

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.  
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

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

PROGETTAZIONE: MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

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

# 11 - OPERE D'ARTE

**Ponte stradale su Canale Ozzoretto**

**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 9	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-19-01-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 .....	15
4.2.	ANALISI DELL'IMPALCATO.....	17
4.2.1.	Calcolo delle sollecitazioni su una fascia di 4 metri.....	17
4.2.2.	Sollecitazioni sulla trave di bordo fascia.....	19
4.2.3.	Riepilogo delle sollecitazioni di progetto .....	21
4.3.	VERIFICHE SULL'IMPALCATO.....	22
4.3.1.	Verifiche di resistenza dell'impalcato.....	22
4.3.2.	Verifiche di deformabilità.....	23
4.4.	AZIONI SUGLI APPOGGI .....	24
5.	SPALLE.....	25
5.1.	ANALISI DEI CARICHI.....	25
5.1.1.	Peso proprio della spalla e pesi permanenti portati.....	25
5.1.2.	Spinta statica del terreno.....	26
5.1.3.	Sovraccarichi da traffico stradale sul rilevato a tergo della spalla.....	27
5.1.4.	Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/Avviamento).....	28
5.1.5.	Azione sismica.....	28
5.1.6.	Sovrappinta sismica del terreno.....	31
5.1.7.	Forze inerziali dovute al sisma.....	33
5.1.8.	Carichi sui marciapiedi.....	33

5.1.9.	Azioni da impalcato.....	34
5.1.10.	Resistenza parassite sui vincoli .....	34
5.1.11.	Azioni sul paraghiaie – Azione verticale da traffico ferroviario.....	34
5.2.	COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA .....	36
5.2.1.	Combinazioni delle azioni .....	36
5.3.	MODELLO DI CALCOLO .....	43
5.4.	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	49
5.5.	VERIFICHE STRUTTURALI .....	50
5.5.1.	Verifiche del plinto di fondazione.....	52
5.5.2.	Verifiche del muro frontale .....	61
5.5.3.	Verifiche del muro andatore .....	69
5.5.4.	Verifiche del muro paraghiaia .....	77
5.6.	SPALLA - INCIDENZA ARMATURE .....	84

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo strutturale è relativa alla progettazione del nuovo ponte stradale ubicato nel comune di Altopascio (LU) all'altezza del ponte ferroviario alla progressiva del km 40+195, in corrispondenza del deflusso di Fosso Ozzoretto.

L'intervento è conseguente al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, e alla soppressione del passaggio a livello al km 41+108. La viabilità verrà ripristinata mediante una nuova strada che collegherà Via di Tiglio a Via del Corazza con conseguente realizzazione del ponte in corrispondenza del Fosso Ozzoretto.

L'impalcato è a travi incorporate di luce teorica L (distanza appoggi) pari a 20 m.

La spalla definita A, ha una fondazione costituita da un plinto su pali di spessore 1,8 m e dimensioni 5,6 x 7,7.

La palificata si compone di 6 pali trivellati di diametro pari a 1,2 metro con interasse nelle due direzioni di 3,6 m.

Il muro frontale è spesso 1,35 m, alto 3,10 e larghezza 7,10 m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 7,10 m, è spesso 0,35 m e ha un'altezza di 0,85 m rispetto alla sommità del muro frontale. I due muri andatori di spessore 0,7 m, hanno altezza pari a 3,95 m.

L'altezza totale della spalla è 5,75 metri.

Lungo il lato esterno della carreggiata si considera in sede progettuale la presenza di un marciapiede adibito ai pedoni.

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

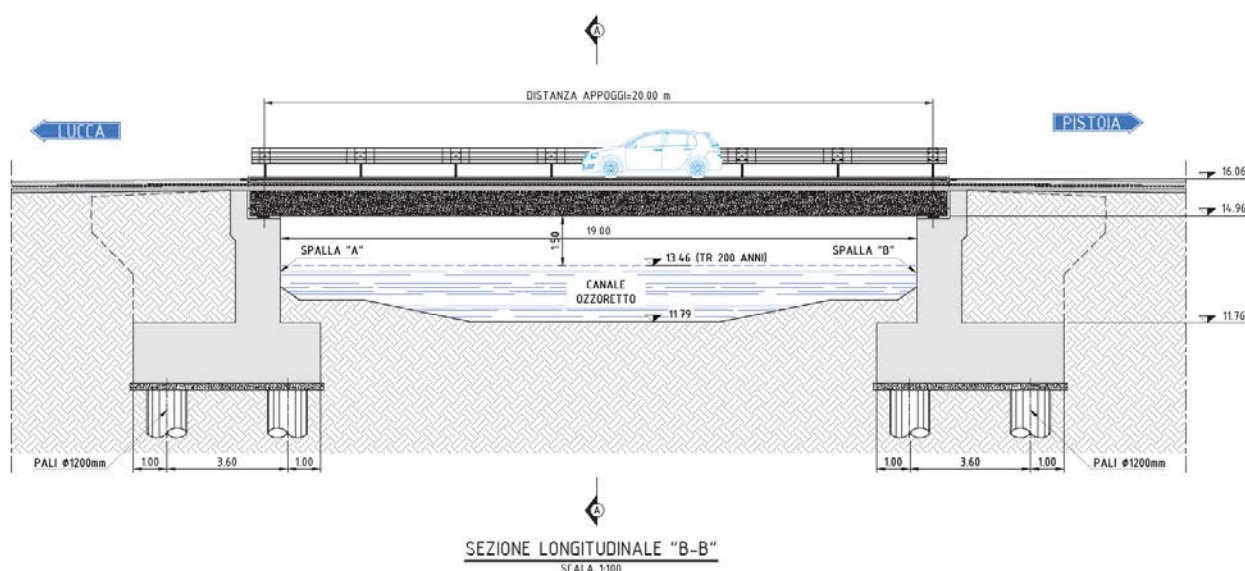


Figura 1-1 Sezione longitudinale dell'opera

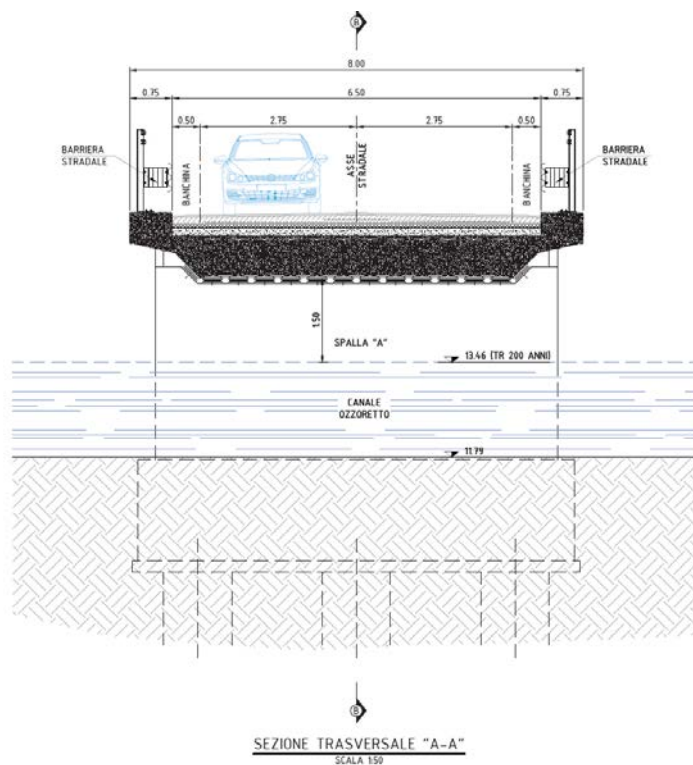


Figura 1-2 Sezione trasversale dell'opera

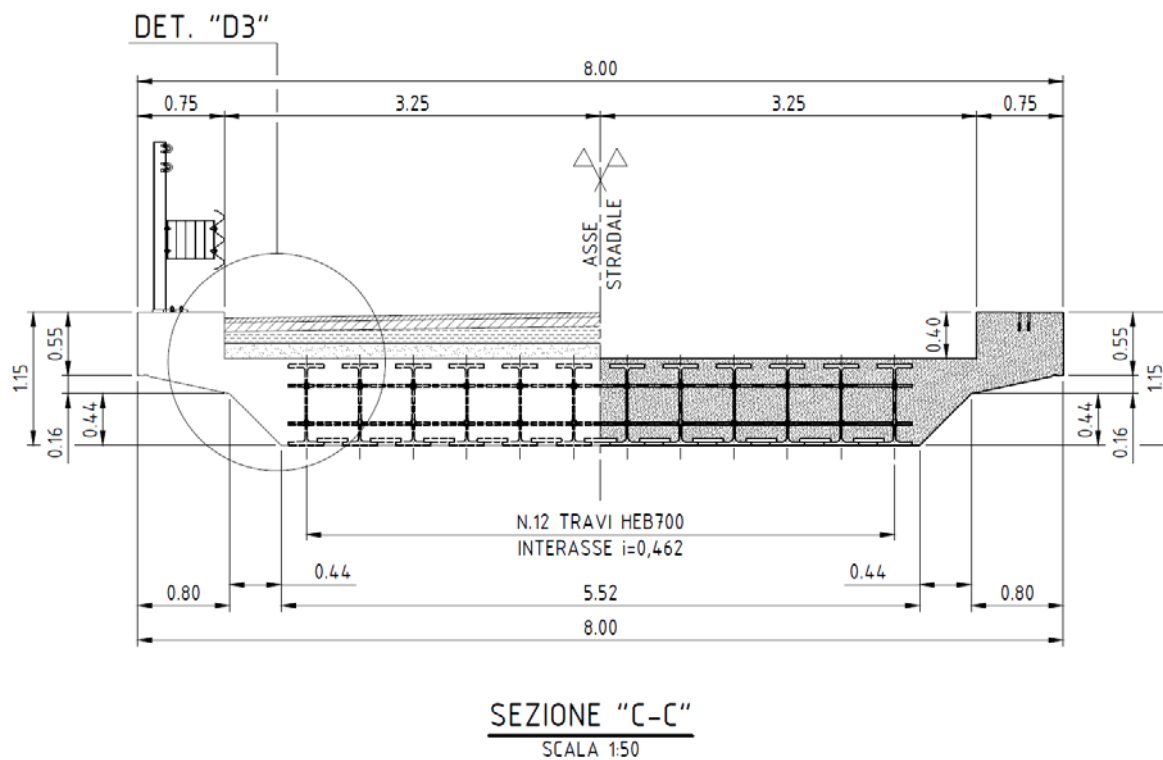


Figura 1-3 Sezione trasversale dell'impalcato

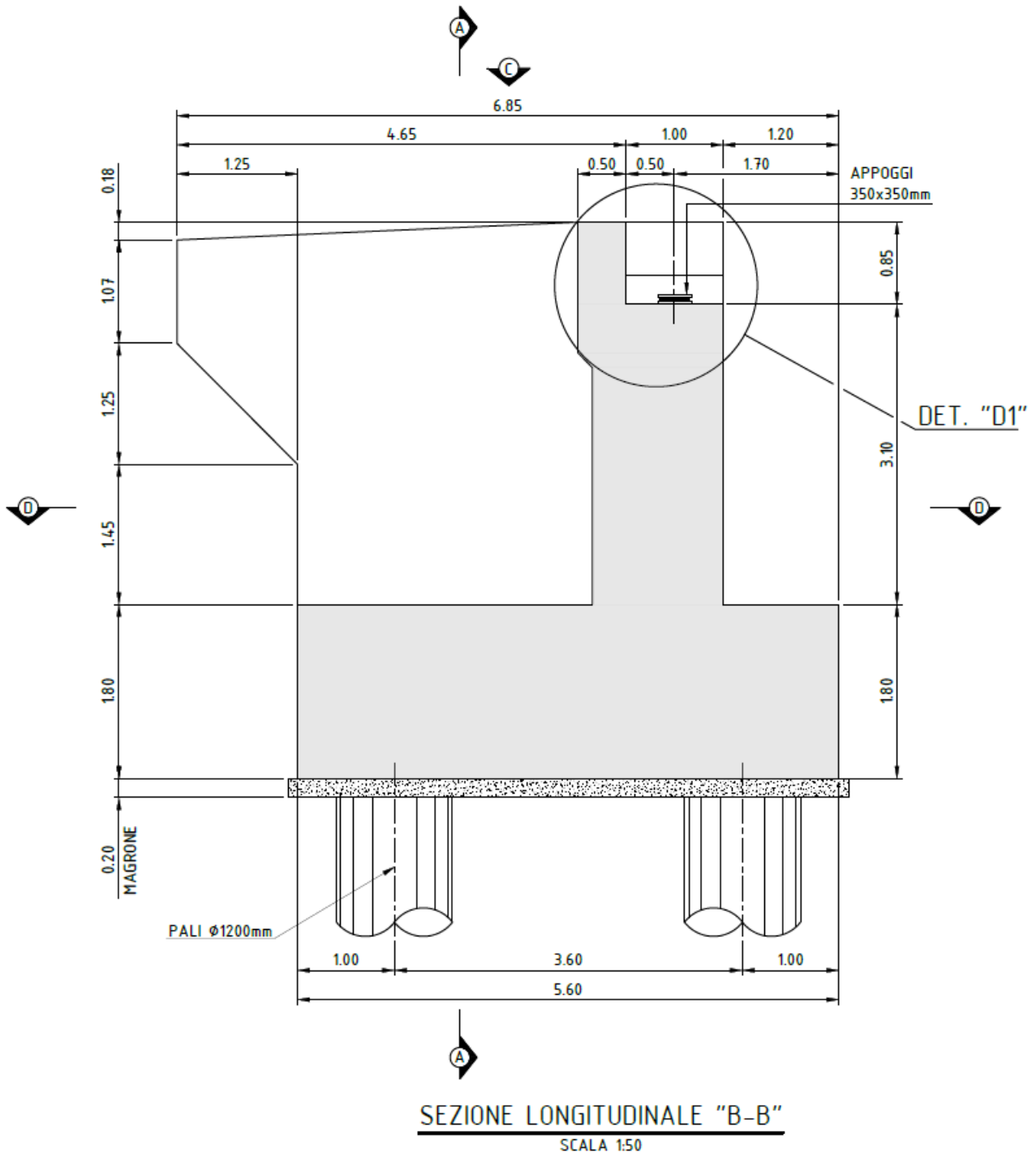


Figura 1-4 Sezione longitudinale della spalla

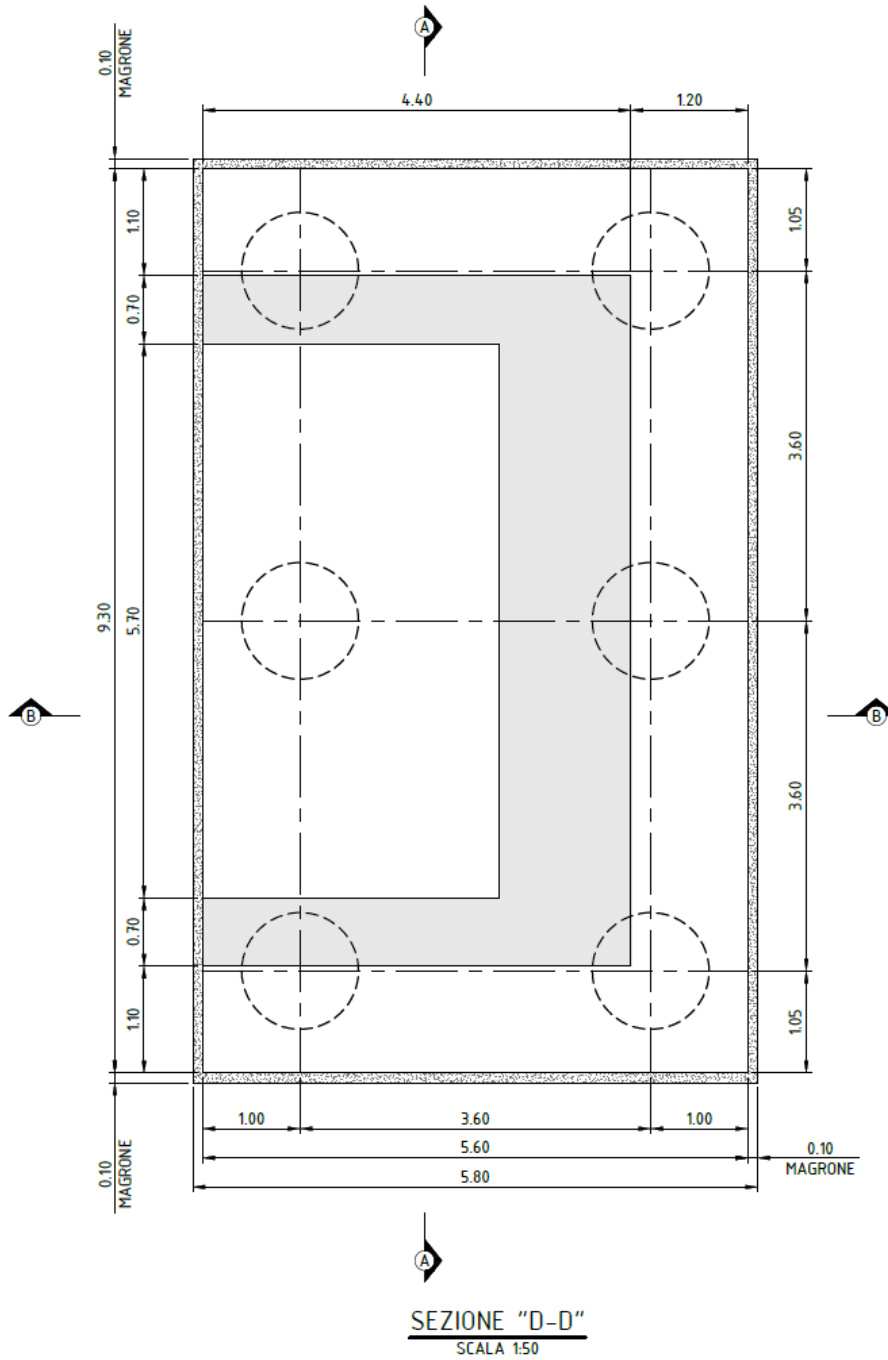


Figura 1-5 Vista in pianta della spalla (estradosso della platea di fondazione)

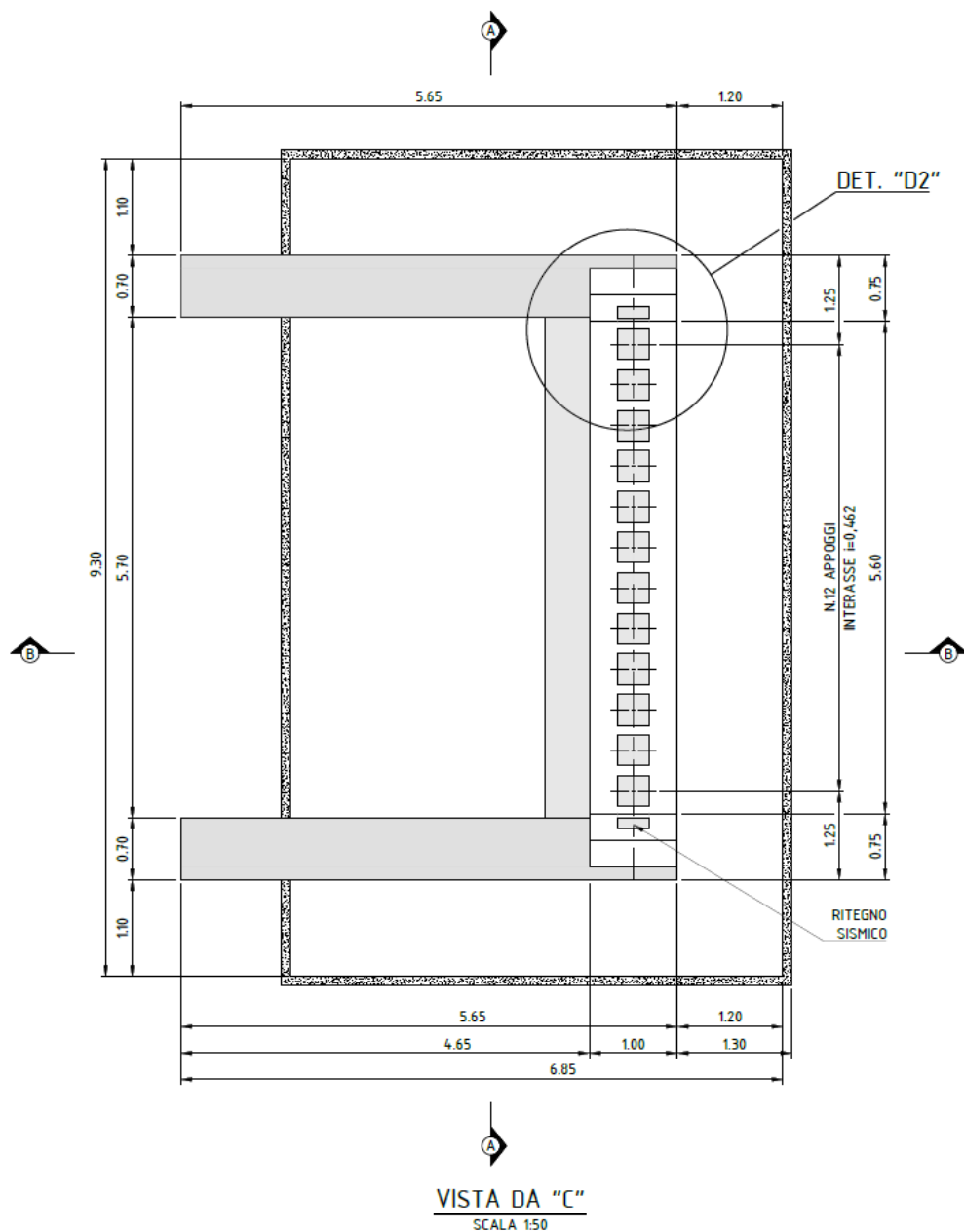































Figura 1-6 Vista in pianta della spalla (piano degli appoggi)

Lo schema dei vincoli per il ponte in esame è quello indicato nella seguente immagine e si compone di dodici 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:



 A1	A1 
 A2	A2 
 A3	A3 
 A4	A4 
 A5	A5 
 A6	A6 
 A7	A7 
 A8	A8 
 A9	A9 
 A10	A10 
 A11	A11 
 A12	A12 

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

Le verifiche della presente relazione vengono effettuate sulla spalla A.1 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) <sup>1</sup>	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	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 stradale 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  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito  $\varphi' = 35^\circ$
- 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 20 m.

L'elemento strutturale resistente sono le travi in acciaio. Si ipotizza di impiegare 12 profili HEB 700 (classe 1) ad interasse di 0.42 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 della carreggiata stradale. Lo spessore dell'impalcato è di 80 cm.

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

- PROFILI METALLICI: *Profilo* = "HEB 700"

$$b = 0.3 \text{ m} \quad h = 0.7 \text{ m} \quad i = 0.42 \text{ m} \quad t_w = 1.7 \text{ cm} \quad t_f = 3.2 \text{ cm} \quad A_s = 306 \text{ cm}^2$$

$$J_s = 256900 \text{ cm}^4 \quad W = 7340 \text{ cm}^3 \quad S = 4163.5 \text{ cm}^3 \quad p = 2410 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_d := 1.05 \quad n_{tot} := \text{trunc}\left(\frac{4 \cdot m}{i}\right) = 9$$

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

- IMPALCATO:

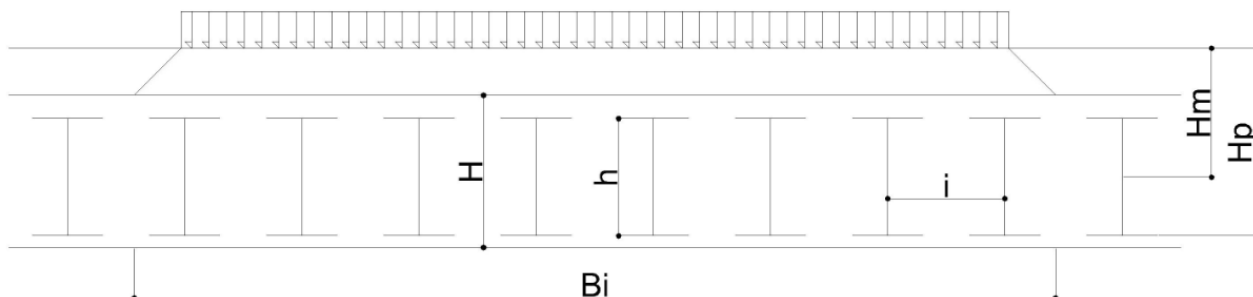
$$B_b := 4 \cdot m \quad H := h + 0.1 \cdot m = 0.8 \text{ m} \quad H_p := H + 0.2 \text{ m}$$

$$B_i := B_b \quad H_m := H_p - \frac{h}{2} = 0.65 \text{ m}$$

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

- Parametri forza centrifuga:

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



#### 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 predalle e dei marciapiedi. Il peso della sovrastruttura stradale 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.

Carichi permanenti:

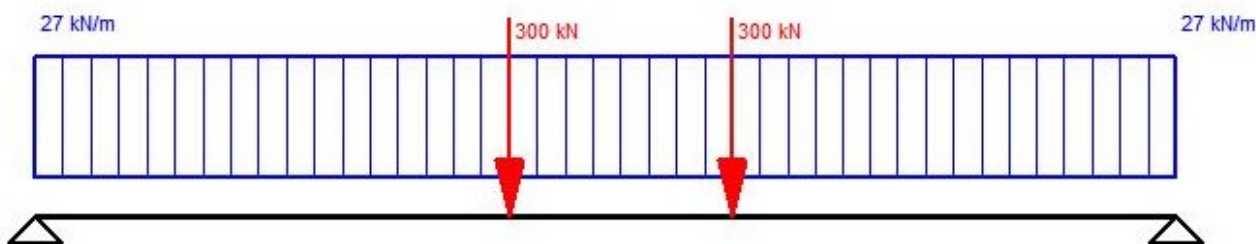
- Peso delle travi in acciaio  $a_1 := n_{tot} \cdot p \cdot 1.35 = 29.28 \frac{kN}{m}$
  - Peso cls in opera  $b_1 := ((B_i \cdot H) - (n_{tot} \cdot A_s)) \cdot \gamma_{CLS} \cdot 1.35 = 98.71 \frac{kN}{m}$
  - Peso conglomerato bituminoso  $c_1 := B_i \cdot 0.3 \cdot m \cdot 20 \cdot \frac{kN}{m^3} \cdot 1.5 = 36 \frac{kN}{m}$
- Peso Permanenti totale:  $p_{p1} := a_1 + b_1 + c_1 = 163.99 \frac{kN}{m}$

#### 4.1.2. Carichi accidentali

##### 4.1.2.1. Azioni da traffico ferroviario

Si valutano i valori caratteristici e frequenti dovuti al transito dei veicoli definiti a favore di sicurezza dallo schema di carico 1 previsto da NTC'18.

Carico equivalente flettente:



$$M_1 := \left( 300 \text{ kN} + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{L}{2} - 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot \text{m} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} - 300 \text{ kN} \cdot 0.6 \text{ m} = 4170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 83.4 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

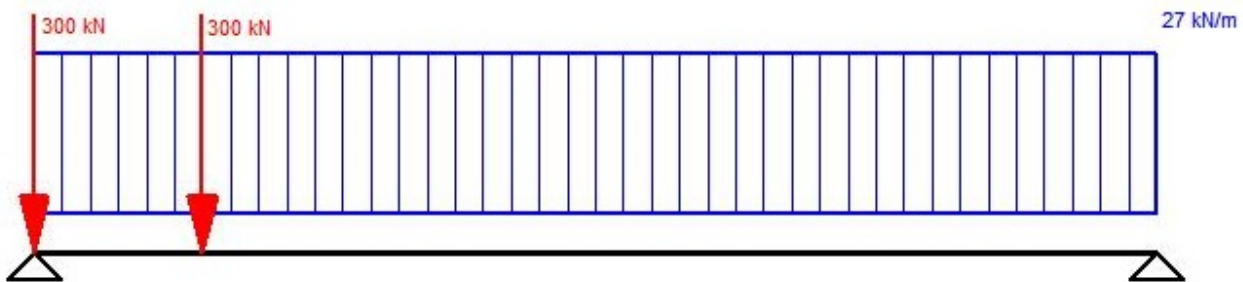
$$p_1 := 1.45 \cdot M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 120.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{1freq.} := \left( 300 \text{ kN} \cdot 0.75 + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 0.4 \cdot \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{L}{2} - 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} \cdot 0.4 \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} - 300 \text{ kN} \cdot 0.75 \cdot 0.6 \text{ m} = 2655 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1freq.} \cdot \frac{8}{L^2} = 53.1 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$p_{1freq.} := 1.45 \cdot M_{1freq.} \cdot \frac{8}{L^2} = 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carico equivalente tagliante:



$$T_1 := \left( 300 \cdot \text{kN} \cdot L + 300 \text{ kN} \cdot (L - 1.2 \cdot \text{m}) + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot \text{m} \cdot L \cdot \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{1}{L} = 852 \text{ kN}$$

$$p_2 := 1.45 \cdot T_1 \cdot \frac{2}{L} = 123.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{1freq.} := \left( 300 \cdot \text{kN} \cdot 0.75 \cdot L + 300 \text{ kN} \cdot 0.75 \cdot (L - 1.2 \cdot \text{m}) + 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot \text{m} \cdot 0.4 \cdot L \cdot \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{1}{L} = 544.5 \text{ kN}$$

$$p_{2freq.} := 1.45 \cdot T_{1freq.} \cdot \frac{2}{L} = 78.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 4.1.2.2. Forza centrifuga

La forza centrifuga è nulla perché la strada è in rettilineo sul ponte.

Mandataria

Mandanti



#### 4.1.2.3. Azione di frenatura

L'azione di frenatura dei veicoli viene stimata a partire dalla relazione indicata in NTC'18 al §5.1.3.5.

$$Q_f := \text{if } 180 \text{ kN} \leq 0.6 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0.1 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot m \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$\left\| \begin{array}{l} 0.6 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0.1 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot m \cdot L \end{array} \right\|$$

$$\text{else if } 0.6 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0.1 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot m \cdot L < 180 \text{ kN}$$

$$\left\| 180 \text{ kN} \right\|$$

$$\text{else if } 0.6 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0.1 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot m \cdot L > 900 \text{ kN}$$

$$\left\| 900 \text{ kN} \right\|$$

$$Q_f = 414 \text{ kN}$$

#### 4.1.2.4. Azione della folla

L'azione della folla compatta sul ponte, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, è considerata come da NTC'18.

- Folla:

$$p_5 := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 \text{ m} \cdot 1.5 = 11.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 4.1.2.5. Azione del vento

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

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

L'azione del vento si considera agente sull'altezza dell'impalcato.

$$p_6 := (P_v) \cdot (5 \cdot m + H) \cdot 1.5 = 12.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 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:

$$CS := "C"$$

$$T_{C.s} := 0.298$$

$$a_g := 0.154$$

$$F_0 := 2.389$$

$$\xi := 5\%$$

$$S_T := 1$$

$$q := 1$$

I parametri dipendenti sono i seguenti:

- parametri dipendenti:

$$S_1 := S_S \cdot S_T = 1.5$$

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

$$T_C := C_C \cdot T_{C.s} \cdot s = 0.467 \text{ s}$$

$$T_B := \frac{T_C}{3} = 0.156 \text{ s}$$

$$T_D := (4 \cdot a_g + 1.6) \cdot s = 2.216 \text{ s}$$

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

Periodo proprio impalcato:

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 31475.8 \text{ MPa} \quad n_a := 6 \quad A_f := 1.13 \text{ cm}^2 \cdot \frac{B_i}{0.2 \text{ m}} = 22.6 \text{ cm}^2$$

$$J := \left( \frac{B_i \cdot H^3}{12} + (n_a - 1) J_s \cdot n_t \right) \cdot \frac{1}{n_a} + A_s \cdot n_t \cdot \left( \frac{H-h}{2} \right)^2 + A_f \cdot \left( \frac{H}{2} - 3 \text{ cm} \right)^2 = 4870984 \text{ cm}^4$$

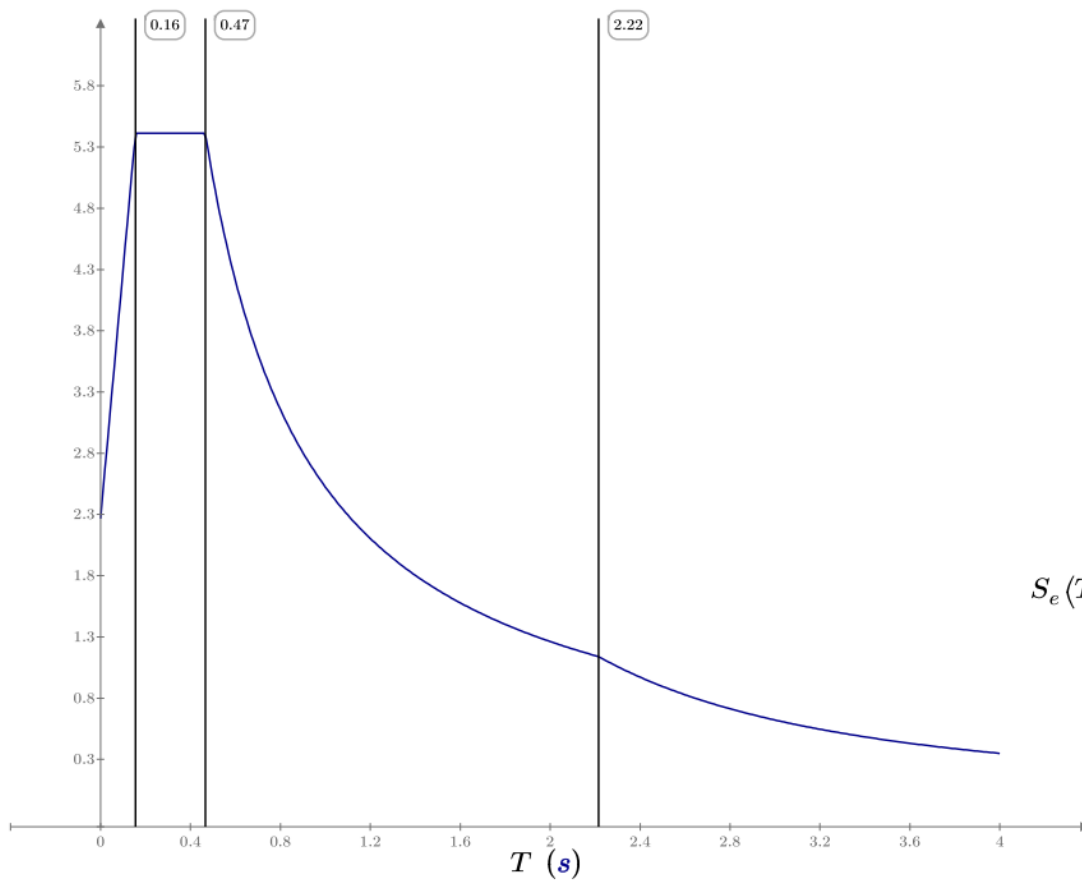
$$p_p := p_{p1} = 163.987 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_0 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(p_p \cdot L^4)}{E_{cm} \cdot J \cdot 10} = 22.28 \text{ mm}$$

freccia sotto carichi permanenti

$$\eta_0 := \frac{17.75}{\left( \frac{\delta_0}{\text{m}} \cdot 1000 \right)^{0.5}} = 3.76 \text{ Hz}$$

$$T_p := \frac{1}{\eta_0} = 0.266 \text{ s}$$



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

$$S_e(T_p) = 5.412 \frac{m}{s^2}$$

$$F_l := S_e(T_p) \cdot \left( \frac{a_1}{1.35} + \frac{b_1}{1.35} + \frac{c_1}{1.5} \right) \cdot \frac{L}{g} = 1311.27 \frac{m \cdot kN}{m}$$

$$F_t := S_e(T_p) \cdot \left( \frac{a_1}{1.35} + \frac{b_1}{1.35} + \frac{c_1}{1.5} \right) \cdot \frac{B_i}{g} = 262.25 \frac{m \cdot kN}{m}$$

## 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: 
$$M_{p0} := \frac{1}{8} \cdot p_{p1} \cdot \frac{L^2}{B_i} \cdot B_b = 8199.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Accidentali: 
$$M_{p1} := \frac{1}{8} \cdot (p_1 \cdot L^2) = 6046.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p1freq.} := \frac{1}{8} \cdot (p_{1freq.} \cdot L^2) = 3849.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Frenatura: 
$$M_f := \frac{\left( Q_f \cdot \frac{h}{2} \right)}{2} = 72.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Folla: 
$$M_{p5} := \frac{1}{8} \cdot \left( 2 \cdot p_5 \cdot \frac{L^2}{B_i} \cdot 1.5 \cdot \text{m} \cdot 2 \right) = 843.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Taglio all'appoggio:

- Permanenti: 
$$T_{p0} := \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{p_{p1} \cdot L}{B_i} \right) \cdot B_b = 1639.87 \text{ kN}$$

- Accidentali: 
$$T_{p2} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) = 1235.4 \text{ kN}$$

$$T_{p2freq.} := \frac{1}{2} \cdot (p_{2freq.} \cdot L) = 789.53 \text{ kN}$$

- Frenatura: 
$$T_f := \frac{\left( Q_f \cdot \left( H_m + \frac{h}{2} \right) \right)}{L} = 20.7 \text{ kN}$$

- Folla:

$$T_{p5} := \frac{1}{2} \cdot \left( 2 \cdot p_5 \cdot \frac{L}{B_i} \cdot 1.5 \cdot m \cdot 2 \right) = 168.75 \text{ kN}$$

- Coppie torcenti a metro lineare di impalcato:

- Centrifuga:

Per effetti flettenti:

$$m_{t1} := Q_4 \cdot (0.3 \cdot m + H_m) = 0 \text{ kN} \cdot m$$

Per effetti taglianti:

$$m_{t2} := Q_4 \cdot (0.3 \cdot m + H_m) = 0 \text{ kN} \cdot m$$

- Vento:

$$m_{t11} := p_6 \cdot \left( \frac{4 \text{ m}}{2} + \frac{H}{2} + 0.3 \cdot m \right) = 32.63 \text{ kN}$$

#### 4.2.2. Sollecitazioni sulla trave di bordo fascia

Momento flettente in mezzeria:

- Permanenti: 
$$M_{I0} := \frac{M_{p0}}{\langle n_t \rangle} = 911.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Accidentali: 
$$M_{I1} := \frac{M_{p1}}{\langle n_t \rangle} = 671.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{I1freq} := \frac{M_{p1freq.}}{\langle n_t \rangle} = 427.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Frenatura: 
$$M_f := \frac{\left( Q_f \cdot \frac{h}{2} \right)}{2} \cdot \frac{1}{\langle n_t \rangle} = 8.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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  $B_b \times h$  dalla quale si ottiene:

$$J := \frac{1}{12} \cdot h \cdot B_b^3 = 3.73 \text{ m}^4 \quad \Delta p = \left( \frac{m_t}{J} \right) \cdot d \cdot i \quad i = 0.42 \text{ m}$$

$$d' := \text{Round} \left( \frac{B_b}{2 \cdot i}, 0.5 \right) = 5 \quad d := d' \cdot i = 2.1 \text{ m} \quad d \text{ è la distanza fra l'asse della trave di bordo (4m) e l'asse dell'impalcato}$$

$$k_{\Delta} := \left( \frac{d \cdot i}{J} \right) = 0.236 \frac{1}{\text{m}^2}$$

- Centrifuga:  $m_{\Delta t1} := \frac{1}{8} \cdot m_{t1} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Vento:  $m_{\Delta t11} := \frac{1}{8} \cdot m_{t11} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 \cdot m = 385.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$
  
- Taglio all'appoggio:
  - Permanenti:  $T_{p10} := \frac{T_{p0}}{n_t} = 182.21 \text{ kN}$
  - Accidentali:  $T_{p12} := \frac{T_{p2}}{n_t} = 137.27 \text{ kN}$
  - $T_{p12freq.} := \frac{T_{p2freq.}}{n_t} = 87.73 \text{ kN}$
  - Frenatura:  $T_{\Delta f} := \frac{T_f}{n_t} = 2.3 \text{ kN}$
  - Centrifuga:  $T_{\Delta t2} := \frac{1}{2} \cdot m_{t2} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 0 \text{ kN}$
  - Vento:  $T_{\Delta t11} := \frac{1}{2} \cdot m_{t11} \cdot k_{\Delta} \cdot L \cdot m = 77.08 \text{ kN}$
  
- Sforzo normale:
  - Frenatura:  $N := \frac{Q_f}{n_s} = 46 \text{ kN}$

#### 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 =	“Permanenti”	911.04	182.21	0
	“Accidentali dinamizzati”	671.83	137.27	0
	“Accidentali dinamizzati freq.”	427.75	87.73	0
	“Centrifuga”	0	0	46
	“Frenatura”	8.05	2.3	0
	“Vento”	385.42	77.08	0
	“Folla”	93.75	18.75	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 dell'azione variabile da traffico. Si assume per le verifiche di resistenza il gruppo di azioni 1 (vedi Tab. 5.1.IV, NTC'18) dove si applica a favore di sicurezza lo schema di carico 1 a entrambe le corsie. Risultano quindi i seguenti coefficienti di combinazione:

- 1 per i carichi variabili da traffico;
- 0.5 per il carico della folla;

$Q_{k2}$  è l'azione del vento.

Le sollecitazioni risultano:

$$N_T := 0.6 \cdot N = 27.6 \text{ kN}$$

$$T_T := \frac{T_{p0}}{n_t} + \frac{T_{p2}}{n_t} + T_{\Delta t2} + T_{\Delta f} + 0.6 \cdot T_{\Delta t11} + T_{p5} \cdot 0.5 = 452.4 \text{ kN}$$

$$M_T := \frac{M_{p0}}{n_t} + \frac{M_{p1}}{n_t} + m_{\Delta t1} + M_f + 0.6 \cdot m_{\Delta t11} + M_{p5} \cdot 0.5 = 2244.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le verifiche sono condotte con il metodo delle tensioni ammissibili:

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

$$\sigma_{gr1} := \frac{M_T}{W} + \frac{N_T}{A_s} = 306.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_{gr1} := \frac{\langle T_T \cdot S \rangle}{(t_w \cdot J_s)} = 43.129 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gr1} < \sigma_{adm}$$

$$\tau_{gr1} < \tau_{adm}$$

C1 = "Verificato"

C2 = "Verificato"

### 4.3.2. Verifiche di deformabilità

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

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

dove:

$Q_{k1}$  è l'azione da traffico.

#### 4.3.2.1. Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati

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

$$p := M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 83.4 \frac{kN}{m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(p \cdot n_{tot} \cdot L^4)}{E \cdot J \cdot 10} = 2.03 \text{ mm} \quad \delta_{max} := \frac{L}{1000} = 20 \text{ mm}$$

---

C6 = "Verificato"

#### 4.3.2.2. Rotazione agli appoggi

$$\theta := \frac{16}{5} \cdot \frac{\delta}{L} = 0.0003 \quad \theta_{max} := \frac{8 \cdot mm}{H} = 0.01$$

---

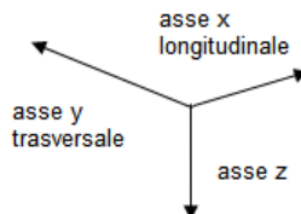
C7 = "Verificato"

#### 4.4. AZIONI SUGLI APPOGGI

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

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

$n_{tot} = 9$  n° appoggi totali  
 $n_f := 2$  n° appoggi fissi  
 $n_{uni} := 2$  n° appoggi unidirezionali



Azioni =	“Azione”	“Tx [kN]”	“Ty [kN]”	“Nz [kN]”
	“Permanenti G1”	0	0	105.34
	“Permanenti G2”	0	0	26.67
	“Accidentali dinamizzati”	0	0	94.67
	“Accidentali dinamizzati freq.”	0	0	60.5
	“Centrifuga”	0	0	0
	“Frenatura”	15.86	0	1.59
	“Vento”	0	40.28	51.39
	“Azione sismica”	655.64	65.56	0
	“Folla”	0	0	16.67

## 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 ( $H_5$ ) =	3,10	m
Altezza plinto di fondazione ( $H_{1,2,3,4}$ ) =	1,80	m
Altezza complessiva della spalla ( $H$ ) =	5,75	m
Lunghezza longitudinale plinto di fondazione ( $L_{x,plinto}$ ) =	9,30	m
Larghezza trasversale plinto di fondazione ( $L_{y,plinto}$ ) =	5,60	m
Larghezza trasversale muro frontale ( $L_{y,5}$ ) =	7,10	m
Lunghezza longitudinale muro frontale ( $L_{x,5}$ ) =	1,35	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 ( $L_{y,8}$ ) =	5,70	m
Altezza pannello paraghiaia ( $H_8$ ) =	0,85	m
Lunghezza dente zattera a valle =	1,20	m
Lunghezza longitudinale muri andatori =	3,05	m
Lunghezza trasversale muri andatori =	0,70	m
Lunghezza longitudinale bandiera andatori =	1,25	m
Altezza bandiera muri andatori (lato corto) =	1,25	m
Altezza bandiera muri andatori (lato lungo) =	2,50	m
Interasse travi =	0,462	m

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA								
ELEMENTO	Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	H [m]	Volume [m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]
1	PLATEA DI FONDAZIONE		9,30	5,60	1,80	93,74	25,00	2343,60
5	MURO FRONTALE		1,35	7,10	3,10	29,71	25,00	742,84
	PULVINO		0,00	0,00	0,00	0,00	25,00	0,00
	RITEGNI SISMICI LATERALI	2,00					cad. [kN] → 2,00	4,00
	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI						25,00	0,00
	APPARECCHI D'APPOGGIO	12,00					cad. [kN] → 2,00	24,00
6	MURO ANDATORE (Y<0)		3,05	0,70	3,95	8,43	25,00	210,83
7	MURO ANDATORE (Y>0)		3,05	0,70	3,95	8,43	25,00	210,83
8	PANNELLO PARAGHIAIA		0,50	5,70	0,85	2,42	25,00	60,56
9	RITEGNO SISMICO		1,35	0,35	0,35	0,17	25,00	4,13
	BANDIERA ANDATORE (Y<0)		1,25	0,70	1,88	1,64	25,00	41,02
	BANDIERA ANDATORE (Y>0)		1,25	0,70	1,88	1,64	25,00	41,02
	MARTELLO						25,00	0,00
<b>TOTALE [kN]</b>								<b>3682,83</b>

Il peso totale della spalla.

$$G_{1,spalla} = 3682.83 \text{ kN}$$

Il peso del terrapieno agente sulla zattera di fondazione è:

$$PP_{\text{terrapieno}} = 19 \cdot 5.7 \cdot 3.05 \cdot 3.95 = 1304.7 \text{ kN}$$

### 5.1.2. Spinta statica del terreno

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

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

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

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno;

L = larghezza della spalla;

$\Delta q$  = 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  $\delta$  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:

$$\delta = 2 \cdot \varphi' / 3 = 23,3^\circ$$

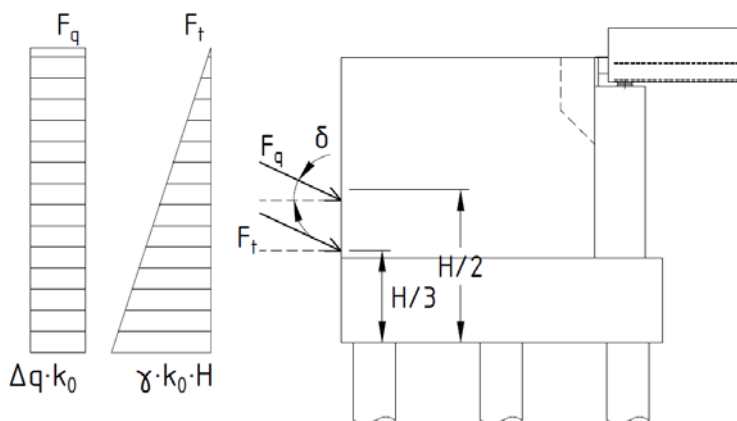
La spinta del terreno può essere scomposta quindi nella direzione verticale z e nella direzione orizzontale y e come segue:

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

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

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

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



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

TERRENO DEL RILEVATO STRADALE		
$\phi'$	angolo di attrito del terreno di monte	35,0 °
$\tan\phi'$	tang. Dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di monte	0,700
$\gamma_{\phi'} M1$	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1	1,00
$\gamma_{\phi'} M2$	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2	1,25
$\phi' M1$	angolo di attrito per la cond. M1	35,00 °
$\phi' M2$	angolo di attrito per la cond. M2	29,26 °
$\gamma$	peso per unità di volume del terreno	19,0 kN/m <sup>3</sup>
$\delta$ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1	23,3 °
$\delta$ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2	19,5 °
H terreno	altezza terreno da estradosso fondazione	5,75 m
$\beta$	inclinazione rispetto alla verticale del paramento	0,0 °
i	inclinazione rispetto all'orizzontale della sup. del terrapieno	0,0 °
$k_0 M1$	oefficiente di spinta a riposo cond. M1 $k_0=(1-\text{sen}\phi)$	0,426
$k_0 M2$	oefficiente di spinta a riposo cond. M2 $k_0=(1-\text{sen}\phi)$	0,511
$k_a M1$	coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M1	0,2710
$k_a M2$	coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M2	0,3434
$c'$	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	1794,08 kN	1011,97 kN
	Componente orizzontale	1621,55 kN	914,65 kN
	Componente verticale	767,66 kN	433,00 kN
SPINTE SOVRACCARICO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	2193,87 kN	1281,09 kN
	Componente orizzontale	2043,49 kN	1193,27 kN
	Componente verticale	798,27 kN	466,14 kN

### 5.1.3. Sovraccarichi da traffico stradale 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.

Il sovraccarico variabile a monte del manufatto considerato è:

$$\Delta q = 20 \text{ kPa}$$

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

		$\Delta q$
		20,0 kPa
		cond. con $k_0$
SPINTE SOVRACCARICO SU SPALLA	Spinta del terreno soprafalda in condizione M1	274,62 kN
	Componente orizzontale	252,16 kN
	Componente verticale	108,77 kN
	Spinta del terreno soprafalda in condizione M2	329,27 kN
	Componente orizzontale	310,37 kN
	Componente verticale	109,93 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 (§5.1.3.5) per lo schema di carico 1:

$$Fren/Avv\_su\_spalla = 368kN$$

#### 5.1.5. Azione sismica

L'azione sismica è stata definita sulla base del comune di appartenenza del sito di realizzazione dell'opera (Altopascio, 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:

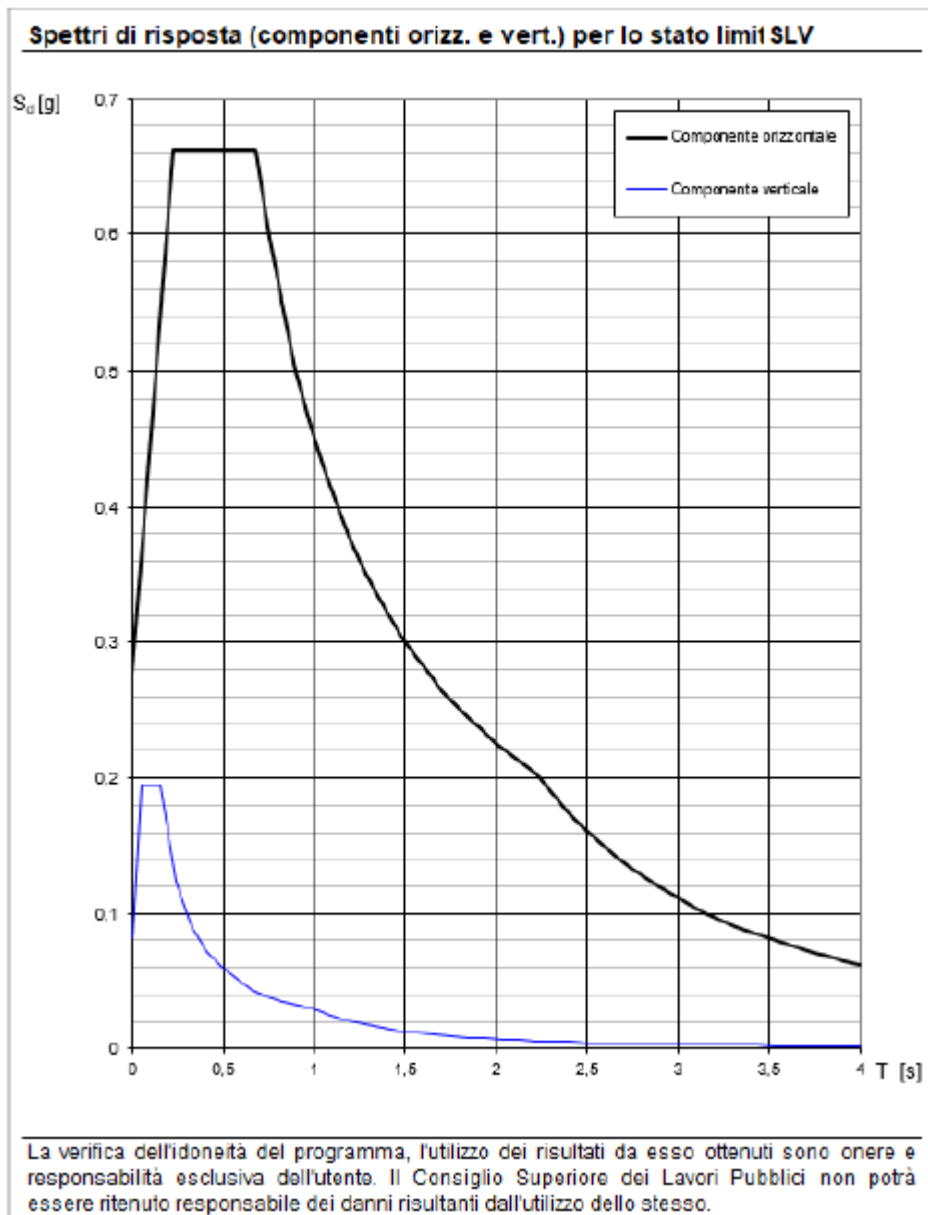
$$V_R = V_N \cdot C_U \geq 75 \text{ anni}$$

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.



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

Mandatario

Mandanti



### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,154 g
$F_o$	2,389
$T_C$	0,298 s
$S_S$	1,800
$C_C$	2,291
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,800
$\eta$	1,000
$T_B$	0,227 s
$T_C$	0,682 s
$T_D$	2,215 s

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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,081 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

$F_v$	1,265
$S$	1,000
$\eta$	1,000

### 5.1.6. Sovrappinta 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 sovrappinta sismica è data da una distribuzione di sovrappressioni costante con la profondità.

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

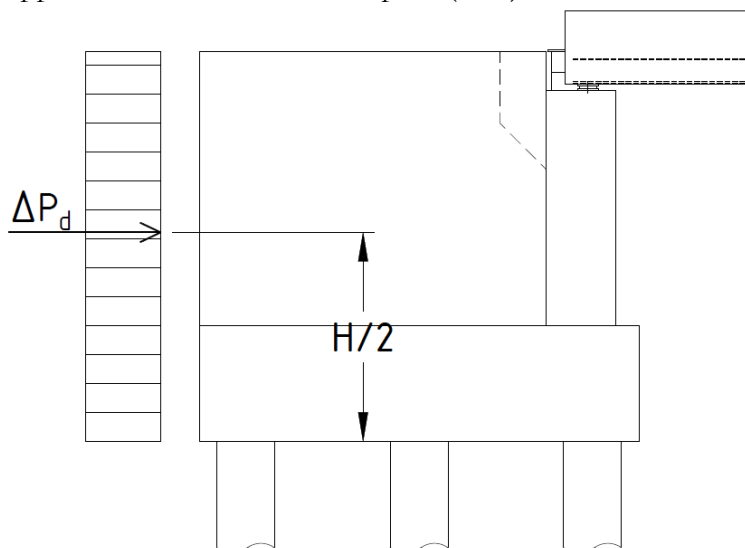


Figura 5-1 Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica (teoria di Wood)

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:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.491$$

Per l'opera in esame risulta:

$$a_g/g = 0.154$$

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,2646$$

$\beta_m = 1$  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:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0,1323$$

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		D
$F_0$	fattore per l'amplif. Spettr. maa. Su sito di rif. Rigido		2,3890
$a_g$	acc orizz mass attesa su sito di rif rigido		0,147 g
$S_S$	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica		1,8
$S_T$	coeff per l'effetto dell'amplif topografica		1
$S$	fattore della categoria del suolo		1,8
$\beta_m$	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito		1
$a_{max}$	acc orizz massima attesa al sito		0,2646 g
	coeff maggiorativo		1
$k_h$	coeff sismico orizzontale		0,2646
$k_v$	coeff sismico verticale	±	0,1323
$\psi$	inclinazione rispetto all'orizz del par del muro		0 °
$\epsilon$	inclinazione rispetto all'orizz della sup del terrapieno		0 °
$\theta$	angolo sismico terreno asciutto	(+)	13,2 ° (-) 17,0 °
$\theta$	angolo sismico terreno sommerso (alta permeabilità)	(+)	21,7 ° (-) 28,0 °

La sovraspinta sismica totale è quindi:

$$\Delta P_d = 1180 \text{ kN}$$

### 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	513,43 kN
$F_{v,1} = k_v \cdot W_1$	inerzia verticale platea	256,71 kN
$F_{h,5} = k_h \cdot W_5$	inerzia orizzontale Muro frontale	196,55 kN
$F_{v,5} = k_v \cdot W_5$	inerzia verticale muro frontale	98,28 kN
$F_{h,6} = k_h \cdot W_6$	inerzia orizzontale Muro andatore ( $y < 0$ )	55,79 kN
$F_{v,6} = k_v \cdot W_6$	inerzia verticale Muro andatore ( $y < 0$ )	27,89 kN
$F_{h,7} = k_h \cdot W_7$	inerzia orizzontale Muro andatore ( $y > 0$ )	55,79 kN
$F_{v,7} = k_v \cdot W_7$	inerzia verticale Muro andatore ( $y > 0$ )	27,89 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	inerzia orizzontale bandiere andatori	21,71 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	inerzia verticale bandiere andatori	10,85 kN
$F_{h,8} = k_h \cdot W_8$	inerzia orizzontale muro paraghiaia	16,02 kN
$F_{v,8} = k_v \cdot W_8$	inerzia verticale muro paraghiaia	8,01 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	inerzia orizzontale terrapieno sopra platea	345,24 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	inerzia verticale terrapieno sopra platea	172,62 kN

### 5.1.8. Carichi sui marciapiedi

Il carico da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici viene considerato pari a:

$$Q_{folla} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di combinazione è invece  $2.5 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.1.9. Azioni da impalcato

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

### 5.1.10. Resistenza parassite sui 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.

Spinta statica del terreno (G1)	
$S_{terr}$	2,9 kN/m
$bS_{terr}$	0,6 m
$m_{terr}$	1,7 kNm/m

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

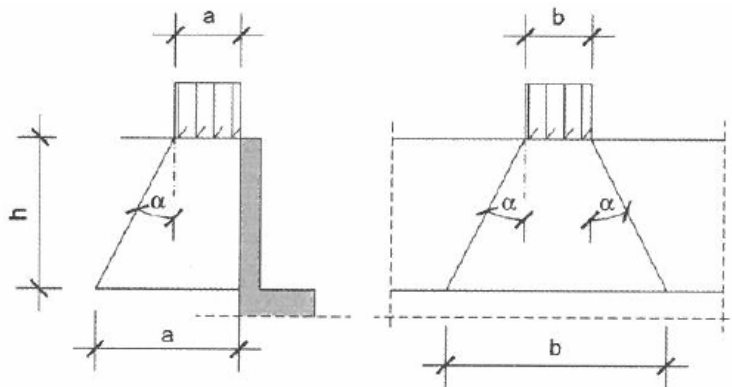


Figura 5-2-Distribuzione del carico applicato al bordo del paraghiaie

La distribuzione delle pressioni sul paraghiaie 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)	300,0 kN
Area di impronta del carico	
a	0,4 m
b	2,000 m
Inclinazione diffusione del carico (tg)	0,25 (1:4)
$S_N$	231,35 kN
$M_N$	108,15 kNm
$b_{eff}$ (larghezza collaborante del muro)	3,0625 m
$s_N$	76,50 kN/m
$m_N$	35,86 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.

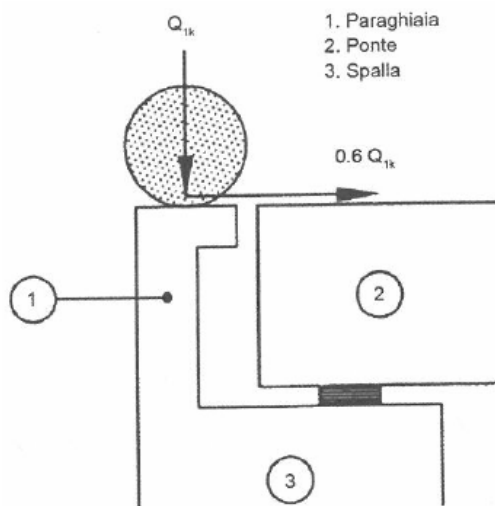


Figura 5-3 Carichi da traffico su paraghiaie DM. 14 gennaio 2008

Frenatura ( $Q_f$ )	
$S_f$ (60%N)	180 kN
$M_f$	153 kNm
$b_{eff}$	3,7 m
$s_f$	48,65 kN/m
$m_f$	41,35 kNm/m

## 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. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le azioni dell'impalcato vengono combinate considerando i gruppi di combinazione dei carichi dovuti al traffico stradale indicati in tabella 5.1.IV delle NTC08.

**Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico**

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali



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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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	1,20	0,64	0,76
Spinta sovraccarico	1,00	1,20	0,64	0,76
Spinta sismica	1,00	1,20	0,64	0,76

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)	Gruppo di carico	Schema di carico	Azione massima	DIREZIONE SISMA	
01-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	gr1	1+5	VERTICALE		
02-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	gr2a	1	LONGITUDINALE		
03-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	gr2b	1	TRASVERSALE		
04-SLU-STR	SLU	k0	A1+M1	gr4	5	VERTICALE		
05-SLU-STR-VENTO	SLU	k0	A1+M1	gr2b	1	VENTO		
06-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	gr1	1+5	VERTICALE		
07-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	gr1	1	LONGITUDINALE		
08-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	gr3	1	TRASVERSALE		
09-SLU-GEO	SLU	k0	A2+M2	gr3	5	VERTICALE		
10-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	gr1	1+5	VERTICALE		
11-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	gr1	1	LONGITUDINALE		
12-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	gr3	1	TRASVERSALE		
13-SLU-GEO-ka	SLU	ka	A2+M2	gr3	5	VERTICALE		
14-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	-	-	LONGITUDINALE	X	Ex+0,3Ey+0,3Ez
15-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	-	-	LONGITUDINALE	-X	-Ex+0,3Ey+0,3Ez
16-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	-	-	TRASVERSALE	Y	Ey+0,3Ex+0,3Ez
17-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	-	-	TRASVERSALE	-Y	-Ey+0,3Ex+0,3Ez
18-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	-	-	VERTICALE	Z	Ez+0,3Ex+0,3Ey
19-SLV-STR	SLV	k0	A1+M1	-	-	VERTICALE	-Z	-Ez+0,3Ex+0,3Ey
20-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	-	-	LONGITUDINALE	X	Ex+0,3Ey+0,3Ez
21-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	-	-	LONGITUDINALE	-X	-Ex+0,3Ey+0,3Ez
22-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	-	-	TRASVERSALE	Y	Ey+0,3Ex+0,3Ez
23-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	-	-	TRASVERSALE	-Y	-Ey+0,3Ex+0,3Ez
24-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	-	-	VERTICALE	Z	Ez+0,3Ex+0,3Ey
25-SLV-GEO	SLV	k0	A2+M2	-	-	VERTICALE	-Z	-Ez+0,3Ex+0,3Ey
26-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	-	-	LONGITUDINALE	X	Ex+0,3Ey+0,3Ez
27-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	-	-	LONGITUDINALE	-X	-Ex+0,3Ey+0,3Ez
28-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	-	-	TRASVERSALE	Y	Ey+0,3Ex+0,3Ez
29-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	-	-	TRASVERSALE	-Y	-Ey+0,3Ex+0,3Ez
30-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	-	-	VERTICALE	Z	Ez+0,3Ex+0,3Ey
31-SLV-GEO-ka	SLV	ka	A2+M2	-	-	VERTICALE	-Z	-Ez+0,3Ex+0,3Ey
32-SLE-RARA	SLE-RARA	k0	-	gr1	1	VERTICALE		
33-SLE-RARA	SLE-RARA	k0	-	gr1	1+5	VERTICALE		
34-SLE-FREQ	SLE-FREQ	k0	-	gr1	1	VERTICALE		
35-SLE-FREQ	SLE-FREQ	k0	-	gr1	1+5	VERTICALE		
36-SLE-QPERM	SLE-QPERM	k0	-	gr1	1	VERTICALE		

		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	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
PP_Terrapieno		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
Qv_testa_spalla		1,35	1,01	1,01	0,34	0,40	1,15	0,86	0,86	0,29	1,15	0,86	0,86	0,29
Frenatura_su_spalla_		-	1,35	-	-	-	-	1,15	-	-	-	1,15	-	-
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_X		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Y		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Z		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta Statica Terreno	Spinte sul rilevato a tergo	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,22	1,22	1,22	1,22	0,69	0,69	0,69	0,69
Spinta_Sovraccarico		1,35	1,01	1,01	0,34	0,40	1,40	1,05	1,05	0,29	0,79	0,60	0,60	0,29
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	1,50	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Q_mob_k		1,35	-	-	-	-	-	1,15	-	-	-	1,15	-	-
Q_mob_freq		-	1,35	1,35	-	-	1,01	-	1,15	1,15	-	-	1,15	1,15
Fren/Avv		-	1,35	-	-	-	-	-	1,15	-	-	-	1,15	-
F_centrifuga		-	-	1,35	-	-	1,01	-	-	1,15	-	-	-	1,15
Q_folla		0,68	-	-	-	1,35	-	0,58	-	-	1,15	0,58	-	-
Vento_Impalcato		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
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)	Spilla	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
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	1,00	
Qv_testa_spalla		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Frenatura_su_spalla_		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00		
SISMA_X		1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Y		0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Z	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00		
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	0,69	
Spinta_Sovraccarico		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta_sismica		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	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	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	1,00	
Q_mob_k		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Q_mob_freq		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fren/Avv		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
F_centrifuga		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Q_folla		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Vento_Impalcato		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_X		1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Impalcato_Y		0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA_Impalcato_Z		0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	-1,00	

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
PP_Terrapieno		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qv_testa_spalla		1,00	1,00	0,40	0,40	-
Frenatura_su_spalla_		-	-	-	-	-
SISMA_Z_terrapieno_su_platea		-	-	-	-	-
SISMA_X		-	-	-	-	-
SISMA_Y		-	-	-	-	-
SISMA_Z		-	-	-	-	-
Spinta Statica Terreno	Spinte sul rilevato a tergo	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta_Sovraccarico		1,00	1,00	0,40	0,40	-
Spinta_sismica		-	-	-	-	-
G1_impalcato	Impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_impalcato		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q_mob_k		1,00	1,00	-	-	-
Q_mob_freq		-	-	1,00	1,00	-
Fren/Avv		-	-	-	-	-
F_centrifuga		-	-	-	-	-
Q_folla		0,50	0,50	0,38	0,38	-
Vento_Impalcato		0,60	1,00	-	-	-
SISMA_Impalcato_X		-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Y		-	-	-	-	-
SISMA_Impalcato_Z		-	-	-	-	-

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

### 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 1099 nodi, 1037 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 12 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.

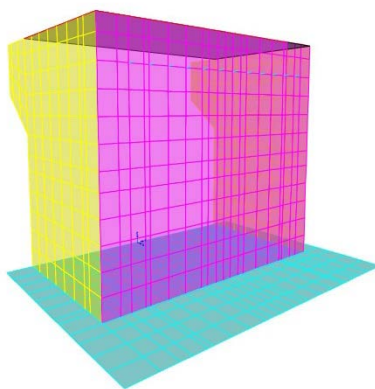


Figura 5-4 Vista 3D del modello agli elementi finiti della spalla

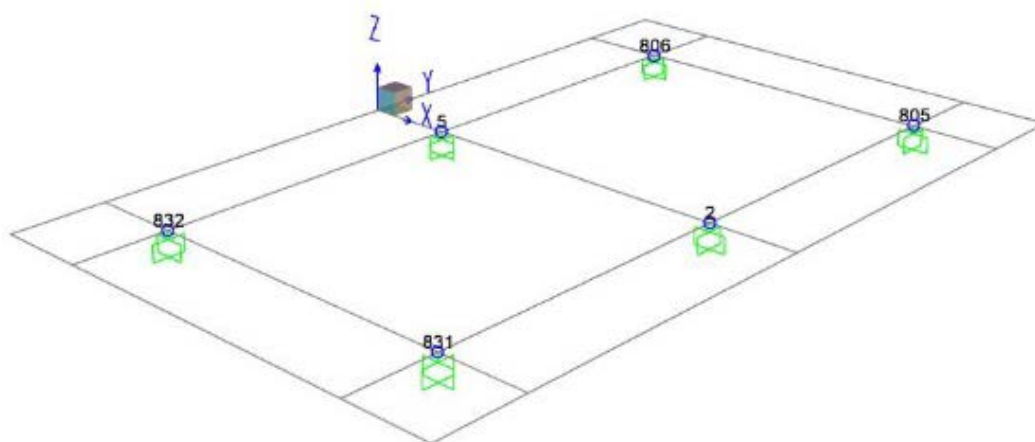


Figura 5-5- Vista dei vincoli in pianta

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.

<b>Kz</b>	36.300	kN/m
<b>Kx,y</b>	168.900	kN/m
<b>Krot.(x,y)</b>	3.630.000	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.

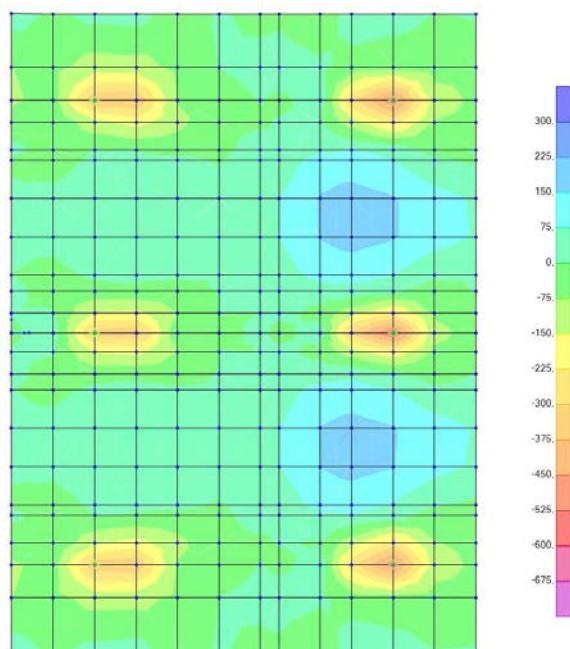


Figura 5-6- Momento Flettente 2-2 longitudinale in Combo SLU-STR-01

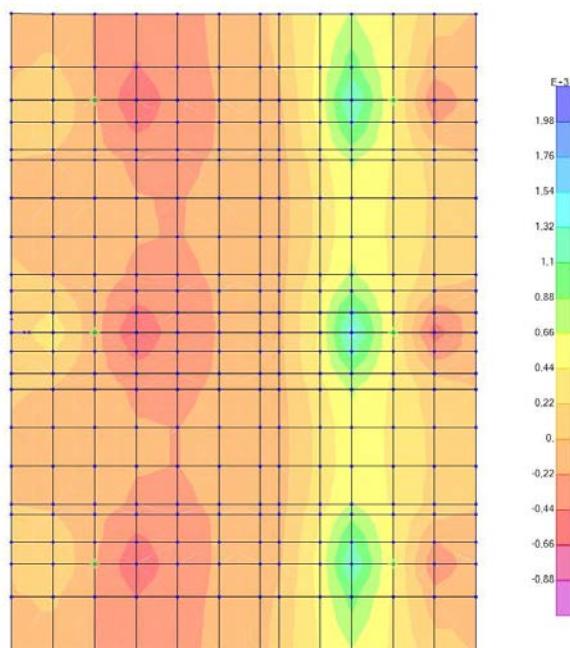


Figura 5-7 Taglio 1-3 longitudinale in combo SLU-STR-01



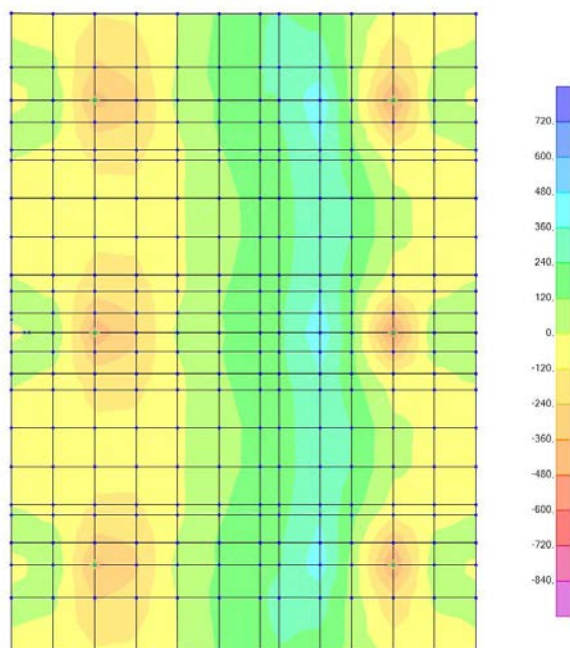


Figura 5-8- Momento flettente M1-1 trasversale in combo SLU-STR-01

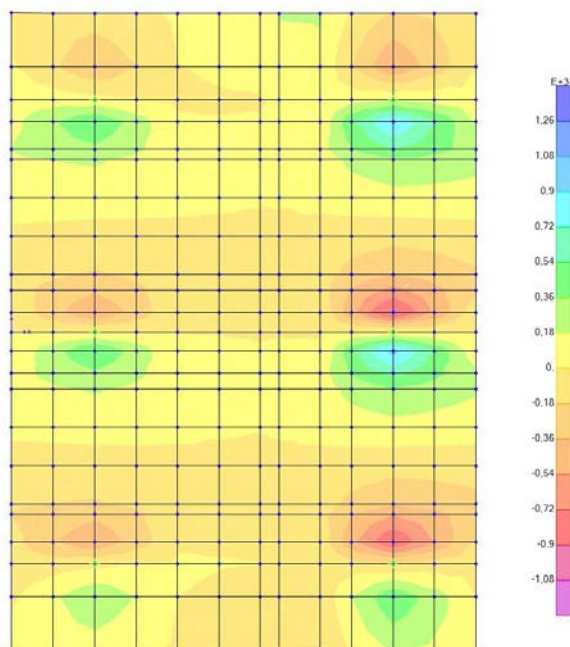


Figura 5-9- Taglio V2-3 trasversale in combo SLU-STR-01

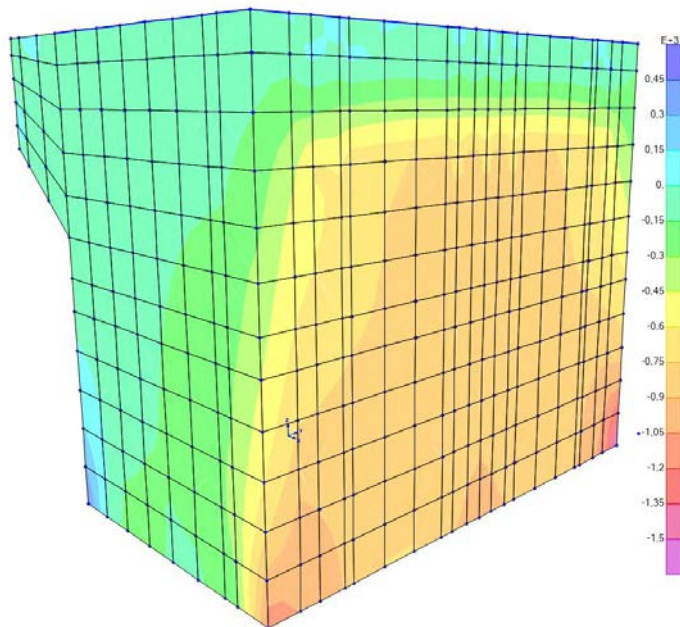


Figura 5-10 Sforzo normale sui muri F2-2 (N) in combo 01-SLU-STR

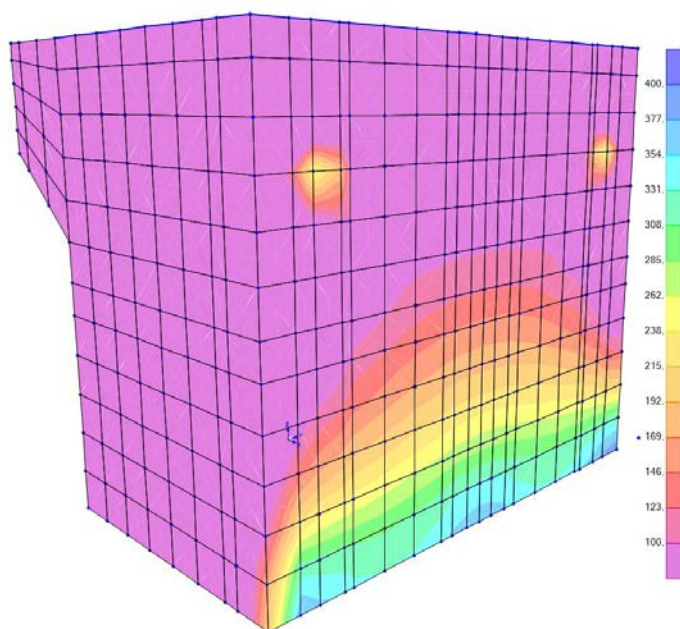


Figura 5-11- Taglio V2-3 (longitudinale) in combo 14-SLV-STR

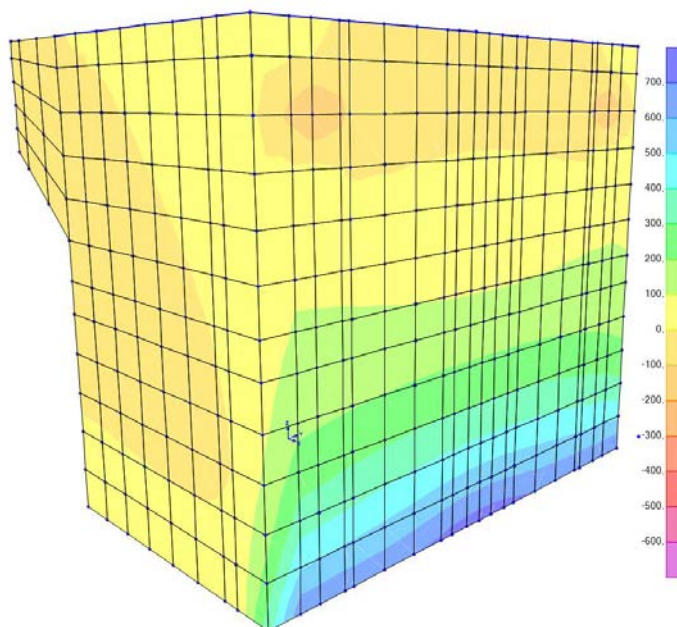


Figura 5-12- Momento  $M2-2$  (ribaltante) in combo 14-SLV-STR

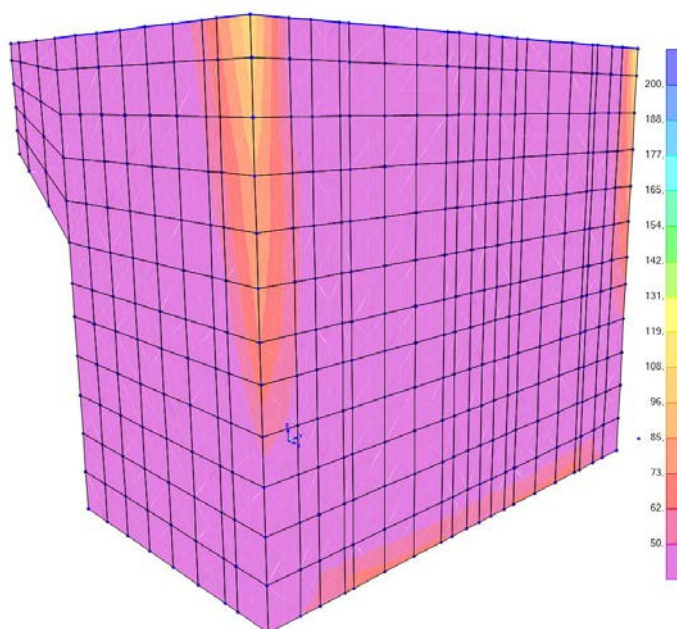


Figura 5-13 Momento  $M1-1$  (trasversale) in combo 01-SLU-STR

#### 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 <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	My (long.) [kN*m]	Mx (trasv.) [kN*m]	Mz [kN*m]
N max (COMPR)	01-SLU-STR	2	1843,5	-290,2	-14,0	-993,9	57,1	0,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-	-
V <sub>x</sub> max (long)	02-SLU-STR	831	1718,3	-384,1	-12,4	-1421,4	233,3	0,0
My max (long)	02-SLU-STR	806	1661,1	-376,1	-10,9	-1605,8	-75,3	0,0
Mx max (trasv)	05-SLU-STR-VENTO	831	1694,9	-246,5	-21,8	-844,2	244,7	0,0

Sollecitazioni di progetto - SLV-STR								
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	My (long.) [kN*m]	Mx (trasv.) [kN*m]	Mz [kN*m]
N max (COMPR)	14-SLV-STR	2	1040,9	-748,4	-19,1	-2619,3	78,1	0,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-	-
V <sub>x</sub> max (long)	14-SLV-STR	832	1795,2	-753,0	-13,6	-2735,6	193,2	0,0
My max (long)	14-SLV-STR	806	932,4	-742,0	-13,7	-2740,3	-51,0	0,0
Mx max (trasv)	16-SLV-STR	831	1005,9	-540,0	-62,4	-1528,1	372,7	0,0

Sollecitazioni di progetto - SLE								
	COMBINAZIONE	PALO	N [kN]	V <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	My (long.) [kN*m]	Mx (trasv.) [kN*m]	Mz [kN*m]
N max (COMPR)	33-SLE-RARA	2	1399,8	-215,0	-15,5	-770,2	63,4	0,0
N max (TRAZ)	-	-	-	-	-	-	-	-
V <sub>x</sub> max (long)	33-SLE-RARA	831	1394,5	-218,8	-14,3	-741,4	189,0	0,0
My max (long)	33-SLE-RARA	806	1366,5	-209,8	-11,7	-874,4	-33,7	0,0
Mx max (trasv)	33-SLE-RARA	831	1394,5	-218,8	-14,3	-741,4	189,0	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	4,60	-2,69	1	1,8	Magenta
SCUT_PL_LONG_2	4,60	0,00	1	1,8	Yellow
SCUT_PL_LONG_3	4,60	2,69	1	1,8	Grey
SCUT_PL_LONG_4	1,00	-2,69	1	1,8	Blue
SCUT_PL_TRASV_1	4,60	-2,80	1	1,8	Red
SCUT_PL_TRASV_2	4,60	0,00	1	1,8	Magenta
SCUT_PL_TRASV_3	4,60	2,80	1	1,8	Yellow
SCUT_PL_TRASV_4	1,00	-2,80	1	1,8	Grey
SCUT_PL_TRASV_5	1,00	0,00	1	1,8	Green

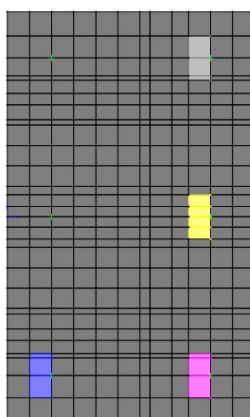


Figura 5-14 Section cut sulla platea per le sollecitazioni longitudinali

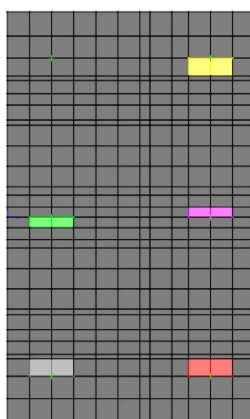


Figura 5-15 Section cut sulla platea per le sollecitazioni trasversali

TABLE: Section Cuts 1 - General					
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color
Text	m	m	m	m	
SCUT_FRONT_1	3,72	-2,69	1	1,35	Blue
SCUT_FRONT_2	3,73	2,69	1	1,35	Green
SCUT_FRONT_3	3,72	-3,20	1	1,35	Cyan
SCUT_FRONT_4	3,73	3,20	1	1,35	Red

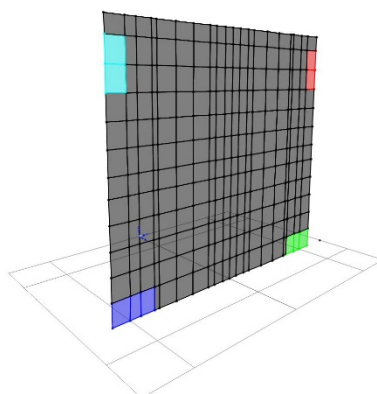


Figura 5-16 Section cut sul muro frontale

TABLE: Section Cuts 1 - General					
CutName	GlobalX	GlobalY	B	H	Color
Text	m	m	m	m	
SCUT_AND_Y<0_1	3,11	-3,20	1,2	0,7	Blue
SCUT_AND_Y<0_2	0,50	-3,20	1	0,7	Cyan
SCUT_AND_Y<0_3	3,72	-3,20	1	1	Red
SCUT_AND_Y>0_1	3,11	3,20	1,2	0,7	Magenta
SCUT_AND_Y>0_2	0,50	3,20	1	0,7	Yellow
SCUT_AND_Y>0_3	3,73	3,20	1	1	Grey

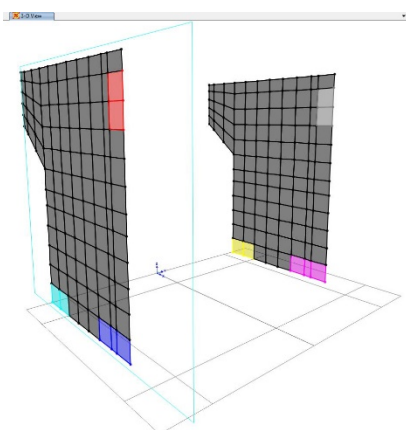
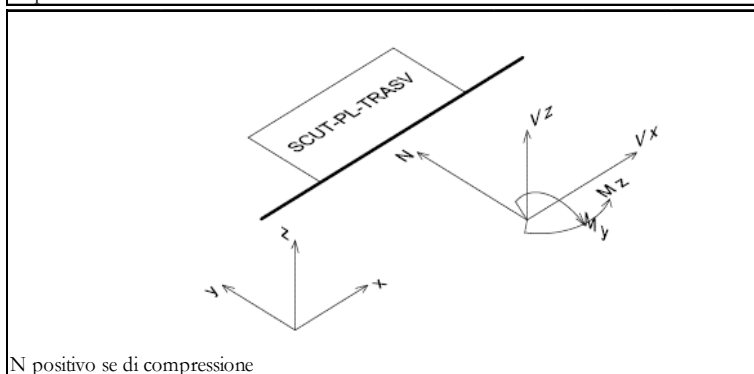
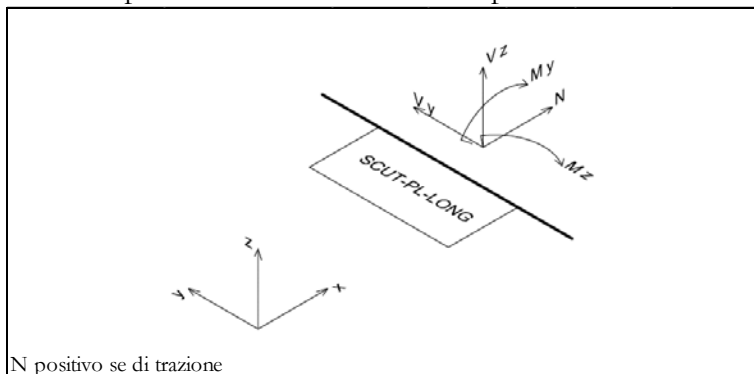


Figura 5-17 Section cut sui muri andatori

### 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_2	01-SLU-STR	MAX	-240,4	694,6	2,8
SCUT_PL_LONG_2	01-SLU-STR	MIN	-322,8	-467,0	-63,2
SCUT_PL TRASV_2	01-SLU-STR	MAX	-223,3	43,9	815,7
SCUT_PL TRASV_2	01-SLU-STR	MIN	-223,3	-44,0	-835,2

#### TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA

SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Vz [kN]	Vy [kN]
SCUT_PL_LONG_2	02-SLU-STR	MAX	-274,4	1727,7	-10,2
SCUT_PL_LONG_2	14-SLV-STR	MIN	-322,8	-416,8	114,5
SCUT_PL TRASV_2	01-SLU-STR	MAX	-46,8	1676,0	-187,7
SCUT_PL TRASV_2	01-SLU-STR	MIN	38,2	-420,5	-497,4

FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA			
SECTION CUT	COMBINAZIONE	N [kN]	Mmax [kN*m]
SCUT_PL_LONG_2	34-SLE-FREQ	-148,4	439,6
SCUT_PL TRASV_1	34-SLE-FREQ	59,4	488,4
SCUT_PL_LONG_2	36-SLE-OPERM	-128,2	378,8
SCUT_PL TRASV_2	36-SLE-OPERM	-25,1	412,1

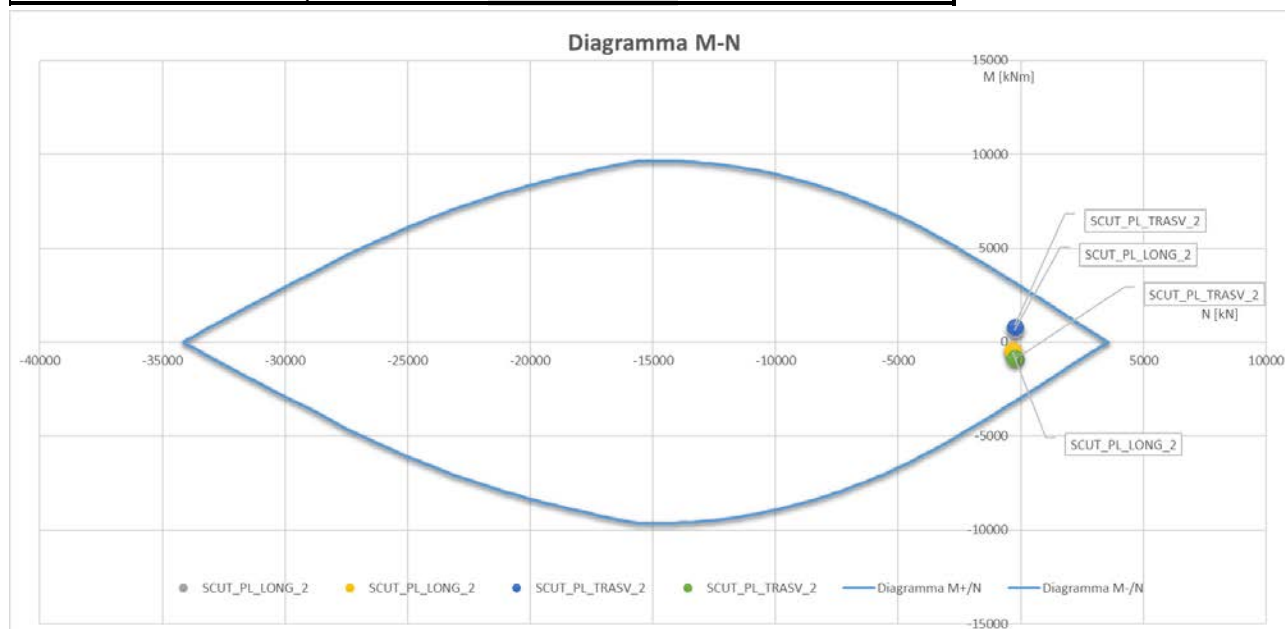


5.5.1.2. *Plinto - Verifiche a pressoflessione*

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 =	<b>100,00</b>	cm	
Altezza = H =	<b>180,00</b>	cm	
Copriferro = c =	<b>6,40</b>	cm	
Altezza utile = d =	173,6	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>24</b>	= 4,52 45,24 cm <sup>2</sup>
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>24</b>	= 4,52 45,24 cm <sup>2</sup>



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,50%	0,1%	ok
$\Phi$	$\Phi_{max}$	$\Phi < \Phi_{min}$
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:

- $\Phi 16/20''$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18**

<b>Dati di input</b>			
<b>1) Sollecitazioni</b>			
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$	1727,65 kN
Combinazione corrispondente			02-SLU-S'TR
		$\gamma_{Rd} =$	1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$	1727,65 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>			
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	$\phi$ 24 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$ 4521,6 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>			
Larghezza minima della sezione in zona tesa		$b_w$	1000 mm
Altezza della sezione		H	1800 mm
Copriferro		c	64 mm
Altezza utile della sezione		d	1736 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione		$N_{Ed}$	274,44 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>			
Tipologia di calcestruzzo			C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo		$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica		$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto		$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>			
Tipologia di acciaio			B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio		$\gamma_s$	1,15
Tensione di snervamento caratteristica		$f_{yk}$	450 MPa
Tensione di snervamento di progetto		$f_{yd}$	391,30 MPa

<b>Verifica a taglio di elementi senza armature trasversali - §4.1.2.1.3.1</b>	
	$v_{min}$ 0,2972
	k 1,3394
	$\rho_1$ 0,0026
	$\sigma_{cp}$ 0,1525 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{Rd}$ 593,4
Verifica ( $V_{Rd} > V_{ed}$ )	no
<b>NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO</b>	

**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	$\alpha_c$	1,0090
Braccio delle forze interne	$z$	mm
Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	16 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	$s$	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	5024,00 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Inclinazione staffe	$a$	90 °
Inclinazione puntone	$\theta$	45 °

**Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1**

Resistenza a taglio del puntone di cls	$V_{Rcd}$	6699,75 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	$V_{Rsd}$	3071,54 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	$V_{Rd}$	3071,54 kN

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

**Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4**

$\rho > 0,2 \%$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
$\Phi > s_{parete}/10$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
Q.tà legature > 9/m <sup>2</sup>	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>

5.5.1.4. *Plinto - Verifiche a punzonamento*

**VERIFICA A PUNZONAMENTO**

<b>1) Dati di input</b>			
Riferimenti normativi	§6,4 EC2 + §4.1.2.3.5.4 NTC'18		
Tipologia strutturale	PALO DI FONDAZIONE DI BORDO		
Forma del palo	CIRCOLARE		
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>			
<b>Calcestruzzo</b>			
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	$\gamma_c$		1,5
<b>Acciaio</b>			
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	$\gamma_s$		1,15
Coefficiente riduttivo per fessurazione del cls	$v$		0,5
<b>2) Dati geometrici del pilastro e della soletta</b>			
Diametro del palo	$\Phi$		1000 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
<b>3) Armature longitudinali del plinto</b>			
Diametro massimo armature tese longitudinali	$\phi_x$		24 mm
Diametro massimo armature tese trasversali	$\phi_y$		24 mm
Passo armature longitudinali	$s_x$		150 mm
Passo armature trsversali	$s_y$		150 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	$\rho_{lx}$		0,00174
Rapporto geometrico di armatura trasversale tesa	$\rho_{ly}$		0,00174
<b>3) Sollecitazioni</b>			
Reazione del palo più caricato	N		2368,80 kN
Momento flettente longitudinale	$M_x$		19,10 kNm
Taglio longitudinale	$V_x$		311,00 kN
Momento flettente trasversale	$M_y$		474,20 kNm
Taglio trasversale	$V_y$		18,60 kN
Combinazione			02-SLU-STR

#### 4) VERIFICA A PUNZONAMENTO, PIASTRA PRIVA DI ARMATURE

Contorno dell'area caricata dal palo	$u_0$	3142 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
	$\rho_l$	0,00174
	$\sigma_{cp}$	0,00 MPa
	$k_1$	0,10
	$C_{Rd,c}$	0,12
	$v_{min}$	0,30
	$v_{min} + k_1\sigma_{cp}$	0,30
	$v_{Rd,c} (*)$	0,281 MPa
Eccentricità del carico applicato	e	0,061 m
Maggiorazione della $\tau$ di punz. Dovuta a flessione	$\beta$	1,0000
Forza tagliante applicata di progetto per carico eccentrico	$V_{Ed}$	<b>0,434 MPa</b>
Resistenza di progetto a punzonamento	$V_{Rd,c}$	<b>0,301 MPa</b>
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	$\phi_{st}$	16 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	s	200 mm
Armatura a taglio presente	$A_{sw,s}$	5024 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
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	$\alpha$	90 °
Resistenza di progetto a punzonamento (perimetro $u_0$ )	$V_{Rd,cs}$	<b>4,92 Mpa</b>
Resistenza di progetto a punzonamento (perimetro $u_1$ )	$V_{Rd,cs}$	<b>2,49 Mpa</b>
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:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

## VERIFICA A STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Platea		
<b>SLE-FREQUENTE <math>\rightarrow w_3=0,4\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	$N_{Ed}$	59,35 kN
M sollecitante	$M_{Ed}$	488,43 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 <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	$\beta_1$	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	$\beta_2$	0,5
	$\beta$	0,6769
	$E_s$	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_s$	120,6 [N/mm <sup>2</sup> ]
$\geq 0.4$	$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7709
<b>Deformazione media unitaria = <math>\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s</math></b>	<b>esm</b>	<b>0,00044</b>
$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$	deff	220 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	970 [mm]
Area calcestruzzo efficace = deff * beff	$A_{c,eff}$	213400 [mm <sup>2</sup> ]
	k3	0,125
$A_s/A_{ceff}$	$\rho$	0,02120
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k2	0,4
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$	156,6 [mm]
<b>apertura delle fessure = <math>1,7 \Delta_{sm} esm</math></b>	<b>wd</b>	<b>0,1179 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_3</math></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE <math>\rightarrow w_2=0,3\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	$N_{Ed}$	0,00 kN
M sollecitante	$M_{Ed}$	412,05 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	$\sigma_s$	47,4 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Deformazione media unitaria = <math>\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s</math></b>	<b>esm</b>	<b>0,0001739</b>
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$	169,4 [mm]
<b>apertura delle fessure = <math>1,7 \Delta_{sm} esm</math></b>	<b>wd</b>	<b>0,0501 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_2</math></b>	<b>ok</b>

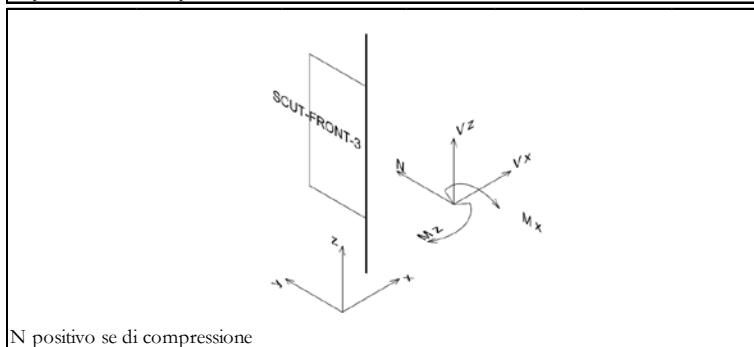
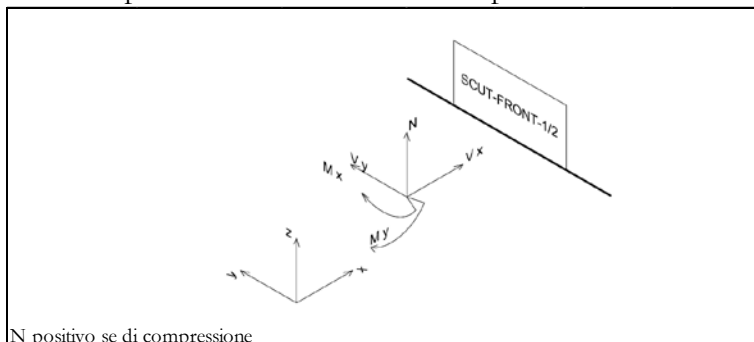
Mandataria

Mandanti

### 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.



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_1	15-SLV-STR	MAX	238,4	-36,4	-54,2
SCUT_FRONT_2	14-SLV-STR	MIN	1296,0	-689,0	143,7

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	14-SLV-STR	MAX	-100,5	-38,8	132,6
SCUT_FRONT_4	14-SLV-STR	MIN	86,2	35,6	-129,7

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_1	15-SLV-STR	MAX	238,4	-97,2	106,6
SCUT_FRONT_2	14-SLV-STR	MIN	1295,977	-387,6	-76,675



FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA				
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M <sub>y</sub> [kN*m]
SCUT_FRONT_1	34-SLE-FREQ	MAX	688,7	-212,9
SCUT_FRONT_2	34-SLE-FREQ	MIN	705,8	-213,5
SCUT_FRONT_1	36-SLE-QPERM	MAX	547,2	-178,1
SCUT_FRONT_2	36-SLE-QPERM	MIN	561,2	-178,5

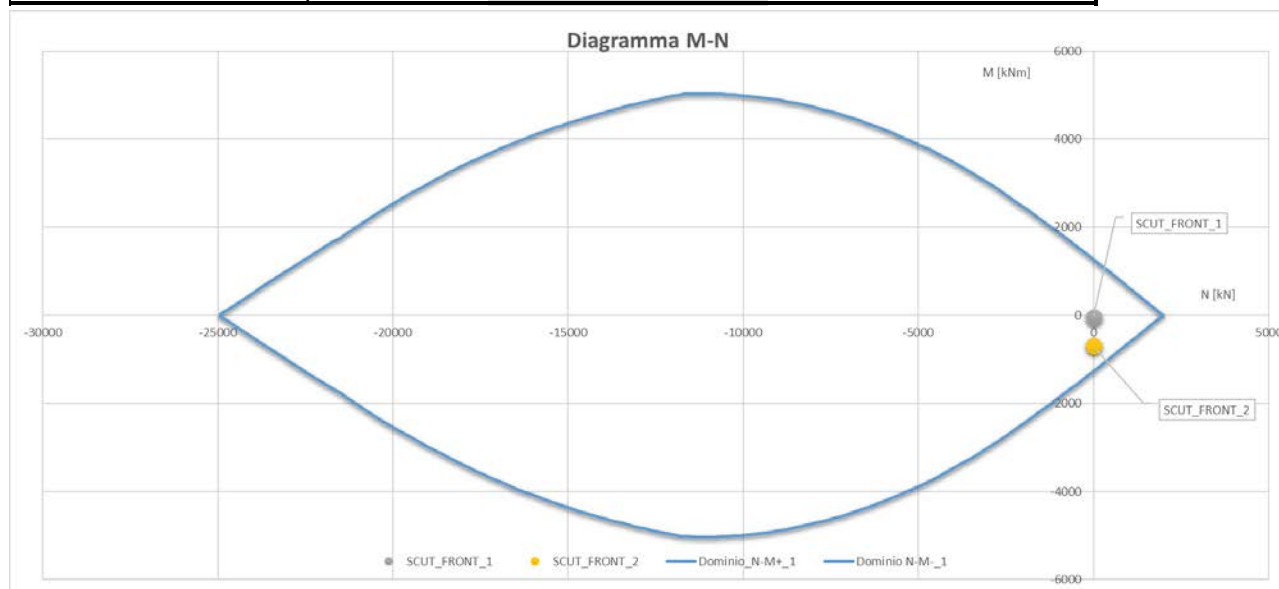
5.5.2.2. *Muro frontale - Verifiche a pressoflessione*

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  $\Phi 18/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 18/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	<b>100,00</b>	cm	
Altezza = H =	<b>135,00</b>	cm	
Copriferro = c =	<b>4,00</b>	cm	
Altezza utile = d =	131	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>18</b>	= 2,54 25,45 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>18</b>	= 2,54 25,45 cmq



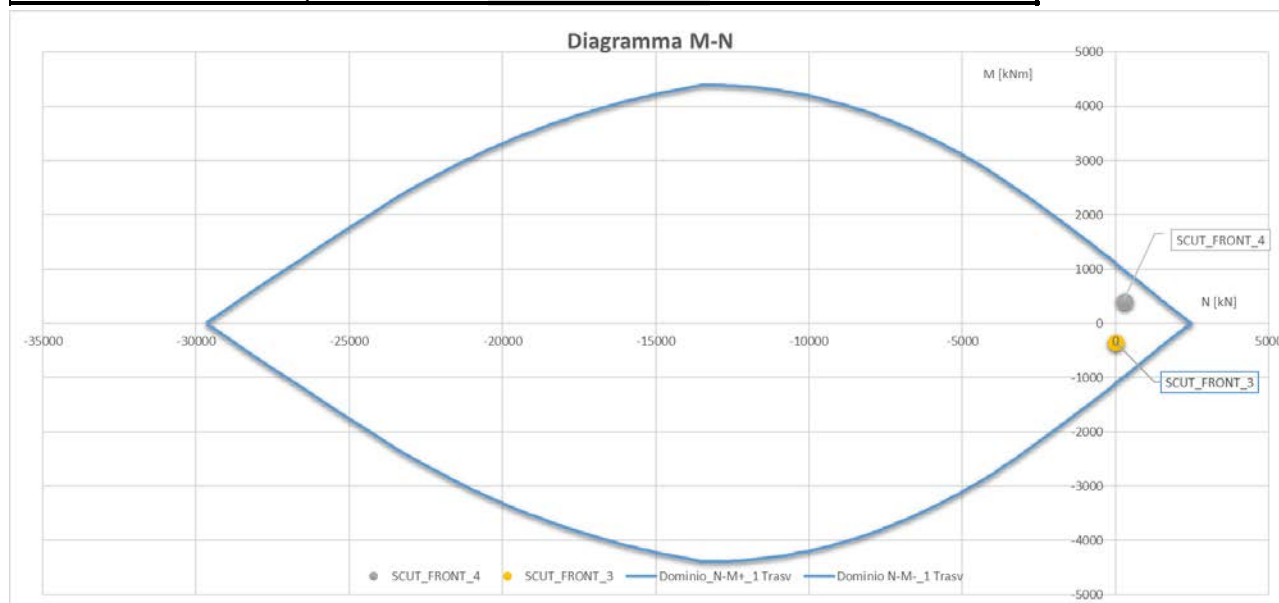
Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,38%	0,2%	ok

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 5 cm. Le armature longitudinali sono:

- Una fila di  $\Phi 18/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 18/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE			
Base = B =	<b>100,00</b>	cm	
Altezza = H =	<b>135,00</b>	cm	
Copriferro = c =	<b>6,00</b>	cm	
Altezza utile = d =	129	cm	
	n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>18</b>	= 2,54 25,45 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>18</b>	= 2,54 25,45 cmq



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,39%	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				
<b>1) Sollecitazioni</b>				
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$		387,63 kN
Combinazione corrispondente			14-SLV-STR	
		$\gamma_{Rd}$		1
		$V_{Ed} = V^* \cdot \gamma_{Rd} =$		387,63 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	$\phi$	18 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	2543,4 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>				
Larghezza minima della sezione in zona tesa			$b_w$	1000 mm
Altezza della sezione			H	1350 mm
Copriferro			c	40 mm
Altezza utile della sezione			d	1310 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione			$N_{Ed}$	1295,98 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			$\gamma_s$	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

$v_{min}$	0,3144
k	1,3907
$\rho_l$	0,0019
$\sigma_{cp}$	0,9600 N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd}$	581,99
Verifica ( $V_{Rd} > V_{cd}$ )	ok

NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

### Armatura minima per pareti

Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	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 <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>

### 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:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

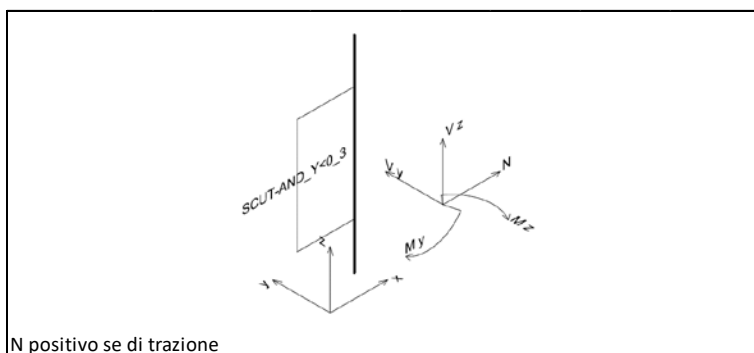
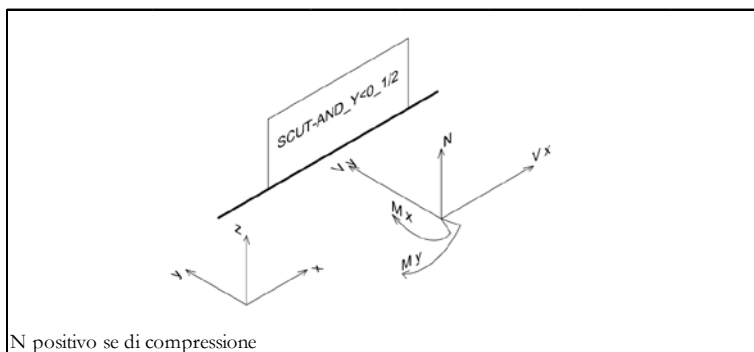
$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

<b>Muro Frontale</b>		
<b>SLE-FREQUENTE <math>\rightarrow w_3=0,4\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	213,50 kNm
	COMBO	34-SLE-FREQ
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	1350 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	1301 [mm]
	x	587,5 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	$\emptyset$	18 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	As	2544,7 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	$\beta_1$	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	$\beta_2$	0,5
	$\beta$	0,6769
	Es	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_s$	110,0 [N/mm <sup>2</sup> ]
$\geq 0.4$	$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7709
Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	<b>esm</b>	<b>0,0004039</b>
$\min((h-x)/2 ; c+7,5\emptyset)$	deff	175 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace = deff * beff	Ac,eff	175000 [mm <sup>2</sup> ]
	k3	0,125
As/Aceff	$\rho$	0,01454
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k2	0,4
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$	161,9 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \text{esm}$	<b>wd</b>	<b>0,1112 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_3</math></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE <math>\rightarrow w_2=0,3\text{mm}</math></b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	178,51 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	$\sigma_s$	92,0 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione media unitaria = $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	<b>esm</b>	<b>0,0003377</b>
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\emptyset/\rho$	$\Delta_{sm}$	161,9 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \text{esm}$	<b>wd</b>	<b>0,0930 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_2</math></b>	<b>ok</b>

### 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	16-SLV-STR	MAX	35,5	-24,3	-7,5
SCUT_AND_Y<0_1	16-SLV-STR	MIN	147,9	-132,9	-20,3

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	15-SLV-STR	MAX	-211,4	-34,8	-53,7
SCUT_AND_Y<0_3	14-SLV-STR	MIN	550,1	86,9	-99,0

Le azioni taglianti di progetto sono:



TAGLIO - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA					
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]
SCUT_AND_Y<0_2	15-SLV-STR	MAX	111,9	434,5	19,7
SCUT_AND_Y<0_1	14-SLV-STR	MIN	43,2	542,5	-337,7

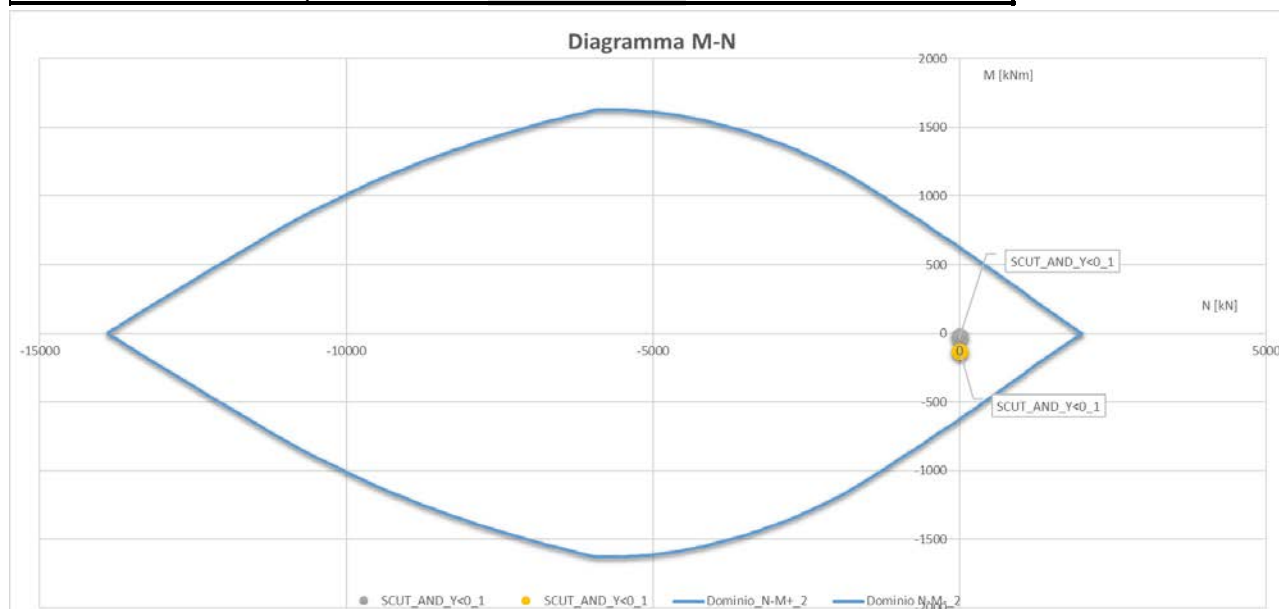
FESSURAZIONE - SECTION-CUT PIU' SOLLECITATA				
SECTION CUT	COMBINAZIONE		N [kN]	M X [kN*m]
SCUT_AND_Y<0_1	34-SLE-FREQ	MAX	57,7	-43,0
SCUT_AND_Y<0_2	34-SLE-FREQ	MIN	109,4	-98,7
SCUT_AND_Y<0_1	36-SLE-QPERM	MAX	53,5	-39,3
SCUT_AND_Y<0_2	36-SLE-QPERM	MIN	110,3	-100,2

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  $\Phi 18/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 18/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	<b>100,00</b>	cm			
Altezza = H =	<b>70,00</b>	cm			
Copriferro = c =	<b>4,00</b>	cm			
Altezza utile = d =	66	cm			
	n. barre	diametro [mm]	Area		
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>18</b>	= 2,54	25,45	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>18</b>	= 2,54	25,45	cmq



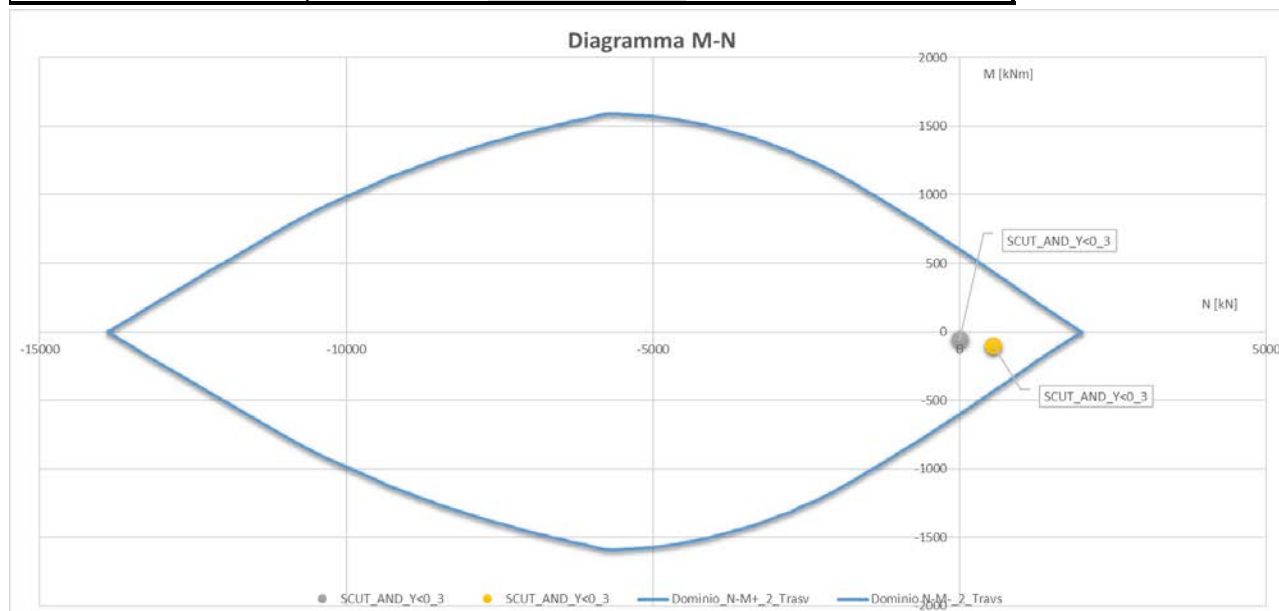
Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,73%	0,2%	ok

Si riporta la verifica effettuata in direzione trasversale.

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

- Una fila di  $\Phi 18/10''$  zona tesa
- Una fila di  $\Phi 18/10''$  zona compressa

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE					
Base = B =	<b>100,00</b>	cm			
Altezza = H =	<b>70,00</b>	cm			
Copriferro = c =	<b>6,00</b>	cm			
Altezza utile = d =	64	cm			
			n. barre	diametro [mm]	Area
Armatura zona tesa = Aft =	<b>10</b>	<b>18</b>	=	2,54	25,45 cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>10</b>	<b>18</b>	=	2,54	25,45 cmq



Limitazioni d'armatura		
$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho > \rho_{min}$
0,73%	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:

- $\Phi 10/10''$

## VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '08

Dati di input				
<b>1) Sollecitazioni</b>				
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$		337,67 kN
Combinazione corrispondente			14-SLV-STR	
		$\gamma_{Rd} =$		1
		$V_{Ed} = V * \gamma_{Rd} =$		337,67 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	10	$\phi$	18 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	2543,4 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>				
Larghezza minima della sezione in zona tesa			$b_w$	1000 mm
Altezza della sezione			H	700 mm
Copriferro			c	40 mm
Altezza utile della sezione			d	660 mm
Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione			$N_{Ed}$	43,24 kN
<b>4) Caratteristiche cls</b>				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			$\gamma_s$	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

	$V_{min}$	0,3701
	k	1,5505
	$\rho_l$	0,0039
	$\sigma_{cp}$	0,0618 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{Rd}$	283,78
	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	$\alpha_c$	1,0036
Braccio delle forze interne	$z$	mm
Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	12 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	$s$	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	2826 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Inclinazione staffe	$a$	90 °
Inclinazione puntone	$\theta$	45 °

**Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1**

Resistenza a taglio del puntone di cls	$V_{Rcd}$	2533,67 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	$V_{Rsd}$	656,86 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	$V_{Rd}$	656,86 kN

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

**Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4**

$\rho > 0,2 \%$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
$\Phi > s_{parete}/10$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
Q.tà legature > 9/m <sup>2</sup>	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>

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:

$$w_d < w_3 = 0.4mm$$

Si ripete la verifica per la combinazione quasi permanente:

$$w_d < w_2 = 0.3mm$$

<b>Muro Andatore</b>		
<b>SLE-FREQUENTE →w<sub>3</sub>=0,4mm</b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	110,35 kN
M sollecitante	Med	100,15 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
Base	b	1000 [mm]
Altezza	h	700 [mm]
Ricoprimento barre longitudinali	c	40 [mm]
	d	651 [mm]
	x	315,5 [mm]
Diametro dei ferri longitudinali	Ø	18 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	10
Area dell'armatura longitudinale	As	2544,7 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	β <sub>1</sub>	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	β <sub>2</sub>	0,5
	β	0,6769
	Es	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	σ <sub>s</sub>	59,0 [N/mm <sup>2</sup> ]
>=0.4	(1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )	0,7709
Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )/Es	<b>esm</b>	<b>0,0002166</b>
min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)	deff	175 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	175000 [mm <sup>2</sup> ]
	k <sub>3</sub>	0,125
As/Aceff	ρ	0,01454
	s	100 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k <sub>2</sub>	0,4
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> Ø/ρ	Δ <sub>sm</sub> :	161,9 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> esm	<b>wd</b>	<b>0,0596 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b>w<sub>d</sub>&lt;w<sub>3</sub></b>	<b>ok</b>
<b>SLE-QUASI PERMANENTE →w<sub>2</sub>=0,3mm</b>		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	110,35 kN
M sollecitante	Med	100,15 kNm
	COMBO	36-SLE-QPERM
	σ <sub>s</sub>	8,3 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione media unitaria= σ <sub>s</sub> (1-β <sub>1</sub> β <sub>2</sub> β <sub>2</sub> )/Es	<b>esm</b>	<b>0,0000303</b>
distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k <sub>2</sub> k <sub>3</sub> Ø/ρ	Δ <sub>sm</sub> :	161,9 [mm]
apertura delle fessure = 1,7 Δ <sub>sm</sub> esm	<b>wd</b>	<b>0,0083 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b>w<sub>d</sub>&lt;w<sub>2</sub></b>	<b>ok</b>

#### 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
$(S_{terr}\gamma_{G1} + S_{ballast}\gamma_{G2} + S_N\gamma_Q + S_f\gamma_Q)$	
$V_{Ed}$	185,42 kN/m
$M_{Ed}$	114,19 kNm/m

COMBO SLV-STR	
$V_{G1}$	1
$V_{G2}$	1
$V_Q$	0,2
$(S_{terr}\gamma_{G1} + S_{ballast}\gamma_{G2} + S_N\gamma_Q + S_f\gamma_Q)$	
$V_{Ed}$	33,49 kN/m
$M_{Ed}$	19,45 kNm/m

COMBO SLE-FREQ	
$V_{G1}$	1,00
$V_{G2}$	1,00
$\psi_1$	0,80
$V_{Ed}$	103,05 kN/m
$M_{Ed}$	63,43 kNm/m

COMBO SLE-QPERM	
$V_{G1}$	1,00
$V_{G2}$	1,00
$\psi_2$	0,00
$V_{Ed}$	2,93 kN/m
$M_{Ed}$	1,66 kNm/m



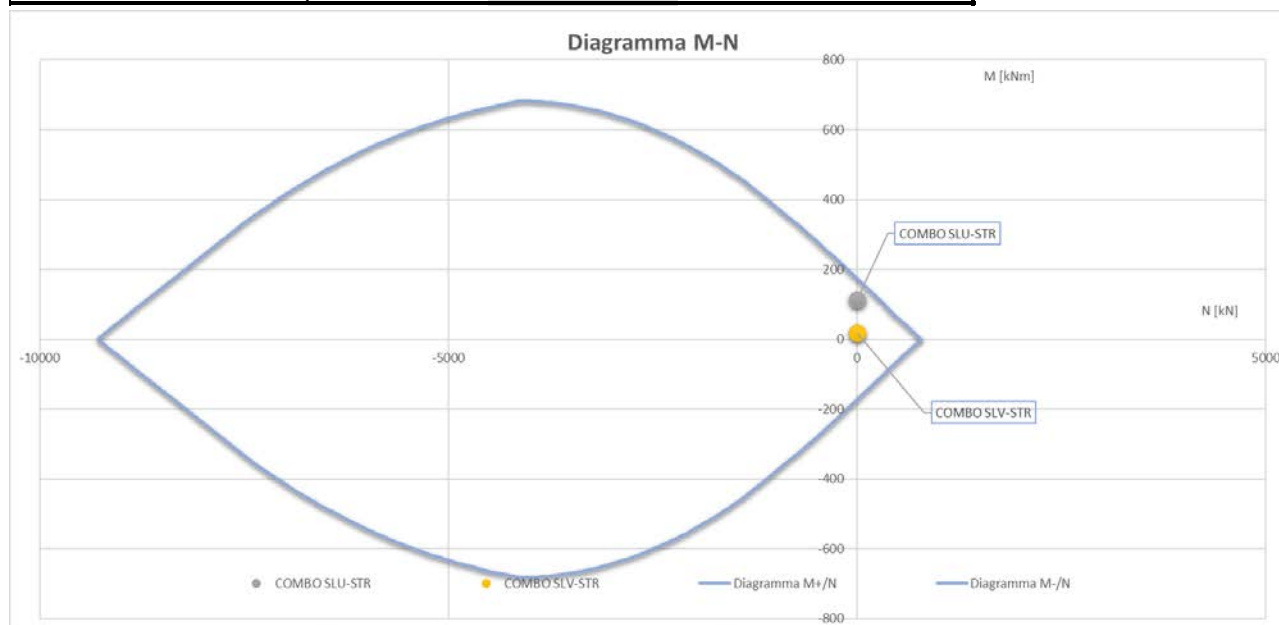
5.5.4.2. Paraghiaia - Verifiche a pressoflessione

Il momento di progetto è ottenuto allo SLU ed è pari a 114.19kNm/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 =	<b>100,00</b>	cm		
Altezza = H =	<b>50,00</b>	cm		
Copriferro = c =	<b>4,00</b>	cm		
Altezza utile = d =	46	cm		
	n. barre	diametro [mm]	Area	
Armatura zona tesa = Aft =	<b>5</b>	<b>16</b>	= 2,01 10,05	cmq
Armatura zona compressa = Afc =	<b>5</b>	<b>16</b>	= 2,01 10,05	cmq



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

Armatura di ripartizione					
Armatura necessaria in zona tesa (20% $A_{s, long}$ )	2,011	<b>5</b>	<b>16</b>	2,01 10,053	ok
Armatura necessaria in zona tesa (20% $A_{s, long}$ )	2,011	<b>5</b>	<b>16</b>	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 185.42 kN/m. Le armature a taglio sono:

- $\Phi 12/20''$

## VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC '18

Dati di input				
<b>1) Sollecitazioni</b>				
Taglio Massimo sollecitante		$V_{Ed}$		185,42 kN
Combinazione corrispondente		$\gamma_{Rd} =$		1
		$V_{Ed} = V^* \cdot \gamma_{Rd} =$		185,42 kN
<b>2) Armature longitudinali</b>				
Numero di barre e diametro armatura tesa	n.	5	$\phi$	16 mm
Area armatura longitudinale tesa			$A_{s,long}$	1004,8 mm <sup>2</sup>
<b>3) Parametri sezione</b>				
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
<b>4) Caratteristiche cls</b>				
Tipologia di calcestruzzo				C30/37
Coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo			$\gamma_c$	1,5
Resistenza a compressione cilindrica			$f_{ck}$	30 MPa
Resistenza a compressione di progetto			$f_{cd}$	17,00 MPa
<b>5) Caratteristiche dell'acciaio</b>				
Tipologia di acciaio				B450C
Coefficiente riduttivo della resistenza dell'acciaio			$\gamma_s$	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
$\rho_1$	0,0022
$\sigma_{cp}$	0,0000 N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd}$	171,41
Verifica ( $V_{Rd} > V_{cd}$ )	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	$\alpha_c$	1,0000
Braccio delle forze interne	$z$	mm
Diametro delle staffe	$\phi_{st}$	12 mm
Numero di bracci staffe	$n_b$	5
Passo delle staffe	$s$	200 mm
Quantitativo di staffe a metro	$\Lambda_{sw,s}$	2826,0 mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
Inclinazione staffe	$a$	90 °
Inclinazione puntone	$\theta$	45 °

**Verifiche di armatura minima a taglio secondo - §4.1.6.1.1**

Resistenza a taglio del puntone di cls	$V_{Rcd}$	1759,50 kN
Resistenza a taglio del tirante di acciaio	$V_{Rsd}$	457,81 kN
Resistenza a taglio di progetto = min (VRsd,VRcd) > Ved	$V_{Rd}$	457,81 kN

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

**Limitazioni di armatura delle pareti - §7.4.6.2.4**

$\rho > 0,2 \%$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
$\Phi > s_{parete}/10$	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>
Q.tà legature > 9/m <sup>2</sup>	<span style="background-color: #c8e6c9; padding: 2px;">ok</span>

5.5.4.4. *Paraghiaia - Verifica a fessurazione*

Le sollecitazioni di progetto sono quelle calcolate agli Sati 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 $\rightarrow w_3=0,4\text{mm}$		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	63,43 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	$\varnothing$	16 [mm]
Numero dei ferri	n Fe	5
Area dell'armatura longitudinale	As	1005,3 [mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente per barre ad aderenza migliorata.	$\beta_1$	1
Coefficiente per azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute	$\beta_2$	0,5
	$\beta$	0,6769
	Es	210000 [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_s$	223,0 [N/mm <sup>2</sup> ]
$>=0.4$	$(1-\beta_1\beta_2\beta_2)$	0,7709
Deformazione media unitaria= $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	<b>esm</b>	<b>0,0008186</b>
$\min((h-x)/2 ; c+7,5\varnothing)$	deff	141,4712703 [mm]
base calcestruzzo efficace	beff	1000 [mm]
Area calcestruzzo efficace =deff *beff	Ac,eff	141471,2703 [mm <sup>2</sup> ]
	k3	0,125
As/Aceff	q	0,00711
	s	200 [mm]
barre ad aderenza migliorata	k2	0,4
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\varnothing/q$	$\Delta_{sm}$	232,6 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \text{esm}$	<b>wd</b>	<b>0,3237 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_3</math></b>	<b>ok</b>
SLE-QUASI PERMANENTE $\rightarrow w_2=0,3\text{mm}$		
N sollecitante solo se di trazione	Ned	0,00 kN
M sollecitante	Med	1,66 kNm
	COMBO	SLE-QPERM
	$\sigma_s$	5,8 [N/mm <sup>2</sup> ]
Deformazione media unitaria= $\sigma_s (1-\beta_1\beta_2\beta_2)/E_s$	<b>esm</b>	<b>0,0000214</b>
distanza media fra le fessure = $2(c+s/10) + k_2k_3\varnothing/q$	$\Delta_{sm}$	232,6 [mm]
apertura delle fessure = $1,7 \Delta_{sm} \text{esm}$	<b>wd</b>	<b>0,0085 [mm]</b>
<b>Verifica</b>	<b><math>w_d &lt; w_2</math></b>	<b>ok</b>

**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 antifessurazione	20	24	20,0	3,5510	71,02	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale platea	25	16	2,2	1,5780	86,79	
	Volume CLS soletta spalla [m³]				93,7		
	<b>Totale incidenza Platea [kg/m³]</b>				<b>166,6</b>		
F R O N T A L E	Armatura longitudinale muro frontale (lato interno)	10	18	10,0	1,9980	19,98	
	Armatura longitudinale muro frontale (lato esterno)	10	18	10,0	1,9980	19,98	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	20	18	20,0	1,9980	39,96	
	Armatura interna antifessurazione	20	18	20,0	1,9980	39,96	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale muro frontale	25	12	1,75	0,8880	38,85	
	Volume CLS muro frontale [m³]				29,7		
	<b>Totale incidenza Muro Frontale [kg/m³]</b>				<b>117,6</b>		
A N D A T O R I	Armatura longitudinale muri andatori (lato interno)	10	18	10,0	1,9980	19,98	
	Armatura longitudinale muri andatori (lato esterno)	10	18	10,0	1,9980	19,98	
	Armatura di ripartizione (lato interno+lato esterno)	20	18	20,0	1,9980	39,96	
	Armatura interna antifessurazione		48	0,0	1,9980	0,00	
	Armatura ala posteriore (% d'area)					0,00	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale muri andatori (lato interno)	25	12	1,1	0,8880	24,42	
	Volume CLS muro andatore [m³]				10,6		
	<b>Totale incidenza Muri Andatori [kg/m³]</b>				<b>149,1</b>		
P A R A G H 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	
		<b>n. spilli a mq</b>			<b>L spilli [m]</b>		
	Armatura trasversale paraghiaia	25	12	0,9	0,8880	19,98	
		Volume CLS paraghiaia [m³]				2,4	
	<b>Totale incidenza paraghiaia [kg/m³]</b>				<b>103,1</b>		