

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

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

PROGETTAZIONE: MANDATARIA



PROGETTO DEFINITIVO

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

11 - OPERE D'ARTE

Sottovia al km 36+905

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 S P | 2 3 | 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-TGSP-23-01-E001.dwg

INDICE

| | | |
|--------|---|----|
| 1. | INTRODUZIONE | 3 |
| 2. | NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 7 |
| 2.1. | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 7 |
| 3. | MATERIALI | 8 |
| 3.1. | MATERIALI STRUTTURA | 8 |
| 3.2. | MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA PARETE | 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 | 16 |
| 4.2. | ANALISI DELL'IMPALCATO | 18 |
| 4.2.1. | Calcolo delle sollecitazioni su una fascia di 4 metri | 19 |
| 4.2.2. | Sollecitazioni sulla trave di bordo fascia | 22 |
| 4.2.3. | Riepilogo delle sollecitazioni di progetto | 25 |
| 4.3. | VERIFICHE SULL'IMPALCATO | 25 |
| 4.3.1. | Verifiche di resistenza dell'impalcato | 25 |
| 4.3.2. | Calcolo della prima frequenza propria dell'impalcato | 27 |
| 4.3.3. | Verifiche di deformabilità | 27 |
| 4.4. | AZIONI SUGLI APPOGGI | 30 |
| 5. | SOTTOVIA | 31 |
| 5.1. | ANALISI DEI CARICHI | 31 |
| 5.1.1. | Peso proprio della spalla e pesi permanenti portati | 31 |
| 5.1.2. | Spinta statica del terreno | 32 |
| 5.1.3. | Azione sismica | 34 |
| 5.1.4. | Sovrappinta sismica del terreno | 36 |
| 5.1.5. | Azioni da impalcato | 39 |
| 5.2. | COMBINAZIONI DEI CARICHI E CRITERI DI VERIFICA | 40 |
| 5.2.1. | Combinazioni delle azioni | 40 |
| 5.3. | MODELLO DI CALCOLO | 46 |

| | | |
|--------|---|----|
| 5.4. | SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE E SULLE PARETI..... | 48 |
| 5.5. | PRESSIONI DEL TERRENO..... | 52 |
| 5.6. | VERIFICHE STRUTTURALI | 54 |
| 5.6.1. | Verifiche di resistenza per Beam | 54 |
| 5.6.2. | Verifiche stato limite tensioni di esercizio per Beam | 55 |
| 5.6.3. | Verifiche stato limite di fessurazione per Beam | 55 |
| 5.6.4. | Verifiche stato limite di deformazione per Beam | 56 |
| 5.6.5. | Verifiche armature Shell..... | 56 |
| 5.6.6. | Verifiche calcestruzzo Shell..... | 56 |
| 5.6.7. | Verifiche a punzonamento Shell..... | 57 |
| 5.6.8. | Resoconto Verifiche..... | 57 |
| 5.7. | INCIDENZA ARMATURE..... | 63 |

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo strutturale è relativa alla progettazione del sottovia ferroviario esistente da adeguare ubicato nel comune di Capannori (LU) alla progressiva del km 36+905. L'opera consente l'attraversamento di via dell'Arpino.



Figura 1-1 Vista del sottovia esistente al km 36+905



Figura 1-2 Vista satellitare del sottovia esistente al km 36+905

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©


Quality Engineering

Mandanti

 STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl
Ingegneria geotecnica - Ingegneria sismica - Ingegneria ambientale
progettazione applicata

 **ambiente**
ingegneria ambientale e laboratori

Pag.
3

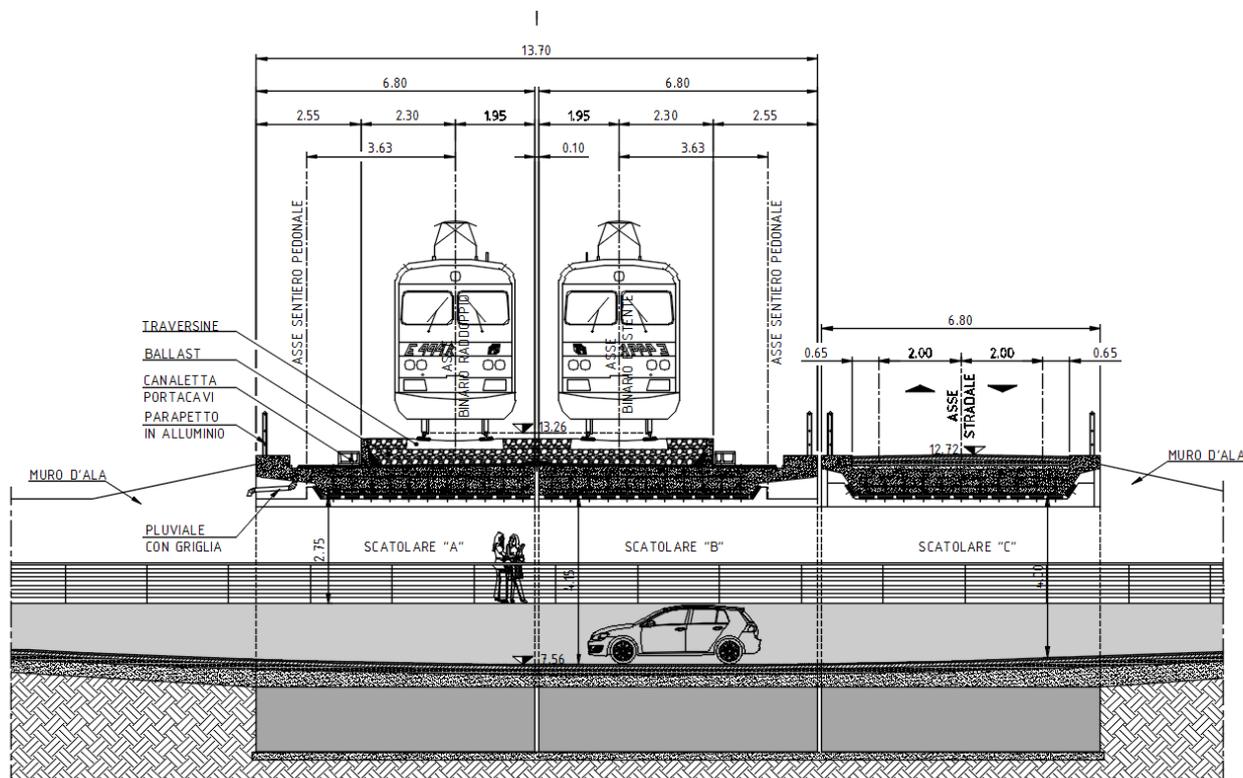
L'intervento è conseguente al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, e comporta l'adeguamento del sottovia esistente, mediante demolizione dello stesso e costruzione delle spalle e dei due impalcati monobinario, realizzati in affiancamento e in fasi distinte al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

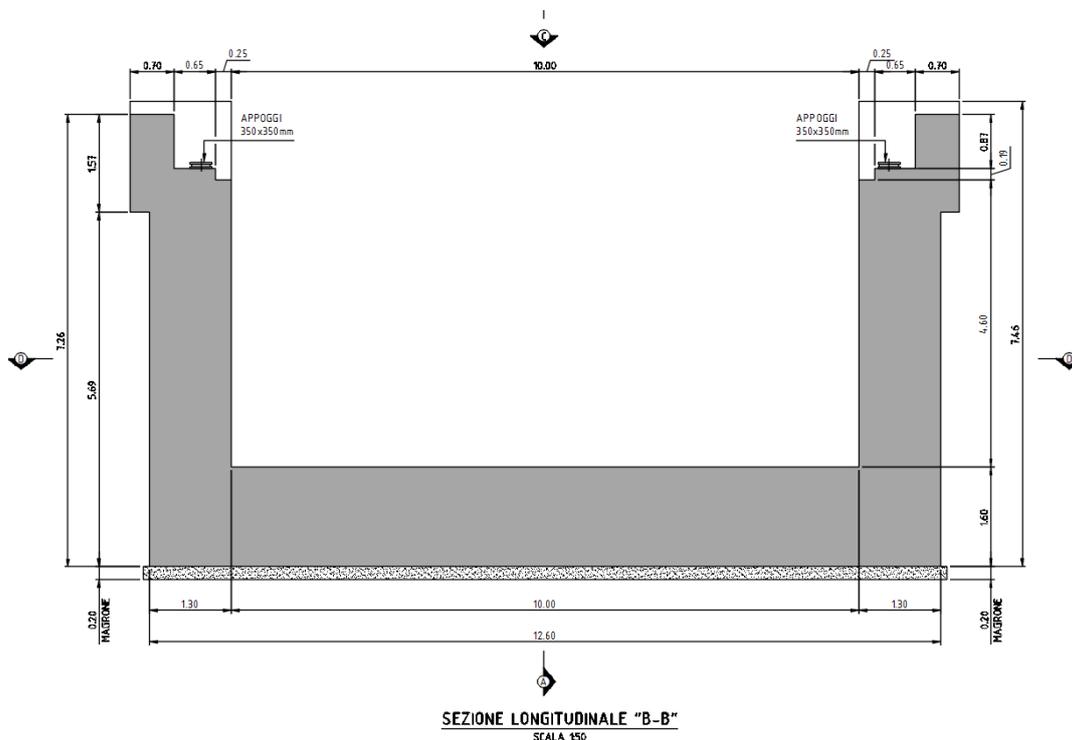
Sulla spalla definita A, poggia l'impalcato a travi incorporate di luce L (distanza appoggi) pari a 8,45 m e lunghezza totale 9,00 m.

La fondazione è superficiale, costituita da un plinto di spessore 1,6m e dimensioni 7.0x6.80.

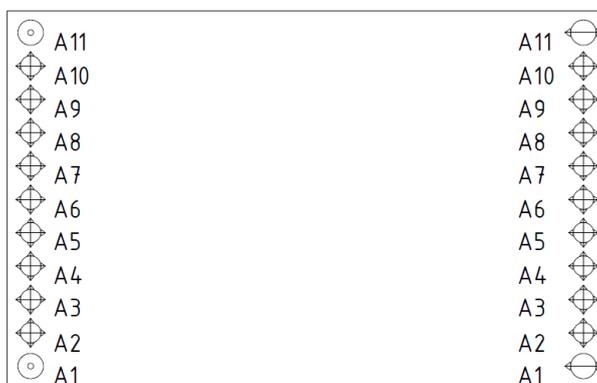
Il muro frontale è spesso 1,30 m, alto 3.20 e largo 6.80 m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 6.8 m, è spesso 0,7 m e ha un'altezza di 1,30 m rispetto alla sommità del muro frontale dal lato "terra" (tot. 4,50m). L'altezza complessiva del paramento rispetto all'estradosso della fondazione è di 6,10m.

Si riporta nelle immagini seguenti le sezioni del sottovia in esame.





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



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

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 OOC
- 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 STRUTTURA

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

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele

| I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII |
|----------------------|---------------------------------------|--|------------------|--|-----------------------|--------------------------|---------------------------------------|
| Tipo di calcestruzzo | Campi di impiego | Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ¹ | Rapporto a/c max | Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}] | Classe di consistenza | Tipo di cemento | Classe di resistenza di calcolo (MPa) |
| C** | 1 | Impalcati 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, sottoplinte, 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 | $\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN/m}^3$ |

3.2. MATERIALE DEL RILEVATO A MONTE DELLA PARETE

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

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

4. IMPALCATO A TRAVI INCORPORATE

4.1. ANALISI DEI CARICHI

Il ponte in esame è un ponte a travi incorporate su una luce di calcolo di 10.95 m.

L'elemento strutturale resistente sono le travi in acciaio. Si ipotizza di impiegare 11 profili HEB 600 (classe 1) ad interasse di 0.462 m come suggerito dal Manuale di Progettazione RFI al §2.9.7.

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

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

Lo spessore dell'impalcato è di 70 cm.

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

- PROFILI METALLICI: *Profilo* = "HEB 600" $n_{tot} = 11$

- $b = 0.3 \text{ m}$ $h = 0.6 \text{ m}$ $i = 0.462 \text{ m}$ $t_w = 1.55 \text{ cm}$ $t_f = 3 \text{ cm}$ $A_s = 270 \text{ cm}^2$

- $J_s = 171040 \text{ cm}^4$ $W = 5701 \text{ cm}^3$ $S = 3213 \text{ cm}^3$ $p = 2120 \frac{\text{N}}{\text{m}}$

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

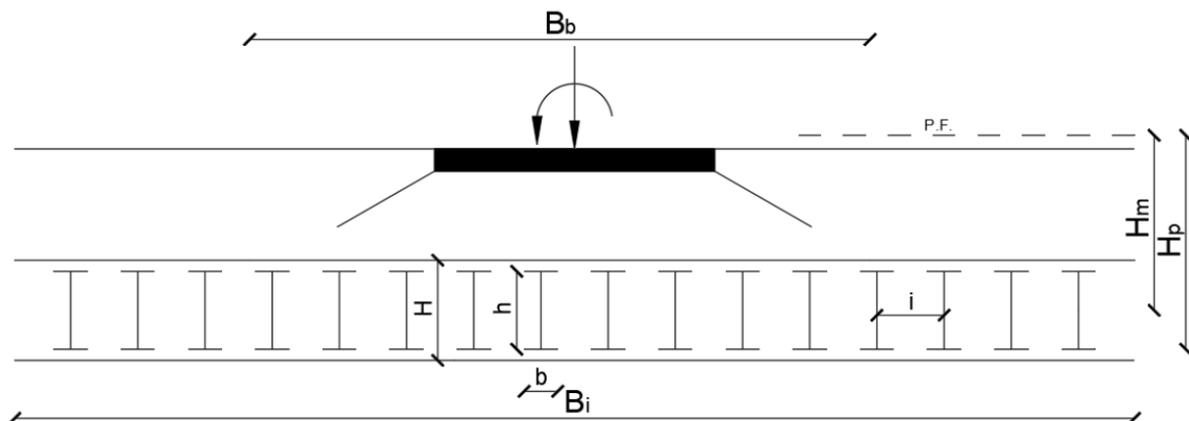
- $n_t := 10$ n° travi di calcolo su zona d'influenza considerata

- IMPALCATO:

- $B_b := 4 \cdot \text{m}$ $H := h + 0.1 \cdot \text{m} = 0.7 \text{ m}$ $H_p = 1.553 \text{ m}$ $s_c := 1.435 \text{ m}$

- $B_i := 5.2 \cdot \text{m}$ $H_m := H_p - \frac{h}{2} = 1.25 \text{ m}$

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



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 ferroviaria (massciata, armamento e impermeabilizzazione) è stato calcolato a partire da un peso di volume pari a 20 kN/mc.

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

Carichi permanenti:

- Peso delle travi in acciaio

$$a_1 := n_{tot} \cdot p \cdot 1.35 = 31.48 \frac{kN}{m}$$

- Peso cls in opera

$$b_1 := ((B_i \cdot H) - (n_{tot} \cdot A_s)) \cdot \gamma_{CLS} \cdot 1.35 = 112.83 \frac{kN}{m}$$

- Peso ballast, armamento e conglomerato bituminoso

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

- Peso barriera antirumore

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

Peso Permanenti totale:

$$p_{p1} := a_1 + b_1 + c_1 + d_1 = 280.51 \frac{kN}{m}$$

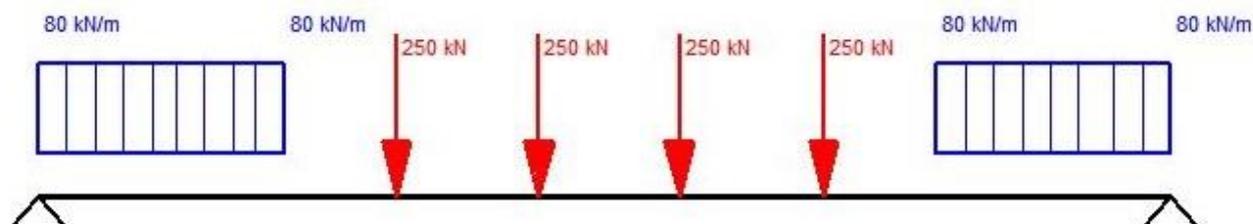
4.1.2. Carichi accidentali

4.1.2.1. Azioni da traffico ferroviario

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

- Treno LM71:

Carico equivalente flettente:



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

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

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

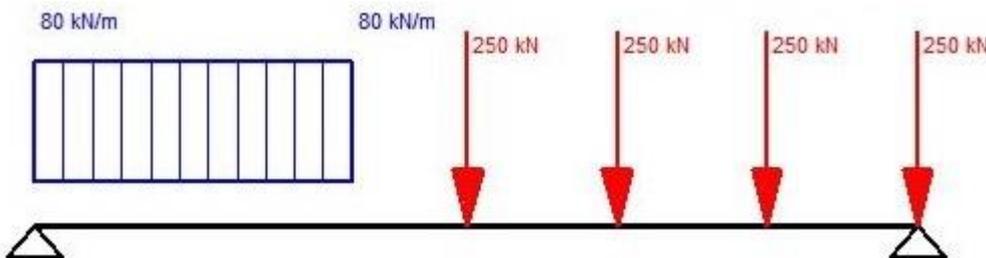
$$\left\| \alpha_1 \cdot \left(\left(80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{L - 6.4 \cdot \text{m}}{2} \right) + 250 \cdot \text{kN} \cdot 2 \right) \cdot \left(\frac{L}{2} \right) - \left(80 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{L - 6.4 \cdot \text{m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L}{2}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

$$M_1 = 2358.978 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$p_1 := 1.45 \cdot M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 228.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_1 \cdot \frac{8}{L^2} = 157.393 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Carico equivalente tagliante:



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

$$v_1 := \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 \cdot \left(4 \cdot 250 \text{ kN} + 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L - (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m})) \right) \\ \alpha_1 \cdot \left(80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L - (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m})) \cdot \left(\frac{(L - (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m}))}{2} \right) + (1.6 \text{ m} \cdot 3 + 0.8 \cdot \text{m}) \right) + 250 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 3 + 250 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 2 + 250 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1570.8 \\ 596.88 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$v_2 := \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 \cdot (4 \cdot 250 \text{ kN}) \\ \alpha_1 \cdot (250 \cdot \text{kN} \cdot 1.6 \cdot \text{m} + 250 \text{ kN} \cdot 3.2 \cdot \text{m} + 250 \cdot \text{kN} \cdot 4.8 \cdot \text{m}) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1100 \\ 241.1 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$\text{soln}_1 := \text{lsolve}(y, v_1) \quad \text{soln}_1 = \begin{bmatrix} 596.88 \\ 973.92 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \text{soln}_2 := \text{lsolve}(y, v_2) \quad \text{soln}_2 = \begin{bmatrix} 241.1 \\ 858.9 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

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

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

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

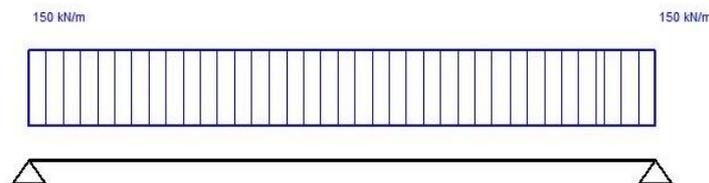
$$\left\| \begin{array}{l} \max(\text{soln}_{1,0}, \text{soln}_{1,1}, 0) \end{array} \right\|$$

$$T_1 = 973.92 \text{ kN}$$

$$p_2 := 1.45 \cdot T_1 \cdot \frac{2}{L} = 257.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Treno SW2:

Carico equivalente flettente:



$$M_2 := 1 \cdot \left(150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} \right) = 2248.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

Carico equivalente tagliante:

$$T_2 := 1 \cdot \left(150 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{L}{2} \right) = 821.25 \text{ kN}$$

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

4.1.2.2. Coefficiente di incremento dinamico

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

- Coefficiente di incremento dinamico:

$$\Phi_3 := \frac{2.16}{\left(\left(\frac{L}{m} \right)^{\frac{1}{2}} - 0.2 \right)} + 0.73 = 1.42$$

4.1.2.3. Forza centrifuga

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

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

-Treno LM71:

Per effetti flettenti:

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

$$\frac{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}$$

Per effetti taglianti:

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

$$\frac{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}$$

-Treno SW2:
Per effetti flettenti:
 $F_{cf2} := \text{if } R = 0$

$$= 0 \frac{kN}{m}$$

else

$$\left| \frac{p_3 \cdot \left(\frac{V_{SW2}}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{m}} \right|$$

Per effetti taglianti:
 $F_{ct2} := \text{if } R = 0$

$$= 0 \frac{kN}{m}$$

else

$$\left| \frac{p_4 \cdot \left(\frac{V_{SW2}}{\frac{km}{hr}} \right)^2}{127 \cdot \frac{R}{m}} \right|$$

4.1.2.4. Frenatura/Avviamento

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

Treno LM71: $F_{fLM71} := 20 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot \alpha_1 \cdot 1.45 = 349.31 \text{ kN}$

Treno SW2: $F_{fSW2} := 35 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot 1.45 = 555.71 \text{ kN}$

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

Treno LM71: $F_{aLM71} := 33 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot \alpha_1 \cdot 1.45 = 576.35 \text{ kN}$

Treno SW2: $F_{aSW2} := 33 \frac{kN}{m} \cdot L \cdot 1.45 = 523.96 \text{ kN}$

4.1.2.5. Azione laterale (serpeggio)

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

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

4.1.2.6. Azione accidentale sui marciapiedi

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

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

4.1.2.7. Azione del vento

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

Mandataria

Mandanti

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

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

$$p_6 := \left(P_v + 0.4 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot (5 \cdot m + H + 0.8 \cdot m) \cdot 1.5 = 17.44 \frac{kN}{m}$$

4.1.3. Azioni sismiche

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

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

$V_R=75$ anni

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

$$CS := "C" \quad T_{C,s} := 0.298 \quad a_g := 0.154 \quad F_0 := 2.389 \quad \xi := 5\% \quad S_T := 1 \quad q := 1$$

I parametri dipendenti sono i seguenti:

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

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

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

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

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

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

$$J := \left(\frac{B_i \cdot H^3}{12} + (n_a - 1) J_s \cdot n_t \right) \cdot \frac{1}{n_a} + A_s \cdot n_t \cdot \left(\frac{H-h}{2} \right)^2 + A_f \cdot \left(\frac{H}{2} - 3 \text{ cm} \right)^2 = 4000141 \text{ cm}^4$$

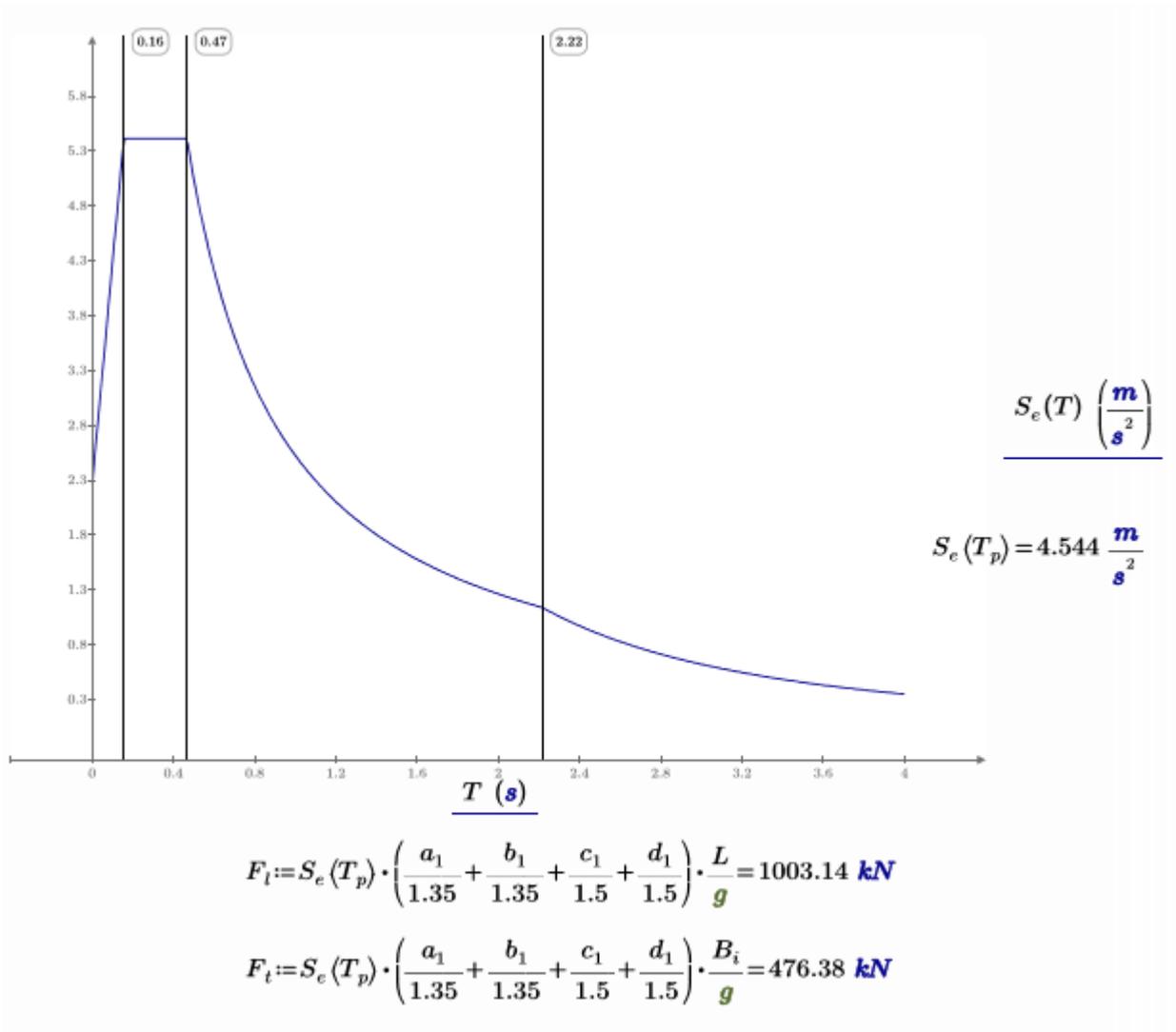
$$p_p := p_{p1} = 280.508 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

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

freccia sotto carichi
permanenti

$$\eta_0 := \frac{17.75}{\left(\frac{\delta_0}{\text{m}} \cdot 1000 \right)^{0.5}} = 8.878 \text{ Hz}$$

$$T_p := \frac{1}{\eta_0} = 0.113 \text{ s}$$



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 mezzeria:

- Permanenti:
$$M_{p0} := \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{p_{p1} \cdot L^2}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 3234 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Accidentali:

Treno LM71:
$$M_{p1} := \frac{1}{8} \cdot (p_1 \cdot L^2) = 3420.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{p2} := \frac{1}{8} \cdot (p_3 \cdot L^2) = 3259.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Incremento dinamico:

Treno LM71:
$$M_{p1'} := \frac{1}{8} \cdot (p_1 \cdot L^2) \cdot (\Phi_3 - 1) = 1452.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{p2'} := \frac{1}{8} \cdot (p_3 \cdot L^2) \cdot (\Phi_3 - 1) = 1384.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Frenatura/Avviamento:

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

$$M_{afLM71} := \frac{\left(1000 \text{ kN} \cdot \frac{h}{2} \text{ m} \right)}{2} = 150 \text{ m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{afSW2} := \frac{\left(F_{fSW2} \cdot \frac{h}{2} \text{ m} \right)}{2} = 83.36 \text{ m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- Taglio all'appoggio:

- Permanenti:
$$T_{p0} := \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{p_{p1} \cdot L}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 1181.37 \text{ kN}$$

- Accidentali:

Treno LM71:
$$T_{p2} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) = 1412.18 \text{ kN}$$

Treno SW2:
$$T_{p4} := \frac{1}{2} \cdot (p_4 \cdot L) = 1190.81 \text{ kN}$$

- Incremento dinamico:

Treno LM71:
$$T_{p2'} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) \cdot (\Phi_3 - 1) = 599.81 \text{ kN}$$

Treno SW2:
$$T_{p4'} := \frac{1}{2} \cdot (p_4 \cdot L) \cdot (\Phi_3 - 1) = 505.79 \text{ kN}$$

• Taglio all'appoggio:

- Permanenti:

$$T_{p0} := \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{P_{p1} \cdot L}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 1181.37 \text{ kN}$$

- Accidentali:

Treno LM71:

$$T_{p2} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) = 1412.18 \text{ kN}$$

Treno SW2:

$$T_{p4} := \frac{1}{2} \cdot (p_4 \cdot L) = 1190.81 \text{ kN}$$

- Incremento dinamico:

Treno LM71:

$$T_{p2'} := \frac{1}{2} \cdot (p_2 \cdot L) \cdot (\Phi_3 - 1) = 599.81 \text{ kN}$$

Treno SW2:

$$T_{p4'} := \frac{1}{2} \cdot (p_4 \cdot L) \cdot (\Phi_3 - 1) = 505.79 \text{ kN}$$

- Frenatura/Avviamento:

Treno LM71:

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

$$T_{afLM71} := \frac{\left(1000 \text{ kN} \cdot \left(H_m + \frac{h}{2} \right) \right)}{L} = 141.83 \text{ kN}$$

Treno SW2:

$$T_{afSW2} := \frac{\left(F_{fSW2} \cdot \left(H_m + \frac{h}{2} \right) \right)}{L} = 78.81 \text{ kN}$$

• Coppie torcenti a metro lineare di impalcato:

- Centrifuga:

Treno LM71:

Per effetti flettenti:

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

Per effetti taglianti:

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

Treno SW2:

Per effetti flettenti:

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

Per effetti taglianti:

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

- Eccentricità di carico LM71:

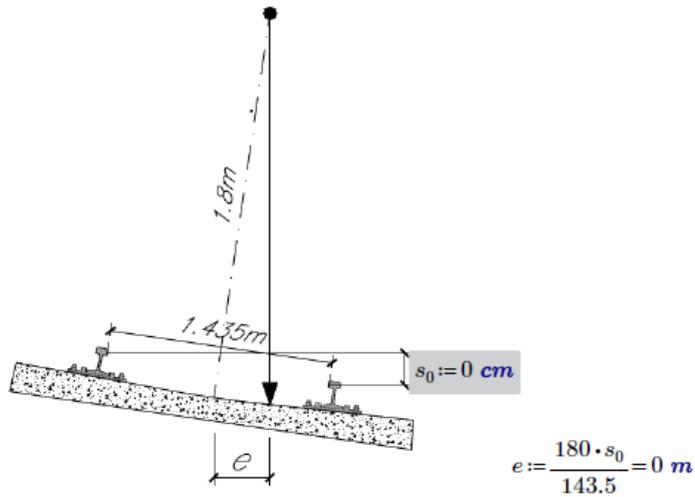
Per effetti flettenti:

$$m_{t5} := p_1 \cdot \left(\frac{s_c}{18} \right) \cdot m = 18.19 \text{ kN} \cdot m$$

Per effetti taglianti:

$$m_{t6} := p_2 \cdot \left(\frac{s_c}{18} \right) \cdot m = 20.56 \text{ kN} \cdot m$$

- Effetto della sopraelevazione:



Treno di carico LM71:

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

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

Treno di carico SW2:

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

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

- Vento:

$$m_{t11} := p_0 \cdot \left(\frac{4 \text{ m}}{2} + \frac{H}{2} + 0.8 \cdot m \right) = 54.95 \text{ kN}$$

- Azione laterale (serpeggio):

$$m_{t12} := F_L \cdot H_m = 199.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2.2. Sollecitazioni sulla trave di bordo fascia

Momento flettente in mezzzeria:

- Permanenti:
$$M_{p0} := \frac{M_{p0}}{(n_t)} = 323.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Accidentali:
Treno LM71:
$$M_{t1} := \frac{M_{p1}}{(n_t)} = 342.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{t2} := \frac{M_{p2}}{(n_t)} = 325.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Incremento dinamico:
Treno LM71:
$$M_{t1'} := M_{t1} \cdot (\Phi_3 - 1) = 145.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{t2'} := M_{t2} \cdot (\Phi_3 - 1) = 138.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ofLM71} := \frac{\left(1000 \text{ kN} \cdot \frac{h}{2}\right)}{2} \cdot \frac{1}{(n_t)} = 15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Treno SW2:
$$M_{ofSW2} := \frac{\left(F_{fSW2} \cdot \frac{h}{2}\right)}{2} \cdot \frac{1}{(n_t)} = 8.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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:

$$J := \frac{1}{12} \cdot h \cdot B_b^3 = 3.2 \text{ m}^4 \quad \Delta p = \left(\frac{m_t}{J}\right) \cdot d \cdot i \quad i = 0.462 \text{ m}$$

$$d' := \text{Round}\left(\frac{B_b}{2 \cdot i}, 0.5\right) = 4.5 \quad d := d' \cdot i = 2.08 \text{ m} \quad d \text{ è la distanza fra l'asse della trave di bordo (4m) e l'asse dell'impalcato}$$

$$k_{\Delta} := \left(\frac{d \cdot i}{J}\right) = 0.3 \frac{1}{\text{m}^2}$$

| | |
|--|---|
| - Centrifuga: | |
| Treno LM71: | $m_{\Delta t1} := \frac{1}{8} \cdot m_{t1} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| Treno SW2: | $m_{\Delta t3} := \frac{1}{8} \cdot m_{t3} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| - Eccentricità di carico LM71: | |
| Per effetti flettenti: | $m_{\Delta t5} := \frac{1}{8} \cdot m_{t5} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 81.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| - Effetto della sopraelevazione: | |
| Treno di carico LM71: | $m_{\Delta t7} := \frac{1}{8} \cdot m_{t7} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| Treno di carico SW2: | $m_{\Delta t9} := \frac{1}{8} \cdot m_{t9} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| - Vento: | $m_{\Delta t11} := \frac{1}{8} \cdot m_{t11} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 \cdot m = 247.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| - Azione laterale (serpeggio): | $m_{\Delta t12} := \frac{1}{4} \cdot m_{t12} \cdot k_{\Delta} \cdot L \cdot m = 164.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| • Taglio all'appoggio: | |
| - Permanenti: | $T_{p0} := \frac{T_{p0}}{n_t} = 118.14 \text{ kN}$ |
| - Accidentali: | |
| Treno LM71: | $T_{p12} := \frac{T_{p12}}{n_t} = 141.22 \text{ kN}$ |
| Treno SW2: | $T_{p14} := \frac{T_{p14}}{n_t} = 119.08 \text{ kN}$ |
| - Incremento dinamico: | |
| Treno LM71: | $T_{p12'} := T_{p12} \cdot (\Phi_3 - 1) = 59.98 \text{ kN}$ |
| Treno SW2: | $T_{p14'} := T_{p14} \cdot (\Phi_3 - 1) = 50.58 \text{ kN}$ |
| - Frenatura/Avviamento: | |
| Treno LM71: (Si considerano 1000kN come indicato nel §2.5.1.4.3.3 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari) | $T_{\Delta of LM71} := \frac{T_{af LM71}}{n_t} = 14.18 \text{ kN}$ |
| Treno SW2: | $T_{\Delta of SW2} := \frac{T_{af SW2}}{n_t} = 7.88 \text{ kN}$ |

- Centrifuga:

Treno di carico LM71:

$$T_{\Delta t2} := \frac{1}{2} \cdot m_{t2} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 0 \text{ kN}$$

Treno di carico SW2:

$$T_{\Delta t4} := \frac{1}{2} \cdot m_{t4} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 0 \text{ kN}$$

- Eccentricità di carico LM71:

$$T_{\Delta t6} := \frac{1}{2} \cdot m_{t6} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 33.79 \text{ kN}$$

- Effetto della sopraelevazione:

Treno di carico LM71:

$$T_{\Delta t8} := \frac{1}{2} \cdot m_{t8} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 0 \text{ kN}$$

Treno di carico SW2:

$$T_{\Delta t10} := \frac{1}{2} \cdot m_{t10} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 0 \text{ kN}$$

- Vento:

$$T_{\Delta t11} := \frac{1}{2} \cdot m_{t11} \cdot k_{\Delta} \cdot L \cdot m = 90.29 \text{ kN}$$

- Azione laterale (serpeggio):

$$T_{\Delta t12} := m_{t12} \cdot k_{\Delta} \cdot m = 59.99 \text{ kN}$$

• Sforzo normale:

- Frenatura/Avviamento:

Treno LM71:

$$N_{LM71} := \frac{1000 \text{ kN}}{n_t} = 100 \text{ kN}$$

Treno SW2:

$$N_{SW2} := \frac{F_{fSW2}}{n_t} = 55.57 \text{ kN}$$

4.2.3. Riepilogo delle sollecitazioni di progetto

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

$$Carichi_{LM71} = \begin{bmatrix} \text{"Azione"} & \text{"Mmax [kN*m]"} & \text{"Vmax [kN]"} & \text{"N [kN]"} \\ \text{"Permanenti"} & 323.4 & 118.14 & 0 \\ \text{"Accidentali dinamizzati"} & 487.33 & 201.2 & 0 \\ \text{"Centrifuga"} & 0 & 0 & 0 \\ \text{"Azione laterale"} & 164.21 & 59.99 & 0 \\ \text{"Frenatura/Avviamento"} & 15 & 14.18 & 100 \\ \text{"Eccentricità di carico"} & 81.85 & 33.79 & 0 \\ \text{"Effetto sopraelevazione"} & 0 & 0 & 0 \\ \text{"Vento"} & 247.18 & 90.29 & 0 \end{bmatrix}$$

$$Carichi_{SW2} = \begin{bmatrix} \text{"Azione"} & \text{"Mmax [kN*m]"} & \text{"Vmax [kN]"} & \text{"N [kN]"} \\ \text{"Permanenti"} & 323.4 & 118.14 & 0 \\ \text{"Accidentali dinamizzati"} & 464.44 & 169.66 & 0 \\ \text{"Centrifuga"} & 0 & 0 & 0 \\ \text{"Azione laterale"} & 164.21 & 59.99 & 0 \\ \text{"Frenatura/Avviamento"} & 8.34 & 7.88 & 55.57 \\ \text{"Eccentricità di carico"} & 0 & 0 & 0 \\ \text{"Effetto sopraelevazione"} & 0 & 0 & 0 \\ \text{"Vento"} & 247.18 & 90.29 & 0 \end{bmatrix}$$

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

- 1 per i carichi verticali;

Mandatario

Mandanti

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

Q_{k2} è l'azione del vento.

Per il treno di carico LM71:

$$N_{TLM71} := 0.6 \cdot N_{LM71} = 60 \text{ kN}$$

$$T_{TLM71} := \frac{T_{p0}}{n_t} + \frac{T_{p2} + T_{p2'}}{n_t} + T_{\Delta12} + T_{\Delta112} + 0.5 \cdot T_{\Delta0/LM71} + T_{\Delta16} + T_{\Delta18} + 0.6 \cdot T_{\Delta11} = 474.38 \text{ kN}$$

$$M_{TLM71} := \frac{M_{p0}}{n_t} + \frac{M_{p1} + M_{p1'}}{n_t} + m_{\Delta11} + m_{\Delta112} + 0.5 \cdot M_{0/LM71} + m_{\Delta16} + m_{\Delta17} + 0.6 \cdot m_{\Delta11} = 1212.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Per il treno di carico SW2:

$$N_{TSW2} := 0.6 \cdot N_{SW2} = 33.34 \text{ kN}$$

$$T_{TSW2} := \frac{T_{p0}}{n_t} + \frac{T_{p2} + T_{p2'}}{n_t} + T_{\Delta14} + T_{\Delta112} + 0.5 \cdot T_{\Delta0/SW2} + T_{\Delta10} + 0.6 \cdot T_{\Delta11} = 405.9 \text{ kN}$$

$$M_{TSW2} := \frac{M_{p0}}{n_t} + \frac{M_{p2} + M_{p2'}}{n_t} + m_{\Delta13} + m_{\Delta112} + 0.5 \cdot M_{0/SW2} + m_{\Delta10} + 0.6 \cdot m_{\Delta11} = 1104.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le verifiche sono condotte con il metodo delle tensioni ammissibili:

Per il treno di carico LM71:

$$\sigma_{LM71} := \frac{M_{TLM71}}{W} + \frac{N_{TLM71}}{A_s} = 214.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{LM71} := \frac{(T_{TLM71} \cdot S)}{(t_w \cdot J_s)} = 57.492 \text{ MPa}$$

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

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

C1 = "Verificato"

C2 = "Verificato"

Per il treno di carico SW2:

$$\sigma_{SW2} := \frac{M_{TSW2}}{W} + \frac{N_{TSW2}}{A_s} = 194.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_{SW2} := \frac{(T_{TSW2} \cdot S)}{(t_w \cdot J_s)} = 49.193 \text{ MPa}$$

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

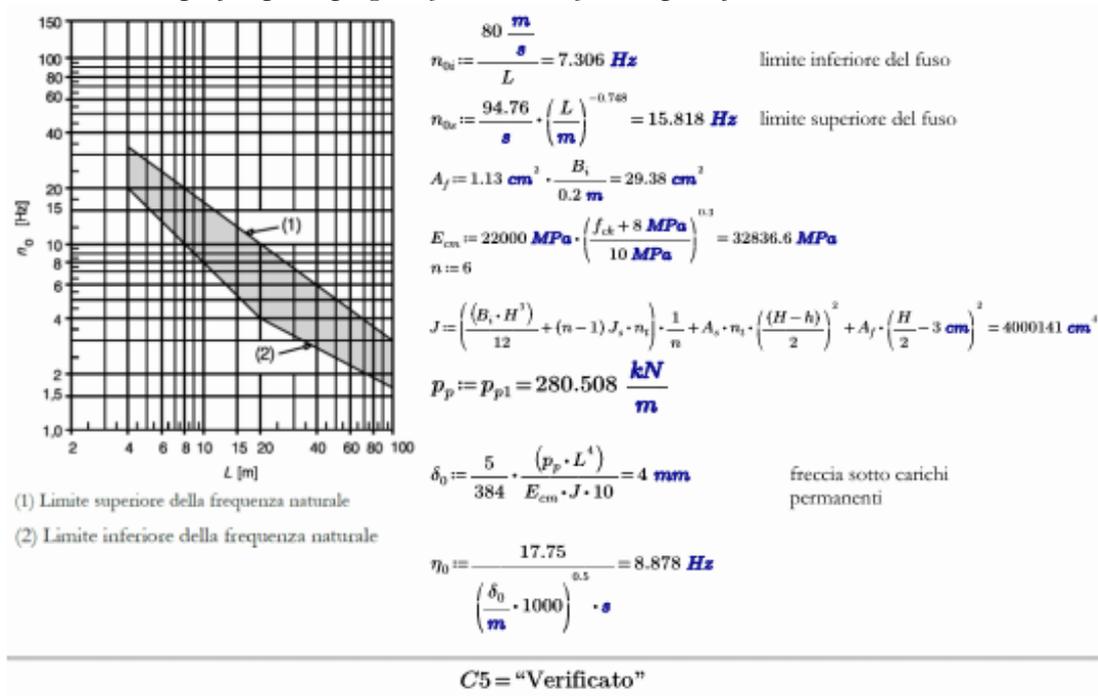
$$\tau_{SW2} < \tau_{adm}$$

C3 = "Verificato"

C4 = "Verificato"

4.3.2. Calcolo della prima frequenza propria dell'impalcato

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



4.3.3. 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_{k2} è l'azione del vento.

4.3.3.1. Freccia sotto i carichi accidentali dinamizzati

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

$$p = M_1 \cdot \frac{8}{L^2} \cdot \Phi_3 = 224.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(p \cdot L^4)}{E \cdot J \cdot 10} = 5.09 \text{ mm} \quad \delta_{max} := \frac{L}{1000} = 10.95 \text{ mm}$$

C6 = "Verificato"

4.3.3.2. Rotazione agli appoggi

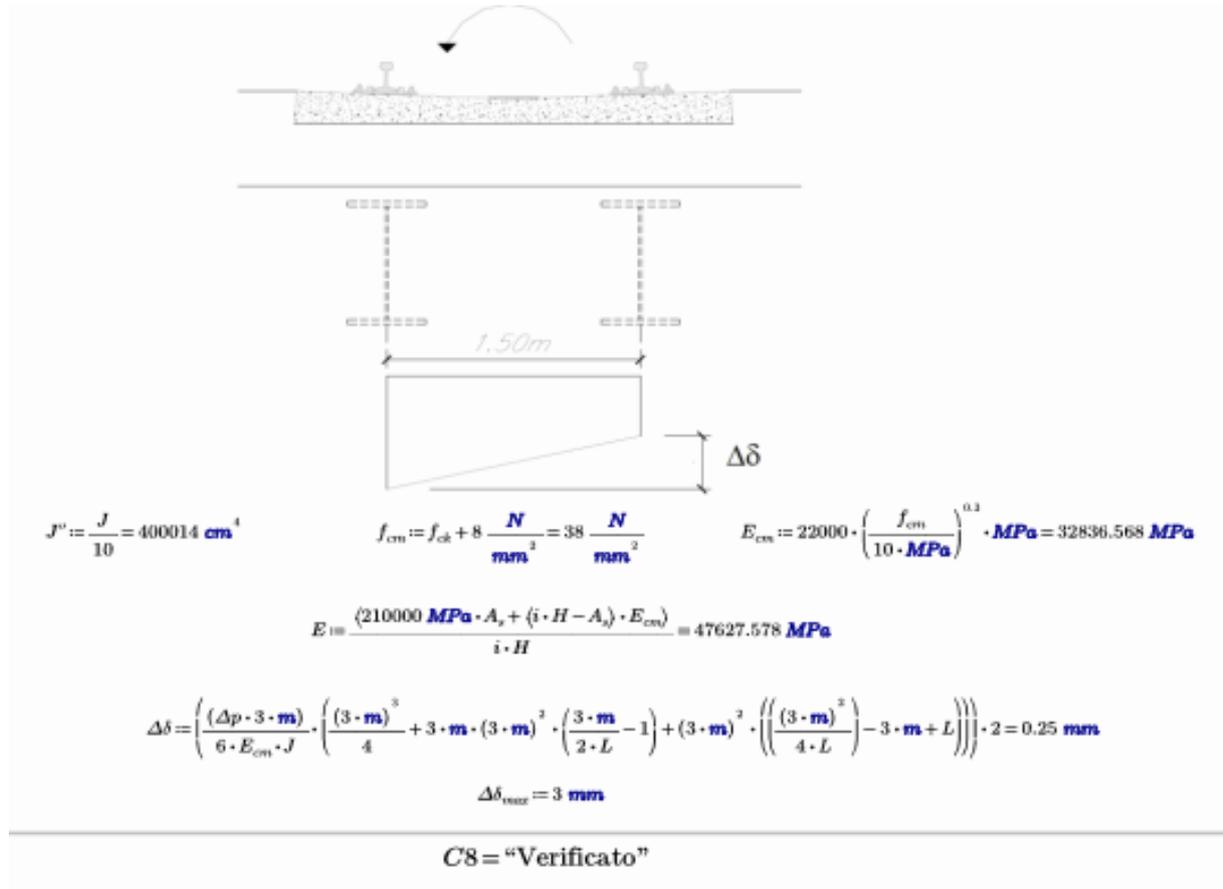
$$\theta := \frac{16}{5} \cdot \frac{\delta}{L} = 0.001 \qquad \theta_{\max} := \frac{8 \cdot mm}{H} = 0.011$$

C7 = "Verificato"

4.3.3.3. Sghembo

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

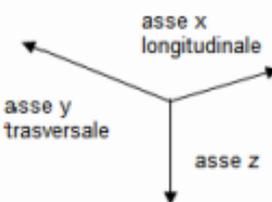
| | |
|--|---|
| Forza centrifuga: | $m_{t1'} := \frac{m_{t1}}{1.45 \cdot m} = 0 \frac{kN}{m} \cdot m$ |
| Eccentricità del carico del treno LM71: | $m_{t5'} := \frac{m_{t5} \cdot \Phi_3}{1.45 \cdot m} = 17.877 \frac{kN}{m} \cdot m$ |
| Vento: | $m_{t11'} := \frac{m_{t11} \cdot 0.6}{1.5} = 21.978 \frac{kN}{m} \cdot m$ |
| Sopraelevazione: | $m_{t7'} := \frac{m_{t7}}{1.45 \cdot m} = 0 \frac{kN}{m} \cdot m$ |
| Serpeggio: | $m_{t12'} := \frac{m_{t12}}{1.45 \cdot L} = 12.587 \frac{kN}{m} \cdot m$ |
| | $m_{tot} := m_{t1'} + m_{t5'} + m_{t11'} + m_{t7'} + m_{t12'} = 52.443 \frac{kN}{m} \cdot m$ |
| $J' := \frac{h \cdot B_b^3}{12} = 3.2 m^4$ | $\Delta p := \frac{m_{tot}}{J'} \cdot \frac{1.5}{2} \cdot m \cdot i \cdot m = 5.679 \frac{kN}{m}$ |



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 | | |
| $n_{tot} = 11$ | n° appoggi totali | | |
| $n_f := 2$ | n° appoggi fissi | | |
| $n_{unri} := 2$ | n° appoggi unidirezionali | | |



| | <table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%;"> <thead> <tr> <th style="width: 30%;">"Azione"</th> <th style="width: 15%;">"Tx [kN]"</th> <th style="width: 15%;">"Ty [kN]"</th> <th style="width: 15%;">"Nz [kN]"</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>"Permanenti G1"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">45.02</td></tr> <tr><td>"Permanenti G2"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">38.24</td></tr> <tr><td>"Accidentali dinamizzati"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">138.76</td></tr> <tr><td>"Centrifuga"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> <tr><td>"Serpeggio"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">27.5</td><td style="text-align: center;">41.37</td></tr> <tr><td>"Frenatura/Avviamento"</td><td style="text-align: center;">34.48</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">9.78</td></tr> <tr><td>"Eccentricità di carico"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">23.3</td></tr> <tr><td>"Effetto sopraelevazione"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> <tr><td>"Vento"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">31.83</td><td style="text-align: center;">60.2</td></tr> <tr><td>"Azione sismica"</td><td style="text-align: center;">501.57</td><td style="text-align: center;">119.09</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> </tbody> </table> | "Azione" | "Tx [kN]" | "Ty [kN]" | "Nz [kN]" | "Permanenti G1" | 0 | 0 | 45.02 | "Permanenti G2" | 0 | 0 | 38.24 | "Accidentali dinamizzati" | 0 | 0 | 138.76 | "Centrifuga" | 0 | 0 | 0 | "Serpeggio" | 0 | 27.5 | 41.37 | "Frenatura/Avviamento" | 34.48 | 0 | 9.78 | "Eccentricità di carico" | 0 | 0 | 23.3 | "Effetto sopraelevazione" | 0 | 0 | 0 | "Vento" | 0 | 31.83 | 60.2 | "Azione sismica" | 501.57 | 119.09 | 0 | | |
|---------------------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------|---|---|-------|-----------------|---|---|-------|---------------------------|---|---|--------|--------------|---|---|---|-------------|---|------|-------|------------------------|-------|---|------|--------------------------|---|---|------|---------------------------|---|---|---|---------|---|-------|------|------------------|--------|--------|---|--|--|
| "Azione" | "Tx [kN]" | "Ty [kN]" | "Nz [kN]" | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Permanenti G1" | 0 | 0 | 45.02 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Permanenti G2" | 0 | 0 | 38.24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Accidentali dinamizzati" | 0 | 0 | 138.76 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Centrifuga" | 0 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Serpeggio" | 0 | 27.5 | 41.37 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Frenatura/Avviamento" | 34.48 | 0 | 9.78 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Eccentricità di carico" | 0 | 0 | 23.3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Effetto sopraelevazione" | 0 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Vento" | 0 | 31.83 | 60.2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Azione sismica" | 501.57 | 119.09 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $Azioni_{LM71} =$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | <table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%;"> <thead> <tr> <th style="width: 30%;">"Azione"</th> <th style="width: 15%;">"Tx [kN]"</th> <th style="width: 15%;">"Ty [kN]"</th> <th style="width: 15%;">"Nz [kN]"</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>"Permanenti G1"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">45.02</td></tr> <tr><td>"Permanenti G2"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">38.24</td></tr> <tr><td>"Accidentali dinamizzati"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">117.01</td></tr> <tr><td>"Centrifuga"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> <tr><td>"Serpeggio"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">27.5</td><td style="text-align: center;">41.37</td></tr> <tr><td>"Frenatura/Avviamento"</td><td style="text-align: center;">19.16</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">5.44</td></tr> <tr><td>"Eccentricità di carico"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> <tr><td>"Effetto sopraelevazione"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> <tr><td>"Vento"</td><td style="text-align: center;">0</td><td style="text-align: center;">31.83</td><td style="text-align: center;">60.2</td></tr> <tr><td>"Azione sismica"</td><td style="text-align: center;">501.57</td><td style="text-align: center;">119.09</td><td style="text-align: center;">0</td></tr> </tbody> </table> | "Azione" | "Tx [kN]" | "Ty [kN]" | "Nz [kN]" | "Permanenti G1" | 0 | 0 | 45.02 | "Permanenti G2" | 0 | 0 | 38.24 | "Accidentali dinamizzati" | 0 | 0 | 117.01 | "Centrifuga" | 0 | 0 | 0 | "Serpeggio" | 0 | 27.5 | 41.37 | "Frenatura/Avviamento" | 19.16 | 0 | 5.44 | "Eccentricità di carico" | 0 | 0 | 0 | "Effetto sopraelevazione" | 0 | 0 | 0 | "Vento" | 0 | 31.83 | 60.2 | "Azione sismica" | 501.57 | 119.09 | 0 | | |
|---------------------------|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------|---|---|-------|-----------------|---|---|-------|---------------------------|---|---|--------|--------------|---|---|---|-------------|---|------|-------|------------------------|-------|---|------|--------------------------|---|---|---|---------------------------|---|---|---|---------|---|-------|------|------------------|--------|--------|---|--|--|
| "Azione" | "Tx [kN]" | "Ty [kN]" | "Nz [kN]" | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Permanenti G1" | 0 | 0 | 45.02 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Permanenti G2" | 0 | 0 | 38.24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Accidentali dinamizzati" | 0 | 0 | 117.01 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Centrifuga" | 0 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Serpeggio" | 0 | 27.5 | 41.37 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Frenatura/Avviamento" | 19.16 | 0 | 5.44 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Eccentricità di carico" | 0 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Effetto sopraelevazione" | 0 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Vento" | 0 | 31.83 | 60.2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| "Azione sismica" | 501.57 | 119.09 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $Azioni_{SW2} =$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

5. SOTTOVIA

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 struttura.

| | |
|---|----------------------|
| Altezza paramento = | 4,09 m |
| Altezza platea di fondazione = | 1,60 m |
| Altezza pannello paraghiaia (H) = | 1,57 m |
| Altezza complessiva della struttura = | 7,26 m |
| Lunghezza trasversale platea di fondazione ($L_{x,platea}$) = | 12,60 m |
| Larghezza longitudinale platea di fondazione ($L_{y,platea}$) = | 6,80 m |
| Lunghezza longitudinale muro frontale (L_y) = | 6,80 m |
| Lunghezza trasversale muro frontale (L_x) = | 1,30 m |
| Lunghezza trasversale pannello paraghiaia (L_x) = | 0,70 m |
| Larghezza longitudinale pannello paraghiaia (L_y) = | 6,80 m |
| Interasse travi = | 0,462 m |
| Area fondazione del muro = | 85,68 m ² |

| PESO PROPRIO STRUTTURA - GEOMETRIA | | | | | | | |
|------------------------------------|----------|--------|--------|-------|--------------------------|-------------------------------|----------------|
| Descrizione | quantità | LX [m] | LY [m] | H [m] | Volume [m ³] | γ [kN/m ³] | Peso [kN] |
| FONDAZIONE | | 12,60 | 6,80 | 1,60 | 137,088 | 25,00 | 3427,20 |
| MURO FRONTALE SX | | 1,30 | 6,80 | 4,09 | 36,156 | 25,00 | 810,48 |
| MURO FRONTALE DX | | 1,30 | 6,80 | 4,09 | 36,156 | 25,00 | 810,48 |
| APPARECCHI D'APPOGGIO SX e DX | 22 | | | | cad. [kN] → | 2,00 | 44,00 |
| PANNELLO PARAGHIAIA SX | | 0,70 | 6,80 | 1,57 | 7,473 | 25,00 | 186,83 |
| PANNELLO PARAGHIAIA DX | | 0,70 | 6,80 | 1,57 | 7,473 | 25,00 | 186,83 |
| RITEGNO SISMICO | | 1,30 | 0,35 | 0,35 | 0,159 | 25,00 | 3,98 |
| TOTALE [kN] | | | | | | | 5469,79 |

Il peso totale della struttura.

$$G_{1,sottovia} = 35469,79 \text{ kN}$$

Tra i carichi permanenti portati si considera il peso della sovrastruttura ferroviaria in testa alla parete. Da Manuale di Progettazione RFI il peso della massicciata e dell'armamento nel caso in esame di tracciato in rettilineo può essere stimato a partire da un peso di volume di 18 kN/m³, applicato sull'impronta del ballast, per un'altezza media tra piano ferro ed estradosso sub-ballast pari a 0,80 m. Tale carico si considera influente per una distanza dal bordo del paramento di 50cm

$$G_{2,sottovia} = 18 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 3,00 = 21,6 \text{ kN}$$

5.1.2. Spinta statica del terreno

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

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

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

γ_t = peso specifico del terreno;

L = larghezza della spalla;

Δq = sovraccarico a tergo della spalla;

k = coefficiente di spinta.

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

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

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

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

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

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

$$\delta = 2 \cdot \varphi' / 3$$

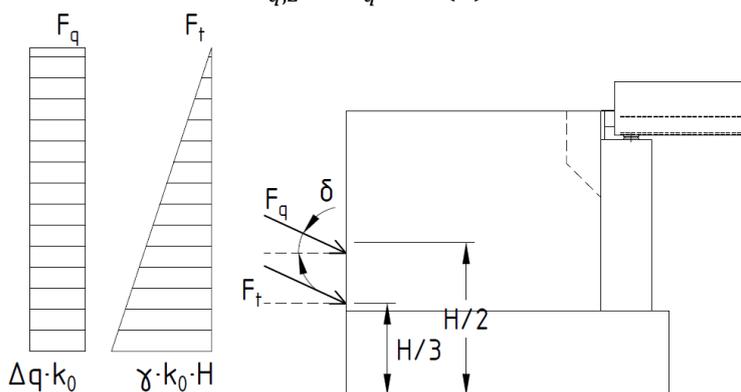
La spinta del terreno può essere scomposta quindi nella direzione verticale z e nella direzione orizzontale y e come segue:

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

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

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

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



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

| TERRENO DEL RILEVATO FERROVIARIO | | |
|----------------------------------|---|------------------------|
| ϕ' | angolo di attrito del terreno di monte | 38,0 ° |
| $\tan\phi'$ | tang. Dell'angolo di resistenza al taglio del terreno di monte | 0,781 |
| ν_{ϕ} M1 | coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1 | 1,00 |
| ν_{ϕ} M2 | coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2 | 1,25 |
| ϕ' M1 | angolo di attrito per la cond. M1 | 38,00 ° |
| ϕ' M2 | angolo di attrito per la cond. M2 | 32,01 ° |
| γ | peso per unità di volume del terreno | 20,0 kN/m ³ |
| δ esercizio M1 | angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1 | 25,3 ° |
| δ esercizio M2 | angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2 | 21,3 ° |
| H terreno | altezza terreno da estradosso fondazione | 7,90 m |
| β | 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 $k_0=(1-\sin\phi)$ | 0,384 |
| k_0 M2 | oefficiente di spinta a riposo cond. M2 $k_0=(1-\sin\phi)$ | 0,470 |
| k_a M1 | coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M1 | 0,2168 |
| k_a M2 | coeff. Di spinta attiva Coulomb cond. M2 | 0,2744 |
| 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 PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M1 | 1377,51 kN | 777,00 kN |
| | Componente orizzontale | 1245,04 kN | 702,28 kN |
| | Componente verticale | 589,42 kN | 332,46 kN |
| SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M2 | 1684,48 kN | 983,63 kN |
| | Componente orizzontale | 1569,01 kN | 916,20 kN |
| | Componente verticale | 612,92 kN | 357,91 kN |

| TENSIONI ORIZZ. DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO | | σ cond. con k_0 | σ cond. con k_a |
|---|--|--------------------------|--------------------------|
| SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M1 | 55,81 kPa | 31,48 kPa |
| | Componente orizzontale | 50,44 kPa | 28,45 kPa |
| | Componente verticale | 23,88 kPa | 13,47 kPa |
| SPINTE STATICHE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M2 | 68,24 kPa | 39,85 kPa |
| | Componente orizzontale | 61,68 kPa | 36,02 kPa |
| | Componente verticale | 29,20 kPa | 17,05 kPa |

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

Come suggerito al §5.2.2.2.1.5. di NTC'18 si assume che il sovraccarico agisca a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla e sia uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

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

Il sovraccarico permanente a monte del manufatto è quindi:

$$\Delta q_{G2} = 18 \cdot 0.7 = 12,6 \text{ kPa}$$

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

Per il modello LM71 si considera a monte della spalla il carico distribuito di 80 kN/m, affidando la configurazione dei quattro assi applicata all'impalcato mentre per i modelli SW si assume il carico più gravoso di 150 kN/m del treno tipo SW2.

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

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

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

| | | BALLAST | | LM71 | | SW2 | |
|--|---|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | Δq_{G2} | 12,6 kPa | Δq_Q | 26,7 kPa | Δq_Q | 50,0 kPa |
| SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO | | cond. con k_0 | cond. con k_a | cond. con k_0 | cond. con k_a | cond. con k_0 | cond. con k_a |
| SPINTE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M1-A1 | 239,07 kN | 134,85 kN | 505,97 kN | 285,40 kN | 948,70 kN | 535,12 kN |
| | Componente orizzontale | 216,08 kN | 121,88 kN | 457,32 kN | 257,95 kN | 857,47 kN | 483,66 kN |
| | Componente verticale | 102,30 kN | 57,70 kN | 216,50 kN | 122,12 kN | 405,93 kN | 228,97 kN |
| SPINTE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M2-A2 | 292,35 kN | 170,71 kN | 618,72 kN | 361,30 kN | 1160,11 kN | 677,43 kN |
| | Componente orizzontale | 272,31 kN | 159,01 kN | 576,31 kN | 336,53 kN | 1080,58 kN | 630,99 kN |
| | Componente verticale | 106,37 kN | 62,12 kN | 225,13 kN | 131,46 kN | 422,12 kN | 246,49 kN |

| | | BALLAST | | LM71 | | SW2 | |
|---|---|-----------------|-----------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|
| | | Δq_{G2} | 12,6 kPa | Δq_Q | 26,7 kPa | Δq_Q | 50,0 kPa |
| TENSIONI ORIZZ. DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO | | cond. con k_0 | cond. con k_a | cond. con k_0 | cond. con k_a | cond. con k_0 | cond. con k_a |
| SPINTE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M1-A1 | 4,84 kPa | 2,73 kPa | 10,25 kPa | 5,78 kPa | 19,22 kPa | 10,84 kPa |
| | Componente orizzontale | 4,38 kPa | 2,47 kPa | 9,26 kPa | 5,23 kPa | 17,37 kPa | 9,80 kPa |
| | Componente verticale | 2,07 kPa | 1,17 kPa | 4,39 kPa | 2,47 kPa | 8,22 kPa | 4,64 kPa |
| SPINTE TERRENO RILEVATO SU PARETE | Spinta del terreno soprafalda in condizione M2-A2 | 5,92 kPa | 3,46 kPa | 12,53 kPa | 7,32 kPa | 23,50 kPa | 13,72 kPa |
| | Componente orizzontale | 5,52 kPa | 3,22 kPa | 11,67 kPa | 6,82 kPa | 21,89 kPa | 12,78 kPa |
| | Componente verticale | 2,15 kPa | 1,26 kPa | 4,56 kPa | 2,66 kPa | 8,55 kPa | 4,99 kPa |

5.1.3. Azione sismica

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

Latitudine: 43.833170 N

Longitudine: 10.659126 E

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:

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

Per il sottosuolo in questione si ha:

Categoria di sottosuolo: C

Condizione topografica: T1

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 parete con apparecchio di appoggio fisso.

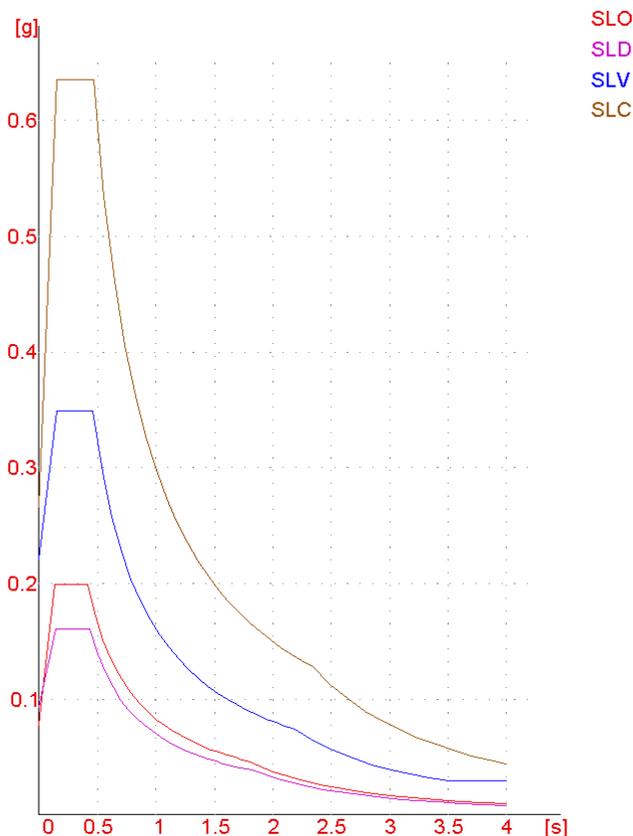
Si ha quindi:

Fattore di struttura: 1

Mandataria

Mandanti

L'azione sismica è la seguente:



Sisma

- Zona sisma: 3: bassa
- Codice zona regionale: 3
- Classe Uso: III: Affollamento significativo
- Coefficiente d'uso Cu: 1.5
- Periodo di riferimento [anni]: 75
- Quota relativa allo zero sismico [m]: 0
- Risposta locale Sisma
 - Categoria Sottosuolo: C: $V_{s,30} < 180\text{m/s}$
 - Categoria Topografica: T1: Pianeggiante ($i < 15^\circ$)

Sisma: Parametri ag, F_0, T_c^*

| Stato Limite | Pvr[%] | Tr | ag/g | F ₀ | T _c *[s] |
|--------------|--------|--------|----------|----------------|---------------------|
| SLO | 81 | 45.161 | 0.051696 | 2.5616 | 0.25277 |
| SLD | 63 | 75.434 | 0.061916 | 2.587 | 0.27 |
| SLV | 10 | 711.84 | 0.14786 | 2.3769 | 0.29339 |
| SLC | 5 | 1462.2 | 0.18545 | 2.3874 | 0.30204 |

Sisma orizzontale sito

| S.L. | Prv [%] | Tr [anni] | S | ST | Ss | Cc | Tc [s] | ag [m/s ²] | PGA [m/s ²] | Se(Tc) [m/s ²] | Se(Tc) [g] |
|------|---------|-----------|--------|----|--------|--------|---------|------------------------|-------------------------|----------------------------|------------|
| SLO | 81 | 45.161 | 1.5 | 1 | 1.5 | 1.6531 | 0.41785 | 0.50697 | 0.76045 | 0.19864 | 1.948 |
| SLD | 63 | 75.434 | 1.5 | 1 | 1.5 | 1.6175 | 0.43672 | 0.60719 | 0.91079 | 0.24026 | 2.3562 |
| SLV | 10 | 711.84 | 1.4891 | 1 | 1.4891 | 1.5737 | 0.46172 | 1.45 | 2.1593 | 0.52336 | 5.1324 |
| SLC | 5 | 1462.2 | 1.4344 | 1 | 1.4344 | 1.5587 | 0.4708 | 1.8186 | 2.6086 | 0.63505 | 6.2277 |

Mandataria

Mandanti

Spettri elastici [g]

| T [s] | direzione X [g] | | | | direzione Y [g] | | | | direzione Z [g] | | | |
|-------|-----------------|--------|--------|--------|-----------------|--------|--------|--------|-----------------|--------|--------|--------|
| | SLO | SLD | SLV | SLC | SLO | SLD | SLV | SLC | SLO | SLD | SLV | SLC |
| 0.00 | 0.0775 | 0.0929 | 0.2202 | 0.2660 | 0.0775 | 0.0929 | 0.2202 | 0.2660 | 0.0159 | 0.0208 | 0.0768 | 0.1078 |
| 0.05 | 0.1210 | 0.1435 | 0.3187 | 0.3836 | 0.1210 | 0.1435 | 0.3187 | 0.3836 | 0.0406 | 0.0538 | 0.1824 | 0.2574 |
| 0.10 | 0.1645 | 0.1941 | 0.4172 | 0.5012 | 0.1645 | 0.1941 | 0.4172 | 0.5012 | 0.0406 | 0.0538 | 0.1824 | 0.2574 |
| 0.15 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5157 | 0.6187 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5157 | 0.6187 | 0.0406 | 0.0538 | 0.1824 | 0.2574 |
| 0.20 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.0305 | 0.0404 | 0.1368 | 0.1930 |
| 0.25 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.0244 | 0.0323 | 0.1095 | 0.1544 |
| 0.30 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.0203 | 0.0269 | 0.0912 | 0.1287 |
| 0.35 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.0174 | 0.0231 | 0.0782 | 0.1103 |
| 0.40 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.1986 | 0.2403 | 0.5234 | 0.6351 | 0.0152 | 0.0202 | 0.0684 | 0.0965 |
| 0.45 | 0.1844 | 0.2332 | 0.5234 | 0.6351 | 0.1844 | 0.2332 | 0.5234 | 0.6351 | 0.0135 | 0.0179 | 0.0608 | 0.0858 |
| 0.50 | 0.1660 | 0.2099 | 0.4833 | 0.5980 | 0.1660 | 0.2099 | 0.4833 | 0.5980 | 0.0122 | 0.0161 | 0.0547 | 0.0772 |
| 0.60 | 0.1383 | 0.1749 | 0.4027 | 0.4983 | 0.1383 | 0.1749 | 0.4027 | 0.4983 | 0.0102 | 0.0135 | 0.0456 | 0.0643 |
| 0.70 | 0.1186 | 0.1499 | 0.3452 | 0.4271 | 0.1186 | 0.1499 | 0.3452 | 0.4271 | 0.0087 | 0.0115 | 0.0391 | 0.0552 |
| 0.80 | 0.1037 | 0.1312 | 0.3021 | 0.3737 | 0.1037 | 0.1312 | 0.3021 | 0.3737 | 0.0076 | 0.0101 | 0.0342 | 0.0483 |
| 0.90 | 0.0922 | 0.1166 | 0.2685 | 0.3322 | 0.0922 | 0.1166 | 0.2685 | 0.3322 | 0.0068 | 0.0090 | 0.0304 | 0.0429 |
| 1.00 | 0.0830 | 0.1049 | 0.2416 | 0.2990 | 0.0830 | 0.1049 | 0.2416 | 0.2990 | 0.0061 | 0.0081 | 0.0274 | 0.0386 |
| 1.50 | 0.0553 | 0.0700 | 0.1611 | 0.1993 | 0.0553 | 0.0700 | 0.1611 | 0.1993 | 0.0027 | 0.0036 | 0.0122 | 0.0172 |
| 2.00 | 0.0375 | 0.0485 | 0.1208 | 0.1495 | 0.0375 | 0.0485 | 0.1208 | 0.1495 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0068 | 0.0097 |
| 2.50 | 0.0240 | 0.0310 | 0.0847 | 0.1120 | 0.0240 | 0.0310 | 0.0847 | 0.1120 | 0.0010 | 0.0013 | 0.0044 | 0.0062 |
| 3.00 | 0.0167 | 0.0215 | 0.0588 | 0.0778 | 0.0167 | 0.0215 | 0.0588 | 0.0778 | 0.0007 | 0.0009 | 0.0030 | 0.0043 |
| 3.50 | 0.0122 | 0.0158 | 0.0432 | 0.0572 | 0.0122 | 0.0158 | 0.0432 | 0.0572 | 0.0005 | 0.0007 | 0.0022 | 0.0032 |
| 4.00 | 0.0094 | 0.0121 | 0.0331 | 0.0438 | 0.0094 | 0.0121 | 0.0331 | 0.0438 | 0.0004 | 0.0005 | 0.0017 | 0.0024 |

5.1.4. Sovrappinta sismica del terreno

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Essendo la struttura scatolare rigida, 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).

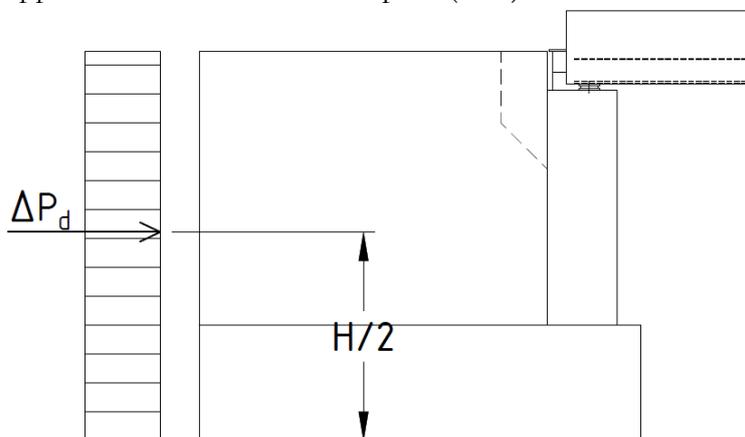


Figura 5-1 Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica (teoria di Wood)

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:

$$S = S_S \cdot S_T = 1,50$$

Per l'opera in esame risulta:

$$a_g/g = 0.148$$

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0,2220$$

$\beta_m = 1$ 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:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0,1110$$

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

| SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE | | | |
|---|---|-----|-------------------|
| | categoria del sottosuolo | | C |
| F_0 | fattore per l'amplif. Spettr. maa. Su sito di rif. Rigido | | 2,3800 |
| a_g | acc orizz mass attesa su sito di rif rigido | | 0,148 g |
| S_S | coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica | | 1,5 |
| S_T | coeff per l'effetto dell'amplif topografica | | 1 |
| S | fattore della categoria del suolo | | 1,5 |
| β_m | coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito | | 1 |
| a_{max} | acc orizz massima attesa al sito | | 0,222 g |
| | coeff maggiorativo | | 1 |
| k_h | coeff sismico orizzontale | | 0,2220 |
| k_v | coeff sismico verticale | ± | 0,111 |
| ψ | inclinazione rispetto all'orizz del par del muro | | 0 ° |
| ε | inclinazione rispetto all'orizz della sup del terrapieno | | 0 ° |
| θ | angolo sismico terreno asciutto | (+) | 11,3 ° (-) 14,0 ° |
| θ | angolo sismico terreno sommerso (alta permeabilità) | (+) | 18,6 ° (-) 23,1 ° |

Analisi dei pesi caratteristici strutturali

Mandataria

Mandanti

| | | |
|----------------|----------------|------------------------|
| W ₁ | 3427,2 | FONDAZIONE |
| W ₂ | 810,475 | MURO FRONTALE SX |
| W ₃ | 810,475 | MURO FRONTALE DX |
| W ₄ | 186,83 | APPARECCHI D'APPOGGIO |
| W ₅ | 44 | PANNELLO PARAGHIAIA SX |
| W ₆ | 44 | PANNELLO PARAGHIAIA DX |
| W ₇ | 3,98 | RITEGNO SISMICO |
| | 5326,96 | |

Spinte Inerziali della struttura

| SPINTE INERZIALI | | |
|-----------------------------|--|-----------|
| $F_{h,1} = k_h * W_1$ | inerzia orizzontale platea | 760,84 kN |
| $F_{v,1} = k_v * W_1$ | inerzia verticale platea | 380,42 kN |
| $F_{h,5} = k_h * W_5$ | inerzia orizzontale Muro frontale SX | 179,93 kN |
| $F_{v,5} = k_v * W_5$ | inerzia verticale muro frontale SX | 89,96 kN |
| $F_{h,8} = k_h * W_8$ | inerzia orizzontale Muro frontale DX | 179,93 kN |
| $F_{v,8} = k_v * W_8$ | inerzia verticale muro frontale DX | 89,96 kN |
| $F_{h,App} = k_h * W_{app}$ | inerzia orizzontale muro paraghiaia SX | 9,77 kN |
| $F_{v,App} = k_v * W_{app}$ | inerzia verticale muro paraghiaia SX | 4,88 kN |
| $F_{h,App} = k_h * W_{app}$ | inerzia orizzontale muro paraghiaia DX | 9,77 kN |
| $F_{v,App} = k_v * W_{app}$ | inerzia verticale muro paraghiaia DX | 4,88 kN |
| $F_{h,10} = k_h * W_{10}$ | inerzia verticale ritegno sismico | 0,88 kN |
| $F_{h,10} = k_h * W_{10}$ | inerzia verticale ritegno sismico | 0,44 kN |

Per il calcolo della spinta inerziale della struttura si tiene conto di metà opera, assegnando ad ogni paramento la relativa spinta inerziale

Spinte Sismica

| CASO 2: TERRENO ASCIUTTO | | |
|---|---|---------------|
| S _{statica_terreno_M1} | Spinta statica del terreno_M1 | 1245,044 kN |
| S _{statica_terreno_M2} | Spinta statica del terreno_M2 | 1569,009 kN |
| Δp_d | sovraspinta sismica orizzontale su STRUTTURA (Wood) | 2342 kN |
| Δp_d | pressione sovraspinta sismica (incluso forze inerziali del paramento) | 61 kPa |
| F _h = k _h *W _{tot} | Sovraspinta sismica inerzia struttura | 570,996 kN |

5.1.5. Azioni da impalcato

Le reazioni agli appoggi sulla spalla con appoggi fissi sono indicate nella relazione di calcolo dell'impalcato vengono applicate al caso in esame. Nella tabella successiva vengono riassunte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla.

Azioni sugli appoggi

Nz carico verticale (<0 se verso alto)

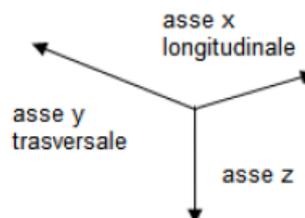
Tx carico longitudinale

Ty carico trasversale

$n_{tot} = 11$ n° appoggi totali

$n_f := 2$ n° appoggi fissi

$n_{uni} := 2$ n° appoggi unidirezionali



| | “Azione” | “Tx [kN]” | “Ty [kN]” | “Nz [kN]” |
|----------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------|
| <i>Azioni_LM71</i> = | “Permanenti G1” | 0 | 0 | 45.02 |
| | “Permanenti G2” | 0 | 0 | 38.24 |
| | “Accidentali dinamizzati” | 0 | 0 | 138.76 |
| | “Centrifuga” | 0 | 0 | 0 |
| | “Serpeggio” | 0 | 27.5 | 41.37 |
| | “Frenatura/Avviamento” | 34.48 | 0 | 9.78 |
| | “Eccentricità di carico” | 0 | 0 | 23.3 |
| | “Effetto sopraelevazione” | 0 | 0 | 0 |
| | “Vento” | 0 | 31.83 | 60.2 |
| | “Azione sismica” | 501.57 | 119.09 | 0 |

| | “Azione” | “Tx [kN]” | “Ty [kN]” | “Nz [kN]” |
|---------------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------|
| <i>Azioni_SW2</i> = | “Permanenti G1” | 0 | 0 | 45.02 |
| | “Permanenti G2” | 0 | 0 | 38.24 |
| | “Accidentali dinamizzati” | 0 | 0 | 117.01 |
| | “Centrifuga” | 0 | 0 | 0 |
| | “Serpeggio” | 0 | 27.5 | 41.37 |
| | “Frenatura/Avviamento” | 19.16 | 0 | 5.44 |
| | “Eccentricità di carico” | 0 | 0 | 0 |
| | “Effetto sopraelevazione” | 0 | 0 | 0 |
| | “Vento” | 0 | 31.83 | 60.2 |
| | “Azione sismica” | 501.57 | 119.09 | 0 |

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 NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.2.3. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

5.2.1. Combinazioni delle azioni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

| Azioni | | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|------------------|---|---------------------|---------------------|------------|
| Azioni singole | Carico sul rilevato a tergo delle spalle | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| da traffico | Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli | 0,80 | 0,50 | 0,0 |
| | g_{r1} | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| Gruppi di carico | g_{r2} | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | - |
| | g_{r3} | 0,80 ⁽²⁾ | 0,80 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| | g_{r4} | 1,00 | 1,00 ⁽¹⁾ | 0,0 |
| Azioni del vento | F_{wk} | 0,60 | 0,50 | 0,0 |
| Azioni da neve | in fase di esecuzione SLU e SLE | 0,80 0,0 | 0,0 0,0 | 0,0 0,0 |
| Azioni termiche | T_k | 0,60 | 0,60 | 0,50 |

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

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni dell'impalcato vengono combinate considerando i gruppi di combinazione dei carichi dovuti al traffico ferroviario indicati in tabella 5.2.IV delle NTC18. Si fa riferimento in particolare al Gruppo 3 per massimizzare sulla spalla la massima azione longitudinale dell'impalcato.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

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

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

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

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

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

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

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

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

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Per la verifica dei pali di fondazione è stata adoperata la combinazione dei coefficienti A2 + M1 + R2 come riportato nella Circolare 2/2/2009, al paragrafo C6.4.3.1.

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 dovute al sisma (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M1, per le combinazioni SLV-STR, M2 per le combinazioni SLV-GEO.

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

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

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

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

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

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

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

Azioni di carico

| N | Descrizione | Descrizione estesa | Tipo |
|----|----------------|---|------|
| 1 | peso. prop | Peso proprio | G1 |
| 21 | St | Spinta statica del terreno | G1 |
| 22 | Sq LM71 | Spinta statica sovraccarico LM71 | Q |
| 23 | Sq SW2 | Spinta statica sovraccarico SW2 | Q |
| 24 | Swood | Spinta sismica di wood (per SW2 >) | Q |
| 25 | Q fr/av LM71 | Azione di frenatura e avviamento per LM71 | Q |
| 26 | Q fr/av SW2 | Azione di frenatura e avviamento per SW2 | Q |
| 27 | Qdin LM71 | Azione di carico dinamizzato per LM71 | Q |
| 28 | Qdin SW2 | Azione di carico dinamizzato per SW2 | Q |
| 29 | Qserp LM71 | Azione di carico di serpeggio per LM71 | Q |
| 30 | Qserp SW2 | Azione di carico di serpeggio per SW2 | Q |
| 31 | E Y | Sisma Y impalcato | E |
| 32 | E X | Sisma X impalcato | E |
| 33 | Vento imp | Vento impalcato | Q |
| 35 | Qecc.imp. LM71 | carico accidentale eccentricità carico .. | |
| 36 | Qecc.imp. SW2 | carico accidentale eccentricità carico .. | |
| 41 | QBall | carico accidentale Ballast | |

Archivio Carichi concentrati

| N | descrizione | Ex [N] | Fy [N] | Fz [N] | Massa Fz | Mx [Nm] | My [Nm] | Mz [Nm] | Azione carico |
|----|-----------------|--------|--------|---------|----------|---------|---------|---------|----------------------|
| 1 | G1 imp. | 0 | 0 | -45020 | No | 0 | 0 | 0 | 0 1) peso. prop |
| 2 | G2 imp. | 0 | 0 | -38240 | No | 0 | 0 | 0 | 0 1) peso. prop |
| 3 | Q din.LM71 | 0 | 0 | -138760 | No | 0 | 0 | 0 | 0 27) Qdin LM71 |
| 4 | Q din.SW2 | 0 | 0 | -117010 | No | 0 | 0 | 0 | 0 28) Qdin SW2 |
| 5 | Qserp.LM71 z | 0 | 0 | -41370 | No | 0 | 0 | 0 | 0 29) Qserp LM71 |
| 6 | Qserp.SW2 z | 0 | 0 | -41370 | No | 0 | 0 | 0 | 0 30) Qserp SW2 |
| 7 | Qfr/av LM71 z | 0 | 0 | -9780 | No | 0 | 0 | 0 | 0 25) Q fr/av LM71 |
| 8 | Qfr/av SW2 z | 0 | 0 | -5440 | No | 0 | 0 | 0 | 0 26) Q fr/av SW2 |
| 9 | Ex | 0 | 501570 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 32) E X |
| 10 | Ey | 119090 | 0 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 31) E Y |
| 11 | Qecc.imp LM71 z | 0 | 0 | -23300 | No | 0 | 0 | 0 | 0 35) Qecc.imp. LM71 |
| 12 | Qecc.imp SW2 z | 0 | 0 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 36) Qecc.imp. SW2 |
| 13 | Vento y | 31830 | 0 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 33) Vento imp |
| 14 | Vento z | 0 | 0 | -60200 | No | 0 | 0 | 0 | 0 33) Vento imp |
| 15 | Qserp.LM71 y | 27500 | 0 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 29) Qserp LM71 |
| 16 | Qserp.SW2 y | 27500 | 0 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 30) Qserp SW2 |
| 17 | Qfr/av LM71 x | 0 | 34480 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 25) Q fr/av LM71 |
| 18 | Qfr/av SW2 x | 0 | 19160 | 0 | No | 0 | 0 | 0 | 0 26) Q fr/av SW2 |

Archivio Carichi Distribuiti

| N | descr. | Vert. [N/m] | Massa | Torc. [Nm/m] | Rifer. | Ass. [N/m] | Long [N/m] | Azione Carico |
|---|--------------|-------------|-------|--------------|-----------|------------|------------|---------------|
| 1 | Q Ball | 3176 | No | | 0 globale | 0 | 0 | 0 41) QBall |
| 2 | St vert | 173358 | No | | 0 globale | 0 | 0 | 0 21) St |
| 3 | Sq LM71 vert | 31838 | No | | 0 globale | 0 | 0 | 0 22) Sq LM71 |
| 4 | Sq SW2 vert | 59696 | No | | 0 globale | 0 | 0 | 0 23) Sq SW2 |

Archivio Carichi Distribuiti 2D

| N | Descrizione | Carico [N/m²] | Azione | Masse | Direzione Carichi |
|---|-------------|---------------|-------------|-------|-------------------|
| 1 | St | 54820 | 21) St | No | normale |
| 2 | Sq LM71 | 9260 | 22) Sq LM71 | No | normale |
| 3 | Sq SW2 | 17370 | 23) Sq SW2 | No | normale |
| 4 | Swood | 56000 | 24) Swood | No | normale |

| fam. di comb. | | COMBINAZIONI | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|----------|--------------|-----------------|-------|-------|---------|--------------|-------------|-------------|------------|-----------------|----------------|----------------|---------------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-------|-------|---------|-------|-------|
| | | G1 | G2 | Qv | Qbal | St (M1) | Sq (M1) LM71 | Sq (M1) SW2 | Qserp. LM71 | Qserp. SW2 | Qfren/ avv LM71 | Qfren/ avv SW2 | Qecc. imp LM71 | Qecc. imp SW2 | Qdin. LM71 | Qdin. SW2 | Qsop. LM71 | Qsop. SW2 | Vento imp. | Ex | Ey | Sq Wood | | |
| 1 | GRUPPO 1 | 1 | SLU STR LM71 | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,725 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,870 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 2 | SLU STR SW2 | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,725 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,870 | 0,000 | 0,000 |
| | GRUPPO 2 | 3 | SLU STR LM71 | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 1,450 | 0,000 | 0,725 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,870 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 4 | SLU STR SW2 | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,725 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,870 | 0,000 | 0,000 |
| | GRUPPO 1 | 5 | SLU VENTO - | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 1,450 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 6 | SLU VENTO - | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 |
| | GRUPPO 2 | 7 | SLU VENTO - | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 1,450 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 8 | SLU VENTO - | 1,350 | 1,500 | 1,500 | 1,500 | 1,350 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 |
| | GRUPPO 1 | 9 | SLU VENTO + | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 10 | SLU VENTO + | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 0,000 | 1,100 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 |
| | GRUPPO 2 | 11 | SLU VENTO + | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 12 | SLU VENTO + | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 0,000 | 1,100 | 0,000 | 0,500 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,000 | 0,000 | 1,450 | 0,000 | 0,000 |
| 2 | GRUPPO 4 | 13 | SLE RARA LM71 | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 1,100 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,600 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 14 | SLE RARA SW2 | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 1,100 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,600 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 3 | GRUPPO 4 | 15 | SLE FREQ LM71 | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 1,100 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,200 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 16 | SLE FREQ SW2 | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 1,100 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 4 | GRUPPO 4 | 17 | SLE Q.PERM LM71 | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 1,100 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 18 | SLE Q.PERM SW2 | 1,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 1,100 | 1,100 | 1,100 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,800 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 5 | GRUPPO 1 | 13 | SLU GEO LM71 | 1,000 | 1,300 | 1,300 | 1,300 | 1,220 | 1,525 | 1,525 | 1,250 | 0,000 | 0,625 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 0,750 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 14 | SLU GEO SW2 | 1,000 | 1,300 | 1,300 | 1,300 | 1,220 | 1,525 | 1,525 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 0,625 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 0,750 | 0,000 | 0,000 |
| | GRUPPO 2 | 15 | SLU GEO LM71 | 1,000 | 1,300 | 1,300 | 1,300 | 1,220 | 1,525 | 1,525 | 0,625 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 0,625 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 0,750 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| | | 16 | SLU GEO SW2 | 1,000 | 1,300 | 1,300 | 1,300 | 1,220 | 1,525 | 1,525 | 0,000 | 0,625 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 1,250 | 0,000 | 0,750 | 0,000 | 0,000 |
| 8 | GRUPPO 1 | 17 | SLV EX LM71 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | | 18 | SLV EX SW2 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | GRUPPO 2 | 19 | SLV EX LM71 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | | 20 | SLV EX SW2 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | GRUPPO 1 | 21 | SLV EY LM71 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | | 22 | SLV EY SW2 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | GRUPPO 2 | 23 | SLV EY LM71 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |
| | | 24 | SLV EY SW2 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,100 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 0,200 | 0,000 | 1,000 | 0,300 | 1,000 |

- Famiglia di combinazione 1: Combinazioni SLU PER VERIFICHE STRUTTURALI
- Famiglia di combinazione 2: Combinazioni SLE RARA
- Famiglia di combinazione 3: Combinazioni SLE FREQUENTE
- Famiglia di combinazione 4: Combinazioni SLE QUASI PERMANENTE
- Famiglia di combinazione 5: Combinazioni SLU PER VERIFICHE GEOTECNICHE
- Famiglia di combinazione 8: Combinazioni SLV (Inclusa la sovraspinta sismica di Wood)

Simultaneità delle azioni da traffico

| | | | | | |
|---|-------|---|-------|---|-------|
| Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A1)$ | | | | | |
| GRUPPO 1 Sia per LM71 che per SW2 | | | | | |
| Qserp | 1,000 | x | 1,450 | = | 1,450 |
| Qfren/avv | 0,500 | x | 1,450 | = | 0,725 |
| Qecc.imp | 1,000 | x | 1,450 | = | 1,450 |

| | | | | | |
|---|-------|---|-------|---|-------|
| Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A1)$ | | | | | |
| GRUPPO 2 Sia per LM71 che per SW2 | | | | | |
| Qserp | 0,500 | x | 1,450 | = | 0,725 |
| Qfren/avv | 1,000 | x | 1,450 | = | 1,450 |
| Qecc.imp | 1,000 | x | 1,450 | = | 1,450 |

| | | | | | |
|--|-------|---|-------|---|-------|
| utilizzato per SLE/SLD | | | | | |
| GRUPPO 4 Sia per LM71 che per SW2 | | | | | |
| Qserp | 0,800 | x | 1,000 | = | 0,800 |
| Qfren/avv | 0,800 | x | 1,000 | = | 0,800 |
| Qecc.imp | 0,800 | x | 1,000 | = | 0,800 |

| | | | |
|--|----------------------------|-----------|-----------|
| utilizzato per SLE/SLU coef. sicurezza Tab. 6.2.II | | | |
| Spinte del terreno app1 comb1 | | | |
| | | A1 | M1 |
| St | Spinta Statica Terreno | 1,350 | 1,000 |
| Sq LM71 | Spinta Statica svraccarico | 1,450 | 1,000 |
| Sq SW2 | Spinta Statica svraccarico | 1,450 | 1,000 |
| S wood | Spinta Sismica | 1,000 | 1,000 |

| | | | |
|--|----------------------------|-----------|-----------|
| utilizzato per SLE/SLU coef. sicurezza Tab. 6.2.II | | | |
| Spinte del terreno app1 comb2 | | | |
| | | A2 | M2 |
| St | Spinta Statica Terreno | 1,000 | 1,000 |
| Sq LM71 | Spinta Statica svraccarico | 1,250 | 1,000 |
| Sq SW2 | Spinta Statica svraccarico | 1,250 | 1,000 |
| S wood | Spinta Sismica | 1,000 | 1,000 |

Coeff. Di ragguglio Spinta M1 su M2

| | |
|----------|--------------|
| ko(M1) | 0,384 |
| ko(M2) | 0,470 |
| C | 1,223 |

Trasforma la spinta calcolata con M1 nella spinta calcolata in M2

| | | | | | |
|---|-------|---|-------|---|-------|
| Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A2)$ | | | | | |
| GRUPPO 1 Sia per LM71 che per SW2 | | | | | |
| Qserp | 1,000 | x | 1,250 | = | 1,250 |
| Qfren/avv | 0,500 | x | 1,250 | = | 0,625 |
| Qecc.imp | 1,000 | x | 1,250 | = | 1,250 |

| | | | | | |
|---|-------|---|-------|---|-------|
| Utilizzato per SLU/SLV coef. sicurezza variabili da traffico $\gamma q(A2)$ | | | | | |
| GRUPPO 2 Sia per LM71 che per SW2 | | | | | |
| Qserp | 0,500 | x | 1,250 | = | 0,625 |
| Qfren/avv | 1,000 | x | 1,250 | = | 1,250 |
| Qecc.imp | 1,000 | x | 1,250 | = | 1,250 |

In analisi sismica si considera un'aliquota del 20% del carico da traffico
cap. 5.2.2.8 NTC18

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 strutturale Jasp™ PRO - vers: 6.0.36 - Lic.n°:155-2016.

Il modello è stato realizzato considerando le pareti come elementi WCM (Wide column elements), ossia modellando la struttura come un telaio equivalente le cui sezioni di sommità sono vincolate tramite una linea rigida (Figura 6-2); mentre la platea è stata modellata con elementi shell triangolari collegati sull'asse delle pareti, poggiati su letto di molle. Le travi superiori sono prive di massa, in quanto gli scarichi degli implacati sono applicati direttamente sui nodi di appoggio. La disposizione dei vincoli superiori è analoga a quanto riportato nello schema al paragrafo introduttivo. Lo spessore della parete è 130cm mentre lo spessore della platea è di 160cm. Il calcestruzzo è di classe C30/37.

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

in cui:

\mathbf{K} = matrice di rigidezza della struttura

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali

\mathbf{F} = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky

Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

Beam: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi, pilastri e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.

Shell Triangolare: Elemento bidimensionale triangolare con 3 nodi (corrispondenti ai 3 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra CST (Constant Strain Triangle) con 6 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKT (Discrete Kirchhoff Triangle) ^[4-2] con 9 gdl.

Shell Rettangolare^[4-1]: Elemento bidimensionale rettangolare con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra LSR (Linear Strain Rectangle) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff ACM (Elemento Adini-Clough-Melosh, 1961-63) con 12 gdl.

Rigel: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due nodi.

Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto. Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta, gli assi x e y coincidenti con gli assi della sezione e l'asse z orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concorde con gli assi vettori.

Mandataria

Mandanti

Nel sistema di riferimento locale l'elemento shell giace nel piano x', y' . Per gli shell verticali l'asse x' è scelto parallelo al piano orizzontale con l'angolo $x'-x$ compreso tra -45° (escluso) e 135° ; l'asse y' è rivolto verso l'alto. Per gli shell orizzontali l'asse x' è parallelo all'asse x , e l'asse z' è rivolto verso l'alto.

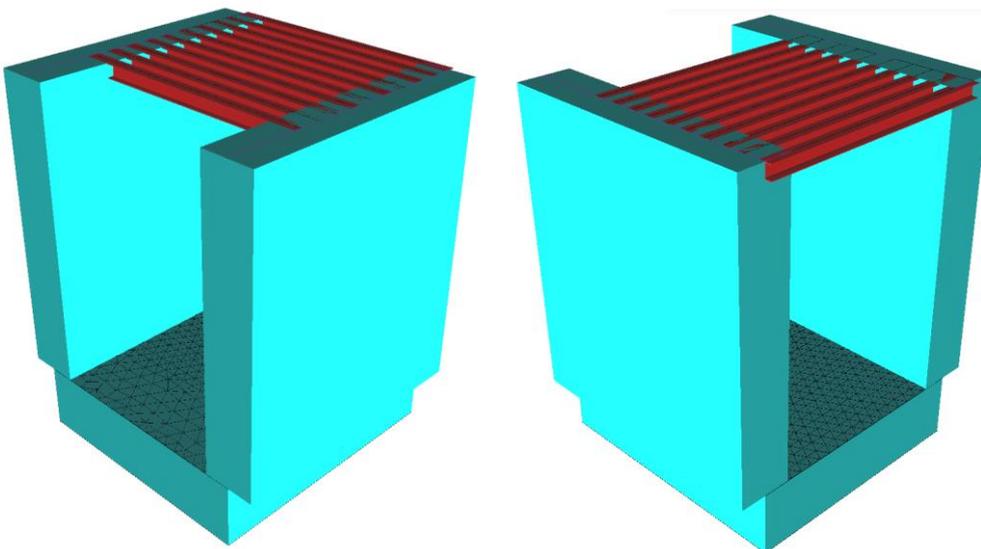


Figura 5-5-2 Vista 3D del modello agli elementi finiti della struttura scatolare

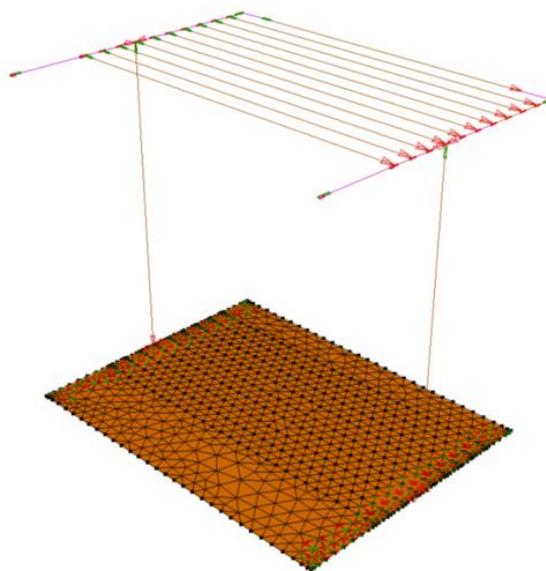


Figura 5-2 Vista unifilare del modello agli elementi finiti della struttura scatolare

5.4. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SULLA PLATEA DI FONDAZIONE E SULLE PARETI

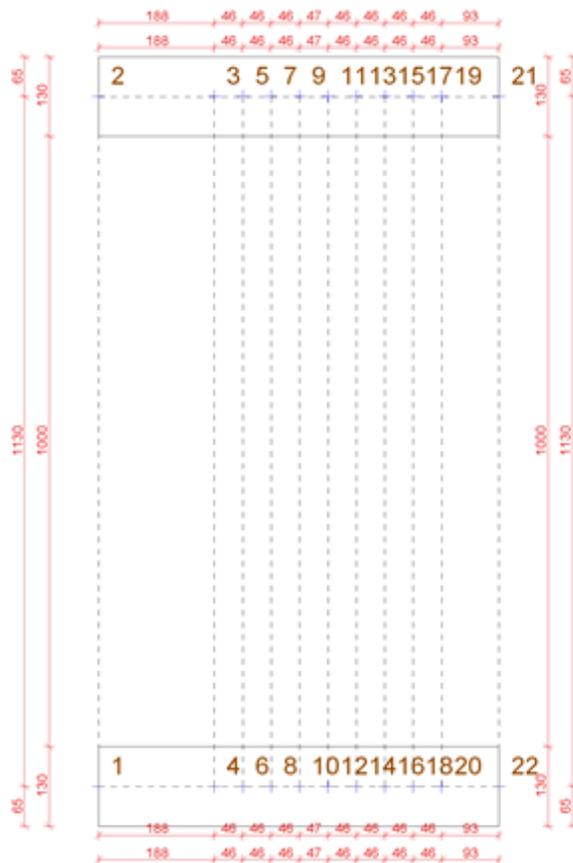


Figura 5-3- Vista fili fissi

Piano 1. Involuppo Sollecitazioni Pareti

| N° | FAM | Cmb. | Sezione iniziale | | | | | | | Sezione centrale | | | | | | | Sezione finale | | | | | | |
|----|-----|------|------------------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|------------------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|----------------|--------|-------|--------|--|--|--|
| | | | N | Vx | Vy | Mt | Mxc | My | N | Vx | Vy | Mt | Mxc | My | N | Vx | Vy | Mt | Mxc | My | | | |
| 1 | 1 | Min | -7.01M | 19.2k | -68.0k | -94.0k | 1.40M | -2.33µ | -7.80M | -784k | -68.0k | -94.0k | 1.21M | 284k | -8.59M | -2.27M | -68.0k | -94.0k | 1.02M | 2.48M | | | |
| 1 | 1 | Max | -3.04M | 100.0k | 150k | -18.0k | 4.83M | 0 | -3.63M | -353k | 150k | -18.0k | 5.22M | 922k | -4.22M | -1.28M | 150k | -18.0k | 5.61M | 5.08M | | | |
| 1 | 2 | Min | -4.55M | 30.7k | 82.2k | -51.9k | 2.58M | -1.46µ | -5.13M | -392k | 82.2k | -51.9k | 2.82M | 323k | -5.72M | -1.32M | 82.2k | -51.9k | 3.05M | 2.55M | | | |
| 1 | 2 | Max | -4.11M | 55.2k | 82.2k | -28.8k | 2.99M | -1.13µ | -4.70M | -367k | 82.2k | -28.8k | 3.22M | 392k | -5.28M | -1.29M | 82.2k | -28.8k | 3.46M | 2.69M | | | |
| 1 | 3 | Min | -4.28M | 30.7k | 56.7k | -51.9k | 2.33M | -1.31µ | -4.87M | -392k | 56.7k | -51.9k | 2.50M | 323k | -5.45M | -1.32M | 56.7k | -51.9k | 2.66M | 2.59M | | | |
| 1 | 3 | Max | -3.85M | 55.2k | 56.7k | -28.8k | 2.74M | 0 | -4.43M | -367k | 56.7k | -28.8k | 2.90M | 392k | -5.02M | -1.29M | 56.7k | -28.8k | 3.06M | 2.69M | | | |
| 1 | 4 | Min | -4.15M | 30.7k | 44.0k | -51.9k | 2.21M | -1.24µ | -4.73M | -541k | 44.0k | -51.9k | 2.33M | 323k | -5.32M | -1.62M | 44.0k | -51.9k | 2.46M | 2.55M | | | |
| 1 | 4 | Max | -3.89M | 55.2k | 44.0k | -28.8k | 2.62M | 0 | -4.48M | -367k | 44.0k | -28.8k | 2.74M | 603k | -5.07M | -1.29M | 44.0k | -28.8k | 2.87M | 3.54M | | | |
| 1 | 5 | Min | -6.27M | 23.9k | 82.1k | -81.0k | 3.43M | -1.98µ | -7.04M | -771k | 82.1k | -81.0k | 3.66M | 414k | -7.80M | -2.18M | 82.1k | -81.0k | 3.89M | 3.30M | | | |
| 1 | 5 | Max | -5.65M | 86.2k | 116k | -22.5k | 4.27M | 0 | -6.42M | -481k | 116k | -22.5k | 4.60M | 912k | -7.18M | -1.66M | 116k | -22.5k | 4.93M | 4.94M | | | |
| 2 | 1 | Min | -6.95M | 40.4µ | -68.0k | -3.67m | 1.65M | 0 | -7.75M | 422k | -68.0k | -3.67m | 1.46M | -977k | -8.54M | 1.35M | -68.0k | -3.67m | 1.27M | -5.19M | | | |
| 2 | 1 | Max | -3.13M | 3.90m | 150k | -60.4µ | 4.68M | 5.56µ | -3.72M | 804k | 150k | -60.4µ | 5.07M | -479k | -4.31M | 2.29M | 150k | -60.4µ | 5.46M | -2.87M | | | |
| 2 | 2 | Min | -4.51M | 1.92m | 82.2k | -2.29m | 2.48M | 2.64µ | -5.10M | 422k | 82.2k | -2.29m | 2.72M | -479k | -5.68M | 1.35M | 82.2k | -2.29m | 2.95M | -2.87M | | | |
| 2 | 2 | Max | -4.07M | 2.42m | 82.2k | -1.81m | 2.89M | 3.27µ | -4.66M | 422k | 82.2k | -1.81m | 3.12M | -479k | -5.25M | 1.35M | 82.2k | -1.81m | 3.36M | -2.87M | | | |
| 2 | 3 | Min | -4.27M | 1.68m | 56.7k | -2.07m | 2.30M | 2.31µ | -4.85M | 422k | 56.7k | -2.07m | 2.46M | -479k | -5.44M | 1.35M | 56.7k | -2.07m | 2.62M | -2.87M | | | |
| 2 | 3 | Max | -3.83M | 2.18m | 56.7k | -1.59m | 2.71M | 2.95µ | -4.42M | 422k | 56.7k | -1.59m | 2.87M | -479k | -5.01M | 1.35M | 56.7k | -1.59m | 3.03M | -2.87M | | | |
| 2 | 4 | Min | -4.15M | 0.78m | 44.0k | -1.95m | 2.21M | 0 | -4.73M | 422k | 44.0k | -1.95m | 2.33M | -690k | -5.32M | 1.35M | 44.0k | -1.95m | 2.46M | -3.71M | | | |
| 2 | 4 | Max | -3.89M | 2.06m | 44.0k | -0.74m | 2.62M | 2.79µ | -4.48M | 572k | 44.0k | -0.74m | 2.74M | -479k | -5.07M | 1.65M | 44.0k | -0.74m | 2.87M | -2.87M | | | |
| 2 | 5 | Min | -6.23M | 1.28m | 82.1k | -3.12m | 3.30M | 1.30µ | -6.99M | 567k | 82.1k | -3.12m | 3.53M | -980k | -7.75M | 1.75M | 82.1k | -3.12m | 3.77M | -5.08M | | | |
| 2 | 5 | Max | -5.61M | 3.32m | 116k | -1.22m | 4.14M | 4.70µ | -6.37M | 795k | 116k | -1.22m | 4.47M | -658k | -7.13M | 2.20M | 116k | -1.22m | 4.80M | -3.79M | | | |

*Sez. Iniziale: testa del paramento (quota del paraghiaia)

Si riportano di seguito le distribuzioni di sollecitazioni flessionali e taglianti, più significative, allo stato limite ultimo, sulla platea di fondazione e sulle pareti.

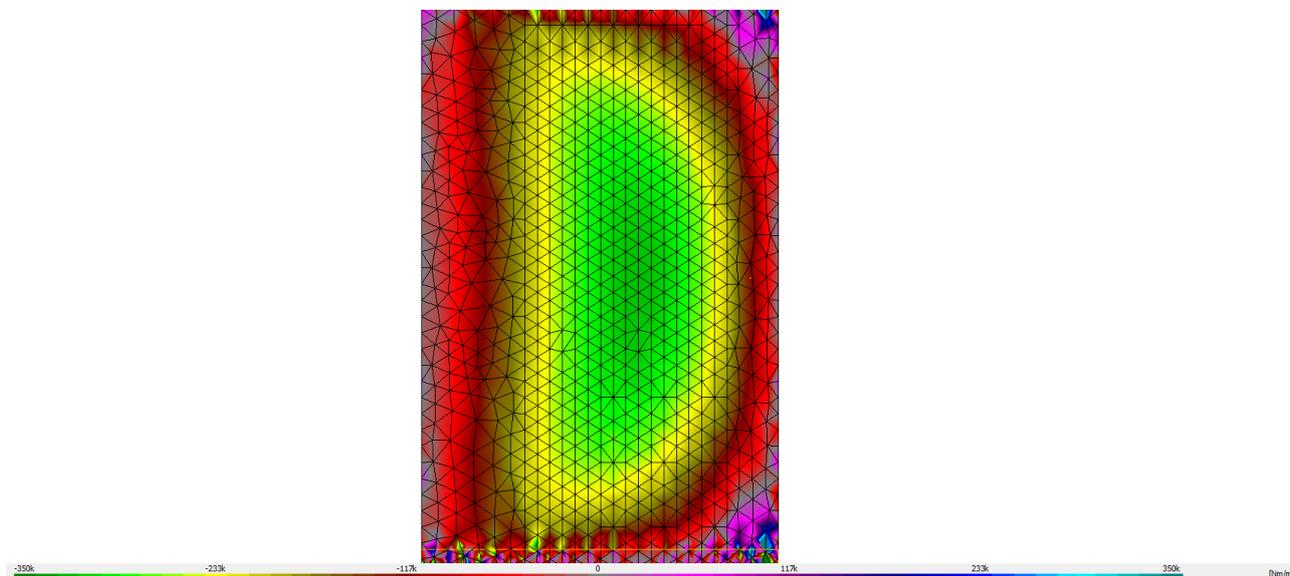


Figura 5-4- Momento Flettente m_x PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

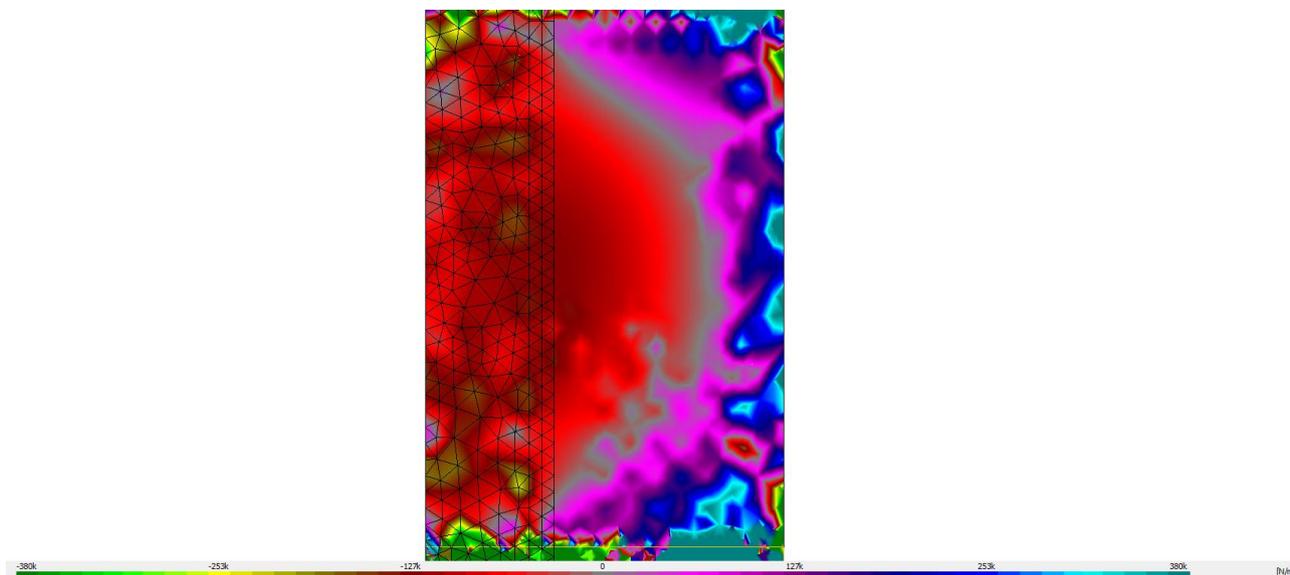


Figura 5-5 Taglio V_x PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

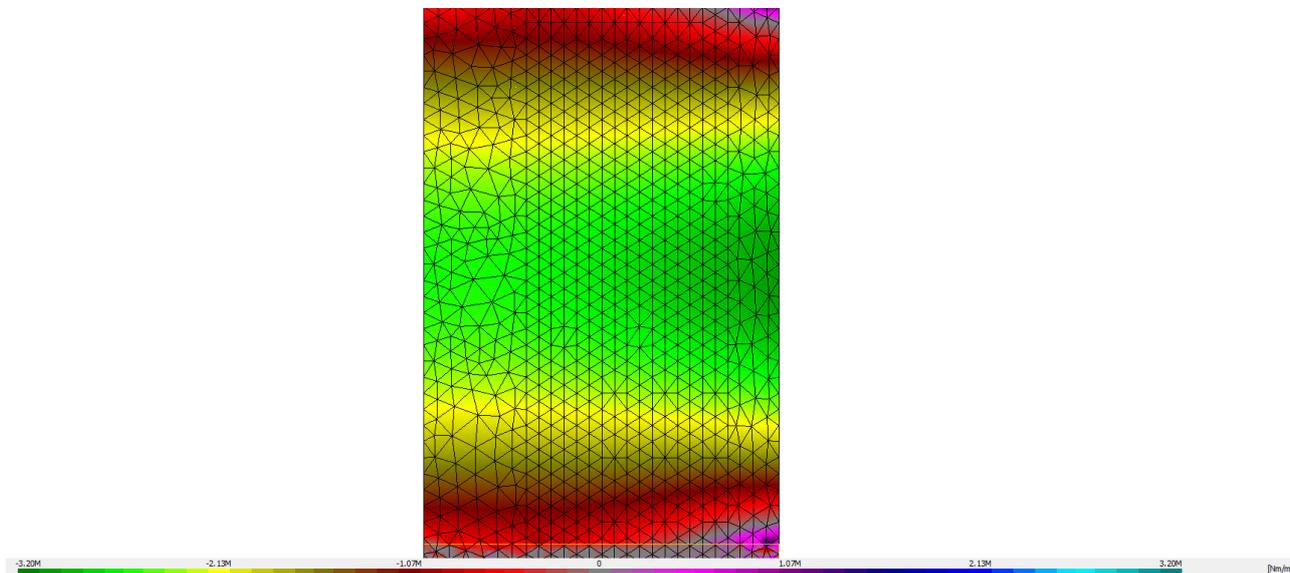


Figura 5-6- Momento Flettente m_y PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

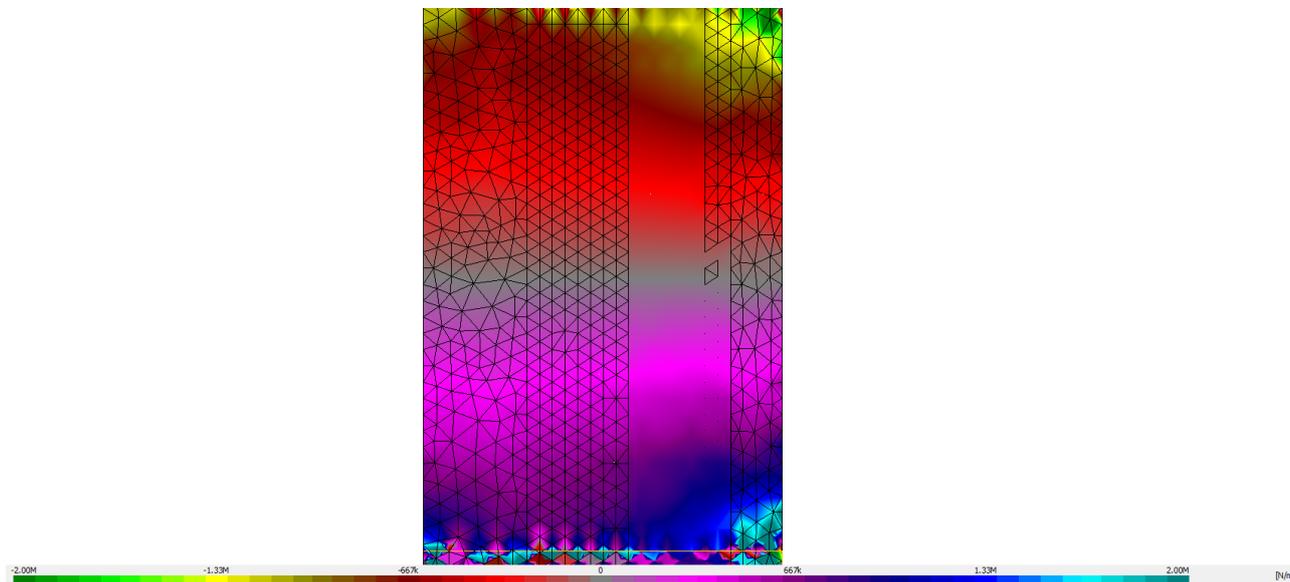


Figura 5-7- Taglio V_y PLATEA in Combo SLU-fondamentale-01

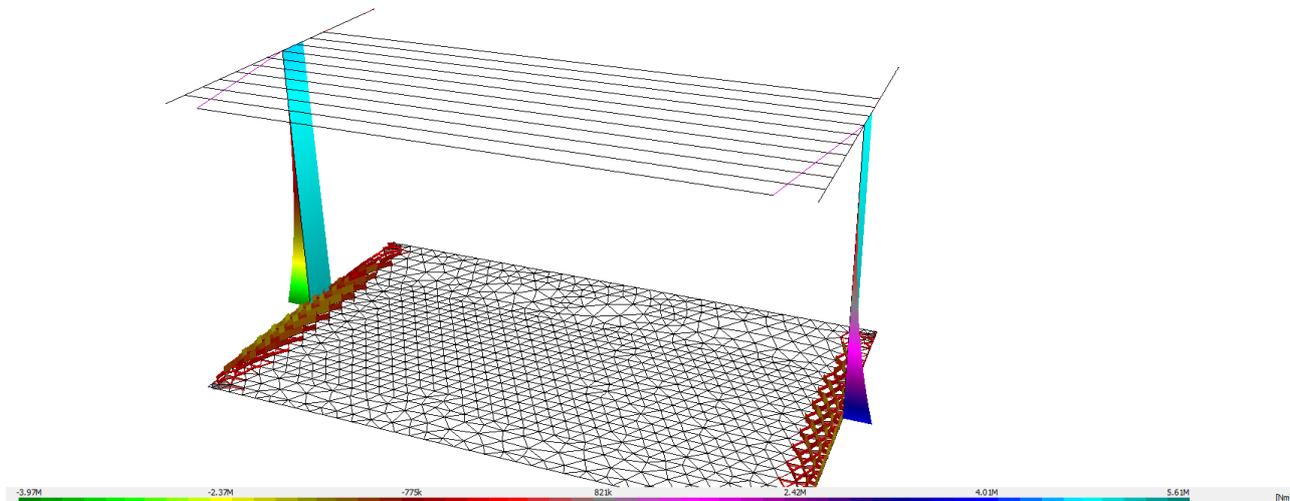


Figura 5-8- Momento Flettente M_x e M_y PARETI in Combo SLU-fondamentale-01

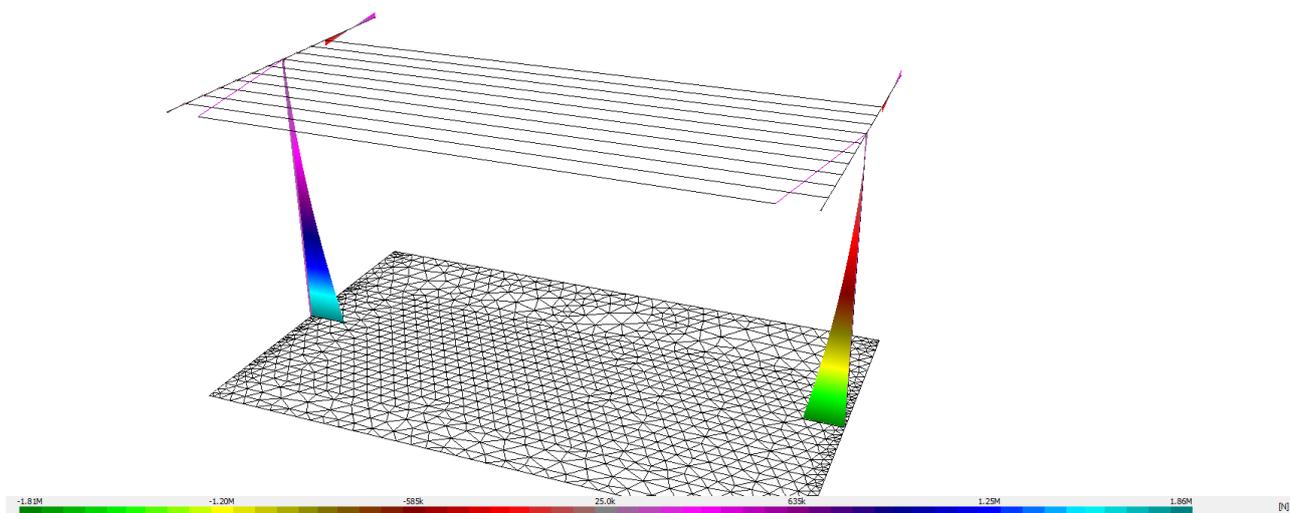


Figura 5-9- Taglio V_x e V_y PARETI in Combo SLU-fondamentale-01

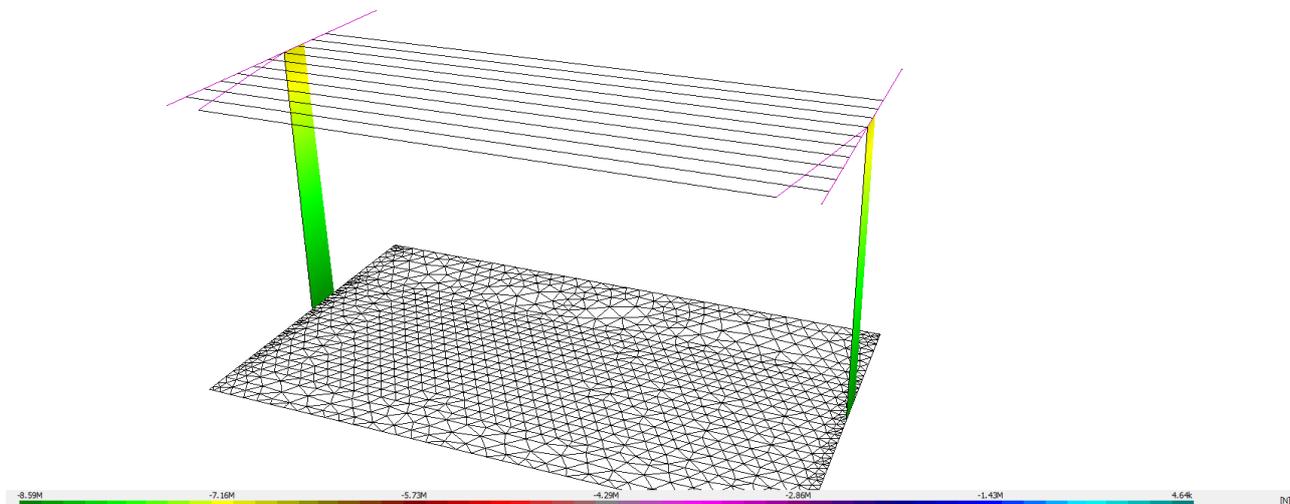


Figura 5-10 - Sforzo Normale N PARETI in Combo SLU-fondamentale-01

5.5. PRESSIONI DEL TERRENO

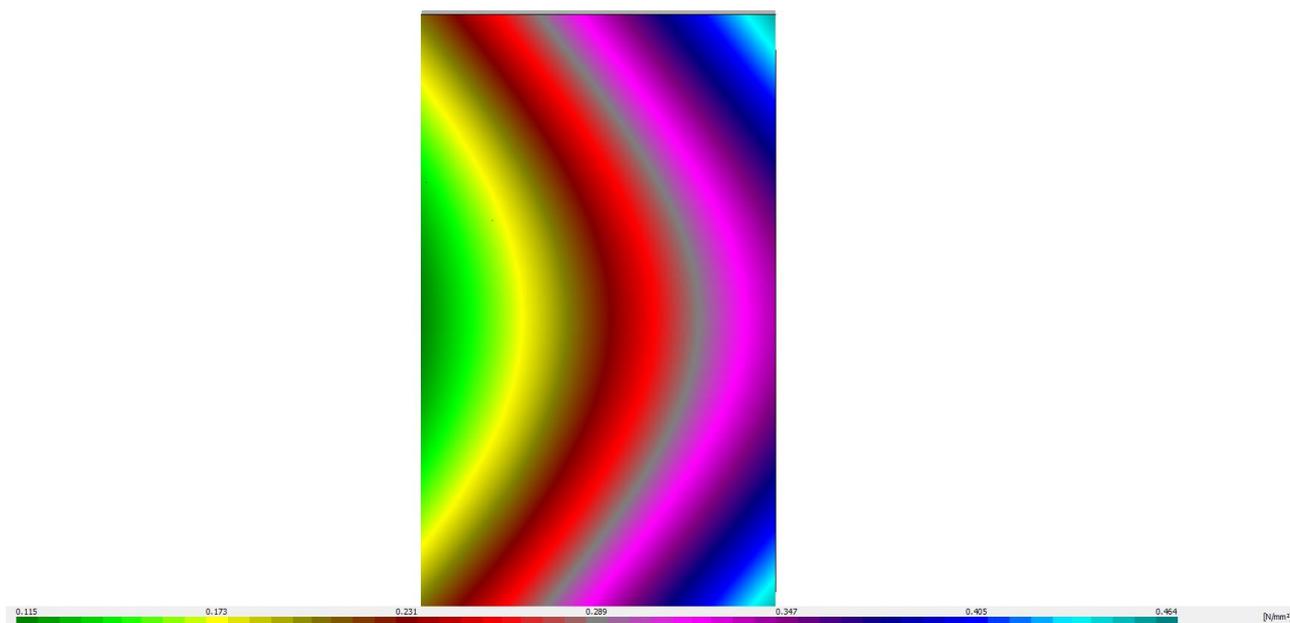


Figura 5-11 - Pressioni Terreno in Combo SLU-GEO fondamentale-13

Pressione terreno shell piastre

| Piano | Piastra N° | Zona Filo | Piano | k Winkler [N/cm²] | Famiglia <i>crub</i> <i>Possione</i> [N/mm²] | | | | | | | | | | STR A1 [N/mm²] |
|-------|---------------|--------------|-------|----------------------|--|---------|---------|----------------|---------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------|-------------------|
| | | | | | Ford. | Rara | Freq. | Quasi Perm. | Perm. | Sisma SLO | Sisma SLD | Sisma SLV | Sisma nSLC | | |
| 0 | 1 | 2 | 0 | 40 | 0.25057 | 0.17474 | 0.17204 | 0.17068 | 0.23258 | 0 | 0 | 0.16503 | 0 | 0.25057 | |
| 0 | 1 | 3 | 0 | 40 | 0.31109 | 0.21413 | 0.20722 | 0.20377 | 0.28582 | 0 | 0 | 0.18481 | 0 | 0.31109 | |
| 0 | 1 | 4 | 0 | 40 | 0.30236 | 0.20636 | 0.20136 | 0.19885 | 0.27842 | 0 | 0 | 0.10731 | 0 | 0.30236 | |
| 0 | 1 | 1 | 0 | 40 | 0.24184 | 0.16897 | 0.16768 | 0.16704 | 0.22514 | 0 | 0 | 0.083119 | 0 | 0.24184 | |
| 0 | 1 | - | - | 40 | 0.28209 | 0.19599 | 0.19094 | 0.18845 | 0.26032 | 0 | 0 | 0.17552 | 0 | 0.28209 | |
| 0 | 2 | 3 | 0 | 40 | 0.31513 | 0.21662 | 0.20945 | 0.20586 | 0.28938 | 0 | 0 | 0.18609 | 0 | 0.31513 | |
| 0 | 2 | 5 | 0 | 40 | 0.3313 | 0.22657 | 0.21833 | 0.21422 | 0.30358 | 0 | 0 | 0.19121 | 0 | 0.3313 | |
| 0 | 2 | 6 | 0 | 40 | 0.32248 | 0.21674 | 0.21244 | 0.2093 | 0.29611 | 0 | 0 | 0.11709 | 0 | 0.32248 | |
| 0 | 2 | 4 | 0 | 40 | 0.30638 | 0.20884 | 0.20357 | 0.20094 | 0.28196 | 0 | 0 | 0.10981 | 0 | 0.30638 | |
| 0 | 2 | - | - | 40 | 0.32119 | 0.22035 | 0.21278 | 0.20899 | 0.2947 | 0 | 0 | 0.18801 | 0 | 0.32119 | |
| 0 | 3 | 5 | 0 | 40 | 0.33533 | 0.22905 | 0.22055 | 0.2163 | 0.30713 | 0 | 0 | 0.19248 | 0 | 0.33533 | |
| 0 | 3 | 7 | 0 | 40 | 0.35146 | 0.23898 | 0.22942 | 0.22464 | 0.32131 | 0 | 0 | 0.19759 | 0 | 0.35146 | |
| 0 | 3 | 8 | 0 | 40 | 0.34256 | 0.2311 | 0.22351 | 0.21972 | 0.31376 | 0 | 0 | 0.12686 | 0 | 0.34256 | |
| 0 | 3 | 6 | 0 | 40 | 0.3265 | 0.22121 | 0.21466 | 0.21138 | 0.29964 | 0 | 0 | 0.11959 | 0 | 0.3265 | |
| 0 | 3 | - | - | 40 | 0.34138 | 0.23278 | 0.22388 | 0.21943 | 0.31244 | 0 | 0 | 0.1944 | 0 | 0.34138 | |
| 0 | 4 | 7 | 0 | 40 | 0.3555 | 0.24146 | 0.23164 | 0.22673 | 0.32485 | 0 | 0 | 0.19887 | 0 | 0.3555 | |
| 0 | 4 | 9 | 0 | 40 | 0.37163 | 0.2514 | 0.24051 | 0.23507 | 0.33903 | 0 | 0 | 0.20398 | 0 | 0.37163 | |
| 0 | 4 | 10 | 0 | 40 | 0.36265 | 0.24345 | 0.23458 | 0.23015 | 0.33142 | 0 | 0 | 0.13663 | 0 | 0.36265 | |
| 0 | 4 | 8 | 0 | 40 | 0.34658 | 0.23357 | 0.22573 | 0.2218 | 0.31729 | 0 | 0 | 0.12936 | 0 | 0.34658 | |
| 0 | 4 | - | - | 40 | 0.36155 | 0.24519 | 0.23497 | 0.22986 | 0.33017 | 0 | 0 | 0.20078 | 0 | 0.36155 | |
| 0 | 5 | 9 | 0 | 40 | 0.37567 | 0.25388 | 0.24273 | 0.23716 | 0.34258 | 0 | 0 | 0.20525 | 0 | 0.37567 | |
| 0 | 5 | 11 | 0 | 40 | 0.3918 | 0.26381 | 0.25161 | 0.2455 | 0.35676 | 0 | 0 | 0.21037 | 0 | 0.3918 | |
| 0 | 5 | 12 | 0 | 40 | 0.38274 | 0.25581 | 0.24565 | 0.24057 | 0.34908 | 0 | 0 | 0.14639 | 0 | 0.38274 | |
| 0 | 5 | 10 | 0 | 40 | 0.36667 | 0.24593 | 0.2368 | 0.23223 | 0.33495 | 0 | 0 | 0.13912 | 0 | 0.36667 | |
| 0 | 5 | - | - | 40 | 0.38172 | 0.2576 | 0.24606 | 0.24029 | 0.3479 | 0 | 0 | 0.20717 | 0 | 0.38172 | |
| 0 | 6 | 11 | 0 | 40 | 0.39584 | 0.26629 | 0.25383 | 0.24759 | 0.36031 | 0 | 0 | 0.21164 | 0 | 0.39584 | |
| 0 | 6 | 13 | 0 | 40 | 0.41198 | 0.27623 | 0.2627 | 0.25594 | 0.3745 | 0 | 0 | 0.21676 | 0 | 0.41198 | |
| 0 | 6 | 14 | 0 | 40 | 0.40283 | 0.26818 | 0.25673 | 0.251 | 0.36674 | 0 | 0 | 0.15617 | 0 | 0.40283 | |
| 0 | 6 | 12 | 0 | 40 | 0.38676 | 0.25829 | 0.24787 | 0.24266 | 0.35261 | 0 | 0 | 0.14887 | 0 | 0.38676 | |
| 0 | 6 | - | - | 40 | 0.40189 | 0.27002 | 0.25715 | 0.25072 | 0.36563 | 0 | 0 | 0.21356 | 0 | 0.40189 | |
| 0 | 7 | 13 | 0 | 40 | 0.41602 | 0.27871 | 0.26492 | 0.25803 | 0.37804 | 0 | 0 | 0.21803 | 0 | 0.41602 | |
| 0 | 7 | 15 | 0 | 40 | 0.43216 | 0.28865 | 0.2738 | 0.26638 | 0.39224 | 0 | 0 | 0.22315 | 0 | 0.43216 | |
| 0 | 7 | 16 | 0 | 40 | 0.42293 | 0.28054 | 0.2678 | 0.26144 | 0.38441 | 0 | 0 | 0.16595 | 0 | 0.42293 | |
| 0 | 7 | 14 | 0 | 40 | 0.40685 | 0.27065 | 0.25894 | 0.25309 | 0.37028 | 0 | 0 | 0.15863 | 0 | 0.40685 | |
| 0 | 7 | - | - | 40 | 0.42207 | 0.28244 | 0.26825 | 0.26116 | 0.38337 | 0 | 0 | 0.21995 | 0 | 0.42207 | |
| 0 | 8 | 15 | 0 | 40 | 0.4362 | 0.29114 | 0.27602 | 0.26846 | 0.39578 | 0 | 0 | 0.22443 | 0 | 0.4362 | |
| 0 | 8 | 17 | 0 | 40 | 0.45235 | 0.30108 | 0.2849 | 0.27681 | 0.40998 | 0 | 0 | 0.22954 | 0 | 0.45235 | |
| 0 | 8 | 18 | 0 | 40 | 0.44303 | 0.29291 | 0.27888 | 0.27187 | 0.40208 | 0 | 0 | 0.17573 | 0 | 0.44303 | |
| 0 | 8 | 16 | 0 | 40 | 0.42695 | 0.28302 | 0.27002 | 0.26352 | 0.38795 | 0 | 0 | 0.1684 | 0 | 0.42695 | |
| 0 | 8 | - | - | 40 | 0.44226 | 0.29486 | 0.27935 | 0.27159 | 0.40111 | 0 | 0 | 0.22634 | 0 | 0.44226 | |
| 0 | 9 | 17 | 0 | 40 | 0.45639 | 0.30356 | 0.28712 | 0.2789 | 0.41352 | 0 | 0 | 0.23082 | 0 | 0.45639 | |
| 0 | 9 | 19 | 0 | 40 | 0.47254 | 0.3135 | 0.29601 | 0.28726 | 0.42772 | 0 | 0 | 0.23594 | 0 | 0.47254 | |
| 0 | 9 | 20 | 0 | 40 | 0.46314 | 0.30528 | 0.28997 | 0.28231 | 0.41976 | 0 | 0 | 0.18552 | 0 | 0.46314 | |
| 0 | 9 | 18 | 0 | 40 | 0.44705 | 0.29539 | 0.2811 | 0.27396 | 0.40562 | 0 | 0 | 0.1783 | 0 | 0.44705 | |
| 0 | 9 | - | - | 40 | 0.46244 | 0.30729 | 0.29045 | 0.28203 | 0.41885 | 0 | 0 | 0.23274 | 0 | 0.46244 | |
| 0 | 10 | 19 | 0 | 40 | 0.48325 | 0.3201 | 0.30189 | 0.29279 | 0.43713 | 0 | 0 | 0.23933 | 0 | 0.48325 | |
| 0 | 10 | 21 | 0 | 40 | 0.51321 | 0.33854 | 0.31837 | 0.30828 | 0.46347 | 0 | 0 | 0.2488 | 0 | 0.51321 | |
| 0 | 10 | 22 | 0 | 40 | 0.50362 | 0.33019 | 0.31227 | 0.30331 | 0.45534 | 0 | 0 | 0.20529 | 0 | 0.50362 | |
| 0 | 10 | 20 | 0 | 40 | 0.4738 | 0.31184 | 0.29584 | 0.28784 | 0.42913 | 0 | 0 | 0.19098 | 0 | 0.4738 | |
| 0 | 10 | - | - | 40 | 0.49289 | 0.32603 | 0.3072 | 0.29778 | 0.44561 | 0 | 0 | 0.24239 | 0 | 0.49289 | |

5.6. VERIFICHE STRUTTURALI

5.6.1. Verifiche di resistenza per Beam

Per la verifica allo stato limite ultimo di resistenza i modelli σ - ε adottati sono: (§4.1.2.1.2 NTC18)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC18
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Figura 4.1.3(b) NTC18

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante l'espressione:

$$[(M_x/M_{R_x})^\alpha + (M_y/M_{R_y})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.19) \text{ NTC18}$$

Per le sezioni rettangolari l'esponente α è dedotto, come indicato nel §4.1.2.3.4.2 delle NTC18, in funzione dei parametri v e ω_i . In particolare, si utilizza l'espressione Monti e Allesandri (2007) ^[5-1].

$$\alpha = c (b/h)^\gamma (\omega_x)^\varphi (\omega_y)^\psi (v)^\theta$$

con:

| v | c | γ | φ | ψ | θ |
|----|------|----------|-----------|--------|----------|
| >0 | 1,15 | -0,01 | -0,03 | -0,03 | -0,07 |
| =0 | 1,18 | -0,02 | -0,02 | -0,06 | |
| <0 | 1,30 | -0,06 | -0,13 | -0,30 | 0,18 |

$\omega_x = A_{sx} \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$, dove A_{sx} è l'armatura nella direzione x

$\omega_y = A_{sy} \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$, dove A_{sy} è l'armatura nella direzione y

$v = N_{Ed} / N_{Rcd}$

$N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$

In alternativa al metodo Monti-Alessandri, per sezioni rettangolari, è utilizzata la tabella delle NTC18:

| | | | |
|----------|-----|-----|-----|
| v | 0,1 | 0,7 | 1,0 |
| α | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

con interpolazione lineare per valori diversi da v.

Per sezioni circolari ed ellittiche si utilizza $\alpha = 2$, per le sezioni a T si utilizza $\alpha = 1$; in ogni caso di pone $\alpha \leq 2$

Per il calcolo dei momenti resistenti M_{R_x} ed M_{R_y} dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5 \quad (7.1)$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante l'espressione:

$$(V_{Edx}/V_{Rcdx} + V_{Edy}/V_{Rcdy} + M_t/T_{Rcd}) \leq 1 \quad (7.2)$$

Dove M_t = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$[(V_{Edx}/V_{Rsdx})^2 + (V_{Edy}/V_{Rsdy})^2] \leq 1 \quad (7.3)$$

Ogni sezione è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni (N , M_x , M_y , V_x , V_y , M_t)

Le verifiche agli SLU delle pareti sono effettuate come indicato nel §7.4.4.5.1 NTC18

5.6.2. Verifiche stato limite tensioni di esercizio per Beam

Le verifiche dello stato limite di limitazione delle tensioni sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.5 NTC18.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni, a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di N , M_x , M_y) con l'espressione^[5-3]:

$$|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1 \quad (7.4)$$

dove:

M_{ax} = Momento M_x ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

M_{ay} = Momento M_y ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

5.6.3. Verifiche stato limite di fessurazione per Beam

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4.5 NTC18. Si è scelto quindi, conformemente con quanto suggerito dalla CNTC08 §4.1.2.2.4, di far riferimento al D.M. 9 gennaio 1996 e al punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm} \quad (7.5)$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC18.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si sceglie il valore Δ_{sm} che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione semplice.
- Si ricava ϵ_{sm} dalla (5.5) ponendo w_d pari al valore nominale ammissibile.

Mandataria

Mandanti

- Si ricava σ_s dall'equazione: $\epsilon_{sm} = \sigma_s (1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$ (CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))
- Nota la σ_s si procede alla verifica con la formula $|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1$

5.6.4. Verifiche stato limite di deformazione per Beam

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato §C4.1.2.2.2 della CNTC08. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo E_{eff} è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2-2005})$$

dove:

$\varphi(\infty, t_0)$ è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC e con $t_0 = 30$ giorni.

E_{cm} = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la (11.2.5) delle NTC18.

L'inerzia delle sezioni parzialmente fessurate è calcolata con la formula (C4.1.11) della CNTC08. Le sezioni interamente fessurate sono omogenizzate con $n=15$.

5.6.5. Verifiche armature Shell

Nel caso di lastra le sollecitazioni di verifica delle armature sono calcolate come indicato nell'appendice F EC2-2, ovvero, a vantaggio di sicurezza:

$$n'_{dx} = n_{Edx} + |n_{Edxy}| \quad (7.7a)$$

$$n'_{dy} = n_{Edy} + |n_{Edxy}| \quad (7.7b)$$

con n_{Edy} positiva se di trazione.

Nel caso di piastra i momenti di verifica delle armature sono calcolati, a vantaggio di sicurezza, con le seguenti espressioni [5-5]:

$$m'_{dx} = m_{Edx} \pm |m_{Edxy}| \quad (7.8a)$$

$$m'_{dy} = m_{Edy} \pm |m_{Edxy}| \quad (7.8b)$$

Nel caso generale si utilizzano entrambe le sollecitazioni calcolate con le (7.7) e (7.8) e la verifica è eseguita a presso-tenso-flessione.

5.6.6. Verifiche calcestruzzo Shell

Per la verifica del calcestruzzo il software ricerca le direzioni principali di compressione superiore e inferiore. Per le 4 direzioni trovate si esegue la verifica a pressoflessione.

Per il solo fine di verifica del calcestruzzo, nella generica sezione con direzione φ , si considera presente l'armatura:

$$A_{s\varphi} = A_{sx} \cos^2 \varphi + A_{sy} \sin^2 \varphi$$

utilizzando sostanzialmente il metodo della linea di rottura di Johansen.

Nel caso di lastre la verifica dei puntoni di calcestruzzo è effettuata con la formula:

$$n_{cd} = 2 | n_{Edxy} | < v \cdot f_{cd} \cdot h \quad (\text{F.4 EC2-2005})$$

Nel caso generico, per la verifica dei puntoni di calcestruzzo, si utilizza il modello a sandwich descritto nell'allegato LL EC2-2, formule: (LL.137) – (LL.142)

5.6.7. Verifiche a punzonamento Shell

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-1-1, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni di taglio puntuali calcolate con il modello FEM elastico lineare anziché le distribuzioni calcolate ipotizzando un comportamento plastico della piastra. Dove non indicato esplicitamente la simbologia di questo paragrafo fa riferimento al §6.4 EC2-1-1.

Nel caso di verifica del calcestruzzo senza specifica armatura a taglio è utilizzata la seguente formula, che generalizza le formule (6.47) e (6.49) dell'EC2:

$$v_{Rd} = \max \{ C_{Rd} k (100 \rho f_{ck})^{1/3}; v_{min} \} \cdot \max \{ 2d/a; 1 \} + k_d \sigma_{cp} \quad (7.9)$$

Dove: a è la distanza dal pilastro, d è l'altezza utile della piastra.

Nel caso di specifica armatura a taglio la formula di verifica, ottenuta a partire dalla [(6.52) EC2-1-1], e dalla [(6.38) EC2-1-1] è:

$$\beta v_{Ed} / (u_1 d) \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) f_{ywd,ef} \sin \alpha A_{sw} / (u_1 d) \quad (7.10)$$

definendo:

u_s il perimetro posto a distanza 0,5d dal pilastro, ossia il primo perimetro di chiodi,

$\rho_w = A_{sw} / (u_s \cdot s_r) =$ rapporto geometrico di armatura a taglio perimetro u_s posto a distanza 0,5d,

$v_s = \beta V_{Ed} / (u_s d) =$ tensione massima di taglio a distanza 0,5d dal pilastro [(6.38) EC2-2005],

la (5.10) diventa:

$$v_s \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \rho_w \sin \alpha f_{ywd,ef}$$

che è la formula di verifica usata.

5.6.8. Resoconto Verifiche

Si riportano le verifiche eseguite in forma tabellare

Armatura

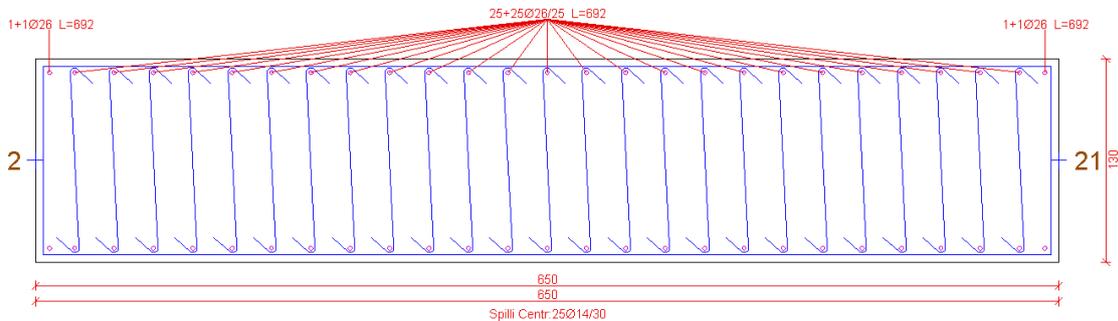
Armatura Pareti

| Piano | Parete | Armatura Long. | | | | | | Staffe SX | | | Arm. Trasv. Centr | | | Spilli Centr. | | | Staffe DX | | |
|-------|--------|----------------|---------|---------|-------------|-------------|----------------|-------------|--------|------------|-------------------|--------|------------|---------------|------------|------------|-----------|------------|--------|
| | | Filo Sx | Filo Dx | Zona Sx | Conf Dx [m] | Arm Tot. Sx | Arm Tot. Centr | Arm Tot. Dx | Ø [mm] | passo [cm] | bracci | Ø [mm] | passo [cm] | Ø [mm] | passo [cm] | passo [cm] | Ø [mm] | passo [cm] | bracci |
| 1 | 1 | 2 | 21 | 0.00 | 2Ø26 | 50Ø26 | 2Ø26 | 14 | 25 | 0 | 26 | 30 | 12 | 30 | 25 | 14 | 25 | 0 | |
| 1 | 2 | 1 | 22 | 0.00 | 2Ø26 | 50Ø26 | 2Ø26 | 14 | 25 | 0 | 26 | 30 | 12 | 30 | 25 | 14 | 25 | 0 | |

Maglie Megapietra 1

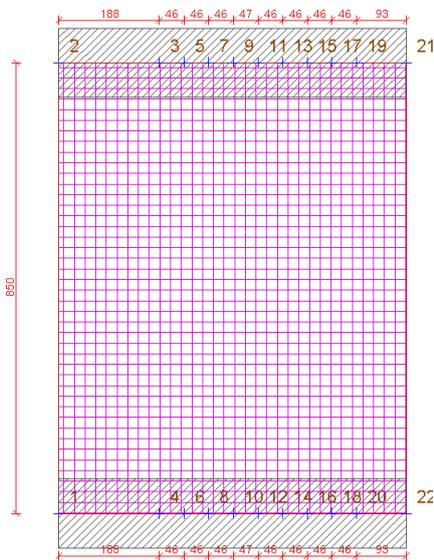
| Lato | Filo | Piano | Dir. Princ. [°] | ΔX [m] | ΔY [m] | Tipo | Dir. principale | | | | Dir. secondaria | | | | | | |
|------|------|-------|-----------------|--------|--------|--------------|-----------------|--------|-----------|---------|-----------------|--------|-----------|---------|--|--|--|
| | | | | | | | Dim. [m] | Ø [mm] | Passo [m] | N.tond. | Dim. [m] | Ø [mm] | Passo [m] | N.tond. | | | |
| Inf. | | | 0 | 0 | 0 | 0 Fe dritti | ∞ | 20 | 0.15 | | ∞ | 20 | 0.15 | | | | |
| Sup. | | | 0 | 0 | 0 | 0 Fe dritti | ∞ | 20 | 0.15 | | ∞ | 20 | 0.15 | | | | |
| Inf. | 21 | 0 | 0 | 0 | 0 | -7 Fe dritti | 12 | 26 | 0.15 | 100 | 15 | 12 | ∞ | 0 | | | |
| Sup. | 21 | 0 | 0 | 0 | 0 | -7 Fe dritti | 15 | 12 | ∞ | 0 | 15 | 26 | 0.15 | 100 | | | |
| Inf. | 21 | 0 | 0 | 0 | 0 | -7 Fe dritti | 12 | 26 | 0.15 | 100 | 15 | 12 | ∞ | 0 | | | |
| Sup. | 21 | 0 | 0 | 0 | 0 | -7 Fe dritti | 15 | 12 | ∞ | 0 | 15 | 26 | 0.15 | 100 | | | |

Armatura Pareti 1-2

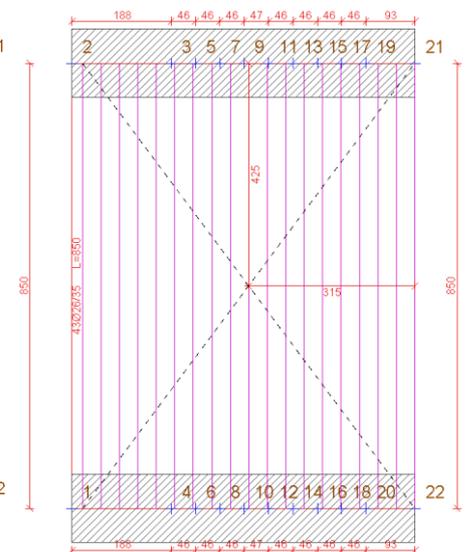
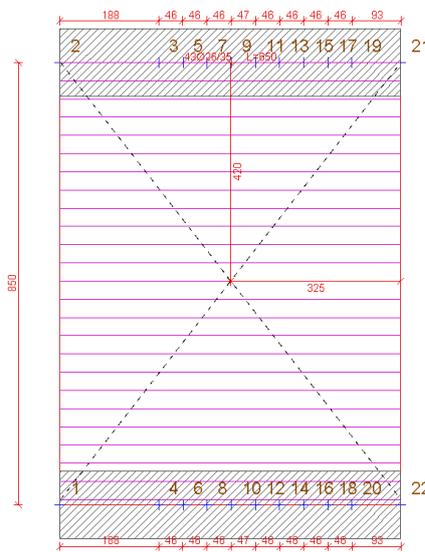


Armatura Platea (simmetrica su entrambe le facce)

Armatura sup di base



Armatura sup rattimento principale



Armatura principale d20/15 in entrambe le direzioni

Armature di rattimento in secondo strato d26/15 in entrambe le direzioni

Armature simmetriche su entrambe le facce

Armatura anti fessurazione in asse alla sezione d20/20 in entrambe le direzioni

Mandataria

Mandanti

Verifiche

Legenda tabella verifiche Stati Limite Ultimi e di esercizio beam

- **Zona:** Nel riportare i risultati delle verifiche effettuate si è diviso ogni pilastro o trave in zone. Per ogni zona e per ogni tipo di verifica sono riportati i coefficienti di verifica normalizzati ad 1.
- **z Ini :** Ascissa iniziale della zona di verifica. Per i pilastri il nodo iniziale è il nodo superiore.
- **z Fin :** Ascissa finale della zona di verifica.
- **Stati Limite Ultimi :** Verifiche agli Stati Limite Ultimi
- **N-Mx-My:** Coefficiente massimo di verifica secondo la (4.1.19) NTC18
- **ctg(θ):** Massima inclinazione del traliccio per le verifiche a taglio e a torsione
- **calcestr. Vx-Vy-Mt :** Coefficiente di verifica del calcestruzzo a taglio e a torsione secondo la (5.2)
- **acciaio Vx-Vy :** Coefficiente di verifica delle staffe a taglio secondo la (5.3)
- **As Long. Mt:** Coefficiente di verifica dell'armatura longitudinale a torsione secondo la (4.1.37) NTC18
- **As Trasv. Mt:** Coefficiente di verifica dell'armatura trasversale a torsione secondo la (4.1.36) NTC18
- **Arm X z.Crit :** Coefficiente di verifica della necessità dell'armatura diagonale a taglio nelle zone critiche. (§7.4.4.1.1. NTC18)
- **Ned Max :** Coefficiente di verifica compressione massima secondo il §7.4.4.2.1 NTC18
- **Stati Limite di Esercizio :** Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.
- **Tesn. N-Mx-My:** Coefficiente di verifica stato limite di tensione in presso-flessione deviata secondo la (5.4)
- **Fess w/wa:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione in presso-flessione semplice come descritto nel §5.3
- **FessN-Mx-My:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione in presso-flessione deviata come descritto nel §5.3

Piano 1. Verifiche SL Pareti

| N° | Zona | | Stati Limite Ultimi | | | | | | | | | | Stati Limite di Esercizio | | | |
|----|--------------|--------------|---------------------|--------|-----------------------|------------------|----------------|-----------------|--------------------------|--------------------|------------|--------------|---------------------------|---------------|------------------|--------------|
| | x ini [m] | x Fin [m] | N-Mx-My | ctg(θ) | calcestr. Vx-Vy-Mt | acciaio Vx-Vy | As Long. Mt | As Trasv. Mt | arm.verif taglio.Traz | scorr. z.Parete | Ned Max | Verif SLU | Tens. N-Mx-My | Fess. w/wa | Fess. N-Mx-My | Verif SLE |
| 25 | 0.000 | 1.887 | 0.178 | 1.000 | 0.011 | 0.024 | 0.021 | 0.054 | - | - | - | Si | 0.094 | 0.000 | 0.000 | Si |
| 25 | 1.887 | 3.773 | 0.210 | 1.000 | 0.030 | 0.193 | 0.021 | 0.054 | - | - | - | Si | 0.150 | 0.000 | 0.000 | Si |
| 25 | 3.773 | 5.660 | 0.616 | 1.000 | 0.076 | 0.558 | 0.021 | 0.054 | - | - | - | Si | 0.490 | 0.000 | 0.000 | Si |
| 26 | 0.000 | 1.887 | 0.174 | 1.000 | 0.004 | 0.018 | 0.000 | 0.000 | - | - | - | Si | 0.091 | 0.000 | 0.000 | Si |
| 26 | 1.887 | 3.773 | 0.214 | 1.000 | 0.029 | 0.197 | 0.000 | 0.000 | - | - | - | Si | 0.160 | 0.000 | 0.000 | Si |
| 26 | 3.773 | 5.660 | 0.622 | 1.000 | 0.075 | 0.562 | 0.000 | 0.000 | - | - | - | Si | 0.510 | 0.000 | 0.000 | Si |

Legenda tabella verifiche Stati Limite Ultimi e di esercizio shell

- **Zona:** Nel riportare i risultati delle verifiche effettuate si è diviso la piastra in zone. Per ogni zona e per ogni tipo di verifica sono riportati i coefficienti di verifica normalizzati ad 1. Per ogni zona, tranne che per la centrale, è indicato il filo ed il nodo più vicino.
- **Stati Limite Ultimi :** Verifiche agli Stati Limite Ultimi
- **Fe:** Coefficiente di verifica dell'armatura calcolato come indicato nel §5.6.1 della presente relazione.
- **Cls:** Coefficiente di verifica a pressoflessione del calcestruzzo per le 4 direzioni principali di compressione.
- **Punt.Cls.:** Coefficiente di verifica dei puntoni di calcestruzzo calcolato come indicato nelle formule (F.4) e (LL.137-142) EC2-2-2006
- **Arm punz :** Coefficiente di verifica a punzonamento per piastre dotate di specifica armatura a taglio.
- **V/Vrdc :** Coefficiente di verifica a punzonamento per piastre non dotate di specifica armatura a taglio.
- **V/VrdMax :** Coefficiente di verifica ottenuto applicando la (6.53 EC2-2005).
- **Tot.Punz. :** Coefficiente di verifica totale taglio-punzonamento.
- **Verif SLU.** Coefficiente totale di verifica Stati Limite Ultimi.
- **Stati Limite di Esercizio :** Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.
- **Fessurazione:** Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione.
- **Tens.Fe:** Coefficiente di verifica stato limite tensione di esercizio dell'armatura.
- **Tens.Cls:** Coefficiente di verifica stato limite tensione di esercizio del calcestruzzo.
- **Verif SLE.** Coefficiente totale di verifica Stati Limite di Esercizio.

Piano 0. Verifiche SL shell piastre

| N° | Zona | | | Stati Limite Ultimi | | | | | | Stati Limite di Esercizio | | | | | |
|----|------|-------|-------|---------------------|----------|-------|-----------|---------|-----------|---------------------------|-------|----------|-----------|-----------|--|
| | Filo | Piano | Fe | Clc | Punt Clc | VVrdc | Arm Punt. | VVrdMax | Tot punz. | Verif SLU | Fess. | Tens. Fe | Tens. Clc | Verif SLE | |
| 1 | 2 | 0 | 0.741 | 0.336 | - | 0.688 | - | 0.145 | 0.688 | Si | 0.000 | 0.530 | 0.315 | Si | |
| 1 | 3 | 0 | 0.741 | 0.332 | - | 0.693 | - | 0.118 | 0.693 | Si | 0.000 | 0.525 | 0.312 | Si | |
| 1 | 4 | 0 | 0.731 | 0.330 | - | 0.681 | - | 0.129 | 0.681 | Si | 0.000 | 0.515 | 0.307 | Si | |
| 1 | 1 | 0 | 0.725 | 0.331 | - | 0.779 | - | 0.143 | 0.779 | Si | 0.000 | 0.515 | 0.309 | Si | |
| 1 | - | - | 0.817 | 0.377 | - | 0.709 | - | 0.123 | 0.709 | Si | 0.000 | 0.583 | 0.353 | Si | |
| 2 | 3 | 0 | 0.741 | 0.332 | - | 0.693 | - | 0.119 | 0.693 | Si | 0.000 | 0.525 | 0.312 | Si | |
| 2 | 5 | 0 | 0.757 | 0.335 | - | 0.642 | - | 0.122 | 0.642 | Si | 0.000 | 0.536 | 0.314 | Si | |
| 2 | 6 | 0 | 0.745 | 0.331 | - | 0.669 | - | 0.122 | 0.669 | Si | 0.000 | 0.525 | 0.309 | Si | |
| 2 | 4 | 0 | 0.731 | 0.330 | - | 0.681 | - | 0.125 | 0.681 | Si | 0.000 | 0.515 | 0.307 | Si | |
| 2 | - | - | 0.825 | 0.381 | - | 0.671 | - | 0.121 | 0.671 | Si | 0.000 | 0.587 | 0.356 | Si | |
| 3 | 5 | 0 | 0.757 | 0.335 | - | 0.642 | - | 0.122 | 0.642 | Si | 0.000 | 0.536 | 0.314 | Si | |
| 3 | 7 | 0 | 0.771 | 0.338 | - | 0.667 | - | 0.125 | 0.667 | Si | 0.000 | 0.546 | 0.317 | Si | |
| 3 | 8 | 0 | 0.759 | 0.334 | - | 0.683 | - | 0.125 | 0.683 | Si | 0.000 | 0.534 | 0.312 | Si | |
| 3 | 6 | 0 | 0.745 | 0.331 | - | 0.669 | - | 0.123 | 0.669 | Si | 0.000 | 0.525 | 0.309 | Si | |
| 3 | - | - | 0.836 | 0.385 | - | 0.680 | - | 0.122 | 0.680 | Si | 0.000 | 0.595 | 0.360 | Si | |
| 4 | 7 | 0 | 0.771 | 0.338 | - | 0.670 | - | 0.127 | 0.670 | Si | 0.000 | 0.546 | 0.317 | Si | |
| 4 | 9 | 0 | 0.783 | 0.342 | - | 0.716 | - | 0.133 | 0.716 | Si | 0.000 | 0.554 | 0.321 | Si | |
| 4 | 10 | 0 | 0.771 | 0.338 | - | 0.707 | - | 0.131 | 0.707 | Si | 0.000 | 0.543 | 0.315 | Si | |
| 4 | 8 | 0 | 0.759 | 0.334 | - | 0.683 | - | 0.127 | 0.683 | Si | 0.000 | 0.534 | 0.312 | Si | |
| 4 | - | - | 0.848 | 0.390 | - | 0.702 | - | 0.128 | 0.702 | Si | 0.000 | 0.602 | 0.365 | Si | |
| 5 | 9 | 0 | 0.783 | 0.342 | - | 0.716 | - | 0.134 | 0.716 | Si | 0.000 | 0.554 | 0.321 | Si | |
| 5 | 11 | 0 | 0.798 | 0.347 | - | 0.729 | - | 0.141 | 0.729 | Si | 0.000 | 0.565 | 0.325 | Si | |
| 5 | 12 | 0 | 0.787 | 0.343 | - | 0.738 | - | 0.140 | 0.738 | Si | 0.000 | 0.554 | 0.319 | Si | |
| 5 | 10 | 0 | 0.771 | 0.338 | - | 0.709 | - | 0.135 | 0.709 | Si | 0.000 | 0.543 | 0.315 | Si | |
| 5 | - | - | 0.860 | 0.397 | - | 0.729 | - | 0.138 | 0.729 | Si | 0.000 | 0.611 | 0.370 | Si | |
| 6 | 11 | 0 | 0.798 | 0.347 | - | 0.729 | - | 0.143 | 0.729 | Si | 0.000 | 0.565 | 0.325 | Si | |
| 6 | 13 | 0 | 0.814 | 0.353 | - | 0.766 | - | 0.151 | 0.766 | Si | 0.000 | 0.576 | 0.330 | Si | |
| 6 | 14 | 0 | 0.803 | 0.349 | - | 0.780 | - | 0.151 | 0.780 | Si | 0.000 | 0.566 | 0.324 | Si | |
| 6 | 12 | 0 | 0.787 | 0.343 | - | 0.745 | - | 0.145 | 0.745 | Si | 0.000 | 0.554 | 0.319 | Si | |
| 6 | - | - | 0.873 | 0.403 | - | 0.770 | - | 0.146 | 0.770 | Si | 0.000 | 0.620 | 0.376 | Si | |
| 7 | 13 | 0 | 0.814 | 0.353 | - | 0.766 | - | 0.155 | 0.766 | Si | 0.000 | 0.576 | 0.330 | Si | |
| 7 | 15 | 0 | 0.829 | 0.360 | - | 0.805 | - | 0.167 | 0.805 | Si | 0.000 | 0.587 | 0.335 | Si | |
| 7 | 16 | 0 | 0.818 | 0.356 | - | 0.824 | - | 0.164 | 0.824 | Si | 0.000 | 0.576 | 0.330 | Si | |
| 7 | 14 | 0 | 0.803 | 0.349 | - | 0.787 | - | 0.157 | 0.787 | Si | 0.000 | 0.566 | 0.324 | Si | |
| 7 | - | - | 0.886 | 0.411 | - | 0.814 | - | 0.164 | 0.814 | Si | 0.000 | 0.629 | 0.382 | Si | |
| 8 | 15 | 0 | 0.829 | 0.360 | - | 0.805 | - | 0.171 | 0.805 | Si | 0.000 | 0.587 | 0.335 | Si | |
| 8 | 17 | 0 | 0.841 | 0.368 | - | 0.848 | - | 0.181 | 0.848 | Si | 0.000 | 0.596 | 0.342 | Si | |
| 8 | 18 | 0 | 0.831 | 0.364 | - | 0.870 | - | 0.179 | 0.870 | Si | 0.000 | 0.586 | 0.336 | Si | |
| 8 | 16 | 0 | 0.818 | 0.356 | - | 0.834 | - | 0.171 | 0.834 | Si | 0.000 | 0.576 | 0.330 | Si | |
| 8 | - | - | 0.901 | 0.419 | - | 0.858 | - | 0.171 | 0.858 | Si | 0.000 | 0.639 | 0.389 | Si | |
| 9 | 17 | 0 | 0.841 | 0.368 | - | 0.858 | - | 0.183 | 0.858 | Si | 0.000 | 0.596 | 0.342 | Si | |
| 9 | 19 | 0 | 0.853 | 0.375 | - | 0.918 | - | 0.188 | 0.918 | Si | 0.000 | 0.605 | 0.347 | Si | |
| 9 | 20 | 0 | 0.840 | 0.371 | - | 0.925 | - | 0.197 | 0.925 | Si | 0.000 | 0.593 | 0.341 | Si | |
| 9 | 18 | 0 | 0.831 | 0.364 | - | 0.884 | - | 0.185 | 0.884 | Si | 0.000 | 0.586 | 0.336 | Si | |
| 9 | - | - | 0.918 | 0.426 | - | 0.894 | - | 0.192 | 0.894 | Si | 0.000 | 0.652 | 0.395 | Si | |
| 10 | 19 | 0 | 0.853 | 0.375 | - | 0.918 | - | 0.186 | 0.918 | Si | 0.000 | 0.605 | 0.347 | Si | |
| 10 | 21 | 0 | 0.720 | 0.312 | - | 0.900 | - | 0.186 | 0.900 | Si | 0.000 | 0.513 | 0.287 | Si | |
| 10 | 22 | 0 | 0.731 | 0.317 | - | 0.848 | - | 0.182 | 0.848 | Si | 0.000 | 0.516 | 0.289 | Si | |
| 10 | 20 | 0 | 0.840 | 0.371 | - | 0.925 | - | 0.197 | 0.925 | Si | 0.000 | 0.593 | 0.341 | Si | |
| 10 | - | - | 0.942 | 0.438 | - | 0.927 | - | 0.194 | 0.927 | Si | 0.000 | 0.669 | 0.405 | Si | |

Tabella riassuntiva verifiche Stati Limite Beam

| Piano | Travi | | | | | Pilastri | | | | | Pareti | | | | | Nodi | | | | | |
|-------|-------|-----------|--------------|---------|---------|----------|-----------|--------------|---------|--------|---------|-----|-----------|--------------|---------|--------|---------|------------|------|---------|--|
| | SLU | Duttività | Tens. Eserc. | Fessur. | Deform. | SLU | Duttività | Tens. Eserc. | Fessur. | Spont. | Instab. | SLU | Duttività | Tens. Eserc. | Fessur. | Spont. | Instab. | Gerar. Am. | Min. | Resist. | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | | | | | | | | | | | | Si | | Si | | Si | | Si | | | |

Tabella riassuntiva verifiche Stati Limite Shell e Fondazioni

| Piano | Pareti | | | Piastra | | | Pilanti diretti | | | Pilanti su pali | | | Pali | | | | |
|-------|--------|--------------|---------|---------|-----|--------------|-----------------|-----|--------------|-----------------|-----|--------------|---------|-----|--------------|---------|--|
| | SLU | Tens. Eserc. | Fessur. | Spont. | SLU | Tens. Eserc. | Fessur. | SLU | Tens. Eserc. | Fessur. | SLU | Tens. Eserc. | Fessur. | SLU | Tens. Eserc. | Fessur. | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | | | | | Si | | Si | | Si | | | | | | | | |

Verifica di resistenza degli elementi strutturali

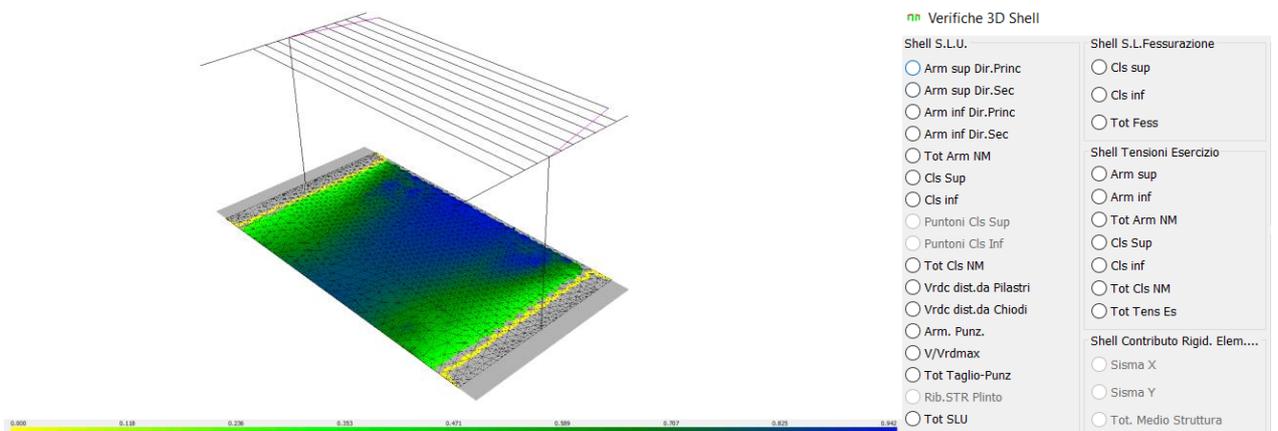
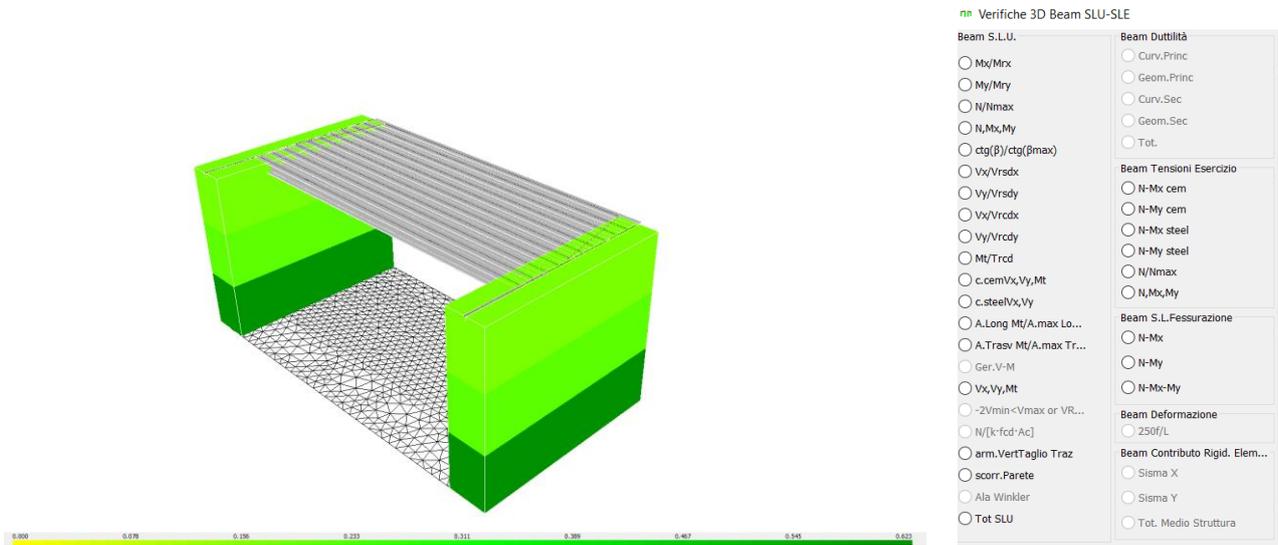
- Valore massimo Ed/Rd allo SLE: 0.66969
- Valore massimo Ed/Rd allo SLU: 0.9424

Mandataria

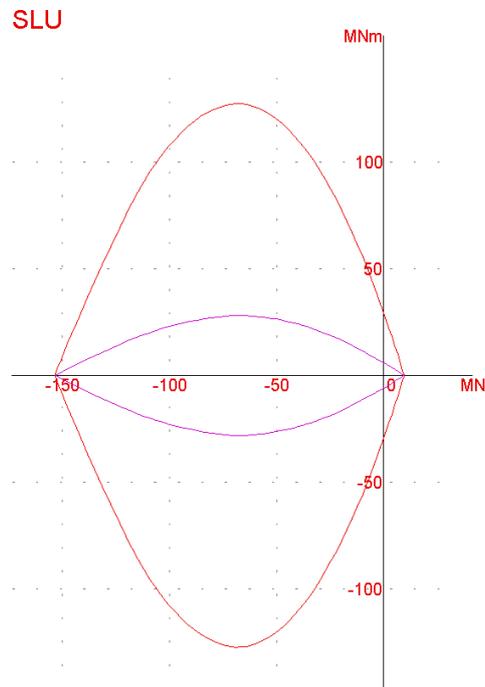
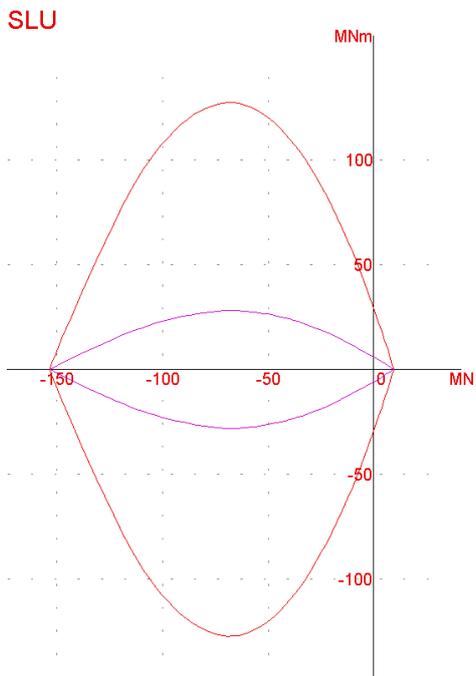


Mandanti





DOMINIO DI INTERAZIONE PARETE 1-2



5.7. INCIDENZA ARMATURE

| Descrizione | Quantità | Unità di misura |
|---|-----------|--------------------|
| Cls C30/37 | | |
| Platea | 137,088 | m ³ |
| Parete 2 | 36,156 | m ³ |
| Parete 1 | 36,156 | m ³ |
| <i>Tot. Cls C30/37:</i> | 209,4 | m ³ |
| Fe B450C Ø14 (Spilli) | | |
| Parete 2 | 820,755 | kg |
| Parete 1 | 820,755 | kg |
| <i>Tot. Fe B450C Ø14:</i> | 1641,510 | kg |
| Fe B450C Ø20 | | |
| Platea | 7256,144 | kg |
| <i>Tot. Fe B450C Ø20:</i> | 7256,144 | kg |
| Fe B450C Ø26 | | |
| Platea | 12740,879 | kg |
| Parete 2 | 3517,192 | kg |
| Parete 1 | 3517,192 | kg |
| <i>Tot. Fe B450C Ø26:</i> | 19775,263 | kg |
| Incidenza | | |
| Platea | 145,867 | kg/ m ³ |
| <i>Armatura antifessurazione platee</i> | 50,000 | kg/ m ³ |
| Parete 2 | 119,979 | kg/ m ³ |
| Parete 1 | 119,979 | kg/ m ³ |