



PROVINCIA DI REGGIO EMILIA - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile, Patrimonio ed Edilizia

IL DIRIGENTE: Dott.Ing. Valerio Bussei

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Francesca Guatteri

**PROGETTO DEFINITIVO**

**PROGETTAZIONE:**

 **POLITECNICA**  
BUILDING FOR HUMANS

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
Ing. Marcello Mancone

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE  
Ing. Alessandro Cecchelli

OPERE A VERDE, ASPETTI PAESAGGISTICI E  
URBANISTICI  
Arch. Maria Cristina Fregni

PROGETTAZIONE OPERE STRADALI  
Ing. Alessio Gori

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE  
Ing. Alessandro Cecchelli

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI  
Ing. Luciano Viscanti

CANTIERIZZAZIONE E FASI  
ESPROPRI ED INTERFERENZE  
Ing. Stefano Simonini

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI  
Ing. Francesco Frassinetti

COMPUTI E CAPITOLATI  
Geom. Riccardo Moriani

COORD. SICUREZZA IN PROGETTAZIONE  
Geom. Stefano Caccianiga

TEAM DI PROGETTO  
Ing. Alessandro Nesci  
Ing. Stefano Tronconi  
Ing. Lorenzo Faeti  
Arch. Daniela Corsini  
Arch. Valentina Iaia  
Ing. Giulio Melosi

ELABORATO

**OPERE D'ARTE**

**OPERE D'ARTE PRINCIPALI**

**Relazione di calcolo**

PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
<b>PD</b>	<b>SX</b>	<b>RC01</b>	<b>2</b>	<b>1</b>

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
<b>05</b>	PDSXRC01_21_5010	<b>5010</b>	-	<b>A4</b>

5					
4					
3					
2					
1	PROGETTO DEFINITIVO - LOTTO 2	SET 2024	L.Faeti	A.Cecchelli	M.Mancone
0	EMISSIONE	DIC 2020	L.Faeti	A.Cecchelli	M.Mancone
REV.	DESCRIZIONE	Data	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE.....	3
1.1.1	CV01 – Opera di scavalco – svincolo tangenziale Sud-Est.....	4
1.1.2	P01 – Ponte su torrente Acquechiare.....	6
<b>2</b>	<b>PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>10</b>
2.1	NORMATIVA NAZIONALE .....	10
2.2	EUROCODICI .....	10
2.3	UNITÀ DI MISURA.....	10
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>11</b>
3.1	CALCESTRUZZI.....	11
3.2	ACCIAI.....	13
<b>4</b>	<b>CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....</b>	<b>14</b>
4.1	MODELLI DI CALCOLO CON IL SOFTWARE SAP2000 .....	14
<b>5</b>	<b>CARICHI DI PROGETTO.....</b>	<b>17</b>
5.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	17
5.1.1	Azioni permanenti .....	17
5.1.2	Deformazioni impresse .....	18
5.1.3	Azioni variabili da traffico: $Q_1$ .....	19
5.1.4	Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: $Q_2$ .....	24
5.1.5	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: $Q_3$ (rif. 5.1.3.5 della norma).....	24
5.1.6	Azioni di neve, vento: $Q_5$ .....	25
5.1.7	Azione del sisma: $Q_6$ .....	27
5.1.8	Resistenze passive dei vincoli: $Q_7$ .....	32
5.1.9	Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: $Q_8$ .....	32
5.1.10	Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti) .....	33
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	33
5.2.1	Combinazioni per gli SLU .....	33
5.2.2	Combinazioni per gli SLE .....	35
<b>6</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO.....</b>	<b>36</b>
6.1	ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO .....	36
6.1.1	Modalità di costruzione delle travi .....	37
6.2	ANALISI STRUTTURALE SOTTOSTRUTTURE.....	37

<b>7</b>	<b>CV01 – OPERA DI SCAVALCO – SVINCOLO TANGENZIALE SUD-EST.....</b>	<b>38</b>
7.1	ANALISI DELLA SOVRASTRUTTURA .....	38
7.1.1	Premessa .....	38
7.1.2	Analisi dei carichi.....	39
7.1.3	Schema di vincolo .....	45
7.1.4	Modello di calcolo impalcato.....	45
7.1.5	Modello di calcolo soletta.....	54
7.1.6	Sollecitazioni travi.....	60
7.1.7	Sollecitazioni soletta.....	66
7.1.8	Verifiche .....	68
7.2	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE .....	82
7.2.1	Premessa .....	82
7.2.2	Analisi dei carichi.....	83
7.2.3	Modello di calcolo.....	87
7.2.4	Analisi dinamica del ponte.....	93
7.2.5	Verifica delle platee di fondazione .....	96
7.2.6	Verifica del muro paraghiaie .....	104
7.2.7	Verifica dei pali di fondazione .....	114
<b>8</b>	<b>PONTE SU TORRENTE ACQUECHIARE .....</b>	<b>126</b>
8.1	ANALISI DELLA SOVRASTRUTTURA .....	126
8.1.1	Premessa .....	126
8.1.2	Analisi dei carichi.....	127
8.1.3	Schema di vincolo .....	132
8.1.4	Modello di calcolo impalcato.....	132
8.1.5	Modello di calcolo soletta.....	138
8.1.6	Sollecitazioni travi .....	138
8.1.7	Sollecitazioni soletta.....	143
8.1.8	Verifiche .....	143
8.2	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE .....	144
8.2.1	Premessa .....	144
8.2.2	Analisi dei carichi.....	145
8.2.3	Modello di calcolo.....	148
8.2.4	Verifica delle platee di fondazione .....	156
8.2.5	Verifica del muro paraghiaie .....	156
8.2.6	Verifica dei pali di fondazione .....	166

# 1 PREMESSA

## 1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

La presente relazione di calcolo ha come oggetto i ponti e le opere principali previste nel progetto Definitivo della nuova Tangenziale di Fogliano – Due Maestà nel Comune di Reggio Emilia, con particolare riferimento agli interventi compresi nel **Lotto 2**.

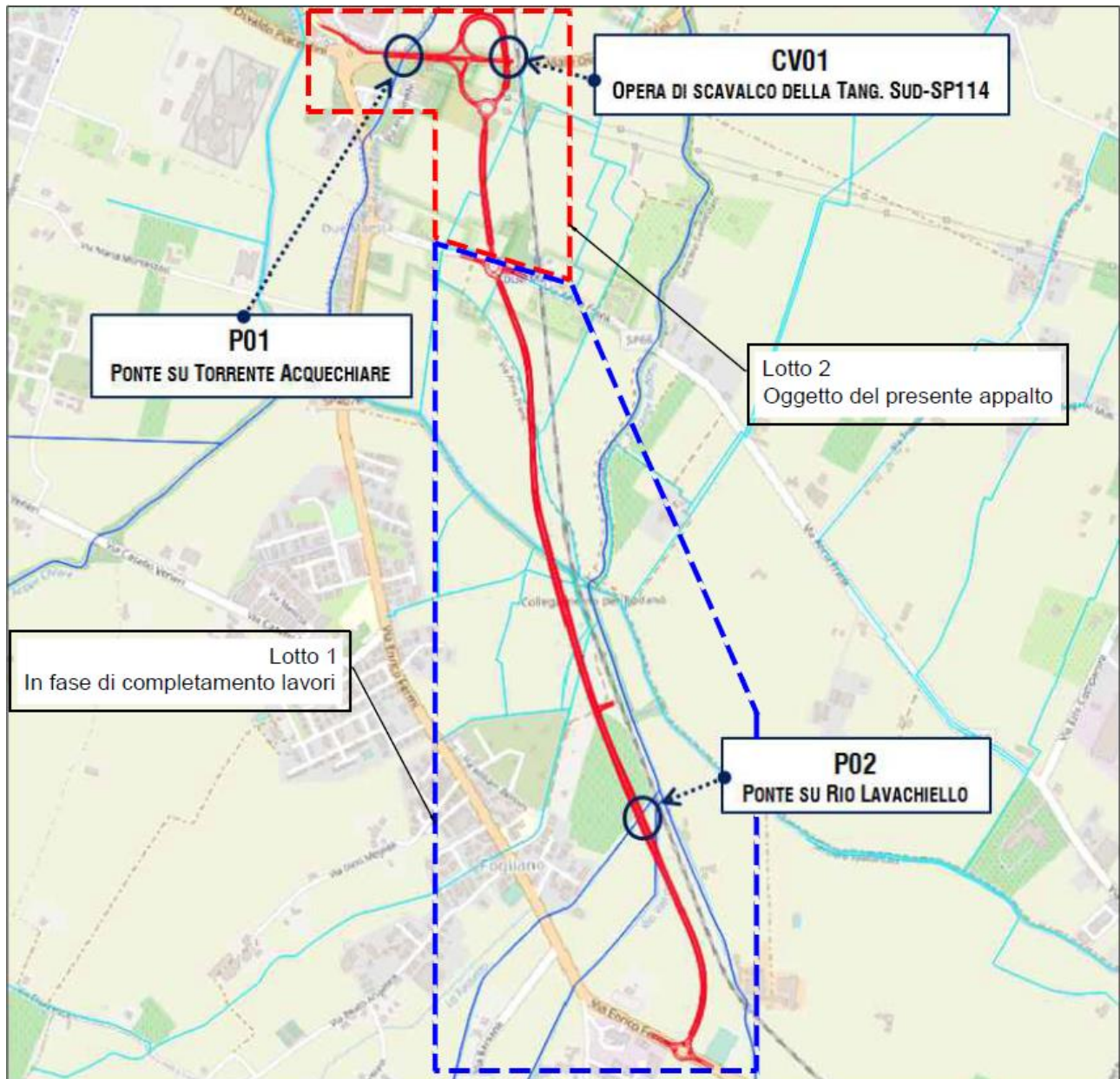


Figura 1 – Planimetria generale: inquadramento delle opere maggiori.

Le opere maggiori, a servizio della nuova infrastruttura, analizzate nella presente relazione tecnica sono le seguenti:

- CV01 – Opera di scavalco della Tangenziale Sud-Est;
- P01 – Ponte sul Torrente Acquechiare;

Le opere strutturali progettate sono brevemente descritte nei paragrafi che seguono.



### 1.1.1 CV01 – Opera di scavalco – svincolo tangenziale Sud-Est

L'oggetto del presente paragrafo è il cavalcavia ubicato alla Progr. 0+257.30 (asse 1), opera di scavalco della Tangenziale Sud-Est SP114, a servizio della nuova Tangenziale di Fogliano – Due Maestà.

Uno stralcio planimetrico dell'opera è riportato nella figura successiva.

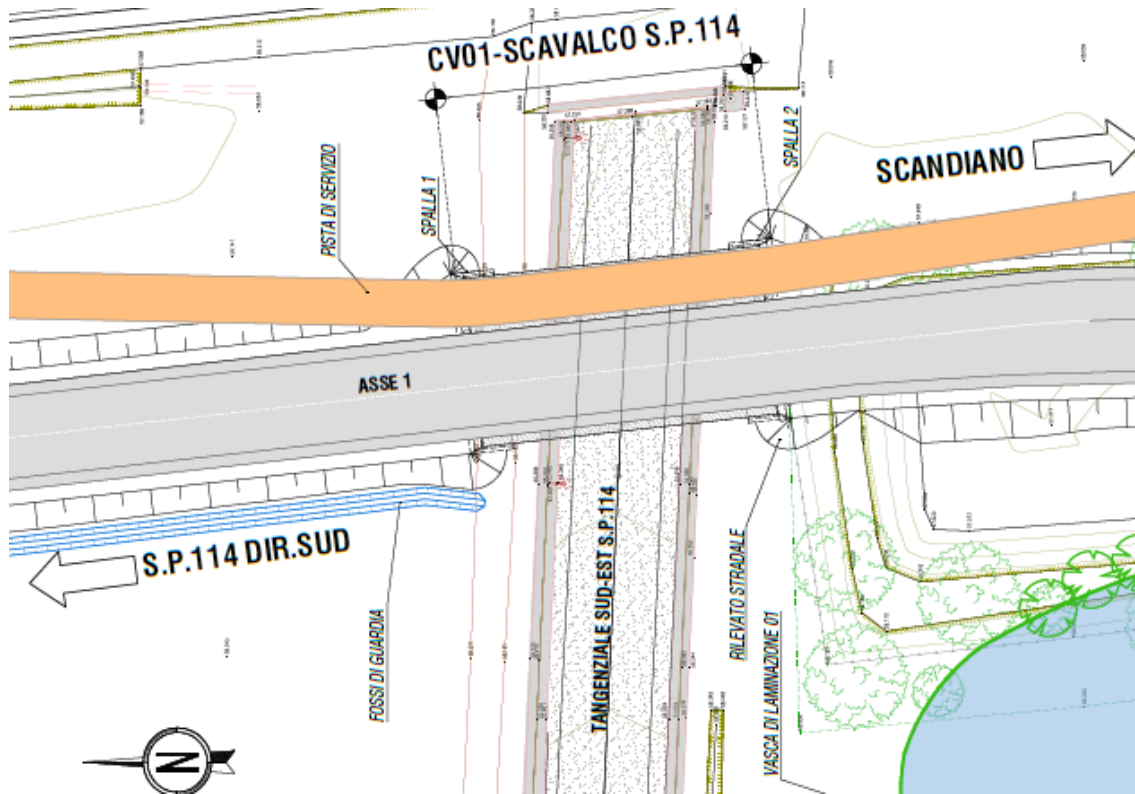


Figura 2 – Planimetria generale opera CV01.

Viste le caratteristiche stradali dell'asse principale nel tratto interessato dall'opera in oggetto, si prevede la realizzazione di un ponte ad un'unica campata con luce di calcolo di 24.0 m e luce complessiva di 25.4 m. La sezione stradale trasversale è caratterizzata da una corsia per senso di marcia (3.50 m) e due banchine laterali (1.00 m), oltre ad una corsia ciclo-pedonali e con funzioni di manutenzione (3.50 m). La larghezza complessiva dell'impalcato, comprensiva dei cordoli, è pari a 14.5 m.

Il ponte di progetto prevede la realizzazione di un impalcato in semplice appoggio, vincolato con dispositivi di tipo elastomerico in gomma armata su entrambe le spalle.

L'impalcato è previsto con travi prefabbricate in c.a.p. e soletta gettata in opera su lastre prefabbricate con fondello in calcestruzzo. Si prevedono n.5 travi in calcestruzzo armato precompresso del tipo UH-110 di altezza pari a 1100 mm disposte, accostate, ad interasse trasversale di 2500 mm e trasversi di testata a parete piena gettati in opera. Si prevedono due sbalzi laterali di soletta di dimensioni 1400 mm.

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi, sarà gettata in opera e presenta spessore complessivo di 250 mm, al lordo delle lastre tipo prédalles di spessore 40 mm. La solidarizzazione della soletta alle travi è affidata a idonei connettori a taglio disposti sulle superfici estradossali delle anime delle travi adottate.

Le figure che seguono mostrano, rispettivamente, la sezione trasversale e la vista in pianta dell'impalcato dell'opera:

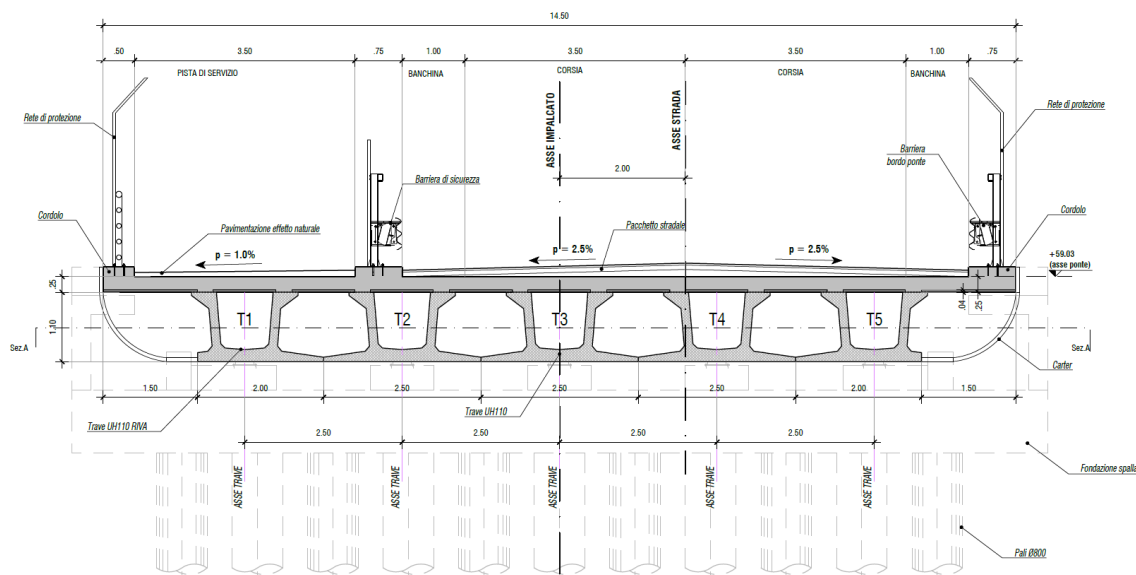


Figura 3 – Sezione trasversale.

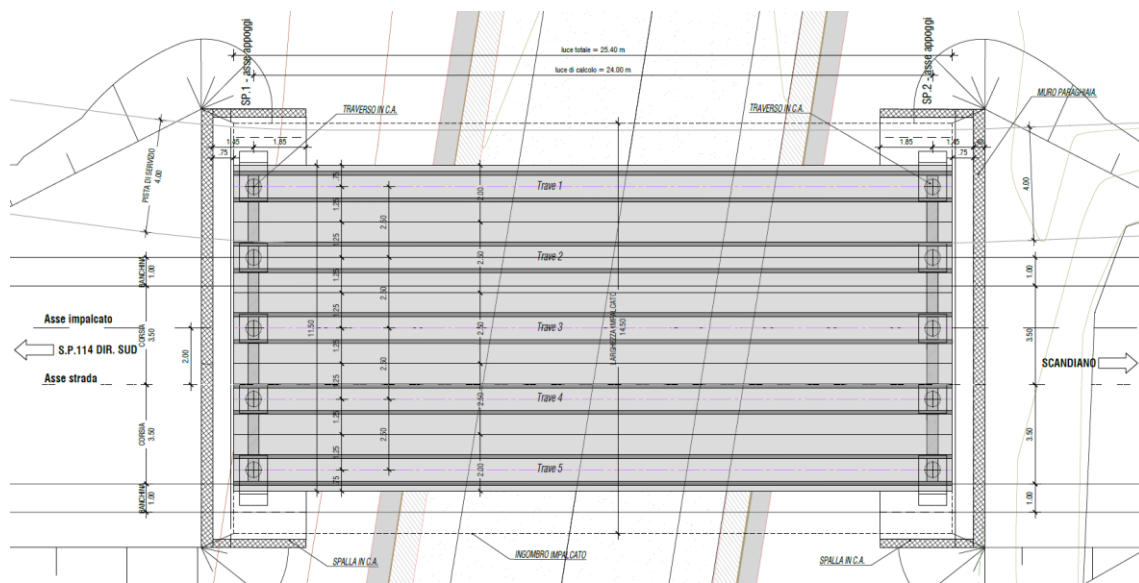


Figura 4 – Pianta dell'impalcato (sezione A-A).

Le spalle sono costituite da manufatti in c.a che constano di una platea di dimensioni 15.5x3.7x1.0 mxmxm che accoglie i pali di fondazione, di un muro paraghiaia (altezza 1.80 m e spessore 0.40 m) con mensola e di muretti laterali di spessore 0.30m. Sono previsti, inoltre, baggioli su cui verranno installati i dispositivi di vincolo e muri di ritegno sismico laterali.

La palificata di ogni spalla si compone di 11 pali trivellati Ø800 disposti a quinconce. Essi hanno lunghezza pari a 24.0 m per la spalla 1 e 20.0 m per la spalla 2.

Si prevede uno spazio retrotrave di 0.75 m per la manutenzione su entrambe le spalle.

Di seguito si riportano la sezione longitudinale dello scavalco, la pianta fondazioni e la pianta della spalla tipologica.

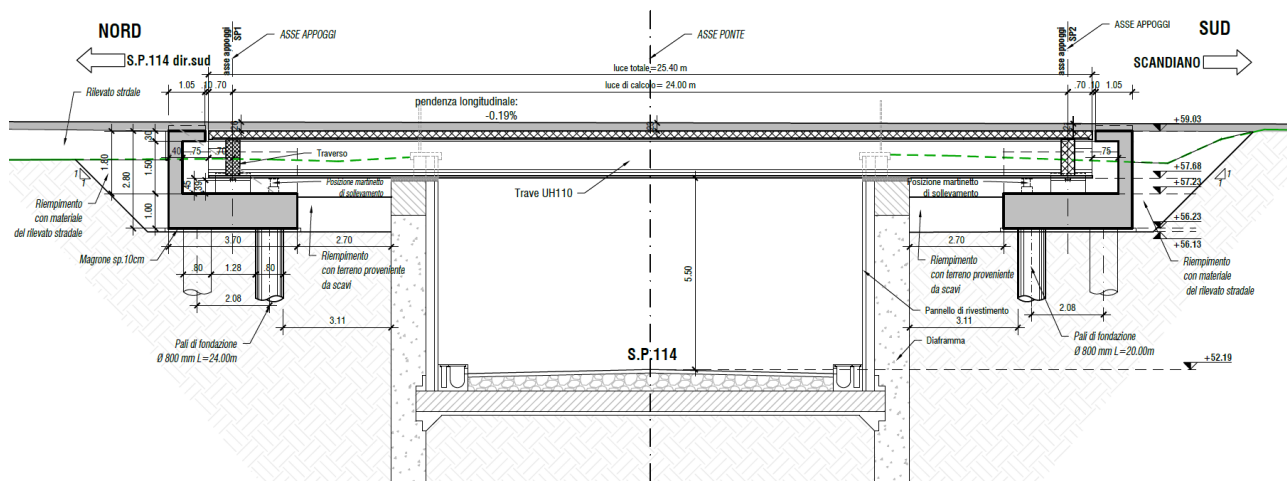


Figura 5 – Sezione longitudinale.

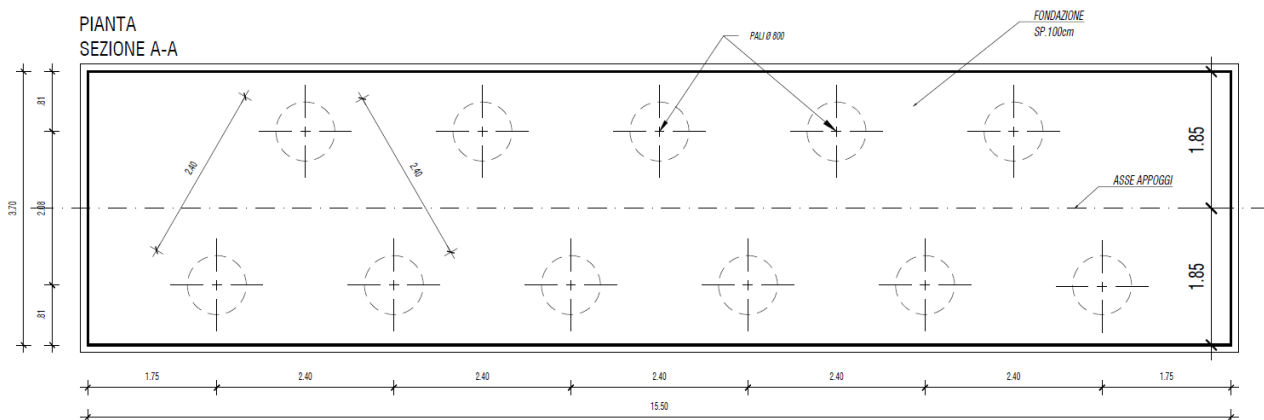


Figura 6 – Pianta fondazioni.

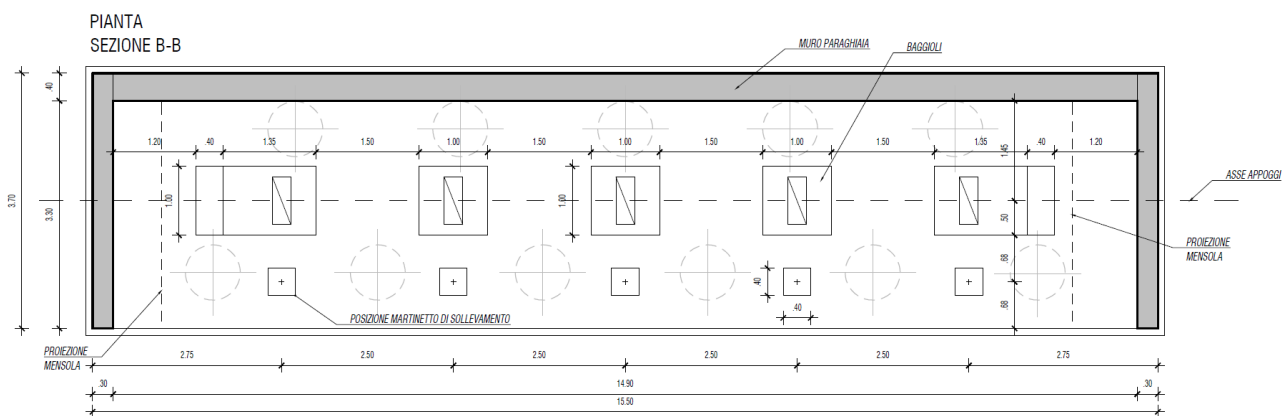


Figura 7 – Pianta spalla.

### 1.1.2 P01 – Ponte su torrente Acquechiare

L'oggetto del presente paragrafo è l'opera di allargamento della sede stradale ubicata tra le Progr. 0+184.47 e 0+200.09 (bypass rotatoria), sul Torrente Acque Chiare, a servizio della nuova Tangenziale di Fogliano – Due Maestà.

Uno stralcio planimetrico dell'opera è riportato nella figura successiva.

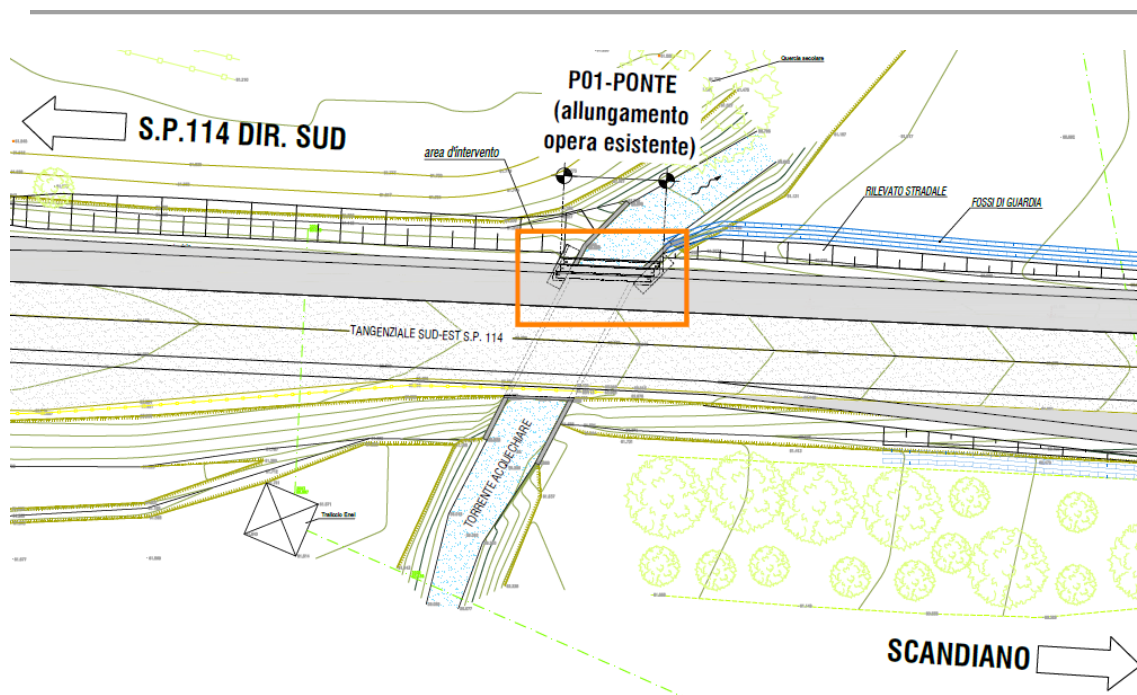


Figura 8 – Planimetria generale opera P01.

Viste le caratteristiche stradali dell'asse principale nel tratto interessato dall'opera in oggetto, si prevede la realizzazione di un impalcato ad un'unica campata con luce di calcolo di 10.0 m e luce complessiva di 10.45 m. La larghezza complessiva dell'impalcato, comprensiva del cordolo laterale, è pari a 2.32 m (distanza misurata perpendicolarmente all'asse stradale). L'opera nasce con lo scopo di creare la minore interferenza possibile con il ponte idraulico esistente e con i muri andatori. Per questi ultimi saranno previste solo demolizioni localizzate.

Il ponte di progetto prevede la realizzazione di un impalcato in semplice appoggio, vincolato con dispositivi di tipo elastomerico in gomma armata su entrambe le spalle.

L'impalcato è previsto con travi prefabbricate in c.a.p. affiancate e soletta gettata in opera. Si prevedono n.3 travi in calcestruzzo armato precompresso del tipo H-40 di altezza pari a 400 mm disposte ad interasse trasversale di 720 mm.

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi, sarà gettata in opera e presenta spessore complessivo di 250 mm. La solidarizzazione della soletta alle travi è affidata a idonei connettori a taglio disposti sulla superficie estradossale delle travi adottate.

Le figure che seguono mostrano, rispettivamente, la sezione trasversale e la vista in pianta dell'impalcato dell'opera:



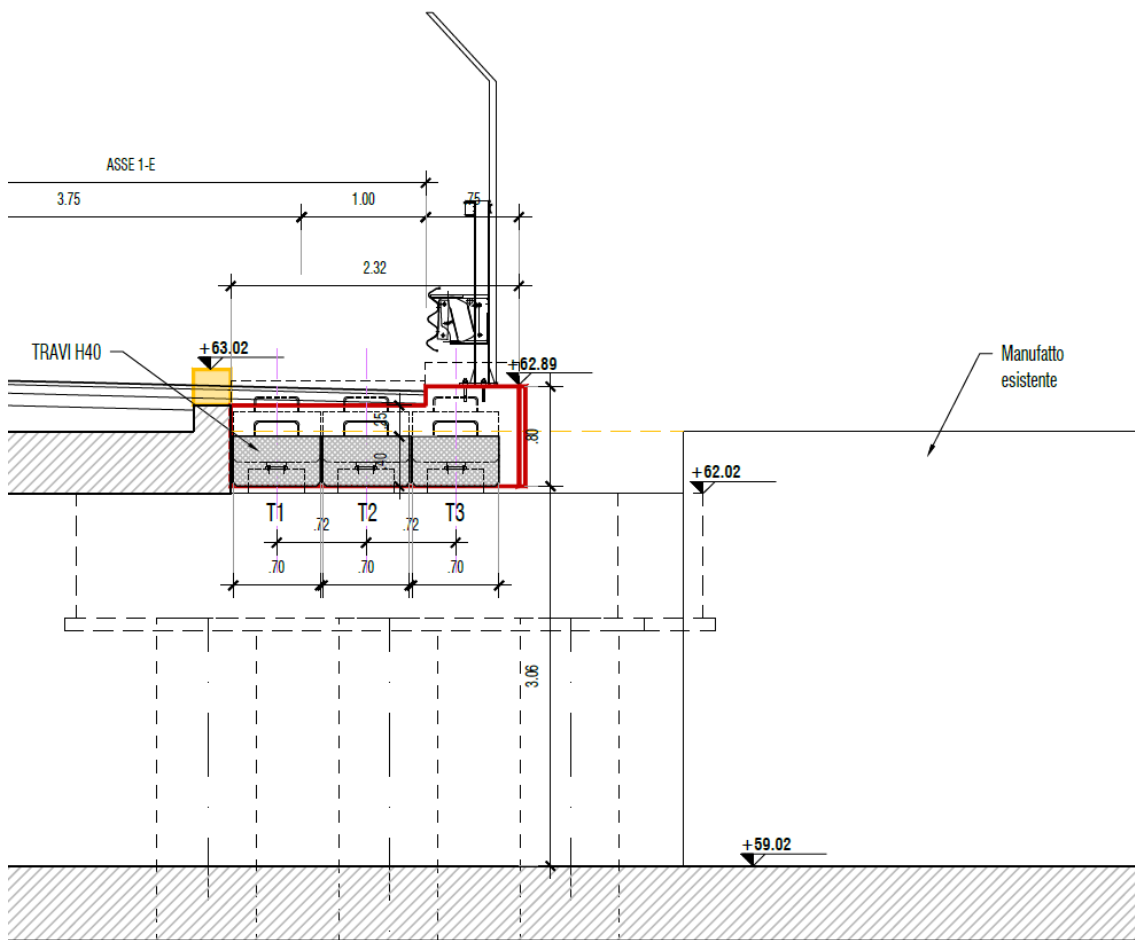


Figura 9 – Sezione trasversale (sezione C-C).

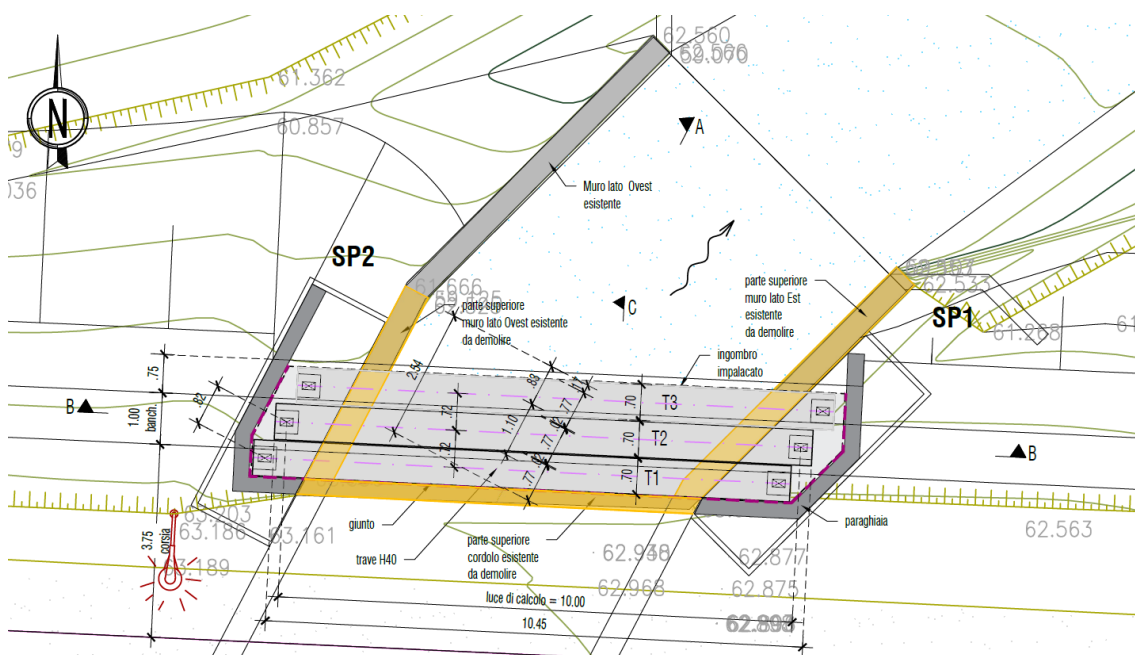


Figura 10 – Pianta dell'impalcato.

Le spalle sono costituite da manufatti in c.a che constano di una platea di dimensioni 4.8X1.6x1.0 mxmxm che accoglie i pali di fondazione e di un muro paraghiaia (altezza 0.95 m e spessore 0.30 m). Sono previsti, inoltre, baggioli su cui verranno installati i dispositivi di vincolo.

La palificata di ogni spalla si compone di 3 pali trivellati Ø800 disposti ad interasse di 2.0 m. Essi hanno lunghezza pari a 13.0 m sia per la spalla 1 che per la spalla 2.

Di seguito si riportano la sezione longitudinale dello scavalco, la pianta fondazioni e la pianta della spalla tipologica.

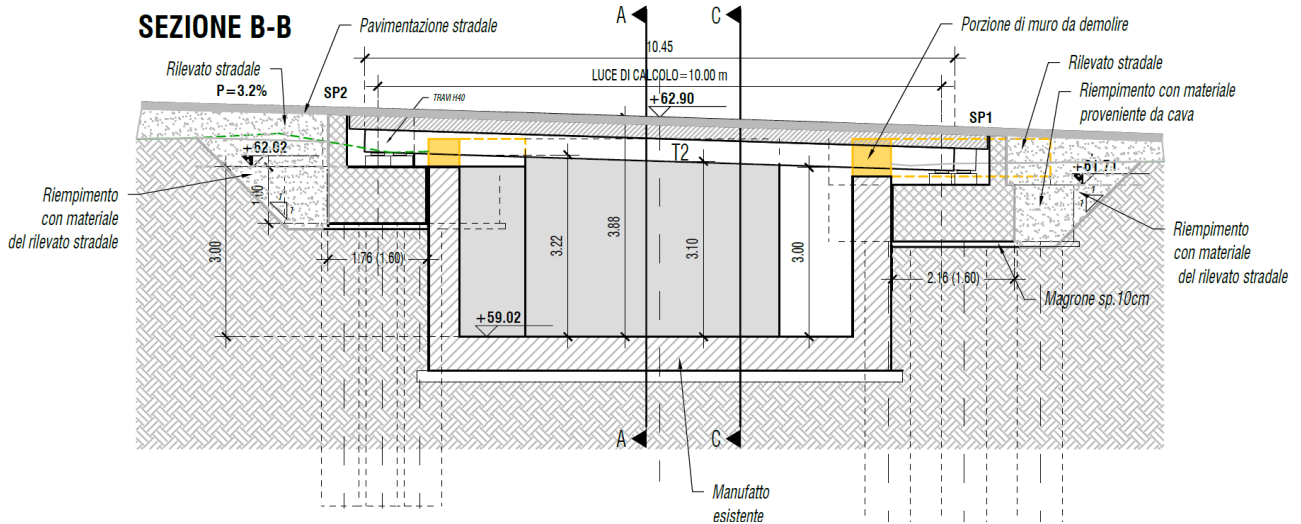


Figura 11 – Sezione longitudinale.

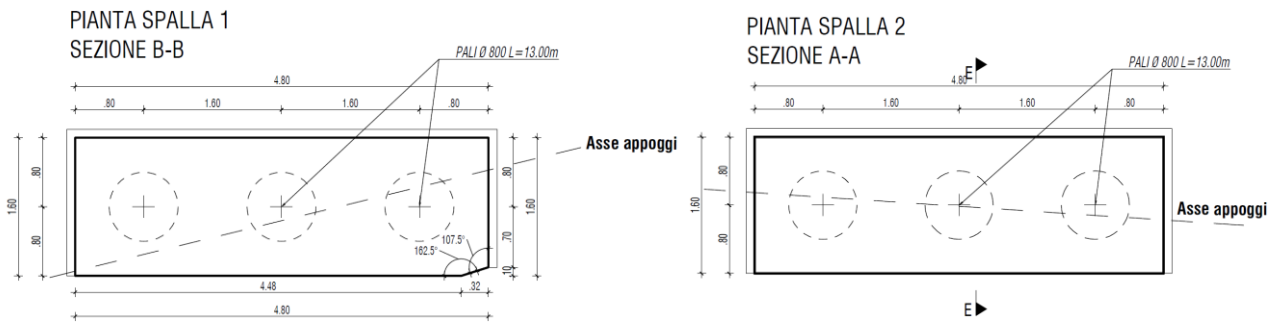


Figura 12 – Pianta fondazioni.

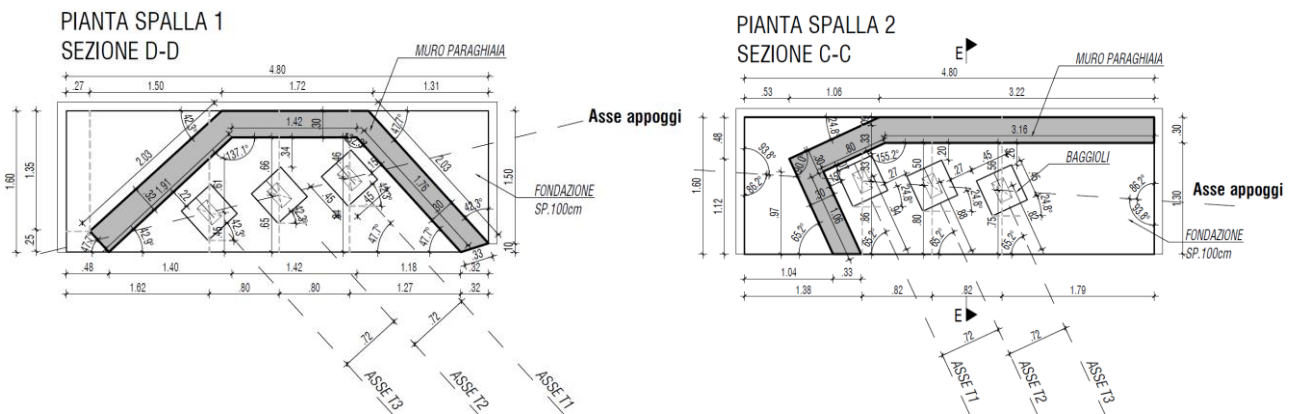


Figura 13 – Pianta spalle.

## 2 PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

---

La progettazione, il dimensionamento e le verifiche delle strutture in oggetto, sono stati redatti in ottemperanza al quadro normativo tecnico vigente, con particolare riferimento di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

Si riporta di seguito l'elenco delle principali leggi e dei documenti a cui ci si è riferiti per la redazione della progettazione strutturale dell'opera.

### 2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 «Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche»;
- D.M. del 17 Gennaio 2018 «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di seguito denominate NTC.
- Circolare Consiglio Sup. LL.PP. 21 Gennaio 2019 n° 7 «Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018».

### 2.2 EUROCODICI

- UNI EN 1991-1-5:2004 «Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche»;
- UNI EN 1991-2:2005 «Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti»;
- UNI EN 1992-2:2006 «Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi»;
- UNI EN 1993-2:2007 «Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»;
- UNI EN 1993-1-5:2007 «Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra»;
- UNI EN 1994-2:2006 «Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti»;
- UNI EN 1998-2:2006 «Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti».

### 2.3 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura utilizzate in relazione sono:

- lunghezze [m];
- forze [kN];
- pressioni [kN/m<sup>2</sup>];
- momenti [kNm];
- tensioni [MPa].

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZI

##### Calcestruzzo magro

- Classe di resistenza: C12/15 ( $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ )

##### Calcestruzzo per pali di fondazione

- Classe di resistenza (DM 17.01.2018): C28/35 ( $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ )
  - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):  $f_{ck} = 28.0 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2):  $f_{ctm} = 2.77 \text{ N/mm}^2$
  - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):  $E_{cm} = 32308 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):  $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):  $f_{ctd} = 1.29 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,rara} = 16.8 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,q,perm} = 12.6 \text{ N/mm}^2$
  - Classe di esposizione: XC2
  - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): 60 mm

##### Calcestruzzo per fondazioni spalle e muri

- Classe di resistenza (DM 17.01.2018): C30/37 ( $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$ )
  - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):  $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2):  $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$
  - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):  $E_{cm} = 32837 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):  $f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):  $f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,rara} = 18.0 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,q,perm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$
  - Classe di esposizione: XC2
  - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): 40 mm

##### Calcestruzzo per strutture in elevazione spalle e muri

- Classe di resistenza (DM 17.01.2018): C30/37 ( $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$ )
  - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):  $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2):  $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$
  - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):  $E_{cm} = 32837 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):  $f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):  $f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,rara} = 18.0 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,q,perm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$
  - Classe di esposizione: XC4+XD1
  - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): 40 mm



### Calcestruzzo per baggioli

- |  |  |
|--|--|
| • Classe di resistenza (DM 17.01.2018):                        | C30/37 ( $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$ ) |
| - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):     | $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$             |
| - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2)           | $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$            |
| - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):                           | $E_{cm} = 32837 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):            | $f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):                | $f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2$            |
| - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):                | $\sigma_{c,rara} = 18.0 \text{ N/mm}^2$    |
| - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):         | $\sigma_{c,q,perm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$  |
| - Classe di esposizione:                                       | XC3+XF1                                    |
| - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): | 40 mm                                      |

### Calcestruzzo per soletta di completamento impalcato e cordoli

- |  |  |
|--|--|
| • Classe di resistenza (DM 17.01.2018):                        | C35/45 ( $R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ ) |
| - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):     | $f_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$             |
| - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2)           | $f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$            |
| - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):                           | $E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):            | $f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):                | $f_{ctd} = 1.50 \text{ N/mm}^2$            |
| - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):                | $\sigma_{c,rara} = 21.0 \text{ N/mm}^2$    |
| - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):         | $\sigma_{c,q,perm} = 15.7 \text{ N/mm}^2$  |
| - Classe di esposizione:                                       | XC4+XD1                                    |
| - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): | 40 mm                                      |

### Calcestruzzo per travi prefabbricate

- |  |  |
|--|--|
| • Classe di resistenza (DM 17.01.2018):                        | C45/55 ( $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$ ) |
| - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):     | $f_{ck} = 45.0 \text{ N/mm}^2$             |
| - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2)           | $f_{ctm} = 3.79 \text{ N/mm}^2$            |
| - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):                           | $E_{cm} = 36283 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):            | $f_{cd} = 25.50 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):                | $f_{ctd} = 1.77 \text{ N/mm}^2$            |
| - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):                | $\sigma_{c,rara} = 27.0 \text{ N/mm}^2$    |
| - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):         | $\sigma_{c,q,perm} = 20.2 \text{ N/mm}^2$  |
| - Classe di esposizione:                                       | XA1+XC2                                    |
| - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura pretensione): | 25 mm                                      |
| - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura lenta):       | 35 mm                                      |

### Calcestruzzo per predalles

- |  |  |
|--|--|
| • Classe di resistenza (DM 17.01.2018):                    | C40/50 ( $R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ ) |
| - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1): | $f_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$             |
| - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2)       | $f_{ctm} = 3.51 \text{ N/mm}^2$            |
| - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):                       | $E_{cm} = 35220 \text{ N/mm}^2$            |
| - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):        | $f_{cd} = 22.67 \text{ N/mm}^2$            |

- |  |   |
|--|---|
| - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):                | $f_{ctd} = 1.64 \text{ N/mm}^2$           |
| - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):                | $\sigma_{c,rara} = 24.0 \text{ N/mm}^2$   |
| - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):         | $\sigma_{c,q,perm} = 18.0 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione:                                       | XC4+XD1                                   |
| - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): | 40 mm                                     |

## 3.2 ACCIAI

### Acciaio per calcestruzzo armato

- Tipo B450C (DM 17.01.2018):
  - Resistenza caratt. di snervamento (§ 11.3.2.1):  $f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza caratt. di rottura (§ 11.3.2.1):  $f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$
  - Allungamento sotto carico massimo (§11.3.2.1):  $A_{gt} = 7.50\%$
  - Resistenza di calcolo (§ 4.1.2.1):  $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
  - Modulo d'elasticità:  $E_s = 2.10E+05 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. Rara (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{s,rara} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

### Acciaio per armatura da precompressione

- Acciaio armonico stabilizzato per trefoli da 0.6'' (DM 17.01.2018):
  - Resistenza caratt. di rottura (§ 11.3.3.2):  $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza caratt. all'1% di def. totale (§11.3.3.2):  $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$
  - Allungamento sotto carico massimo (§11.3.3.2):  $A_{gt} = 3.50\%$
  - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):  $E_{ap} = 1.95E+05 \text{ N/mm}^2$

## 4 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato. I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo);
- Software suite Gelfi (software per il calcolo e verifica delle sezioni in c.a. e d acciaio)
- SAP 2000 V. 21 (software di calcolo agli elementi finiti) *versione 21.0.2*, distribuito da *Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA*. Gli estremi della licenza di utilizzo sono riportati nella figura seguente:



### 4.1 MODELLI DI CALCOLO CON IL SOFTWARE SAP2000

L'analisi delle strutture di impalcato e delle sottostrutture è stata condotta in campo elastico lineare mediante una modellazione basata sul metodo degli elementi finiti con l'ausilio del programma *SAP2000 versione 21.0.2*, distribuita dalla *Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA*.

La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

Le strutture sono state modellate mediante elementi finiti monodimensionali e con elementi piani a quattro con comportamento sia membranale che flessionale.

Per ogni elemento del modello strutturale è stato inoltre definito un proprio sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.

Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dai numeri 1, 2 e 3 ed il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo diverso a seconda del tipo di elemento finito (*frame* o *shell*).

Sia per gli elementi *frame* che per gli elementi *shell* uno degli assi locali rimane automaticamente individuato dalla geometria dello stesso elemento finito.

Per gli elementi *frame* il primo asse (1) è diretto secondo l'asse dell'elemento, mentre gli altri due assi (2 e 3) giacciono in un piano ortogonale all'elemento e che viene definita dall'utente. Per gli elementi *shell* i primi due assi locali giacciono nel piano dell'elemento con una orientazione che può essere definita dall'utente; il terzo asse è ortogonale a questi.

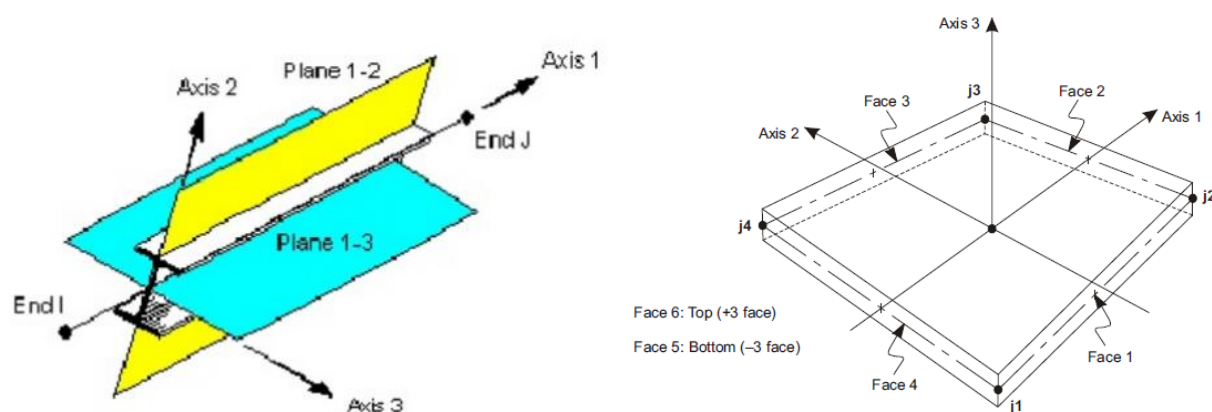


Figura 14 – Elemento *frame* (sinistra); elemento *shell* a quattro nodi (destra).

Per ciascun ponte sono stati considerati due tipi di modellazione:

- analisi del graticcio di travi (impalcato);
- analisi della struttura complessiva (impalcato e sottostruttura).

Per ogni tipologia di analisi effettuata, sia essa statica o dinamica, il software determina le massime sollecitazioni in ogni elemento. Ad esempio, per quanto riguarda i carichi mobili da traffico, introdotti mediante *moving loads*, il software, al variare della posizione del carico mobile considerato, individua la massima azione agente su ciascun componente strutturale.

Nel caso di analisi del solo impalcato, le travi ed i traversi sono stati modellati con elementi *frame* aventi opportune rigidità assiali, flessionali e torcenti. Anche la soletta è stata modellata come elemento *frame* con opportuna discretizzazione della trave sui cui tali elementi sono vincolati. Le travi sono identificate da un numero d'ordine attribuito a partire dalla trave di bordo. Il collegamento tra l'elemento *frame* longitudinale rappresentativo della trave e l'elemento *frame* trasversale rappresentativo della soletta, è stato realizzato attraverso vincoli ausiliari di tipo *body* aventi rigidità infinita, che riportano il collegamento nella effettiva posizione e riducono la lunghezza libera della soletta al suo valore reale.

Nel caso di analisi della struttura complessiva, con il modello agli elementi finiti si vuole cogliere il comportamento della struttura in seconda fase, cioè dal momento in cui la soletta è solidarizzata alla trave e, quindi, la sezione reagente è la sezione composta "trave+soletta". Per calcolare i parametri di sollecitazione sulle membrature delle sottostrutture degli impalcati e gli spostamenti assunti nella loro configurazione deformata è stato approntato un



unico modello tridimensionale agli elementi finiti per ogni ponte analizzato. Tali modelli corrispondono alle strutture reali esattamente come vengono realizzate, replicando nel modo più accurato possibile, entro i limiti della modellazione, ciò che riguarda le geometrie, i parametri statici delle diverse sezioni ed i vincoli. I modelli utilizzati sono tridimensionali.

Nel modello complessivo agli elementi finiti, pertanto, travi, soletta e traversi vengono modellati esclusivamente con lo scopo di definire la rigidezza effettiva dell'impalcato. I pesi propri delle travi, dei traversi e della soletta, che agiscono in prima fase, sono valutati direttamente dal programma di calcolo, sulla base della geometria degli elementi modellati. L'impalcato è, quindi, modellato con elementi di tipo *frame* per quanto riguarda le travi principali e i trasversi e con elementi di tipo *shell* per la soletta; ciò garantisce l'effettiva ripartizione dei carichi sismici orizzontali sulle sottostrutture. Per la definizione gli elementi *shell* è stato sufficiente definire lo spessore per assegnare le caratteristiche geometriche della soletta, delle spalle e della platea. I vincoli esterni sono schematizzati con *elastic link* in grado di simulare la reale rigidezza dei vincoli, costituiti da appoggi elastomerici in gomma armata. Si osserva che i vincoli sono schematizzati nella loro esatta posizione, infatti, si utilizzano *link* rigidi per schematizzare l'altezza dei baggioli.

I pali di fondazione non vengono esplicitamente considerati nel modello complessivo ma sono analizzati a parte. Nel modello sono riportate le effettive rigidezze dei pali mediante assegnazione di matrice delle rigidezze, in funzione della caratterizzazione geotecnica del terreno, al *joint* estremo inferiore del *link* rigido, in corrispondenza dell'intradosso della platea di fondazione, che simula il palo nella sua effettiva posizione.

Ai modelli sopra descritti sono stati applicati i carichi permanenti e i carichi accidentali definiti successivamente nel Capitolo 5 della presente relazione.

I carichi sono stati combinati tra loro in modo tale da rispettare le combinazioni riportate nel § 5.2 della presente relazione.

## 5 CARICHI DI PROGETTO

---

### 5.1 ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono (rif. § 5.1.3.):

- azioni permanenti;
- distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- azioni variabili da traffico;
- azioni variabili di vento e neve;
- azioni eccezionali;
- azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

Si calcolano le opere sottoposte alle azioni indotte da:

- g1 peso proprio delle strutture
- g2 carichi permanenti portati: pavimentazione, veletta, marciapiedi (se presenti), parapetti (se presenti) e barriere stradali metalliche
- ε1 distorsioni di progetto
- ε2 ritiro del calcestruzzo
- ε3 variazioni termiche differenziali.
- ε4 effetti viscosi
- ε5 cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 carichi mobili
- q2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q3 azioni longitudinali di frenamento
- q4 azione centrifuga
- q5 azioni del vento
- q6 azioni sismiche
- q7 resistenze parassite dei vincoli
- q8 azioni sui parapetti – urto di veicolo in svio
- q9 altre azioni variabili

Tali azioni saranno descritte nei paragrafi successivi e, ove presenti, combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

#### 5.1.1 Azioni permanenti

- g<sub>1</sub> Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali.
- g<sub>2</sub> Carichi permanenti portati: pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili.
- g<sub>3</sub> Altre azioni permanenti: spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.

### Dati di Progetto

Nel caso in esame si assumono i seguenti carichi:

- $g_1$  peso proprio delle strutture (sulla base dei relativi pesi specifici)
- $g_1$  peso proprio della veletta pari a 0.6 kN/m
- $g_2$  pavimentazione stradale pari a 3.5 kN/m<sup>2</sup>
- $g_2$  pavimentazione marciapiede pari a 2.3 kN/m<sup>2</sup> (ove presente)
- $g_2$  barriera stradale pari a 1.5 kN/m
- $g_2$  cordolo per barriera stradale pari a 2.8 kN/m
- $g_2$  parapetto 1 kN/m (ove presente)
- $g_2$  cordolo per parapetto pari a 1.9 kN/m (ove presente)
- $g_2$  carter di rivestimento laterale 2.5 kN/m (ove presente)
- $g_3$  la spinta della terra come carico variabile dalla sommità del paraghiaia fino all'intradosso della platea di fondazione.

*Nota:* La spinta delle terre è stata determinata applicando, in condizioni statiche, un coefficiente di spinta a riposo del terreno valutato pari a  $k_0=0,426$  (valore calcolato considerando un angolo di attrito del terreno pari a 35°).

### 5.1.2 Deformazioni impresse

Distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\varepsilon_1$ .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

Effetti reologici: ritiro e viscosità  $\varepsilon_2$ ; Variazioni termiche  $\varepsilon_3$ .

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.

Il valore del ritiro del calcestruzzo al fine del calcolo si assume, secondo le norme (D.M. 17.01.2018 – punto 11.2.10.6), pari a  $\varepsilon_{cs}=0.03\%$ .

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, secondo le norme (D.M. 17.01.2018 – punto 11.2.10.7), pari a 2.30 volte la deformazione elastica.

Cedimenti vincolari:  $\varepsilon_4$ .

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

### Dati di Progetto

- $\varepsilon_3$  variazione termica pari a  $\pm 30^\circ$

La variazione di temperatura nelle opere oggetto di studio non generano alcuno stato tensionale, in quanto i dispositivi di appoggio previsti consentono le variazioni dimensionali dell'impalcato stesso (*distorsione*

*atensionale*). Il carico termico pertanto è considerato solamente ai fini della valutazione dell'ampiezza dei giunti di dilatazione dei ponti.

Dato lo schema di vincolo isostatico le forze che nascono per effetto del ritiro e della viscosità, applicate alle spalle, sono quelle che derivano dalle resistenze passive dei vincoli;

Non si considerano effetti sull'impalcato derivanti da cedimenti dei vincoli;

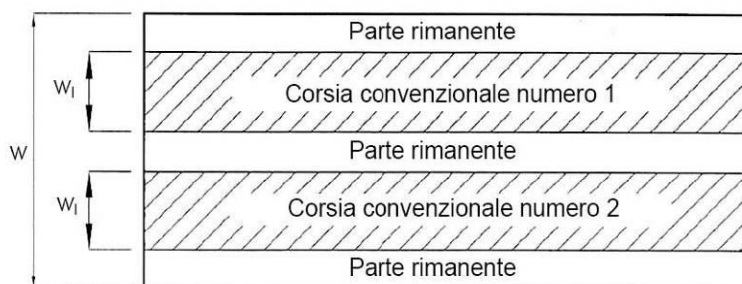
### 5.1.3 Azioni variabili da traffico: $Q_1$

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 NTC2018, disposti su corsie convenzionali e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della valutazione della resistenza e stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

#### 5.1.3.1 Definizione delle corsie convenzionali (rif. 5.1.3.3.2 della norma)

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti: a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali. b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.



Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

#### 5.1.3.2 Schemi di Carico : $q_1$ (rif. 5.1.3.3.3 della norma)

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- **Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in seguito. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- **Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in seguito. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- **Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- **Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- **Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- **Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25} \quad [kN/m]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \quad [kN/m]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} [kN/m]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

*Dati di Progetto*

Nel caso in esame trattasi di ponti a campate isostatiche in semplice appoggio e consideriamo soltanto lo schema di carico 1 per tutte le verifiche globali del ponte rimandando specificatamente agli altri schemi per le eventuali verifiche locali.

5.1.3.3 Categorie Stradali (rif. 5.1.3.3.4 della norma)

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

1<sup>a</sup> Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

2<sup>a</sup> Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

3<sup>a</sup> Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di 3<sup>a</sup> Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

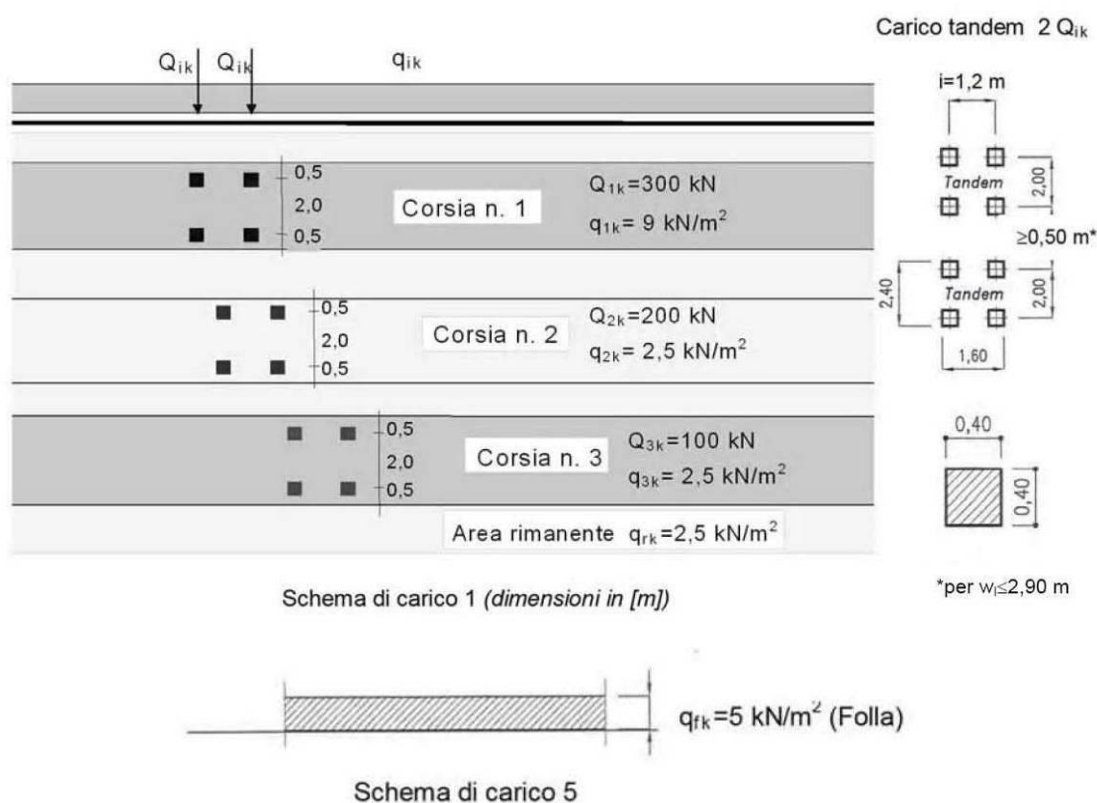
Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi per geometria e carichi-asse dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

*Dati di Progetto*

Nel caso in esame trattasi di ponti di 1° categoria.

5.1.3.4 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose (rif. 5.1.3.3.5 della norma)

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a e 2a Categoria 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.



#### Dati di Progetto

Nel caso in esame trattasi di ponti di 1<sup>a</sup> categoria e pertanto si applicherà quanto indicato in figura disponendo il carico di volta in volta nelle posizioni più sfavorevoli ai fini delle verifiche.

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.

Per i ponti di 1<sup>a</sup> Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II di normativa):

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

#### 5.1.3.5 Strutture Secondarie di Impalcato (rif. 5.1.3.3.6 della norma)

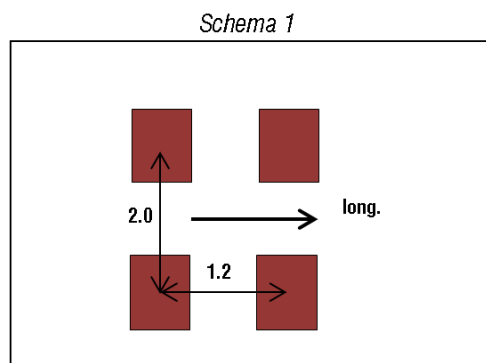
##### Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la

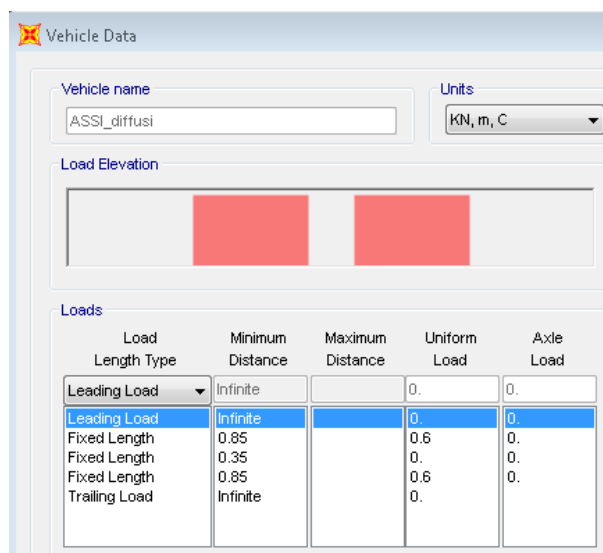
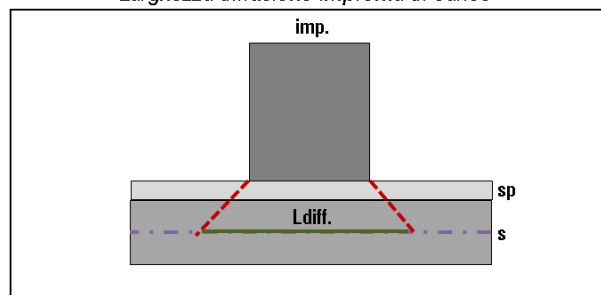
pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

### Dati di progetto

Per i ponti oggetto di studio si considerano solette di spessore 0.25 m. I carichi assiali derivanti dallo schema di carico 1 vengono applicati come carichi uniformemente distribuiti sull'effettiva impronta.



Larghezza diffusione impronta di carico



s	250	mm	spessore soletta+predalles
sp	100	mm	spessore medio pavimentazione (favore di sicurezza)
imp. 1	400	mm	larghezza impronta dir.1 (schema 1)
imp. 2	400	mm	larghezza impronta dir.2 (schema 1)
a	45°		angolo di diffusione attraverso cls
Ldiff.1	850	mm	larghezza diffusa dir.1 (schema 1)
Ldiff.2	850	mm	larghezza diffusa dir.2 (schema 1)

### Nota di modellazione:

I carichi uniformemente distribuiti sono stati applicati come unitari ( $2 \times 0.85 \text{ m} \times 0.59 \text{ kN/m} = 1.0 \text{ kN}$  per asse) e successivamente moltiplicati con coefficienti di combinazione per ottenere il valore di normativa di 300 kN per asse.

### 5.1.3.6 Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, trasversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3° Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico  $q_1$  la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

#### 5.1.4 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: $Q_2$

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale  $q_2$ , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

##### *Dati di Progetto*

Nel caso in esame il coefficiente di amplificazione dinamica è da considerarsi pari ad 1.

#### 5.1.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: $Q_3$ (rif. 5.1.3.5 della norma)

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a

$$180kN \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

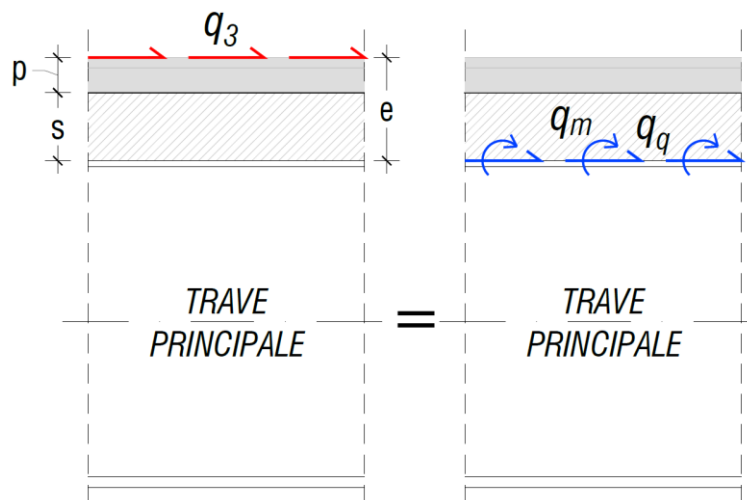
per i ponti di 1ª categoria e a

$$144kN \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

per i ponti di 2ª categoria, essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

##### *Dati di Progetto*

Nel caso in esame sui ponti si considerano azioni di frenamento come composizione di una forza per unità di lunghezza, agente nella direzione longitudinale dell'impalcato, ed una coppia distribuita, necessaria per tenere di conto dell'eccentricità esistente tra punto di applicazione della forza ed estradosso della pavimentazione stradale.



$p$  0.155 m spessore medio della pavimentazione (favore di sicurezza)

s	0.25	m	spessore soletta strutturale
e	0.405	m	eccentricità $q_3$

**5.1.6 Azioni di neve, vento:  $Q_5$**

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 della normativa.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

Per l'azione del vento, che supponiamo di carattere statico ed incidente in modo perpendicolare ed orizzontale, si procede ricavando la pressione esercitata sui fusti delle pile:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove :

$q_{ref}$  => pressione cinetica di riferimento

$c_e$  => coefficiente di esposizione

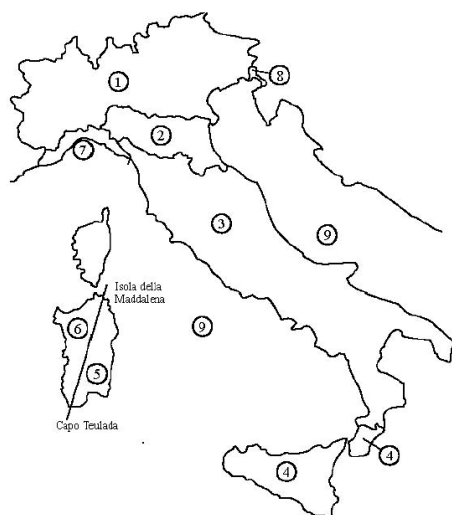
$c_p$  => coefficiente di forma

$c_d$  => coefficiente dinamico

**CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE**

Comune di Reggio Emilia

Altitudine $a_s$ (slm)	70	m
Zona (1-9)	2	Tab. 3.3.I NTC 2018
Categoria di esposizione	III	Tab. 3.3.II NTC 2018
Classe rugosità terreno	C	Tab. 3.3.III NTC 2018



Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 15 – Mappa della suddivisione del territorio nazionale (sinistra); classi di rugosità del terreno (destra).

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

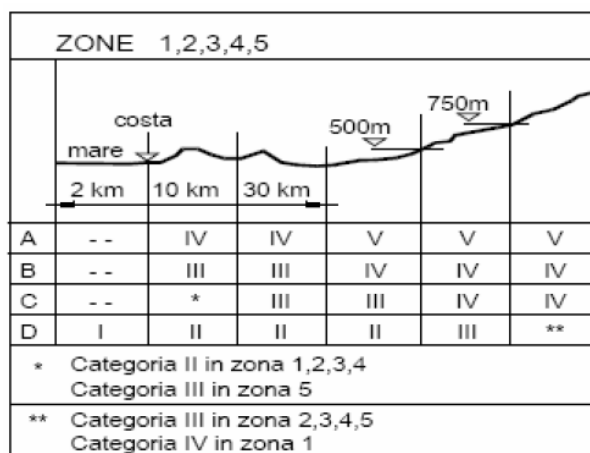


Figura 16 – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

### PRESSIONE DEL VENTO

Velocità base di riferimento quota 0	25	m/s
$a_0$	750	m
$k_s$	0.45	1/s
$c_a$	1.00	
Velocità base di riferimento $V_b$	25	m/s
Periodo di ritorno	100	anni
Coefficiente di ritorno	1.04	



Velocità di riferimento $V_r$	25.98	
Pressione cinetica di riferimento $q_r$	0.422	kN/m <sup>2</sup>
$K_r$	0.20	-
$Z_0$	0.1	m
$Z_{min}$	5.00	m
coefficiente topografico $c_t$	1.00	-
coefficiente dinamico $c_d$	1.00	-
coefficiente di esposizione $c_e$	funzione di $z$ (altezza dal suolo variabile per ogni opera)	
pressione del vento $p$ , a meno del $c_p$	funzione di $z$ (altezza dal suolo variabile per ogni opera)	
coefficiente di forma $c_p$	calcolato con EN 1991-1-4:2005 e CNR-DT-207-R1-2018, in base alla situazione più gravosa	

#### Dati di Progetto

Nei casi in esame saranno valutate le condizioni più gravose tra ponte carico e ponte scarico (presenza di sole barriere).

Si trascura l'azione della neve.

#### 5.1.7 Azione del sisma: $Q_6$

La vita nominale  $V_N$  dell'opera strutturale è assunta pari a 100 anni, la classe d'uso è la III, da cui deriva un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ .

L'azione sismica è valutata in relazione ad un periodo di riferimento è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 150 \text{ anni}$$

Le caratteristiche sismiche del sito sono le seguenti:

#### Dati di progetto

Longitudine:	10.6521
Latitudine:	44.6508
Categoria topografica:	$T_1$
Coefficiente Topografico:	$S_T = 1$
Categoria sottosuolo:	C

#### Parametri azione sismica:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	90	0.080	2.462	0.273
SLD	151	0.100	2.440	0.277
SLV	1424	0.227	2.404	0.311
SLC	2475	0.267	2.450	0.320

Le forme spettrali, di seguito riportate, sono valutate per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  che caratterizza i diversi stati limite e sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito

$F_0$  coefficiente di amplificazione spettrale massima

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato e delle sottostrutture in condizioni simiche e che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV, ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto (§ 7.9.5.3) con fattore di struttura  $q=1$ , con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10%.

Le equazioni utilizzate per definire le forme spettrali (in termini di accelerazione) in direzione orizzontale sono le seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Le equazioni utilizzate per definire le forme spettrali (in termini di accelerazione) in direzione verticale sono le seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_{pe}}{g} \right)^{0,5}$$

Nel caso di spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi (§ 3.2.3.5 NTC2018) le ordinate  $S_e(T)$  vengono ridotte sostituendo nelle formule precedenti  $\eta$  con  $1/q$ .

Per il solo impalcato la verifica di resistenza è superflua nella direzione longitudinale e trasversale per ponti ad asse pressoché rettilineo, come nei casi in esame.

**Dati di Progetto**

Fattore di struttura q per le spalle in direzione longitudinale: q=1.00  
 Fattore di struttura q per le spalle in direzione trasversale: q=1.00  
 Fattore di struttura q per le fondazioni profonde: q=1.00

**5.1.7.1 Spettri di progetto (SLV con q=1)**

I parametri ed i punti dello spettro di progetto in direzione orizzontale agli SLV con q=1 sono riportati di seguito:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.227 g
$F_o$	2.404
$T_C$	0.311 s
$S_S$	1.372
$C_C$	1.544
$S_T$	1.000
q	1.000

**Parametri dipendenti**

S	1.372
$\eta$	1.000
$T_B$	0.160 s
$T_C$	0.480 s
$T_D$	2.509 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_k(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.312
$T_B \leftarrow$	0.160	0.749
$T_C \leftarrow$	0.480	0.749
	0.577	0.624
	0.673	0.534
	0.770	0.467
	0.866	0.415
	0.963	0.374
	1.060	0.340
	1.156	0.311
	1.253	0.287
	1.349	0.267
	1.446	0.249
	1.543	0.233
	1.639	0.219
	1.736	0.207
	1.832	0.196
	1.929	0.186
	2.026	0.178
	2.122	0.170
	2.219	0.162
	2.315	0.155
	2.412	0.149
$T_D \leftarrow$	2.509	0.143
	2.580	0.136
	2.651	0.128
	2.722	0.122
	2.793	0.116
	2.864	0.110
	2.935	0.105
	3.006	0.100
	3.077	0.095
	3.148	0.091
	3.219	0.087
	3.290	0.083
	3.361	0.080
	3.432	0.077
	3.503	0.074
	3.574	0.071
	3.645	0.068
	3.716	0.065
	3.787	0.063
	3.858	0.061
	3.929	0.058
	4.000	0.056

I parametri ed i punti dello spettro di progetto in direzione verticale agli SLV con  $q=1$  sono riportati di seguito:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{qv}$	0.146 g
$S_s$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.547
$S$	1.000
$\eta$	1.000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_z}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

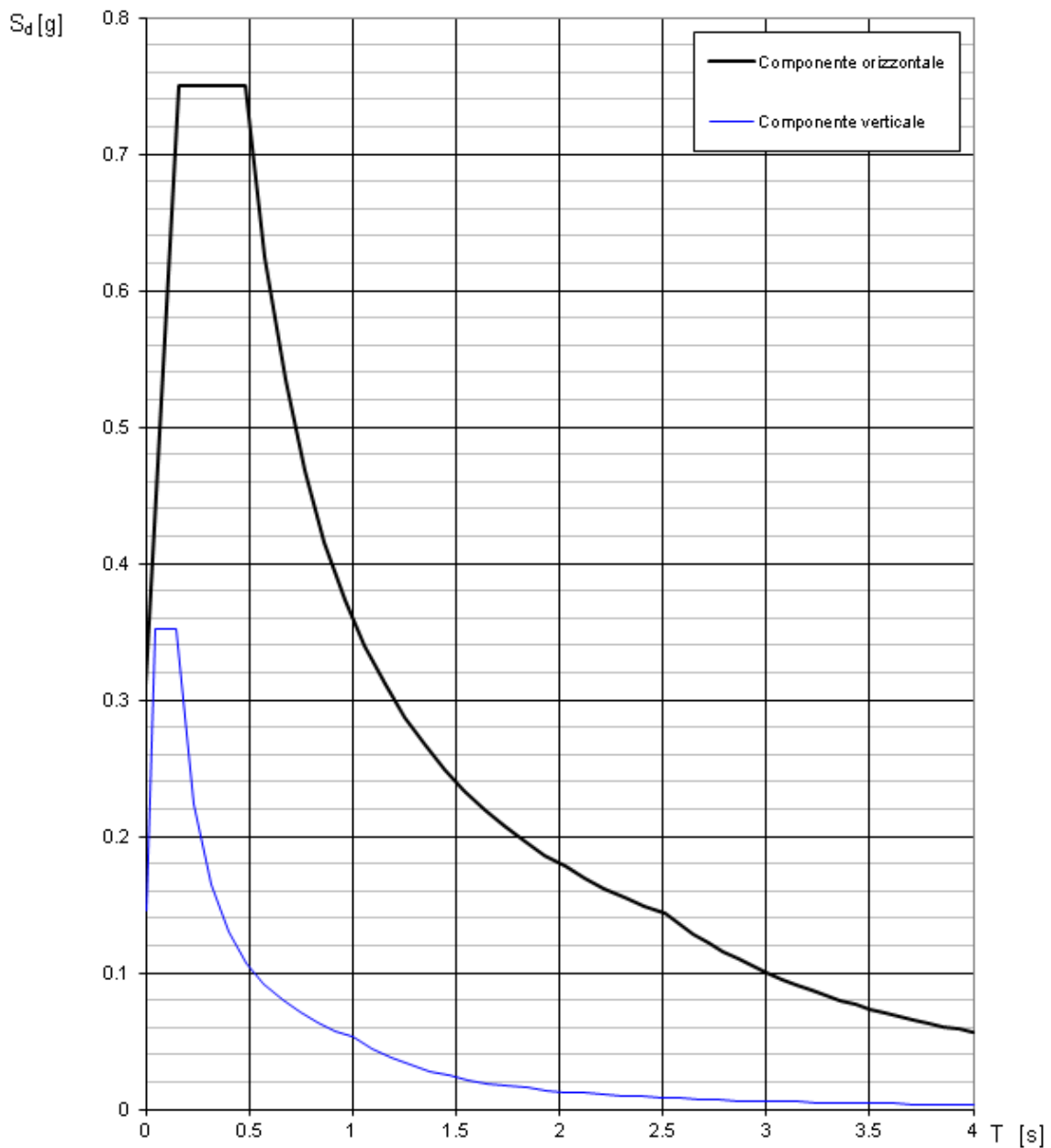
$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.146
$T_B \leftarrow$	0.050	0.351
$T_C \leftarrow$	0.150	0.351
	0.235	0.224
	0.320	0.165
	0.405	0.130
	0.490	0.108
	0.575	0.092
	0.660	0.080
	0.745	0.071
	0.830	0.064
	0.915	0.058
$T_D \leftarrow$	1.000	0.053
	1.094	0.044
	1.188	0.037
	1.281	0.032
	1.375	0.028
	1.469	0.024
	1.563	0.022
	1.656	0.019
	1.750	0.017
	1.844	0.016
	1.938	0.014
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.009
	2.500	0.008
	2.594	0.008
	2.688	0.007
	2.781	0.007
	2.875	0.006
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.005
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.003
	4.000	0.003

I grafici degli spettri di progetto in direzione orizzontale e verticale agli SLV con  $q=1$ , sono riportati di seguito:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



*Nota:*

Nel proseguo della trattazione si farà riferimento agli spettri di normativa soprariportati perché la loro assunzione delle analisi e successive verifiche, risulta a favore di sicurezza rispetto agli spettro normalizzati ottenuti nella campagna d'indagini per la determinazione della RSL.

**5.1.7.2 Combinazione dell'azione sismica**

La verifica allo stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in condizioni sismiche deve essere effettuata per la seguente combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E l'azione sismica di progetto  
 $G_k$  carichi permanenti al loro valore caratteristico  
 $P_k$  valore caratteristico dell'azione di precompressione  
 $\psi_{2j}$   $\psi_{2j}$  (SLV) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi - permanente dell'azione variabile  $Q_i$  (nel caso di ponti per il traffico dei mezzi si assume  $\psi_{2j}=0,2$ );  
 $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- $\psi_{2j}$   $\psi_{2j}$  (SLV) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi - permanente dell'azione variabile  $Q_i$  (si assume  $\psi_{2j}=0$ )

*Dati di Progetto*

Nel caso in esame si considerano le azioni determinate non considerando la massa dovuta al traffico.

**5.1.8 Resistenze passive dei vincoli:  $Q_7$**

Nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

*Dati di Progetto*

Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

**5.1.9 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio:  $Q_8$**

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$ ,  $h_2$ , dove  $h_1$  = (altezza della barriera -0,10m) ,  $h_2$  = 1,00m.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Per altri elementi si può fare riferimento al § 3.6.3.3.2 della normativa.

*Dati di Progetto*

Nel caso in esame non si considerano le azioni suddette per le verifiche globali della struttura, ma solo per le verifiche locali della soletta in c.a.

### 5.1.10 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti)

#### Dati di Progetto

Nel caso in esame non si considerano le azioni in oggetto per le verifiche globali della struttura.

## 5.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

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

### 5.2.1 Combinazioni per gli SLU

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17.1.2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

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

Dove:

- G<sub>k</sub> è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q<sub>k</sub> è il valore caratteristico delle azioni variabili;



$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  sono i coefficienti parziali delle azioni agli SLU;

$\psi_0$  sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

I valori dei coefficienti  $\psi_0, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  sono riportati nelle Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI.

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$

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

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

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

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

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

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

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Combinazione tipo:

$$1.35 g_1 + 1.5 g_2 + 1.35 q_{1A,i} + 0.9 q_{52} + 1.2 \epsilon_3$$

## 5.2.2 Combinazioni per gli SLE

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE, sono invece espresse dalla seguente relazione di limitazione delle tensioni e controllo degli spostamenti, in combinazione di carico caratteristica (rara).

Combinazione caratteristica (rara):

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

Altre combinazioni SLE utilizzate sono le combinazioni SLE frequente e SLE quasi permanente.

Combinazione frequente:

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

Combinazione quasi permanente:

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

## 6 ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

---

### 6.1 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

Nell'analisi strutturale, le azioni agenti sono analizzate in diverse fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

Gli impalcato vengono realizzati 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 della struttura in c.a.p., delle lastre prefabbricate (se presenti) e del getto della soletta che, in questa fase, che è ancora meccanicamente non reagente. La sezione resistente corrisponde alla sola parte in c.a.p. I parametri flessionali e torsionali delle travi longitudinali che compongono l'impalcato sono automaticamente tenute in conto dal software di calcolo facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo della trave considerata.
- **SECONDA FASE:** Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture (pavimentazione, cordoli, barriere, ecc.), dei carichi accidentali e delle altre azioni variabili di breve durata (termica, vento, ecc.). I parametri flessionali e torsionali delle travi longitudinali che compongono l'impalcato sono calcolati facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo della trave considerata e soletta collaborante. Per ogni frame che compone le travi principali, nel software di calcolo, vengono introdotti moltiplicatori per la modifica dei parametri relativi a: sezione trasversale, rigidità flessionale e torcente. Le sollecitazioni nella sezione resistente c.a.p.-soletta in c.a. sono calcolate considerando un rapporto tra i moduli elastici istantanei dei due materiali:  $n = E_{cls\ trave} / E_{cls\ soletta} = 1.06$ . Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle configurazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni flettenti e taglianti nelle singole sezioni.

Essendo l'analisi strutturale di tipo elastico, i risultati in termini di sollecitazione e spostamento saranno determinati da una somma diretta della grandezza considerata in ogni fase. Perciò si avranno le seguenti somme globali:

Per tematiche legate alla modellazione si rimanda al §4.1 della presente relazione tecnica.

La determinazione dei dati di input da inserire nel modello, quali rigidità delle travi e carichi, è stata svolta con l'ausilio di un foglio di calcolo.

### 6.1.1 Modalità di costruzione delle travi

Le travi in c.a.p. 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.

## 6.2 ANALISI STRUTTURALE SOTTOSTRUTTURE

L'analisi strutturale della parte d'opera in oggetto ha preso in considerazione i carichi permanenti e variabili previsti dalla normativa applicata. Sono stati valutati gli stati sollecitativi di tutti gli elementi strutturali delle spalle di cui in si riportano nel seguito i dettagli di verifica.

Nella presente relazione si illustrano le calcolazioni condotte su entrambe le spalle di ogni opera.

Il modello strutturale globale che viene preso in considerazione è composto da elementi di tipo *shell* che compongono le sottostrutture ed a cui verranno applicati i carichi per mezzo di azioni di pressioni. I carichi provenienti dalle strutture di impalcato sono i medesimi considerati per la prima e la seconda fase dell'analisi strutturale dei graticci, di cui al paragrafo precedente.

Per tematiche legate alla modellazione si rimanda al §4.1 della presente relazione tecnica.

La determinazione dei dati di input da inserire nel modello, quali rigidzze delle travi di seconda fase e carichi, è stata svolta con l'ausilio di un foglio di calcolo.

## 7 CV01 – OPERA DI SCAVALCO – SVINCOLO TANGENZIALE SUD-EST

### 7.1 ANALISI DELLA SOVRASTRUTTURA

#### 7.1.1 Premessa

Nel presente capitolo si svolge la verifica col metodo semi-probabilistico agli stati limite dell'impalcato da ponte di prima categoria (D.M. 2018) dell'opera di scavalco della tangenziale SP114. Per le caratteristiche generali del ponte si rimanda al §1.1.1 della presente relazione tecnica.

I carichi permanenti portati (binder e pavimentazione, massetto delle pendenze, barriere, velette, ecc.) ed i carichi mobili previsti dal D.M. 17 gennaio 2018, agenti in seconda fase, si ripartiscono fra le travi mediante una modellazione tridimensionale a graticcio dell'impalcato, basata sul metodo degli elementi finiti.

Le caratteristiche generali dell'impalcato sono le seguenti:

#### *Dati di progetto*

Larghezza strutturale impalcato	14.50 m
Larghezza piano carrabile	(9.00+3.50) m
Larghezza cordolo sinistro	0.50 m
Larghezza cordolo destro e centrale	0.75 m
Lunghezza travi	25.40 m
Luce di calcolo	24.00 m
Interasse travi	2.50 m (travi affiancate)
Sbalzo dall'asse trave di bordo sinistra	2.25 m
Sbalzo dall'asse trave di bordo destra	2.25 m
Spessore soletta	0.25 m (0.21 m + 0.04 m)
Spessore traversi di testata	0.40 m (traversi a parete piena gettati in opera)
Si impiegano <b>5</b> travi a V tipo <b>SIGMAC UH-110</b> .	

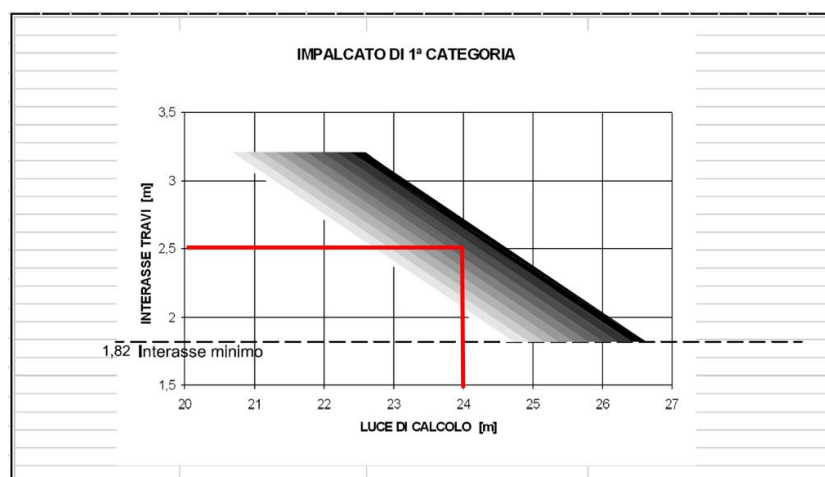


Figura 17 – Grafico di portata della sezione UH-110.

Si riporta di seguito la sezione trasversale di riferimento per le analisi successive.

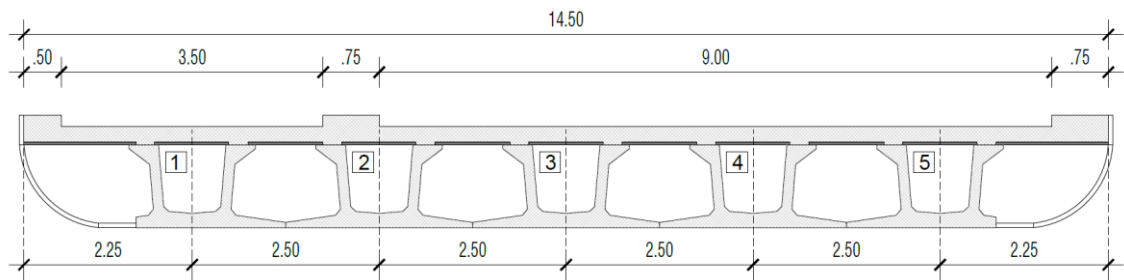


Figura 18 – Sezione trasversale struttura impalcato.

## 7.1.2 Analisi dei carichi

### 7.1.2.1 Carichi permanenti strutturali ( $g_1$ )

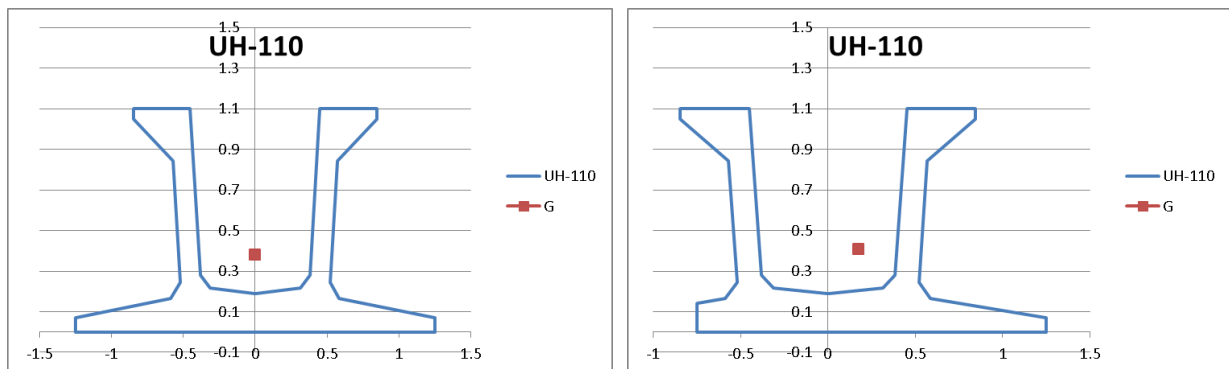


Figura 19 – Trave di spina (sinistra) e trave di riva (destra).

Peso proprio travi di spina	<b>1393.5</b>	kN	
A	0.7315	m <sup>2</sup>	sezione
L	25.4	m	lunghezza
n	3	num	numero travi centrali
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.p.

Peso proprio travi di riva	<b>861.8</b>	kN	
A	0.6786	m <sup>2</sup>	sezione
L	25.4	m	lunghezza
n	2	num	numero travi di riva
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.p.

Peso proprio soletta	<b>2301.9</b>	kN	
s	0.25	m	spessore
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
L	25.4	m	lunghezza impalcato
i centrali	2.5	m	fascia influenza travi centrali
i riva	3.5	m	fascia influenza travi di riva

Peso proprio traversi testata	<b>206.0</b>	kN	
-------------------------------	--------------	----	--

b	0.4	m	base
h	1.03	m	altezza
L	10	m	lunghezza
n	2	num	numero
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
Peso proprio veletta	30.5	kN	
b	0.06	m	base
h	0.4	m	altezza
L	25.4	m	lunghezza
n	2	num	numero
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
braccio	2.3	m	distanza veletta-trave di riva

#### 7.1.2.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) (g<sub>2</sub>)

Perm. Portati barriere stradali	76.2	kN	
Pp barriera	1.5	kN/m	Peso proprio barriera b.p.
L	25.4	m	lunghezza
n	2	num	numero

Perm. Portati cordolo centrale	71.4	kN	
b	0.75	m	base
h	0.15	m	altezza
L	25.4	m	lunghezza
n	1	num	numero
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.

Perm. Portati cordolo destro	71.4	kN	
b	0.75	m	base
h	0.15	m	altezza
L	25.4	m	lunghezza
n	1	num	numero
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.

Perm. Portati cordolo sinistro	47.6	kN	
b	0.5	m	base
h	0.15	m	altezza
L	25.4	m	lunghezza
n	1	num	numero



$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
Perm. Portati parapetto metallico	25.4	kN	
Pp barriera	1	kN/m	Peso proprio parapetto metallico
L	25.4	m	lunghezza
n	1	num	numero
Perm. Portati pav. marciapiede	201.6	kN	
s	0.1	m	spessore
B	3.5	m	lunghezza
l1	2	m	larghezza 1
n	12	num	numero frame soletta (modello di calcolo)
$\gamma_{pav.}$	24	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico pavimentazione
Perm. Portati_pav stradale	803.5	kN	
s	0.155	m	spessore
B	9.0	m	lunghezza
l1	2	m	larghezza 1
n	12	num	numero frame soletta (modello di calcolo)
$\gamma_{pav.}$	24	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico pavimentazione
Perm. Portati carter	128.1	kN	
A	0.10	m <sup>2</sup>	area sezione trasversale carter
L	25.4	m	lunghezza
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico carter
n	2	num	numero

### 7.1.2.3 Carichi mobili ( $q_1$ e $q_2$ )

Per quanto riguarda i carichi mobili si è fatto riferimento a quanto riportato al § 5.1.3 della presente relazione, relativamente ai ponti stradali di 1° categoria.

La larghezza carrabile dell'impalcato è pari a 9.00 m + 3.50 m = 12.50 m, pertanto si considerano 3 corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00 m ciascuna, più un'area rimanente di larghezza pari a 3.50 m, disposte, volta per volta, in modo tale da determinare le condizioni che massimizzano le caratteristiche di sollecitazione per la struttura.

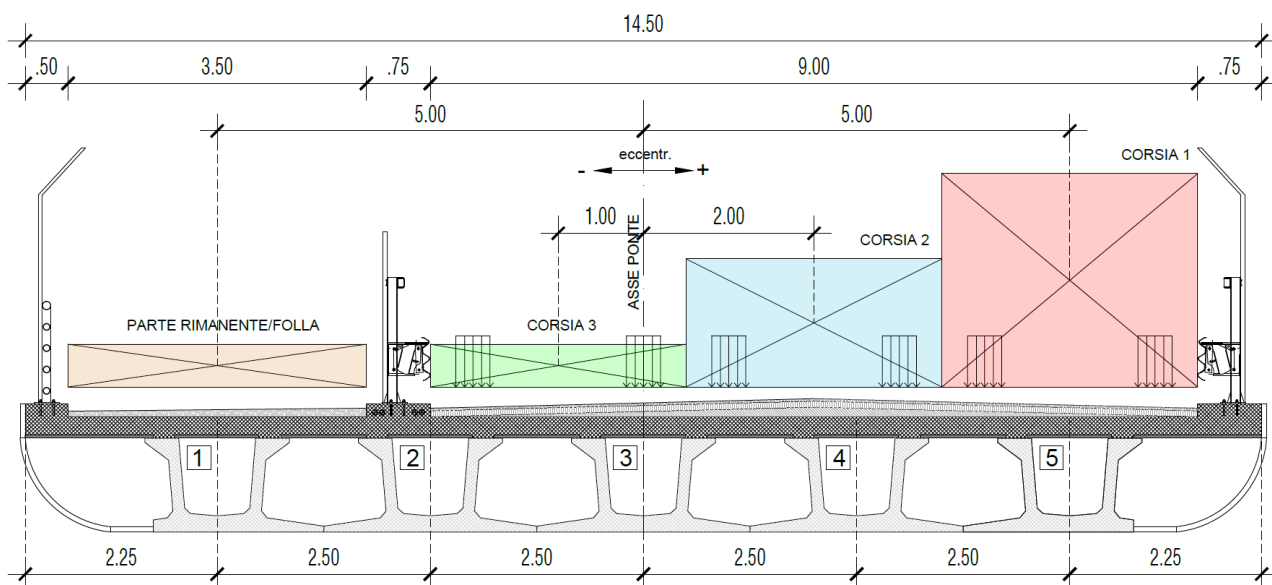


Figura 20 – Schema di carico impalcato – carichi mobili ( $q_1$ ).

#### 7.1.2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione ( $q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$q_3$	429	kN	azione di frenamento applicata alla corsia n.1
$q_{3,min}$	180	kN	azione minima NTC 2018
$q_{3,calcolo}$	429	kN	azione di calcolo NTC 2018
$q_{3,max}$	900	kN	azione massima NTC 2018

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è da intendersi uniformemente distribuita sulla larghezza caricata e include gli effetti di interazione.

#### 7.1.2.5 Carico vento ( $q_5$ )

Secondo la normativa vigente l'azione del vento è convenzionalmente ricondotta ad azioni statiche equivalenti, la cui entità dipende dalla regione, dall'esposizione e dall'orografia del territorio in cui l'opera sorge. La normativa tuttavia non fornisce indicazioni precise in merito all'azione del vento relativa ai ponti, pertanto si fa riferimento al documento CNR-DT-207-R1-2018 ed alla normativa EN 1991-1-4:2005. La condizione peggiore sarà presa a riferimento per le successive analisi. In questo caso si considerano i risultati derivanti dalla trattazione CNR-DT-207-R1-2018.

Basandosi sui dati riportati al § 5.1.6, si calcolano i valori delle forze da applicare al modello di calcolo, sia come forza orizzontale che come forza verticale che come momento torcente.

<b>Calcolo della pressione del vento</b>	NTC2018	
Altezza dal suolo z	7.5	m
Kr	0.20	-
z0	0.1	m
zmin	5.00	m
coefficiente di esposizione Ce	1.95	-
coefficiente topografico ct	1.00	-
coefficiente dinamico Cd	1.00	-
pressione del vento p, a meno del cp	0.82	kN/m <sup>2</sup>

<b>Calcolo delle forze di progetto</b>	CNR-DT-207-R1-2018		
Forza parallela alla direzione del vento (x)	fx(z)	5.8	kN/m
Forza perpendicolare alla direzione del vento (y)	fy(z)	12.2	kN/m
Momento intorno alla linea d'asse	mz(z)	34.7	kNm/m
Pressione cinetica di picco	qp(z)	0.82	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di forza x (parallela alla dir.del vento)	cfx +	0.5	-
Coefficiente di forza y (verticale)	cfy ±	1.0	-
Coefficiente di momento	cmz ±	0.2	-
Larghezza impalcato nella direzione del vento	dl	14.5	m
Altezza totale d'ingombro impalcato (senza veicolo)	htot	4.5	m
Altezza trave principale di bordo		1.1	m
Spessore soletta		0.25	m
Altezza cordolo		0.15	m
Altezza barriera bordo ponte (rete+barriera)		3.0	m
Altezza totale d'ingombro impalcato (con veicolo)	htotv	4.6	m
Spessore massimo binder+pavimentazione		0.21	m
Altezza veicolo sulla pavimentazione		3.0	m
Rapporto minimo	d/htot	3.2	-

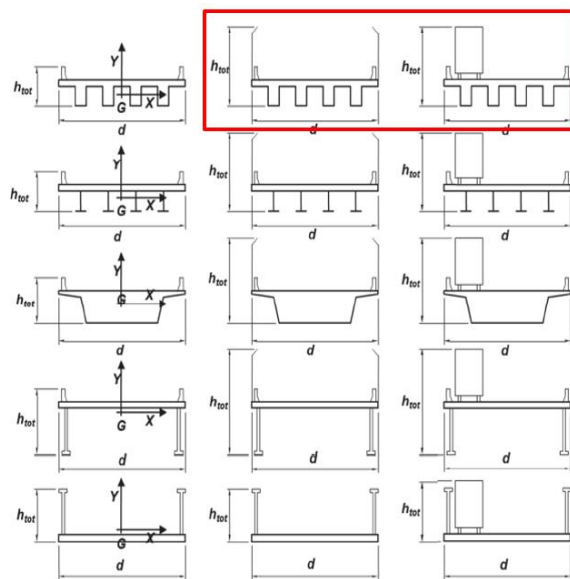


Figura G.56 – Tipi di impalcato da ponte trattati nel presente paragrafo: gli ultimi due casi si riferiscono sia a travi ad anima piena sia a travi reticolari.

### 7.1.2.6 Carico termico ( $\epsilon_3$ )

La variazione di temperatura nell'opera oggetto di studio non genera alcuno stato tensionale, in quanto i dispositivi di appoggio previsti consentono le variazioni dimensionali dell'impalcato stesso (distorsione atensionale). Il carico termico pertanto è considerato solamente ai fini della valutazione dell'ampiezza dei giunti di dilatazione del ponte.

Si esegue di seguito il calcolo delle variazioni termiche uniformi per la zona di ubicazione dell'opera.

#### Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali - componente uniforme CAP. 3.5 NTC 2018

Zona T aria esterna	Zona	I	(Emilia-Romagna)	
Altitudine	as	60	m	
Periodo di ritorno di progetto	$T_R$	100	anni	
Temperatura massima aria esterna ( $T_R=50$ anni)	$T_{max,50}$	41.9	°C	<i>50 anni</i>
Temperatura minima aria esterna ( $T_R=50$ anni)	$T_{min,50}$	-8.4	°C	<i>50 anni</i>
Temperatura iniziale	$T_0$	15	°C	<i>NTC 2018 - in mancanza di indicazioni più precise</i>
Temperatura massima aria esterna ( $T_R$ di progetto)	$T_{max,p}$	43.5	°C	<i><math>T_R</math> progetto</i>
Temperatura minima aria esterna ( $T_R$ di progetto)	$T_{min,p}$	-9.3	°C	<i><math>T_R</math> progetto</i>
Coefficiente UNI EN 1991-1-5 A.2	$k_1$	0.781	-	
Coefficiente UNI EN 1991-1-5 A.2	$k_2$	0.056	-	
Coefficiente UNI EN 1991-1-5 A.2	$k_3$	0.393	-	
Coefficiente UNI EN 1991-1-5 A.2	$k_4$	-	-	
		0.156		
Probabilità annua di progetto ( $1/T_R$ )	$p$	0.01	1/anni	

Temperatura massima uniforme del ponte	$T_{e,max}$	43.5	°C	$T_R$ progetto
Temperatura minima uniforme del ponte	$T_{e,min}$	-9.3	°C	$T_R$ progetto
Valore da grafico EC1-5 (fig.6.1)		0	°C	
Variazione termica (massima espansione)	$\Delta TN,esp$	28.5	°C	
Variazione termica (massima contrazione)	$\Delta TN,contr$	-24.3	°C	

Si considera un gradiente termico uniforme pari a  $\pm 30^\circ\text{C}$ .

### 7.1.3 Schema di vincolo

Lo schema di vincolo considerato per l'opera in oggetto prevede l'impiego di appoggi elastomerici in gomma armata (GA) del tipo **ElastoFip EF 250-13** su entrambe le spalle. Pertanto, le rigidzze considerate per i vincoli sono:

- Rigidezza orizzontale:  $K_o = 5.63 \text{ kN/mm}$ ;
- Rigidezza verticale:  $K_v = 2404 \text{ kN/mm}$ .

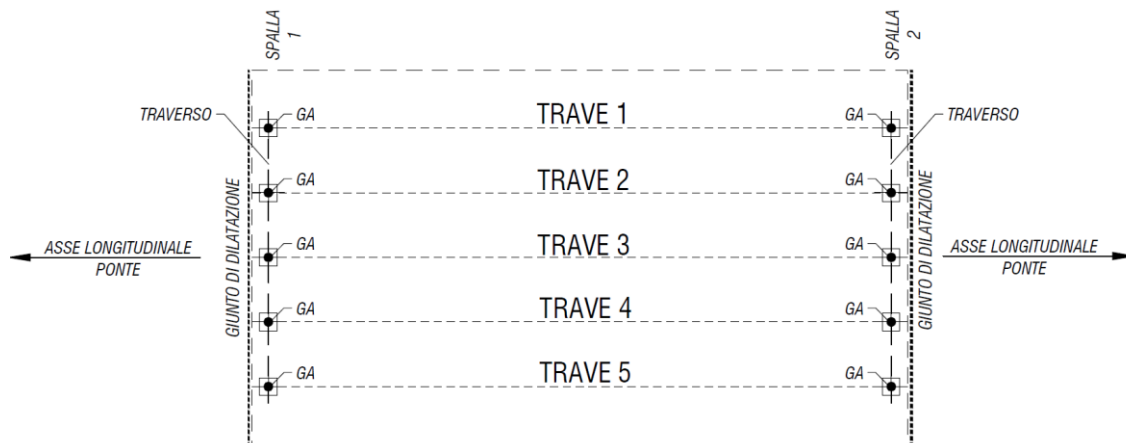


Figura 21 – Schema di vincolo.

### 7.1.4 Modello di calcolo impalcato

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito come indicato al § 4.1 della presente relazione tecnica.

Il modello a graticcio è costituito da 5 travi longitudinali, posate in semplice appoggio, su vincoli elastomerici, su luce di calcolo pari a 24.0 m, che schematizzano gli elementi prefabbricati, collegati tra loro, in senso trasversale, in corrispondenza delle spalle, dai traversi di testata ( $b=0.4 \text{ m}$ ,  $h=1.0 \text{ m}$ ) e lungo la campata, da una serie di elementi frame intermedi, che vogliono rappresentare, in modo discreto, la soletta ( $b=2.00 \text{ m}$ ,  $h=0.25 \text{ m}$ ), che in realtà si estende su tutta la superficie dell'impalcato in modo continuo come piastra.

Le travi sono identificate da un numero d'ordine attribuito a partire dalla trave di bordo.

Le fasi di calcolo sono:

**FASE I:** analizzata con il modello F0. Sono presenti solo travi e traversi; sono applicati solo i pesi propri di soletta e velette;

**FASE II:** analizzata con i modelli F1 e F2. Al graticcio di travi e traversi si aggiungono i frame che discretizzano la soletta a piastra. Nel modello F1 sono stati applicati i carichi permanenti portati, mentre nel modello F2 i carichi accidentali.

La figura seguente mostra i tre modelli di calcolo realizzati per studiare le fasi precedentemente descritte:

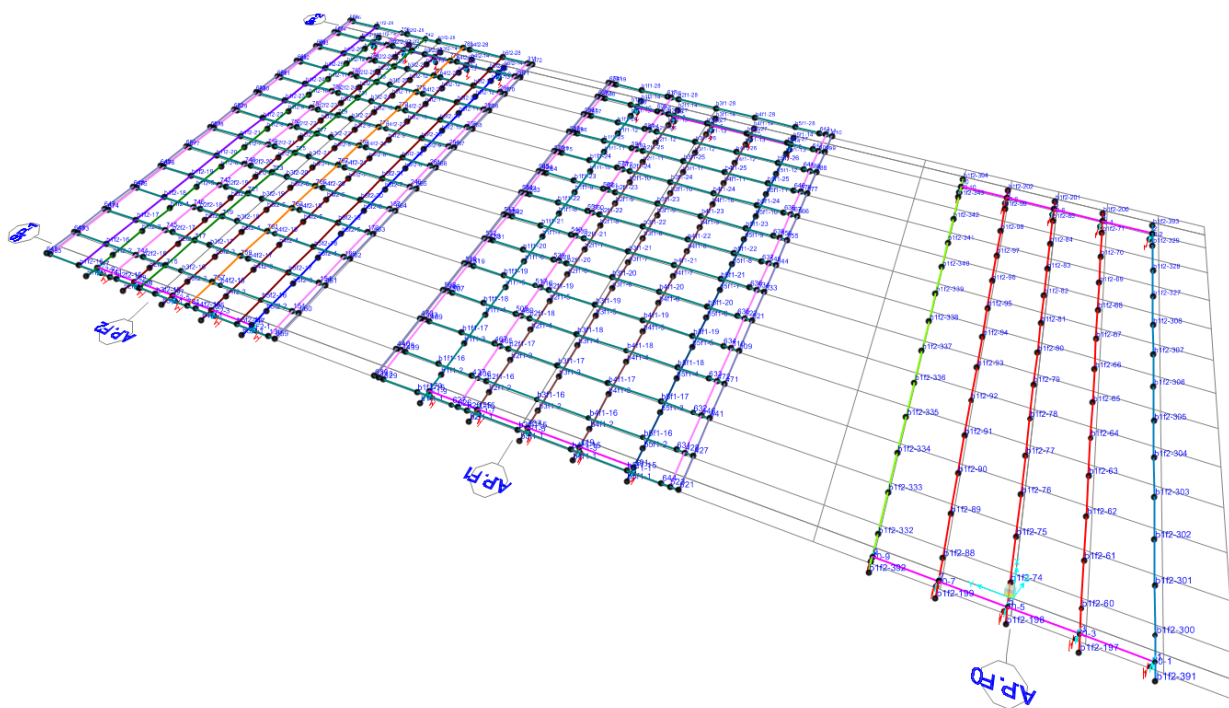
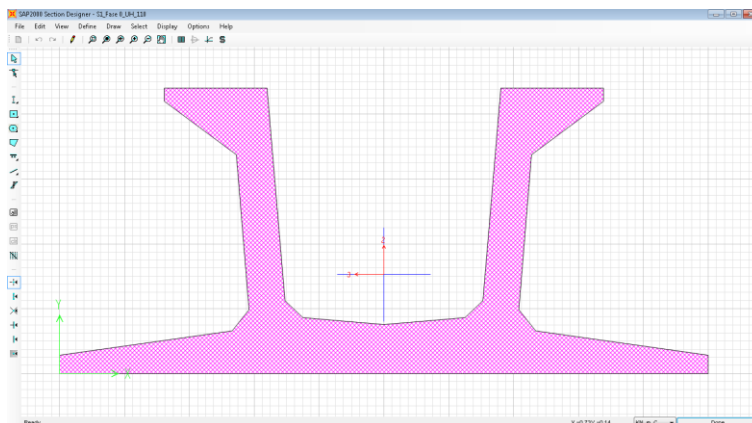


Figura 22 – Vista dei modelli di calcolo dell'impalcato.

#### 7.1.4.1 Caratteristiche meccaniche travi – FASE I

I parametri flessionali e torsionali delle travi longitudinali che compongono l'impalcato sono calcolati facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo di una trave a V alta 110 cm nella prima fase. Si riportano di seguito le proprietà meccaniche di travi e traversi:

- Travi di spina:



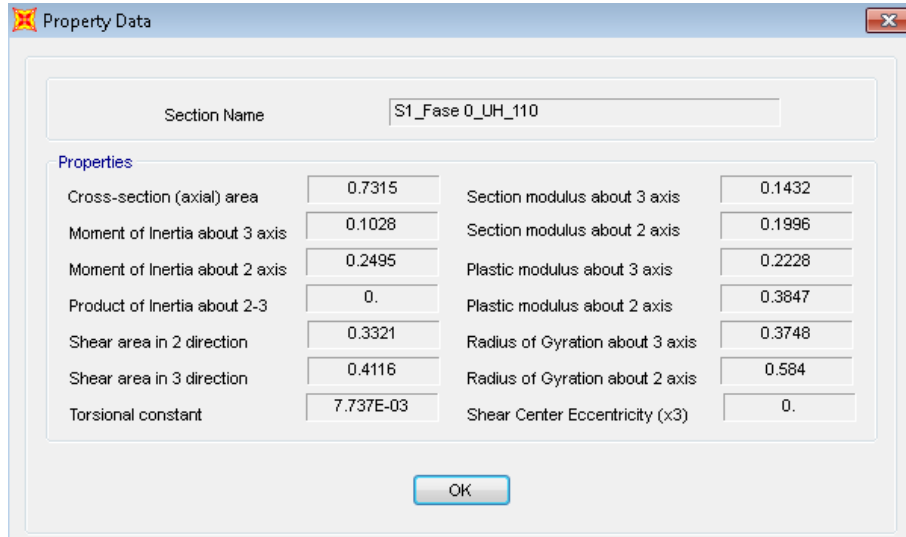


Figura 23 – Proprietà meccaniche travi di spina – FASE I.

- Travi di bordo:

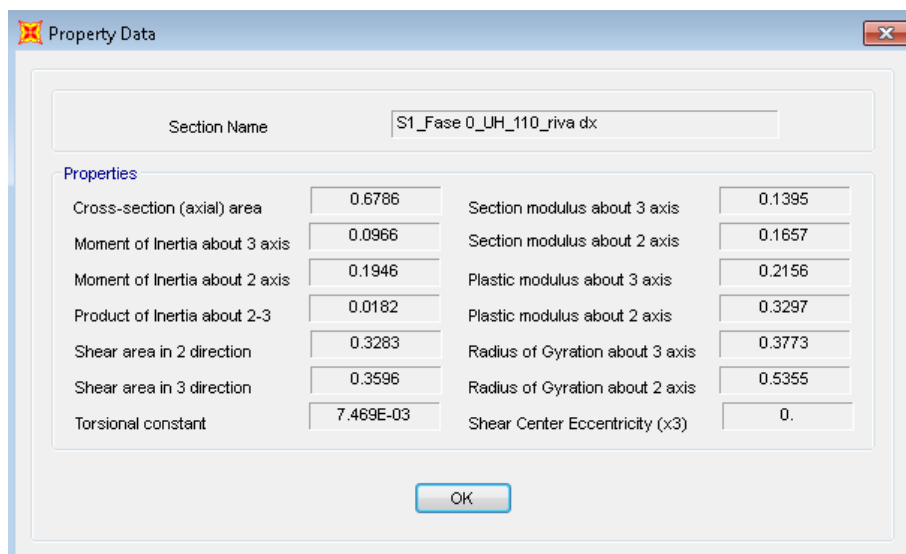
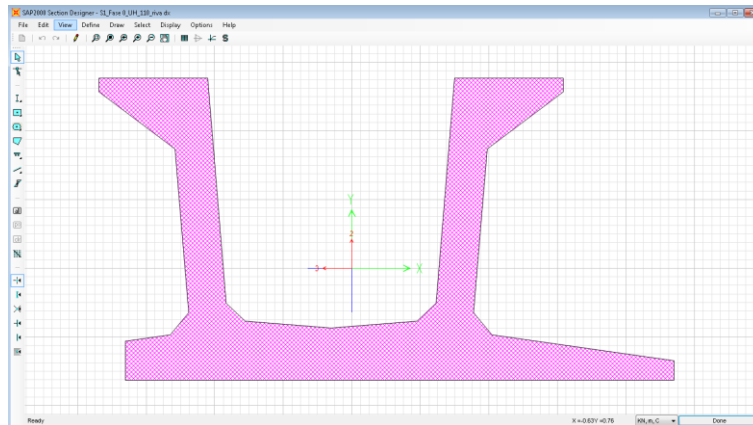


Figura 24 – Proprietà meccaniche travi di riva – FASE I.



- Traversi di testata:

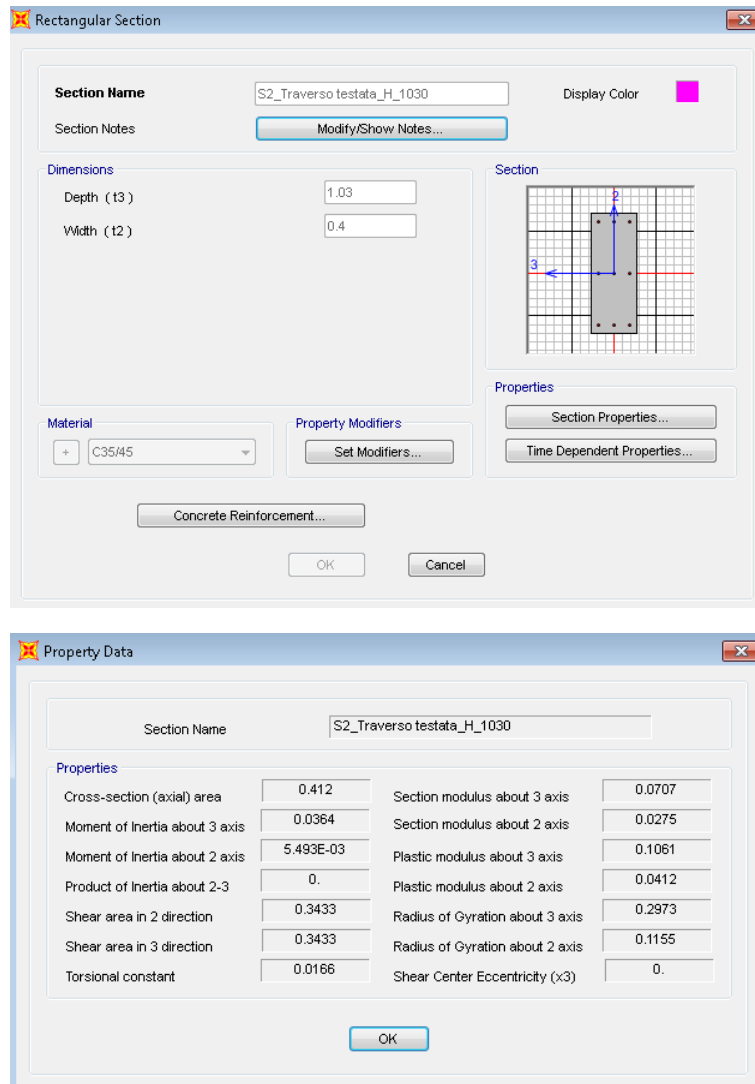


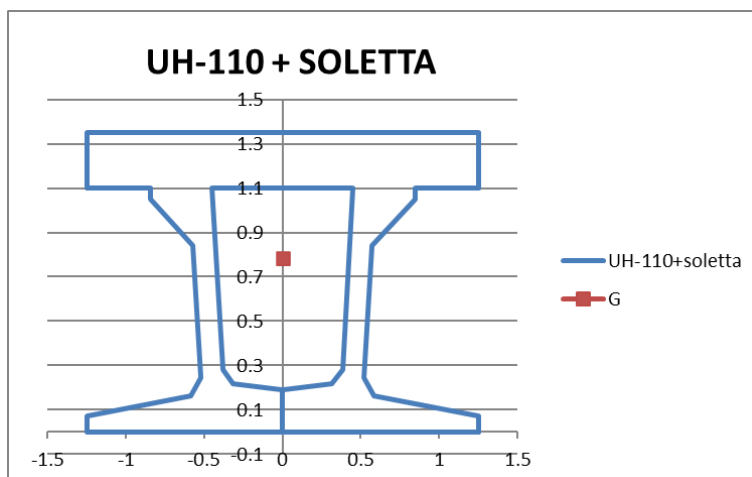
Figura 25 – Proprietà meccaniche traversi.

#### 7.1.4.2 Caratteristiche meccaniche travi – FASE II

Per tenere in conto la variazione delle proprietà meccaniche che avvengono nella seconda fase, si considerano le caratteristiche della di trave a V alta 110 cm con soletta collaborate dello spessore di 25 cm. Per il calcolo della sezione omogeneizzata nella seconda fase, si è considerata una larghezza efficace della soletta pari a 2.50 m ed il coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n = 1.06$ .

Si agisce, quindi, sui modificatori forniti dal programma di calcolo per poter considerare la presenza della soletta collaborante.

Il calcolo delle proprietà meccaniche delle sezioni omogeneizzate delle travi di spina è avvenuto come di seguito riportato.



**Trave c.a.p. + soletta c.a. (sezione omogenizzata a c.a.p.)**

$x_G$ (m)	$y_G$ (m)	A (m <sup>2</sup> )	$J_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$J_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	1/n (-)
0.0	0.8	1.4	0.4	0.6	1.06

Oltre a modificare la sezione trasversale e le inerzie flessionali nelle due direzioni, è necessario tenere in conto anche la variazione di rigidità torsionale delle travi con soletta collaborante. Di fatto, una volta solidarizzate alla soletta, le travi realizzano una sezione a cassoncino chiuso monocellulare con rigidità torsionale elaborata con apposito foglio di calcolo ed inserita come modificatore nel software. Il calcolo, di seguito riportato, avviene considerando sezioni monocellulari chiuse

**Calcolo rigidità torsionale equivalente (cassoncini a parete sottile)**

Soletta			Trave c.a.p.				Formula di Bredt				
Ssup	S*sup	Bsup	Sinf	Binf	Sw	Jt	Aw	Jt	H/Sw	i/Sinf	i/S*sup
m	m	m	m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	-	-	-
0.25	0.23	1.06	0.19	0.87	0.14	0.01	1.08	0.19	8.00	5.09	4.12

Dove:

$i = (Bsup + Binf) / 2$     0.97    m

H                            1.12    m

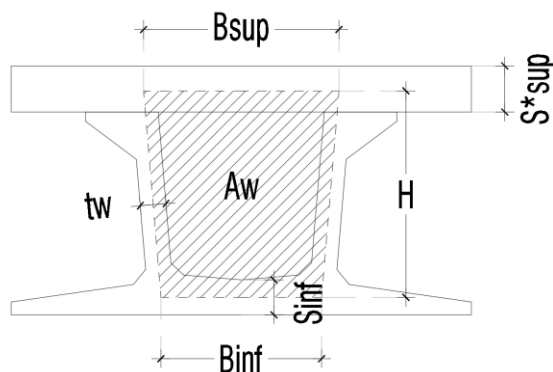


Figura 26 – Schematizzazione a cassoncini a parete sottile – calcolo rigidità torsionale equivalente.

I modificatori inseriti nel programma di calcolo sono i seguenti:

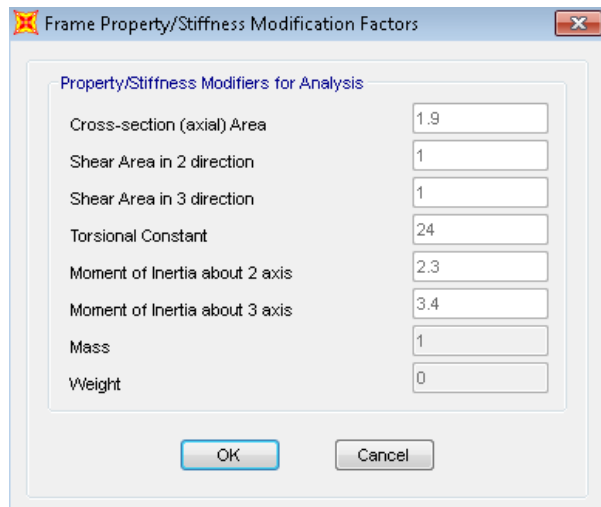
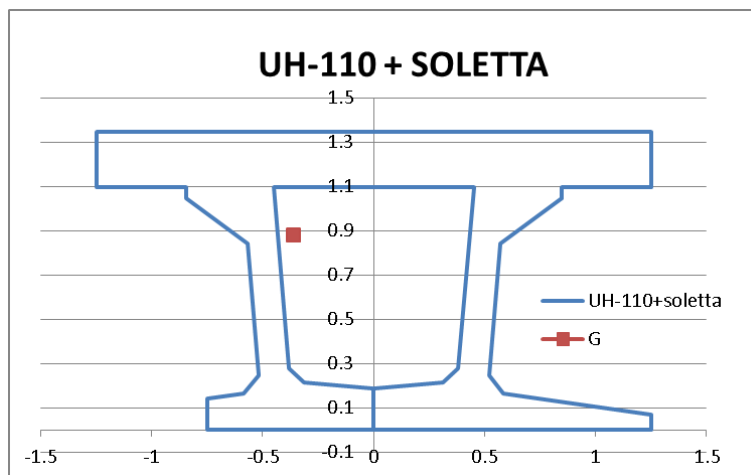


Figura 27 – Modificatori proprietà meccaniche travi di spina – FASE II.

Il calcolo delle proprietà meccaniche delle sezioni omogenizzate delle travi di spina è avvenuto come di seguito riportato.



Trave c.a.p. + soletta c.a. (sezione omogenizzata a c.a.p.)

$x_G$ (m)	$y_G$ (m)	A (m <sup>2</sup> )	$J_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$J_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	1/n (-)
-0.36	0.88	1.61	0.36	1.42	1.06

**Calcolo rigidezza torsionale equivalente (cassoncini a parete sottile)**

Soletta			Trave c.a.p.				Formula di Bredt				
Ssup	S*sup	Bsup	Sinf	Binf	Sw	Jt	Aw	Jt	H/Sw	i/Sinf	i/S*sup
m	m	m	m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	-	-	-
0.25	0.23	1.06	0.19	0.87	0.14	0.01	1.08	0.19	8.00	5.09	4.12

Dove:

$$i = (B_{sup} + B_{inf}) / 2 \quad 0.97 \quad m$$

$$H \quad 1.12 \quad m$$

I modificatori inseriti nel programma di calcolo sono i seguenti:

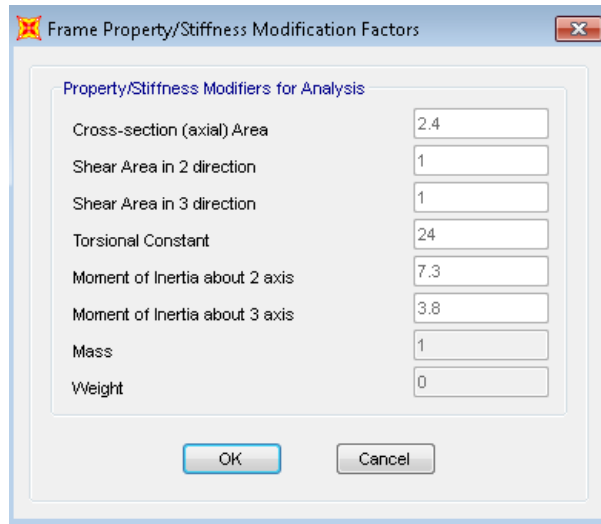
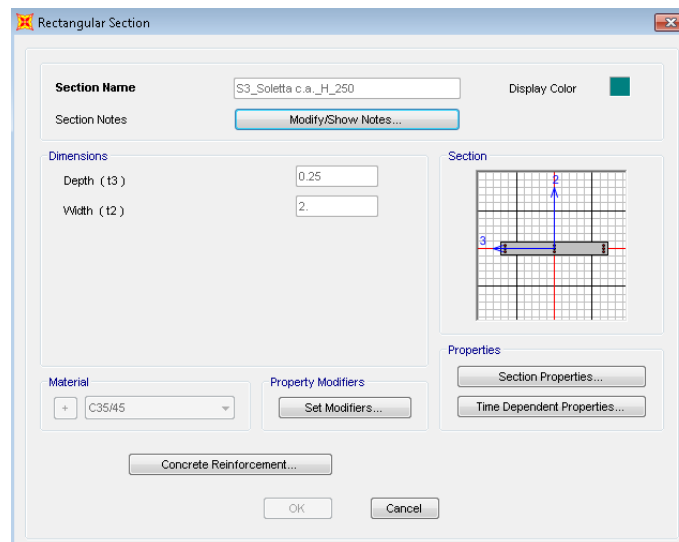


Figura 28 – Modificatori proprietà meccaniche travi di riva – FASE II.

I frame che descrivono la soletta hanno le seguenti caratteristiche:



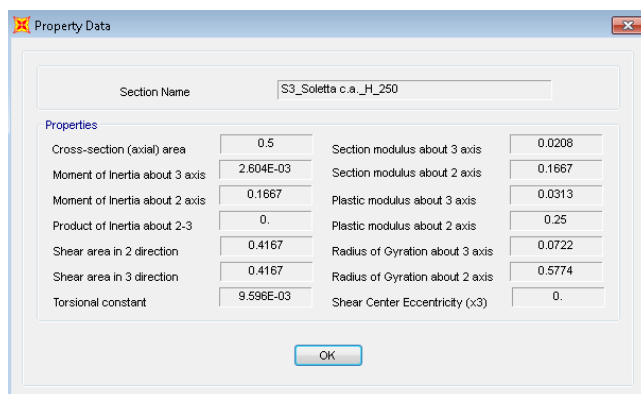


Figura 29 – Proprietà meccaniche soletta – FASE II.

### 7.1.4.3 Combinazioni di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate:

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	1
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	1
C_Mob_gruppo2a	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo2a		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_Mob_gruppo2a		_Q3_Frenamento	1
C_SLE_QP	Linear Add	_G1	1
C_SLE_QP		_G2	1
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_SLU_gr1_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5

C_SLU_gr2a_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5
C_SLER_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_1		_G2	1
C_SLER_gr1_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_1		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_2		_G2	1
C_SLER_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_2		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_3		_G2	1
C_SLER_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLER_gr1_4	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_4		_G2	1
C_SLER_gr1_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_4		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLER_gr2a_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_1		_G2	1
C_SLER_gr2a_1		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_1		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr2a_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_3		_G2	1
C_SLER_gr2a_3		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLEF_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_1		_G2	1
C_SLEF_gr1_1		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_1		_Q5_Vento	1

C_SLEF_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_2		_G2	1
C_SLEF_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_2		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_2		_Q7_Temp uniforme (+)	0.6
C_SLER_gr2a_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_2		_G2	1
C_SLER_gr2a_2		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_2		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLEF_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_3		_G2	1
C_SLEF_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_3		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (-)	0.6
C_ENV_SLU	Envelope	C_SLU_gr1_(A1)_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr1_(A1)_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr1_(A1)_3	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr1_(A1)_4	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr2a_(A1)_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr2a_(A1)_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr2a_(A1)_3	1
C_ENV_SLER	Envelope	C_SLER_gr1_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_3	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_4	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_3	1
C_ENV_SLEF	Envelope	C_SLEF_gr1_1	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_2	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_3	1

### 7.1.5 Modello di calcolo soletta

Le analisi strutturali sulla soletta sono state compiute, a vantaggio di sicurezza, considerandola come una trave continua di sezione 1.00 x 0.25 mxm (si tiene conto della presenza delle lastre prefabbricate nelle successive verifiche) in cui gli appoggi sono localizzati in corrispondenza dalle anime delle travi, con campata pari al loro interasse in direzione trasversale. Per tenere conto della presenza delle ali superiori delle travi principali (aventi larghezza pari a 0.40 m) sono stati introdotti nel modello degli opportuni tratti rigidi in corrispondenza degli appoggi.

Al modello della soletta sono stati applicati i carichi derivanti dalla seconda fase (permanententi e variabili da traffico), in quanto il getto di soletta nella prima fase è sostenuto dalle lastre predalles.

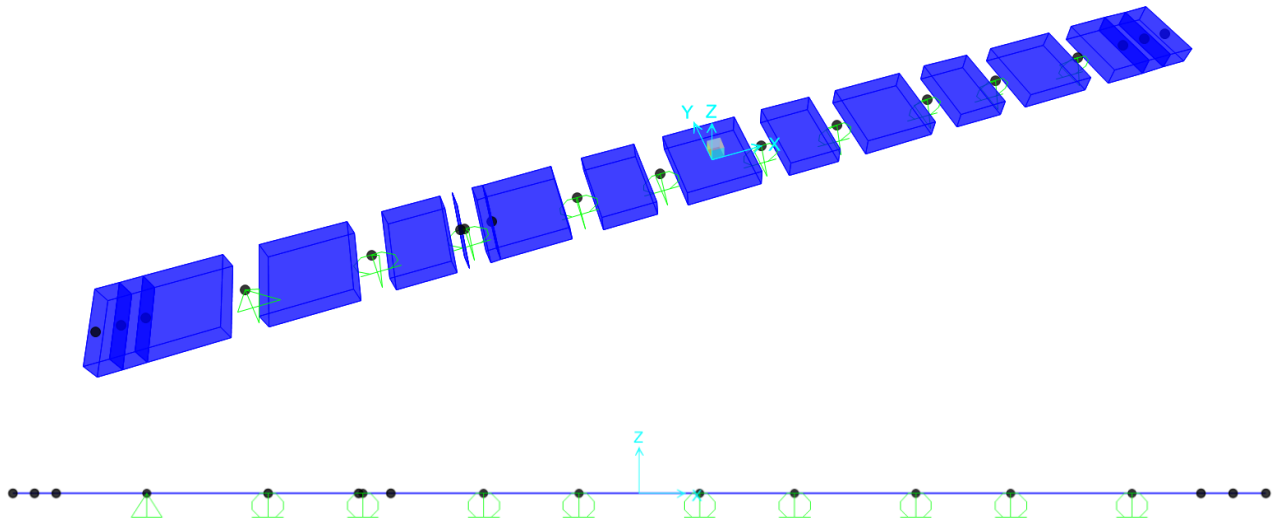


Figura 30 – Modello di calcolo soletta: vista estrusa (sopra) e unifilare (sotto).

I carichi permanententi portati considerati per una striscia di soletta lunga 1 m sono:

Perm. Portati barriera	<input type="text" value="3.0"/>	kN	
Pp barriera	1.5	kN/m	Peso proprio barriera b.p.
L	1	m	lunghezza
n	2	num	numero
Perm. Portati cordolo centrale	<input type="text" value="2.8"/>	kN	
b	0.75	m	base
h	0.15	m	altezza
L	1	m	lunghezza
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
Perm. Portati cordolo destro	<input type="text" value="2.8"/>	kN	
b	0.75	m	base
h	0.15	m	altezza
L	1	m	lunghezza
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
Perm. Portati cordolo sinistro	<input type="text" value="1.9"/>	kN	
b	0.5	m	base
h	0.15	m	altezza
L	1	m	lunghezza
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
Perm. Portati parapetto	<input type="text" value="1.0"/>	kN	
Pp barriera	1	kN/m	Peso proprio barriera b.p.
L	1	m	lunghezza
n	1	num	numero



Perm. Portati pav marciapiede	<input type="text" value="8.4"/>	kN	
s	0.1	m	spessore
L	1.0	m	lunghezza
B	3.5	m	marciapiede
$\gamma_c$	24	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.

Perm. Portati pav stradale	<input type="text" value="33.5"/>	kN	
s	0.155	m	spessore
L	1.0	m	lunghezza
B	9.0	m	carreggiata
$\gamma_c$	24	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.

Perm. Portati carter	<input type="text" value="5.0"/>	kN	
A	0.10	m <sup>2</sup>	area sezione trasversale carter
L	1	m	lunghezza
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico carter
n	2	num	numero

Per i carichi da traffico è stata valutata la peggiore condizione tra lo schema 1 (singolo asse) e lo schema di carico 2 (asse singolo e singola impronta), considerato viaggiante lungo la stessa soletta. Le impronte di carico sono state applicate al modello come opportunamente diffuse secondo quanto prescritto al §5.1.3.3.6 delle NTC 2018.

#### Schema 1

$Q_{1k}$	300	kN	Carico per asse
s	250	mm	spessore soletta+predalles
sp	100	mm	spessore minimo pavimentazione
imp. 1	400	mm	larghezza impronta dir.1 (schema 1)
imp. 2	400	mm	larghezza impronta dir.2 (schema 1)
$\alpha$	45	°	angolo di diffusione attraverso cls
Ldiff.1	850	mm	larghezza diffusa dir.1 (schema 1)
Ldiff.2	850	mm	larghezza diffusa dir.2 (schema 1)
dl-schema1	1200	mm	distanza longitudinale tra due impronte
dl-eff.sch.1	350	mm	distanza effettiva con diffusione
dt-eff.sch.1	1150	mm	distanza effettiva con diffusione

$Q_{1k-diffusa}$	<input type="text" value="208"/>	kN/m <sup>2</sup>	impronta di carico diffusa
------------------	----------------------------------	-------------------	----------------------------

#### Schema 2

$Q_{1k}$	200	kN	Carico per impronta
s	250	mm	spessore soletta+predalles
sp	100	mm	spessore minimo pavimentazione
imp. 1	600	mm	larghezza impronta dir.1 (schema 2)

imp. 2	350	mm	larghezza impronta dir.2 (schema 2)
$\alpha$	45	°	angolo di diffusione attraverso cls
Ldiff.1	1050	mm	larghezza diffusa dir.1 (schema 2)
Ldiff.2	800	mm	larghezza diffusa dir.2 (schema 2)
dt-eff.sch.1	950	mm	distanza effettiva con diffusione

q<sub>1k-diffusa</sub> 238 kN/m<sup>2</sup> impronta di carico diffusa

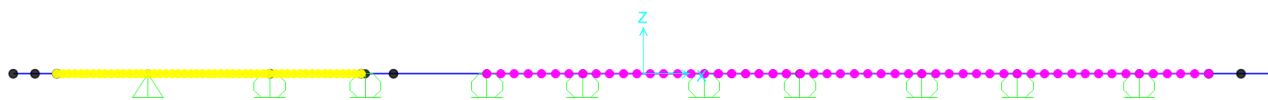
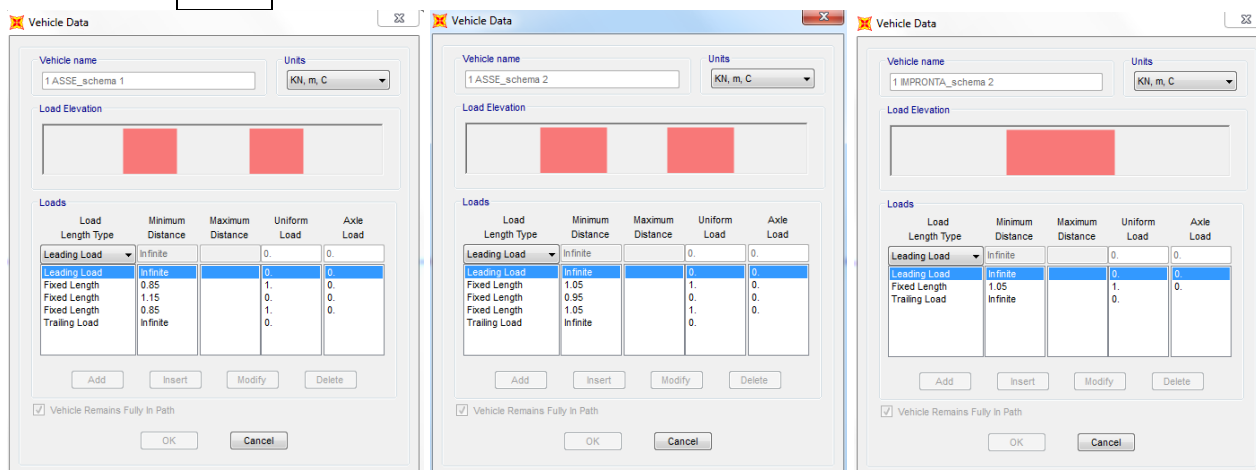


Figura 31: Modello di calcolo soletta: definizione moving loads (sopra) e corsie di carico (sotto).

Per studiare l'effetto sulla soletta dell'urto di un veicolo in svio si è fatto riferimento alle Linee Guida ANAS per il progetto di ponti stradali a travata, in base alle quali l'azione è schematizzata tramite un sistema di forze orizzontali applicate a 1m dal piano viabile associato allo schema di carico 2 (§ 5.1.3.3.3 NTC2018) adiacente al sicurvia:

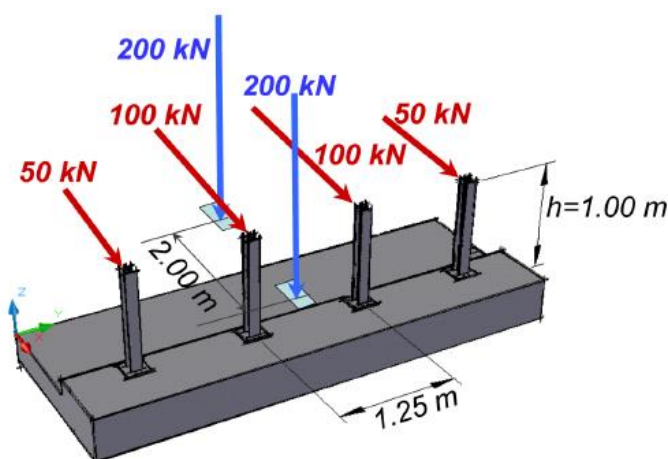


Figura 32 – Schema condizione di carico eccezionale per urto da veicolo in svio (condizioni ordinarie).

Nel modello di calcolo, oltre alle impronte dello schema di carico 2, precedentemente descritto, è stata considerata una forza orizzontale pari a 60 kN/m. Quist'ultima è stata calcolata come segue:

Azione orizzontale

h	60	kN/m	carico orizzontale per unità di lunghezza
i	1.25	m	interasse montanti barriere
c	4	num.	campi di barriera considerati
L	5	m	interasse dei campi di barriera considerati
H	300	kN	condizioni di carico ordinarie (Linee Guida Anas).

7.1.5.1 Condizioni di carico e combinazioni

<b>TABLE: Combination Definitions</b>			
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Text	Unitless
_G1	Linear Add	0_Peso proprio_soletta	0
_G1		0_Peso proprio_veletta	0
_G2	Linear Add	1_Perm. portati_barriera	1.5
_G2		1_Perm. portati_cordolo centrale	3.75
_G2		1_Perm. portati_cordolo destro	3.75
_G2		1_Perm. portati_cordolo sinistro	3.75
_G2		1_Perm. portati_parapetto	1
_G2		1_Perm. portati_pav marciapiede	2.4
_G2		1_Perm. portati_pav stradale	2.5
_G2		1_Perm. portati_carter	2.5
_Q1_1ax_sch1_carreggiata	Linear Add	2_Mob_1ax_sch1_carreggiata	208
_Q1_1ax_sch1_marc/manut	Linear Add	2_Mob_1ax_sch1_marc/manut	208
_Q1_1ax_sch2_carreggiata	Linear Add	2_Mob_1ax_sch2_carreggiata	238
_Q1_1ax_sch2_marc/manut	Linear Add	2_Mob_1ax_sch2_marc/manut	238
_Q1_1impr_sch2_carreggiata	Linear Add	2_Mob_1impr_sch2_carreggiata	238
_Q1_1impr_sch2_marc/manut	Linear Add	2_Mob_1impr_sch2_marc/manut	238
_Q1_1impr_sch4_marc/manut	Linear Add	2_Mob_1impr_sch4_marc/manut	33
C_SLU_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_1		_G2	1.5
C_SLU_1		_Q1_1ax_sch1_carreggiata	1.35
C_SLU_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_2		_G2	1.5
C_SLU_2		_Q1_1ax_sch1_marc/manut	1.35
C_SLU_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_3		_G2	1.5
C_SLU_3		_Q1_1ax_sch2_carreggiata	1.35
C_SLU_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_4		_G2	1.5
C_SLU_4		_Q1_1ax_sch2_marc/manut	1.35
C_SLU_5	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_5		_G2	1.5

C_SLU_5		_Q1_1impr_sch2_carreggiata	1.35
C_SLU_6	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_6		_G2	1.5
C_SLU_6		_Q1_1impr_sch2_marc/manut	1.35
C_SLER_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_1		_G2	1
C_SLER_1		_Q1_1ax_sch1_carreggiata	1
C_SLER_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_2		_G2	1
C_SLER_2		_Q1_1ax_sch1_marc/manut	1
C_SLER_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_3		_G2	1
C_SLER_3		_Q1_1ax_sch2_carreggiata	1
C_SLER_4	Linear Add	_G1	1
C_SLER_4		_G2	1
C_SLER_4		_Q1_1ax_sch2_marc/manut	1
C_SLER_5	Linear Add	_G1	1
C_SLER_5		_G2	1
C_SLER_5		_Q1_1impr_sch2_carreggiata	1
C_SLER_6	Linear Add	_G1	1
C_SLER_6		_G2	1
C_SLER_6		_Q1_1impr_sch2_marc/manut	1
C_SLU_7	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_7		_G2	1.5
C_SLU_7		2_Mob_1impr_sch4_marc/manut	1.35
C_SLER_7	Linear Add	_G1	1
C_SLER_7		_G2	1
C_SLER_7		2_Mob_1impr_sch4_marc/manut	1
C_SLEF_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_1		_G2	1
C_SLEF_1		_Q1_1ax_sch1_carreggiata	0.75
C_SLEF_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_2		_G2	1
C_SLEF_2		_Q1_1ax_sch1_marc/manut	0.75
C_SLEF_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_3		_G2	1
C_SLEF_3		_Q1_1ax_sch2_carreggiata	0.75
C_SLEF_4	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_4		_G2	1
C_SLEF_4		_Q1_1impr_sch2_marc/manut	0.75
C_SLEF_5	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_5		_G2	1
C_SLEF_5		2_Mob_1impr_sch2_carreggiata	0.75
C_SLEF_6	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_6		_G2	1

C_SLEF_6		2_Mob_1impr_sch2_marc/manut	0.75
C_SLEF_7	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_7		_G2	1
C_SLEF_7		2_Mob_1impr_sch4_marc/manut	0.4
C_SLEQP	Linear Add	_G1	1
C_SLEQP		_G2	1
C_ENV_SLU	Envelope	C_SLU_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_3	1
C_ENV_SLU		C_SLU_4	1
C_ENV_SLU		C_SLU_5	1
C_ENV_SLU		C_SLU_6	1
C_ENV_SLU		C_SLU_7	1
C_ENV_SLER	Envelope	C_SLER_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_3	1
C_ENV_SLER		C_SLER_4	1
C_ENV_SLER		C_SLER_5	1
C_ENV_SLER		C_SLER_6	1
C_ENV_SLER		C_SLER_7	1
C_ENV_SLEF	Envelope	C_SLEF_1	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_2	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_3	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_4	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_5	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_6	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_7	1
_Q8_1ax_sch2_carreggiata	Linear Add	2_Acc_schema 2	238
_Q8_1ax_sch2_carreggiata		2_Acc_urto veicolo	60
_Q8_parapetto	Linear Add	2_Acc_urto parapetto	1.5
C_SLU_eceez_sbalzo	Linear Add	_G1	1
C_SLU_eceez_sbalzo		_G2	1
C_SLU_eceez_sbalzo		_Q8_1ax_sch2_carreggiata	1

### 7.1.6 Sollecitazioni travi

Di seguito sono riportate in forma grafica, per caso di carico, le caratteristiche di sollecitazione significative nella verifica dell'impalcato.

7.1.6.1 Carichi permanenti strutturali – FASE I

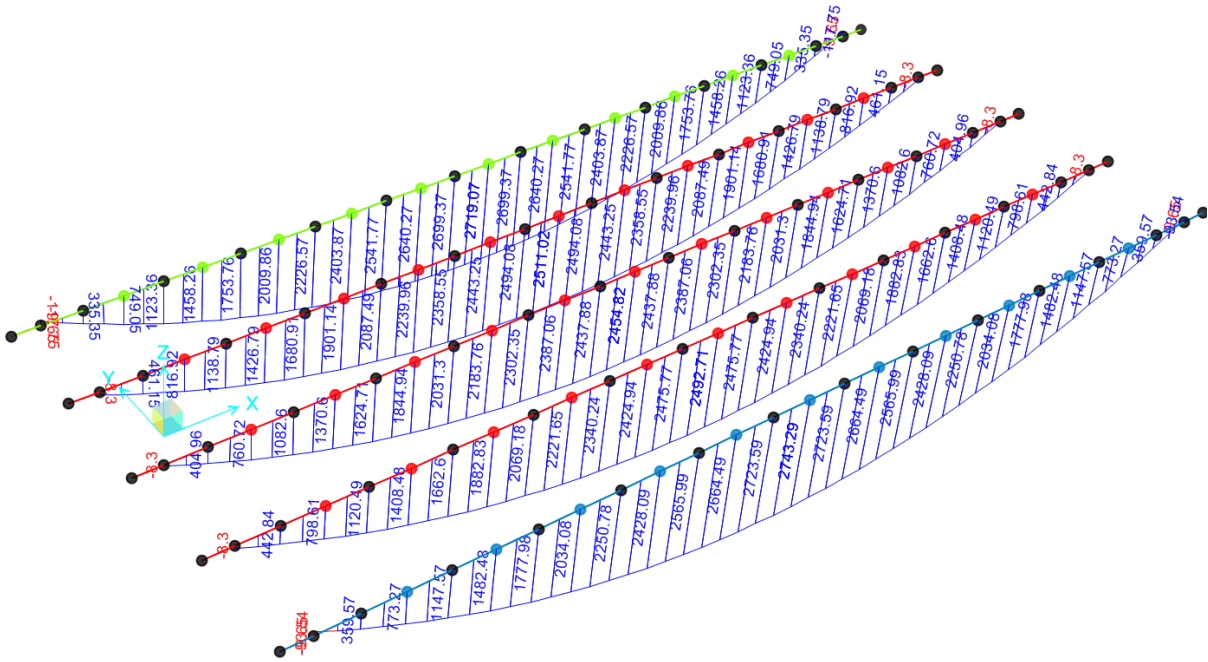


Figura 33 – Momento flettente travi principali.

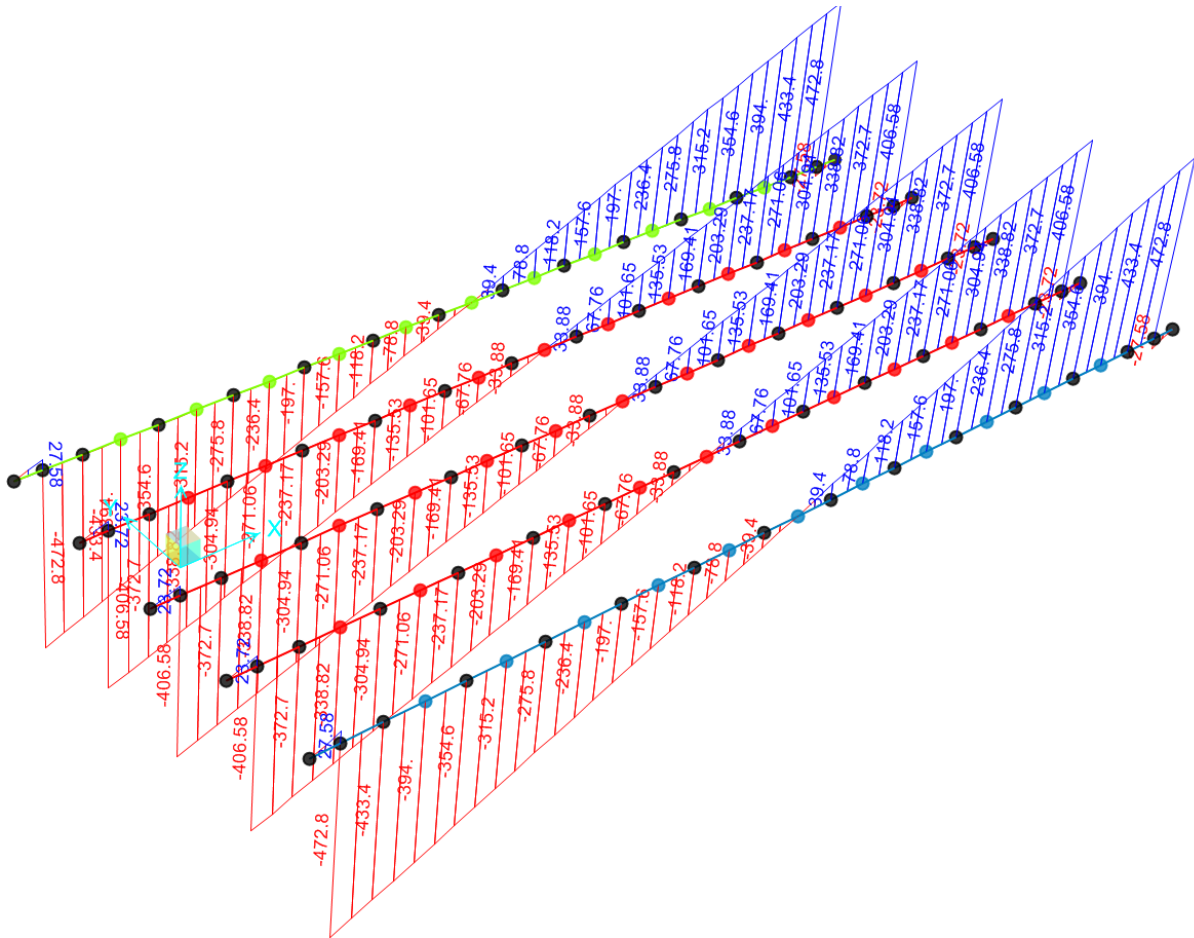


Figura 34 – Taglio travi principali.

7.1.6.2 Carichi permanenti non strutturali – FASE II

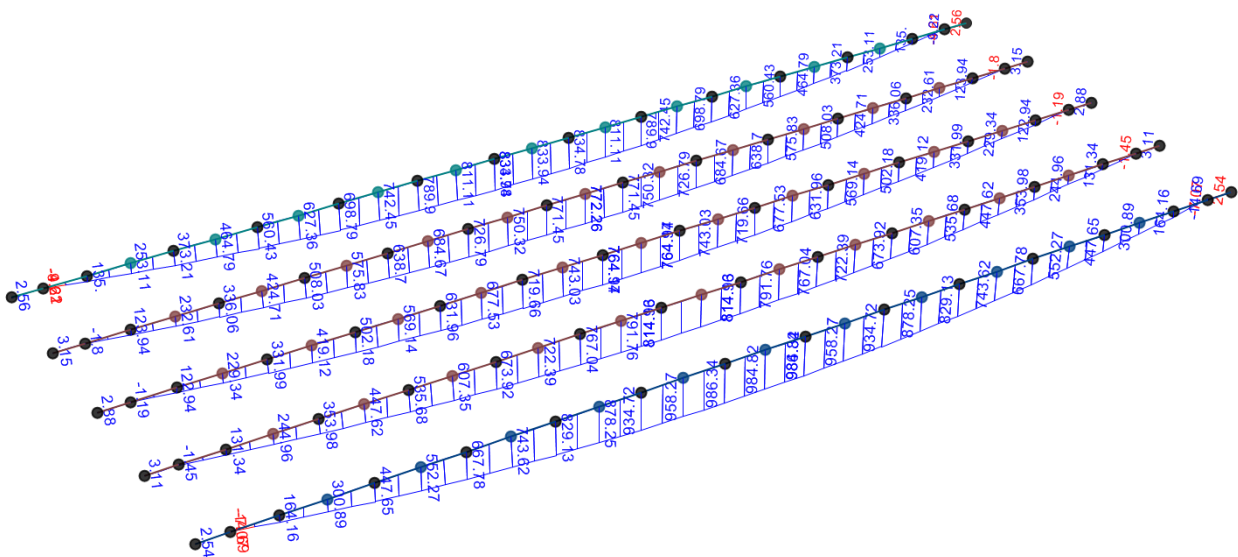


Figura 35 – Momento flettente travi principali.

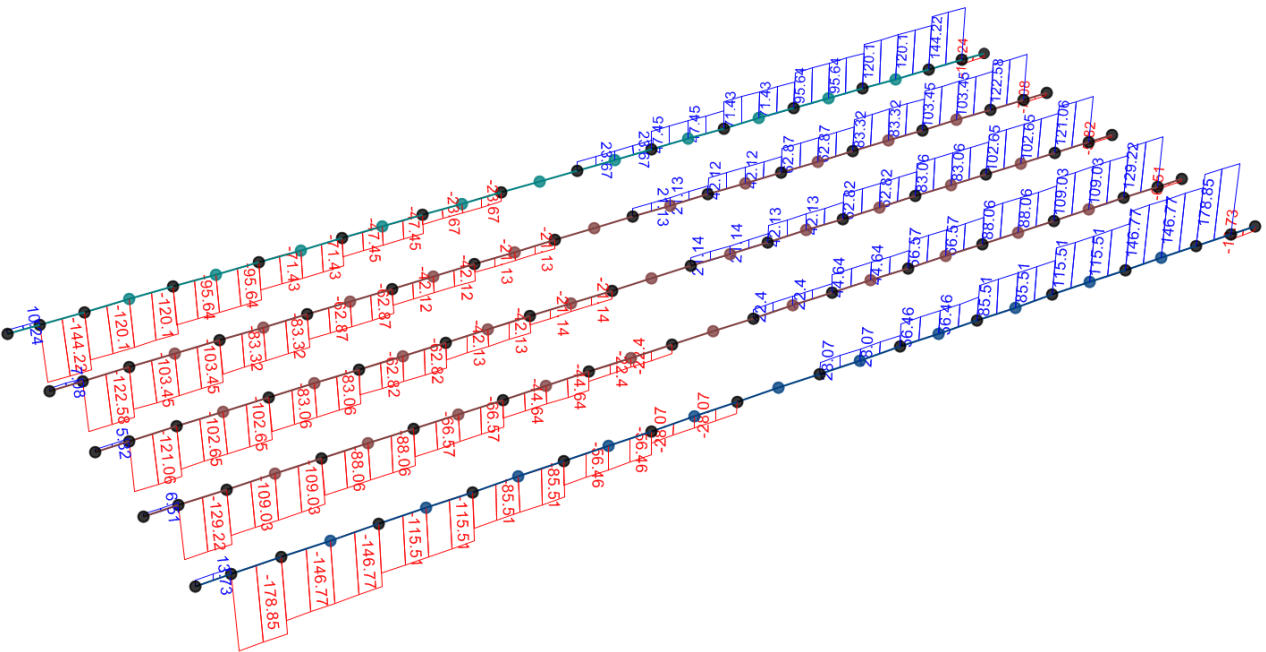


Figura 36 – Taglio travi principali.

7.1.6.3 Carichi variabili: vento– FASE II

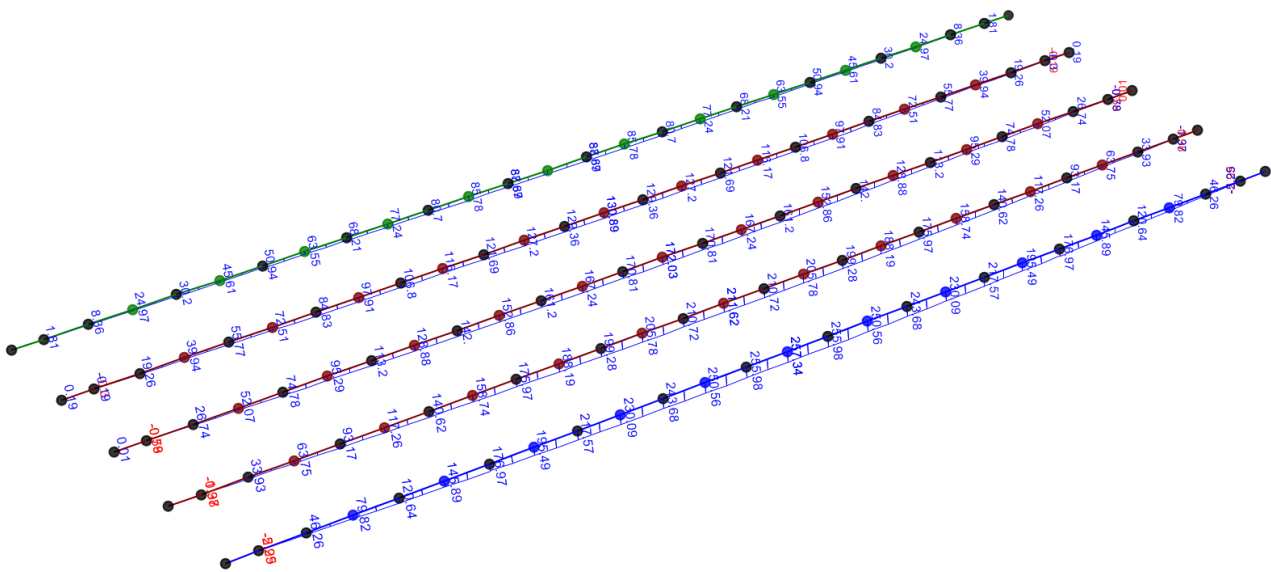


Figura 37 – Momento flettente travi principali.

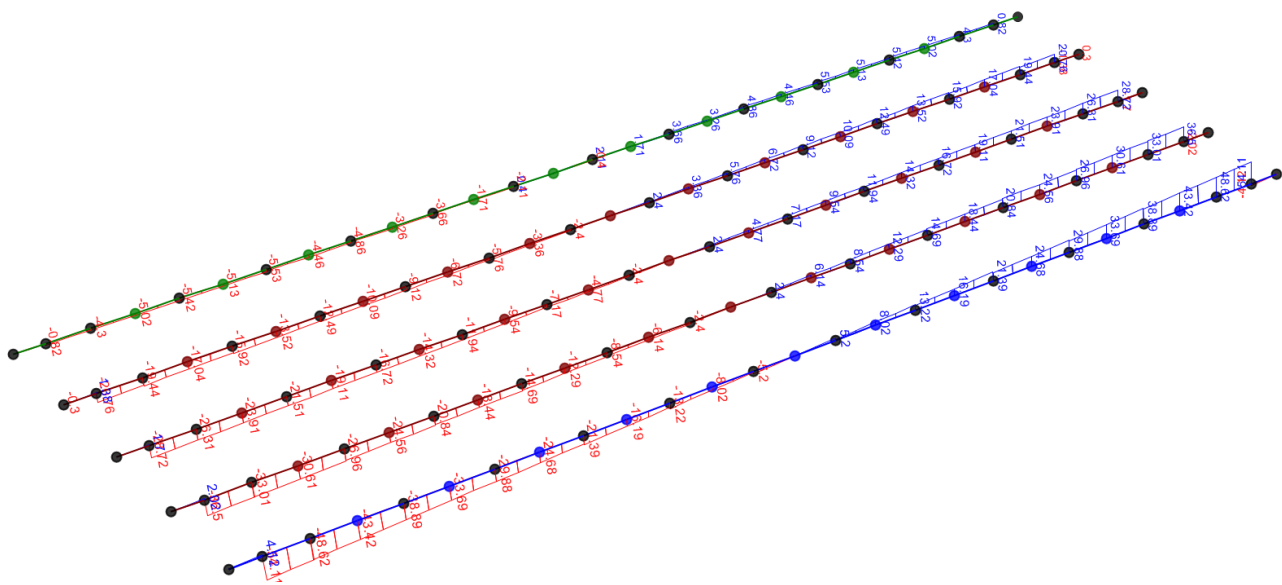


Figura 38 – Taglio travi principali.



7.1.6.4 Carichi variabili: traffico – FASE II

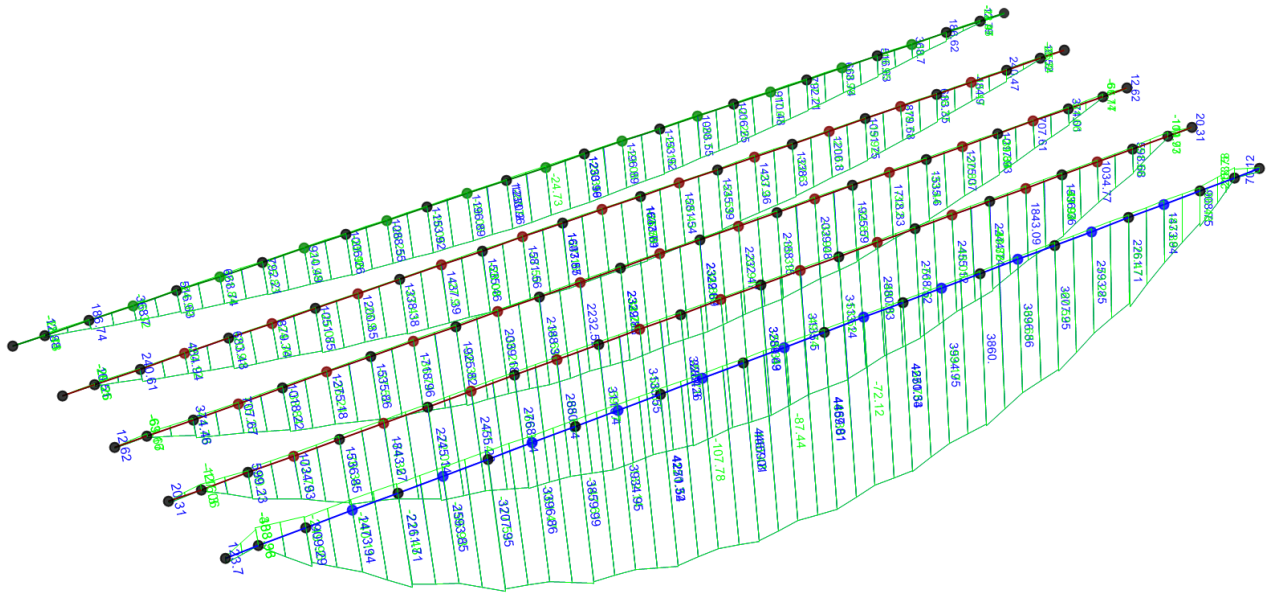


Figura 39 – Momento flettente travi principali.

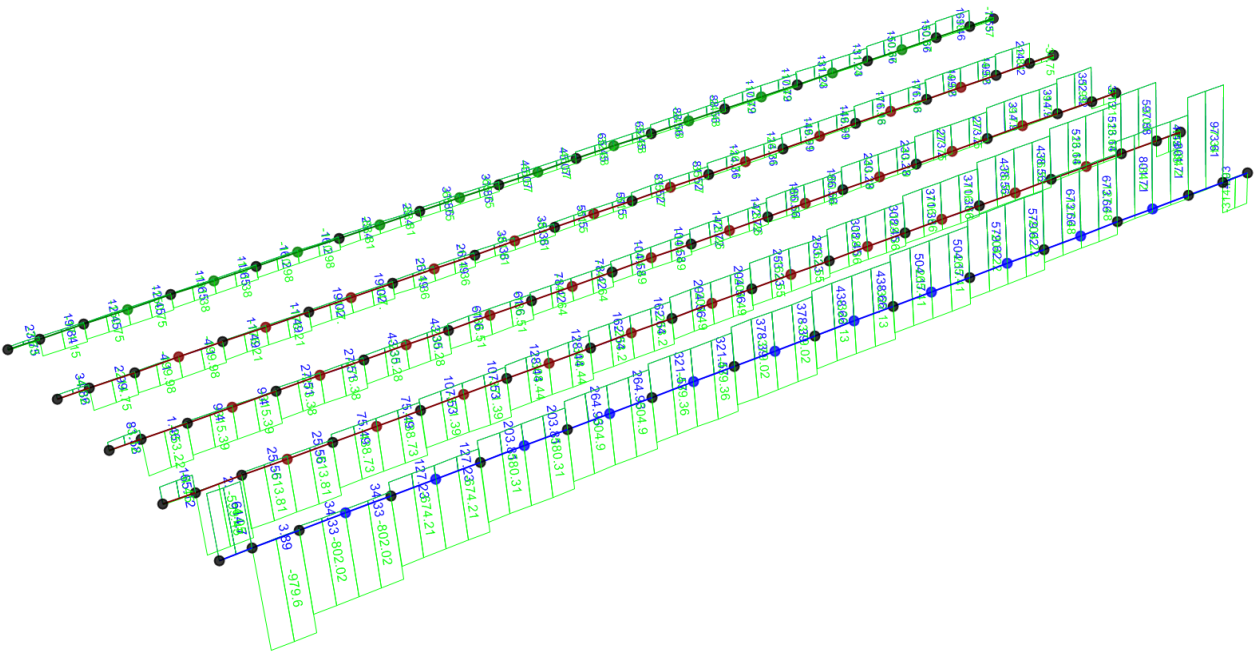


Figura 40 – Taglio travi principali.

7.1.6.5 Involuppo combinazione SLU

Si riportano le sollecitazioni per la trave maggiormente caricata, ovvero la trave di riva T5 (si veda § 7.1.2.3 della presente relazione).

T5 - FASE I

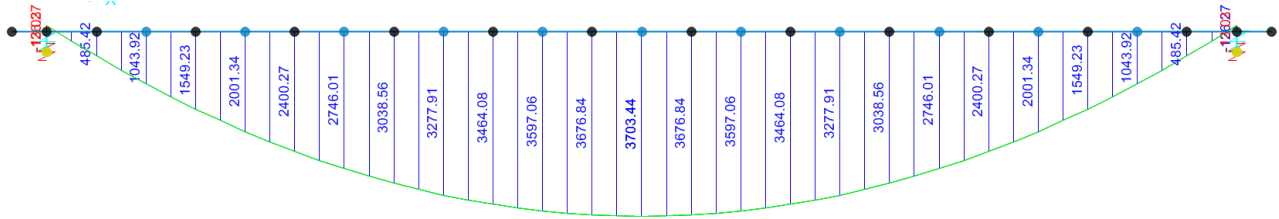


Figura 41 – Momento flettente T5

$M_{max} = 3703 \text{ kNm}$

$M_{min} = 0 \text{ kNm}$

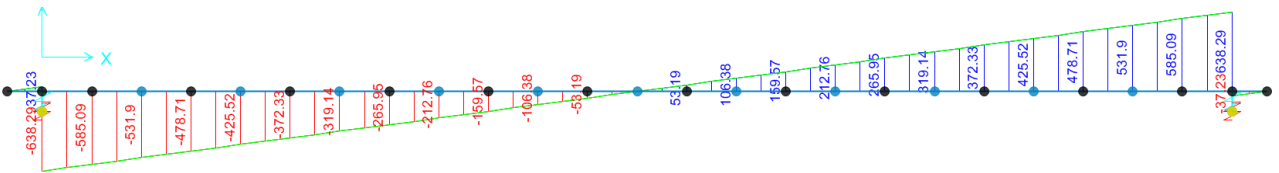


Figura 42 – Taglio T5

$V_{max} = 638 \text{ kNm}$

$V_{min} = - 638 \text{ kNm}$

T5 – Carichi permanenti portati FASE II

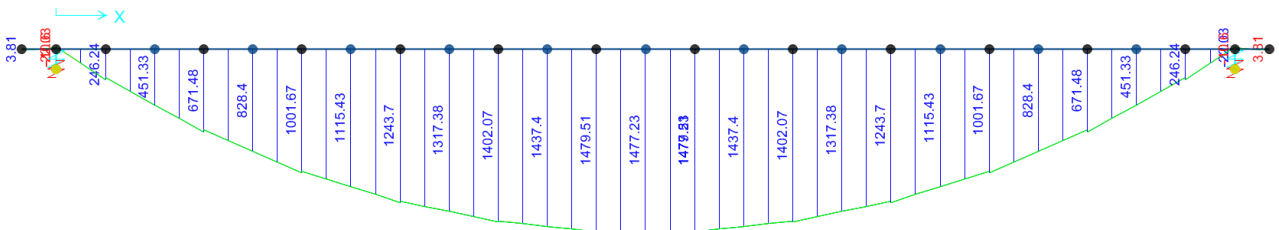


Figura 43 – Momento flettente T5

$M_{max} = 1479 \text{ kNm}$

$M_{min} = 0 \text{ kNm}$



Figura 44 – Taglio T5

$V_{max} = 268 \text{ kNm}$

$V_{min} = - 268 \text{ kNm}$

T5 – Carichi variabili FASE II

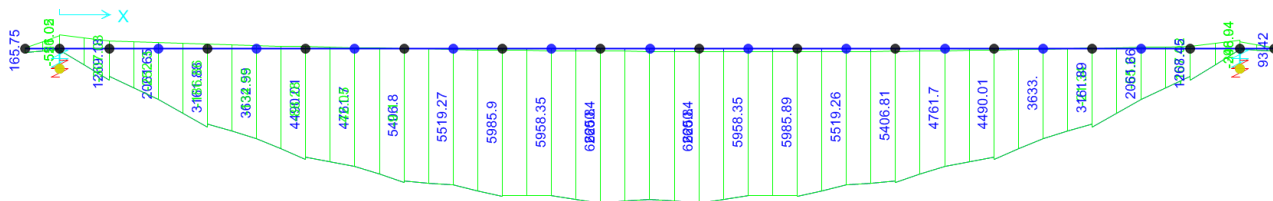


Figura 45 – Momento flettente T5

$M_{max} = 6260 \text{ kNm}$

$M_{min} = -1268 \text{ kNm}$

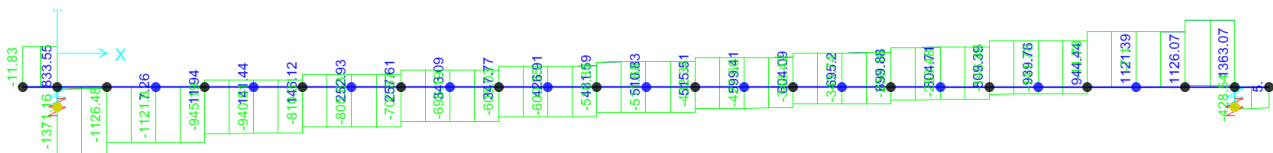


Figura 46 – Taglio T5

$V_{max} = 1363 \text{ kNm}$

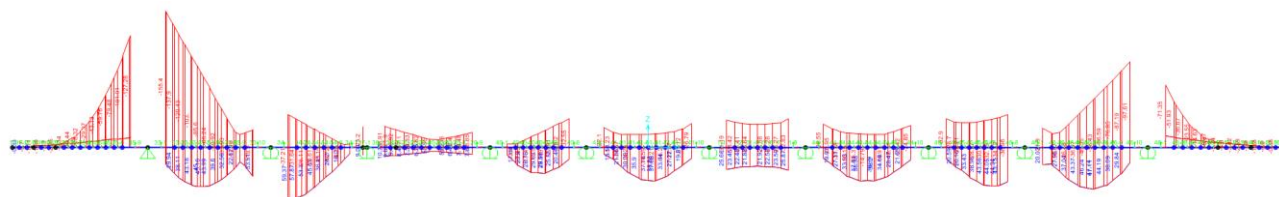
$V_{min} = -1371 \text{ kNm}$

7.1.7 Sollecitazioni soletta

Di seguito sono riportate in forma grafica le caratteristiche di sollecitazione significative nella verifica della soletta.

7.1.7.1 Involuppo combinazione SLU

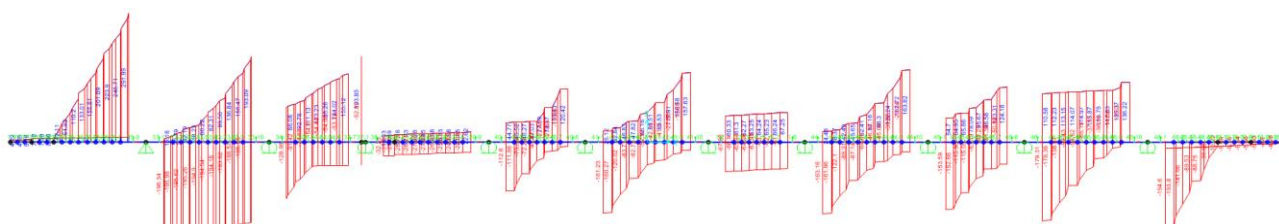
Si riportano di seguito i diagrammi dell'involuppo del momento flettente e del taglio di combinazione SLU fondamentale.



$M_{max} = 60 \text{ kNm/m}$

$M_{min} = -155 \text{ kNm/m}$  (su trave di riva)

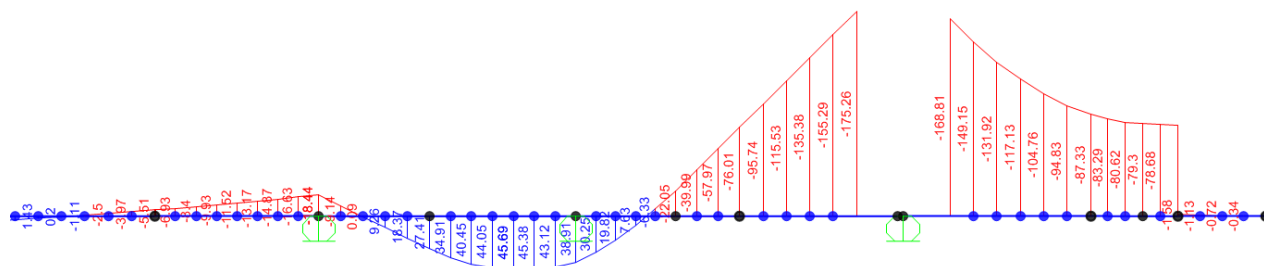
$M_{min} = -35 \text{ kNm/m}$  (su travi di spina)



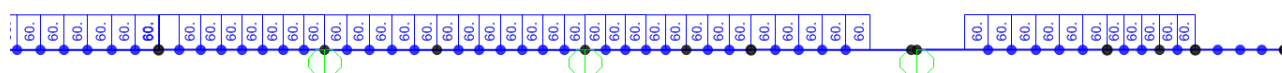
$V_{max} = 292 \text{ kN/m (sbalzo)}$

$V_{max} = 195 \text{ kN/m (campata)}$

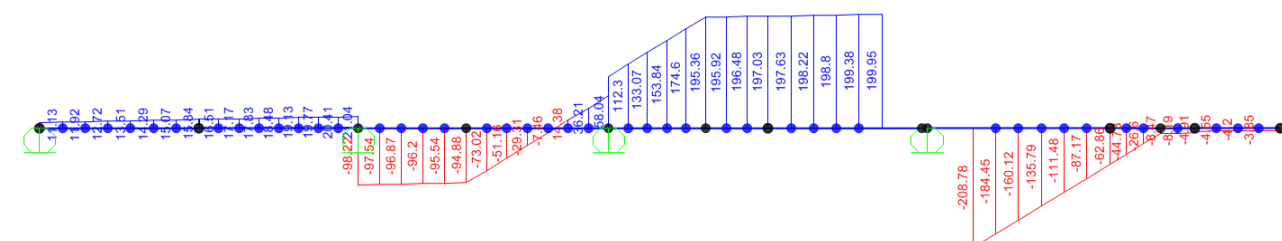
Si riporta di seguito il diagramma del momento flettente, dello sforzo normale e del taglio di combinazione SLU per evento eccezionale (urto da veicolo in svio). Tale combinazione interessa la sezione di sbalzo.



$M = -176 \text{ kNm/m}$



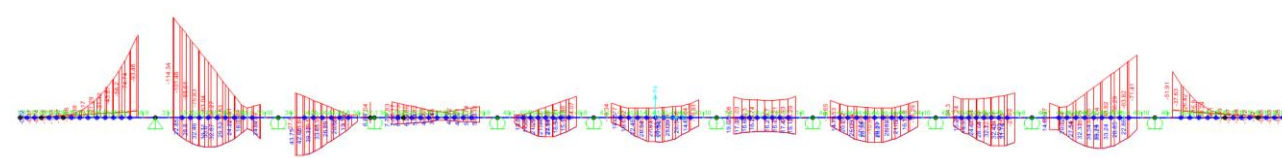
$N = -60 \text{ kN/m (trazione)}$



$V = -209 \text{ kN/m}$

### 7.1.7.2 Involuppo combinazione SLE

Si riporta di seguito il diagramma dell'involuppo del momento flettente di combinazione SLE caratteristica (rara).



$M_{max} = 44 \text{ kNm/m}$

$M_{min} = -115 \text{ kNm/m}$

Le sollecitazioni flettenti massime per la combinazione SLE frequente sono:

$M_{max} = 29 \text{ kNm/m}$

$M_{min} = -87 \text{ kNm/m}$

Le sollecitazioni flettenti massime per la combinazione SLE quasi permanente sono:

$$M_{\max} = 2.1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\min} = -8.5 \text{ kNm/m}$$

### 7.1.8 Verifiche

Le verifiche di resistenza vengono effettuate allo S.L.U. con riferimento alle massime/minime sollecitazioni flettenti in mezzera e taglianti in corrispondenza alle sezioni di estremità, secondo i criteri contenuti in EN 1992-1-1/1992.2 e in NTC 2018.

Nel primo caso, la verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

Dove:

$M_{Ed}$  = momento flettente sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

$M_{Rd}$  = momento flettente resistente associato all'azione assiale concomitante  $N_{Ed}$ .

La verifica di resistenza può quindi ritenersi soddisfatta se risulta  $M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$ .

La verifica S.L.U. per azioni taglianti consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

$V_{Ed}$  = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

$V_{Rd}$  = taglio resistente (sezioni armate/non armate a taglio).

Le verifiche sono condotte considerando le azioni agenti sulla trave più sollecitata come palesato attraverso la modellazione tridimensionale agli E.F.

Per le verifiche a flessione delle travi in CAP viene, a favore di sicurezza, trascurata la presenza dell'armatura lenta longitudinale ad intradosso trave.

In accordo con le NTC2018 (§4.1.2.2.5.1) si implementa anche la verifica tensionale agli stati limite di esercizio che verificherà il rispetto delle tensioni limite nel calcestruzzo e nell'acciaio:

$$\sigma_{c,\max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,\max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Per il calcestruzzo di trave:

$$0.60 \times 45 \text{ N/mm}^2 = 27.00 \text{ N/mm}^2$$

$$0.45 \times 45 \text{ N/mm}^2 = 20.25 \text{ N/mm}^2$$

Per il calcestruzzo della soletta e dei traversi:

$$0.60 \times 35 \text{ N/mm}^2 = 21.00 \text{ N/mm}^2$$

$$0.45 \times 35 \text{ N/mm}^2 = 15.75 \text{ N/mm}^2$$

Per l'armatura lenta in condizioni di esercizio (combinazione caratteristica):

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

$$0.80 \times 450 \text{ N/mm}^2 = 360 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre per la verifica a fessurazione si considerano le condizioni ambientali aggressive (gruppi di esigenze B) che, in accordo con le NTC 2018 §4.1.2.2.4.4, per le armature poco sensibili (acciai ordinari) prevede uno stato limite di apertura delle fessure con ampiezza delle fessure inferiore a  $w_2 = 0.3 \text{ mm}$  agli stati limite di esercizio frequenti e uno stato limite di decompressione un'apertura di fessura inferiore a  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$  agli S.L.E. quasi permanente. Per gli S.L.E. frequente il calcolo dell'apertura di fessura viene effettuato nel caso in cui la tensione massima di trazione nella fibra più sollecitata risulti essere superiore a  $f_{ctm}/1.2$  (NTC 2018 §4.1.2.2.4) essendo:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{45^2} = 3.79 \text{ MPa} \quad \text{per C45/55}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 3.21 \text{ MPa} \quad \text{per C35/45}$$

Per la verifica degli stati limite di fessurazione si fa riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 §4.1.2.2.4.5.

#### 7.1.8.1 Verifiche delle travi in c.a.p.

Si predispone la seguente armatura pretesa:

##### Acciaio armonico - Trefoli

$\emptyset$	$\emptyset$	$A_{tr}$	$f_{p(1)k}$	$f_{yd}$	$f_{ptk}$	$\sigma_{Pl}$
[inc.]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0.6	15.24	140	1670	1452	1860	1488

Armatura	ntot-trefoli	$A_{tr}$
	[num.]	[mm <sup>2</sup> ]
inf	50	7000
sup	2	280

Si considera la seguente armature lenta:

##### Acciaio armatura lenta

$\emptyset$	$A_{tr}$	$f_{yk}$	$f_{yd}$
[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
12	113.1	450	391

Bsoletta	passo	ntot-barre	$A_s$
[m]	[m]	[num.]	[mm <sup>2</sup> ]
2.5	0.15	16.7	1885.0
2.5	0.15	16.7	1885.0

Si riporta, infine, la verifica di resistenza a flessione della trave in c.a.p.

Verifica C.A. S.L.U. - File: UH-110\_FASE 1 E 2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** UH-110 + SOLETTA (250mm) - FASE 1 E 2

N° Vertici: 28 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [mm]	y [mm]
1	0	0
2	1250	0
3	1250	70
4	586	165
5	519.6	246.3
6	569.8	843

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	1889	0	1300
2	1889	0	1180

**Armatura Precompressione**

N° cavi: 2 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	7000	0	95	1488
2	280	0	1000	1488

**Materiali**

B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

**Calcolo**

M<sub>xRd</sub> 11,548 kN m  
 σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> -187.5 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> -0.8927 ‰  
 d 1,255 mm  
 x 228.2 x/d 0.1818  
 δ 0.7

**Verifica**

σ<sub>sp</sub> 1,409 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub> 22.83 ‰ compressa predef.

Precompresso

$$M_{Ed} (SLU) = 6260 + 1479 + 3703 = 11442 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 11548 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0$$

La verifica è soddisfatta.

Si sono assunte le caratteristiche resistenti del calcestruzzo della soletta in quanto la porzione soggetta a compressione è appartenente a quest'ultima.

### 7.1.8.2 Verifiche della soletta in c.a.

#### Verifica allo stato limite ultimo per flessione

La soletta è armata con  $A_s = A's = \emptyset 20/20 \text{ cm} = 15.71 \text{ cm}^2/\text{m}$  in tutte le sezioni di campata, mentre è armata con  $A_s = \emptyset 20/20 \text{ cm} = 15.71 \text{ cm}^2/\text{m}$  e  $A's = \emptyset 20/20 \text{ cm} + \emptyset 24/20 \text{ cm} = (15.71 + 22.62) \text{ cm}^2/\text{m}$  nelle sezioni a cavallo delle travi di spina e di sbalzo.

Momento positivo **1+1 Ø20/20**

$M_{Ed+}$	60	kNm/m	
$M_{Rd+}$	114.9	kNm/m	
$M_{Ed+}/M_{Rd+}$	0.52	<1	Ok

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA\_CAMPATA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: SOLETTA 1000 x 210 (210+40)

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	210	1	1571	50
			2	1571	200

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
 M<sub>Rd</sub> 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 114.9 kN m

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 11.9 ‰  
 d 200 mm  
 x 45.46 x/d 0.2273  
 δ 0.7241

Momento negativo 1 Ø20/20 + 1 Ø24/20 sup.; 1 Ø20/20 inf.

M <sub>Ed</sub>	-155	kNm/m	
M <sub>Rd</sub>	-210.5	kNm/m	
M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>	0.74	<1	Ok

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA\_SBALZO CARRABILE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: SOLETTA 1000 x 210 (210+40)

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	210	1	3833	52
			2	1571	200

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
 M<sub>Rd</sub> 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -210.5 kN m

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 210.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
 τ<sub>c1</sub> 2.257

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 6.532 ‰  
 d 158 mm  
 x 55.12 x/d 0.3489  
 δ 0.8761

Le verifiche sono soddisfatte.



**Verifica allo stato limite ultimo per taglio**

Le verifiche a taglio sono effettuate seguendo le indicazioni del § 4.1.2.3.5 delle NTC 2018. Se la resistenza calcolata con le indicazioni del § 4.1.2.3.5.1 non è sufficiente, si deve dotare la sezione di specifica armatura resistente a taglio e il calcolo si basa su un'adeguata schematizzazione a traliccio, come riportato al § 4.1.2.3.5.2. Per la verifica; come armatura resistente a taglio, si inseriscono ferri  $\varnothing 8$  sagomati a "greca" con passo 10 cm.

DATI SEZIONE	
B	1000 mm
H	210 mm
d	146 mm
c	40 mm
$\varnothing_{\max}$	24 mm
$\varnothing_{\text{ripartizione}}$	12 mm

DATI MATERIALI	
CLS	C35/45
$f_{ck}$	35.0 MPa
$f_{cd}$	19.83 MPa
$\gamma_c$	1.5 -
$\alpha_{cc}$	0.85 -
ACCIAIO	B450C
$f_{yk}$	450.0 MPa
$f_{yd}$	391.3 MPa
$\gamma_c$	1.15 -

ARMATURA TRASVERSALE	
$\varnothing_{st}$	8 mm
$A_{sw} = 1\varnothing A_{st}$	50.3 mm <sup>2</sup>
$b_{st}$	10 bracci
$A_{st}$	502.7 mm <sup>2</sup> / m
$\alpha_{st\_deg}$	90 °
$\alpha_{st\_rad}$	1.57 rad
s	100 mm
$\cotg(\theta)$	2.0 -
$\theta$	26.4 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	292 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	519.6 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.6 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	519.6 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	519.6 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	0.0 -	Rottura lato calcestruzzo
Coeff.	0.9 -	
d	146.0 mm	
$A_{sw}$	502.7 mm <sup>2</sup>	
s	100.0 mm	
$\cotg(\alpha)$	0.000 -	
$\text{sen}(\alpha)$	1.000 -	
Coeff.	0.90 -	
d	146 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$\cotg(\alpha)$	0.000 -	

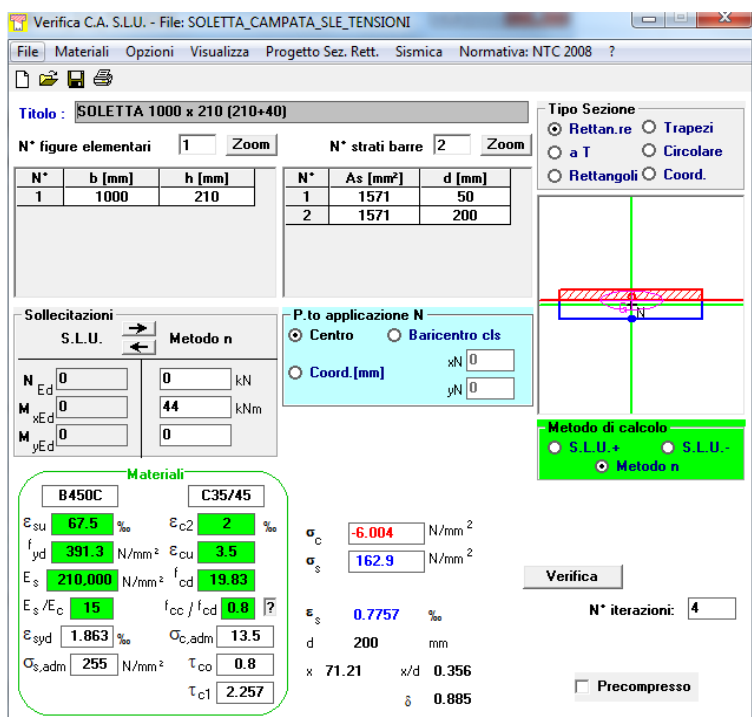
Le verifiche sono soddisfatte.

**Verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni in esercizio**

Le verifiche di limitazione delle tensioni sono effettuate seguendo le indicazioni del § 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

**Momento positivo - SLE rara 1+1 Ø20/20**

$M_{Ed+}$	44	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed+}$	6	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	21	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed+}/\sigma_{c,lim}$	0.29	<1	Ok
$\sigma_{s,Ed+}$	162.9	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,Ed+}/\sigma_{s,lim}$	0.45	<1	Ok



**Momento positivo - SLE quasi permanente 1+1 Ø20/20**

$M_{Ed+}$	2.1	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed+}$	0.3	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	15.75	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed+}/\sigma_{c,lim}$	0.02	<1	Ok

**Momento negativo - SLE rara 1 Ø20/20 + 1 Ø24/20 sup.; 1 Ø20/20 inf.**

$M_{Ed-}$	-115	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed-}$	14.07	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	21	N/mm <sup>2</sup> /m	

$\sigma_{c,Ed}/\sigma_{c,lim}$	0.67	<1	Ok
$\sigma_{s,Ed}$	218.1	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,Ed}/\sigma_{s,lim}$	0.61	<1	Ok

Momento negativo - SLE quasi permanente **1 Ø20/20 + 1 Ø24/20 sup.; 1 Ø20/20 inf.**

$M_{Ed-}$	-8	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed-}$	1	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	15.75	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed-}/\sigma_{c,lim}$	0.06	<1	Ok

### Verifica allo stato limite di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono condotte in combinazione SLE frequente ai sensi del § 4.1.2.2.4. delle NTC2018 ed UNI EN 1992-1-1: 2005 § 7.3. Per tali verifiche sono state considerate condizioni ambientali aggressive corrispondenti ad una classe di esposizione XC4 (tabella 4.1.III). Trattando armature poco sensibili, dalla tabella 4.1.IV si ricava il valore limite di apertura delle fessure pari a 0.3mm per combinazione frequente e 0.2 mm per combinazione quasi permanente.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

La sollecitazione flettente massima (positiva) per la combinazione SLE frequente è pari a:

$$M_{max} = 29 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

**Titolo :** SOLETTA 1000 x 210 (210+40)

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	210	1	1571	50
			2	1571	200

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro    Baricentro cls  
 Coord.[mm]   xN   
 yN

**Materiali**  
 B450C   C35/45  
 $\epsilon_{su}$   ‰    $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²    $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²    $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$      $f_{cc}/f_{cd}$   ‰  
 $\epsilon_{syd}$   ‰    $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²    $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  mm  
 $x$      $x/d$    
 $\delta$

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

Verifica      N° iterazioni:

Precompresso

Si riporta di seguito la verifica.

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione	h	<input type="text" value="210"/>	[mm]
Larghezza della sezione	b	<input type="text" value="1000"/>	[mm]
Altezza utile della sezione	d	<input type="text" value="160"/>	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	<input type="text" value="50"/>	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	<input type="text" value="40"/>	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t1</sub>	<input type="text" value="5"/>	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t1</sub>	<input type="text" value="20"/>	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>et,1</sub>	<input type="text" value="1571"/>	[mm²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t2</sub>	<input type="text" value="0"/>	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t2</sub>	<input type="text" value="0"/>	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>et,2</sub>	<input type="text" value="0"/>	[mm²]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	<input type="text" value="35"/>	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	<input type="text" value="3.2"/>	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	<input type="text" value="34077"/>	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>tk</sub>	<input type="text" value="450"/>	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	<input type="text" value="210000"/>	[MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	<input type="text" value="107.4"/>	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	<input type="text" value="71.21"/>	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Breve	▼
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	<input type="text" value="6.16"/>	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	<input type="text" value="1571"/>	[mm²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,et,1</sub>	<input type="text" value="125000"/>	[mm²]
	A <sub>c,et,2</sub>	<input type="text" value="46263"/>	[mm²]
	A <sub>c,et,3</sub>	<input type="text" value="105000"/>	[mm²]
	A <sub>c,et,min</sub>	<input type="text" value="46263"/>	[mm²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.03395 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ot,eff}$	3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$	0.6 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0.000307 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc}$	0.000185 [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]</math></b>	<b>0.000307 [-]</b>
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$	20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$	250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$	0.800 [-]
	$k_2$	1.000 [-]
	$k_3$	3.400 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$s_{r,max.1}$	336 [mm]
	$s_{r,max.2}$	180 [mm]
	<b><math>s_{r,max}</math></b>	<b>336 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.10 [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

La sollecitazione flettente massima (negativa) per la combinazione SLE frequente è pari a:

$$M_{min} = -87 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

**Titolo :** SOLETTA 1000 x 210 (210+40)

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	210	1	3833	52
			2	1571	200

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**P.to applicazione N:** Centro Baricentro cls Coord. [mm]

**Materiali:** B450C C35/45

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -10.65 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰	$\sigma_s$ 165 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 210.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 19.83	$\epsilon_s$ 0.7855 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8	d 158 mm
$\epsilon_{syd}$ 1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5	x 77.72 x/d 0.4919
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.8	$\delta$ 1
	$\tau_{c1}$ 2.257	

**Verifica:** N° iterazioni: 3

Precompresso

Si riporta di seguito la verifica.

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3**

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 210 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 160 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 50 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>rt,1</sub> = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>rt,1</sub> = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 1571 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>rt,2</sub> = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>rt,2</sub> = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 2262 [mm <sup>2</sup> ]

<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 210000 [MPa]

<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 165 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 77.72 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Breve ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 3833 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff,1</sub> = 125000 [mm <sup>2</sup> ]
	A <sub>c,eff,2</sub> = 44093 [mm <sup>2</sup> ]
	A <sub>c,eff,3</sub> = 105000 [mm <sup>2</sup> ]
	A <sub>c,eff,min</sub> = 44093 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0.08692 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub> = 0.6 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>lim</sub> = 0.000471 [-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = 0.000624 [-]
	<b>[ε<sub>sm</sub>-ε<sub>cm</sub>] = 0.000624 [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 22.18 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 255.4545 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k <sub>1</sub> = 0.800 [-]
	k <sub>2</sub> = 1.000 [-]
	k <sub>3</sub> = 3.400 [-]
	k <sub>4</sub> = 0.425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	s <sub>r,max,1</sub> = 223 [mm]
	s <sub>r,max,2</sub> = 172 [mm]
	<b>s<sub>r,max</sub> = 223 [mm]</b>
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w <sub>k,lim</sub> = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	<b>w<sub>k</sub> = 0.14 [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

La sollecitazione flettente massima (positiva) per la combinazione SLE quasi permanente è pari a:

$M_{max} = 2.1 \text{ kNm/m}$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 210 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 160 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 50 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r1} = 5$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r1} = 20$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st1} = 1571$ [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r2} = 0$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st2} = 0$ [mm <sup>2</sup> ]

<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck} = 35$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 3.2$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 34077$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 210000$ [MPa]

<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 7.8$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$x = 71.21$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Breve
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e = 6.16$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 1571$ [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff1} = 125000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff2} = 46263$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff3} = 105000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min} = 46263$ [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0.03395$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 3.2$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t = 0.6$ [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000022$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = -0.000289$ [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000022</math> [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 20.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 250$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1 = 0.800$ [-]
	$k_2 = 1.000$ [-]
	$k_3 = 3.400$ [-]
	$k_4 = 0.425$ [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	$s_{r,max1} = 336$ [mm]
	$s_{r,max2} = 180$ [mm]
	<b><math>s_{r,max} = 336</math> [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim} = 0.20$ [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	<b><math>w_k = 0.01</math> [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.



Le sollecitazioni flettenti massime per la combinazione SLE quasi permanente sono:

$$M_{\min} = -8.5 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 210 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 160 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 50 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>rt,1</sub> = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>rt,1</sub> = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 1571 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>rt,2</sub> = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>rt,2</sub> = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 2262 [mm <sup>2</sup> ]

<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 210000 [MPa]

<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 16.12 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 77.72 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati <input type="button" value="Breve"/> ▾	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6.16 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 3833 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff,1</sub> = 125000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff,2</sub> = 44093 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff,3</sub> = 105000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff,min</sub> = 44093 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0.08692 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>f</sub> = 0.6 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0.000046 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calo.</sub> = -0.000085 [-]
	<b>[ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub>] = 0.000046 [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 22.18 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 255.4545 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub> = 0.800 [-] k <sub>2</sub> = 1.000 [-] k <sub>3</sub> = 3.400 [-] k <sub>4</sub> = 0.425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	s <sub>r,max,1</sub> = 223 [mm]
	s <sub>r,max,2</sub> = 172 [mm]
	<b>s<sub>r,max</sub> = 223 [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w <sub>k,lim</sub> = 0.20 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b>w<sub>k</sub> = 0.01 [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.



### Verifica locale da urto del veicolo in svio

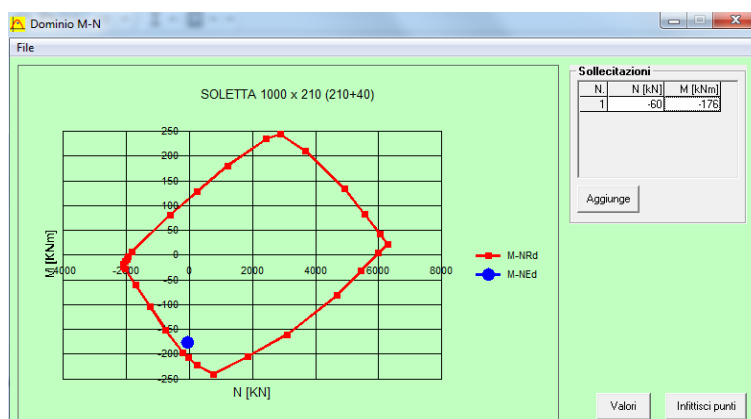
Si riporta la verifica a tenso-flessione agli SLU per la sezione maggiormente sollecitata della porzione di soletta a sbalzo.

Le sollecitazioni, ottenute come precedentemente descritto per la combinazione di carico eccezionale, sono le seguenti:

$$N_{Ed} = -60 \text{ kN/m (trazione)}$$

$$M_{Ed} = -176 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito la verifica



La verifica risulta soddisfatta.

### 7.1.8.3 Verifiche degli appoggi

Il sistema di vincolamento dell'impalcato prevede appoggi di tipo elastomerico armati. Si prevede l'installazione di 10 vincoli con la disposizione mostrata nella figura che segue:

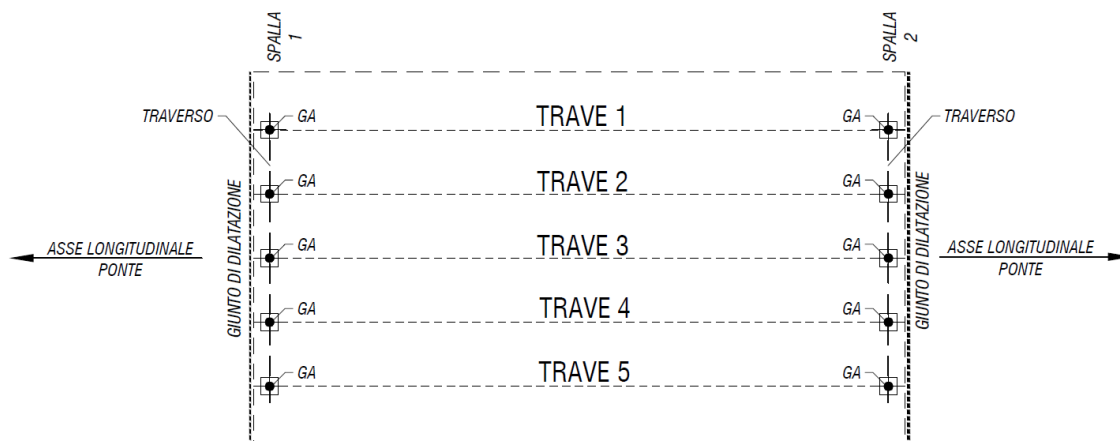


Figura 47 – Schema appoggi e giunti.

I vincoli elastomerici dovranno rispettare i seguenti requisiti minimi prestazionali provenienti dalle analisi sopradescritte e riportati nella tabella seguente:

APPARECCHI DI APOGGIO		REAZIONI MASSIME							SPOSTAMENTI MASSIMI	
		COMBINAZIONE SLU			COMBINAZIONE SISMICA SLV				COMB. SLE CARATT. (RARA)	
		N°	REAZ. VERT. (KN)	REAZ. TRASV. (KN)	REAZ. LONG. (KN)	REAZ. VERT. (KN)	REAZ. TRASV. (KN)	REAZ. LONG. (KN)	SPOST. TRASV. (mm)	SPOST. LONG. (mm)
	APPOGGIO IN GOMMA ARMATA SPALLA 1	5	2350	30	50	950	330	330	± 10	± 15
	APPOGGIO IN GOMMA ARMATA SPALLA 2	5	2350	30	50	950	330	330	± 10	± 15

Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate al §7.1.3 della presente relazione.

## 7.2 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 7.2.1 Premessa

Le spalle sono del tipo con plinto in c.a. di spessore pari a 1.00 m, i muri paraghiaie e muri di risvolto hanno spessore 0.40 m. Ogni plinto è fondato su 11 pali in c.a. di diametro  $\varnothing = 800$  mm disposti a quincunce a interasse minimo di 2.40 m. Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte.

Il sistema di vincolamento del ponte sarà realizzato su ogni sostegno tramite 5 dispositivi elastomerici in gomma armata, come indicato precedentemente.

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Gli elementi di sostegno ai quali vengono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo.

Sono presenti inoltre ritegni sismici di emergenza in direzione trasversale (realizzati in cemento armato), i quali non possono però essere considerati come dispositivi di ritenuta adatti a fenomeni ciclici perché durante un evento sismico sono elementi soggetti a fenomeni di martellamento.

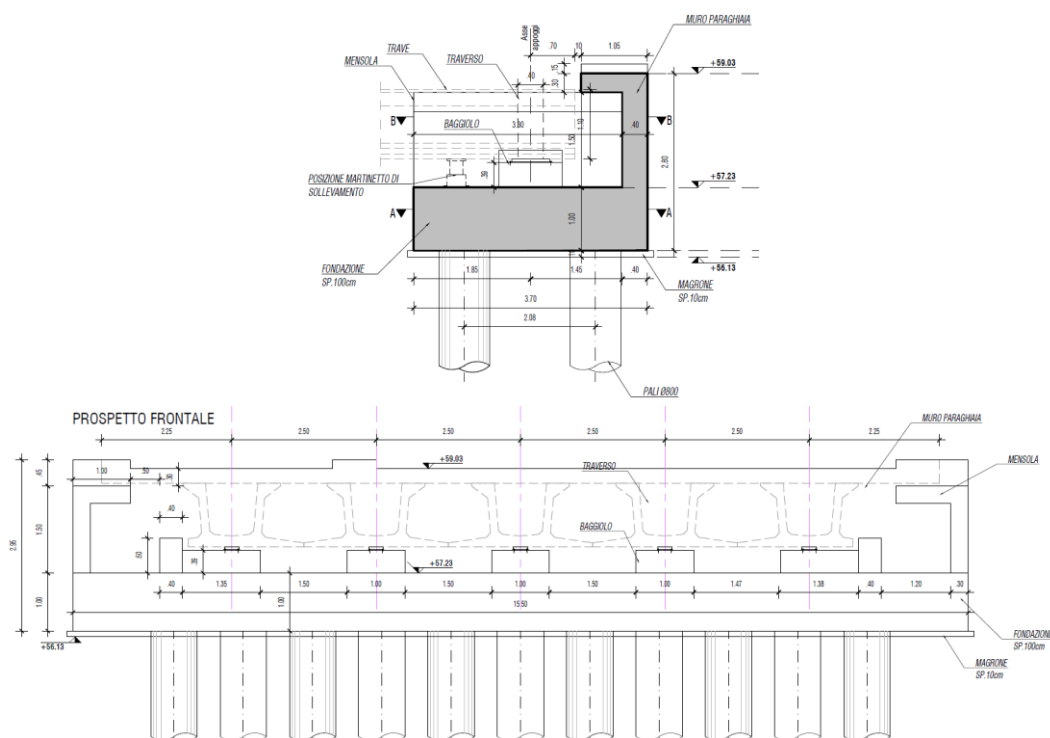


Figura 48 – Carpenteria spalla.

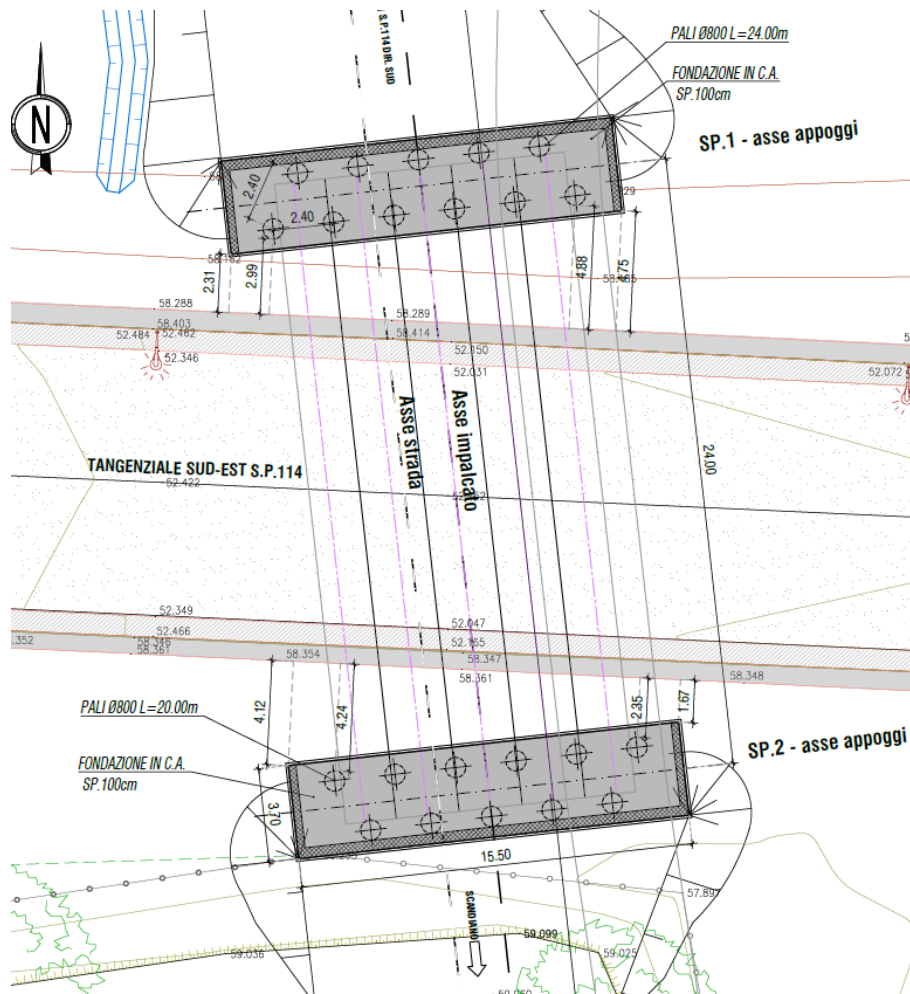


Figura 49 – Pianta fondazioni.

A favore di sicurezza, le sottostrutture sono progettate affinché si mantengano in campo elastico sia allo stato limite ultimo (STR) sia sotto l'azione sismica (fattore di struttura  $q=1$  per direzione orizzontale e verticale): in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza.

## 7.2.2 Analisi dei carichi

Per i carichi provenienti dall'impalcato si rimanda al § 7.1.

Si esplicitano di seguito i carichi agenti sulle sottostrutture.

### 7.2.2.1 Peso del terreno a tergo della struttura ed analisi della spinta statica

A tergo delle spalle si prevede la presenza del terreno del rilevato stradale; per le valutazioni delle spinte dovute ad esso sono state utilizzate a favore di sicurezza, le caratteristiche seguenti:

#### *Dati di progetto*

Peso dell'unità di volume

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3.$$

Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Angolo che la parete forma con l'orizzontale	$\psi = 90^\circ$
Angolo d'attrito terreno-muro;	$\delta = 0$

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; le opere in oggetto sono previste su fondazioni indirette con pali trivellati che consentono di considerare le deformazioni del terreno limitate dalla struttura; per cui la pressione esercitata è una spinta statica a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

dove:

<i>Dati di progetto</i>	
$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi/\gamma_{\phi(M1)}) = 1 - \text{sen}(35^\circ/1) = 0.426$	
$H_{\max} = 2.95 \text{ m}$	
$S_{\max} = 37.1 \text{ kN/m}$	

L'entità di spinta viene inserita nel modello di calcolo come carico con distribuzione triangolare.

#### 7.2.2.2 Incremento di spinta dovuto al sovraccarico stradale

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sulla spalla risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Intendendo per  $q$  il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore di  $20 \text{ kN/m}^2$ , la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

Dove:

<i>Dati di progetto</i>	
$q = 20 \text{ kN/m}^2$	
$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi/\gamma_{\phi(M1)}) = 1 - \text{sen}(35^\circ/1) = 0.426$	
$H_{\max} = 2.95 \text{ m}$	
$S_{\max} = 25.1 \text{ kN/m}$	

L'entità di spinta viene inserita nel modello di calcolo come carico di superficie di intensità costante, pari a  $8.5 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.2.2.3 Azioni dovute al sisma

Sulla base di quanto indicato nella norma, sulle sottostrutture vengono determinate le azioni sismiche mediante analisi dinamica spettrale.

Per la definizione dell'azione sismica si rimanda al § 5.1.7 della presente relazione tecnica.

### 7.2.2.4 Spinta del terreno in condizioni sismiche

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se  $\beta \leq \varphi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se  $\beta > \varphi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

Dove:

$\vartheta$	angolo definito come:
$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$	coefficiente di intensità sismica orizzontale (§7.11.6.2.1 NTC 2018)
$k_v = 0.5 \cdot k_h$	coefficiente di intensità sismica verticale (§7.11.6.2.1 NTC 2018)
$a_{max}$ ,	accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$g$	accelerazione di gravità

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Coeff. §7.11.6.2.1 NTC 2018)

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta. Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva.

Per le analisi in condizioni sismiche della spalla in oggetto sono utilizzati i seguenti valori:

<i>Dati di progetto</i>	
categoria di suolo	C;
massima accelerazione orizzontale al suolo (SLV):	$a_{gmax}/g = 0.31$ ;
coefficiente di amplificazione stratigrafica:	$S_s = 1.37$ ;
coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$ ;
coefficiente di riduzione di $a_{max}$ :	$\beta_m = 1.00$ (muro non libero di ruotare)
coefficiente di intensità sismica orizzontale	$k_h = 0.31$ ;
coefficiente di intensità sismica verticale	$k_v = 0.16$ ;
Coefficiente di spinta (attiva) sismica (+ $k_v$ )	$K_{AE} = 0.55$ .
$P_{AE} = K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 / 2 \cdot (1 + k_v) = 0.55 \cdot 20 \cdot 2.95^2 / 2 \cdot (1 + 0.16) = 0.63 \cdot 20 \cdot 2.95^2 / 2 = 55.5 \text{ kN/m}$	

#### 7.2.2.5 Forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parte strutturale e del terreno a monte solidale con la stessa. Le componenti di spinta sono date dalle seguenti espressioni:

$$F_{ih} = k_h \cdot W \quad \text{Forze di inerzia orizzontali}$$

$$F_{iv} = k_v \cdot W \quad \text{Forze di inerzia verticali}$$

dove W è il peso del corpo spalla.

L'entità del carico delle forze inerziali viene calcolato in automatico dal software.

### 7.2.3 Modello di calcolo

Lo studio delle spalle viene condotto simulando il comportamento della struttura con un modello tridimensionale completo realizzato con elementi rigidi per pali e baggioli. Il modello complessivo include l'impalcato, modellato con elementi frame che descrivono le travi ed elementi Shell che rappresentano la soletta e le sottostrutture.

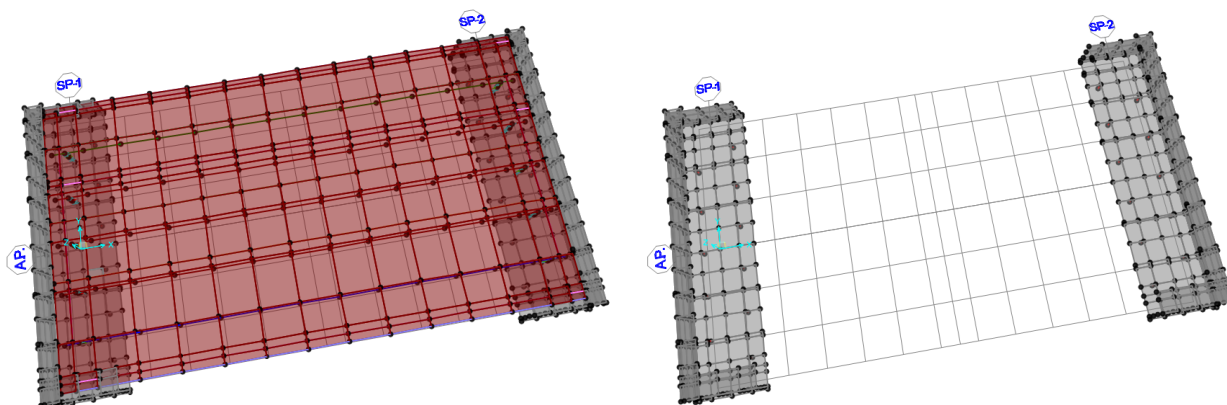
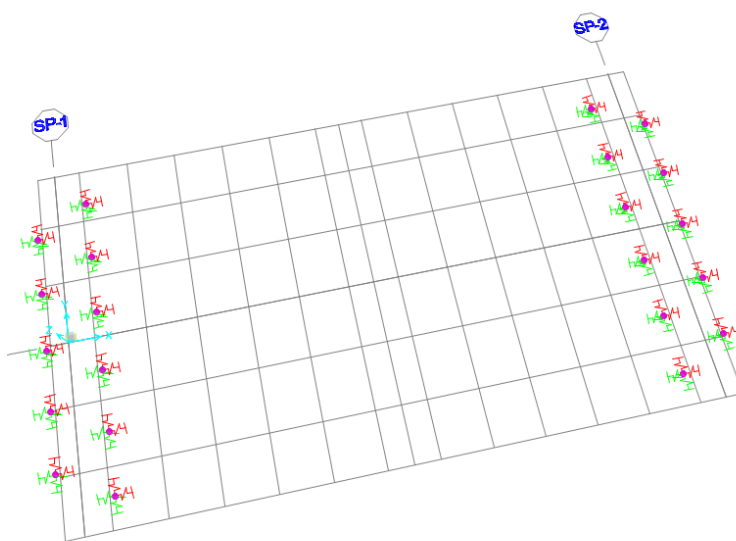


Figura 50 – Viste 3D del modello di calcolo.

I vincoli del modello sono costituiti da molle poste all'intradosso del plinto in c.a. in corrispondenza dell'effettiva posizione dei pali di fondazione ed aventi le rigidezze riportate nella tabella seguente.



Coupled 6x6 Joint Spring

Upper Stiffness Matrix - Global Coordinate System

	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
UX	114770 kN/m	0 kN/m	0 kN/m	-314930 kN/rad	0 kN/rad	0
UY	0 kN/m	114770 kN/m	0 kN/m	0 kN/rad	-314930 kN/rad	0
UZ	0 kN/m	0 kN/m	700000 kN/m	0 kN/rad	0 kN/rad	0
RX	-314930 kN/rad	0 kN/rad	0 kN/rad	1458100 kN-m/rad	0 kN-m/rad	0
RY	0 kN/rad	-314930 kN/rad	0 kN/rad	0 kN-m/rad	1458100 kN-m/rad	0
RZ	0 kN/rad	0 kN/rad	0 kN/rad	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad	0

Clear Off-Diagonal Terms

OK Cancel

Figura 51 – Matrice di rigidezza molle testa-palo.



7.2.3.1 Combinazioni di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate:

<b>TABLE: Combination Definitions</b>			
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Text	Unitless
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	1
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	1
C_Mob_gruppo2a	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo2a		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_Mob_gruppo2a		_Q3_Frenamento	1
C_SLE_QP	Linear Add	G1	1
C_SLE_QP		_G2	1
C_SLE_QP		_G3	1
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_SLU_gr1_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_1		_Q9_Res. Parassita	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_2		_Q9_Res. Parassita	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q9_Res. Parassita	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5

C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q9__ Res. Parassita	-1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G3	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_Q9__ Res. Parassita	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G3	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q9__ Res. Parassita	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G3	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q9__ Res. Parassita	-1.5
C_SLER_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_1		_G2	1
C_SLER_gr1_1		_G3	1
C_SLER_gr1_1		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_1		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_1		_Q9__ Res. Parassita	1
C_SLER_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_2		_G2	1
C_SLER_gr1_2		_G3	1
C_SLER_gr1_2		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non_dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_2		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr1_2		_Q9__ Res. Parassita	1
C_SLER_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_3		_G2	1
C_SLER_gr1_3		_G3	1
C_SLER_gr1_3		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non_dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1

C_SLER_gr1_3		_Q9_ Res. Parassita	1
C_SLER_gr1_4	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_4		_G2	1
C_SLER_gr1_4		_G3	1
C_SLER_gr1_4		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_4		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLER_gr1_4		_Q9_ Res. Parassita	-1
C_SLER_gr2a_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_1		_G2	1
C_SLER_gr2a_1		_G3	1
C_SLER_gr2a_1		_G3_traffico	1
C_SLER_gr2a_1		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_1		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr2a_1		_Q9_ Res. Parassita	1
C_SLER_gr2a_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_3		_G2	1
C_SLER_gr2a_3		_G3	1
C_SLER_gr2a_3		_G3_traffico	1
C_SLER_gr2a_3		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLER_gr2a_3		_Q9_ Res. Parassita	-1
C_SLEF_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_1		_G2	1
C_SLEF_gr1_1		_G3	1
C_SLEF_gr1_1		_G3_traffico	1
C_SLEF_gr1_1		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_1		_Q5_Vento	1
C_SLEF_gr1_1		_Q9_ Res. Parassita	1
C_SLEF_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_2		_G2	1
C_SLEF_gr1_2		_G3	1
C_SLEF_gr1_2		_G3_traffico	1
C_SLEF_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_2		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_2		_Q7_Temp uniforme (+)	0.6
C_SLEF_gr1_2		_Q9_ Res. Parassita	1
C_SLER_gr2a_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_2		_G2	1
C_SLER_gr2a_2		_G3	1
C_SLER_gr2a_2		_G3_traffico	1
C_SLER_gr2a_2		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_2		_Q5_Vento	0.6

C_SLER_gr2a_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLER_gr2a_2		_Q9_Res. Parassita	1
C_SLEF_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_3		_G2	1
C_SLEF_gr1_3		_G3	1
C_SLEF_gr1_3		_G3_traffico	1
C_SLEF_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_3		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (-)	0.6
C_SLEF_gr1_3		_Q9_Res. Parassita	-1
C_ENV_SLER	Envelope	C_SLER_gr1_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_3	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_4	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_3	1
C_ENV_SLEF	Envelope	C_SLEF_gr1_1	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_2	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_3	1
C_SLU_gr1_(A2)_1	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_1		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_1		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_1		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_1		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr1_(A2)_1		_Q9_Res. Parassita	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_2	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_2		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_2		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_2		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_2		_Q5_Vento	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_2		_Q9_Res. Parassita	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_3	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_3		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_3		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr1_(A2)_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		_Q9_Res. Parassita	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_4	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_4		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_4		_G3	1

C_SLU_gr1_(A2)_4		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_4		C_Mob_gruppo1_non_dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_4		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr1_(A2)_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLU_gr1_(A2)_4		_Q9_Res. Parassita	-1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_1	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_G2	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_G3	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_G3_traffico	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1		C_Mob_gruppo2a	1.15
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_Q5_Vento	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_Q9_Res. Parassita	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_2	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_G2	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_G3	1
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_G3_traffico	1
C_SLU_gr2a_(A2)_2		C_Mob_gruppo2a	1.15
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_Q9_Res. Parassita	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_3	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_G2	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_G3	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_G3_traffico	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		C_Mob_gruppo2a	1.15
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_Q9_Res. Parassita	-1.3
C_ENV_SLU (A1)	Envelope	C_SLU_gr1_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr1_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr1_(A1)_3	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr1_(A1)_4	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr2a_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr2a_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr2a_(A1)_3	1
C_ENV_SLU (A2)	Envelope	C_SLU_gr1_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr1_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr1_(A1)_3	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr1_(A1)_4	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr2a_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr2a_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr2a_(A1)_3	1
_Ex_SLV	Linear Add	3_Sisma_SLV_x	1
_Ex_SLV		3_Sisma_SLV_y	0.3
_Ex_SLV		3_Sisma_SLV_z	0.3

_Ey_SLV	Linear Add	3_Sisma_SLV_x	0.3
_Ey_SLV		3_Sisma_SLV_y	1
_Ey_SLV		3_Sisma_SLV_z	0.3
_Ez_SLV	Linear Add	3_Sisma_SLV_x	0.3
_Ez_SLV		3_Sisma_SLV_y	0.3
_Ez_SLV		3_Sisma_SLV_z	1
C_SLV_x	Linear Add	_Ex_SLV	1
C_SLV_x		C_SLE_QP	1
C_SLV_x		_G3_sismica	1
C_SLV_y	Linear Add	_Ey_SLV	1
C_SLV_y		C_SLE_QP	1
C_SLV_y		_G3_sismica	1
C_SLV_z	Linear Add	_Ez_SLV	1
C_SLV_z		C_SLE_QP	1
C_SLV_z		_G3_sismica	1
C_ENV_SLV	Envelope	C_SLV_x	1
C_ENV_SLV		C_SLV_y	1
C_ENV_SLV		C_SLV_z	1

## 7.2.4 Analisi dinamica del ponte

L'analisi dinamica del ponte è stata condotta eccitando una massa superiore all'85%.

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100.0	96.9
MODAL	Acceleration	UY	100.0	97.3
MODAL	Acceleration	UZ	100.0	99.1

### 7.2.4.1 Forme dinamiche

Si riportano le forme modali con le relative masse partecipanti.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.683	0.078	0.504	0.000	0.078	0.504	0.000
MODAL	Mode	2	0.677	0.495	0.077	0.000	0.573	0.581	0.000
MODAL	Mode	3	0.482	0.000	0.000	0.000	0.573	0.581	0.000
MODAL	Mode	4	0.200	0.000	0.000	0.459	0.573	0.581	0.459

MODAL	Mode	5	0.166	0.001	0.000	0.000	0.574	0.581	0.459
MODAL	Mode	6	0.131	0.000	0.000	0.007	0.574	0.581	0.466
MODAL	Mode	7	0.116	0.009	0.100	0.000	0.582	0.681	0.466
MODAL	Mode	8	0.115	0.000	0.011	0.001	0.583	0.692	0.467
MODAL	Mode	9	0.104	0.023	0.116	0.000	0.606	0.807	0.467
MODAL	Mode	10	0.104	0.015	0.093	0.000	0.621	0.900	0.468
MODAL	Mode	11	0.090	0.002	0.000	0.000	0.623	0.900	0.468
MODAL	Mode	12	0.089	0.320	0.049	0.000	0.943	0.949	0.468
MODAL	Mode	13	0.087	0.008	0.001	0.000	0.951	0.950	0.468
MODAL	Mode	14	0.066	0.000	0.000	0.000	0.951	0.950	0.468
MODAL	Mode	15	0.065	0.000	0.000	0.000	0.951	0.950	0.468
MODAL	Mode	16	0.059	0.000	0.000	0.000	0.951	0.950	0.468
MODAL	Mode	17	0.056	0.000	0.000	0.000	0.951	0.950	0.468
MODAL	Mode	18	0.052	0.005	0.000	0.012	0.956	0.951	0.480
MODAL	Mode	19	0.050	0.001	0.000	0.112	0.957	0.951	0.592
MODAL	Mode	20	0.048	0.000	0.000	0.000	0.957	0.951	0.592
MODAL	Mode	21	0.045	0.000	0.000	0.000	0.957	0.951	0.592
MODAL	Mode	22	0.044	0.000	0.001	0.000	0.958	0.952	0.592
MODAL	Mode	23	0.042	0.005	0.001	0.009	0.963	0.953	0.601
MODAL	Mode	24	0.041	0.000	0.000	0.308	0.963	0.953	0.909
MODAL	Mode	25	0.040	0.000	0.000	0.026	0.963	0.953	0.935
MODAL	Mode	26	0.039	0.000	0.002	0.000	0.964	0.955	0.935
MODAL	Mode	27	0.039	0.000	0.001	0.000	0.964	0.955	0.936
MODAL	Mode	28	0.038	0.000	0.000	0.010	0.964	0.955	0.945
MODAL	Mode	29	0.036	0.000	0.000	0.002	0.964	0.955	0.947
MODAL	Mode	30	0.035	0.001	0.002	0.000	0.965	0.958	0.947
MODAL	Mode	31	0.034	0.000	0.001	0.000	0.965	0.959	0.947
MODAL	Mode	32	0.033	0.000	0.000	0.006	0.965	0.959	0.953
MODAL	Mode	33	0.033	0.002	0.004	0.000	0.967	0.962	0.953
MODAL	Mode	34	0.032	0.000	0.000	0.000	0.967	0.962	0.953
MODAL	Mode	35	0.032	0.000	0.000	0.000	0.967	0.962	0.953
MODAL	Mode	36	0.031	0.000	0.000	0.000	0.967	0.962	0.953
MODAL	Mode	37	0.029	0.000	0.000	0.000	0.967	0.962	0.953
MODAL	Mode	38	0.029	0.000	0.000	0.000	0.967	0.962	0.953

MODAL	Mode	39	0.029	0.000	0.000	0.000	0.967	0.962	0.953
MODAL	Mode	40	0.028	0.000	0.000	0.000	0.968	0.962	0.954
MODAL	Mode	41	0.028	0.000	0.000	0.000	0.968	0.962	0.954
MODAL	Mode	42	0.027	0.000	0.000	0.001	0.968	0.963	0.955
MODAL	Mode	43	0.027	0.000	0.002	0.004	0.968	0.964	0.959
MODAL	Mode	44	0.027	0.000	0.002	0.003	0.968	0.966	0.961
MODAL	Mode	45	0.026	0.000	0.000	0.000	0.969	0.966	0.962
MODAL	Mode	46	0.026	0.000	0.005	0.001	0.969	0.971	0.962
MODAL	Mode	47	0.026	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.962
MODAL	Mode	48	0.026	0.000	0.000	0.027	0.969	0.971	0.989
MODAL	Mode	49	0.025	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.989
MODAL	Mode	50	0.024	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.989
MODAL	Mode	51	0.023	0.000	0.000	0.001	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	52	0.023	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	53	0.022	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	54	0.022	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	55	0.022	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	56	0.021	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	57	0.021	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.990
MODAL	Mode	58	0.021	0.000	0.000	0.000	0.969	0.971	0.991
MODAL	Mode	59	0.020	0.000	0.001	0.000	0.969	0.972	0.991
MODAL	Mode	60	0.020	0.000	0.000	0.000	0.969	0.973	0.991



## 7.2.5 Verifica delle platee di fondazione

Per le verifiche statiche si fa riferimento alle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni previste dalla norma, mentre per le verifiche sismiche si fa riferimento alle sollecitazioni derivanti dallo SLV con  $q=1$ .

### 7.2.5.1 Verifica a flessione SLU

La verifica è stata fatta determinando i momenti resistenti della sezioni di progetto (sezione rettangolare dimensioni 100 x 100 cm armata con armatura specificata in seguito). La resistenza è stata determinata utilizzando un copriferro di calcolo di 4 cm.

Si riportano i momenti resistenti della ciabatta di fondazione (per unità di larghezza).

**Titolo:** PLATEA SPALLE 1 e 2 - LONG.

N° strati barre: 2

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	1571	62
			2	1571	938

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

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

Materiali: B450C, C30/37

$\epsilon_{cu}$  67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$  2 ‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰,  $E_s$  210.000 N/mm²,  $f_{cd}$  17 N/mm²,  $E_s/E_c$  6,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\epsilon_{syd}$  1.863 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6933 N/mm²,  $\tau_{c1}$  2.029 N/mm²

$\sigma_c$  -17 N/mm²,  $\sigma_s$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_s$  3.5 ‰,  $\epsilon_s$  56.17 ‰, d 938 mm, x 55.02, x/d 0.05865,  $\delta$  0.7

M<sub>xRd</sub> 568.1 kNm

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

**Titolo:** PLATEA SPALLE 1 e 2 - TRASV.

N° strati barre: 2

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	1571	62
			2	1571	938

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

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

Materiali: B450C, C30/37

$\epsilon_{cu}$  67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$  2 ‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰,  $E_s$  210.000 N/mm²,  $f_{cd}$  17 N/mm²,  $E_s/E_c$  6,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\epsilon_{syd}$  1.863 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6933 N/mm²,  $\tau_{c1}$  2.029 N/mm²

$\sigma_c$  -17 N/mm²,  $\sigma_s$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_s$  3.5 ‰,  $\epsilon_s$  56.17 ‰, d 938 mm, x 55.02, x/d 0.05865,  $\delta$  0.7

M<sub>xRd</sub> 568.1 kNm

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

**Titolo:** PLATEA SPALLE 1 e 2 - LONG.

N° strati barre: 2

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	1571	62
			2	1571	938

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

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

Materiali: B450C, C30/37

$\epsilon_{cu}$  67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$  2 ‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰,  $E_s$  210.000 N/mm²,  $f_{cd}$  17 N/mm²,  $E_s/E_c$  6,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\epsilon_{syd}$  1.863 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6933 N/mm²,  $\tau_{c1}$  2.029 N/mm²

$\sigma_c$  -17 N/mm²,  $\sigma_s$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_s$  3.5 ‰,  $\epsilon_s$  56.17 ‰, d 938 mm, x 55.02, x/d 0.05865,  $\delta$  0.7

M<sub>xRd</sub> -568.1 kNm

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

**Titolo:** PLATEA SPALLE 1 e 2 - TRASV.

N° strati barre: 2

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	1571	62
			2	1571	938

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

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

Materiali: B450C, C30/37

$\epsilon_{cu}$  67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$  2 ‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰,  $E_s$  210.000 N/mm²,  $f_{cd}$  17 N/mm²,  $E_s/E_c$  6,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\epsilon_{syd}$  1.863 ‰,  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6933 N/mm²,  $\tau_{c1}$  2.029 N/mm²

$\sigma_c$  -17 N/mm²,  $\sigma_s$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_s$  3.5 ‰,  $\epsilon_s$  56.17 ‰, d 938 mm, x 55.02, x/d 0.05865,  $\delta$  0.7

M<sub>xRd</sub> -568.1 kNm

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

Momento resistente – direzione longitudinale

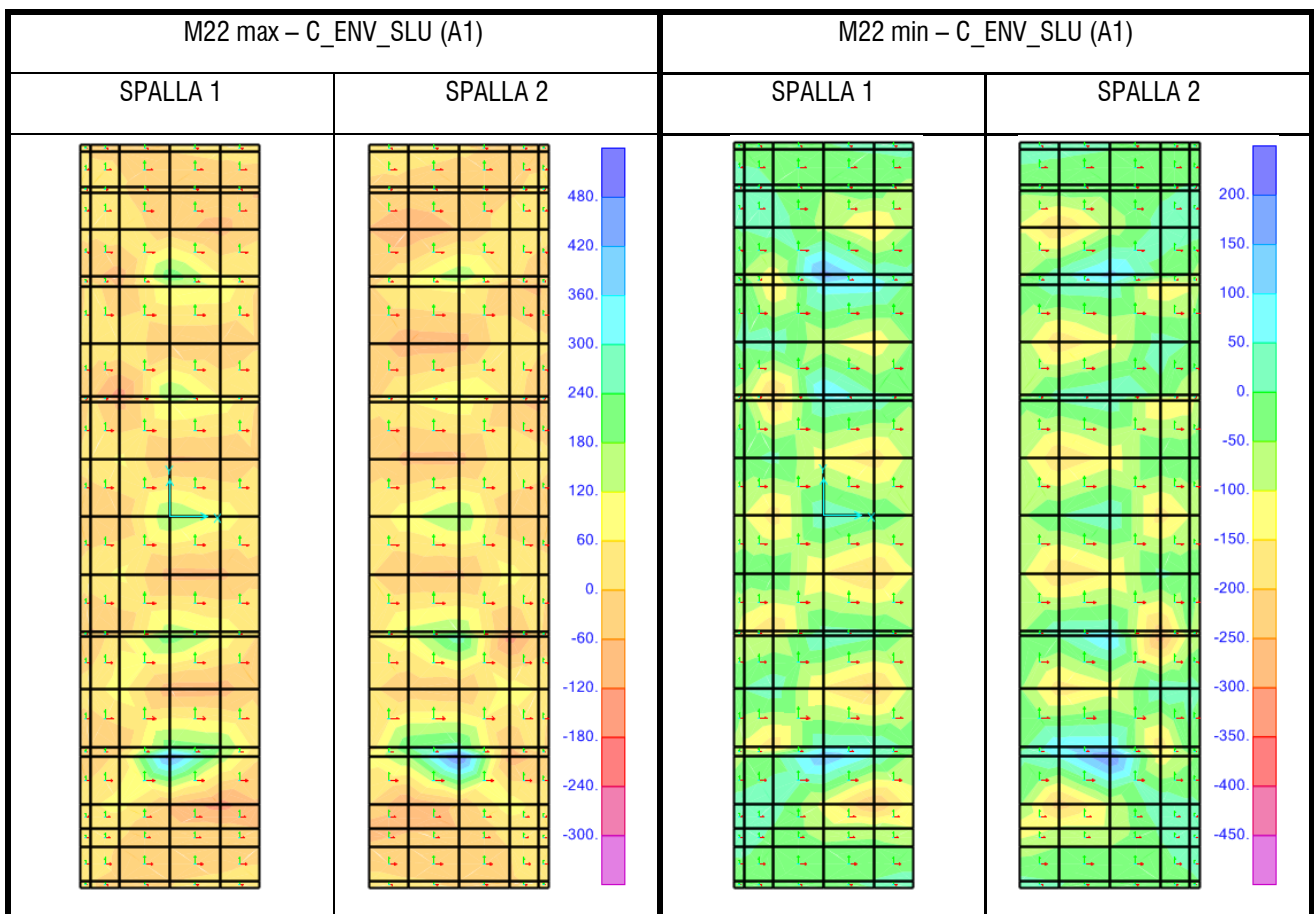
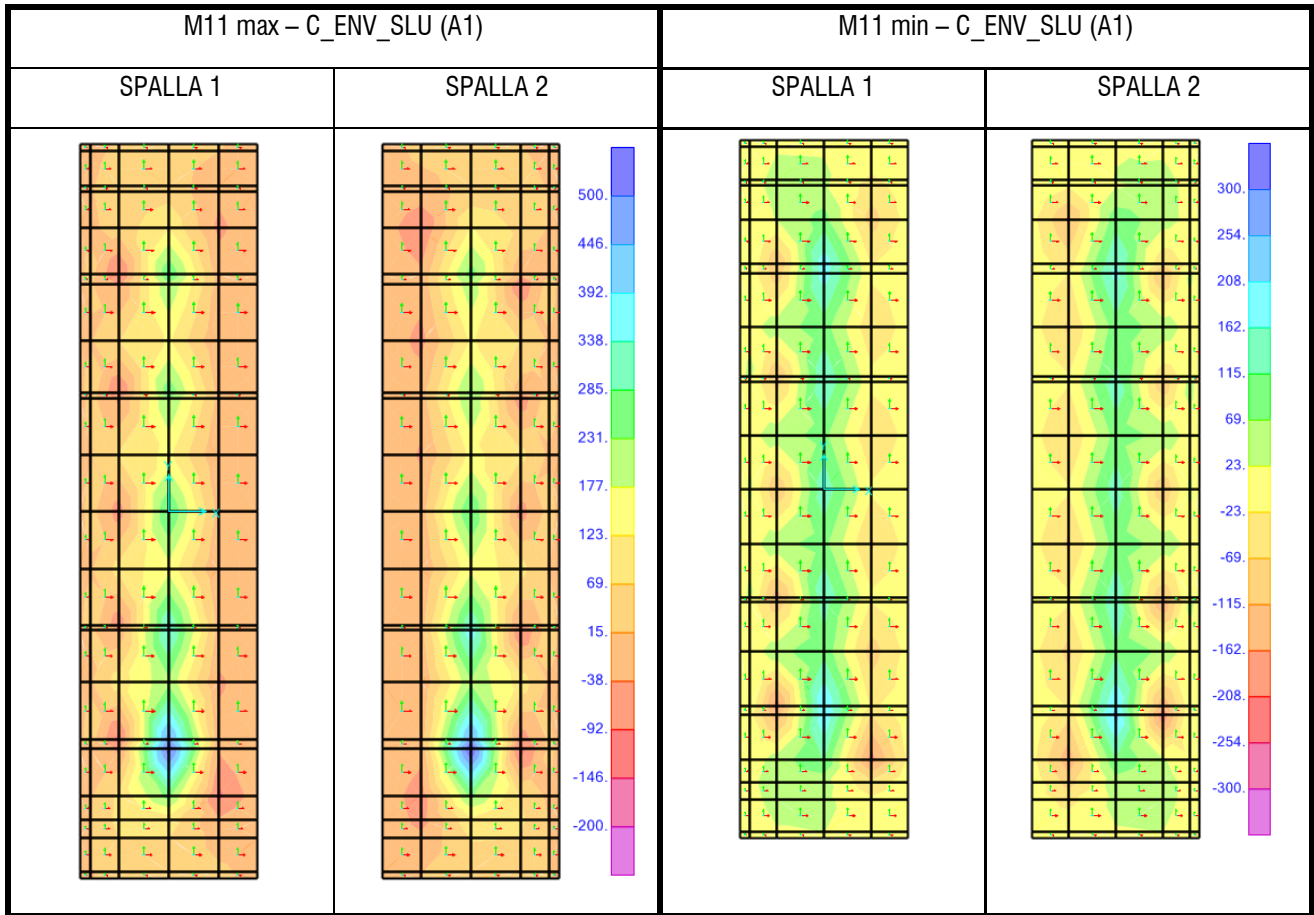
Armature 1 Ø 20/20 sopra

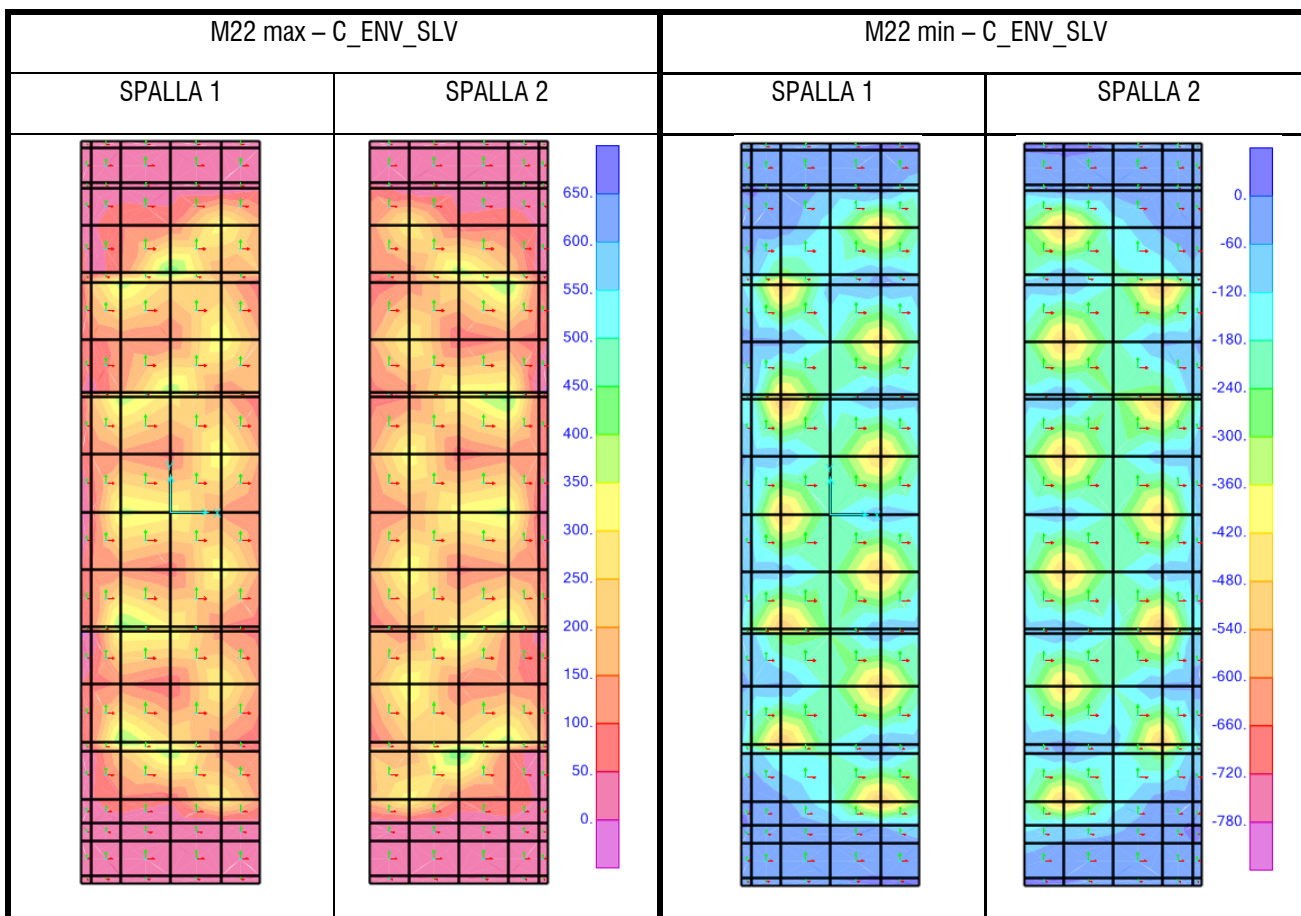
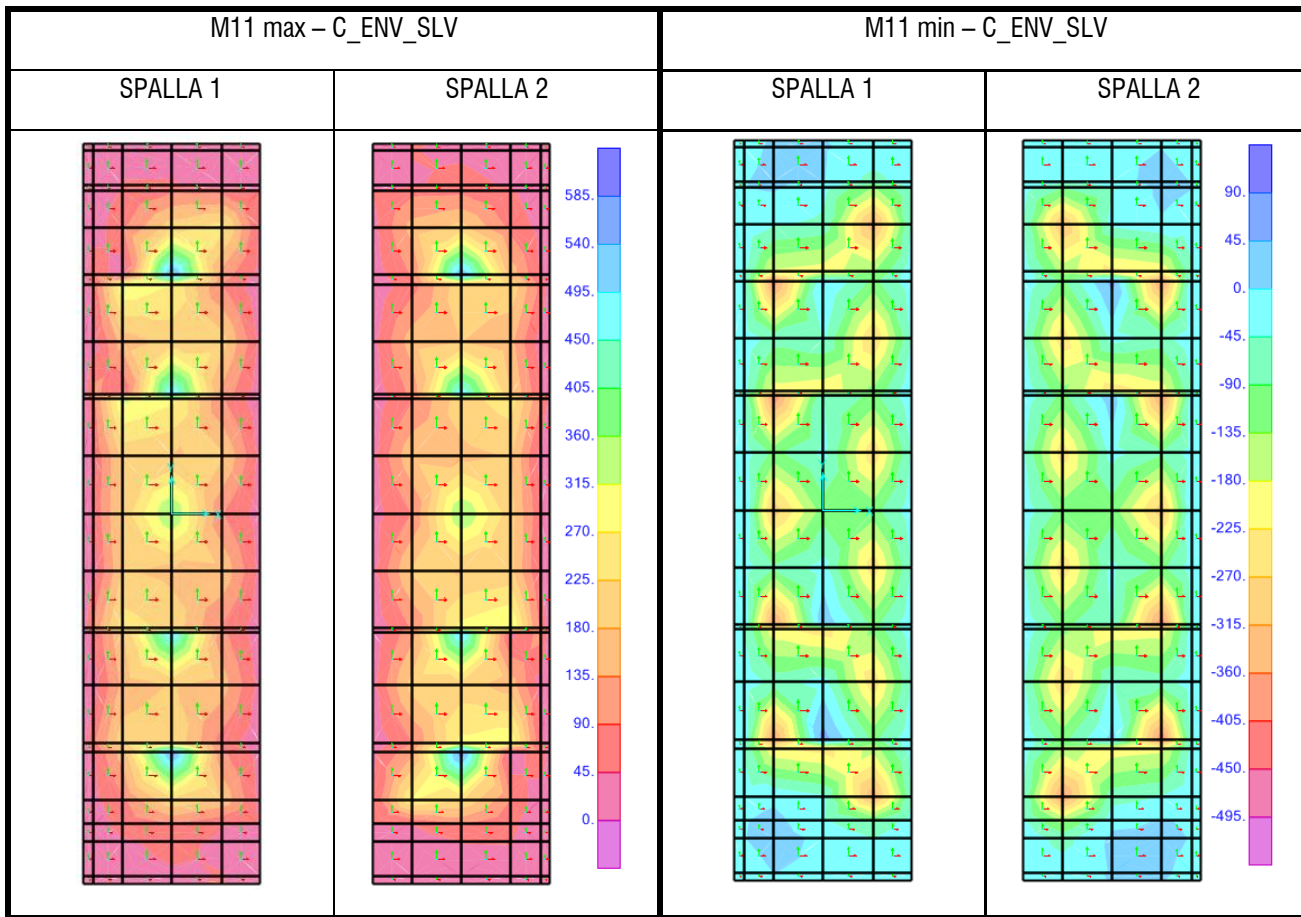
Armature 1 Ø 20/20 sotto

Momento resistente – direzione trasversale

Armature 1 Ø 20/20 sopra

Armature 1 Ø 20/20 sotto





TANGENZIALE DI FOGLIANO – DUE MAESTA'

Le sollecitazioni sono sempre inferiori a quelle resistenti (l'armatura del plinto è stata modulata in modo da rendere verificata tale considerazione).

Gli effetti locali derivanti dalla modellazione non vengono di fatto considerati.

### 7.2.5.2 Verifica a taglio SLU

La verifica viene eseguita considerando una sezione rettangolare di dimensioni  $b \times h$  pari a  $1.0 \times 1.0$  mxm. Si prevede un'armatura a taglio nella misura di spilli  $\phi 12/40$  cm nelle due direzioni. Il taglio resistente massimo è pari a circa 579 kN/m.

Lungo le sezioni indicate nella figura seguente sono state predisposte *section cuts* di dimensioni prossime al metro, localizzate nelle zone di massima tensione. Le sollecitazioni così integrate sono poi state confrontate con i valori resistenti.

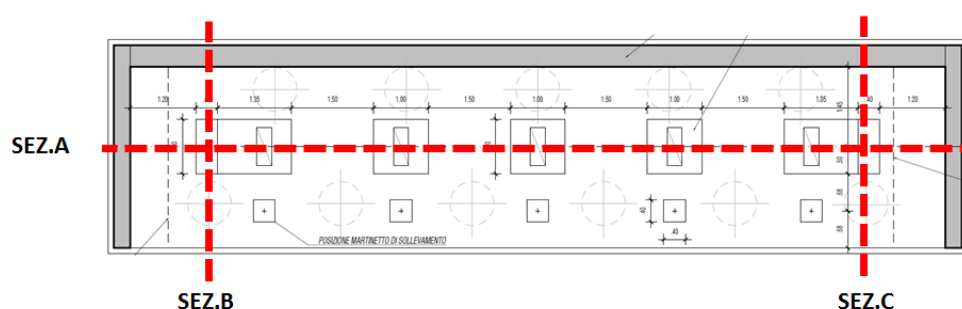


Figura 52 – Sezioni di verifica a taglio.

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 1					
SectionCut	OutputCase	$V_{sd}$	$V_{rd}$	$V_{sd} / V_{rd}$	Esito
Text	Text	KN/m	KN/m		
SEZ. A-A	C_ENV_SLU (A1)	455	579	0.79	<1, verificato
SEZ. B-B	C_ENV_SLU (A1)	240	579	0.41	<1, verificato
SEZ. C-C	C_ENV_SLU (A1)	115	579	0.20	<1, verificato

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 1					
SectionCut	OutputCase	$V_{sd}$	$V_{rd}$	$V_{sd} / V_{rd}$	Esito
Text	Text	KN/m	KN/m		
SEZ. A-A	C_ENV_SLV	285	579	0.49	<1, verificato
SEZ. B-B	C_ENV_SLV	240	579	0.41	<1, verificato
SEZ. C-C	C_ENV_SLV	270	579	0.47	<1, verificato

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 2					
SectionCut	OutputCase	V <sub>sd</sub>	V <sub>rd</sub>	V <sub>sd</sub> / V <sub>rd</sub>	Esito
Text	Text	KN/m	KN/m		
SEZ. A-A	C_ENV_SLU (A1)	447	579	0.77	<1, verificato
SEZ. B-B	C_ENV_SLU (A1)	326	579	0.56	<1, verificato
SEZ. C-C	C_ENV_SLU (A1)	173	579	0.30	<1, verificato

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 2					
SectionCut	OutputCase	V <sub>sd</sub>	V <sub>rd</sub>	V <sub>sd</sub> / V <sub>rd</sub>	Esito
Text	Text	KN/m	KN/m		
SEZ. A-A	C_ENV_SLV	301	579	0.52	<1, verificato
SEZ. B-B	C_ENV_SLV	275	579	0.47	<1, verificato
SEZ. C-C	C_ENV_SLV	227	579	0.39	<1, verificato

### 7.2.5.3 Verifica agli SLE

Le verifiche di limitazione delle tensioni sono effettuate seguendo le indicazioni del § 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

Le verifiche di fessurazione sono condotte in combinazione SLE frequente ai sensi del § 4.1.2.2.4. delle NTC2018 ed UNI EN 1992-1-1: 2005 § 7.3. Per tali verifiche sono state considerate condizioni ambientali ordinarie corrispondenti ad una classe di esposizione XC2 (tabella 4.1.III). Trattando armature poco sensibili, dalla tabella 4.1.IV si ricava il valore limite di apertura delle fessure pari a 0.4 mm per combinazione frequente e 0.3 mm per combinazione quasi permanente.

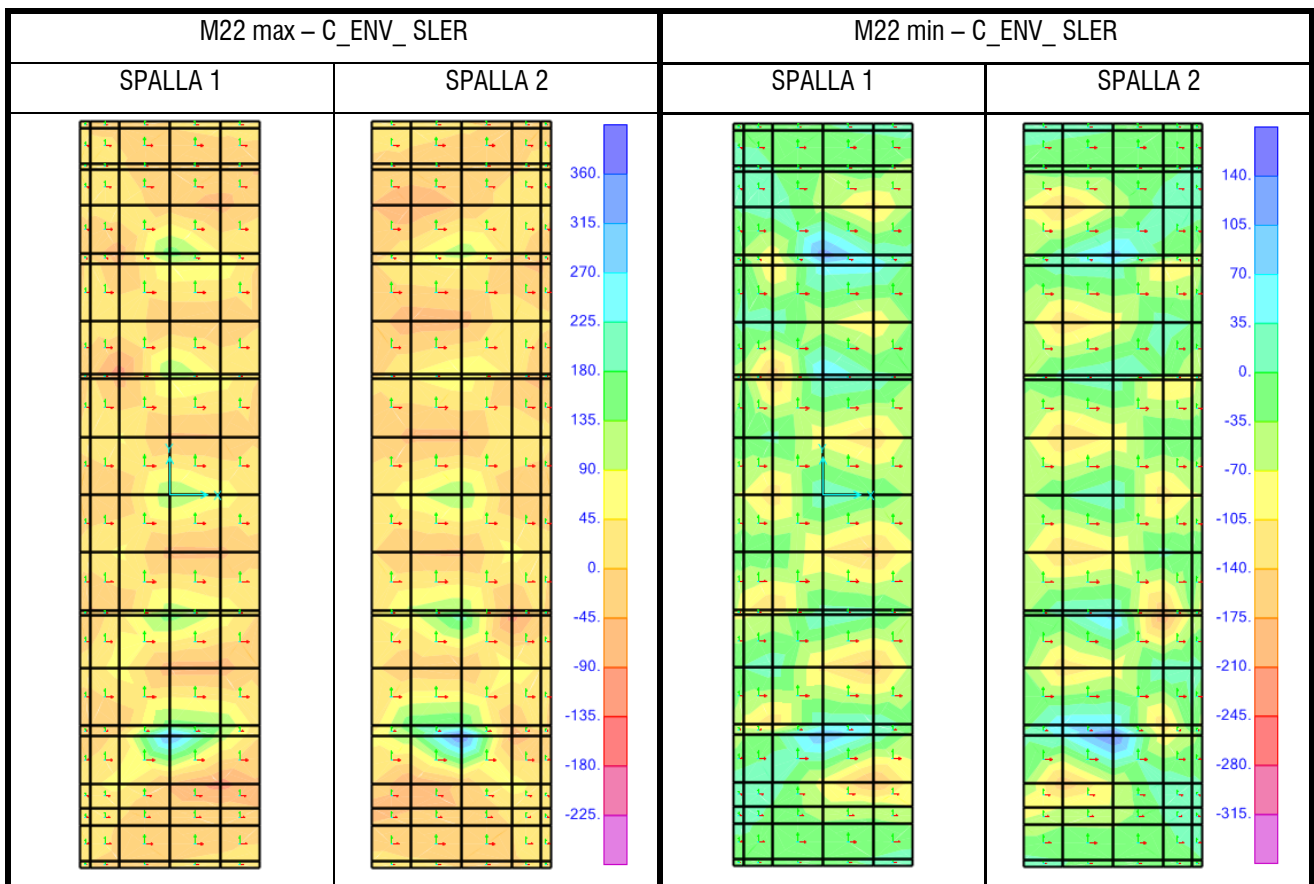
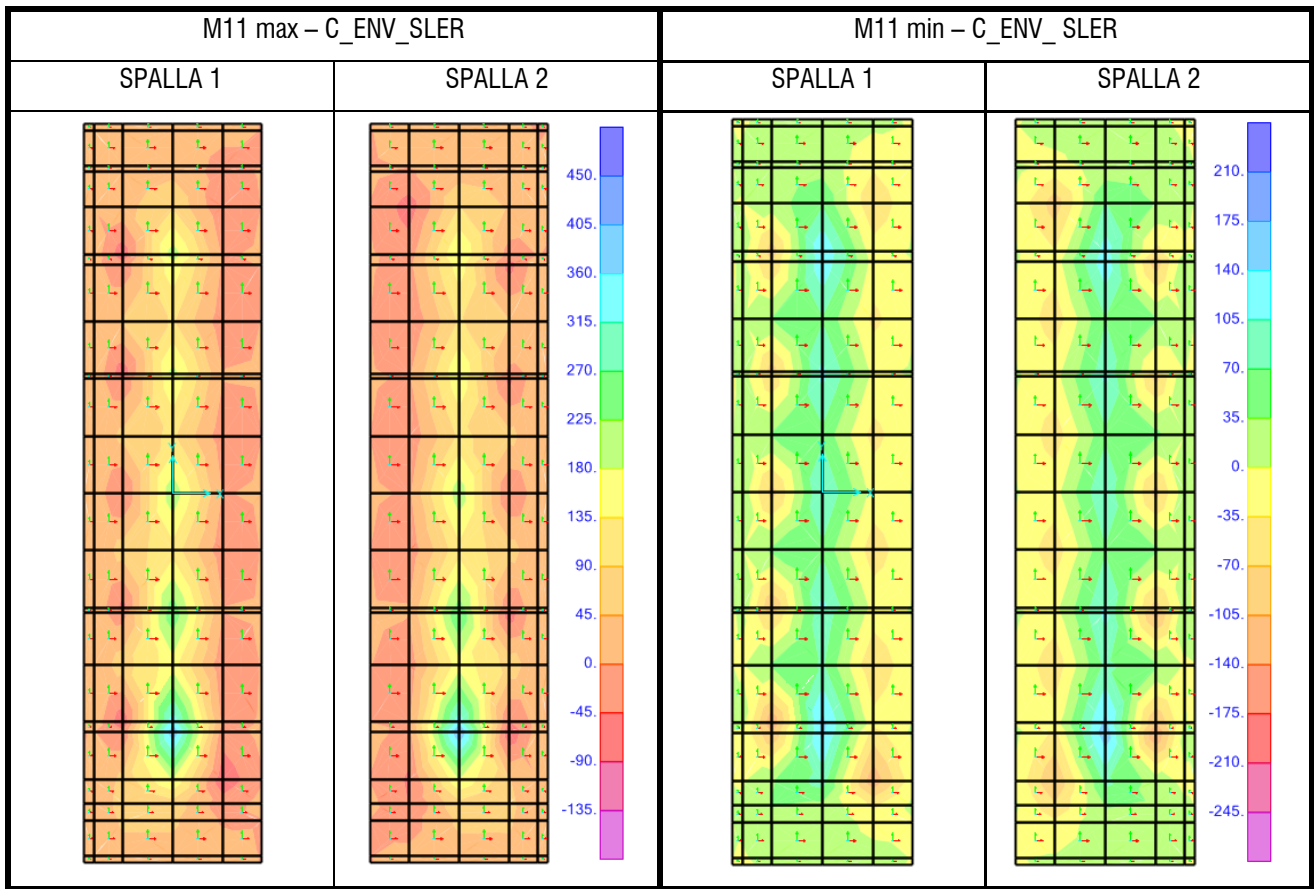
Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>k</sub>	Stato limite	w <sub>k</sub>
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>

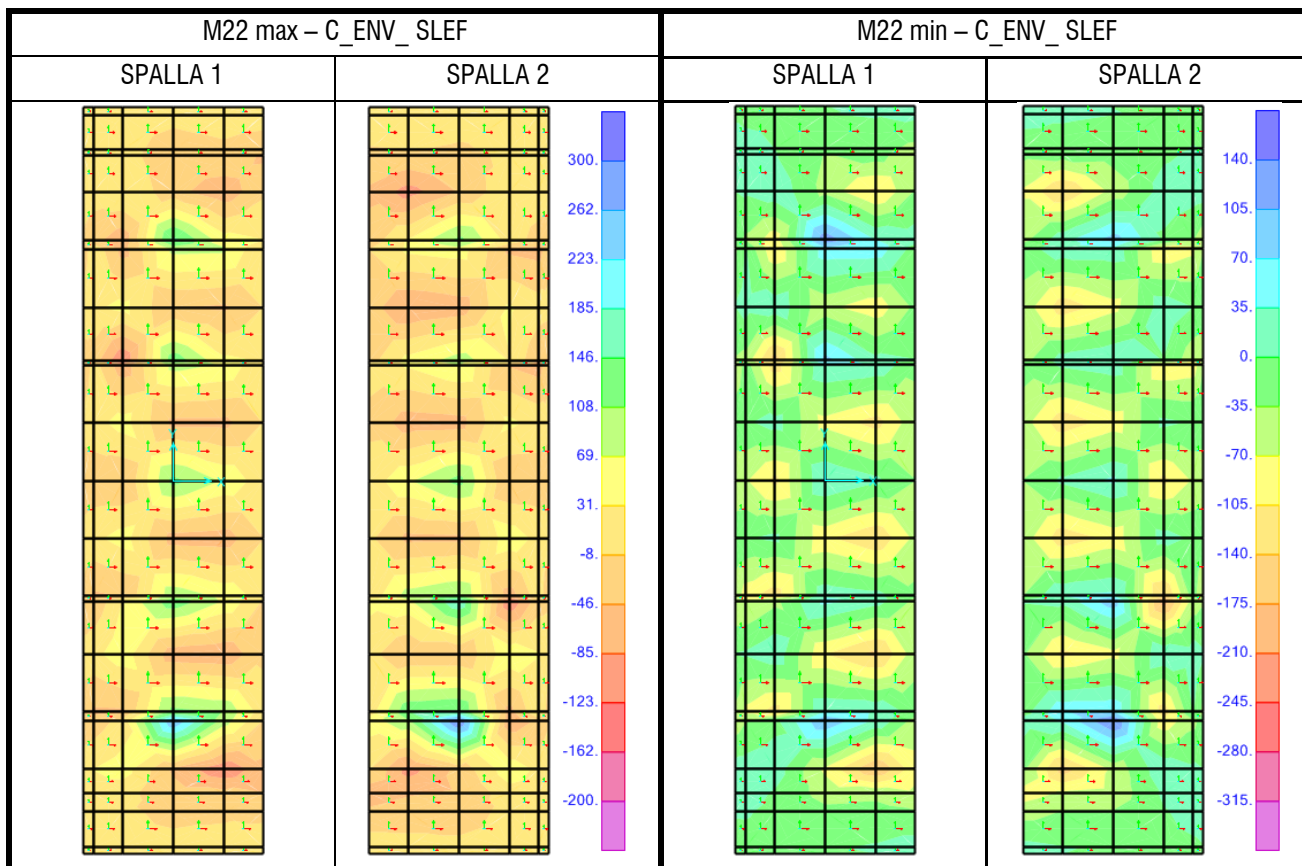
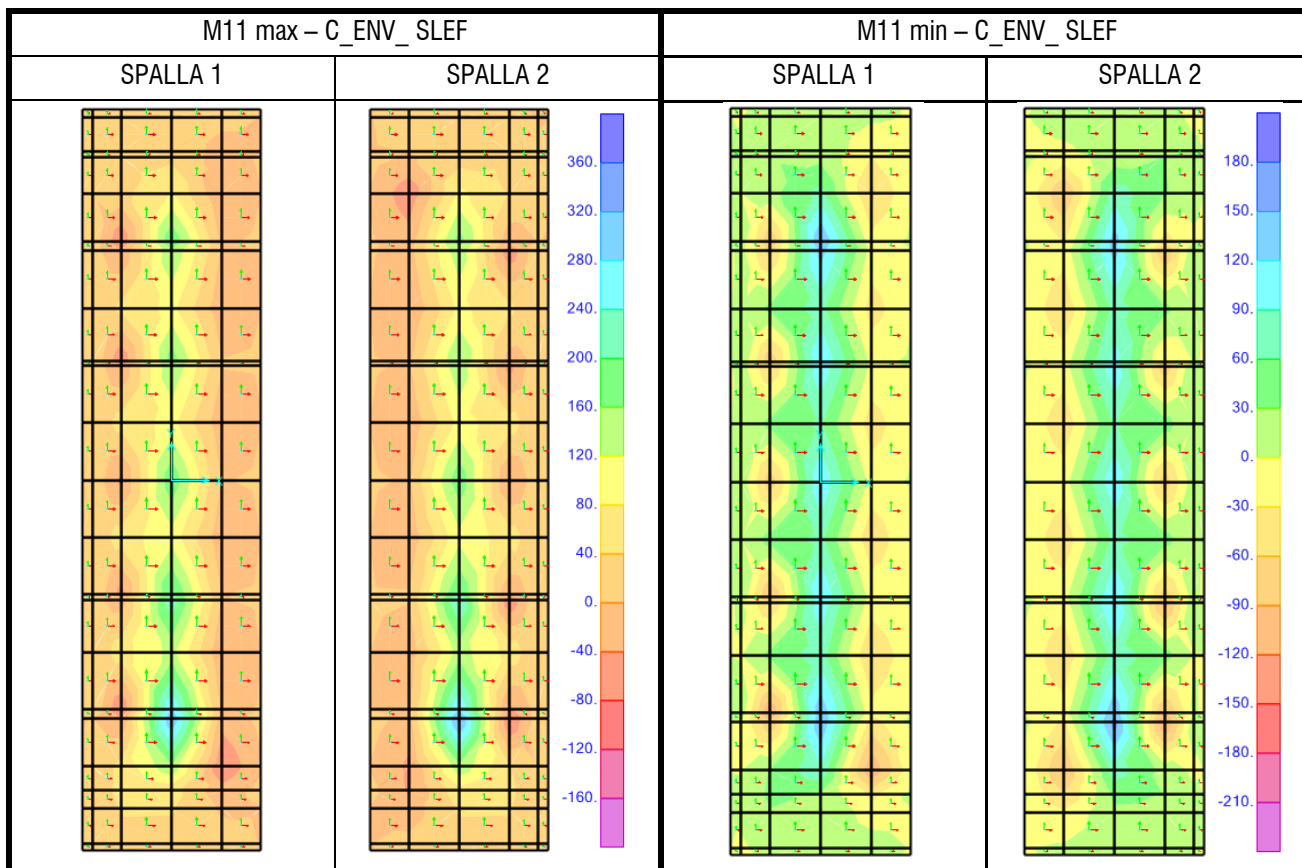
Si riportano di seguito le sollecitazioni per le combinazioni SLE considerate.



Sollecitazioni in combinazione caratteristica (rara)

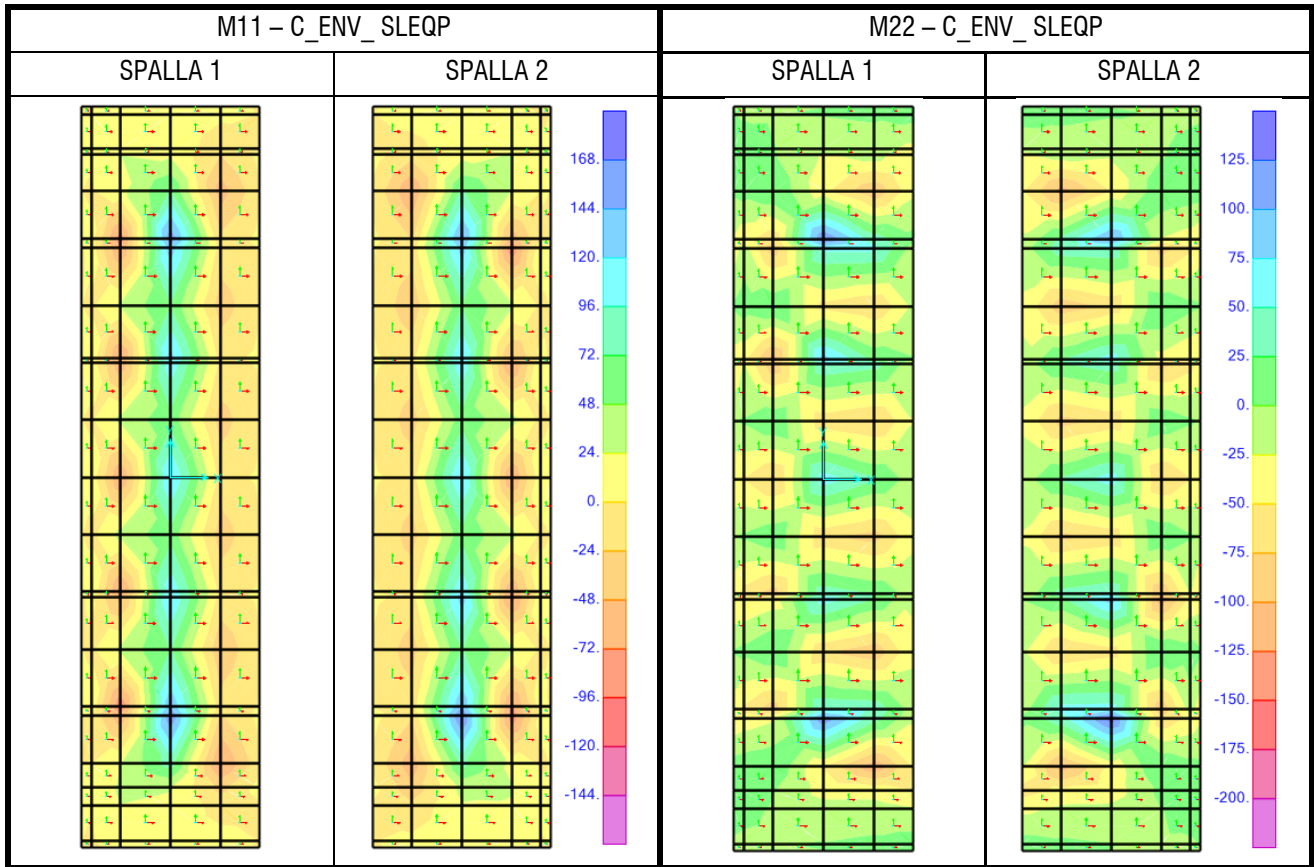


Sollecitazioni in combinazione frequente



TANGENZIALE DI FOGLIANO – DUE MAESTA'

Sollecitazioni in combinazione quasi permanente



Le verifiche allo stato limite di controllo delle tensioni e di fessurazione sono riportate nelle tabelle che seguono.

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 1								
OutputCase	$M_{sd}$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_{s,tense}$	Verifica fessurazione		Verifica tensioni		
Text	KN-m/m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	apertura w (mm)	$\sigma_{s,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cls}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	
<b>M11</b>	C_ENV_SLER	300	3.3	217			< 18.0	< 360
<b>M11</b>	C_ENV_SLEF	180	2.0	130	$0.3 \leq w_3 = 0.4$	< 200		
<b>M11</b>	C_ENV_SLEQP	100	1.1	72.4	$0.17 < w_2 = 0.3$	< 160	< 13.5	< 360

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 1								
OutputCase	$M_{sd}$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_{s,tense}$	Verifica fessurazione		Verifica tensioni		
Text	KN-m/m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	apertura w (mm)	$\sigma_{s,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cls}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	
<b>M22</b>	C_ENV_SLER	240	2.7	174			< 18.0	< 360
<b>M22</b>	C_ENV_SLEF	150	1.66	109	$0.25 < w_3 = 0.4$	< 200		
<b>M22</b>	C_ENV_SLEQP	70	0.78	50.7	$0.12 < w_2 = 0.3$	< 160	< 13.5	< 360



PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 2								
OutputCase	M <sub>sd</sub>	σ <sub>cls</sub>	σ <sub>s,tense</sub>	Verifica fessurazione		Verifica tensioni		
Text	KN-m/m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	apertura w (mm)	σ <sub>s,max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>cls</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
M11	C_ENV_SLER	300	3.3	217		< 18.0	< 360	
M11	C_ENV_SLEF	180	2.0	130	0.3 < w <sub>3</sub> = 0.4	< 200		
M11	C_ENV_SLEQP	100	1.1	72.4	0.17 < w <sub>2</sub> = 0.3	< 160	< 13.5 < 360	

PLATEA DI FONDAZIONE - SPALLA 2								
OutputCase	M <sub>sd</sub>	σ <sub>cls</sub>	σ <sub>s,tense</sub>	Verifica fessurazione		Verifica tensioni		
Text	KN-m/m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	apertura w (mm)	σ <sub>s,max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>cls</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
M22	C_ENV_SLER	240	2.7	174		< 18.0	< 360	
M22	C_ENV_SLEF	170	1.9	123	0.25 < w <sub>3</sub> = 0.4	< 200		
M22	C_ENV_SLEQP	70	0.78	50.7	0.12 < w <sub>2</sub> = 0.3	< 160	< 13.5 < 360	

Le verifiche sono soddisfatte.

### 7.2.6 Verifica del muro paraghiaie

La verifica della parete paraghiaie viene effettuata considerando la parete a sbalzo sollecitata dalla spinta del terreno, del sovraccarico e dall'azione di frenamento. La geometria della parete in oggetto è mostrata nella figura che segue.

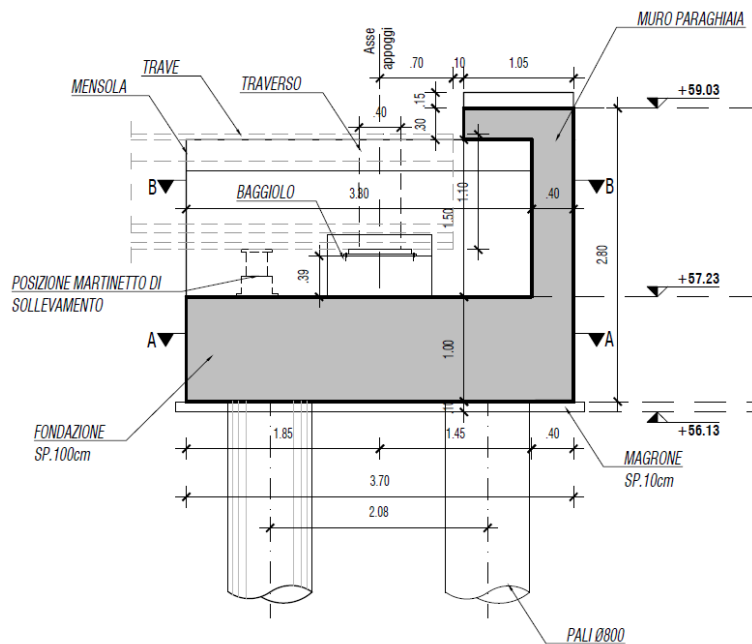


Figura 53 – Sezione spalla.

In tali ipotesi, si calcolano le sollecitazioni come di seguito.

## Analisi dei carichi

### 1. Peso proprio del muro paraghiaia

$\gamma_c$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del calcestruzzo armato
$s_p$	0.40 m	spessore muro
$h$	1.80 m	altezza di riferimento del paraghiaia
$s_m$	0.30 m	spessore mensola
$l$	0.65 m	lunghezza sbalzo (netta)
$g_1$	22.9	kN/m peso proprio per unità di lunghezza

### 2. Spinta statica del terreno

$\gamma_t$	20 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno
$K_o$	0.426 -	coefficiente di spinta a riposo
$h$	1.80 m	altezza di riferimento del paraghiaia
$s_t$	13.8	kN/m spinta del terreno per unità di lunghezza
$m_t$	8.3	kNm/m momento d'incastro dovuto alla spinta del terreno per unità di lunghezza

Per il calcolo delle azioni dovute al traffico sul paraghiaia si segue l'approccio conservativo fornito da Cavalieri (rif. "M. Cavalieri - A. Cavalieri, PONTI: analisi, progettazione, dimensionamento"). Si assume un asse gravante direttamente sul paraghiaia e un asse gravante subito a tergo di esso. Il primo asse trasmette, oltre all'azione assiale, l'azione orizzontale di frenamento pari al 60% di  $Q_{1k}$ . Il secondo asse agisce come sovraccarico verticale sul terreno a tergo. L'approccio conservativo consiste nel considerare i due assi a interasse inferiore rispetto al valore di normativa di m.

### 3. Azione verticale delle ruote (carico verticale su terrapieno)

$a$	0.40 m	dimensione impronta ruota
$b$	2.40 m	dimensione impronta treno di carico
$h$	1.80 m	altezza di riferimento del paraghiaia
$\alpha$	30 °	angolo diffusione attraverso il terreno
$\underline{a}$	0.98 m	dimensione 1 diffusa
$\underline{b}$	3.55 m	dimensione 2 diffusa
$N$	300.00 kN	carico per asse (primo asse)
$\sigma_v$	312.50 kN/m <sup>2</sup>	pressione verticale sul terreno - quota $z=0$ m
$\underline{\sigma}_v$	86.35 kN/m <sup>2</sup>	pressione verticale sul terreno - quota $z=h$
$\phi$	35 °	angolo di attrito del terreno

$K_0$	0.426	-	coefficiente di spinta a riposo
$\sigma_h$	133.3	$\text{kN/m}^2$	pressione orizzontale sul terreno - quota $z=0$ m
$\underline{\sigma}_h$	36.8	$\text{kN/m}^2$	pressione orizzontale sul terreno - quota $z=h$
S-1	439.0	kN	azione orizzontale totale
M-1	446.2	$\text{kNm}$	momento totale
Beff-1	4.8	m	larghezza collaborante media del muro (Petrangeli)
s-1	91.9	$\text{kN/m}$	azione orizzontale per unità di lunghezza
m-1	93.4	$\text{kNm/m}$	momento d'incastro per unità di lunghezza

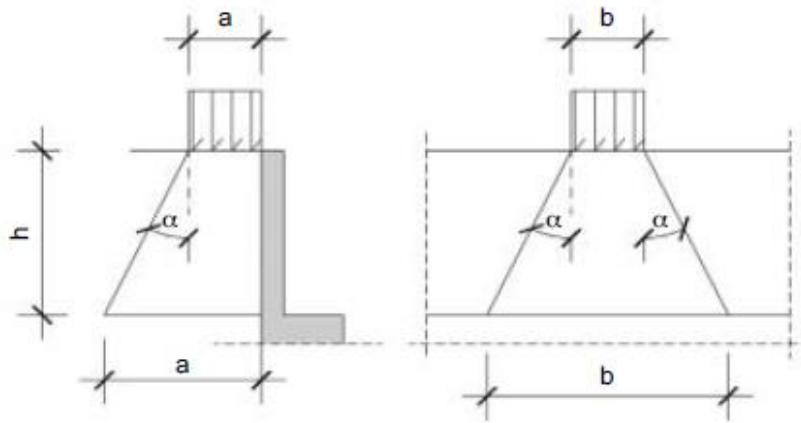


Figura 54 – Schema di diffusione del carico a tergo del muro paraghiaia.

4. Azione orizzontale delle ruote (frenamento + carico verticale su paraghiaia)

N-2	300	kN	carico per asse (secondo asse)
S-2	180	kN	azione orizzontale di frenamento
M-2	324	$\text{kNm}$	momento prodotto dall'azione di frenamento nella sezione d'incastro
$\alpha$	45	$^\circ$	angolo diffusione attraverso il calcestruzzo
Beff-2	6.0	m	larghezza di diffusione del carico nel calcestruzzo fino alla sezione d'incastro
n-2	50.0	$\text{kN/m}$	azione verticale per unità di lunghezza
s-2	30.0	$\text{kN/m}$	azione orizzontale per unità di lunghezza
m-2	54.0	$\text{kNm/m}$	momento d'incastro per unità di lunghezza

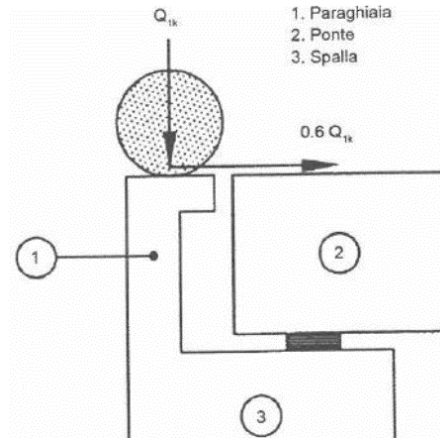


Figura 55 – Schema carico del muro paraghiaia.

**Combinazioni e sollecitazioni - sezione d'incastro**

**Coefficienti NTC2018**

$\gamma_{G1}$	1.35	-
$\gamma_{G3}$	1.35	-
$\gamma_Q$	1.35	-
$\Psi_{11}$	0.75	-
$\Psi_{22}$	0	-

**Combinazione SLU**

$n = f_v$	98.4	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	183.2	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	210.2	kNm/m	momento flettente

**Combinazione SLER**

$n = f_v$	72.9	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	135.7	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	155.7	kNm/m	momento flettente

**Combinazione SLEF**

$n = f_v$	60.4	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	105.2	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	118.8	kNm/m	momento flettente

**Combinazione SLEQP**

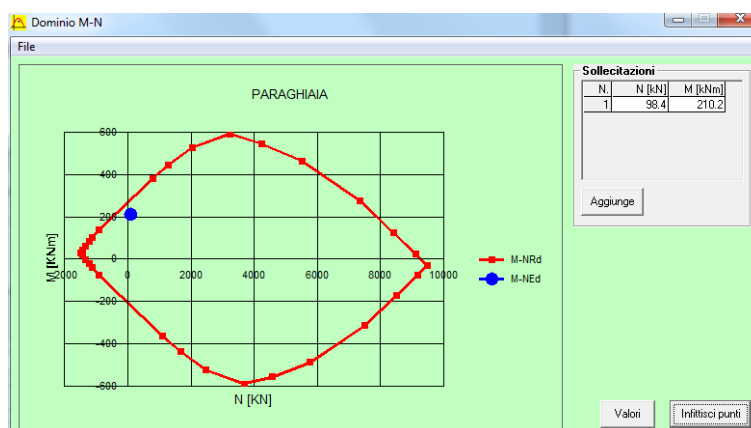
$n = f_v$	22.9	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
-----------	------	------	---

$s = f_h$	13.8	kN/m	forza sollecitante orizzontale
m	8.3	kNm/m	momento flettente

### 7.2.6.1 Verifica a pressflessione SLU

L'armatura considerata per le verifiche consiste in  $\varnothing 20/20$  cm sul lato esterno e  $\varnothing 20/15$  cm sul lato interno (lato rilevato) del muro.

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione della sezione di larghezza unitaria.



La verifica è soddisfatta.

### 7.2.6.2 Verifica a taglio SLU

La verifica viene eseguita considerando una sezione rettangolare di dimensioni  $b \times h$  pari  $1.0 \times 0.4$  mxm. Si prevede un'armatura a taglio nella misura di spilli  $\varnothing 8/25$  cm. Il taglio resistente massimo è pari a circa 234 kN/m. Si riporta di seguito la verifica a taglio della sezione sopracitata.

DATI SEZIONE	
B	1000 mm
H	400 mm
d	338 mm
c	40 mm
$\varnothing_{max}$	20 mm
$\varnothing_{ripartizione}$	12 mm

DATI MATERIALI	
CLS	C30/37
$f_{ck}$	30.0 MPa
$f_{cd}$	17.00 MPa
$\gamma_c$	1.5 -
$\alpha_{cc}$	0.85 -
ACCIAIO	B450C
$f_{yk}$	450.0 MPa
$f_{yd}$	391.3 MPa
$\gamma_c$	1.15 -

ARMATURA TRASVERSALE	
$\varnothing_{st}$	8 mm
$A_{sw} = 1\varnothing A_{st}$	50.3 mm <sup>2</sup>
$b_{st}$	4 bracci
$A_{st}$	201.1 mm <sup>2</sup> / m
$\alpha_{st\_deg}$	90 °
$\alpha_{st\_rad}$	1.57 rad
s	250 mm
cotg( $\theta$ )	2.5 -
$\theta$	21.8 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2			
$V_{Ed}$	183	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	239.3	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.8	< 1	Ok
$V_{Rsd}$	239.3	kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	891.6	kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-652.3	-	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9	-	
d	338.0	mm	
$A_{sw}$	201.1	mm <sup>2</sup>	
s	250.0	mm	
cotg( $\alpha$ )	0.000	-	
sen( $\alpha$ )	1.000	-	
Coeff.	0.90	-	
d	338	mm	
$b_w$	1000	mm	
$\alpha_c$	1	-	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
v	0.5	-	
cotg( $\alpha$ )	0.000	-	

La verifica è soddisfatta.

#### 7.2.6.3 Verifica agli SLE

#### **Verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni in esercizio**

Le verifiche di limitazione delle tensioni sono effettuate seguendo le indicazioni del § 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

Momento positivo - SLE rara

Ø20/20 ext. + Ø20/15 int.

$M_{Ed+}$	156	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed+}$	8.0	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	18	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed+}/\sigma_{c,lim}$	0.44	<1	Ok
$\sigma_{s,Ed+}$	249	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,Ed+}/\sigma_{s,lim}$	0.69	<1	Ok

Momento positivo - SLE quasi permanente

Ø20/20 ext. + Ø20/15 int.

$M_{Ed+}$	8.3	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed+}$	0.43	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	13.5	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed+}/\sigma_{c,lim}$	0.03	<1	Ok

### Verifica allo stato limite di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono condotte in combinazione SLE frequente ai sensi del § 4.1.2.2.4. delle NTC2018 ed UNI EN 1992-1-1: 2005 § 7.3. Per tali verifiche sono state considerate condizioni ambientali aggressive corrispondenti ad una classe di esposizione XC4 (tabella 4.1.III). Trattando armature poco sensibili, dalla tabella

4.1.IV si ricava il valore limite di apertura delle fessure pari a 0.3mm per combinazione frequente e 0.2 mm per combinazione quasi permanente.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

La sollecitazione flettente massima (positiva) per la combinazione SLE frequente è pari a:

$$M_{max} = 118.8 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title is 'PARAGHIAIA'. The main window is divided into several sections:

- Titolo:** PARAGHIAIA
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Materiali:** B450C and C30/37. Properties include  $E_{su} = 67.5$ ‰,  $f_{yd} = 409.1$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_s = 200,000$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_s/E_c = 15$ ,  $\sigma_{s,adm} = 255$  N/mm<sup>2</sup>,  $\tau_{c1} = 2.029$ ,  $E_{c2} = 2$ ‰,  $E_{cu} = 3.5$ ,  $f_{cd} = 20$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$ ,  $\sigma_{c,adm} = 11.5$ .
- Tipo Sezione:** Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- Dimensioni:** b [mm] = 1000, h [mm] = 400, N° = 1, As [mm<sup>2</sup>] = 1571, d [mm] = 62; N° = 2, As [mm<sup>2</sup>] = 2105, d [mm] = 338.
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n.  $N_{Ed} = 0$  kN,  $M_{xEd} = 118.8$  kNm,  $M_{yEd} = 0$ .
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord. [mm] (xN, yN).
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Calcoli:**  $\sigma_c = -6.114$  N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 189.8$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s = 0.9491$ ‰, d = 338 mm, x = 110.1, x/d = 0.3258,  $\delta = 0.8472$ .
- Verifica:** N° iterazioni: 4. Precompresso (checkbox).

Si riporta di seguito la verifica.



**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione	h	400	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	338	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	62	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	40	[mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,1}$	6.7	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$	2105	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$	0	[mm <sup>2</sup> ]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$	30	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.9	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$	32837	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$	210000	[MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	189.8	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	110.1	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Breve	▼
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$	6.40	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$	2105	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	155000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2}$	96633	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3}$	200000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min}$	96633	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.02178	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9	[MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f$	0.6	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[E_{sm}-E_{cm}]_{min}$	0.000542	[-]
	$[E_{sm}-E_{cm}]_{calc.}$	0.000471	[-]
	<b><math>[E_{sm}-E_{cm}]</math></b>	<b>0.000542</b>	<b>[-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	150	[mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$	20.00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	250	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$	0.800	[-]
	$k_2$	1.000	[-]
	$k_3$	3.400	[-]
	$k_4$	0.425	[-]

**Distanza massima tra le fessure**

	$s_{r,max,1}$	448	[mm]
	$s_{r,max,2}$	377	[mm]
	<b><math>s_{r,max}</math></b>	<b>448</b>	<b>[mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.24</b>	<b>[mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

La sollecitazione flettente massima (positiva) per la combinazione SLE quasi permanente è pari a:

$M_{max} = 8.3 \text{ kNm/m}$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3**

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 400 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 338 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 6.7$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1} = 20$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 2105$ [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2} = 0$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm <sup>2</sup> ]

<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck} = 30$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 2.9$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 32837$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 210000$ [MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 13.3$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$x = 110.1$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Breve ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e = 6.40$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 2105$ [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 155000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2} = 96633$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3} = 200000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min} = 96633$ [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0.02178$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 2.9$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f = 0.6$ [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000038$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = -0.000370$ [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000038</math> [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 150 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 20.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif} = 250$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1 = 0.800$ [-]
	$k_2 = 1.000$ [-]
	$k_3 = 3.400$ [-]
	$k_4 = 0.425$ [-]

<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
$s_{r,max,1}$	448 [mm]
$s_{r,max,2}$	377 [mm]
<b><math>s_{r,max}</math></b>	<b>448 [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim} = 0.20$ [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k = 0.02</math> [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

## 7.2.7 Verifica dei pali di fondazione

### 7.2.7.1 Caratterizzazione dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

#### **Interazione elastica**

Il comportamento di un palo soggetto ai carichi orizzontali e flettenti può essere rappresentato dalla definizione di un modulo di reazione orizzontale  $E_s$ , che nel caso in esame si assume:

- Per terreni coesivi

$$E_s = K \cdot c_u$$

dove:

$K$  = moltiplicatore generalmente adottato pari a 300

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate

- Per terreni incoerenti

$$E_s = K_h \cdot h$$

dove:

$$K_h = 8000$$

$h$  = altezza dello strato

Per il calcolo della rigidezza flessionale del palo si considera il momento d'inerzia della sezione non fessurata e un modulo del calcestruzzo  $E_p = 30000$  MPa.

Il palo (di lunghezza  $L_p$  e rigidezza  $E_p J_p$ ) viene considerato come una trave su suolo elastico con modulo di reazione  $E_s$  variabile con la profondità, in accordo alla teoria di Matlock e Reese. Risolvendo tale schema per una forza orizzontale a testa palo  $F$  unitaria e per un momento a testa palo  $M$  unitario:

$$F = 1 \quad M = 0$$

$$F = 0 \quad M = 1$$

si ricavano le componenti di spostamento che rappresentano i coefficienti della sotto-matrice di flessibilità  $F$  in sommità al palo, per inversione di  $F$ , si ottiene la sotto-matrice di rigidezza  $R$  in sommità del palo.

Tutto questo vale per le direzioni di inflessione lungo gli assi  $X_p$  e  $Y_p$  (assi principali d'inerzia per la sezione del palo) con i parametri competenti a ciascuna direzione, potendo risultare rigidezze differenziate.

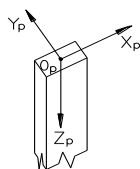
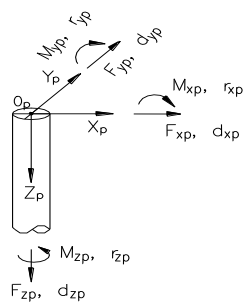
Nella seguente tabella, si riporta l'andamento del modulo di reazione orizzontale  $E_s$  per la determinazione delle rigidezze orizzontali e rotazionali dei pali di fondazione considerando la testa dei pali a partire da -2.0 m da p.c..

Profondità	$E_s$
[ m ]	MPa
0.0 ÷ 3.0	15.0
3.0 ÷ 6.0	40.0 → 65.0
6.0 ÷ 8.0	27.0
8.0 ÷ 14.0	9.0
14.0 ÷ 25.0	15.0
25.0 ÷ 35.0	30.0

La matrice di rigidezza a testa palo viene espressa nella seguente forma nel riferimento locale riportato in figura seguente.

$$\begin{array}{l}
 Fz \\
 Fx \\
 Mx \\
 Fy \\
 My \\
 Mz
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 | A_k \\
 | 0 \\
 | 0 \\
 | 0 \\
 | 0 \\
 | 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 K_{dF,x} \\
 K_{rF,x} \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 K_{rF,x} \\
 K_{rM,x} \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 K_{dF,y} \\
 K_{rF,y} \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 K_{rF,y} \\
 K_{rM,y} \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 T_k
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 | dz \\
 | dz \\
 | dz \\
 | dz \\
 | dz \\
 | dz
 \end{array}$$

dove:



- $A_k$  = rigidezza assiale del palo;
- $K_{dF,x}$  = rigidezza traslazionale del palo in direzione x;
- $K_{rM,x}$  = rigidezza rotazionale del palo in direzione x;
- $K_{rF,x}$  = termine di accoppiamento roto-traslazionale in direzione x;
- $K_{dF,y}$  = rigidezza traslazionale del palo in direzione y;
- $K_{rM,y}$  = rigidezza rotazionale del palo in direzione y;
- $K_{rF,y}$  = termine di accoppiamento roto-traslazionale in direzione y;
- $T_k$  = rigidezza torsionale

Sistema di riferimento locale del palo

La determinazione della matrice di rigidezza dei pali con l'andamento mediato dei moduli  $E_s$  sopra riportati è stata effettuata con il programma MAP (Matrix Analysis of Piles – G. Guiducci 2005). In particolare la matrice di rigidezza è la seguente:

dz	.70000E+06	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
dx	.00000E+00	.11477E+06	-.31493E+06	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
rx	.00000E+00	-.31493E+06	.14581E+07	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
dy	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.11477E+06	-.31493E+06	.00000E+00
ry	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	-.31493E+06	.14581E+07	.00000E+00
rz	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

### **Determinazione sollecitazioni lungo il fusto del palo**

La base teorica generale che permette la soluzione del problema dei pali caricati trasversalmente è la stessa delle travi inflesse soggette a carichi non uniformi che consente di scrivere la seguente equazione differenziale della linea elastica:

$$E_p J_p d^4x / dz^4 + P = 0$$

dove:

P = reazione del terreno

X = spostamento orizzontale del palo

$E_p$  = modulo elastico del palo

$J_p$  = momento di inerzia del palo

La risoluzione dell'equazione differenziale sopra riportata richiede la scelta di una adeguata legge costitutiva del terreno ovvero di un legame funzionale del tipo  $P = f(x)$ .

In questo caso, è stato scelto un legame costitutivo lineare del tipo:  $P = E_s \cdot x$

dove  $E_s$  è il modulo di reazione orizzontale del terreno.

L'adozione di questo modello semplificato equivale alla schematizzazione del terreno circostante il palo con una serie di molle traloro indipendenti.

Nel Paragrafo precedente sono riportati i moduli di reazione orizzontale adottati analogamente a quanto fatto per la determinazione della matrice di rigidezza dei pali effettuata con il programma MAP (Matrix Analysis of Piles).

Una volta nota la soluzione generale della equazione differenziale in termini di momento flettente  $M(z)$ , il momento flettente lungo il fusto di ciascun palo è stato ricavato imponendo come condizioni al contorno che il momento  $M_0$  ed il taglio  $T_0$  a testa palo fossero uguali a quelli ottenuti dal calcolo strutturale. In particolare, allo scopo di valutare il momento flettente massimo lungo il fusto del palo, sono state estratte dalla Relazione di Calcolo per ciascuna spalla e pila, le coppie di azioni con il taglio massimo ( $T_{max}, M$ ) ed il momento massimo ( $T, M_{max}$ ).

**Attraversamento S.P. 114**

**Azioni a testa palo**

palo	L <sub>PALO</sub>	T	M
	[m]	[kN]	[kNm]
Spalla 1_SLU	24.0	91.70	257.36
Spalla 1_SLV		318.61	722.34
Spalla 1_SLE		68.13	224.98

palo	L <sub>PALO</sub>	T	M
	[m]	[kN]	[kNm]
Spalla 2_SLU	20.0	95.08	224.98
Spalla 2_SLV		318.61	722.34
Spalla 2_SLE		68.13	224.98

Di seguito si riporta l'andamento delle sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il fusto dei pali. Il momento flettente ed il taglio lungo il fusto del palo sono esprimibili in funzione delle azioni  $M_0$  e  $T_0$  tramite l'uso di coefficienti adimensionali ( $A_m$ ,  $A_v$ ,  $B_m$ ,  $B_v$ ) secondo la seguente espressione:

$$M = A_m \cdot T_0 \cdot t + B_m \cdot M_0$$

$$T = A_v \cdot T_0 + B_v \cdot M_0 / t$$

Da cui risultano:

**Spalla 1 - SLU**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	91.70	257.36	6.018	2.421
.75	33.59	302.56	4.330	2.069
1.50	-7.08	311.01	2.922	1.685
2.25	-33.44	294.63	1.801	1.307
3.00	-48.75	262.90	.953	.960
3.75	-64.43	220.58	.349	.658
4.50	-69.30	169.12	-.049	.416
5.25	-61.74	118.97	-.290	.237
6.00	-43.43	78.24	-.419	.115
7.20	-25.31	38.64	-.481	.001
8.40	-12.56	17.53	-.447	-.052
9.60	-8.14	5.23	-.368	-.074
10.80	-4.66	-2.30	-.277	-.077
12.00	-1.98	-6.24	-.189	-.068
14.00	.19	-7.70	-.077	-.044
16.00	1.31	-5.97	-.014	-.020
18.00	1.26	-3.15	.010	-.005
21.00	.47	-.45	.011	.003
24.00	.00	.00	.001	.003

**Spalla 1 - SLV**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	318.61	722.34	19.092	7.442
.75	133.40	886.33	13.877	6.431
1.50	2.39	932.59	9.477	5.292
2.25	-83.71	898.36	5.939	4.149
3.00	-134.77	813.54	3.234	3.082
3.75	-189.78	692.56	1.285	2.141
4.50	-210.98	538.04	-.022	1.375
5.25	-191.73	383.70	-.827	.803
6.00	-137.37	256.14	-1.271	.408
7.20	-81.57	129.53	-1.510	.032
8.40	-41.28	60.84	-1.425	-.150
9.60	-27.10	20.20	-1.189	-.229
10.80	-15.80	-5.08	-.902	-.242
12.00	-7.02	-18.65	-.623	-.217
14.00	.20	-24.40	-.260	-.143
16.00	4.05	-19.43	-.051	-.068
18.00	4.08	-10.45	.031	-.019
21.00	1.59	-1.56	.035	.008
24.00	.00	.00	.005	.011

**Spalla 1 - SLE**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	68.13	224.98	4.828	1.989
.75	21.67	257.20	3.447	1.687
1.50	-10.56	260.15	2.303	1.363
2.25	-31.22	243.53	1.400	1.049
3.00	-43.02	214.96	.723	.763
3.75	-54.56	178.40	.245	.518
4.50	-57.35	135.39	-.066	.322
5.25	-50.35	94.22	-.251	.180
6.00	-34.92	61.21	-.348	.084
7.20	-20.06	29.63	-.390	-.004
8.40	-9.80	13.03	-.357	-.045
9.60	-6.28	3.49	-.292	-.061
10.80	-3.54	-2.28	-.217	-.062
12.00	-1.44	-5.23	-.147	-.054
14.00	.23	-6.18	-.059	-.034
16.00	1.07	-4.70	-.010	-.016
18.00	1.00	-2.44	.009	-.004
21.00	.36	-.33	.009	.002
24.00	.00	.00	.001	.003

**Spalla 2 - SLU**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	95.08	308.87	6.665	2.754
.63	40.40	350.05	5.050	2.410
1.25	-.08	361.67	3.658	2.040
1.88	-28.66	351.85	2.500	1.669
2.50	-47.60	327.34	1.569	1.316
3.13	-62.19	293.57	.848	.994
3.75	-77.45	248.96	.318	.712
4.38	-81.05	198.58	-.052	.480
5.00	-74.10	149.17	-.294	.300
6.00	-50.14	84.76	-.490	.109
7.00	-31.41	46.14	-.540	.002
8.00	-17.13	21.97	-.511	-.053
9.00	-10.51	9.38	-.444	-.078
10.00	-6.61	.78	-.360	-.086
11.67	-2.53	-6.63	-.221	-.077
13.33	-.08	-8.47	-.110	-.056
15.00	1.51	-7.20	-.036	-.033
17.50	1.67	-2.57	.018	-.013
20.00	.00	.00	.043	-.009

**Spalla 2 - SLV**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	326.53	726.82	19.353	7.569
.63	166.70	877.76	14.876	6.731
1.25	46.53	941.63	10.962	5.783
1.88	-39.90	941.30	7.654	4.804
2.50	-98.65	896.03	4.951	3.850
3.13	-146.03	821.56	2.828	2.959
3.75	-199.49	710.74	1.233	2.163
4.38	-218.42	577.61	.097	1.495
5.00	-206.10	442.32	-.665	.967
6.00	-144.74	260.01	-1.318	.391
7.00	-93.23	146.59	-1.527	.058
8.00	-52.26	73.98	-1.486	-.120
9.00	-32.90	34.93	-1.316	-.209
10.00	-21.25	7.71	-1.086	-.243
11.67	-8.81	-16.76	-.684	-.227
13.33	-1.13	-24.00	-.352	-.169
15.00	4.09	-21.32	-.125	-.104
17.50	5.01	-7.88	.048	-.043
20.00	.00	.00	.133	-.030

**Spalla 2 - SLE**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	69.10	222.64	4.825	1.991
.63	29.52	252.62	3.656	1.743
1.25	.20	261.20	2.650	1.476
1.88	-20.51	254.24	1.812	1.208
2.50	-34.24	236.64	1.138	.953
3.13	-44.82	212.33	.616	.720
3.75	-55.92	180.14	.232	.516
4.38	-58.57	143.75	-.037	.348
5.00	-53.59	108.03	-.212	.218
6.00	-36.29	61.43	-.354	.079
7.00	-22.75	33.47	-.391	.002
8.00	-12.41	15.96	-.370	-.038
9.00	-7.62	6.83	-.322	-.057
10.00	-4.80	.59	-.261	-.063
11.67	-1.84	-4.79	-.160	-.056
13.33	-.07	-6.13	-.080	-.040
15.00	1.09	-5.21	-.026	-.024
17.50	1.21	-1.86	.013	-.009
20.00	.00	.00	.031	-.006

**7.2.7.2 Verifiche strutturali pali**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione riprendendo le sollecitazioni sopra riportate oltre alle verifiche a fessurazione. Si considera un copriferro pari a 6 cm, un calcestruzzo tipo Rck 28/35 ed una armatura pari a n°24 Ø 20 e spirale Ø 12/20 ed i primi 12.0 m e una armatura pari a n°24 Ø18 e spirale Ø12/20 sino a fondo palo.

**Spalla 1**

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Palo
Tipologia sezione:	Circolare
Forma della sezione:	



Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Resistenza compress. ridotta fcd':	79.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione: 80.0 cm  
 Barre circonferenza: 24Ø20 (75.4 cm<sup>2</sup>)  
 Coprif.(dal baric. barre): 8.2 cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	125040	31101	9170	0
2	101570	93259	31861	0

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	91650	26015

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	91650	26015 (28256)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	125040	31101	125052	102954	3.310	11.1	---	---	75.4 (15.1)
2	S	101570	93259	101567	99710	1.069	12.6	---	---	75.4 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00251	31.8	-0.00519	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00245	31.8	-0.00566	-31.8

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	22.6	cm <sup>2</sup> /m [Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	9170	116483	113508	71.8  51.3	2.500	1.157	1.8
2	S	31861	114897	114734	71.9  51.9	2.500	1.127	6.3

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
-----	--

Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	65.4	-40.0	0.0	40.0	-569	31.8	20.5	1191	22.0	----

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00037	0.00049		0.50	0.60	0.000171 (0.000171)	429	0.073 (990.00)	28256

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	65.4	-40.0	0.0	40.0	-569	31.8	20.5	1191	22.0	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00037	0.00049		0.50	0.40	0.000171 (0.000171)	429	0.073 (0.20)	28256

### Spalla 2

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di progetto fcd:	158.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Resistenza compress. ridotta fcd':	79.30 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	24Ø20	(75.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	112590	35866	9508	0
2	99190	94417	32653	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	70410	25908

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	70410	25908 (24920)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.3	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.

As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm<sup>2</sup>]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	112590	35866	112577	101274	2.824	11.9	---	---	75.4 (15.1)
2	S	99190	94417	99181	99368	1.052	12.7	---	---	75.4 (15.1)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00248	31.8	-0.00544	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00245	31.8	-0.00571	-31.8

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	10.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	22.6	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors. / N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	9508	115669	114175	71.8  51.6	2.500	1.141	1.9
2	S	32653	114725	114852	71.9  51.9	2.500	1.124	6.4

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	65.7	-40.0	0.0	40.0	-780	31.8	20.5	1532	28.3	---

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC

Kt                    fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm                   Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm                   Distanza massima in mm tra le fessure  
wk                    Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess.                Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00049	0.00049		0.50	0.60	0.000234 (0.000234)	429	0.100 (990.00)	24920

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	65.7	-40.0	0.0	40.0	-780	31.8	20.5	1532	28.3	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00049	0.00049		0.50	0.40	0.000234 (0.000234)	429	0.100 (0.20)	24920

## 8 PONTE SU TORRENTE ACQUECHIARE

### 8.1 ANALISI DELLA SOVRASTRUTTURA

#### 8.1.1 Premessa

Nel presente capitolo si svolge la verifica col metodo semi-probabilistico agli stati limite dell'impalcato da ponte di prima categoria (D.M. 2018) del Ponte sul Torrente Acquechiare. Per le caratteristiche generali del ponte si rimanda al §1.1.2 della presente relazione tecnica.

I carichi permanenti portati (binder e pavimentazione, massetto delle pendenze, barriere, velette, ecc.) ed i carichi mobili previsti dal D.M. 17 gennaio 2018, agenti in seconda fase, si ripartiscono fra le travi mediante una modellazione tridimensionale a graticcio dell'impalcato, basata sul metodo degli elementi finiti.

Le caratteristiche generali dell'impalcato sono le seguenti:

#### *Dati di progetto*

Larghezza strutturale impalcato	2.32 m
Larghezza cordolo destro	0.75 m
Lunghezza travi	10.45 m
Luce di calcolo	10.00 m
Interasse travi	0.72 m
Sbalzo dall'asse trave di bordo sinistra	0.00 m
Sbalzo dall'asse trave di bordo destra	0.16 m
Spessore soletta	0.25 m

Si impiegano **3** travi a sezione rettangolare tipo **SIGMAC H-40**.

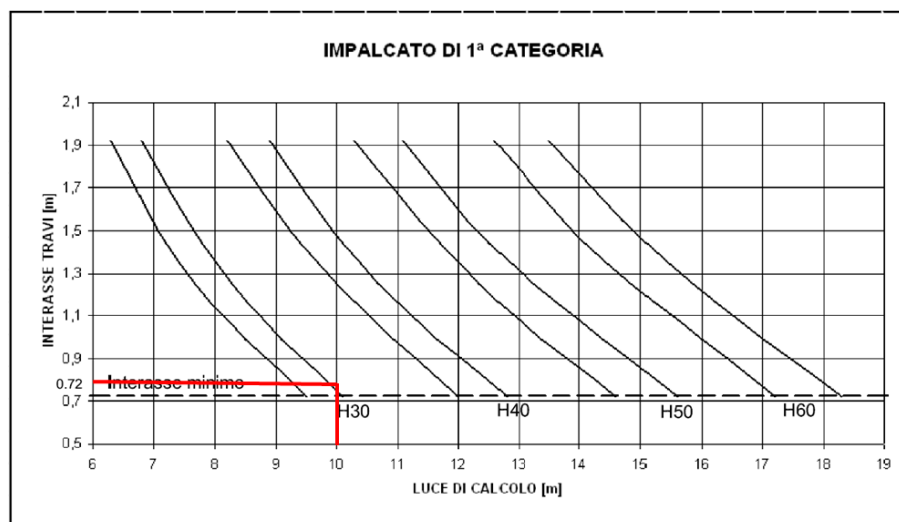


Figura 56 – Grafico di portata della sezione H-40.

Si è scelto di utilizzare un interasse di 0.72 m per evitare l'uso di lastre prefabbricate per il getto in opera della soletta che avverrà direttamente sull'estradosso delle travi.

Si riporta di seguito la sezione trasversale di riferimento per le analisi successive.

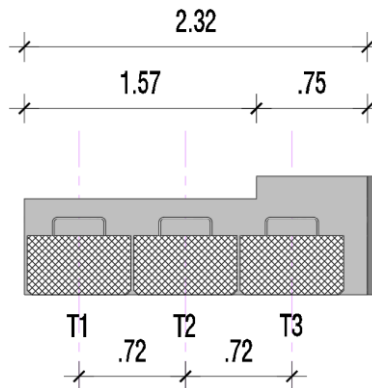


Figura 57 – Sezione trasversale struttura impalcato.

## 8.1.2 Analisi dei carichi

### 8.1.2.1 Carichi permanenti strutturali ( $g_1$ )

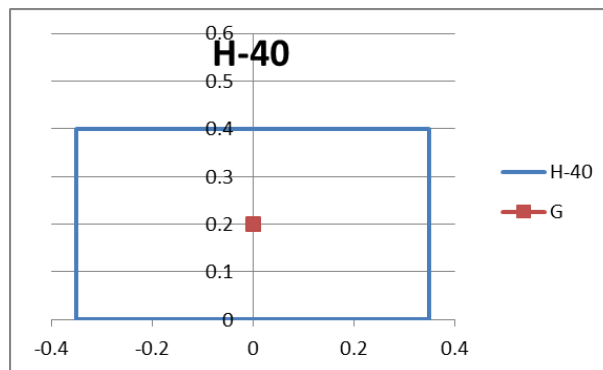


Figura 58 – Trave tipologica.

Peso proprio travi di spina	73.2	kN	
A	0.28	m <sup>2</sup>	sezione
L	10.45	m	lunghezza
n	1.0	num	numero travi centrali
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.p.

Peso proprio travi di riva	146.3	kN	
A	0.28	m <sup>2</sup>	sezione
L	10.5	m	lunghezza
n	2	num	numero di riva
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.p.

Peso proprio soletta	162.4	kN
----------------------	-------	----



s	0.25 m	spessore
$\gamma_c$	25 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.
L	11.2 m	lunghezza impalcato
i centrali	0.72 m	fascia influenza travi centrali
i riva	0.8 m	fascia influenza travi di riva

Peso proprio veletta	22.4	kN	
b	0.05 m	base	
h	0.8 m	altezza	
L	11.2 m	lunghezza	
n	2 num	numero	
$\gamma_c$	25 kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.	
braccio	0.1 m	distanza veletta-trave di riva	

#### 8.1.2.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) ( $q_2$ )

Perm. Portati barriere stradali	16.8	kN	
Pp barriera	1.5	kN/m	Peso proprio barriera b.p.
L	11.2	m	lunghezza
n	1	num	numero

Perm. Portati cordolo destro	42.0	kN	
b	0.75	m	base
h	0.2	m	altezza
L	11.2	m	lunghezza
n	1	num	numero
$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico c.a.

Perm. Portati_pav stradale	72.9	kN	
s	0.155	m	spessore
B	1.8	m	lunghezza
l1	11.2	m	larghezza 1
n	1	num	numero frame soletta (modello di calcolo)
$\gamma_{pav.}$	24	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico pavimentazione

### 8.1.2.3 Carichi mobili ( $q_1$ e $q_2$ )

Per quanto riguarda i carichi mobili si è fatto riferimento a quanto riportato al § 5.1.3 della presente relazione, relativamente ai ponti stradali di 1° categoria.

La larghezza carrabile dell'impalcato è pari a 1.57 m, pertanto si considera un'unica corsia di carico e la proiezione di un solo asse, disposte in modo tale da determinare le condizioni che massimizzano le caratteristiche di sollecitazione per la struttura.

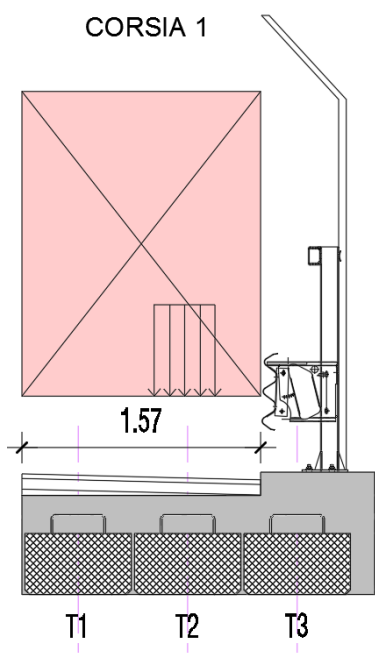


Figura 59 – Schema di carico impalcato – carichi mobili ( $q_1$ ).

### 8.1.2.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione ( $q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$q_3$	376	kN	azione di frenamento applicata alla corsia n.1
$q_{3,min}$	180	kN	azione minima NTC 2018
$q_{3,calcolo}$	376	kN	azione di calcolo NTC 2018
$q_{3,max}$	900	kN	azione massima NTC 2018

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è da intendersi uniformemente distribuita sulla larghezza caricata e include gli effetti di interazione.

### 8.1.2.5 Carico vento ( $q_5$ )

Secondo la normativa vigente l'azione del vento è convenzionalmente ricondotta ad azioni statiche equivalenti, la cui entità dipende dalla regione, dall'esposizione e dall'orografia del territorio in cui l'opera sorge. La normativa tuttavia non fornisce indicazioni precise in merito all'azione del vento relativa ai ponti, pertanto si fa riferimento al

documento CNR-DT-207-R1-2018 ed alla normativa EN 1991-1-4:2005. La condizione peggiore sarà presa a riferimento per le successive analisi. In questo caso si considerano i risultati derivanti dalla trattazione CNR-DT-207-R1-2018.

Basandosi sui dati riportati al § 5.1.6, si calcolano i valori delle forze da applicare al modello di calcolo, sia come forza orizzontale che come forza verticale che come momento torcente.

<b>Calcolo della pressione del vento</b>	NTC2018	
Altezza dal suolo z	4.0	m
Kr	0.20	-
z0	0.1	m
zmin	5.00	m
coefficiente di esposizione Ce	1.71	-
coefficiente topografico ct	1.00	-
coefficiente dinamico Cd	1.00	-
pressione del vento p, a meno del cp	0.72	kN/m <sup>2</sup>

<b>Calcolo delle forze di progetto</b>	EN 1991-1-4:2005		
Forza parallela alla direzione del vento (x)	fw,x	6.4	kN/m
Forza perpendicolare alla direzione del vento (z)	fw,z	1.6	kN/m
Momento intorno alla linea d'asse	mw,z	1.0	kNm/m
Forza in direzione x (parallela alla dir.del vento)	Fw,x	73.7	kN
Forza in direzione z (verticale)	Fw,z	18.6	kN
Momento torcente (attorno asse impalcato)	Mw,x	11.6	kNm
Eccentricità del punto di applicazione di Fw,z	e	0.6	m
Pressione cinetica di riferimento	qr	0.4	kN/m <sup>2</sup>
Fattore del carico vento (parallela alla dir.del vento)	C,x	3.9	-
Fattore del carico vento (verticale)	C,z	1.5	-
Coefficiente di forza x (parallela alla dir.del vento)	cf,x=cfx,0 +	2.3	-
Coefficiente di forza z (verticale)	cf,z ±	0.9	-
coefficiente di esposizione	ce	1.7	-
Area di riferimento per combinazioni senza traffico (x)	Aref,x	44.5	m <sup>2</sup>
Area di riferimento per combinazioni senza traffico (z)	Aref,z	28.8	m <sup>2</sup>
Luce di calcolo del ponte	L	11.5	m
Altezza totale d'ingombro impalcato (senza veicolo)	dtot	1.2	m

Altezza totale d'ingombro impalcato (con veicolo)	dtot_v	3.9	m
Altezza totale d'ingombro impalcato di progetto	b/dtot_p	3.9	m
Altezza struttura	d	0.9	m
Altezza trave principale di bordo		0.4	m
Spessore soletta		0.25	m
Altezza cordolo		0.20	m
Spessore massimo binder + pavimentazione		0.22	m
Altezza veicolo sulla pavimentazione		3.0	m
Altezza barriera bordo ponte (rete + barriera)	d1	1.5	m
Larghezza impalcato nella direzione del vento	b	2.5	m
Rapporto larghezza/ingombro (senza veicolo)	b/dtot	2.2	-
Rapporto larghezza/ingombro (con veicolo)	b/dtot_v	0.6	-
Rapporto larghezza/ingombro di progetto	b/dtot_p	0.6	-

BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010  
 EN 1991-1-4:2005+A1:2010 (E)

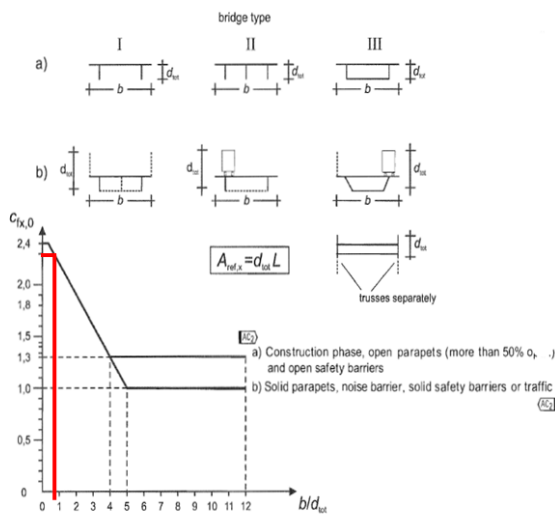


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges,  $c_{x,0}$

BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010  
 EN 1991-1-4:2005+A1:2010 (E)

Table 8.1 — Depth  $d_{ref}$  to be used for  $A_{ref,x}$

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

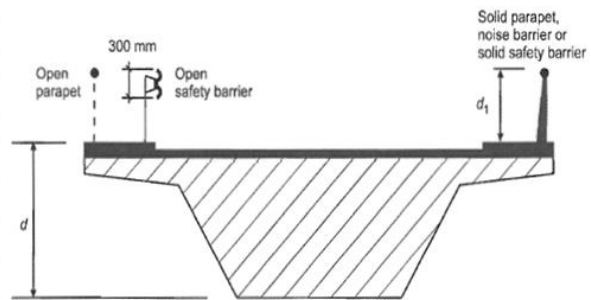


Figure 8.5 — Depth to be used for  $A_{ref,x}$

### 8.1.2.6 Carico termico ( $\epsilon_3$ )

La variazione di temperatura nell'opera oggetto di studio non genera alcuno stato tensionale, in quanto i dispositivi di appoggio previsti consentono le variazioni dimensionali dell'impalcato stesso (distorsione atensionale). Il carico termico pertanto è considerato solamente ai fini della valutazione dell'ampiezza dei giunti di dilatazione del ponte.

Si rimanda al § 7.1.2.6 per il calcolo delle variazioni termiche uniformi per la zona di ubicazione dell'opera.

Si considera un gradiente termico uniforme pari a  $\pm 30^\circ\text{C}$ .

### 8.1.3 Schema di vincolo

Lo schema di vincolo considerato per l'opera in oggetto prevede l'impiego di appoggi elastomerici in gomma armata (GA) del tipo **ElastoFip EF 75-4** su entrambe le spalle. Pertanto, le rigidità considerate per i vincoli sono:

- Rigidità orizzontale:  $K_o = 2.25 \text{ kN/mm}$ ;
- Rigidità verticale:  $K_v = 552 \text{ kN/mm}$ .

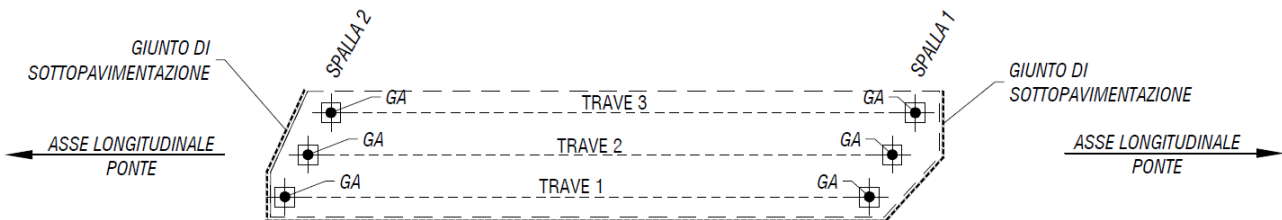


Figura 60 – Schema di vincolo.

### 8.1.4 Modello di calcolo impalcato

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito come indicato al § 4.1 della presente relazione tecnica.

Il modello a graticcio è costituito da 3 travi longitudinali, posate in semplice appoggio, su vincoli elastomerici, su luce di calcolo pari a 10.0 m, che schematizzano gli elementi prefabbricati, collegati tra loro, in senso trasversale, in corrispondenza delle spalle e lungo la campata da una serie di elementi frame che vogliono rappresentare, in modo discreto, la soletta ( $b=1.00 \text{ m}$ ,  $h=0.25 \text{ m}$ ), che in realtà si estende su tutta la superficie dell'impalcato in modo continuo come piastra.

Le travi sono identificate da un numero d'ordine attribuito a partire dalla trave adiacente alla struttura scatolare esistente.

Le fasi di calcolo sono:

**FASE I:** analizzata con il modello F0. Sono presenti solo travi e traversi; sono applicati solo i pesi propri di soletta e velette;

**FASE II:** analizzata con i modelli F1 e F2. Al graticcio di travi e traversi si aggiungono i frame che discretizzano la soletta a piastra. Nel modello F1 sono stati applicati i carichi permanenti portati, mentre nel modello F2 i carichi accidentali.

La figura seguente mostra i tre modelli di calcolo realizzati per studiare le fasi precedentemente descritte:

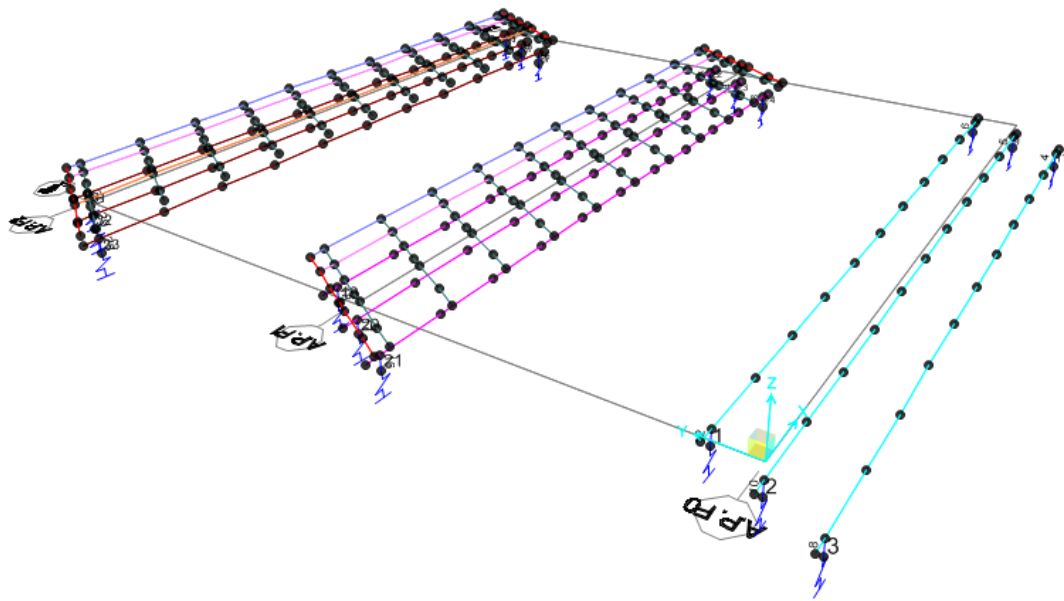
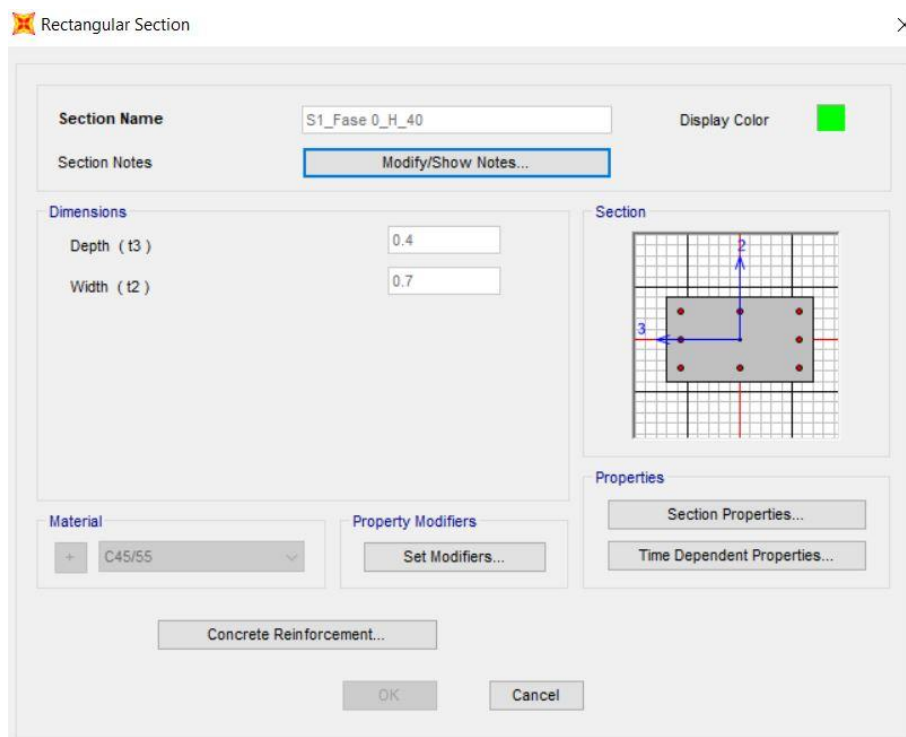


Figura 61 – Vista dei modelli di calcolo dell'impalcato.

#### 8.1.4.1 Caratteristiche meccaniche travi – FASE I

I parametri flessionali e torsionali delle travi longitudinali che compongono l'impalcato sono calcolati facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo di una trave a sezione rettangolare alta 40 cm nella prima fase. Si riportano di seguito le proprietà meccaniche delle travi:

- Travi:



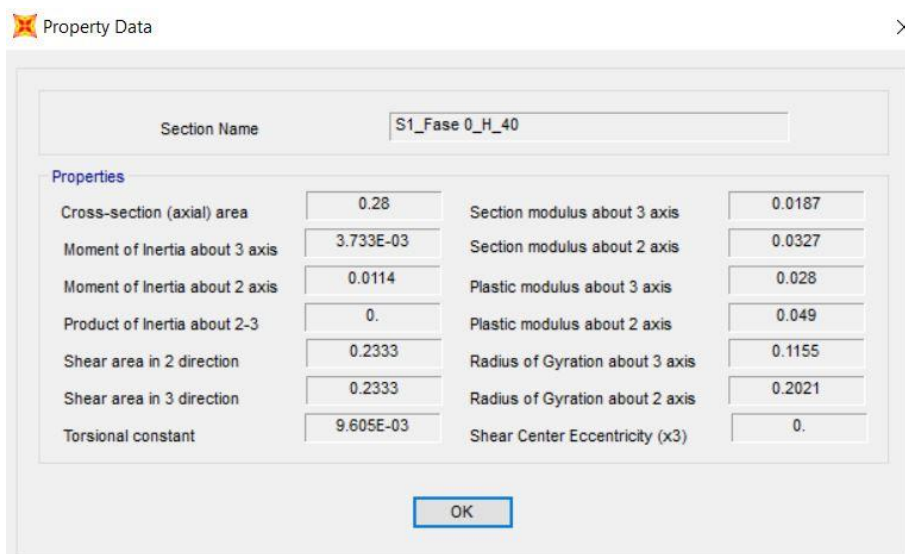


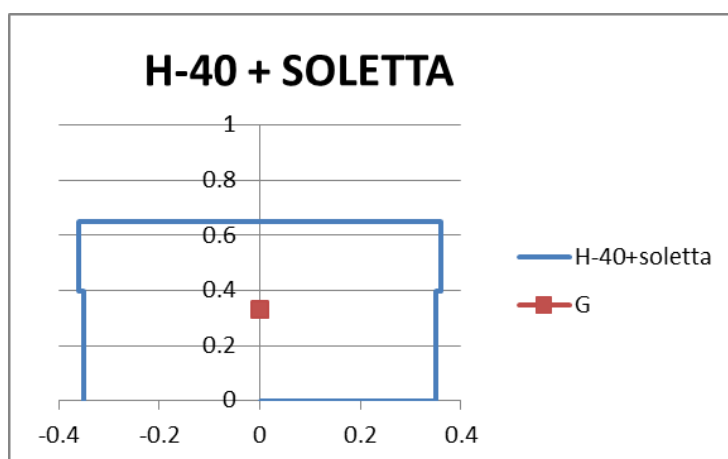
Figura 62 – Proprietà meccaniche travi – FASE I.

#### 8.1.4.2 Caratteristiche meccaniche travi – FASE II

Per tenere in conto la variazione delle proprietà meccaniche che avvengono nella seconda fase, si considerano le caratteristiche della di trave rettangolare alta 40 cm con soletta collaborate dello spessore di 25 cm. Per il calcolo della sezione omogeneizzata nella seconda fase, si è considerata una larghezza efficace della soletta pari a 0.72 m ed il coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n = 1.06$ .

Si agisce, quindi, sui modificatori forniti dal programma di calcolo per poter considerare la presenza della soletta collaborante.

Il calcolo delle proprietà meccaniche delle sezioni omogeneizzate delle travi è avvenuto come di seguito riportato.



**Trave c.a.p. + soletta c.a. (sezione omogeneizzata a c.a.p.)**

$x_G$ (m)	$y_G$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$J_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$J_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	1/n (-)
0.00	0.33	0.47	0.02	0.02	1.06

I modificatori inseriti nel programma di calcolo sono i seguenti:

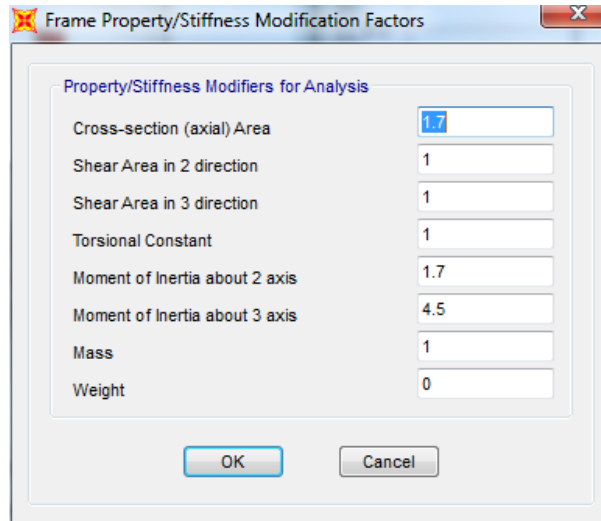


Figura 63 – Modificatori proprietà meccaniche travi di spina – FASE II.

I frame che descrivono la soletta hanno le seguenti caratteristiche:

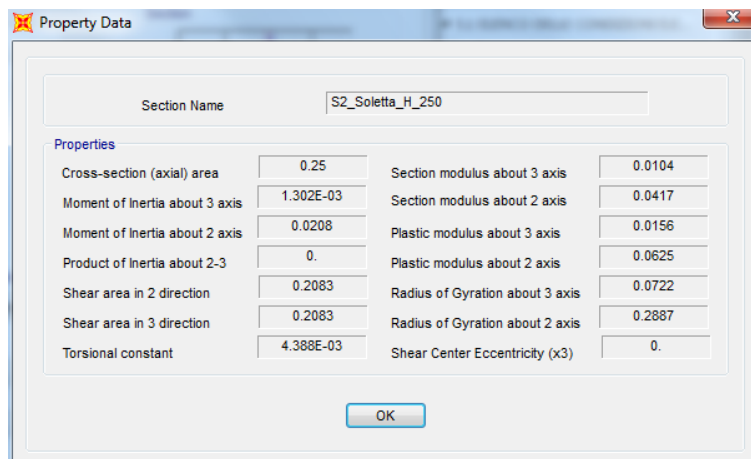
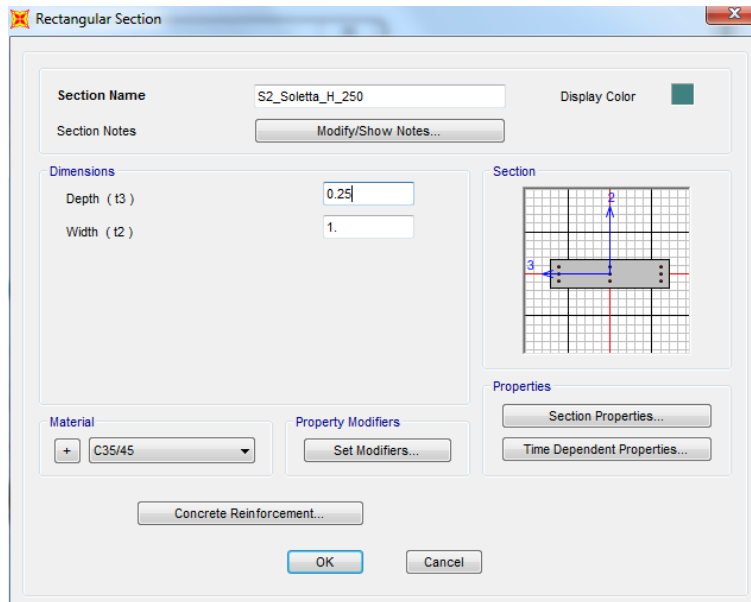


Figura 64 – Proprietà meccaniche soletta – FASE II.



8.1.4.3 Combinazioni di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate:

<b>TABLE: Combination Definitions</b>			
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Text	Unitless
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	1
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	1
C_Mob_gruppo2a	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo2a		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_Mob_gruppo2a		_Q3_Frenamento	1
C_SLE_QP	Linear Add	_G1	1
C_SLE_QP		_G2	1
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_SLU_gr1_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35

C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5
C_SLER_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_1		_G2	1
C_SLER_gr1_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_1		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_2		_G2	1
C_SLER_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_2		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_3		_G2	1
C_SLER_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLER_gr1_4	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_4		_G2	1
C_SLER_gr1_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_4		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLER_gr2a_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_1		_G2	1
C_SLER_gr2a_1		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_1		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr2a_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_3		_G2	1
C_SLER_gr2a_3		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLEF_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_1		_G2	1
C_SLEF_gr1_1		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_1		_Q5_Vento	1
C_SLEF_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_2		_G2	1
C_SLEF_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_2		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_2		_Q7_Temp uniforme (+)	0.6
C_SLER_gr2a_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_2		_G2	1
C_SLER_gr2a_2		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_2		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1

C_SLEF_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_3		_G2	1
C_SLEF_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_3		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (-)	0.6
C_ENV_SLU	Envelope	C_SLU_gr1_(A1)_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr1_(A1)_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr1_(A1)_3	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr1_(A1)_4	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr2a_(A1)_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr2a_(A1)_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_gr2a_(A1)_3	1
C_ENV_SLER	Envelope	C_SLER_gr1_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_3	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_4	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_3	1
C_ENV_SLEF	Envelope	C_SLEF_gr1_1	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_2	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_3	1

### 8.1.5 Modello di calcolo soletta

Si rimanda a favore al modello realizzato per “P02 – Ponte sul Rio Lavachiello (Rio di Fogliano).

### 8.1.6 Sollecitazioni travi

Di seguito sono riportate in forma grafica, per caso di carico, le caratteristiche di sollecitazione significative nella verifica dell'impalcato.

8.1.6.1 Carichi permanenti strutturali – FASE I

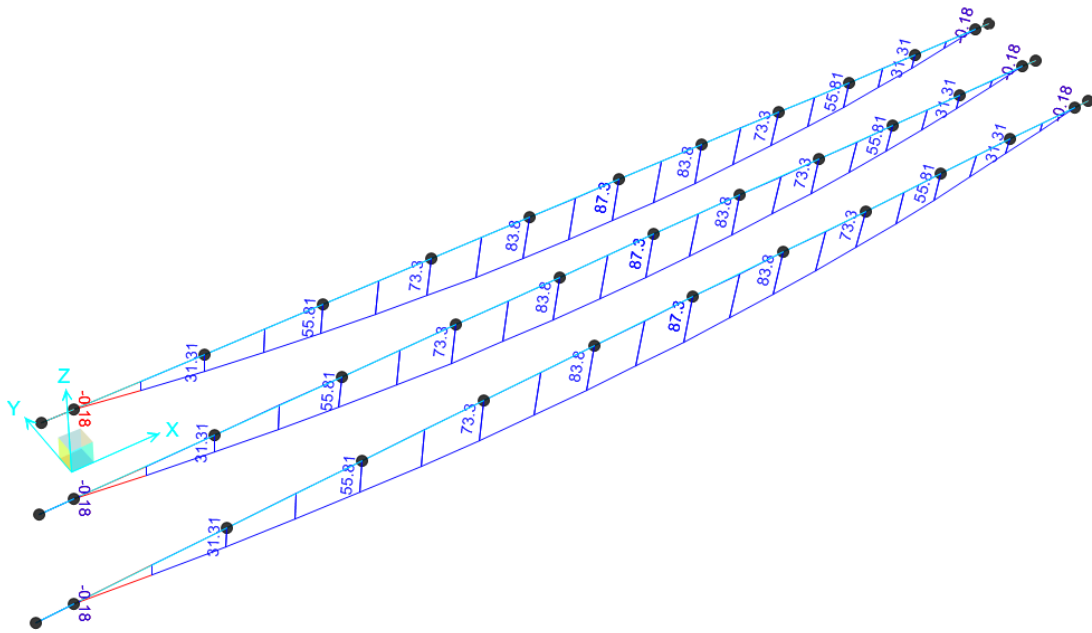


Figura 65 – Momento flettente travi principali.

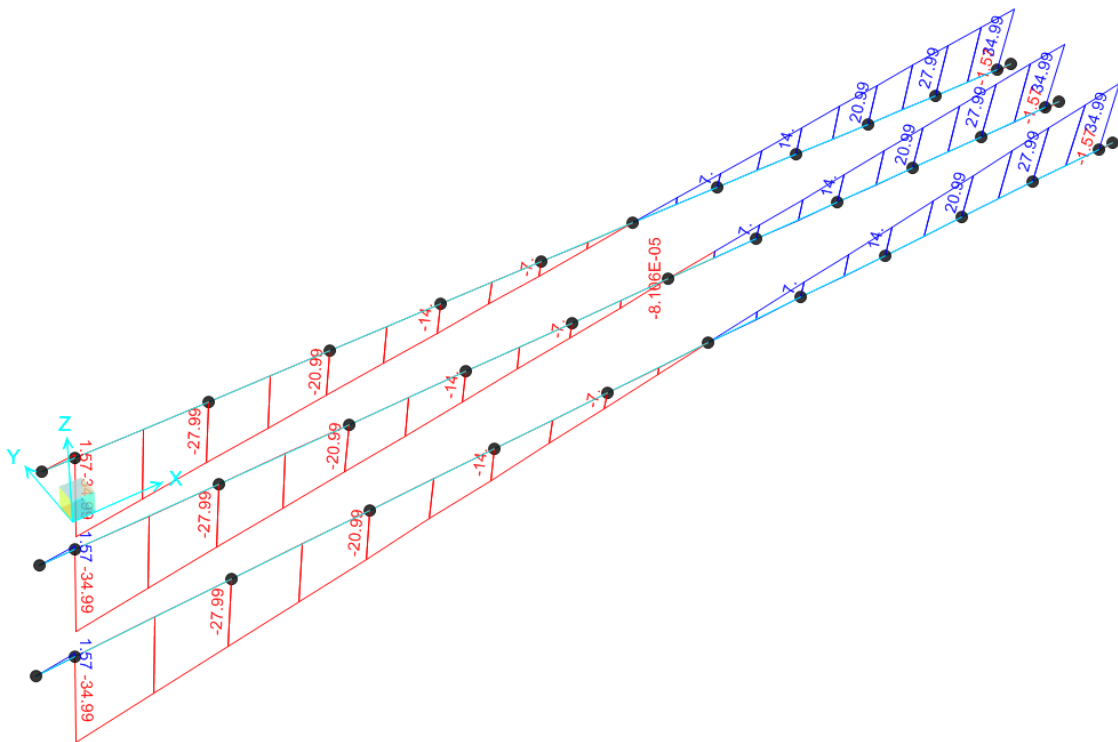


Figura 66 – Taglio travi principali.

8.1.6.2 Carichi permanenti non strutturali – FASE II

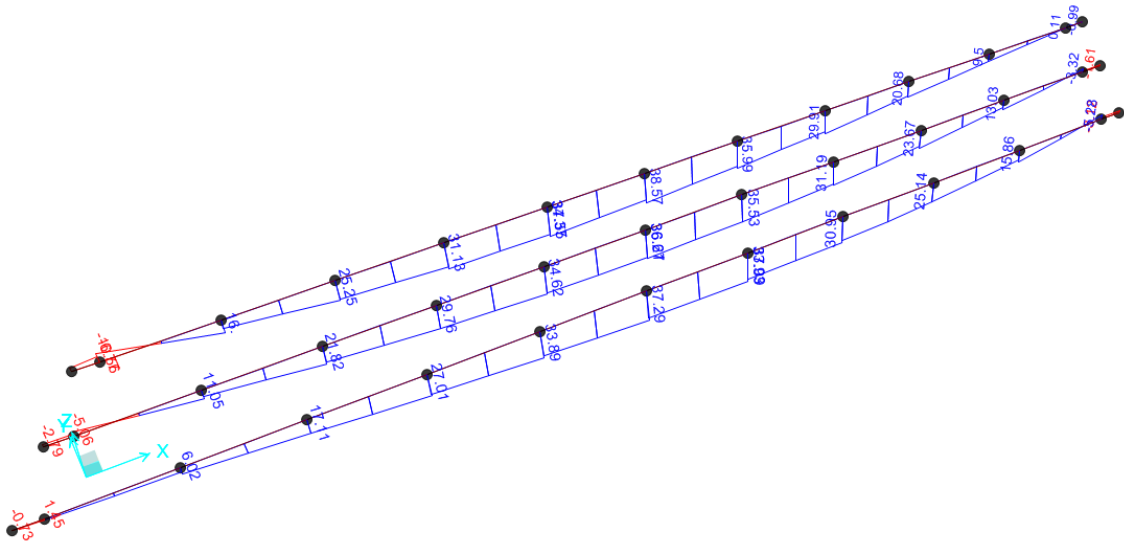


Figura 67 – Momento flettente travi principali.

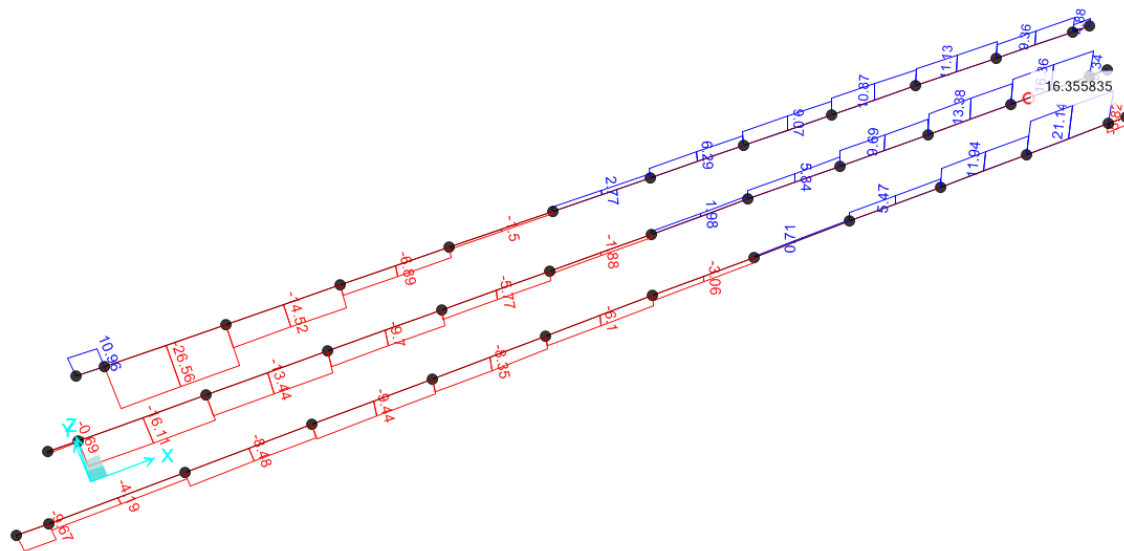


Figura 68 – Taglio travi principali.

8.1.6.3 Carichi variabili: vento– FASE II

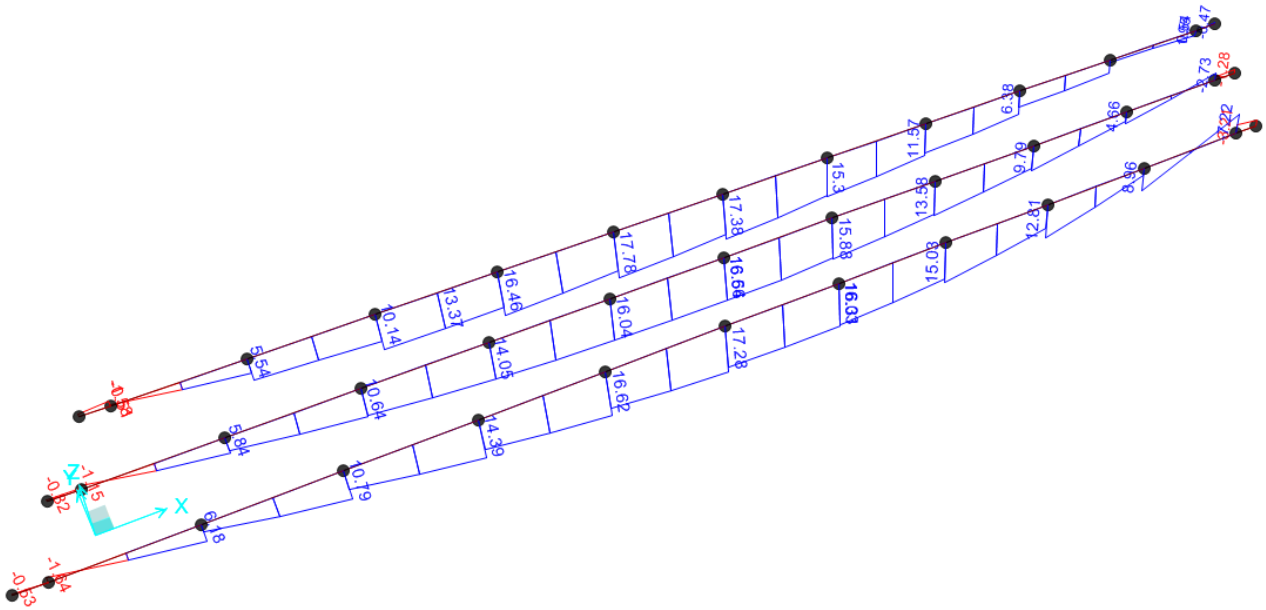


Figura 69 – Momento flettente travi principali.

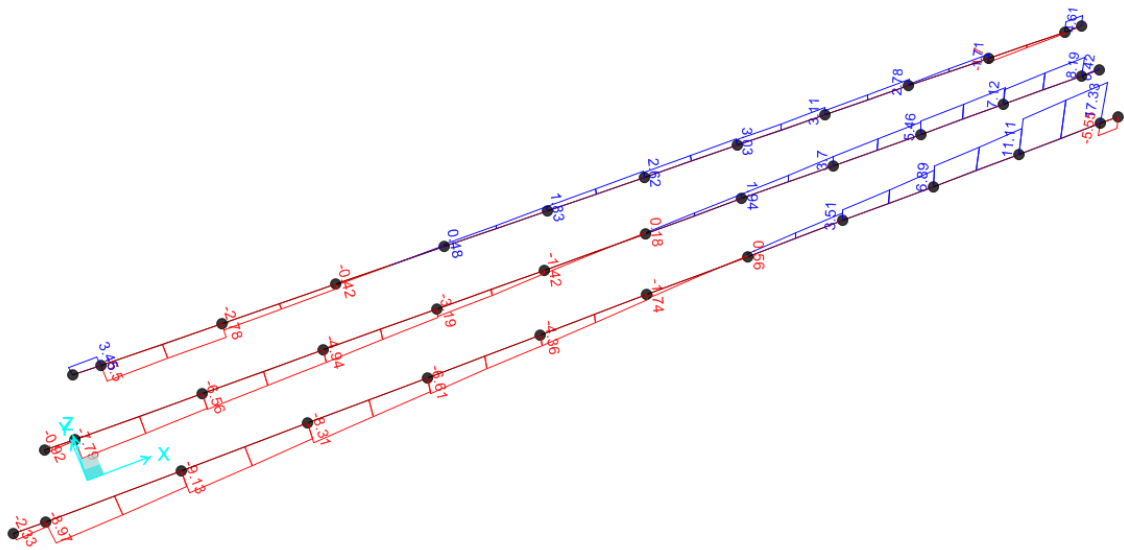


Figura 70 – Taglio travi principali.

8.1.6.4 Carichi variabili: traffico– FASE II

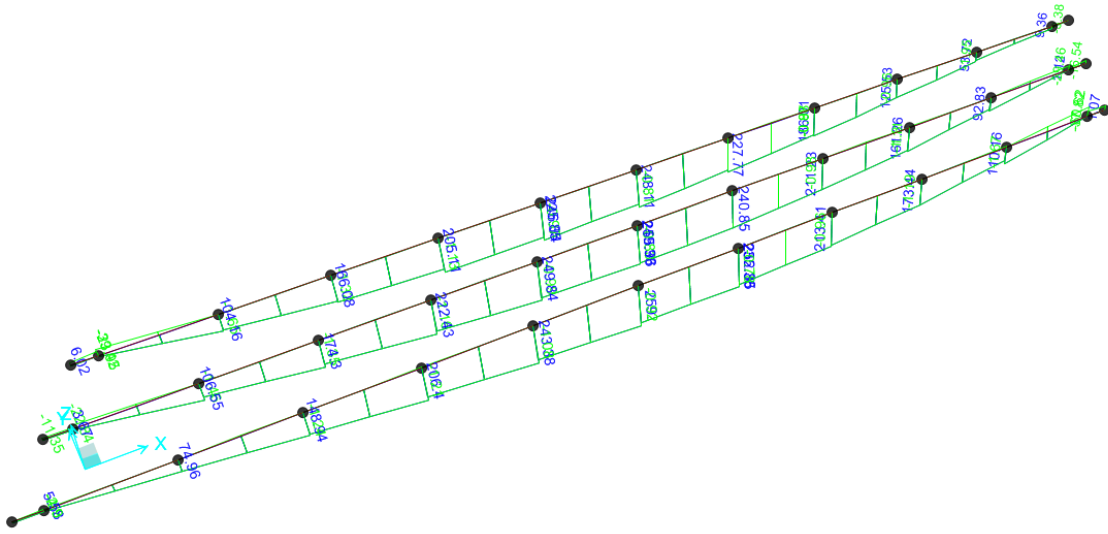


Figura 71 – Momento flettente travi principali.

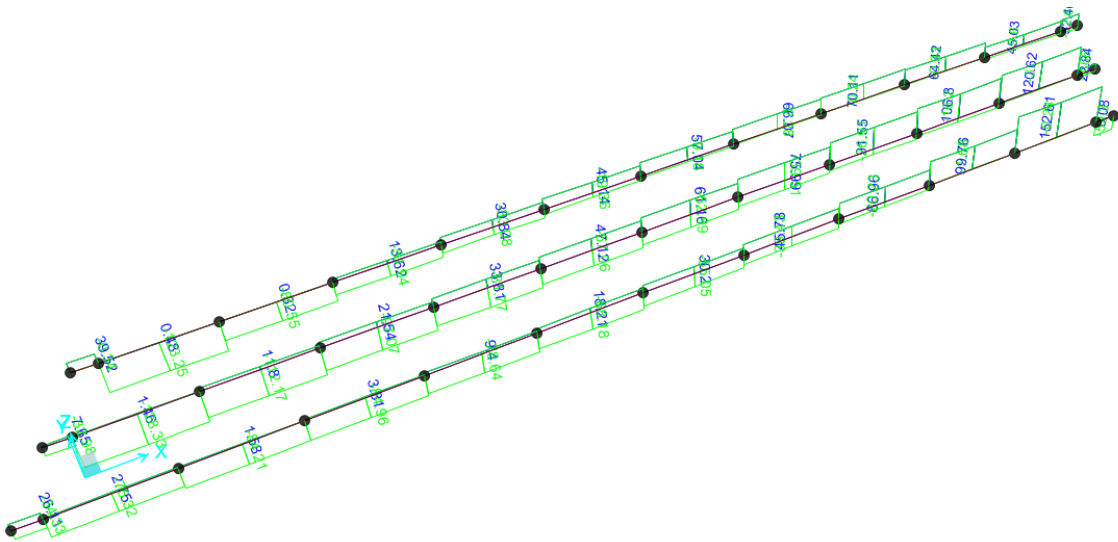


Figura 72 – Taglio travi principali.

8.1.6.5 Inviluppo combinazione SLU

Si riportano le sollecitazioni per la trave maggiormente caricata, ovvero la trave di riva T2 (si veda § 8.1.2.3 della presente relazione).

T5 – FASE I + FASE II

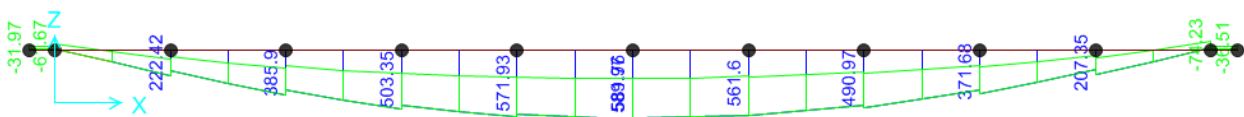


Figura 73 – Momento flettente T2

$M_{\max} = 590 \text{ kNm}$

$M_{\min} = -75 \text{ kNm}$

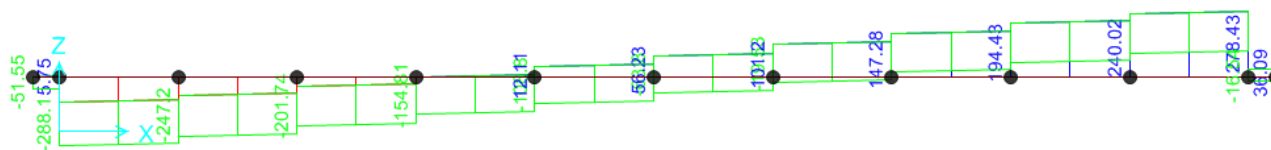


Figura 74 – Taglio T2

$V_{\max} = 280 \text{ kNm}$

$V_{\min} = -280 \text{ kNm}$

### 8.1.7 Sollecitazioni soletta

Si rimanda a favore alle sollecitazioni ottenute per “P02 – Ponte sul Rio Lavachiello (Rio di Fogliano).”

### 8.1.8 Verifiche

Per le verifiche di travi e soletta si rimanda a favore di sicurezza alle verifiche eseguite per “P02 – Ponte sul Rio Lavachiello (Rio di Fogliano).”

#### 8.1.8.1 Verifiche degli appoggi

Il sistema di vincolamento dell’impalcato prevede appoggi di tipo elastomerico armati. Si prevede l’installazione di 6 vincoli con la disposizione mostrata nella figura che segue:

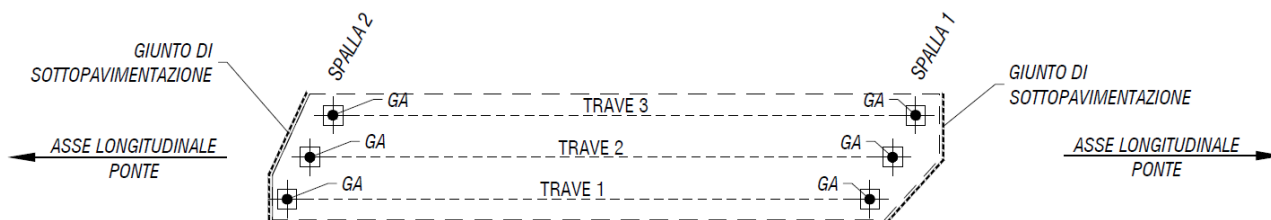


Figura 75 – Schema appoggi e giunti.

I vincoli elastomerici dovranno rispettare i seguenti requisiti minimi prestazionali provenienti dalle analisi sopradescritte e riportati nella tabella seguente:

APPARECCHI DI APPOGGIO		REAZIONI MASSIME						
		N°	COMBINAZIONE SLU			COMBINAZIONE SISMICA SLV		
			REAZ. VERT. (KN)	REAZ. TRASV. (KN)	REAZ. LONG. (KN)	REAZ. VERT. (KN)	REAZ. TRASV. (KN)	REAZ. LONG. (KN)
	APPOGGIO IN GOMMA ARMATA SPALLA 1	3	620	20	90	300	70	70
	APPOGGIO IN GOMMA ARMATA SPALLA 2	3	620	20	90	300	70	70

Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate al §8.1.3 della presente relazione.



## 8.2 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 8.2.1 Premessa

Le spalle sono del tipo con plinto in c.a. di spessore pari a 1.00 m e muri di risvolto di spessore 0.30 m. Ogni plinto è fondato su a sua volta ogni singolo plinto è fondato su 3 pali in c.a. di diametro  $\varnothing = 800$  mm disposti a a interasse minimo di 2.00 m. Il muro paraghiaia di spessore di 0.30 m, che compone i muri di risvolto, si eleva fino a quota pavimentazione.

Il sistema di vincolamento del ponte sarà realizzato su ogni sostegno tramite 3 dispositivi elastomerici in gomma armata.

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Gli elementi di sostegno ai quali vengono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo.

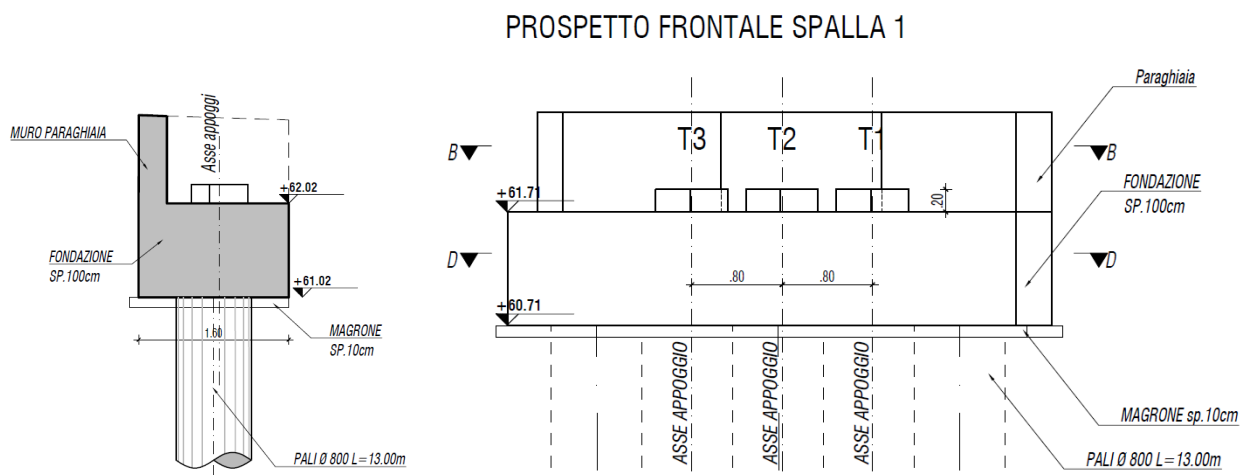


Figura 76– Carpenteria spalla.

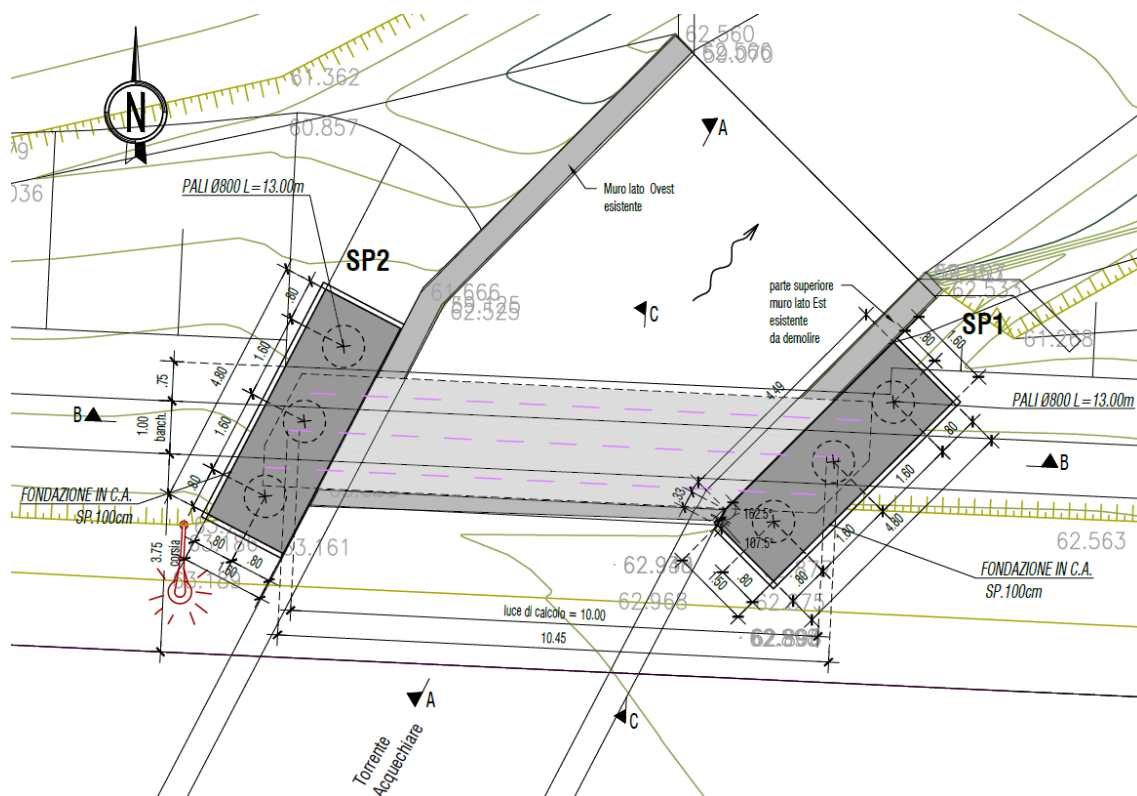


Figura 77 – Pianta fondazioni.

A favore di sicurezza, le sottostrutture sono progettate affinché si mantengano in campo elastico sia allo stato limite ultimo (STR) sia sotto l'azione sismica (fattore di struttura  $q=1$  per direzione orizzontale e verticale): in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza.

## 8.2.2 Analisi dei carichi

Per i carichi provenienti dall'impalcato si rimanda al § 8.2. Si esplicitano di seguito i carichi agenti sulle sottostrutture.

### 8.2.2.1 Peso del terreno a tergo della struttura ed analisi della spinta statica

A tergo delle spalle si prevede la presenza del terreno del rilevato stradale; per le valutazioni delle spinte dovute ad esso sono state utilizzate a favore di sicurezza, le caratteristiche seguenti:

#### *Dati di progetto*

Peso dell'unità di volume	$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ .
Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0$
Angolo che la parete forma con l'orizzontale	$\psi = 90^\circ$

Angolo d'attrito terreno-muro;  $\delta = 0$

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; le opere in oggetto sono previste su fondazioni indirette con pali trivellati che consentono di considerare le deformazioni del terreno limitate dalla struttura; per cui la pressione esercitata è una spinta statica a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

dove:

*Dati di progetto*

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi/\gamma_{\phi(M1)}) = 1 - \text{sen}(35^\circ/1) = 0.426$$

$$H_{\max} = 1.00 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 4.3 \text{ kN/m}$$

L'entità di spinta viene inserita nel modello di calcolo come carico con distribuzione triangolare.

#### 8.2.2.2 Incremento di spinta dovuto al sovraccarico stradale

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sulla spalla risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Intendendo per  $q$  il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore di  $20 \text{ kN/m}^2$ , la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

Dove:

*Dati di progetto*

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi/\gamma_{\phi(M1)}) = 1 - \text{sen}(35^\circ/1) = 0.426$$

$$H_{\max} = 1.00 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 8.5 \text{ kN/m}$$

L'entità di spinta viene inserita nel modello di calcolo come carico di superficie di intensità costante, pari a  $8.5 \text{ kN/m}^2$ .

#### 8.2.2.3 Azioni dovute al sisma

Sulla base di quanto indicato nella norma, sulle sottostrutture vengono determinate le azioni sismiche mediante analisi dinamica spettrale.

Per la definizione dell'azione sismica si rimanda al § 5.1.7 della presente relazione tecnica.

#### 8.2.2.4 Spinta del terreno in condizioni sismiche

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se  $\beta \leq \varphi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se  $\beta > \varphi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

Dove:

$\vartheta$	angolo definito come:
$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$	coefficiente di intensità sismica orizzontale (§7.11.6.2.1 NTC 2018)
$k_v = 0.5 \cdot k_h$	coefficiente di intensità sismica verticale (§7.11.6.2.1 NTC 2018)
$a_{max}$ ,	accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$g$	accelerazione di gravità
$\beta_m$	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Coeff. §7.11.6.2.1 NTC 2018)

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta. Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva.

Per le analisi in condizioni sismiche della spalla in oggetto sono utilizzati i seguenti valori:

*Dati di progetto*

categoria di suolo	C;
massima accelerazione orizzontale al suolo (SLV):	$a_{gmax}/g = 0.31$ ;
coefficiente di amplificazione stratigrafica:	$S_s = 1.37$ ;
coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.00$ ;
coefficiente di riduzione di $a_{max}$ :	$\beta_m = 1.00$ (muro non libero di ruotare)
coefficiente di intensità sismica orizzontale	$k_h = 0.31$ ;
coefficiente di intensità sismica verticale	$k_v = 0.16$ ;
Coefficiente di spinta (attiva) sismica (+ $k_v$ )	$K_{AE} = 0.55$ .
$P_{AE} = K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 / 2 \cdot (1 + k_v) = 0.55 \cdot 20 \cdot 1.00^2 / 2 \cdot (1 + 0.16) = 0.63 \cdot 20 \cdot 1.00^2 / 2 = 6.3 \text{ kN/m}$	

8.2.2.5 Forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parte strutturale e del terreno a monte solidale con la stessa. Le componenti di spinta sono date dalle seguenti espressioni:

$F_{ih} = k_h \cdot W$  Forze di inerzia orizzontali

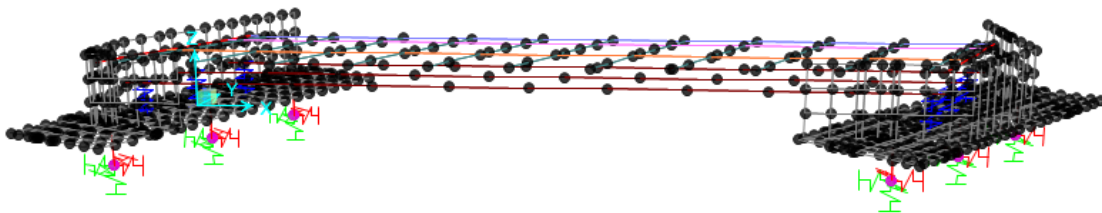
$F_{iv} = k_v \cdot W$  Forze di inerzia verticali

dove W è il peso del corpo spalla.

L'entità del carico delle forze inerziali viene calcolato in automatico dal software.

**8.2.3 Modello di calcolo**

Lo studio delle spalle viene condotto simulando il comportamento della struttura come un modello tridimensionale completo realizzato con elementi rigidi per pali e baggioli. Il modello complessivo include l'impalcato, modellato con elementi frame che descrivono le travi e la soletta ed elementi shell che rappresentano le sottostrutture.



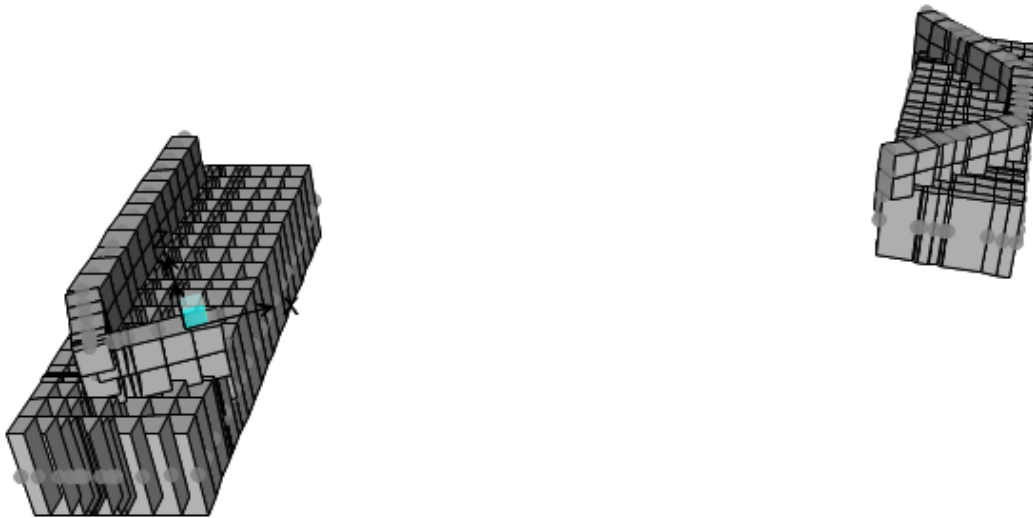


Figura 78 – Viste 3D del modello di calcolo.

I vincoli del modello sono costituiti da molle poste all'intradosso del plinto in c.a. in corrispondenza dell'effettiva posizione dei pali di fondazione ed aventi le rigidezze riportate nella tabella seguente.

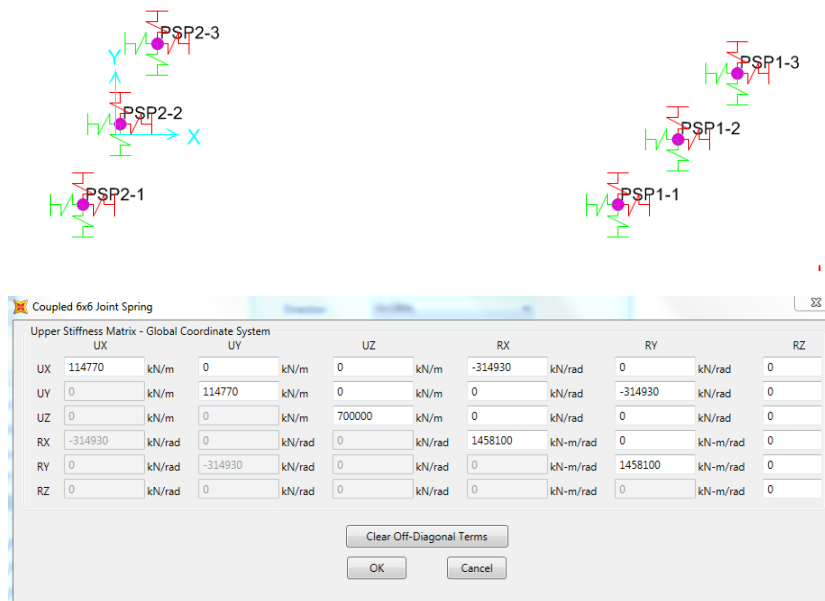


Figura 79 – Matrice di rigidezza molle testa-palo.

### 8.2.3.1 Combinazioni di carico

Si riportano di seguito le combinazioni di carico adottate:

<b>TABLE: Combination Definitions</b>			
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Text	Unitless
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	1
C_Mob_gruppo1_dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	1
C_Mob_gruppo2a	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo2a		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_Mob_gruppo2a		_Q3_Frenamento	1
C_SLE_QP	Linear Add	_G1	1
C_SLE_QP		_G2	1
C_SLE_QP		_G3	1
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	Linear Add	_Q1_Assi_conf.1	0.75
C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1		_Q1_Distribuiti_conf.1	0.4
C_SLU_gr1_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_1		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_2		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5

C_SLU_gr1_(A1)_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G2	1.5
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G3	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.35
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr1_(A1)_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G3	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_1		_Q5_Vento	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G3	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G2	1.5
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G3	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_G3_traffico	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		C_Mob_gruppo2a	1.35
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q5_Vento	0.9
C_SLU_gr2a_(A1)_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1.5
C_SLER_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_1		_G2	1
C_SLER_gr1_1		_G3	1
C_SLER_gr1_1		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_1		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_2	Linear Add	_G1	1



C_SLER_gr1_2		_G2	1
C_SLER_gr1_2		_G3	1
C_SLER_gr1_2		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_2		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_3		_G2	1
C_SLER_gr1_3		_G3	1
C_SLER_gr1_3		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLER_gr1_4	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr1_4		_G2	1
C_SLER_gr1_4		_G3	1
C_SLER_gr1_4		_G3_traffico	1
C_SLER_gr1_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLER_gr1_4		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr1_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLER_gr2a_1	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_1		_G2	1
C_SLER_gr2a_1		_G3	1
C_SLER_gr2a_1		_G3_traffico	1
C_SLER_gr2a_1		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_1		_Q5_Vento	1
C_SLER_gr2a_3	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_3		_G2	1
C_SLER_gr2a_3		_G3	1
C_SLER_gr2a_3		_G3_traffico	1
C_SLER_gr2a_3		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_3		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLEF_gr1_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_1		_G2	1

C_SLEF_gr1_1		_G3	1
C_SLEF_gr1_1		_G3_traffico	1
C_SLEF_gr1_1		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_1		_Q5_Vento	1
C_SLEF_gr1_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_2		_G2	1
C_SLEF_gr1_2		_G3	1
C_SLEF_gr1_2		_G3_traffico	1
C_SLEF_gr1_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_2		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_2		_Q7_Temp uniforme (+)	0.6
C_SLER_gr2a_2	Linear Add	_G1	1
C_SLER_gr2a_2		_G2	1
C_SLER_gr2a_2		_G3	1
C_SLER_gr2a_2		_G3_traffico	1
C_SLER_gr2a_2		C_Mob_gruppo2a	1
C_SLER_gr2a_2		_Q5_Vento	0.6
C_SLER_gr2a_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLEF_gr1_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEF_gr1_3		_G2	1
C_SLEF_gr1_3		_G3	1
C_SLEF_gr1_3		_G3_traffico	1
C_SLEF_gr1_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1
C_SLEF_gr1_3		_Q5_Vento	0
C_SLEF_gr1_3		_Q7_Temp uniforme (-)	0.6
C_ENV_SLER	Envelope	C_SLER_gr1_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_3	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr1_4	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_1	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_2	1
C_ENV_SLER		C_SLER_gr2a_3	1
C_ENV_SLEF	Envelope	C_SLEF_gr1_1	1
C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_2	1

C_ENV_SLEF		C_SLEF_gr1_3	1
C_SLU_gr1_(A2)_1	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_1		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_1		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_1		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_1		C_Mob_gruppo1_dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_1		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr1_(A2)_2	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_2		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_2		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_2		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_2		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_2		_Q5_Vento	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_3	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_3		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_3		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_3		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr1_(A2)_3		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLU_gr1_(A2)_4	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr1_(A2)_4		_G2	1.3
C_SLU_gr1_(A2)_4		_G3	1
C_SLU_gr1_(A2)_4		_G3_traffico	1
C_SLU_gr1_(A2)_4		C_Mob_gruppo1_non dom_conf.1	1.15
C_SLU_gr1_(A2)_4		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr1_(A2)_4		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_G2	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_G3	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_G3_traffico	1
C_SLU_gr2a_(A2)_1		C_Mob_gruppo2a	1.15
C_SLU_gr2a_(A2)_1		_Q5_Vento	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_2	Linear Add	_G1	1

C_SLU_gr2a_(A2)_2		_G2	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_G3	1
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_G3_traffico	1
C_SLU_gr2a_(A2)_2		C_Mob_gruppo2a	1.15
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr2a_(A2)_2		_Q7_Temp uniforme (+)	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3	Linear Add	_G1	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_G2	1.3
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_G3	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_G3_traffico	1
C_SLU_gr2a_(A2)_3		C_Mob_gruppo2a	1.15
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_Q5_Vento	0.78
C_SLU_gr2a_(A2)_3		_Q7_Temp uniforme (-)	1
C_ENV_SLU (A1)	Envelope	C_SLU_gr1_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr1_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr1_(A1)_3	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr1_(A1)_4	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr2a_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr2a_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A1)		C_SLU_gr2a_(A1)_3	1
C_ENV_SLU (A2)	Envelope	C_SLU_gr1_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr1_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr1_(A1)_3	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr1_(A1)_4	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr2a_(A1)_1	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr2a_(A1)_2	1
C_ENV_SLU (A2)		C_SLU_gr2a_(A1)_3	1
C_SLV_x	Linear Add	_Ex_SLV	1
C_SLV_x		_G3_sismica	1
C_SLV_x		C_SLE_QP	1
C_SLV_y	Linear Add	_Ey_SLV	1
C_SLV_y		_G3_sismica	1
C_SLV_y		C_SLE_QP	1
C_SLV_z	Linear Add	_Ez_SLV	1

C_SLV_z		_G3_sismica	1
C_SLV_z		C_SLE_QP	1
C_ENV_SLV	Envelope	C_SLV_x	1
C_ENV_SLV		C_SLV_y	1
C_ENV_SLV		C_SLV_z	1

### 8.2.4 Verifica delle platee di fondazione

Per le verifiche della platea di fondazione si rimanda a favore di sicurezza alle verifiche eseguite per “CV01 – Opera di scavalco – svincolo tangenziale Sud-Est”.

### 8.2.5 Verifica del muro paraghiaia

La verifica della parete paraghiaia viene effettuata considerando la parete a sbalzo sollecitata dalla spinta del terreno, del sovraccarico e dall'azione di frenamento. La geometria della parete in oggetto è mostrata nella figura che segue.

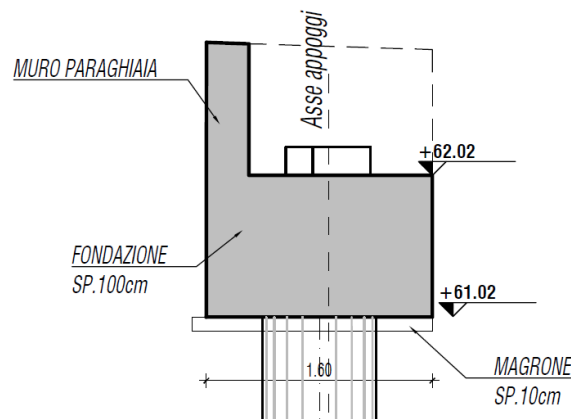


Figura 80 – Sezione spalla.

In tali ipotesi, si calcolano le sollecitazioni come di seguito.

#### Analisi dei carichi

##### 1. Peso proprio del muro paraghiaia

$\gamma_c$	25.00 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del calcestruzzo armato
$s_p$	0.30 m	spessore muro
$h$	1.00 m	altezza di riferimento del paraghiaia
$s_m$	0.00 m	spessore mensola
$l$	0.00 m	lunghezza sbalzo (netta)
$g_1$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">7.5</span> kN/m	peso proprio per unità di lunghezza

2. Spinta statica del terreno

$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno
$K_0$	0.426	-	coefficiente di spinta a riposo
$h$	1.00	m	altezza di riferimento del paraghiaia
$s_t$	4.3	kN/m	spinta del terreno per unità di lunghezza
$m_t$	1.4	kNm/m	momento d'incastro dovuto alla spinta del terreno per unità di lunghezza

Per il calcolo delle azioni dovute al traffico sul paraghiaia si segue l'approccio conservativo fornito da Cavalieri (rif. "M. Cavalieri - A. Cavalieri, PONTI: analisi, progettazione, dimensionamento"). Si assume un asse gravante direttamente sul paraghiaia e un asse gravante subito a tergo di esso. Il primo asse trasmette, oltre all'azione assiale, l'azione orizzontale di frenamento pari al 60% di  $Q_{1k}$ . Il secondo asse agisce come sovraccarico verticale sul terreno a tergo. L'approccio conservativo consiste nel considerare i due assi a interasse inferiore rispetto al valore di normativa di m.

3. Azione verticale delle ruote (carico verticale su terrapieno)

$a$	0.40	m	dimensione impronta ruota
$b$	2.40	m	dimensione impronta treno di carico
$h$	1.00	m	altezza di riferimento del paraghiaia
$\alpha$	30	°	angolo diffusione attraverso il terreno
$\underline{a}$	0.98	m	dimensione 1 diffusa
$\underline{b}$	3.55	m	dimensione 2 diffusa
$N$	300.00	kN	carico per asse (primo asse)
$\sigma_v$	312.50	kN/m <sup>2</sup>	pressione verticale sul terreno - quota $z=0$ m
$\underline{\sigma}_v$	86.35	kN/m <sup>2</sup>	pressione verticale sul terreno - quota $z=h$
$\phi$	35	°	angolo di attrito del terreno
$K_0$	0.426	-	coefficiente di spinta a riposo
$\sigma_h$	133.3	kN/m <sup>2</sup>	pressione orizzontale sul terreno - quota $z=0$ m
$\underline{\sigma}_h$	36.8	kN/m <sup>2</sup>	pressione orizzontale sul terreno - quota $z=h$
S-1	243.9	kN	azione orizzontale totale
M-1	137.7	kNm	momento totale
Beff-1	4.0	m	larghezza collaborante media del muro (Petrangeli)
s-1	61.3	kN/m	azione orizzontale per unità di lunghezza
m-1	34.6	kNm/m	momento d'incastro per unità di lunghezza

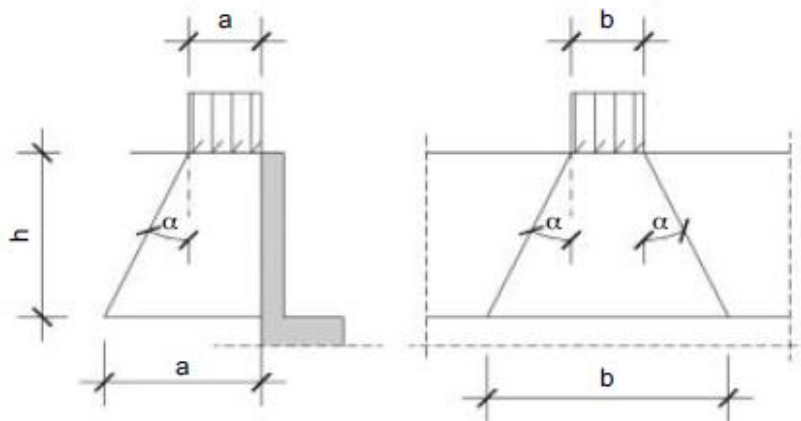


Figura 81 – Schema di diffusione del carico a tergo del muro paraghiaia.

**4. Azione orizzontale delle ruote (frenamento + carico verticale su paraghiaia)**

N-2	300 kN	carico per asse (secondo asse)
S-2	180 kN	azione orizzontale di frenamento
M-2	180 kNm	momento prodotto dall'azione di frenamento nella sezione d'incastro

$\alpha$	45 °	angolo diffusione attraverso il calcestruzzo
	4.4	larghezza di diffusione del carico nel calcestruzzo fino alla sezione d'incastro
Beff-2	m	d'incastro

n-2	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">68.2</span> kN/m	azione verticale per unità di lunghezza
s-2	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">40.9</span> kN/m	azione orizzontale per unità di lunghezza
m-2	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">40.9</span> kNm/m	momento d'incastro per unità di lunghezza

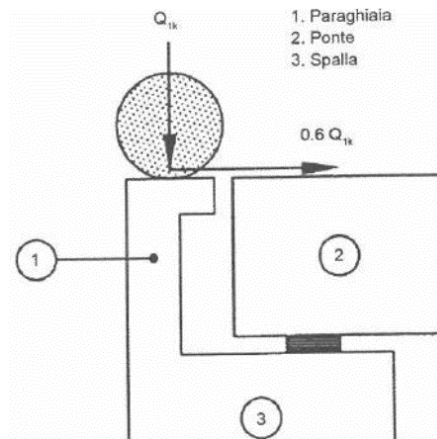


Figura 82 – Schema carico del muro paraghiaia.

### **Combinazioni e sollecitazioni - sezione d'incastro**

#### **Coefficienti NTC2018**

$\gamma_{G1}$	1.35	-
$\gamma_{G3}$	1.35	-
$\gamma_Q$	1.35	-
$\Psi_{11}$	0.75	-
$\Psi_{22}$	0	-

#### **Combinazione SLU**

$n = f_v$	102.2	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	143.8	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	103.9	kNm/m	momento flettente

#### **Combinazione SLER**

$n = f_v$	75.7	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	106.5	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	77.0	kNm/m	momento flettente

#### **Combinazione SLEF**

$n = f_v$	58.6	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	80.9	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	58.1	kNm/m	momento flettente

#### **Combinazione SLEQP**

$n = f_v$	7.5	kN/m	forza sollecitante verticale (+ = verso il basso)
$s = f_h$	4.3	kN/m	forza sollecitante orizzontale
$m$	1.4	kNm/m	momento flettente

#### **8.2.5.1 Verifica a pressoflessione SLU**

L'armatura considerata per le verifiche consiste in  $\varnothing 20/20$  cm sul lato esterno e  $\varnothing 20/20$  cm sul lato interno (lato rilevato) del muro.

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione della sezione di larghezza unitaria.



Verifica C.A. S.L.U. - File: DOMINIO\_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: PARAGHIAIA

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	300	1	1571	62
			2	1571	238

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 102.2 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 77 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

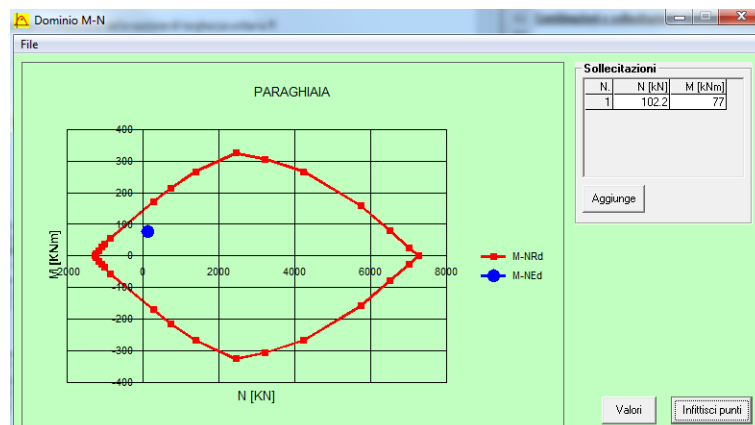
L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali B450C C30/37

E<sub>su</sub> 67.5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 409.1 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 20  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 2.046 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6933  
 τ<sub>c1</sub> 2.029

M<sub>xRd</sub> 156.9 kNm  
 σ<sub>c</sub> -20 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 409.1 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 11.69 ‰  
 d 238 mm  
 x 54.84 x/d 0.2304  
 δ 0.728



La verifica è soddisfatta.

### 8.2.5.2 Verifica a taglio SLU

La verifica viene eseguita considerando una sezione rettangolare di dimensioni b x h pari 1.0 x 0.4 mxm. Si prevede un'armatura a taglio nella misura di spilli ø8/25 cm. Il taglio resistente massimo è pari a circa 211 kN/m. Si riporta di seguito la verifica a taglio della sezione sopraccitata.

DATI SEZIONE	
B	1000 mm
H	300 mm
d	238 mm
c	40 mm
ø <sub>max</sub>	20 mm
ø <sub>ripartizione</sub>	12 mm

DATI MATERIALI	
CLS	C30/37
f <sub>ck</sub>	30.0 MPa
f <sub>cd</sub>	17.00 MPa
γ <sub>c</sub>	1.5 -
α <sub>cc</sub>	0.85 -
ACCIAIO	B450C

ARMATURA TRASVERSALE	
ø <sub>st</sub>	8 mm
A <sub>sw</sub> = 1 ø A <sub>st</sub>	50.3 mm²
b <sub>st</sub>	4 bracci
A <sub>st</sub>	201.1 mm² / m
α <sub>st_deg</sub>	90 °
α <sub>st_rad</sub>	1.57 rad

$f_{yk}$	450.0 MPa
$f_{yd}$	391.3 MPa
$\gamma_c$	1.15 -

s	200 mm
cotg( $\theta$ )	2.5 -
$\theta$	21.8 °

**VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2**

$V_{Ed}$	143.8 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	210.7 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.7 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	210.7 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	627.8 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-417.2 -	Rottura lato acciaio

Coeff.	0.9 -
d	238.0 mm
$A_{sw}$	201.1 mm <sup>2</sup>
s	200.0 mm
cotg( $\alpha$ )	0.000 -
sen( $\alpha$ )	1.000 -

Coeff.	0.90 -
d	238 mm
$b_w$	1000 mm
$\alpha_c$	1 -
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa
v	0.5 -
cotg( $\alpha$ )	0.000 -

La verifica è soddisfatta.

8.2.5.3 Verifica agli SLE

**Verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni in esercizio**

Le verifiche di limitazione delle tensioni sono effettuate seguendo le indicazioni del § 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

Momento positivo - SLE rara **Ø20/20 ext. + Ø20/20 int.**

$M_{Ed+}$	77	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed+}$	8.1	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	18	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed+}/\sigma_{c,lim}$	0.45	< 1	Ok

$\sigma_{s,Ed+}$	236.9	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{s,Ed+}/\sigma_{s,lim}$	0.66	<1	Ok

Momento positivo - SLE quasi permanente **Ø20/20 ext. + Ø20/20 int.**

$M_{Ed+}$	1.4	kNm/m	
$\sigma_{c,Ed+}$	0.15	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,lim}$	13.5	N/mm <sup>2</sup> /m	
$\sigma_{c,Ed+}/\sigma_{c,lim}$	0.01	<1	Ok

### Verifica allo stato limite di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono condotte in combinazione SLE frequente ai sensi del § 4.1.2.2.4. delle NTC2018 ed UNI EN 1992-1-1: 2005 § 7.3. Per tali verifiche sono state considerate condizioni ambientali aggressive corrispondenti ad una classe di esposizione XC4 (tabella 4.1.III). Trattando armature poco sensibili, dalla tabella 4.1.IV si ricava il valore limite di apertura delle fessure pari a 0.3mm per combinazione frequente e 0.2 mm per combinazione quasi permanente.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_3$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

La sollecitazione flettente massima (positiva) per la combinazione SLE frequente è pari a:

$$M_{max} = 58.1 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TENSIONI\_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: PARAGHIAIA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1571	62
2	1571	238

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 58.1 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

Materiali  
 B450C C30/37  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  409.1 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  20  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  2.046 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

$\sigma_c$  -6.123 N/mm²  
 $\sigma_s$  178.8 N/mm²

Verifica  
 N° iterazioni: 4

$\epsilon_s$  0.8938 ‰  
 d 238 mm  
 x 80.78 x/d 0.3394  
 $\delta$  0.8642

Precompresso

Si riporta di seguito la verifica.

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	238	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	62	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	40	[mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$	0	[mm <sup>2</sup> ]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$	30	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.9	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$	32837	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$	210000	[MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	178.8	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	88.78	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Breve	▼
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e$	6.40	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	155000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2}$	70407	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min}$	70407	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0.02231	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.9	[MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f$	0.6	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0.000511	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$	0.000428	[-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]</math></b>	<b>0.000511</b>	<b>[-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200	[mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$	20.00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$	250	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1$	0.800	[-]
	$k_2$	1.000	[-]
	$k_3$	3.400	[-]
	$k_4$	0.425	[-]

<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$s_{r,max,1}$	441	[mm]
	$s_{r,max,2}$	275	[mm]
	<b><math>s_{r,max}</math></b>	<b>441</b>	<b>[mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0.30	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.23</b>	<b>[mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

La sollecitazione flettente massima (positiva) per la combinazione SLE quasi permanente è pari a:

$M_{max} = 8.3 \text{ kNm/m}$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni.

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3**

<b>Geometria della sezione</b>	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 238 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 5$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1} = 20$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 1571$ [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2} = 0$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm <sup>2</sup> ]

<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck} = 30$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 2.9$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 32837$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 210000$ [MPa]

<b>DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE</b>	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 4.3$ [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 80.78 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Breve
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_e = 6.40$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 1571$ [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 155000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2} = 73073$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3} = 150000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min} = 73073$ [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0.02150$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 2.9$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t = 0.6$ [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000012$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = -0.000417$ [-]
	<b><math>[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000012</math> [-]</b>

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 20.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 250$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1 = 0.800$ [-]
	$k_2 = 1.000$ [-]
	$k_3 = 3.400$ [-]
	$k_4 = 0.425$ [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	$s_{r,max,1} = 452$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 285$ [mm]
	<b><math>s_{r,max} = 452</math> [mm]</b>

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim} = 0.20$ [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b><math>w_k = 0.01</math> [mm]</b>

La verifica è soddisfatta.

## 8.2.6 Verifica dei pali di fondazione

### 8.2.6.1 Caratterizzazione dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

#### **Interazione elastica**

Il comportamento di un palo soggetto ai carichi orizzontali e flettenti può essere rappresentato dalla definizione di un modulo di reazione orizzontale  $E_s$ , che nel caso in esame si assume:

- Per terreni coesivi

$$E_s = K \cdot c_u$$

dove:

$K$  = moltiplicatore generalmente adottato pari a 300

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate

- Per terreni incoerenti

$$E_s = K_h \cdot h$$

dove:

$K_h = 8000$

$h$  = altezza dello strato

Per il calcolo della rigidezza flessionale del palo si considera il momento d'inerzia della sezione non fessurata e un modulo del calcestruzzo  $E_p = 30000$  MPa.

Il palo (di lunghezza  $L_p$  e rigidezza  $E_p J_p$ ) viene considerato come una trave su suolo elastico con modulo di reazione  $E_s$  variabile con la profondità, in accordo alla teoria di Matlock e Reese. Risolvendo tale schema per una forza orizzontale a testa palo  $F$  unitaria e per un momento a testa palo  $M$  unitario:

$$F = 1 \quad M = 0$$

$$F = 0 \quad M = 1$$

si ricavano le componenti di spostamento che rappresentano i coefficienti della sotto-matrice di flessibilità  $F$  in sommità al palo, per inversione di  $F$ , si ottiene la sotto-matrice di rigidezza  $R$  in sommità del palo.

Tutto questo vale per le direzioni di inflessione lungo gli assi  $X_p$  e  $Y_p$  (assi principali d'inerzia per la sezione del palo) con i parametri competenti a ciascuna direzione, potendo risultare rigidezze differenziate.

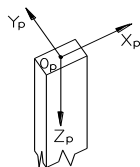
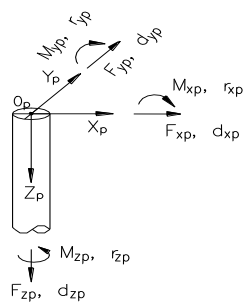
Nella seguente tabella, si riporta l'andamento del modulo di reazione orizzontale  $E_s$  per la determinazione delle rigidezze orizzontali e rotazionali dei pali di fondazione considerando la testa dei pali a partire da -2.0 m da p.c..

Profondità	$E_s$
[ m ]	MPa
0.0 ÷ 3.0	15.0
3.0 ÷ 6.0	40.0 → 65.0
6.0 ÷ 8.0	27.0
8.0 ÷ 14.0	9.0
14.0 ÷ 25.0	15.0
25.0 ÷ 35.0	30.0

La matrice di rigidezza a testa palo viene espressa nella seguente forma nel riferimento locale riportato in figura seguente.

$$\begin{array}{l}
 Fz \\
 Fx \\
 Mx \\
 Fy \\
 My \\
 Mz
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 | A_k \\
 | 0 \\
 | 0 \\
 | 0 \\
 | 0 \\
 | 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 K_{dF,x} \\
 K_{rF,x} \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 K_{rF,x} \\
 K_{rM,x} \\
 0 \\
 0 \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 K_{dF,y} \\
 K_{rF,y} \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 K_{rF,y} \\
 K_{rM,y} \\
 0
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 T_k
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 | dz \\
 | dz \\
 | dz \\
 | dz \\
 | dz \\
 | dz
 \end{array}$$

dove:



- $A_k$  = rigidezza assiale del palo;
- $K_{dF,x}$  = rigidezza traslazionale del palo in direzione x;
- $K_{rM,x}$  = rigidezza rotazionale del palo in direzione x;
- $K_{rF,x}$  = termine di accoppiamento roto-traslazionale in direzione x;
- $K_{dF,y}$  = rigidezza traslazionale del palo in direzione y;
- $K_{rM,y}$  = rigidezza rotazionale del palo in direzione y;
- $K_{rF,y}$  = termine di accoppiamento roto-traslazionale in direzione y;
- $T_k$  = rigidezza torsionale

Sistema di riferimento locale del palo

La determinazione della matrice di rigidezza dei pali con l'andamento mediato dei moduli  $E_s$  sopra riportati è stata effettuata con il programma MAP (Matrix Analysis of Piles – G. Guiducci 2005). In particolare la matrice di rigidezza è la seguente:



dz	.70000E+06	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
dx	.00000E+00	.11477E+06	-.31493E+06	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
rx	.00000E+00	-.31493E+06	.14581E+07	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
dy	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.11477E+06	-.31493E+06	.00000E+00
ry	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	-.31493E+06	.14581E+07	.00000E+00
rz	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

### **Determinazione sollecitazioni lungo il fusto del palo**

La base teorica generale che permette la soluzione del problema dei pali caricati trasversalmente è la stessa delle travi inflesse soggette a carichi non uniformi che consente di scrivere la seguente equazione differenziale della linea elastica:

$$E_p J_p d^4x / dz^4 + P = 0$$

dove:

P = reazione del terreno

X = spostamento orizzontale del palo

$E_p$  = modulo elastico del palo

$J_p$  = momento di inerzia del palo

La risoluzione dell'equazione differenziale sopra riportata richiede la scelta di una adeguata legge costitutiva del terreno ovvero di un legame funzionale del tipo  $P = f(x)$ .

In questo caso, è stato scelto un legame costitutivo lineare del tipo:  $P = E_s \cdot x$

dove  $E_s$  è il modulo di reazione orizzontale del terreno.

L'adozione di questo modello semplificato equivale alla schematizzazione del terreno circostante il palo con una serie di molle traloro indipendenti.

Nel Paragrafo precedente sono riportati i moduli di reazione orizzontale adottati analogamente a quanto fatto per la determinazione della matrice di rigidezza dei pali effettuata con il programma MAP (Matrix Analysis of Piles).

Una volta nota la soluzione generale della equazione differenziale in termini di momento flettente  $M(z)$ , il momento flettente lungo il fusto di ciascun palo è stato ricavato imponendo come condizioni al contorno che il momento  $M_0$  ed il taglio  $T_0$  a testa palo fossero uguali a quelli ottenuti dal calcolo strutturale. In particolare, allo scopo di valutare il momento flettente massimo lungo il fusto del palo, sono state estratte dalla Relazione di Calcolo per ciascuna spalla e pila, le coppie di azioni con il taglio massimo ( $T_{max}, M$ ) ed il momento massimo ( $T, M_{max}$ ).

## Attraversamento Torrente Acquachiare

### Azioni a testa palo

palo	L <sub>PALO</sub>	T	M
	[m]	[kN]	[kNm]
Spalla_SLU	13.0	106.78	184.37
Spalla SLV		133.26	213.83
Spalla SLE		79.47	135.49

Di seguito si riporta l'andamento delle sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il fusto dei pali. Il momento flettente ed il taglio lungo il fusto del palo sono esprimibili in funzione delle azioni  $M_0$  e  $T_0$  tramite l'uso di coefficienti adimensionali ( $A_m$ ,  $A_v$ ,  $B_m$ ,  $B_v$ ) secondo la seguente espressione:

$$M = A_m \cdot T_0 \cdot t + B_m \cdot M_0$$

$$T = A_v \cdot T_0 + B_v \cdot M_0 / t$$

Da cui risultano:

### Spalla - SLU

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	106.78	184.37	5.925	2.202
.31	80.92	213.61	5.253	2.098
.63	57.88	235.36	4.615	1.982
.94	38.74	250.26	4.015	1.856
1.25	21.15	259.49	3.456	1.724
1.56	6.27	263.64	2.938	1.588
1.88	-6.08	263.62	2.463	1.451
2.19	-16.27	260.03	2.031	1.316
2.50	-25.41	253.59	1.641	1.182
3.00	-35.20	238.31	1.101	.978
3.50	-49.89	217.43	.660	.789
4.00	-60.80	189.31	.309	.620
4.50	-64.95	157.47	.036	.476
5.00	-62.54	125.13	-.172	.359
5.83	-47.89	77.53	-.409	.220
6.67	-33.84	44.44	-.554	.137
7.50	-19.36	21.68	-.647	.092
8.75	-8.79	5.63	-.742	.065
13.00	.00	.00	-.820	.061

**Spalla - SLV**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	133.26	213.83	7.219	2.655
.31	101.72	250.44	6.408	2.534
.63	73.61	277.91	5.637	2.397
.94	50.23	297.02	4.911	2.248
1.25	28.68	309.20	4.233	2.091
1.56	10.46	315.14	3.604	1.929
1.88	-4.72	315.98	3.027	1.765
2.19	-17.26	312.43	2.501	1.602
2.50	-28.52	305.37	2.025	1.442
3.00	-40.63	287.92	1.367	1.196
3.50	-58.96	263.52	.827	.967
4.00	-72.72	230.06	.396	.762
4.50	-78.23	191.82	.060	.587
5.00	-75.72	152.77	-.197	.444
5.83	-58.33	94.98	-.491	.274
6.67	-41.39	54.56	-.673	.172
7.50	-23.75	26.68	-.790	.117
8.75	-10.82	6.94	-.912	.084
13.00	.00	.00	-1.012	.078

**Spalla SLE**

prof. m	F kN	M kN*m	y mm	r mRad
.00	79.47	135.49	4.391	1.629
.31	60.30	157.26	3.894	1.553
.63	43.23	173.48	3.422	1.467
.94	29.03	184.63	2.978	1.374
1.25	15.98	191.57	2.563	1.276
1.56	4.95	194.74	2.180	1.176
1.88	-4.22	194.81	1.828	1.075
2.19	-11.79	192.24	1.508	.975
2.50	-18.57	187.55	1.219	.876
3.00	-25.84	176.35	.819	.725
3.50	-36.78	160.99	.492	.585
4.00	-44.91	140.24	.231	.460
4.50	-48.04	116.70	.028	.354
5.00	-46.30	92.77	-.126	.267
5.83	-35.49	57.52	-.302	.164
6.67	-25.10	32.98	-.411	.102
7.50	-14.36	16.09	-.480	.069
8.75	-6.52	4.18	-.551	.049
13.00	.00	.00	-.609	.045

**8.2.6.2 Verifiche strutturali pali**

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. dei pali di fondazione riprendendo le sollecitazioni sopra riportate oltre alle verifiche a fessurazione. Si considera un copriferro pari a 6 cm, un calcestruzzo tipo Rck 28/35 ed una armatura pari a n°16  $\phi$ 20 e spirale  $\phi$ 12/20 sino a fondo palo.

**Spalla**

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Palo
Tipologia sezione:	Circolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Moderat. aggressive
Condizioni Ambientali:	

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Resistenza compress. ridotta fcd':	79.30	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	168.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	126.00	daN/cm <sup>2</sup>
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm <sup>2</sup>

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	16Ø20	(50.3 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.2	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	54389	26364	10678	0
2	36477	31598	13326	0

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	39293	19481

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	39293	19481 (20855)

### RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.4	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	54389	26364	54414	69488	2.636	18.0	---	---	50.3 (15.1)
2	S	36477	31598	36490	65767	2.081	19.3	---	---	50.3 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00219	31.8	-0.00795	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00211	31.8	-0.00866	-31.8

### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	22.6	cm <sup>2</sup> /m [Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /m]

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast
1	S	10678	111013	120968	69.5  54.7	2.500	1.068	2.0
2	S	13326	108078	122954	68.0  55.6	2.500	1.046	2.5

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [(daN/cm <sup>2</sup> )
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	58.8	-40.0	0.0	40.0	-1028	31.8	20.5	1781	22.0	----

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00044		0.50	0.60	0.000308 (0.000308)	520	0.160 (990.00)	20855

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	58.8	-40.0	0.0	40.0	-1028	31.8	20.5	1781	22.0	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00044		0.50	0.40	0.000308 (0.000308)	520	0.160 (0.20)	20855