

## SISTEMA TANGENZIALE DI LUCCA

Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti  
tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11  
del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio

### PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

**I PROGETTISTI:**

*Ing. Vincenzo Marzi*  
*Ordine Ing. di Bari n. 3594*

*Ing. Giuseppe Danilo Malgeri*  
*Ordine Ing. di Roma n. A34610*

*Geol. Serena Majetta*  
*Ordine Geologi del Lazio n. 928*

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*Geom. Fabio Quondam*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :**

*Ing. Achille Devitofranceschi*

PROTOCOLLO

DATA

## OPERE D'ARTE MAGGIORI

### VI03 - VIADOTTO SU OZZORETTO

#### RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		T00VI03STRRE01A		
LO601A	D	1601		CODICE ELAB. T00VI03STRRE01		A
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		SETT. 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

<b>INDICE</b>		<b>Pagina</b>
<b>1</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E METODI DI CALCOLO</b>	<b>10</b>
3.1	MATERIALI IMPALCATO IN ACCIAIO – CALCESTRUZZO	10
3.1.1	Calcestruzzo	10
3.1.2	Acciaio da carpenteria	10
3.1.3	Pioli Nelson	10
3.2	MATERIALI SOTTOSTRUTTURE	10
3.2.1	Calcestruzzo	10
3.2.2	Acciaio	10
3.3	VERIFICHE ALLO SLU (DM2018)	11
3.3.1	Calcestruzzi (NTC par.4.1.2.1.1.1)	11
3.3.2	Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.1.1.3)	11
3.3.3	Acciaio da carpenteria (NTC par.4.2.4.1.1)	11
3.4	VERIFICHE ALLO SLE (DM2018)	12
3.4.1	Calcestruzzi	12
3.4.2	Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.2.5.2)	12
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>13</b>
4.1	PESI PROPRI (G1)	13
4.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	14
4.3	RITIRO DELLA SOLETTA (E2)	15
4.4	VARIAZIONI TERMICHE (Q7)	16
4.5	AZIONE DEL VENTO (Q5)	17
4.6	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	20
4.7	FRENATURA (Q3)	22
4.8	AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	22
4.9	URTO DI VEICOLI IN SVIO (Q8)	22
4.10	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q9)	23
4.11	AZIONI SISMICHE (E)	23
4.11.1	Parametri azione sismica	23
4.11.2	Risultati analisi modale	26
4.12	COMBINAZIONI DI CARICO	29
4.12.1	Impalcato	31
4.12.2	Sottostrutture	32
<b>5</b>	<b>MODELLO NUMERICO IMPALCATO</b>	<b>36</b>

5.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E DEI CONCI	36
5.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	41
<b>6</b>	<b>VERIFICA TRAVI PRINCIPALI</b>	<b>42</b>
6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' (SLU)	42
6.2	VERIFICHE A FATICA PER VITA ILLIMITATA (FAT)	54
6.3	VERIFICA DEI PIOLI (SLE)	56
6.4	VERIFICA DI DEFORMABILITA' (SLE)	58
<b>7</b>	<b>VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE</b>	<b>59</b>
7.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)	59
7.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)	59
<b>8</b>	<b>VERIFICA TRAVERSI RETICOLARI</b>	<b>61</b>
8.1	DIAFRAMMI INTERMEDI	61
8.1.1	Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)	65
8.1.2	Verifiche a fatica per via illimitata (FAT)	74
8.2	DIAFRAMMI DI APPOGGIO	75
8.2.1	Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)	75
<b>9</b>	<b>VERIFICA SOLETTA (EFFETTI LOCALI)</b>	<b>85</b>
9.1	VERIFICA PREDALLE (FASE I)	85
9.2	VERIFICA SOLETTA (FASE II)	90
9.2.1	Sbalzo – zona corrente	91
9.2.2	Sbalzo – zona di estremità	93
9.2.3	Sezione in campata – zona corrente	95
9.2.4	Sezione in campata – zona di estremità	97
9.2.5	Sezione all'appoggio interno – zona corrente	99
9.2.6	Sezione all'appoggio interno – zona di estremità	103
9.2.7	Taglio all'appoggio esterno – zona corrente	107
9.2.8	Taglio all'appoggio esterno – zona di estremità	110
<b>10</b>	<b>APPARECCHI D'APPOGGIO</b>	<b>113</b>
10.1	GIUNTI	113
10.1.1	Spostamenti dell'isolatore $\Delta L$ (sismica)	113
10.1.2	Variazione termica	113
10.1.3	Variabilità spaziale del moto	113
10.2	APPARECCHI D'APPOGGIO	116
<b>11</b>	<b>VERIFICA SPALLE</b>	<b>121</b>
11.1	SPALLA SP2	121
11.1.1	GEOMETRIA E AZIONI	121
11.1.2	SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI	130

11.1.3	VERIFICA MURO FRONTALE	131
11.1.4	VERIFICA MURO ANDATORE	134
11.1.5	VERIFICA MURO PARAGHIAIA	140
11.1.6	VERIFICA FONDAZIONE	146
<b>12</b>	<b>VERIFICA PILE</b>	<b>148</b>
12.1	FUSTO PILA P4	148
12.2	VERIFICA PULVINO PILA P4	153

## 1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si riportano i calcoli eseguiti sulle sottostrutture e sull'impalcato del *Viadotto Ozzoretto*, da realizzarsi nell'ambito dei lavori riguardanti il Sistema Tangenziale di Lucca, ed in particolare la Viabilità Est comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11 del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio.

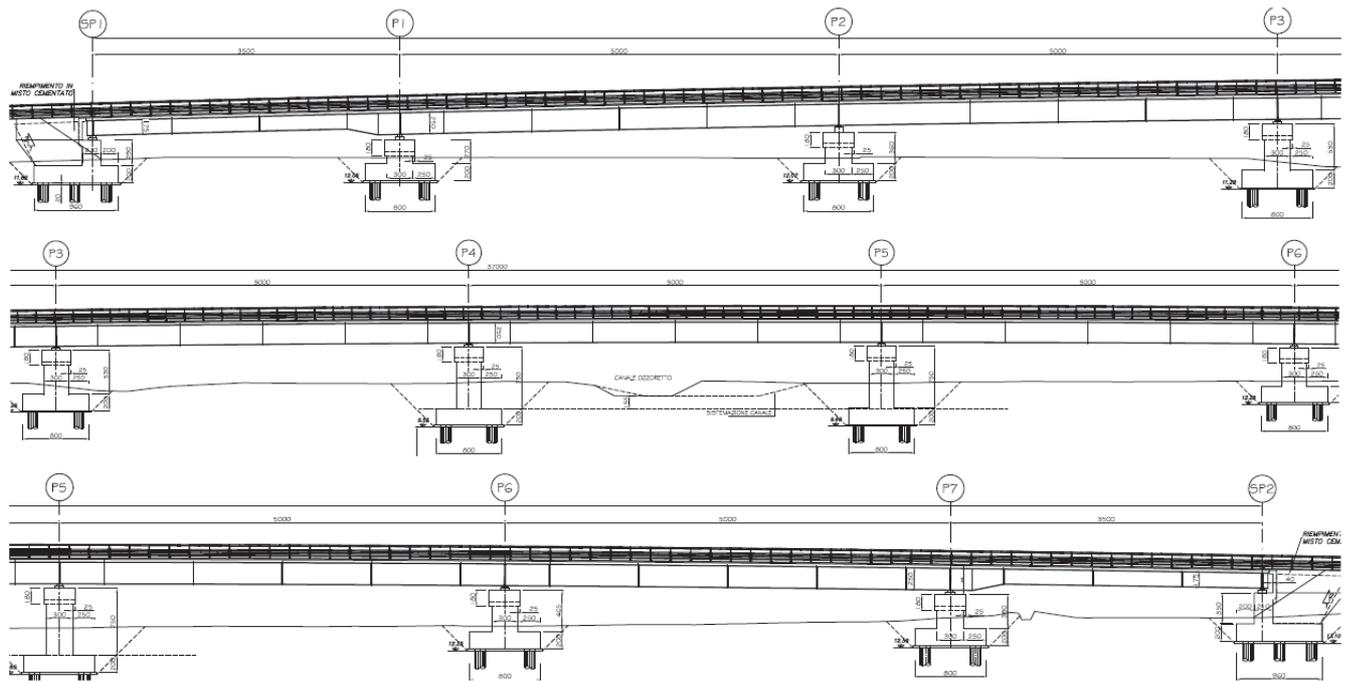


Figura 1: Profilo longitudinale del cavalcavia

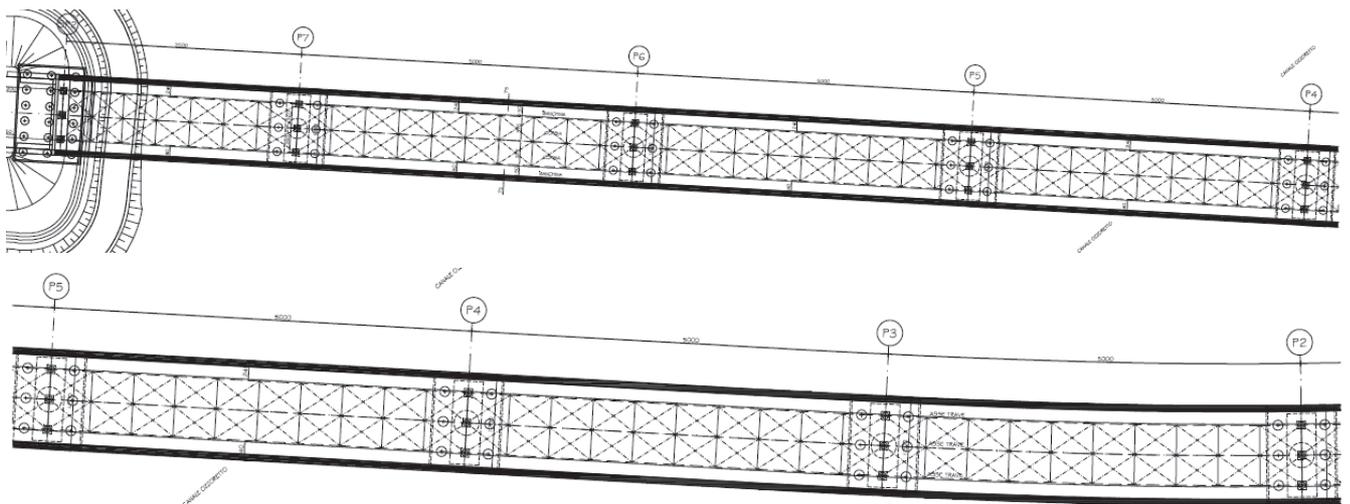


Figura 2: Pianta impalcato (Parte 1)

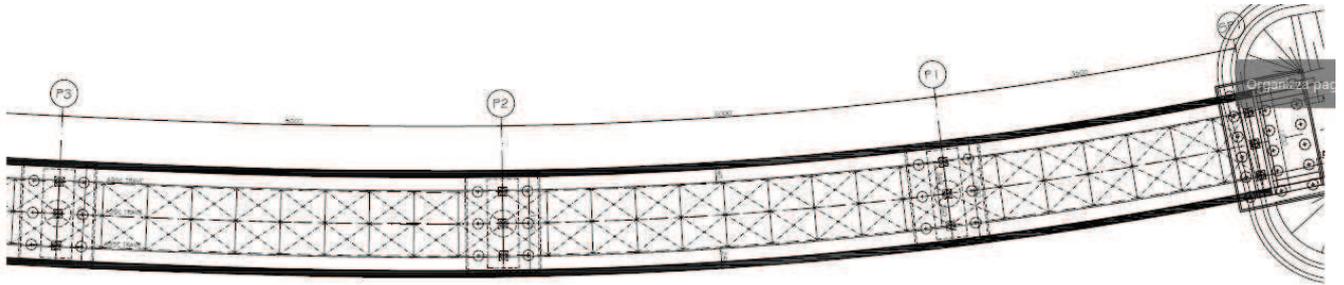


Figura 3: Pianta impalcato (Parte 2)

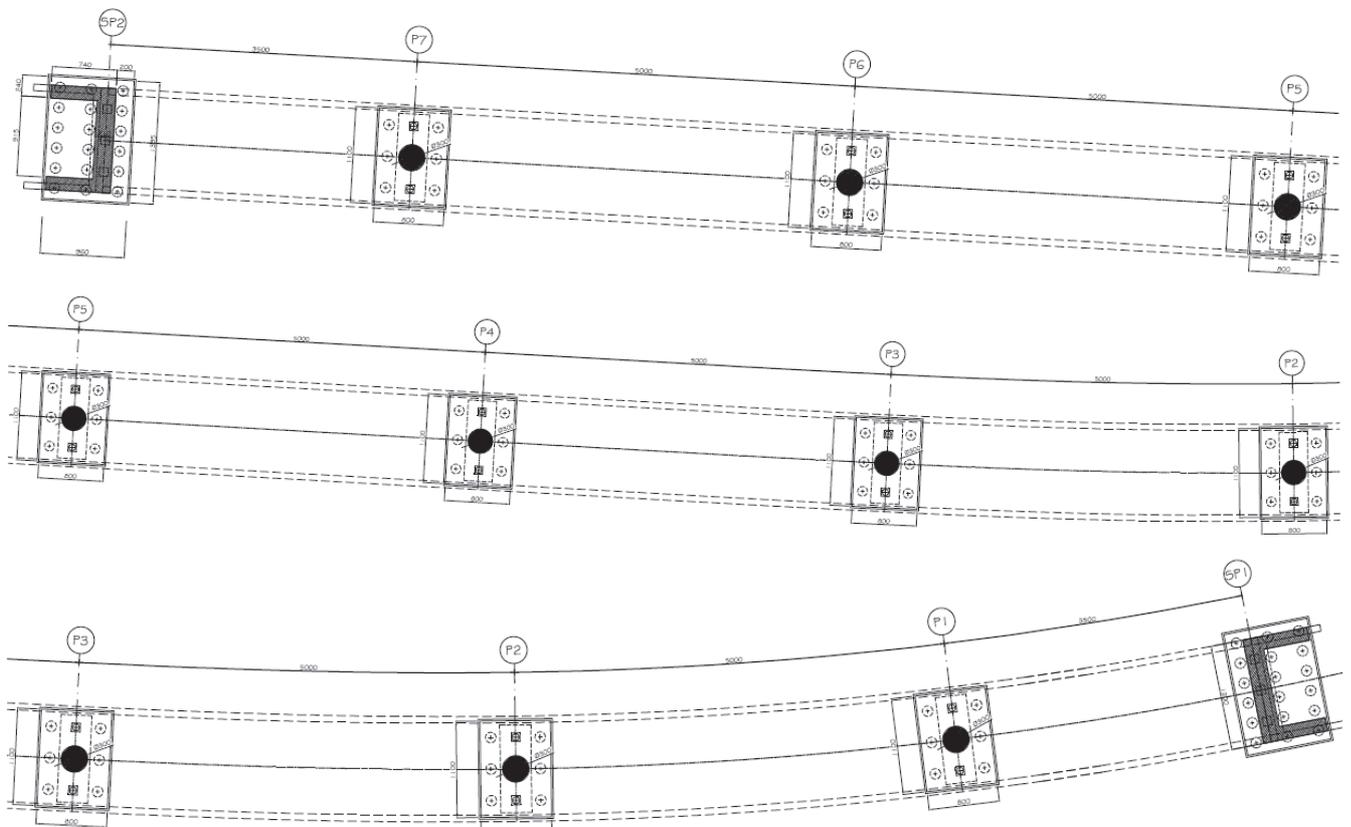


Figura 4: Pianta delle fondazioni

L'impalcato è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua su nove appoggi, con otto campate di luce pari a 35.00m, 50.00m, 50.00m, 50.00m, 50.00m, 50.00m, 50.00m, 35.00m. Lo sviluppo complessivo del viadotto è di 370.00m.

La struttura metallica è composta da tre travi saldate a doppio T di altezza pari a 2.50m per le campate interne ed 1.75m per le campate di estremità, poste ad interasse di 3.60m. La ripartizione trasversale dei carichi sulle travi principali è resa possibile tramite traversi metallici reticolari in corrispondenza degli appoggi ed in campata, disposti ad interasse di 4.50-5.00m, collegati alle nervature verticali delle travi stesse.

La soletta presenta una larghezza costante per tutto lo sviluppo del viadotto, pari a 12.0m, di cui 10.5m costituiscono la sede stradale, mentre due cordoli esterni di larghezza 75 cm, che ospitano le

barriere bordo ponte, ne completano l'arredo; la soletta è resa collaborante con la sottostante struttura metallica mediante connettori tipo Nelson elettrosaldati sulle piattabande superiori delle travi.

Lo spessore della soletta è pari a 30 cm ed è realizzata con predalles prefabbricate autoportanti di spessore 7.0 cm su cui viene successivamente eseguito il getto di completamento della soletta.

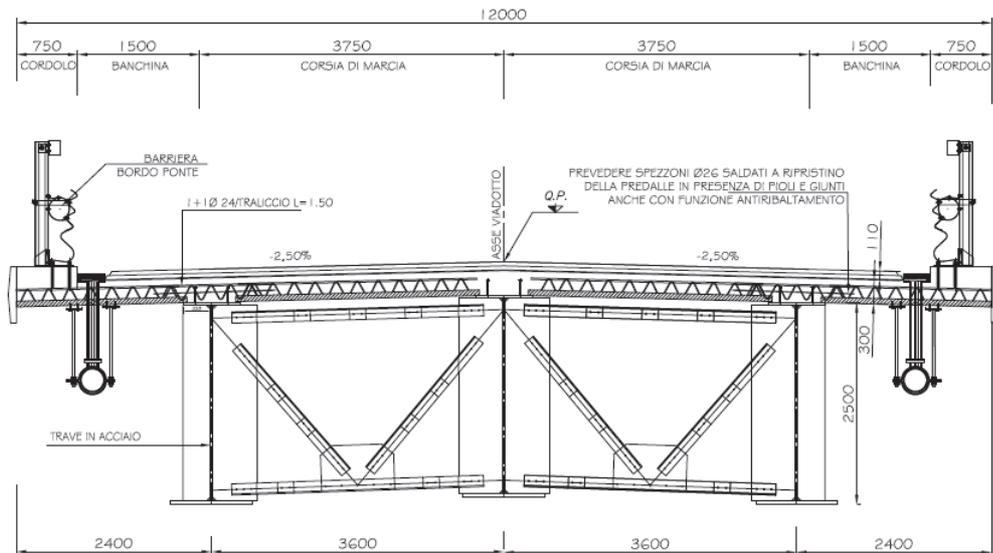


Figura 5: Sezione trasversale dell'impalcato – Sezione corrente trave H=2.50m

L'impalcato è vincolato alle sottostrutture mediante isolatori elastomerici.

Entrambe le spalle sono costituite da un muro paraghiaia di spessore pari a 0.40 m e altezza massima pari a circa 2.64 m, da un paramento frontale di spessore pari a 2.10 m e altezza pari a 2.90 m per la spalla SP1 e altezza pari a 3.50 m per la spalla SP2. La zattera di fondazione delle spalle ha dimensioni in pianta di 9.60 m x 16.80 m e altezza pari a 2.00 m. le fondazioni sono dirette approfondite

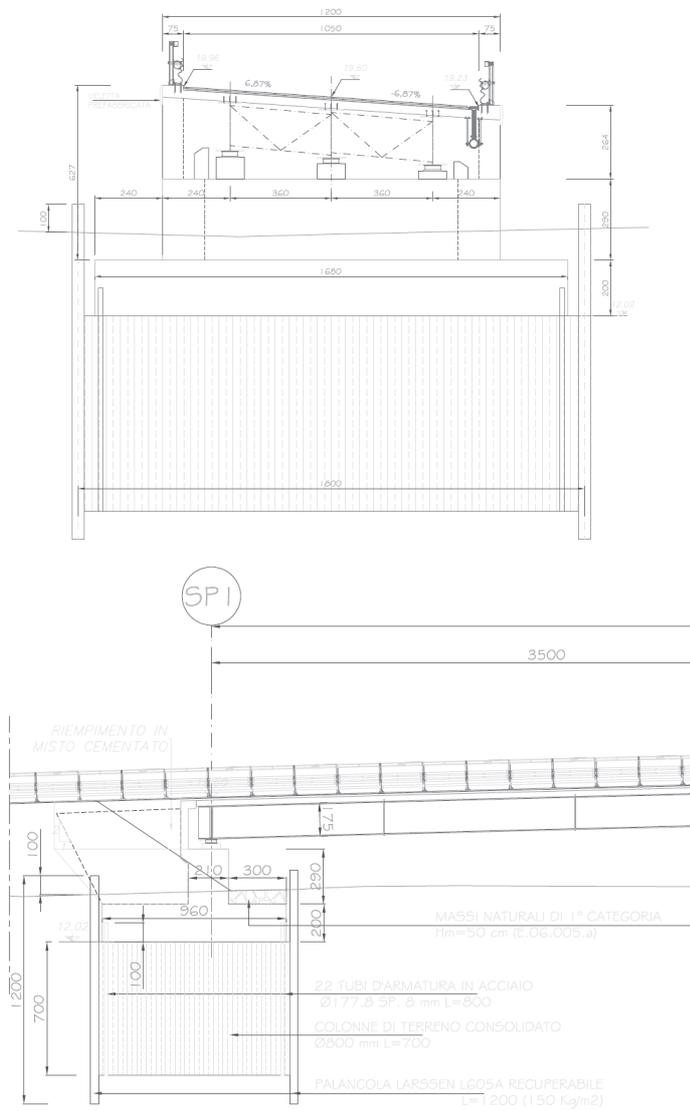


Figura 6: Prospetto trasversale Spalla SP1

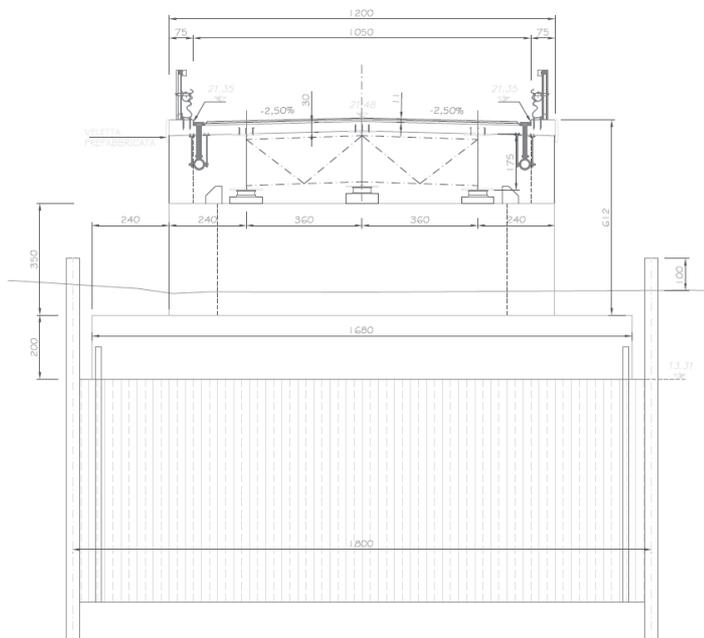


Figura 7: Prospetto trasversale Spalla SP2

Le pile sono a sezione circolare del diametro di 3m e altezza massima di 3.50 m.

Il pulvino di sezione trapezoidale ha altezza massima di 1.80m.

Le fondazioni delle pile sono costituite da zattere in c.a. di dimensioni 8x11x2 su fondazione diretta approfondita L=7.0m.

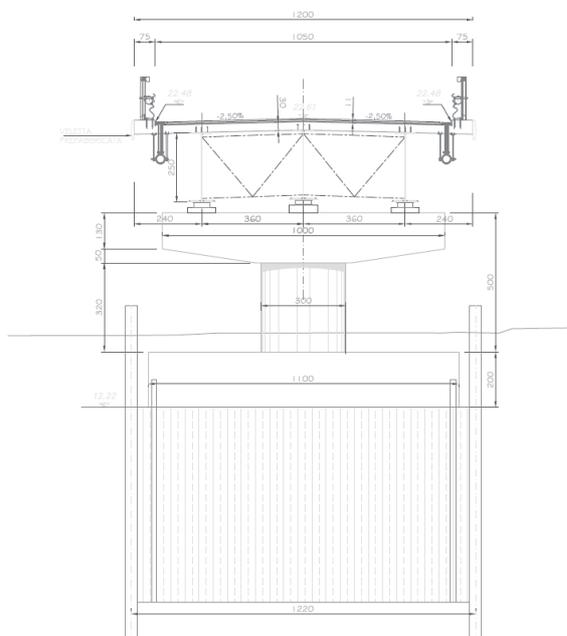


Figura 8: Carpenteria pile

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito riportate:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Decreto del ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG/STC -Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996».
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC – Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 settembre 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 4 maggio 1990 – Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 25 febbraio 1991, n. 34233 – Istruzioni relative alla normativa dei ponti stradali.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare Ministero Infrastrutture 02 febbraio.2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006).
- Linee guida per l'utilizzo di travi travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego” riferito al punto 4.6 del DM 14.1.2008 Norme tecniche per le costruzioni, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori pubblici, con voto n.116/2009.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E METODI DI CALCOLO

#### 3.1 MATERIALI IMPALCATO IN ACCIAIO – CALCESTRUZZO

##### 3.1.1 Calcestruzzo

CLS per soletta	C 32/40
CLS per lastre prefabbricate	C 40/50

##### 3.1.2 Acciaio da carpenteria

Acciaio per armatura ordinaria	B450C	
Acciaio da carpenteria metallica	S355	
Per spessori $t \leq 40$ mm	$f_{yk} = 355$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{tk} = 510$ N/mm <sup>2</sup>
Per spessori $t > 40$ mm	$f_{yk} = 335$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{tk} = 470$ N/mm <sup>2</sup>

Le verifiche sono state eseguite adottando come metodo di calcolo quello semiprobabilistico agli Stati Limite, adottando come normativa di riferimento il testo unico sulle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17.01.2018).

Le caratteristiche di resistenza dei materiali suddetti, espresse in N/mm<sup>2</sup> e utilizzate nelle verifiche, sono riportate nelle pagine seguenti.

##### 3.1.3 Pioli Nelson

Pioli elettrosaldati tipo Nelson, secondo norme UNI EN ISO 13918, in acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450) con caratteristiche meccaniche a rottura, snervamento e duttilità non inferiori a:

$$f_{yk} > 350 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} > 450 \text{ MPa}$$

$$\text{Allungamento} > 15\%$$

#### 3.2 MATERIALI SOTTOSTRUTTURE

##### 3.2.1 Calcestruzzo

CLS per fondazioni spalle	C 28/35
CLS per elevazioni spalle	C 32/40
CLS per fondazioni pile	C 28/35
CLS per elevazioni pile	C 32/40

##### 3.2.2 Acciaio

Acciaio per armatura ordinaria	B450C
--------------------------------	-------

### 3.3 VERIFICHE ALLO SLU (DM2018)

#### 3.3.1 Calcestruzzi (NTC par.4.1.2.1.1.1)

$R_{ck}$  = Resistenza caratteristica cubica

$f_{ck}$  = Resistenza caratteristica cilindrica =  $R_{ck} \times 0.83$

$f_{cd}$  = Resistenza di calcolo cilindrica =  $\alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$

$\gamma_c$  = coefficiente di sicurezza = 1.5

TIPO CLS	$R_{ck}$ (Mpa)	$f_{ck}$ (Mpa)	$f_{cd}$ (Mpa)
Calcestruzzo C 28/35	35.0	28.00	16.46
Calcestruzzo C 32/40	40.0	32.00	18.81

#### 3.3.2 Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.1.1.3)

$f_{yk}$  = Tensione caratteristica di snervamento = 450 Mpa

$f_{yd}$  = Resistenza di calcolo =  $f_{yk} / \gamma_s = 391.3$  Mpa

$\gamma_s$  = coefficiente di sicurezza = 1.15

#### 3.3.3 Acciaio da carpenteria (NTC par.4.2.4.1.1)

Per spessori  $t \leq 40$  mm

$f_{yk}$  = Tensione caratteristica di snervamento = 355 Mpa

$f_{yd}$  = Resistenza di calcolo =  $f_{yk} / \gamma_s = 338.1$  Mpa

$\gamma_s$  = coefficiente di sicurezza = 1.05 (Controllo tensionale)

Per spessori  $t > 40$  mm

$f_{yk}$  = Tensione caratteristica di snervamento = 335 Mpa

$f_{yd}$  = Resistenza di calcolo =  $f_{yk} / \gamma_s = 319.0$  Mpa

$\gamma_s$  = coefficiente di sicurezza = 1.05

### 3.4 VERIFICHE ALLO SLE (DM2018)

#### 3.4.1 Calcestruzzi

##### 3.4.1.1 *Verifica a Fessurazione (NTC par.4.1.2.2.4)*

(ambiente aggressivo)	QP	→ $W_k \leq 0.2\text{mm}$
	FR	→ $W_k \leq 0.3\text{mm}$
(ambiente ordinario)	QP	→ $W_k \leq 0.3\text{mm}$
	FR	→ $W_k \leq 0.4\text{mm}$

##### 3.4.1.2 *Verifica delle tensioni di esercizio (NTC par.4.1.2.2.5)*

La tensione massima del calcestruzzo deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{cj} \leq 0.60 f_{ckj}$	(combinazione rara)
$\sigma_{cj} \leq 0.45 f_{ckj}$	(combinazione quasi permanente)

#### 3.4.2 Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.2.5.2)

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360.0 \text{ Mpa}$	(combinazione rara)
---	---------------------

## 4 ANALISI DEI CARICHI

### 4.1 PESI PROPRI (g1)

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a  $\gamma_s=78.5 \text{ kN/m}^3$  per l'acciaio e  $\gamma_{ca}=25.0 \text{ kN/m}^3$  per il calcestruzzo armato.

Complessivamente si può assumere per l'impalcato metallico un'incidenza di circa 250 daN/mq per le campate da 50 m e di 235 daN/mq per le campate da 35 m.

<b>CAMPATA 35.0 m - Peso proprio strutture (g1) - Fase 1</b>		
<b>Carpenteria metallica</b>		
Numero di travi	$n_{travi}$	3
Luce max campata	$L_{max}$	35 m
Larghezza media impalcato	$B_{imp,med}$	12 m
Stima peso proprio carpenteria metallica	$q_{carp}$	235 daN/m <sup>2</sup>
<b>Peso proprio carp. metallica (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{carp}</math></b>	<b>2820 daN/m</b>

<b>CAMPATA 50.0 m - Peso proprio strutture (g1) - Fase 1</b>		
<b>Carpenteria metallica</b>		
Numero di travi	$n_{travi}$	3
Luce max campata	$L_{max}$	50 m
Larghezza media impalcato	$B_{imp,med}$	12 m
Stima peso proprio carpenteria metallica	$q_{carp}$	250 daN/m <sup>2</sup>
<b>Peso proprio carp. metallica (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{carp}</math></b>	<b>3000 daN/m</b>

<b>Soletta</b>		
Larghezza soletta (larghezza impalcato)	$B_{sol}$	12 m
Altezza complessiva della soletta	$h_{sol}$	30 cm
Spessore lastre prefabbricate tralicciate	$h_{pred}$	7 cm
Altezza soletta gettata in opera	$h_{getto}$	23 cm
<b>Peso proprio soletta (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{sol}</math></b>	<b>9000 daN/m</b>

Il peso proprio della carpenteria metallica e della soletta viene distribuito equamente sulle tre travi:

$$CAMPATA 35.0 m \quad g1 \text{ carp} = 28.20 / 3 = 9.40 \text{ kN/m}$$

$$CAMPATA 50.0 m \quad g1 \text{ carp} = 30.00 / 3 = 10.00 \text{ kN/m}$$

$$g1 \text{ soletta} = 90.00 / 3 = 30.00 \text{ kN/m}$$

## 4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (g2)

I carichi permanenti portati vengono distribuiti secondo la teoria di Courbon sulla trave di riva.

Permanenti portati (g2) - Fase 2		
<b><i>Cordoli</i></b>		
Larghezza cordolo sx	$b_{\text{cord,sx}}$	75 cm
Larghezza cordolo dx	$b_{\text{cord,dx}}$	75 cm
Altezza cordoli	$h_{\text{cord}}$	18 cm
Distanza baricentro cordoli da asse impalcato	$e_{\text{cord}}$	0 m
<b>Peso cordoli (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{\text{cord}}</math></b>	<b>675 daN/m</b>
<b><i>Pavimentazione</i></b>		
Peso specifico pavimentazione	$\gamma_{\text{pav}}$	2400 daN/m <sup>3</sup>
Larghezza sede stradale	$B_{\text{pav}}$	10,5 m
Altezza media pavimentazione	$h_{\text{pav}}$	11 cm
Dist. baricentro pavimentazione da asse impalcato	$e_{\text{pav}}$	0 m
<b>Peso pavimentazione (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{\text{pav}}</math></b>	<b>2772 daN/m</b>
<b><i>Barriere di sicurezza</i></b>		
Numero barriere di sicurezza	$n_{\text{barr}}$	2
Peso singola barriera	$p$	150 daN/m
Distanza baricentro barriere da asse impalcato	$e_{\text{barr}}$	0 m
<b>Peso barriere di sicurezza (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{\text{barr}}</math></b>	<b>300 daN/m</b>
<b><i>Velette</i></b>		
Numero velette	$n_{\text{vel}}$	2
Peso singola veletta	$p$	100 daN/m
<b>Peso velette (a m lineare di impalcato)</b>	<b><math>p_{\text{vel}}</math></b>	<b>200 daN/m</b>
Permanenti portati (a m lineare di impalcato)	$g_{2,\text{imp}}$	3947 daN/m
Eccentricità carichi da asse impalcato	$e_{g2}$	0 m
Coefficiente di ripartizione su trave di riva	$k_1$	0,3333
<b>Permanenti portati su trave di riva</b>	<b><math>g_{2,\text{riva}}</math></b>	<b>1316 daN/m</b>

### 4.3 RITIRO DELLA SOLETTA ( $\epsilon_2$ )

Ritiro della soletta ( $\epsilon_2$ ) - Fase 2			
<b>Deformazione da ritiro</b>			
Resistenza caratteristica cubica del cls	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica del cls	$f_{ck}$	33,2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione del cls	$f_{cm}$	41,2	N/mm <sup>2</sup>
Tipo di cemento		N	
Coefficienti dipendenti dal tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	4	
	$\alpha_{ds2}$	0,12	
Umidità relativa	RH	70	%
Coefficiente per umidità relativa	$\beta_{RH}$	1,018	
Deformazione base per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd0}$	0,000348	
Area della sezione trasversale di cls	$A_c$	2760000	mm <sup>2</sup>
Perimetro della sezione esposto all'aria	$u$	12460	mm
Dimensione fittizia della sezione	$h_0$	443,02	mm
Valore di $k_h$ per interpolazione lineare	$k_h$	0,714	
Età del cls al momento considerato	$t$	20833	gg
Età del cls all'inizio del ritiro da essiccamento	$t_s$	1	gg
Coefficiente dipendente dal tempo	$\beta_{ds}(t;t_s)$	0,982	
Deformazione per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd}(t)$	0,000245	
Coefficiente dipendente dal tempo	$\beta_{as}(t)$	1,00	
Deformazione da ritiro autogeno	$\epsilon_{ca}(t)$	0,000058	
Deformazione totale da ritiro calcolata	$\epsilon_{cs}(t)$	0,000303	
<b>Deformazione totale da ritiro assunta</b>	<b><math>\epsilon_{cs}</math></b>	<b>0,0003</b>	
<b>Variazione termica equivalente al ritiro</b>	<b><math>\Delta T_r</math></b>	<b>-30</b>	<b>°C</b>
<b>Azioni equivalenti al ritiro</b>			
Numero di travi	$n_{travi}$	3	
Modulo elastico cls soletta	$E_{cs}$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Coeff. viscosità per riduzione modulo elastico	$\varphi$	2,00	
Modulo elastico cls soletta ridotto	$E_{cs,rid}$	11214	N/mm <sup>2</sup>
Forza di trazione sulla soletta	$N_r$	3095,1	kN
Distanza baricentro soletta-sezione mista (Fase 2)	$e_2$	820	mm
<b>Forza di compressione sulla sezione mista</b>	<b><math>N_r</math></b>	<b>-3095,1</b>	<b>kN</b>
<b>Momento flettente sulla sezione mista (positivo)</b>	<b><math>M_r</math></b>	<b>2538,0</b>	<b>kNm</b>

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato con le seguenti azioni statiche equivalenti agenti sulle sezioni di testata:

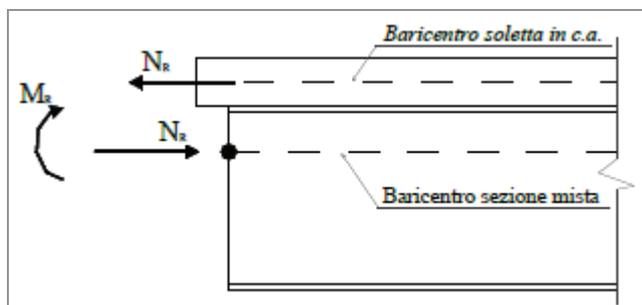


Figura 9: Azioni equivalenti al ritiro

#### 4.4 VARIAZIONI TERMICHE (q7)

Variazioni termiche (q7) - Fase 3		
<b>Variazione termica uniforme</b>		
Zona termica		II
Quota del suolo sul livello del mare	$a_s$	19 m
Temperatura minima dell'aria all'ombra	$T_{min}$	-8 °C
Temperatura massima dell'aria all'ombra	$T_{max}$	42 °C
Tipo di impalcato (1=acciaio; 2=acciaio-clt; 3=clt)		2
Temperatura effettiva minima del ponte	$T_{e,min}$	-4 °C
Temperatura massima effettiva del ponte	$T_{e,max}$	46 °C
Temperatura iniziale alla data della costruzione	$T_0$	15 °C
<b>Variazione termica uniforme negativa</b>	$\Delta T_{u,neg}$	-19 °C
<b>Variazione termica uniforme positiva</b>	$\Delta T_{u,pos}$	+31 °C
Intervallo della temperatura del ponte	$\Delta T_u$	50 °C
<b>Variazione termica differenziale</b>		
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	0,000012 1/°C
Area della soletta	$A_{sol}$	3600000 mm <sup>2</sup>
<b>Variazione termica differenziale - "soletta calda"</b>	$\Delta T_{d,heat}$	10 °C
<b>Variazione termica differenziale - "soletta fredda"</b>	$\Delta T_{d,cool}$	-10 °C
<b>Azioni equivalenti per termica differenziale positiva</b>		
Forza di compressione sulla soletta	$N_{T,heat}$	-4844,56 kN
Distanza baricentro soletta-sezione mista (Fase 3)	$e_3$	485 mm
<b>Forza di trazione sulla sezione mista</b>	$N_{T,heat}$	4844,56 kN
<b>Momento flettente sulla sezione mista (negativo)</b>	$M_{T,heat}$	-2349,6 kNm

<b>Azioni equivalenti per termica differenziale negativa</b>		
Forza di trazione sulla soletta	$N_{T,cool}$	4844,56 kN
<b>Forza di compressione sulla sezione mista</b>	<b><math>N_{T,cool}</math></b>	<b>-4844,56 kN</b>
<b>Momento flettente sulla sezione mista (positivo)</b>	<b><math>M_{T,cool}</math></b>	<b>2349,6 kNm</b>

La variazione termica differenziale è schematizzata mediante azioni statiche equivalenti agenti sulle sezioni di testata, alla stregua del ritiro.

#### 4.5 AZIONE DEL VENTO (q5)

<b>CAMPATA 35.0 m - Azione del vento (q5) - Fase 3</b>		
<b>Vento in dir. trasversale (dir. y)</b>		
Velocità di riferimento del vento	$v_b$	27 m/s
Distanza suolo - intradosso impalcato	$z$	5,5 m
Pressione del vento	$q_b$	45,56 daN/m <sup>2</sup>
Altezza dell'impalcato (esclusi parapetti)	$d$	2,25 m
Altezza parapetti o barriere	$d_1$	0,3 m
Parapetti o barriere presenti su entrambi i lati		SI
Altezza dei carichi transitanti sul ponte	$d_2$	3,0 m
Altezza di riferimento	$z_e$	10,625 m
Coefficiente di esposizione (Cat. esposizione II)	$C_e(z_e)$	2,391
Coeff. di forza per vento in dir. trasversale	$C_{f,y}$	1,3
Pressione del vento	$p_v$	141,6 daN/m <sup>2</sup>
Area di riferimento a ponte scarico	$A_{ref,y}$	2,85 m
Forza del vento in dir. trasversale a ponte scarico	$F_{w,y}$	403,6 daN/m
Eccentricità verticale a ponte scarico da appoggio trave	$e_z$	1,275 m
Area di riferimento a ponte carico	$A'_{ref,y}$	5,25 m
Forza del vento in dir. trasversale a ponte carico	$F'_{w,y}$	743,5 daN/m
Eccentricità verticale a ponte carico da appoggio trave	$e'_z$	2,625 m
Interasse travi (in direzione parallela al traverso)	$\Delta$	3,6 m
Numero di travi	$n_{travi}$	3
<b>Carico su trave di riva per vento in dir. trasv. a ponte carico</b>	<b><math>q'_{w,y}</math></b>	<b>271,1 daN/m</b>
<b>Vento in dir. longitudinale (dir. x)</b>		
<i>La forza del vento in dir. x, ovvero in direzione parallela all'asse longitudinale del ponte, può essere assunta pari al 25% della forza del vento in direzione Y.</i>		
<i>Le forze agenti in direzione X e Y si considerano non simultanee.</i>		

Forza del vento in dir. longitudinale a ponte scarico	$F_{w,x}$	100,9 kg/m
Forza del vento in dir. longitudinale a ponte carico	$F'_{w,x}$	185,9 kg/m
<b>Vento in dir. verticale (dir. z)</b>		
<i>La forza del vento in dir. Z può agire verso il basso o verso alto (sollevamento impalcato). Tale forza può agire simultaneamente a quelle nelle altre direzioni.</i>		
Coefficiente di forza per vento in dir. verticale	$C_{f,z}$	0,9
Larghezza impalcato	b	12 m
Forza del vento in dir. verticale	$F_{w,z}$	1176,5 daN/m
Eccentricità orizzontale rispetto asse impalcato	$e=b/4$	3 m
<b>Carico su trave di riva per vento in dir. verticale</b>	<b><math>q_{w,z}</math></b>	<b>882,4 daN/m</b>
<b>Carico verticale distribuito su trave di riva</b>		
<b>Carico totale da vento su trave di riva</b>	<b><math>q_{w,tot}</math></b>	<b>1153,5 daN/m</b>

<b>CAMPATA 50.0 m - Azione del vento (q5) - Fase 3</b>		
<b>Vento in dir. trasversale (dir. y)</b>		
Velocità di riferimento del vento	$v_b$	27 m/s
Distanza suolo - intradosso impalcato	z	5,5 m
Pressione del vento	$q_b$	45,56 daN/m <sup>2</sup>
Altezza dell'impalcato (esclusi parapetti)	d	3 m
Altezza parapetti o barriere	$d_1$	0,3 m
Parapetti o barriere presenti su entrambi i lati		SI
Altezza dei carichi transitanti sul ponte	$d_2$	3,0 m
Altezza di riferimento	$z_e$	11,000 m
Coefficiente di esposizione (Cat. esposizione II)	$C_e(z_e)$	2,413
Coeff. di forza per vento in dir. trasversale	$C_{f,y}$	1,3
Pressione del vento	$p_v$	142,9 daN/m <sup>2</sup>
Area di riferimento a ponte scarico	$A_{ref,y}$	3,6 m
Forza del vento in dir. trasversale a ponte scarico	$F_{w,y}$	514,6 daN/m
Eccentricità verticale a ponte scarico da appoggio trave	$e_z$	1,65 m
Area di riferimento a ponte carico	$A'_{ref,y}$	6 m
Forza del vento in dir. trasversale a ponte carico	$F'_{w,y}$	857,6 daN/m
Eccentricità verticale a ponte carico da appoggio trave	$e'_z$	3 m
Interasse travi (in direzione parallela al traverso)	$\Delta$	3,6 m
Numero di travi	$n_{travi}$	3

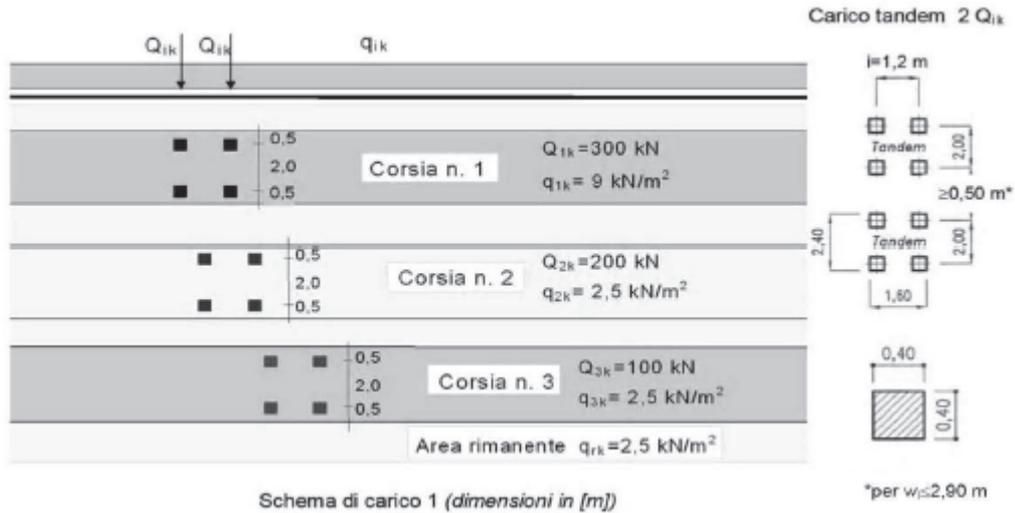
<b>Carico su trave di riva per vento in dir. trasv. a ponte carico</b>	<b><math>q'_{w,y}</math></b>	<b>357,3 daN/m</b>
<b><i>Vento in dir. longitudinale (dir. x)</i></b>		
<i>La forza del vento in dir. x, ovvero in direzione parallela all'asse longitudinale del ponte, può essere assunta pari al 25% della forza del vento in direzione Y.</i>		
<i>Le forze agenti in direzione X e Y si considerano non simultanee.</i>		
Forza del vento in dir. longitudinale a ponte scarico	$F_{w,x}$	128,6 kg/m
Forza del vento in dir. longitudinale a ponte carico	$F'_{w,x}$	214,4 kg/m
<b><i>Vento in dir. verticale (dir. z)</i></b>		
<i>La forza del vento in dir. Z può agire verso il basso o verso alto (sollevamento impalcato).</i>		
<i>Tale forza può agire simultaneamente a quelle nelle altre direzioni.</i>		
Coefficiente di forza per vento in dir. verticale	$C_{f,z}$	0,9
Larghezza impalcato	b	12 m
Forza del vento in dir. verticale	$F_{w,z}$	1187,5 daN/m
Eccentricità orizzontale rispetto asse impalcato	$e=b/4$	3 m
<b>Carico su trave di riva per vento in dir. verticale</b>	<b><math>q_{w,z}</math></b>	<b>890,6 daN/m</b>
<b><i>Carico verticale distribuito su trave di riva</i></b>		
<b>Carico totale da vento su trave di riva</b>	<b><math>q_{w,tot}</math></b>	<b>1247,9 daN/m</b>

Gli effetti torcenti dovuti al vento sia verticale che trasversale si traducono in un carico verticale sulle travi di bordo, come sopra calcolato.

#### 4.6 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO (q1)

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura e tabella seguenti, estratte dalle NTC:



Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{1k}$  e  $q_{1k}$  per le diverse corsie

Posizione	Carico asse $Q_{1k}$ [kN]	$q_{1k}$ [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

Tutti i carichi descritti s'intendono comprensivi degli effetti dinamici.

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

Di seguito si riporta il calcolo dei carichi da traffico agenti sulla trave di riva (trave più sollecitata) per la sezione di impalcato in corrispondenza della Pila P3, ottenuto sulla base di una ripartizione trasversale alla Courbon (travi collegate tra loro da infiniti traversi infinitamente rigidi):

Carichi da traffico (q1) - Fase 3		
Larghezza carreggiata	w	10,5 m
Numero corsie convenzionali	$n_{cors}$	3
Larghezza corsia convenzionale	$w_1$	3 m
Larghezza zona rimanente	$w_r$	1,5 m

Larghezza marciapiede	$w_{\text{marc}}$	0 m
Numero di travi	$n_{\text{travi}}$	3
Interasse travi	$\Delta$	3,6 m
Distanza trave 1 da asse ponte (trave di riva sx)	$d_1$	3,6 m
Distanza trave 2 da asse ponte	$d_2$	0 m
Distanza trave 3 da asse ponte	$d_3$	-3,6 m
Distanza trave 4 da asse ponte	$d_4$	m
Distanza trave 5 da asse ponte	$d_5$	m
Distanza asse marciapiede sx da asse ponte	$e_{\text{marc}}$	m
Distanza asse Corsia 1 da asse ponte	$e_1$	3,75 m
Distanza asse Corsia 2 da asse ponte	$e_2$	0,75 m
Distanza asse Corsia 3 da asse ponte	$e_3$	-2,25 m
Distanza asse Corsia 4 da asse ponte	$e_4$	m
Distanza zona rimanente da asse ponte	$e_r$	-4,5 m
Coeff. di ripartizione trave di riva - marciapiede sx	$k_{1,\text{marc}}$	0,0000
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 1	$k_{1,1}$	0,8542
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 2	$k_{1,2}$	0,4375
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 3	$k_{1,3}$	0,0208
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 4	$k_{1,4}$	0,0000
Coeff. di ripartizione trave di riva - zona rimanente	$k_{1,r}$	-0,2917
Carico marciapiede	$q_{\text{marc}}$	0,000 kN/m
Carico asse Corsia 1	$Q_{1k}$	300 kN
Carico distribuito Corsia 1	$q_{1k}$	27 kN/m
Carico asse Corsia 2	$Q_{2k}$	200 kN
Carico distribuito Corsia 2	$q_{2k}$	7,5 kN/m
Carico asse Corsia 3	$Q_{3k}$	100 kN
Carico distribuito Corsia 3	$q_{3k}$	7,5 kN/m
Carico asse Corsia 4	$Q_{4k}$	0 kN
Carico distribuito Corsia 4	$q_{4k}$	0 kN/m
Carico distribuito zona rimanente	$q_{rk}$	0 kN/m
Numero di corsie caricate	$n_{\text{cors,eff}}$	3
<b>Carico asse su trave di riva</b>	<b><math>Q_k</math></b>	<b>345,8 kN</b>
<b>Carico distribuito su trave di riva</b>	<b><math>q_k</math></b>	<b>26,5 kN/m</b>

#### 4.7 FRENATURA (q3)

La lunghezza di una colonna di carico è pari a quella esistente tra gli opposti giunti, e vale, con riferimento alle luci in asse impalcato:

$$L = 370.0 \text{ m}$$

La forza complessiva di frenatura generata dalla colonna frenante vale, pertanto:

Azione di frenamento (q3) - Fase 3		
Larghezza della corsia	w <sub>1</sub>	3 m
Lunghezza della zona caricata	L	370 m
<b>Forza di frenamento</b>	<b>q<sub>3</sub></b>	<b>900 kN</b>

#### 4.8 AZIONE CENTRIFUGA (q4)

Nei tratti non rettilinei è stata considerata una forza centrifuga così calcolata:

Azione centrifuga (q4) - Fase 3		
Carico totale dovuto agli assi tandem	Q <sub>v</sub>	1200 kN
Raggio di curvatura	R	450 m
<b>Forza centrifuga</b>	<b>q<sub>4</sub></b>	<b>106,7 kN</b>

Nel caso di impalcato in curva realizzati con una serie di conci rettilinei che approssimano l'arco teorico, se il raggio di curvatura è sufficientemente ampio (generalmente  $l/r \leq 0.05$ , con  $l$  = lunghezza del concio) gli effetti della curvatura orizzontale dell'impalcato sullo stato di sollecitazione della trave risultano trascurabili:

$$l = 12.0\text{m (lunghezza massima singolo concio)}$$

$$r = 450.0\text{m (raggio di curvatura)}$$

$$l/r = 12/450 = 0.027 < 0.05$$

#### 4.9 URTO DI VEICOLI IN SVIO (q8)

Le azioni q8 hanno per lo più effetto su elementi strutturali locali.

In assenza di specifiche prescrizioni, si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo, ed è diretta verso l'esterno dell'impalcato. Tale forza si considera agente su una linea lunga 0.5 m.

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

#### 4.10 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (q9)

Tali forze agiscono orizzontalmente con un'intensità proporzionale alla rigidità degli appoggi.

#### 4.11 AZIONI SISMICHE (E)

##### 4.11.1 Parametri azione sismica

L'azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni", nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale VN dell'opera strutturale è assunta pari a 50 anni, la classe d'uso è la III, da cui deriva un coefficiente d'uso CU=1.5.

L'azione sismica è valutata in relazione ad un periodo di riferimento  $VR = VN \cdot CU = 75$  anni.

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

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito

$F_0$  coefficiente di amplificazione spettrale massima

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

Il sottosuolo rientra nella categoria C.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale normalizzata, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  sul sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove

$S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;

$T$  è il periodo di vibrazione;

$S$  è il coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche,  $S = SS \cdot ST$ ;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro per coefficienti di smorzamento convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%,  
 $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$ ;

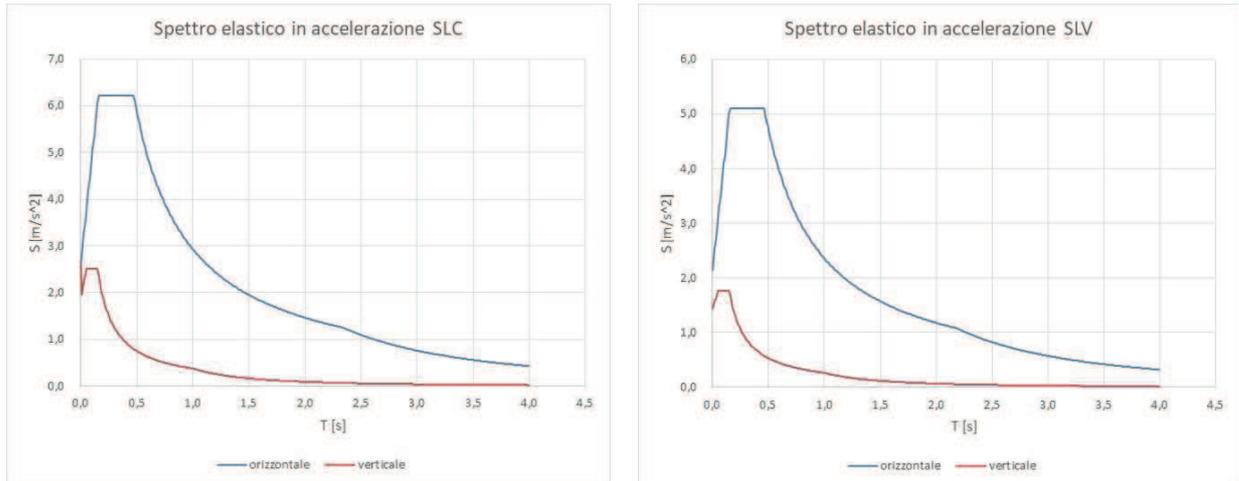
$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro,

$T_C = CC \cdot T_C^*$ , con  $CC$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

TB è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,  $TB = TC/3$ ;

TD è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,  $TD = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$ .

Di seguito si riportano gli spettri elastici utilizzati nell'analisi.



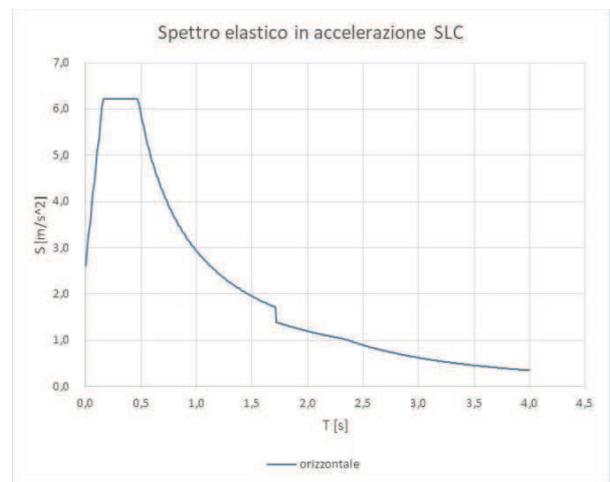
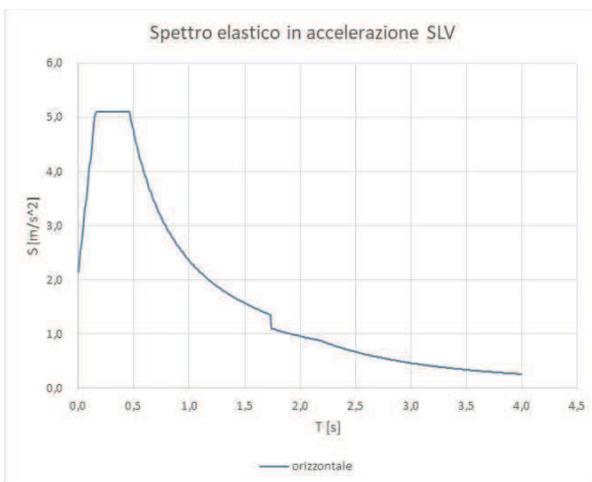
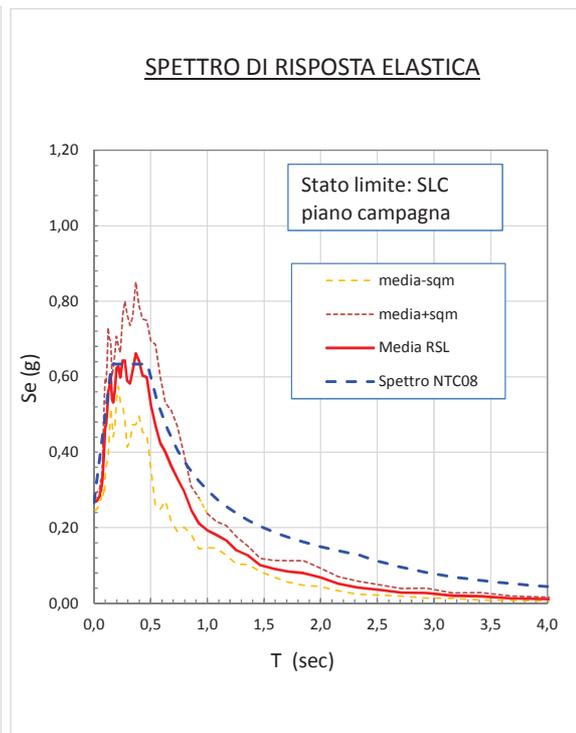
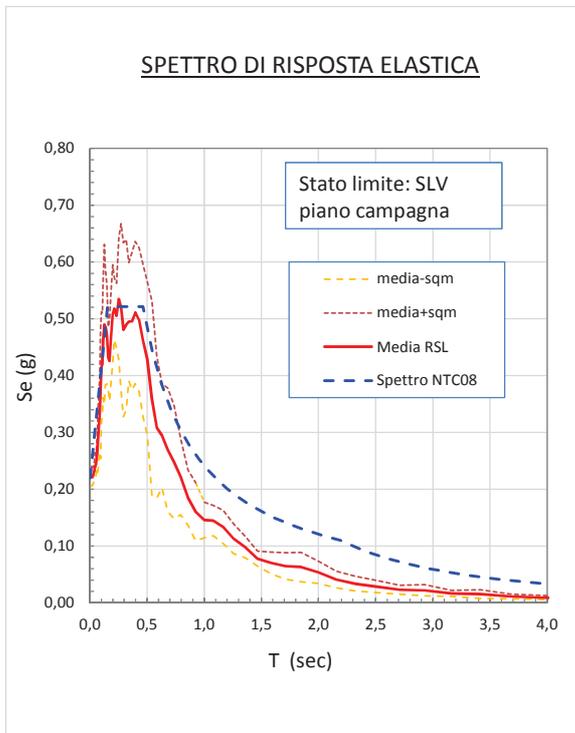
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,051	2,559	0,250
SLD	75	0,061	2,585	0,266
SLV	712	0,147	2,376	0,294
SLC	1462	0,185	2,387	0,303

Come meglio esplicitato nella relazione geotecnica, sono stati ricavati spettri mediante studi di risposta sismica locale.

Dal confronto tra spettri di normativa e spettri ottenuti mediante analisi sismica locale, sono derivate le seguenti valutazioni e assunzioni:

- poiché nell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame – all'incirca pari a 2 sec – lo spettro medio ricavato da analisi sismica locale presenta uno scarto in difetto superiore al 10%, si è stabilito, a vantaggio di sicurezza, di utilizzare le ordinate dello spettro di normativa;
- per valori di periodo bassi < 0.5 sec, in cui lo spettro ricavato da risposta sismica locale ha invece uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di normativa, si è deciso di utilizzare lo spettro di normativa, poiché l'analisi modale della struttura ha evidenziato che la massa partecipata associata a tali periodi è di fatto trascurabile.

Pertanto, sulla base di quanto detto sopra, per la definizione dell'azione sismica sono stati utilizzati gli spettri elastici di normativa, ridotti per tutto il campo di periodi  $T \geq 0.8 T_{isol}$ , assumendo come coefficiente riduttivo  $\eta$  lo smorzamento dovuto agli isolatori, pari al 10% (punto 7.10.5.3.2 delle NTC18).



#### 4.11.2 Risultati analisi modale

Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi modale.

I modi considerati sono 70; le masse associate all'analisi modale sono costituite dal peso proprio dell'impalcato metallico e delle sottostrutture, dalla soletta in c.a. e dai carichi permanenti portati, in accordo con quanto prescritto dalla normativa.

Si riportano, nella seguente tabella, per i primi 36 modi di vibrare, i valori dei periodi e delle frequenze.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	3.136811	0.499239	2.003049	0.0000e+000		
	2	3.168637	0.504304	1.982930	0.0000e+000		
	3	3.493226	0.555964	1.798677	0.0000e+000		
	4	6.141280	0.977415	1.023107	0.0000e+000		
	5	12.113353	1.927900	0.518699	0.0000e+000		
	6	18.418746	2.931434	0.341130	1.3601e-198		
	7	19.092323	3.038638	0.329095	1.9075e-195		
	8	19.775021	3.147292	0.317733	1.0803e-191		
	9	22.051892	3.509668	0.284927	3.3059e-183		
	10	24.125325	3.839665	0.260439	1.8744e-176		
	11	24.989861	3.977260	0.251429	3.3491e-173		
	12	25.754608	4.098973	0.243964	7.6608e-171		
	13	28.268596	4.499087	0.222267	1.9939e-164		
	14	31.476736	5.009678	0.199614	8.0355e-155		
	15	31.572868	5.024978	0.199006	5.7443e-155		
	16	34.271381	5.454460	0.183336	2.2985e-149		
	17	35.652683	5.674301	0.176233	1.3188e-145		
	18	37.326146	5.940641	0.168332	1.5298e-142		
	19	38.190920	6.078274	0.164520	2.7199e-141		
	20	40.663062	6.471727	0.154518	1.2441e-137		
	21	42.664246	6.790226	0.147271	9.8706e-133		
	22	44.193935	7.033683	0.142173	1.4591e-131		
	23	45.170069	7.189040	0.139101	1.7230e-129		
	24	45.961419	7.314987	0.136706	2.9941e-128		
	25	46.639401	7.422891	0.134718	1.0454e-127		
	26	47.554639	7.568556	0.132126	5.1539e-127		
	27	64.665548	10.291842	0.097164	6.1450e-111		
	28	67.408420	10.728383	0.093211	4.0645e-107		
	29	70.501162	11.220608	0.089122	3.4953e-103		
	30	70.777755	11.264630	0.088773	7.8583e-103		
	31	73.630252	11.718618	0.085334	6.1486e-101		
	32	75.964689	12.090156	0.082712	3.8548e-099		
	33	77.510505	12.336180	0.081062	9.8844e-098		
	34	78.265009	12.456263	0.080281	1.2820e-097		
	35	93.125438	14.821374	0.067470	3.3570e-086		
	36	94.889844	15.102188	0.066216	5.2824e-078		

Si riportano nella seguente tabella, per i primi 36 modi di vibrare, le percentuali di massa eccitata nelle tre direzioni ortogonali.

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)										
	1	0.29	0.29	88.15	88.15	0.00	0.00	0.46	0.46	0.00	0.00	0.02	0.02
	2	88.69	88.98	0.29	88.44	0.00	0.00	0.00	0.46	0.00	0.00	0.05	0.06
	3	0.04	89.03	0.02	88.46	0.00	0.00	0.00	0.46	0.00	0.00	90.23	90.30
	4	0.00	89.03	0.57	89.02	0.00	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00	90.30
	5	0.00	89.03	0.00	89.02	0.00	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.06	90.35
	6	0.00	89.03	0.00	89.02	0.01	0.01	0.28	0.75	0.39	0.39	0.00	90.35
	7	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	0.01	0.00	0.75	0.00	0.39	0.00	90.35
	8	0.00	89.03	0.00	89.03	0.61	0.62	0.32	1.07	0.02	0.40	0.00	90.35
	9	0.00	89.03	0.00	89.03	0.01	0.63	1.18	2.25	2.55	2.95	0.00	90.35
	10	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	0.63	0.00	2.25	0.00	2.95	0.00	90.35
	11	0.00	89.03	0.00	89.03	2.23	2.86	0.13	2.38	0.01	2.96	0.00	90.35
	12	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	2.86	0.00	2.38	0.00	2.96	0.00	90.36
	13	0.00	89.03	0.00	89.03	0.01	2.87	0.48	2.86	9.04	12.00	0.00	90.36
	14	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	2.87	0.00	2.86	0.00	12.00	0.00	90.36
	15	0.00	89.03	0.00	89.03	13.95	16.82	2.85	5.71	0.07	12.08	0.00	90.36
	16	0.00	89.03	0.00	89.03	0.11	16.93	0.08	5.79	0.43	12.51	0.00	90.36
	17	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	16.93	0.00	5.79	0.00	12.51	0.00	90.36
	18	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	16.93	0.00	5.79	0.00	12.51	0.00	90.36
	19	0.00	89.03	0.00	89.03	43.97	60.90	3.90	9.69	0.00	12.51	0.00	90.36
	20	0.00	89.03	0.00	89.03	0.01	60.91	3.64	13.34	26.26	38.77	0.00	90.36
	21	0.00	89.03	0.00	89.03	5.26	66.17	1.48	14.81	0.00	38.78	0.00	90.36
	22	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	66.17	5.93	20.74	8.09	46.87	0.00	90.36
	23	0.00	89.03	0.00	89.03	1.93	68.10	2.87	23.61	0.17	47.03	0.00	90.36
	24	0.00	89.03	0.00	89.03	2.20	70.30	14.94	38.56	6.84	53.87	0.00	90.36
	25	0.00	89.03	0.00	89.03	3.62	73.91	0.79	39.35	8.61	62.48	0.00	90.36
	26	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	27	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	28	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	29	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	30	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	31	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	32	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	33	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	34	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	35	0.00	89.03	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36
	36	1.73	90.76	0.00	89.03	0.00	73.91	0.00	39.35	0.00	62.48	0.00	90.36

Si riportano di seguito le deformate modali della struttura nei primi modi di vibrare.

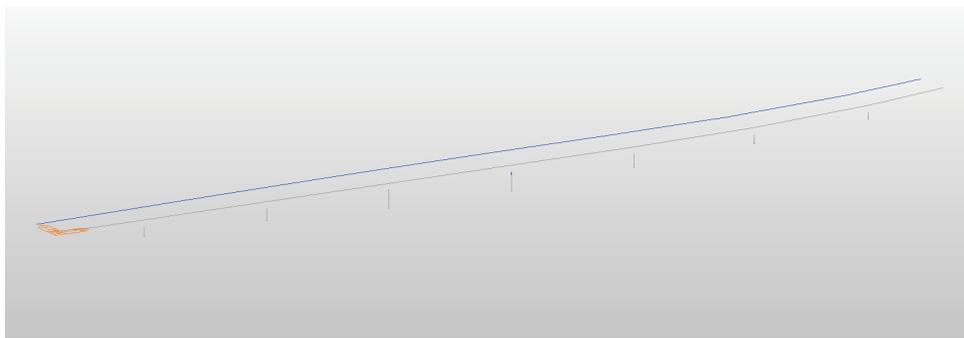
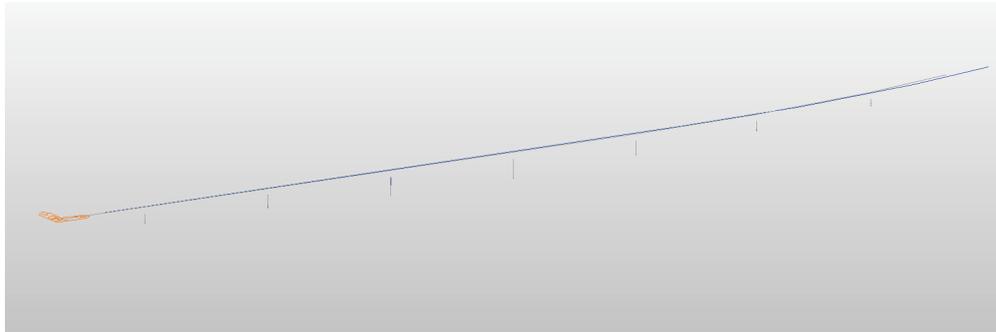
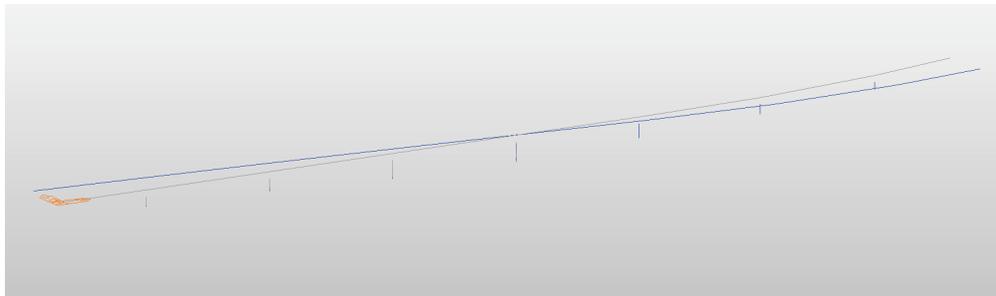


Figura 10: Deformata modale modo n°1



*Figura 11: Deformata modale modo n°2*



*Figura 12: Deformata modale modo n°3*

#### 4.12 COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico di cui ai paragrafi precedenti sono state combinate secondo quanto indicato dalle norme tecniche sulle costruzioni NTC2018:

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

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

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

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

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti  $\psi$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

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

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

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

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

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

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

#### 4.12.1 Impalcato

Si riportano di seguito le combinazioni di carico allo SLU utilizzate ai fini del calcolo dell'impalcato.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	No	NonLin Static	fase1 - carp met	1,35
SLU1			NonLin Static	fase1 - soletta	1,35
SLU1			NonLin Static	fase2 - ritiro	1,2
SLU1			NonLin Static	fase2 - perm	1,5
SLU1			Moving Load	q1 mobili tandem	1,35
SLU1			Moving Load	q1 mobili distrib	1,35
SLU1			Linear Static	qw vento	0,9
SLU1			Linear Static	q7 term diff neg	0,9
SLU2	Linear Add	No	NonLin Static	fase1 - carp met	1,35
SLU2			NonLin Static	fase1 - soletta	1,35
SLU2			NonLin Static	fase2 - ritiro	0
SLU2			NonLin Static	fase2 - perm	1,5
SLU2			Moving Load	q1 mobili tandem	1,35
SLU2			Moving Load	q1 mobili distrib	1,35
SLU2			Linear Static	qw vento	0,9

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

---

SLU2			Linear Static	q7 term diff pos	0,9
SLU3	Linear Add	No	NonLin Static	fase1 - carp met	1,35
SLU3			NonLin Static	fase1 - soletta	1,35
SLU3			NonLin Static	fase2 - perm	1,5
SLU3			Moving Load	q1 mobili tandem	1,35
SLU3			Moving Load	q1 mobili distrib	1,35
SLU3			Linear Static	qw vento	0,9
fase2+3_1	Linear Add	No	NonLin Static	fase2 - ritiro	1
fase2+3_1			NonLin Static	fase2 - perm	1
fase2+3_1			Moving Load	q1 mobili tandem	1
fase2+3_1			Moving Load	q1 mobili distrib	1
fase2+3_1			Linear Static	qw vento	0,6
fase2+3_1			Linear Static	q7 term diff neg	0,6
fase2+3_2	Linear Add	No	NonLin Static	fase2 - ritiro	0
fase2+3_2			NonLin Static	fase2 - perm	1
fase2+3_2			Moving Load	q1 mobili tandem	1
fase2+3_2			Moving Load	q1 mobili distrib	1
fase2+3_2			Linear Static	qw vento	0,6
fase2+3_2			Linear Static	q7 term diff pos	0,6
fase2+3_3	Linear Add	No	NonLin Static	fase2 - perm	1
fase2+3_3			Moving Load	q1 mobili tandem	1
fase2+3_3			Moving Load	q1 mobili distrib	1
fase2+3_3			Linear Static	qw vento	0,6

Le combinazioni "fase2+3" sono utilizzate ai fini del dimensionamento dei connettori trave-soletta.

#### **4.12.2 Sottostrutture**

##### **Pile**

Le combinazioni utilizzate per le verifiche allo stato limite di esercizio (deformazioni, controllo tensionale e fessurazione) sono le seguenti:

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

COND	SLE_COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)								SLE_FREQUENTE E QUASI PERMANENTE			
	SLE_R_P	SLE_T	SLE_VL	SLE_R_VS	SLE_R_VC	SLE_R_1	SLE_R_2a	SLE_R_2b	SLE_F_P	SLE_F_VS	SLE_F_VC	SLE_F_1
G1-PESO ACCIAIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-PESO SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-PESO PILE E SPALLE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-CARICHI PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA UNIFORME/DIFF		1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60		0.50	0.50	0.50
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1-MOBILI-Val. caratteristici						1.00						
Q1-MOBILI-Val. frequenti					1.00		1.00	1.00				1.00
Q3-FRENATURA							1.00					
Q4-CENTRIFUGA								1.00				
Q5-VENTO Impalcato scarico				1.00						0.20		
Q5-VENTO Impalcato carico					1.00	0.60	0.60	0.60			0.20	
Q5-VENTO Longitudinale		0.60	1.00									
Q6-SISMA dir. Longitudinale												
Q6-SISMA dir. Trasversale												
Q6-SISMA dir. Verticale												

Le combinazioni utilizzate per le verifiche allo stato limite ultimo (Controllo di resistenza allo SLU) sono le seguenti:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) sfavorevole													
	Nmax Q1							Mmax Q1					
	SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q1 Nmax	SLU-Q1 Max	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	
G1 - permanenti	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
G1 pila/pulvino	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
G2 - portati	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
E2 - ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
E4 - Termica	0	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Q1 - mobili tandem Nmax	0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL Nmax	0	0	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili tandem Mmax	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Q1 - mobili UDL Mmax	0	0	0	0	0	0	0	1,35	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
Q3 - frenatura	0	0	0	0	1,35	0,00	0	0	0	0	1,35	0,00	0
Q4 - centrifuga	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,35	0
Q5 - vento	0	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90
Q6 SLV -L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) favorevole														
Nmax Q1								Mmax Q1						
SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q4	SLU-Q1 Nmax	SLU-Q1 Max	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4		
G1 - permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G1 pila/pulvino	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2 - portati	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E2 - ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
E4 - Termica	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Q1 - mobili tandem Nmax	0,00	1,01	1,01	0,00	1,01	1,01	0,00	1,35	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL Nmax	0,00	0,54	0,54	0,00	0,54	0,54	0,00	1,35	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili tandem Mmax	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Q1 - mobili UDL Mmax	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
Q3 - frenatura	0	0	0	1,35	1,35	0,00	0,00	0	0	0	0	1,35	0,00	0,00
Q4 - centrifuga	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0,00	0,00
Q5 - vento	-1,50	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90
Q6 SLV -L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	sismica orizzontale														sismica verticale											
	SLV-L+	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-V																	
G1 - permanenti	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1 pila/pulvino	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 - portati	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E2 - ritiro	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E4 - Termica	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Q1 - mobili tandem <i>Nmax</i>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL <i>Nmax</i>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili tandem <i>Mmax</i>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL <i>Mmax</i>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q3 - frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q4 - centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5 - vento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -L	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3
Q6 SLV -T	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3
Q6 SLV -V	0,3	-0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

Spalle

STATO LIMITE ULTIMO	A1-M1											SL	ST		
	SLU - A1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			11	
peso proprio spalla	<b>g1</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
peso proprio terreno di rinterro	<b>g2</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
sovraccarichi permanenti su spalla	<b>g3</b>	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,5	0	0	1	1
spinte terreno di rinterro	<b>g4</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
spinta sovraccarichi permanenti	<b>g5</b>	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0	1,5	1,5	1	1
sovraccarichi variabili su spalla	<b>q1</b>	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
spinta sovraccarichi variabili	<b>q2</b>	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0
carichi permanenti strutturali su impalcato	<b>r1</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
carichi permanenti portati su impalcato	<b>r2</b>	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	0	1,5	1,5	1	1
attrito dei vincoli	<b>r3</b>	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e MT	<b>r4</b>	0	0,83	0,00	0,83	0,83	0,00	1,35	0,00	1	1,35	0,83	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max ML	<b>r5</b>	0	0	0,82	0,00	0,00	0,82	0,00	1,35	0	0,00	0,00	0	0	0
frenatura / accelerazione	<b>f</b>	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0
vento trasversale	<b>w</b>	0	0,9	0,9	0,9	1,5	1,5	0,9	0,9	0	0,9	0,9	0	0	0
sisma longitudinale	<b>eL</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3
sisma trasversale	<b>eT</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1

## 5 MODELLO NUMERICO IMPALCATO

Si analizza la trave maggiormente sollecitata dell'impalcato (trave di bordo) con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "Csi Bridge v19.2.1" della *Computer and Structures Inc.*

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a più campate ad asse rettilineo.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi, ed al vento.

La trave è discretizzata in conci che ricalcano la variabilità geometrica delle travi metalliche e della soletta collaborante.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dai pesi propri strutturali (**Fase 1**);

Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 18. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata e dal ritiro (**Fase 2**);

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 6. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata (**Fase 3**).

Nel calcolo delle sollecitazioni, nei modelli 2 e 3 si tiene conto della fessurazione della soletta trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato di ogni appoggio intermedio.

Si tiene conto del contributo offerto dalle armature longitudinali della soletta, se continue nella zona fessurata.

Di seguito si riporta una vista del modello piano utilizzato per l'analisi della trave continua.

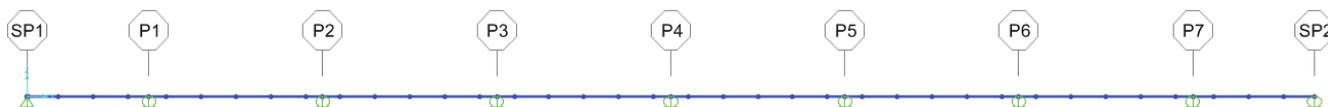


Figura 13: Vista del modello piano della trave

### 5.1 DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E DEI CONCI

Per brevità, si riporta di seguito in forma tabellare la definizione delle caratteristiche geometriche dei conci di trave della sola Campata 2, ovvero quella compresa tra la Pila P1 e la Pila P2.

<b>Schema impalcato / Sezione di calcolo</b>																					
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
Campata (da spalla SP1)			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Appoggio (sottostruttura)			P1																		P2
Luce campata	L	cm	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
Concio			C04B	C04B	C05	C05	C05	C05	C05	C06	C06	C07	C07	C08	C08	C08	C08	C08	C08	C09A	C09A
Lunghezza concio	L <sub>concio</sub>	cm	500	500	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	500	500
Parte (1, 1, 2, 3, J)			I	J	I	1	2	3	J	I	J	I	J	I	1	2	3	J	I	J	
Ascissa sezione di calcolo	x	cm	0	500	500	750	750	1250	1500	1500	2500	2500	3500	3500	4250	4250	4250	4500	4500	5000	5000
Progressiva da inizio viadotto		cm	3500	4000	4000	4250	4250	4750	5000	5000	6000	6000	7000	7000	7250	7750	7750	8000	8000	8500	8500
Posizione relativa rispetto alla campata	x/L		0,00	0,10	0,10	0,15	0,15	0,25	0,30	0,30	0,50	0,50	0,70	0,70	0,75	0,85	0,85	0,90	0,90	1,00	1,00
Posizione (AE = appoggio estremità; AI = appoggio interno; CE = campata esterna; CI = campata interna)			AI	AI	AI	AI	AI	CI	CI	CI	CI	CI	CI	CI	CI	AI	AI	AI	AI	AI	AI
Luce campata sx per AI	L <sub>SX</sub>	cm	3500	3500	3500	3500	3500									5000	5000	5000	5000	5000	
Luce campata dx per AI	L <sub>DX</sub>	cm	5000	5000	5000	5000	5000									5000	5000	5000	5000	5000	
Luce equivalente	L <sub>e</sub>	cm	2125	2125	2125	2125	2125	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	2500	2500	2500	2500	2500	
Interasse travi	i	cm	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	
Sbalzo soletta	s	cm	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			F	F	F	F	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	F	F	F	F	
Posizione trave (E = esterna; I = interna)			E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	
<b>Geometria trave metallica</b>																					
Concio			C04B	C04B	C05	C05	C05	C05	C05	C06	C06	C07	C07	C08	C08	C08	C08	C08	C09A	C09A	
Posizione relativa rispetto alla campata	x/L		0 L	0,1 L	0,1 L	0,15 L	0,15 L	0,25 L	0,3 L	0,3 L	0,5 L	0,5 L	0,7 L	0,7 L	0,75 L	0,85 L	0,85 L	0,9 L	0,9 L	1 L	
Altezza trave	h <sub>t</sub>	mm	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	
Larghezza piattabanda superiore	b <sub>s</sub>	mm	900	900	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	900	900	
Spessore piattabanda superiore	t <sub>s</sub>	mm	40	40	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	40	40	
Interasse tra le piattabande sup. travi esterne	i <sub>s</sub>	mm	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	
Larghezza raddoppio piattabanda sup.	b <sub>r,s</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Spessore raddoppio piattabanda sup.	t <sub>r,s</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Altezza anima	h <sub>w</sub>	mm	2415	2415	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2415	2415	
Spessore anima	t <sub>w</sub>	mm	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
Spessore minimo anima (CNR 10016)	t <sub>w,min</sub>	mm	8,0	8,0	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	8,0	8,0		
Spessore massimo anima (CNR 10016)	t <sub>w,max</sub>	mm	40,0	40,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	40,0	40,0		
Angolo inclinazione anima	α <sub>w</sub>	°	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Altezza anima inclinata	h' <sub>w</sub>	mm	2415	2415	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2415	2415		
Larghezza piattabanda inferiore	b <sub>i</sub>	mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000		
Spessore piattabanda inferiore	t <sub>i</sub>	mm	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45		
Interasse tra le piattabande inf. travi esterne	i <sub>i</sub>	mm	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200		
Larghezza raddoppio piattabanda inf.	b <sub>r,i</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Spessore raddoppio piattabanda inf.	t <sub>r,i</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

<b>Schema impalcato / Sezione di calcolo</b>																				
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
Campata (da spalla SP1)			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Appoggio (sottostruttura)			P1																	P2
Luce campata	L	cm	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000
Concio			C04B	C04B	C05	C05	C05	C05	C05	C06	C06	C07	C07	C08	C08	C08	C08	C08	C09A	C09A
Lunghezza concio	L <sub>condo</sub>	cm	500	500	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	500	500
Parte (1, 1, 2, 3, J)			I	J	I	1	2	3	J	I	J	I	J	I	1	2	3	J	I	J
<b>Geometria soletta cls</b>																				
Distanza tra gli assi dei connettori	b <sub>0</sub>	mm	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Semi-larghezza efficace soletta	b <sub>e1</sub>	mm	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200
	b <sub>e2</sub>	mm	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
Coeff. riduttivi larghezza collab. soletta per AE	β <sub>1</sub>		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	β <sub>2</sub>		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
<b>Larghezza efficace soletta</b>	<b>b<sub>eff</sub></b>	<b>mm</b>	<b>4200</b>																	
Spessore totale soletta	h <sub>sol</sub>	mm	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Spessore lastre prefabbricate (predalles)	h <sub>pred</sub>	mm	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Spessore soletta gettata in opera	h <sub>getto</sub>	mm	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230
Altezza soletta di calcolo	h <sub>sol,eff</sub>	mm	0	0	0	0	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	0	0	0
Larghezza raccordo	b <sub>racc</sub>	mm	800	800	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	800
Altezza raccordo	h <sub>racc</sub>	mm	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Altezza raccordo di calcolo	h <sub>racc,eff</sub>	mm	0	0	0	0	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	0	0	0
Altezza complessiva trave composta	H	mm	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
Diametro armatura superiore soletta	Φ <sub>s</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Passo armatura superiore soletta	p <sub>s</sub>	mm	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Barre armatura superiore in larghezza collab.	n <sub>s</sub>		21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Area armatura superiore	A <sub>ss</sub>	mm <sup>2</sup>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Copriferro arm. sup. (da estradosso soletta)	c <sub>s</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Diametro armatura inferiore soletta	Φ <sub>i</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Passo armatura inferiore soletta	p <sub>i</sub>	mm	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Barre armatura inferiore in larghezza collab.	n <sub>i</sub>		21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Area armatura inferiore	A <sub>si</sub>	mm <sup>2</sup>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Copriferro arm. inf. (da estradosso soletta)	c <sub>s</sub>	mm	0	0	0	0	0	0	0	60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Schema impalcato / Sezione di calcolo																						
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	
Campata (da spalla SP1)			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Appoggio (sottostruttura)			P1																	P2		
Luce campata	L	cm	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	5000	
Concio			C04B	C04B	C05	C05	C05	C05	C05	C05	C06	C06	C07	C07	C08	C08	C08	C08	C08	C09A	C09A	
Lunghezza concio			L <sub>concio</sub>	cm	500	500	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	500	500	
Parte (1, 1, 2, 3, J)			I	J	I	1	2	3	J	I	J	I	J	I	1	2	3	J	I	J		
<b>Classificazione delle sezioni</b>																						
Qualità acciaio			Classe	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	S355	
Tensione di snervamento acciaio piattab. sup.			f <sub>yk,s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	
			E <sub>s</sub>		0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	
Tensione di snervamento acciaio piattab. inf.			f <sub>yk,i</sub>	N/mm <sup>2</sup>	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	
			E <sub>i</sub>		0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	
Tensione di snervamento acciaio anima			f <sub>yk,w</sub>	N/mm <sup>2</sup>	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	
			E <sub>w</sub>		0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	
Rapporto larghezza/spessore anima			c/t <sub>w</sub>		96,60	96,60	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	97,00	96,60	96,60	
Valore limite per anima (classe 3)			124E <sub>w</sub>		100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	
Spessore equivalente piattabanda sup.			t <sub>s,eq</sub>	mm	40,00	40,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	40,00	40,00	
Spessore equivalente piattabanda inf.			t <sub>i,eq</sub>	mm	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	
Rapporto larghezza/spessore piattabanda sup.			c/t <sub>s</sub>		10,94	10,94	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	10,94	10,94	
Rapporto larghezza/spessore piattabanda inf.			c/t <sub>i</sub>		10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83	10,83
Valore limite per piattabanda sup. (classe 3)			14E <sub>s</sub>		11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	
Valore limite per piattabanda inf. (classe 3)			14E <sub>i</sub>		11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	
Classificazione sezione			Classe		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
<b>Caratt. geometriche trave metallica (Fase 1)</b>																						
Area sezione trasversale			A <sub>a</sub>	mm <sup>2</sup>	141375	141375	126625	126625	126625	126625	126625	126625	126625	126625	126625	126625	126625	126625	141375	141375		
Peso proprio trave			p	daN/m	1110	1110	994	994	994	994	994	994	994	994	994	994	994	994	1110	1110		
Momento statico rispetto intradosso trave			S <sub>a</sub>	mm <sup>3</sup>	1,659E+08	1,659E+08	1,294E+08	1,659E+08	1,659E+08													
Distanza baricentro da intradosso trave			Y <sub>GI</sub>	mm	1173,6	1173,6	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1022,2	1173,6	1173,6		
Distanza baricentro da estradosso trave			Y <sub>GS</sub>	mm	1326,4	1326,4	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1477,8	1326,4	1326,4		
Momento d'inerzia verticale			J <sub>a</sub>	mm <sup>4</sup>	1,508E+11	1,508E+11	1,230E+11	1,508E+11	1,508E+11													
Modulo di resistenza estradosso trave			W <sub>s</sub>	mm <sup>3</sup>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08													
Modulo di resistenza estradosso anima			W <sub>w,s</sub>	mm <sup>3</sup>	1,172E+08	1,172E+08	8,494E+07	1,172E+08	1,172E+08													
Modulo di resistenza intradosso anima			W <sub>w,i</sub>	mm <sup>3</sup>	1,336E+08	1,336E+08	1,259E+08	1,336E+08	1,336E+08													
Modulo di resistenza intradosso trave			W <sub>i</sub>	mm <sup>3</sup>	1,285E+08	1,285E+08	1,203E+08	1,285E+08	1,285E+08													
Area a taglio (anima trave)			A <sub>v,1</sub>	mm <sup>2</sup>	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	
Inerzia torsionale (sezione aperta)			J <sub>t,1</sub>	mm <sup>4</sup>	6,215E+07	6,215E+07	4,931E+07	6,215E+07	6,215E+07													

<b>Caratt. geometriche sezione mista (Fase 2)</b>																				
Section name		C04B-I-F2	C04B-J-F2	C05-I-F2	C05-I-F2	C05-2-F2	C05-3-F2	C05-J-F2	C06-I-F2	C06-J-F2	C07-I-F2	C07-J-F2	C08-I-F2	C08-1-F2	C08-2-F2	C08-3-F2	C08-J-F2	C09A-I-F2	C09A-J-F2	
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)		F	F	F	F	NF	F	F	F	F										
Coeff. di omogeneizzazione a lungo termine		n <sub>2</sub>	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
<b>Area sezione trasversale</b>		A <sub>l,2</sub>	141375	141375	126625	126625	182625	182625	182625	182625	182625	182625	182625	182625	182625	126625	126625	141375	141375	141375
Area omogeneizzata soletta+raccordo		A <sub>ci,2</sub>	56778	56778	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56778	56778	56778
Momento statico rispetto intradosso trave		S <sub>l,2</sub>	1,659E+08	1,659E+08	1,294E+08	1,294E+08	2,794E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,659E+08	1,659E+08									
Distanza baricentro da intradosso trave		Y <sub>ci</sub>	1173,6	1173,6	1022,2	1022,2	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1530,1	1022,2	1022,2	1173,6	1173,6
Distanza baricentro da estradosso trave		Y <sub>ci,t</sub>	1326,4	1326,4	1477,8	1477,8	969,9	969,9	969,9	969,9	969,9	969,9	969,9	969,9	969,9	969,9	1477,8	1477,8	1326,4	1326,4
Distanza baricentro da estradosso soletta		Y <sub>ci,s</sub>	1326,4	1326,4	1477,8	1477,8	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1269,9	1477,8	1477,8	1326,4	1326,4
<b>Momento d'inertzia verticale</b>		J <sub>l,2</sub>	1,508E+11	1,508E+11	1,230E+11	1,230E+11	2,298E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,508E+11	1,508E+11									
Modulo di resistenza estradosso soletta		W <sub>s,s</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,810E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08									
Modulo di resistenza intradosso soletta		W <sub>s,i</sub>	1,375E+08	1,375E+08	9,856E+07	9,856E+07	2,210E+08	9,856E+07	9,856E+07	1,375E+08	1,375E+08									
Modulo di resistenza armatura superiore		W <sub>s,s</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,810E+08	1,810E+08	1,810E+08	1,810E+08	1,900E+08	1,810E+08	1,810E+08	1,810E+08	1,810E+08	1,810E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore		W <sub>s,i</sub>	1,375E+08	1,375E+08	9,856E+07	9,856E+07	2,210E+08	2,210E+08	2,210E+08	2,210E+08	2,090E+08	2,210E+08	2,210E+08	2,210E+08	2,210E+08	2,210E+08	9,856E+07	9,856E+07	1,375E+08	1,375E+08
Modulo di resistenza estradosso anima		W <sub>w,s</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	2,370E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08									
Modulo di resistenza estradosso anima		W <sub>w,s</sub>	1,172E+08	1,172E+08	8,494E+07	8,494E+07	2,445E+08	8,494E+07	8,494E+07	1,172E+08	1,172E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima		W <sub>w,i</sub>	1,336E+08	1,336E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,547E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,336E+08	1,336E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima		W <sub>w,i</sub>	1,285E+08	1,285E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,502E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,285E+08	1,285E+08									
<b>Area a taglio (anima trave)</b>		A <sub>v,2</sub>	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500
Inertzia torsionale (sezione aperta)		J <sub>t,2</sub>	6,215E+07	6,215E+07	4,931E+07	4,931E+07	5,225E+08	4,931E+07	4,931E+07	6,215E+07	6,215E+07									
<b>Caratt. geometriche sezione mista (Fase 3)</b>																				
Section Name		C04B-I-F3	C04B-J-F3	C05-I-F3	C05-I-F3	C05-2-F3	C05-3-F3	C05-J-F3	C06-I-F3	C06-J-F3	C07-I-F3	C07-J-F3	C08-I-F3	C08-1-F3	C08-2-F3	C08-3-F3	C08-J-F3	C09A-I-F3	C09A-J-F3	
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)		F	F	F	F	NF	F	F	F	F										
Coeff. di omogeneizzazione a breve termine		n <sub>3</sub>	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
<b>Area sezione trasversale</b>		A <sub>l,3</sub>	141375	141375	126625	126625	294625	294625	294625	294625	294625	294625	294625	294625	294625	126625	126625	141375	141375	141375
Area omogeneizzata soletta+raccordo		A <sub>ci,3</sub>	170333	170333	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	170333	170333	170333
Momento statico rispetto intradosso trave		S <sub>l,3</sub>	1,659E+08	1,659E+08	1,294E+08	1,294E+08	5,795E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,659E+08	1,659E+08									
Distanza baricentro da intradosso trave		Y <sub>ci</sub>	1173,6	1173,6	1022,2	1022,2	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1966,8	1022,2	1022,2	1173,6	1173,6
Distanza baricentro da estradosso trave		Y <sub>ci,t</sub>	1326,4	1326,4	1477,8	1477,8	533,2	533,2	533,2	533,2	533,2	533,2	533,2	533,2	533,2	533,2	1477,8	1477,8	1326,4	1326,4
Distanza baricentro da estradosso soletta		Y <sub>ci,s</sub>	1326,4	1326,4	1477,8	1477,8	833,2	833,2	833,2	833,2	833,2	833,2	833,2	833,2	833,2	833,2	1477,8	1477,8	1326,4	1326,4
<b>Momento d'inertzia verticale</b>		J <sub>l,3</sub>	1,508E+11	1,508E+11	1,230E+11	1,230E+11	3,220E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,508E+11	1,508E+11									
Modulo di resistenza estradosso soletta		W <sub>s,s</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	3,864E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08									
Modulo di resistenza intradosso soletta		W <sub>s,i</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	5,338E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08									
Modulo di resistenza armatura superiore		W <sub>s,s</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	3,864E+08	3,864E+08	3,864E+08	3,864E+08	4,164E+08	3,864E+08	3,864E+08	3,864E+08	3,864E+08	3,864E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore		W <sub>s,i</sub>	1,375E+08	1,375E+08	9,856E+07	9,856E+07	5,338E+08	5,338E+08	5,338E+08	5,338E+08	4,855E+08	5,338E+08	5,338E+08	5,338E+08	5,338E+08	5,338E+08	9,856E+07	9,856E+07	1,375E+08	1,375E+08
Modulo di resistenza estradosso trave		W <sub>s</sub>	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	6,039E+08	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08									
Modulo di resistenza estradosso anima		W <sub>w,s</sub>	1,172E+08	1,172E+08	8,494E+07	8,494E+07	6,399E+08	8,494E+07	8,494E+07	1,172E+08	1,172E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima		W <sub>w,i</sub>	1,336E+08	1,336E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,675E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,336E+08	1,336E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima		W <sub>w,i</sub>	1,285E+08	1,285E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,637E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,285E+08	1,285E+08									
<b>Area a taglio (anima trave)</b>		A <sub>v,3</sub>	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500
Inertzia torsionale (sezione aperta)		J <sub>t,3</sub>	6,215E+07	6,215E+07	4,931E+07	4,931E+07	1,469E+09	4,931E+07	4,931E+07	6,215E+07	6,215E+07									

## 5.2 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si riportano i diagrammi qualitativi delle caratteristiche di sollecitazione relativi alla trave maggiormente caricata (trave di bordo) per le combinazioni di carico allo SLU.



Figura 14: Comb. SLU1 – Momento flettente



Figura 15: Comb. SLU1 – Taglio



Figura 16: Comb. SLU2 – Momento flettente



Figura 17: Comb. SLU2 – Taglio



Figura 18: Comb. SLU3 – Momento flettente



Figura 19: Comb. SLU3 – Taglio

## 6 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche vengono eseguite nelle seguenti sezioni significative:

- **S1**: sezione di spalla SP1 (x=0.00m).
- **S2**: sezione di massimo momento positivo della campata laterale (x=14.00m);
- **S3**: sezione di mezzeria della campata da 50.00m (x=60.00m);
- **S4**: sezione di pila P4 (x=185.00m).

### 6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' (SLU)

#### Schema impalcato / Sezione di calcolo

Sezione di verifica			S1	S2	S3	S4
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C
Campata (da spalla SP1)			1	1	2	4
Appoggio (sottostruttura)			SP1			P4
Luce campata	L	cm	3500	3500	5000	5000
Concio			C01	C02	C06	C19A
Lunghezza concio	L <sub>concio</sub>	cm	900	1000	1000	500
Parte (I, 1, 2, 3, J)			I	1	J	J
Ascissa sezione di calcolo	x	cm	0	1400	2500	5000
Progressiva da inizio viadotto			0	1400	6000	18500
Posizione relativa rispetto alla campata			0,00	0,40	0,50	1,00
Posizione (AE = appoggio estremità; AI = appoggio interno; CE = campata esterna; CI = campata interna)			AE	CE	CI	AI
Luce campata sx per AI	L <sub>SX</sub>	cm				5000
Luce campata dx per AI	L <sub>DX</sub>	cm				5000
Luce equivalente	L <sub>e</sub>	cm	2975	2975	3500	2500
Interasse travi	i	cm	360,0	360,0	360,0	360,0
Sbalzo soletta	s	cm	240,0	240,0	240,0	240,0
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			NF	NF	NF	F
Posizione trave (E = esterna; I = interna)			E	E	E	E

#### Geometria trave metallica

Concio			C01	C02	C06	C19A
Posizione relativa rispetto alla campata	x/L		0 L	0,4 L	0,5 L	1 L
Altezza trave	h <sub>t</sub>	mm	1750	1750	2500	2500
Larghezza piattabanda superiore	b <sub>s</sub>	mm	700	700	700	900
Spessore piattabanda superiore	t <sub>s</sub>	mm	30	30	30	40
Interasse tra le piattabande sup. travi esterne	i <sub>s</sub>	mm	7200	7200	7200	7200

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Larghezza raddoppio piattabanda sup.	$b_{r,s}$	mm	0	0	0	0
Spessore raddoppio piattabanda sup.	$t_{r,s}$	mm	0	0	0	0
Altezza anima	$h_w$	mm	1675	1675	2425	2415
Spessore anima	$t_w$	mm	18	18	25	25
Spessore minimo anima (CNR 10016)	$t_{w,min}$	mm	6,4	6,4	6,4	8,0
Spessore massimo anima (CNR 10016)	$t_{w,max}$	mm	30,0	30,0	30,0	40,0
Angolo inclinazione anima	$\alpha_w$	°	0,00	0,00	0,00	0,00
Altezza anima inclinata	$h'_w$	mm	1675	1675	2425	2415
Larghezza piattabanda inferiore	$b_i$	mm	1000	1000	1000	1000
Spessore piattabanda inferiore	$t_i$	mm	45	45	45	45
Interasse tra le piattabande inf. travi esterne	$i_i$	mm	7200	7200	7200	7200
Larghezza raddoppio piattabanda inf.	$b_{ri}$	mm	0	0	0	0
Spessore raddoppio piattabanda inf.	$t_{r,i}$	mm	0	0	0	0

**Classificazione delle sezioni**

Qualità acciaio	Classe		S355	S355	S355	S355
Tensione di snervamento acciaio piattab. sup.	$f_{yk,s}$	N/mm <sup>2</sup>	355	355	355	355
	$\epsilon_s$		0,81	0,81	0,81	0,81
Tensione di snervamento acciaio piattab. inf.	$f_{yk,i}$	N/mm <sup>2</sup>	335	335	335	335
	$\epsilon_i$		0,84	0,84	0,84	0,84
Tensione di snervamento acciaio anima	$f_{yk,w}$	N/mm <sup>2</sup>	355	355	355	355
	$\epsilon_w$		0,81	0,81	0,81	0,81
Rapporto larghezza/spessore anima	$c/t_w$		93,06	93,06	97,00	96,60
Valore limite per anima (classe 3)	$124\epsilon_w$		100,89	100,89	100,89	100,89
Spessore equivalente piattabanda sup.	$t_{s,eq}$	mm	30,00	30,00	30,00	40,00
Spessore equivalente piattabanda inf.	$t_{i,eq}$	mm	45,00	45,00	45,00	45,00
Rapporto larghezza/spessore piattabanda sup.	$c/t_s$		11,37	11,37	11,25	10,94
Rapporto larghezza/spessore piattabanda inf.	$c/t_i$		10,91	10,91	10,83	10,83
Valore limite per piattabanda sup. (classe 3)	$14\epsilon_s$		11,39	11,39	11,39	11,39
Valore limite per piattabanda inf. (classe 3)	$14\epsilon_i$		11,73	11,73	11,73	11,73
Classificazione sezione	Classe		3	3	3	3

**Geometria soletta cls**

Distanza tra gli assi dei connettori	$b_0$	mm	400	400	400	400
Semi-larghezza efficace soletta	$b_{e1}$	mm	2200	2200	2200	2200
	$b_{e2}$	mm	1600	1600	1600	1600

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Coeff. riduttivi larghezza collab. soletta per AE	$\beta_1$		0,888	1,000	1,000	1,000
	$\beta_2$		1,000	1,000	1,000	1,000
<b>Larghezza efficace soletta</b>	<b><math>b_{eff}</math></b>	<b>mm</b>	<b>3954</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>
Spessore totale soletta	$h_{sol}$	mm	300	300	300	300
Spessore lastre prefabbricate (predalles)	$h_{pred}$	mm	70	70	70	70
Spessore soletta gettata in opera	$h_{getto}$	mm	230	230	230	230
Altezza soletta di calcolo	$h_{sol,eff}$	mm	230	230	230	0
Larghezza raccordo	$b_{racc}$	mm	600	600	600	800
Altezza raccordo	$h_{racc}$	mm	70	70	70	70
Altezza raccordo di calcolo	$h_{racc,eff}$	mm	70	70	70	0
Altezza complessiva trave composta	H	mm	2050	2050	2800	2800
Diametro armatura superiore soletta	$\Phi_s$	mm	16	16	16	16
Passo armatura superiore soletta	$p_s$	mm	200	200	200	200
Barre armatura superiore in larghezza collab.	$n_s$		19	21	21	21
Area armatura superiore	$A_{ss}$	mm <sup>2</sup>	3818	4220	4220	4220
Copriferro arm. sup. (da estradosso soletta)	$c_s$	mm	60	60	60	60
Diametro armatura inferiore soletta	$\Phi_i$	mm	16	16	16	16
Passo armatura inferiore soletta	$p_i$	mm	200	200	200	200
Barre armatura inferiore in larghezza collab.	$n_i$		19	21	21	21
Area armatura inferiore	$A_{si}$	mm <sup>2</sup>	3818	4220	4220	4220
Copriferro arm. inf. (da estradosso soletta)	$c_s$	mm	60	60	60	60

**Caratt. geometriche trave metallica (Fase 1)**

<b>Area sezione trasversale</b>	<b><math>A_a</math></b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>96150</b>	<b>96150</b>	<b>126625</b>	<b>141375</b>
Peso proprio trave	$p$	daN/m	755	755	994	1110
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_a$	mm <sup>3</sup>	6,405E+07	6,405E+07	1,294E+08	1,659E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	$y_{Gi}$	mm	666,2	666,2	1022,2	1173,6
Distanza baricentro da estradosso trave	$y_{Gs}$	mm	1083,8	1083,8	1477,8	1326,4
<b>Momento d'inerzia verticale</b>	<b><math>J_a</math></b>	<b>mm<sup>4</sup></b>	<b>5,110E+10</b>	<b>5,110E+10</b>	<b>1,230E+11</b>	<b>1,508E+11</b>
Modulo di resistenza estradosso trave	$W_s$	mm <sup>3</sup>	4,715E+07	4,715E+07	8,322E+07	1,137E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm <sup>3</sup>	4,849E+07	4,849E+07	8,494E+07	1,172E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm <sup>3</sup>	8,227E+07	8,227E+07	1,259E+08	1,336E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	$W_i$	mm <sup>3</sup>	7,671E+07	7,671E+07	1,203E+08	1,285E+08
<b>Area a taglio (anima trave)</b>	<b><math>A_{v,1}</math></b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>31500</b>	<b>31500</b>	<b>62500</b>	<b>62500</b>
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,1}$	mm <sup>4</sup>	3,993E+07	3,993E+07	4,931E+07	6,215E+07

**Sollecitazioni - Fase 1**

**g1 - Carpenteria metallica**

Coefficiente parziale (A1)	$V_{g1}$		1,35	1,35	1,35	1,35
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0	617,7	1067,7	-2150,4
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-109,9	21,7	5,9	250,6
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				

**g1 - Peso soletta**

Coefficiente parziale (A1)	$V_{g1}$		1,35	1,35	1,35	1,35
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0	2035,5	3128,6	-6442,6
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-355,4	64,6	12,4	751,2
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				

**Comb. SLU - Fase 1**

Sforzo normale	N	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0,0	3581,8	5665,0	-11600,6
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-628,2	116,5	24,7	1352,4
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	$M_x$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

**Tensioni - Fase 1**

Tensione normale estradosso trave	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	-75,96	-68,07	102,04
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	-73,86	-66,69	98,96
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	43,54	45,01	-86,82
Tensione normale intradosso trave	$\sigma_i$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	46,69	47,08	-90,28
Tensione tangenziale media	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	-19,94	3,70	0,40	21,64
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	34,54	74,14	66,69	105,82
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	34,54	44,01	45,02	94,56

**Caratt. geometriche sezione mista (Fase 2)**

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Section name			C01-I-F2	C02-1-F2	C06-J-F2	C19A-J-F2
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			NF	NF	NF	F
Coeff. di omogeneizzazione a lungo termine	$n_2$		18	18	18	18
<b>Area sezione trasversale</b>	<b><math>A_{i,2}</math></b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>156640</b>	<b>160590</b>	<b>191065</b>	<b>149815</b>
Area omogeneizzata soletta+raccordo	$A_{ci,2}$	mm <sup>2</sup>	52853	56000	56000	56778
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_{i,2}$	mm <sup>3</sup>	1,805E+08	1,881E+08	3,018E+08	1,883E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	$y_{Gi}$	mm	1152,2	1171,3	1579,6	1256,7
Distanza baricentro da estradosso trave	$y_{Gs,t}$	mm	597,8	578,7	920,4	1243,3
Distanza baricentro da estradosso soletta	$y_{Gs,s}$	mm	897,8	878,7	1220,4	1243,3
<b>Momento d'inerzia verticale</b>	<b><math>J_{i,2}</math></b>	<b>mm<sup>4</sup></b>	<b>1,106E+11</b>	<b>1,130E+11</b>	<b>2,406E+11</b>	<b>1,649E+11</b>
Modulo di resistenza estradosso soletta	$W_{s,s}$	mm <sup>3</sup>	1,232E+08	1,286E+08	1,972E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza intradosso soletta	$W_{s,i}$	mm <sup>3</sup>	1,657E+08	1,742E+08	2,429E+08	1,627E+08
Modulo di resistenza armatura superiore	$W_{a,s}$	mm <sup>3</sup>	1,321E+08	1,380E+08	2,074E+08	1,393E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore	$W_{a,i}$	mm <sup>3</sup>	1,520E+08	1,594E+08	2,291E+08	1,536E+08
Modulo di resistenza estradosso trave	$W_s$	mm <sup>3</sup>	1,851E+08	1,953E+08	2,614E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm <sup>3</sup>	1,949E+08	2,059E+08	2,702E+08	1,370E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm <sup>3</sup>	9,992E+07	1,003E+08	1,568E+08	1,360E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	$W_i$	mm <sup>3</sup>	9,602E+07	9,647E+07	1,523E+08	1,312E+08
<b>Area a taglio (anima trave)</b>	<b><math>A_{v,2}</math></b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>31500</b>	<b>31500</b>	<b>62500</b>	<b>62500</b>
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,2}$	mm <sup>4</sup>	4,854E+08	5,131E+08	5,225E+08	6,215E+07

**Sollecitazioni - Fase 2**

**e3 - Ritiro**

Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{e3}$		1,2	0	0	1,2
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN	3095	3095	3095	3095
Sforzo normale	$N$	kN	-3095	-3095	-3095	-3095
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	2540	1242	-274,1	15,5
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	92,7	92,7	-17,24	-1
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				

**g2 - Permanenti portati**

Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{g2}$		1,5	1,5	1,5	1,5
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN				
Sforzo normale	$N$	kN				
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0	1026,9	1702,8	-2504,1
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-165,5	18,8	5,6	329,3

Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				
<b>Comb. SLU - Fase 2</b>						
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN	3714,0	0,0	0,0	3714,0
Sforzo normale	$N$	kN	-3714,0	0,0	0,0	-3714,0
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	3048,0	1540,4	2554,2	-3737,6
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-137,0	28,2	8,4	492,8
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	$M_x$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Comb. SLE - Fase 2</b>						
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN	3095,0	0,0	0,0	3095,0
Sforzo normale	$N$	kN	-3095,0	0,0	0,0	-3095,0
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	2540,0	1026,9	1702,8	-2488,6
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-72,8	18,8	5,6	328,3
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	$M_x$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Tensioni - Fase 2</b>						
Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm <sup>2</sup>	1,21	-0,67	-0,72	0,00
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm <sup>2</sup>	1,56	-0,49	-0,58	0,00
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm <sup>2</sup>	23,48	-11,16	-12,32	67,45
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm <sup>2</sup>	26,51	-9,66	-11,15	64,96
Tensione normale estradosso trave	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	-40,18	-7,89	-9,77	3,40
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	-39,35	-7,48	-9,45	2,49
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	6,79	15,35	16,29	-52,26
Tensione normale intradosso trave	$\sigma_i$	N/mm <sup>2</sup>	8,03	15,97	16,77	-53,28
Tensione tangenziale media	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	-4,35	0,90	0,13	7,88
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	40,07	7,64	9,45	13,88
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	10,15	15,43	16,29	54,02
<b>Caratt. geometriche sezione mista (Fase 3)</b>						
<b>Section Name</b>			<b>C01-I-F3</b>	<b>C02-1-F3</b>	<b>C06-J-F3</b>	<b>C19A-J-F3</b>
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			NF	NF	NF	F

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Coeff. di omogeneizzazione a breve termine	$n_3$		6	6	6	6
<b>Area sezione trasversale</b>	<b><math>A_{i,3}</math></b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>262347</b>	<b>272590</b>	<b>303065</b>	<b>149815</b>
Area omogeneizzata soletta+raccordo	$A_{ci,3}$	mm <sup>2</sup>	158560	168000	168000	170333
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_{i,3}$	mm <sup>3</sup>	3,843E+08	4,041E+08	6,018E+08	1,883E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	$\gamma_{Gi}$	mm	1465,0	1482,5	1985,8	1256,7
Distanza baricentro da estradosso trave	$\gamma_{Gs,t}$	mm	285,0	267,5	514,2	1243,3
Distanza baricentro da estradosso soletta	$\gamma_{Gs,s}$	mm	585,0	567,5	814,2	1243,3
<b>Momento d'inerzia verticale</b>	<b><math>J_{i,3}</math></b>	<b>mm<sup>4</sup></b>	<b>1,490E+11</b>	<b>1,512E+11</b>	<b>3,262E+11</b>	<b>1,649E+11</b>
Modulo di resistenza estradosso soletta	$W_{s,s}$	mm <sup>3</sup>	2,547E+08	2,665E+08	4,007E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza intradosso soletta	$W_{s,i}$	mm <sup>3</sup>	4,198E+08	4,482E+08	5,585E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza armatura superiore	$W_{a,s}$	mm <sup>3</sup>	2,839E+08	2,980E+08	4,326E+08	1,393E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore	$W_{a,i}$	mm <sup>3</sup>	3,591E+08	3,805E+08	5,064E+08	1,536E+08
Modulo di resistenza estradosso trave	$W_s$	mm <sup>3</sup>	5,229E+08	5,655E+08	6,345E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm <sup>3</sup>	5,844E+08	6,369E+08	6,738E+08	1,370E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm <sup>3</sup>	1,050E+08	1,052E+08	1,681E+08	1,360E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	$W_i$	mm <sup>3</sup>	1,017E+08	1,020E+08	1,643E+08	1,312E+08
<b>Area a taglio (anima trave)</b>	<b><math>A_{v,3}</math></b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>31500</b>	<b>31500</b>	<b>62500</b>	<b>62500</b>
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,3}$	mm <sup>4</sup>	1,376E+09	1,459E+09	1,469E+09	6,215E+07

**Sollecitazioni - Fase 3**

**q1,t - Carichi da traffico tandem**

Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{q1}$		1,35	1,35	1,35	1,35
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,75	0,75	0,75	0,75
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN				
Sforzo normale	$N$	kN				
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0	4798,6	6430	-2258,5
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-676,8	321,9	341,2	686
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				

**q1,d - Carichi da traffico distribuiti**

Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{q1}$		1,35	1,35	1,35	1,35
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,4	0,4	0,4	0,4
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN				
Sforzo normale	$N$	kN				
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0	3262,2	5848,2	-5753

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-418,4	174,1	224,1	777,4
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				
<b>q5 - Vento a ponte carico</b>						
Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{q5}$		1,5	1,5	1,5	1,5
Coeff. di combinazione	$\psi_0$		0,6	0,6	0,6	0,6
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN				
Sforzo normale	$N$	kN				
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0	935,1	1825,7	-2193,7
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-147,6	14	6,8	312,3
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				
<b>q7,neg - Termica differenziale negativa</b>						
Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{q7}$		1,5	0	0	1,5
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,6	0	0	0,6
	$\psi_2$		0,5	0	0	0,5
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN	4845	4845	4845	4845
Sforzo normale	$N$	kN	-4845	-4845	-4845	-4845
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	2350	1186,7	-224,7	8,3
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	83,1	83,1	-13,3	-0,6
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN				
Momento torcente	$M_x$	kNm				
<b>q7,pos - Termica differenziale positiva</b>						
Coefficiente parziale (A1)	$\gamma_{q7}$		0	1,5	1,5	0
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0	0,6	0,6	0
	$\psi_2$		0	0,5	0,5	0
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN	-4845	-4845	-4845	-4845
Sforzo normale	$N$	kN	4845	4845	4845	4845
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	-2350	-1186,7	224,7	-8,3
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-83,1	-83,1	13,3	0,6
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm	0	0	0	0
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN	0	0	0	0
Momento torcente	$M_x$	kNm	0	0	0	0

**Comb. SLU - Fase 3**

Sforzo normale nella soletta	N <sub>s</sub>	kN	4360,5	-4360,5	-4360,5	4360,5
Sforzo normale	N	kN	-4360,5	4360,5	4360,5	-4360,5
Momento flettente nel piano verticale	M <sub>y</sub>	kNm	2115,0	10655,6	18420,9	-12782,4
Taglio nel piano verticale	V <sub>z</sub>	kN	-1536,6	607,4	781,2	2256,1
Momento flettente nel piano orizzontale	M <sub>z</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V <sub>y</sub>	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M <sub>x</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

**Comb. SLE rara - Fase 3**

Sforzo normale nella soletta	N <sub>s</sub>	kN	2907,0	-2907,0	-2907,0	2907,0
Sforzo normale	N	kN	-2907,0	2907,0	2907,0	-2907,0
Momento flettente nel piano verticale	M <sub>y</sub>	kNm	1410,0	7909,8	13508,4	-9322,7
Taglio nel piano verticale	V <sub>z</sub>	kN	-1133,9	454,5	577,4	1650,4
Momento flettente nel piano orizzontale	M <sub>z</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V <sub>y</sub>	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M <sub>x</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

**Comb. SLE frequente - Fase 3**

Sforzo normale nella soletta	N <sub>s</sub>	kN	2907,0	-2907,0	-2907,0	2907,0
Sforzo normale	N	kN	-2907,0	2907,0	2907,0	-2907,0
Momento flettente nel piano verticale	M <sub>y</sub>	kNm	1410,0	4191,8	7296,6	-3990,1
Taglio nel piano verticale	V <sub>z</sub>	kN	-625,1	261,2	353,5	825,1
Momento flettente nel piano orizzontale	M <sub>z</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V <sub>y</sub>	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M <sub>x</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

**Comb. SLE quasi perm. - Fase 3**

Sforzo normale nella soletta	N <sub>s</sub>	kN	2422,5	-2422,5	-2422,5	2422,5
Sforzo normale	N	kN	-2422,5	2422,5	2422,5	-2422,5
Momento flettente nel piano verticale	M <sub>y</sub>	kNm	1175,0	-593,4	112,4	4,2
Taglio nel piano verticale	V <sub>z</sub>	kN	41,6	-41,6	6,7	-0,3
Momento flettente nel piano orizzontale	M <sub>z</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V <sub>y</sub>	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M <sub>x</sub>	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

**Sollecitazioni totali**

---

**Comb. SLU - Fase 1+2+3**

Sforzo normale nella soletta	N <sub>s</sub>	kN	8074,5	-4360,5	-4360,5	8074,5
Sforzo normale	N	kN	-8074,5	4360,5	4360,5	-8074,5

---

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	5163,0	15777,8	26640,1	-28120,5
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-2301,7	752,1	814,4	4101,3
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	$M_x$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

**Tensioni - Fase 3**

Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm <sup>2</sup>	0,43	-8,32	-9,59	0,00
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm <sup>2</sup>	0,97	-5,62	-7,43	0,00
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm <sup>2</sup>	3,43	-45,71	-54,15	88,24
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm <sup>2</sup>	4,99	-37,96	-47,94	79,71
Tensione normale estradosso trave	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	-20,67	-2,85	-14,64	67,29
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	-20,24	-0,73	-12,95	64,19
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	3,53	117,27	123,97	-123,06
Tensione normale intradosso trave	$\sigma_i$	N/mm <sup>2</sup>	4,17	120,44	126,51	-126,55
Tensione tangenziale media	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	-48,78	19,28	12,50	36,10
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	86,88	33,41	25,23	89,61
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	84,56	121,94	125,85	138,03

**Verifica di resistenza - SLU**

**Tensioni totali - Fase 1+2+3**

Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm <sup>2</sup>	1,64	-8,99	-10,31	0,00
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm <sup>2</sup>	2,54	-6,11	-8,01	0,00
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm <sup>2</sup>	26,91	-56,87	-66,47	155,69
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm <sup>2</sup>	31,50	-47,62	-59,09	144,67
Tensione normale estradosso trave	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	-60,85	-86,70	-92,49	172,73
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	-59,59	-82,07	-89,09	165,64
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	10,32	176,17	185,27	-262,14
Tensione normale intradosso trave	$\sigma_i$	N/mm <sup>2</sup>	12,20	183,10	190,37	-270,11
Tensione tangenziale media	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	-73,07	23,88	13,03	65,62
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	161,49	115,18	101,38	209,31
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	129,25	181,38	187,16	286,61
Coeff. sicurezza - resistenza trave	$\gamma_{M0}$		1,05	1,05	1,05	1,05
Tensione limite acciaio piattabanda sup.	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	338,1	338,1	338,1	338,1

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tensione limite acciaio anima	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	338,1	338,1	338,1	338,1
Tensione limite acciaio piattabanda inf.	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	319,0	319,0	319,0	319,0
Tensione limite barre di armatura	$f_{sd}$	N/mm <sup>2</sup>	391,3	391,30	391,30	391,30
Tensione limite calcestruzzo	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	18,1	18,10	18,10	18,10
<b>Fattore di sicurezza trave</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,48</b>	<b>0,57</b>	<b>0,60</b>	<b>0,85</b>
<b>Fattore di sicurezza armature</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,08</b>	<b>0,15</b>	<b>0,17</b>	<b>0,40</b>
<b>Fattore di sicurezza calcestruzzo</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,14</b>	<b>0,50</b>	<b>0,57</b>	<b>0,00</b>

**Verifica di stabilità - SLU**

**Piattabanda inferiore compressa**

Lungh. libera di inflessione tra ritegni torsionali	$l_0$	mm	5000	5000	4500	4500
Momento di inerzia piattabanda inferiore	J	mm <sup>4</sup>	3,750E+09	3,750E+09	3,750E+09	3,750E+09
Area piattabanda inferiore	A	mm <sup>2</sup>	45000	45000	45000	45000
Raggio d'inerzia	i	mm	288,7	288,7	288,7	288,7
Snellezza ala compressa tra ritegni torsionali	$\lambda$		17,3	17,3	15,6	15,6
Snellezza adimensionale	$\lambda^*$		0,220	0,220	0,198	0,198
Fattore di imperfezione	$\alpha_{LT}$		0,76	0,76	0,76	0,76
	$\Phi$		0,532	0,532	0,519	0,519
Fattore di riduzione per instabilità	$\chi$		0,9840	0,9840	1,0000	1,0000
Coefficiente amplificativo per instabilità	$1/\chi$		1,016	1,016	1,000	1,000
Coefficiente di sicurezza per instabilità	$\gamma_{M1}$		1,10	1,10	1,10	1,10
Tensione critica per instabilità	$\sigma_c$		-304,5	-304,5	-304,5	-304,5
Tensione normale intradosso trave	$\sigma_i$		12,20	183,10	190,37	-270,11
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,89</b>

**Pannello d'anima a taglio**

Altezza anima	$h_w$	mm	1675	1675	2425	2415
Spessore anima	$t_w$	mm	18	18	25	25
Rapporto altezza spessore anima	$h_w/t_w$		93,06	93,06	97,00	96,60
Lunghezza pannello tra irrigiditori trasversali	a	mm	5000	5000	4500	4500
Rapporto d'allungamento	$a/h_w$		2,985	2,985	1,856	1,863
Inerzia minima irrigiditori trasversali rigidi	$J_{st,min}$	mm <sup>4</sup>	7,326E+06	7,326E+06	2,842E+07	2,830E+07
Spessore irrigidimenti trasversali	$t_s$	mm	20	20	20	20
Larghezza irrigidimenti trasversali	$h_s$	mm	340	340	335	435
Inerzia irrigidimenti trasversali	$J_{st}$	mm <sup>4</sup>	5,668E+08	5,668E+08	5,595E+08	1,195E+09
Tipo irrigid. trasv. (R = rigido; NR = non rigido)			R	R	R	R
Spessore irrigidimenti longitudinali	$t_{sl}$	mm	0	0	0	0

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Altezza irrigidimenti longitudinali	$h_{sl}$	mm	0	0	0	0
Larghezza collaborante irrigidimenti long.	$15\epsilon t$	mm	0,0	0,0	0,0	0,0
Somma inerzie irrigiditori longitudinali	$J_{sl}$	mm <sup>4</sup>				
Coefficiente per l'instabilità a taglio	$k_t$		5,789	5,789	6,502	6,492
Limite altezza/spessore - pannelli non irrigiditi	$60\epsilon_w$		48,82	48,82	48,82	48,82
Limite altezza/spessore - pannelli irrigiditi	$(h_w/t_w)_{lim}$		50,57	50,57	53,59	53,55
Verifica di instabilità a taglio necessaria			SI	SI	SI	SI
Tensione critica euleriana	$\sigma_e$	N/mm <sup>2</sup>	21,94	21,94	20,19	20,36
Tensione tangenziale critica	$\tau_{cr}$	N/mm <sup>2</sup>	127,02	127,02	131,29	132,18
Parametro di snellezza	$\lambda_w$		1,271	1,271	1,250	1,245
	$\chi_w$		0,653	0,653	0,664	0,666
Contributo resistente dell'anima	$V_{bw,Rd}$	KN	3669,8	3669,8	7502,3	7496,7
Contributo resistente delle piattabande	$V_{bf,Rd}$	KN	0	0	0	0
Resistenza all'instabilità per taglio	$V_{b,Rd}$	KN	3669,8	3669,8	7502,3	7496,7
Sollecitazione di taglio	$V_{Sd}$	KN	2562,6	1012,9	814,4	4103,6
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,70</b>	<b>0,28</b>	<b>0,11</b>	<b>0,55</b>

**Verifica "a respiro" dell'anima - SLE frequente**

Dimensione minima del pannello d'anima	b	mm	1675	1675	2425	2415
Luce della campata in esame	L	m	35	35	50	50
Rapporto dim. pannello/spess. anima limite	$b/t_{lim}$		170	170	230	230
Rapporto dim. pannello/spess. anima	$b/t$		93,06	93,06	97,00	96,60
Verifica "a respiro" necessaria			NO	NO	NO	NO

## 6.2 VERIFICHE A FATICA PER VITA ILLIMITATA (FAT)

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che la massima differenza di tensione  $\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$  indotta nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso.

Ai fini del calcolo del  $\sigma_{\max}$  si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo Schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti.

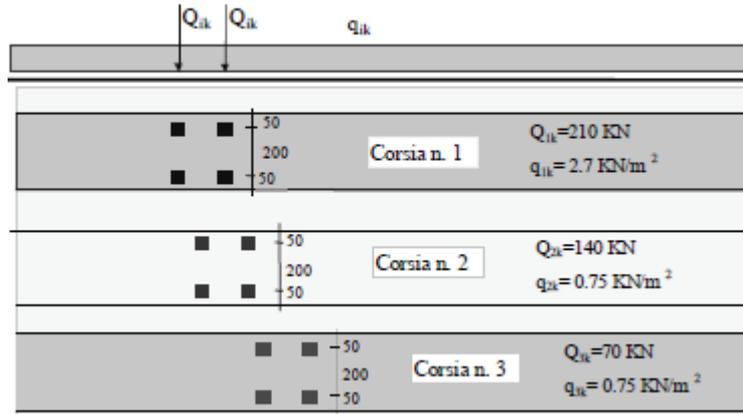


Figura 20: Modello di carico di fatica 1

### Sezione di verifica

S1 S2 S3 S4

### Sollecitazioni - Modello di carico di fatica 1

			S1	S2	S3	S4
Sforzo normale nella soletta	$N_s$	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Sforzo normale	N	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento flettente nel piano verticale	$M_y$	kNm	0,0	4337,7	6255,5	-3306,9
Taglio nel piano verticale	$V_z$	kN	-599,3	277,6	306,1	713,4
Momento flettente nel piano orizzontale	$M_z$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	$V_y$	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	$M_x$	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

### Verifiche a fatica per vita illimitata

#### Dettagli costruttivi per sezioni saldate

#### Dettaglio n. 5 Tab. C.4.2.XIV Circ. 2009 - Saldature di composizione

Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=2 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	100	100	100	100
Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=5 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm <sup>2</sup>	73,70	73,70	73,70	73,70
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	54,59	54,59	54,59	54,59
Escursione tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max, id, s}$	N/mm <sup>2</sup>	32,95	16,71	12,58	31,20

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Escursione tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max,id,i}$	N/mm <sup>2</sup>	32,95	43,96	38,17	31,33
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,60</b>	<b>0,81</b>	<b>0,70</b>	<b>0,57</b>

Dettagli n. 5-7 Tab. C.4.2.XV Circ. 2009 - Giunti trasversali tra conci

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	90	90	90	90
Limite a fatica per N=5x10 <sup>6</sup> cicli - piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{d,s}$	N/mm <sup>2</sup>	63,95	63,95	63,95	60,38
Limite a fatica per N=5x10 <sup>6</sup> cicli - piattabanda inf.	$\Delta\sigma_{d,i}$	N/mm <sup>2</sup>	58,97	58,97	58,97	58,97
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{d,s}/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	47,37	47,37	47,37	44,73
Resistenza a fatica piattabanda inf.	$\Delta\sigma_{d,i}/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	43,68	43,68	43,68	43,68
Escursione tensione piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{\max,s}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	9,86	24,94
Escursione tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max,id,s}$	N/mm <sup>2</sup>	32,95	0,00	12,58	31,20
Escursione tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max,id,i}$	N/mm <sup>2</sup>	32,95	0,00	38,17	31,33
Escursione tensione piattabanda inf.	$\Delta\sigma_{\max,i}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	38,08	25,21
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,75</b>	<b>0,00</b>	<b>0,87</b>	<b>0,72</b>

Dettaglio n. 7 Tab. C.4.2.XVI Circ. 2009 - Saldature irrigidimenti verticali

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	80	80	80	80
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm <sup>2</sup>	58,96	58,96	58,96	58,96
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	43,67	43,67	43,67	43,67
Escursione tensione attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max,w,s}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	6,81	9,28	24,14
Escursione tensione attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max,w,i}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	41,23	37,21	24,31
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,00</b>	<b>0,94</b>	<b>0,85</b>	<b>0,56</b>

Dettaglio n. 7 Tab. C.4.2.XVII Circ. 2009 - Raddoppi di piattabanda

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	71	71	71	71
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm <sup>2</sup>	52,33	52,33	52,33	52,33
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	38,76	38,76	38,76	38,76
Escursione tensione attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max,s}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00
Escursione tensione attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max,i}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

Dettaglio n. 9 Tab. C.4.2.XVI Circ. 2009 - Saldature pioli

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	80	80	80	80
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm <sup>2</sup>	58,96	58,96	58,96	58,96

Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	43,67	43,67	43,67	43,67
Escursione tensione piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{max,s}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	7,67	9,86	24,94
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,00</b>	<b>0,18</b>	<b>0,23</b>	<b>0,57</b>

### 6.3 VERIFICA DEI PIOLI (SLE)

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Essi devono pertanto assicurare che non ci sia scorrimento fra soletta e trave metallica.

La forza di scorrimento per unità di lunghezza è calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale sono uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Tutte le sezioni (anche quelle nei pressi degli appoggi interni, e quindi tese superiormente, sede però generalmente dei massimi tagli) sono state prese in considerazione non parzializzate (NF), in modo da determinare il massimo scorrimento fra trave e soletta.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60% della resistenza di progetto, calcolata in accordo al p.to 4.3.4.3.1.2 delle NTC.

In corrispondenza delle zone di estremità, inoltre, i pioli dovranno essere in grado di assorbire lo scorrimento dovuto alle azioni da ritiro ed alle variazioni termiche differenziali.

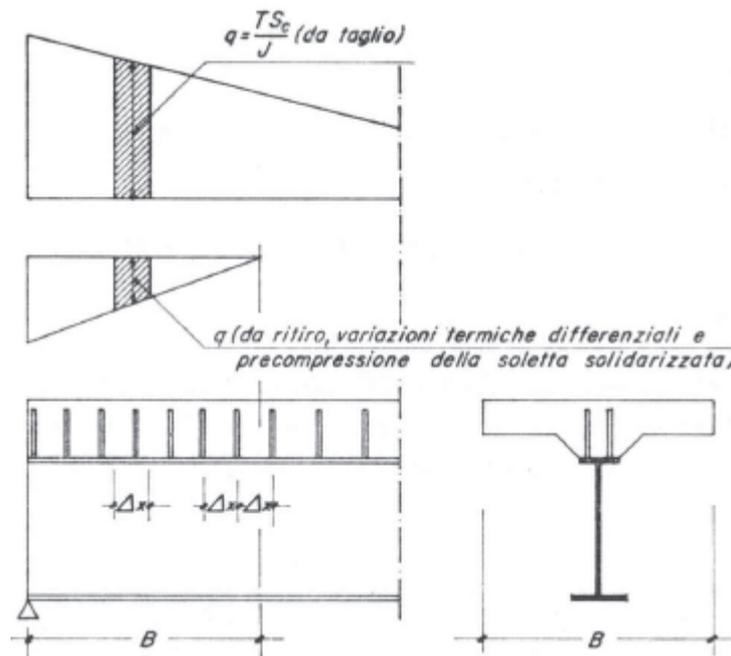


Figura 21: Sforzo di scorrimento sui pioli

**Sezione di verifica**

**Verifica dei pioli - SLE rara**

			S1	S2	S3	S4
Taglio agente su sezione mista - Fase 2+3	$V_{z,2+3}$	kN	1399,1	665,8	583,0	1980,4
Tensione normale estradosso soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,s}$	N/mm <sup>2</sup>	-0,332	0,000	0,000	0,000
Tensione normale intradosso soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,i}$	N/mm <sup>2</sup>	-0,944	0,000	0,000	0,000
Tensione normale baricentro soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,b}$	N/mm <sup>2</sup>	-0,638	0,000	0,000	0,000
Area soletta basata sulla largh. geometrica	$A_c$	mm <sup>2</sup>	1260000	1260000	1260000	1260000
Momento d'inerzia della sezione mista	$J_{i,3}$	mm <sup>4</sup>	1,473E+11	1,512E+11	3,262E+11	3,302E+11
Momento statico soletta risp. baricentro	$S_{s,3}$	mm <sup>3</sup>	7,555E+07	7,497E+07	1,164E+08	1,132E+08
Larghezza dell'interfaccia acciaio-cls	$b_s$	mm	600	600	600	800
Tensione tangenziale all'interfaccia - Fase 2+3	$\tau_{2+3}$	N/mm <sup>2</sup>	1,196	0,550	0,347	0,849
Forza di scorrimento per unità di lunghezza	q	N/mm	961,57	329,99	208,01	678,84
Interasse longitudinale connettori	$\Delta x$	mm	200	200	200	200
Sforzo su ciascuna fila di pioli ad interasse $\Delta x$	$\Delta Q$	kN	192,3	66,0	41,6	135,8
Diametro piolo (16<d<25mm)	d	mm	22	22	22	22
Altezza del piolo dopo la saldatura	$h_{sc}$	mm	210	210	210	210
Resistenza a rottura acciaio piolo (< 500 Mpa)	$f_{tk}$	N/mm <sup>2</sup>	450	450	450	450
Resistenza caratteristica cilindrica soletta	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	32	32	32	32
Modulo elastico soletta	$E_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	33346	33346	33346	33346
Coeff. rapporto altezza/diametro piolo	$\alpha$		1,0	1,0	1,0	1,0
Fattore parziale di sicurezza	$\gamma_v$		1,25	1,25	1,25	1,25
Resistenza a taglio singolo piolo - lato cls	$P_{Re,c}$	kN	69,60	69,60	69,60	69,60
Resistenza a taglio singolo piolo - lato acciaio	$P_{Re,a}$	kN	65,65	65,65	65,65	65,65
Resistenza a taglio singolo piolo	$P_{re}$	kN	65,65	65,65	65,65	65,65
Numero di pioli necessari sull'interasse	$n_{p,req}$		3	2	1	3
Numero di pioli disposti sull'interasse	$n_p$		3	2	2	3
Resistenza a taglio pioli sull'interasse	$P_{re,tot}$	kN	196,96	131,31	131,31	196,96
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,98</b>	<b>0,50</b>	<b>0,32</b>	<b>0,69</b>

#### 6.4 VERIFICA DI DEFORMABILITA' (SLE)

Si assume cautelativamente il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto (SLE):

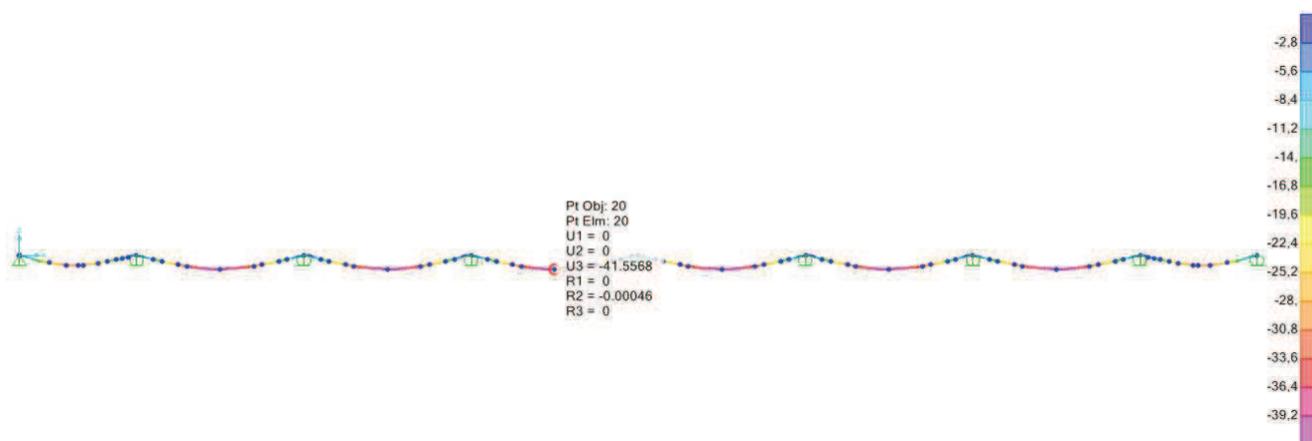
$$f \leq L/700$$

dove:

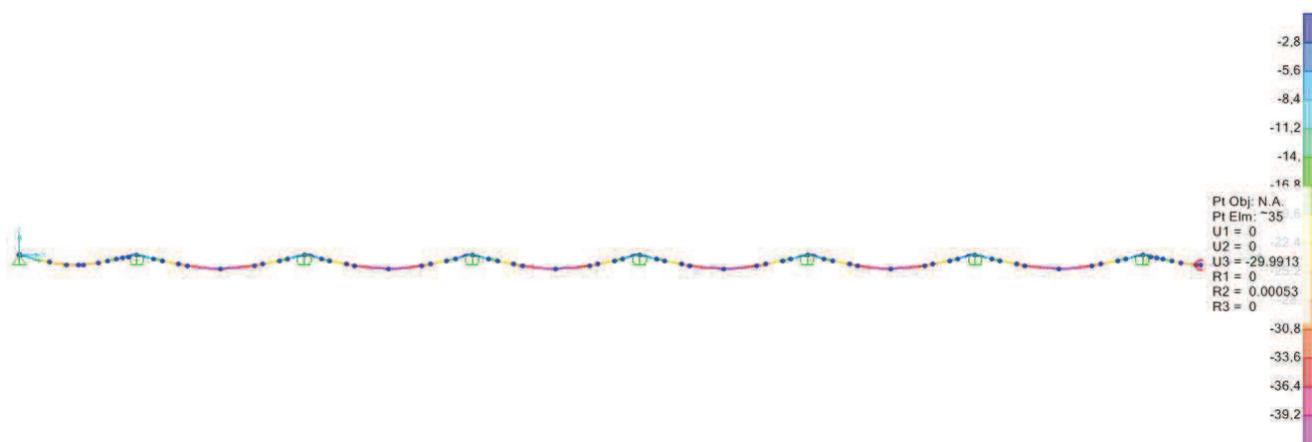
L = luce di calcolo;

f = massima freccia verticale.

Campata centrale da 50.0m:  $f = 41.6 \text{ mm} < f_{lim} = 71.4 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$



Campata laterale da 35.0m:  $f = 30.0 \text{ mm} < f_{lim} = 50.0 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$



## 7 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

### 7.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

Si rimanda al paragrafo 6.1, dove sono riportate le verifiche di resistenza allo SLU delle sezioni miste acciaio-cls dell'impalcato.

In particolare, si nota che la tensione massima del calcestruzzo è sempre inferiore alla tensione limite  $f_{cd} = 18.10 \text{ N/mm}^2$  per un calcestruzzo di classe Rck 40.

### 7.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)

La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, come indicato nel par. 4.1.2.2.4.6 della Circolare n.617 del 2009.

La classe di esposizione prevista è XC3+XD1; le condizioni ambientali sono assunte di tipo "aggressivo". Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

I criteri di scelta dello stato limite di fessurazione sono indicati in Tab.4.1.IV delle NTC, di seguito riportata:

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

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

Nel caso in esame, i limiti di apertura delle fessure risultano:

- Comb. frequente:  $w_2 = 0.30\text{mm}$
- Comb. quasi permanente:  $w_1 = 0.20\text{mm}$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, così come riportata nell'ultimo capoverso del punto 4.1.2.2.4.5 delle NTC, viene condotta verificando che la tensione  $\sigma_s$  nell'acciaio di armatura prossimo al lembo teso della sezione rientri nei limiti definiti dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare.

In particolare, assumendo una spaziatura massima delle barre di 200 mm, i limiti tensionali da rispettare sono:

- Comb. frequente:  $\sigma_{s,max} = 240 \text{ N/mm}^2$
- Comb. quasi permanente:  $\sigma_{s,max} = 160 \text{ N/mm}^2$

A seguire si riportano le verifiche condotte per le sezioni precedentemente individuate.

**Sezione di verifica**

**S1 S2 S3 S4**

**Verifica di fessurazione soletta - SLE frequente/quasi perm.**

**Comb. SLE frequente - Fase 2+3**

Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm <sup>2</sup>	21,85	-28,14	-32,79	78,02
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm <sup>2</sup>	25,42	-24,10	-29,55	73,69
Limite di apertura fessure	$w_2$	mm	0,30	0,30	0,30	0,30
Spaziatura delle barre	$s$	mm	200	200	200	200
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.III Circ. 2009)	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	240	240	240	240
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,11</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,33</b>

**Comb. SLE quasi perm - Fase 2+3**

Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm <sup>2</sup>	21,47	-10,98	-14,90	49,74
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm <sup>2</sup>	24,86	-10,41	-14,08	48,08
Limite di apertura fessure	$w_1$	mm	0,20	0,20	0,20	0,20
Spaziatura delle barre	$s$	mm	200	200	200	200
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.III Circ. 2009)	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	160	160	160	160
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,16</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,31</b>

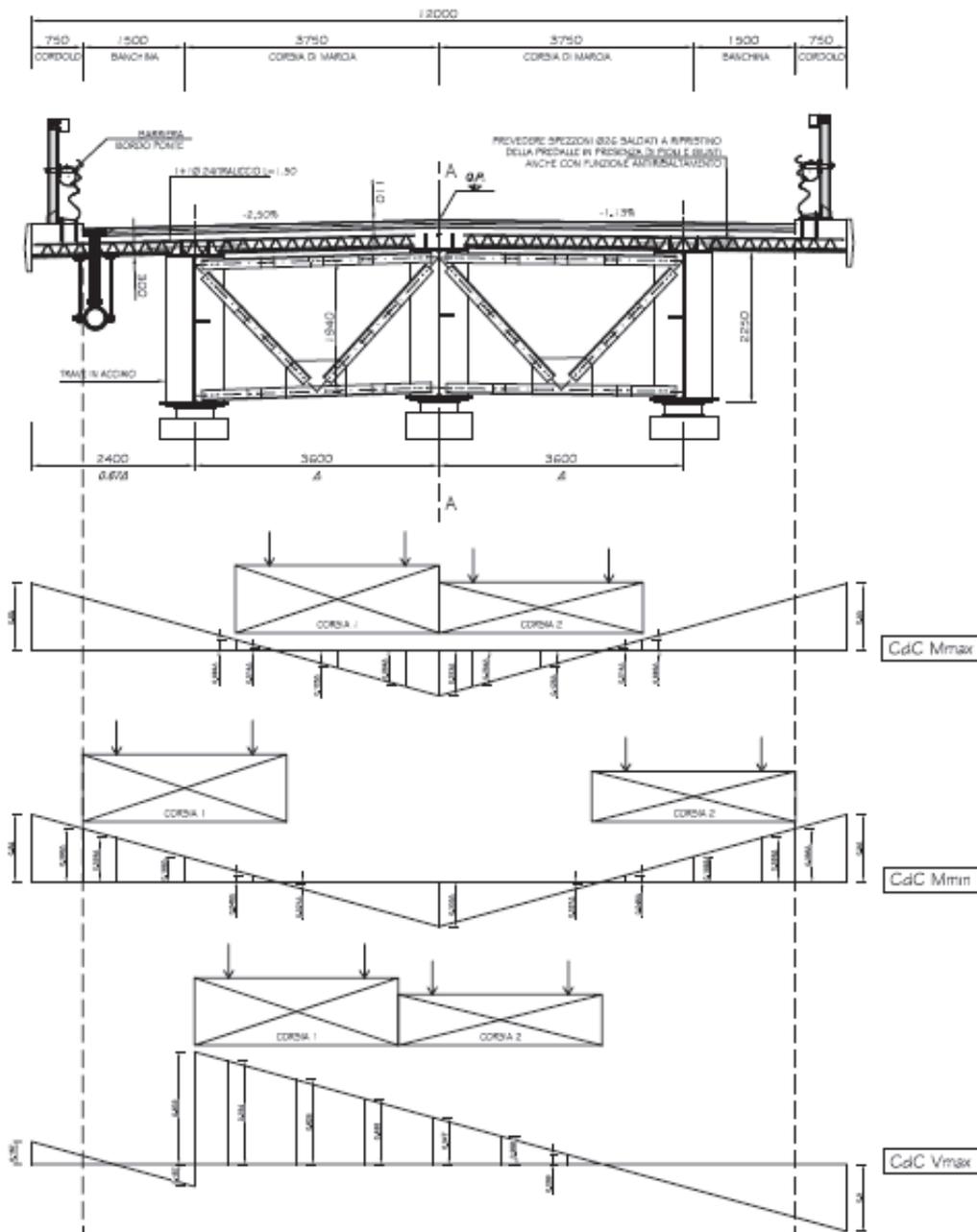
## 8 VERIFICA TRAVERSI RETICOLARI

### 8.1 DIAFRAMMI INTERMEDI

La funzione dei diaframmi è in questo caso l'effettiva ripartizione trasversale del carico applicato sulle varie travi.

Le caratteristiche di sollecitazione (momento flettente e taglio) agenti sul traverso sono ricavate per calcolo analitico con la teoria di Courbon.

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi mobili che massimizza rispettivamente il momento positivo, quello negativo, ed il taglio sul il traverso.



**Sollecitazioni diaframma intermedio – Trave H=2.50m**

Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Interasse diaframmi	$i_d$	mm	5000
<b>CdC Peso soletta</b>			
L.d.i. momento - semimpalcato sx	$Ld_{iM,SX}$		-0,084
L.d.i. momento - semimpalcato dx	$Ld_{iM,DX}$		-0,084
Momento flettente	$M_{sol}$	kNm	-136,1
L.d.i. taglio - semimpalcato sx	$Ld_{iV,SX}$		0,3498
L.d.i. taglio - semimpalcato dx	$Ld_{iV,DX}$		-0,083
Taglio	$V_{sol}$	kN	60,0
<b>CdC Permanenti portati</b>			
L.d.i. momento - asse cordolo sx	$Ld_{iM,cor,SX}$		-0,448
L.d.i. momento - asse cordolo dx	$Ld_{iM,cor,DX}$		-0,448
L.d.i. momento - pavim. semimpalcato sx	$Ld_{iM,pav,SX}$		-0,031
L.d.i. momento - pavim. semimpalcato dx	$Ld_{iM,pav,DX}$		-0,031
L.d.i. momento - veletta sx	$Ld_{iM,vel,SX}$		-0,5
L.d.i. momento - veletta dx	$Ld_{iM,vel,DX}$		-0,5
Momento flettente	$M_{perm}$	kNm	-112,1
L.d.i. taglio - asse cordolo sx	$Ld_{iV,cor,SX}$		0,115
L.d.i. taglio - asse cordolo dx	$Ld_{iV,cor,DX}$		-0,448
L.d.i. taglio - pavim. semimpalcato sx	$Ld_{iV,pav,SX}$		0,3834
L.d.i. taglio - pavim. semimpalcato dx	$Ld_{iV,pav,DX}$		-0,031
L.d.i. taglio - veletta sx	$Ld_{iV,vel,SX}$		0,167
L.d.i. taglio - veletta dx	$Ld_{iV,vel,DX}$		-0,5
Taglio	$V_{perm}$	kN	14,6
<b>CdC Carichi mobili - Mmax</b>			
L.d.i. momento - Corsia 1	$Ld_{iM,1}$		0,125
L.d.i. momento - Corsia 2	$Ld_{iM,2}$		0,125
Momento flettente positivo	$M_{max}$	kNm	527,6
Momento flettente positivo - fatica	$M_{max,fat}$	kNm	338,3
<b>CdC Carichi mobili - Mmin</b>			
L.d.i. momento - Corsia 1	$Ld_{iM,1}$		-0,188
L.d.i. momento - Corsia 2	$Ld_{iM,2}$		-0,188
L.d.i. momento - Parte rimanente sx	$Ld_{iM,r,DX}$		0
L.d.i. momento - Parte rimanente dx	$Ld_{iM,r,SX}$		0
Larghezza parte rimanente sx	$w_{r,SX}$	m	0

Larghezza parte rimanente dx	$W_{r,DX}$	m	0
Momento flettente negativo	$M_{min}$	kNm	-793,5
Momento flettente negativo - fatica	$M_{min,fat}$	kNm	-508,8
<b>CdC Carichi mobili - Vmax</b>			
L.d.i. taglio - Corsia 1	$L_{div,1}$		0,625
L.d.i. taglio - Corsia 2	$L_{div,2}$		0,208
L.d.i. taglio - Parte rimanente	$L_{div,r}$		0
Larghezza parte rimanente	$W_r$	m	0
Taglio	$V_{max}$	kN	550,4
Taglio - fatica	$V_{max,fat}$	kN	348,4
<b>CdC Vento a ponte carico</b>			
Taglio	$V_w$	kN	62,4
Momento flettente	$M_w$	kNm	224,6
<b>Comb. SLU</b>			
Momento flettente positivo	$M_{max,SLU}$	kNm	778,4
Momento flettente negativo	$M_{min,SLU}$	kNm	-1625,3
Taglio	$V_{max,SLU}$	kN	902,2
<b>Sollecitazioni diaframma intermedio – Trave H=1.75m</b>			
Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Interasse diaframmi	$i_d$	mm	5000
<b>CdC Peso soletta</b>			
L.d.i. momento - semimpalcato sx	$L_{diM,SX}$		-0,084
L.d.i. momento - semimpalcato dx	$L_{diM,DX}$		-0,084
Momento flettente	$M_{sol}$	kNm	-136,1
L.d.i. taglio - semimpalcato sx	$L_{div,SX}$		0,3498
L.d.i. taglio - semimpalcato dx	$L_{div,DX}$		-0,083
Taglio	$V_{sol}$	kN	60,0
<b>CdC Permanenti portati</b>			
L.d.i. momento - asse cordolo sx	$L_{diM,cor,SX}$		-0,448
L.d.i. momento - asse cordolo dx	$L_{diM,cor,DX}$		-0,448
L.d.i. momento - pavim. semimpalcato sx	$L_{diM,pav,SX}$		-0,031
L.d.i. momento - pavim. semimpalcato dx	$L_{diM,pav,DX}$		-0,031
L.d.i. momento - veletta sx	$L_{diM,vel,SX}$		-0,5
L.d.i. momento - veletta dx	$L_{diM,vel,DX}$		-0,5
Momento flettente	$M_{perm}$	kNm	-112,1

L.d.i. taglio - asse cordolo sx	$L_{div,cor,SX}$		0,115
L.d.i. taglio - asse cordolo dx	$L_{div,cor,DX}$		-0,448
L.d.i. taglio - pavim. semimpalcato sx	$L_{div,pav,SX}$		0,3834
L.d.i. taglio - pavim. semimpalcato dx	$L_{div,pav,DX}$		-0,031
L.d.i. taglio - veletta sx	$L_{div,vel,SX}$		0,167
L.d.i. taglio - veletta dx	$L_{div,vel,DX}$		-0,5
Taglio	$V_{perm}$	kN	14,6
<b>CdC Carichi mobili - Mmax</b>			
L.d.i. momento - Corsia 1	$L_{diM,1}$		0,125
L.d.i momento - Corsia 2	$L_{diM,2}$		0,125
Momento flettente positivo	$M_{max}$	kNm	527,6
Momento flettente positivo - fatica	$M_{max,fat}$	kNm	338,3
<b>CdC Carichi mobili - Mmin</b>			
L.d.i. momento - Corsia 1	$L_{diM,1}$		-0,188
L.d.i momento - Corsia 2	$L_{diM,2}$		-0,188
L.d.i momento - Parte rimanente sx	$L_{diM,r,DX}$		0
L.d.i momento - Parte rimanente dx	$L_{diM,r,SX}$		0
Larghezza parte rimanente sx	$w_{r,SX}$	m	0
Larghezza parte rimanente dx	$w_{r,DX}$	m	0
Momento flettente negativo	$M_{min}$	kNm	-793,5
Momento flettente negativo - fatica	$M_{min,fat}$	kNm	-508,8
<b>CdC Carichi mobili - Vmax</b>			
L.d.i. taglio - Corsia 1	$L_{div,1}$		0,625
L.d.i taglio - Corsia 2	$L_{div,2}$		0,208
L.d.i taglio - Parte rimanente	$L_{div,r}$		0
Larghezza parte rimanente	$w_r$	m	0
Taglio	$V_{max}$	kN	550,4
Taglio - fatica	$V_{max,fat}$	kN	348,4
<b>CdC Vento a ponte carico</b>			
Taglio	$V_w$	kN	57,7
Momento flettente	$M_w$	kNm	207,6
<b>Comb. SLU</b>			
Momento flettente positivo	$M_{max,SLU}$	kNm	763,1
Momento flettente negativo	$M_{min,SLU}$	kNm	-1610,0
Taglio	$V_{max,SLU}$	kN	897,9

### 8.1.1 Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)

#### • Diaframma per trave H=2.50m

##### **Geometria diaframma intermedio**

Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Interasse briglie (altezza trasverso)	$d$	mm	2190
Lunghezza diagonale	$l_d$	mm	2835
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	355
Tensione di rottura acciaio	$f_{tk}$	N/mm <sup>2</sup>	510
<b>Briglia superiore</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_o$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	900
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Briglia inferiore</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975

Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	720
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Diagonali</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	945
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07

Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y  $\rho_y$  mm 65,72

**Verifica di resistenza diaframma intermedio - SLU**

Coefficiente di sicurezza a compressione  $\gamma_{M0}$  1,05  
 Coefficiente di sicurezza a trazione  $\gamma_{M2}$  1,25

**Briglia superiore**

Azione assiale di compressione  $N_{c,Sd}$  kN -355,4  
 Resistenza a compressione  $N_{c,Rd}$  kN -2687,9  
 Fattore di sicurezza a compressione **FS < 1** **0,13**  
 Azione assiale di trazione  $N_{t,Sd}$  kN 742,1  
 Resistenza a trazione  $N_{t,Rd}$  kN 2588,8  
 Fattore di sicurezza a trazione **FS < 1** **0,29**

**Briglia inferiore**

Azione assiale di compressione  $N_{c,Sd}$  kN -742,1  
 Resistenza a compressione  $N_{c,Rd}$  kN -2687,9  
 Fattore di sicurezza a compressione **FS < 1** **0,28**  
 Azione assiale di trazione  $N_{t,Sd}$  kN 355,4  
 Resistenza a trazione  $N_{t,Rd}$  kN 2588,8  
 Fattore di sicurezza a trazione **FS < 1** **0,14**

**Diagonali**

Azione assiale di compressione  $N_{c,Sd}$  kN -1167,8  
 Resistenza a compressione  $N_{c,Rd}$  kN -2687,9  
 Fattore di sicurezza a compressione **FS < 1** **0,43**  
 Azione assiale di trazione  $N_{t,Sd}$  kN 1167,8  
 Resistenza a trazione  $N_{t,Rd}$  kN 2588,8  
 Fattore di sicurezza a trazione **FS < 1** **0,45**

**Verifica di stabilità diaframma intermedio - SLU**

Coefficiente di sicurezza per instabilità  $\gamma_{M1}$  1,10

**Briglia superiore**

Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale  $l_{0,x}$  mm 3600  
 Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale  $l_{0,y}$  mm 3600  
 Snellezza rispetto all'asse x-x  $\lambda_x$  84,4  
 Snellezza rispetto all'asse y-y  $\lambda_y$  54,8  
 $\lambda_1$  21,2  
 Snellezza equivalente  $\lambda_{eq}$  58,7

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		84,4
	$\lambda_p$		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-355,4
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1365,5
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,26</b>
<b>Briglia inferiore</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	1800
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		16,9
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		57,3
	$\lambda_p$		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,553
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-742,1
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1935,3
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,38</b>

**Diagonali**

Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	2835
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	2835
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		66,5
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		43,1
	$\lambda_1$		22,2
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		48,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		66,5
	$\lambda_p$		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,870
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,565
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,635
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,870
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,993
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,680
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,470
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		219,6
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{sd}$	kN	-1167,8
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1745,4
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,67</b>

• **Diaframma per trave H=1.75m**

**Geometria diaframma intermedio**

Interasse travi principali	$l_t$	mm	3600
Interasse briglie (altezza trasverso)	$d$	mm	1440
Lunghezza diagonale	$l_d$	mm	2305
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	355
Tensione di rottura acciaio	$f_{tk}$	N/mm <sup>2</sup>	510

**Briglia superiore**

Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975

Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	900
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Briglia inferiore</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	720
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07

Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Diagonali</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	A	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_o$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	768
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72

**Verifica di resistenza diaframma intermedio - SLU**

Coefficiente di sicurezza a compressione	$\gamma_{M0}$		1,05
Coefficiente di sicurezza a trazione	$\gamma_{M2}$		1,25
<b>Briglia superiore</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-529,9
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,20</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1118,1
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,43</b>
<b>Briglia inferiore</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1118,1

Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,42</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	529,9
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,20</b>
<b>Diagonali</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1437,4
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,53</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1437,4
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,56</b>

**Verifica di stabilità diaframma intermedio - SLU**

Coefficiente di sicurezza per instabilità	$\gamma_{M1}$		1,10
<b>Briglia superiore</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	3600
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		84,4
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		21,2
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		58,7
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		84,4
	$\lambda_p$		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-529,9
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1365,5
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,39</b>

**Briglia inferiore**

Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	1800
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		16,9
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		57,3
	$\lambda_p$		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,553
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{sd}$	kN	-1118,1
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1935,3
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,58</b>

**Diagonali**

Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	2305
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	2305
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		54,0
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		35,1
	$\lambda_1$		18,1
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		39,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		54,0
	$\lambda_p$		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,708
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,459
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,517
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,708
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,837

Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,779
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,283
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		251,5
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-1437,4
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1999,7
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,72</b>

### 8.1.2 Verifiche a fatica per via illimitata (FAT)

#### • Diaframma per trave H=2.50m

##### *Verifica a fatica per vita illimitata diaframma intermedio*

###### *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi*

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	140
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm <sup>2</sup>	103,18
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	76,43
Escursione tensione briglia superiore	$\Delta\sigma_{max,b,s}$	N/mm <sup>2</sup>	29,22
Escursione tensione briglia inferiore	$\Delta\sigma_{max,b,i}$	N/mm <sup>2</sup>	29,22
Escursione tensione diagonale	$\Delta\sigma_{max,d}$	N/mm <sup>3</sup>	56,73
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,74</b>

#### • Diaframma per trave H=1.75m

##### *Verifica a fatica per vita illimitata diaframma intermedio*

###### *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi*

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	140
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 <sup>6</sup> cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm <sup>2</sup>	103,18
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	$\gamma_M$		1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm <sup>2</sup>	76,43
Escursione tensione briglia superiore	$\Delta\sigma_{max,b,s}$	N/mm <sup>2</sup>	44,44
Escursione tensione briglia inferiore	$\Delta\sigma_{max,b,i}$	N/mm <sup>2</sup>	44,44
Escursione tensione diagonale	$\Delta\sigma_{max,d}$	N/mm <sup>3</sup>	70,15
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,92</b>

## 8.2 DIAFRAMMI DI APPOGGIO

Costituiscono il vincolo principale per la travata, attraverso il quale ricondurre sulla testa pila tutti i carichi orizzontali che si possano generare, in senso trasversale, sulla struttura.

Il diaframma di appoggio costituisce un "incastro torsionale" attraverso il quale il momento torcente derivante dai carichi esterni si trasforma in coppia verticale sugli appoggi posizionati in testa alla pila/spalla.

Il momento torcente da considerare,  $T$ , è il momento torcente complessivo sulla pila, come reazione ai momenti torcenti applicati sulle campate adiacenti alla pila stessa.

### **Sollecitazioni diaframma di appoggio – Trave H=2.50m**

Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Luce campata a sinistra del diaframma	$L_{sx}$	m	50
Luce campata a destra del diaframma	$L_{dx}$	m	50
Momento torcente all'appoggio per vento	$T_w$	kNm	3067,6
Eccentricità verticale forza centrifuga	$e_{centr}$	m	2,91
Momento torcente all'appoggio per centrifuga	$T_{centr}$	kN	310,4
Momento torcente all'appoggio allo SLU	$T_{SLU}$	kNm	4601,4

### **Sollecitazioni diaframma di appoggio – Trave H=1.75m**

Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Luce campata a sinistra del diaframma	$L_{sx}$	m	0
Luce campata a destra del diaframma	$L_{dx}$	m	35
Momento torcente all'appoggio per vento	$T_w$	kNm	959,2
Eccentricità verticale forza centrifuga	$e_{centr}$	m	2,91
Momento torcente all'appoggio per centrifuga	$T_{centr}$	kN	310,4
Momento torcente all'appoggio allo SLU	$T_{SLU}$	kNm	1438,8

### 8.2.1 Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)

#### • Diaframma per trave H=2.50m

##### **Geometria diaframma di appoggio**

Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Interasse briglie (altezza trasverso)	$d$	mm	2190
Lunghezza diagonale	$l_d$	mm	2835
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	355
Tensione di rottura acciaio	$f_{tk}$	N/mm <sup>2</sup>	510

##### **Briglia superiore**

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	A	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	900
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Briglia inferiore</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	A	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	720
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_{y+s}$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Diagonali</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	945
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_{y+s}$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72

**Verifica di resistenza diaframma di appoggio - SLU**

Coefficiente di sicurezza a compressione	$\gamma_{M0}$		1,05
Coefficiente di sicurezza a trazione	$\gamma_{M2}$		1,25
<b>Briglia superiore</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1050,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,39</b>

Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1050,5
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,41</b>
<b>Briglia inferiore</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1050,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,39</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1050,5
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,41</b>
<b>Diagonali</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-827,2
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,31</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	827,2
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,32</b>

**Verifica di stabilità diaframma di appoggio - SLU**

Coefficiente di sicurezza per instabilità	$\gamma_{M1}$		1,10
<b>Briglia superiore</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	3600
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		84,4
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		21,2
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		58,7
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		84,4
	$\lambda_p$		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879

Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-1050,5
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1365,5
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,77</b>
<b>Briglia inferiore</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	1800
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		16,9
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		57,3
	$\lambda_p$		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,553
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-1050,5
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1935,3
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,54</b>
<b>Diagonali</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	2835
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	2835
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		66,5
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		43,1
	$\lambda_1$		22,2
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		48,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		66,5
	$\lambda_p$		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,870

Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,565
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,635
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,870
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,993
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,680
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,470
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		219,6
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-827,2
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1745,4
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,47</b>

• **Diaframma per trave H=1.75m**

**Geometria diaframma di appoggio**

Interasse travi principali	$i_t$	mm	3600
Interasse briglie (altezza trasverso)	$d$	mm	1440
Lunghezza diagonale	$l_d$	mm	2305
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	355
Tensione di rottura acciaio	$f_{tk}$	N/mm <sup>2</sup>	510
<b>Briglia superiore</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	900

Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_{y+s}$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Briglia inferiore</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm <sup>2</sup>	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	720
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_{y+s}$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72
<b>Diagonali</b>			
Tipo profilo			2L 140x140x15
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	140
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	140
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	15
Area singolo profilo	$A$	mm <sup>2</sup>	3975
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950
Diametro foro bullone	$d_0$	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm <sup>2</sup>	7050

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	$\rho_{min}$	mm	42,5
Eccentricità del baricentro del profilo	$e_y$	mm	40
Spessore piastre di imbottitura	$s$	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1700
Interasse delle imbottiture	$L_0$	mm	768
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	100
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	$J_x$	mm <sup>4</sup>	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	$\rho_x$	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	$J_y$	mm <sup>4</sup>	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	$\rho_y$	mm	65,72

**Verifica di resistenza diaframma di appoggio - SLU**

Coefficiente di sicurezza a compressione	$V_{M0}$		1,05
Coefficiente di sicurezza a trazione	$V_{M2}$		1,25
<b>Briglia superiore</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-499,6
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,19</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	499,6
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,19</b>
<b>Briglia inferiore</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-499,6
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,19</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	499,6
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,19</b>
<b>Diagonali</b>			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-319,9
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,12</b>
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	319,9
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8

Fattore di sicurezza a trazione **FS < 1** **0,12**

**Verifica di stabilità diaframma di appoggio - SLU**

Coefficiente di sicurezza per instabilità	$\gamma_{M1}$		1,10
<b>Briglia superiore</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	3600
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		84,4
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		21,2
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		58,7
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		84,4
	$\lambda_p$		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-499,6
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1365,5
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,37</b>
<b>Briglia inferiore</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	1800
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3600
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		54,8
	$\lambda_1$		16,9
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		57,3
	$\lambda_p$		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,553

Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-499,6
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1935,3
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,26</b>
<b>Diagonali</b>			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	2305
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	2305
Snellezza rispetto all'asse x-x	$\lambda_x$		54,0
Snellezza rispetto all'asse y-y	$\lambda_y$		35,1
	$\lambda_1$		18,1
Snellezza equivalente	$\lambda_{eq}$		39,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo $\omega$	$\lambda_{max}$		54,0
	$\lambda_p$		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	$\lambda'_x$		0,708
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	$\lambda'_y$		0,459
Snellezza equivalente adimensionale	$\lambda'_{eq}$		0,517
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo $\chi$	$\lambda'_{max}$		0,708
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	$\alpha$		0,34
	$\phi$		0,837
Coefficiente di riduzione per instabilità	$\chi$		0,779
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,283
Tensione critica per instabilità	$\sigma_{crit}$		251,5
Area asta composta	$A_d$	mm <sup>2</sup>	7950,0
Azione assiale di compressione	$N_{Sd}$	kN	-319,9
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1999,7
Fattore di sicurezza per instabilità	<b>FS &lt; 1</b>		<b>0,16</b>

## 9 VERIFICA SOLETTA (EFFETTI LOCALI)

Di seguito sono riportate le analisi e le relative verifiche di resistenza utilizzate per la progettazione della armatura trasversale della soletta in c.a.

La soletta risulta gettata in opera su coppelle prefabbricate in c.a. rese collaboranti con essa, aventi spessore pari a 7cm. L'altezza complessiva della soletta è di 30cm.

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- **Fase I (provvisoria):** il getto integrativo è ancora in fase fluida e si considera il meccanismo resistente costituito dai soli tralicci trascurando tutti i ferri integrativi e lo spessore della coppella a sostegno del getto in opera. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre e dal getto;
- **Fase II (definitiva):** si considerano resistenti la soletta collaborante con la coppella in tutto il suo spessore, le armature integrative presenti nelle predalle e quelle inserite in opera. I carichi agenti sono i permanenti portati, le azioni variabili da traffico ed i carichi accidentali (vento, urto).

### 9.1 VERIFICA PREDALLE (FASE I)

Per la realizzazione della soletta si utilizzano le predalle (lastre tralicciate) come casseforme allo scopo di sostenere il peso della soletta fluida.

Si prescrive il getto della soletta dapprima nelle due campate centrali e a ridosso delle travi principali, e successivamente sugli sbalzi, al fine di scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

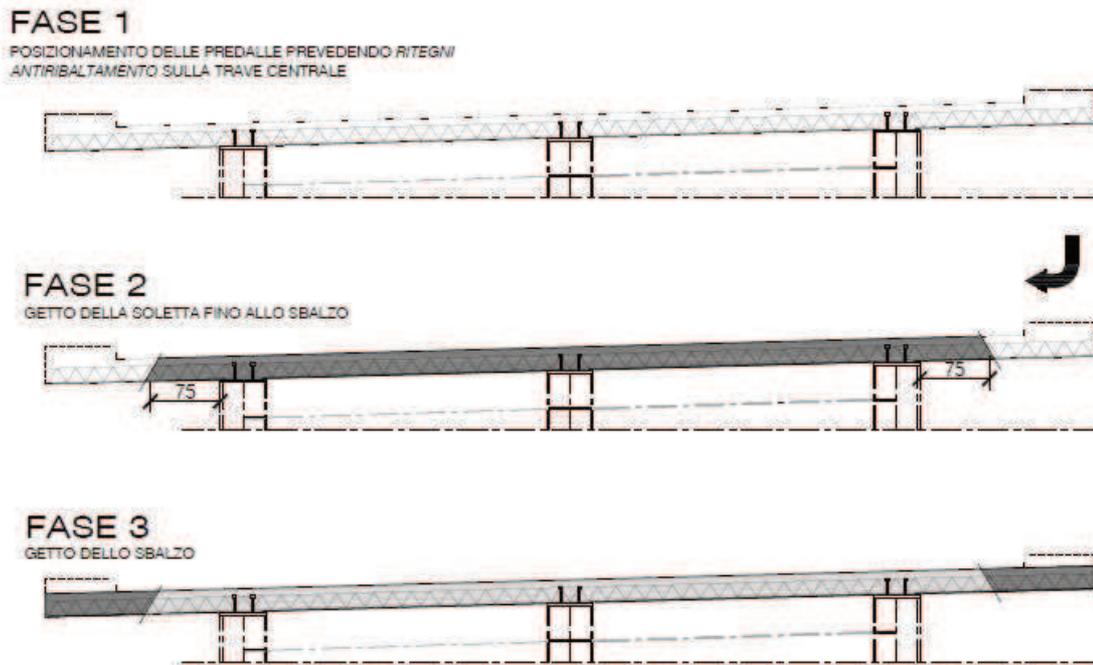


Figura 22: Fasi di getto della soletta

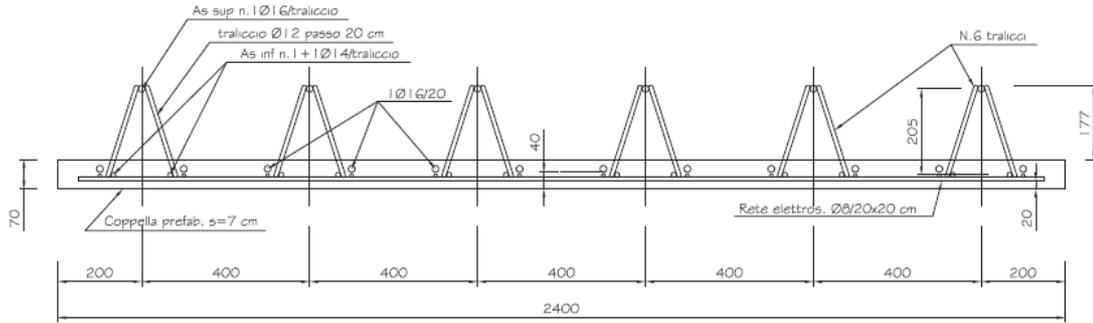


Figura 23: Coppella prefabbricata

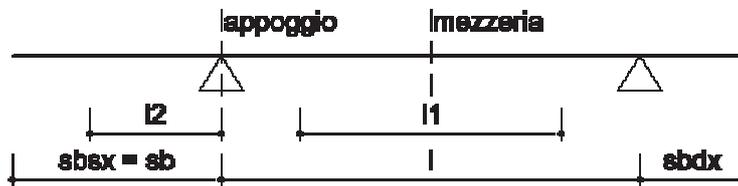
Le coppele sono costituite da elementi prefabbricati di larghezza pari 2.40m, contenenti sei tralici di armatura (disposti con passo 40cm) così definiti:

- 2 $\Phi$ 14 inferiori + 1 $\Phi$ 16 superiore;
- ferri diagonali  $\Phi$ 12/20 resistenti a taglio.

Sono poste in opera con uno schema trasversale isostatico di trave appoggiata con sbalzo.

Si riportano a seguire le sollecitazioni e le verifiche della "lastra tralicciata".

### Geometria soletta e analisi dei carichi



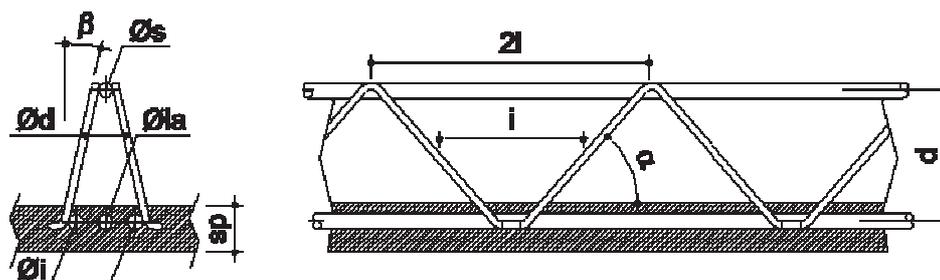
$l =$	interasse travi	m	3,6
$sb_{SX} =$	luce sbalzo sinistro	m	2,4
$sb_{DX} =$	luce sbalzo destro	m	0
$sb =$	sbalzo massimo	m	2,4
$s_p =$	spessore predalla	mm	70
$p_p =$	peso predalla	kN/m <sup>2</sup>	1,75
$s_s =$	spessore getto di completamento	mm	230
$p_s =$	peso getto di completamento	kN/m <sup>2</sup>	5,75
$p_q =$	peso mezzi in opera	kN/m <sup>2</sup>	0,00
$p_v =$	peso velette prefabbricate fermagetto	kN/m	1,00

### Proprietà geometriche predalla

In fase di getto si considera resistente il solo traliccio su uno schema di travatura reticolare

$b_p =$	larghezza predalla	m	2,4
$n_t =$	numero tralicci per lastra		6

**armatura singolo traliccio**



$\varnothing_s =$	diametro ferri superiori	mm	16
$n_s =$	numero ferri superiori		1
$\varnothing_i =$	diametro ferri inferiori	mm	14
$n_i =$	numero ferri inferiori		2
$\varnothing_{ia} =$	diametro ferri inferiori aggiuntivi	mm	0
$n_{ia} =$	numero ferri inferiori aggiuntivi		0
$\varnothing_d =$	diametro ferri diagonali	mm	12
$n_d =$	numero ferri diagonali		2
$A_s =$	area armatura superiore a metro	mm <sup>2</sup> /m	503
$A_i =$	area armatura inferiore a metro	mm <sup>2</sup> /m	770
$A_d =$	area armatura diagonale a metro	mm <sup>2</sup> /m	565
$d =$	braccio ferri	mm	205
$i =$	interasse ferri diagonali	mm	100
$\alpha =$	inclinazione longitudinale ferri diagonali	deg	64,00
$\beta =$	inclinazione trasversale ferri diagonali	deg	16,31

### Fasi di getto

#### 1 getto cls tra le travi

$l_1 =$	lunghezza getto fase 1	m	3,6
---------	------------------------	---	-----

#### valutazione momento in mezzeria - fase 1

$M_p =$	contributo peso predalle	kNm/m	0,315	$\gamma_F$ 1,35
$M_s =$	contributo peso getto	kNm/m	9,315	1,35
$M_q =$	contributo peso mezzi in opera	kNm/m	0,000	1,50
$M_1 =$	momento in mezzeria di fase 1	kNm/m	13,00	

#### valutazione taglio appoggio - fase 1

$T_p =$	contributo peso predalle	kN/m	4,550	1,35
$T_s =$	contributo peso getto	kN/m	10,350	1,35
$T_q =$	contributo peso mezzi in opera	kN/m	0,000	1,50
$T_1 =$	taglio in appoggio di fase 1	kN/m	20,12	

#### verifica di stabilità dei correnti superiori

metodo di calcolo (TA = tensioni ammissibili; SL = stati limite)

				SL
$N =$	M/d = sforzo di compressione delle barre superiori	kN/m	-63,4	
$L =$	distanza vincoli	mm	200	
$\beta =$	coefficiente di vincolo		1	
$L_0 =$	lunghezza libera di inflessione	mm	200	
$\rho =$	raggio giratore di inerzia	mm	4	
$\lambda =$	snellezza		50	
	categoria di sezione	curva	c	
$\omega =$	coefficiente omega		1,425	
$\sigma =$	$\omega N/A_s =$ tensione barra (metodo $\omega$ )	MPa	180	
$\sigma_{lim} =$	tensione limite per instabilità	MPa	390	
$FS =$	fattore di sicurezza		0,461	

**verificato**

#### verifica di resistenza dei correnti inferiori

*la verifica è meno restrittiva della precedente essendo  $A_i > A_s$*

## 2 getto cls sbalzi

$l_2 =$	lunghezza getto sbalzo fase 2	m	1,9	
---------	-------------------------------	---	-----	--

#### valutazione momento appoggio - fase 2

				$\gamma$
$M_p =$	contributo peso predalle	kNm/m	-5,040	1,35
$M_s =$	contributo peso getto	kNm/m	-10,379	1,35
$M_q =$	contributo peso mezzi in opera	kNm/m	0,000	1,50
$M_v =$	contributo peso veletta	kNm/m	-2,400	1,50
$M_1 =$	momento in appoggio di fase 2	kNm/m	-24,42	

#### valutazione taglio appoggio - fase 2

$T_p =$	contributo peso predalle	kN/m	4,200	1,35
$T_s =$	contributo peso getto	kN/m	10,925	1,35
$T_q =$	contributo peso mezzi in opera	kN/m	0,000	1,50
$T_v =$	contributo peso veletta	kN/m	1,000	1,50
$T_1 =$	taglio in appoggio di fase 2	kN/m	21,92	

#### verifica di stabilità dei correnti inferiori

$N =$	M/d = sforzo di compressione delle barre inferiori	kN/m	-119,1	
$L =$	distanza vincoli	mm	200	
$\beta =$	coefficiente di vincolo		1	

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$L_0 =$	lunghezza libera di inflessione	mm	200
$\rho =$	raggio giratore di inerzia	mm	3,5
$\lambda =$	snellezza		57
categoria di sezione		curva	c
$\omega =$	coefficiente omega		1,573
$\sigma =$	$\omega N/A_i =$ tensione barra (metodo $\omega$ )	MPa	243
$\sigma_{lim} =$	tensione limite per instabilità	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,624
			<b>verificato</b>
<b>verifica di resistenza dei correnti superiori</b>			
N =	M/d = sforzo di trazione delle barre superiori	kN/m	119
$\sigma =$	$N/A_s =$ tensione barra	MPa	237
$\sigma_{lim} =$	tensione limite di calcolo	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,608
			<b>verificato</b>
<b>verifica di stabilità dei diagonalì</b>			
N =	$T_{max}/(\sin\alpha \cdot \cos\beta) =$ sforzo di compressione delle barre diagonalì	kN/m	25,41
L =	distanza vincoli	mm	236
$\beta =$	coefficiente di vincolo		1
$L_0 =$	lunghezza libera di inflessione	mm	236
$\rho =$	raggio giratore di inerzia	mm	3
$\lambda =$	snellezza		79
categoria di sezione		curva	c
$\omega =$	coefficiente omega		2,202
$\sigma =$	$\omega N/A_s =$ tensione barra (metodo $\omega$ )	MPa	99
$\sigma_{lim} =$	tensione limite di calcolo	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,254
			<b>verificato</b>

## 9.2 VERIFICA SOLETTA (FASE II)

In questa fase, detta "definitiva", risultano efficaci sia le armature delle *prédalles* che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti è stato effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta, assumendo una striscia di larghezza unitaria.

A favore di sicurezza, in tutte le verifiche effettuate si trascura la presenza dei ferri dei tralicci delle *prédalles* in quanto essi, già dalla fase provvisoria, ereditano delle tensioni elevate: all'applicazione dei rimanenti carichi permanenti e dei carichi mobili raggiungono tensioni prossime allo snervamento.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato avvalendosi dei seguenti schema statici:

- schema a mensola per la valutazione delle sollecitazioni negli sbalzi;
- schema statico di trave continua su 3 appoggi (travi principali) e due sbalzi per lo studio dei massimi tagli e dei massimi momenti flettenti negativi negli appoggi e positivi nelle campate.

I carichi concentrati da traffico 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  $45^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

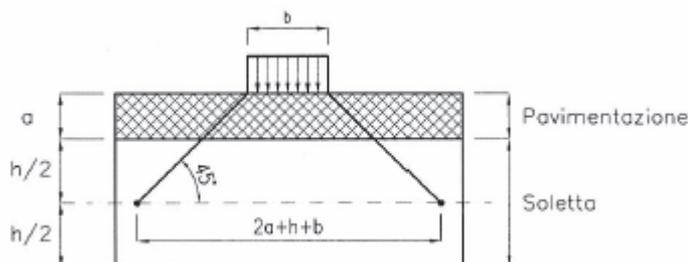


Figura 24: Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Ai sensi del par. 5.1.3.10 del D.M. 17-01-2018, nel progetto dell'impalcato deve essere inoltre considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Per il calcolo delle sollecitazioni sulla zona di estremità dell'impalcato, presso le spalle, si assume un coefficiente amplificativo  $q_2 = 1.3$  per tenere conto dell'effetto 'martellamento', ovvero degli effetti dinamici provocati dall'urto delle ruote sul giunto di dilatazione.

La verifica della soletta viene quindi condotta di seguito sia per la zona corrente, interna all'impalcato, sia per la zona di estremità, in prossimità dei giunti di dilatazione.

### 9.2.1 Sbalzo – zona corrente

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1 e 2) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli la sezione in esame.

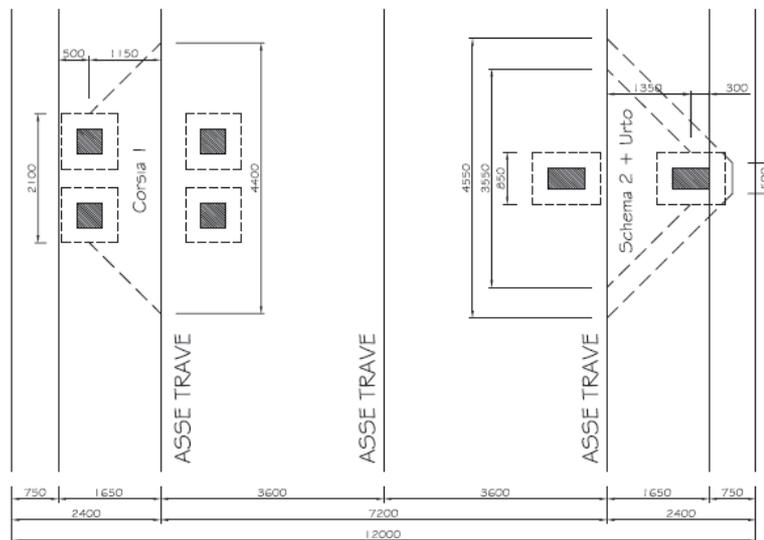


Figura 25: Disposizione carichi da traffico per verifica sbalzo – zona corrente

### Soletta in c.a. - Verifica sbalzo

#### Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-78,41	kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-12,25	kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-90,7	kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0	kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	-15,9	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	-122,4	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-106,6	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-79,6	kNm/m

#### Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	$h$	30	cm
Copriferro armature tese	$c$	3	cm
Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	18	mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	20	mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	40	cm

Altezza utile	d	26 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	13,41 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	$A_s$	20,57 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	-187,7 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,652</b>

#### **Verifica tensionale - SLE rara**

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	221,4 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,615</b>

#### **Verifica di fessurazione - SLE freq.**

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	165,4 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,689</b>

#### **Soletta in c.a. - Verifica sbalzo per urto**

##### **Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione**

Momento per Schema di carico 2 (per striscia unitaria)	$M_{q1}$	-76,1 kNm/m
Distanza tra baricentro sicurvia e asse trave	x	2,025 m
Larghezza di distribuzione della forza d'urto	b	0,5 m
Braccio della forza d'urto rispetto al piano medio soletta	h	1,25 m
Larghezza di soletta reagente all'urto	$D_{urto}$	4,55 m
Forza di collisione	$F_{urto}$	100 kN
Momento flettente per urto (per striscia unitaria)	$M_{q8}$	-27,5 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0 kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	-15,9 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	-119,5 kNm/m

##### **Verifica di resistenza - SLU**

Spessore complessivo soletta	h	30 cm
Copriferro armature tese	c	3 cm
Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	18 mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	20 mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	40 cm

Altezza utile	d	26 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	13,91 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	$A_s$	20,57 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	-176,6 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,676</b>

### 9.2.2 Sbalzo – zona di estremità

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1 e 2) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

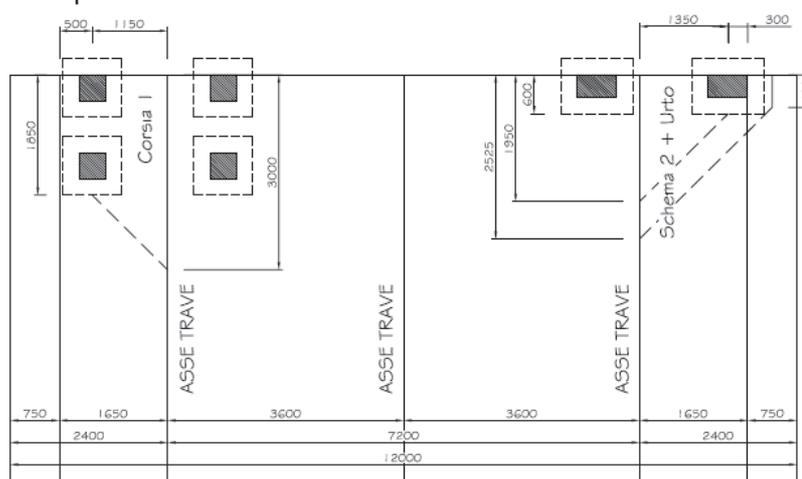


Figura 26: Disposizione carichi da traffico per verifica sbalzo – zona di estremità

### Soletta in c.a. - Verifica sbalzo

#### Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-149,50 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-15,925 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-165,4 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0 kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	-15,9 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	-223,3 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-181,3 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-134,4 kNm/m

#### Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30 cm
Copriferro armature tese	c	3 cm

Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	18 mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	20 mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	20 cm
Altezza utile	$d$	26 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	24,47 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	$A_s$	28,42 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	-259,3 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,861</b>

#### **Verifica tensionale - SLE rara**

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	272,7 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,757</b>

#### **Verifica di fessurazione - SLE freq.**

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	202,1 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,842</b>

#### **Soletta in c.a. - Verifica sbalzo per urto**

##### **Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione**

Momento per Schema di carico 2 (per striscia unitaria)	$M_{q1}$	-180 kNm/m
Distanza tra baricentro sicurvia e asse trave	$x$	2,025 m
Larghezza di distribuzione della forza d'urto	$b$	0,5 m
Braccio della forza d'urto rispetto al piano medio soletta	$h$	1,25 m
Larghezza di soletta reagente all'urto	$D_{urto}$	2,525 m
Forza di collisione	$F_{urto}$	100 kN
Momento flettente per urto (per striscia unitaria)	$M_{q8}$	-49,5 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0 kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	-15,9 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	-245,4 kNm/m

##### **Verifica di resistenza - SLU**

Spessore complessivo soletta	$h$	30 cm
Copriferro armature tese	$c$	3 cm

Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	18 mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	20 mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	20 cm
Altezza utile	$d$	26 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	25,87 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	$A_s$	28,42 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	-269,6 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,910</b>

### 9.2.3 Sezione in campata – zona corrente

Per ottenere le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili, è stato considerato lo Schema di Carico 1 previsto da normativa; con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti, per mezzo del programma di calcolo Sap2000, i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

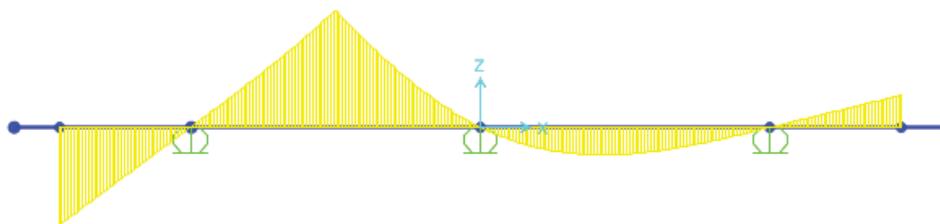


Figura 27: Linea di influenza del momento flettente – Sezione in campata

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

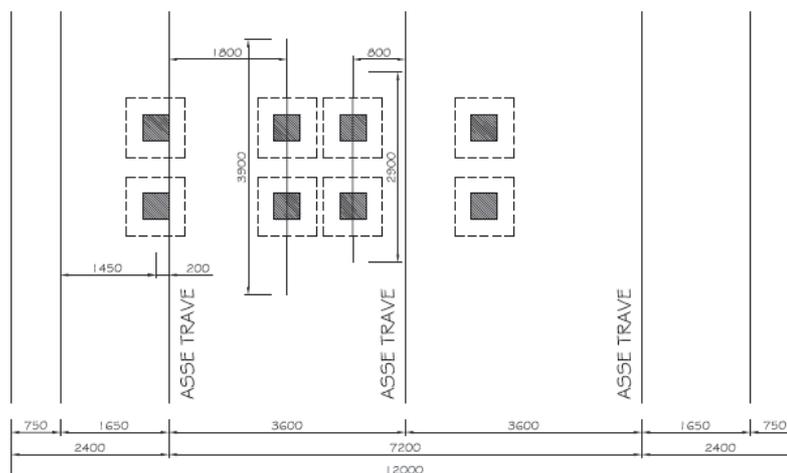


Figura 28: Disposizione corsie per verifica sezione in campata – zona corrente

**Soletta in c.a. - Verifica in mezzeria**

***Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione***

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{di,M,1,SX}$	0 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{di,M,1,DX}$	0,18759 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{di,M,2,SX}$	0,090621 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	$L_{di,M,2,DX}$	0 kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	1,45 m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	3,45 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	4,45 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	6,45 m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,0
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	74,4 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	9,4 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	83,8 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0 kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	-1,88 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	113,2 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	82,0 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	57,7 kNm/m

***Verifica di resistenza - SLU***

Spessore complessivo soletta	$h$	30 cm
Copriferro armature tese correnti (nella predalle)	$c_1$	4 cm
Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	14 mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20 cm
Copriferro arm. tese di infittimento (sopra la predalle)	$c_2$	9 cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	16 mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	20 cm
Altezza utile	$d$	22,41 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	14,39 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa corrente disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,1}$	7,69 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa aggiuntiva disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,2}$	10,05 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa totale disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,tot}$	17,74 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	139,6 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,811</b>

**Verifica tensionale - SLE rara**

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	229,0	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,636</b>	

**Verifica di fessurazione - SLE freq.**

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	161,2	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240	N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,672</b>	

9.2.4 Sezione in campata – zona di estremità

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

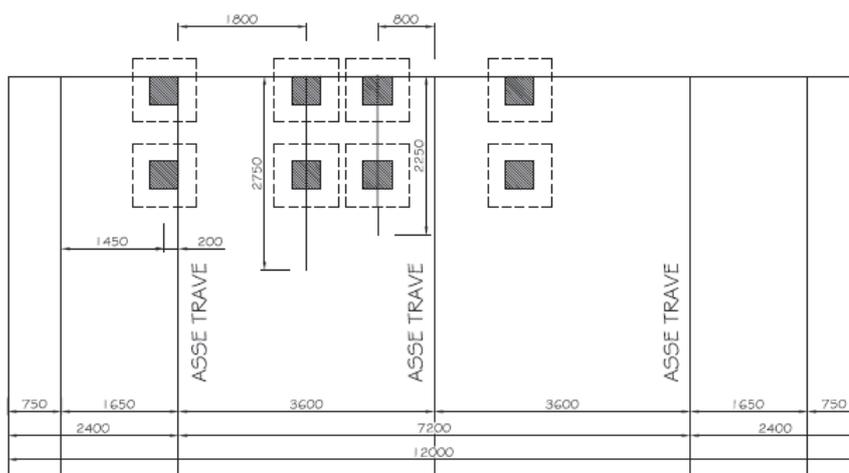


Figura 29: Disposizione corsie per verifica sezione in campata – zona di estremità

**Soletta in c.a. - Verifica in mezzeria**

**Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione**

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{diM,1,SX}$	0	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{diM,1,DX}$	0,26604	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{diM,2,SX}$	0,1168	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	$L_{diM,2,DX}$	0	kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	1,45	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	3,45	m

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	4,45 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	6,45 m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,3
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	134,1 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	12,3 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	146,4 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0 kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	-1,88 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	197,6 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	144,5 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	103,6 kNm/m

**Verifica di resistenza - SLU**

Spessore complessivo soletta	$h$	30 cm
Copriferro armature tese correnti (nella predalle)	$c_1$	4 cm
Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	14 mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20 cm
Copriferro arm. tese di infittimento (sopra la predalle)	$c_2$	9 cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	16 mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	10 cm
Altezza utile	$d$	21,61 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	26,05 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa corrente disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,1}$	7,69 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa aggiuntiva disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,2}$	20,10 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa totale disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,tot}$	27,79 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	210,8 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,938</b>

**Verifica tensionale - SLE rara**

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	267,4 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,743</b>

**Verifica di fessurazione - SLE freq.**

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq.}$	191,7 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,799</b>

### 9.2.5 Sezione all'appoggio interno – zona corrente

Per ottenere le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili, è stato considerato lo Schema di Carico 1 previsto da normativa; con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti, per mezzo del programma di calcolo Sap2000, i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

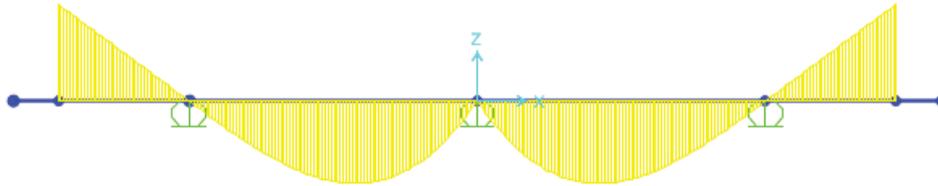


Figura 30: Linea di influenza del momento flettente – Sezione all'appoggio interno

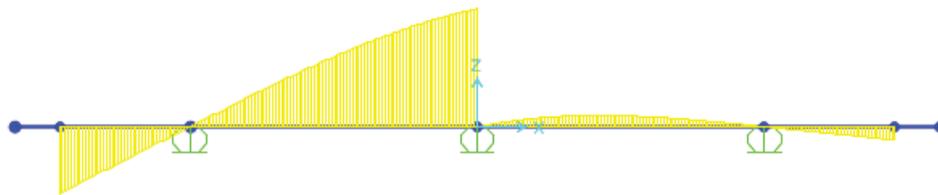


Figura 31: Linea di influenza del taglio – Sezione all'appoggio interno

Si riportano di seguito le disposizioni dei carichi da traffico (schema 1) che determinano le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

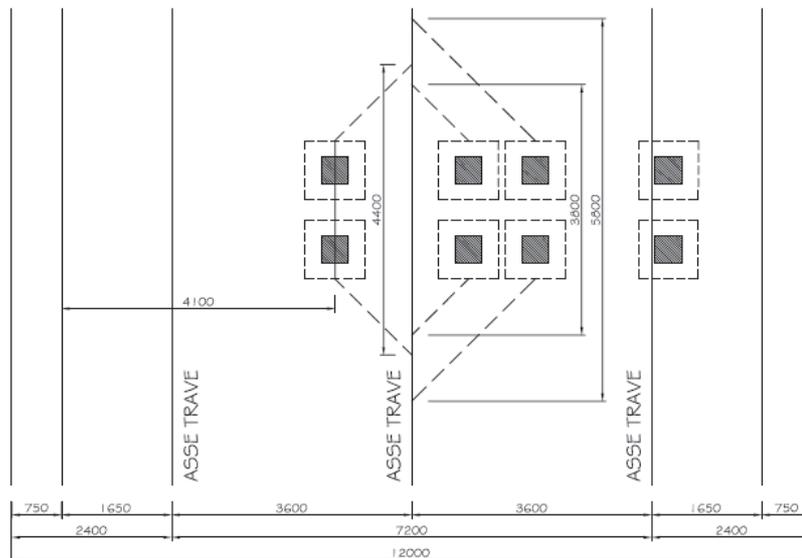


Figura 32: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a flessione – zona corrente

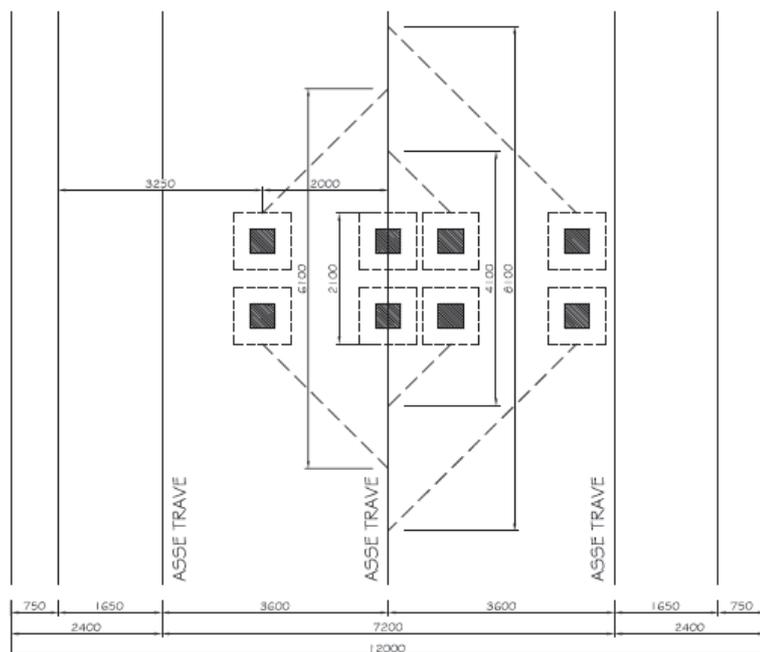


Figura 33: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a taglio – zona corrente

### Soletta in c.a. - Verifica all'appoggio interno

#### Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	Ldi <sub>M,1,SX</sub>	-0,07491	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	Ldi <sub>M,1,DX</sub>	-0,07492	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	Ldi <sub>M,2,SX</sub>	-0,05733	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	Ldi <sub>M,2,DX</sub>	0	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse sx	Ldi <sub>M,3,SX</sub>	0	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse dx	Ldi <sub>M,3,DX</sub>	0	kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	d <sub>1,SX</sub>	4,10	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	d <sub>1,DX</sub>	6,10	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	d <sub>2,SX</sub>	7,10	m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	d <sub>2,DX</sub>	9,10	m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	d <sub>3,SX</sub>	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	d <sub>3,DX</sub>	#N/D	m
Coefficiente dinamico	Φ <sub>d</sub>	1,0	
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	M <sub>q1,t</sub>	-56,4	kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	M <sub>q1,d</sub>	-7,6	kNm/m
Momento per carichi da traffico	M <sub>q1,tot</sub>	-64,0	kNm/m

Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0	kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	3,56	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{sLU}$	-86,4	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{sLE,rara}$	-60,5	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{sLE,freq.}$	-41,8	kNm/m

#### **Verifica di resistenza - SLU**

Spessore complessivo soletta	h	30	cm
Copriferro armature tese	c	3	cm
Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	18	mm
Passo armature tese correnti	$s_1$	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	0	mm
Passo armature tese di infittimento	$s_2$	20	cm
Altezza utile	d	26,1	cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	9,43	cm <sup>2</sup>
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	$A_s$	12,72	cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	$M_{Rd}$	-116,5	kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,742</b>	

#### **Verifica tensionale - SLE rara**

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	202,4	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,562</b>	

#### **Verifica di fessurazione - SLE freq.**

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq.}$	139,9	N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240	N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,583</b>	

#### **Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio interno**

##### **Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione**

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	$L_{div,1,sx}$	0,087361	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	$L_{div,1,dx}$	0,476143	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	$L_{div,2,sx}$	0,020951	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	$L_{div,2,dx}$	0,004988	kN/kN

L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	$L_{div,3,SX}$	0 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	$L_{div,3,DX}$	0 kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	3,25 m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	5,25 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	6,25 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	8,25 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	#N/D m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	#N/D m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	$a_{v,1,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	$a_{v,1,DX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	$a_{v,2,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,DX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$	m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,0
Altezza utile lastra predalle	$d$	240 mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	174,2 kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	17,3 kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	191,6 kN/m
Taglio per peso proprio soletta	$V_{g1}$	0 kN/m
Taglio per carichi permanenti	$V_{g2}$	-0,65 kN/m
<b>Taglio sollecitante - Comb. SLU</b>	<b><math>V_{SLU}</math></b>	<b>257,6 kN/m</b>
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	190,9 kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta  $f_{yd,rid}$  così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 99 = 292 \text{ N/mm}^2$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	12	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	5	[-]
Passo delle staffe	$s$	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	565	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	$z$	216	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	0,90	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	9,07	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>807,01</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>

$$V_{Rd} = 478.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 257.6 \text{ kN}$$

$$FS = 257.6/478.7 = 0.54 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 9.2.6 Sezione all'appoggio interno – zona di estremità

Si riportano di seguito le disposizioni dei carichi da traffico (schema 1) che determinano le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

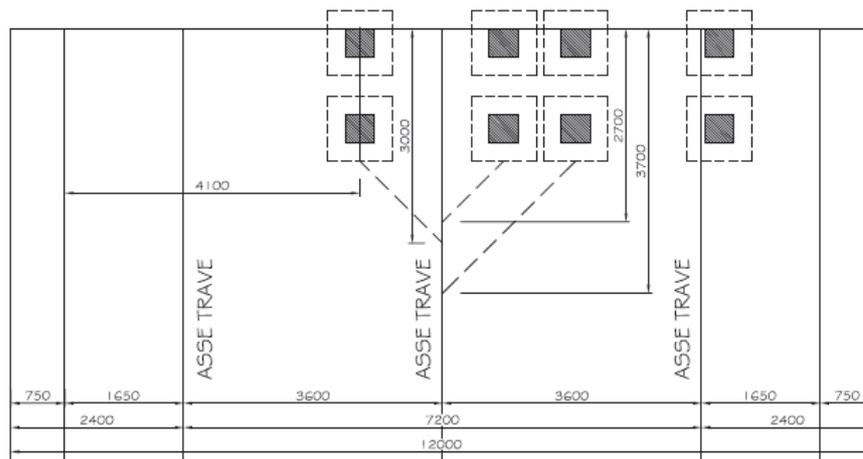


Figura 34: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a flessione – zona di estremità

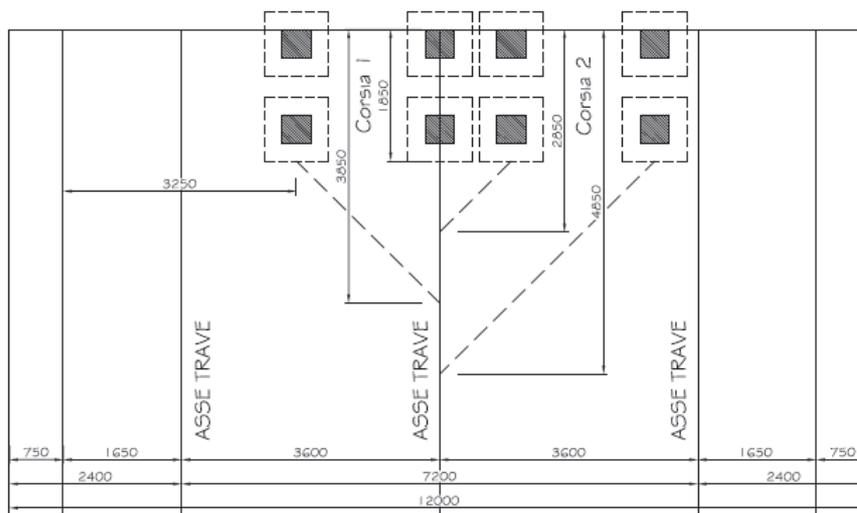


Figura 35: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a taglio – zona di estremità

### Soletta in c.a. - Verifica all'appoggio interno

#### Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{diM,1,SX}$	-0,10919 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{diM,1,DX}$	-0,10544 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{diM,2,SX}$	-0,08986 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	$L_{diM,2,DX}$	0 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse sx	$L_{diM,3,SX}$	0 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse dx	$L_{diM,3,DX}$	0 kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	4,10 m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	6,10 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	7,10 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	9,10 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	#N/D m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	#N/D m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,3
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-107,1 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-9,9 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-117,0 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	$M_{g1}$	0 kNm/m
Momento per carichi permanenti	$M_{g2}$	3,56 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	$M_{SLU}$	-157,9 kNm/m

Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-113,4 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-80,7 kNm/m

#### **Verifica di resistenza - SLU**

Spessore complessivo soletta	h	30 cm
Copriferro armature tese	c	3 cm
Diametro armature tese correnti	$\Phi_1$	18 mm
Passo armature tese correnti	s <sub>1</sub>	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	$\Phi_2$	20 mm
Passo armature tese di infittimento	s <sub>2</sub>	40 cm
Altezza utile	d	26 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	A <sub>s,req</sub>	17,30 cm <sup>2</sup>
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A <sub>s</sub>	20,57 cm <sup>2</sup>
Momento resistente (per striscia unitaria)	M <sub>Rd</sub>	-187,7 kNm/m
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,841</b>

#### **Verifica tensionale - SLE rara**

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	235,6 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,654</b>

#### **Verifica di fessurazione - SLE freq.**

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq.}$	167,7 N/mm <sup>2</sup>
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240 N/mm <sup>2</sup>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS &lt; 1</b>	<b>0,699</b>

#### **Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio interno**

##### **Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione**

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	Ldiv,1,SX	0,13842 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	Ldiv,1,DX	0,54049 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	Ldiv,2,SX	0,03014 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	Ldiv,2,DX	0,00833 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	Ldiv,3,SX	0 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	Ldiv,3,DX	0 kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	d <sub>1,SX</sub>	3,25 m

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	5,25 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	6,25 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	8,25 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	#N/D m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	#N/D m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	$a_{v,1,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	$a_{v,1,DX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	$a_{v,2,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,DX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$	m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,3
Altezza utile lastra predalle	$d$	240 mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	274,8 kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	22,5 kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	297,3 kN/m
Taglio per peso proprio soletta	$V_{g1}$	0 kN/m
Taglio per carichi permanenti	$V_{g2}$	-0,65 kN/m
<b>Taglio sollecitante - Comb. SLU</b>	<b><math>V_{SLU}</math></b>	<b>400,4 kN/m</b>
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	296,6 kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta  $f_{yd,rid}$  così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 99 = 292 \text{ N/mm}^2$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	12	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	5	[-]
Passo delle staffe	$s$	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	565	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	$z$	216	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	0,90	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	9,07	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>807,01</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>

$$V_{Rd} = 478.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 400.4 \text{ kN}$$

$$FS = 400.4/478.7 = \mathbf{0.84} < \mathbf{1} \rightarrow \mathbf{VERIFICATO}$$

### 9.2.7 Taglio all'appoggio esterno – zona corrente

Per ottenere le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili, è stato considerato lo Schema di Carico 1 previsto da normativa; con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti, per mezzo del programma di calcolo Sap2000, i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

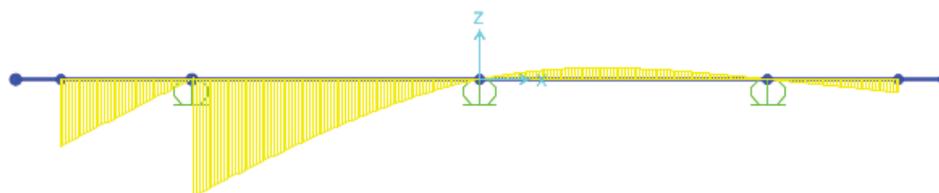


Figura 36: Linea di influenza del taglio – Sezione all'appoggio esterno

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

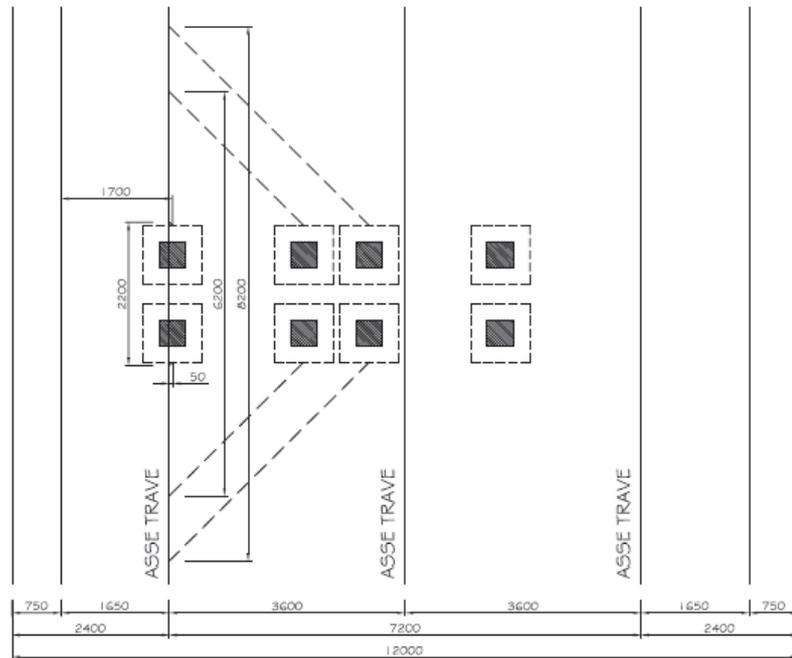


Figura 37: Disposizione corsie per verifica a taglio all'appoggio esterno – zona corrente

### Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio esterno

#### Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	Ldiv,1,SX	-0,44682	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	Ldiv,1,DX	-0,05405	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	Ldiv,2,SX	-0,0114	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	Ldiv,2,DX	0	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	Ldiv,3,SX	0	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	Ldiv,3,DX	0	kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	d1,SX	1,70	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	d1,DX	3,70	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	d2,SX	4,70	m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	d2,DX	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	d3,SX	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	d3,DX	#N/D	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	a <sub>v,1,SX</sub>		m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	a <sub>v,1,DX</sub>		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	a <sub>v,2,SX</sub>		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	a <sub>v,2,DX</sub>		m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	a <sub>v,3,SX</sub>		m

Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$		m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,0	
Altezza utile lastra predalle	d	240	mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	-152,5	kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	-13,7	kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	-166,3	kN/m
Taglio per peso proprio soletta	$V_{g1}$	0	kN/m
Taglio per carichi permanenti	$V_{g2}$	-10,15	kN/m
<b>Taglio sollecitante - Comb. SLU</b>	<b><math>V_{SLU}</math></b>	<b>-239,7</b>	<b>kN/m</b>
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	-176,4	kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta  $f_{yd,rid}$  così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 99 = 292 \text{ N/mm}^2$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	12	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	5	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	565	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	0,90	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	9,07	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>807,01</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>

$$V_{Rd} = 478.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 239.7 \text{ kN}$$

$$FS = 239.7/478.7 = 0.50 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### 9.2.8 Taglio all'appoggio esterno – zona di estremità

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

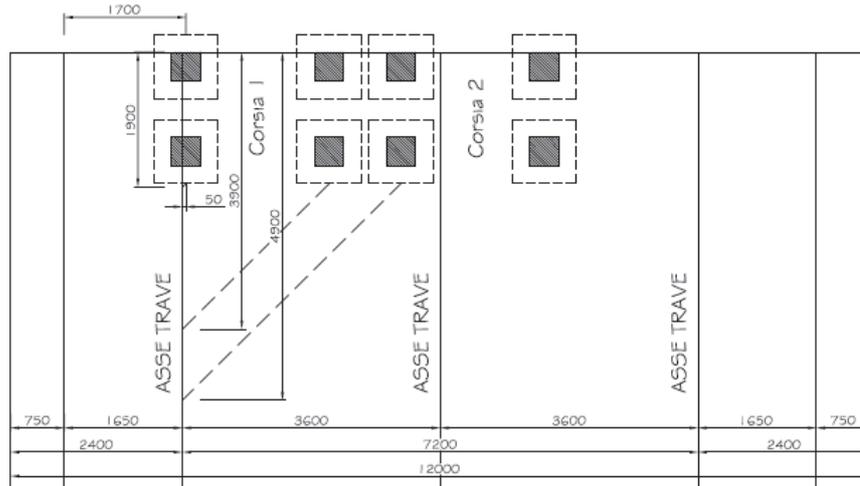


Figura 38: Disposizione corsie per verifica a taglio all'appoggio esterno – zona di estremità

### Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio esterno

#### Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	Ldiv,1,SX	-0,51737	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	Ldiv,1,DX	-0,08592	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	Ldiv,2,SX	-0,01908	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	Ldiv,2,DX	0	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	Ldiv,3,SX	0	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	Ldiv,3,DX	0	kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	d1,SX	1,70	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	d1,DX	3,70	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	d2,SX	4,70	m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	d2,DX	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	d3,SX	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	d3,DX	#N/D	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	av,1,SX		m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	av,1,DX		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	av,2,SX		m

Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,DX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,SX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$		m
Coefficiente dinamico	$\Phi_d$	1,3	
Altezza utile lastra predalle	$d$	240	mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	-240,2	kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	-17,9	kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	-258,1	kN/m
Taglio per peso proprio soletta	$V_{g1}$	0	kN/m
Taglio per carichi permanenti	$V_{g2}$	-10,15	kN/m
<b>Taglio sollecitante - Comb. SLU</b>	<b><math>V_{SLU}</math></b>	<b>-363,7</b>	<b>kN/m</b>
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	-268,3	kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta  $f_{yd,rid}$  così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 99 = 292 \text{ N/mm}^2$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	12	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	5	[-]
Passo delle staffe	$s$	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	565	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	$z$	216	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	0,90	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	9,07	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>807,01</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>478,74</b>	<b>[kN]</b>

$$V_{Rd} = 478.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 363.7 \text{ kN}$$

$$FS = 363.7/478.7 = 0.76 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

## **10 APPARECCHI D'APPOGGIO**

### **10.1 GIUNTI**

I varchi tra la soletta di impalcato e il muro paraghiaia della spalla e i relativi giunti di dilatazione sono stati dimensionati in modo da evitare il martellamento tra le travi e la spalla, con spostamenti valutati allo SLV, di entità non inferiori alle corse attese dagli appoggi di cui al sottoparagrafo successivo.

In combinazione sismica l'escursione massima è stata valutata con la seguente espressione:

$$\Delta L(\pm) = \Delta L(\text{sismica}) + \Psi_2 \Delta L(T) + \Delta L(g)$$

Massimo spostamento longitudinale del giunto di spalla  $\pm 160$  mm

Massimo spostamento trasversale del giunto di spalla  $\pm 115$  mm

#### **10.1.1 Spostamenti dell'isolatore $\Delta L(\text{sismica})$**

Il valore dello spostamento assoluto è stato calcolato direttamente dal modello numerico dell'opera (utilizzando un programma agli elementi finiti Midas Civil) attraverso un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita.

#### **10.1.2 Variazione termica**

Si assume per il coefficiente di dilatazione termica il valore  $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

Si ipotizza una variazione termica  $\Delta t = \pm 46^\circ\text{C}$ .

Detta L la distanza tra il punto fisso e il giunto considerato, distanza tra il baricentro termico individuato in prossimità della mezzera del viadotto e la spalla, risulta:

$$\Delta L(t) = \alpha \times \Delta t \times L$$

#### **10.1.3 Variabilità spaziale del moto**

Per tener conto della variabilità spaziale del moto si è operato nel rispetto di quanto prescritto dalle norme tecniche NTC2008:

### 10.1.3.1 Spalla

ag (SLC)	0,185	g
S	1,435	
Tc	0,472	s
TD	2,34	s

Si ricava  $d_g = 0.072\text{m}$  e  $d_{j\max} = 0.127\text{m}$ .

Data la distanza  $x=185\text{m}$  si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza  $x$ :

$d_{ij}(x)=69\text{mm}$  con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio **360** m/s

$d_{ij0}$  spostamento tra due punti a piccola distanza 0

ag (SLV)	0,147	g
S	1,49	
Tc	0,463	s
TD	2,189	s

Si ricava  $d_g = 0.054\text{m}$  e  $d_{j\max} = 0.096\text{m}$ .

Data la distanza  $x=185\text{m}$  si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza  $x$ :

$d_{ij}(x)=52\text{ mm}$  con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio **360** m/s

$d_{ij0}$  spostamento tra due punti a piccola distanza 0

### 10.1.3.2 Pila

ag (SLC)	0,185	g
S	1,435	
Tc	0,472	s
TD	2,34	s

Si ricava  $d_g = 0.072\text{m}$  e  $d_{j\max} = 0.127\text{m}$ .

Data la distanza  $x=150\text{m}$  si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza  $x$ :

$d_{ij}(x)=63\text{ mm}$  con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio **360** m/s

$d_{ij0}$  spostamento tra due punti a piccola distanza 0

ag (SLV)	0,147	g
S	1,49	
Tc	0,463	s
TD	2,189	s

Si ricava  $d_g = 0.054\text{m}$  e  $d_{j\max} = 0.096\text{m}$ .

Data la distanza  $x=150\text{m}$  si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza  $x$ :

$d_{ij}(x)=47\text{ mm}$  con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio **360** m/s

$d_{ij0}$  spostamento tra due punti a piccola distanza 0

## 10.2 APPARECCHI D'APPOGGIO

Lo schema di vincolo del viadotto prevede l'utilizzo su tutte le sottostrutture di apparecchi d'appoggio del tipo "isolatori elastomerici" con smorzamento  $\xi=10\%$  e rigidità orizzontale equivalente pari a 2,51 kN/mm per le pile e 1,83 kN/mm per le spalle.

	V	Fzd	ke	$\Delta$	Dg	H	V	TOT
	kN	kN	kN/mm	mm	mm	mm	dm <sup>3</sup>	
ISOLATORI PILE	4.800	8.000	2,51	300	800	315	159	21
ISOLATORI spalle	1.500	4.000	1,83	300	500	312	61,3	6

Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma allo SLC
Fzd	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma SLU
ke	Rigidità orizzontale equivalente
$\Delta$	Spostamento SLC
Dg	Diametro elastomero
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
V	Volume singolo isolatore

Gli spostamenti  $\Delta$  sopraindicati sono stati valutati ai sensi delle NTC2018 paragrafo 7.2.2.:

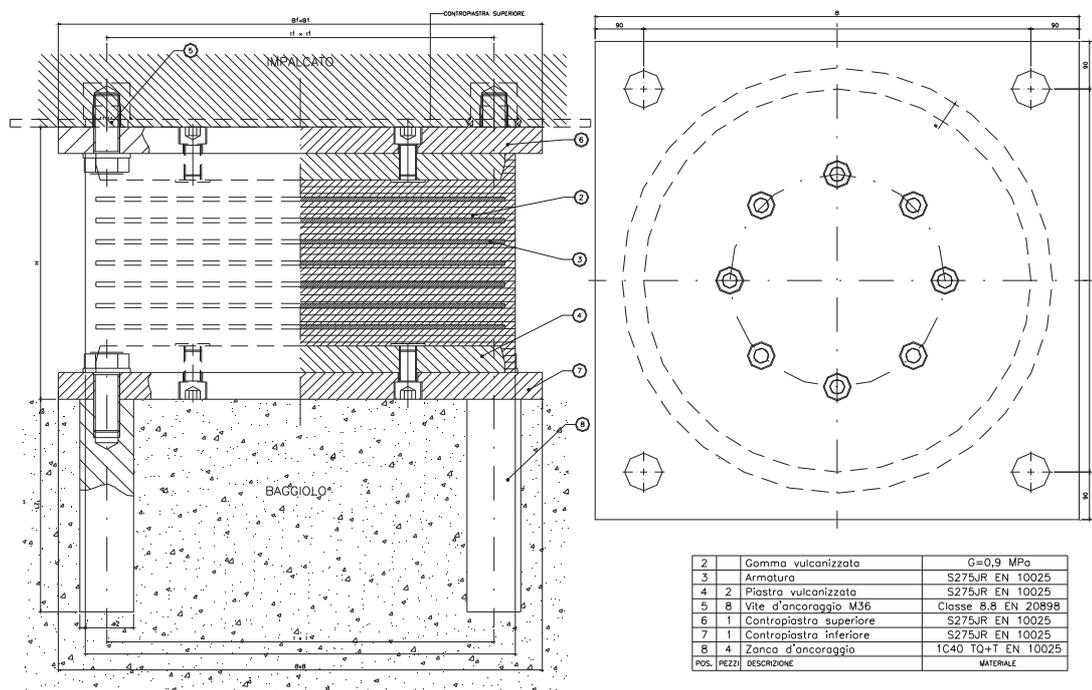
Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo SLC, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

$$\Delta = d_{E_s} + d_{E_g}$$

dove:

$d_{E_s}$  è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura, valutato come radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione d'interesse delle due parti; tali massimi spostamenti sono calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4; per i ponti, lo spostamento relativo così ottenuto deve essere moltiplicato per 1,25,

$d_{E_g}$  è lo spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura collegate dall'appoggio mobile, calcolato come indicato al § 3.2.4.2.



Le dimensioni  $\Phi$ , H, LZ,  $\Phi Z$ , B, B1, I, I1 sono da desumersi dal progetto costruttivo del fornitore.

Figura 39: Isolatore elastomerico

A titolo esemplificativo, nelle pagine seguenti si riportano le azioni agenti sugli apparecchi d'appoggio della spalla e della pila, distinte per ogni condizioni di carico e combinate secondo quanto prescritto dalla normativa.

	SOLLECITAZIONE isolatore di pila			spostamenti pila		
	Pmax	Tt	Tl	$\Delta t$	$\Delta l$	$\Delta$
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI	kN	kN	kN	mm	mm	mm
G1 - permanenti	-2111	0	0			0
G2 - portati	-818	0	0			0
E2 - ritiro	0	0	0			0
E4 - Termica	0	0	0		82,80	82,8
Q1 - mobili tandem	-692	0	0			0
Q1 - mobili UDL	-1391	0	0			0
Q3 - frenatura	0	0	33		13	13
Q4 - centrifuga	0	0	0			0
Q5 - vento	-581	128	0	51,2		51
Q6 SLC -L	0		301		119,0	119
Q6 SLC -T	116	329	0	131,0		131
Q6 SLC -V	558	0	0			0
Q6 SLV -L	0		241		96,0	96
Q6 SLV -T	93	264	0	105,0		105
Q6 SLV -V	558	0	0			0

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1)						
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU -Q3	SLU -Q4	SLU-Q1
G1 - permanenti		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
G2 - portati		1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
E2 - ritiro		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
E4 - Termica		0	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Q1 - mobili tandem		0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35
Q1- mobili UDL		0	0	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35
Q3 - frenatura		0	0	0	0	1,35	0,00	0
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	1,35	0
Q5 - vento		0	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90
Q6 SLC -L		0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -T		0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -V		0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -L		0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T		0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V		0	0	0	0	0	0	0
		SOLLECITAZIONI COMBINATE						
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU -Q3	SLU -Q4	SLU-Q1
<b>Pmax</b>	<b>kN</b>	-4076	-4599	-6400	-4656	-6051	-6051	-7411
<b>Tt</b>	<b>kN</b>	0	116	193	-193	116	116	116
<b>TI</b>	<b>kN</b>	0	0	0	0	45	0	0

		COMBINAZIONI DI CARICO sismica											
		SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLC-L	SLC-L	SLC-T	SLC-T	SLC-V	SLC-V
G1 - permanenti		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 - portati		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E2 - ritiro		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E4 - Termica		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Q1 - mobili tandem		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1- mobili UDL		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q3 - frenatura		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5 - vento		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -L		0	0	0	0	0	0	1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3
Q6 SLC -T		0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	1	-1	0,3	-0,3
Q6 SLC -V		0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1
Q6 SLV -L		1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T		0,3	-0,3	1	-1	0,3	-0,3	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V		0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	0	0	0	0	0	0
		SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLC-L	SLC-L	SLC-T	SLC-T	SLC-V	SLC-V
<b>Pmax</b>	<b>kN</b>	-2733	-3124	-2668	-3189	-2343	-3515	-2726	-3131	-2645	-3212	-2336	-3522
<b>Tt</b>	<b>kN</b>	79	-79	264	-264	79	-79	99	-99	329	-329	99	-99
<b>TI</b>	<b>kN</b>	241	-241	72	-72	72	-72	301	-301	90	-90	90	-90

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

	SOLLECITAZIONE isolatore spalla			spostamenti isolatore spalla		
	Pmax	Tt	Tl	Δt	Δl	Δ
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI	kN	kN	kN	mm	mm	mm
G1 - permanenti	-557	0	0			0
G2 - portati	-218	0	0			0
E2 - ritiro	0	0	0			0
E4 - Termica	0	0	0		102,12	102,1
Q1 - mobili tandem	-692	0	0			0
Q1- mobili UDL	-371	0	0			0
Q3 - frenatura	0	0	75		41	41
Q4 - centrifuga	0	0	0			0
Q5 - vento	-155	34	0	18,7		19
Q6 SLC -L	0		218		119,0	119
Q6 SLC -T	85	240	0	131,0		131
Q6 SLC -V	195	0	0			0
Q6 SLV -L	0		176		96,0	96
Q6 SLV -T	68	192	0	105,0		105
Q6 SLV -V	138	0	0			0

COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1)								
	SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU -Q3	SLU -Q4	SLU-Q1	
G1 - permanenti	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
G2 - portati	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
E2 - ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
E4 - Termica	0	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Q1 - mobili tandem	0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35
Q1- mobili UDL	0	0	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35
Q3 - frenatura	0	0	0	0	1,35	0,00	0	0
Q4 - centrifuga	0	0	0	0	0	1,35	0	0
Q5 - vento	0	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	0,90
Q6 SLC -L	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -T	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -V	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -L	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V	0	0	0	0	0	0	0	0

SOLLECITAZIONI COMBinate								
	SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU -Q3	SLU -Q4	SLU-Q1	
<b>Pmax</b>	<b>kN</b>	-1079	-1219	-2213	-1748	-2120	-2120	-2654
<b>Tt</b>	<b>kN</b>	0	31	51	-51	31	31	31
<b>Tl</b>	<b>kN</b>	0	0	0	0	101	0	0



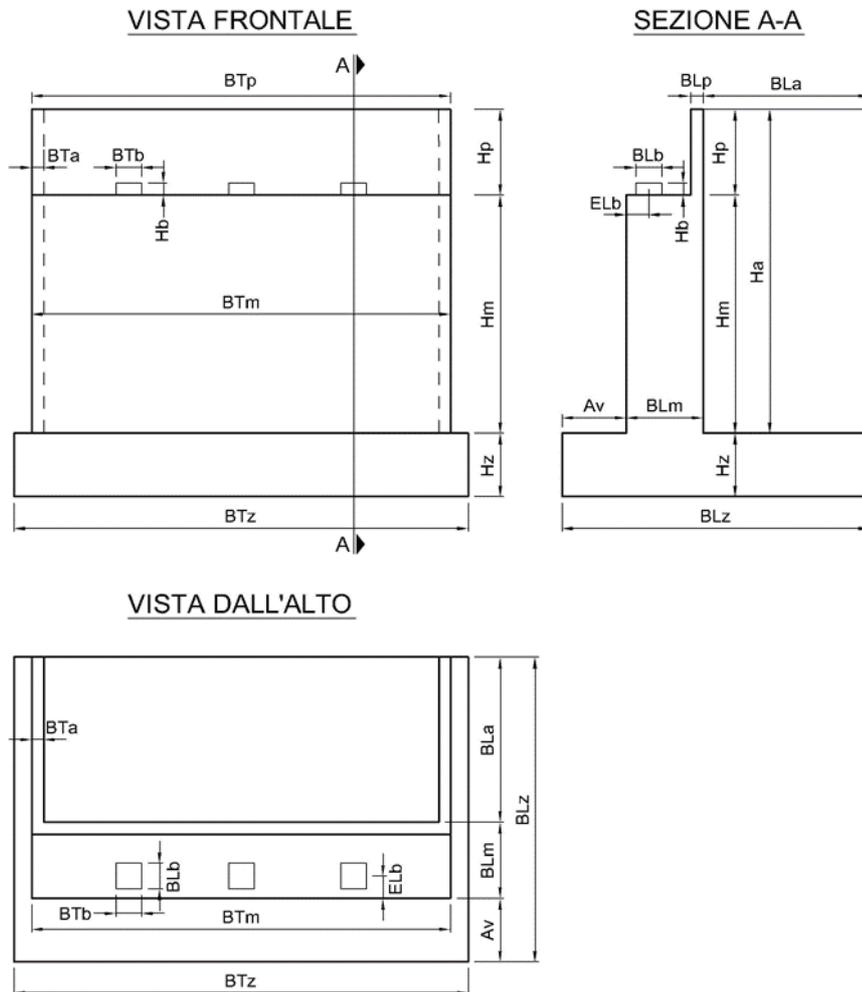
## 11 VERIFICA SPALLE

Si riporta a titolo esemplificativo le verifiche della spalla maggiormente sollecitata.

### 11.1 SPALLA SP2

#### 11.1.1 GEOMETRIA E AZIONI

oggetto valle muro  $A_v$  [m] 3



## ANALISI DEI CARICHI E DELLE SOLLECITAZIONI

### AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

#### *Peso proprio spalla*

### **Paragliaia**

spessore	$b_{Lp}$	[m]	0,40
altezza	$h_p$	[m]	2,54
lunghezza	$b_{Tp}$	[m]	12,00
peso	$W_p$	[kN]	<b>305</b>
eccentricità muro	$e_{Lm}$	[m]	-0,85
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>-259</b>
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	0,90
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>274</b>

### **Muro frontale**

spessore	$b_{Lm}$	[m]	2,10
altezza	$h_m$	[m]	3,50
lunghezza	$b_{Tm}$	[m]	12,00
peso	$W_m$	[kN]	<b>2205</b>
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	1,75
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>3859</b>

### **Muri andatori**

spessore medio	$b_{Ta}$	[m]	0,75
larghezza	$b_{La}$	[m]	5,50
altezza	$h_a$	[m]	6,04
numero			2
peso	$W_a$	[kN]	<b>1246</b>
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	-2,05
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>-2554</b>

### **Zattera di fondazione**

spessore	$h_z$	[m]	2,00
larghezza	$b_{Lz}$	[m]	9,60
lunghezza	$b_{Tz}$	[m]	16,80
peso	$W_f$	[kN]	<b>8064</b>

### **Terreno di rinterro**

peso specifico	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18,0
larghezza	$b_{Lr}$	[m]	5,50
lunghezza	$b_{Tr}$	[m]	10,50
altezza	$h_r$	[m]	6,04
peso	$W_r$	[kN]	<b>6279</b>
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	-2,05

momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>-12871</b>
----------------------------	----------	-------	---------------

### ***Sovraccarichi permanenti portati***

peso pavimentazione	spp	[kN/m <sup>2</sup> ]	3,0
larghezza	$b_L$	[m]	5,50
lunghezza	$b_T$	[m]	12,00
peso	W	[kN]	<b>198</b>
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	-2,05
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>-406</b>

### ***Sovraccarichi variabili sulla spalla***

peso carichi variabili		[kN/m <sup>2</sup> ]	20
larghezza	$b_L$	[m]	5,50
lunghezza	$b_T$	[m]	12,00
peso	W	[kN]	<b>1320</b>
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	-2,05
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>-2706</b>

## **AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO**

### ***Geometria impalcato***

numero travi	$n_t$		3
luce campata di riva	L	[m]	35
coefficiente di influenza verticale	$\alpha_v$		0,45
eccentricità muro	$e_{Lm}$	[m]	0,90
eccentricità fondazione	$e_{Lz}$	[m]	1,90

### ***Carichi permanenti strutturali***

peso proprio trave	ppt	[kN/m]	11,00
peso proprio soletta/trave	pps	[kN/m]	30,00
reazione totale	$W_{pp}$	[kN]	<b>1937</b>
momento muro di paramento	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>1744</b>
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>3681</b>

### ***Carichi permanenti portati***

permanenti portati/trave	spp	[kN/m]	17,00
reazione totale	$W_{spp}$	[kN]	<b>803</b>
momento muro di paramento	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>723</b>
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>1526</b>

### ***Carichi mobili (Qik e qik)***

larghezza carreggiata	w	[m]	10,5
eccentricità asse carreggiata	e <sub>T</sub>	[m]	0
numero corsie convenzionali	n <sub>L</sub>		3
larghezza di una corsia	w <sub>c</sub>	[m]	3
larghezza zona rimanente	w <sub>R</sub>	[m]	1,5

componente da massimizzare			max N e	max ML
			MT	
<b>CARICO ASSE (TS)</b>				
carico asse corsia 1	Q <sub>1K</sub>	[kN]	300	300
carico asse corsia 2	Q <sub>2K</sub>	[kN]	200	200
carico asse corsia 3	Q <sub>3K</sub>	[kN]	100	0
<b>CARICO DISTRIBUITO (UDL)</b>				
UDL corsia 1	q <sub>1K</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	9	9
UDL corsia 2	q <sub>2K</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5
UDL corsia 3	q <sub>3K</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5
UDL altre corsie	q <sub>iK</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	0
ecc corsia 1		[m]	3,750	3,750
ecc corsia 2		[m]	0,750	0,750
ecc corsia 3		[m]	-2,250	
ecc corsia 4		[m]	-1,50	
M UDL 1		[kNm/m]	101,3	101,3
M UDL 2		[kNm/m]	5,6	5,6
M UDL 3		[kNm/m]	-16,9	0,0
M UDL 4		[kNm/m]	-5,6	0,0
M UDL		[kNm]	1328,9	1683,3
M TS1		[kNm]	2250	2250
M TS2		[kNm]	300	300
M TS3		[kNm]	-450	0
M TS		[kNm]	2100	2550
Reazione verticale	N	[kN]	<b>1921</b>	<b>1662</b>
Momento trasversale muro frontale	M <sub>Tm</sub>	[kNm]	<b>1729</b>	<b>1495</b>
Momento trasversale fondazione	M <sub>Tz</sub>	[kNm]	<b>3649</b>	<b>3157</b>
Momento longitudinale	M <sub>L</sub>	[kNm]	<b>3429</b>	<b>4233</b>
coefficiente di combinazione	ψ <sub>0</sub>		<b>0,61</b>	<b>0,61</b>

### AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

#### **Spinta del cuneo di terreno**

parametri geotecnici	M1	
coefficiente parziale di sicurezza	γ <sub>φ'</sub>	1,00

angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	$\varphi'_k$	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	$\varphi'_d$	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	$\delta$	[deg]	0,0
coefficiente di spinta in quiete	K0		0,4264
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K0h		0,4264
altezza di terreno non spingente	h	[m]	0
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	<b>1680</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	2,01
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>3383</b>
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	<b>2977</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	2,68
forza di attrito terreno su muro+fondazione	$N_z$	[kN]	<b>0</b>
eccentricità fondazione	$e_{Tz}$	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>7978</b>

### ***Sovraccarichi permanenti portati***

carico uniforme	q	[kN/m <sup>2</sup> ]	3,0
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	<b>93</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	3,0
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>280</b>
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	<b>123</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	4,0
forza di attrito terreno su muro+fondazione	$N_z$	[kN]	<b>0</b>
eccentricità fondazione	$e_{Tz}$	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>496</b>

### ***Sovraccarichi variabili sulla spalla***

carico uniforme	q	[kN/m <sup>2</sup> ]	20
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	<b>618</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	3,0
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>1867</b>
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	<b>823</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	4,0
forza di attrito terreno su muro+fondazione	$N_z$	[kN]	<b>0</b>
eccentricità fondazione	$e_{Tz}$	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>3308</b>

## **AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO**

### ***Azione di frenamento o accelerazione***

azione di frenamento e accelerazione	$V_L$	[kN]	100
--------------------------------------	-------	------	-----

lunghezza totale impalcato	$L_{tot}$	[m]	370
coefficiente di influenza orizzontale	$\alpha_h$		1,00
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	3,9
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kN]	<b>390</b>
eccentricità fondazione	$e_{Vz}$	[m]	5,9
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kN]	<b>590</b>

### ***Vento trasversale***

pressione del vento	$q_w$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,30
altezza superficie investita	$h_w$	[m]	5,50
lunghezza totale impalcato	$L$	[m]	35
coefficiente di influenza orizzontale	$\alpha_h$		0,45
azione trasversale del vento	$V_T$	[kN]	<b>113</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	3,9
momento muro frontale	$M_{Lm}$	[kN]	<b>439</b>
eccentricità fondazione	$e_{Vz}$	[m]	5,9
momento intradosso zattera	$M_{Lz}$	[kN]	<b>664</b>

## **AZIONI SISMICHE**

### ***Valutazione dell'azione sismica***

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA			
vita nominale	$V_N$	anni	50
<i>Classe d'uso</i>			III
coefficiente d'uso	$C_U$		1,5
periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R$	anni	75
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV			
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	$P_{VR}$		10%
Periodo di ritorno dell'azione sismica	$T_R$	anni	712
PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA			
latitudine	LAT		43,8331
longitudine	LON		10,6007
accelerazione orizzontale massima al sito	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]	1,442
coefficiente di amplificazione spettrale massima	$F_0$		2,376
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	$T_{C^*}$	[s]	0,294

### CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

<i>Categoria di sottosuolo</i>			<b>C</b>
coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s$		1,49

coefficiente di sottosuolo	$C_C$	1,57
<i>Categoria topografica</i>		<b>T1</b>
coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1,00
$S_S \times S_T$	S	1,490
coefficiente di smorzamento viscoso	$\xi$	5%
$\sqrt{(10/(5+\xi))}$	$\eta$	1,00

#### SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

##### *Componenti orizzontali*

periodo di inizio tratto a v = cost	$T_C$	s	0,46
periodo di inizio tratto ad a = cost	$T_B$	s	0,15
periodo di inizio tratto a s = cost	$T_D$	s	2,19

##### *Componenti verticali*

coefficiente di amplificazione spettrale massima	$F_v$		1,23
periodo di inizio tratto a v = cost	$T_C$	s	0,15
periodo di inizio tratto ad a = cost	$T_B$	s	0,05
periodo di inizio tratto a s = cost	$T_D$	s	1,00

#### PARAMETRI DI ANALISI

accelerazione orizzontale massima al sito	$a_{max}$	[m/s <sup>2</sup> ]	2,149
fattore di struttura	q		1
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_m$		1,00
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$		0,219
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm k_h/2$		0,110

#### **Impalcato**

peso proprio impalcato + carichi permanenti portati	p	[kN/m]	174
peso totale impalcato	$W_{tot}$	[kN]	2741
periodo fondamentale longitudinale	$T_L$	[s]	2,15
accelerazione spettrale longitudinale	$S_{eL}$	[m/s <sup>2</sup> ]	1,1
forza sismica longitudinale totale	$F_L$	[kN]	520
peso campata	$W_1$	[kN]	6090
coefficiente di influenza orizzontale	$\alpha_h$		1,00
periodo fondamentale trasversale	$T_T$	[s]	2,17
accelerazione spettrale trasversale	$S_{eT}$	[m/s <sup>2</sup> ]	1,1
forza sismica trasversale totale	$F_T$	[kN]	400
eccentricità muro	$e_{Vm}$	[m]	3,9
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kN]	2028

momento muro frontale	$M_{Lm}$	[kN]	<b>1560</b>	
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	5,9	
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kN]	<b>3068</b>	
momento intradosso zattera	$M_{Lz}$	[kN]	<b>2360</b>	
<b>Paraghiaia</b>				
peso	$W_p$	[kN]	305	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>67</b>	
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	4,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ $M_{Lm}$	[kN]	<b>319</b>	
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	6,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>452</b>	
<b>Muro frontale</b>				
peso	$W_p$	[kN]	2205	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>483</b>	
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	1,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ $M_{Lm}$	[kN]	<b>845</b>	
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	3,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>1812</b>	
<b>Muri andatori</b>				
peso	$W_p$	[kN]	1246	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>273</b>	
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	1,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ $M_{Lm}$	[kN]	<b>478</b>	
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	3,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>1024</b>	
<b>Zattera di fondazione</b>				
peso	$W_p$	[kN]	8064	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]		
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	1,0	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>0</b>	
<b>Terreno di rinterro</b>				
peso	$W_p$	[kN]	6279	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>1376</b>	
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	1,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ $M_{Lm}$	[kN]	<b>2407</b>	
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	3,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>5159</b>	
<b>Cuneo di terreno</b>			<b>1+k<sub>v</sub></b>	<b>1-k<sub>v</sub></b>
			1,110	0,89

metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	$\phi'_k$	[deg]	35	35
angolo di attrito terreno-parete	$\delta$	[deg]	0	0
angolo sismico	$\theta$	[deg]	11,17	13,82
coefficiente di spinta attiva	$K_a$		0,3937	0,4315
componente orizzontale del coefficiente di spinta	$K_{ah}$		0,3937	0,4315
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	$\Delta K_{ah}$		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	<b>1722</b>	<b>1382</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	3,02	3,02
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>5202</b>	<b>4175</b>
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	<b>3025</b>	<b>2439</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	4,0	4,0
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>12162</b>	<b>9805</b>

### 11.1.2 SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI

BASE MURO FRONTALE						
STATICA		N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
peso proprio spalla	g1	2510	0	0	0	-259
spinte terreno di rinterro	g4	0	1680	0	0	3383
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	93	0	0	280
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	618	0	0	1867
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	1937	0	0	0	1744
carichi permanenti portati su impalcato	r2	803	0	0	0	723
attrito dei vincoli	r3	0	0	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e M <sub>T</sub>	r4	1921	0	0	3429	1729
carichi mobili su impalcato - max M <sub>L</sub>	r5	1662	0	0	4233	1495
frenatura / accelerazione	f	0	100	0	0	390
vento trasversale	w	0	0	113	439	0
	<b>totale</b>	<b>8832</b>	<b>2491</b>	<b>113</b>	<b>8101</b>	<b>11351</b>

INTRADOSSO ZATTERA						
STATICA		N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
peso proprio spalla	g1	11820	0	0	0	1579
peso proprio terreno di rinterro	g2	6279	0	0	0	-12871
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	198	0	0	0	-406
spinte terreno di rinterro	g4	0	2977	0	0	7978
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	123	0	0	496
sovraccarichi variabili su spalla	q1	1320	0	0	0	-2706
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	823	0	0	3308
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	1937	0	0	0	3681
carichi permanenti portati su impalcato	r2	803	0	0	0	1526
attrito dei vincoli	r3	0	0	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e M <sub>T</sub>	r4	1921	0	0	3429	3649
carichi mobili su impalcato - max M <sub>L</sub>	r5	1662	0	0	4233	3157
frenatura / accelerazione	f	0	100	0	0	590
vento trasversale	w	0	0	113	664	0
	<b>totale</b>	<b>25939</b>	<b>4023</b>	<b>113</b>	<b>8327</b>	<b>9981</b>

### 11.1.3 VERIFICA MURO FRONTALE

#### STATO LIMITE DI ESERCIZIO

##### Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	5250	1773	0	0	5870
2	7171	1873	113	3868	7989
3	6430	2391	68	2370	8799
4	6430	1773	113	2546	6932
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>6430</b>	<b>2391</b>	<b>68</b>	<b>2370</b>	<b>8799</b>

#### STATO LIMITE ULTIMO

##### Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	7088	2393	0	0	7925
2	9681	2543	169	5288	10843
3	8681	3321	101	3239	12158
4	8681	2393	169	3503	9358
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>8681</b>	<b>3321</b>	<b>101</b>	<b>3239</b>	<b>12158</b>

combinazione A2-M2	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	7088	2393	0	0	7925
2	9681	2543	169	5288	10843
3	8681	3321	101	3239	12158
4	8681	2393	169	3503	9358
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>8681</b>	<b>3321</b>	<b>101</b>	<b>3239</b>	<b>12158</b>

combinazione sismica 1 + k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	2785	6821	698	1539	16649
S <sub>T</sub>	2785	3903	2325	5131	9088
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>2785</b>	<b>6821</b>	<b>698</b>	<b>1539</b>	<b>16649</b>

combinazione sismica 1 - k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	2235	5957	698	1539	14467
S <sub>T</sub>	2235	3277	2325	5131	7625
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>2235</b>	<b>5957</b>	<b>698</b>	<b>1539</b>	<b>14467</b>

##### Verifica a presso-flessione

###### geometria sezione

larghezza sezione	b <sub>Tm</sub>	[m]	12,0
altezza sezione	b <sub>Lm</sub>	[m]	2,1

###### armatura compressa

**strato 1**

diametro armatura	$\phi$	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		119
copriferro di calcolo strato 1	$c'_1$	[mm]	52
area armatura compressa strato 1	$A'_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	53834

**strato 2**

diametro armatura	$\phi$	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 2	$c'_2$	[mm]	52
area armatura compressa strato 2	$A'_{s2}$	[mm <sup>2</sup> ]	0

area armatura compressa	$A'_s$	[mm <sup>2</sup> ]	53834
rapporto geometrico di armatura	$\rho'_s$		0,21%

**armatura tesa**

**strato 1**

diametro armatura	$\phi$	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		119
copriferro di calcolo strato 1	$c_1$	[mm]	52
area armatura tesa strato 1	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	53834

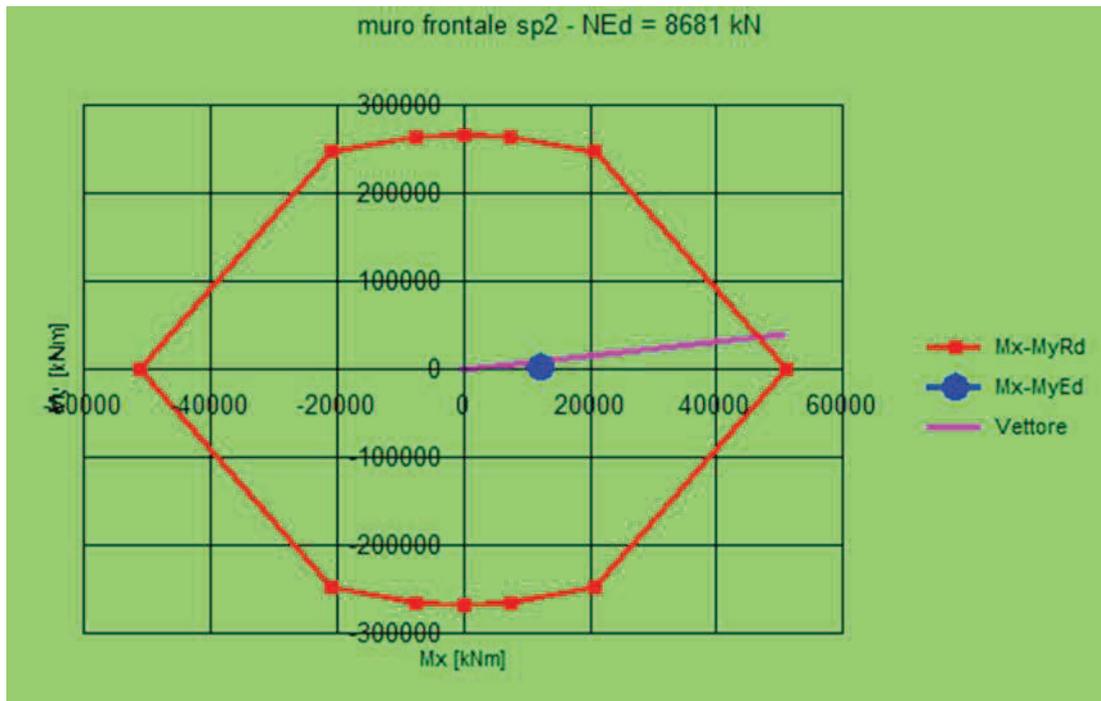
**strato 2**

diametro armatura	$\phi$	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 2	$c_2$	[mm]	52
area armatura tesa strato 2	$A_{s2}$	[mm <sup>2</sup> ]	0

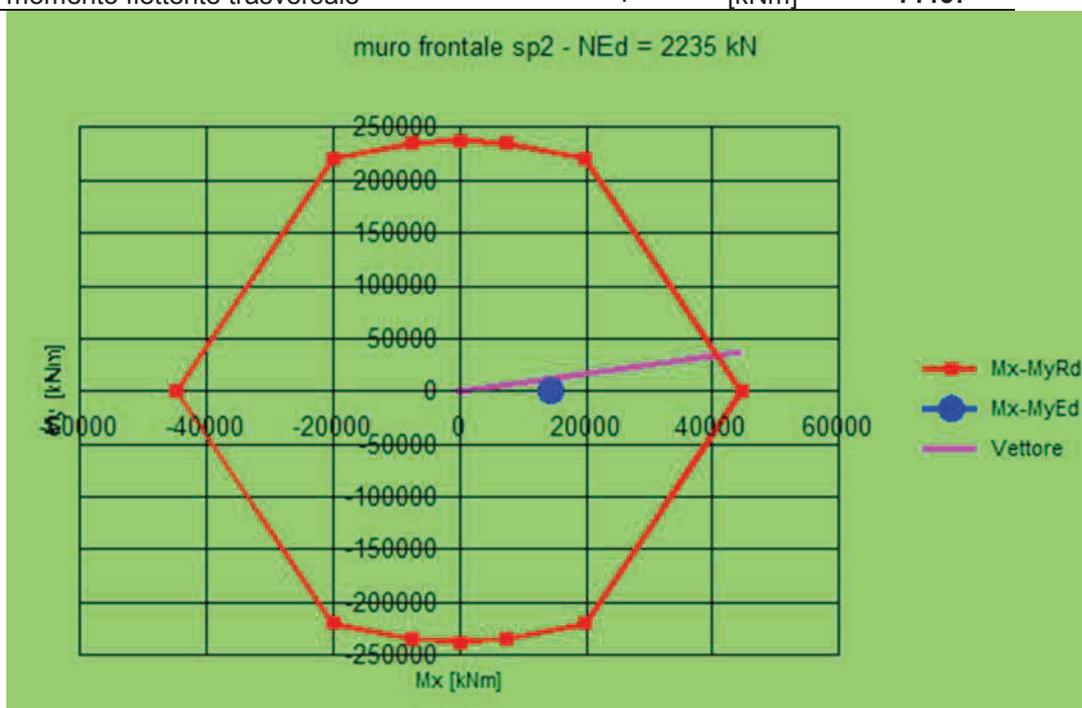
area armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	53834
rapporto geometrico di armatura	$\rho_s$		0,21%
altezza utile	$d$	[mm]	2048

**sollecitazioni massime**

	<b><math>N_{MAX}</math></b>		
sfuerzo normale massimo	$N_{MAX}$	[kN]	<b>8681</b>
momento flettente longitudinale	$M_L$	[kNm]	<b>3239</b>
momento flettente trasversale	$M_T$	[kNm]	<b>12158</b>

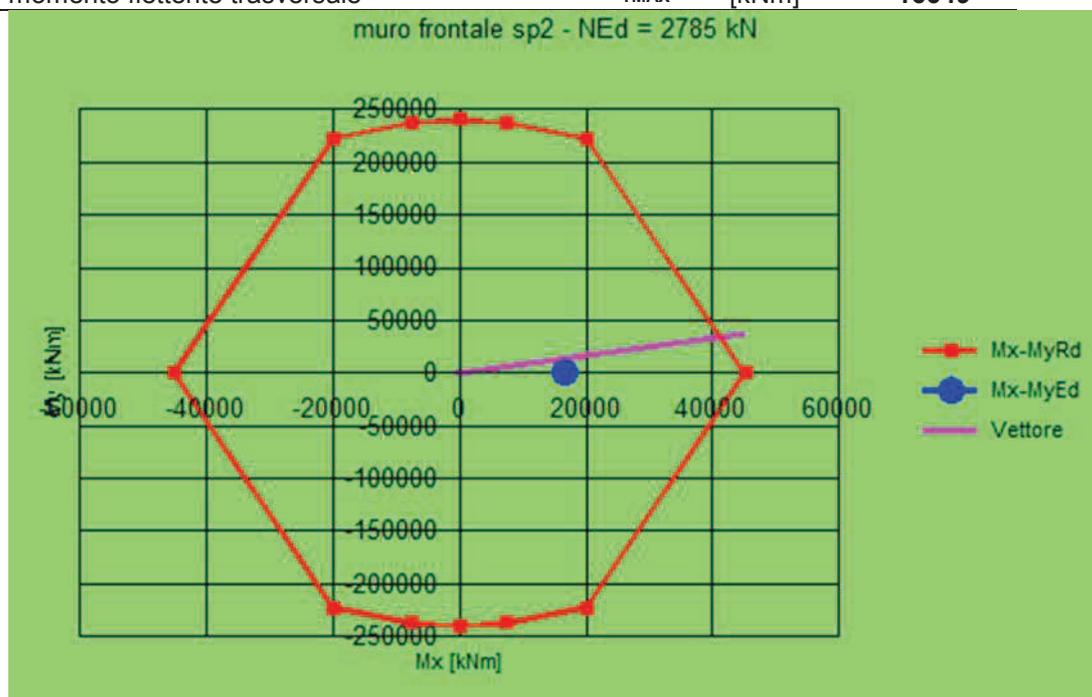


	$N_{MIN}$		
sforzamento normale minimo	$N_{MIN}$	[kN]	<b>2235</b>
momento flettente longitudinale	$M_L$	[kNm]	<b>1539</b>
momento flettente trasversale	$M_T$	[kNm]	<b>14467</b>



	$M_{TMAX}$		
sforzamento normale minimo	$N_{MIN}$	[kN]	<b>2785</b>

momento flettente longitudinale  $M_L$  [kNm] **1539**  
 momento flettente trasversale  $M_{TMAX}$  [kNm] **16649**



### Verifica a taglio

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	$b_w$	[mm]	12000
altezza sezione	$h$	[mm]	2100
altezza utile sezione	$d$	[mm]	2048
armatura longitudinale	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	53834
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_l$		0,002
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	0,11
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	[MPa]	33
resistenza a taglio	$V_{Rd}$	[kN]	<b>7907</b>
sforzo di taglio massimo	$V_{Ed}$	[kN]	<b>6821</b>

**verificato**

### 11.1.4 VERIFICA MURO ANDATORE

#### COMBINAZIONE DELLE AZIONI

combinazione carichi

A1+M1

coeff.parziale carichi permanenti	$\gamma_G$	1,35
coeff.parziale carichi variabili	$\gamma_Q$	1,35

## ANALISI DEI CARICHI

### **Muro andatore parte inferiore**

spessore	$b_{Ta}$	[m]	1,50
altezza	$h_a$	[m]	4,85
lunghezza	$b_{La}$	[m]	5,50
numero			2
peso	$W_{p1}$	[kN]	<b>1350</b>

### **Muro andatore parte superiore**

spessore	$b_{Ta}$	[m]	0,75
altezza	$h_a$	[m]	1,19
lunghezza	$b_{La}$	[m]	5,50
numero			2
peso	$W_{p2}$	[kN]	<b>166</b>

### **Bandiera**

geometria(Trapez. T / Rett. R)			T
spessore	$b_{To}$	[m]	0,75
altezza massima (lato incastrato)	$h_{o,max}$	[m]	2,54
altezza minima (lato libero)	$h_{o,min}$	[m]	2,00
lunghezza	$b_{Lo}$	[m]	2,50
numero			2
peso	$W_a$	[kN]	<b>144</b>

### **Spinta terreno su muro andatore**

angolo di attrito del terreno	$\varphi'_k$	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	$K_a$		0,27
peso specifico	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	661
carico uniforme sovraccarico	$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20
spinta sovraccarico	$S_m$	[kN]	243

### **Spinta terreno su bandiera**

angolo di attrito del terreno	$\varphi'_k$	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	$K_a$		0,27
peso specifico	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	43
carico uniforme sovraccarico	$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20

spinta sovraccarico	$S_m$	[kN]	42
---------------------	-------	------	----

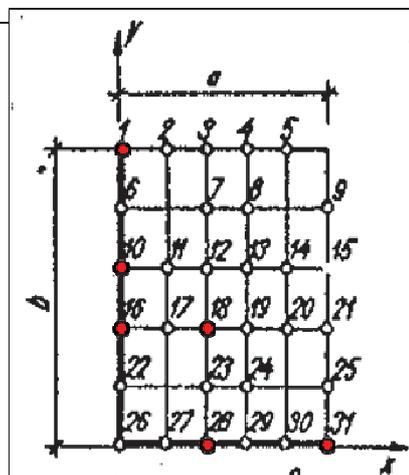
### CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

#### Parametri tabelle Bares

a [m]	5,50
b [m]	6,04
gamma= a/b	0,91

	UDL	TRIANG
qa <sup>2</sup> [kN]	164	891
qb <sup>2</sup> [kN]	198	1075

#### Coordinate punti caratteristici



Punti	X [m]	Y [m]
1	0,00	6,04
10	0,00	3,62
16	0,00	2,42
18	2,20	2,42
28	2,20	0,00
31	5,50	0,00

#### Calcolo sollecitazioni bandiera

Momento	$M_z$	[kNm/m]	41
Taglio	$V_T$	[kN/m]	33

#### Calcolo sollecitazioni muro

A1+M1			
Punti	Momento	[kNm/m]	
1	$M_z$	-339	
10	$M_z$	-184	
16	$M_z$	-180	
18	$M_L$	-4	
28	$M_L$	-94	
31	$M_L$	-190	

#### Calcolo approssimato sollecitazioni mensola orizzontale

Momento	$M_z$	[kNm/m]	600
---------	-------	---------	-----

Taglio	$V_T$	[kN/m]	177
--------	-------	--------	-----

## VERIFICHE MURO ANDATORE

### STATO LIMITE ULTIMO

#### Verifica a flessione orizzontale (armatura orizzontale)

##### geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	1,5

##### armatura compressa

diametro armatura	$\phi$	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c'	[mm]	50
area armatura compressa strato	$A'_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1005

##### armatura tesa

diametro armatura	$\phi$	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1005

##### sollecitazioni massime

momento di progetto	$M_{Ed}$	[kNm/m]	339
momento resistente	$M_{Rd}$	[kNm/m]	1013

**verificato**

#### Verifica a presso-flessione verticale (armatura verticale)

##### geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	1,5

##### armatura compressa

diametro armatura	$\phi$	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c'	[mm]	50
area armatura compressa strato	$A'_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1571

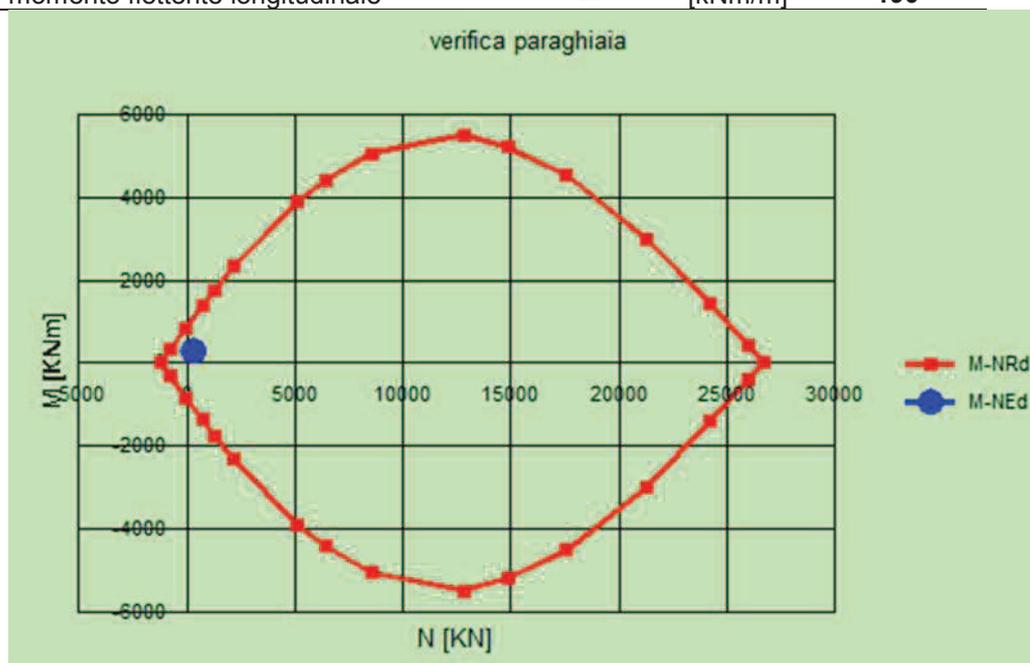
##### armatura tesa

diametro armatura	$\phi$	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5

copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1571

### sollecitazioni massime

sfuerzo normale massimo	N <sub>Ed</sub>	[kN/m]	276
momento flettente longitudinale	M <sub>Ed</sub>	[kNm/m]	190



### Verifica a taglio

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b <sub>w</sub>	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	700
armatura longitudinale	A <sub>sl</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1005
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>		0,001
tensione media di compressione nella sezione	σ <sub>cp</sub>	[MPa]	0,00
resistenza caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub>	[MPa]	33
resistenza a taglio	V <sub>Rd</sub>	[kN/m]	217
sfuerzo di taglio massimo	V <sub>Ed</sub>	[kN/m]	177

verificato

## VERIFICHE BANDIERA

### STATO LIMITE ULTIMO

#### Verifica a flessione orizzontale (armatura orizzontale)

##### geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	0,8

##### armatura compressa

diametro armatura	$\phi$	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	$c'$	[mm]	50
area armatura compressa strato	$A'_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1005

##### armatura tesa

diametro armatura	$\phi$	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1005

##### sollecitazioni massime

momento di progetto	$M_{Ed}$	[kNm/m]	41
momento resistente	$M_{Rd}$	[kNm/m]	479

**verificato**

#### Verifica a taglio

##### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

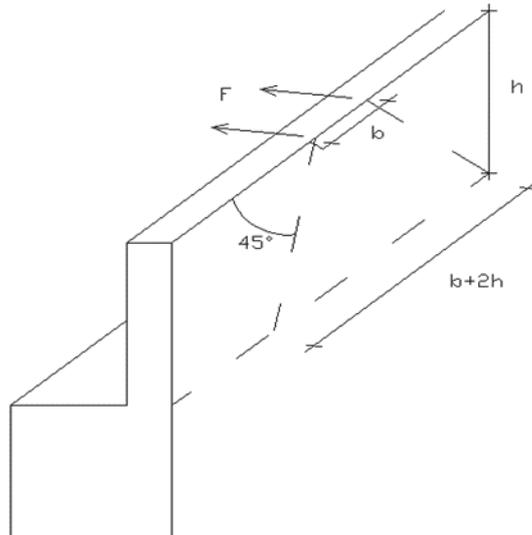
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	$b_w$	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	700
armatura longitudinale	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	1005
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_l$		0,001
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	0,00
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	[MPa]	33
resistenza a taglio	$V_{Rd}$	[kN]	217
sfuerzo di taglio massimo	$V_{Ed}$	[kN]	33

**verificato**

### 11.1.5 VERIFICA MURO PARAGHIAIA

#### MURO PARAGHIAIA



#### **Azione di frenatura**

spessore

$b_{Lp}$  [m] 0,40

altezza

$h_p$  [m] 2,54

lunghezza

$b_{Tp}$  [m] 12

asse di carico

$Q_{1k}$  [kN] 600

azione di frenatura

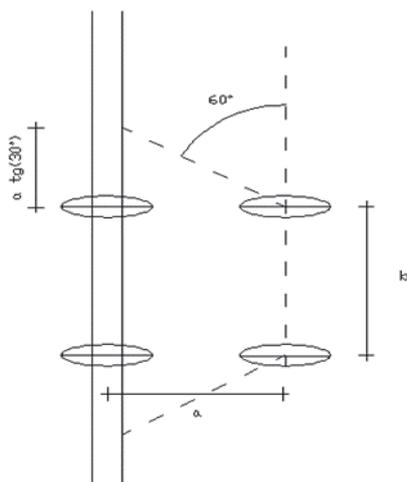
$F$  [kN] 360

distanza ruote

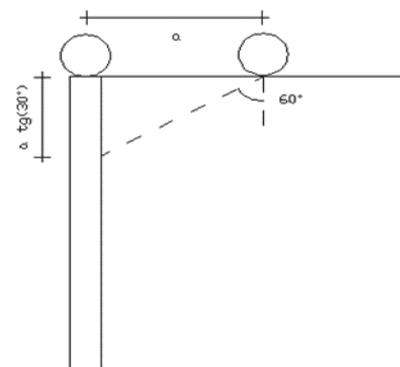
$b$  [m] 2

momento muro paraghiaia

$M_{Tp1}$  [kNm/m] -129,153



Pianta



Sezione



Prospetto del muro paraghiaia

distanza assi	a	[m]	1,2
proiezione verticale		[m]	0,69
proiezione in pianta		[m]	3,39
larghezza impronta	$L_{imp}$	[m]	7,77
momento muro paraghiaia	$M_{Tp2}$	[kNm/m]	-101,60
sforzo normale dovuto all'asse	N	[kN]	84,75
taglio totale	T	[kN]	97,16
momento totale	$M_{tot}$	[kNm/m]	-230,75

**Azioni trasmesse dal terreno**

peso specifico	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m <sup>2</sup> ]	20
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1,00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	$\phi'_{\kappa}$	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	$\phi'_{\kappa}$	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	$\delta$	[deg]	0,00
coefficiente spinta attiva orizzontale	ka		0,43
coefficiente spinta in quiete	ko		0,43

spinta attiva terreno	$S_{a,t}$	[kN]	297,12
spinta attiva sovraccarico	$S_{a,s}$	[kN]	259,95
eccentricità spinta terreno	$e_{Sa,t}$	[m]	0,85
eccentricità spinta sovraccarico	$e_{Sa,s}$	[m]	1,27

momento spinta terreno	M <sub>t</sub>	[kNm/m]	-20,96
momento spinta sovraccarico	M <sub>s</sub>	[kNm/m]	-27,51

### Condizione sismica

peso paraghiaia	W <sub>p</sub>	[kN]	305
forza sismica	F <sub>L</sub> = F <sub>T</sub>	[kN]	67
eccentricita base paraghiaia	e	[m]	1,27
momento forza sismica	M <sub>s</sub>	[kNm/m]	-7,07
accelerazione orizzontale massima al sito	a <sub>max</sub>	[m/s <sup>2</sup> ]	2,149314
fattore di struttura	q		1

### Cuneo di terreno

			1+k <sub>v</sub>	1-k <sub>v</sub>
			1,11	0,89
metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	φ' <sub>k</sub>	[deg]	35	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0
angolo sismico	θ	[deg]	11,17	13,82
coefficiente di spinta attiva	K <sub>a</sub>		0,3937	0,4315
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K <sub>ah</sub>		0,3937	0,4315
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	ΔK <sub>ah</sub>		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S <sub>m</sub>	[kN]	<b>487</b>	<b>391</b>
eccentricità muro	e <sub>vm</sub>	[m]	1,27	1,27
momento spinta	M <sub>s</sub>	[kNm/m]	-51,54	-41,36
sforzo normale	N	[kN]	389,55	
taglio totale	T <sub>tot</sub>	[kN]	1207,96	1045,03
momento totale	M <sub>tot</sub>	[kNm]	-1284,94	-1162,82



altezza sezione	bLm	[m]	0,4
-----------------	-----	-----	-----

### armatura compressa

#### strato 1

diametro armatura	$\phi$	[mm]	22
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 1	$c'_1$	[mm]	51
area armatura compressa strato 1	$A'_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	22808

#### strato 2

diametro armatura	$\phi$	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 2	$c'_2$	[mm]	51
area armatura compressa strato 2	$A'_{s2}$	[mm <sup>2</sup> ]	0

area armatura compressa	$A'_s$	[mm <sup>2</sup> ]	22808
rapporto geometrico di armatura	$\rho'_s$		0,48%

### armatura tesa

#### strato 1

diametro armatura	$\phi$	[mm]	22
interasse barre	$i\phi$	[mm]	150
numero barre	$n\phi$		80
copriferro di calcolo strato 1	$c_1$	[mm]	51
area armatura tesa strato 1	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	30411

#### strato 2

diametro armatura	$\phi$	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 2	$c_2$	[mm]	83
area armatura tesa strato 2	$A_{s2}$	[mm <sup>2</sup> ]	12064

area armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	42474
rapporto geometrico di armatura	$\rho_s$		0,88%
altezza utile	$d$	[mm]	340

### sollecitazioni massime

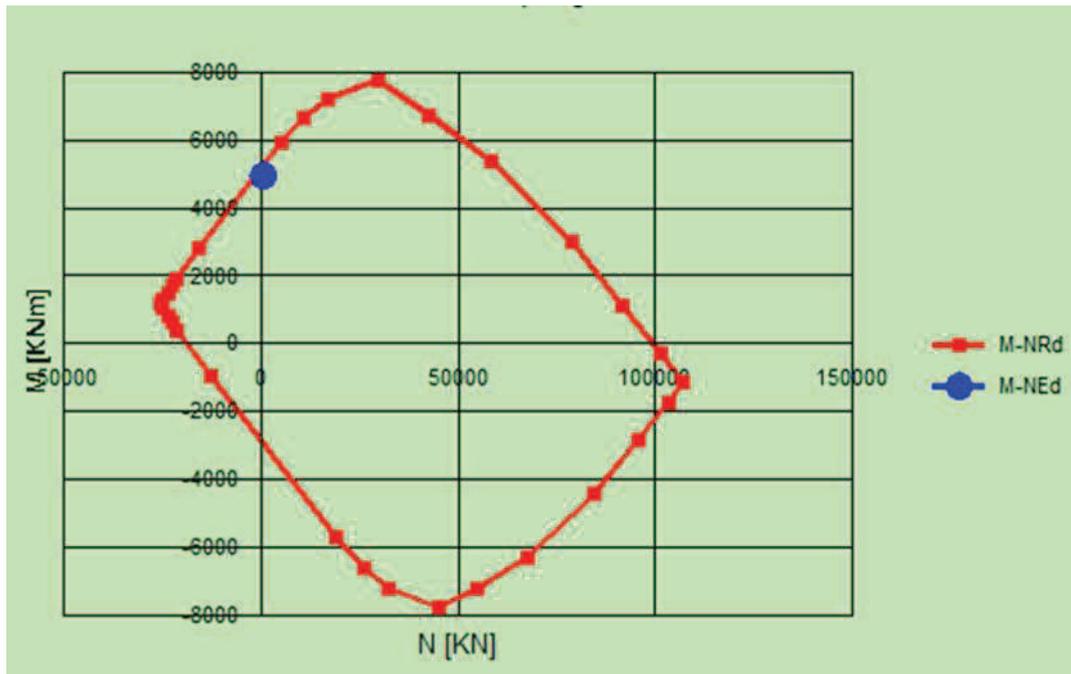
	<b>N<sub>MAX</sub></b>		
sforzo normale massimo	<b>N<sub>MAX</sub></b>	[kN]	<b>526</b>
momento flettente longitudinale	<b>M<sub>L</sub></b>	[kNm]	<b>0</b>
momento flettente trasversale	<b>M<sub>T</sub></b>	[kNm]	<b>-4939</b>

*INSERIRE DOMINIO*

	<b>N<sub>MIN</sub></b>		
sforzo normale minimo	<b>N<sub>MIN</sub></b>	[kN]	<b>271</b>
momento flettente longitudinale	<b>M<sub>L</sub></b>	[kNm]	<b>0</b>
momento flettente trasversale	<b>M<sub>T</sub></b>	[kNm]	<b>-3565</b>

*INSERIRE DOMINIO*

	$M_{TMAX}$		
sforzo normale minimo	$N_{MIN}$	[kN]	<b>526</b>
momento flettente longitudinale	$M_L$	[kNm]	<b>0</b>
momento flettente trasversale	$M_{TMAX}$	[kNm]	<b>-3565</b>



**Verifica a taglio**

**Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	$b_w$	[mm]	12000
altezza sezione	$h$	[mm]	400
altezza utile sezione	$d$	[mm]	340
armatura longitudinale	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	42474
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_l$		0,010
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	0,07
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	[MPa]	33
resistenza a taglio	$V_{Rd}$	[kN]	<b>2861</b>
sforzo di taglio massimo	$V_{Ed}$	[kN]	<b>1280</b>

**verificato**

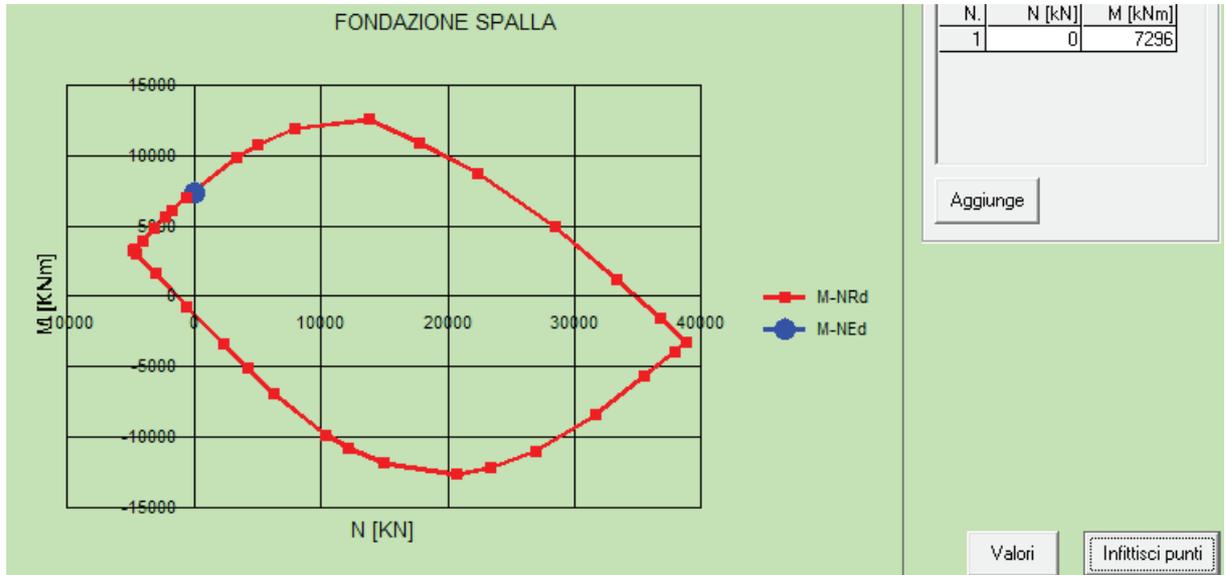
### 11.1.6 VERIFICA FONDAZIONE

La zattera di fondazione di dimensioni 9.6x16.8x2 viene trattata come una fondazione flessibile ovvero l'armatura viene dimensionate considerando il caso di mensola incastrata.

Si riportano, inoltre, le sollecitazioni all'intradosso della zattera e la verifica a flessione dimensionante.

STATO LIMITE ULTIMO	SLU - A1	A1											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
peso proprio spalla	g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35
peso proprio terreno di rinterro	g2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,5	0	0
spinte terreno di rinterro	g4	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35
spinta sovraccarichi permanenti	g5	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0	1,5	1,5
sovraccarichi variabili su spalla	q1	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	1,5
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	0	1,5	1,5
attrito dei vincoli	r3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35
carichi mobili su impalcato - max N e MT	r4	0	0,83	0,00	0,83	0,83	0,00	1,35	0,00	1	1,35	0,83	0,83
carichi mobili su impalcato - max ML	r5	0	0	0,82	0,00	0,00	0,82	0,00	1,35	0	0,00	0,00	0,00
frenatura / accelerazione	f	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0
vento trasversale	w	0	0,9	0,9	0,9	1,5	1,5	0,9	0,9	0	0,9	0,9	0,9
sisma longitudinale	eL	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma trasversale	eT	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	A1-M1											1+kv	1-kv	1+kv	1-kv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	SL	ST		
N [kN]	28550	30143	29920	32123	30143	29920	31142	30793	24450	28648	27648	23341	18732	23341	18732
V <sub>L</sub> [kN]	4204	4339	4339	5438	4204	4204	4204	4204	3112	4204	5438	9184	7918	5163	4308
V <sub>T</sub> [kN]	0	101	101	101	169	169	101	101	0	101	101	780	780	2598	2598
M <sub>L</sub> [kNm]	0	3442	4089	3442	3840	4487	5227	6313	3429	5227	3442	3242	3242	10806	10806
M <sub>T</sub> [kNm]	2920	6743	6320	6850	5947	5524	7847	7182	-301	12960	16022	25877	23085	9304	8162



N*	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	15,71	5
2	53,09	195
3	53,09	190



## 12 VERIFICA PILE

### 12.1 FUSTO PILA P4

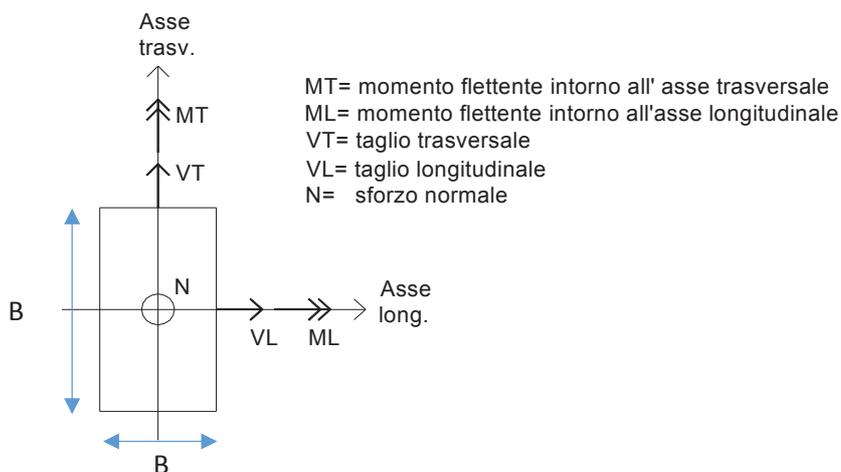
Si riporta di seguito il calcolo delle azioni, combinate agli stati limite ultimi.

Al termine del foglio di calcolo sono riportate le azioni massime all'attacco del fusto, in termini di:

- N Azione massima di compressione;
- M<sub>L</sub> Massimo momento flettente longitudinale;
- M<sub>Tr</sub> Massimo momento flettente trasversale.

Segue il dettaglio delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi della pila maggiormente sollecitata.

				SOLLECITAZIONE BASE PILA 4				
				P <sub>max</sub>	T <sub>t</sub>	T <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>L,x</sub>
				kN	kN	kN	kNm	kNm
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI								
G1 - impalcato				6332	0			
G1 pila/pulvino				2350	0			
G2 - portati				2454	0			
E2 - ritiro				0	0			
E4 - Termica				0	0			
Q1 - mobili tandem		N <sub>max</sub>		1200	0			2100
Q1- mobili UDL		N <sub>max</sub>		2402	0			3839
Q1 - mobili tandem		M <sub>max</sub>		1000	0			2550
Q1- mobili UDL		M <sub>max</sub>		1811	0			5611
Q3 - frenatura				0	0	100	720	
Q4 - centrifuga				0	0			0
Q5 - vento				0	385			5576
Q6 SLV -L				0	0	820	5904	
Q6 SLV -T				0	883			8124
Q6 SLV -V				1199	0			



Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) sfavorevole												
		Nmax Q1							Mmax Q1					
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q1 Nmax	SLU-Q1 Max	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	
Pmax	kN	15401	15401	17913	17913	17913	17090	20263	19196	17391	17391	17391	17391	
Tt	kN	0	347	578	-578	347	347	347	347	578	-578	347	347	
TI	kN	0	0	0	0	135	0	0	0	0	0	135	0	
Mt	kNm	0	0	0	0	972	0	0	0	0	0	972	0	
ML,x	kNm	0	5018	12563	-4164	9217	9217	13036	16035	13975	-2752	10630	10630	

		COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) favorevole												
		Nmax Q1							Mmax Q1					
		SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q4	SLU-Q1 N	SLU-Q1 M	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4
Pmax	kN	14084	11193	11193	14084	11193	11193	8681	13544	12476	10672	10672	10672	10672
Tt	kN	-578	578	-578	347	347	347	347	347	347	578	-578	347	347
TI	kN	0	0	0	135	135	0	0	0	0	0	0	135	0
Mt	kNm	0	0	0	972	972	0	0	0	0	0	0	972	0
ML,x	kNm	545	12563	-4164	13927	9217	9217	5018	13036	16035	13975	-2752	10630	10630

		sismica orizzontale															
		SLV-L+	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T								
Pmax	kN	11495	10776	11495	10776	10776	11495	11495	10776	11495	10776	10776	11494,95	11495	10775,55	10775,55	11494,95
Tt	kN	265	265	-265	-265	-265	265	-265	265	883	883	883	883	-883	-883	-883	-883
TI	kN	820	820	820	820	-820	-820	-820	-820	246	-246	246	-246	246	-246	246	-246
Mt	kNm	5904	5904	5904	5904	-5904	-5904	-5904	-5904	1771	-1771	1771	-1771,2	1771,2	-1771,2	1771,2	-1771,2
ML,x	kNm	2437	2437	-2437	-2437	-2437	2437	-2437	2437	8124	8124	8124	8123,6	-8123,6	-8123,6	-8123,6	-8123,6

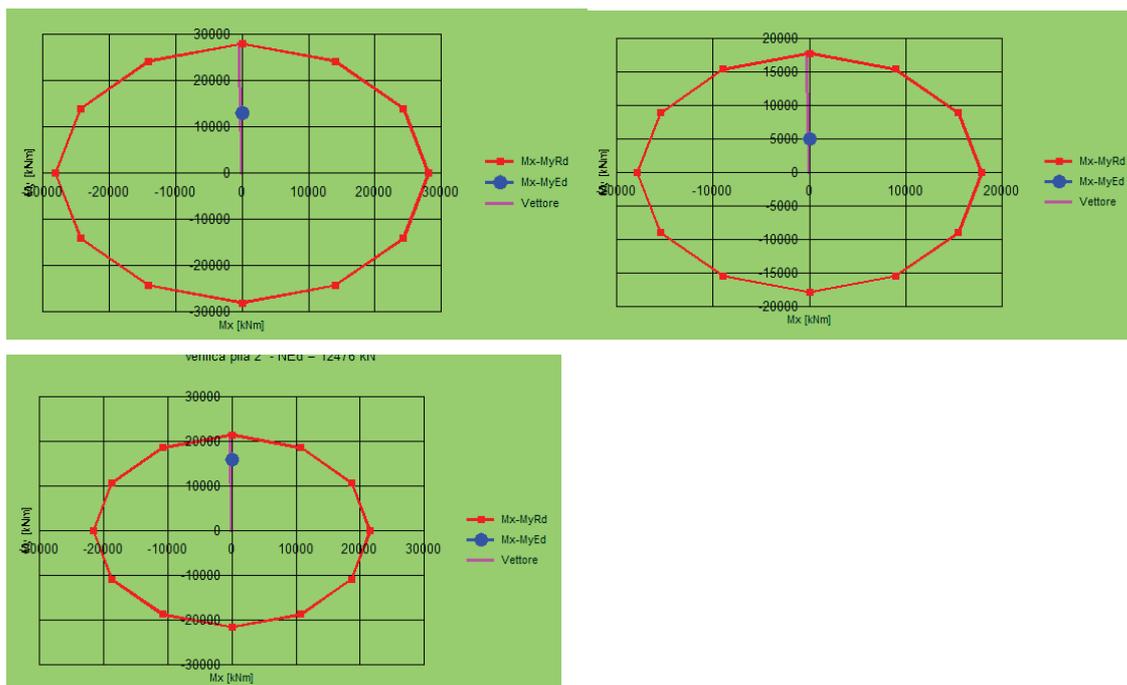
		sismica verticale							
		SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V
Pmax	kN	12334	12334	12334	12334	9936	9936	9936	9936
Tt	kN	265	-265	-265	265	265	-265	-265	265
TI	kN	246	-246	246	-246	246	-246	246	-246
Mt	kNm	1771	-1771	1771	-1771	1771	-1771	1771	-1771
ML,x	kNm	2437	-2437	-2437	2437	2437	-2437	-2437	2437

sollecitazioni massime

		$N_{MAX}$	
sforzamento normale massimo	$N_{MAX}$ [kN]	20263	
momento flettente longitudinale	$M_L$ [kNm]	13036	
momento flettente trasversale	$M_T$ [kNm]	0	

		$N_{MIN}$	
sforzamento normale minimo	$N_{MIN}$ [kN]	8681	
momento flettente longitudinale	$M_L$ [kNm]	5018	
momento flettente trasversale	$M_T$ [kNm]	0	

	$M_{LMAX}$		
sforzo normale minimo	$N$	[kN]	12476
momento flettente longitudinale	$M_{Lmax}$	[kNm]	16035
momento flettente trasversale	$M_T$	[kNm]	0



### Verifica a taglio

diametro palo	$\emptyset$	[mm]	3000
area cerchio	$A_{\emptyset}$	[mm <sup>2</sup> ]	7068583
base equivalente al rettangolo	$b_w$	[mm]	2700
altezza utile equivalente al rettangolo	$d$	[mm]	2288
area rettangolo equivalente	$A_R$	[mm <sup>2</sup> ]	6176520
classe del calcestruzzo	$R_{ck}$	[MPa]	40
resistenza a compressione ridotta	$f'_{cd}$	[MPa]	11,1
resistenza a trazione di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391

### taglio compressione

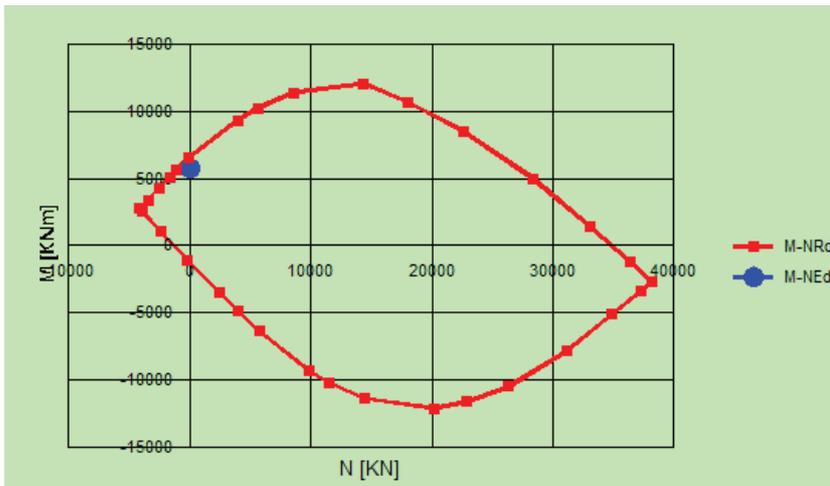
forza assiale di progetto	$N_{Ed}$	[kN]	8681
tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	1,2
coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$		1,06
resistenza di calcolo a "taglio	$V_{Rcd}$	[kN]	32466



Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) favorevole												
		Nmax Q1								Mmax Q1				
		SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q4	SLU-Q1 N	SLU-Q1 M	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4
Pmax	kN	18484	15593	15593	18484	15593	15593	13081	17944	16876	15072	15072	15072	15072
Tt	kN	-578	578	-578	347	347	347	347	347	347	578	-578	347	347
TI	kN	0	0	0	135	135	0	0	0	0	0	0	135	0
Mt	kNm	0	0	0	1242	1242	0	0	0	0	0	0	1242	0
ML,x	kNm	-611	13719	-5320	14620	9911	9911	5712	13730	16729	15131	-3908	11324	11324

		sismica orizzontale														sismica verticale											
		SLV-L+	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-V																			
Pmax	kN	15895	15176	15895	15176	15176	15895	15895	15176	15895	15176	15176	15895	15895	15176	15176	15895	15895	15176	15895	16734	16734	16734	16734	14336	14336	14336
TL	kN	265	265	-265	-265	-265	265	265	883	883	883	883	-883	-883	-883	-883	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265	265
TI	kN	820	820	820	820	-820	-820	-820	246	-246	246	-246	246	-246	-246	-246	246	246	246	246	246	-246	246	-246	246	-246	246
Mt	kNm	7544	7544	7544	7544	-7544	-7544	-7544	2263	-2263	2263	-2263	2263	-2263	-2263	-2263	2263	2263	2263	2263	2263	-2263	2263	-2263	2263	-2263	2263
ML,x	kNm	2967	2967	-2967	-2967	-2967	2967	2967	9890	9890	9890	9890	-9890	-9890	-9890	-9890	2967	2967	2967	2967	2967	2967	-2967	2967	-2967	2967	-2967



N° strati barre

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	53,09	195
3	38,01	190

## 12.2 VERIFICA PULVINO PILA P4

Si riporta la verifica del pulvino della pila maggiormente sollecitata soggetta ai carichi verticali e orizzontali trasmessi dall'impalcato:

verifica pulvino					
carichi SLU					
P	7411 kN				
H	116 kN				
geometria					
a	2100 mm	d	1760 mm		
b	3500 mm	l	2452 mm		
h	1800 mm	$\lambda$	1,55		
c	40 mm				
resistenza armatura					
tirate	nstrato 1	30	$\varnothing$	26 mm	As
	nstrato 2	30			31856 mmq
$P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) / \lambda =$		7972 kN	>	7411 kN	verifica soddisfatta
resistenza del puntone compresso					
$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} c / (1 + \lambda^2) =$		11971 kN	>	7972	verifica soddisfatta

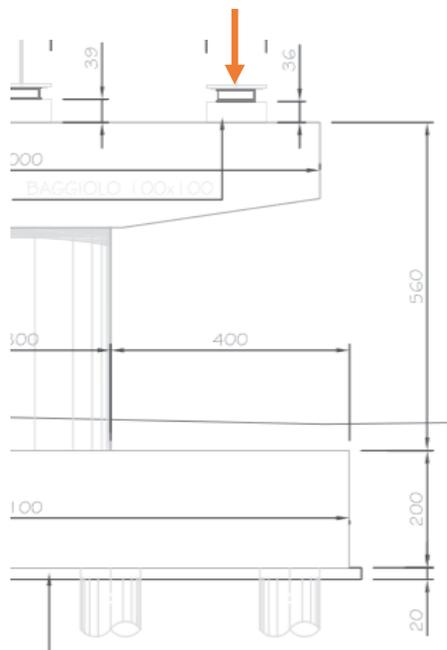
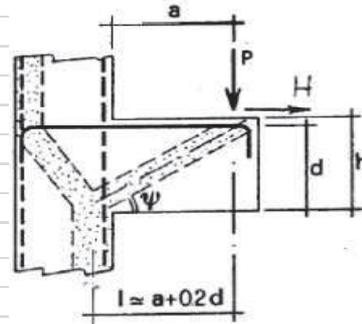


Figura 40: Schematizzazione della mensola