



REPUBBLICA ITALIANA



*Comune di Cicala*

88040 - (Provincia di Catanzaro )  
via Attanzio - Tel. 0968-85294 Fax 0968-85282



MINISTERO DELL'INTERNO

**DECRETO DEL DIPARTIMENTO PER GLI AFFARI INTERNI E TERRITORIALI  
DEL MINISTERO DELL'INTERNO DEL 23/02/2021**

**CONTRIBUTI PER L'ANNO 2021 PER INVESTIMENTI IN OPERE PUBBLICHE DI MESSA IN SICUREZZA  
DEGLI EDIFICI E DEL TERRITORIO DI CUI ALL'ART. 1, COMMA 139 E SEGUENTI, LEGGE 145/2018**

**RIQUALIFICAZIONE IDRAULICA  
IDROGEOLOGICA DELLE AREE PROSSIME  
AI CORSI D'ACQUA  
CUP: I48C20000010001**



**Tav. 15**

**PROGETTO ESECUTIVO**

IL R.U.P.  
Geom. L. BONACCI

TITOLO

**RELAZIONE DI CALCOLO  
IMPALCATO PONTE  
TORRENTE S'ELIA**

SCALA:

Il Sindaco  
Geom. A. FALVO

PROGETTISTI - R.T.P.

Ing. AMELIO G.

Ing. VITELLI G.

Ing. PERRI T.

Ing. MADIA F.

DATA:

FEBBARIO 2023

# Relazione di calcolo dell'impalcato l= 15.58 m.

## 1 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

|           |       |
|-----------|-------|
| lunghezza | : m   |
| forza     | : daN |

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici ( =25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.  
Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

## 2 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

### 3 MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti. Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

#### *PRIMA FASE*

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

#### *SECONDA FASE*

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

#### 3.1 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione  $\sigma_{spi}$  prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la casseratura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza  $R_{ckj}$  che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza  $R_{ckj}$  si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

## 4 SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

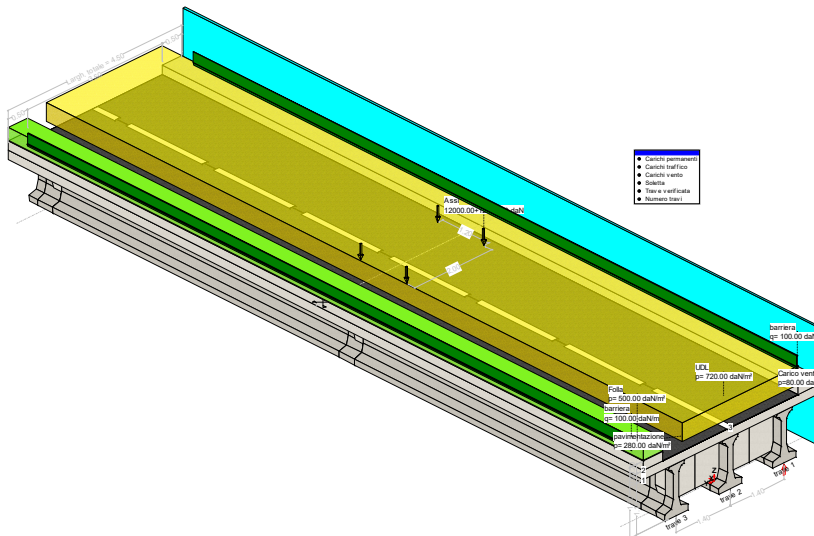
Nella stesura del calcolo sono rispettate le seguenti norme:

Normative sui ponti stradali:

- DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Per la stesura della presente relazione si sono inoltre seguite le indicazioni contenute nei documenti :

- CNR 10024/84 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- NTC 2018 - 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo



## 5 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidezza torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Lescalculdesgrillages de pontres ed dallesorthotropesselon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

$n = n.\text{travi}$  ,  $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge  $w(x,y;e)$  che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso  $P_m$  ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \sin(\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \sin(\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata  $y$  e carico di eccentricità  $e$ , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità  $e$ , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata  $y$  e il carico medio  $1/n$  dove  $n$  è il numero delle travi.

Il valore di  $K(y;e)$  è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto  $y/b$  rappresentante la posizione della trave longitudinale  
presa in considerazione ( $e$  lungo la quale  $y$  ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto  $e/b$  che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

## 6 DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi prefabbricate più soletta collaborante

### 6.1 Dati geometrici

|                                 |       |
|---------------------------------|-------|
| Luce di calcolo                 | 15.85 |
| Larghezza cordolo sinistro      | 0.50  |
| Larghezza carreggiata           | 3.50  |
| Larghezza cordolo destro        | 0.50  |
| Larghezza fuori tutto impalcato | 4.50  |
| Numero travi                    | 3     |
| Tipo trave                      | TT110 |
| Interasse travi                 | 1.40  |
| Larghezza travi                 | 0.61  |
| Lunghezza retrotrave            | 0.42  |
| Lunghezza ringrosso             | 0.00  |
| Lunghezza svasatura             | 0.00  |
| Eccentricità travi-soletta      | 0.00  |
| Spessore medio soletta          | 0.25  |
| Spessore minimo soletta         | 0.20  |
| Luce di calcolo soletta         | 1.00  |
| Larghezza marciapiede sinistro  | 0.50  |
| Dist. marciapiede sinistro      | 0.00  |
| Larghezza marciapiede destro    | 0.00  |
| Dist. marciapiede destro        | 0.00  |
| Spessore medio cordoli          | 0.20  |

### 6.2 Traversi in campata

|                           |          |
|---------------------------|----------|
| Numero traversi           | 1        |
| Altezza sezione traversi  | 0.90     |
| Spessore sezione traversi | 0.40     |
| <b>n.</b>                 | <b>X</b> |
| 1                         | 7.92     |

### 6.3 Traversi in testata

|                           |          |
|---------------------------|----------|
| Altezza sezione traversi  | 0.90     |
| Spessore sezione traversi | 0.40     |
| <b>n.</b>                 | <b>X</b> |
| 1                         | 0.00     |
| 2                         | 15.85    |

### 6.4 Trave prefabbricata TT110

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

|                   |          |          |
|-------------------|----------|----------|
| <b>Vertice n.</b> | <b>x</b> | <b>y</b> |
| 1                 | -0.305   | 0.125    |
| 2                 | -0.120   | 0.185    |
| 3                 | -0.070   | 0.375    |

| Vertice n. | x      | y     |
|------------|--------|-------|
| 4          | -0.070 | 0.920 |
| 5          | -0.135 | 1.015 |
| 6          | -0.200 | 1.040 |
| 7          | -0.200 | 1.100 |
| 8          | 0.200  | 1.100 |
| 9          | 0.200  | 1.040 |
| 10         | 0.135  | 1.015 |
| 11         | 0.070  | 0.920 |
| 12         | 0.070  | 0.375 |
| 13         | 0.120  | 0.185 |
| 14         | 0.305  | 0.125 |
| 15         | 0.300  | 0.000 |
| 16         | -0.300 | 0.000 |
| 17         | 0.000  | 0.000 |

|                              |      |
|------------------------------|------|
| Altezza della sezione        | 1.10 |
| Spessore complessivo anime   | 0.14 |
| Area sezione di calcestruzzo | 0.27 |
| Ordinata y baricentro        | 0.46 |
| Ascissa x baricentro         | 0.00 |
| J baricentro                 | 0.04 |
| Coefficiente torsionale      | 0.00 |

## 6.5 Geometria getto in opera

La descrizione geometrica delle sezioni del getto in opera viene data nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato

| Vertice n. | Y      | Z     |
|------------|--------|-------|
| 1          | 2.250  | 1.100 |
| 2          | 2.250  | 1.350 |
| 3          | 0.000  | 1.350 |
| 4          | -2.250 | 1.350 |
| 5          | -2.250 | 1.100 |

|                       |       |
|-----------------------|-------|
| Lunghezza in direz. X | 16.69 |
| Altezza della sezione | 0.25  |
| Area sezione          | 1.13  |
| Z baricentro          | 1.23  |
| J baricentrico        | 0.01  |

## 6.6 Parametri dei materiali

|                                            |           |
|--------------------------------------------|-----------|
| Ritiro differenziale trave - soletta       | 0.00000   |
| Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave | 1.00      |
| E trave/soletta (calcolo frecce)           | 3E9       |
| Peso specifico trave prefabbricata         | 2452.5000 |
| Peso specifico calcestruzzo getto in opera | 2452.5000 |



## 7 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

### 7.1 Parametri di Massonnet

|                                     |    |       |
|-------------------------------------|----|-------|
| Eccentricità trave verificata (n.1) | Y  | -1.40 |
| Luce di calcolo travi principali    | L  | 15.85 |
| Interasse traversi                  | L1 | 7.92  |
| Semilarghezza teorica impalcato     | B  | 2.10  |
| Interasse travi                     | B1 | 1.40  |

Trave:

$A_p = 0.64$  (area sezione clstrave+soletta)  
 $D_p = 0.91$  (quota baricentro)  
 $J_p = 0.13$  (momento d'inerzia flessionale)  
 $C_p = 0.00$  (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 0.96$  (area sezione traverso/soletta)  
 $D_e = 0.81$  (quota baricentro da base sezione)  
 $J_e = 0.10$  (momento d'inerzia flessionale)  
 $C_e = 0.01$  (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 2.40

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1.00

Teta = 0.218                      Radice alfa = 0.135

### 7.2 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1<sup>a</sup> trave che ha una eccentricita'  $Y = 1.4$  [m] e che risulta essere la piu' sollecitata:

| Y=         | 2.10   | 1.57   | 1.05   | 0.52  | 0.00  | -0.52 | -1.05 | -1.57 | -2.10 |
|------------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $K_0$      | -0.993 | -0.497 | -0.001 | 0.496 | 0.996 | 1.497 | 2.000 | 2.503 | 3.005 |
| $K_1$      | 0.860  | 0.891  | 0.924  | 0.959 | 0.997 | 1.036 | 1.075 | 1.113 | 1.149 |
| $K_\alpha$ | -0.742 | -0.309 | 0.124  | 0.559 | 0.996 | 1.435 | 1.875 | 2.315 | 2.754 |

Vengono riportati di seguito i coefficienti  $\mu_a$  relativi alla sezione  $Y = 0.00$  del traverso, ed alla prima armonica.

| Y=           | 2.10   | 1.57   | 1.05   | 0.52  | 0.00  | -0.52 | -1.05  | -1.57  | -2.10  |
|--------------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| $\mu_\alpha$ | -0.239 | -0.120 | -0.001 | 0.120 | 0.243 | 0.120 | -0.001 | -0.120 | -0.239 |

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

#### 8.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

|                                   |          |         |
|-----------------------------------|----------|---------|
| Lunghezza trave in asse           | 16.69    | [m]     |
| Peso trave (sezione filante)      | 650.83   | [daN/m] |
| Peso totale trave prefabbricata   | 10862.39 | [daN]   |
| Peso soletta gravante sulla trave | 950.34   | [daN/m] |
| Peso traverso in testata          | 741.64   | [daN]   |
| Peso traverso in campata          | 741.64   | [daN]   |

#### 8.1.2 Fase 2

##### 8.1.2.1 Pavimentazione

Peso pavimentazione ( $280.00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ ) gravante sulla trave:  $326.35 \text{ [daN/m]}$

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente  $K_\alpha$  di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

##### 8.1.2.2 Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

|                  | peso lineare [daN/m] | Ecc. Y | peso totale [daN] |
|------------------|----------------------|--------|-------------------|
| cordolo sinistro | 245.25               | 2.00   | 3887.21           |
| cordolo destro   | 245.25               | -2.00  | 3887.21           |

Peso totale cordoli = 7774.43

##### 8.1.2.3 Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

| n. | Descrizione | [daN/m] | Ecc. Y | X'i  | Rif.X'i           | X'f  | Rif.X'f         |
|----|-------------|---------|--------|------|-------------------|------|-----------------|
| 1  | barriera    | 100.00  | -2.15  | 0.00 | Appoggio iniziale | 0.00 | Appoggio finale |
| 2  | barriera    | 100.00  | 2.15   | 0.00 | Appoggio iniziale | 0.00 | Appoggio finale |

### 8.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli

eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 2a categoria*

Numero assi per corsia: 2

| corsia | Nome     | carico asse Q | p      | $\alpha_Q$ | $\alpha_q$ |
|--------|----------|---------------|--------|------------|------------|
| 1      | Corsia 1 | 24000.00      | 720.00 | 1.00       | 1.00       |
| 2      | Corsia 2 | 20000.00      | 250.00 | 1.00       | 1.00       |
| 3      | Corsia 3 | 10000.00      | 250.00 | 1.00       | 1.00       |

Carico folla sui marciapiedi= 500.00 [daN/m<sup>2</sup>]

## 9 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

### 9.1 Stati Limite Ultimi

|                                                     | $\gamma_{sup.}$ | $\gamma_{inf.}$ |
|-----------------------------------------------------|-----------------|-----------------|
| Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali     | 1.35            | 1.00            |
| Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali | 1.50            | 0.00            |
| Coeff. sicurezza carichi traffico                   | 1.35            | 0.00            |
| Coeff. sicurezza carichi vento                      | 1.50            | 0.00            |

### 9.2 Stati Limite di Esercizio

| Carico            | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|-------------------|----------|----------|----------|
| LM1/UDL           | 0.40     | 0.40     | 0.00     |
| LM1/TS            | 0.75     | 0.75     | 0.00     |
| forze orizzontali | 0.00     | 0.00     | 0.00     |
| carico pedonale   | 0.00     | 0.00     | 0.00     |
| LM4 folla         | 0.00     | 0.75     | 0.00     |
| LM3               | 0.00     | 0.00     | 0.00     |
| asse singolo LM2  | 0.00     | 0.75     | 0.00     |
| vento             | 0.60     | 0.20     | 0.00     |
| termico           | 0.60     | 0.60     | 0.50     |

## 10 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

### 10.1 peso cordoli + sbalzi gettati in 2a fase

| Descrizione      | [daN/m] | Ecc. Y | K Massonnet | $\mu$ Massonnet |
|------------------|---------|--------|-------------|-----------------|
| cordolo sinistro | 245.25  | 2.00   | -0.660      | -0.216          |
| cordolo destro   | 245.25  | -2.00  | 2.671       | -0.216          |
| sbalzo dx        | 0.00    | 0.00   | 0.996       | 0.243           |
| sbalzo sx        | 0.00    | 0.00   | 0.996       | 0.243           |

### 10.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

| n. | Descrizione | [daN/m] | Ecc. Y | K Massonnet | $\mu$ Massonnet |
|----|-------------|---------|--------|-------------|-----------------|
| 1  | barriera    | 100.00  | -2.15  | 2.796       | -0.250          |
| 2  | barriera    | 100.00  | 2.15   | -0.784      | -0.250          |

### 10.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

| Descrizione | $Q \cdot \alpha$ [daN] | $q \cdot \alpha$ [daN/m] | Ecc. Y | Larghezza | Ka    |
|-------------|------------------------|--------------------------|--------|-----------|-------|
| Corsia 1    | 24000.00               | 2160.00                  | -0.25  | 3.00      | 1.205 |

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

#### 10.4 Carichi mobili per calcolo M max su traverso

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

| Descrizione | $Q \cdot \alpha$ [daN] | $q \cdot \alpha$ [daN/m] | Ecc. Y | Larghezza | $\mu$ |
|-------------|------------------------|--------------------------|--------|-----------|-------|
| Corsia 1    | 24000.00               | 2160.00                  | 0.00   | 3.00      | 0.243 |

### 10.5 Carichi mobili per calcolo M min su traverso

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

| Descrizione    | $Q \cdot \alpha$ [daN] | $q \cdot \alpha$ [daN/m] | Ecc. Y | Larghezza | $\mu$  |
|----------------|------------------------|--------------------------|--------|-----------|--------|
| Zona rimanente | 0.00                   | 125.00                   | 1.50   | 0.50      | -0.103 |

| Descrizione | q [daN/m] | Ecc. Y | Larghezza | $\mu$  |
|-------------|-----------|--------|-----------|--------|
| Folla SX    | 250.00    | 2.00   | 0.50      | -0.216 |

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff.  $K_C$  di Massonnet

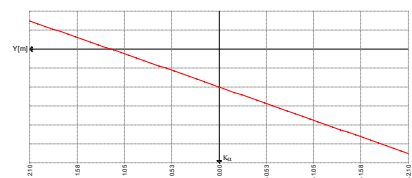
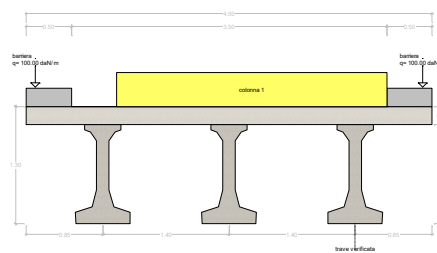
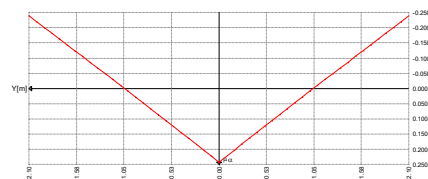
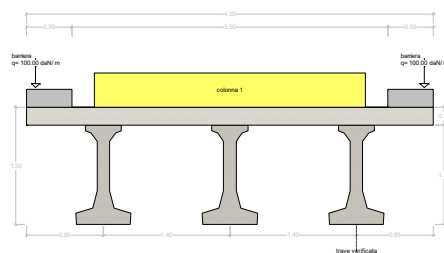
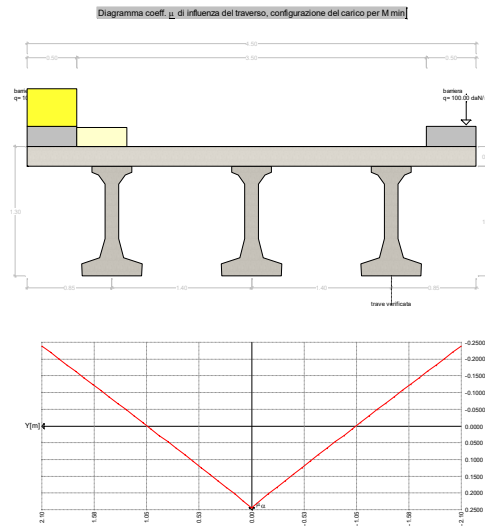


Diagramma coeff.  $\mu$  di influenza del traverso, configurazione del carico per M max





## 11 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1

### 11.1 Valori caratteristici sollecitazioni

#### 11.1.1 Al taglio trefoli ed in opera

| Sez.X | Descrizione | peso trave |          | peso soletta+traversi |          |
|-------|-------------|------------|----------|-----------------------|----------|
|       |             | M          | V        | M                     | V        |
| 0.00  | appoggio    | 0.00       | 5157.85  | 0.00                  | 7902.29  |
| 1.00  |             | 4829.60    | 4507.01  | 7422.99               | 6951.95  |
| 1.50  |             | 6996.71    | 4181.60  | 10772.81              | 6476.78  |
| 2.00  |             | 9008.94    | 3856.18  | 13896.46              | 6001.60  |
| 3.00  |             | 12538.01   | 3205.35  | 19420.43              | 5051.26  |
| 4.00  |             | 15416.82   | 2554.52  | 23994.88              | 4100.92  |
| 5.00  |             | 17645.37   | 1903.68  | 27619.82              | 3150.57  |
| 6.00  |             | 19223.66   | 1252.85  | 30295.26              | 2200.23  |
| 7.00  |             | 20151.69   | 602.02   | 32021.17              | 1249.89  |
| 7.92  | mezzeria    | 20437.96   | 0.00     | 32782.20              | 370.82   |
| 8.00  |             | 20434.01   | -48.81   | 32748.62              | -44.37   |
| 9.00  |             | 20056.95   | -699.64  | 31827.22              | -1392.44 |
| 10.00 |             | 19034.19   | -1350.48 | 29962.97              | -2342.78 |
| 11.00 |             | 17360.74   | -2001.31 | 27148.58              | -3293.13 |
| 12.00 |             | 15031.22   | -2652.14 | 23376.20              | -4243.47 |
| 13.00 |             | 12051.44   | -3302.97 | 18654.32              | -5193.81 |
| 14.00 |             | 8421.40    | -3953.81 | 12982.93              | -6144.16 |
| 15.00 |             | 4141.10    | -4604.64 | 6362.02               | -7094.50 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00       | -5157.85 | 0.00                  | -7902.29 |

#### 11.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

| Sez.X | Descrizione | peso cordoli + sbalzi gettati in 2a fase |          |      |
|-------|-------------|------------------------------------------|----------|------|
|       |             | M                                        | V        | T    |
| 0.00  | appoggio    | 0.00                                     | 1302.57  | 0.00 |
| 1.00  |             | 1219.68                                  | 1138.21  | 0.00 |
| 1.50  |             | 1766.96                                  | 1056.03  | 0.00 |
| 2.00  |             | 2275.14                                  | 973.85   | 0.00 |
| 3.00  |             | 3166.38                                  | 809.49   | 0.00 |
| 4.00  |             | 3893.40                                  | 645.12   | 0.00 |
| 5.00  |             | 4456.20                                  | 480.76   | 0.00 |
| 6.00  |             | 4854.78                                  | 316.40   | 0.00 |
| 7.00  |             | 5089.15                                  | 152.04   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 5161.45                                  | 0.00     | 0.00 |
| 8.00  |             | 5160.45                                  | -12.33   | 0.00 |
| 9.00  |             | 5065.22                                  | -176.69  | 0.00 |
| 10.00 |             | 4806.93                                  | -341.05  | 0.00 |
| 11.00 |             | 4384.32                                  | -505.41  | 0.00 |
| 12.00 |             | 3796.02                                  | -669.78  | 0.00 |
| 13.00 |             | 3043.50                                  | -834.14  | 0.00 |
| 14.00 |             | 2126.76                                  | -998.50  | 0.00 |
| 15.00 |             | 1045.80                                  | -1162.86 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00                                     | -1302.57 | 0.00 |

| Sez.X | Descrizione | permanententi portati |         |      |
|-------|-------------|-----------------------|---------|------|
|       |             | M                     | V       | T    |
| 0.00  | appoggio    | 0.00                  | 3117.86 | 0.00 |
| 1.00  |             | 2919.44               | 2724.44 | 0.00 |
| 1.50  |             | 4229.43               | 2527.73 | 0.00 |



| Sez.X | Descrizione | permanenti portati |          |      |
|-------|-------------|--------------------|----------|------|
|       |             | M                  | V        | T    |
| 2.00  |             | 5445.80            | 2331.02  | 0.00 |
| 3.00  |             | 7579.09            | 1937.60  | 0.00 |
| 4.00  |             | 9319.30            | 1544.18  | 0.00 |
| 5.00  |             | 10666.43           | 1150.76  | 0.00 |
| 6.00  |             | 11620.49           | 757.33   | 0.00 |
| 7.00  |             | 12181.47           | 363.91   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 12354.52           | 0.00     | 0.00 |
| 8.00  |             | 12352.13           | -29.51   | 0.00 |
| 9.00  |             | 12124.20           | -422.93  | 0.00 |
| 10.00 |             | 11505.95           | -816.35  | 0.00 |
| 11.00 |             | 10494.37           | -1209.77 | 0.00 |
| 12.00 |             | 9086.20            | -1603.19 | 0.00 |
| 13.00 |             | 7284.96            | -1996.61 | 0.00 |
| 14.00 |             | 5090.64            | -2390.03 | 0.00 |
| 15.00 |             | 2503.25            | -2783.45 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00               | -3117.86 | 0.00 |

### 11.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

| Sez.X | Descrizione | Tandem-TS |           |      |
|-------|-------------|-----------|-----------|------|
|       |             | M         | V         | T    |
| 0.00  | appoggio    | 0.00      | 18543.35  | 0.00 |
| 1.00  |             | 17316.82  | 17327.39  | 0.00 |
| 1.50  |             | 25049.71  | 16719.41  | 0.00 |
| 2.00  |             | 32203.85  | 16111.43  | 0.00 |
| 3.00  |             | 44661.10  | 14895.48  | 0.00 |
| 4.00  |             | 54688.56  | 13679.52  | 0.00 |
| 5.00  |             | 62286.24  | 12463.56  | 0.00 |
| 6.00  |             | 67454.13  | 11247.60  | 0.00 |
| 7.00  |             | 70192.24  | 10031.65  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 70587.09  | -8906.89  | 0.00 |
| 8.00  |             | 70627.05  | -8998.08  | 0.00 |
| 9.00  |             | 69947.68  | -10214.04 | 0.00 |
| 10.00 |             | 66855.58  | -11430.00 | 0.00 |
| 11.00 |             | 61332.09  | -12645.96 | 0.00 |
| 12.00 |             | 53357.14  | -13861.91 | 0.00 |
| 13.00 |             | 42952.41  | -15077.87 | 0.00 |
| 14.00 |             | 30117.89  | -16293.83 | 0.00 |
| 15.00 |             | 14853.59  | -17509.78 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00      | -18543.35 | 0.00 |

| Sez.X | Descrizione | Distribuito-UDL |          |      |
|-------|-------------|-----------------|----------|------|
|       |             | M               | V        | T    |
| 0.00  | appoggio    | 0.00            | 6873.21  | 0.00 |
| 1.00  |             | 6435.79         | 6033.52  | 0.00 |
| 1.50  |             | 9323.63         | 5634.50  | 0.00 |
| 2.00  |             | 12005.07        | 5248.51  | 0.00 |
| 3.00  |             | 16707.82        | 4518.16  | 0.00 |
| 4.00  |             | 20544.05        | 3842.49  | 0.00 |
| 5.00  |             | 23513.75        | 3221.49  | 0.00 |
| 6.00  |             | 25616.94        | 2655.15  | 0.00 |
| 7.00  |             | 26853.60        | 2143.49  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 27235.08        | 1467.97  | 0.00 |
| 8.00  |             | 27229.82        | -42.43   | 0.00 |
| 9.00  |             | 26727.36        | -2216.50 | 0.00 |
| 10.00 |             | 25364.45        | -2736.13 | 0.00 |
| 11.00 |             | 23134.45        | -3310.46 | 0.00 |
| 12.00 |             | 20030.20        | -3939.95 | 0.00 |
| 13.00 |             | 16059.43        | -4624.12 | 0.00 |
| 14.00 |             | 11222.13        | -5362.95 | 0.00 |
| 15.00 |             | 5518.32         | -6156.45 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00            | -6873.21 | 0.00 |

| Sez.X | Descrizione | Folla marciapiedi |      |      |
|-------|-------------|-------------------|------|------|
|       |             | M                 | V    | T    |
| 0.00  | appoggio    | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 1.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 1.50  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 2.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 3.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 4.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 5.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 6.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 7.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 8.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 9.00  |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 10.00 |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 11.00 |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 12.00 |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 13.00 |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 14.00 |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 15.00 |             | 0.00              | 0.00 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00              | 0.00 | 0.00 |

| Sez.X |          | gruppo1 (tab. 5.1.IV) |           |      |
|-------|----------|-----------------------|-----------|------|
|       |          | M                     | V         | T    |
| 0.00  | appoggio | 0.00                  | 25416.56  | 0.00 |
| 1.00  |          | 23752.61              | 23360.91  | 0.00 |
| 1.50  |          | 34373.34              | 22353.92  | 0.00 |
| 2.00  |          | 44208.92              | 21359.94  | 0.00 |
| 3.00  |          | 61368.92              | 19413.64  | 0.00 |
| 4.00  |          | 75232.61              | 17522.01  | 0.00 |
| 5.00  |          | 85799.99              | 15685.05  | 0.00 |
| 6.00  |          | 93071.07              | 13902.76  | 0.00 |
| 7.00  |          | 97045.84              | 12175.13  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria | 97822.17              | -7438.92  | 0.00 |
| 8.00  |          | 97856.88              | -9040.52  | 0.00 |
| 9.00  |          | 96675.04              | -12430.54 | 0.00 |
| 10.00 |          | 92220.03              | -14166.13 | 0.00 |
| 11.00 |          | 84466.54              | -15956.42 | 0.00 |
| 12.00 |          | 73387.35              | -17801.87 | 0.00 |
| 13.00 |          | 59011.84              | -19701.99 | 0.00 |
| 14.00 |          | 41340.03              | -21656.78 | 0.00 |
| 15.00 |          | 20371.91              | -23666.24 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio | 0.00                  | -25416.56 | 0.00 |

### 11.1.4 In fase di sollevamento

Coefficiente di incremento dinamico 0.15

| Sez.X | Descrizione | M max    | M min    |
|-------|-------------|----------|----------|
| -0.42 |             | 0.00     | 0.00     |
| 0.58  | aggancio    | -276.60  | -374.23  |
| 1.58  |             | 4744.96  | 3507.14  |
| 2.58  |             | 9122.77  | 6742.92  |
| 3.58  |             | 12747.50 | 9422.07  |
| 4.58  |             | 15622.55 | 11547.10 |
| 5.58  |             | 17749.79 | 13119.41 |
| 6.58  |             | 19129.23 | 14139.00 |
| 7.58  |             | 19760.88 | 14605.87 |
| 8.58  |             | 19644.72 | 14520.01 |
| 9.58  |             | 18780.75 | 13881.43 |
| 10.58 |             | 17168.99 | 12690.12 |
| 11.58 |             | 14809.43 | 10946.10 |
| 12.58 |             | 11702.06 | 8649.35  |

| Sez.X | Descrizione | M max   | M min   |
|-------|-------------|---------|---------|
| 13.58 |             | 7846.89 | 5799.88 |
| 14.58 |             | 3238.14 | 2393.41 |
| 15.27 | aggancio    | -276.60 | -374.23 |
| 16.27 |             | 0.00    | 0.00    |

### 11.1.5 In fase di trasporto

Coefficiente di incremento dinamico 0.30

| Sez.X | Descrizione | M max    | M min   |
|-------|-------------|----------|---------|
| -0.42 |             | 0.00     | 0.00    |
| 0.58  | appoggio    | -227.79  | -423.04 |
| 1.58  |             | 4409.00  | 2374.08 |
| 2.58  |             | 8402.97  | 4524.68 |
| 3.58  |             | 11545.62 | 6216.87 |
| 4.58  |             | 13840.81 | 7452.74 |
| 5.58  |             | 15290.65 | 8233.43 |
| 6.58  |             | 15895.16 | 8558.93 |
| 7.58  |             | 15654.32 | 8429.25 |
| 8.58  |             | 14568.14 | 7844.38 |
| 9.58  |             | 12636.62 | 6804.34 |
| 10.58 |             | 9859.76  | 5309.10 |
| 11.58 |             | 6237.56  | 3358.69 |
| 11.77 | appoggio    | 5460.40  | 2940.22 |
| 12.58 |             | 5016.27  | 2701.07 |
| 13.58 |             | 3711.09  | 1998.28 |
| 14.58 |             | 1554.05  | 836.79  |
| 15.27 | appoggio    | -227.79  | -423.04 |
| 16.27 |             | 0.00     | 0.00    |

## 11.2 Valori di combinazione

### 11.2.1 Combinazioni SLU

#### 11.2.1.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E \{ \gamma_{G1, \sup} \cdot G_{1, l} \}$$

$$E_d = E \{ \gamma_{G1, \inf} \cdot G_{1, l} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M        | V        |
|-------|-------------|----------|----------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 6963.09  |
| 1.00  |             | 6519.96  | 6084.47  |
| 1.50  |             | 9445.56  | 5645.16  |
| 2.00  |             | 12162.06 | 5205.84  |
| 3.00  |             | 16926.31 | 4327.22  |
| 4.00  |             | 20812.71 | 3448.60  |
| 5.00  |             | 23821.25 | 2569.97  |
| 6.00  |             | 25951.94 | 1691.35  |
| 7.00  |             | 27204.78 | 812.73   |
| 7.92  | mezzeria    | 27591.25 | 0.00     |
| 8.00  |             | 27585.92 | -65.90   |
| 9.00  |             | 27076.88 | -944.52  |
| 10.00 |             | 25696.15 | -1823.14 |
| 11.00 |             | 23436.99 | -2701.77 |
| 12.00 |             | 20292.15 | -3580.39 |
| 13.00 |             | 16269.45 | -4459.01 |
| 14.00 |             | 11368.89 | -5337.64 |
| 15.00 |             | 5590.48  | -6216.26 |

| Sez.X | Descrizione | M    | V        |
|-------|-------------|------|----------|
| 15.85 | appoggio    | 0.00 | -6963.09 |

### 11.2.1.2 In fase di sollevamento

$$E_d = E \{ \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E \{ \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

| Sez.X | Descrizione | Mmax     | Mmin     |
|-------|-------------|----------|----------|
| 0.00  | appoggio    | -48.79   | -89.12   |
| 1.00  |             | 2518.31  | 1378.79  |
| 2.00  |             | 9006.73  | 4931.22  |
| 3.00  |             | 14485.62 | 7930.94  |
| 4.00  |             | 18954.98 | 10377.93 |
| 5.00  |             | 22414.80 | 12272.19 |
| 6.00  |             | 24865.09 | 13613.74 |
| 7.00  |             | 26305.85 | 14402.56 |
| 7.92  |             | 26750.30 | 14645.90 |
| 8.00  |             | 26744.17 | 14642.54 |
| 9.00  |             | 26158.78 | 14322.04 |
| 10.00 |             | 24570.94 | 13452.69 |
| 11.00 |             | 21972.90 | 12030.25 |
| 12.00 |             | 18356.33 | 10050.16 |
| 13.00 |             | 13730.22 | 7517.35  |
| 14.00 |             | 8094.59  | 4431.82  |
| 15.00 |             | 1450.46  | 792.79   |
| 15.85 | appoggio    | -48.79   | -89.12   |

### 11.2.1.3 In fase di trasporto

$$E_d = E \{ \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E \{ \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

| Sez.X | Descrizione | Mmax     | Mmin    |
|-------|-------------|----------|---------|
| 0.00  | appoggio    | -40.18   | -100.74 |
| 1.00  |             | 2305.38  | 919.53  |
| 2.00  |             | 8351.05  | 3330.90 |
| 3.00  |             | 13255.50 | 5287.10 |
| 4.00  |             | 17018.75 | 6788.11 |
| 5.00  |             | 19640.79 | 7833.93 |
| 6.00  |             | 21121.61 | 8424.57 |
| 7.00  |             | 21461.23 | 8560.03 |
| 7.92  |             | 20771.25 | 8284.83 |
| 8.00  |             | 20667.64 | 8243.50 |
| 9.00  |             | 18716.83 | 7465.40 |
| 10.00 |             | 15632.81 | 6235.31 |
| 11.00 |             | 11406.83 | 4549.73 |
| 12.00 |             | 7273.86  | 2901.25 |
| 13.00 |             | 6165.69  | 2459.25 |
| 14.00 |             | 3916.30  | 1562.06 |
| 15.00 |             | 575.18   | 173.04  |
| 15.85 | appoggio    | -40.18   | -100.74 |

### 11.2.1.4 Al getto soletta

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M        | V         |
|-------|-------------|----------|-----------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 17631.19  |
| 1.00  |             | 16540.99 | 15469.60  |
| 1.50  |             | 23988.85 | 14388.80  |
| 2.00  |             | 30922.29 | 13308.01  |
| 3.00  |             | 43143.89 | 11146.42  |
| 4.00  |             | 53205.80 | 8984.84   |
| 5.00  |             | 61108.02 | 6823.25   |
| 6.00  |             | 66850.54 | 4661.66   |
| 7.00  |             | 70433.36 | 2500.07   |
| 7.92  | mezzeria    | 71847.22 | 500.60    |
| 8.00  |             | 71796.56 | -125.80   |
| 9.00  |             | 70043.63 | -2824.31  |
| 10.00 |             | 66146.16 | -4985.90  |
| 11.00 |             | 60087.57 | -7147.49  |
| 12.00 |             | 51850.02 | -9309.07  |
| 13.00 |             | 41452.78 | -11470.66 |
| 14.00 |             | 28895.84 | -13632.25 |
| 15.00 |             | 14179.21 | -15793.84 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -17631.19 |

### 11.2.1.5 Seconda fase P/T

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M         | V         | T    |
|-------|-------------|-----------|-----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00      | 58378.80  | 0.00 |
| 1.00  |             | 54632.74  | 52630.07  | 0.00 |
| 1.50  |             | 79122.41  | 49783.82  | 0.00 |
| 2.00  |             | 101844.46 | 46955.15  | 0.00 |
| 3.00  |             | 141635.17 | 41354.04  | 0.00 |
| 4.00  |             | 174004.85 | 35826.73  | 0.00 |
| 5.00  |             | 198953.52 | 30373.22  | 0.00 |
| 6.00  |             | 216481.16 | 24993.52  | 0.00 |
| 7.00  |             | 226587.79 | 19687.62  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 229406.87 | -9671.72  | 0.00 |
| 8.00  |             | 229398.14 | -12391.40 | 0.00 |
| 9.00  |             | 225579.28 | -20478.46 | 0.00 |
| 10.00 |             | 214391.49 | -25795.11 | 0.00 |
| 11.00 |             | 195777.78 | -31185.61 | 0.00 |
| 12.00 |             | 169676.86 | -36650.58 | 0.00 |
| 13.00 |             | 136154.92 | -42189.35 | 0.00 |
| 14.00 |             | 95211.96  | -47801.92 | 0.00 |
| 15.00 |             | 46847.98  | -53488.30 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00      | -58378.80 | 0.00 |

### 11.2.2 Combinazioni SLE

#### 11.2.2.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E \{ G1_{k,1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M    | V       |
|-------|-------------|------|---------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00 | 5157.85 |

| Sez.X | Descrizione | M        | V        |
|-------|-------------|----------|----------|
| 1.00  |             | 4829.60  | 4507.01  |
| 1.50  |             | 6996.71  | 4181.60  |
| 2.00  |             | 9008.94  | 3856.18  |
| 3.00  |             | 12538.01 | 3205.35  |
| 4.00  |             | 15416.82 | 2554.52  |
| 5.00  |             | 17645.37 | 1903.68  |
| 6.00  |             | 19223.66 | 1252.85  |
| 7.00  |             | 20151.69 | 602.02   |
| 7.92  | mezzeria    | 20437.96 | 0.00     |
| 8.00  |             | 20434.01 | -48.81   |
| 9.00  |             | 20056.95 | -699.64  |
| 10.00 |             | 19034.19 | -1350.48 |
| 11.00 |             | 17360.74 | -2001.31 |
| 12.00 |             | 15031.22 | -2652.14 |
| 13.00 |             | 12051.44 | -3302.97 |
| 14.00 |             | 8421.40  | -3953.81 |
| 15.00 |             | 4141.10  | -4604.64 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -5157.85 |

### 11.2.2.2 In fase di sollevamento

$$E_d = E \{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E \{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,inf} \}$$

| Sez.X | Descrizione | Mmax     | Mmin     |
|-------|-------------|----------|----------|
| 0.00  | appoggio    | -48.79   | -66.01   |
| 1.00  |             | 1865.42  | 1378.79  |
| 2.00  |             | 6671.66  | 4931.22  |
| 3.00  |             | 10730.09 | 7930.94  |
| 4.00  |             | 14040.73 | 10377.93 |
| 5.00  |             | 16603.56 | 12272.19 |
| 6.00  |             | 18418.59 | 13613.74 |
| 7.00  |             | 19485.82 | 14402.56 |
| 7.92  |             | 19815.03 | 14645.90 |
| 8.00  |             | 19810.50 | 14642.54 |
| 9.00  |             | 19376.87 | 14322.04 |
| 10.00 |             | 18200.70 | 13452.69 |
| 11.00 |             | 16276.22 | 12030.25 |
| 12.00 |             | 13597.28 | 10050.16 |
| 13.00 |             | 10170.54 | 7517.35  |
| 14.00 |             | 5995.99  | 4431.82  |
| 15.00 |             | 1074.41  | 792.79   |
| 15.85 | appoggio    | -48.79   | -66.01   |

### 11.2.2.3 In fase di trasporto

$$E_d = E \{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E \{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,inf} \}$$

| Sez.X | Descrizione | Mmax     | Mmin    |
|-------|-------------|----------|---------|
| 0.00  | appoggio    | -40.18   | -74.62  |
| 1.00  |             | 1707.69  | 919.53  |
| 2.00  |             | 6185.96  | 3330.90 |
| 3.00  |             | 9818.89  | 5287.10 |
| 4.00  |             | 12606.48 | 6788.11 |
| 5.00  |             | 14548.73 | 7833.93 |
| 6.00  |             | 15645.64 | 8424.57 |
| 7.00  |             | 15897.21 | 8560.03 |
| 7.92  |             | 15386.11 | 8284.83 |

| Sez.X | Descrizione | Mmax     | Mmin    |
|-------|-------------|----------|---------|
| 8.00  |             | 15309.37 | 8243.50 |
| 9.00  |             | 13864.32 | 7465.40 |
| 10.00 |             | 11579.86 | 6235.31 |
| 11.00 |             | 8449.51  | 4549.73 |
| 12.00 |             | 5388.04  | 2901.25 |
| 13.00 |             | 4567.17  | 2459.25 |
| 14.00 |             | 2900.97  | 1562.06 |
| 15.00 |             | 426.06   | 173.04  |
| 15.85 | appoggio    | -40.18   | -74.62  |

#### 11.2.2.4 Al getto soletta

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M        | V         |
|-------|-------------|----------|-----------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 13060.14  |
| 1.00  |             | 12252.59 | 11458.96  |
| 1.50  |             | 17769.52 | 10658.37  |
| 2.00  |             | 22905.40 | 9857.79   |
| 3.00  |             | 31958.44 | 8256.61   |
| 4.00  |             | 39411.71 | 6655.43   |
| 5.00  |             | 45265.20 | 5054.26   |
| 6.00  |             | 49518.92 | 3453.08   |
| 7.00  |             | 52172.86 | 1851.91   |
| 7.92  | mezzeria    | 53220.16 | 370.82    |
| 8.00  |             | 53182.64 | -93.18    |
| 9.00  |             | 51884.17 | -2092.08  |
| 10.00 |             | 48997.15 | -3693.26  |
| 11.00 |             | 44509.31 | -5294.43  |
| 12.00 |             | 38407.42 | -6895.61  |
| 13.00 |             | 30705.76 | -8496.79  |
| 14.00 |             | 21404.33 | -10097.96 |
| 15.00 |             | 10503.12 | -11699.14 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -13060.14 |

#### 11.2.2.5 Seconda fase - S.L.E. Rara 2<sup>a</sup> fase

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,2}^a + \sum G_{2,k,2}^a + Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M         | V         | T    |
|-------|-------------|-----------|-----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00      | 29836.99  | 0.00 |
| 1.00  |             | 27891.73  | 27223.56  | 0.00 |
| 1.50  |             | 40369.74  | 25937.67  | 0.00 |
| 2.00  |             | 51929.85  | 24664.81  | 0.00 |
| 3.00  |             | 72114.38  | 22160.72  | 0.00 |
| 4.00  |             | 88445.30  | 19711.31  | 0.00 |
| 5.00  |             | 100922.62 | 17316.56  | 0.00 |
| 6.00  |             | 109546.34 | 14976.49  | 0.00 |
| 7.00  |             | 114316.45 | 12691.08  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 115338.13 | -7438.92  | 0.00 |
| 8.00  |             | 115369.45 | -9082.35  | 0.00 |
| 9.00  |             | 113864.46 | -13030.16 | 0.00 |
| 10.00 |             | 108532.92 | -15323.53 | 0.00 |
| 11.00 |             | 99345.23  | -17671.60 | 0.00 |
| 12.00 |             | 86269.56  | -20074.83 | 0.00 |
| 13.00 |             | 69340.30  | -22532.74 | 0.00 |
| 14.00 |             | 48557.43  | -25045.31 | 0.00 |
| 15.00 |             | 23920.95  | -27612.55 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00      | -29836.99 | 0.00 |

### 11.2.2.6 Seconda fase - S.L.E. Frequente 2<sup>a</sup> fase

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M        | V         | T    |
|-------|-------------|----------|-----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 21077.23  | 0.00 |
| 1.00  |             | 19701.05 | 19271.60  | 0.00 |
| 1.50  |             | 28513.13 | 18377.12  | 0.00 |
| 2.00  |             | 36675.85 | 17487.84  | 0.00 |
| 3.00  |             | 50924.41 | 15725.96  | 0.00 |
| 4.00  |             | 62446.73 | 13985.93  | 0.00 |
| 5.00  |             | 71242.81 | 12267.78  | 0.00 |
| 6.00  |             | 77312.64 | 10571.50  | 0.00 |
| 7.00  |             | 80656.23 | 8897.08   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 81350.31 | -6092.98  | 0.00 |
| 8.00  |             | 81374.80 | -6807.37  | 0.00 |
| 9.00  |             | 80341.13 | -9146.75  | 0.00 |
| 10.00 |             | 76600.35 | -10824.35 | 0.00 |
| 11.00 |             | 70131.53 | -12523.83 | 0.00 |
| 12.00 |             | 60912.16 | -14245.38 | 0.00 |
| 13.00 |             | 48966.54 | -15988.80 | 0.00 |
| 14.00 |             | 34294.67 | -17754.08 | 0.00 |
| 15.00 |             | 16896.57 | -19541.24 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -21077.23 | 0.00 |

### 11.2.2.7 Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2<sup>a</sup> fase

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M        | V        | T    |
|-------|-------------|----------|----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 4420.43  | 0.00 |
| 1.00  |             | 4139.12  | 3862.65  | 0.00 |
| 1.50  |             | 5996.40  | 3583.76  | 0.00 |
| 2.00  |             | 7720.94  | 3304.87  | 0.00 |
| 3.00  |             | 10745.46 | 2747.08  | 0.00 |
| 4.00  |             | 13212.69 | 2189.30  | 0.00 |
| 5.00  |             | 15122.63 | 1631.52  | 0.00 |
| 6.00  |             | 16475.27 | 1073.73  | 0.00 |
| 7.00  |             | 17270.62 | 515.95   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 17515.96 | 0.00     | 0.00 |
| 8.00  |             | 17512.58 | -41.83   | 0.00 |
| 9.00  |             | 17189.42 | -599.62  | 0.00 |
| 10.00 |             | 16312.89 | -1157.40 | 0.00 |
| 11.00 |             | 14878.68 | -1715.18 | 0.00 |
| 12.00 |             | 12882.22 | -2272.97 | 0.00 |
| 13.00 |             | 10328.46 | -2830.75 | 0.00 |
| 14.00 |             | 7217.40  | -3388.53 | 0.00 |
| 15.00 |             | 3549.05  | -3946.32 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -4420.43 | 0.00 |



## 12 SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

### 12.1 Valori caratteristici M

#### 12.1.1 Carichi permanenti

| Sez.  | Descrizione  | peso cordoli + sbalzi gettati in 2a fase | Perm Portati |
|-------|--------------|------------------------------------------|--------------|
| -2.10 | estremità dx | 0.00                                     | -50.45       |
| -2.00 |              | -18.91                                   | -134.59      |
| -1.00 |              | -1686.94                                 | -229.80      |
| 0.00  |              | -2246.01                                 | -231.38      |
| 1.00  |              | -1686.94                                 | -229.80      |
| 2.00  |              | -18.91                                   | -134.59      |
| 2.10  | estremità sx | 0.00                                     | -50.45       |

#### 12.1.2 Carichi da traffico

| Sez.  | Descrizione  | Tandem-TS |       |
|-------|--------------|-----------|-------|
|       |              | Mmax      | Mmin  |
| -2.10 | estremità dx | 0.00      | 0.00  |
| -2.00 |              | 106.21    | -7.81 |
| -1.00 |              | 6761.11   | 0.00  |
| 0.00  |              | 1037.93   | 0.00  |
| 1.00  |              | 3255.44   | 0.00  |
| 2.00  |              | 106.21    | -7.81 |
| 2.10  | estremità sx | 0.00      | 0.00  |

| Sez.  | Descrizione  | Distribuito-UDL |         |
|-------|--------------|-----------------|---------|
|       |              | Mmax            | Mmin    |
| -2.10 | estremità dx | 0.00            | -12.04  |
| -2.00 |              | 35.75           | -11.46  |
| -1.00 |              | 2933.96         | -165.97 |
| 0.00  |              | 11124.49        | -273.57 |
| 1.00  |              | 3708.40         | -151.14 |
| 2.00  |              | 35.75           | -12.04  |
| 2.10  | estremità sx | 0.00            | 0.00    |

| Sez.  | Descrizione  | Folla Marciapiedi |          |
|-------|--------------|-------------------|----------|
|       |              | Mmax              | Mmin     |
| -2.10 | estremità dx | 0.00              | -12.82   |
| -2.00 |              | 0.00              | -31.50   |
| -1.00 |              | 0.00              | -565.70  |
| 0.00  |              | 0.00              | -1144.76 |
| 1.00  |              | 0.00              | -1202.53 |
| 2.00  |              | 18.37             | 0.00     |
| 2.10  | estremità sx | 0.00              | 0.00     |

| Sez.  | Descrizione  | gruppo 1 (tab.5.1.IV) |        |
|-------|--------------|-----------------------|--------|
|       |              | Mmax                  | Mmin   |
| -2.10 | estremità dx | 0.00                  | 0.00   |
| -2.00 |              | 141.96                | -27.93 |

| Sez.  | Descrizione  | gruppo 1 (tab.5.1.IV) |         |
|-------|--------------|-----------------------|---------|
|       |              | Mmax                  | Mmin    |
| -1.00 |              | 9695.07               | -409.42 |
| 0.00  |              | 12162.42              | -845.94 |
| 1.00  |              | 6963.85               | -755.50 |
| 2.00  |              | 151.15                | -30.37  |
| 2.10  | estremità sx | 0.00                  | 0.00    |

## 12.2 Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

### 12.2.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Sez.  | Descrizione  | Mmax     | Mmin     |
|-------|--------------|----------|----------|
| -2.10 | estremità dx | 0.00     | -75.68   |
| -2.00 |              | 172.74   | -258.49  |
| -1.00 |              | 11401.40 | -2966.74 |
| 0.00  |              | 14173.25 | -4057.58 |
| 1.00  |              | 7714.25  | -3153.62 |
| 2.00  |              | 177.70   | -259.80  |
| 2.10  | estremità sx | 0.00     | -75.68   |

## 12.3 Combinazioni SLE

### 12.3.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Sez.  | Descrizione  | Mmax    | Mmin     |
|-------|--------------|---------|----------|
| -2.10 | estremità dx | -50.45  | -50.45   |
| -2.00 |              | -11.53  | -176.52  |
| -1.00 |              | 7778.32 | -2172.05 |
| 0.00  |              | 9685.03 | -2979.91 |
| 1.00  |              | 5047.10 | -2310.48 |
| 2.00  |              | -7.86   | -177.49  |
| 2.10  | estremità sx | -50.45  | -50.45   |

### 12.3.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Sez.  | Descrizione  | Mmax    | Mmin     |
|-------|--------------|---------|----------|
| -2.10 | estremità dx | -50.45  | -50.45   |
| -2.00 |              | -59.54  | -167.41  |
| -1.00 |              | 4327.67 | -2080.52 |
| 0.00  |              | 2750.85 | -2815.77 |

| Sez. | Descrizione  | Mmax    | Mmin     |
|------|--------------|---------|----------|
| 1.00 |              | 2008.20 | -2218.95 |
| 2.00 |              | -55.87  | -168.38  |
| 2.10 | estremità sx | -50.45  | -50.45   |

### 12.3.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

| Sez.  | Descrizione  | Mmax     | Mmin     |
|-------|--------------|----------|----------|
| -2.10 | estremità dx | -50.45   | -50.45   |
| -2.00 |              | -153.50  | -156.78  |
| -1.00 |              | -1916.75 | -2019.49 |
| 0.00  |              | -2477.39 | -2706.34 |
| 1.00  |              | -1916.75 | -2157.93 |
| 2.00  |              | -149.83  | -157.75  |
| 2.10  | estremità sx | -50.45   | -50.45   |

## 13 SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

### 13.1 Valori caratteristici

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0.35x0.60 [m]) poste ad un interasse di 2.00 [m]: il carico totale asse è pari a 40000.00 [daN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

|                                            |           |
|--------------------------------------------|-----------|
| Luce Soletta                               | 1.00      |
| Carico per ruota - schema 2                | 20000.00  |
| Interasse ruote                            | 2.00      |
| Dimensioni impronta ruota LX x BY          | 0.35x0.60 |
| Larghezza impronta a metà spessore soletta | 0.80      |
| Lunghezza influenza                        | 2.00      |

Momento flettente trasversale [daN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

|                                           | M max   | M min   |
|-------------------------------------------|---------|---------|
| effetto locale permanenti strutturali     | 76.64   | -51.09  |
| effetto locale permanenti non strutturali | 35.00   | -23.33  |
| effetto locale LM2                        | 1008.33 | -983.33 |

|                       |         |          |
|-----------------------|---------|----------|
| M tot. effetto locale | 1119.97 | -1057.76 |
|-----------------------|---------|----------|

## 13.2 Combinazioni SLU

### 13.2.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 1517.21$$

$$M_{min} = -1431.48$$

## 13.3 Combinazioni SLE

### 13.3.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 1119.97$$

$$M_{min} = -1057.76$$

### 13.3.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 867.89$$

$$M_{min} = -811.93$$

### 13.3.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 111.64$$

$$M_{min} = -74.43$$

## 14 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

### 14.1 Forze Orizzontali

|                                         |          |          |
|-----------------------------------------|----------|----------|
| Azione del vento :                      |          |          |
| Altezza barriera                        | 1.00     | [m]      |
| Pressione cinetica                      | 80.00    | [daN/m²] |
| Forza totale sull'impalcato Fyw         | 3404.76  | [daN]    |
| Azione longitudinale di frenamento q3 : |          |          |
| Forza totale sull'impalcato Fxq         | 32223.60 | [daN]    |
| Azione centrifuga Q4 :                  |          |          |
| Raggio di curvatura                     | 0.00     | [m]      |
| Forza totale sull'impalcato Fyq         | 0.00     | [daN]    |

### 14.2 Valori caratteristici reazioni verticali

#### 14.2.1 Carichi di 1a fase

| Trave | peso trave | peso soletta+traversi |
|-------|------------|-----------------------|
| 1     | 5431.19    | 8857.66               |
| 2     | 5431.19    | 8090.18               |
| 3     | 5431.19    | 8857.66               |

#### 14.2.2 Carichi permanenti di 2a fase

| Trave | peso cordoli + sbalzi gettati in 2a fase | permanenti portati+extra2 |
|-------|------------------------------------------|---------------------------|
| 1     | 1371.61                                  | 3254.93                   |
| 2     | 1345.27                                  | 3252.65                   |
| 3     | 1371.61                                  | 3254.93                   |

#### 14.2.3 Carichi da traffico

| Trave | Tandem-TS | Distribuito-UDL | Folla Marciapiedi |
|-------|-----------|-----------------|-------------------|
| 1     | 18543.35  | 6873.21         | -458.97           |
| 2     | 15545.40  | 5762.00         | 685.66            |
| 3     | 12123.58  | 4493.68         | 1857.14           |

## 14.3 Combinazioni

### 14.3.1 Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_w \cdot W_k \}$$

$$E_d = E \{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_w \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Trave | Rz max   | Rz min   |
|-------|----------|----------|
| 1     | 60026.56 | 26024.01 |
| 2     | 54176.78 | 24948.96 |
| 3     | 49710.88 | 26024.01 |

Reazione laterale su spalla  $R_y = 2553.57$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 43501.86$

#### 14.3.2 SLE Rare

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo 1} + \psi_{0,w} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo 2} + \psi_{0,w} \cdot W_k \}$$

| Trave | Rz max   | Rz min   |
|-------|----------|----------|
| 1     | 44102.46 | 18915.39 |
| 2     | 39769.54 | 18119.30 |
| 3     | 36461.21 | 18915.39 |

Reazione laterale su spalla  $R_y = 1702.38$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 32223.60$

#### 14.3.3 SLE Frequenti

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_{1,w} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

| Trave | Rz max   | Rz min   |
|-------|----------|----------|
| 1     | 35480.39 | 18915.39 |
| 2     | 32220.29 | 18119.30 |
| 3     | 30176.97 | 18915.39 |

Reazione laterale su spalla  $R_y = 340.48$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 0.00$

#### 14.3.4 SLE Quasi permanenti

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E \{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

| Trave | Rz max   | Rz min   |
|-------|----------|----------|
| 1     | 18915.39 | 18915.39 |
| 2     | 18119.30 | 18119.30 |
| 3     | 18915.39 | 18915.39 |

Reazione laterale su spalla  $R_y = 0.00$

Reazione longitudinale totale  $R_x = 0.00$

## 15 AZIONE SISMICA

### 15.1 Parametri per la determinazione dell'azione sismica

Categoria di sottosuolo B

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico  $\psi_E = 0.2$

q Coefficiente di struttura

$\eta$   $1/q$

$a_g$  Accelerazione orizzontale massima al sito

$T_c^*$  Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$F_0$  Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Forze orizzontali :

|     | $\eta$ | $a_g/g$ | $T_c^*$ | $F_0$ |
|-----|--------|---------|---------|-------|
| SLE | 0.70   | 0.250   | 0.200   | 2.450 |
| SLU | 0.70   | 0.250   | 0.200   | 2.450 |

Forze verticali :

|     | $\eta$ |
|-----|--------|
| SLE | 0.70   |
| SLU | 1.00   |

Coefficiente di struttura  $q = 1.00$

Dati Spalla

Altezza 6.00

B Trasversale 1.00

B Longitudinale 5.00

Classe calcestruzzo C28/35 E = 3258810781.87

### 15.2 Spettro di risposta

L'accelerazione orizzontale degli elementi della struttura soggetti all'azione sismica viene calcolata con un modello a mensola. La mensola è rappresentata dall'insieme spalla-fondazione, alla cui sommità è presente una massa rappresentata dall'impalcato. la massa della spalla-fondazione viene concentrata a metà altezza.

Peso Impalcato 113191.29

Peso Carichi Mobili 84050.40

Aliquota Carichi Mobili 0.20

Peso Totale Struttura 130001.37

Massa Struttura [Kg massa] 132519.24

Rigidezza 22748643.29

Periodo fondamentale [s] 0.0876

|                                                               |              |
|---------------------------------------------------------------|--------------|
| Peso spalla                                                   | 73575.00     |
| Massa spalla [Kg massa]                                       | 75000.00     |
| Modulo elastico spalla                                        | 3258810782   |
| Momento d'inerzia trasversale                                 | 0.42         |
| Momento d'inerzia longitudinale                               | 10.42        |
| Rigidezza trasversale                                         | 18858858.69  |
| Rigidezza longitudinale                                       | 471471467.28 |
| Periodo fondamentale (componente trasversale) [s]             | 0.1887       |
| Periodo fondamentale (componente longitudinale) [s]           | 0.0377       |
| Valore massimo del coeff. di amplificazione topografica $S_t$ | 1.00         |

### 15.2.1 Forze orizzontali

Valori per SLE

$$S_s = 1.155$$

$$C_c = 1.518$$

$$T_B = 0.101$$

$$T_C = 0.304$$

$$T_D = 2.600$$

Componente trasversale SLE

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLE},y} = 0.4952$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLE},y} = \pm 64377.49$$

Componente longitudinale SLE

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLE},x} = 0.3657$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLE},x} = \pm 47546.69$$

Valori per SLU

$$S_s = 1.155$$

$$C_c = 1.518$$

$$T_B = 0.101$$

$$T_C = 0.304$$

$$T_D = 2.600$$

Componente trasversale SLU

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLU},y} = 0.4952$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLU},y} = \pm 64377.49$$

Componente longitudinale SLU

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLU},x} = 0.3657$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLU},x} = \pm 47546.69$$

### 15.2.2 Forze verticali

$$T_B = 0.050$$

$$T_C = 0.150$$



$$T_D = 1.000$$

Valori per SLE

$$S_s = 1.000$$

Fattore di amplificazione spettrale massima  $F_v = 1.654$

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{ve} = 0.2894$

Valori per SLU

$$S_s = 1.000$$

Fattore di amplificazione spettrale massima  $F_v = 1.654$

Spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_{ve} = 0.4134$

### 15.3 Azioni sismiche SLE

#### 15.3.1 Trave 1

##### 15.3.1.1 Azione sismica caratteristica

| Sez.  | Descrizione | Mmax     | Vmax     | Tmax |
|-------|-------------|----------|----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 6530.13  | 0.00 |
| 1.00  |             | 6118.69  | 5786.33  | 0.00 |
| 1.50  |             | 8867.58  | 5415.63  | 0.00 |
| 2.00  |             | 11422.32 | 5045.69  | 0.00 |
| 3.00  |             | 15910.89 | 4308.22  | 0.00 |
| 4.00  |             | 19584.39 | 3573.92  | 0.00 |
| 5.00  |             | 22442.82 | 2842.77  | 0.00 |
| 6.00  |             | 24486.20 | 2114.80  | 0.00 |
| 7.00  |             | 25714.51 | 1389.98  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 26133.55 | -323.26  | 0.00 |
| 8.00  |             | 26123.72 | -562.35  | 0.00 |
| 9.00  |             | 25586.00 | -1498.49 | 0.00 |
| 10.00 |             | 24238.94 | -2223.76 | 0.00 |
| 11.00 |             | 22076.29 | -2952.20 | 0.00 |
| 12.00 |             | 19091.29 | -3683.84 | 0.00 |
| 13.00 |             | 15291.24 | -4418.64 | 0.00 |
| 14.00 |             | 10676.12 | -5156.60 | 0.00 |
| 15.00 |             | 5245.94  | -5897.72 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -6530.13 | 0.00 |

| Sez.  | Descrizione | Mmin      | Vmin     | Tmin |
|-------|-------------|-----------|----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00      | -5058.99 | 0.00 |
| 1.00  |             | -4743.86  | -4434.17 | 0.00 |
| 1.50  |             | -6878.00  | -4121.76 | 0.00 |
| 2.00  |             | -8863.45  | -3809.35 | 0.00 |
| 3.00  |             | -12358.78 | -3184.54 | 0.00 |
| 4.00  |             | -15229.83 | -2559.72 | 0.00 |
| 5.00  |             | -17476.61 | -1934.90 | 0.00 |
| 6.00  |             | -19099.13 | -1310.09 | 0.00 |
| 7.00  |             | -20097.38 | -685.27  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | -20471.48 | -107.32  | 0.00 |
| 8.00  |             | -20459.64 | 39.07    | 0.00 |
| 9.00  |             | -19990.33 | 778.99   | 0.00 |
| 10.00 |             | -18901.13 | 1403.81  | 0.00 |
| 11.00 |             | -17187.26 | 2028.63  | 0.00 |
| 12.00 |             | -14843.54 | 2653.44  | 0.00 |
| 13.00 |             | -11875.56 | 3278.26  | 0.00 |

| Sez.  | Descrizione | Mmin     | Vmin    | Tmin |
|-------|-------------|----------|---------|------|
| 14.00 |             | -8283.31 | 3903.08 | 0.00 |
| 15.00 |             | -4066.78 | 4527.89 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | 5058.99 | 0.00 |

### 15.3.1.2 Combinazione sismica

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \pm E_{SLE} \}$$

| Sez.  | Descrizione | Mmax     | Vmax      | Tmax |
|-------|-------------|----------|-----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 12325.20  | 0.00 |
| 1.00  |             | 11544.97 | 10855.68  | 0.00 |
| 1.50  |             | 16728.70 | 10126.29  | 0.00 |
| 2.00  |             | 21544.27 | 9400.26   | 0.00 |
| 3.00  |             | 29997.91 | 7958.94   | 0.00 |
| 4.00  |             | 36905.89 | 6531.71   | 0.00 |
| 5.00  |             | 42268.20 | 5118.59   | 0.00 |
| 6.00  |             | 46084.86 | 3719.56   | 0.00 |
| 7.00  |             | 48355.85 | 2334.63   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 49096.52 | -323.26   | 0.00 |
| 8.00  |             | 49082.26 | -612.67   | 0.00 |
| 9.00  |             | 48120.90 | -2541.41  | 0.00 |
| 10.00 |             | 45624.72 | -3928.39  | 0.00 |
| 11.00 |             | 41581.86 | -5329.48  | 0.00 |
| 12.00 |             | 35979.55 | -6744.80  | 0.00 |
| 13.00 |             | 28831.58 | -8174.21  | 0.00 |
| 14.00 |             | 20137.95 | -9617.72  | 0.00 |
| 15.00 |             | 9898.65  | -11075.33 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -12325.20 | 0.00 |

| Sez.  | Descrizione | Mmin     | Vmin    | Tmin |
|-------|-------------|----------|---------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | -638.55 | 0.00 |
| 1.00  |             | -604.75  | -571.52 | 0.00 |
| 1.50  |             | -881.61  | -538.00 | 0.00 |
| 2.00  |             | -1142.52 | -504.49 | 0.00 |
| 3.00  |             | -1613.31 | -437.45 | 0.00 |
| 4.00  |             | -2017.14 | -370.42 | 0.00 |
| 5.00  |             | -2353.99 | -303.39 | 0.00 |
| 6.00  |             | -2623.86 | -236.36 | 0.00 |
| 7.00  |             | -2826.76 | -169.32 | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | -2955.51 | -29.66  | 0.00 |
| 8.00  |             | -2947.06 | -2.76   | 0.00 |
| 9.00  |             | -2800.91 | 179.38  | 0.00 |
| 10.00 |             | -2588.25 | 246.41  | 0.00 |
| 11.00 |             | -2308.57 | 313.44  | 0.00 |
| 12.00 |             | -1961.32 | 380.48  | 0.00 |
| 13.00 |             | -1547.10 | 447.51  | 0.00 |
| 14.00 |             | -1065.91 | 514.54  | 0.00 |
| 15.00 |             | -517.74  | 581.58  | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | 638.55  | 0.00 |

## 15.3.2 Traverso

### 15.3.2.1 Azione sismica caratteristica

| Sez.  | Descrizione  | Mmax   | Mmin    |
|-------|--------------|--------|---------|
| -2.10 | estremità dx | -14.60 | -14.60  |
| -2.00 |              | -36.21 | -46.04  |
| -1.00 |              | 6.44   | -578.42 |
| 0.00  |              | -13.00 | -765.94 |

| Sez. | Descrizione  | Mmax    | Mmin    |
|------|--------------|---------|---------|
| 1.00 |              | -151.64 | -598.45 |
| 2.00 |              | -35.68  | -46.18  |
| 2.10 | estremità sx | -14.60  | -14.60  |

### 15.3.2.2 Combinazione sismica

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \pm E_{SLE} \}$$

| Sez.  | Descrizione  | Mmax     | Mmin     |
|-------|--------------|----------|----------|
| -2.10 | estremità dx | -65.05   | -65.05   |
| -2.00 |              | -182.56  | -201.93  |
| -1.00 |              | -1323.51 | -2525.68 |
| 0.00  |              | -265.49  | -3298.04 |
| 1.00  |              | -1326.71 | -2545.71 |
| 2.00  |              | -182.02  | -202.07  |
| 2.10  | estremità sx | -65.05   | -65.05   |

### 15.3.3 Appoggi

Le forze riportate in questo paragrafo devono essere intese come reazioni degli appoggi e non come azione sismica sugli stessi.

#### 15.3.3.1 Azione sismica caratteristica

Azione verticale [daN]

| Trave | valori massimi |                      | valori minimi |                      |
|-------|----------------|----------------------|---------------|----------------------|
|       | Permanenti     | Traff. $\Psi_E=0.20$ | Permanenti    | Traff. $\Psi_E=0.20$ |
| 1     | 5474.23        | 1457.86              | -5474.23      | 0.00                 |
| 2     | 5243.84        | 1253.14              | -5243.84      | 0.00                 |
| 3     | 5474.23        | 1015.57              | -5474.23      | 0.00                 |

Azione orizzontale [daN]

|  | trasversale su ogni spalla |                      | longitudinale intero impalcato |                      |
|--|----------------------------|----------------------|--------------------------------|----------------------|
|  | Permanenti                 | Traff. $\Psi_E=0.20$ | Permanenti                     | Traff. $\Psi_E=0.20$ |
|  | 27706.83                   | 6376.59              | 40926.35                       | 6148.12              |

#### 15.3.3.2 Combinazione sismica

Azione verticale [daN]

| Trave | Rzvert.max | Rzvert. min |
|-------|------------|-------------|
| 1     | 30884.89   | 13441.16    |
| 2     | 28946.33   | 12875.46    |
| 3     | 28914.36   | 13441.16    |

Azione orizzontale [daN]

|                                   | reazioni massime | reazioni minime |
|-----------------------------------|------------------|-----------------|
| Reazione longitudinale totale     | 47074.47         | -47074.47       |
| Reazione trasversale su ogni pila | 34083.42         | -34083.42       |

## 15.4 Azioni sismiche SLU

### 15.4.1 Trave 1

#### 15.4.1.1 Azione sismica caratteristica

| Sez.  | Descrizione | Mmax     | Vmax     | Tmax |
|-------|-------------|----------|----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 9328.75  | 0.00 |
| 1.00  |             | 8740.99  | 8266.18  | 0.00 |
| 1.50  |             | 12667.97 | 7736.62  | 0.00 |
| 2.00  |             | 16317.60 | 7208.13  | 0.00 |
| 3.00  |             | 22729.84 | 6154.60  | 0.00 |
| 4.00  |             | 27977.70 | 5105.60  | 0.00 |
| 5.00  |             | 32061.18 | 4061.11  | 0.00 |
| 6.00  |             | 34980.28 | 3021.14  | 0.00 |
| 7.00  |             | 36735.01 | 1985.69  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 37333.64 | -461.80  | 0.00 |
| 8.00  |             | 37319.59 | -803.36  | 0.00 |
| 9.00  |             | 36551.43 | -2140.70 | 0.00 |
| 10.00 |             | 34627.06 | -3176.81 | 0.00 |
| 11.00 |             | 31537.55 | -4217.43 | 0.00 |
| 12.00 |             | 27273.28 | -5262.63 | 0.00 |
| 13.00 |             | 21844.63 | -6312.34 | 0.00 |
| 14.00 |             | 15251.60 | -7366.57 | 0.00 |
| 15.00 |             | 7494.19  | -8425.32 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -9328.75 | 0.00 |

| Sez.  | Descrizione | Mmin      | Vmin     | Tmin |
|-------|-------------|-----------|----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00      | -7227.12 | 0.00 |
| 1.00  |             | -6776.94  | -6334.53 | 0.00 |
| 1.50  |             | -9825.72  | -5888.23 | 0.00 |
| 2.00  |             | -12662.08 | -5441.93 | 0.00 |
| 3.00  |             | -17655.39 | -4549.34 | 0.00 |
| 4.00  |             | -21756.90 | -3656.74 | 0.00 |
| 5.00  |             | -24966.59 | -2764.15 | 0.00 |
| 6.00  |             | -27284.47 | -1871.55 | 0.00 |
| 7.00  |             | -28710.54 | -978.96  | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | -29244.97 | -153.31  | 0.00 |
| 8.00  |             | -29228.05 | 55.82    | 0.00 |
| 9.00  |             | -28557.61 | 1112.85  | 0.00 |
| 10.00 |             | -27001.62 | 2005.44  | 0.00 |
| 11.00 |             | -24553.22 | 2898.04  | 0.00 |
| 12.00 |             | -21205.06 | 3790.63  | 0.00 |
| 13.00 |             | -16965.08 | 4683.23  | 0.00 |
| 14.00 |             | -11833.30 | 5575.82  | 0.00 |
| 15.00 |             | -5809.69  | 6468.42  | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00      | 7227.12  | 0.00 |

#### 15.4.1.2 Combinazione sismica

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E_{SLU} \}$$

| Sez. | Descrizione | Mmax     | Vmax     | Tmax |
|------|-------------|----------|----------|------|
| 0.00 | appoggio    | 0.00     | 28183.97 | 0.00 |
| 1.00 |             | 26419.85 | 24794.50 | 0.00 |
| 1.50 |             | 38298.61 | 23105.65 | 0.00 |
| 2.00 |             | 49344.95 | 21420.49 | 0.00 |
| 3.00 |             | 68775.30 | 18061.93 | 0.00 |
| 4.00 |             | 84710.90 | 14718.83 | 0.00 |
| 5.00 |             | 97151.75 | 11391.18 | 0.00 |

| Sez.  | Descrizione | Mmax      | Vmax      | Tmax |
|-------|-------------|-----------|-----------|------|
| 6.00  |             | 106097.86 | 8078.98   | 0.00 |
| 7.00  |             | 111549.21 | 4782.24   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 113516.78 | 217.51    | 0.00 |
| 8.00  |             | 113460.78 | -946.86   | 0.00 |
| 9.00  |             | 110970.49 | -5275.70  | 0.00 |
| 10.00 |             | 105009.99 | -8574.69  | 0.00 |
| 11.00 |             | 95552.44  | -11889.14 | 0.00 |
| 12.00 |             | 82568.96  | -15219.19 | 0.00 |
| 13.00 |             | 66090.73  | -18564.70 | 0.00 |
| 14.00 |             | 46117.75  | -21925.65 | 0.00 |
| 15.00 |             | 22650.02  | -25302.06 | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00      | -28183.97 | 0.00 |

| Sez.  | Descrizione | Mmin     | Vmin      | Tmin |
|-------|-------------|----------|-----------|------|
| 0.00  | appoggio    | 0.00     | 10253.45  | 0.00 |
| 1.00  |             | 9614.76  | 8987.08   | 0.00 |
| 1.50  |             | 13940.19 | 8353.90   | 0.00 |
| 2.00  |             | 17964.26 | 7720.72   | 0.00 |
| 3.00  |             | 25048.51 | 6454.35   | 0.00 |
| 4.00  |             | 30867.50 | 5187.99   | 0.00 |
| 5.00  |             | 35421.23 | 3921.62   | 0.00 |
| 6.00  |             | 38709.71 | 2655.26   | 0.00 |
| 7.00  |             | 40732.94 | 1388.90   | 0.00 |
| 7.92  | mezzeria    | 41491.16 | -90.98    | 0.00 |
| 8.00  |             | 41467.16 | -79.20    | 0.00 |
| 9.00  |             | 40515.98 | -1578.85  | 0.00 |
| 10.00 |             | 38308.42 | -2845.21  | 0.00 |
| 11.00 |             | 34834.77 | -4111.58  | 0.00 |
| 12.00 |             | 30084.58 | -5377.94  | 0.00 |
| 13.00 |             | 24069.13 | -6644.31  | 0.00 |
| 14.00 |             | 16788.43 | -7910.67  | 0.00 |
| 15.00 |             | 8242.47  | -9177.04  | 0.00 |
| 15.85 | appoggio    | 0.00     | -10253.45 | 0.00 |

## 15.4.2 Traverso

### 15.4.2.1 Azione sismica caratteristica

| Sez.  | Descrizione  | Mmax    | Mmin     |
|-------|--------------|---------|----------|
| -2.10 | estremità dx | -20.86  | -20.86   |
| -2.00 |              | -51.72  | -65.77   |
| -1.00 |              | 9.21    | -826.31  |
| 0.00  |              | -18.57  | -1094.20 |
| 1.00  |              | -216.63 | -854.93  |
| 2.00  |              | -50.96  | -65.97   |
| 2.10  | estremità sx | -20.86  | -20.86   |

### 15.4.2.2 Combinazione sismica

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_{2,E} Q_{k,grupp1} \pm E_{SLU} \}$$

| Sez.  | Descrizione  | Mmax     | Mmin     |
|-------|--------------|----------|----------|
| -2.10 | estremità dx | -71.31   | -71.31   |
| -2.00 |              | -198.07  | -221.66  |
| -1.00 |              | -1320.75 | -2773.57 |
| 0.00  |              | -271.06  | -3626.30 |
| 1.00  |              | -1391.70 | -2802.19 |
| 2.00  |              | -197.31  | -221.86  |
| 2.10  | estremità sx | -71.31   | -71.31   |

### 15.4.3 Appoggi

Le forze riportate in questo paragrafo devono essere intese come reazioni degli appoggi e non come azione sismica sugli stessi.

#### 15.4.3.1 Azione sismica caratteristica

Azione verticale [daN]

| Trave | valori massimi |                      | valori minimi |                      |
|-------|----------------|----------------------|---------------|----------------------|
|       | Permanenti     | Traff. $\Psi_E=0.20$ | Permanenti    | Traff. $\Psi_E=0.20$ |
| 1     | 7820.33        | 2082.66              | -7820.33      | 0.00                 |
| 2     | 7491.20        | 1790.20              | -7491.20      | 0.00                 |
| 3     | 7820.33        | 1450.82              | -7820.33      | 0.00                 |

Azione orizzontale [daN]

|  | trasversale su ogni spalla |                      | longitudinale intero impalcato |                      |
|--|----------------------------|----------------------|--------------------------------|----------------------|
|  | Permanenti                 | Traff. $\Psi_E=0.20$ | Permanenti                     | Traff. $\Psi_E=0.20$ |
|  | 27706.83                   | 6376.59              | 40926.35                       | 6148.12              |

#### 15.4.3.2 Combinazione sismica

Azione verticale [daN]

| Trave | Rzvert.max | Rzvert. min |
|-------|------------|-------------|
| 1     | 33855.79   | 11095.06    |
| 2     | 31730.75   | 10628.10    |
| 3     | 31695.71   | 11095.06    |

Azione orizzontale [daN]

|                                   | reazioni massime | reazioni minime |
|-----------------------------------|------------------|-----------------|
| Reazione longitudinale totale     | 47074.47         | -47074.47       |
| Reazione trasversale su ogni pila | 34083.42         | -34083.42       |