



# Città Metropolitana di Milano

## Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415 "Paullese" – 2° Lotto – 1° Stralcio tratto "A" da S.P. 39 "Cerca" alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)

### PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
ing. Carlo Maria Merlano

#### PROGETTAZIONE

Ing. Andrea Orio – OB2 Ingegneria Srl  
Prof. Ing. Antonio Capsoni – B&C Assoc. Ingegneri  
Ing. Valter Peisino – IG Ingegneria Geotecnica Srl  
Studio Ing. Alessandro Berdini  
Ing. Alex Pellegatta



I. G. INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.  
Dott. Ing. Valter PEISINO  
ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI CUNEO  
n° 753

#### APPALTATORE



GIMACO COSTRUZIONI Srl

#### ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale opere d'arte minori  
Sottopassi Svincoli Paullo e Settala

doc.253

#### CODICE

1822\_E\_D\_3.26.9.03

DATA	10/2018	REDATTO	C.P.	VER.	A.C.	APPR.	A.C.	SCALA	-
REVISIONE	DATA	REDATTO		MOTIVAZIONE		APPROVATO		NOME FILE	182_E_D_3.26.9_3.docx
02	02/08/19	D.V.		AGGIORNAMENTO		A.C.			
03	10/10/19	C.P.		AGGIORNAMENTO		A.C.		REVISIONI	01 02 03

**PROGETTAZIONE ESECUTIVA E REALIZZAZIONE DEI LAVORI  
DI RIQUALIFICA E POTENZIAMENTO DELLA S.P. EX S.S. 415  
"PAULLESE" – 2° LOTTO – 1° STRALCIO TRATTO "A" DA S.P.  
39 "CERCA" ALLA PROGR. KM 12+746 (INTERSEZIONE TEEM)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**G - OPERE D'ARTE MINORI**

**Relazione di calcolo strutturale opere d'arte minori**

**Sottopassi Svincoli Paullo e Settala**

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1. SOTTOVIA.....	5
1.2. PONTICELLI (attraversamenti idraulici).....	8
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>10</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>10</b>
3.1. Calcestruzzo .....	10
3.1.1 Calcestruzzo per fondazioni .....	10
3.1.2 Calcestruzzo per piedritti e impalcato .....	11
3.1.3 Calcestruzzo per travi di bordo/cordoli.....	12
3.2. Acciaio 12	
3.2.1 Acciaio per cemento armato - Barre (B450C) .....	12
3.2.2 Acciaio per cemento armato - Reti elettrosaldate (B450A) .....	12
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>14</b>
<b>5. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI .....</b>	<b>15</b>
5.1. Pesi propri dei materiali strutturali: $g_1$ .....	16
5.2. Carichi permanenti portati: $g_2$ .....	16
5.3. Spinta statica del terreno: $g_3$ .....	16
5.4. Deformazioni impresse: $\epsilon$ .....	16
5.4.1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto: $\epsilon_1$ .....	16
5.4.2 Effetti reologici – ritiro e viscosità: $\epsilon_2$ .....	17
5.4.3 Variazioni termiche: $\epsilon_3$ .....	17
5.5. Azioni variabili: $q$ .....	19
5.5.1 Azioni variabili da traffico: $q_1$ .....	19
5.5.2 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: $q_3$ .....	21
5.5.3 Azione del vento ( $q_w, k$ ).....	22
5.5.4 Azioni sismiche: $q_6$ .....	23
5.5.5 Azione eccezionale urto da traffico veicolare: $a_1$ (sottovia).....	25
5.5.6 Azioni variabili sui parapetti e urto di veicoli in svio: $a_2$ (ponticelli).....	25
5.6. Azioni di calcolo e loro combinazioni.....	26
5.6.1 Combinazioni delle azioni.....	26
5.6.2 Coefficienti parziali di sicurezza .....	26

5.6.3	Coefficienti di combinazione .....	27
5.6.4	Combinazioni di carico .....	27
5.7.	Condizioni ambientali.....	30
5.7.1	Fessurazione.....	30
5.7.2	Copriferro .....	32
<b>6.</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>34</b>
6.1.	SOTTOVIA .....	34
6.1.1	Modalità di applicazione dei carichi .....	35
6.2.	PONTICELLI (ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI) .....	41
6.2.1	Modello di calcolo impalcato .....	42
6.2.2	Geometria del modello FEM .....	43
6.2.3	Modalità di applicazione dei carichi.....	43
6.2.4	Combinazioni di carico .....	47
6.2.5	Sezioni di verifica.....	47
6.2.6	Modello di calcolo spalle.....	48
<b>7.</b>	<b>VERIFICHE .....</b>	<b>49</b>
7.1.	VERIFICHE SOTTOVIA .....	49
7.1.1	Verifiche SLE .....	52
7.1.2	Verifiche SLU .....	56
7.1.3	Verifica travi di bordo.....	61
7.1.4	Verifica soletta di transizione .....	63
7.1.5	Fondazioni .....	70
7.1.6	Verifiche azioni su piedritto per urto di veicoli in svio.....	79
7.2.	VERIFICHE PONTICELLI .....	80
7.2.1	Verifiche impalcato .....	80
7.2.2	Azioni sollecitanti .....	80
7.2.3	Armatura .....	81
7.2.4	Verifiche in fase di getto .....	82
7.2.5	Verifiche SLE .....	84
7.2.6	Verifiche SLU .....	89
7.2.7	Verifiche azioni su parapetto e urto di veicoli in svio .....	91
7.2.8	Verifiche dei sistemi di ritenuta sismica.....	93
	Dispositivi in direzione longitudinale .....	93
	Dispositivi in direzione trasversale.....	93

7.2.9 Appoggi e cuscinetti in gomma .....	94
Appoggi .....	94
Cuscinetti su paraghiaia .....	97
7.2.10 Verifiche Spalle.....	98
7.2.11 Verifiche SLE .....	101
7.2.12 Verifiche SLU .....	104

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto il calcolo e le verifiche delle opere minori inerenti la riqualifica della Strada Provinciale "Paullese".

Nello specifico trattasi di 4 sottovia per gli svincoli di Settala e Paullo e di 3 opere di scavalco idraulico per i canali Tombona Principale, Cavo Marocco e Roggia Tribiana.



Figura 1 - planimetria di inquadramento

### 1.1. SOTTOVIA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche strutturali di 4 sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori di riqualifica della Strada Provinciale "Paullese", per i nuovi svincoli di Settala e Paullo.

Si tratta di 4 opere analoghe per geometria, modalità costruttiva e condizioni di carico, realizzate con struttura monolitica in c.a. gettata in opera.

I sottovia hanno conformazione planimetrica curvilinea (raggio di curvatura su asse medio ~35m), calibro di passaggio interno pari a 12m e altezza >5,2m, e lunghezza pari a circa 25m. Le fondazioni di tipo diretto sono realizzate con due nastri di larghezza 4m, dai quali emergono i piedritti laterali sp.80cm posti in continuità con il solettone di copertura, anch'esso di sp.80cm. In corrispondenza dei due imbocchi sono infine previste travi estradossate deputate anche al contenimento della pavimentazione stradale della Strada Provinciale.

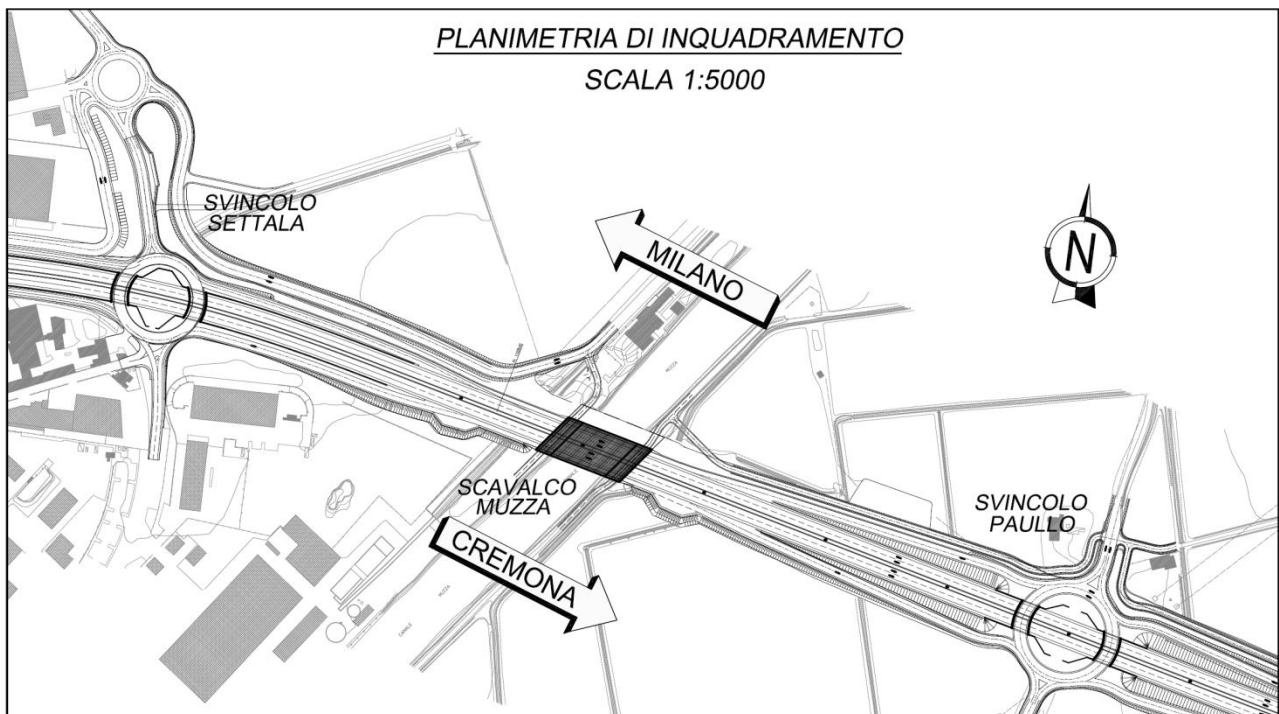


Figura 1.2 – Planimetria inquadramento

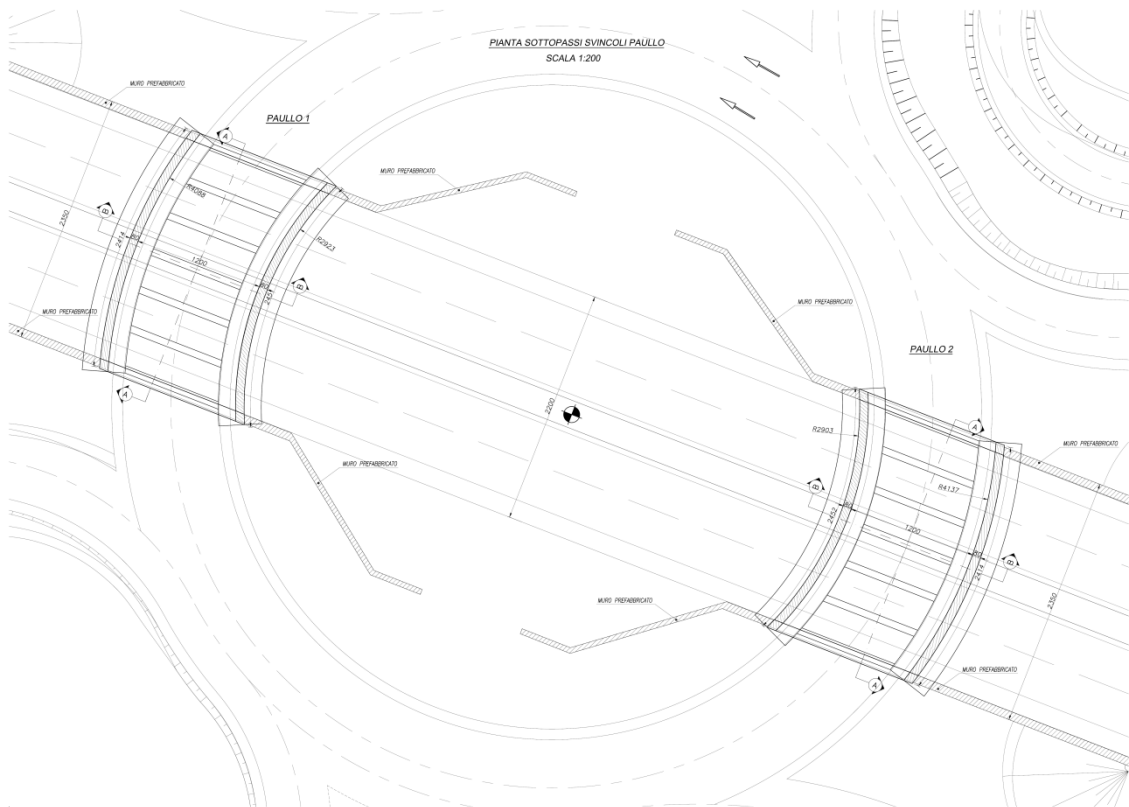


Figura 1.3 – Pianta svincolo Paullo

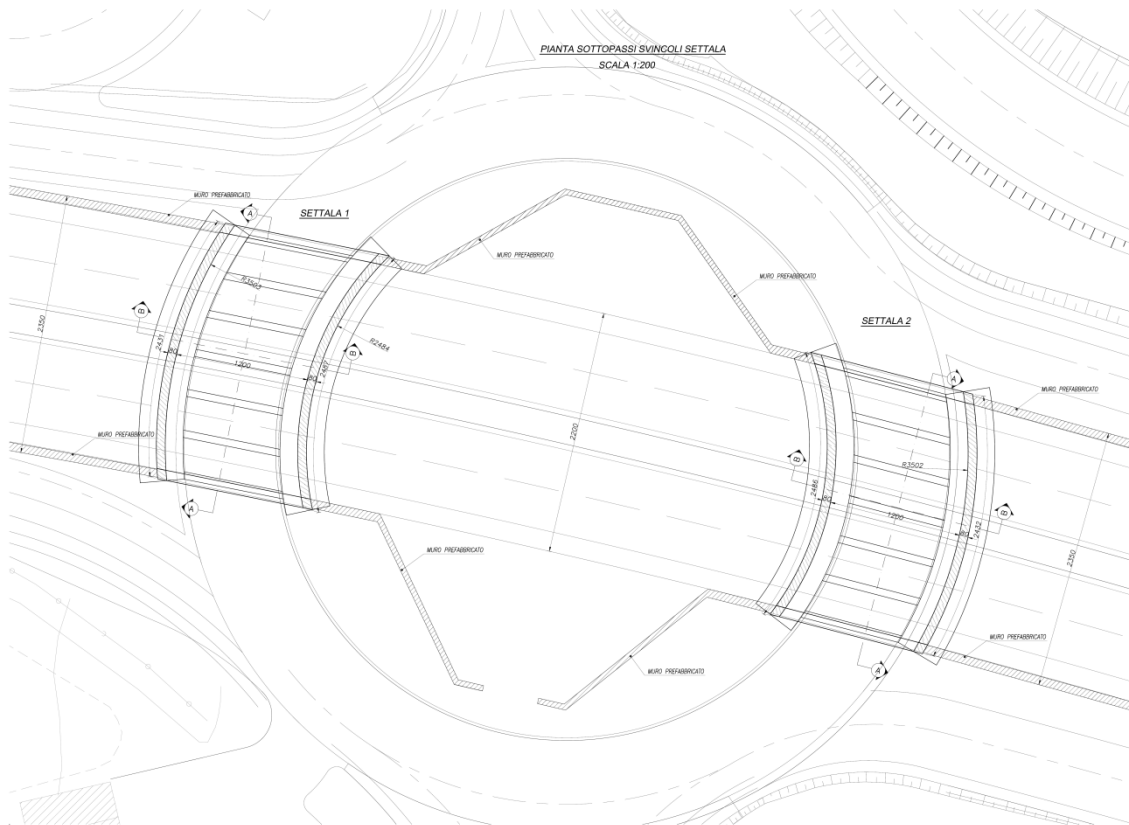


Figura 1.4 – Pianta svincolo Settala

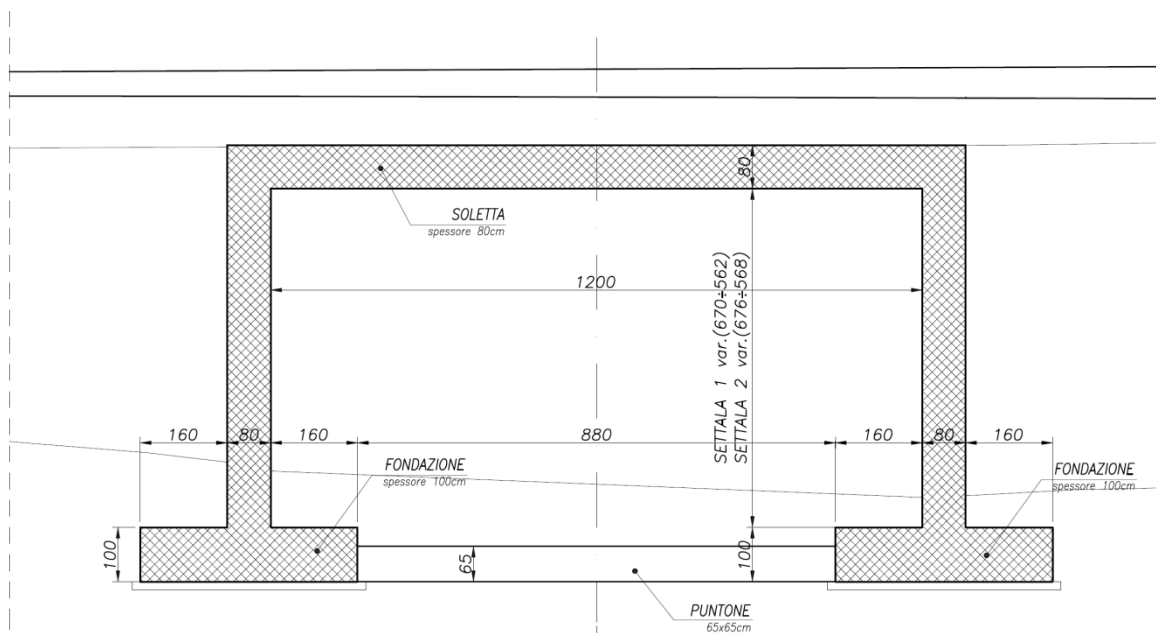
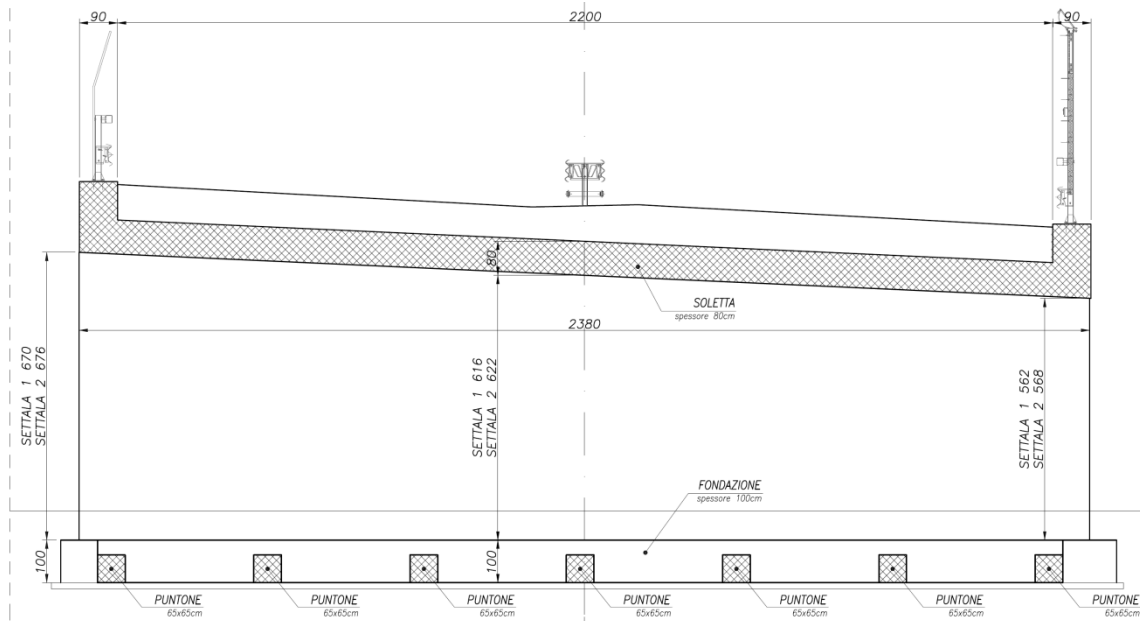


Figura 1.5 – Sezione trasversale tipo





## 1.2. PONTICELLI (ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI)

La presente relazione ha per oggetto le verifiche strutturali di 5 ponticelli da realizzarsi nell'ambito dei lavori di riqualifica della Strada Provinciale "Paullese", per i nuovi svincoli di Settala e Paullo.

Si tratta di 5 opere analoghe per geometria, modalità costruttiva e condizioni di carico, realizzate in CA con unica campata in semplice appoggio su spalle poggianti su fondazioni dirette.

Gli attraversamenti sono:

1. Attraversamento Maggiore Roggia Tombona
2. Attraversamento Minore Roggia Tombona
3. Attraversamento Cavo Marocco
4. Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana
5. Attraversamento Minore Roggia Tribiana

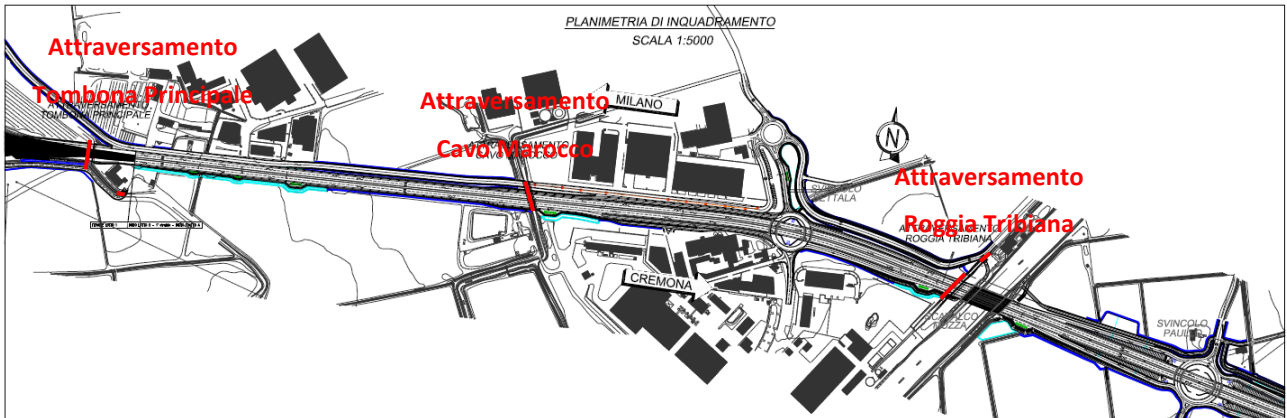


Figura 7 - planimetria di inquadramento ponticelli

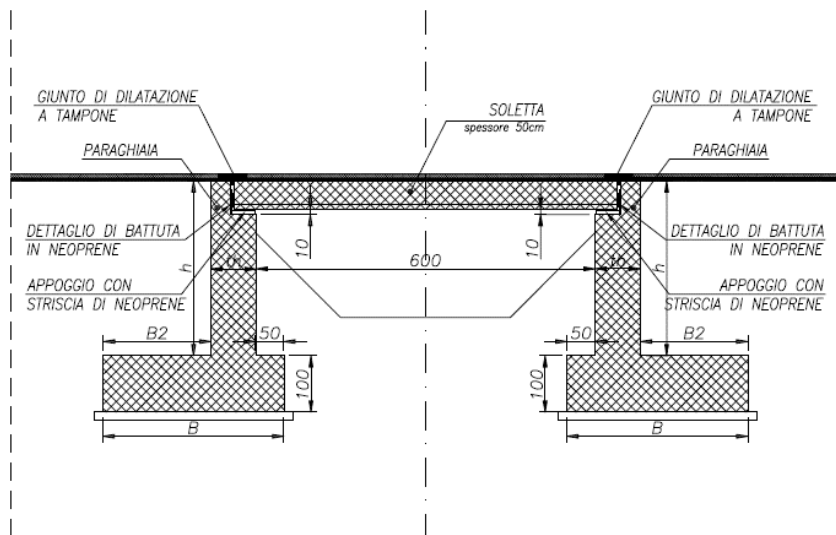


Figura 8 – sezione tipologica ponticelli

	h (m)	B (m)	B2 (m)	th(m)
<b>Tombona Maggiore</b>	4,15	3,50	2,20	0,80
<b>Cavo Marocco</b>	4,25	3,20	1,90	0,80
<b>Tribiana Maggiore</b>	7,00	4,70	3,20	1,00
<b>Tombona Minore</b>	3,10	3,20	1,90	0,80
<b>Tribiana Minore</b>	3,10	3,20	1,90	0,80

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le strutture in calcestruzzo oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli Stati Limite (SL).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità col **D.M. 20.02.2018** – "Norme tecniche per le costruzioni". Si fa inoltre riferimento alla circolare esplicativa del precedente decreto (**Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.**).

Per quanto non espressamente specificato nel D.M. 20.02.2018, si fa riferimento agli Eurocodici strutturali, e in particolare:

**UNI EN 1991-1-4:2005:** "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento".

**UNI EN 1991-1-5:2004:** "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture. Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche".

**UNI EN 1998-1:2005:** "Eurocodice 8 – "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture".

**UNI EN 1998-2:2006:** "Eurocodice 8 – "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 2: Ponti".

**UNI EN 206-1-2006:** Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

## 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 3.1. CALCESTRUZZO

Secondo NTC2008 - UNI EN 206-1-2006

#### 3.1.1 Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza:	C28/35
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$

Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15,86$ MPa
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36$ MPa
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 2,76$ MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,32$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,93$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,34$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 32308$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min} = 40$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c = 0,45$
Diametro max aggregato	$D_{max} = 32$ mm
Dosaggio minimo cemento	$300$ kg/m <sup>3</sup>

### 3.1.2 Calcestruzzo per piedritti e impalcato

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XF2
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 32$ MPa
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13$ MPa
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,02$ MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,62$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,11$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,75$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33346$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min} = 40$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c = 0,55$
Diametro max aggregato	$D_{max} = 20$ mm

Dosaggio minimo cemento  $320 \text{ kg/m}^3$

### 3.1.3 Calcestruzzo per travi di bordo/cordoli

Classe di resistenza: C32/40

Classe di esposizione: XC4/XF4

Classe di consistenza: S4/S5

Resistenza caratteristica:  $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

Coefficiente parziale:  $\gamma_c = 1,5$

Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$

Resistenza media:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione per flessione:  $f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,62 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,11 \text{ MPa}$

Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:  $f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,75 \text{ MPa}$

Modulo elastico:  $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33346 \text{ MPa}$

Copriferro minimo  $c_{\min} = 55 \text{ mm}$

Rapporto acqua – cemento  $a/c = 0.45$

Diametro max aggregato  $D_{\max} = 16 \text{ mm}$

Dosaggio minimo cemento  $360 \text{ kg/m}^3$

## 3.2. ACCIAIO

### 3.2.1 Acciaio per cemento armato - Barre (B450C)

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Coefficiente parziale:  $\gamma_s = 1,15$

Resistenza di calcolo:  $f_{yd} = 390 \text{ MPa}$

### 3.2.2 Acciaio per cemento armato - Reti elettrosaldate (B450A)

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$   
Coefficiente parziale:  $\gamma_s = 1,15$   
Resistenza di calcolo:  $f_{yd} = 390 \text{ MPa}$

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche del terreno assunte ai fini delle analisi, sono quelle dedotte dalla "Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica" e "Relazione geotecnica:" del Progetto Definitivo e riportate per comodità di seguito.

Stando al profilo geotecnico, lo svincolo Settala è situato in corrispondenza della "Stratigrafia 1" compresa fra le progressive 9+827 e 11+400, mentre lo svincolo Paullo in corrispondenza della "Stratigrafia 2" compresa fra le progressive 11+400 e 13+000.

Gli attraversamenti idraulici ricadono tutti e tre nella "Stratigrafia 1".

Nel seguito si riportano le caratterizzazioni.

*Sulla base dell'interpretazione stratigrafica dei sondaggi, eseguiti in corrispondenza dei diversi svincoli previsti dal progetto, sono state definite le stratigrafie riportate nelle seguenti Tabelle 4.2÷4.4. Al di sotto del terreno agrario superficiale di spessore variabile tra 1,1 m e 2,1 m, sono stati individuati due differenti tipi di terreno: i terreni di tipo B costituiti da sabbie con limo e argilla, sabbie limose con ghiaia, sabbie grossolane con ghiaia ed i terreni di tipo C comprendenti ghiaie con sabbia e limo, ghiaie con sabbia, e ghiaie limoso sabbiose*

**Tabella 4.2 - Stratigrafia 1 (svincolo "Settala"; sondaggi SD, S3 e S4)**

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0,00	2,10	Terreno agrario	
2	2,10	7,00	Sabbia con ghiaia debolmente limosa	B
3	7,00	10,00	Sabbia con ghiaia	B
4	10,00	14,00	Sabbia con ghiaia debolmente limosa	B
5	14,00	14,40	Sabbia limosa con ghiaia	B
6	14,40	16,50	Sabbia e ghiaia con limo	B
7	16,50	17,00	Sabbia e limo con ghiaia	B
8	17,00	24,00	Sabbia con ghiaia	B
9	24,00	25,30	Ghiaia con sabbia	C
10	25,30	36,00	Sabbia con ghiaia	B

Tabella 4.3 - Stratigrafia 2 (svincolo "Paullo"; sondaggio S5)

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione	Tipo
	Da	a		
1	0,00	1,10	Terreno agrario	
2	1,10	8,45	Sabbia e limo con ghiaietto	B
3	8,45	12,00	Sabbia grossolana con ghiaia	B
4	12,00	14,40	Sabbia limoso ghiaiosa	B
5 (*)	14,40	35,00	Ghiaia con sabbia e limo	C

Nelle tabelle seguenti sono fornite le caratterizzazioni geotecniche per i tre tratti in cui è stato suddiviso il tracciato.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica non è stato preso in considerazione il terreno agrario superficiale.

Tabella 6.3 - Stratigrafie 1 e 2, parametri geotecnici

Strato	Profondità (m)		N (colpi/300 mm)	$D_r$ (%)	$\phi'$ (°)	E (MPa)
	Da	A				
1	0	10	15	45	36	15÷50
2	10	17	30	> 50	39	50÷80
3	17	36	50	> 50	39	80

Ai fini della definizione delle sollecitazioni indotte in fase sismica, si è tenuto conto della categoria di sottosuolo afferente alla Categoria C, come specificato nella "Relazione Geotecnica" del Progetto Definitivo.

## 5. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel seguito è illustrata l'analisi dei carichi e la modellazione adottata per determinare le sollecitazioni sui vari elementi della struttura.

Le azioni considerate sono le seguenti:

$g_1$ : peso proprio degli elementi strutturali;

$g_2$ : carichi permanenti portati;

$g_3$ : spinta delle terre;

$\varepsilon_{1/2}$ : variazioni termiche uniformi e differenziali;

$q_1$ : carichi mobili (*schema 1*: distribuiti UDL + tandem TS);

$q_2$ : azione longitudinale di frenamento;

$q_3$ : azioni sismiche;



Tali azioni saranno combinate secondo i punti 5.1.3.12 e 5.1.3.14 del D.M. 20/02/2018.

#### 5.1. **PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI: G1**

Calcestruzzo armato: 25,0 kN/m<sup>3</sup>

#### 5.2. **CARICHI PERMANENTI PORTATI: G2**

Si riportano i carichi permanenti:

Ricarico stradale (sp. Pavimentazione 11cm)	21 kN/mc
Rilevato a tergo parete	20 kN/mc
Sicurvia H4 (2·1,5kN/m)	3,00 kN/m
Parapetto (1,0kN/m)	1,00 kN/m

È stato assegnato un valore di carico permanente non strutturale pari a 21,00 kN/mq.

#### 5.3. **SPINTA STATICA DEL TERRENO: G3**

Si assumono i seguenti dati caratteristici del terreno secondo quanto nella relazione geotecniche:

$$\phi = 35^\circ;$$

$$c = 0 \text{ kPa};$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3;$$

$$k_a = 0,271 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h,a} = 5,15 * z \quad \text{kN/mq}$$

$$k_p = 3,690 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h,a} = 70,11 * z \quad \text{kN/mq}$$

$$k_0 = 0,426 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h,a} = 8,64 * z \quad \text{kN/mq}$$

Viene utilizzata la spinta a riposo per le combinazioni statiche con l'aggiunta della spinta dinamica di seguito esposta per le combinazioni sismiche.

#### 5.4. **DEFORMAZIONI IMPRESSE: E**

##### 5.4.1 **Distorsioni e presollecitazioni di progetto: e1**

Per le opere in progetto non sono previste distorsioni né presollecitazioni di progetto.

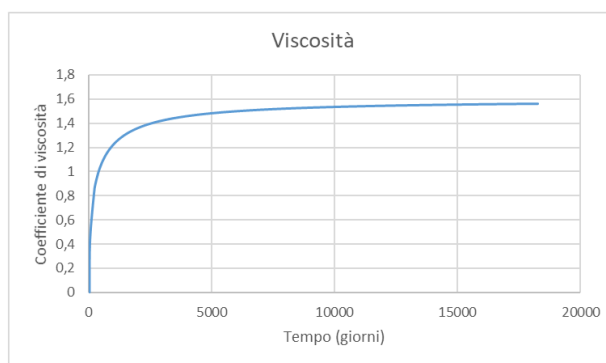
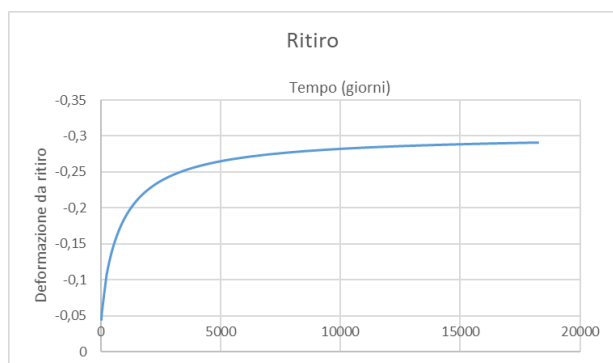
### 5.4.2 Effetti reologici – ritiro e viscosità: $\epsilon_2$

Gli effetti reologici del calcestruzzo ( $\epsilon_2$ ) sono valutati in accordo con le NTC2018 facendo riferimento per quanto non espressamente indicato alla norma EN1992-1-1 §3.1.4(6), Annex B.1 e B.2.

Nel calcolare  $h_0$ , si considera lo spessore medio di soletta gettata pari a 800mm, e come superficie esposta la sola faccia superiore, da cui consegue  $h_0 = 2 \cdot b \cdot h / b = 2 h = 1600\text{mm}$ .

Si riporta nel seguito la valutazione delle deformazioni da ritiro e del coefficiente di viscosità a tempo infinito e in corrispondenza di  $t = VN = 18250\text{gg}$ .

Si considera un valore medio dell'umidità relativa dell'aria  $UR = 70\%$ .



		a $t=50$ anni	a $t=\infty$	
Deformazione da ritiro	$\epsilon_{cs} =$	0,29 ‰	0,30 ‰	(impalcato)
Coefficiente di viscosità	$\phi(t, t_0) =$	1,56	1,94	(impalcato)

### 5.4.3 Variazioni termiche: $\epsilon_3$

Il coefficiente di dilatazione termica  $\alpha_T$  per la struttura in calcestruzzo è assunto pari a  $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Ai fini della determinazione delle temperature di progetto si fa riferimento alle specifiche di cui all'EN1991.

Secondo le indicazioni del § 3.5.2 delle NTC2018 per la zona I è possibile considerare le seguenti temperature minime e massime ambientali:

$$T_{\max} = 42^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -15^\circ\text{C}$$

Per quanto concerne la determinazione delle temperature uniformi sulla sezione si utilizza il grafico seguente.

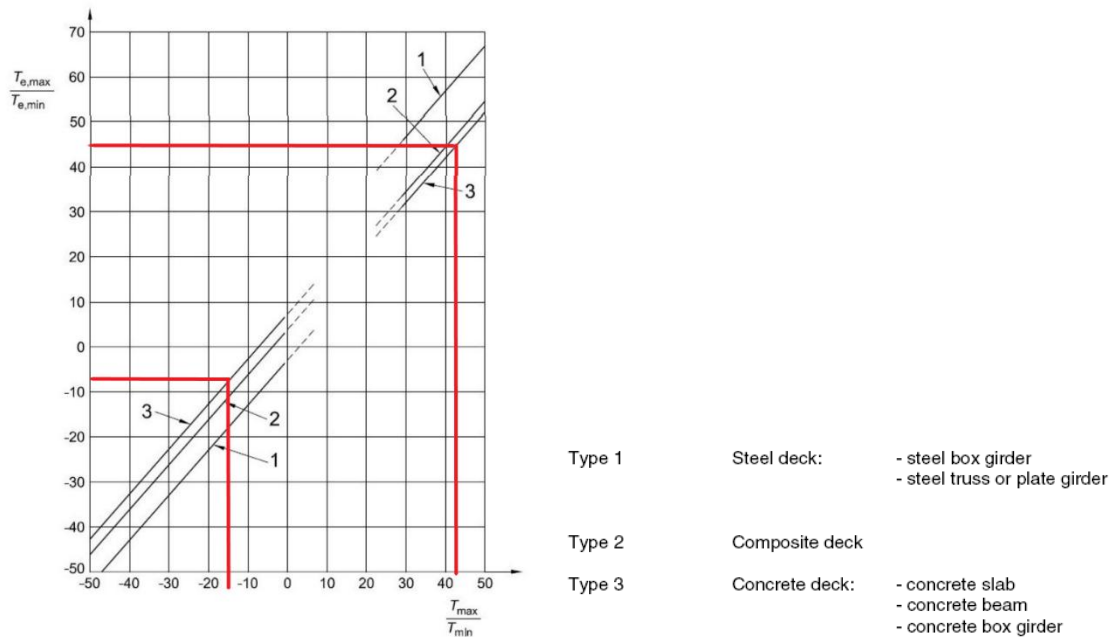


Figura 5.1 - Correlazione tra min/max temperatura ambiente e min/max temperatura struttura (figura 6.1 EN1991-1-5)

Entrando nel grafico sopra riportato in ordinata con le temperature ambientali  $T_{max}/T_{min}$ , si determinano temperature uniformi sulla sezione Tipo 3 ( $T_e$ ) variabili tra  $-7,5^{\circ}\text{C}$  e  $+45^{\circ}\text{C}$ .

La temperatura iniziale delle opere è assunta pari a  $T_0 = +15^{\circ}\text{C}$ .

Le variazioni di temperatura caratteristiche da adottare per le valutazioni statiche e cinematiche risultano pertanto:

$$\Delta T_{N,con} = -7.5^{\circ} - 15^{\circ} = -22.5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = +45^{\circ} - 15^{\circ} = +30.0^{\circ}\text{C}$$

Si valutano inoltre le variazioni termiche differenziali nello spessore d'impalcato, coerentemente con le indicazioni di EN 1991-1-5 §6.1.4.1 per impalcati di calcestruzzo ("tipo 3") del tipo "piastra di calcestruzzo", con rivestimento di spessore indicativo =100mm:

- Estradosso caldo  $\Delta T_{M,heat} = 15 \times 0.7 = 10.5^{\circ}\text{C}$

- Estradosso freddo  $\Delta T_{M,cool} = 8 \times 1,0 = 8^{\circ}\text{C}$

Nel considerare la simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti di differenza di temperatura, al fine di ridurre il numero di combinazioni di carico, a favore di sicurezza si trascura

la possibilità di adottare quanto specificato al paragrafo 6.1.5 delle EN1991, ovvero nel combinare gli effetti si potrebbero assumere coefficienti di compartecipazione pari a 35% e 75%

## 5.5. AZIONI VARIABILI: Q

### 5.5.1 Azioni variabili da traffico: q1

I carichi variabili da traffico sono definiti da Schemi di Carico disposti su corsie convenzionali.

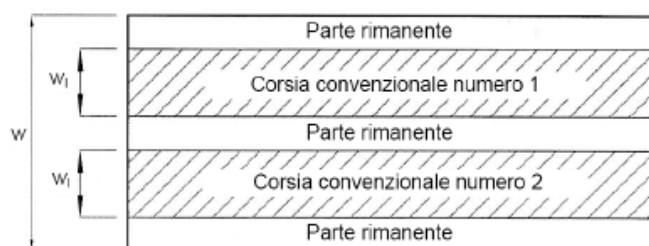


Figura 5.2 – Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 5.1 – Numero e larghezza delle corsie

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.

*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 Figura 5.3. 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.

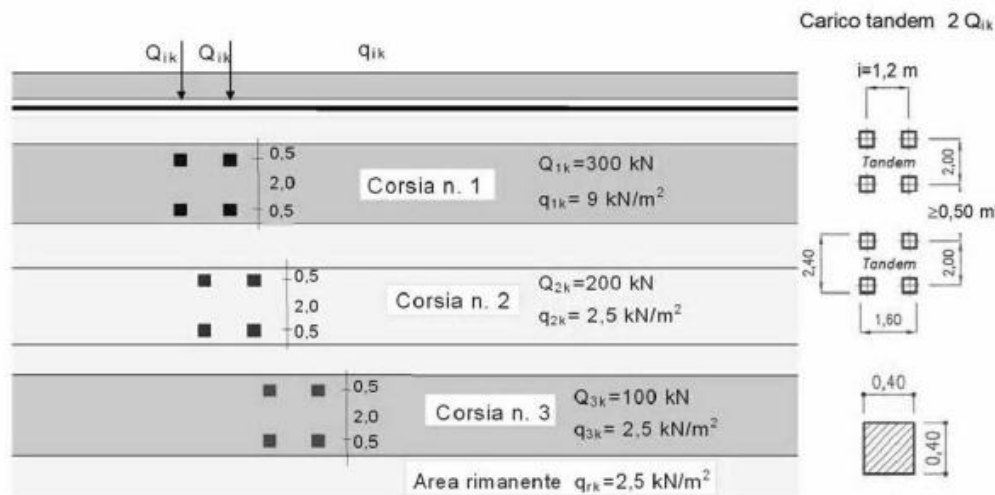


Figura 5.3 – Schema di Carico 1 (dimensioni in metri)

Si devono considerare le seguenti intensità dei carichi, già comprensive degli effetti dinamici:

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

Tabella 5.2 – Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

I carichi accidentali sono disposti in maniera tale da massimizzare la flessione, il taglio e la torsione secondo linee di influenza. Il codice di calcolo utilizzato permette di gestire tali carichi in modo automatico.

Nell'opera in oggetto, su un larghezza utile di 22m, si considerano le tre corsie convenzionali principali e una area rimanente di 13m ("altre corsie").

*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 Figura 5.4. 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.

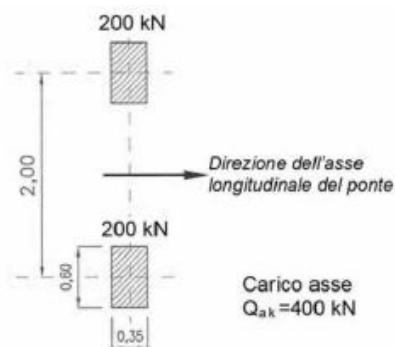


Figura 5.4 – Schema di Carico 2 (dimensioni in metri)

Per le opere in oggetto questo schema di carico non risulta dimensionante.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1 e 2 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 (Figura 5.5).

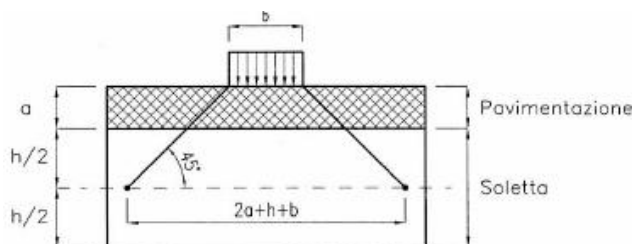


Figura 5.5 – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Lo schema di carico n. 5 non è stato preso in considerazione in quanto ritenuto non dimensionante.

### 5.5.2 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 n.1 ed è uguale a:

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

essendo  $w_l$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata.

Si ottengono pertanto i seguenti valori da applicare a livello della pavimentazione:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 13,6 = 397 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad q_3 = 29,2 \text{ kN/m}$$

L'azione di frenamento è stata applicata sulla sola corsia convenzionale n.1.

### 5.5.3 Azione del vento ( $q_w, k$ )

Per la definizione dell'azione del vento si fa riferimento al §3.3 delle Norme Tecniche; in ragione della tipologia d'opera, si trascura la componente orizzontale d'azione, mentre si considera la componente verticale. Si adottano i seguenti parametri:

- zona: 1
- velocità di riferimento:  $v_b = 25 \text{ m/s}$
- pressione di riferimento:  $q_b = 0,39 \text{ kN/mq}$
- classe di rugosità: C
- categoria di esposizione: III
- parametri di esposizione:  $k_r = 0,20$ ;  $z_0 = 0,10\text{m}$ ;  $z_{\min} = 5\text{m}$
- coefficiente di esposizione:  $c_e = 2,0$  ( $z=8,5\text{m}$ )
- coefficiente dinamico:  $c_d = 1,0$
- coefficiente di forza  $c_{f,z}$ :  $c_{f,z} = \pm 1,8$  (valore di picco locale)

Ne consegue che l'azione di progetto in direzione verticale (dir. z) risulta pari a

$$H_{wz,d} = \pm 1,40 \text{ kN/mq}$$

Si specifica che:

- la velocità di riferimento  $v_b$  è definita come valore caratteristico della velocità del vento a 10 m da suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni; poiché il tempo di ritorno coincide con la vita nominale dell'opera, non occorre aggiornare la velocità di riferimento così come precisato al § C3.3.2 della circolare esplicativa delle NTC;
- il coefficiente di forza  $c_{f,z}$  è valutato con riferimento al punto 7.3 dell'EN1991-1-4, considerando il valore relativo a un picco locale.

#### 5.5.4 Azioni sismiche: q6

L'azione sismica è stata valutata mediante un'analisi pseudostatica lineare. L'azione sismica interessa le masse strutturali, le masse portate (terreno su fondazione), la spinta del terreno in condizioni di riposo o di spinta attiva, ed infine l'impalcato.

##### Parametri di progetto

Con riferimento alla mappatura nazionale relativa al rischio sismico (NTC2018) e in base alla posizione dell'opera e alla tipologia del terreno riportare i dati di riferimento per la determinazione delle forze sismiche:

- **Coordinate sito:** Long. 9.39970 – Lat. 45.42650 (WGS 84)
  - **$V_N = 50$  anni** Vita nominale dell'opera
  - **Classe III** Classe d'uso
  - **$C_U = 1.5$**  Coefficiente d'uso in funzione della classe d'uso
  - **$V_R = 75$  anni** Periodo di riferimento; valutato come  $V_N \times C_U$
  - **$T_R = 712$  anni** Tempo di ritorno riferito all'azione sismica che porta la struttura allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) tura
  - **Cat. C** Categoria di sottosuolo
  - **Cat. T1** Categoria topografica
  - **$S_S = 1.50$**  Coefficiente di amplificazione stratigrafica
  - **$S_T = 1.00$**  Coefficiente di amplificazione topografica
  - **$S = 1.50$**  Valutato come  $S_S \times S_T$
  - **$\zeta = 0,05\%$**  Smorzamento per strutture in cls
  - **$a_g/g = 0.073$**  Accelerazione sismica orizzontale massima su sito di riferimento rigido adimensionalizzata dall'accelerazione di gravità (stato limite SLV) (stato limi-)
  - **$a_{g,v}/g = 0.027$**  Accelerazione sismica verticale massima adimensionalizzata dall'accelerazione di gravità (stato limite SLV)
  - **$\beta_m = 1$**  Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per opere rigide (Sottovia)
- Per la valutazione delle azioni sismiche inerziali, l'accelerazione orizzontale massima risulta:
- **$a_{max}/g = 0.110$**  Accelerazione massima valutata come  $a_g/g \times S$

##### Spinta del terreno – sovraspinta sismica

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato.



Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S_\gamma \cdot H^2 = E$$

dove:  $H=9,8 \text{ m}$  altezza media sottovia

Si ottiene quindi:

$$\Delta P_d = 0.110 \times 19 \text{ kN/m}^3 \times 9,8\text{m}^2 = 201 \text{ kN/m}$$

applicata come una pressione costante di 20,5 kN/mq lungo l'altezza del muro.

#### Inerzia delle masse strutturali e portate

Per il calcolo delle azioni sismiche generate dall'inerzia delle masse si considerano le componenti di inerzia (in direzione orizzontale) dei pesi della struttura e del terreno trasportato dalla ciabatta di fondazione, applicate nei rispettivi baricentri.

Le forze inerziali sono determinate con le espressioni di seguito riportate.

- Inerzia sismica impalcato (con massa sismica impalcato  $W_i$  che tiene conto del peso della soletta, della pavimentazione e del 20% del carico da traffico distribuito, applicata a quota di baricentro impalcato)

$$\rightarrow F_{ih} = W_i S a_g/g = 42,8 \text{ kN/mq} \times 0,110 = 4,69 \text{ kN/mq}$$

- Inerzia sismica piedritti (di peso  $W_s$ , applicata nel baricentro struttura)

$$\rightarrow F_{sh} = W_s S a_g/g = 20,0 \text{ kN/mq} \times 0,110 = 2,20 \text{ kN/mq}$$

- Inerzia sismica fondazioni (di peso  $W_f$ , applicata nel baricentro fondazione)

$$\rightarrow F_{fh} = W_f S a_g/g = 25,0 \text{ kN/mq} \times 0,110 = 2,75 \text{ kN/mq}$$

- Inerzia sismica terreno portato (di peso  $W_t$ , applicata nel baricentro vol. di terreno)

$$\rightarrow F_{th} = W_t S a_g/g = 266,0 \text{ kN/ml} \times 0,110 = 29,3 \text{ kN/ml}$$

### 5.5.5 Azione eccezionale urto da traffico veicolare: a1 (sottovia)

Si considera una forza d'urto applicata a 0,25m sul piano stradale, ortogonale al piedritto del sottopasso, secondo quanto in tabella 3.6.III al paragrafo 3.6.3.3.1 della vigente normativa:

$$F_y = 0,5 \quad F_x = 0,5 \times 1000 \text{ kN} = 500 \text{ kN}$$

### 5.5.6 Azioni variabili sui parapetti e urto di veicoli in svio: a2 (ponticelli)

I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

La forza d'urto associata ai veicoli in svio  $F_{urto} = 42 \text{ kN}$  sul singolo montante, posta ad un'altezza pari ad 1,00 m, è dedotta a partire dal momento resistente HE 100 A, considerando il limite di snervamento del materiale, una sovra-resistenza 1.2 ed il coefficiente di amplificazione 1.5 previsto dalla norma ( $F_{urto} = 1.5 \cdot (W_{pi} \cdot 1.2 \cdot f_{yk}) / 1.0 = 42 \text{ kN}$ ). Tale forza viene applicata a 3 montanti successivi, determinando un'azione d'urto totale  $F_{urto} = 126 \text{ kN}$ .

Secondo quanto prescritto al punto 5.1.3.10 delle NTC 2018, l'azione d'urto è supposta concomitante alla presenza del carico verticale isolato sulla sede stradale (200kN), costituito dal Secondo Schema di Carico.

## 5.6. AZIONI DI CALCOLO E LORO COMBINAZIONI

### 5.6.1 Combinazioni delle azioni

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

Combinazione fondamentale (SLU):

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

Combinazione caratteristica o rara (SLE irreversibili):

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

Combinazione frequente (SLE reversibili):

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

Combinazione quasi permanente (SLE – effetti a lungo termine):

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

Combinazione SISMICA:

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

### 5.6.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Nella tabella seguente sono riportati i coefficienti parziali delle azioni da assumere nelle analisi per le verifiche agli SLU dei ponti.

			A1 STR	A1 GEO
Permanenti strutturali	$\gamma_{G1}$	favorevoli	1,00	1,00
		sfavorevoli	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	$\gamma_{G2}$	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,35	1,00
Variabili da traffico	$\gamma_Q$	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,35	1,15
Altri variabili	$\gamma_Q$	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,50	1,30
Ritiro e viscosità, distorsioni termiche, cedimenti vincolari	$\gamma_{\epsilon_2, \epsilon_3, \epsilon_4}$	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,20	1,00

Tabella 5.3 - Coefficienti parziali sulle azioni

### 5.6.3 Coefficienti di combinazione

Gli effetti del traffico (colonne di carico, frenamento e accelerazione, folla) sono combinati in Gruppi di azioni elementari:

GRUPPO 1: Colonne di carico (Schema 1)

GRUPPO 2a:  $\psi_1 \cdot$  colonne di carico (Schema 1) + frenamento

Le azioni accidentali da inserire nelle combinazioni di carico sono riportate nella tabella seguente con i corrispondenti coefficienti  $\psi$  di combinazione.

	$Q_{ki}$	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
1	Traffico (GRUPPI 1, 2a)	0,75 tandem 0,40 distrib.	0,75 tandem 0,40 distrib.	0,20
2	Vento	0,60	-	-
3	Temperatura e resistenze parassite dei vincoli	0,60	0,60	0,50

Tabella 5.4 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  per ponti

### 5.6.4 Combinazioni di carico

Di seguito vengono listate le combinazioni di carico implementate all'interno del modello di calcolo.

#### Combinazione Quasi Permanente:

Casi di carico	SLE qp
g1	1,00
g2	1,00
Reazioni Cassone centrale	1,00
Reazioni Vincolo temporaneo	1,00
Getto	1,00
Ritiro	1,00
Termica U (+43,5°)	0,50
Termica V (+10,0°)	0,50
Traffico (*)	0,00
Frenamento	0,00
Wind y+	0,00
Wind y-	0,00

Combinazioni Caratteristica (Rara):

Casi di carico	SLE 0.1	SLE 0.2	SLE 0.3	SLE 0.4	SLE 0.5	SLE 0.6	SLE 0.7	SLE 0.8
<b>g1</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>g2</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Getto</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Ritiro</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Termica U (+43,5°)</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
<b>Termica V (+10,0°)</b>	1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
<b>Traffico (*)</b>	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60

Casi di carico	SLE 1.1	SLE 1.2	SLE 1.3	SLE 1.4	SLE 1.5	SLE 1.6	SLE 1.7	SLE 1.8
<b>g1</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>g2</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Getto</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Ritiro</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Termica U (+43,5°)</b>	0,60	0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60	-0,60	-0,60
<b>Termica V (+10,0°)</b>	0,60	0,60	-0,60	-0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60
<b>Traffico (*)</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60

Casi di carico	SLE 2.1	SLE 2.2	SLE 2.3	SLE 2.4	SLE 2.5	SLE 2.6	SLE 2.7	SLE 2.8
<b>g1</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>g2</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Getto</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Ritiro</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Termica U (+43,5°)</b>	0,60	0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60	-0,60	-0,60
<b>Termica V (+10,0°)</b>	0,60	0,60	-0,60	-0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60
<b>Traffico (*)</b>	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40
<b>Frenamento</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Wind y+</b>	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60

Casi di carico	SLE 3.1	SLE 3.2	SLE 3.3	SLE 3.4	SLE 3.5	SLE 3.6	SLE 3.7	SLE 3.8
<b>g1</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>g2</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Getto</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Ritiro</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Termica U (+43,5°)</b>	0,60	0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60	-0,60	-0,60
<b>Termica V (+10,0°)</b>	0,60	0,60	-0,60	-0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60
<b>Traffico (*)</b>	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00

Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415 "Paulllese" –  
2° Lotto – 1° Stralcio tratto "A" da S.P. 39 "Cerca" alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)

Combinazioni Frequente:

Casi di carico	SLE 4.1	SLE 4.2	SLE 4.3	SLE 4.4	SLE 4.5	SLE 4.6	SLE 4.7	SLE 4.8
<b>g1</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>g2</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Getto</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Ritiro</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Termica U (+43,5°)</b>	0,60	0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60	-0,60	-0,60
<b>Termica V (+10,0°)</b>	0,60	0,60	-0,60	-0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60
<b>Traffico (*)</b>	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Casi di carico	SLE 5.1	SLE 5.2	SLE 5.3	SLE 5.4	SLE 5.5	SLE 5.6	SLE 5.7	SLE 5.8
<b>g1</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>g2</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Getto</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Ritiro</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Termica U (+43,5°)</b>	0,60	0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60	-0,60	-0,60
<b>Termica V (+10,0°)</b>	0,60	0,60	-0,60	-0,60	0,60	0,60	-0,60	-0,60
<b>Traffico (*)</b>	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40	0,75 / 0,40
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	0,20	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,20

Combinazioni Stato Limite Ultimo:

Casi di carico	SLU 0.1	SLU 0.2	SLU 0.3	SLU 0.4	SLU 0.5	SLU 0.6	SLU 0.7	SLU 0.8
<b>g1</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>g2</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Getto</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Ritiro</b>	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
<b>Termica U (+43,5°)</b>	1,20	1,20	1,20	1,20	-1,20	-1,20	1,20	1,20
<b>Termica V (+10,0°)</b>	1,20	1,20	-1,20	-1,20	1,20	1,20	-1,20	-1,20
<b>Traffico (*)</b>	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90

Casi di carico	SLU 1.1	SLU 1.2	SLU 1.3	SLU 1.4	SLU 1.5	SLU 1.6	SLU 1.7	SLU 1.8
<b>g1</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>g2</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Reazioni Cassone centrale</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Reazioni Vincolo temporaneo</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Getto</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
<b>Ritiro</b>	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
<b>Termica U (+43,5°)</b>	0,72	0,72	0,72	0,72	-0,72	-0,72	0,72	0,72
<b>Termica V (+10,0°)</b>	0,72	0,72	-0,72	-0,72	0,72	0,72	-0,72	-0,72
<b>Traffico (*)</b>	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
<b>Frenamento</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Wind y+</b>	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00
<b>Wind y-</b>	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90

Casi di carico	SLU 2.1	SLU 2.2	SLU 2.3	SLU 2.4	SLU 2.5	SLU 2.6	SLU 2.7	SLU 2.8
g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
g2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Reazioni Cassone centrale	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Reazioni Vincolo temporaneo	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Getto	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Termica U (+43,5°)	0,72	0,72	0,72	0,72	-0,72	-0,72	0,72	0,72
Termica V (+10,0°)	0,72	0,72	-0,72	-0,72	0,72	0,72	-0,72	-0,72
Traffico (*)	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54
Frenamento	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Wind y+	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00
Wind y-	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90

Casi di carico	SLU 3.1	SLU 3.2	SLU 3.3	SLU 3.4	SLU 3.5	SLU 3.6	SLU 3.7	SLU 3.8
g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
g2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Reazioni Cassone centrale	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Reazioni Vincolo temporaneo	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Getto	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Termica U (+43,5°)	0,72	0,72	0,72	0,72	-0,72	-0,72	0,72	0,72
Termica V (+10,0°)	0,72	0,72	-0,72	-0,72	0,72	0,72	-0,72	-0,72
Traffico (*)	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54	1,0125 / 0,54
Frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Wind y+	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
Wind y-	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50

\*Ogni volta viene combinata la disposizione tale da massimizzare l'azione interna secondo linee di influenza nelle sezioni critiche dei principali elementi strutturali.

## 5.7. CONDIZIONI AMBIENTALI

### 5.7.1 Fessurazione

Per la protezione dalla corrosione delle armature, le condizioni ambientali vengono classificate come ordinarie, aggressive, e molto aggressive, come proposto dalle NTC 2018 al §4.1.2.2.2.:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 5.5 – Descrizione delle condizioni ambientali

In base alle classificazioni dei calcestruzzi riportate al §2, si definiscono i copriferri minimi variabili tra 35 e 60mm.

Trattandosi di armature poco sensibili (armature ordinarie) occorre effettuare una verifica allo stato limite di fessurazione di apertura delle fessure verificando che il valore di calcolo dell'apertura delle fessure  $w_d$  non superi i seguenti limiti.

### Fondazioni

ai fini della verifica a fessurazione si considerano in condizioni ambientali ordinarie, pertanto occorre considerare i seguenti limiti:

$$w_3 = 0,4\text{mm per la combinazione di carico frequente}$$

$$w_2 = 0,3\text{mm per la combinazione di quasi permanente}$$

#### Elevazioni e soletta

ai fini della verifica a fessurazione si considerano in condizioni ambientali aggressive, pertanto occorre considerare i seguenti limiti:

$$w_2 = 0,3\text{mm per la combinazione di carico frequente}$$

$$w_1 = 0,2\text{mm per la combinazione di quasi permanente}$$

#### Travi di bordo

ai fini della verifica a fessurazione si considerano in condizioni ambientali molto aggressive, pertanto occorre considerare i seguenti limiti:

$$w_1 = 0,2\text{mm per la combinazione di carico frequente e quasi permanente}$$

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 5.6 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC2008)

Come previsto al capitolo C4.1.2.2.4.6 della Circolare esplicativa (02-02-09) è possibile eseguire la verifica a fessurazione per via indiretta, ovvero verificando che le tensioni nell'acciaio al lembo teso per le combinazioni di carico pertinenti, soddisfino i limiti di tensione riportati nella Tabella 5.7 (Tabb. C4.1.II e C4.1.III).



**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabella 5.7 – Tensioni e spaziature limite per le armature in controllo di fessurazione (tabelle C4.1.III e C.4.1.II Circolare esplicativa 02-02-09)

### 5.7.2 Copriferro

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm o superiore. Note le classi di esposizione dei diversi elementi dell'opera, si adottano i copriferri dichiarati nel seguito.

- Per le fondazioni sono da considerarsi elementi a piastra in condizioni ordinarie (classe di esposizione XC2), considerando la classe  $C28/35 > C_{min}$ , otteniamo che:

$$c = 20 + 15 = 35 \text{ mm (su cassero)}$$

$$c = 20 + 20 = 40 \text{ mm (su magro)}$$

- Per le elevazioni (piedritti) sono da considerarsi elementi a piastra in condizioni aggressive (classe di esposizione XF2), considerando la classe C32/40 > C<sub>min</sub>, otteniamo che:

$$c = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

- Per il solettone di copertura sottovia e ponticelli è da considerarsi elemento a piastra in condizioni aggressive (classe di esposizione XF2), considerando la classe C32/40 > C<sub>min</sub>, otteniamo che:

$$c = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

- Per le travi di bordo e i cordoli sono da considerarsi elemento monodimensionali in condizioni molto aggressive (classe di esposizione XF4), considerando la classe C32/40 (grazie alla presenza del trattamento protettivo si trascura l'incremento di +5mm previsto per C < C<sub>min</sub>), otteniamo che:

$$c = 40 + 10 = 55 \text{ mm}$$

## 6. Modello di calcolo

### 6.1. SOTTOVIA

La modellazione è effettuata secondo una trattazione del tipo problema piano (striscia di parete di larghezza unitaria; strutture modellate con elementi tipo "beam"), adottando il codice di calcolo agli elementi finiti Straus7.

Le dimensioni del modello rispecchiano le dimensioni reali dei manufatti; come altezza si è fatto riferimento al sottovia di altezza maggiore (svincolo Paullo, sottovia Est).

In corrispondenza delle fondazioni si considerano vincoli traslazionali al piede di tipo elastico, con rigidezza verticale valutata secondo l'espressione  $K_v = E(1 - \nu^2)/B$ , dove  $B=4\text{m}$  rappresenta la larghezza della ciabatta di fondazione,  $E=50\text{MPa}$  il modulo elastico operativo del terreno e  $\nu=0,3$  il coeff. di Poisson; la rigidezza orizzontale è considerata pari al 50% di quella verticale.

$$K_{z_i} = 11375 \text{ kN/m/m}; K_{x_i} = 5685 \text{ kN/m/m}$$

Rispetto al vincolo rotazionale offerto dalla ciabatta, ai fini del calcolo delle strutture si considerano invece un involuppo tra le due situazioni estreme di vincolo fisso e cerniera.

L'analisi è condotta in unica fase, in quanto il ricarico di terreno retroparete è previsto al completamento delle opere in c.a.

L'elemento di collegamento fra le ciabatte di fondazione è modellato come elemento "truss" con rigidezza associata al solo elemento puntuale, configurando un vincolo cerniera fra ciabatta di fondazione e puntoni di collegamento.

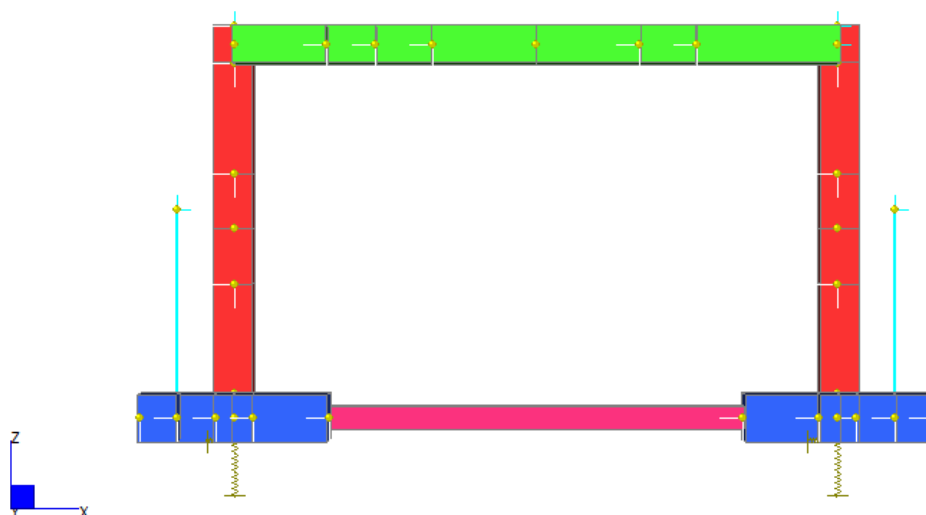


Figura 6 Nuovi sottovia in c.a.o. - Modello FEM bidimensionale

Nella modellazione si è peraltro tenuto in conto della presenza del terreno a tergo dei muri tramite un sistema di molle orizzontali di opportuna rigidità, realizzate mediante elementi "plate" con rigidità 30MPa.

Si introduce un modello ausiliario realizzato con elementi plate per lo studio delle deformazioni in soletta e controverifica dei risultati ottenuti con il modello piano.

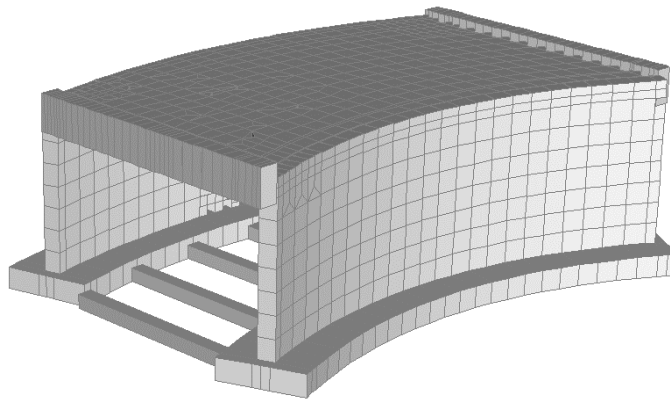


Figura 7 Nuovi sottovia in c.a.o. - Modello FEM tridimensionale

### 6.1.1 Modalità di applicazione dei carichi

L'analisi del manufatto è condotta considerando casi di carico equilibrati:

g1	peso proprio delle fondazioni e dei piedritti;
g1(imp)	peso proprio impalcato;
text + tint	spinta a riposo del terreno retroparete e della pavimentazione sottovia spingente contro le ciabatte di fondazione;
g2	sovraccarico permanente impalcato;
t(UDL)	sovraspinta terreno dovuta a sovraccarico da traffico distribuito;
t(TS)	sovraspinta terreno dovuta a sovraccarico da traffico tandem retrospalla; spinta equilibrata da una pari reazione con andamento triangolare sulla spalla opposta;
s(t)	sovraspinta sismica terreno;
s(imp)	inerzia sismica massa impalcato, valutata come $g1+g2+0,2 q(UDL)$ ;
s(p+f)	inerzia sismica piedritti e ciabatte di fondazione;
s(ril)	inerzia sismica rilevati gravanti sulle ciabatte di fondazione;
q(UDL)	sovraccarico da traffico distribuito su impalcato;

- $q(TS)$  sovraccarico da traffico tandem su impalcato;  
 $DT$  variazione termica uniforme sulle strutture;  
 $DT_{diff}$  variazione termica differenziale su impalcato;  
 $H(fr)$  azione orizzontale da frenamento.

I casi di carico correlati alla variazione termica sono valutati su un modello che considera l'interazione con il terreno, modellato come un semispazio elastico (rilevato retroparete:  $E=30MPa$ ,  $\nu=0,3$ ) realizzato mediante elementi tipo "plate".

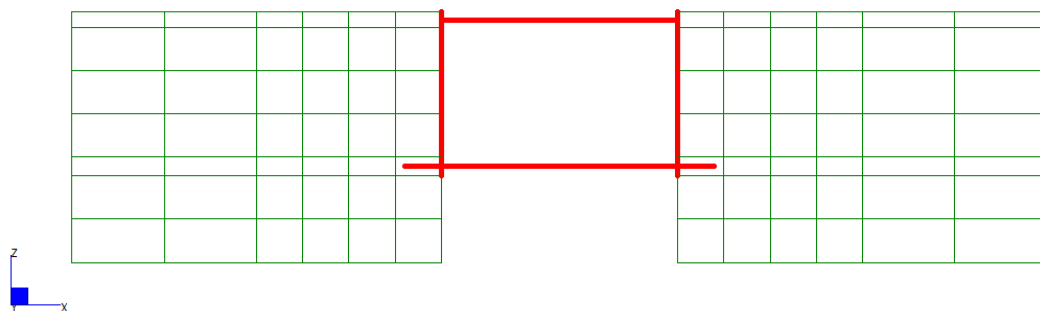


Figura 8 Nuovi sottovia in c.a.o. - Modello FEM con interazione terreno

Nelle immagini seguenti si riportano le modalità di applicazione dei carichi al modello 2D.

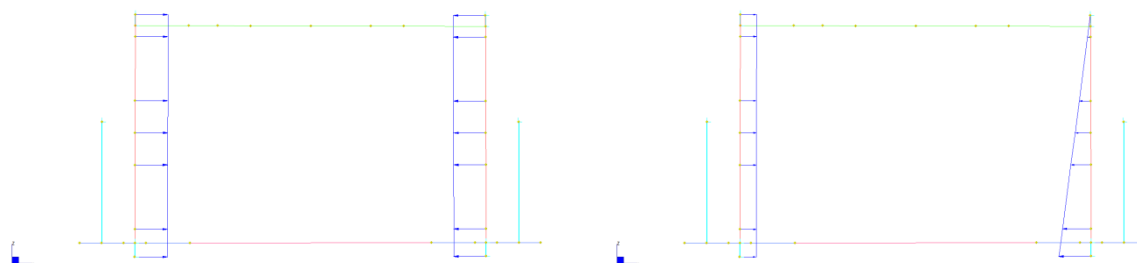


Figura 9 Applicazione Carico  $t(UDL)$  e  $t(TS)$  spinta terreno dovuta al sovraccarico da traffico distribuito e tandem

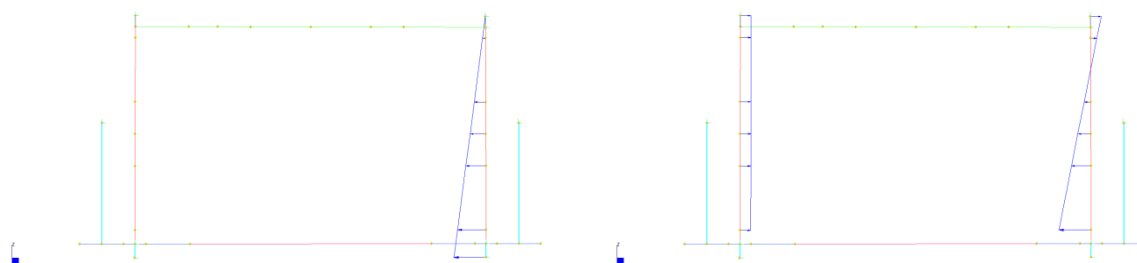


Figura 10 Applicazione Carichi  $s(imp)$  e  $s(p)$  inerzia sismica massa impalcato e inerzia sismica piedritti

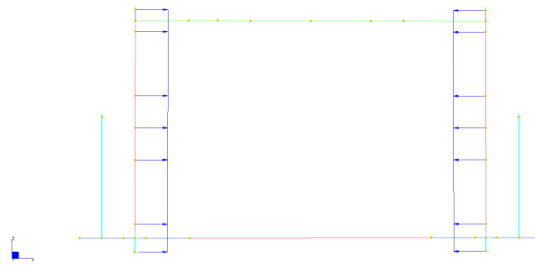


Figura 11 Applicazione Carico s(t) sovrappinta sismica terreno (Wood)

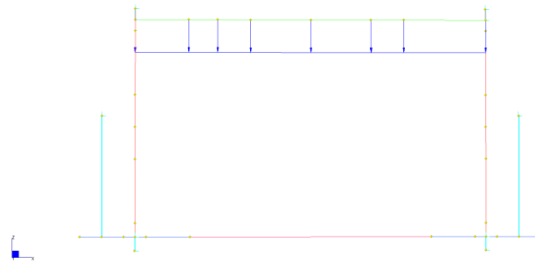


Figura 12 Applicazione Carico q(UDL) sovraccarico da traffico distribuito su impalcato

Nell'applicazione dei carichi tandem si è considerata una diffusione in direzione trasversale nulla, mentre in direzione longitudinale fino al piano medio della soletta e pari a 4.4m (superficie 13.2mq) secondo le seguenti quantità:

$$d = i + 2 \cdot p/2 + 2 \cdot t_1 + 2 \cdot t_2/2 = 1.2 + 2 \cdot 0.4/2 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0.8/2 = 4.4\text{m}$$

con  $i = 1.2\text{m}$  interasse longitudinale carico tandem

$p = 0.4\text{m}$  dimensione impronta carichi tandem

$t_1 = 0.1\text{m}$  spessore pavimentazione + terreno

$t_2 = 0.8\text{m}$  spessore soletta

(per la configurazione in prossimità del piedritto, a favore di sicurezza la diffusione longitudinale è stata ridotta a 3m)

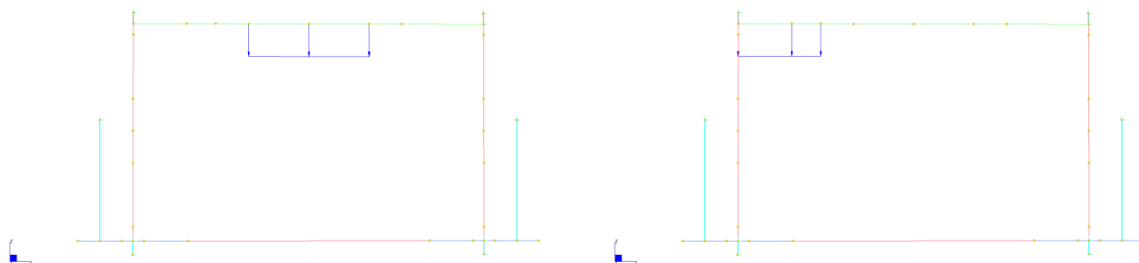


Figura 13 Applicazione Carico q(TS) sovraccarico da traffico tandem su impalcato

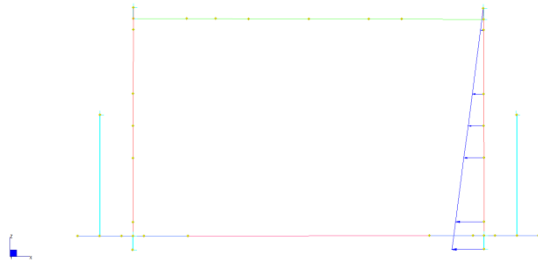


Figura 14 Applicazione Carico H (fr) azione orizzontale da frenamento

In analogia a quanto fatto per il modello piano, nelle immagini seguenti si riportano le modalità di applicazione dei carichi al modello 3D.

Il carico uniforme da traffico è stato applicato uniformemente al modello su tutto l'impalcato 2,5kN/mq.

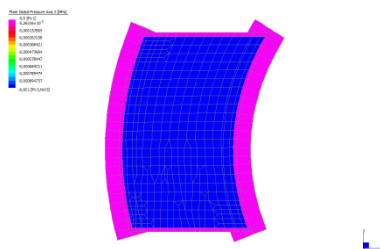


Figura 15 Applicazione Carico q(UDL) sovraccarico da traffico distribuito su impalcato - area rimanente

Le corsie di carico distribuito sull'impalcato sono state applicate su una larghezza di 3m, considerando il differenziale fra 9kN/mq e 2.5kN/m già applicato in precedenza e permutando fra le tre corsie individuate.

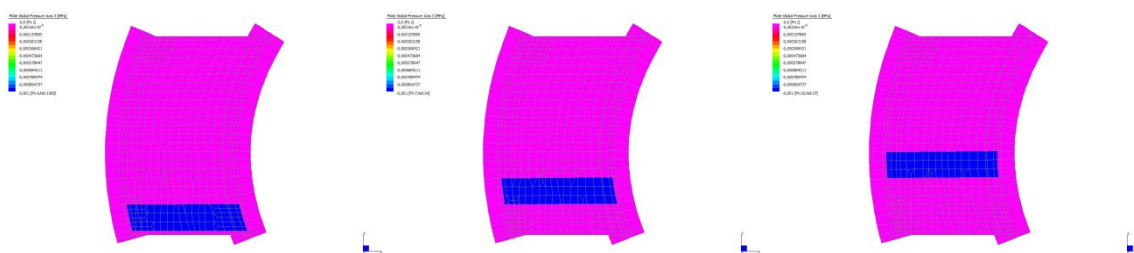


Figura 16 Applicazione Carico q(UDL) sovraccarico da traffico distribuito su impalcato - corsia 1,2 e3

Per i carichi tandem si è considerata una diffusione su un impronta di 3m x 4.4m rispettivamente in direzione trasversale e in direzione longitudinale, prevedendo tre configurazioni differenti e per ciascuna di esse permutando i valori associati alle tre corsie.

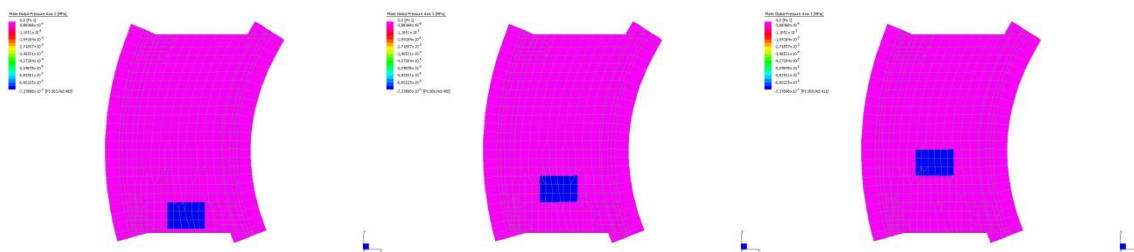


Figura 17 Applicazione Carico q(TS) sovraccarico da traffico tandem su impalcato - campata



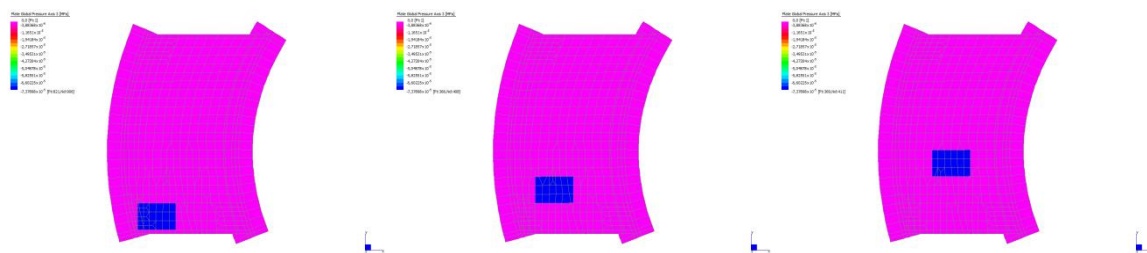


Figura 18 Applicazione Carico q(TS) sovraccarico da traffico tandem su impalcato - taglio

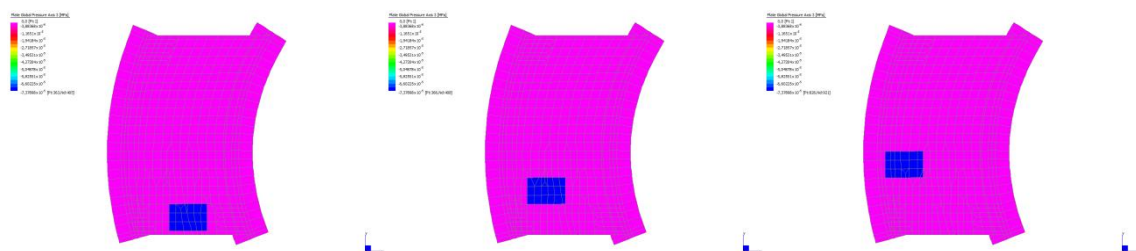


Figura 19 Applicazione Carico q(TS) sovraccarico da traffico tandem su impalcato - taglio

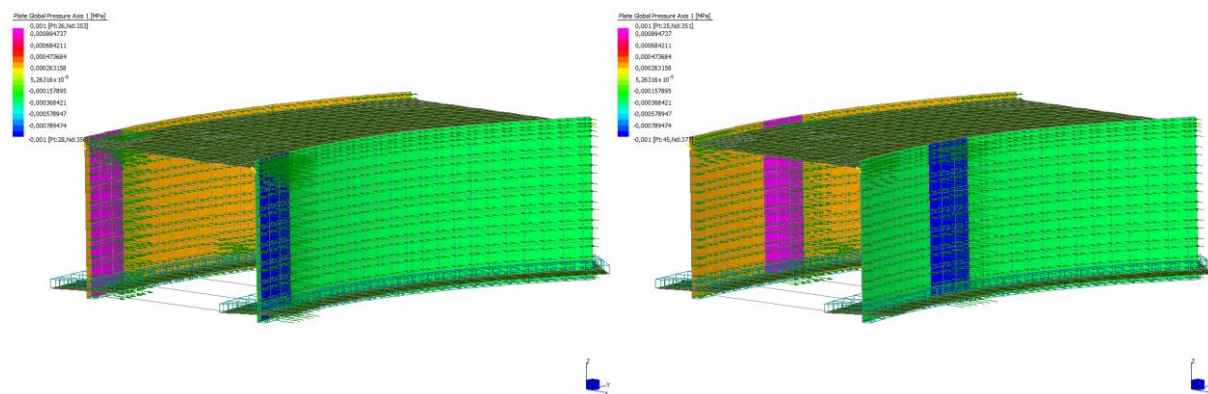
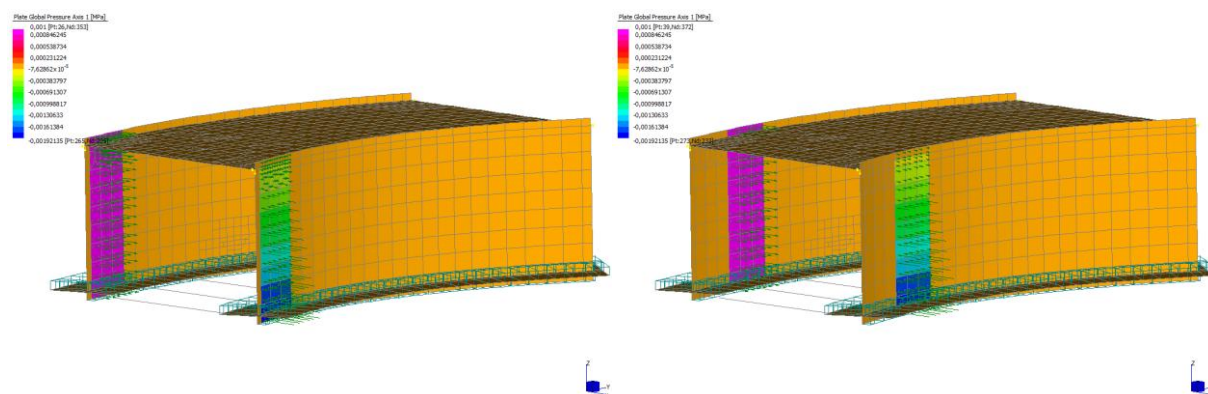


Figura 20 Applicazione Carico t(UDL) spinta terreno dovuta al sovraccarico da traffico distribuito -corsia 1,2



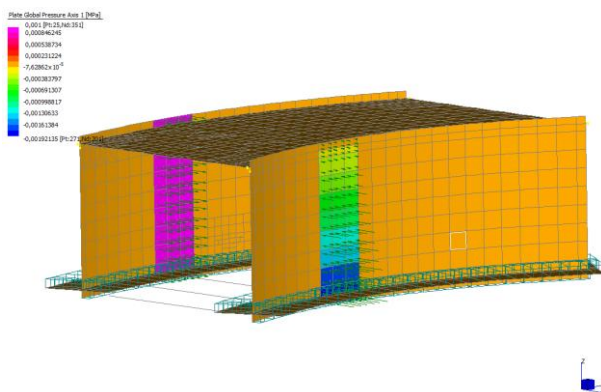


Figura 21 Applicazione Carico t(TS) spinta terreno dovuta al sovraccarico da traffico tandem - corsia 1,2,3

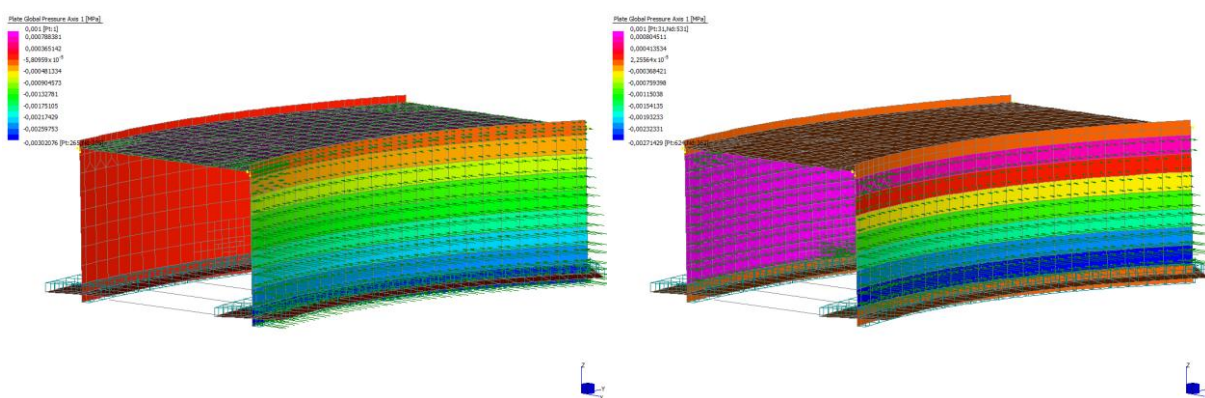


Figura 22 Applicazione Carichi s(imp) e s(p) inerzia sismica massa impalcato e inerzia sismica piedritti

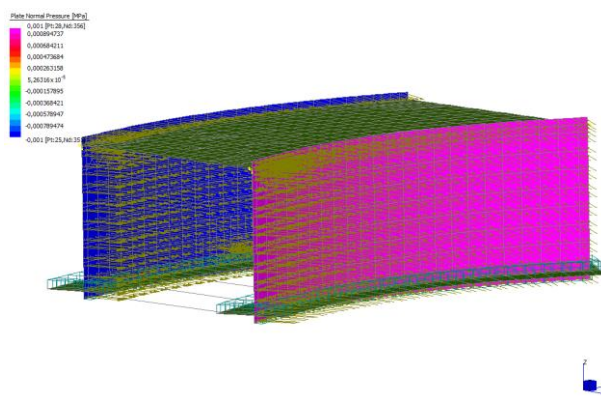


Figura 23 Applicazione Carico s(t) sovrappinta sismica terreno (Wood)

## 6.2. PONTICELLI (ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI)

Le analisi delle strutture di impalcato in allargamento sono state condotte mediante un modello FEM "a piastra" realizzato con il codice di calcolo Straus7 (v. 2.4.6) prodotto da HSH. Il riferimento

normativo di riferimento per le analisi da condurre è il D.M. 14-01-2008 e la C.M. 02-02-2009; nel caso in cui sia necessario un approfondimento normativo si farà riferimento agli Eurocodici.

Il calcolo delle strutture in elevazione viene invece sviluppato secondo una trattazione del tipo problema piano (striscia di parete di larghezza unitaria).

I calcoli di verifica delle sezioni in c.a. sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2). Le verifiche sono state condotte tramite il programma VcaSLU v.7.7 sviluppato dal prof. Piero Gelfi.

### 6.2.1 Modello di calcolo impalcato

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m                      forze - coppie: kN - kNm                      tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni. Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F<sub>x</sub>     azione assiale  
F<sub>y</sub>     azione tagliante agente nel piano orizzontale  
F<sub>z</sub>     azione tagliante agente nel piano verticale  
M<sub>x</sub>     momento torcente  
M<sub>y</sub>     momento flettente agente nel piano verticale  
M<sub>z</sub>     momento flettente agente nel piano orizzontale

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave e di piastra sono da intendersi:

- POSITIVE:    se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave;
- NEGATIVE:    se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave.

## 6.2.2 Geometria del modello FEM

Al fine di valutare correttamente la distribuzione delle sollecitazioni in impalcato, è stato realizzato un modello di calcolo che tiene conto in modo adeguato dell'effettiva geometria del manufatto.

Nel dettaglio il modello FEM presenta le seguenti caratteristiche:

L'impalcato è modellato con elementi "plate/shell" di spessore pari a 0,5m;

gli appoggi sono modellati come vincoli nodali a terra traslazionali di tipo elastico, di rigidità pari a 350 kN/mm/m in direzione verticale e 22 kN/mm/m in orizzontale a simulare la presenza della striscia d'appoggio in neoprene e dei ritegni traslazionali orizzontali; lo schema statico adottato per la soletta è quindi quello di una piastra su appoggi elastici.

Le analisi condotte sono di tipo elastico lineare.

data la natura simmetrica dell'impalcato si studiano condizioni di carico relative alla sola prima metà di impalcato; i risultati ottenuti per la prima parte verranno estesi anche per la rimanente.

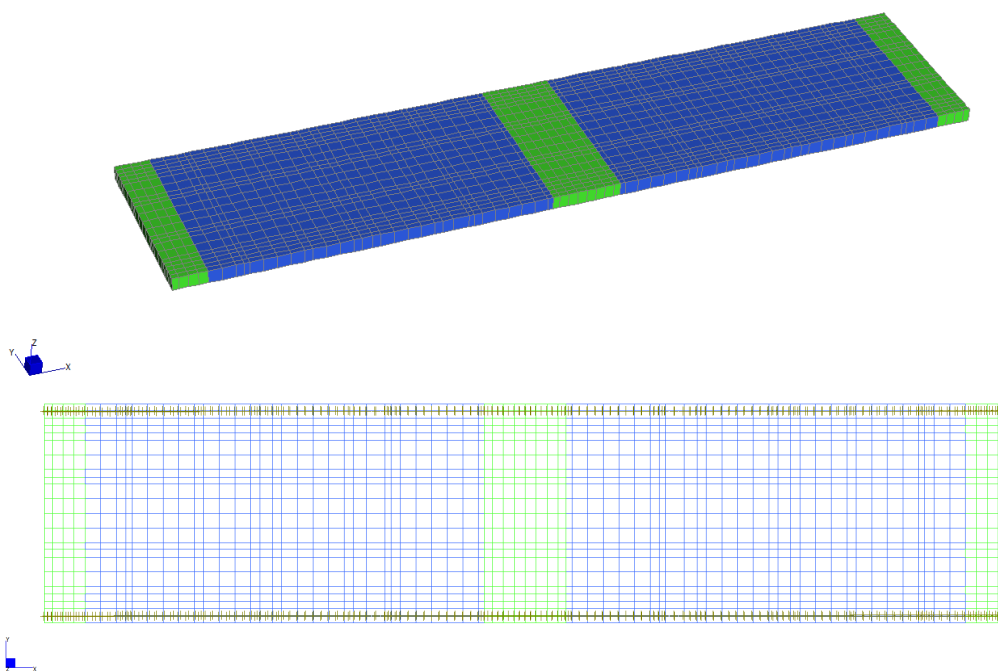


Figura 24 Impalcato – immagini modello FEM

## 6.2.3 Modalità di applicazione dei carichi

Di seguito si riporta in via grafica l'applicazione dei carichi considerati nel modello.

### Permanenti non strutturali (g2k)

Si riporta la mappatura di carico relativa all'opera in oggetto.

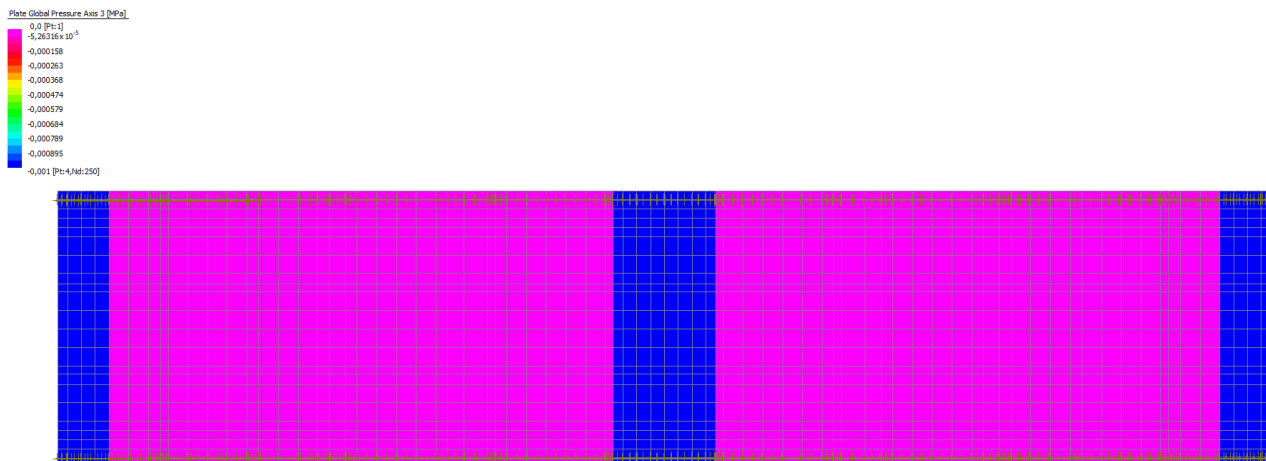


Figura 25 - applicazione del carico relativo ai cordoli d'impalcato e relativi carichi (barriera di sicurezza, ecc.)

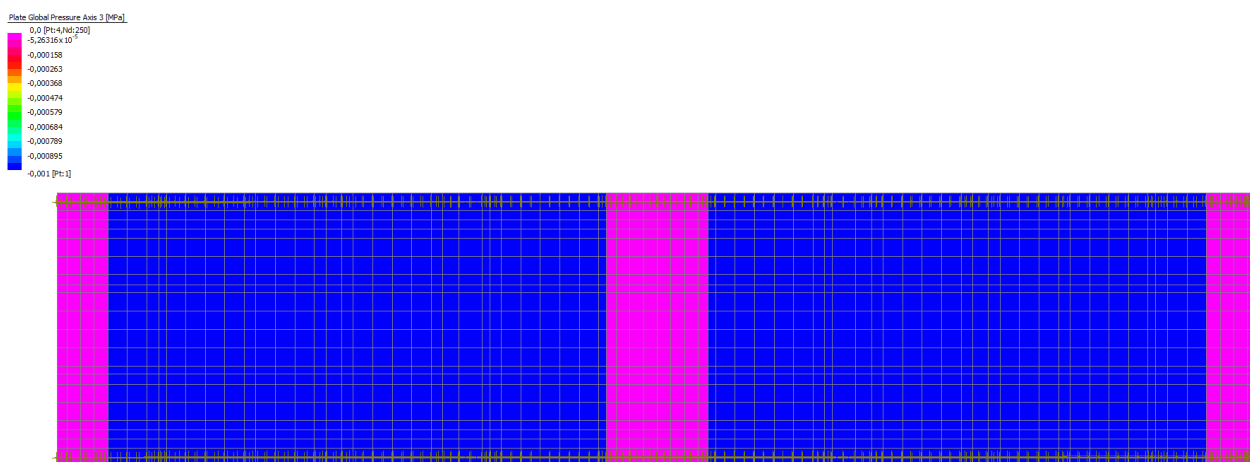


Figura 26: applicazione del carico relativo al massetto e alla pavimentazione

### Azioni dei carichi da traffico ( $Q_{ik}$ , $q_{ik}$ )

I carichi da traffico sono stati applicati considerando la corsia principale di carico da 9kN/mq (colore blu) posizionata sull'impalcato in adiacenza al cordolo di bordo ponte (caso 01) o in adiacenza cordolo interno (caso 02) e sulla rimanente parte il carico da 2.5kN/mq (colore magenta). La corsia principale è stata applicata su una larghezza di 3m, trascurando pertanto la possibilità di diffusione trasversale del carico. I relativi carichi concentrati tandem sono stati posizionati alternativamente in funzione della massimizzazione del momento in campata (sez. 1, si veda §6.2.5) o del taglio in appoggio (sez. 2, si veda §6.2.5). I carichi tandem sono stati applicati come uniformemente distribuiti su una superficie di  $3 \times 2.3 \text{ m} = 6.9 \text{ mq}$ , trascurando la diffusione trasversale e mentre in direzione longitudinale una diffusione fino al piano medio della soletta secondo le seguenti quantità:

$$d = i + 2 * p / 2 + 2 * t1 + 2 * t2 / 2 = 1.2 + 2 * 0.4 / 2 + 2 * 0.1 + 2 * 0.5 / 2 = 2.3 \text{ m}$$

con  $i = 1.2 \text{ m}$  interasse longitudinale carico tandem

$p = 0.4 \text{ m}$  dimensione impronta carichi tandem

$t_1 = 0.1\text{m}$  spessore pavimentazione

$t_2 = 0.5\text{m}$  spessore soletta

Si riportano le mappature di carico:

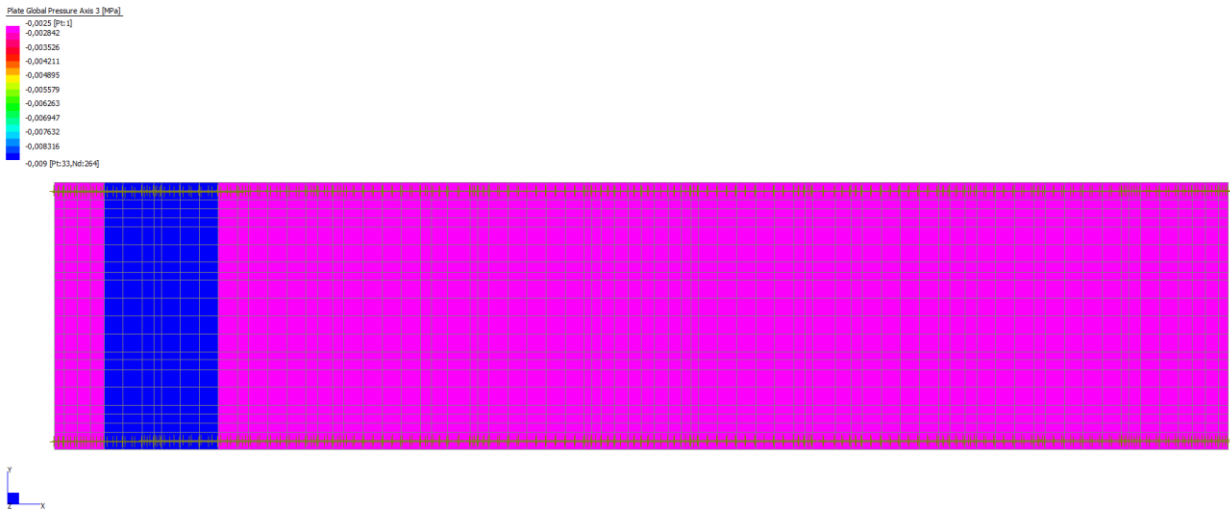


Figura 27 - carichi UDL (caso1)

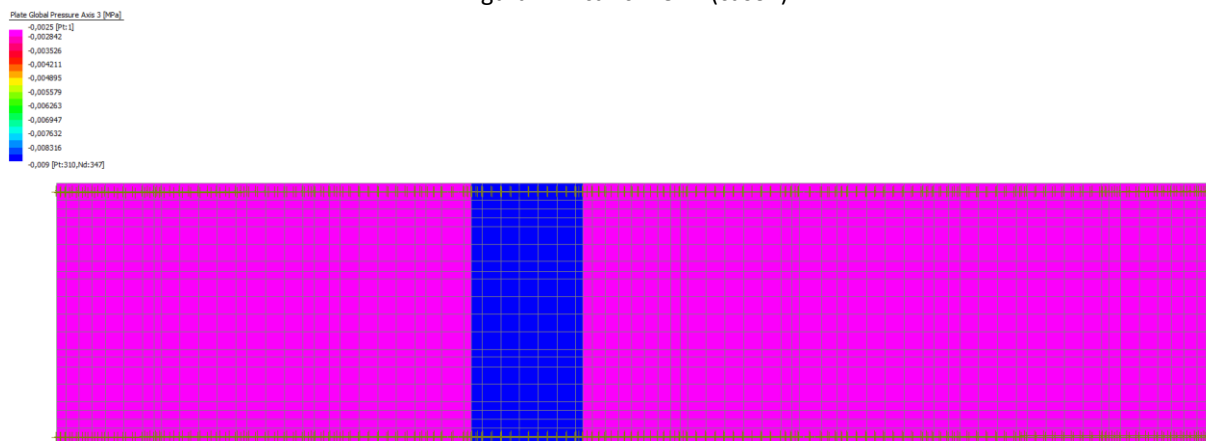


Figura 28 Impalcato - carichi UDL (caso 02)

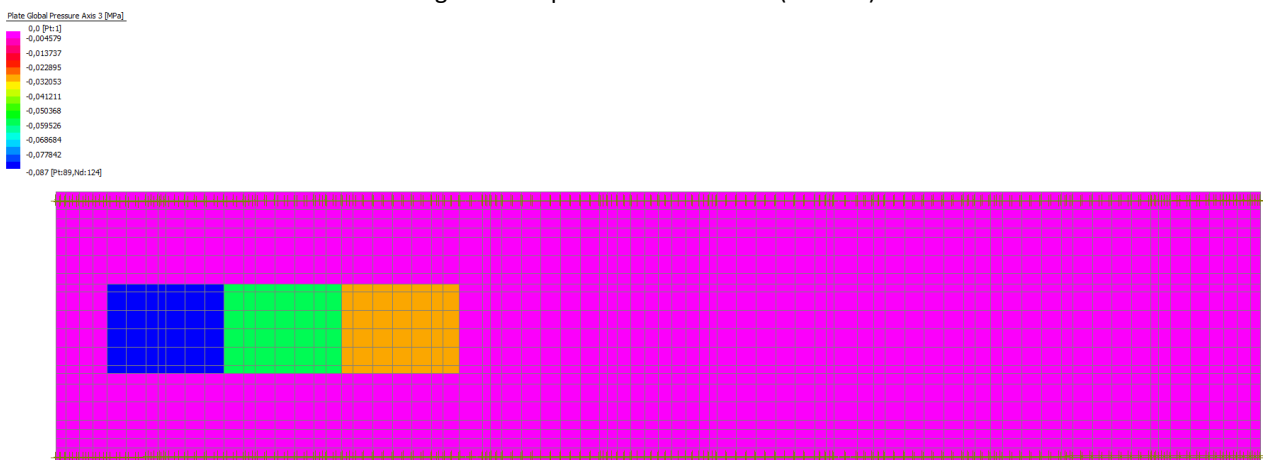


Figura 29 - Impalcato - carichi TS Mmax (caso 01)

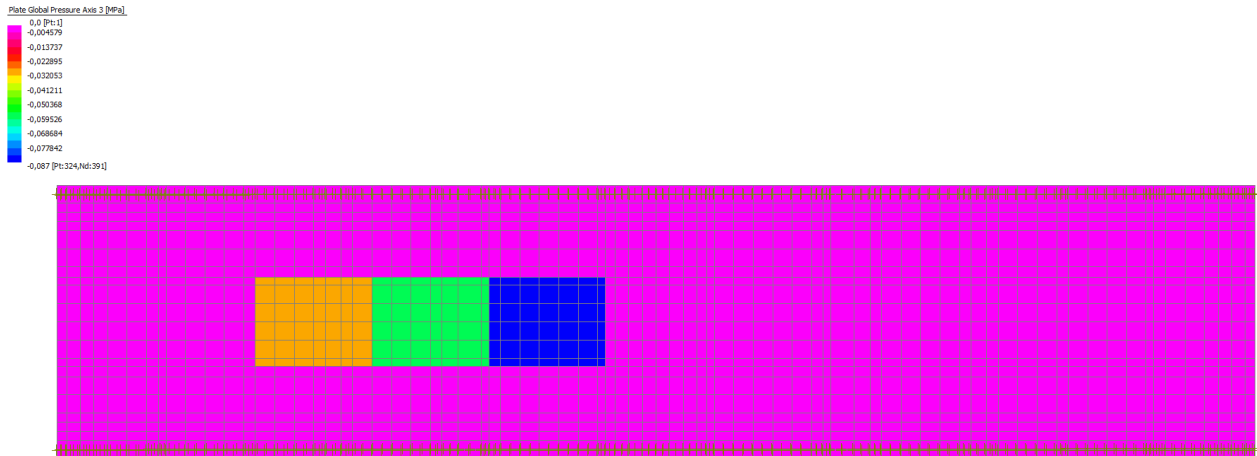


Figura 30 - Impalcato - carichi TS Mmax (caso 02)

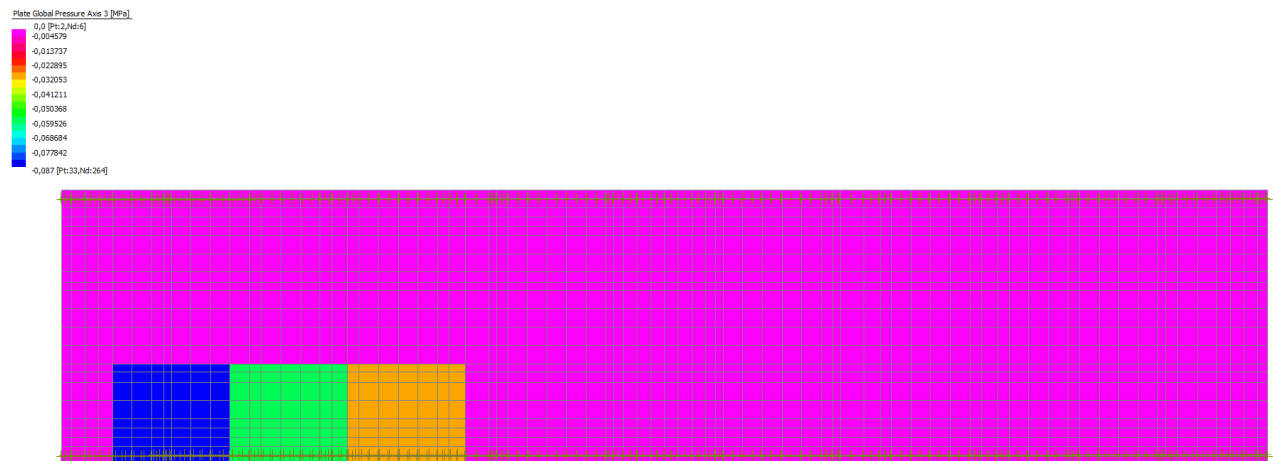


Figura 31 - Impalcato - carichi TS Vmax (caso 01)

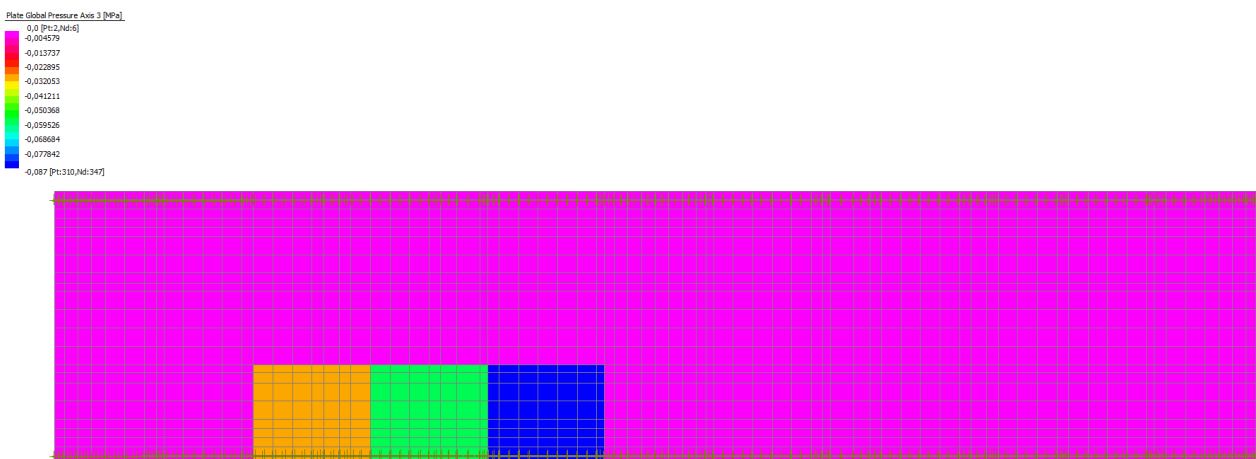


Figura 32 - Impalcato - carichi TS Vmax (caso 02)

## 6.2.4 Combinazioni di carico

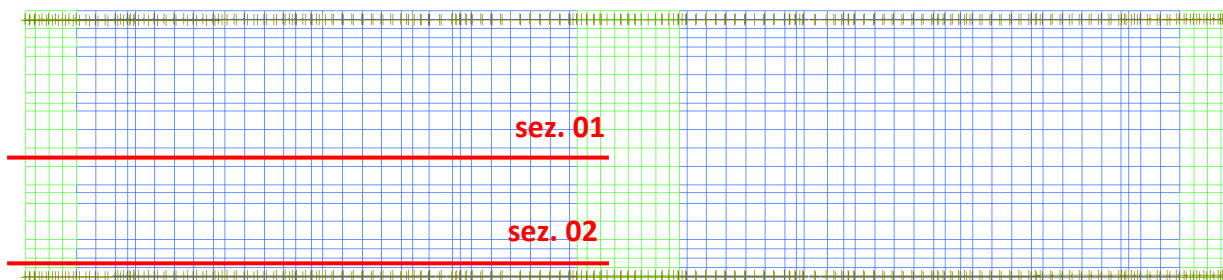
Si riportano le combinazioni di carico considerate; i valori riportati in tabella sono il prodotto tra i coefficienti di combinazione e i coefficienti parziali di sicurezza.

CASES	SLErara								SLEqp
	DT_heat				DT_cool				
	1	2	3	4	5	6	7	8	
	SLEr_01-SLEr_01-SLEr_02-SLEr_02				SLEr_01-SLEr_01-SLEr_02-SLEr_02				
	M(h)	V(h)	M(h)	V(h)	M(c)	V(c)	M(c)	V(c)	SLEqp
1: g1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: g2_cordolo+barriera	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3: g2_pavimentazione	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4: q_UDL_01	1	1	0	0	1	1	0	0	0
5: q_UDL_02	0	0	1	1	0	0	1	1	0
6: q_TS(M)_01	1	0	0	0	1	0	0	0	0
7: q_TS(V)_01	0	1	0	0	0	1	0	0	0
8: q_TS(M)_02	0	0	1	0	0	0	1	0	0
9: q_TS(V)_02	0	0	0	1	0	0	0	1	0
10: DT diff	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0
11: vento vert	1	1	1	1	1	1	1	1	0

CASES	SLEfr								SLU							
	DT_heat				DT_cool				DT_heat				DT_cool			
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
	SLEfr_0 SLEfr_0 SLEfr_0 SLEfr_0				SLEfr_0 SLEfr_0 SLEfr_0 SLEfr_0				SLU_01- SLU_01- SLU_02- SLU_02-				SLU_01- SLU_01- SLU_02- SLU_02-			
	1-M(h)	1-V(h)	2-M(h)	2-V(h)	1-M(c)	1-V(c)	2-M(c)	2-V(c)	M(h)	V(h)	M(h)	V(h)	M(c)	V(c)	M(c)	V(c)
1: g1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: g2_cordolo+barriera	1	1	1	1	1	1	1	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: g2_pavimentazione	1	1	1	1	1	1	1	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
4: q_UDL_01	0,4	0,4	0	0	0,4	0,4	0	0	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0
5: q_UDL_02	0	0	0,4	0,4	0	0	0,4	0,4	0	0	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35
6: q_TS(M)_01	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0
7: q_TS(V)_01	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0
8: q_TS(M)_02	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0
9: q_TS(V)_02	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35
10: DT diff	0,5	0,5	0,5	0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	0,9	0,9	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-0,9	-0,9
11: vento vert	0	0	0	0	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

## 6.2.5 Sezioni di verifica

Le verifiche strutturali sono condotte in corrispondenza delle sezioni di seguito riportate:



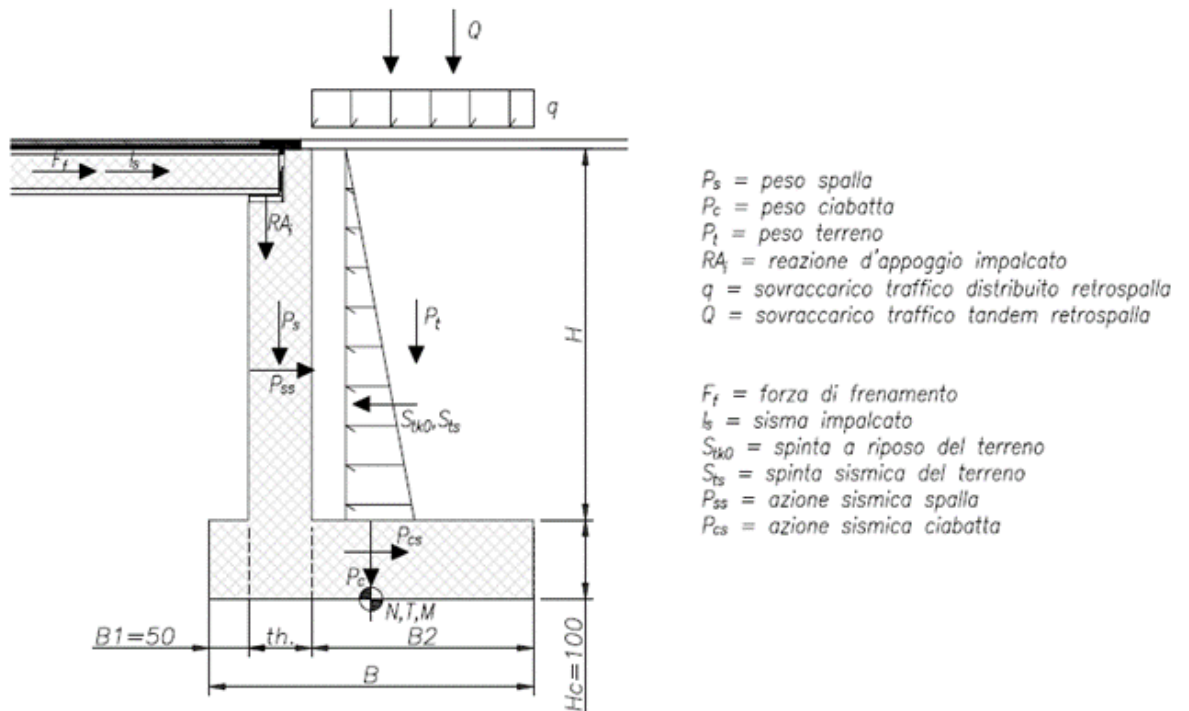
N° SEZ.	TIPO DI VERIFICA
1-1	Presso-flessione sezione mezzeria soletta (nuova struttura)
2-2	Taglio sezione appoggio soletta (nuova struttura)



### 6.2.6 Modello di calcolo spalle

Si considera uno schema statico tipico dei muri di sostegno con ciabatta di fondazione sviluppata principalmente sotto rilevato e paramento in elevazione a mensola.

La modellazione è effettuata secondo una trattazione del tipo problema piano (striscia di parete di larghezza unitaria).



Le azioni considerate sono quelle proprie del corpo spalla combinate con le azioni provenienti dall'impalcato.

Nello specifico si assumono le sollecitazioni massime ereditate dal modello FEM dell'impalcato distribuite su 1m lineare (approccio problema piano).

In particolare si sottolinea che le coazioni indotte dalle azioni termiche uniformi agenti sull'impalcato non sono state considerate in quanto la deformazione termica massima risulta pari a  $1.8\text{mm} < 2\text{mm}$  (interspazio a progetto fra impalcato e spalla).

## 7. VERIFICHE

### 7.1. VERIFICHE SOTTOVIA

Le verifiche del tratto corrente del sottovia sono condotte con riferimento alle sezioni individuate nello schema sotto riportato:

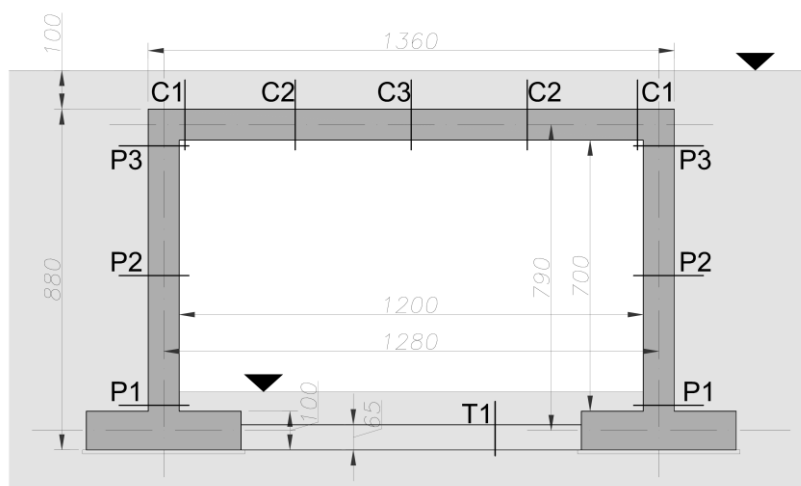


Figura 33 Sottovia tipo - Sezioni di verifica

Le verifiche strutturali sono state condotte con riferimento alla resistenza ultima a pressoflessione e taglio (verifiche allo SLU) e alla limitazione delle tensioni e al contenimento della fessurazione coerentemente con le condizioni ambientali del singolo elemento (verifiche allo SLE).

Si riportano le specifiche d'armatura relative alle sezioni di verifica:

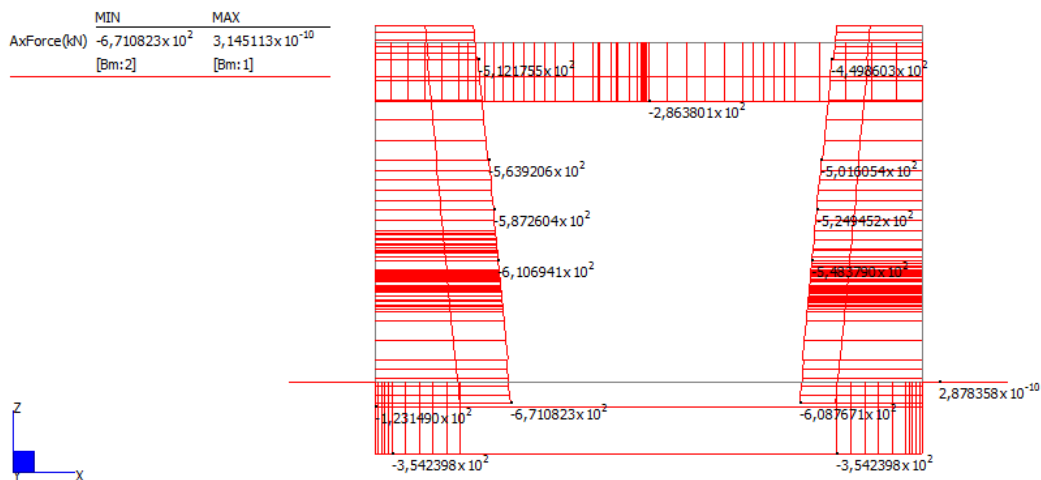
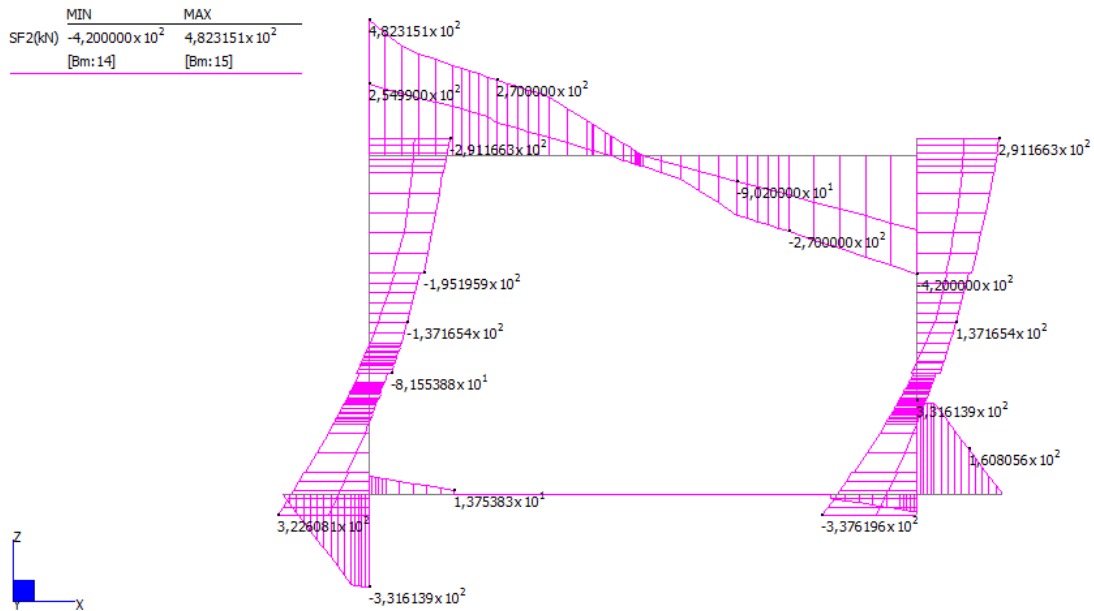
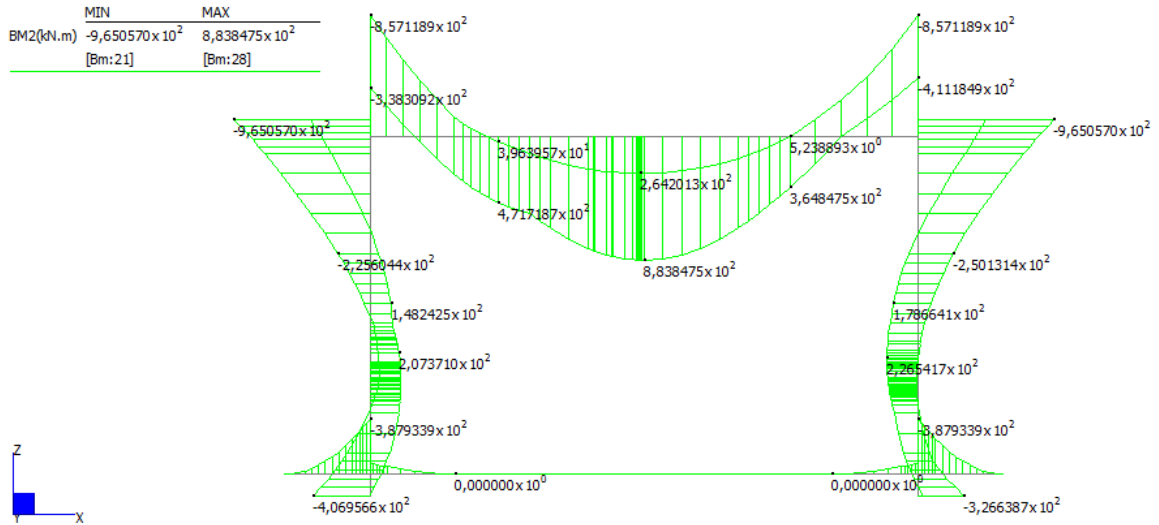
Sezione		Pos. armature			Arm. superiore/esterna		
		baricentro barra [cm]			@ d1		
nome	sp. [m]	d1	d2	d3	Ø [mm]	p [cm]	
<i>Piedritti</i>							
P1	0,8	8,5	40	71,5	24	/	15
P2	0,8	8,5	40	71,5	24	/	15
P3	0,8	8,5	40	71,5	24	/	7,5
<i>Solettone di copertura</i>							
C1	0,8	8	40	72	24	/	7,5
C2	0,8	8	40	72	24	/	7,5
C3	0,8	8	40	72	20	/	15

Sezione		Arm. inferiore/interna			Spilli			Arm. long.
		@ d2						
nome	sp. [m]	Ø [mm]	p [cm]		Ø [mm]	i [cm x cm]		ρ <sub>l</sub>
<i>Piedritti</i>								
P1	0,8	24	/	15	16	/	30 x 30	0,75%
P2	0,8	24	/	15	12	/	30 x 30	0,75%
P3	0,8	24	/	15	16	/	30 x 30	1,13%
<i>Solettone di copertura</i>								
C1	0,8	20	/	15	16	/	15 x 40	1,02%
C2	0,8	20	/	15	12	/	15 x 40	1,02%
C3	0,8	22,091	/	7,5	12	/	30 x 40	0,90%

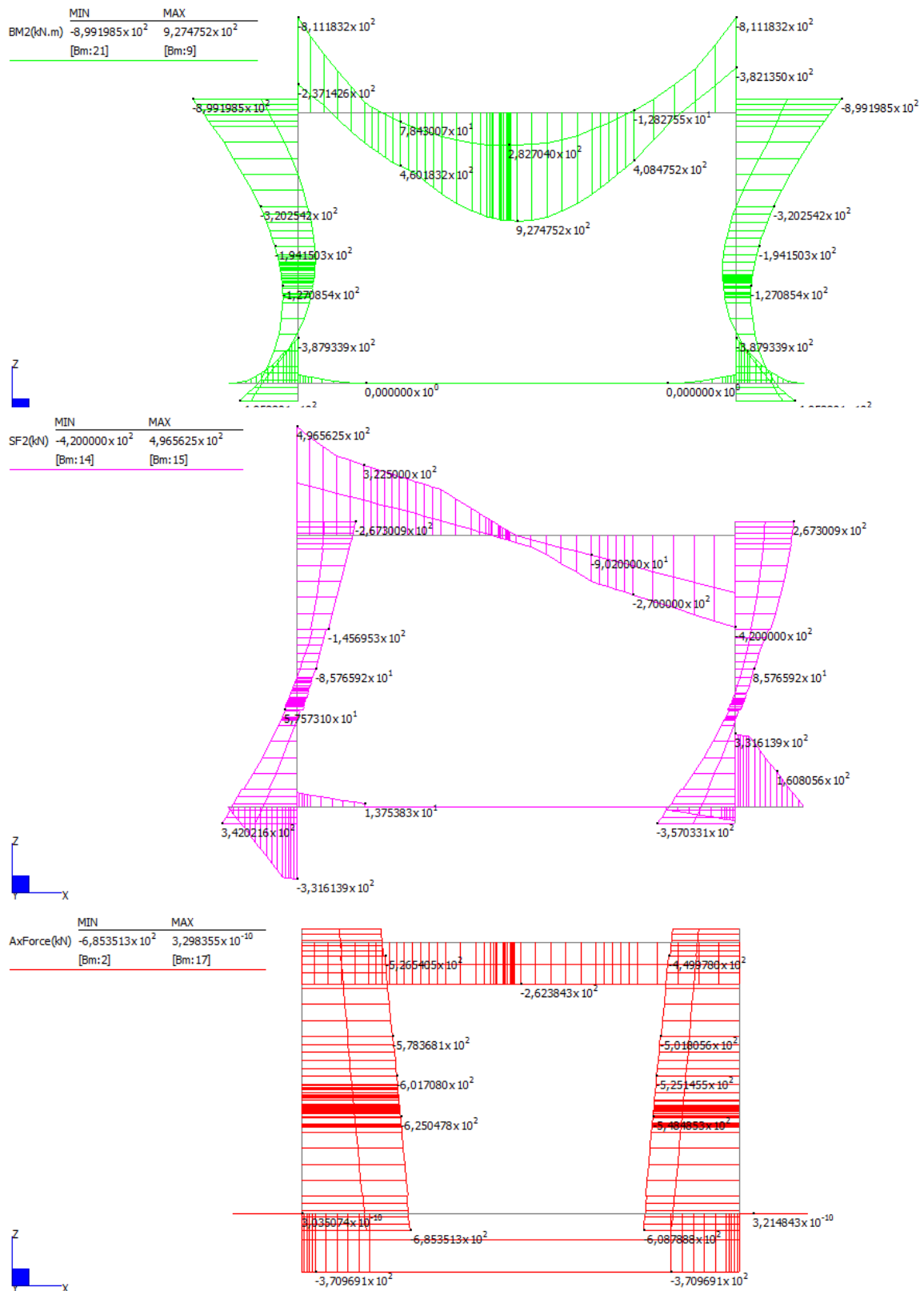
Sezione		Armatura longitudinale			Staffe	
nome	B1 [m]	B2 [m]	n	Ø [mm]	ρ <sub>l</sub>	Ø [mm] p [cm]
<i>Puntoni inferiori</i>						
T1	0,65	0,65	12	x 20	0,89%	10 / 15

Si riportano i diagrammi di sollecitazione relativi alle strutture in c.a. calcolati con il modello piano descritto al capitolo precedente, come involuppo di combinazioni SLE rare.

Caso A – Vincoli rotazionali fissi in fondazione (azioni involuppo SLE rara)



Caso B – Cerniere in fondazione (azioni involuppo SLE rara)



### 7.1.1 Verifiche SLE

Le verifiche sono state condotte mediante un apposito programma che, per una generica se-

zione in c.a. in sezione fessurata, determina la posizione dell'asse neutro e il conseguente stato tensionale.

Si deve verificare, in accordo al NTC2018:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ in combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ in combinazione quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \text{ in combinazione caratteristica (rara).}$$

Viene inoltre eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, relativamente alle combinazioni di carico frequente e quasi permanente.

La verifica è condotta con il metodo di calcolo indiretto (Circ. 17/1/2019 §C4.1.2.2.4), considerando una limitazione equivalente sullo stato tensionale dell'armatura determinato con riferimento a diametro e spaziatura delle barre.

Si riportano tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

$\sigma_{c,min}$	[MPa]	minima tensione calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$	[MPa]	massima tensione acciaio d'armatura

Caso A – Vincoli rotazionali fissi in fondazione (verifiche SLE)

Verifiche SLErara - limitazione tensioni [MPa]												
Sez.	$N_k$ (min/max)	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$f_{ck}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>												
P1	-657 ÷ -397	142	2,1	19	-163	2,5	28	32	19,2	360	7,68	
P2	-587 ÷ -327	179	2,7	41	-89	1,2	5,7	32	19,2	360	7,11	
P3	-512 ÷ -260	-276	-	-	-749	9,2	176	32	19,2	360	2,05	
<i>Solettone di copertura</i>												
C1	-286 ÷ -169	-338	-	-	-857	10,6	202	32	19,2	360	1,78	
C2	-286 ÷ -169	472	8,7	265	5	-	-	32	19,2	360	1,36	
C3	-286 ÷ -169	884	11,6	242	264	-	-	32	19,2	360	1,49	

Verifiche SLE frequente - fessurazione [MPa]											
Sez.	$N_k$ (min/max)	$w_{lim}$	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>											
P1	-575 ÷ -404	$w_2=0,3mm$	92	4	205	51,25	-123	12	205	17,08	
P2	-505 ÷ -334	$w_2=0,3mm$	142	25	205	8,20	-42	0	205	-	
P3	-431 ÷ -266	$w_2=0,3mm$	-317	-	205	-	-620	142	205	1,44	
<i>Solettone di copertura</i>											
C1	-246 ÷ -169	$w_2=0,3mm$	-383	-	222	-	-712	166	205	1,23	
C2	-246 ÷ -169	$w_2=0,3mm$	360	195	222	1,14	53	-	222	-	
C3	-246 ÷ -169	$w_2=0,3mm$	710	192	205	1,07	308	-	222	-	

Verifiche SLE quasi permanente - fessurazione [MPa]											
Sez.	$N_k$ (min/max)	$w_{lim}$	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>											
P1	-428 ÷ -411	$w_1=0,2mm$	-9	-	165	-	-23	0	165	-	
P2	-358 ÷ -341	$w_1=0,2mm$	66	1	165	165,00	59	-	165	-	
P3	-285 ÷ -273	$w_1=0,2mm$	-348	-	165	-	-427	92	165	1,79	
<i>Solettone di copertura</i>											
C1	-190 ÷ -169	$w_1=0,2mm$	-411	-	182	-	-502	113	165	1,46	
C2	-190 ÷ -169	$w_1=0,2mm$	192	89	182	2,04	101	-	182	-	
C3	-190 ÷ -169	$w_1=0,2mm$	428	110	165	1,50	338	-	182	-	

Caso B – Cerniere in fondazione (verifiche SLE)

Verifiche SLE rara - limitazione tensioni [MPa]											
Sez.	$N_k$ (min/max)	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$f_{ck}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	C.S. (>1)
<i>Piedritti</i>											
P1	-672 ÷ -383	-183	-	-	-250	3,9	66	32	19,2	360	4,92
P2	-602 ÷ -313	148	2,2	27	-194	3,5	70	32	19,2	360	5,14
P3	-527 ÷ -247	-182	-	-	-723	8,7	169	32	19,2	360	2,13
<i>Solettone di copertura</i>											
C1	-262 ÷ -138	-237	-	-	-811	10	192	32	19,2	360	1,88
C2	-262 ÷ -138	460	8,5	264	-13	-	-	32	19,2	360	1,36
C3	-262 ÷ -138	927	12,3	257	281	-	-	32	19,2	360	1,40

Verifiche SLE frequente - fessurazione [MPa]											
Sez.	$N_k$ (min/max)	$w_{lim}$	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>											
P1	-585 ÷ -394	w2=0,3mm	-197	-	205	-	-243	65	205	3,15	
P2	-515 ÷ -324	w2=0,3mm	92	6,5	205	31,54	-139	20	205	10,25	
P3	-442 ÷ -256	w2=0,3mm	-242	-	205	-	-608	139	205	1,47	
<i>Solettone di copertura</i>											
C1	-221 ÷ -138	w2=0,3mm	-299	-	222	-	-687	161	205	1,27	
C2	-221 ÷ -138	w2=0,3mm	358	199	222	1,12	47	-	222	-	
C3	-221 ÷ -138	w2=0,3mm	749	205	205	1,00	330	-	222	-	

Verifiche SLE quasi permanente - fessurazione [MPa]											
Sez.	$N_k$ (min/max)	$w_{lim}$	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,lim}(w_{lim})$	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>											
P1	-428 ÷ -411	w1=0,2mm	-225	-	165	-	-230	59	165	2,80	
P2	-358 ÷ -341	w1=0,2mm	-27	-	165	-	-42	0	165	-	
P3	-285 ÷ -273	w1=0,2mm	-332	-	165	-	-409	88	165	1,88	
<i>Solettone di copertura</i>											
C1	-156 ÷ -138	w1=0,2mm	-382	-	182	-	-470	107	165	1,54	
C2	-156 ÷ -138	w1=0,2mm	221	113	182	1,61	132	-	182	-	
C3	-156 ÷ -138	w1=0,2mm	458	121	165	1,36	369	-	182	-	



### 7.1.2 Verifiche SLU

Le verifiche sono condotte coerentemente con le disposizioni normative da NTC2018, considerando le sollecitazioni relative alle condizioni SLU-STR (coeff. parziali A1+M1), SLU-GEO (coeff. parziali A2+M2) e Sismica SLV. Le verifiche, in favore di sicurezza, sono state condotte sulla base delle azioni desunte da modello come involucro di valori massimi/minimi.

Si riportano tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

$N_{Ed}$ min	[kN/m]	azione assiale minima (compressione)
$N_{Ed}$ max	[kN/m]	azione assiale massima (trazione)
$M_{Ed}^{(+)}$	[kNm/m]	momento flettente - fibre interne/inferiori tese
$M_{Ed}^{(-)}$	[kNm/m]	momento flettente - fibre esterne/superiori tes
$M_{Rd}$	[kNm/m]	momento resistente
$V_{Ed}$	[kN/m]	taglio sollecitante
$V_{Rd,0}$	[kN/m]	taglio resistente (sezione non armata a taglio)
$V_{Rd}$	[kN/m]	taglio resistente (sezione armata a taglio)
		$V_{Rd} = \min (V_{Rcd} ; V_{Rsd} ; V_{Rd,l})$

Caso A – Vincoli rotazionali fissi in fondazione (verifiche SLE)

Verifiche SLU-STR - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>									
P1	-890	÷	-411	194	984	5,07	-222	984	4,42
P2	-796	÷	-341	243	940	3,87	-121	940	7,77
P3	-694	÷	-273	-348	857	-	-1023	1600	1,56
<i>Solettone di copertura</i>									
C1	-390	÷	-169	-411	578	-	-1170	1563	1,34
C2	-390	÷	-169	651	1376	2,11	-6	630	-
C3	-390	÷	-169	1207	1376	1,14	338	630	-

Verifiche SLU-GEO - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>									
P1	-696	÷	-391	141	984	7,00	-233	984	4,22
P2	-626	÷	-321	259	940	3,62	-75	940	12,47
P3	-549	÷	-255	-248	857	-	-819	1600	1,95
<i>Solettone di copertura</i>									
C1	-343	÷	-169	-319	578	-	-943	1563	1,66
C2	-343	÷	-169	523	1376	2,63	-42	630	-
C3	-343	÷	-169	962	1376	1,43	215	630	-

Verifiche SLV - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>									
P1	-454	÷	-408	85	984	11,59	-251	984	3,92
P2	-384	÷	-338	212	940	4,44	59	940	-
P3	-311	÷	-270	-309	857	-	-519	1600	3,08
<i>Solettone di copertura</i>									
C1	-252	÷	-169	-368	578	-	-643	1563	2,43
C2	-252	÷	-169	218	1376	6,32	29	630	-
C3	-252	÷	-169	428	1376	3,21	326	630	-

Verifiche SLU-STR - Taglio [kN/m]							
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)
<i>Piedritti</i>							
P1	-890	÷ -411	304	312	563	1	1,85
P2	-796	÷ -341	187	312	316	1	1,69
P3	-694	÷ -273	372	394	563	1	1,51
<i>Solettone di copertura</i>							
C1	-390	÷ -169	651	372	844	1	1,30
C2	-390	÷ -169	365	277	475	1	1,30
C3	-390	÷ -169	51	372	372	1	7,31

Verifiche SLU-GEO - Taglio [kN/m]							
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)
<i>Piedritti</i>							
P1	-696	÷ -391	300	312	563	1	1,88
P2	-626	÷ -321	149	312	316	1	2,12
P3	-549	÷ -255	326	394	563	1	1,72
<i>Solettone di copertura</i>							
C1	-343	÷ -169	515	372	844	1	1,64
C2	-343	÷ -169	290	277	475	1	1,64
C3	-343	÷ -169	43	372	372	1	8,58

Verifiche SLV - Taglio [kN/m]							
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)
<i>Piedritti</i>							
P1	-454	÷ -408	261	312	563	1	2,16
P2	-384	÷ -338	113	312	316	1	2,79
P3	-311	÷ -270	272	394	563	1	2,07
<i>Solettone di copertura</i>							
C1	-252	÷ -169	288	372	844	1	2,93
C2	-252	÷ -169	160	277	475	1	2,97
C3	-252	÷ -169	14	372	372	1	25,91

Caso B – Cerniere in fondazione (verifiche SLE)

Verifiche SLU-STR - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>									
P1	-910	÷	-411	-225	984	-	-339	984	2,90
P2	-815	÷	-341	203	940	4,62	-264	940	3,57
P3	-713	÷	-273	-234	857	-	-987	1600	1,62
<i>Solettone di copertura</i>									
C1	-357	÷	-138	-306	578	-	-1108	1563	1,41
C2	-357	÷	-138	635	1376	2,17	-30	630	-
C3	-357	÷	-138	1266	1376	1,09	367	630	-

Verifiche SLU-GEO - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>									
P1	-713	÷	-374	-149	984	-	-238	984	4,13
P2	-643	÷	-304	274	940	3,43	-162	940	5,79
P3	-566	÷	-239	-141	857	-	-795	1600	2,01
<i>Solettone di copertura</i>									
C1	-331	÷	-138	-209	578	-	-901	1563	1,73
C2	-331	÷	-138	499	1376	2,76	-85	630	-
C3	-331	÷	-138	1000	1376	1,38	221	630	-

Verifiche SLV - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>									
P1	-560	÷	-302	337	984	2,92	-708	984	1,39
P2	-490	÷	-232	742	940	1,27	-527	940	1,78
P3	-418	÷	-164	379	857	2,26	-1191	1600	1,34
<i>Solettone di copertura</i>									
C1	-235	÷	-138	326	578	-	-1308	1563	1,20
C2	-235	÷	-138	593	1376	2,32	-316	630	-
C3	-235	÷	-138	458	1376	3,01	341	630	-

Verifiche SLU-STR - Taglio [kN/m]								
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>								
P1	-910	÷	-411	324	312	563	1	1,74
P2	-815	÷	-341	117	312	316	1	2,69
P3	-713	÷	-273	340	394	563	1	1,66
<i>Solettone di copertura</i>								
C1	-357	÷	-138	670	372	844	1	1,26
C2	-357	÷	-138	365	277	475	1	1,30
C3	-357	÷	-138	41	372	372	1	8,97

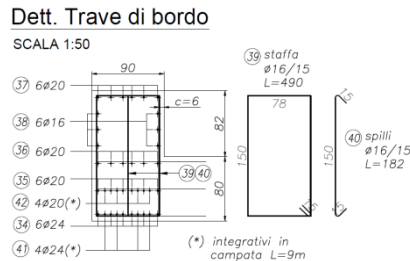
Verifiche SLU-GEO - Taglio [kN/m]								
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>								
P1	-713	÷	-374	301	312	563	1	1,87
P2	-643	÷	-304	103	312	316	1	3,08
P3	-566	÷	-239	314	394	563	1	1,79
<i>Solettone di copertura</i>								
C1	-331	÷	-138	532	372	844	1	1,59
C2	-331	÷	-138	290	277	475	1	1,64
C3	-331	÷	-138	35	372	372	1	10,53

Verifiche SLV - Taglio [kN/m]								
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)	
<i>Piedritti</i>								
P1	-560	÷	-302	276	312	563	1	2,04
P2	-490	÷	-232	96	312	316	1	3,30
P3	-418	÷	-164	255	394	563	1	2,21
<i>Solettone di copertura</i>								
C1	-235	÷	-138	395	372	844	1	2,14
C2	-235	÷	-138	266	277	475	1	1,78
C3	-235	÷	-138	121	372	372	1	3,08

### 7.1.3 Verifica travi di bordo

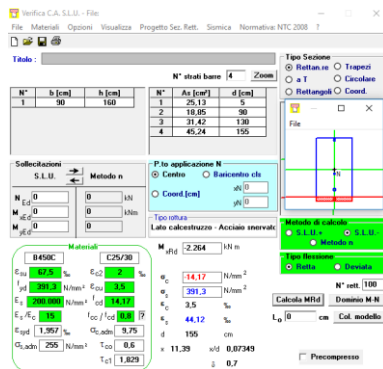
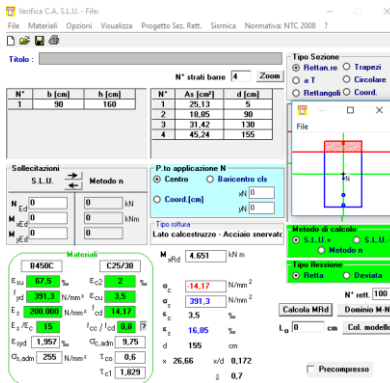
Si verificano le travi di bordo della soletta di copertura.

L'armatura a progetto è la seguente:



Le proprietà meccaniche delle solette prefabbricate sono:

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo	$V_{rd}$	0 kN	
$R_{ck}$ 40,00 MPa	$N_{rd}$	0 kN	
$f_{ck}$ 33,20 MPa	Geometria:		
$\gamma_c$ 1,50	$b_w$	900 mm	
$\alpha_c$ 0,85	$h$	1600 mm	
$f_{td}$ 18,8 MPa	$d$	1550 mm	
Acciaio B450C			
$f_{yk}$ 450 MPa			
$f_{td}$ 391,3 MPa			
Verifica in assenza di armature			
specifiche a taglio			
$k$ 1,359	$\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{td}$	0,000 MPa	
$V_{min}$	0,320		
Armatura tesa:			
10	Ø 24	$A_{st}$	4524 mm <sup>2</sup>
0	Ø 0	$\rho_t$	0,32%
$V_{rd,0}$	502 kN		
Verifica con armature a taglio			
ctg $\theta$	1,00	$\alpha_c$	1,000
Staffe:			
3	Ø 16	/	15
Calcestruzzo:			
$V_{rd,c}$	5905 kN		
Acciaio (staffe):			
$V_{rd,s}$	2238 kN		
Armatura long. tesa:			
$V_{rd,l}$	1770 kN	$V_{rd}$	1770 kN



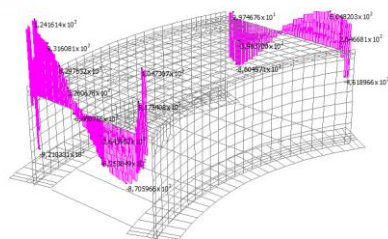
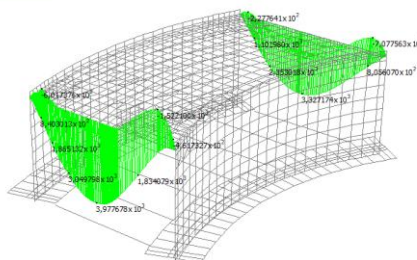
$M_{rd+} = 4651 \text{ kNm/m}$

$M_{rd-} = 2264 \text{ kNm/m}$

$V_{rd} = 1770 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni da modello

SLU

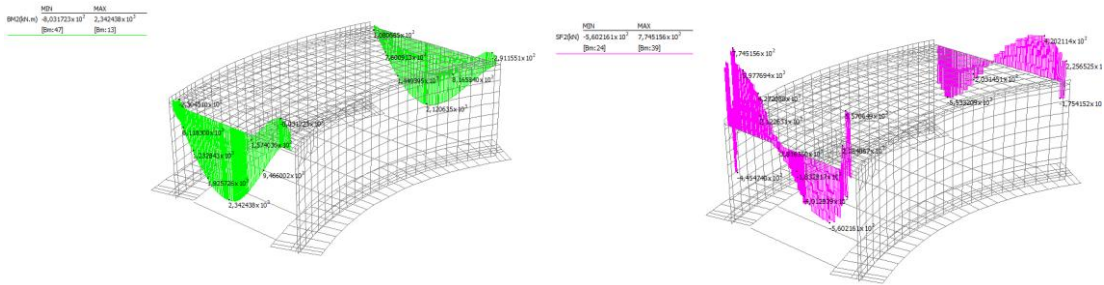


$M_{ed+(SLU)} = 3978 \text{ kNm/m}$

$V_{rd(SLU)} = 1242 \text{ kN/m}$

$M_{ed}(SLU) = -1522 \text{ kNm/m}$

SLE



$M_{rd+}(SLE) = 2342 \text{ kNm/m}$

$V_{rd}(SLE) = 774 \text{ kN/m}$

$M_{ed}(SLU) = -803 \text{ kNm/m}$

Verifiche SLU:

$M_{rd+} / M_{ed+} = 1,17 > 1$  verificato

$M_{rd-} / M_{ed-} = 1,49 > 1$  verificato

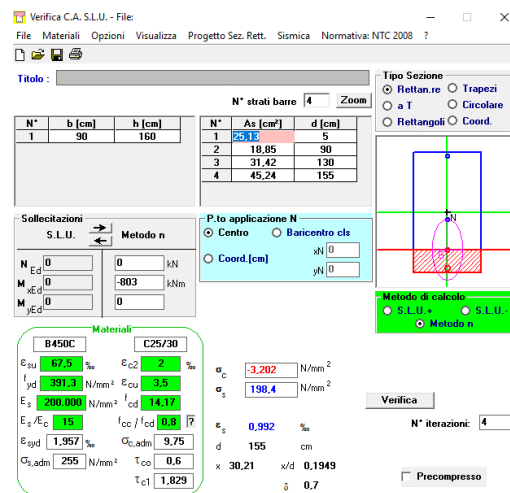
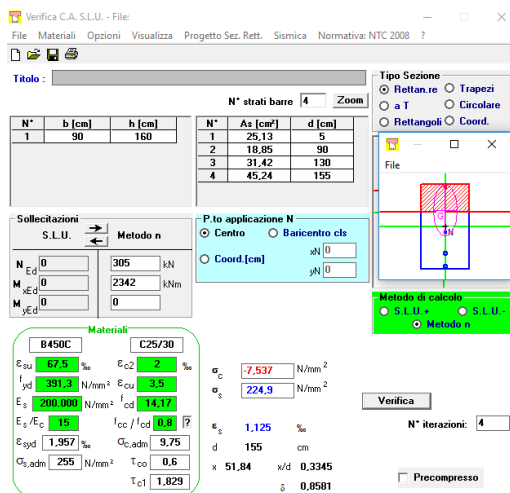
$V_{rd} / V_{ed} = 1,42 > 1$  verificato

Verifiche SLE:

Verifica di fessurazione metodo indiretto

$\sigma_{rd}(d24) = 227 \text{ MPa}$

$\sigma_{rd}(d20) = 240 \text{ MPa}$



$\sigma_{ed}(d24) = 225 \text{ MPa}$

$\sigma_{ed}(d20) = 198 \text{ MPa}$

(d24):  $\sigma_{rd} / \sigma_{ed} = 1,01 > 1$

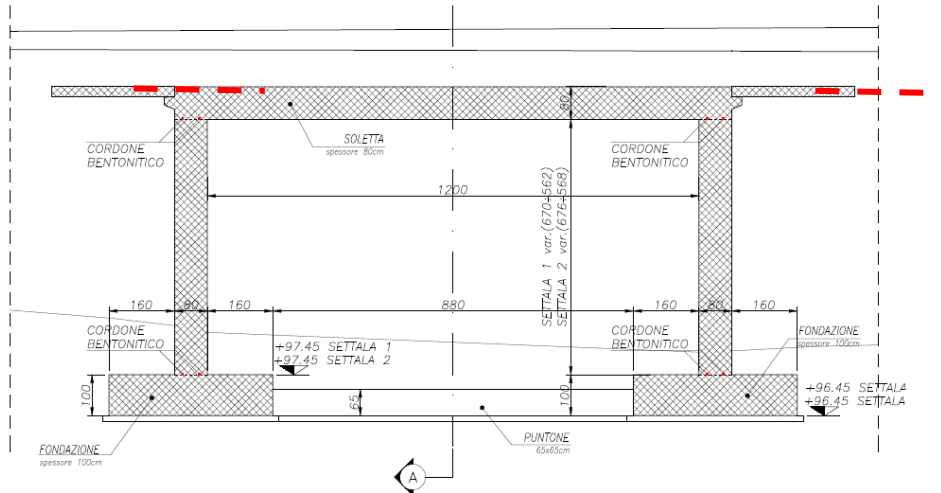
verificato

(d20):  $\sigma_{rd} / \sigma_{ed} = 1,21 > 1$

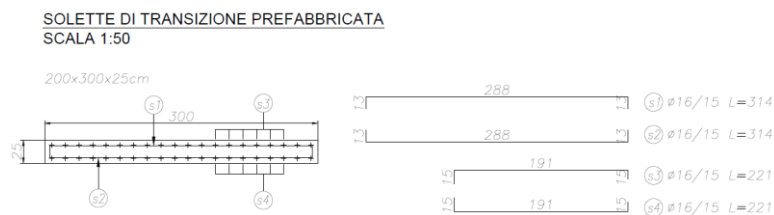
verificato

### 7.1.4 Verifica soletta di transizione

A tergo spalla si prevede la presenza di solette di transizione prefabbricate di spessore 25cm per una lunghezza di 3,0 m.



L'armatura a progetto è la seguente:



Le proprietà meccaniche delle solette prefabbricate sono:

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	13,41	5
			2	13,41	20

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 Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

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> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
ε<sub>s</sub>/ε<sub>c</sub> 15 ‰ f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ‰  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 95,29 kNm  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰ ε<sub>s</sub> 10,96 ‰  
d 20 cm  
x 4,841 x/d 0,242  
δ 0,7426

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo	V <sub>Ed</sub> 0 kN		
R <sub>ck</sub> 25,00 MPa	N <sub>Ed</sub> 0 kN		
f <sub>ek</sub> 20,75 MPa	Geometria:		
γ <sub>c</sub> 1,50	b <sub>w</sub> 1000 mm		
α <sub>c</sub> 0,85	h 250 mm		
f <sub>ed</sub> 11,8 MPa	d 200 mm		
Acciaio B450C			
f <sub>yk</sub> 450 MPa			
f <sub>td</sub> 391,3 MPa			
Verifica in assenza di armature			
specifiche a taglio			
k 2,000	σ <sub>sp</sub> ≤ 0,2 f <sub>cd</sub> 0,000 MPa		
V <sub>min</sub> 0,451			
Armatura tesa:			
6,67 Ø 16	A <sub>st</sub> 1341 mm²		
0 Ø 0	ρ <sub>t</sub> 0,67%		
V <sub>Rd0</sub> 115 kN			
Verifica con armature a taglio			
ctgθ 1,00	α <sub>c</sub> 1,000		
Staffe:			
0 Ø 30 / 15			
Calcestruzzo:			
V <sub>Rcd</sub> 529 kN			
Acciaio (staffe):			
V <sub>Rsd</sub> 0 kN			
Armatura long. tesa:			
V <sub>Rd1</sub> 525 kN	V <sub>Rd</sub> 115 kN		

M<sub>rd</sub> = 95 kNm/m

V<sub>rd</sub> = 115 kN/m



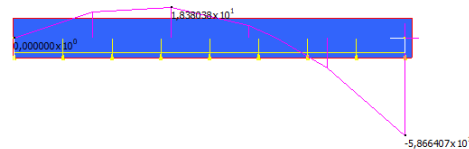
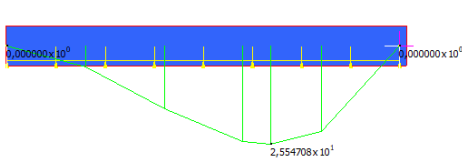
Si considerano i seguenti carichi:

- peso proprio;
- sovraccarico medio di 1,0m di terreno: 20kN/mq;
- carico da traffico distribuito: 9kN/mq;
- carico da traffico tandem equivalente: 20kN/mq.

Si considera quindi un modello composto da una trave su un letto di molle con vincolo verticale su lato spalla.

Si ottiene il seguente stato sollecitativo:

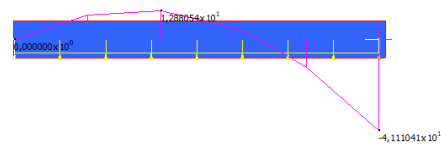
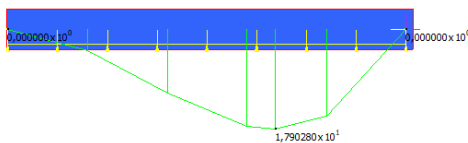
SLU



$$M_{ed}(SLU) = 25 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd}(SLU) = 59 \text{ kN/m}$$

SLE



$$M_{rd}(SLE) = 18 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd}(SLE) = 41 \text{ kN/m}$$

Verifiche SLU:

$$M_{rd} / M_{ed} = 3,80 > 1 \quad \text{verificato}$$

$$V_{rd} / V_{ed} = 1,95 > 1 \quad \text{verificato}$$

Verifiche SLE:

Verifica di fessurazione metodo indiretto

$$\sigma_{rd} (d16/15) = 280 \text{ MPa}$$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data entry and display panels.

**Section Data:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	13,41	5
			2	13,41	20

**Material Properties:**

Property	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6
		$\tau_{c1}$ 1,829

**Calculation Results:**

$\sigma_c$	-2,644 N/mm²
$\sigma_s$	77,28 N/mm²
$\epsilon_s$	0,3864 ‰
d	20 cm
x	6,783 x/d 0,3391
$\delta$	0,8639

**Verification Settings:**

- Metodo di calcolo:  S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n
- Verifica:
- N° iterazioni: 4
- Precompresso

$$\sigma_{ed} = 77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{rd} / \sigma_{ed} = 3,63 > 1 \quad \text{verificato}$$

## Mensola tozza

Partendo dalla reazione concentrata riportata al punto precedente pari a  $P=59\text{kN/m}$ , si procede alla verifica della mensola tozza di appoggio della soletta di transizione sul retro del piedritto.

Ai fini delle verifiche si considera quanto indicato nelle EN1992-1-1 al §J3 e §6.5 per gli schemi tirante-puntoni da prevedersi nelle mensole tozze.

La mensola di altezza  $h_c=30\text{cm}$  (25cm all'estremità) e profondità 25cm si imposta sul piedritto di larghezza 80cm. Si ipotizza che l'azione proveniente dalla soletta di transizione abbia una risultante posta a  $a_c=17\text{cm}$  dalla sezione di incastro.

Rientriamo pertanto nel caso  $a_c > h_c/2$

$$Z = 0,8d = 0,8 \cdot 26 = 20,8 \text{ cm} \quad \text{Il braccio della coppia interna}$$

Il tiro nell'armatura principale vale pertanto

$$F_{t,ed} = \frac{P \cdot a_c}{z} = \frac{59 \cdot 0,17}{0,208} = 48 \text{ kN/m}$$

Al lembo superiore della mensola si predispongono  $\phi 16/15$  che forniscono una resistenza pari a

$$F_{t,rd} = A_{st} \cdot f_{yd} = 1340 \text{mm}^2 \cdot 391 \text{MPa} = 524 \text{kN/m}$$

Considerando per il puntone compresso una altezza pari a  $0.2d$  risulta la seguente sollecitazione

$$F_{c,ed} = \frac{P}{\sin 48^\circ} = \frac{59}{0.74} = 80 \text{kN/m}$$

Mentre la resistenza risulta pari a

$$F_{c,rd} = 0.2 \cdot d \cdot f_{cd} = 0.2 \cdot 0.26 \cdot 18.1 = 940 \text{kN/m}$$

Come indicato al paragrafo J.3 delle EN1992-1-1 si valuta il quantitativo d'armatura verifica armature verticali aggiuntive (spilli) da prevedersi con area totale pari a :

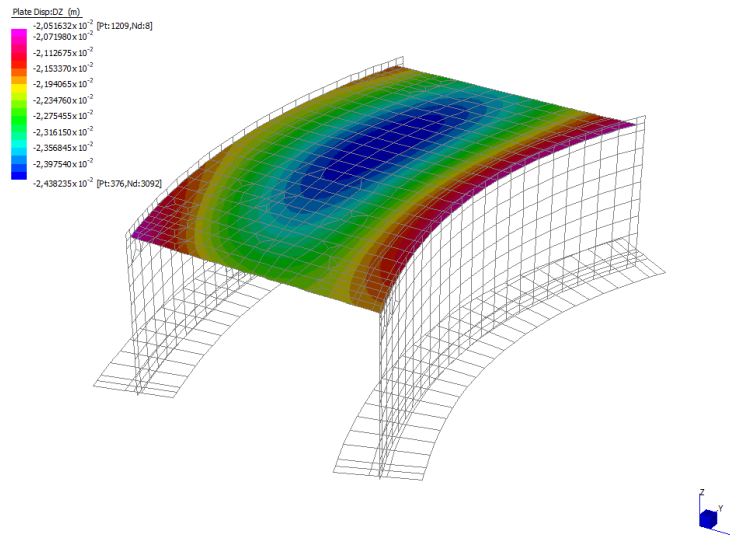
$$A_{slink} = 0.5 \cdot \frac{P}{391} = 75 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Si predispongono pertanto un allineamento di spilli  $\phi 8 / 30$ .

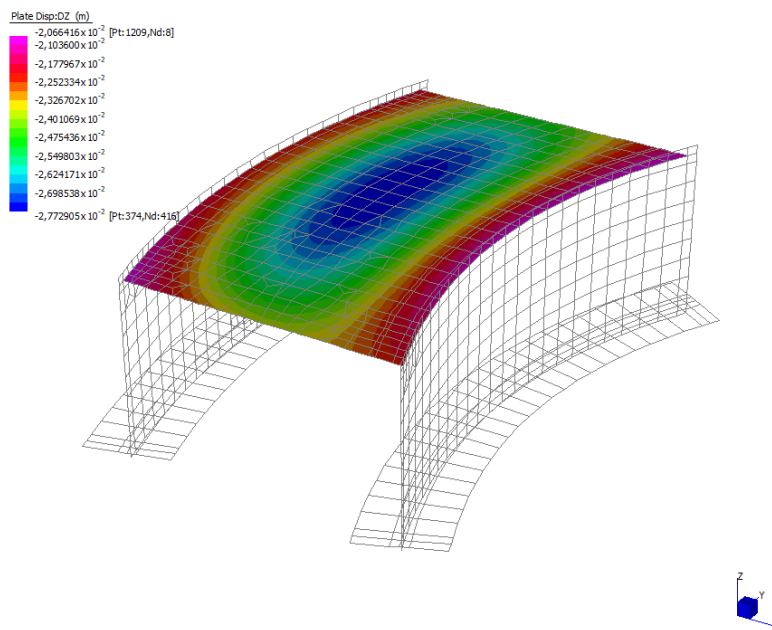
### Verifica Deformabilità

Si valutano le frecce in soletta secondo quanto al §7.4.1 delle UNI EN 1992-1-1.

Per il calcolo si è fatto ricorso al modello di calcolo di riferimento e ad un modello "fessurato". In base alla distribuzione delle azioni flettenti si è valutata quindi l'aliquota di soletta fessurata e conseguentemente sono state valutate le deformazioni a tempo infinito. Di seguito le verifiche:



*Spostamenti verticali modello non fessurato – combinazione quasi permanente*



*Spostamenti verticali modello fessurato – combinazione quasi permanente*

**Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415 "Paullese" –  
2° Lotto – 1° Stralcio tratto "A" da S.P. 39 "Cerca" alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)**

<b>Valutazione freccia</b>		<u><b>verifica <math>f_{q0} &lt; L/250</math></b></u>	
A	287,7 m <sup>2</sup>	<i>area totale</i>	
A*	17,9 m <sup>2</sup>	<i>area fessurata</i>	
$\beta$ medio	0,99		
$\zeta$ medio	0,51		
$I_g$	4266666,7 cm <sup>4</sup>	$E_0$	<b>30000</b> MPa
$I_l$	4053334 cm <sup>4</sup>	$E_l$	28500 MPa
$I_{ll}$	1649395 cm <sup>4</sup>	$E_{ll}$	11597 MPa
$I_{eff}$	2322815 cm <sup>4</sup>	$E_{eff}$	<b>16332</b> MPa
<i>frecce massime</i>			
$dZ_{max}(J_l)$	0,02438 m	=L/1137	
$dZ_{max}(J_{ll})$	0,0277291 m	=L/1000	
$dZ_{max}(J_{eff})$	0,02609 m	=L/1062	
$L_x$	<b>12</b> m		
$L_y$	<b>25</b> m		
$L_{diag}$	27,7 m		
$\varphi(\infty, t_0)$	<b>1,59</b>		
con RH=70%, h0=800mm, t0=28gg			
$dZ_{max}(\infty)$	0,0674998 m	=L/410	< L/250
UNI EN 1992-1-1 §7.4.1(4)			

<b>Valutazione freccia</b>		<u><b>verifica <math>f_2 &lt; L/500</math></b></u>	
A	258,3 m <sup>2</sup>	<i>area totale</i>	
A*	115,1 m <sup>2</sup>	<i>area fessurata</i>	
$\beta$ medio	0,92		
$\zeta$ medio	0,58		
$I_g$	4266667 cm <sup>4</sup>	$E_0$	30000 MPa
$I_l$	4053334 cm <sup>4</sup>	$E_l$	28500 MPa
$I_{ll}$	1649395 cm <sup>4</sup>	$E_{ll}$	11597 MPa
$I_{eff}$	2198980 cm <sup>4</sup>	$E_{eff}$	<b>15462</b> MPa
<i>frecce massime</i>			
$dZ_{max}(J_l)$	0,010988 m	=L/2523	
$dZ_{max}(J_{ll})$	0,013567 m	=L/2044	
$dZ_{max}(J_{eff})$	0,012 m	=L/2222	
$L_x$	12 m		
$L_y$	25 m		
$L_{diag}$	27,73085 m		
$\varphi(\infty, t_0)$	<b>1,59</b>		
con RH=70%, h0=800mm, t0=28gg			
$dZ_{max}(\infty)$	0,032285 m	=L/858	< L/500
UNI EN 1992-1-1 §7.4.1(5)			

Verifica piedritto in fase costruttiva

Si effettua la verifica del piedritto nella condizione costruttiva più gravosa cioè quella dell'assenza del contrasto in testa.

Si considera come carico la spinta del solo terreno a tergo del muro:

$$S_{ed} = 1/2 * \gamma * K_0 * H^2 = 1/2 * 19 \text{ kN/mc} * 0,426 * 8,0^2 \text{ m}^2 = 260 \text{ kN}$$

Il momento sollecitante alla base del piedritto risulta essere:

$$M_{ed} = H/3 * S_{ed} = 8,0\text{m}/3 * 260 \text{ kN} = 690 \text{ kNm}$$

$$S_{ed} \text{ (SLU)} = 338 \text{ kN}$$

$$M_{ed} \text{ (SLU)} = 897 \text{ kNm}$$

Proprietà resistenti

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data entry and display panels.

**Materiali:**

Calcestruzzo	$R_{ck}$ 25,00 MPa	$f_{ck}$ 20,75 MPa	$\gamma_c$ 1,50	$\alpha_{cc}$ 0,85	$f_{cd}$ 11,8 MPa
Acciaio B450C	$f_{yk}$ 450 MPa	$f_{yk}$ 391,3 MPa			

**Azioni sollecitanti:**

$V_{Ed}$	0 kN
$N_{Ed}$	0 kN
$b_w$	1000 mm
$h$	800 mm
$d$	750 mm

**Verifica in assenza di armature specifiche a taglio:**

$k$	1,516	$\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$	0,000 MPa
$v_{min}$	0,298		

**Armatura tesa:**

6,67	Ø 24	$A_{st}$	3017 mm <sup>2</sup>
0	Ø 0	$\rho_l$	0,40%

**Verifica con armature a taglio:**

$V_{Rd0}$	277 kN		
$V_{Rd}$	1984 kN		
$ctg\theta$	1,00	$\alpha_c$	1,000

**Staffe:**

3,33	Ø 30	/	15
------	------	---	----

**Calcestruzzo:**

$V_{Rd}$	1984 kN
----------	---------

**Acciaio (staffe):**

$V_{Rd}$	4225 kN
----------	---------

**Armatura long. tesa:**

$V_{RdL}$	1181 kN	$V_{Rd}$	1181 kN
-----------	---------	----------	---------

$$M_{rd} / M_{ed} = 1,002 > 1 \quad \text{verificato}$$

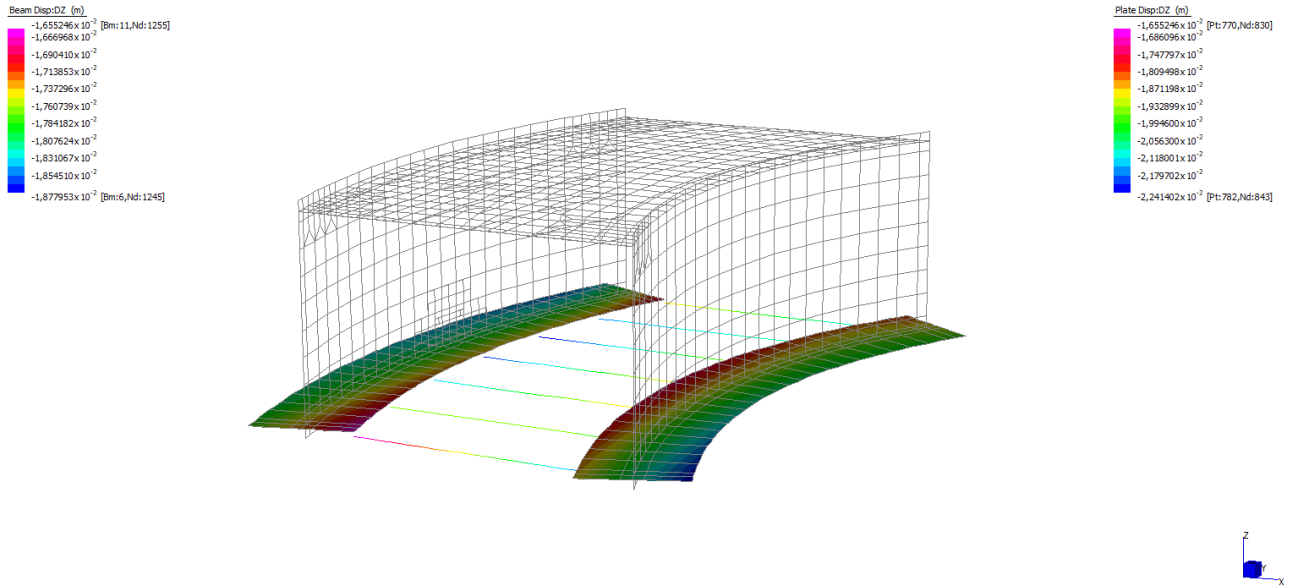
$$V_{rd} / V_{ed} = 3,198 > 1 \quad \text{verificato}$$

Si prescrive ad ogni modo, in via del tutto cautelativa, la realizzazione del contrasto in testa prima del riempimento a tergo muro.

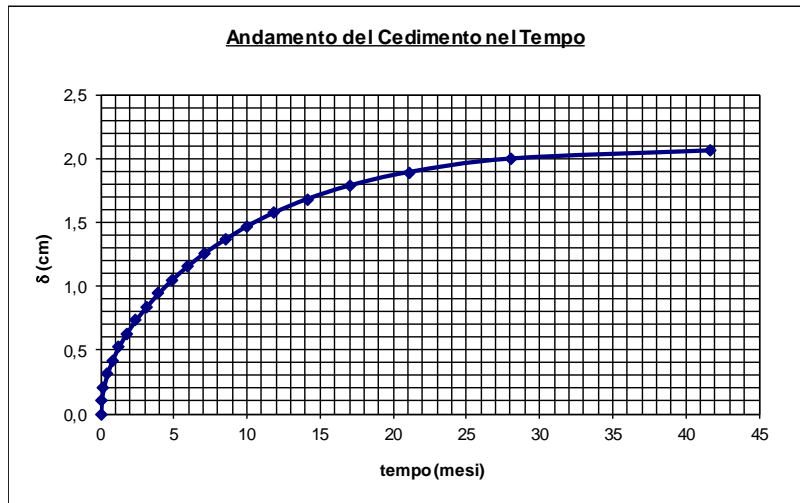
### 7.1.5 Fondazioni

#### Controllo dei cedimenti differenziali

Si valutano i cedimenti della struttura.



Da modello si riscontrano cedimenti assoluti massimi per un valore di 22,4 mm e cedimenti relativi massimi di 5,9mm compatibili con la struttura a progetto.



t =	40	(mesi)	Um =	97,7	(%)	delta_t =	2,05	(cm)
delta_t =	1,0	(cm)	Um =	47,6	(%)	t =	4,46	(mesi)
Um =	98	(%)	t =	41,67	(mesi)	delta_t =	2,06	(cm)

Verifica flessionale della trave di fondazione

Si verifica la statica trasversale dei nastri di fondazione, sempre con riferimento ai due schemi Caso A/Caso B relativi al possibile vincolo rotazionale offerto dell'interazione con il terreno d'imposta.

Si prevedono armature trasversali al lembo inferiore  $\varnothing 24/15\text{cm}$ .

*Caso A – Vincoli rotazionali fissi in fondazione*

*Caso B – Cerniere in fondazione*

*Azioni a quota intradosso fondazione*

sisma SL\SLU-STR SLU-GEO

N	860	1308	1027 kN/m
$V_{\text{trasv}}$	120	25	24 kN/m
$V_{\text{long}}$	0,0	0,0	0,0 kN/m
$M_{\text{trasv}}$	802	557	393 kNm/m
$M_{\text{long}}$	0,0	0,0	0,0 kNm/m

*Azioni a quota intradosso fondazione*

sisma SL\SLU-STR SLU-GEO

N	966	1308	1027 kN/m
$V_{\text{trasv}}$	121	26	24 kN/m
$V_{\text{long}}$	0,0	0,0	0,0 kN/m
$M_{\text{trasv}}$	0,0	0,0	0,0 kNm/m
$M_{\text{long}}$	0,0	0,0	0,0 kNm/m

*Tensioni terreno (sezione trasversale)*

sisma SL\SLU-STR SLU-GEO

e	0,93	0,43	0,38 m
B/6	0,67	0,67	0,67 m
Beff	3,20	4,00	4,00 m
$\sigma_{\text{max}}$	<b>0,537</b>	<b>0,536</b>	<b>0,404</b> MPa
$\sigma_{\text{min}}$	<b>0,000</b>	<b>0,118</b>	<b>0,109</b> MPa

*Tensioni terreno*

sisma SL\SLU-STR SLU-GEO

e	0,00	0,00	0,00 m
B/6	0,67	0,67	0,67 m
Beff	4,00	4,00	4,00 m
$\sigma_{\text{max}}$	<b>0,24</b>	<b>0,33</b>	<b>0,26</b> MPa
$\sigma_{\text{min}}$	<b>0,24</b>	<b>0,33</b>	<b>0,26</b> MPa

Hfond	1 m
dT	0,95 m

Hfond	1 m
dT	0,95 m

*Tirante-Puntone*

$\sigma_1 = \sigma_{\text{max}}$	0,537	0,536	0,404 MPa
$\sigma_2$	0,202	0,327	0,257 MPa
Rt	739	863	661 kN/m
d(Rt)	1,21	1,13	1,12 m
C	1195	1341	1022 kN/m
T	940	1026	780 kN/m

*Tirante-Puntone*

$\sigma_1 = \sigma_{\text{max}}$	0,242	0,327	0,257 MPa
$\sigma_2$	0,242	0,327	0,257 MPa
Rt	483	654	514 kN/m
d(Rt)	1,00	1,00	1,00 m
C	701	950	746 kN/m
T	509	688	541 kN/m

*Armatura trasversale lembo inferiore*

$\varnothing$	24	/	15 cm
As	3015,93 mm <sup>2</sup> /m		
f <sub>yd</sub>	390 MPa		
TRd	1176,21 kN/m		
Ed/Rd	<b>0,80</b>	<b>0,87</b>	<b>0,66 &lt; 1</b>

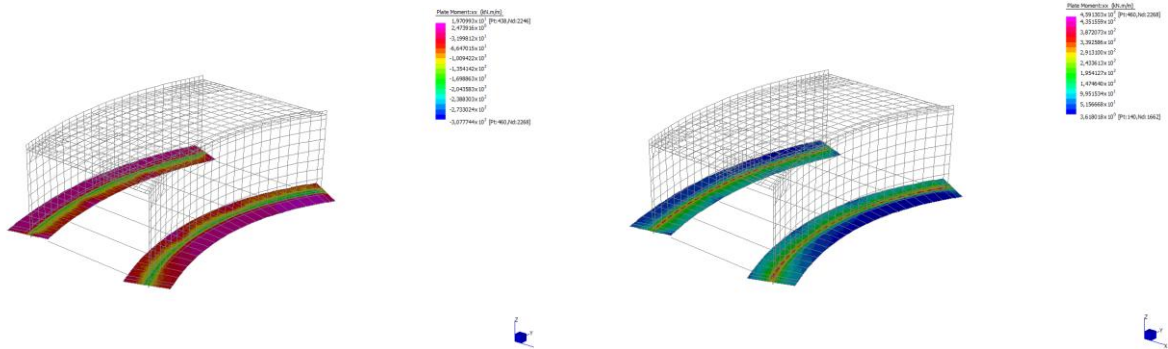
*Armatura trasversale lembo inferiore*

$\varnothing$	24	/	15 cm
As	3015,93 mm <sup>2</sup> /m		
f <sub>yd</sub>	390 MPa		
TRd	1176,21 kN/m		
Ed/Rd	<b>0,43</b>	<b>0,59</b>	<b>0,46 &lt; 1</b>



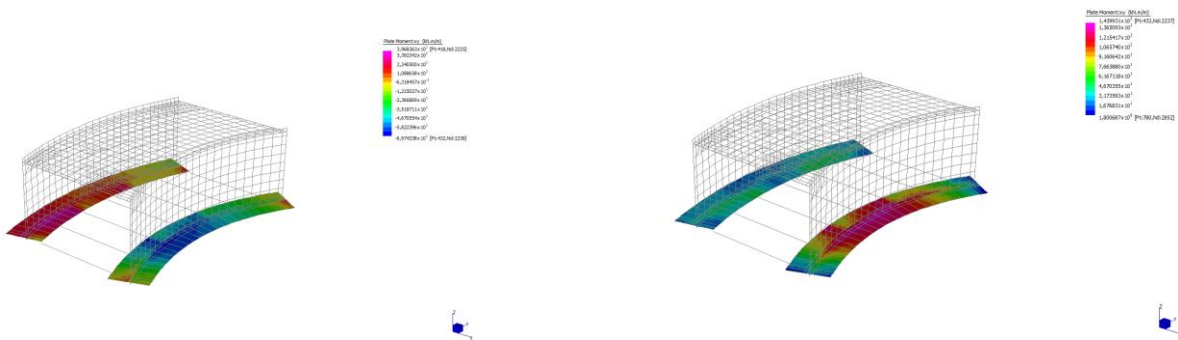
Controverifica con modello 3D e valutazione degli effetti indotti dalla presenza dei puntoni (Mxy).

Momento sul lato lungo (Mxx)



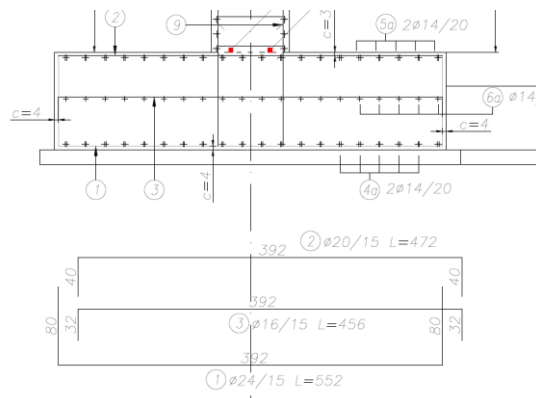
Mx (SLE) = -308 kNm/m  
 Mx (SLU) = 459 kNm/m

Momento sul lato corto (Mxy)



My (SLE) = -70 kNm/m  
 My (SLU) = 144 kNm/m

Proprietà resistenti



Mxx

SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento 2 ciabatta

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

Titolo: ciabatta di fondazione

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,95	5
			2	13,41	50
			3	20,95	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Fletta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

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> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ‰  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 41,01 ‰  
 d 95 cm  
 x 7,47 x/d 0,07863  
 δ 0,7

Mrd / Med = 2,2 > 1 verificato

SLE (fessurazione)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento 2 ciabatta

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

Titolo: ciabatta di fondazione

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20,95	5
			2	13,41	50
			3	20,95	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -308 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Fletta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

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> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ‰  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -2,931 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 148,7 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 0,7436 ‰  
 d 95 cm  
 x 21,68 x/d 0,2282  
 δ 0,7252

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

σ<sub>s</sub> = 149 verificato secondo Circ. 17/1/2019 §C4.1.2.2.4.

Mxy

SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento 1 ciabatta

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

Titolo : ciabatta di fondazione

N° Vertici 4 Zoom N° barre 60 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	400
3	100	400
4	100	0

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 11.209 kNm

Materiali B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 29,02 ‰  
 d 395 cm  
 x 42,51 x/d 0,1076  
 δ 0,7

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

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 cm Col. modello

Precompresso

Mrd / Med = 77,8 > 1 verificato

SLE (fessurazione)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento 1 ciabatta

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

Titolo : ciabatta di fondazione

N° Vertici 4 Zoom N° barre 60 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	400
3	100	400
4	100	0

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -70 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 11.209 kNm

Materiali B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -0,06638 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 4,269 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub> 0,02135 ‰  
 ε<sub>s</sub> 0,02135 ‰  
 d 395 cm  
 x 74,7 x/d 0,1891  
 δ 0,7

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

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

N° iterazioni: 5  
 Verifica

Precompresso

σ<sub>s</sub> = 4,27 verificato secondo Circ. 17/1/2019 §C4.1.2.2.4.

Cordoli di collegamento

I due nastri di fondazione sono collegati da puntoni di sezione 65x65cm e lunghezza =8,8m, posti ad interasse <4m. Da modello risultano le seguenti azioni sollecitanti allo SLU:

Nmax	-507 kN/m
Nmin	-123 kN/m

i	4 m
---	-----

NEd	2026 kN
-----	---------

Verifica a compressione

Sono verificati come colonne compresse in c.a., rispettando il limite di snellezza definito dal DM2018 per pilastri singoli.

Puntone in c.a.

B1	65 cm
B2	65 cm
n1	12 MPa
Ø1	20
n2	0 mm
Ø2	0
	mm
fcd	15,87 MPa
fyd	391

ρ	0,9%
v (NEd)	0,311563
Hnet	8,8 m
rm	0
C	1,7
λlim	46,9
λ	46,90 < λlim [4.1.2.1.7.2]

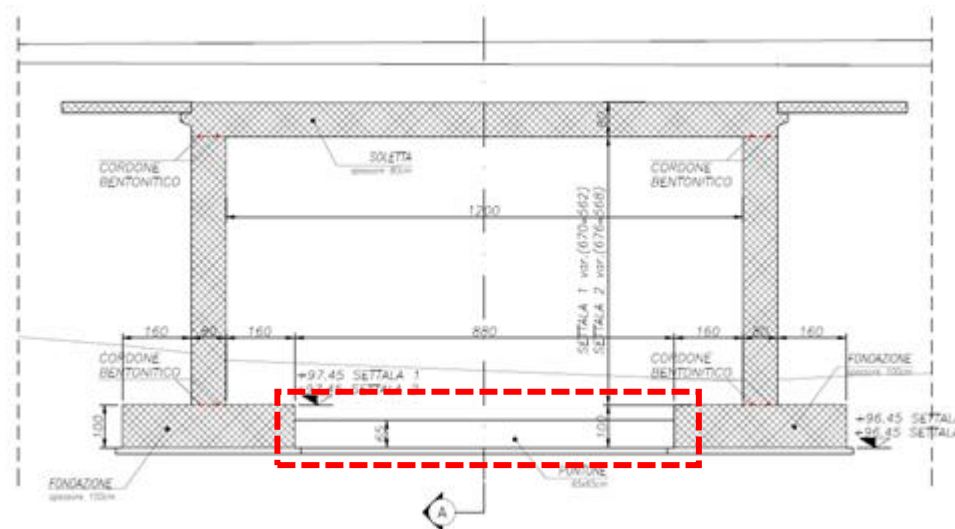
Coeff min. 3,273297

NRd,c	6838 kN	[C4.1.2.1.2.4]
<b>NRd,t</b>	<b>1474 kN</b>	

**NRd,c (λ) 2089 kN**

Risulta NRd,c (λ) > NEd.

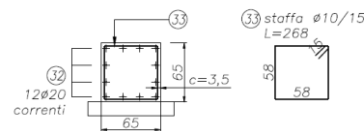
Verifica a flessione e taglio



L'armatura a progetto è la seguente:

Sez. A-A (Puntone)

SCALA 1:50



Le proprietà meccaniche delle solette prefabbricate sono:

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

TITOLO :

N° Vertici 4 Zoom N° barre 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	8	3,14	60	41
2	0	65	9	3,14	5	60
3	65	65	10	3,14	23	60
4	65	0	11	3,14	41	60
			12	3,14	60	60

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 Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 417,3 kNm

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -14,17 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰	$\sigma_s$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14,17	$\epsilon_c$ 3,5 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8	$\epsilon_s$ 21,5 ‰
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75	d 60 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6	x 8,401 x/d 0,14
	$\tau_{c1}$ 1,829	$\delta$ 0,7

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 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo	$V_{Ed}$ 0 kN	$N_{Ed}$ 0 kN	
$R_{ik}$ 25,00 MPa		$f_{ct}$ 20,75 MPa	
$f_{ct}$ 20,75 MPa		$\gamma_c$ 1,50	$b_w$ 650 mm
$\gamma_c$ 1,50		$\alpha_c$ 0,85	$h$ 650 mm
$\alpha_c$ 0,85		$f_{cd}$ 11,8 MPa	$d$ 600 mm
$f_{cd}$ 11,8 MPa			
Acciaio B450C			
$f_{yk}$ 450 MPa			
$f_{yk}$ 391,3 MPa			
Verifica in assenza di armature specifiche a taglio			
$k$ 1,577	$\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{ct}$ 0,000 MPa		
$v_{min}$ 0,316			
Armatura tesa:			
4 Ø 20	$A_{st}$ 1257 mm <sup>2</sup>		
0 Ø 0	$\rho_1$ 0,32%		
$V_{R,d0}$ 139 kN			
Verifica con armature a taglio			
ctg $\theta$ 1,50	$\alpha_c$ 1,000		
Staffe:			
2 Ø 10 / 15			
Calcestruzzo:			
$V_{R,d}$ 952 kN			
Acciaio (staffe):			
$V_{R,d}$ 338 kN			
Armatura long. tesa:			
$V_{R,d1}$ 328 kN	$V_{R,d}$ 328 kN		

M<sub>rd</sub> = 418 kNm/m

V<sub>rd</sub> = 328 kN/m

Si considerano i seguenti carichi:

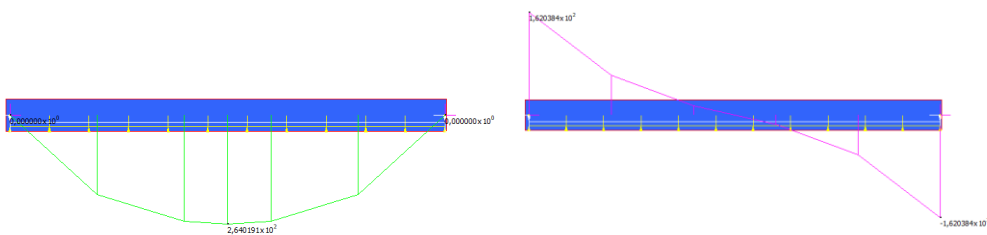
- peso proprio;
- sovraccarico medio di 1,5m di terreno (x 0,65 m): 20 kN/ml;
- carico da traffico medio distribuito:  $(9\text{kN/mq} \times 3\text{m} + 2,5\text{kN/mq} \times 5,8\text{m})/8,8\text{m} = 2,3 \text{ kN/ml}$ ;
- carico da traffico tandem equivalente: 19 kN/ml.

avendo tenuto conto degli effetti diffusivi del terreno soprastante.

Si considera quindi un modello composto da una trave su un letto di molle con vincolo verticale su lato spalla.

Si ottiene il seguente stato sollecitativo:

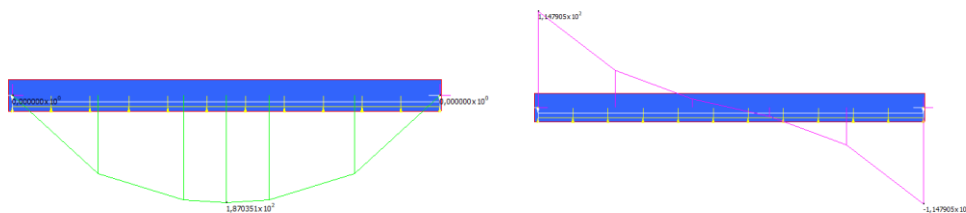
SLU



$$M_{ed}(SLU) = 264 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd}(SLU) = 162 \text{ kN/m}$$

SLE



$$M_{rd}(SLE) = 187 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd}(SLE) = 115 \text{ kN/m}$$

Verifiche SLU:

$$M_{rd} / M_{ed} = 1,58 > 1$$

verificato

$V_{rd} / V_{ed} = 2,02 > 1$  verificato

Verifiche SLE:

Verifica di fessurazione metodo indiretto

$\sigma_{rd} (d20) = 240 \text{ MPa}$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data entry sections:

- Titolo:** (empty)
- N° Vertici:** 4 (Zoom)
- N° barre:** 12 (Zoom)
- Table 1 (Vertices):**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	65
3	65	65
4	65	0
- Table 2 (Bars):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	3,14	60	41
9	3,14	5	60
10	3,14	23	60
11	3,14	41	60
12	3,14	60	60
- Sollecitazioni:** S.L.U. / Metodo n. Fields for N<sub>Ed</sub>, M<sub>xEd</sub>, M<sub>yEd</sub> and their corresponding design values (0, 187, 0 kNm).
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm].
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include  $\epsilon_{su}$  (67,5%),  $\epsilon_{c2}$  (2%),  $f_{yd}$  (391,3 N/mm²),  $\epsilon_{cu}$  (3,5%),  $E_s$  (200.000 N/mm²),  $f_{cd}$  (14,17),  $E_s/E_c$  (15),  $f_{cc}/f_{cd}$  (0,8),  $\epsilon_{syd}$  (1,957%),  $\sigma_{c,adm}$  (9,75),  $\sigma_{s,adm}$  (255 N/mm²),  $\tau_{co}$  (0,6),  $\tau_{c1}$  (1,829).
- Results:**  $\sigma_c$  (-5,744 N/mm²),  $\sigma_s$  (223,2 N/mm²),  $\epsilon_s$  (1,116%),  $d$  (60,13 cm),  $x$  (16,75),  $x/d$  (0,2785),  $\delta$  (0,7881).
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso.

$\sigma_{ed} = 223 \text{ MPa}$

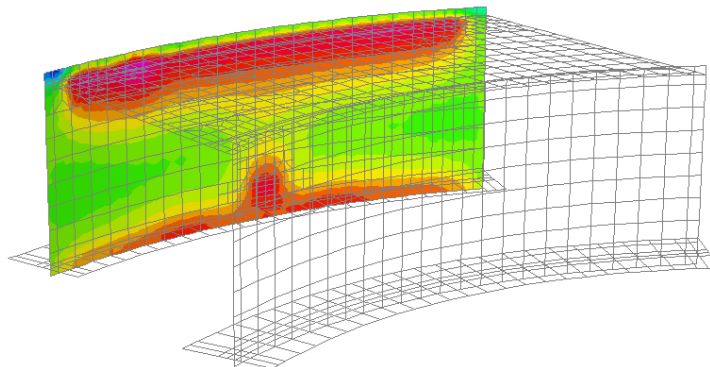
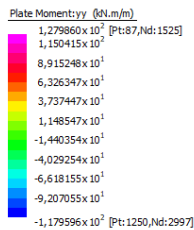
$\sigma_{rd} / \sigma_{ed} = 1,08 > 1$  verificato

### 7.1.6 Verifiche azioni su piedritto per urto di veicoli in svio

#### Urto di veicoli in svio

Trattandosi di azione eccezionale, le verifiche vengono effettuate considerando il coefficiente parziale di sicurezza unitario.

Si applica una forza di 500 kN ortogonale al senso di percorrenza e spalmata su una superficie di 125x25cm ad un'altezza di 25cm dalla pavimentazione stradale.



$$N_{ed} = -15 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = 85 \text{ kNm/m}$$

$$V_{ed} = 55 \text{ kN/m}$$

#### Proprietà resistenti

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: Piedritti sottopassi

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	20.95	5
2			2	20.95	75

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 591 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yk</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ‰  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1.829 ‰

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 42.95 ‰  
d 75 cm  
x 5.652 x/d 0.07536  
δ 0.7

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 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo	R <sub>ck</sub> 40,00 MPa	V <sub>Ed</sub>	0 kN
	f <sub>yk</sub> 32,00 MPa	N <sub>Ed</sub>	0 kN
	γ <sub>c</sub> 1,50	Geometria:	
	α <sub>c</sub> 0,85	b <sub>w</sub>	1000 mm
	f <sub>cd</sub> 18,1 MPa	h	800 mm
		d	740 mm
Acciaio B450C	f <sub>yk</sub> 450 MPa		
	f <sub>yd</sub> 391,3 MPa		
Verifica in assenza di armature			
specifiche a taglio			
k	1,520	σ <sub>sp</sub> ≤ 0,2 f <sub>cd</sub>	0,000 MPa
v <sub>min</sub>	0,371		
Armatura tesa:			
6,67	Ø 20	A <sub>s1</sub>	2095 mmq
0	Ø 0	ρ <sub>t</sub>	0,28%
V <sub>Rd0</sub>	281 kN		
Verifica con armature a taglio			
ctgθ	1,00	α <sub>c</sub>	1,000
Staffe:			
0	Ø 10	/	20
Calcestruzzo:			
V <sub>Rd</sub>	3019 kN		
Acciaio (staffe):			
V <sub>Rd</sub>	163 kN		
Armatura long. tesa:			
V <sub>Rd1</sub>	820 kN	V <sub>Rd</sub>	281 kN

$$M_{rd} / M_{ed} = 6,9 > 1 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$V_{rd} / V_{ed} = 5,1 > 1 \quad \text{verifica soddisfatta}$$



## 7.2. VERIFICHE PONTICELLI

### 7.2.1 Verifiche impalcato

L'impalcato in esame è costituito da una campata in semplice appoggio di luce pari a 6,50 m c.ca (interasse appoggi).

Le azioni sollecitanti sono state desunte dal modello FEM (si veda §6.2.2).

Si riporta per maggior chiarezza un riepilogo dei carichi considerati:

- peso proprio impalcato nuovo (sp. = 0.5 m) = 12.5 kN/mq
- peso complessivo pavimentazione = 11.4 kN/mq
- peso complessivo cordolo e permanenti relativi = 17.1 kN/mq
- variabili traffico UDL  $q_{ik}$  = 2.5 ÷ 9.0 kN/mq
- variabili traffico TS  $2xQ_{ik}$  = 85 ÷ 57 ÷ 28,5 kN/mq  
(valutati come carichi distribuiti equivalenti su impronte =6,9mq, si veda §6.2.2)
- variabili vento verticale = 1,3 kN/mq (si veda §5.5.3)

In aggiunta ai carichi imposti si considerano le deformazioni imposte dovute a:

- variazione termica differenziale -8 ÷ +10,5°C

### 7.2.2 Azioni sollecitanti

Si riportano a titolo esemplificativo le mappature principali di sollecitazioni in esercizio (involuppo combinazioni SLErara).

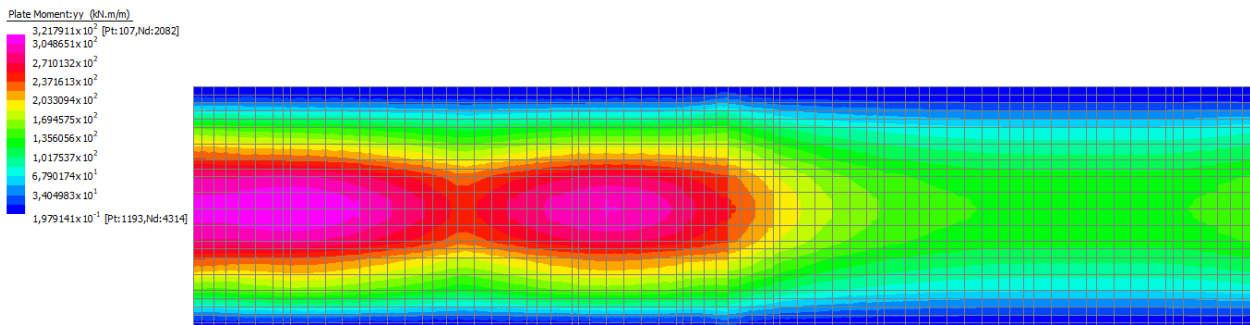


Figura 34 - Impalcato - Momento positivo dir.Y - involucro SLErara

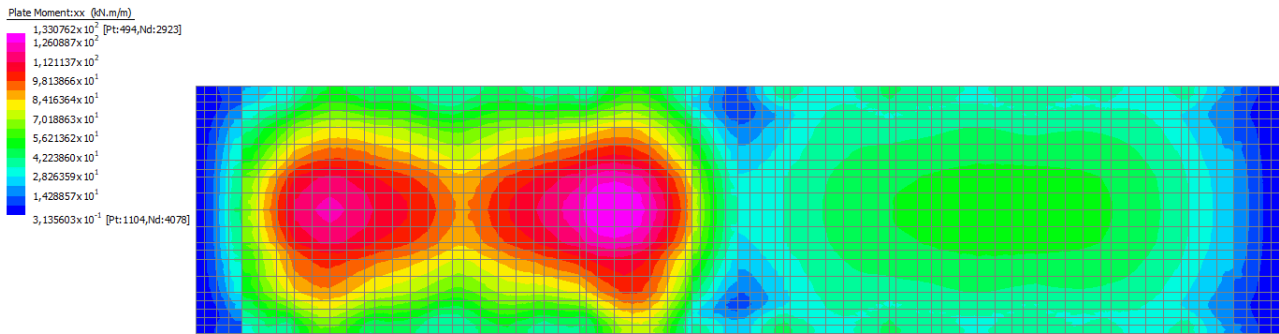


Figura 35 - Impalcato - Momento positivo dir.X - involucro SLERera

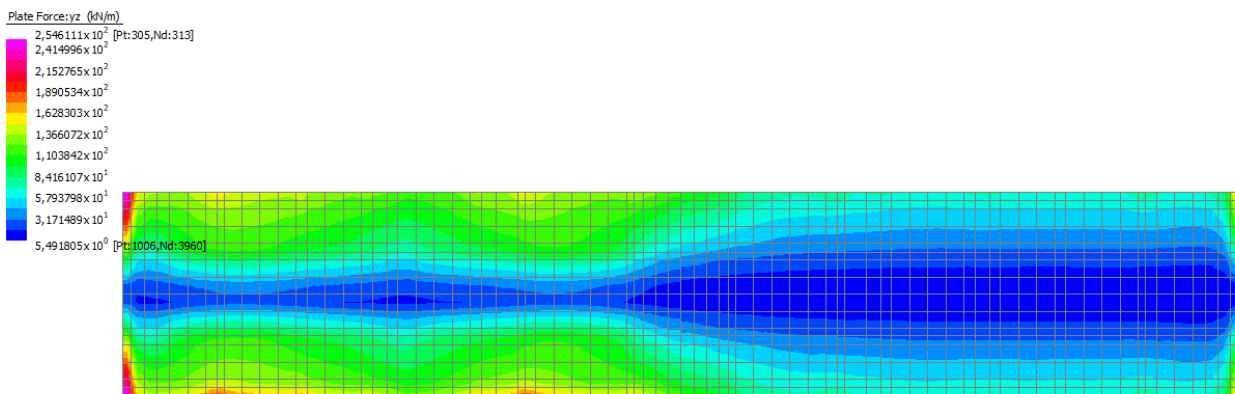


Figura 36 - Impalcato - Taglio dir.Y - involucro SLERera

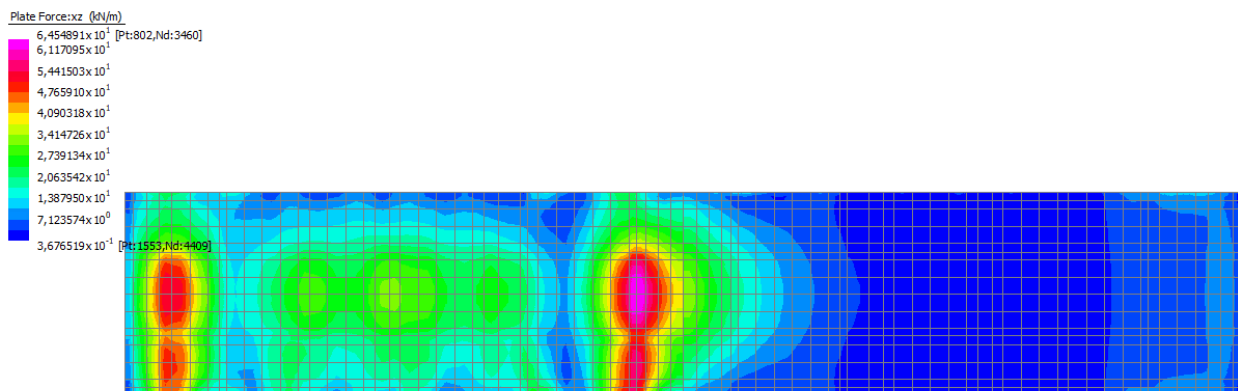


Figura 37 - Impalcato - Taglio dir.X - involucro SLERera

### 7.2.3 Armatura

In impalcato si prevede l'armatura di seguito riportata:

- Lastra prefabbricata tralicciata sp. 7cm
  - *tralicci 12/18/10 h=20,5cm interasse i=12,5cm*
  - (trascurati in fase definitiva)*
  - *rete e.s. di confezionamento (trascurata in fase definitiva)*
  - *barre Ø20 interasse i=12,5cm in dir. longitudinale*
- Getto di completamento in opera
  - *barre Ø20 inferiori interasse i=12,5cm in dir. longitudinale*
  - *barre Ø16 inferiori interasse i=15cm in dir. trasversale*

- barre  $\varnothing 16$  superiori interasse  $i=15\text{cm}$  in dir. trasversale
- barre  $\varnothing 20$  superiori interasse  $i=25\text{cm}$  in dir. longitudinale
- spilli a taglio  $\varnothing 16$  a maglia  $25 \times 30\text{cm}$  agli appoggi

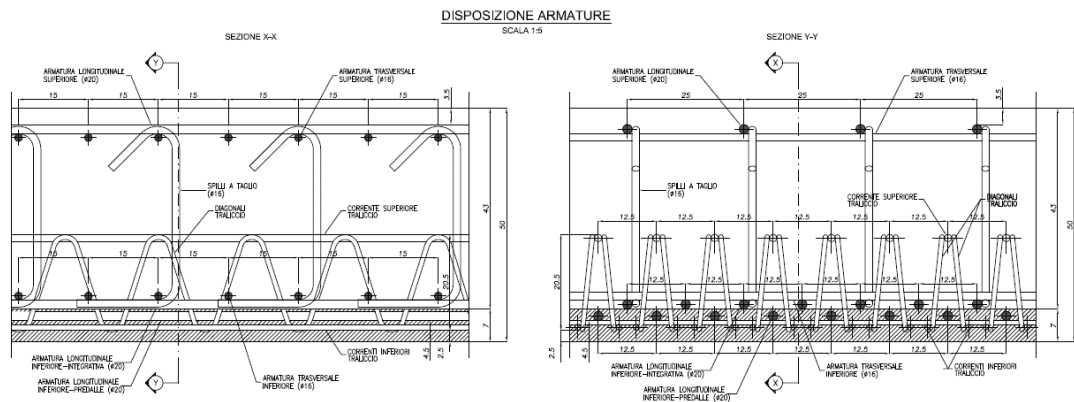


Figura 38 Impalcato - Armatura

### 7.2.4 Verifiche in fase di getto

Si verifica la capacità portante delle lastre tralicciate prefabbricate in fase di getto; le lastre sono soggette al peso proprio della lastra, al getto armato d'impalcato e ad un sovraccarico aggiuntivo (operatore/accumulo locale) stimato in  $100 \text{ kg/mq}$  uniformemente distribuiti. La capacità portante è affidata esclusivamente ai tralicci.

Si riportano le verifiche; l'instabilità delle barre libere è valutata considerando lunghezze di libera inflessione pari all'interasse saldature.

Risulta  $FS_X = X_{Rd}/X_k > \gamma_A = 1,3$ ; la verifica è soddisfatta.

$$L=6,78 \text{ m}$$

<b>Traliccio</b>	HD	$\varnothing_i$ 12	$\varnothing_s$ 18	$d_s$ 10	$h = 20,5 \text{ cm}$
<b>Lastra</b>	$l =$	100 cm			
	$n =$	8 tralicci			
<b>Solaio</b>	$h =$	50 cm <i>altezza solaio</i>			
<i>con lastra sp. 5cm</i>	$c =$	0 cm <i>cappa</i>			
	$b =$	100 cm <i>larghezza travetti /100cm</i>			
	$g_1 =$	12,50 $\text{kN/m}^2$			
<b>Verifiche</b>					
<i>Momento positivo di campata</i>					
	$M_k =$	77,5 $\text{kNm/m}$			
	$M_{Rd} =$	122,9 $\text{kNm/m}$	$FS_M^{(+)} = 1,59$		
<i>Taglio</i>					
	$V_k =$	45,8 $\text{kN/m}$			
	$V_{Rd} =$	176,7 $\text{kN/m}$	$FS_V = 3,86$		

$$L=7,00 \text{ m}$$

<b>Traliccio</b>	HD	$\varnothing_i$ $\varnothing_s$ $d_s$ 12 18 10	$h = 20,5$ cm $\alpha = 68^\circ$
<b>Lastra</b>	$l =$ $n =$	100 cm 8 tralici	
<b>Solaio</b> <i>con lastra sp. 5cm</i>	$h =$ $c =$ $b =$ $g_1 =$	50 cm <i>altezza solaio</i> 0 cm <i>cappa</i> 100 cm <i>larghezza travetti /100cm</i> 12,50 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Verifiche</b>			
<i>Momento positivo di campata</i>			
$M_k =$	82,7 kNm/m		
$M_{Rd} =$	122,9 kNm/m	$FS_M^{(*)} = 1,49$	
<i>Taglio</i>			
$V_k =$	47,3 kN/m		
$V_{Rd} =$	176,7 kN/m	$FS_V = 3,73$	

<b>Corrente superiore</b>			
<b>elementi compressi [NTC 4.2.4.1.3.1]</b>			
<b>Acciaio</b>	<b>B450C</b>	<b>Barra</b> $\varnothing 18$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$ $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$
$f_{yk}$	450 MPa	$\varnothing$ 18 mm	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$
E	210000 MPa	A 254 mm <sup>2</sup>	$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$
$\nu$	0,3	$I_z$ 5153,0 mm <sup>4</sup>	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$
G	80769 MPa	$i_z$ 4,50 mm	$N_{Critico} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2}$
<i>Lunghezza di libera inflessione</i>	<i>Coeff. sicurezza</i>		$\lambda = l_0 / i$
$l_0$	200 mm	$\gamma_s$ 1,15	
$N_{b,Rd}$	75 kN	<i>Azione assiale resistente di progetto per l'instabilità</i>	
$\sigma_{s,max}$	294 MPa	<i>Tensione di lavoro</i>	
$\chi$	0,752	<i>Fattore di riduzione per instabilità da compressione (asse debole)</i>	
$\Phi$	0,826		
$\bar{\lambda}$	0,655	<i>Coefficiente di snellezza adimensionale</i>	
$\alpha$	0,49	<i>(curva c)</i>	
$N_{cr}$	267005 N	<i>Azione assiale critica elastica di instabilità (asse debole)</i>	
$\lambda$	44 < 200	<i>Snellezza (asse debole)</i>	

<b>Diagonale</b>			
<b>elementi compressi [NTC 4.2.4.1.3.1]</b>			
<b>Acciaio</b>	<b>B450C</b>	<b>Barra</b> $\varnothing 10$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$ $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$
$f_{yk}$	450 MPa	$\varnothing$ 10 mm	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$
E	210000 MPa	A 79 mm <sup>2</sup>	$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$
$\nu$	0,3	$I_z$ 490,9 mm <sup>4</sup>	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$
G	80769 MPa	$i_z$ 2,50 mm	$N_{Critico} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2}$
<i>Lunghezza di libera inflessione</i>	<i>Coeff. sicurezza</i>		$\lambda = l_0 / i$
$l_0$	221,1 mm	$\gamma_s$ 1,15	
$N_{b,Rd}$	12 kN	<i>Azione assiale resistente di progetto per l'instabilità</i>	
$\sigma_{s,max}$	152 MPa	<i>Tensione di lavoro</i>	
$\chi$	0,387	<i>Fattore di riduzione per instabilità da compressione (asse debole)</i>	
$\Phi$	1,619		
$\bar{\lambda}$	1,303	<i>Coefficiente di snellezza adimensionale</i>	
$\alpha$	0,49	<i>(curva c)</i>	
$N_{cr}$	20812 N	<i>Azione assiale critica elastica di instabilità (asse debole)</i>	
$\lambda$	88 < 200	<i>Snellezza (asse debole)</i>	

<b>Corrente inferiore</b>			
<b>elementi tesi</b>			
Acciaio	<b>B450C</b>	Barra	Ø12
$f_{yk}$	<b>450 MPa</b>	Ø	12 mm
E	<b>210000 MPa</b>	A	113 mm <sup>2</sup>
$\nu$	<b>0,3</b>	$I_z$	1017,9 mm <sup>4</sup>
G	80769 MPa	$i_z$	3,00 mm
<i>Coeff. sicurezza</i>			
		$\gamma_s$	<b>1,15</b>
$N_{Rd}$	44 kN	<i>Azione assiale resistente di progetto</i>	
$\sigma_{s,max}$	391 MPa	<i>Tensione di lavoro massima</i>	
$\sigma_{s,max}$	196 MPa	<i>Tensione di lavoro effettiva</i>	

Per le verifiche in fase finale riportate nel seguito, si considerano anche le armature integrative inserite nei fondelli delle lastre predalles ( $A_s(8\phi 20)=2512\text{mm}^2$  per ogni lastra di larghezza 1m).

Poiché in fase di getto la tensione iniziale calcolata considerando solo i tralicci ( $A_s(16\phi 12)=1808\text{mm}^2$  inferiori per ogni lastra di larghezza 1m) risulta pari a  $\sigma_{s,max} = 196\text{MPa}$  si verifica che la tensione che impegna già le armature aggiuntive risulta pari a

$$\sigma_{s,medio} = 196\text{MPa} \cdot \frac{1808}{1808 + 2512} = 82\text{MPa}$$

Ovvero le armature presenti all'interno della lastra sono già impegnate per un tasso di lavoro pari al 21%.

Nelle verifiche riportate nel seguito si considera pertanto un area ridotta associata a questa armatura ovvero pari a  $A_s(8\phi 20)^*=(1-0.21)*2512 = 1985\text{mm}^2$

### 7.2.5 Verifiche SLE

Con riferimento alle verifiche allo stato limite di esercizio, si verifica la limitazione della fessurazione con il metodo indiretto (Circ. 2/2/2009 §C4.1.2.2.4), noto:

- Classe di esposizione XF4
- Condizioni ambientali Molto aggressive (TU2008 Tab. 4.1.III)
- Limite apertura fessure  $w_1$  (combinazione quasi permanente)  
(TU2008 Tab. 4.1.IV)  $w_1$  (combinazione frequente)
- Direzione longitudinale
  - Diametro massimo armature 20mm
  - Spaziatura massima armature 125mm
  - Tensione limite acciaio 177 MPa (Circ. Tabb. C4.1.II, C4.1.III)

- Direzione trasversale

Diametro massimo armature	16mm
Spaziatura massima armature	200mm
Tensione limite acciaio	200 MPa (Circ. Tab. C4.1.II, C4.1.III)

Si riportano le mappature delle sollecitazioni flessionali in combinazione frequente.

Nonostante il comportamento della soletta sia prettamente di tipo cilindrico, per le verifiche a flessione si adottano i momenti flettenti che considerano anche il contributo del momento torcente di piastra (Wood-Armer Moments), e sono relativi all'effettiva giacitura delle armature.

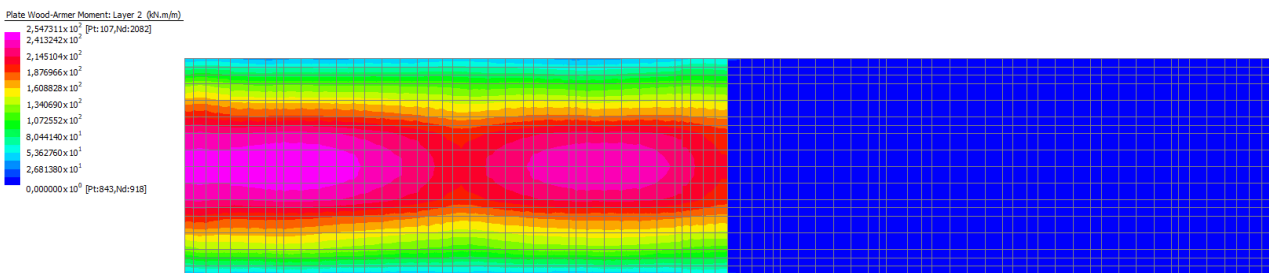


Figura 39 - Impalcato - Momento positivo dir.Y - involuppo SLE frequente

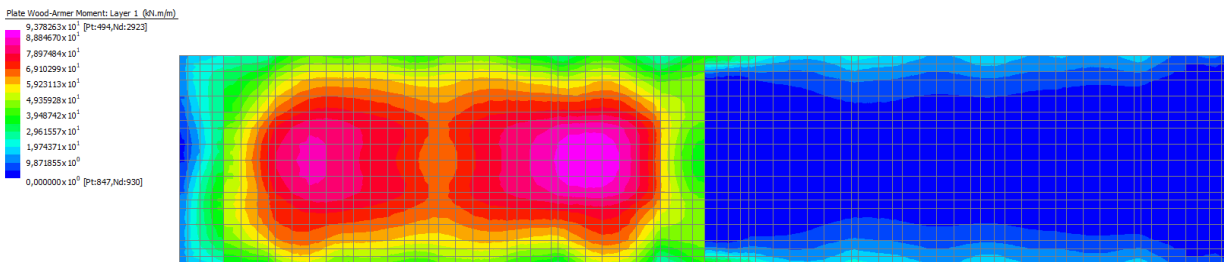


Figura 40 - Impalcato - Momento positivo dir.X - involuppo SLE frequente

- Direzione longitudinale

Momento flettente  $M^{(+)}$   $M_{freq,max} = 254 \text{ kNm/m}$   $\rightarrow \sigma_s = 159 \text{ MPa} < 177 \text{ MPa}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Impalcato long

Titolo: Impalcato dir long

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,57	4,5
			2	25,13	41,8
			3	19,85	44,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0 kN  
 $M_{Ed}$  254 kNm  
 $M_{yEd}$  0  
 $M_{zEd}$  0

P.to applicazione N: Centro

Materiali: B450C, C35/45

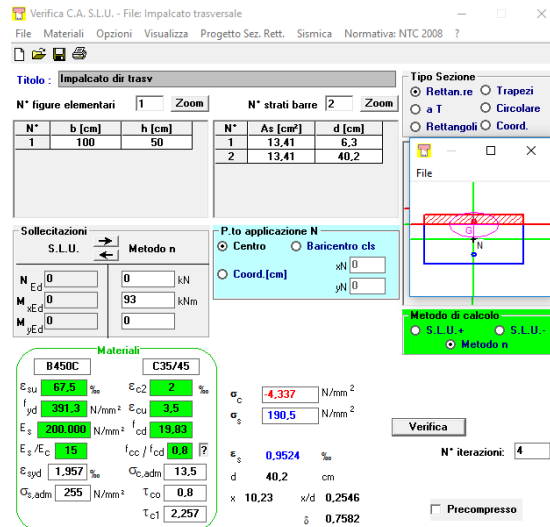
$E_{su}$  67,5 %  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  
 $E_s$  200.000 N/mm²  
 $E_s / E_c$  15  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²

$\sigma_c$  -6,753 N/mm²  
 $\sigma_s$  159,5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,7976 ‰  
 $d$  44,5 cm  
 $x$  17,28 x/d 0,3884  
 $\delta$  0,9255

Verifica N° iterazioni: 4

- Direzione trasversale

Momento flettente  $M^{(+)} M_{freq,max} = 93 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s = 135 \text{ MPa} < 200 \text{ MPa}$

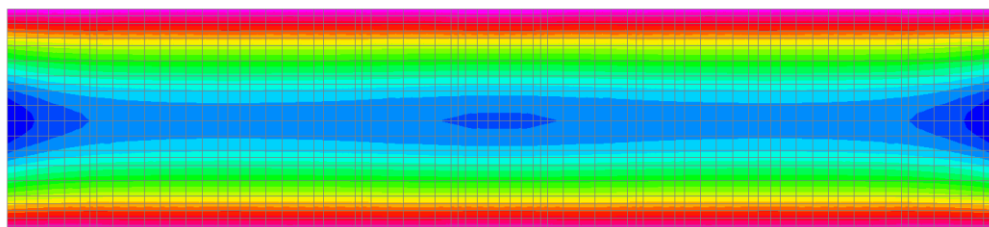
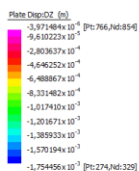


*Verifica Deformabilità*

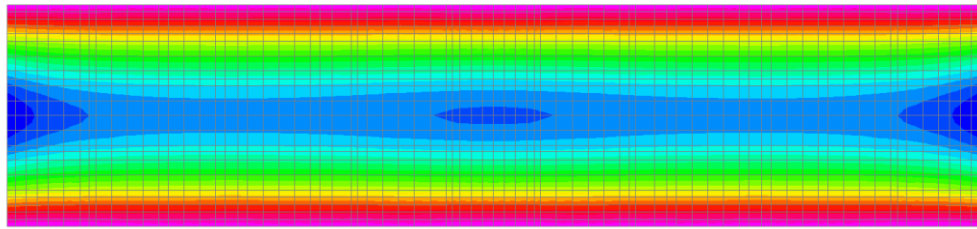
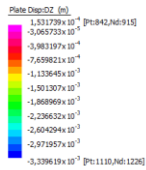
Si valutano le frecce in soletta secondo quanto al §7.4.1 delle UNI EN 1992-1-1.

Per il calcolo si è fatto ricorso al modello di calcolo di riferimento e ad un modello "fessurato". In base alla distribuzione delle azioni flettenti si è valutata quindi l'aliquota di soletta fessurata e conseguentemente sono state valutate le deformazioni a tempo infinito.

Di seguito le verifiche:



*Spostamenti verticali modello non fessurato – combinazione quasi permanente*



*Spostamenti verticali modello fessurato – combinazione quasi permanente*

Valutazione freccia		<u>verifica <math>f_{q0} &lt; L/250</math></u>	
A	79,3 m <sup>2</sup>	area totale	
A*	0,0 m <sup>2</sup>	area fessurata	
$\beta$ medio	1,00		
$\zeta$ medio	0,50		
$I_g$	4266666,7 cm <sup>4</sup>	$E_0$	30000 MPa
$I_l$	989584 cm <sup>4</sup>	$E_l$	6958 MPa
$I_{ll}$	459023 cm <sup>4</sup>	$E_{ll}$	3228 MPa
$I_{eff}$	627143 cm <sup>4</sup>	$E_{eff}$	4410 MPa

*freccie massime*

$dZ_{max} (J_l)$	0,00175 m	=L/4836
$dZ_{max} (J_{ll})$	3,34E-03 m	=L/2540
$dZ_{max} (J_{eff})$	0,00255 m	=L/3331

$L_x$	6 m
$L_y$	6 m
$L_{diag}$	8,5 m

$\varphi(\infty, t_0)$  1,65  
 con RH=70%, h0=800mm, t0=28gg

$dZ_{max}(\infty)$	0,0067474 m	=L/1257	< L/250	UNI EN 1992-1-1 §7.4.1(4)
--------------------	-------------	---------	---------	---------------------------



**Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415 "Paullese" –  
2° Lotto – 1° Stralcio tratto "A" da S.P. 39 "Cerca" alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)**

---

<b>Valutazione freccia</b>			<u><b>verifica <math>f_2 &lt; L/500</math></b></u>		
A	43,5	m <sup>2</sup>	area totale		
A*	0,0	m <sup>2</sup>	area fessurata		
$\beta$ medio	1,00				
$\varsigma$ medio	0,50				
$I_g$	4266667	cm <sup>4</sup>	$E_0$	30000	MPa
$I_l$	989584	cm <sup>4</sup>	$E_l$	6958	MPa
$I_{II}$	459023	cm <sup>4</sup>	$E_{II}$	3228	MPa
$I_{eff}$	627143	cm <sup>4</sup>	$E_{eff}$	<b>4410</b>	MPa
<i>freccie massime</i>					
$dZ_{max}(J_l)$	4,99E-04	m	=L/16989		
$dZ_{max}(J_{II})$	7,03E-04	m	=L/12078		
$dZ_{max}(J_{eff})$	0,001	m	=L/14119		
$L_x$		6 m			
$L_y$		6 m			
$L_{diag}$		8,485281 m			
$\varphi(\infty, t_0)$	1,65				
con RH=70%, h0=800mm, t0=28gg					
$dZ_{max}(\infty)$	0,001592 m		=L/5329	< L/500	UNI EN 1992-1-1 §7.4.1(5)

## 7.2.6 Verifiche SLU

Si verifica la resistenza flessionale e a taglio nelle due direzioni d'armatura.

Si riportano le mappature delle sollecitazioni flessionali e taglianti allo SLU.

Nonostante il comportamento della soletta sia prettamente di tipo cilindrico, per le verifiche a flessione si adottano i momenti flettenti che considerano anche il contributo del momento torcente di piastra (Wood-Armer Moments), e sono relativi all'effettiva giacitura delle armature.

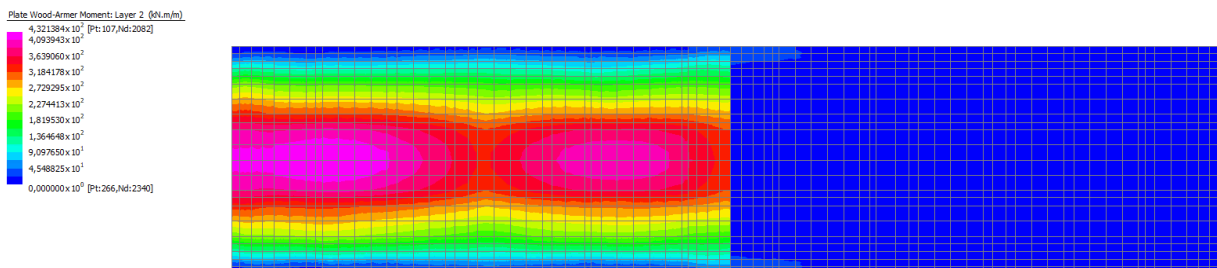


Figura 41 Impalcato - Momento positivo dir.Y - involucro SLU

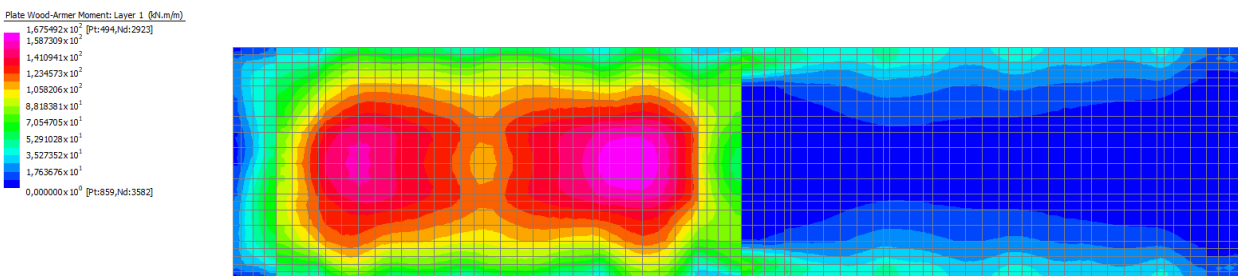


Figura 42 - Impalcato - Momento positivo dir.X - involucro SLU

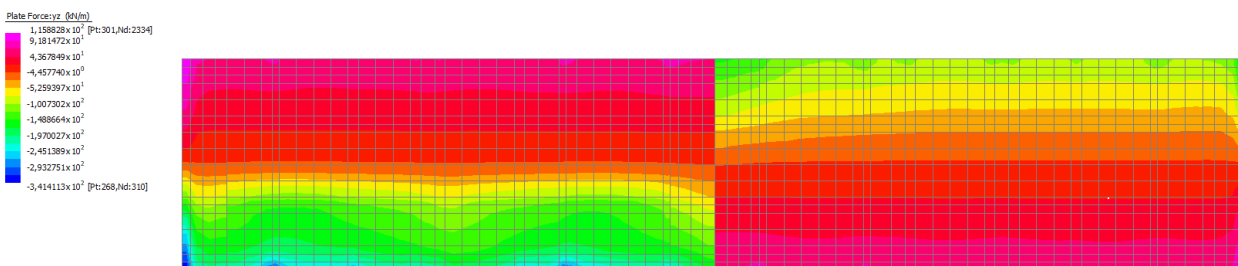


Figura 43 - Impalcato - Taglio dir.Y - involucro SLU

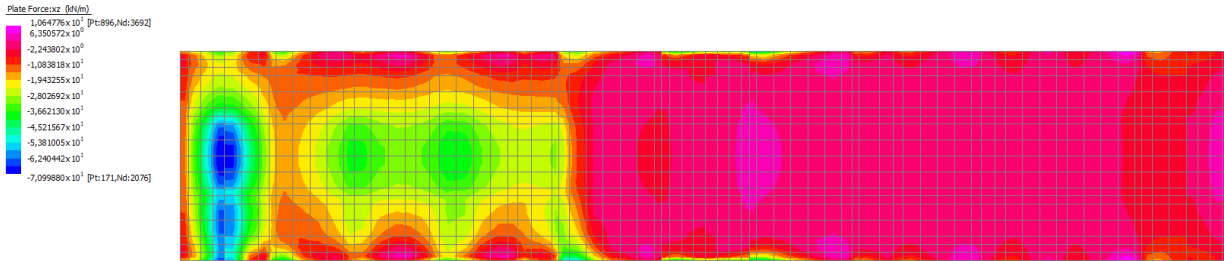


Figura 44 - - Impalcato - Taglio dir.X - involucro SLU

Si riportano le verifiche di resistenza; per la resistenza a taglio al lembo teso si considera la sola armatura efficace, costituita dall'armatura inferiore longitudinale nel getto di completamento.

- Direzione longitudinale

Momento flettente  $M_{Ed,max} = 432 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 691 \text{ kNm/m}$

Taglio  $V_{Ed,max} = 341 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 533 \text{ kN/m} (V_{Rd,0} = 234 \text{ kN/m})$

**Materiali:**

Calcestruzzo  $V_{Ed}$  341 kN

$R_{ck}$  45.00 MPa  $N_{Ed}$  0 kN

$f_{ck}$  35.00 MPa **Geometria:**

$\gamma_c$  1.50  $b_w$  1000 mm

$\alpha_{cc}$  0.85  $h$  500 mm

$f_{cd}$  19.8 MPa  $d$  418 mm

Acciaio B450C

$f_{yk}$  450 MPa

$f_{yd}$  391.3 MPa

*Verifica in assenza di armature specifiche a taglio*

$k$  1.692  $\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$  0.000 MPa

$v_{min}$  0.456

Armatura tesa:

8	Ø	20	$A_{st}$	2513 mm <sup>2</sup>
0	Ø	0	$\rho_t$	0.60%

$V_{Rd,0}$  234 kN

*Verifica con armature a taglio*

ctg $\theta$  1.60  $\alpha_c$  1.000

Staffe:

4	Ø	16	/	30
---	---	----	---	----

Calcestruzzo:

$V_{Rcd}$  1677 kN

Acciaio (staffe):

$V_{Rsd}$  631 kN

Armatura long. tesa:

$V_{Rd}$	615 kN	$V_{Rd}$	615 kN
----------	--------	----------	--------

- Direzione trasversale

Momento flettente  $M_{Ed,max} = 167 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 211 \text{ kNm/m}$

Taglio  $V_{Ed,max} = 71 \text{ kN/m} < V_{Rd,0} = 185 \text{ kN/m}$

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo		$V_{Ed}$	87 kN
$R_{ck}$	45,00 MPa	$N_{Ed}$	0 kN
$f_{ck}$	35,00 MPa	<b>Geometria:</b>	
$\gamma_c$	1,50	$b_w$	1000 mm
$\alpha_{cc}$	0,85	$h$	500 mm
$f_{cd}$	19,8 MPa	$d$	418 mm
Acciaio B450C			
$f_{yk}$	450 MPa		
$f_{yd}$	391,3 MPa		
<b>Verifica in assenza di armature</b>			
<b>specifiche a taglio</b>			
$k$	1,692	$\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$	0,000 MPa
$v_{min}$	0,456		
<b>Armatura tesa:</b>			
6,67	$\emptyset$	16	$A_{st}$ 1341 mm <sup>2</sup>
0	$\emptyset$	0	$\rho_l$ 0,32%
$V_{Rd,0}$	190 kN		

Si sottolinea che nelle verifiche a taglio non risulta necessario considerare l'impegno combinato delle armature nelle due direzioni in quanto la struttura presenta un comportamento prettamente cilindrico con tensioni di taglio trasversale modeste. Inoltre le armature trasversali sono state prese in considerazione solamente nella verifica in direzione longitudinale. Ad ogni modo, combinando i due picchi di azioni taglianti (non comunque concomitanti a livello di posizione planimetrica) si ottiene una sollecitazione di  $V_{ed,xy}=352\text{kN/m}$ . La resistenza combinata lato staffe (minore rispetto quella lato cls) considerando il 50% dell'armatura tagliante per ciascuna direzione risulta invece pari a:

$$V_{rd,xy} = (631/2)^2 + (526/2)^2 = 410\text{kN/m}.$$

## 7.2.7 Verifiche azioni su parapetto e urto di veicoli in svio

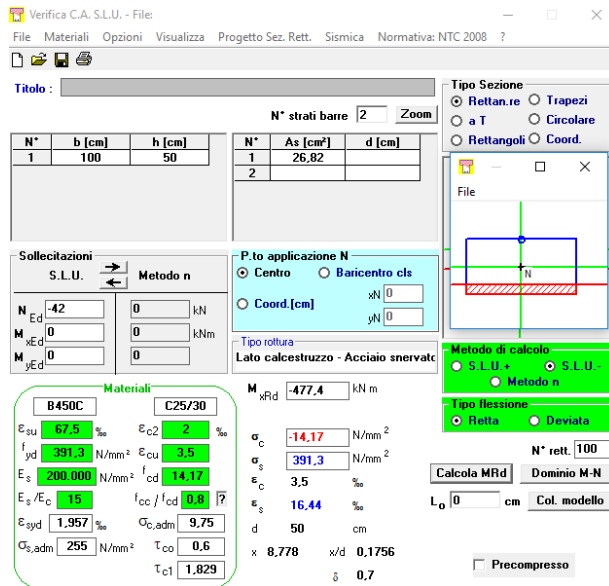
### Urto di veicoli in svio

Trattandosi di azione eccezionale, le verifiche vengono effettuate considerando il coefficiente parziale di sicurezza unitario.

Su una striscia di un metro su sezione di attacco si registra quindi un momento flettente massimo di c.ca  $42\text{kN} \times 1,00\text{m} = 42\text{ kNm/m}$  con una forza di trazione di 42 kN. Questo trascurando, a favore di sicurezza, gli effetti di diffusione.

La sezione di verifica è quella di attacco cordolo soletta. L'armatura è costituita da  $\phi 16/15$  superiori e  $\phi 16/15$ . Si considera una sezione alta 50cm e larga 100cm.

**Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415 "Paulllese" –  
2° Lotto – 1° Stralcio tratto "A" da S.P. 39 "Cerca" alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)**



$M_{rd} / M_{ed} = 11,3 > 1$       verifica soddisfatta

Relativamente al taglio, tenendo conto della diffusione si ha che il massimo sforzo di taglio si registra su una sezione alta 50cm e larga 125 cm (=35+45+45).

Si ha pertanto  $200\text{kN}/1,25\text{m} = 160 \text{ kN/m}$ .

Proprietà meccaniche resistenti

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo		$V_{Ed}$	200 kN
$R_{ck}$	40,00 MPa	$N_{Ed}$	0 kN
$f_{ck}$	32,00 MPa	<b>Geometria:</b>	
$\gamma_c$	1,50	$b_w$	1000 mm
$\alpha_{cc}$	0,85	$h$	500 mm
$f_{cd}$	18,1 MPa	$d$	440 mm
Acciaio B450C			
$f_{yk}$	450 MPa		
$f_{yd}$	391,3 MPa		
<i>Verifica in assenza di armature</i>			
<i>specifiche a taglio</i>			
$k$	1,674	$\sigma_{cp} \leq 0,2 f_{cd}$	0,000 MPa
$\nu_{min}$	0,429		
<b>Armatura tesa:</b>			
6,67	Ø	16	$A_{st}$ 1341 mm <sup>2</sup>
0	Ø	0	$\rho_l$ 0,30%
$V_{Rd,0}$	189 kN		
<i>Verifica con armature a taglio</i>			
$ctg\theta$	1,00	$\alpha_c$	1,000
<b>Staffe:</b>			
0	Ø	10 / 20	
Calcestruzzo:			
$V_{Rcd}$	1795 kN		
Acciaio (staffe):			
$V_{Rsd}$	97 kN		
Armatura long. tesa:			
$V_{Rd,l}$	525 kN	$V_{Rd}$	<b>189 kN</b>

$V_{rd} / V_{ed} = 1,2 > 1$                       verifica soddisfatta

### Azioni sul parapetto

Considerata l'entità dei carichi, 1.50 kN/m applicati al corrimano, rispetto alla quasi analoga verifica ad urto di veicoli in svio, si ritiene questa verifica implicitamente soddisfatta.

## **7.2.8 Verifiche dei sistemi di ritenuta sismica**

### **Dispositivi in direzione longitudinale**

In direzione longitudinale il ritegno dell'impalcato alle azioni orizzontali di natura statica e sismica è fornito dal contrasto offerto dal paraghiaia, mediato dalla striscia continua in neoprene interposta.

### **Dispositivi in direzione trasversale**

In direzione trasversale il ritegno è offerto da barrotti passanti d30 in acciaio inossidabile (acciaio classe A4-70  $f_{uk} = 700$  MPa;  $f_{yk} = 450$  MPa) annegati nel corpo spalla, deputati a sostenere l'azione sismica orizzontale.

Si dispongono i ritegni trasversali con passo 4,00m.

Si considera una striscia longitudinale di un metro soggetta ad un'accelerazione orizzontale pari al valore per  $T=0$  (accelerazione al suolo) dello spettro SLV. Ai fini della valutazione delle masse sismiche si considera anche il 20% dei carichi da traffico, considerando, in accordo con EN1998-2 §4.1.2 (4)P, solamente la componente UDL.

Risulta:

$W(g_1) = 94$ kN/m	Massa strutturale 1m impalcato
$W(g_2) = 88$ kN/m	Massa perm. portata 1m impalcato
$W(q) = 0,2 \times 45 = 9$ kN/m	0,2 x Massa variabile 1m impalcato UDL
$W_{tot} = W(g_1) + W(g_2) + W(q) = 191$ kN/m	Massa sismica di progetto 1m
$a_g/g \times S = 0,073 \times 1,5 = 0,11$ m/s <sup>2</sup>	Accelerazione sismica SLV

$$F_{h, \text{sisim}} = 21 \text{ kN/m}$$

Azione orizz. 1m impalcato

$$F_{h, \text{rit}} = F_{h, \text{sisim}} / 2 * 4\text{m} = 42 \text{ kN}$$

Azione orizz. di progetto ritegno

Si esegue la verifica del connettore secondo due approcci:

- in accordo al § 6.3.4 di MODEL CODE 2010, valutando il comportamento a "dowel" dell'elemento
- con un modello semplificato di trave incastro\carrello di luce pari alla distanza tra sella appoggi e impalcato

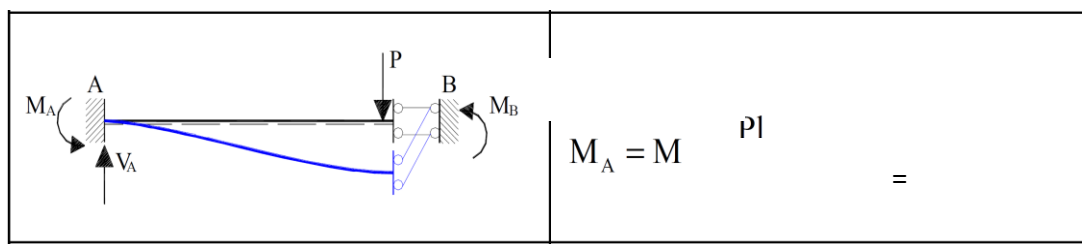
#### Approccio a)

la formulazione della resistenza a taglio è data da:

$$V_F = k_{2, \text{max}} \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \cdot \sqrt{1 - k_1^2} = 1,6 \cdot 706 \cdot \sqrt{32 \cdot 450} \cdot \sqrt{1 - 0,5^2} = 117 \text{ kN}$$

#### Approccio b)

la luce di calcolo adottata è pari a 3 cm, mentre le azioni agenti desunte dai casi notevoli disponibili in letteratura sono:



Considerando che le caratteristiche geometrico-inerziali della spina adottata sono:

$$A_s = 706 \text{ mm}^2$$

$$J = 39760 \text{ mm}^4$$

$$W = 2650 \text{ mm}^3$$

Conducendo una verifica in campo elastico, si ottengono le seguenti tensioni di lavoro:

$$\sigma = M / W = 0,63 \cdot 10^6 / 2650 = 238 \text{ MPa}$$

$$\tau = V_{Ed} / A_s = 60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 260 \text{ MPa} < f_{yd} = 450/1,25 = 360 \text{ MPa}$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.2.9 Appoggi e cuscinetti in gomma

L'interfaccia tra solettone d'impalcato e corpo spalla è mediata sia in direzione verticale (appoggi) sia in direzione orizzontale longitudinale (ritegno su paraghiaia) da strisce in neoprene, che sono state dimensionate e verificate secondo EN 1337-3:2005 come "Strip bearings".

#### **Appoggi**

Si prevede l'utilizzo di strisce di neoprene di sezione 300x30mm.

Si riportano i diagrammi relativi alle reazioni verticali agli appoggi in condizione SLE-rara e SLU, valutati per diverse distribuzioni di carico.

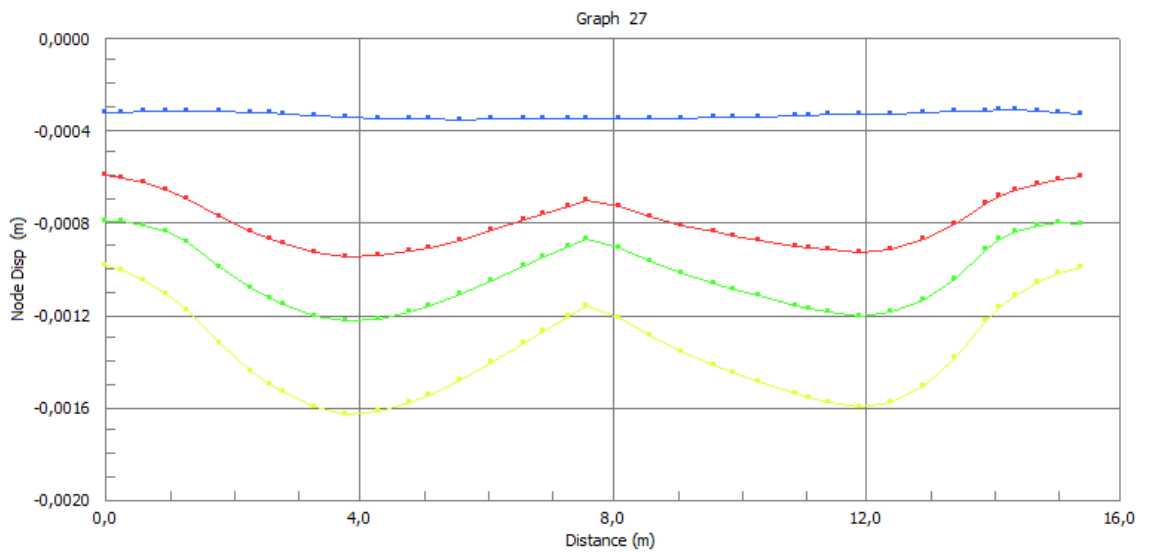


Figura 45 Spostamento verticale DZ su allineamento d'appoggio (metà modello)

Nota la rigidezza verticale impostata a modello  $k_z = 175 \text{ kN/mm/m}$ , si ricavano le reazioni verticali massime per le diverse combinazioni di carico:

- SLE quasi permanente  $F_z = 60 \div 75 \text{ kN/m}$
- SLE frequente  $F_z = 160 \div 180 \text{ kN/m}$
- SLE rara  $F_z = 200 \div 220 \text{ kN/m}$
- SLU  $F_z = 280 \div 300 \text{ kN/m}$

Ai fini della verifica delle strisce d'appoggio si considera la dilatazione termica di progetto dell'impalcato (valore SLU, in favore di sicurezza considerato con  $\psi$  unitario) e la rotazione desunta da modello di calcolo.

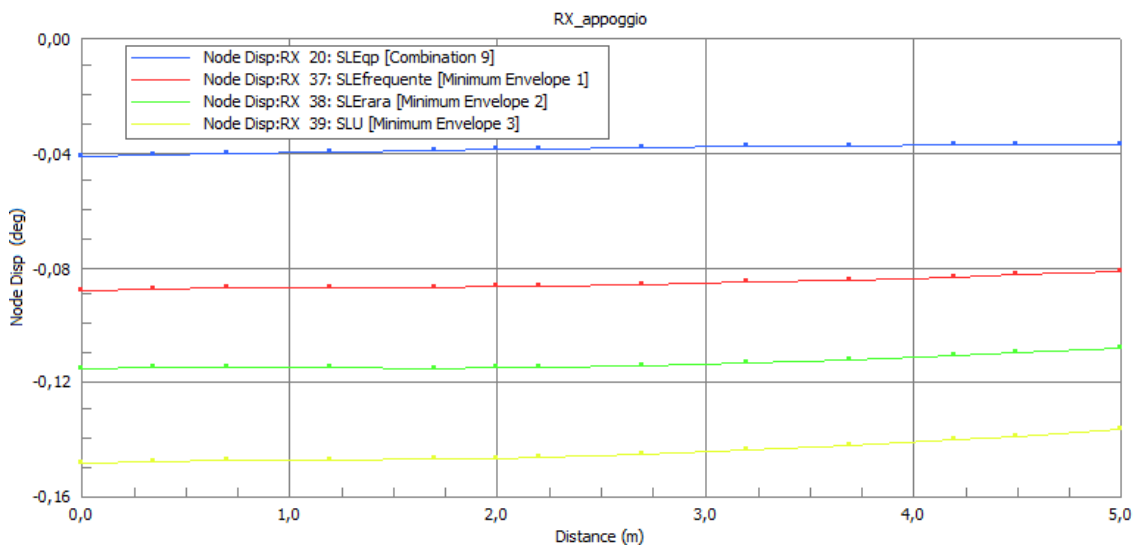


Figura 46 Rotazione RX su allineamento d'appoggio



Si riportano le verifiche, riferite ad una striscia di lunghezza unitaria:

<b>Strip elastomeric bearings</b>		[EN 1337-3:2005 §5.5]
<u>Strip data</u>		
t	<b>30 mm</b> > 8mm	Thickness [§5.5.1]
a	<b>300 mm</b>	Overall width of the strip bearing (X-direction)
b	<b>1000 mm</b>	Length of the strip bearing (Y-direction)
A	<b>300000 mm<sup>2</sup></b>	Overall plan area of the strip bearing
t <sub>e</sub>	<b>54 mm</b>	Effective thickness [§5.3.3.1]
S	<b>2,78</b>	Shape factor of the elastomer slab [§5.3.3.1]
G	<b>0,9 MPa</b>	Nominal shear modulus of the elastomer
σ <sub>od,lim</sub>	<b>3,5 MPa</b>	Maximum limit value of design pressure [§5.5.2]
ε <sub>qd,lim</sub>	<b>0,3</b>	Maximum limit value of shear strain [§5.5.3]
K <sub>f</sub>	<b>0,6</b>	0,6 for concrete; 0,2 for all other surfaces including bedding resin mortar
μ <sub>e</sub>	<b>4,6</b>	Friction coefficient [§5.3.3.6]
k <sub>v</sub>	<b>175 kN/mm /m</b>	Vertical stiffness
k <sub>h,x</sub>	<b>9 kN/mm /m</b>	Horizontal stiffness
<u>Bridge data</u>		
α <sub>T</sub>	<b>0,00001</b> 1/°C	Coefficient of linear expansion of the bridge
L <sub>X</sub>	<b>3,28 m</b>	Effective expansion length of the bridge (X-direction)
L <sub>Y</sub>	<b>7,3 m</b>	Effective expansion length of the bridge (Y-direction)
<u>Loading data</u>		
F <sub>z,d</sub>	<b>300 kN</b>	Vertical design load
F <sub>z,d min</sub>	<b>60 kN</b>	Vertical design permanent load
F <sub>x,d</sub>	<b>0 kN</b>	X-direction design load (direction of dimension a)
F <sub>y,d</sub>	<b>0 kN</b>	Y-direction design load (direction of dimension b)
ΔT <sub>con,d</sub>	<b>-63 °C</b>	Design contraction range of uniform bridge temperature
ΔT <sub>exp,d</sub>	<b>63 °C</b>	Design expansion range of uniform bridge temperature
α <sub>d</sub>	<b>0,16 °</b>	Angular rotation of the bearing
<u>Pressure verification</u> [§5.5.2]		
σ <sub>cd</sub>	<b>1,00 MPa</b> < σ <sub>od,lim</sub>	Mean design pressure
δ	<b>0,86 mm</b>	Vertical deflection [§5.3.3.7]
<u>Shear strain verification</u> [§5.5.3]		
v <sub>x,d</sub> (F)	<b>0,00 mm</b>	X-direction horizontal design displacement (External forces)
v <sub>y,d</sub> (F)	<b>0 mm</b>	Y-direction horizontal design displacement (External forces)
v <sub>x,d</sub> (T)	<b>2,1 mm</b>	X-direction horizontal design displacement (Thermal effects)
v <sub>y,d</sub> (T)	<b>4,6 mm</b>	Y-direction horizontal design displacement (Thermal effects)
v <sub>xy,d</sub>	<b>5,04 mm</b>	Maximum resultant horizontal displacement
ε <sub>qd</sub>	<b>0,17</b> < ε <sub>qd,lim</sub>	Shear strain of the elastomer [§5.3.3.3]
F <sub>xy,d</sub>	<b>45 kN</b>	Resultant of all horizontal forces and effects
<u>Stability criteria verification</u> [§5.5.4]		
δ > α <sub>d</sub> /3	<b>Verified</b>	Rotational limitation condition
t < 0,25a	<b>Verified</b>	Buckling limitation condition
σ <sub>cd min</sub> > 1+a/b	<b>NOT verified</b>	Sliding limitation condition_01
F <sub>xy,d</sub> < μ <sub>e</sub> F <sub>z,d min</sub>	<b>Verified</b>	Sliding limitation condition_02

Le verifiche risultano soddisfatte, ad eccezione del criterio di controllo dello scorrimento orizzontale. In ragione tuttavia della configurazione dell'opera, con contrasti monolateri previsti su entrambi le spalle in direzione longitudinale e analoghi ritegni trasversali, si ritiene di poter escludere tale verifica.

### **Cuscinetti su paraghiaia**

Si prevede l'utilizzo di strisce di neoprene di sezione 120x30mm.

Si ricava l'azione assiale di progetto dal modello:

$$F_{z,d} = 112 \text{ kN/m (combinazione SLU con frenamento primario)}$$

Ai fini della verifica delle strisce di riscontro si considera il contributo deformativo assiale dovuto alla dilatazione termica di progetto dell'impalcato (valore SLU, combinato con  $\psi=0,6$ ), il contributo deformativo trasversale dovuto alla dilatazione termica dell'impalcato in direzione ortogonale all'asse autostradale, e la rotazione desunta da modello di calcolo dell'impalcato.

Anche in questo caso le verifiche risultano soddisfatte, ad eccezione del criterio di controllo dello scorrimento orizzontale, che tuttavia può essere escluso in ragione della presenza dei ritegni sismici trasversali.

## 7.2.10 Verifiche Spalle

Le verifiche del tratto corrente delle spalle sottovia sono condotte con riferimento alle sezioni individuate nello schema sotto riportato:

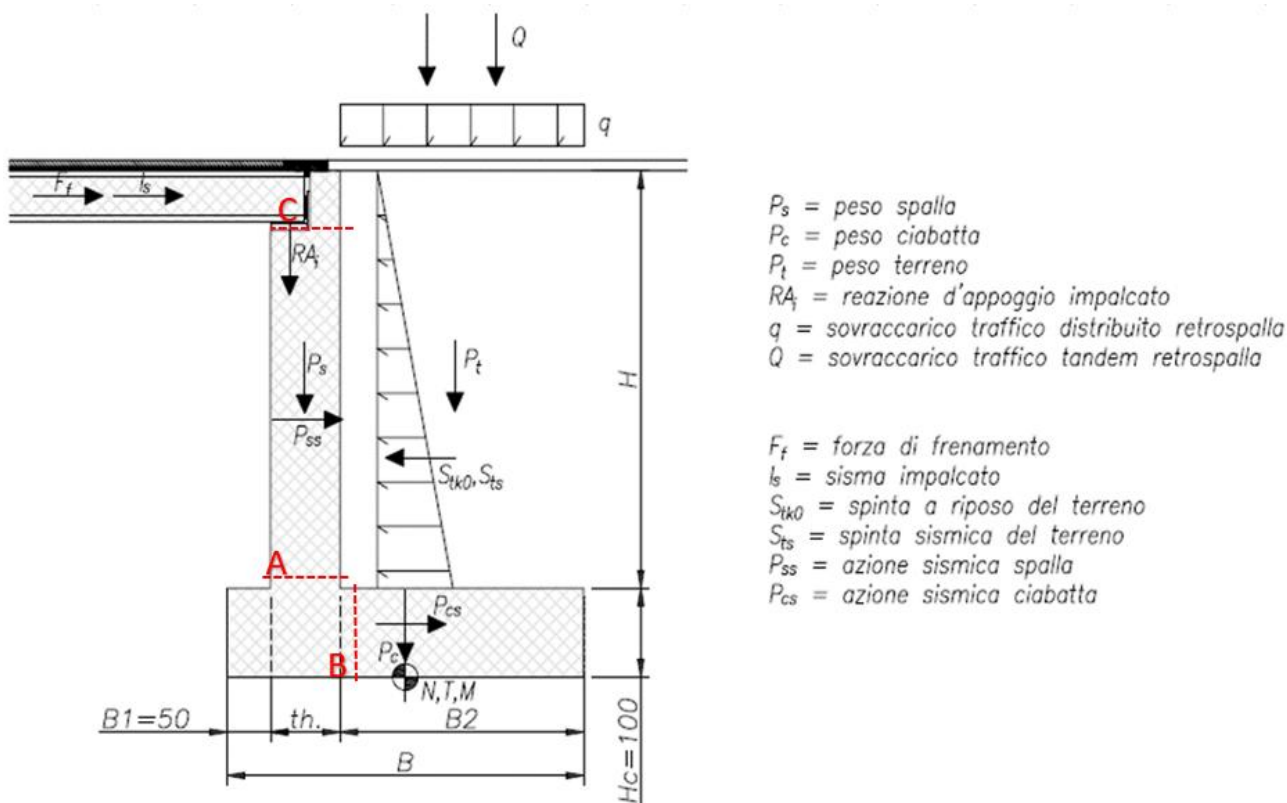


Figura 47 Ponticello tipo - Sezioni di verifica

Le verifiche strutturali sono state condotte con riferimento alla resistenza ultima a pressoflessione e taglio (verifiche allo SLU) e alla limitazione delle tensioni e al contenimento della fessurazione coerentemente con le condizioni ambientali del singolo elemento (verifiche allo SLE).

Le spalle vengono differenziate in due tipologie:

- Spalla 1 (th:0,8m): Tombona Maggiore, Cavo Marocco, Tombona Minore e Tribiana Minore
- Spalla 2 (th:1,0m): Tribiana Maggiore

Si riportano le specifiche d'armatura relative alle sezioni di verifica:

Sezione		Pos. armature			Arm. superiore/esterna			Arm. mediana		
		baricentro barra [cm]			@ d1			@ d2		
nome	sp. [m]	d1	d2	d3	Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	p [cm]
<i>Spalla 1</i>										
A	0,8	8,5	51,5	71,5	20	/	15	-	/	-
B	1	8,5	50	91,5	20	/	15	16	/	15
C	0,35	8,5	-	26,5	20	/	15	-	/	-
<i>Spalla 2</i>										
A	1	8,5	71,5	91,5	24	/	15	-	/	-
B	1	8,5	51,5	71,5	20	/	15	24	/	15
C	0,45	8,5	-	36,5	20	/	15	-	/	-

Sezione		Arm. inferiore/interna			Spilli			Arm. long.
		@ d3			Ø [mm]			
nome	sp. [m]	Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	i [cm x cm]	ρ <sub>i</sub>		
<i>Spalla 1</i>								
A	0,8	20	/	15	16 / 30 x 30	0,52%		
B	1	20	/	15	- / - x -	0,55%		
C	0,35	20	/	15	16 / 15 x 30	1,20%		
<i>Spalla 2</i>								
A	1	24	/	15	16 / 30 x 30	0,60%		
B	1	20	/	15	- / - x -	0,72%		
C	0,45	20	/	15	16 / 15 x 30	0,93%		

Si riportano le sollecitazioni relative alle strutture in c.a. calcolati con il modello piano descritto al capitolo precedente.

Attraversamento Maggiore Roggia Tombona

	SLU (q)	SLU (F+)	SLU (F-)	SLV +	SLV -	SLE rara (q)	SLE rara (F+)	SLE rara (F-)	SLE fr (q)	SLE fr (F+)	SLE fr (F-)	SLE qp
N(A) [kN/m ]	397,1	397,1	397,1	188,0	188,0	293,0	293,0	293,0	248,0	248,0	248,0	143,0
T(A) [kN/m ]	-104,7	-78,3	-117,8	-59,3	-113,8	-69,8	-52,2	-78,6	-69,8	-52,2	-78,6	-69,8
M(A) [kNm/m]	-201,8	-92,4	-256,5	-86,8	-287,9	-138,5	-65,6	-175,0	-129,5	-56,6	-166,0	-108,5
N(B) [kN/m ]	-104,7	-78,3	-117,8	-59,3	-113,8	-69,8	-52,2	-78,6	-69,8	-52,2	-78,6	-69,8
T(B) [kN/m ]	74,0	61,7	33,5	73,0	49,4	28,8	31,1	12,3	49,4	51,8	33,0	87,5
M(B) [kNm/m]	355,5	120,7	543,6	74,2	426,8	283,1	110,6	392,5	226,5	54,0	335,9	109,7
N(C) [kN/m ]	46,7	6,5	6,5	5,0	5,0	18,2	5,0	5,0	18,2	5,0	5,0	5,0
T(C) [kN/m ]	0,0	26,4	-13,2	4,4	-2,2	0,0	17,6	-8,8	0,0	17,6	-8,8	0,0
M(C) [kNm/m]	0,0	7,9	-4,0	1,3	-0,7	0,0	5,3	-2,6	0,0	5,3	-2,6	0,0

Attraversamento Cavo Marocco

	SLU (q)	SLU (F+)	SLU (F-)	SLV +	SLV -	SLE rara (q)	SLE rara (F+)	SLE rara (F-)	SLE fr (q)	SLE fr (F+)	SLE fr (F-)	SLE qp
N(A) [kN/m ]	399,8	399,8	399,8	190,0	190,0	295,0	295,0	295,0	250,0	250,0	250,0	145,0
T(A) [kN/m ]	-109,8	-83,4	-122,9	-62,6	-119,1	-73,2	-55,6	-82,0	-73,2	-55,6	-82,0	-73,2
M(A) [kNm/r]	-212,5	-100,5	-268,5	-92,9	-306,9	-145,7	-71,0	-183,0	-136,7	-62,0	-174,0	-115,7
N(B) [kN/m ]	-109,8	-83,4	-122,9	-62,6	-119,1	-73,2	-55,6	-82,0	-73,2	-55,6	-82,0	-73,2
T(B) [kN/m ]	70,9	57,5	35,8	65,9	47,3	29,4	29,7	15,3	47,0	47,3	32,9	78,7
M(B) [kNm/r]	310,4	93,2	472,8	75,0	400,1	239,7	83,0	336,0	199,5	42,8	295,8	117,6
N(C) [kN/m ]	42,7	6,5	6,5	5,0	5,0	17,1	5,0	5,0	17,1	5,0	5,0	5,0
T(C) [kN/m ]	0,0	26,4	-13,2	4,4	-2,2	0,0	17,6	-8,8	0,0	17,6	-8,8	0,0
M(C) [kNm/r]	0,0	7,9	-4,0	1,3	-0,7	0,0	5,3	-2,6	0,0	5,3	-2,6	0,0

Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana

	SLU (q)	SLU (F+)	SLU (F-)	SLV +	SLV -	SLE rara (q)	SLE rara (F+)	SLE rara (F-)	SLE fr (q)	SLE fr (F+)	SLE fr (F-)	SLE qp
N(A) [kN/m ]	514,5	514,5	514,5	275,0	275,0	380,0	380,0	380,0	335,0	335,0	335,0	230,0
T(A) [kN/m ]	-281,0	-254,6	-294,2	-170,5	-298,1	-187,3	-169,7	-196,1	-187,3	-169,7	-196,1	-187,3
M(A) [kNm/r]	-693,9	-514,7	-783,5	-373,6	-1156,9	-466,6	-347,1	-526,3	-457,6	-338,1	-517,3	-436,6
N(B) [kN/m ]	-281,0	-254,6	-294,2	-170,5	-298,1	-187,3	-169,7	-196,1	-187,3	-169,7	-196,1	-187,3
T(B) [kN/m ]	187,8	178,4	129,9	156,2	70,7	93,3	101,8	69,5	119,6	128,1	95,8	167,9
M(B) [kNm/r]	1449,1	1030,4	1796,8	620,3	1973,0	1074,8	763,0	1273,9	966,8	655,0	1165,9	743,6
N(C) [kN/m ]	60,2	6,5	6,5	5,0	5,0	21,8	5,0	5,0	21,8	5,0	5,0	5,0
T(C) [kN/m ]	0,0	26,4	-13,2	4,4	-2,2	0,0	17,6	-8,8	0,0	17,6	-8,8	0,0
M(C) [kNm/r]	0,0	7,9	-4,0	1,3	-0,7	0,0	5,3	-2,6	0,0	5,3	-2,6	0,0

Attraversamenti Minori Roggia Tombona / Roggia Tribiana

	SLU (q)	SLU (F+)	SLU (F-)	SLV +	SLV -	SLE rara (q)	SLE rara (F+)	SLE rara (F-)	SLE fr (q)	SLE fr (F+)	SLE fr (F-)	SLE qp
N(A) [kN/m ]	368,7	368,7	368,7	167,0	167,0	272,0	272,0	272,0	227,0	227,0	227,0	122,0
T(A) [kN/m ]	-58,4	-32,0	-71,6	-30,0	-65,6	-38,9	-21,4	-47,7	-38,9	-21,4	-47,7	-38,9
M(A) [kNm/r]	-44,1	290,9	-211,6	29,7	-216,6	-26,0	197,3	-137,6	-33,6	189,7	-145,3	-51,5
N(B) [kN/m ]	-58,4	-32,0	-71,6	-30,0	-65,6	-38,9	-21,4	-47,7	-38,9	-21,4	-47,7	-38,9
T(B) [kN/m ]	43,7	26,8	12,1	45,6	36,8	13,1	10,6	0,8	29,6	27,1	17,3	59,2
M(B) [kNm/r]	146,1	-9,6	272,4	-2,5	165,7	125,0	10,6	198,6	89,8	-24,6	163,4	18,6
N(C) [kN/m ]	41,3	6,5	6,5	5,0	5,0	16,7	5,0	5,0	16,7	5,0	5,0	5,0
T(C) [kN/m ]	0,0	26,4	-13,2	4,4	-2,2	0,0	17,6	-8,8	0,0	17,6	-8,8	0,0
M(C) [kNm/r]	0,0	7,9	-4,0	1,3	-0,7	0,0	5,3	-2,6	0,0	5,3	-2,6	0,0

### 7.2.11 Verifiche SLE

Le verifiche sono state condotte mediante un apposito programma che, per una generica sezione in c.a. in sezione fessurata, determina la posizione dell'asse neutro e il conseguente stato tensionale.

Si deve verificare, in accordo al TU2008:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ in combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ in combinazione quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \text{ in combinazione caratteristica (rara).}$$

Viene inoltre eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, relativamente alle combinazioni di carico frequente e quasi permanente. Per i limiti di apertura delle fessure si rimanda a quanto specificato al paragrafo §5.7.1

La verifica è condotta con il metodo di calcolo indiretto (Circ. 2/2/2009 §C4.1.2.2.4), considerando una limitazione equivalente sullo stato tensionale dell'armatura determinato con riferimento a diametro e spaziatura delle barre.

Si riportano tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

$\sigma_{c,min}$	[MPa]	minima tensione calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$	[MPa]	massima tensione acciaio d'armatura

Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415 "Paulese" –  
2° Lotto – 1° Stralcio tratto "A" da S.P. 39 "Cerca" alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)

Verifiche SLerara - limitazione tensioni [MPa]												
Sez.	N <sub>k</sub> (min/max)		M <sub>k</sub> <sup>(+)</sup>	σ <sub>c,min</sub>	σ <sub>s,max</sub>	M <sub>k</sub> <sup>(-)</sup>	σ <sub>c,min</sub>	σ <sub>s,max</sub>	f <sub>ck</sub>	σ <sub>c,lim</sub>	σ <sub>s,lim</sub>	C.S. (>1)
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>												
A	293	÷ 143	-	-	-	-175	2,7	95	32	19,2	360	3,79
B	-52	÷ -79	393	4,1	203	-	-	-	32	19,2	360	1,77
C	18	÷ 5	5	0,4	9	-3	0,2	5	32	19,2	360	40,00
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>												
A	295	÷ 145	-	-	-	-183	2,8	100	32	19,2	360	3,60
B	-56	÷ -82	336	3,4	176	-	-	-	32	19,2	360	2,05
C	17	÷ 5	5	0,4	9	-3	0,2	5	32	19,2	360	40,00
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>												
A	380	÷ 230	-	-	-	-526	4,5	143	32	19,2	360	2,52
B	-170	÷ -196	1274	8	221	-	-	-	32	19,2	360	1,63
C	22	÷ 5	5	-	-	-3	0,1	2,5	32	19,2	360	144,00
<i>Attraversamenti Minori</i>												
A	272	÷ 122	197	3,1	115	-138	2	54	32	19,2	360	3,13
B	-21	÷ -48	199	2	101	-	-	-	32	19,2	360	3,56
C	17	÷ 5	5	0,4	9	-3	0,2	5	32	19,2	360	40,00

Verifiche SLE frequente - fessurazione [MPa]												
Sez.	N <sub>k</sub> (min/max)		w <sub>lim</sub>	M <sub>k</sub> <sup>(+)</sup>	σ <sub>s,max</sub>	τ <sub>s,lim</sub>	(w <sub>lim</sub> C.S. (>1)	M <sub>k</sub> <sup>(-)</sup>	σ <sub>s,max</sub>	τ <sub>s,lim</sub>	(w <sub>lim</sub> C.S. (>1)	
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>												
A	248	÷ 143	w <sub>2</sub> =0,3mm	-	-	222	-	-166	89	222	-	2,49
B	-52	÷ -79	w <sub>2</sub> =0,3mm	336	176	222	1,26	-	-	222	-	-
C	18	÷ 5	w <sub>2</sub> =0,3mm	5	5	222	-	-3	5	222	-	44,40
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>												
A	250	÷ 145	w <sub>2</sub> =0,3mm	-	-	222	-	-174	93	222	-	2,39
B	-56	÷ -82	w <sub>2</sub> =0,3mm	296	157	222	1,41	-	-	222	-	-
C	17	÷ 5	w <sub>2</sub> =0,3mm	5	5	222	-	-3	5	222	-	44,40
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>												
A	335	÷ 230	w <sub>2</sub> =0,3mm	-	-	204,5	-	-517	140	200	-	1,43
B	-170	÷ -196	w <sub>2</sub> =0,3mm	1166	195	204,5	1,05	-	-	200	-	-
C	22	÷ 5	w <sub>2</sub> =0,3mm	5	4,5	204,5	-	-3	5	200	-	40,00
<i>Attraversamenti Minori</i>												
A	227	÷ 122	w <sub>2</sub> =0,3mm	190	110	222	2,02	-145	77	222	-	2,88
B	-21	÷ -48	w <sub>2</sub> =0,3mm	163	85	222	2,61	-25	21	222	-	-
C	17	÷ 5	w <sub>2</sub> =0,3mm	5	5	222	-	-3	5	222	-	44,40

Verifiche SLE quasi permanente - fessurazione [MPa]										
Sez.	Nk	$w_{lim}$	$M_k^{(+)}$	$\sigma_{s,max}$	$\gamma_{s,lim}$	$(w_{lim}C.S. (>1))$	$M_k^{(-)}$	$\sigma_{s,max}$	$\gamma_{s,lim}$	$(w_{lim}C.S. (>1))$
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>										
A	143	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-109	48	182	3,79
B	-70	$w_f=0,2mm$	110	67	182	2,72	-	-	182	-
C	5	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-	-	182	-
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>										
A	145	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-109	47	182	3,87
B	-73	$w_f=0,2mm$	110	68	182	2,68	-	-	182	-
C	5	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-	-	182	-
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>										
A	230	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-437	114	160	1,40
B	-187	$w_f=0,2mm$	744	134	182	1,36	-	-	165	-
C	5	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-	-	165	-
<i>Attraversamenti Minori</i>										
A	122	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-51	12	182	15,17
B	-39	$w_f=0,2mm$	19	18	182	10,11	-	-	182	-
C	5	$w_f=0,2mm$	-	-	182	-	-	-	165	-



### 7.2.12 Verifiche SLU

Le verifiche sono condotte coerentemente con le disposizioni normative da NTC2018, considerando le sollecitazioni relative alle condizioni SLU-STR (coeff. parziali A1+M1), SLU-GEO (coeff. parziali A2+M2) e Sismica SLV. Le verifiche, in favore di sicurezza, sono state condotte sulla base delle azioni desunte da modello come involucchi di valori massimi/minimi.

Si riportano tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

$N_{Ed}$ min	[kN/m]	azione assiale minima (compressione)
$N_{Ed}$ max	[kN/m]	azione assiale massima (trazione)
$M_{Ed}^{(+)}$	[kNm/m]	momento flettente - fibre interne/inferiori tese
$M_{Ed}^{(-)}$	[kNm/m]	momento flettente - fibre esterne/superiori tes
$M_{Rd}$	[kNm/m]	momento resistente
$V_{Ed}$	[kN/m]	taglio sollecitante
$V_{Rd,0}$	[kN/m]	taglio resistente (sezione non armata a taglio)
$V_{Rd}$	[kN/m]	taglio resistente (sezione armata a taglio)
		$V_{Rd} = \min (V_{Rcd} ; V_{Rsd} ; V_{Rd,l})$

Verifiche SLU-STR - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)			M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>									
A	397	÷	143	-	610	-	-256	610	2,38
B	-78	÷	-118	544	1009	1,86	-	1034	-
C	47	÷	5	8	200	25,30	-4	194	49,07
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>									
A	400	÷	145	-	614	-	-268	567	2,11
B	-83	÷	-123	473	1009	2,13	-	1034	-
C	43	÷	5	8	200	25,30	-4	194	49,07
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>									
A	515	÷	230	-	1379	-	-783	1568	2,00
B	-255	÷	-294	1797	2659	1,48	-	1085	-
C	60	÷	5	8	380	48,06	-4	380	96,12
<i>Attraversamenti Minori</i>									
A	369	÷	122	291	607	2,09	-212	607	2,87
B	-32	÷	-72	272	1009	3,70	-10	1034	107,35
C	41	÷	5	8	200	25,30	-4	194	49,07

Verifiche SLV - Momento flettente [kNm/m]									
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)			M <sub>Ed</sub> <sup>(+)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(+)</sup>	C.S. (>1)	M <sub>Ed</sub> <sup>(-)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(-)</sup>	C.S. (>1)
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>									
A	293	÷	188	-	610	-	-288	610	2,12
B	-59	÷	0	427	1009	2,36	-	1034	-
C	5	÷	5	1	200	152,21	-1	194	295,28
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>									
A	295	÷	190	-	614	-	-307	567	1,85
B	-63	÷	0	400	1009	2,52	-	1034	-
C	5	÷	5	1	200	152,21	-1	194	295,28
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>									
A	380	÷	275	-	1379	-	-1157	1568	1,36
B	-171	÷	0	1973	2659	1,35	-	1085	-
C	5	÷	5	1	380	289,19	-1	380	578,39
<i>Attraversamenti Minori</i>									
A	272	÷	167	30	607	20,42	-217	607	2,80
B	-30	÷	0	166	1009	6,09	-2	1034	417,24
C	5	÷	5	1	200	152,21	-1	194	295,28

Verifiche SLU-STR - Taglio [kN/m]							
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>							
A	397	÷ 143	118	277	563	1	4,78
B	-78	÷ -118	74	349	349	1	4,71
C	47	÷ 5	26	174	417	1	15,82
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>							
A	400	÷ 145	123	277	563	1	4,58
B	-83	÷ -123	71	349	349	1	4,92
C	43	÷ 5	26	174	417	1	15,82
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>							
A	515	÷ 230	294	407	602	1	2,05
B	-255	÷ -294	188	426	426	1	2,27
C	60	÷ 5	26	201	574	1	21,78
<i>Attraversamenti Minori</i>							
A	369	÷ 122	72	277	563	1	7,87
B	-32	÷ -72	44	349	349	1	7,98
C	41	÷ 5	26	174	417	1	15,82

Verifiche SLV - Taglio [kN/m]							
Sez.	N <sub>Ed</sub> (min/max)		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd,0</sub>	V <sub>Rd</sub>	cotθ	C.S. (>1)
<i>Attraversamento Maggiore Tombona Principale</i>							
A	293	÷ 188	114	277	563	1	4,95
B	-59	÷ 0	73	349	349	1	4,78
C	5	÷ 5	4	174	417	1	95,21
<i>Attraversamento Cavo Marocco</i>							
A	295	÷ 190	119	277	563	1	4,73
B	-63	÷ 0	66	349	349	1	5,30
C	5	÷ 5	4	174	417	1	95,21
<i>Attraversamento Maggiore Roggia Tribiana</i>							
A	380	÷ 275	298	407	602	1	2,02
B	-171	÷ 0	156	426	426	1	2,73
C	5	÷ 5	4	201	574	1	131,05
<i>Attraversamenti Minori</i>							
A	272	÷ 167	66	277	563	1	8,58
B	-30	÷ 0	46	349	349	1	7,66
C	5	÷ 5	4	174	417	1	95,21