$F_c = \frac{(p_i \cdot V^2) \cdot f}{127 \cdot R}$$

-Treno LM71:

Per effetti flettenti:

$$F_{cf1} := \text{if } R = 0 \quad \left\| \begin{array}{l} 0 \cdot \frac{kN}{m} \\ \text{else} \\ \frac{\left(p_1 \cdot \left(\frac{V_{LM71}}{km/hr} \right)^2 \right) \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{m}} \end{array} \right\| = 0 \frac{kN}{m}$$

Per effetti taglianti:

$$F_{ct1} := \text{if } R = 0 \quad \left\| \begin{array}{l} 0 \cdot \frac{kN}{m} \\ \text{else} \\ \frac{\left(p_2 \cdot \left(\frac{V_{LM71}}{km/hr} \right)^2 \right) \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{m}} \end{array} \right\| = 0 \frac{kN}{m}$$

-Treno SW2:

Per effetti flettenti:

$$F_{cf2} := \text{if } R = 0 \quad \left\| \begin{array}{l} 0 \cdot \frac{kN}{m} \\ \text{else} \\ \left(p_3 \cdot \left(\frac{V_{SW2}}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \right) \cdot f \\ \hline 127 \cdot \frac{R}{m} \end{array} \right\| = 0 \frac{kN}{m}$$

Per effetti taglianti:

$$F_{ct2} := \text{if } R = 0 \quad \left\| \begin{array}{l} 0 \cdot \frac{kN}{m} \\ \text{else} \\ \left(p_4 \cdot \left(\frac{V_{SW2}}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \right) \\ \hline 127 \cdot \frac{R}{m} \end{array} \right\| = 0 \frac{kN}{m}$$

4.1.2.4. Frenatura/Avviamento

- Azione di frenatura:
(Si considera agente a livello del piano ferro)

Treno LM71: $F_{fLM71} := 20 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot \alpha_1 \cdot 1.45 = 189.81 \text{ kN}$

Treno SW2: $F_{fSW2} := 35 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot 1.45 = 301.96 \text{ kN}$

- Azione di avviamento:
(Si considera agente a livello del piano ferro)

Treno LM71: $F_{aLM71} := 33 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot \alpha_1 \cdot 1.45 = 313.18 \text{ kN}$

Treno SW2: $F_{aSW2} := 33 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot 1.45 = 284.71 \text{ kN}$

4.1.2.5. Azione laterale (serpeggio)

La forza indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta perpendicolarmente all'asse del binario.

$$F_L := 100 \text{ kN} \cdot \alpha_1 \cdot 1.45 = 159.5 \text{ kN}$$

4.1.2.6. Azione accidentale sui marciapiedi

- Accidentale su marciapiedi:
(Carico non concomitante con il transito dei treni)

$$p_5 := 10 \frac{kN}{m} \cdot 1.5 = 15 \frac{kN}{m}$$

4.1.2.7. Azione del vento

La pressione del vento si valuta secondo le disposizioni delle NTC 2018. La pressione del vento calcolata è la seguente:

$$P_v = 1.389 \frac{kN}{m^2}$$

Si considera inoltre un incremento pari a 0.4 kN/mq dovuto agli effetti aereodinamici associati al passaggio dei convogli. L'azione del vento si considera agente sulla barriera antirumore e sull'altezza dell'impalcato.

$$p_6 := \left(P_v + 0.4 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot (5 \cdot m + H + 0.8 \cdot m) \cdot 1.5 = 16.75 \frac{kN}{m}$$

4.1.3. Azioni sismiche

Le azioni sismiche agenti sull'impalcato sono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R ricavato dal prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Per l'opera in esame e facendo riferimento a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione 2018 di RFU, sono stati considerati i seguenti valori:

Tipo di costruzione 2 $\rightarrow V_N=50$ anni; Classe d'uso III $\rightarrow C_U = 1.5$

$V_R=75$ anni

Lo spettro di risposta è stato valutato considerando una categoria di sottosuolo "C" e fattore di struttura $q=1$. I parametri indipendenti sono quindi i seguenti:

$$CS := "C" \quad T_{C,s} := 0.294 \quad a_g := 0.146 \quad F_0 := 2.378 \quad \xi := 5\% \quad S_T := 1 \quad q := 1$$

I parametri dipendenti sono i seguenti:

$$S_1 := S_S \cdot S_T = 1.5 \quad \eta := \max\left(\sqrt{\frac{10}{5 + \xi \cdot 100}}, 0.55\right) = 1$$

$$T_C := C_C \cdot T_{C,s} \cdot s = 0.462 \text{ s}$$

$$T_B := \frac{T_C}{3} = 0.154 \text{ s}$$

$$T_D := (4 \cdot a_g + 1.6) \cdot s = 2.184 \text{ s}$$

Il periodo proprio dell'impalcato è stato valutato nel seguente modo:

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0.3} = 32836.6 \text{ MPa} \quad n_a := 6 \quad A_f := 1.13 \text{ cm}^2 \cdot \frac{B_i}{0.2 \text{ m}} = 29.38 \text{ cm}^2$$

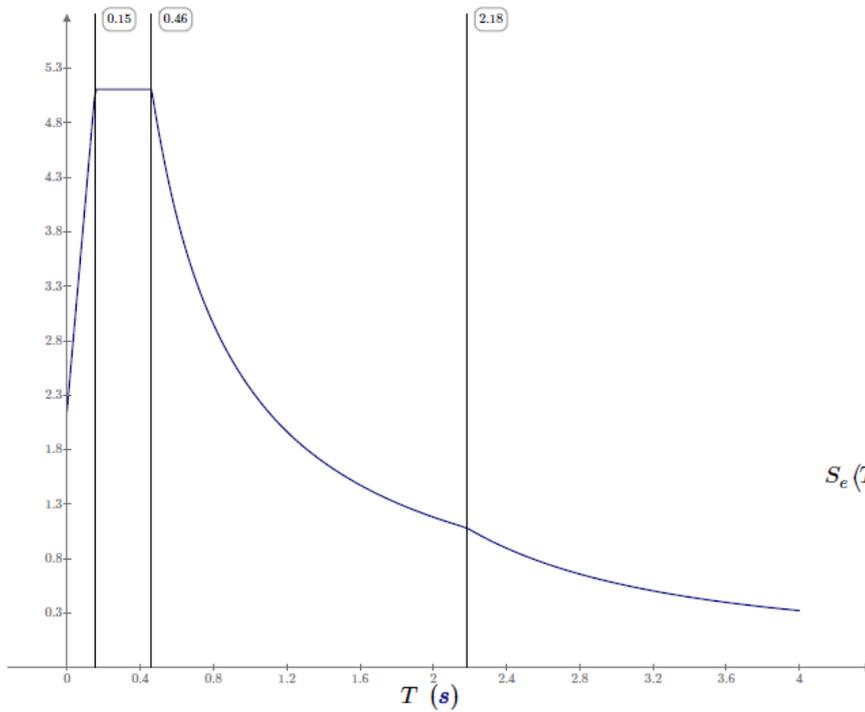
$$J := \left(\frac{B_i \cdot H^3}{12} + (n_a - 1) J_s \cdot n_t\right) \cdot \frac{1}{n_a} + A_s \cdot n_t \cdot \left(\frac{H-h}{2}\right)^2 + A_f \cdot \left(\frac{H}{2} - 3 \text{ cm}\right)^2 = 939249 \text{ cm}^4$$

$$p_p := p_{p1} = 225.739 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_0 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(p_p \cdot L^4)}{E_{cm} \cdot J \cdot 10} = 1.19 \text{ mm} \quad \text{freccia sotto carichi permanenti}$$

$$\eta_0 := \frac{17.75}{\left(\frac{\delta_0}{\text{m}} \cdot 1000\right)^{0.5}} = 16.241 \text{ Hz}$$

$$T_p := \frac{1}{\eta_0} = 0.062 \text{ s}$$



$$S_e(T) \left(\frac{m}{s^2} \right)$$

$$S_e(T_p) = 3.33 \frac{m}{s^2}$$

$$F_l := S_e(T_p) \cdot \left(\frac{a_1}{1.35} + \frac{b_1}{1.35} + \frac{c_1}{1.5} + \frac{d_1}{1.5} \right) \cdot \frac{L}{g} = 317.46 \text{ m} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$F_t := S_e(T_p) \cdot \left(\frac{a_1}{1.35} + \frac{b_1}{1.35} + \frac{c_1}{1.5} + \frac{d_1}{1.5} \right) \cdot \frac{B_i}{g} = 277.44 \text{ m} \cdot \frac{kN}{m}$$

4.2. ANALISI DELL'IMPALCATO

Lo schema di calcolo ripercorre l'esempio di calcolo riportato negli Allegati al Cap. 2.9 del Manuale di Progettazione RFI.

L'elemento strutturale resistente sono le travi in acciaio. I pesi propri, i permanenti portati e le azioni variabili invece sono affidate alle travi che ricadono all'interno della fascia di ripartizione di 4 metri considerata reagente ai fini della verifica di resistenza.

4.2.1. Calcolo delle sollecitazioni su una fascia di 4 metri

• Momento flettente in mezzera:

- Permanenti:
$$M_{p0} := \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{p_{p1} \cdot L^2}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 768.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Accidentali:

Treno LM71:
$$M_{p1} := \frac{1}{8} \cdot (p_1 \cdot L^2) = 1096.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{p2} := \frac{1}{8} \cdot (p_3 \cdot L^2) = 962.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Incremento dinamico:

Treno LM71:
$$M_{p1'} := \frac{1}{8} \cdot (p_1 \cdot L^2) \cdot (\Phi_3 - 1) = 761.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{p2'} := \frac{1}{8} \cdot (p_3 \cdot L^2) \cdot (\Phi_3 - 1) = 668.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Frenatura/Avviamento:

Treno LM71:

(Si considerano 1000kN come indicato nel §2.5.1.4.3.3 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari)

$$M_{afLM71} := \frac{\left(1000 \text{ kN} \cdot \frac{h}{2} \text{ m} \right)}{2} = 85 \text{ m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:

$$M_{afSW2} := \frac{\left(F_{fSW2} \cdot \frac{h}{2} \text{ m} \right)}{2} = 25.67 \text{ m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

• Taglio all'appoggio:

- Permanenti:
$$T_{p0} := \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{p_{p1} \cdot L}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 516.59 \text{ kN}$$

- Accidentali:

Treno LM71:
$$T_{p2} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) = 951.64 \text{ kN}$$

Treno SW2:
$$T_{p4} := \frac{1}{2} \cdot (p_4 \cdot L) = 647.06 \text{ kN}$$

- Incremento dinamico:

Treno LM71:
$$T_{p2'} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) \cdot (\Phi_3 - 1) = 661.01 \text{ kN}$$

Treno SW2:
$$T_{p4'} := \frac{1}{2} \cdot (p_4 \cdot L) \cdot (\Phi_3 - 1) = 449.45 \text{ kN}$$

- Frenatura/Avviamento:

Treno LM71:
(Si considerano 1000kN come indicato nel §2.5.1.4.3.3 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari)

$$T_{afLM71} := \frac{\left(1000 \text{ kN} \cdot \left(H_m + \frac{h}{2}\right)\right)}{L} = 217.31 \text{ kN}$$

Treno SW2:

$$T_{afSW2} := \frac{\left(F_{fSW2} \cdot \left(H_m + \frac{h}{2}\right)\right)}{L} = 65.62 \text{ kN}$$

• Coppie torcenti a metro lineare di impalcato:

- Centrifuga:

Treno LM71:

Per effetti flettenti: $m_{t1} := F_{cf1} \cdot (1.8 \cdot m + H_m) \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot m$

Per effetti taglianti: $m_{t2} := F_{ct1} \cdot (1.8 \cdot m + H_m) \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot m$

Treno SW2:

Per effetti flettenti: $m_{t3} := F_{cf2} \cdot (1.8 \cdot m + H_m) \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot m$

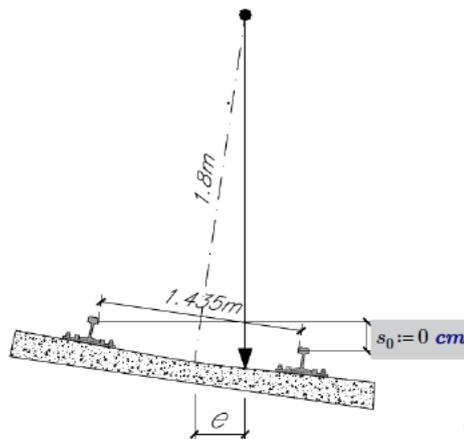
Per effetti taglianti: $m_{t4} := F_{ct2} \cdot (1.8 \cdot m + H_m) \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot m$

- Eccentricità di carico LM71:

Per effetti flettenti: $m_{t5} := p_1 \cdot \left(\frac{s_c}{18}\right) \cdot m = 19.75 \text{ kN} \cdot m$

Per effetti taglianti: $m_{t6} := p_2 \cdot \left(\frac{s_c}{18}\right) \cdot m = 25.5 \text{ kN} \cdot m$

- Effetto della sovrarelevazione:



$$e := \frac{180 \cdot s_0}{143.5} = 0 \text{ m}$$

Treno di carico LM71:

Per effetti flettenti: $m_{t7} := p_1 \cdot e \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot m$

Per effetti taglianti: $m_{t8} := p_2 \cdot e \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot m$

Treno di carico SW2:
Per effetti flettenti: $m_{t9} := p_3 \cdot e \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Per effetti taglianti: $m_{t10} := p_4 \cdot e \cdot m = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Vento: $m_{t11} := p_6 \cdot \left(\frac{4 \text{ m}}{2} + \frac{H}{2} + 0.8 \cdot m \right) = 50.57 \text{ kN}$

- Azione laterale (serpeggio): $m_{t12} := F_L \cdot H_m = 179.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

4.2.2. Sollecitazioni sulla trave di bordo fascia

Momento flettente in mezzzeria:

- Permanenti: $M_{I0} := \frac{M_{p0}}{(n_t)} = 85.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Accidentali:
Treno LM71: $M_{I1} := \frac{M_{p1}}{(n_t)} = 121.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Treno SW2: $M_{I2} := \frac{M_{p2}}{(n_t)} = 106.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Incremento dinamico:
Treno LM71: $M_{I1'} := M_{I1} \cdot (\Phi_3 - 1) = 84.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Treno SW2: $M_{I2'} := M_{I2} \cdot (\Phi_3 - 1) = 74.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Frenatura/Avviamento:
Treno LM71:
(Si considerano 1000kN come indicato nel §2.5.1.4.3.3 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari)

$$M_{afLM71} := \frac{\left(1000 \text{ kN} \cdot \frac{h}{2} \right)}{2} \cdot \frac{1}{(n_t)} = 9.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2: $M_{afSW2} := \frac{\left(F_{fSW2} \cdot \frac{h}{2} \right)}{2} \cdot \frac{1}{(n_t)} = 2.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$

L'incremento di carico verticale prodotto sulla trave di bordo dalle coppie torcenti si valuta, considerando la flessione su una striscia unitaria trasversale di impalcato avente sezione Bb x h dalla quale si ottiene:

$$J := \frac{1}{12} \cdot h \cdot B_b^3 = 1.81 \text{ m}^4 \quad \Delta p = \left(\frac{m_t}{J} \right) \cdot d \cdot i \quad i = 0.513 \text{ m}$$

$$d' := \text{Round} \left(\frac{B_b}{2 \cdot i}, 0.5 \right) = 4 \quad d := d' \cdot i = 2.05 \text{ m} \quad \text{d è la distanza fra l'asse della trave di bordo (4m) e l'asse dell'impalcato}$$

$$k_{\Delta} := \left(\frac{d \cdot i}{J} \right) = 0.581 \frac{1}{\text{m}^2}$$

- Centrifuga:

Treno LM71: $m_{\Delta t1} := \frac{1}{8} \cdot m_{t1} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Treno SW2: $m_{\Delta t3} := \frac{1}{8} \cdot m_{t3} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Eccentricità di carico LM71:

Per effetti flettenti: $m_{\Delta t5} := \frac{1}{8} \cdot m_{t5} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 50.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Effetto della sopraelevazione:

Treno di carico LM71: $m_{\Delta t7} := \frac{1}{8} \cdot m_{t7} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Treno di carico SW2: $m_{\Delta t9} := \frac{1}{8} \cdot m_{t9} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- Vento:

$$m_{\Delta t11} := \frac{1}{8} \cdot m_{t11} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 \cdot m = 129.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Azione laterale (serpeggio):

$$m_{\Delta t12} := \frac{1}{4} \cdot m_{t12} \cdot k_{\Delta} \cdot L \cdot m = 154.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• Taglio all'appoggio:

- Permanenti:

$$T_{p0} := \frac{T_{p0}}{n_t} = 57.4 \text{ kN}$$

- Accidentali:

Treno LM71: $T_{p2} := \frac{T_{p2}}{n_t} = 105.74 \text{ kN}$

Treno SW2: $T_{p4} := \frac{T_{p4}}{n_t} = 71.9 \text{ kN}$

- Incremento dinamico:

Treno LM71: $T_{p2'} := T_{p2} \cdot (\Phi_3 - 1) = 73.45 \text{ kN}$

Treno SW2: $T_{p4'} := T_{p4} \cdot (\Phi_3 - 1) = 49.94 \text{ kN}$

- Frenatura/Avviamento:

Treno LM71:
(Si considerano 1000kN come indicato nel §2.5.1.4.3.3 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari)

$$T_{\Delta afLM71} := \frac{T_{afLM71}}{n_t} = 24.15 \text{ kN}$$

Treno SW2:

$$T_{\Delta afSW2} := \frac{T_{afSW2}}{n_t} = 7.29 \text{ kN}$$

4.2.3. Riepilogo delle sollecitazioni di progetto

Le sollecitazioni massime sull'impalcato con le quali vengono condotte le verifiche sono le seguenti

	“Azione”	“Mmax [kN*m]”	“Vmax [kN]”	“N [kN]”
Carichi_LM71 =	“Permanenti”	85.38	57.4	0
	“Accidentali dinamizzati”	206.47	179.18	0
	“Centrifuga”	0	0	0
	“Azione laterale”	154.67	103.98	0
	“Frenatura/Avviamento”	9.44	24.15	111.11
	“Eccentricità di carico”	50.75	44.04	0
	“Effetto sopraelevazione”	0	0	0
	“Vento”	129.92	87.34	0

	“Azione”	“Mmax [kN*m]”	“Vmax [kN]”	“N [kN]”
Carichi_SW2 =	“Permanenti”	85.38	57.4	0
	“Accidentali dinamizzati”	181.23	121.83	0
	“Centrifuga”	0	0	0
	“Azione laterale”	154.67	103.98	0
	“Frenatura/Avviamento”	2.85	7.29	33.55
	“Eccentricità di carico”	0	0	0
	“Effetto sopraelevazione”	0	0	0
	“Vento”	129.92	87.34	0

4.3. VERIFICHE SULL'IMPALCATO

4.3.1. Verifiche di resistenza dell'impalcato

Le verifiche di resistenza sono condotte agli stati limite ultimi, facendo riferimento alla combinazione fondamentale illustrata nel §1.8.3 della *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari*. La combinazione fondamentale utilizzata per gli SLU è:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1 sono i carichi permanenti;

G_2 sono i carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} è il valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni e per calcolarlo occorre fare riferimento ai gruppi di azione della tabella 1.8.2.3. Si assume per le verifiche di resistenza il gruppo 1, dove i coefficienti di simultaneità delle azioni valgono:

- 1 per i carichi verticali;
- 0.5 per frenatura e avviamento;
- 1 per centrifuga;
- 1 per azione laterale.

Q_{k2} è l'azione del vento.

Per il treno di carico LM71:

$$N_{TLM71} = 0.6 \cdot N_{LM71} = 66.67 \text{ kN}$$

$$T_{TLM71} = \frac{T_{p0}}{n_t} + \frac{T_{p2} + T_{p2'}}{n_t} + T_{\Delta t2} + T_{\Delta t12} + 0.5 \cdot T_{\Delta tLM71} + T_{\Delta t6} + T_{\Delta t8} + 0.6 \cdot T_{\Delta t11} = 449.08 \text{ kN}$$

$$M_{TLM71} = \frac{M_{p0}}{n_t} + \frac{M_{p1} + M_{p1'}}{n_t} + m_{\Delta t1} + m_{\Delta t12} + 0.5 \cdot M_{\Delta tLM71} + m_{\Delta t5} + m_{\Delta t7} + 0.6 \cdot m_{\Delta t11} = 579.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Per il treno di carico SW2:

$$N_{TSW2} = 0.6 \cdot N_{SW2} = 20.13 \text{ kN}$$

$$T_{TSW2} = \frac{T_{p0}}{n_t} + \frac{T_{p4} + T_{p4'}}{n_t} + T_{\Delta t4} + T_{\Delta t12} + 0.5 \cdot T_{\Delta tSW2} + T_{\Delta t10} + 0.6 \cdot T_{\Delta t11} = 339.26 \text{ kN}$$

$$M_{TSW2} = \frac{M_{p0}}{n_t} + \frac{M_{p2} + M_{p2'}}{n_t} + m_{\Delta t3} + m_{\Delta t12} + 0.5 \cdot M_{\Delta tSW2} + m_{\Delta t9} + 0.6 \cdot m_{\Delta t11} = 500.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le verifiche sono condotte con il metodo delle tensioni ammissibili:

$$\sigma = \frac{M_{TOT}}{W} + \frac{N_{TOT}}{A} < \sigma_{adm} := \frac{f_{yk}}{\gamma_d} = 338.1 \text{ MPa} \quad \tau = \frac{(T_{TOT} \cdot S)}{(t_w \cdot J_s)} < \tau_{adm} := \frac{f_{yk}}{\gamma_d} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 195.2 \text{ MPa}$$

Per il treno di carico LM71:

$$\sigma_{LM71} := \frac{M_{TLM71}}{W} + \frac{N_{TLM71}}{A_s} = 272.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{LM71} := \frac{(T_{TLM71} \cdot S)}{(t_w \cdot J_s)} = 122.908 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{LM71} < \sigma_{adm}$$

$$\tau_{LM71} < \tau_{adm}$$

C1 = "Verificato"

C2 = "Verificato"

Per il treno di carico SW2:

$$\sigma_{SW2} := \frac{M_{TSW2}}{W} + \frac{N_{TSW2}}{A_s} = 233.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{SW2} := \frac{(T_{TSW2} \cdot S)}{(t_w \cdot J_s)} = 92.852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SW2} < \sigma_{adm}$$

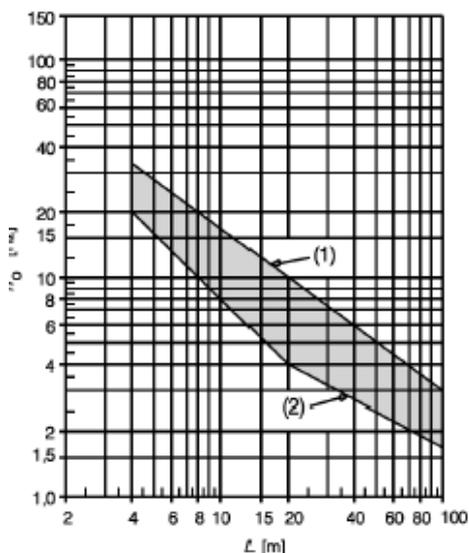
$$\tau_{SW2} < \tau_{adm}$$

C3 = "Verificato"

C4 = "Verificato"

4.3.2. Calcolo della prima frequenza propria dell'impalcato

Questa verifica viene eseguita per apprezzare l'affidabilità del coefficiente di incremento dinamico φ_3 ; questa verifica consiste nell'accertare che la frequenza propria sia contenuta all'interno del fuso indicato in fig. 1.4.2.4-2 della *Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari*.



$$n_{0i} := \frac{80 \frac{m}{s}}{L} = 13.445 \text{ Hz} \quad \text{limite inferiore del fuso}$$

$$n_{0s} := \frac{94.76}{s} \cdot \left(\frac{L}{m}\right)^{-0.748} = 24.962 \text{ Hz} \quad \text{limite superiore del fuso}$$

$$A_f := 1.13 \text{ cm}^2 \cdot \frac{B_t}{0.2 \text{ m}} = 29.38 \text{ cm}^2$$

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0.3} = 32836.6 \text{ MPa}$$

$$n = 6$$

$$J := \left(\frac{B_t \cdot H^3}{12} + (n-1) J_s \cdot n_t\right) \cdot \frac{1}{n} + A_s \cdot n_t \cdot \left(\frac{(H-h)}{2}\right)^2 + A_f \cdot \left(\frac{H}{2} - 3 \text{ cm}\right)^2 = 939249 \text{ cm}^4$$

$$p_p := p_{p1} = 225.739 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_0 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(p_p \cdot L^4)}{E_{cm} \cdot J \cdot 10} = 1.19 \text{ mm} \quad \text{freccia sotto carichi permanenti}$$

$$\eta_0 := \frac{17.75}{\left(\frac{\delta_0}{m} \cdot 1000\right)^{0.5}} \cdot s = 16.241 \text{ Hz}$$

C5 = "Verificato"

1) Limite superiore della frequenza naturale

2) Limite inferiore della frequenza naturale

4.3.3. Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità sono condotte agli stati limite di servizio con la combinazione rara delle azioni:

Mandataria

Mandanti

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

dove:

Q_{k2} è l'azione del vento.

4.3.3.1. Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati

La freccia dovuta ai carichi accidentali dinamizzati prodotti dal treno LM71 è la seguente:

$$p := M_1 \cdot \frac{8}{L^2} \cdot \Phi_3 = 289.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(p \cdot L^4)}{E \cdot J \cdot 10} = 2.44 \text{ mm} \qquad \delta_{max} := \frac{L}{1000} = 5.95 \text{ mm}$$

C6 = "Verificato"

4.3.3.2. Rotazione agli appoggi

$$\theta := \frac{16}{5} \cdot \frac{\delta}{L} = 0.001$$

$$\theta_{max} := \frac{8 \cdot \text{mm}}{H} = 0.018$$

C7 = "Verificato"

4.3.3.3. Sghembo

La verifica si effettua ipotizzando la presenza di un profilo metallico in corrispondenza di ciascuna rotaia e calcolando la differenza di abbassamento tra i due profili in corrispondenza della sezione posta a 3 metri dall'appoggio considerando una distribuzione trasversale degli abbassamenti di tipo lineare.

Forza centrifuga: $m_{t1'} := \frac{m_{t1}}{1.45 \cdot m} = 0 \frac{kN}{m} \cdot m$

Eccentricità del carico del treno LM71: $m_{t2'} := \frac{m_{t5} \cdot \Phi_3}{1.45 \cdot m} = 23.087 \frac{kN}{m} \cdot m$

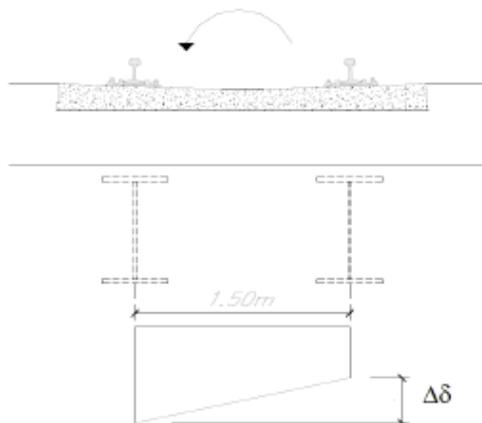
Vento: $m_{t11'} := \frac{m_{t11} \cdot 0.6}{1.5} = 20.228 \frac{kN}{m} \cdot m$

Sopraelevazione: $m_{t7'} := \frac{m_{t7}}{1.45 \cdot m} = 0 \frac{kN}{m} \cdot m$

Serpeggio: $m_{t12'} := \frac{m_{t12}}{1.45 \cdot L} = 20.761 \frac{kN}{m} \cdot m$

$m_{tot} := m_{t1'} + m_{t2'} + m_{t11'} + m_{t7'} + m_{t12'} = 64.077 \frac{kN}{m} \cdot m$

$J := \frac{h \cdot B_b^3}{12} = 1.813 m^4$ $\Delta p := \frac{m_{tot}}{J} \cdot \frac{1.5}{2} \cdot m \cdot i \cdot m = 13.596 \frac{kN}{m}$



$J' := \frac{J}{10} = 93925 cm^4$ $f_{cm} := f_{ck} + 8 \cdot \frac{N}{mm^2} = 38 \frac{N}{mm^2}$ $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \cdot MPa} \right)^{0.3} \cdot MPa = 32836.568 MPa$

$E = \frac{(210000 MPa \cdot A_s + (i \cdot H - A_s) \cdot E_{cm})}{i \cdot H} = 46258.04 MPa$

$\Delta \delta := \left(\frac{\Delta p \cdot 3 \cdot m}{6 \cdot E_{cm} \cdot J} \cdot \left(\frac{(3 \cdot m)^3}{4} + 3 \cdot m \cdot (3 \cdot m)^2 \cdot \left(\frac{3 \cdot m}{2 \cdot L} - 1 \right) + (3 \cdot m)^2 \cdot \left(\left(\frac{(3 \cdot m)^2}{4 \cdot L} \right) - 3 \cdot m + L \right) \right) \right) \cdot 2 = 0.73 mm$

$\Delta \delta_{max} = 3 mm$

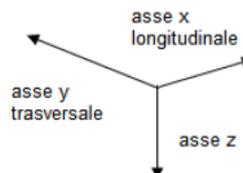
CS = "Verificato"

4.4. AZIONI SUGLI APPOGGI

Le azioni trasmesse dall'impalcato agli apparecchi d'appoggio delle spalle sono riepilogati nelle seguenti tabelle.

Azioni sugli appoggi

Nz carico verticale (<0 se verso alto)
Tx carico longitudinale
Ty carico trasversale



$n_{tot} = 10$ n° appoggi totali
 $n_f := 2$ n° appoggi fissi
 $n_{uni} := 2$ n° appoggi unidirezionali

	"Azione"	"Tx [kN]"	"Ty [kN]"	"Nz [kN]"
Azioni_LM71 =	"Permanenti G1"	0	0	16.86
	"Permanenti G2"	0	0	23.09
	"Accidentali dinamizzati"	0	0	123.57
	"Centrifuga"	0	0	0
	"Serpeggio"	0	27.5	71.71
	"Frenatura/Avviamento"	38.31	0	16.65
	"Eccentricità di carico"	0	0	30.37
	"Effetto sopraelevazione"	0	0	0
	"Vento"	0	12.52	43.92
	"Azione sismica"	158.73	69.36	0

	"Azione"	"Tx [kN]"	"Ty [kN]"	"Nz [kN]"
Azioni_SW2 =	"Permanenti G1"	0	0	16.86
	"Permanenti G2"	0	0	23.09
	"Accidentali dinamizzati"	0	0	84.02
	"Centrifuga"	0	0	0
	"Serpeggio"	0	27.5	71.71
	"Frenatura/Avviamento"	11.57	0	5.03
	"Eccentricità di carico"	0	0	0
	"Effetto sopraelevazione"	0	0	0
	"Vento"	0	12.52	43.92
	"Azione sismica"	158.73	69.36	0

5. SPALLE

5.1. ANALISI DEI CARICHI

5.1.1. Peso proprio della spalla e pesi permanenti portati

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione permanente del peso proprio della spalla.

Altezza muro frontale (H_5) =	1,86 m
Altezza plinto di fondazione ($H_{1,2,3,4}$) =	1,80 m
Altezza complessiva della spalla (H) =	4,57 m
Lunghezza longitudinale plinto di fondazione ($L_{x,plinto}$) =	6,80 m
Larghezza trasversale plinto di fondazione ($L_{y,plinto}$) =	7,50 m
Larghezza trasversale muro frontale ($L_{y,5}$) =	6,80 m
Lunghezza longitudinale muro frontale ($L_{x,5}$) =	1,60 m
Lunghezza longitudinale pulvino ($L_{p,x}$) =	0,00 m
Lunghezza trasversale pulvino ($L_{p,y}$) =	0,00 m
Spessore pulvino (H_p) =	0,00 m
Lunghezza longitudinale pannello paraghiaia ($L_{x,8}$) =	0,50 m
Larghezza trasversale pannello paraghiaia ($L_{y,8}$) =	6,80 m
Altezza pannello paraghiaia (H_8) =	0,77 m
Lunghezza longitudinale muri andatori =	4,80 m
Lunghezza trasversale muri andatori =	1,00 m
Interasse travi =	0,513 m

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA							
Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	H [m]	Volume [m ³]	γ [kN/m ³]	Peso [kN]
PLATEA DI FONDAZIONE		6,80	7,50	1,80	91,80	25,00	2295,00
MURO FRONTALE		1,60	6,80	1,86	20,24	25,00	505,92
PULVINO		0,00	0,00	0,00	0,00	25,00	0,00
RITEGNI SISMICI LATERALI	1,00				cad. [kN] →	2,00	2,00
RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI						25,00	0,00
APPARECCHI D'APPOGGIO	13,00				cad. [kN] →	2,00	26,00
MURO ANDATORE (Y<0)		4,80	1,00	2,77	13,30	25,00	332,40
MURO ANDATORE (Y>0)		4,80	1,00	2,77	13,30	25,00	332,40
PANNELLO PARAGHIAIA		0,50	6,80	0,77	2,62	25,00	65,45
RITEGNO SISMICO		1,60	0,35	0,35	0,20	25,00	4,90
MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y<0)						25,00	0,00
MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y>0)						25,00	0,00
MARTELLO						25,00	0,00

TOTALE [kN] 3564,07

Il peso totale della spalla.

$$G_{1,spalla} = 63564.07 \text{ kN}$$

Il peso del terrapieno agente sulla zattera di fondazione è:

$$PP_{\text{terrapieno}} = 20 \cdot 4.8 \cdot 2.77 \cdot 4.8 = 1276.42 \text{ kN}$$

Tra i carichi permanenti portati si considera il peso della sovrastruttura ferroviaria in testa alla spalla. Da Manuale di Progettazione RFI il peso della massicciata e dell'armamento nel caso in esame di tracciato in rettilineo può essere stimato a partire da un peso di volume di 18 kN/m³, applicato sull'impronta del ballast, per un'altezza media tra piano ferro ed estradosso sub-ballast pari a 0,80 m.

$$G_2 \text{ testa spalla} = 18 \cdot 0.8 \cdot 3 \cdot 4.8 = 207.4 \text{ kN}$$

5.1.2. Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno e del sovraccarico possono essere calcolate, in assenza di falda, come:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k \cdot H^2 \cdot L$$

$$F_q = \Delta q \cdot k \cdot H \cdot L$$

γ_t = peso specifico del terreno;

L = larghezza della spalla;

Δq = sovraccarico a tergo della spalla;

k = coefficiente di spinta.

Nel caso in esame, poiché la fondazione della spalla è su pali, si considera che a monte dell'opera gli spostamenti del muro non siano tali da poter mobilitare lo stato limite del terreno. Si assume quindi come valore di k per il calcolo della spinta orizzontale il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

$$k_0 = 1 - \sin \varphi'$$

L'angolo di attrito terreno-struttura δ è valutato secondo quanto prescritto dal Manuale di Progettazione al cap. 3.8.1.3:

$\beta = 0.0^\circ$ (inclinazione piano campagna a monte)

$\varphi' = 38^\circ$ (angolo di attrito del rilevato ferroviario a monte)

L'angolo di attrito muro-terreno viene assunto con il valore suggerito normalmente in letteratura:

$$\delta = 2 \cdot \varphi' / 3 = 25,33^\circ$$

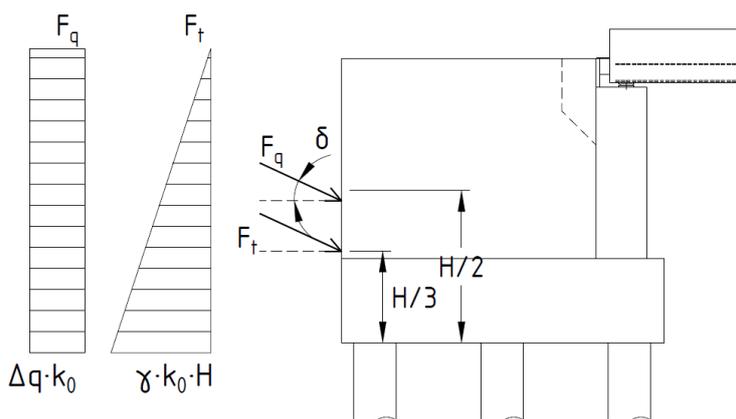
La spinta del terreno può essere scomposta quindi nella direzione verticale z e nella direzione orizzontale y e come segue:

$$F_{t,y} = F_t \cdot \cos(\delta)$$

$$F_{t,z} = F_t \cdot \sin(\delta)$$

$$F_{q,y} = F_q \cdot \cos(\delta)$$

$$F_{q,z} = F_q \cdot \sin(\delta)$$



Le spinte calcolate con i criteri illustrati facendo variare i coefficienti parziali M1 e M2 sono le seguenti:

TERRENO DEL RILEVATO FERROVIARIO			
ϕ'	angolo di attrito del terreno di monte		38,0 °
$\tan\phi'$	tang. Dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di monte		0,781
$\gamma_{\phi'} M1$	coefficient. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1		1,00
$\gamma_{\phi'} M2$	coefficient. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2		1,25
$\phi' M1$	angolo di attrito per la cond. M1		38,00 °
$\phi' M2$	angolo di attrito per la cond. M2		32,01 °
γ	peso per unità di volume del terreno		20,0 kN/m ³
δ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1		25,3 °
δ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2		21,3 °
H terreno	altezza terreno da estradosso fondazione		7,22 m
β	inclinazione rispetto alla verticale del paramento		0,0 °
i	inclinazione rispetto all'orizzontale della sup. del terrapieno		0,0 °
$k_0 M1$	coefficiente di spinta a riposo cond. M1 $k_0=(1-\sin\phi)$		0,384
$k_0 M2$	coefficiente di spinta a riposo cond. M2 $k_0=(1-\sin\phi)$		0,470
c'	coesione del terreno a monte		0,00 kPa
SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond. con k_0	cond. con k_a
SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	602,02 kN	339,57 kN
	Componente orizzontale	544,12 kN	306,92 kN
	Componente verticale	257,59 kN	145,30 kN
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	736,17 kN	429,88 kN
	Componente orizzontale	685,70 kN	400,41 kN
	Componente verticale	267,86 kN	156,42 kN

5.1.3. Sovraccarichi da traffico ferroviario sul rilevato a tergo della spalla

In aggiunta si considera la spinta dovuta alla presenza del sovraccarico gravante sul cuneo di spinta a monte della spalla.

Come suggerito al §5.2.2.2.1.5. di NTC'18 si assume che il sovraccarico agisca a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,80 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla e sia uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

La spinta F_q è data da una componente di sovraccarico permanente portato (Δq_{G2}) relativo al peso della sovrastruttura (massicciata e armamento) e da una componente di sovraccarico accidentale dovuta al traffico ferroviario (Δq_Q).

Il sovraccarico permanente a monte del manufatto è quindi:

$$\Delta q_{G2} = 18,8 \cdot 0,8 = 14,4 \text{ kPa}$$

Per il sovraccarico variabile si assumono gli schemi di carico da traffico ferroviario definiti al §5.2.2.2 di NTC'18.

Per il modello LM71 si considera a monte della spalla il carico distribuito di 80 kN/m, avendo considerato la configurazione a quattro assi applicata sull'impalcato (si veda la relazione "1346-PO-S11-PD-TSPN-03-01-E007"). Per i modelli SW si assume il carico più gravoso di 150 kN/m del treno tipo SW2.

$$\Delta q_{LM71} = 80/3 = 26,7 \text{ kPa}$$

$$\Delta q_{SW2} = 150/3 = 50 \text{ kPa}$$

Si riportano nel seguito le spinte da sovraccarico a monte della spalla.

		Δq_{G2}	Δq_{QLM71}	Δq_{QSW2}
		14,4 kPa	26,7 kPa	50,0 kPa
		cond. con k_0	cond. con k_0	cond. con k_0
SPINTE SOVRACCARICO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	189,69 kN	351,72 kN	658,66 kN
	Componente orizzontale	171,45 kN	317,90 kN	595,32 kN
	Componente verticale	81,17 kN	150,50 kN	281,83 kN
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	231,97 kN	430,10 kN	805,43 kN
	Componente orizzontale	216,06 kN	400,62 kN	750,22 kN
	Componente verticale	84,40 kN	156,50 kN	293,07 kN

5.1.4. Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/Avviamento)

L'azione orizzontale da frenatura e avviamento dei modelli di carico è stata valutata a partire dai carichi più gravosi indicati in NTC18 per i due modelli di carico considerato:

$$Fren/Avv_su_spalla_LM71 = 33kN/m \cdot 4.8m = 158.4kN$$

$$Fren/Avv_su_spalla_SW2 = 35kN/m \cdot 4.8m = 168kN$$

5.1.5. Azione sismica

L'azione sismica è stata definita sulla base del comune di appartenenza del sito di realizzazione dell'opera (Capannori, LU).

In accordo alla Tabella 2.5.1.1.1-1 del Manuale di Progettazione, si considera la seguente Vita Nominale:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Dalla Tabella 2.5.1.1.2-1 del Manuale, si ricava la classe d'uso dell'opera in esame, la C III, per la quale il coefficiente d'uso risulta:

$$C_U = 1.5$$

Ne consegue un periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche sulla struttura:

$$P_{VR} = 10\%$$

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno per lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) è:

$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

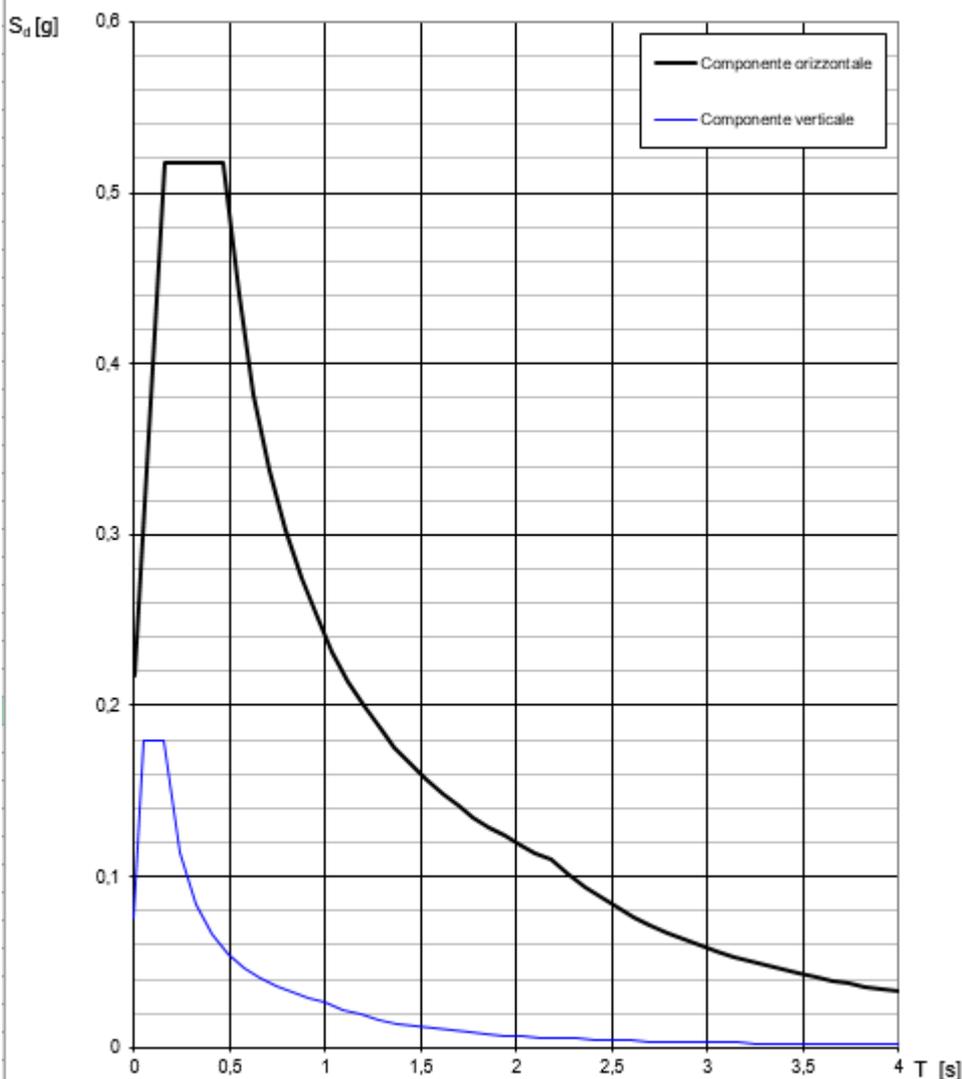
Infine, si considera un fattore di struttura come suggerito da NTC'18 al paragrafo 7.9.5.6.2 sulla base del collegamento con l'impalcato. Nel caso in esame si analizza la spalla con apparecchio di appoggio fisso.

Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri_NTCver.1.0.3.

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale:

Mandataria

Mandanti

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,146 g
F_o	2,378
T_C	0,294 s
S_S	1,492
C_C	1,572
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,492
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,463 s
T_D	2,184 s

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta verticale sono:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,075 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,227
S	1,000
η	1,000

5.1.6. DSovraspinta sismica del terreno

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Essendo la spalla rigida e completamente vincolata, nel terreno non si raggiungono le condizioni di equilibrio limite. Si applica quindi la teoria di Wood, secondo la quale la sovraspinta sismica è data da una distribuzione di sovrappressioni costante con la profondità.

La risultante è quindi applicata a metà altezza della spalla ($H/2$).

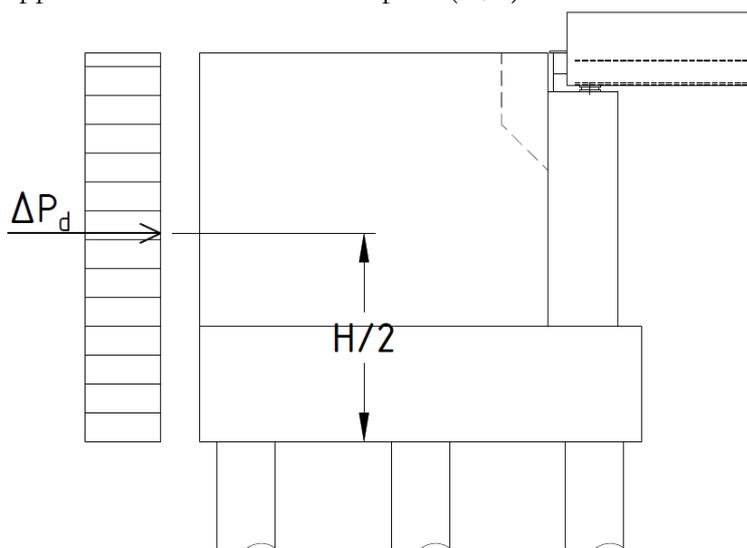


Figura 5-1 Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica (teoria di Wood)

Le formule impiegate sono le seguenti:

- Per il valore dell'incremento di spinta in condizioni sismiche si ha:

$$\Delta P_d = (a_g/g) \cdot S \cdot \gamma_d \cdot H^2$$

In cui:

a_g/g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.492$$

Per l'opera in esame risulta:

$$a_g/g = 0.146$$

Si riportano di seguito i coefficienti sismici orizzontale e verticale assunti per il calcolo della sovraspinta sismica del sito indagato suggeriti dal Manuale di Progettazione RFI:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,2178$$

$\beta_m = 1$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima (per opere non in grado di subire spostamenti).

$$a_{max} = S \cdot a_g$$

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito;

Mentre per il coefficiente sismico verticale risulta:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0,1089$$

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri assunti per l'analisi sismica e i valori di sovraspinta calcolati.

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE			
	categoria del sottosuolo		C
F_0	fattore per l'amplif. Spettr. maa. Su sito di rif. Rigido		2,3780
a_g	acc orizz mass attesa su sito di rif rigido		0,146 g
S_S	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica		1,492
S_T	coeff per l'effetto dell'amplif topografica		1
S	fattore della categoria del suolo		1,492
β_m	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito		1
a_{max}	acc orizz massima attesa al sito		0,217832 g
	coeff maggiorativo		1
k_h	coeff sismico orizzontale		0,217832
k_v	coeff sismico verticale	\pm	0,108916
ψ	inclinazione rispetto all'orizz del par del muro		0 °
ε	inclinazione rispetto all'orizz della sup del terrapieno		0 °
θ	angolo sismico terreno asciutto	(+)	11,1 ° (-) 13,7 °
θ	angolo sismico terreno sommerso (alta permeabilità)	(+)	18,3 ° (-) 22,7 °

La sovraspinta sismica totale è quindi:

$$\Delta P_d = 618.7 \text{ kN}$$

5.1.7. Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo del terrapieno compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

I coefficienti k_h e k_v sono come esposto al paragrafo precedente.

SPINTE INERZIALI		
$F_{h,1} = k_h \cdot W_1$	inerzia orizzontale platea	470,52 kN
$F_{v,1} = k_v \cdot W_1$	inerzia verticale platea	235,26 kN
$F_{h,5} = k_h \cdot W_5$	inerzia orizzontale Muro frontale	110,21 kN
$F_{v,5} = k_v \cdot W_5$	inerzia verticale muro frontale	55,10 kN
$F_{h,6} = k_h \cdot W_6$	inerzia orizzontale Muro andatore ($y < 0$)	72,41 kN
$F_{v,6} = k_v \cdot W_6$	inerzia verticale Muro andatore ($y < 0$)	36,20 kN
$F_{h,7} = k_h \cdot W_7$	inerzia orizzontale Muro andatore ($y > 0$)	72,41 kN
$F_{v,7} = k_v \cdot W_7$	inerzia verticale Muro andatore ($y > 0$)	36,20 kN
$F_{h,8} = k_h \cdot W_8$	inerzia orizzontale muro paraghiaia	14,26 kN
$F_{v,8} = k_v \cdot W_8$	inerzia verticale muro paraghiaia	7,13 kN
$F_{h,App} = k_h \cdot W_{app}$	inerzia orizzontale muro paraghiaia	4,79 kN
$F_{v,App} = k_v \cdot W_{app}$	inerzia verticale muro paraghiaia	2,40 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	inerzia orizzontale terrapieno sopra platea	318,59 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	inerzia verticale terrapieno sopra platea	159,30 kN

5.1.8. Azione del vento sulle barriere in testa alla spalla

Sul lato esterno della spalla si considera la presenza di barriere antirumore e l'azione del vento agente su di esse. Si considerano barriere di altezza 5 metri con fondazione posta a 0.9 metri dalla testa del muro andatore esterno.

Il peso della barriera antirumore (4 kN/m^2 per 5 metri di altezza) è di 20 kN/m e si considera applicato sull'estremità del muro andatore esterno.

La pressione del vento è la seguente:

$$p_v = 0.949 \text{ kPa}$$

Si considera un incremento dovuto al passaggio dei convogli di $0,40 \text{ kPa}$.

Il carico del vento agente sulla spalla è quindi:

$$F_{vento} = (0.949 + 0.4) \cdot (5 + 0.9 + 2.77) = 11.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{vento} = 11.7 \cdot (5.0 + 0.9/2) - 45 \cdot (0.5) = 24.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5.1.9. Azioni da impalcato

Le reazioni agli appoggi sulla spalla con appoggi fissi sono indicati al paragrafo 4.4.

5.1.10. Resistenze parassite nei vincoli

Secondo quanto indicato nella Parte II, Sezione 2 del Manuale di Progettazione RFI al §2.5.1.6.3, la resistenza parassita dei vincoli in corrispondenza degli apparecchi di appoggi delle spalle, per viadotti a travi semplicemente appoggiate è valutata nel modo seguente:

$$F_a = f \cdot (V_g + V_q)$$

Dove:

f = coefficiente d'attrito assunto pari a 0.03;

V_g = Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti;

V_q = Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamizzati.

5.1.11. Azioni sul paraghiaie – Azione verticale da traffico ferroviario

Il paraghiaie, oltre alle note azioni provocate dalla spinta orizzontale del terreno e del sovraccarico, può essere sollecitato localmente dai carichi concentrati verticali e orizzontali trasmessi dagli assi del convoglio. Si assume l'altezza massima del paraghiaie a favore di sicurezza.

Dati di input	
h	0,9 m
L	6,8 m
s	0,5 m
k_0	0,3843
V_t	20,0 kN/mc
k_n	0,2178
Spinta statica del terreno (G1)	
S_{terr}	3,1 kN/m
$b_{S_{terr}}$	0,6 m
m_{terr}	1,9 kNm/m
Sovraccarico da ballast (G2)	
$\Delta_{ballast}$	14,4 kPa
$S_{ballast}$	5,0 kN/m
$b(S_{ballast})$	0,45 m
$m_{ballast}$	2,2 kNm/m

Si considera un carico verticale N (pari ad un asse del modello di carico LM71), distribuito su un'impronta di dimensioni $a \times b$ applicata sul bordo del paraghiaie come da figura seguente.

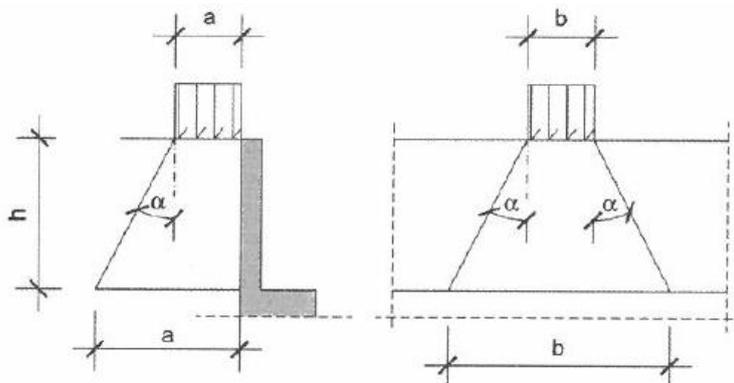


Figura 5-2-Distribuzione del carico applicato al bordo del parapetiaia

La distribuzione delle pressioni sul parapetiaie e i valori di spinta e momento provocati sono ricavati mediante i metodi presenti in letteratura (Cavalieri):

Spinta sovraccarico dell'asse (Q_{asse})	
Carico asse (N)	250,0 kN
Area di impronta del carico	
a	1,6 m
b	1,835 m
Inclinazione diffusione del carico (tg)	0,25 (1:4)
S_N	51,69 kN
M_N	24,61 kNm
b_{eff} (larghezza collaborante del muro)	2,96 m
s_N	18,51 kN/m
m_N	8,94 kNm/m

L'azione di frenatura è considerata a favore di sicurezza trasmessa dal modello di carico in corrispondenza del muro come indicato dalla Circolare di NTC'08.

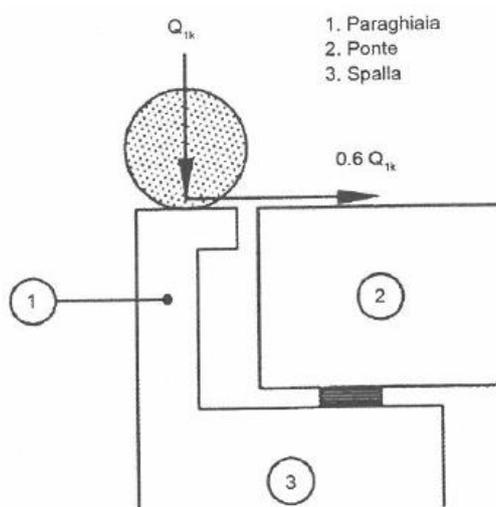


Figura 5-3 Carichi da traffico su parapetiaie DM. 14gennaio 2008

Frenatura (Q_f)	
S_f (60%N)	150 kN
M_f	135 kNm
b_{eff}	3,635 m
s_f	41,27 kN/m
m_f	37,14 kNm/m

5.1.12. Carichi sui marciapiedi

I carichi accidentali sul marciapiede in testa alla spalla è schematizzato, come suggerito da NTC'18, mediante un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². La larghezza del marciapiede è di 1.5m. Si assume quindi in testa al muro andatore esterno un carico di 15 kN/m.

Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari. Non si applica l'incremento dinamico.

5.2. COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.2.3. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

5.2.1. Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	G_{T1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	G_{T2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	G_{T3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	G_{T4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni dell'impalcato vengono combinate considerando i gruppi di combinazione dei carichi dovuti al traffico ferroviario indicati in tabella 5.2.IV delle NTC08. Si fa riferimento in particolare al Gruppo 3 per massimizzare sulla spalla la massima azione longitudinale dell'impalcato.

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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio 1 definito nelle NTC'18, che prevede differenti coefficienti di sicurezza amplificativi per le azioni (A) e riduttivi per i materiali (M) a seconda del tipo di verifica che si effettua.

Per le verifiche strutturali (resistenza muro di testata, muro paraghiaia, plinto di fondazione, verifiche strutturali dei pali) si è utilizzata la combinazione di coefficienti:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche è stata utilizzata la combinazione di coefficienti seguente:

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR, e parametri del terreno M2 per le combinazioni GEO.

In presenza di azione sismica le spinte del terreno (calcolate in condizioni di riposo) e le sovraspinte sismiche (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M1, per le combinazioni SLV-STR, M2 per le combinazioni SLV-GEO.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le spinte sono calcolate a partire dai parametri M1. Per tenere in considerazione dei diversi parametri M2 vengono applicati dei coefficienti c pari a:

$$c = \frac{k_{M2}}{k_{M1}}$$

(M1,k0)	k0_M1	k0_M2	ka_M1	ka_M2
Spinta statica terreno	1,00	1,22	0,56	0,69
Spinta sovraccarico	1,00	1,22	0,56	0,69
Spinta sismica	1,00	1,22	0,56	0,69

Le tabelle seguenti spiegano le combinazioni di carico considerate e i coefficienti applicati per ciascun caso di carico:

NOME COMBO	Stato Limite	Cond. terreno Statiche/Attive	Combinazione coeff. Parziali (A1+M1)/(A2+M2)	Treno di carico	Gruppo di carico	Azione massima	DIREZIONE SISMA	
01-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE		
02-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE		
03-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	LM71	gr3	LONGITUDINALE		
04-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	SW2	gr3	LONGITUDINALE		
05-SLU-STR-VE	SLU	k0	A1+M1	LM71	-	VENTO		
06-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE		
07-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE		
08-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	LM71	gr3	LONGITUDINALE		
09-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	SW2	gr3	LONGITUDINALE		
10-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE		
11-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	SW2	gr1	VERTICALE/LATERALE		
12-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	LM71	gr3	LONGITUDINALE		
13-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	SW2	gr3	LONGITUDINALE		
14-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	LM71	gr5	LONGITUDINALE	X	Ex+0,3Ey+0,3Ez
15-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	LM71	gr3	LONGITUDINALE	-X	-Ex+0,3Ey+0,3Ez
16-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	Y	Ey+0,3Ex+0,3Ez
17-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	-Y	-Ey+0,3Ex+0,3Ez
18-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	Z	Ez+0,3Ex+0,3Ey
19-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	-Z	-Ez+0,3Ex+0,3Ey
20-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	LM71	gr3	LONGITUDINALE	X	Ex+0,3Ey+0,3Ez
21-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	LM71	gr3	LONGITUDINALE	-X	-Ex+0,3Ey+0,3Ez
22-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	LM71	gr3	VERTICALE/LATERALE	Y	Ey+0,3Ex+0,3Ez
23-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	LM71	gr3	VERTICALE/LATERALE	-Y	-Ey+0,3Ex+0,3Ez
24-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	LM71	gr3	VERTICALE/LATERALE	Z	Ez+0,3Ex+0,3Ey
25-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	LM71	gr3	VERTICALE/LATERALE	-Z	-Ez+0,3Ex+0,3Ey
26-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	LM71	gr3	LONGITUDINALE	X	Ex+0,3Ey+0,3Ez
27-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	LM71	gr3	LONGITUDINALE	-X	-Ex+0,3Ey+0,3Ez
28-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	Y	Ey+0,3Ex+0,3Ez
29-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	-Y	-Ey+0,3Ex+0,3Ez
30-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	Z	Ez+0,3Ex+0,3Ey
31-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	LM71	gr1	VERTICALE/LATERALE	-Z	-Ez+0,3Ex+0,3Ey
32-SLE-RARA	SLE-RARA	k0	-	LM71	gr4	VERTICALE/LATERALE		
33-SLE-RARA	SLE-RARA	k0	-	SW2	gr4	VERTICALE/LATERALE		
34-SLE-FREQ	SLE-FREQ	k0	-	LM71	gr4	VERTICALE/LATERALE		
35-SLE-FREQ	SLE-FREQ	k0	-	SW2	gr4	VERTICALE/LATERALE		
36-SLE-QPERM	SLE-QPERM	k0	-	LM71	gr4	VERTICALE/LATERALE		

		01-SLU-STR	02-SLU-STR	03-SLU-STR	04-SLU-STR	05-SLU-STR-VENTO	06-SLU-GEO	07-SLU-GEO	08-SLU-GEO	09-SLU-GEO	10-SLU-GEO-ka	11-SLU-GEO-ka	12-SLU-GEO-ka	13-SLU-GEO-ka	
G1,spalla (Peso proprio)	Spalla	1,35	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_Testa_Spalla		1,50	1,50	0,00	0,00	1,50	1,30	1,30	0,00	0,00	1,30	1,30	0,00	0,00	
PP_Terrapieno		1,35	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Qv_testa_spalla_LM71		1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	
Qv_testa_spalla_LM71		-	1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	
Frenatura_su_spalla_LM71		0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	
Frenatura_su_spalla_SW2		-	0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SISMA_X		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SISMA_Y		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
SISMA_Z		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Vento_Barriere_Spalla		0,9	0,9	0,9	0,9	1,50	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Spinta Statica Terreno		Spinte sul rilevato a tergo	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,220	1,220	1,220	1,220	0,69	0,69	0,69	0,69
Spinta_Sovraccarico_LM71	1,45		-	1,45	-	-	1,525	-	1,525	-	0,8625	-	0,8625	-	
Spinta_Sovraccarico_SW2	-		1,45	-	1,45	-	-	1,525	-	1,525	-	0,8625	-	0,8625	
Spinta_sismica	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
G1_impalcato	Impalcato	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_impalcato		1,50	1,50	1,50	1,50	1,5	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
Qv_impalcato_LM71		1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	
Fren/Avv_impalcato_LM71		0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	
Qcentr_impalcato_LM71		1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	
Qserp_impalcato_LM71		1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	
Qeccarico_impalcato_LM71		1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,45	-	1,25	-	1,25	-	
Qsopraele_impalcato_LM71		1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	
Qv_impalcato_SW2		-	1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	
Fren/Avv_impalcato_SW2		-	0,725	-	1,45	-	-	0,625	-	1,25	-	0,625	-	1,25	
Qcentr_impalcato_SW2		-	1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	
Qserp_impalcato_SW2		-	1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	
Qeccarico_impalcato_SW2		-	1,45	-	1,45	-	-	1,25	-	1,25	-	1,25	-	1,25	
Qsopraele_impalcato_SW2		-	1,45	-	0,725	-	-	1,25	-	0,625	-	1,25	-	0,625	
Vento_Impalcato		0,9	0,9	0,9	0,9	1,50	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SISMA_Impalcato_X		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Y		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Z	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabella 5-1 Coefficienti delle azioni per le combinazioni allo SLU

		14-SLV-STR	15-SLV-STR	16-SLV-STR	17-SLV-STR	18-SLV-STR	19-SLV-STR	20-SLV-GEO	21-SLV-GEO	22-SLV-GEO	23-SLV-GEO	24-SLV-GEO	25-SLV-GEO	26-SLV-GEO-ka	27-SLV-GEO-ka	28-SLV-GEO-ka	29-SLV-GEO-ka	30-SLV-GEO-ka	31-SLV-GEO-ka	
G1_spalla (Peso proprio)	Spalla	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_Testa_Spalla		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
PP_Terrapieno		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Qv_testa_spalla_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qv_testa_spalla_LM71																				
Frenatura_su_spalla_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Frenatura_su_spalla_SW2																				
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	
SISMA_X		1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Y		0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30
SISMA_Z		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	
Vento_BARRIERE_Spalla																				
Spinta Statica Terreno	Spinte sul rilevato a tergo	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	
Spinta_Sovraccario_LM71		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Spinta_Sovraccario_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Spinta_sismica		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
G1_impalcato	Impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
G2_impalcato		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Qv_impalcato_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Fren/Avv_impalcato_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qcentr_impalcato_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qsep_impalcato_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qeccario_impalcato_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qsopraele_impalcato_LM71		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Qv_impalcato_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fren/Avv_impalcato_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qcentr_impalcato_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qsep_impalcato_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qeccario_impalcato_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qsopraele_impalcato_SW2		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Vento_Impalcato		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_X		1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Impalcato_Y		0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30
SISMA_Impalcato_Z		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1	-1

Tabella 5-2 Coefficienti delle azioni per le combinazioni allo SLV

		32-SLE- RARA	33-SLE- RARA	34-SLE- FREQ	35-SLE- FREQ	36-SLE- QPERM
G1_spalla (Peso proprio)	Spalla	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Testa_Spalla		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
PP_Terrapieno		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qv_testa_spalla_LM71		0,80	-	0,80	-	-
Qv_testa_spalla_LM71		-	0,80	-	0,80	-
Frenatura_su_spalla_LM71		0,80	-	0,80	-	-
Frenatura_su_spalla_SW2		-	0,80	-	0,80	-
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		-	-	-	-	-
SISMA_X		-	-	-	-	-
SISMA_Y		-	-	-	-	-
SISMA_Z		-	-	-	-	-
Vento_Barriere_Spalla		0,60	0,60	0,5	0,5	-
Spinta Statica Terreno		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta_Sovraccario_LM71		Spinte sul rilevato a tergo	0,80	-	0,80	-
Spinta_Sovraccario_SW2	-		0,80	-	0,80	-
Spinta_sismica	-		-	-	-	-
G1_impalcato	1,00		-	1,00	-	1,00
G2_impalcato	1,00	-	1,00	-	1,00	
Qv_impalcato_LM71	0,80	-	0,80	-	-	
Fren/Avv_impalcato_LM71	0,80	-	0,80	-	-	
Qcentr_impalcato_LM71	0,80	-	0,80	-	-	
Qserp_impalcato_LM71	0,80	-	0,80	-	-	
Qeccarico_impalcato_LM71	0,80	-	0,80	-	-	
Qsopraele_impalcato_LM71	0,80	-	0,80	-	-	
Qv_impalcato_SW2	Impalcato	-	0,80	-	0,80	-
Fren/Avv_impalcato_SW2		-	0,80	-	0,80	-
Qcentr_impalcato_SW2		-	0,80	-	0,80	-
Qserp_impalcato_SW2		-	0,80	-	0,80	-
Qeccarico_impalcato_SW2		-	0,80	-	0,80	-
Qsopraele_impalcato_SW2		-	0,80	-	0,80	-
Vento_Impalcato		0,60	0,60	0,50	0,50	-
SISMA_Impalcato_X		-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Y		-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Z		-	-	-	-	-

Tabella 5-3 Coefficienti delle azioni per le combinazioni allo SLE

Mandataria

Mandanti

5.3. MODELLO DI CALCOLO

Le sollecitazioni di progetto vengono determinate mediante lo sviluppo di un modello agli elementi finiti elaborato con il codice di calcolo Midas Civil. Il modello si compone di 785 nodi, 730 elementi Area di tipo Shell-Thick di spessore 1.8m, 1.6 m e 1 m rispettivamente per platea, muro frontale e muri andatori. Il calcestruzzo è di classe C30/37.

Sul muro frontale, all'altezza del piano degli appoggi, vengono inseriti 10 elementi Beam di massa nulla ed elevata rigidezza flessionale. Alle estremità di tali frame vengono applicate le forze scaricate dall'impalcato. La lunghezza di tali elementi è pari alla distanza tra l'asse dell'appoggio e il baricentro del muro frontale al fine di trasmettere alla struttura il momento dovuto all'eccentricità di tali forze.

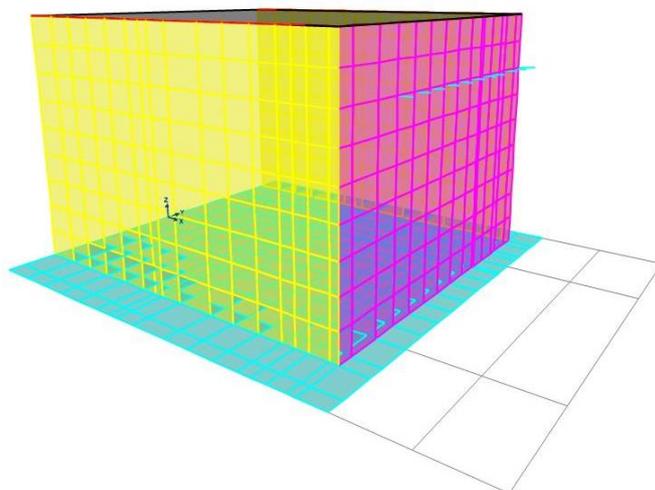


Figura 5-4 Vista 3D del modello agli elementi finiti della spalla

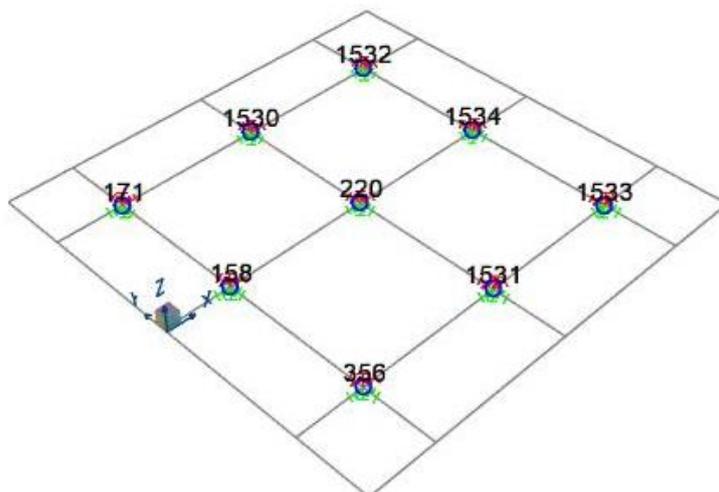


Figura 5-5- Vista dei vincoli in pianta

Sui punti rappresentanti i pali alla base della platea si inseriscono delle molle nelle tre direzioni X, Y, Z, che modellano l'interazione palo-terreno.

Le costanti di reazione delle molle sono state valutate con dei metodi disponibili in letteratura e vengono riassunte nel prospetto seguente.

Kz	39.700	kN/m
Kx,y	7.000	kN/m
Krot.(x,y)	400.000	kN/rad.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello ed alcune distribuzioni di sollecitazioni flessionali e taglienti allo stato limite ultimo sulla platea di fondazione e sulle pareti.

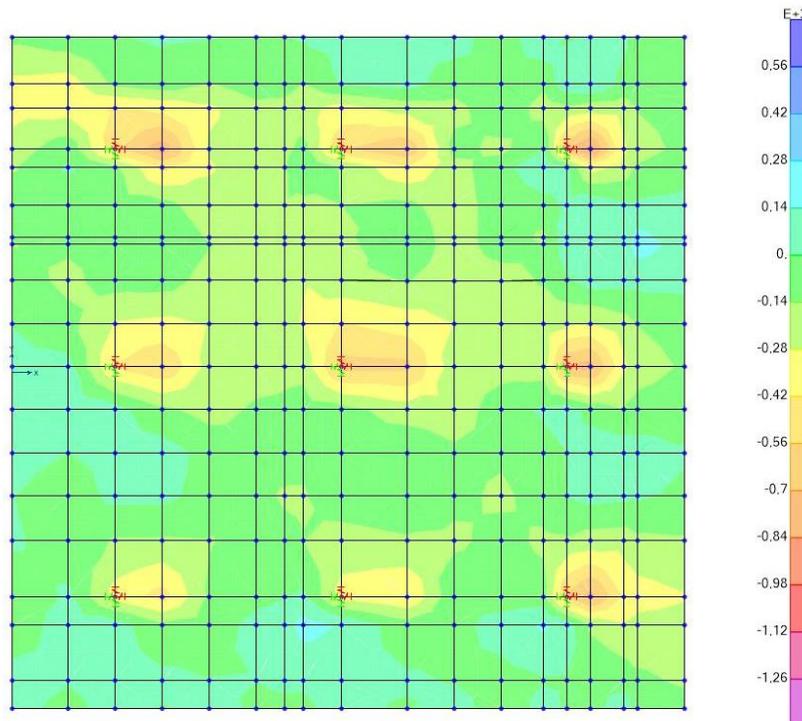


Figura 5-6- Momento Flettente 2-2 longitudinale in Combo SLU-STR-01

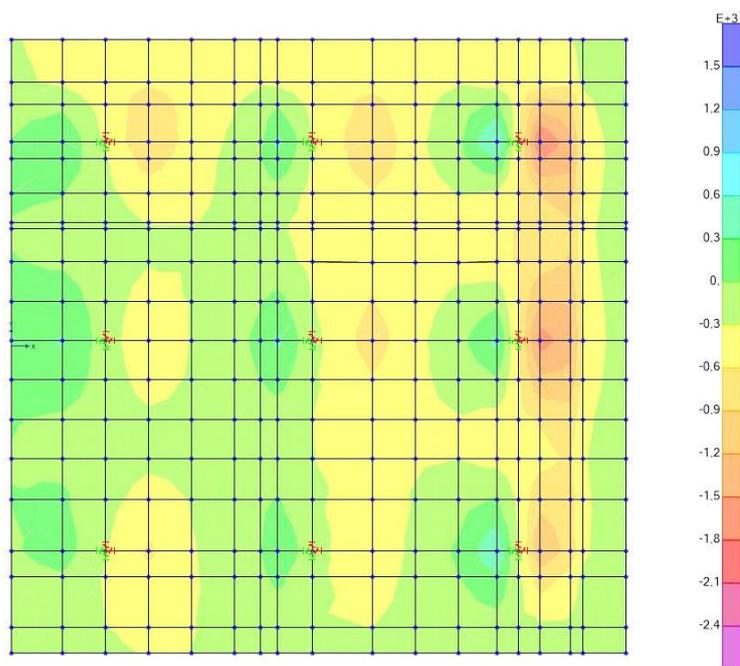


Figura 5-7 Taglio 1-3 longitudinale in combo SLU-STR-01

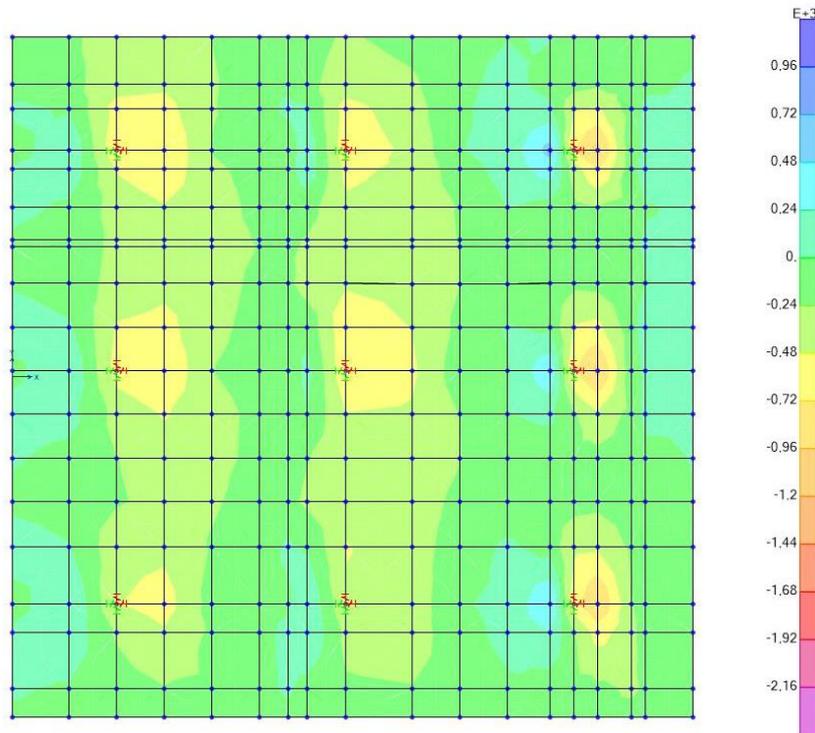


Figura 5-8- Momento flettente M_{1-1} trasversale in combo SLU-STR-01

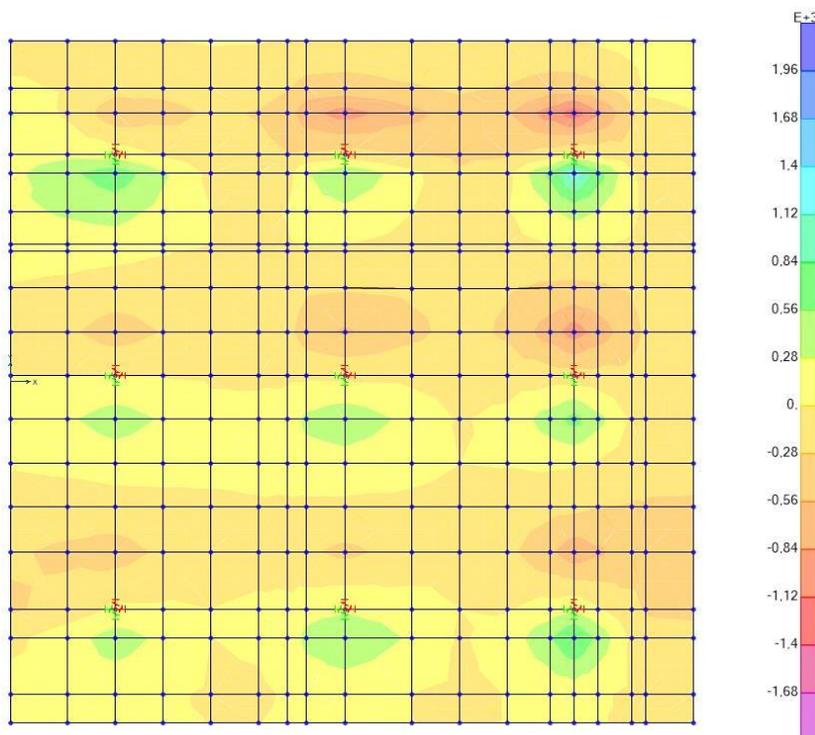


Figura 5-9- Taglio V_{2-3} trasversale in combo SLU-STR-01

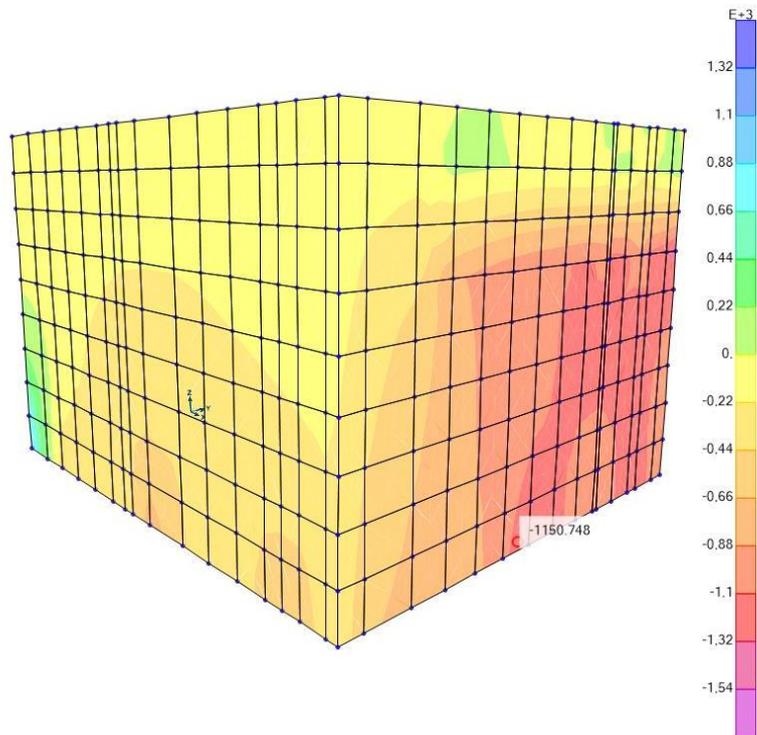


Figura 5-10 Sforzo normale sui muri F2-2 (N) in combo 01-SLU-STR

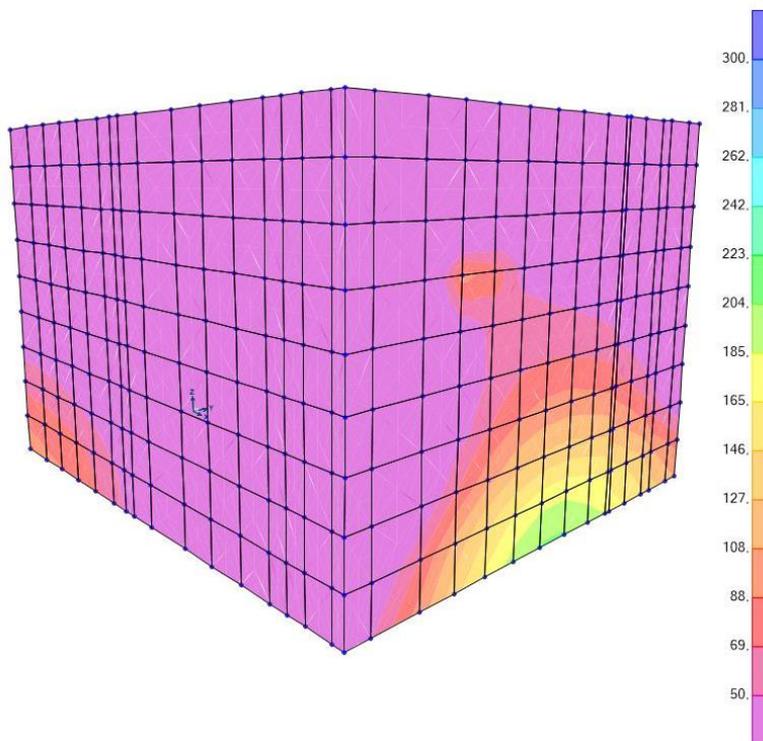


Figura 5-11- Taglio V2-3 (longitudinale) in combo 14-SLV-STR

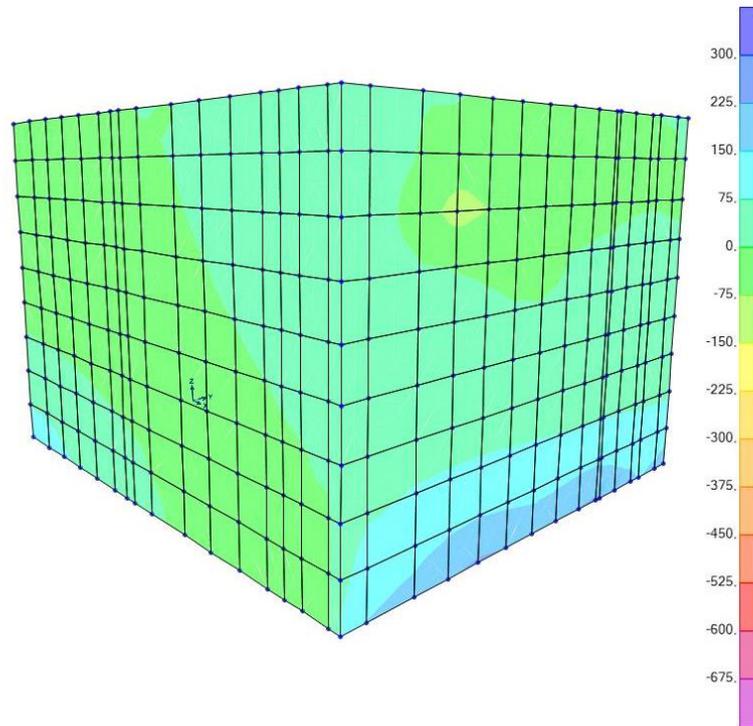


Figura 5-12- Momento M2-2 (ribaltante) in combo 14-SLV-STR

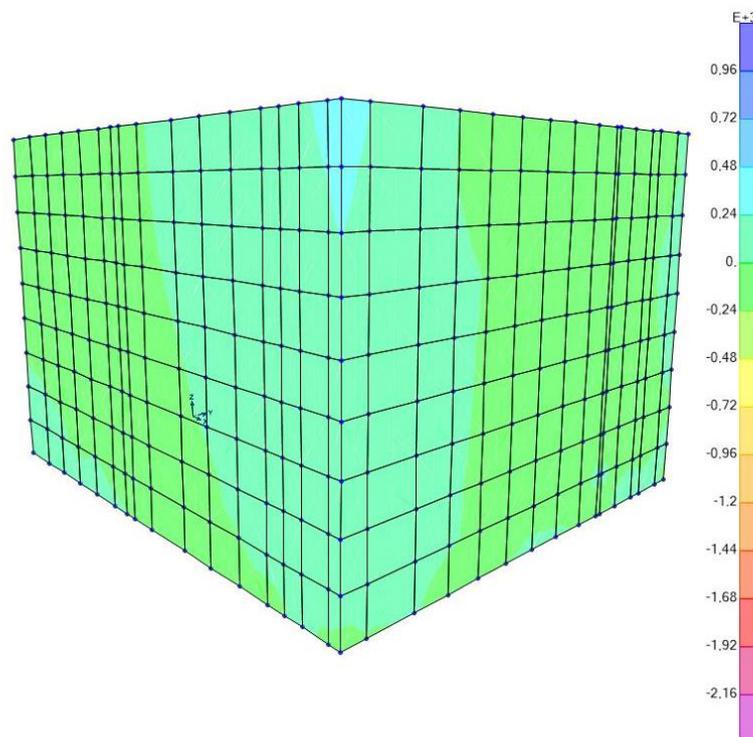


Figura 5-13 Momento M1-1 (trasversale) in combo 01-SLU-STR

5.4. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE

Vengono riportate le massime reazioni ottenute sui pali utili per le verifiche geotecniche secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) utili ai fini delle verifiche sui pali.

Sollecitazioni di progetto - SLU-STR								
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	My (long.) [kN*m]	M _x (trasv.) [kN*m]	M _z [kN*m]
N max (COMPR)	01-SLU-STR	1532	2522,4	-140,1	-21,8	-1760,5	598,9	0,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-	-
V _x max (long)	04-SLU-STR	171	1288,9	-199,9	-22,3	-1373,3	452,2	0,0
My max (long)	01-SLU-STR	1532	2522,4	-140,1	-21,8	-1760,5	598,9	0,0
M _x max (trasv)	01-SLU-STR	1532	2522,4	-140,1	-21,8	-1760,5	598,9	0,0

Sollecitazioni di progetto - SLV-STR								
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	My (long.) [kN*m]	M _x (trasv.) [kN*m]	M _z [kN*m]
N max (COMPR)	14-SLV-STR	1532	1440,6	-345,1	-1,2	-1093,9	210,0	0,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-	-
V _x max (long)	14-SLV-STR	1532	1440,6	-345,1	-1,2	-1093,9	210,0	0,0
My max (long)	14-SLV-STR	1532	1440,6	-345,1	-1,2	-1093,9	210,0	0,0
M _x max (trasv)	16-SLV-STR	1532	1412,3	-257,3	-28,5	-895,1	261,2	0,0

Sollecitazioni di progetto - SLE								
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	My (long.) [kN*m]	M _x (trasv.) [kN*m]	M _z [kN*m]
N max (COMPR)	32-SLE-RARA	1532	1703,6	-92,5	-13,3	-1079,4	378,5	0,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-	-
V _x max (long)	33-SLE-RARA	171	1241,6	-112,7	-16,1	-975,5	341,8	0,0
My max (long)	32-SLE-RARA	1532	1703,6	-92,5	-13,3	-1079,4	378,5	0,0
M _x max (trasv)	32-SLE-RARA	1532	1703,6	-92,5	-13,3	-1079,4	378,5	0,0

5.5. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali vengono effettuate a mezzo di SectionCut, definite precedentemente all'interno del modello di calcolo. Si riportano di seguito la posizione delle Section Cut considerate per ciascuna combinazione di carico.

TABLE: Section Cuts 1 - General					
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color
Text	m	m	m	m	
SCUT_PL_LONG_1	6,15	2,31	1	2,3	Magenta
SCUT_PL_LONG_2	4,20	2,31	1	2,3	Yellow
SCUT_PL_LONG_3	1,60	2,31	1	2,3	Grey
SCUT_PL_LONG_4	6,15	0,07	1	2,3	Blue
SCUT_PL TRASV_1	6,05	2,40	0,95	2,3	Red
SCUT_PL TRASV_2	6,05	0,07	0,95	2,3	Magenta
SCUT_PL TRASV_3	4,13	2,40	0,95	2,3	Yellow
SCUT_PL TRASV_4	1,60	2,40	0,95	2,3	Grey
SCUT_PL TRASV_5	1,60	0,07	0,95	2,3	Green

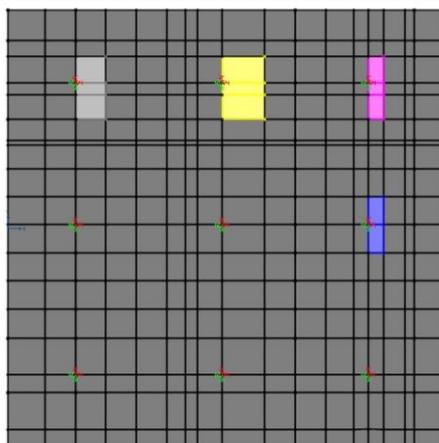


Figura 5-14 Section cut sulla platea per le sollecitazioni longitudinali

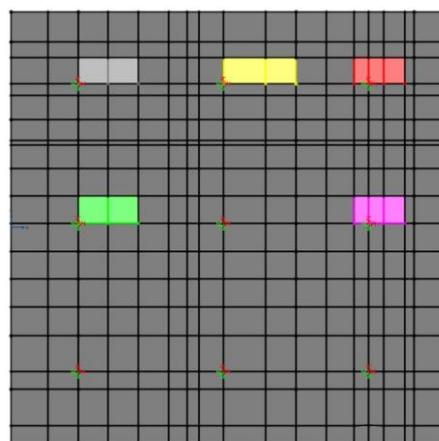


Figura 5-15 Section cut sulla platea per le sollecitazioni trasversali

TABLE: Section Cuts 1 - General					
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color
Text	m	m	m	m	
SCUT_FRONT_1	6,65	2,63	1	1,6	Blue
SCUT_FRONT_2	6,65	-2,30	1,25	1,6	Green
SCUT_FRONT_3	6,65	-2,70	0,9	1,6	Cyan
SCUT_FRONT_4	6,65	3,10	0,9	1,6	Red

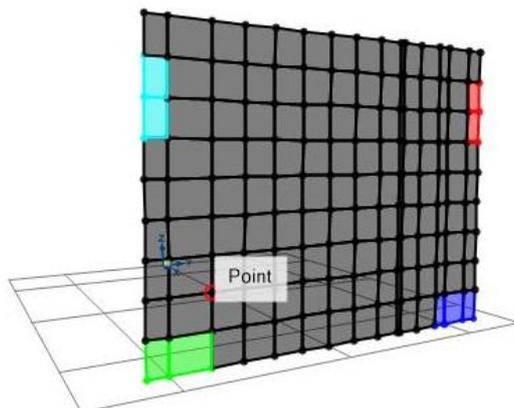


Figura 5-16 Section cut sul muro frontale

TABLE: Section Cuts 1 - General					
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color
Text	m	m	m	m	
SCUT_AND_Y<0_1	6,15	-2,70	1	1	Blue
SCUT_AND_Y<0_2	0,57	-2,70	1	1	Cyan
SCUT_AND_Y<0_3	6,65	-2,70	0,9	1	Red
SCUT_AND_Y>0_1	6,15	3,10	1	1	Magenta
SCUT_AND_Y>0_2	0,57	3,10	1	1	Yellow
SCUT_AND_Y>0_3	6,65	3,10	0,9	1	Grey

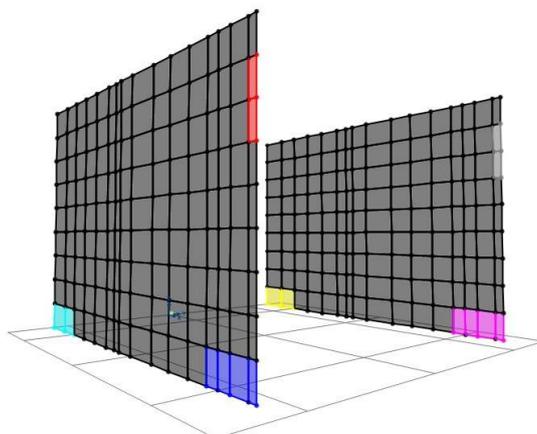
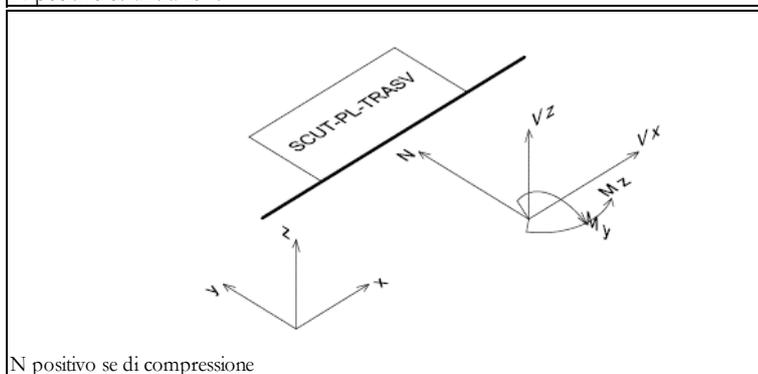
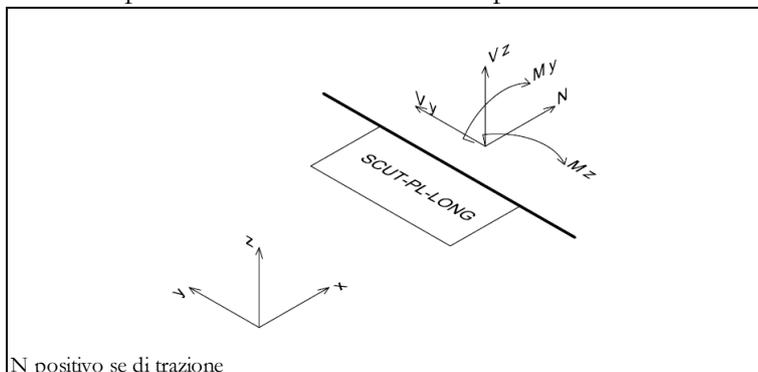


Figura 5-17 Section cut sui muri andatori

5.5.1. Verifiche del plinto di fondazione

5.5.1.1. Plinto - Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le massime sollecitazioni ottenute applicando tutte le combinazioni di carico e utilizzate per le verifiche flessionali del plinto di fondazione.



PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA

SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	My [kN*m]	Mz [kN*m]
SCUT_PL_LONG_4	01-SLU-STR	MAX	116,3	813,9	-4,0
SCUT_PL_LONG_4	01-SLU-STR	MIN	55,3	111,3	21,0
SCUT_PL TRASV_4	01-SLU-STR	MAX	141,2	22,2	749,7
SCUT_PL TRASV_4	01-SLU-STR	MIN	141,2	-16,6	280,3

TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA

SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Vz [kN]	Vy [kN]
SCUT_PL_LONG_2	15-SLV-STR	MAX	55,3	-372,1	30,5
SCUT_PL_LONG_4	14-SLV-STR	MIN	124,0	-1598,4	1,2
SCUT_PL TRASV_4	01-SLU-STR	MAX	-71,6	989,2	-56,9
SCUT_PL TRASV_4	01-SLU-STR	MIN	-65,5	121,4	-203,9

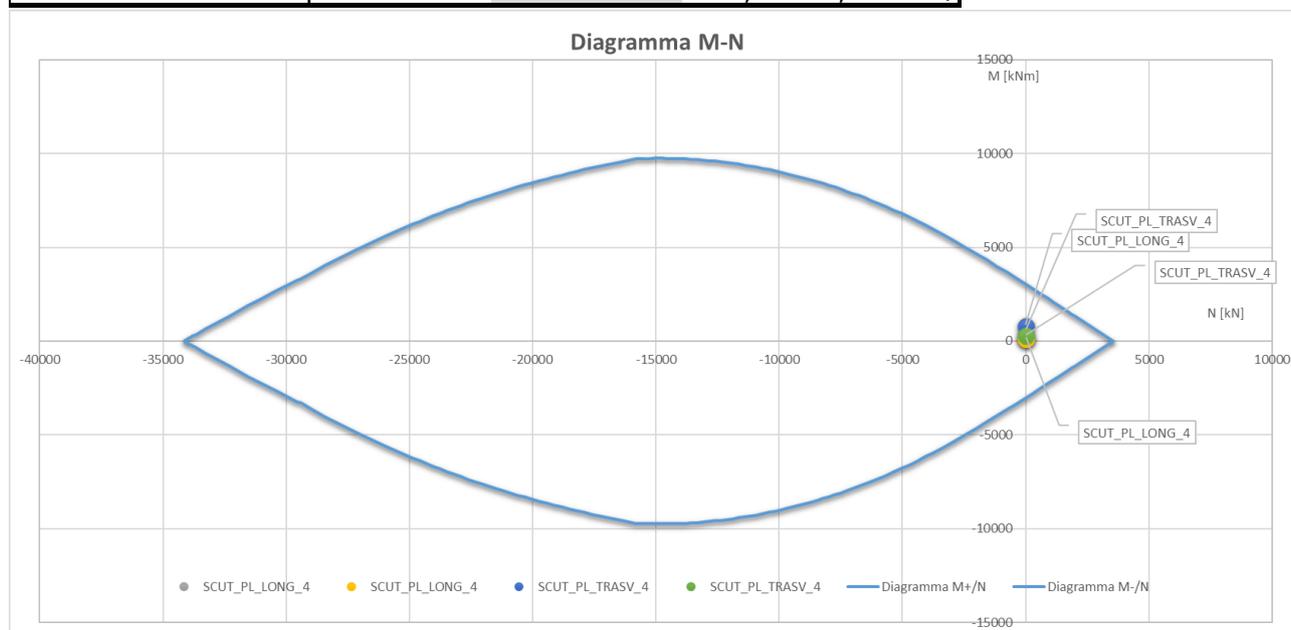
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA			
SECTION CUT	COMBINAZIONE	N [kN]	Mmax [kN*m]
SCUT_PL_LONG_4	34-SLE-FREQ	80,7	499,9
SCUT_PL TRASV_3	34-SLE-FREQ	-71,1	482,0
SCUT_PL_LONG_1	36-SLE-QPERM	57,7	223,9
SCUT_PL TRASV_1	36-SLE-QPERM	-9,7	280,8

5.5.1.2. *Plinto - Verifiche a pressoflessione*

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo effettuate sulle Section Cut della platea più sollecitate. Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- $\Phi 24/10''$ superiori
- $\Phi 24/10''$ inferiori

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	100,00	cm	
Altezza = H =	180,00	cm	
Copriferro = c =	4,00	cm	
Altezza utile = d =	176	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	10	24	= 4,52 45,24 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	10	24	= 4,52 45,24 cmq



Limitazioni d'armatura		
ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
0,50%	0,1%	ok
Φ	Φ_{max}	$\Phi < \Phi_{min}$
24	180	ok

5.5.1.3. Plinto - Verifiche a taglio

Si riportano i valori di taglio massimo ottenuti sulle Section Cut della platea.

Le armature a taglio sono:

- $\Phi 12/20''$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18

Dati di input			
1) Sollecitazioni			
Taglio Massimo sollecitante		V_{Ed}	1598,40 kN
Combinazione corrispondente			14-SLV-STR
		$\gamma_{Rd} =$	1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$	1598,40 kN
2) Armature longitudinali			
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	ϕ 24 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$ 4521,6 mm ²
3) Parametri sezione			
Larghezza minima della sezione in zona tesa		b_w	1000 mm
Altezza della sezione		H	1800 mm
Copriferro		c	40 mm
Altezza utile della sezione		d	1760 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione		N_{Ed}	124,01 kN
4) Caratteristiche cls			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo		γ_c	1,5
Resistenza a compressione cilindrica		f_{ck}	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto		f_{cd}	17,00 MPa
5) Caratteristiche dell'acciaio			
Tipologia di acciaio			B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio		γ_s	1,15
Tensione di snervamento caratteristica		f_{yk}	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto		f_{yd}	391,30 MPa

Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1			
		v_{min}	0,2964
		k	1,3371
		ρ_1	0,0026
		σ_{cp}	0,0689 N/mm ²
		V_{Rd}	576,0
		Verifica ($V_{Rd} > V_{ed}$)	no
NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO			

Verifica elementi con armature trasversali resistenti al taglio - §4.1.2.1.3.2

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo	f'_{cd}	8,5000 MPa
Coeff. Maggiorativo per (pre)compressione	α_c	1,0041
Braccio delle forze interne	z	mm
Diametro delle staffe	ϕ_{st}	12 mm
Numero di bracci staffe	n_b	5
Passo delle staffe	s	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	2826,00 mm ² /m ²
Inclinazione staffe	a	90 °
Inclinazione puntone	θ	45 °

Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1

Resistenza a taglio del puntone di cls	V_{Rcd}	6759,28 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	V_{Rsd}	1751,63 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	V_{Rd}	1751,63 kN
Verifica ($V_{Rd} > V_{ed}$)		ok

Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4

$\rho > 0,2 \%$		ok
$\Phi > s_{parete}/10$		ok
Q.tà legature > 9/m ²		ok

5.5.1.4. *Plinto - Verifiche a punzonamento*

VERIFICA A PUNZONAMENTO

1) Dati di input			
Riferimenti normativi	§6,4 EC2 + §4.1.2.3.5.4 NTC'18		
Tipologia strutturale	PALO DI FONDAZIONE DI BORDO		
Forma del palo	CIRCOLARE		
Caratteristiche meccaniche dei materiali			
Calcestruzzo			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Resistenza caratteristica a compressione	R_{ck}		37 MPa
Resistenza a compressione cilindrica	f_{ck}		30,71 MPa
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}		17,40 MPa
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo	γ_c		1,5
Acciaio			
Tipologia di acciaio			B450C
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}		450 MPa
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}		391,30 MPa
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio	γ_s		1,15
Coefficiente riduttivo per fessurazione del cls	ν		0,5
2) Dati geometrici del pilastro e della soletta			
Diametro del palo	Φ		1200 mm
Spessore della plate di fondazione	H		1800 mm
Copriferro (Ricoprimento armature)	cop		40 mm
Altezza capitello (se assente inserire 0)	h_H		0 mm
3) Armature longitudinali del plinto			
Diametro massimo armature tese longitudinali	ϕ_x		24 mm
Diametro massimo armature tese trasversali	ϕ_y		24 mm
Passo armature longitudinali	s_x		100 mm
Passo armature trsversali	s_y		100 mm
Altezza utile armature tese longitudinali	d_x		1748 mm
Altezza utile armature tese trasversali	d_y		1724 mm
Altezza utile media della piastra	d		1736 mm
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_x		0,00261
Rapporto geometrico di armatura trasversale tesa	ρ_y		0,00261
3) Sollecitazioni			
Reazione del palo più caricato	N		2399,90 kN
Momento flettente longitudinale	M_x		591,60 kNm
Taglio longitudinale	V_x		-140,10 kN
Momento flettente trasversale	M_y		-1706,70 kNm
Taglio trasversale	V_y		-21,80 kN
Combinazione			01-SLU-STR

4) VERIFICA A PUNZONAMENTO, PIASTRA PRIVA DI ARMATURE

Contorno dell'area caricata dal palo	u_0	3770 mm
Distanza diametro palo-perimetro di verifica ($\leq 2d$)	dd	3472 mm
Perimetro di verifica di base	u_1	6519 mm
Coeff. riduttivo k	k	1,34
	ρ_l	0,00261
	σ_{cp}	0,00 MPa
	k_1	0,10
	$C_{Rd,c}$	0,12
	v_{min}	0,30
	$v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$	0,30
	$v_{Rd,c} (*)$	0,321 MPa
Eccentricità del carico applicato	e	12,182 m
Maggiorazione della τ di punz. Dovuta a flessione	β	1,0028
Forza tagliante applicata di progetto per carico eccentrico	V_{Ed}	0,368 MPa
Resistenza di progetto a punzonamento	$V_{Rd,c}$	0,321 MPa
Verifica del punzonamento lungo il perimetro u_0	$V_{Ed} < V_{Rd,C}$	NO NECESSARIA ARMATURA A PUNZONAMENTO

5) VERIFICA A PUNZONAMENTO, PIASTRA CON ARMATURE A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{st}	12 mm
Numero di bracci staffe	n_b	5
Passo delle staffe	s	200 mm
Armatura a taglio presente	$A_{sw,s}$	2826 mm ² /m ²
Passo radiale dell'armatura a taglio di punzonamento	s_r	200 mm
Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio punzonamento	$f_{ywd,ef}$	391,3 MPa
Angolo compreso tra l'armatura a taglio e il piano della piastra	α	90 °
Resistenza di progetto a punzonamento (perimetro u_0)	$V_{Rd,cs}$	2,44 Mpa
Resistenza di progetto a punzonamento (perimetro u_1)	$V_{Rd,cs}$	1,51 Mpa
Verifica del punzonamento lungo il perimetro u_0	$V_{Ed} < V_{Rd,cs}$	OK
Verifica del punzonamento lungo il perimetro u_1	$V_{Ed} < V_{Rd,cs}$	OK

5.5.1.5. *Plinto - Verifiche a fessurazione*

Si riportano le verifiche allo Stato Limite di fessurazione.

Le combinazioni in esame sono quelle di tipo frequente e quasi permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4\text{mm}$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$$

VERIFICA A STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

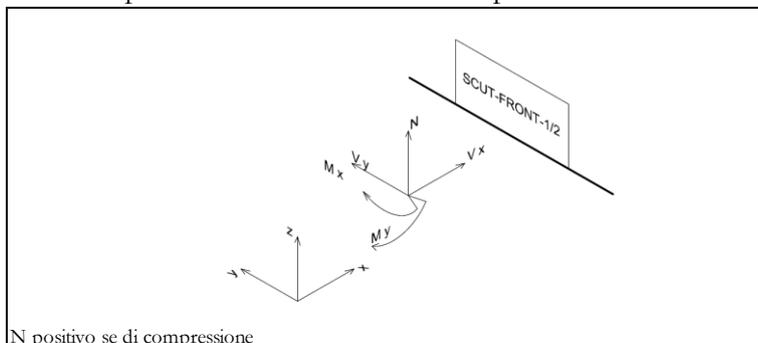
Platea		
SLE-FREQUENTE → $w_3=0,4\text{mm}$		
N sollecitante solo se di trazione	N_{Ed}	0,00 kN
M sollecitante	M_{Ed}	499,88 kNm
	COMBO	34-SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	1800 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	1748 [mm]
	x	795,9 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	\emptyset	24 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	A_s	4523,9 [mm ²]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β_1	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β_2	0,5
	β	0,6769
	E_s	210000 [N/mm ²]
	σ_s	110,0 [N/mm ²]
≥ 0.4	$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7709
Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	esm	0,00040
$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$	deff	220 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	970 [mm]
Area calcestruzzo efficace = deff * beff	$A_{c,eff}$	213400 [mm ²]
	k3	0,125
A_s/A_{ceff}	ρ	0,02120
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k2	0,4
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	Δ_{sm}	156,6 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} esm$	w_d	0,1076 [mm]
Verifica	$w_d < w_3$	ok

SLE-QUASI PERMANENTE $\rightarrow w_2=0,3\text{mm}$		
N sollecitante solo se di trazione	N_{Ed}	0,00 kN
M sollecitante	M_{Ed}	280,83 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	σ_s	32,4 [N/mm ²]
Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_3)/E_s$	esm	0,0001188
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\phi/\rho$	Δ_{sm}	118,3 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} esm$	w _d	0,0239 [mm]
Verifica	$w_d < w_2$	ok

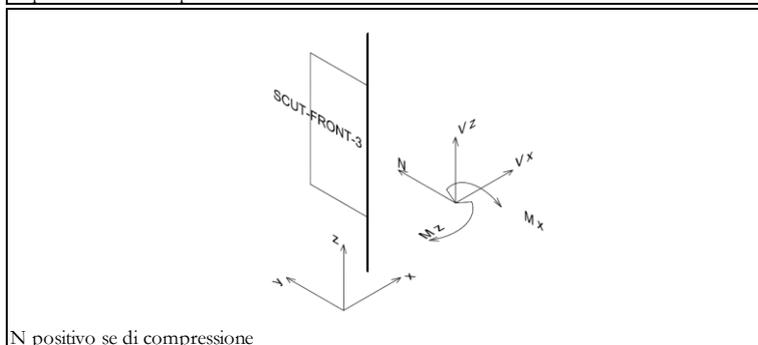
5.5.2. Verifiche del muro frontale

5.5.2.1. Muro frontale - Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le massime sollecitazioni ottenute applicando tutte le combinazioni di carico e utilizzate per le verifiche flessionali del plinto di fondazione.



N positivo se di compressione



N positivo se di compressione

Le sollecitazioni in direzione longitudinale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M y [kN*m]	M x [kN*m]
SCUT_FRONT_2	05-SLU-STR-VENTO	MAX	244,7	-4,7	11,2
SCUT_FRONT_1	14-SLV-STR	MIN	474,0	-153,2	11,1

Le sollecitazioni in direzione trasversale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M x [kN*m]	M z [kN*m]
SCUT_FRONT_3	01-SLU-STR	MAX	-128,3	-0,3	244,1
SCUT_FRONT_4	17-SLV-STR	MIN	-84,4	-3,7	-153,5

Per il taglio le azioni massime sono:

TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	V x [kN]	V y [kN]
SCUT_FRONT_2	01-SLU-STR	MAX	502,2	28,8	132,2
SCUT_FRONT_1	14-SLV-STR	MIN	473,981	-135,5	-10,253

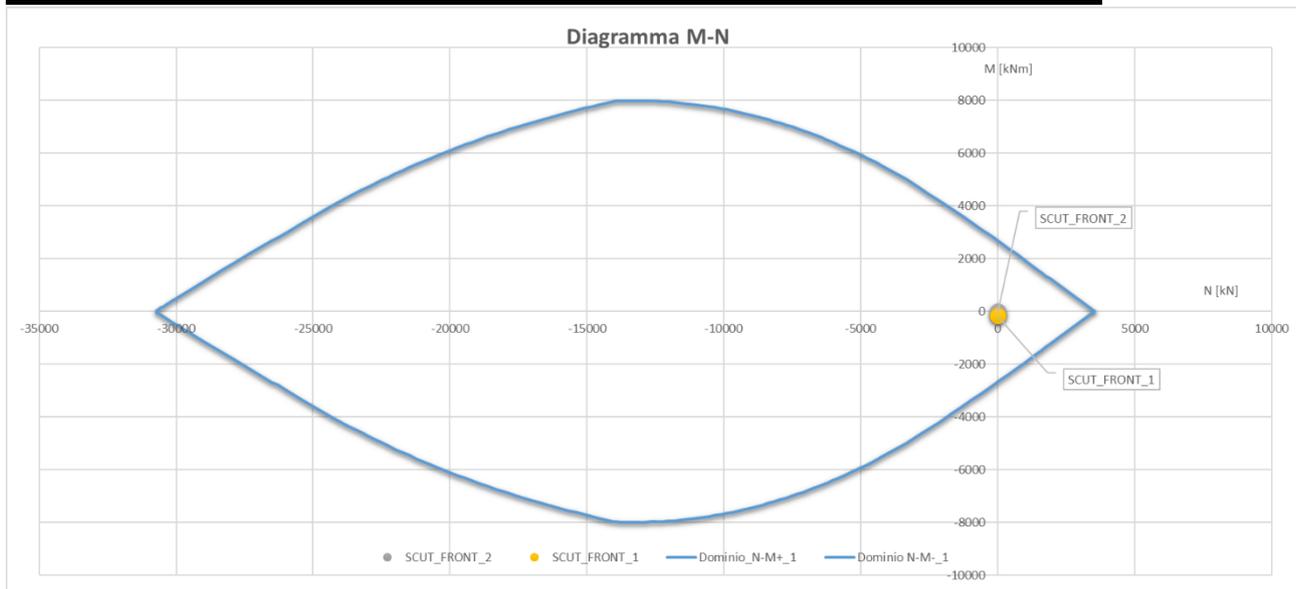
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA				
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M y [kN*m]
SCUT_FRONT_1	34-SLE-FREQ	MAX	598,5	-29,4
SCUT_FRONT_2	35-SLE-FREQ	MIN	303,3	-43,1
SCUT_FRONT_1	36-SLE-QPERM	MAX	261,1	-8,3
SCUT_FRONT_2	36-SLE-QPERM	MIN	182,8	-18,5

5.5.2.2. *Muro frontale - Verifiche a pressoflessione*

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut del muro frontale più sollecitate. Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di $\Phi 24/10''$ zona tesa
- Una fila di $\Phi 24/10''$ zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	100,00	cm	
Altezza = H =	160,00	cm	
Copriferro = c =	4,00	cm	
Altezza utile = d =	156	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	10	24	= 4,52 45,24 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	10	24	= 4,52 45,24 cmq



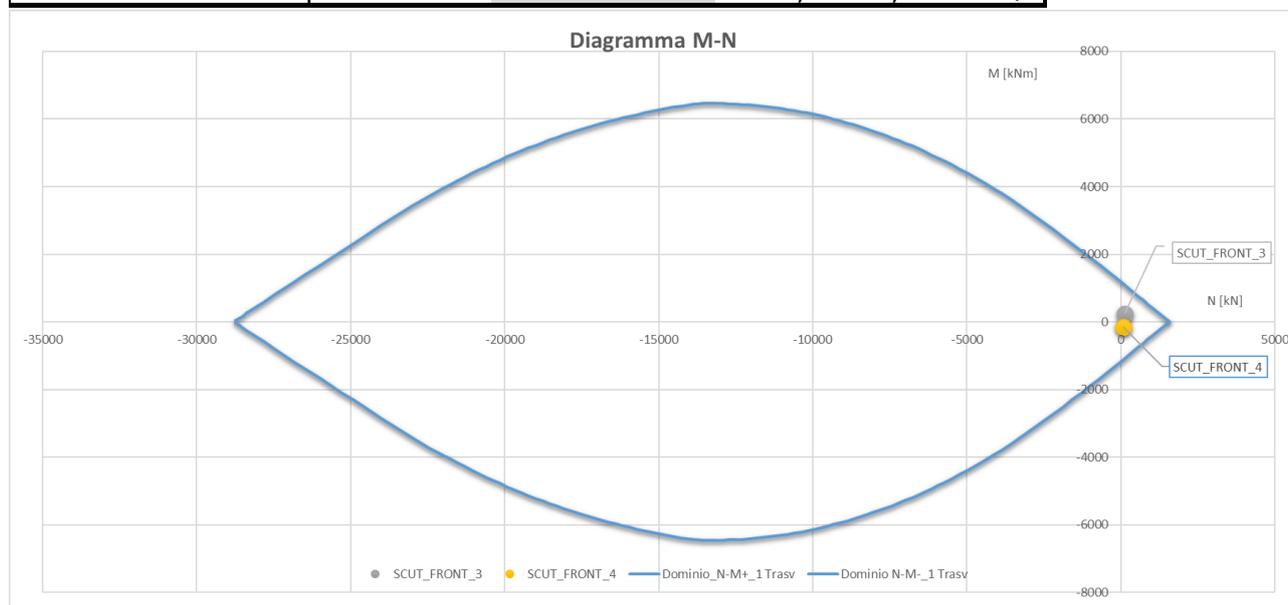
Limitazioni d'armatura		
ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
0,57%	0,2%	ok

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut del muro frontale più sollecitate in direzione trasversale.

Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 6 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di $\Phi 16/10''$ zona tesa
- Una fila di $\Phi 16/10''$ zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	100,00	cm			
Altezza = H =	160,00	cm			
Copriferro = c =	6,00	cm			
Altezza utile = d =	154	cm			
		n. barre	diametro [mm]	Area	
Armatura zona tesa = Aft =	10	16	= 2,01	20,11	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	10	16	= 2,01	20,11	cmq



Limitazioni d'armatura		
ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
0,25%	0,2%	ok

5.5.2.3. *Muro frontale - Verifiche a taglio*

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut della platea più sollecitate a taglio elencate nel seguito.

Le armature a taglio sono:

- $\Phi 12/20''$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18

Dati di input				
1) Sollecitazioni				
Taglio Massimo sollecitante		V_{Ed}		135,54 kN
Combinazione corrispondente			14-SLV-STR	
		$\gamma_{Rd} =$		1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$		135,54 kN
2) Armature longitudinali				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	ϕ	24 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	4521,6 mm ²
3) Parametri sezione				
Larghezza minima della sezione in zona tesa			b_w	1000 mm
Altezza della sezione			H	1600 mm
Copriferro			c	40 mm
Altezza utile della sezione			d	1560 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione			N_{Ed}	473,98 kN
4) Caratteristiche cls				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			γ_c	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			f_{ck}	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			f_{cd}	17,00 MPa
5) Caratteristiche dell'acciaio				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			γ_s	1,15
Tensione di snervamento caratteristica			f_{yk}	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto			f_{yd}	391,30 MPa

Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1

	v_{min}	0,3034
	k	1,3581
	ρ_l	0,0029
	σ_{cp}	0,2962 N/mm ²
	V_{Rd}	592,10
Verifica ($V_{Rd} > V_{Ed}$)		ok

NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

Armatura minima per pareti	
Diametro delle staffe	ϕ_{st} 12 mm
Numero di bracci staffe	n_b 5
Passo delle staffe	s 200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$A_{sw,s}$ 2826,00 mm ² /m ²
Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4	
$\rho > 0,2 \%$	ok
$\Phi > s_{parete}/10$	ok
Q.tà legature $> 9/m^2$	ok

5.5.2.4. Muro frontale - Verifiche a fessurazione

Si riportano le verifiche allo Stato Limite di Fessurazione.

Le combinazioni in esame sono quelle di tipo frequente e quasi permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4\text{mm}$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$$

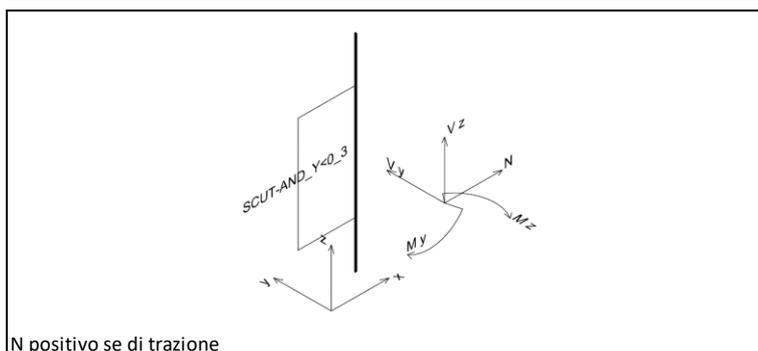
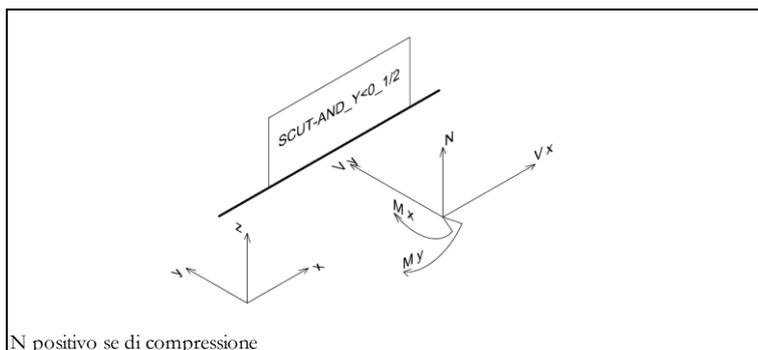
Muro Frontale		
SLE-FREQUENTE → w ₃ =0,4mm		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	43,14 kNm
	COMBO	35-SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	1600 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	1548 [mm]
	x	712,3 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	Ø	24 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	As	4523,9 [mm ²]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β ₁	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β ₂	0,5
	β	0,6769
	Es	210000 [N/mm ²]
	σ _s	10,7 [N/mm ²]
>=0.4	(1-β ₁ β ₂ β ₂)	0,7709
Deformazione media unitaria= σ _s (1-β ₁ β ₂ β ₂)/Es	esm	0,0000394
min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)	deff	220 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	220000 [mm ²]
	k ₃	0,125
As/Aceff	ρ	0,02056
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k ₂	0,4
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k ₂ k ₃ Ø/ρ	Δ _{sm} :	158,4 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ _{sm} esm	wd	0,0106 [mm]
Verifica	w_d<w₃	ok

SLE-QUASI PERMANENTE $\rightarrow w_2=0,3\text{mm}$		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	18,51 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	σ_s	4,6 [N/mm ²]
Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_3)/E_s$	esm	0,0000169
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\phi/\rho$	Δ_{sm}	158,4 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} esm$	wd	0,0046 [mm]
Verifica	$w_d < w_2$	ok

5.5.3. Verifiche del muro andatore

5.5.3.1. Muro andatore - Sollecitazioni di progetto

Di seguito sono riportate le sollecitazioni di calcolo utilizzate per le verifiche flessionali del muro andatore esterno, separando le SectionCut per la verifica delle armature in direzione longitudinale da quelle per le verifiche in direzione trasversale.



Le sollecitazioni in direzione longitudinale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
SCUT_AND_Y>0_1	01-SLU-STR	MAX	328,0	41,0	-4,2
SCUT_AND_Y>0_1	01-SLU-STR	MIN	-480,1	-221,8	-5,0

Le sollecitazioni in direzione trasversale sono le seguenti:

PRESSOFLESSIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	My [kN*m]	Mz [kN*m]
SCUT_AND_Y>0_3	17-SLV-STR	MAX	-36,6	-27,9	7,8
SCUT_AND_Y>0_3	01-SLU-STR	MIN	-361,7	-115,8	-9,8

Le azioni taglianti di progetto sono:

TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]
SCUT_AND_Y>0_1	01-SLU-STR	MAX	328,0	-32,2	50,0
SCUT_AND_Y>0_2	01-SLU-STR	MIN	-480,1	-155,8	-254,5

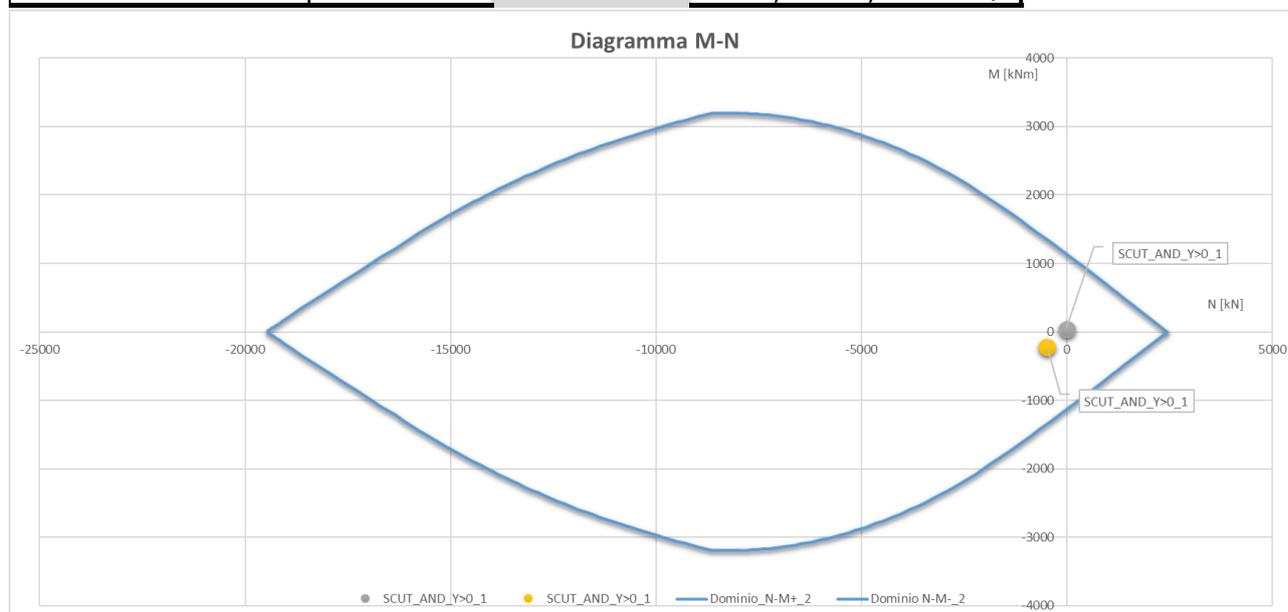
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA				
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M X [kN*m]
SCUT_AND_Y>0_1	34-SLE-FREQ	MAX	202,3	24,5
SCUT_AND_Y>0_2	34-SLE-FREQ	MIN	-274,3	-134,9
SCUT_AND_Y>0_1	36-SLE-QPERM	MAX	89,4	8,2
SCUT_AND_Y>0_2	36-SLE-QPERM	MIN	-39,2	-52,5

5.5.3.2. Muro andatore - Verifiche a pressoflessione

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo delle Section Cut del muro andatore più sollecitate. Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di $\Phi 20/10''$ zona tesa
- Una fila di $\Phi 20/10''$ zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	100,00	cm			
Altezza = H =	100,00	cm			
Copriferro = c =	4,00	cm			
Altezza utile = d =	96	cm			
	n. barre	diametro [mm]	Area		
Armatura zona tesa = Aft =	10	20	= 3,14	31,42	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	10	20	= 3,14	31,42	cmq



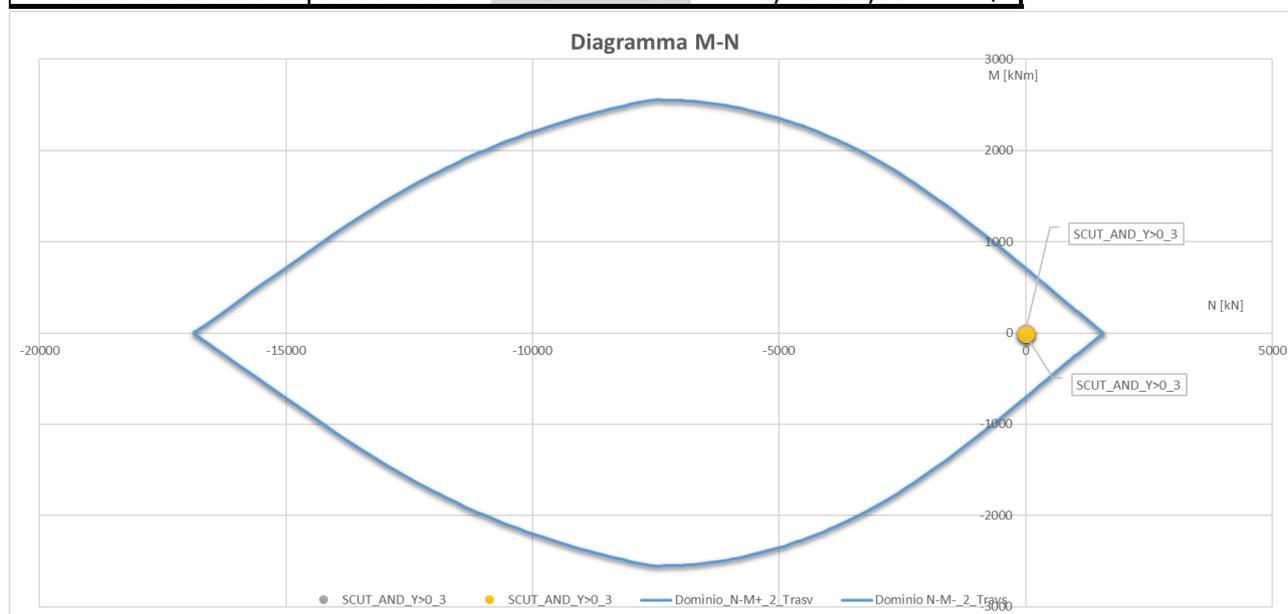
Limitazioni d'armatura		
ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
0,63%	0,2%	ok

Si riporta la verifica effettuata in direzione trasversale.

Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 5 cm. Le armature trasversali sono:

- Una fila di $\Phi 16/10''$ zona tesa
- Una fila di $\Phi 16/10''$ zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	90,00	cm			
Altezza = H =	100,00	cm			
Copriferro = c =	6,00	cm			
Altezza utile = d =	94	cm			
	n. barre	diametro [mm]	Area		
Armatura zona tesa = Aft =	10	16	= 2,01	20,11	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	10	16	= 2,01	20,11	cmq



Limitazioni d'armatura

ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
0,70%	0,2%	ok

5.5.3.3. Muro andatore - Verifiche a taglio

Si riportano le sollecitazioni attese agli stati limite considerati nelle Section Cut del muro andatore più sollecitate a taglio.

Le armature a taglio sono:

- $\Phi 12/20''$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '08

Dati di input				
1) Sollecitazioni				
Taglio Massimo sollecitante		V_{Ed}		254,47 kN
Combinazione corrispondente			01-SLU-STR	
		$\gamma_{Rd} =$		1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$		254,47 kN
2) Armature longitudinali				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	ϕ	20 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	3140 mm ²
3) Parametri sezione				
Larghezza minima della sezione in zona tesa			b_w	1000 mm
Altezza della sezione			H	1000 mm
Copriferro			c	40 mm
Altezza utile della sezione			d	960 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione			N_{Ed}	480,06 kN
4) Caratteristiche cls				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			γ_c	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			f_{ck}	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			f_{cd}	17,00 MPa
5) Caratteristiche dell'acciaio				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			γ_s	1,15
Tensione di snervamento caratteristica			f_{yk}	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto			f_{yd}	391,30 MPa

Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1

v_{min}	0,3370
k	1,4564
ρ_l	0,0033
σ_{cp}	0,4801 N/mm ²
V_{Rd}	428,33
Verifica ($V_{Rd} > V_{ed}$)	ok

NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

Armatura minima per pareti	
Diametro delle staffe	ϕ_{st} 12 mm
Numero di bracci staffe	n_b 5
Passo delle staffe	s 200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$A_{sw,s}$ 2826,00 mm ² /m ²
Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4	
$\rho > 0,2 \%$	ok
$\Phi > s_{parete}/10$	ok
Q.tà legature $> 9/m^2$	ok

5.5.3.4. Muro andatore - Verifiche a fessurazione

Si riportano le verifiche allo Stato Limite di fessurazione.

Le combinazioni in esame sono quelle di tipo frequente e quasi permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4\text{mm}$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$$

Muro Andatore		
SLE-FREQUENTE → w ₃ =0,4mm		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	134,88 kNm
	COMBO	34-SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	1000 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	950 [mm]
	x	447,3 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	Ø	20 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	As	3141,6 [mm ²]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β ₁	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β ₂	0,5
	β	0,6769
	Es	210000 [N/mm ²]
	σ _s	77,7 [N/mm ²]
>=0.4	(1-β ₁ β ₂ β ₂)	0,7709
Deformazione media unitaria= σ _s (1-β ₁ β ₂ β ₂)/Es	esm	0,0002852
min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)	deff	190 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	190000 [mm ²]
	k ₃	0,125
As/Aceff	ρ	0,01653
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k ₂	0,4
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k ₂ k ₃ Ø/ρ	Δ _{sm} :	160,5 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ _{sm} esm	wd	0,0778 [mm]
Verifica	w_d<w₃	ok

SLE-QUASI PERMANENTE $\rightarrow w_2=0,3\text{mm}$		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	52,46 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	σ_s	30,2 [N/mm ²]
Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_3)/E_s$	esm	0,0001109
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\phi/\rho$	Δ_{sm}	160,5 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} esm$	wd	0,0303 [mm]
Verifica	$w_d < w_2$	ok

5.5.4. Verifiche del muro paraghiaia

5.5.4.1. Paraghiaia - Sollecitazioni di progetto

Le azioni sul muro paraghiaia vengono combinate secondo i coefficienti della Combinazione 01-SLU-STR.

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

COMBO SLU-STR	
V_{G1}	1,35
V_{G2}	1,5
V_Q	1,45
$(S_{terr}\gamma_{G1} + S_{ballast}\gamma_{G2} + S_N\gamma_Q + S_f\gamma_Q)$	
V_{Ed}	98,35 kN/m
M_{Ed}	72,70 kNm/m

COMBO SLV-STR	
V_{G1}	1
V_{G2}	1
V_Q	0,2
$(S_{terr}\gamma_{G1} + S_{ballast}\gamma_{G2} + S_N\gamma_Q + S_f\gamma_Q)$	
V_{Ed}	26,03 kN/m
M_{Ed}	16,02 kNm/m

COMBO SLE-FREQ	
V_{G1}	1,00
V_{G2}	1,00
ψ_1	0,80
V_{Ed}	55,92 kN/m
M_{Ed}	40,98 kNm/m

COMBO SLE-QPERM	
V_{G1}	1,00
V_{G2}	1,00
ψ_2	0,00
V_{Ed}	8,09 kN/m
M_{Ed}	4,11 kNm/m

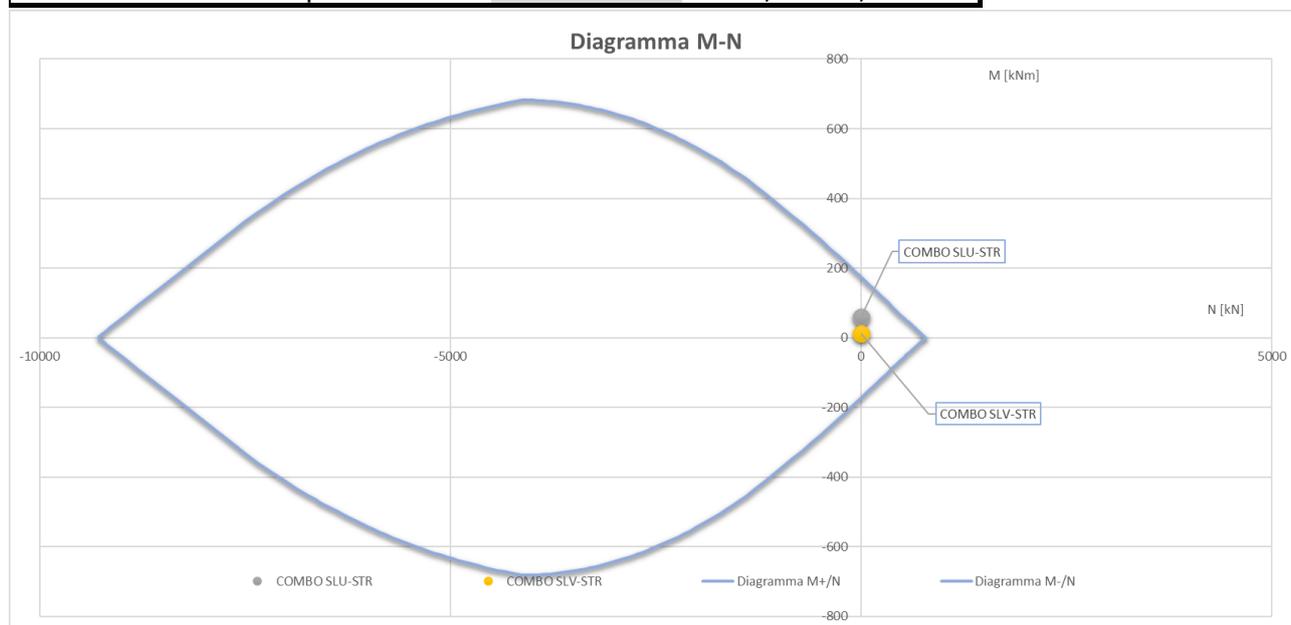
5.5.4.2. Paraghiaia - Verifiche a pressoflessione

Il momento di progetto è ottenuto allo SLU ed è pari a 72.70kNm/m.

Il copriferro delle barre (ricoprimento) è di 4 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di $\Phi 16/20''$ zona tesa
- Una fila di $\Phi 16/20''$ zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE				
Base = B =	100,00	cm		
Altezza = H =	50,00	cm		
Copriferro = c =	4,00	cm		
Altezza utile = d =	46	cm		
	n. barre	diametro [mm]	Area	
Armatura zona tesa = Aft =	5	16	= 2,01 10,05	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	5	16	= 2,01 10,05	cmq



Limitazioni d'armatura		
ρ	ρ_{min}	$\rho > \rho_{min}$
0,40%	0,1%	ok
Φ	Φ_{max}	$\Phi < \Phi_{min}$
16	50	ok

Armatura di ripartizione					
Armatura necessaria in zona tesa (20% $A_{s,long}$)	2,011	5	16	2,01 10,053	ok
Armatura necessaria in zona tesa (20% $A_{s,long}$)	2,011	5	16	2,01 10,053	ok

5.5.4.3. Paraghiaia - Verifica a taglio

Il taglio di progetto è ottenuto allo SLU ed è pari a 98.35 kN/m. Le armature a taglio sono:

- $\Phi 8/30''$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18

Dati di input			
1) Sollecitazioni			
Taglio Massimo sollecitante		V_{Ed}	98,35 kN
Combinazione corrispondente		$V_{Rd} =$	1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$	98,35 kN
2) Armature longitudinali			
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	5	ϕ 16 mm
Area armatura longitudinale tesa		$A_{s,long}$	1004,8 mm ²
3) Parametri sezione			
Larghezza minima della sezione in zona tesa		b_w	1000 mm
Altezza della sezione		H	500 mm
Copriferro		c	40 mm
Altezza utile della sezione		d	460 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione		N_{Ed}	0,00 kN
4) Caratteristiche cls			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo		γ_c	1,5
Resistenza a compressione cilindrica		f_{ck}	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto		f_{cd}	17,00 MPa
5) Caratteristiche dell'acciaio			
Tipologia di acciaio			B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio		γ_s	1,15
Tensione di snervamento caratteristica		f_{yk}	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto		f_{yd}	391,30 MPa

Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1

V_{min}	0,4098
k	1,6594
ρ_l	0,0022
σ_{cp}	0,0000 N/mm ²
V_{Rd}	171,41

Verifica ($V_{Rd} > V_{cd}$) ok

NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

Armatura minima per pareti

Diametro delle staffe	ϕ_{st}	8 mm
Numero di bracci staffe	n_b	3
Passo delle staffe	s	400 mm
Quantitativo di staffe a metro	$A_{sw,s}$	376,80 mm ² /m ²

Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4

$\rho > 0,2 \%$	ok
$\Phi > s_{parete}/10$	ok
Q.tà legature $> 9/m^2$	ok

Mandataria

Mandanti

5.5.4.4. *Paraghiaia - Verifica a fessurazione*

Le sollecitazioni di progetto sono quelle calcolate agli Stati Limite Frequente e Quasi Permanente. In condizioni ambientali ordinarie e per armatura poco sensibile, per la combinazione frequente si verifica che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

Muro Paragliaia		
SLE-FREQUENTE →w₃=0,4mm		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	32,83 kNm
	COMBO	SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	500 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	452 [mm]
	x	217,1 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	Ø	16 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	5
Area dell'armatura longitudinale	As	1005,3 [mm ²]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β ₁	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β ₂	0,5
	β	0,6769
	Es	210000 [N/mm ²]
	σ _s	115,4 [N/mm ²]
>=0.4	(1-β ₁ β ₂ β ₂)	0,7709
Deformazione media unitaria= σ _s (1-β ₁ β ₂ β ₂)/Es	esm	0,0004237
min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)	deff	141,4712703 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	141471,2703 [mm ²]
	k ₃	0,125
As/Aceff	ρ	0,00711
	s	200 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k ₂	0,4
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k ₂ k ₃ Ø/ρ	Δ _{sm} :	232,6 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ _{sm} esm	wd	0,1675 [mm]
Verifica	w_d<w₃	ok
SLE-QUASI PERMANENTE →w₂=0,3mm		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	2,23 kNm
	COMBO	SLE-QPERM
	σ _s	7,9 [N/mm ²]
Deformazione media unitaria= σ _s (1-β ₁ β ₂ β ₂)/Es	esm	0,0000288
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k ₂ k ₃ Ø/ρ	Δ _{sm} :	232,6 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ _{sm} esm	wd	0,0114 [mm]
Verifica	w_d<w₂	ok

5.6. SPALLA - INCIDENZA ARMATURE

Incidenza Armature Spalla							
	Descrizione	n. barre a ml	Ø [mm]	Lunghezza totale barre a mq [m]	Peso singola barra [kg/ml]	Peso totale armatura a mq [kg]	
P L A T E A	Armatura longitudinale platea (maglia lato inf)	20	24	20,0	3,5510	71,02	
	Armatura longitudinale platea (maglia lato sup)	20	24	20,0	3,5510	71,02	
	Armatura interna ripartizione	20	24	20,0	3,5510	71,02	
		n. spilli a mq			L spilli [m]		
	Armatura trasversale platea	25	12	2,2	0,8880	48,84	
	Volume CLS soletta spalla [m³]				91,8		
	Totale incidenza Platea [kg/m³]				145,5		
F R O N T A L E	Armatura longitudinale muro frontale (lato interno)	10	24	10,0	3,5510	35,51	
	Armatura longitudinale muro frontale (lato esterno)	10	24	10,0	3,5510	35,51	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	20	16	20,0	1,5780	31,56	
	Armatura interna ripartizione	20	16	20,0	1,5780	31,56	
		n. spilli a mq			L spilli [m]		
	Armatura trasversale muro frontale	25	12	2,00	0,8880	44,40	
	Volume CLS muro frontale [m³]				20,2		
	Totale incidenza Muro Frontale [kg/m³]				111,6		
A S S I M M E T R I C I	Armatura longitudinale muri andatori (lato interno)	10	20	10,0	2,4660	24,66	
	Armatura longitudinale muri andatori (lato esterno)	10	20	10,0	2,4660	24,66	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	20	16	20,0	1,5780	31,56	
	Armatura interna ripartizione	10	20	10,0	2,4660	24,66	
		n. spilli a mq			L spilli [m]		
	Armatura ala posteriore (% d'area)	0	16	0,0	1,5780	0,00	
	Armatura trasversale muri andatori (lato interno)	25	12	1,4	0,8880	31,08	
	Volume CLS muro andatore [m³]				13,3		
	Totale incidenza Muri Andatori [kg/m³]				136,6		
P A R A G H I A I A	Armatura longitudinale paraghiaia (lato interno)	5	16	5,0	1,5780	7,89	
	Armatura longitudinale paraghiaia (lato esterno)	5	16	5,0	1,5780	7,89	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	10	16	10,0	1,5780	15,78	
		n. spilli a mq			L spilli [m]		
	Armatura trasversale paraghiaia	9	8	0,9	0,3950	3,20	
	Volume CLS paraghiaia [m³]				2,6		
	Totale incidenza paraghiaia [kg/m³]				69,5		