

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	

INDICE		Pagina
1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E METODI DI CALCOLO	10
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
4	ANALISI DEI CARICHI	13
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
5	MODELLO NUMERICO IMPALCATO	36

5.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E DEI CONCI	36
5.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	41
6	VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	42
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
7	VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE	59
7.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)	59
7.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)	59
8	VERIFICA TRAVERSI RETICOLARI	61
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
9	VERIFICA SOLETTA (EFFETTI LOCALI)	85
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
10	APPARECCHI D'APPOGGIO	113
10.1	GIUNTI	113
10.1.1	Spostamenti dell'isolatore ΔL (sismica)	113
10.1.2	Variazione termica	113
10.1.3	Variabilità spaziale del moto	113
10.2	APPARECCHI D'APPOGGIO	116
11	VERIFICA SPALLE	121
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
12	VERIFICA PILE	148
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.

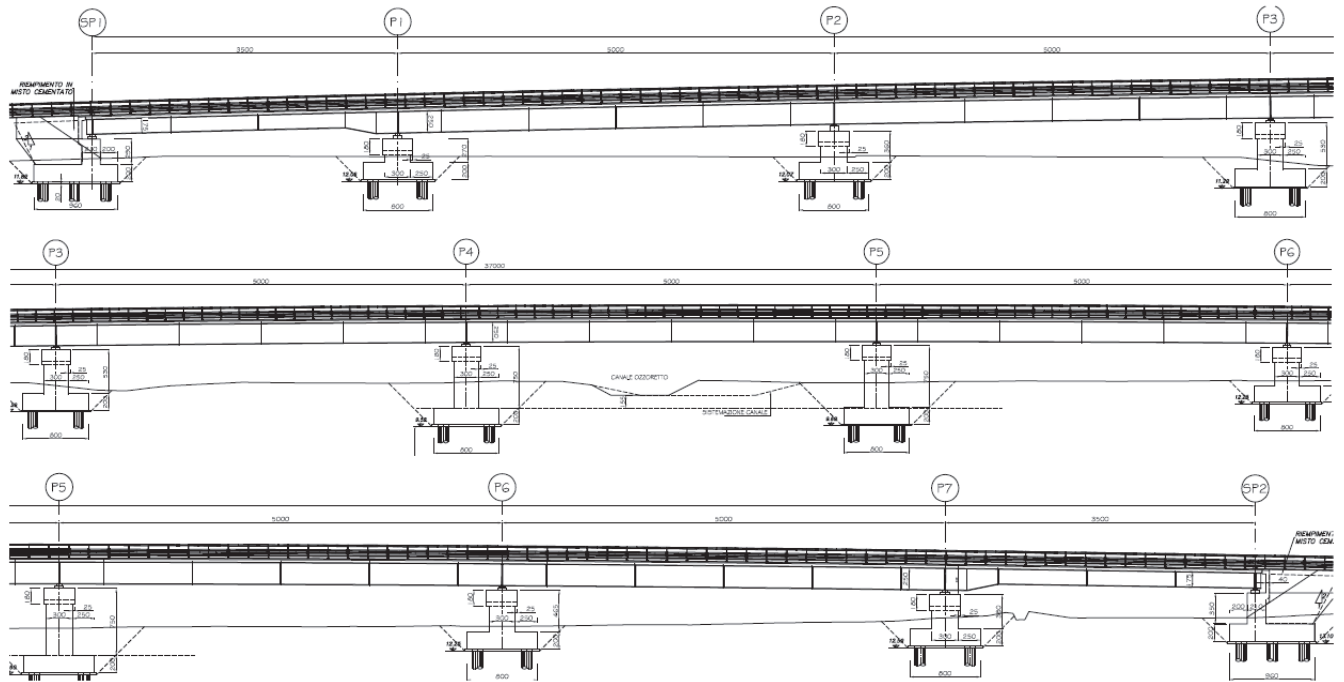


Figura 1: Profilo longitudinale del cavalcavia

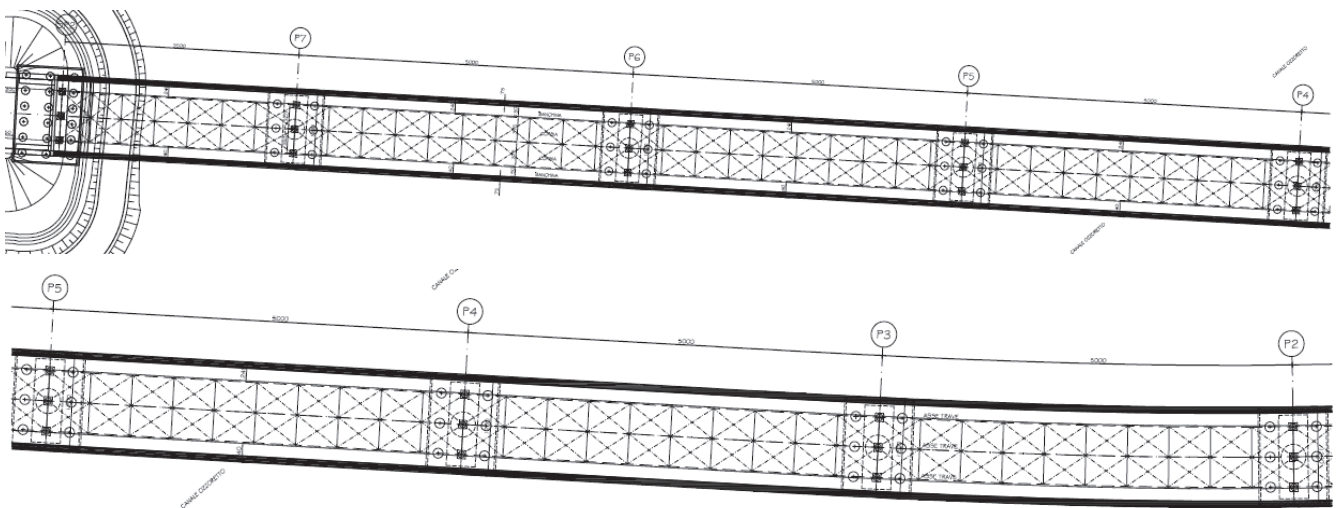


Figura 2: Pianta impalcato (Parte 1)

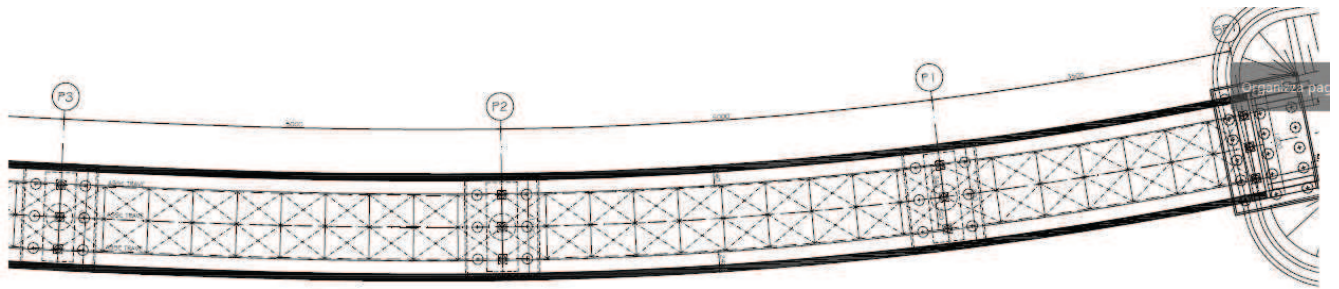


Figura 3: Pianta impalcato (Parte 2)

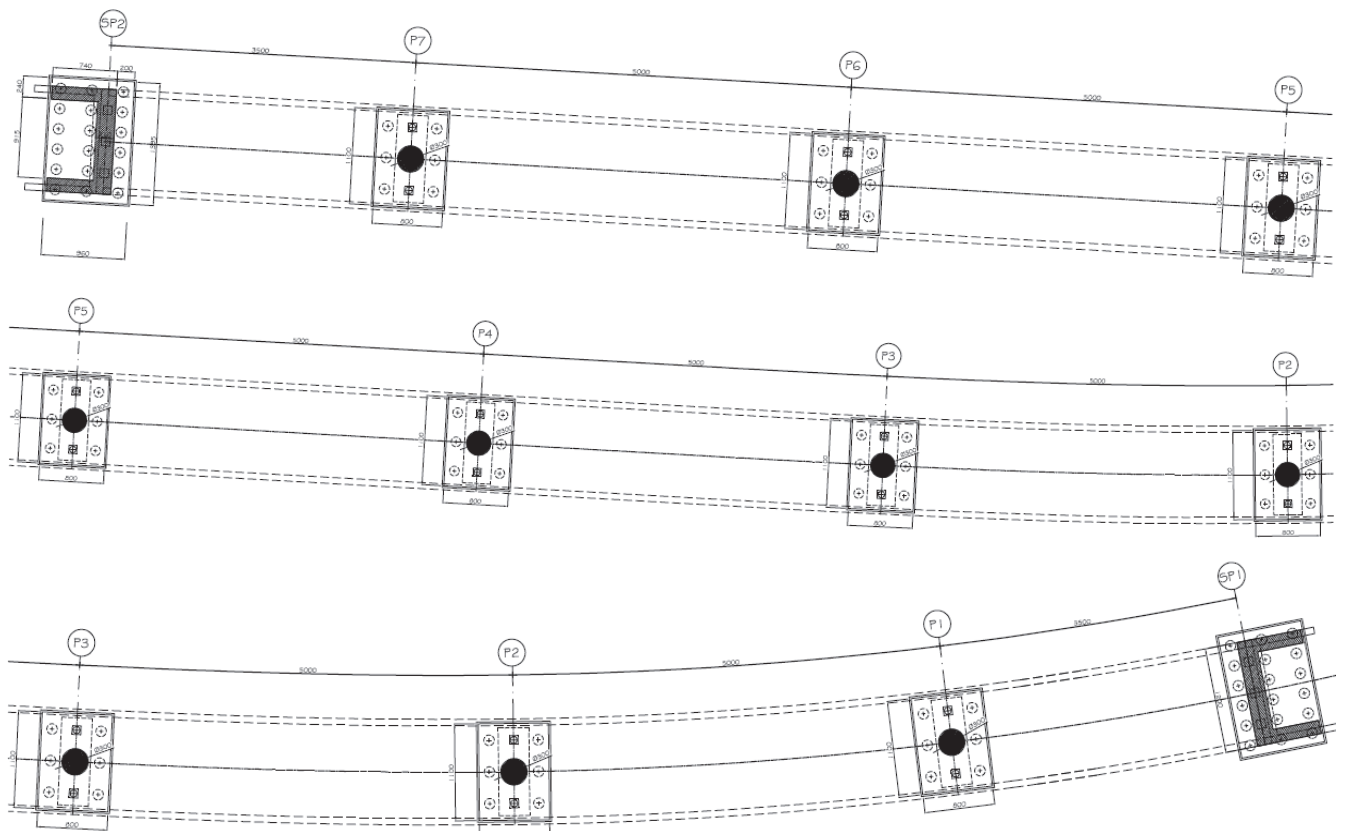


Figura 4: Pianta delle fondazioni

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.

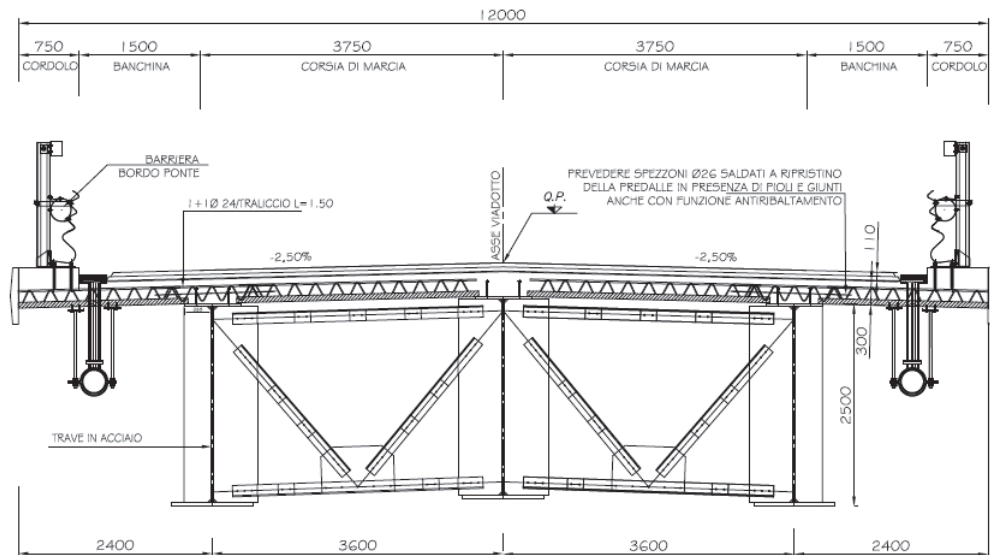


Figura 5: Sezione trasversale dell'impalcato – Sezione corrente trave H=2.50m

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

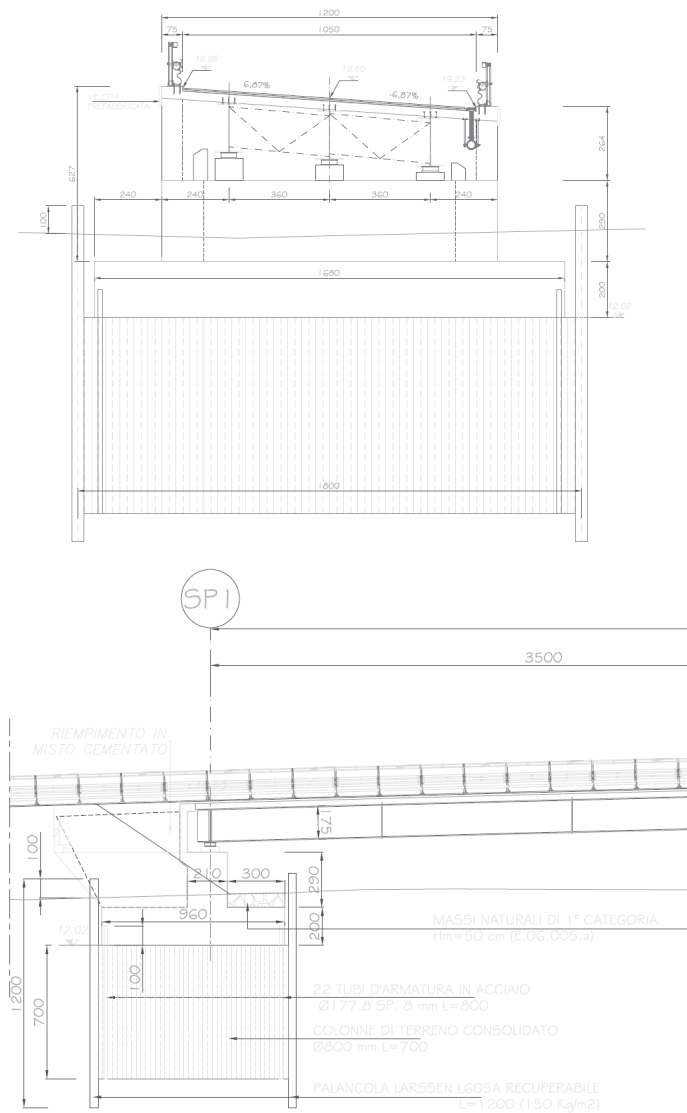


Figura 6: Prospetto trasversale Spalla SP1

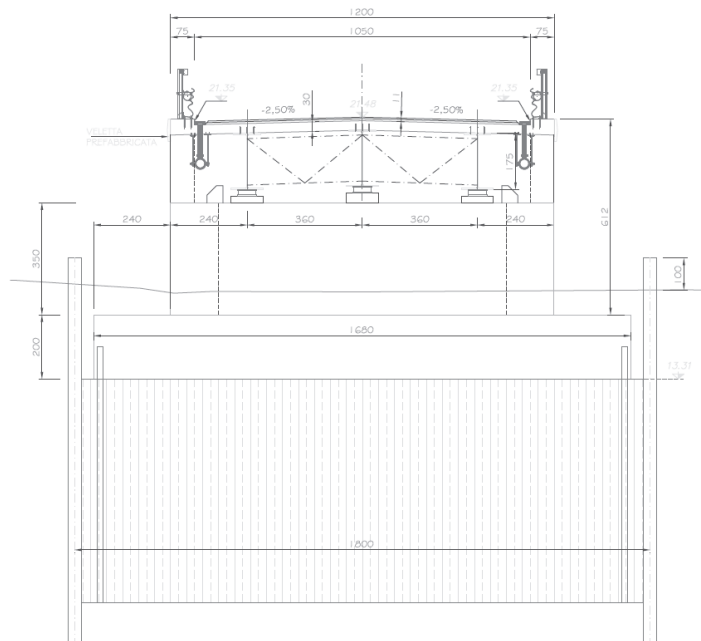


Figura 7: Prospetto trasversale Spalla SP2

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.

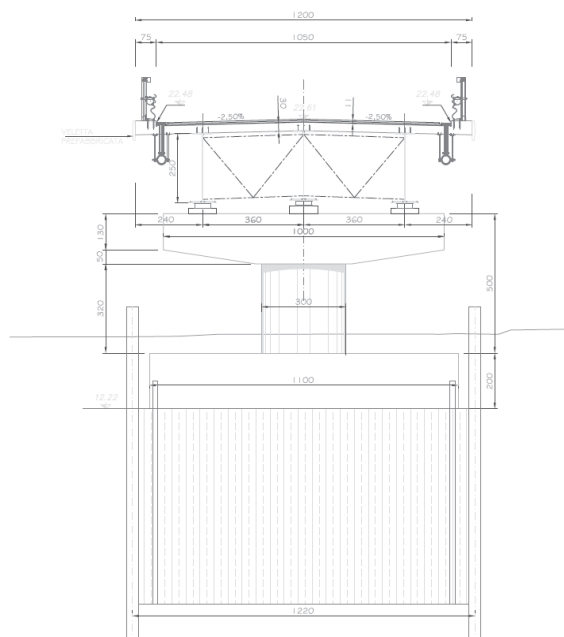


Figura 8: Carpenteria pile

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 ²	$f_{tk} = 510$ N/mm ²
Per spessori $t > 40$ mm	$f_{yk} = 335$ N/mm ²	$f_{tk} = 470$ N/mm ²

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/mm² 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)

R_{ck} = Resistenza caratteristica cubica

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

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

γ_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.4.1.2.1.3)

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

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

γ_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

γ_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

γ_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.

CAMPATA 35.0 m - Peso proprio strutture (g1) - Fase 1		
Carpenteria metallica		
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 ²
Peso proprio carp. metallica (a m lineare di impalcato)	p_{carp}	2820 daN/m

CAMPATA 50.0 m - Peso proprio strutture (g1) - Fase 1		
Carpenteria metallica		
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 ²
Peso proprio carp. metallica (a m lineare di impalcato)	p_{carp}	3000 daN/m

Soletta		
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
Peso proprio soletta (a m lineare di impalcato)	p_{sol}	9000 daN/m

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

4.3 RITIRO DELLA SOLETTA (ϵ_2)

Ritiro della soletta (ϵ_2) - Fase 2			
Deformazione da ritiro			
Resistenza caratteristica cubica del cls	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica del cls	f_{ck}	33,2	N/mm ²
Resistenza media a compressione del cls	f_{cm}	41,2	N/mm ²
Tipo di cemento		N	
Coefficienti dipendenti dal tipo di cemento	α_{ds1}	4	
	α_{ds2}	0,12	
Umidità relativa	RH	70	%
Coefficiente per umidità relativa	β_{RH}	1,018	
Deformazione base per ritiro da essiccamento	ϵ_{cd0}	0,000348	
Area della sezione trasversale di cls	A_c	2760000	mm ²
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	
Deformazione totale da ritiro assunta	ϵ_{cs}	0,0003	
Variazione termica equivalente al ritiro	ΔT_r	-30	°C
Azioni equivalenti al ritiro			
Numero di travi	n_{travi}	3	
Modulo elastico cls soletta	E_{cs}	33643	N/mm ²
Coeff. viscosità per riduzione modulo elastico	φ	2,00	
Modulo elastico cls soletta ridotto	$E_{cs,rid}$	11214	N/mm ²
Forza di trazione sulla soletta	N_r	3095,1	kN
Distanza baricentro soletta-sezione mista (Fase 2)	e_2	820	mm
Forza di compressione sulla sezione mista	N_r	-3095,1	kN
Momento flettente sulla sezione mista (positivo)	M_r	2538,0	kNm

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

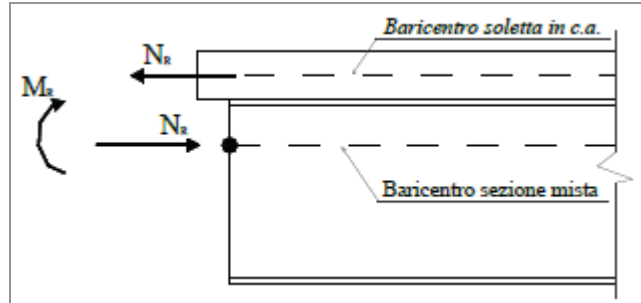


Figura 9: Azioni equivalenti al ritiro

4.4 VARIAZIONI TERMICHE (q7)

Variazioni termiche (q7) - Fase 3		
Variazione termica uniforme		
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
Variazione termica uniforme negativa	$\Delta T_{u,neg}$	-19 °C
Variazione termica uniforme positiva	$\Delta T_{u,pos}$	+31 °C
Intervallo della temperatura del ponte	ΔT_u	50 °C
Variazione termica differenziale		
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,000012 1/°C
Area della soletta	A_{sol}	3600000 mm ²
Variazione termica differenziale - "soletta calda"	$\Delta T_{d,heat}$	10 °C
Variazione termica differenziale - "soletta fredda"	$\Delta T_{d,cool}$	-10 °C
Azioni equivalenti per termica differenziale positiva		
Forza di compressione sulla soletta	$N_{T,heat}$	-4844,56 kN
Distanza baricentro soletta-sezione mista (Fase 3)	e_3	485 mm
Forza di trazione sulla sezione mista	$N_{T,heat}$	4844,56 kN
Momento flettente sulla sezione mista (negativo)	$M_{T,heat}$	-2349,6 kNm

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

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)

CAMPATA 35.0 m - Azione del vento (q5) - Fase 3		
Vento in dir. trasversale (dir. y)		
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 ²
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 ²
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)	Δ	3,6 m
Numero di travi	n_{travi}	3
Carico su trave di riva per vento in dir. trasv. a ponte carico	$q'_{w,y}$	271,1 daN/m
Vento in dir. longitudinale (dir. x)		
<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
Vento in dir. verticale (dir. z)		
<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
Carico su trave di riva per vento in dir. verticale	$q_{w,z}$	882,4 daN/m
Carico verticale distribuito su trave di riva		
Carico totale da vento su trave di riva	$q_{w,tot}$	1153,5 daN/m

CAMPATA 50.0 m - Azione del vento (q5) - Fase 3		
Vento in dir. trasversale (dir. y)		
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 ²
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 ²
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)	Δ	3,6 m
Numero di travi	n_{travi}	3

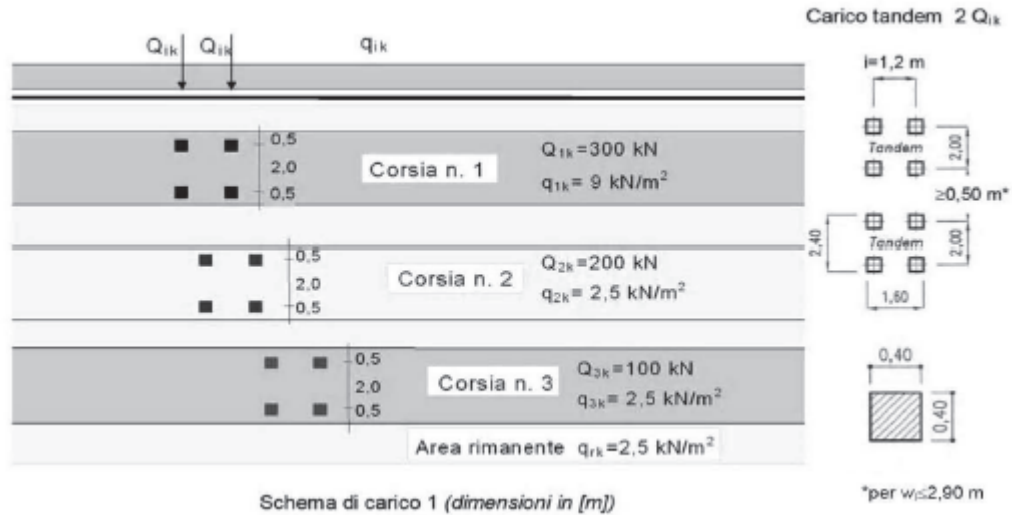
Carico su trave di riva per vento in dir. trasv. a ponte carico	$q'_{w,y}$	357,3 daN/m
<i>Vento in dir. longitudinale (dir. x)</i>		
<i>La forza del vento in dir. x, ovvero in direzione parallela all'asse longitudinale del ponte, può essere assunta pari al 25% della forza del vento in direzione Y.</i>		
<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
<i>Vento in dir. verticale (dir. z)</i>		
<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
Carico su trave di riva per vento in dir. verticale	$q_{w,z}$	890,6 daN/m
<i>Carico verticale distribuito su trave di riva</i>		
Carico totale da vento su trave di riva	$q_{w,tot}$	1247,9 daN/m

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 ²]
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_{marc}	0 m
Numero di travi	n_{travi}	3
Interasse travi	Δ	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_{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_{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
Carico asse su trave di riva	Q_k	345,8 kN
Carico distribuito su trave di riva	q_k	26,5 kN/m

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 ₁	3 m
Lunghezza della zona caricata	L	370 m
Forza di frenamento	q₃	900 kN

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 _v	1200 kN
Raggio di curvatura	R	450 m
Forza centrifuga	q₄	106,7 kN

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:

ag accelerazione orizzontale massima al sito

F0 coefficiente di amplificazione spettrale massima

TC* 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 ag 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

Se 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, $S = SS \cdot ST$;

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

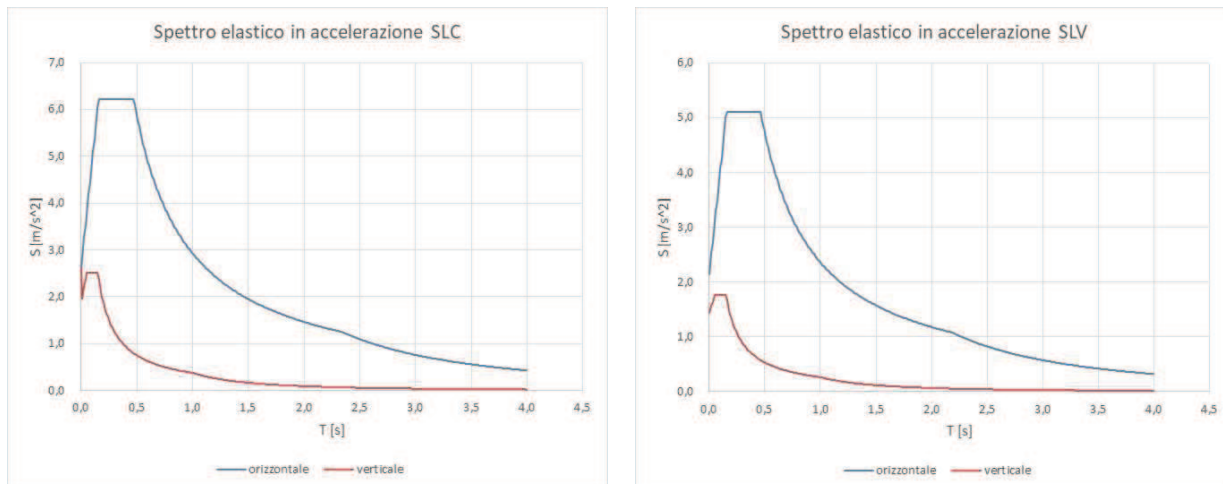
TC è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro,

$TC = CC \cdot TC^*$, 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.



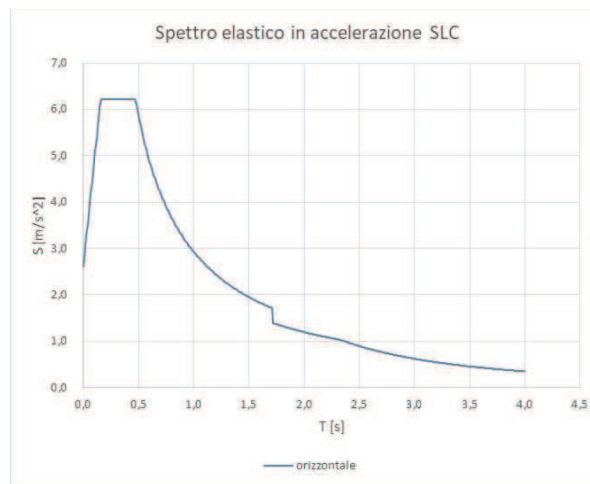
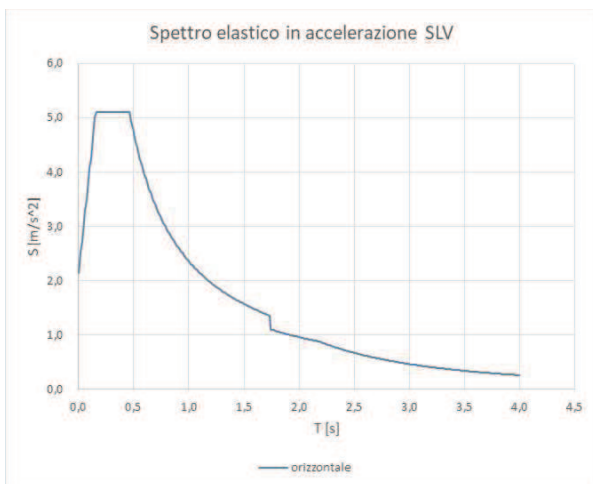
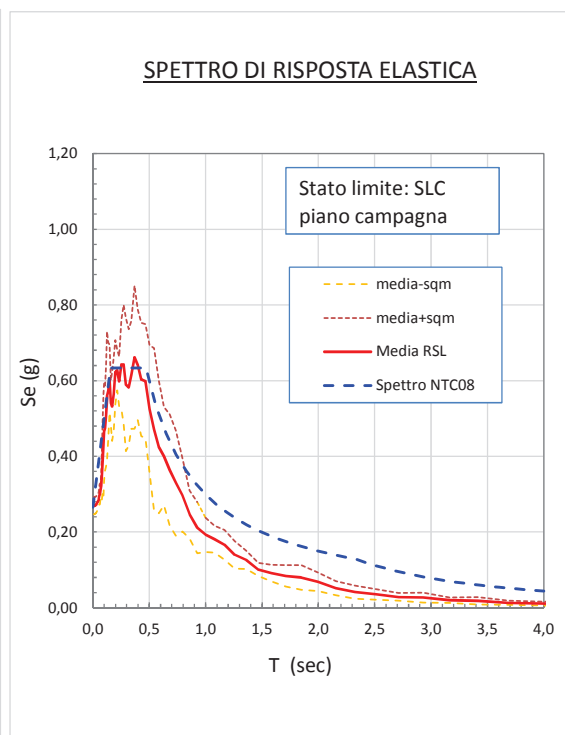
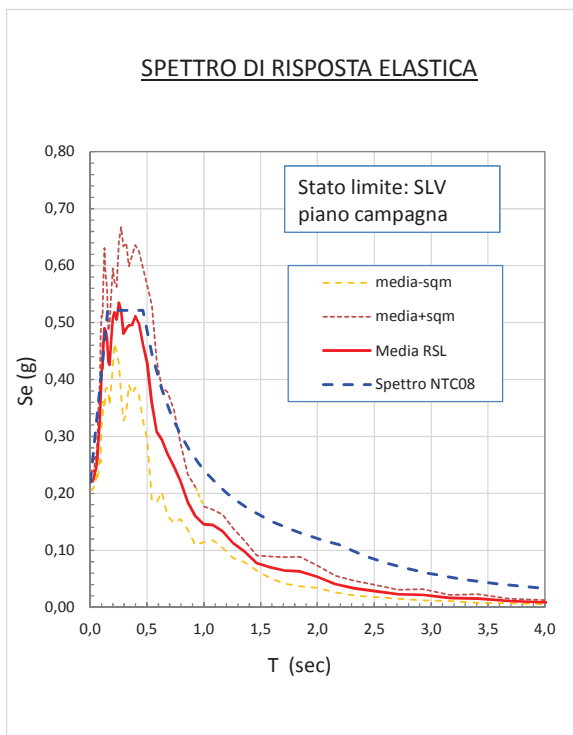
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,051	2,559	0,250
SLD	75	0,061	2,585	0,266
SLV	712	0,147	2,376	0,294
SLC	1462	0,185	2,387	0,303

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 η 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
EIGENVALUE ANALYSIS							
	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													
Node	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	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.

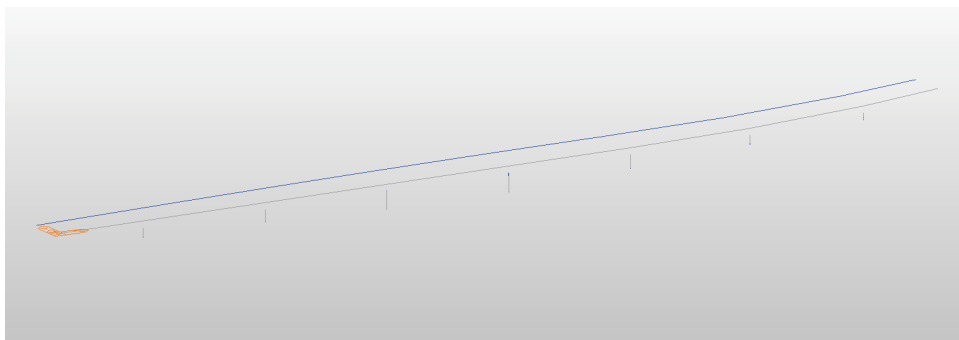


Figura 10: Deformata modale modo n°1

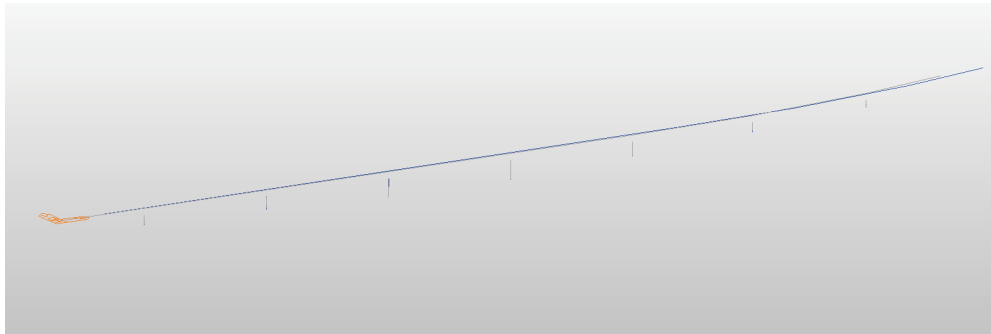


Figura 11: Deformata modale modo n°2

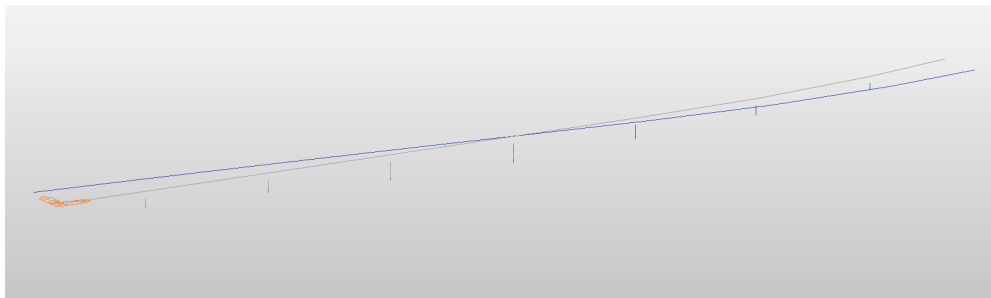


Figura 12: Deformata modale modo n°3

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 ψ 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 ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} γ_{e3} γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente ψ_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
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
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
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
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
Q1 - mobili tandem	Nmax	0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	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
Q1 - mobili tandem	Mmax	0	0	0	0	0	0	0	1,35	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
Q3 - frenatura		0	0	0	0	1,35	0,00	0	0	0	0	1,35	0,00
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,35
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
Q6 SLV -L		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
Q6 SLV -V		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-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	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	g1	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	g2	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	g3	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	g4	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	g5	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	q1	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0	0
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	1	1
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	1	1
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	0	0
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	0	0
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	0	0
frenatura / accelerazione	f	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35	0	0	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	0	0
sisma longitudinale	eL	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	
sisma trasversale	eT	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.

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	C06	C06	C07	C07	C08	C08	C08	C08	C08	C08	C09A	C09A
Lunghezza concio	L _{concio}	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 _{SX}	cm	3500	3500	3500	3500	3500									5000	5000	5000	5000	5000	
Luce campata dx per AI	L _{DX}	cm	5000	5000	5000	5000	5000									5000	5000	5000	5000	5000	
Luce equivalente	L _e	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	
Geometria trave metallica																					
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 _t	mm	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	
Larghezza piattabanda superiore	b _s	mm	900	900	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	900	900	
Spessore piattabanda superiore	t _s	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 _s	mm	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	
Larghezza raddoppio piattabanda sup.	b _{r,s}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Spessore raddoppio piattabanda sup.	t _{r,s}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Altezza anima	h _w	mm	2415	2415	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2415	2415	
Spessore anima	t _w	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 _{w,min}	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 _{w,max}	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 _w	°	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' _w	mm	2415	2415	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2425	2415	2415		
Larghezza piattabanda inferiore	b _i	mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000		
Spessore piattabanda inferiore	t _i	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 _i	mm	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200		
Larghezza raddoppio piattabanda inf.	b _{r,i}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Spessore raddoppio piattabanda inf.	t _{r,i}	mm	0	0	0	0	0	0	0	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
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 _{condo}	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
Geometria soletta cls																				
Distanza tra gli assi dei connettori	b ₀	mm	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Semi-larghezza efficace soletta	b _{e1}	mm	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200
	b _{e2}	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 ₁		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 ₂		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
Larghezza efficace soletta	b_{eff}	mm	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Spessore totale soletta	h _{sol}	mm	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Spessore lastre prefabbricate (predalles)	h _{pred}	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 _{getto}	mm	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230
Altezza soletta di calcolo	h _{sol,eff}	mm	0	0	0	0	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	0	0	0
Larghezza raccordo	b _{racc}	mm	800	800	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	800
Altezza raccordo	h _{racc}	mm	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Altezza raccordo di calcolo	h _{racc,eff}	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 _s	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Passo armatura superiore soletta	p _s	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 _s		21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Area armatura superiore	A _{ss}	mm ²	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 _s	mm	0	0	0	0	0	0	0	60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Diametro armatura inferiore soletta	Φ _i	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Passo armatura inferiore soletta	p _i	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 _i		21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Area armatura inferiore	A _{si}	mm ²	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 _s	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 _{concio}	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		
Classificazione delle sezioni																						
Qualità acciaio	Classe		S355	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 _{yk,s}	N/mm ²	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	
	E _s		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	0,81	0,81	
Tensione di snervamento acciaio piattab. inf.	f _{yk,i}	N/mm ²	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	
	E _i		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	0,84	0,84	
Tensione di snervamento acciaio anima	f _{yk,w}	N/mm ²	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	
	E _w		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	0,81	0,81	
Rapporto larghezza/spessore anima	c/t _w		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	97,00	97,00	96,60	96,60	
Valore limite per anima (classe 3)	124E _w		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	100,89	100,89	
Spessore equivalente piattabanda sup.	t _{s,eq}	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	30,00	30,00	40,00	40,00	
Spessore equivalente piattabanda inf.	t _{i,eq}	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	45,00	45,00	
Rapporto larghezza/spessore piattabanda sup.	c/t _s		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	11,25	11,25	10,94	10,94	
Rapporto larghezza/spessore piattabanda inf.	c/t _i		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	10,83	
Valore limite per piattabanda sup. (classe 3)	14E _s		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	11,39	11,39	
Valore limite per piattabanda inf. (classe 3)	14E _i		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	11,73	11,73	
Classificazione sezione	Classe		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Caratt. geometriche trave metallica (Fase 1)																						
Area sezione trasversale	A _b	mm ²	141375	141375	126625	126625	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	994	994	1110	1110		
Momento statico rispetto intradosso trave	S _a	mm ³	1,659E+08	1,659E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,294E+08	1,659E+08	1,659E+08		
Distanza baricentro da intradosso trave	Y _{GI}	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	1022,2	1022,2	1173,6	1173,6		
Distanza baricentro da estradosso trave	Y _{GS}	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	1477,8	1477,8	1326,4	1326,4		
Momento d'inerzia verticale	J _a	mm ⁴	1,508E+11	1,508E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,230E+11	1,508E+11	1,508E+11		
Modulo di resistenza estradosso trave	W _s	mm ³	1,137E+08	1,137E+08	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	8,322E+07	1,137E+08	1,137E+08		
Modulo di resistenza estradosso anima	W _{w,s}	mm ³	1,172E+08	1,172E+08	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	8,494E+07	1,172E+08	1,172E+08		
Modulo di resistenza intradosso anima	W _{w,i}	mm ³	1,336E+08	1,336E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,259E+08	1,336E+08	1,336E+08		
Modulo di resistenza intradosso trave	W _i	mm ³	1,285E+08	1,285E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,203E+08	1,285E+08	1,285E+08		
Area a taglio (anima trave)	A _{v,1}	mm ²	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	62500	
Inerzia torsionale (sezione aperta)	J _{t,1}	mm ⁴	6,215E+07	6,215E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	4,931E+07	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

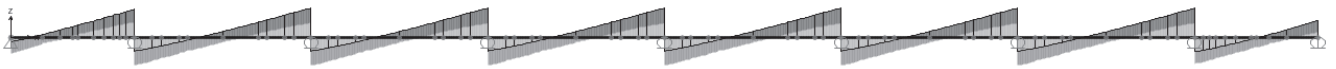


Figura 15: Comb. SLU1 – Taglio



Figura 16: Comb. SLU2 – Momento flettente

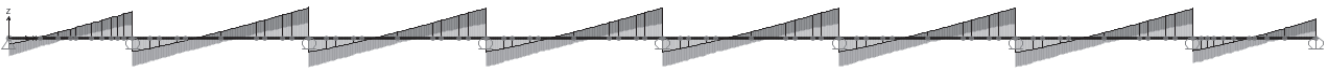


Figura 17: Comb. SLU2 – Taglio



Figura 18: Comb. SLU3 – Momento flettente

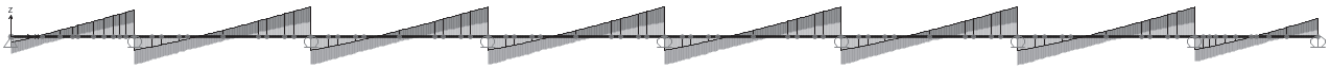


Figura 19: Comb. SLU3 – Taglio

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 _{concio}	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 _{SX}	cm				5000
Luce campata dx per AI	L _{DX}	cm				5000
Luce equivalente	L _e	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 _t	mm	1750	1750	2500	2500
Larghezza piattabanda superiore	b _s	mm	700	700	700	900
Spessore piattabanda superiore	t _s	mm	30	30	30	40
Interasse tra le piattabande sup. travi esterne	i _s	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	α_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 ²	355	355	355	355
	ϵ_s		0,81	0,81	0,81	0,81
Tensione di snervamento acciaio piattab. inf.	$f_{yk,i}$	N/mm ²	335	335	335	335
	ϵ_i		0,84	0,84	0,84	0,84
Tensione di snervamento acciaio anima	$f_{yk,w}$	N/mm ²	355	355	355	355
	ϵ_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	β_1		0,888	1,000	1,000	1,000
	β_2		1,000	1,000	1,000	1,000
Larghezza efficace soletta	b_{eff}	mm	3954	4200	4200	4200
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	Φ_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 ²	3818	4220	4220	4220
Copriferro arm. sup. (da estradosso soletta)	c_s	mm	60	60	60	60
Diametro armatura inferiore soletta	Φ_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 ²	3818	4220	4220	4220
Copriferro arm. inf. (da estradosso soletta)	c_s	mm	60	60	60	60

Caratt. geometriche trave metallica (Fase 1)

Area sezione trasversale	A_a	mm²	96150	96150	126625	141375
Peso proprio trave	p	daN/m	755	755	994	1110
Momento statico rispetto intradosso trave	S_a	mm ³	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
Momento d'inerzia verticale	J_a	mm⁴	5,110E+10	5,110E+10	1,230E+11	1,508E+11
Modulo di resistenza estradosso trave	W_s	mm ³	4,715E+07	4,715E+07	8,322E+07	1,137E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm ³	4,849E+07	4,849E+07	8,494E+07	1,172E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm ³	8,227E+07	8,227E+07	1,259E+08	1,336E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	W_i	mm ³	7,671E+07	7,671E+07	1,203E+08	1,285E+08
Area a taglio (anima trave)	$A_{v,1}$	mm²	31500	31500	62500	62500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,1}$	mm ⁴	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	σ_s	N/mm ²	0,00	-75,96	-68,07	102,04
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	0,00	-73,86	-66,69	98,96
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	0,00	43,54	45,01	-86,82
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	0,00	46,69	47,08	-90,28
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	-19,94	3,70	0,40	21,64
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	34,54	74,14	66,69	105,82
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	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
Area sezione trasversale	$A_{i,2}$	mm²	156640	160590	191065	149815
Area omogeneizzata soletta+raccordo	$A_{ci,2}$	mm ²	52853	56000	56000	56778
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_{i,2}$	mm ³	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
Momento d'inerzia verticale	$J_{i,2}$	mm⁴	1,106E+11	1,130E+11	2,406E+11	1,649E+11
Modulo di resistenza estradosso soletta	$W_{s,s}$	mm ³	1,232E+08	1,286E+08	1,972E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza intradosso soletta	$W_{s,i}$	mm ³	1,657E+08	1,742E+08	2,429E+08	1,627E+08
Modulo di resistenza armatura superiore	$W_{a,s}$	mm ³	1,321E+08	1,380E+08	2,074E+08	1,393E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore	$W_{a,i}$	mm ³	1,520E+08	1,594E+08	2,291E+08	1,536E+08
Modulo di resistenza estradosso trave	W_s	mm ³	1,851E+08	1,953E+08	2,614E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm ³	1,949E+08	2,059E+08	2,702E+08	1,370E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm ³	9,992E+07	1,003E+08	1,568E+08	1,360E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	W_i	mm ³	9,602E+07	9,647E+07	1,523E+08	1,312E+08
Area a taglio (anima trave)	$A_{v,2}$	mm²	31500	31500	62500	62500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,2}$	mm ⁴	4,854E+08	5,131E+08	5,225E+08	6,215E+07

Sollecitazioni - Fase 2

e3 - Ritiro

Coefficiente parziale (A1)	γ_{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)	γ_{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				
Comb. SLU - Fase 2						
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
Comb. SLE - Fase 2						
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
Tensioni - Fase 2						
Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm ²	1,21	-0,67	-0,72	0,00
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm ²	1,56	-0,49	-0,58	0,00
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	23,48	-11,16	-12,32	67,45
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	26,51	-9,66	-11,15	64,96
Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	-40,18	-7,89	-9,77	3,40
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	-39,35	-7,48	-9,45	2,49
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	6,79	15,35	16,29	-52,26
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	8,03	15,97	16,77	-53,28
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	-4,35	0,90	0,13	7,88
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	40,07	7,64	9,45	13,88
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	10,15	15,43	16,29	54,02
Caratt. geometriche sezione mista (Fase 3)						
Section Name			C01-I-F3	C02-1-F3	C06-J-F3	C19A-J-F3
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			NF	NF	NF	F

Coeff. di omogeneizzazione a breve termine	n_3		6	6	6	6
Area sezione trasversale	$A_{i,3}$	mm²	262347	272590	303065	149815
Area omogeneizzata soletta+raccordo	$A_{ci,3}$	mm ²	158560	168000	168000	170333
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_{i,3}$	mm ³	3,843E+08	4,041E+08	6,018E+08	1,883E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	γ_{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
Momento d'inerzia verticale	$J_{i,3}$	mm⁴	1,490E+11	1,512E+11	3,262E+11	1,649E+11
Modulo di resistenza estradosso soletta	$W_{s,s}$	mm ³	2,547E+08	2,665E+08	4,007E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza intradosso soletta	$W_{s,i}$	mm ³	4,198E+08	4,482E+08	5,585E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza armatura superiore	$W_{a,s}$	mm ³	2,839E+08	2,980E+08	4,326E+08	1,393E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore	$W_{a,i}$	mm ³	3,591E+08	3,805E+08	5,064E+08	1,536E+08
Modulo di resistenza estradosso trave	W_s	mm ³	5,229E+08	5,655E+08	6,345E+08	1,326E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm ³	5,844E+08	6,369E+08	6,738E+08	1,370E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm ³	1,050E+08	1,052E+08	1,681E+08	1,360E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	W_i	mm ³	1,017E+08	1,020E+08	1,643E+08	1,312E+08
Area a taglio (anima trave)	$A_{v,3}$	mm²	31500	31500	62500	62500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,3}$	mm ⁴	1,376E+09	1,459E+09	1,469E+09	6,215E+07

Sollecitazioni - Fase 3

q1,t - Carichi da traffico tandem

Coefficiente parziale (A1)	γ_{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)	γ_{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				
q5 - Vento a ponte carico						
Coefficiente parziale (A1)	γ_{q5}		1,5	1,5	1,5	1,5
Coeff. di combinazione	ψ_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				
q7,neg - Termica differenziale negativa						
Coefficiente parziale (A1)	γ_{q7}		1,5	0	0	1,5
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,6	0	0	0,6
	ψ_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				
q7,pos - Termica differenziale positiva						
Coefficiente parziale (A1)	γ_{q7}		0	1,5	1,5	0
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0	0,6	0,6	0
	ψ_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 _s	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 _y	kNm	2115,0	10655,6	18420,9	-12782,4
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	-1536,6	607,4	781,2	2256,1
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

Comb. SLE rara - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	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 _y	kNm	1410,0	7909,8	13508,4	-9322,7
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	-1133,9	454,5	577,4	1650,4
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

Comb. SLE frequente - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	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 _y	kNm	1410,0	4191,8	7296,6	-3990,1
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	-625,1	261,2	353,5	825,1
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

Comb. SLE quasi perm. - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	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 _y	kNm	1175,0	-593,4	112,4	4,2
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	41,6	-41,6	6,7	-0,3
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

Sollecitazioni totali

Comb. SLU - Fase 1+2+3

Sforzo normale nella soletta	N _s	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 ²	0,43	-8,32	-9,59	0,00
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm ²	0,97	-5,62	-7,43	0,00
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	3,43	-45,71	-54,15	88,24
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	4,99	-37,96	-47,94	79,71
Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	-20,67	-2,85	-14,64	67,29
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	-20,24	-0,73	-12,95	64,19
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	3,53	117,27	123,97	-123,06
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	4,17	120,44	126,51	-126,55
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	-48,78	19,28	12,50	36,10
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	86,88	33,41	25,23	89,61
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	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 ²	1,64	-8,99	-10,31	0,00
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm ²	2,54	-6,11	-8,01	0,00
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	26,91	-56,87	-66,47	155,69
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	31,50	-47,62	-59,09	144,67
Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	-60,85	-86,70	-92,49	172,73
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	-59,59	-82,07	-89,09	165,64
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	10,32	176,17	185,27	-262,14
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	12,20	183,10	190,37	-270,11
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	-73,07	23,88	13,03	65,62
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	161,49	115,18	101,38	209,31
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	129,25	181,38	187,16	286,61
Coeff. sicurezza - resistenza trave	γ_{M0}		1,05	1,05	1,05	1,05
Tensione limite acciaio piattabanda sup.	f_{yd}	N/mm ²	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 ²	338,1	338,1	338,1	338,1
Tensione limite acciaio piattabanda inf.	f_{yd}	N/mm ²	319,0	319,0	319,0	319,0
Tensione limite barre di armatura	f_{sd}	N/mm ²	391,3	391,30	391,30	391,30
Tensione limite calcestruzzo	f_{cd}	N/mm ²	18,1	18,10	18,10	18,10
Fattore di sicurezza trave	FS < 1		0,48	0,57	0,60	0,85
Fattore di sicurezza armature	FS < 1		0,08	0,15	0,17	0,40
Fattore di sicurezza calcestruzzo	FS < 1		0,14	0,50	0,57	0,00

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 ⁴	3,750E+09	3,750E+09	3,750E+09	3,750E+09
Area piattabanda inferiore	A	mm ²	45000	45000	45000	45000
Raggio d'inerzia	i	mm	288,7	288,7	288,7	288,7
Snellezza ala compressa tra ritegni torsionali	λ		17,3	17,3	15,6	15,6
Snellezza adimensionale	λ^*		0,220	0,220	0,198	0,198
Fattore di imperfezione	α_{LT}		0,76	0,76	0,76	0,76
	Φ		0,532	0,532	0,519	0,519
Fattore di riduzione per instabilità	χ		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	γ_{M1}		1,10	1,10	1,10	1,10
Tensione critica per instabilità	σ_c		-304,5	-304,5	-304,5	-304,5
Tensione normale intradosso trave	σ_i		12,20	183,10	190,37	-270,11
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,00	0,00	0,00	0,89

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 ⁴	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 ⁴	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 ⁴				
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	σ_e	N/mm ²	21,94	21,94	20,19	20,36
Tensione tangenziale critica	τ_{cr}	N/mm ²	127,02	127,02	131,29	132,18
Parametro di snellezza	λ_w		1,271	1,271	1,250	1,245
	χ_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
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,70	0,28	0,11	0,55

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 σ_{\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.

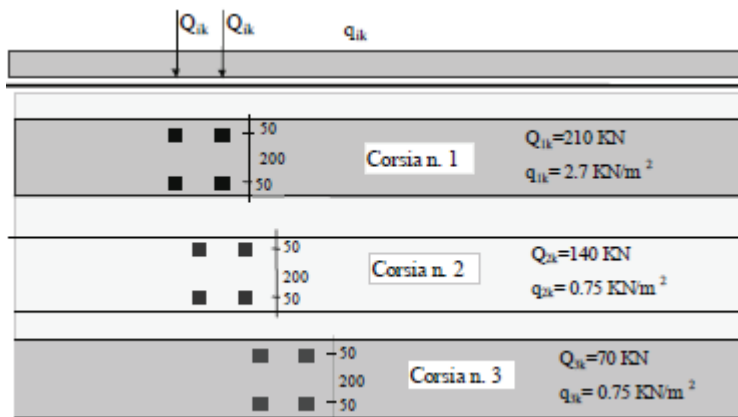


Figura 20: Modello di carico di fatica 1

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

			S1	S2	S3	S4
Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=2 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm ²	100	100	100	100
Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=5 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm ²	73,70	73,70	73,70	73,70
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm ²	54,59	54,59	54,59	54,59
Escursione tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max, id, s}$	N/mm ²	32,95	16,71	12,58	31,20

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

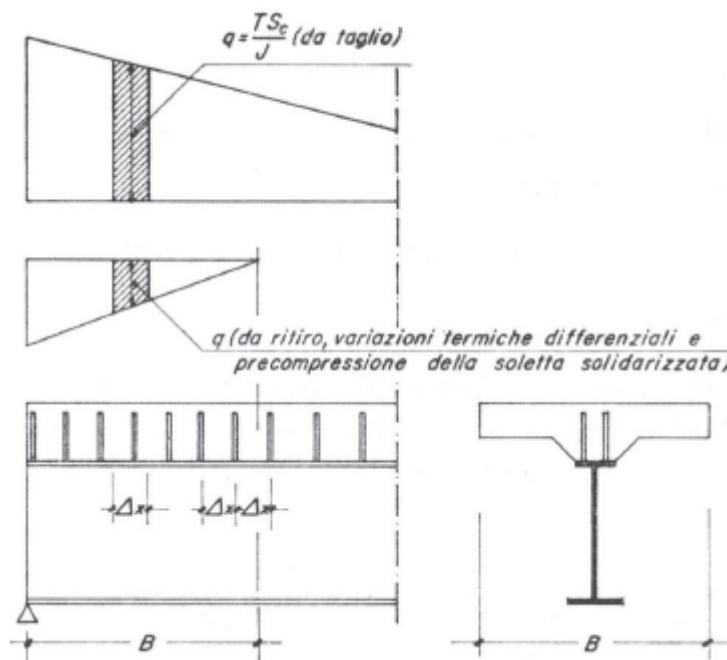


Figura 21: Sforzo di scorrimento sui pioli

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 ²	-0,332	0,000	0,000	0,000
Tensione normale intradosso soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,i}$	N/mm ²	-0,944	0,000	0,000	0,000
Tensione normale baricentro soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,b}$	N/mm ²	-0,638	0,000	0,000	0,000
Area soletta basata sulla largh. geometrica	A_c	mm ²	1260000	1260000	1260000	1260000
Momento d'inerzia della sezione mista	$J_{i,3}$	mm ⁴	1,473E+11	1,512E+11	3,262E+11	3,302E+11
Momento statico soletta risp. baricentro	$S_{s,3}$	mm ³	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	τ_{2+3}	N/mm ²	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	Δx	mm	200	200	200	200
Sforzo su ciascuna fila di pioli ad interasse Δx	ΔQ	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 ²	450	450	450	450
Resistenza caratteristica cilindrica soletta	f_{ck}	N/mm ²	32	32	32	32
Modulo elastico soletta	E_{cm}	N/mm ²	33346	33346	33346	33346
Coeff. rapporto altezza/diametro piolo	α		1,0	1,0	1,0	1,0
Fattore parziale di sicurezza	γ_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
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,98	0,50	0,32	0,69

6.4 VERIFICA DI DEFORMABILITA' (SLE)

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

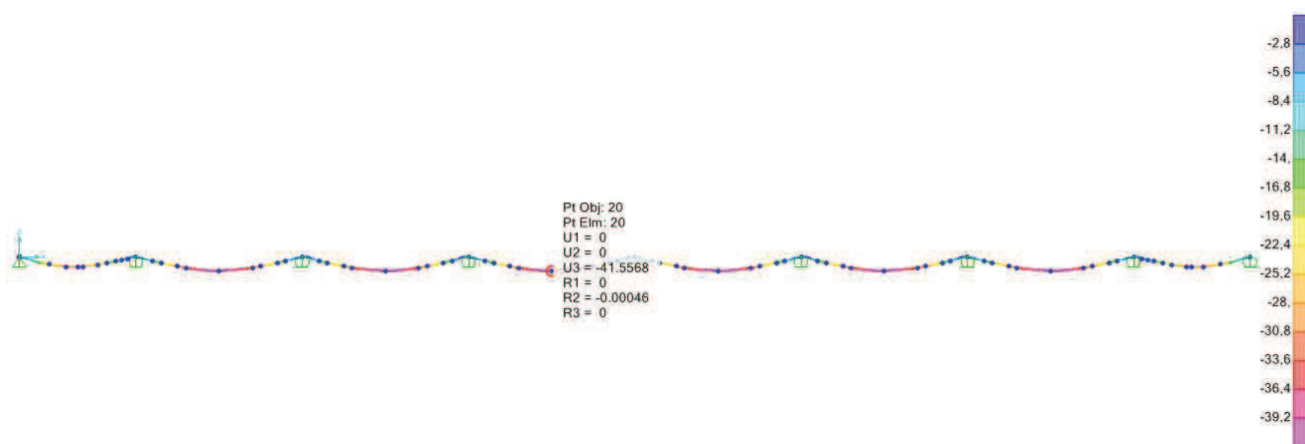
$$f \leq L/700$$

dove:

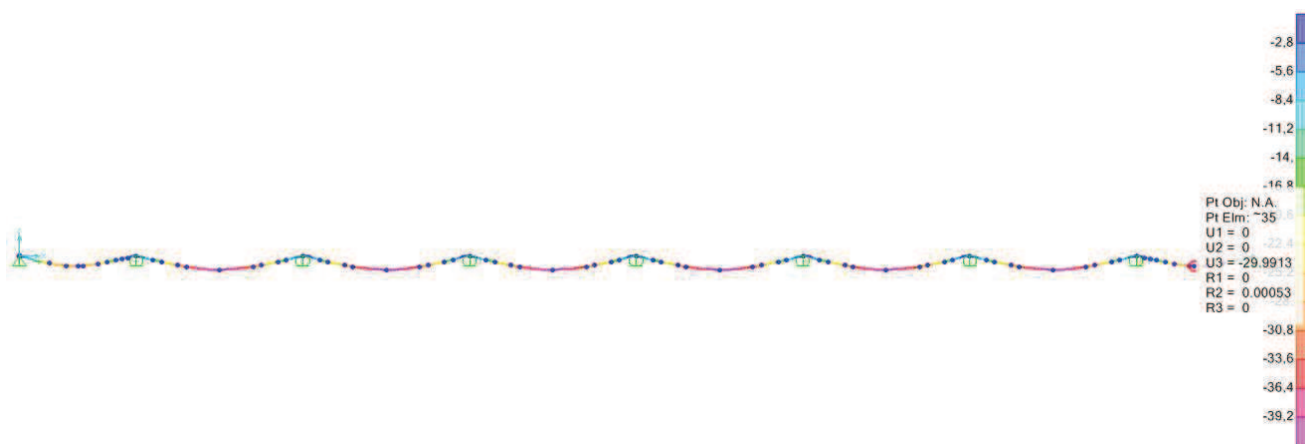
L = luce di calcolo;

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 σ_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 ²	21,85	-28,14	-32,79	78,02
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	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)	σ_s	N/mm ²	240	240	240	240
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,11	0,00	0,00	0,33

Comb. SLE quasi perm - Fase 2+3

Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	21,47	-10,98	-14,90	49,74
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	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)	σ_s	N/mm ²	160	160	160	160
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,16	0,00	0,00	0,31

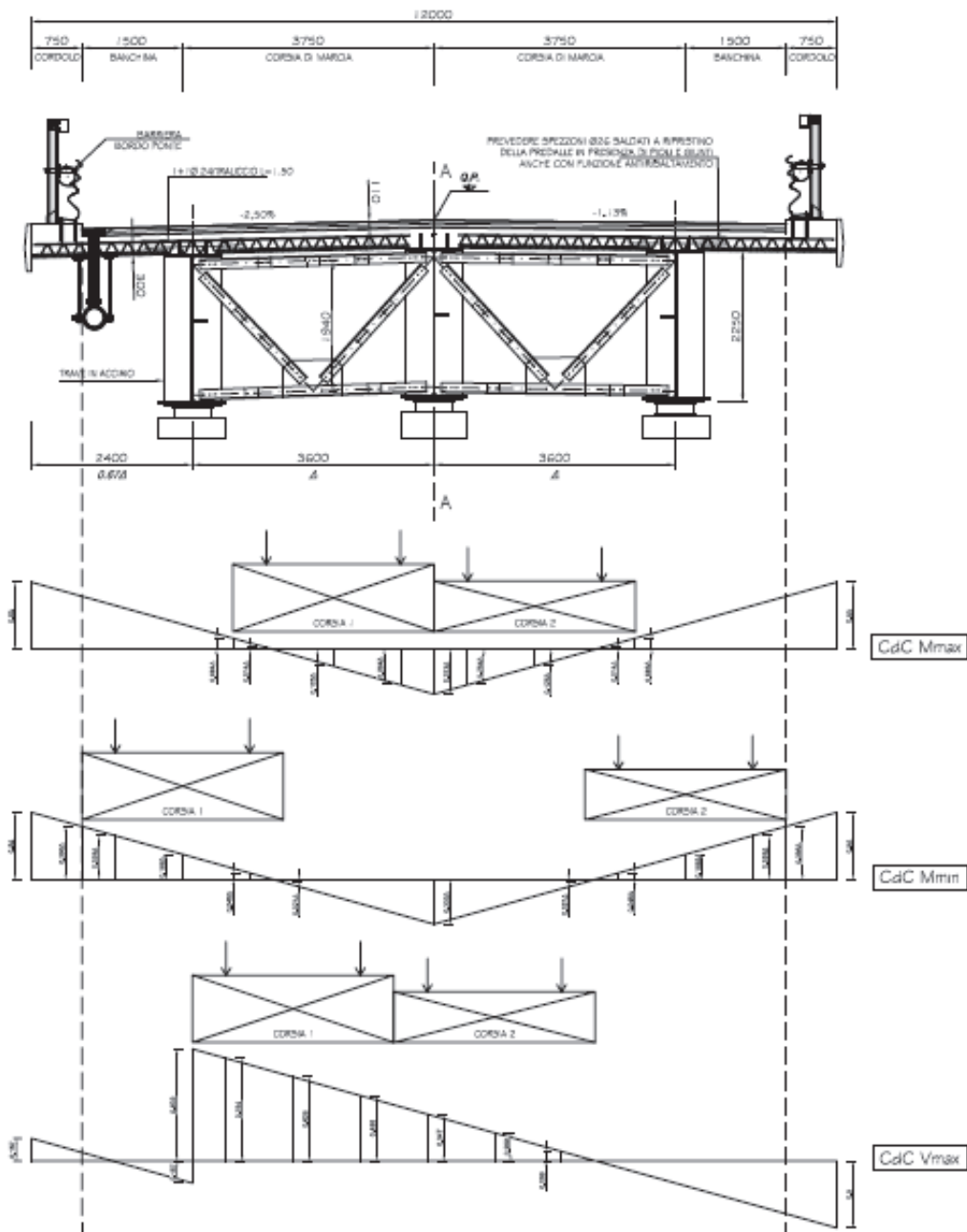
8 VERIFICA TRAVERSI RETICOLARI

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
CdC Peso soletta			
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
CdC Permanenti portati			
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
CdC Carichi mobili - Mmax			
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
CdC Carichi mobili - Mmin			
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
CdC Carichi mobili - Vmax			
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
CdC Vento a ponte carico			
Taglio	V_w	kN	62,4
Momento flettente	M_w	kNm	224,6
Comb. SLU			
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
Sollecitazioni diaframma intermedio – Trave H=1.75m			
Interasse travi principali	i_t	mm	3600
Interasse diaframmi	i_d	mm	5000
CdC Peso soletta			
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
CdC Permanenti portati			
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	$Ld_{iv,cor,SX}$		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
CdC Carichi mobili - Mmax			
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
CdC Carichi mobili - Mmin			
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
CdC Carichi mobili - Vmax			
L.d.i. taglio - Corsia 1	$Ld_{iv,1}$		0,625
L.d.i taglio - Corsia 2	$Ld_{iv,2}$		0,208
L.d.i taglio - Parte rimanente	$Ld_{iv,r}$		0
Larghezza parte rimanente	w_r	m	0
Taglio	V_{max}	kN	550,4
Taglio - fatica	$V_{max,fat}$	kN	348,4
CdC Vento a ponte carico			
Taglio	V_w	kN	57,7
Momento flettente	M_w	kNm	207,6
Comb. SLU			
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 ²	355
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	N/mm ²	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 ²	3975
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_o	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Briglia inferiore			
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 ²	3975

Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Diagonali			
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 ²	3975
Area asta composta	A_d	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07

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

Verifica di resistenza diaframma intermedio - SLU

Coefficiente di sicurezza a compressione γ_{M0} 1,05
 Coefficiente di sicurezza a trazione γ_{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 γ_{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 λ_x 84,4
 Snellezza rispetto all'asse y-y λ_y 54,8
 λ_1 21,2
 Snellezza equivalente λ_{eq} 58,7

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		84,4
	λ_p		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	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	FS < 1		0,26
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	λ_x		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		16,9
Snellezza equivalente	λ_{eq}		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		57,3
	λ_p		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,553
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	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	FS < 1		0,38

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	λ_x		66,5
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		43,1
	λ_1		22,2
Snellezza equivalente	λ_{eq}		48,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		66,5
	λ_p		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ^1_x		0,870
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ^1_y		0,565
Snellezza equivalente adimensionale	λ^1_{eq}		0,635
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ^1_{max}		0,870
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,993
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,680
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,470
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		219,6
Area asta composta	A_d	mm ²	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	FS < 1		0,67

• **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 ²	355
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	N/mm ²	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 ²	3975

Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Briglia inferiore			
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 ²	3975
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07

Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Diagonali			
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 ²	3975
Area asta composta	A_d	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_o	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72

Verifica di resistenza diaframma intermedio - SLU

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

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

Verifica di stabilità diaframma intermedio - SLU

Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ_{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	λ_x		84,4
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		21,2
Snellezza equivalente	λ_{eq}		58,7
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		84,4
	λ_p		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	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	FS < 1		0,39

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	λ_x		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		16,9
Snellezza equivalente	λ_{eq}		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		57,3
	λ_p		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,553
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	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	FS < 1		0,58

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	λ_x		54,0
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		35,1
	λ_1		18,1
Snellezza equivalente	λ_{eq}		39,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		54,0
	λ_p		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,708
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,459
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,517
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,708
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,837

Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,779
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,283
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		251,5
Area asta composta	A_d	mm ²	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	FS < 1		0,72

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

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

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 ²	355
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	N/mm ²	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 ²	3975
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Briglia inferiore			
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 ²	3975
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Diagonali			
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 ²	3975
Area asta composta	A_d	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72

Verifica di resistenza diaframma di appoggio - SLU

Coefficiente di sicurezza a compressione	γ_{M0}		1,05
Coefficiente di sicurezza a trazione	γ_{M2}		1,25
Briglia superiore			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1050,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,39

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

Verifica di stabilità diaframma di appoggio - SLU

Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ_{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	λ_x		84,4
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		21,2
Snellezza equivalente	λ_{eq}		58,7
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		84,4
	λ_p		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879

Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	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	FS < 1		0,77
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	λ_x		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		16,9
Snellezza equivalente	λ_{eq}		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		57,3
	λ_p		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,553
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	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	FS < 1		0,54
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	λ_x		66,5
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		43,1
	λ_1		22,2
Snellezza equivalente	λ_{eq}		48,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		66,5
	λ_p		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,870

Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,565
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,635
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,870
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,993
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,680
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,470
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		219,6
Area asta composta	A_d	mm ²	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	FS < 1		0,47

• **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 ²	355
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	N/mm ²	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 ²	3975
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Briglia inferiore			
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 ²	3975
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm ²	7050
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	65,72
Diagonali			
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 ²	3975
Area asta composta	A_d	mm ²	7950
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm ²	7050

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	7,233E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,233E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{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 ⁴	1,447E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	42,66
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	3,434E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_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
Briglia superiore			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-499,6
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,19
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	499,6
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,19
Briglia inferiore			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-499,6
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,19
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	499,6
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2588,8
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,19
Diagonali			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-319,9
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-2687,9
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,12
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	γ_{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	λ_x		84,4
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		21,2
Snellezza equivalente	λ_{eq}		58,7
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		84,4
	λ_p		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		1,105
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,769
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		1,105
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,264
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,532
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,879
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		171,8
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	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	FS < 1		0,37
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	λ_x		42,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		54,8
	λ_1		16,9
Snellezza equivalente	λ_{eq}		57,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		57,3
	λ_p		1368,8
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,553

Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,717
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,751
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,751
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,875
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,754
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,326
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		243,4
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	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	FS < 1		0,26
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	λ_x		54,0
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		35,1
	λ_1		18,1
Snellezza equivalente	λ_{eq}		39,5
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		54,0
	λ_p		1660,7
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,708
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,459
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,517
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,708
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,837
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,779
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,283
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		251,5
Area asta composta	A_d	mm ²	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	FS < 1		0,16

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.

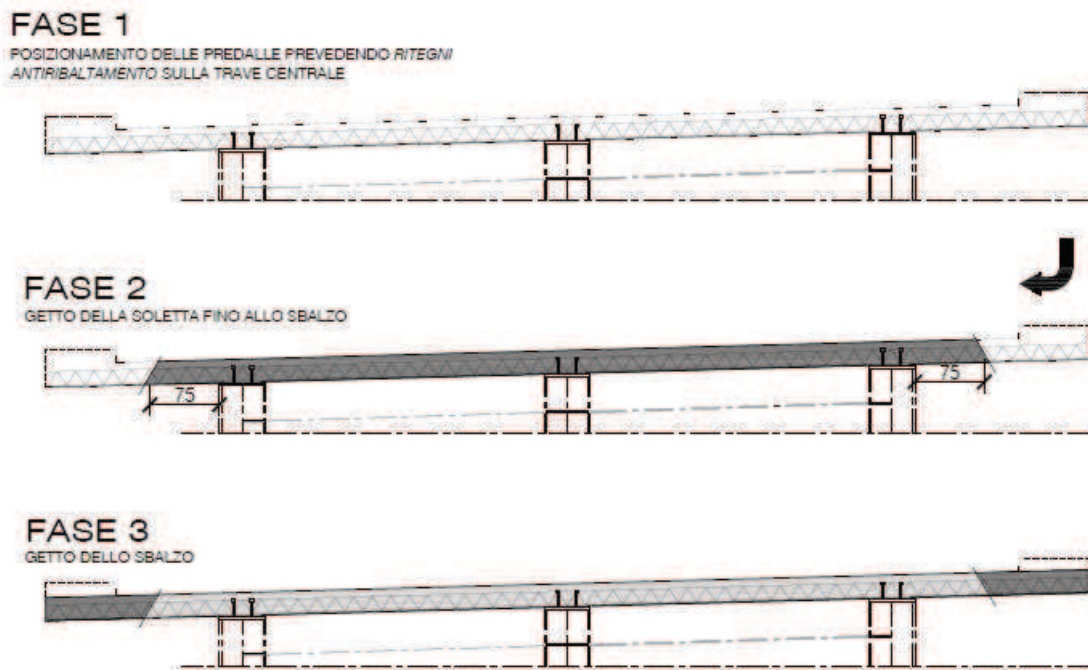


Figura 22: Fasi di getto della soletta

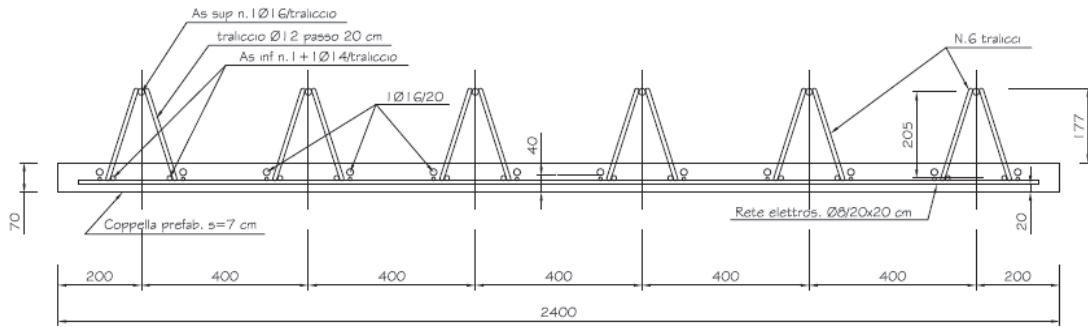


Figura 23: Coppella prefabbricata

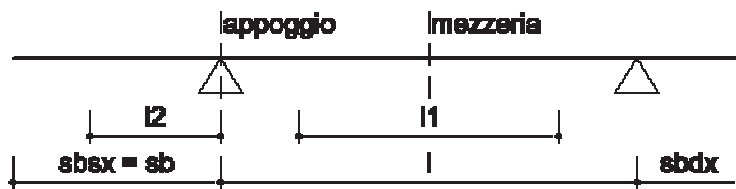
Le coppele sono costituite da elementi prefabbricati di larghezza pari 2.40m, contenenti sei tralici di armatura (disposti con passo 40cm) così definiti:

- 2 Φ 14 inferiori + 1 Φ 16 superiore;
- ferri diagonali Φ 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



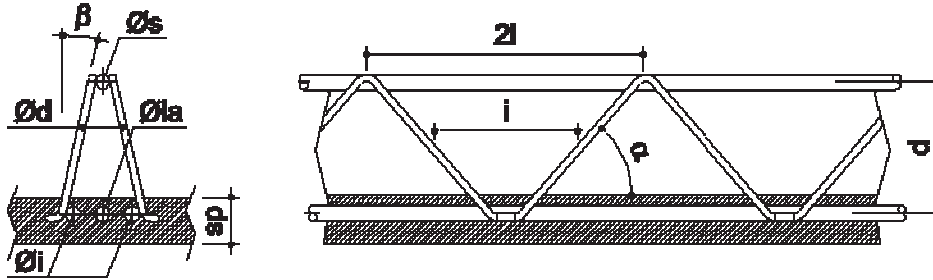
$l =$	interasse travi	m	3,6
$sb_{SX} =$	luce sbalzo sinistro	m	2,4
$sb_{DX} =$	luce sbalzo destro	m	0
$sb =$	sbalzo massimo	m	2,4
$s_p =$	spessore predalla	mm	70
$p_p =$	peso predalla	kN/m ²	1,75
$s_s =$	spessore getto di completamento	mm	230
$p_s =$	peso getto di completamento	kN/m ²	5,75
$p_q =$	peso mezzi in opera	kN/m ²	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 ² /m	503
$A_i =$	area armatura inferiore a metro	mm ² /m	770
$A_d =$	area armatura diagonale a metro	mm ² /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	γ_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 ω)	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

				γ
$M_p =$	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 ω)	MPa	243
$\sigma_{lim} =$	tensione limite per instabilità	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,624
			verificato
verifica di resistenza dei correnti superiori			
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
			verificato
verifica di stabilità dei diagonalì			
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 ω)	MPa	99
$\sigma_{lim} =$	tensione limite di calcolo	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,254
			verificato

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° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

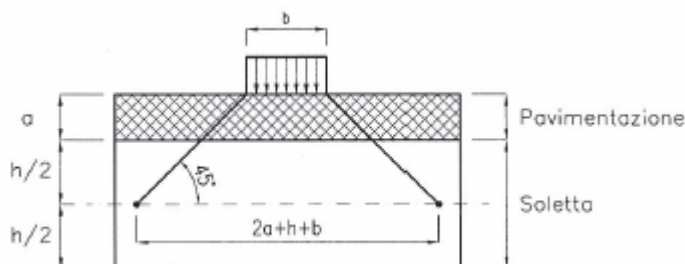


Figura 24: Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

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.

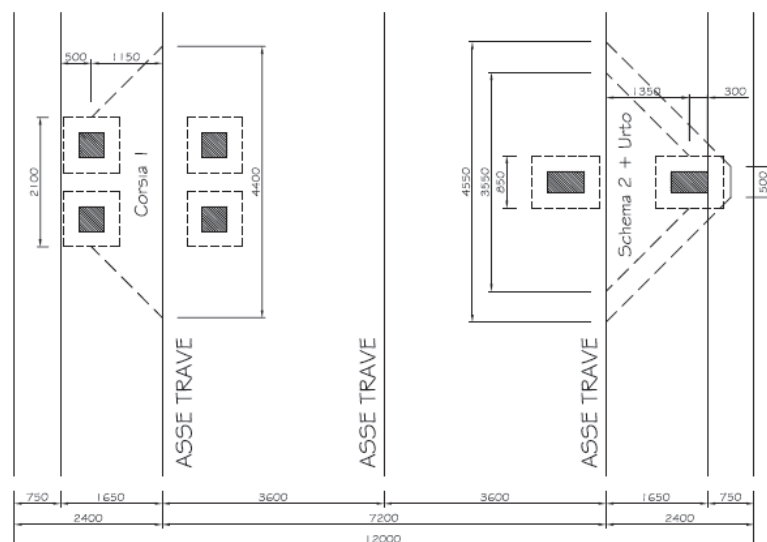


Figura 25: Disposizione carichi da traffico per verifica sbalzo – zona corrente

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	Φ_1	18	mm
Passo armature tese correnti	s_1	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_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 ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	20,57 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-187,7 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,652

Verifica tensionale - SLE rara

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

Verifica di fessurazione - SLE freq.

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

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	Φ_1	18 mm
Passo armature tese correnti	s_1	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_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 ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	20,57 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-176,6 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,676

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.

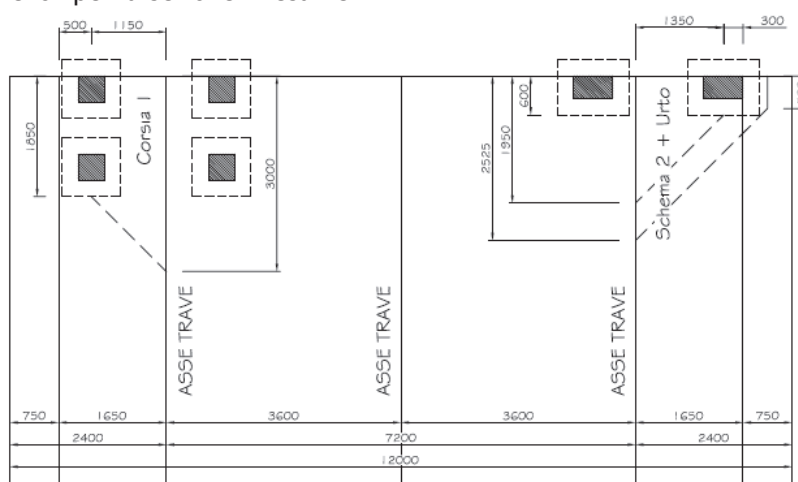


Figura 26: Disposizione carichi da traffico per verifica sbalzo – zona di estremità

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	Φ_1	18 mm
Passo armature tese correnti	s_1	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_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 ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	28,42 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-259,3 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,861

Verifica tensionale - SLE rara

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

Verifica di fessurazione - SLE freq.

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

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	Φ_1	18 mm
Passo armature tese correnti	s_1	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_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 ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	28,42 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-269,6 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,910

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.

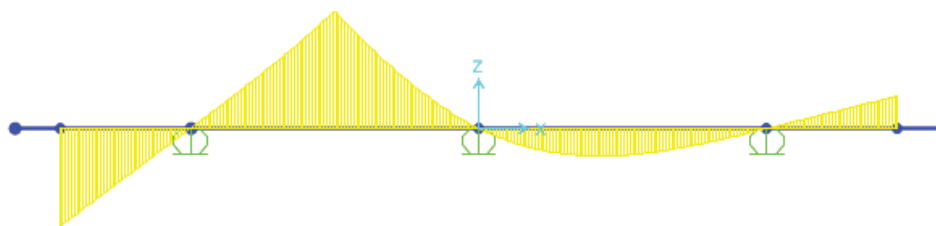


Figura 27: Linea di influenza del momento flettente – Sezione in campata

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.

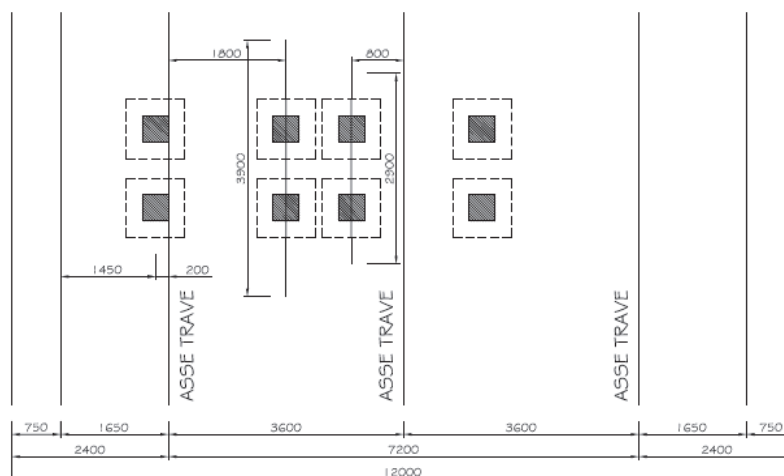


Figura 28: Disposizione corsie per verifica sezione in campata – zona corrente

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	Φ_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	Φ_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	Φ_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 ²
Armatura tesa corrente disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,1}$	7,69 cm ²
Armatura tesa aggiuntiva disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,2}$	10,05 cm ²
Armatura tesa totale disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,tot}$	17,74 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	139,6 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,811

Verifica tensionale - SLE rara

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

Verifica di fessurazione - SLE freq.

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

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.

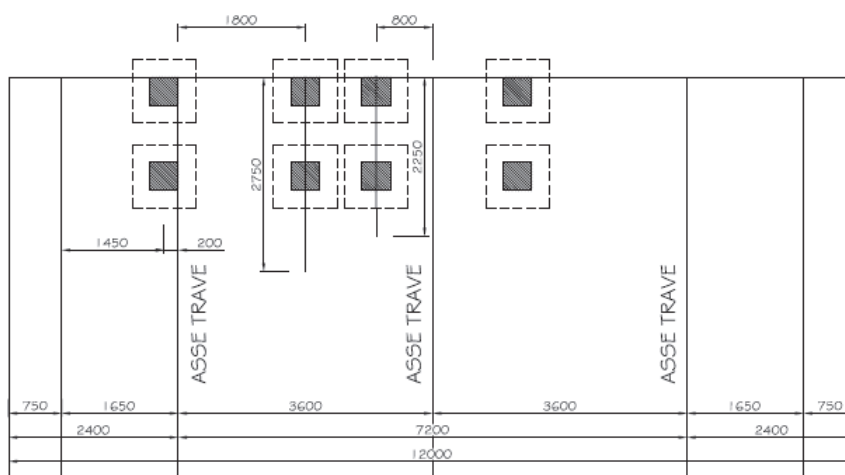


Figura 29: Disposizione corsie per verifica sezione in campata – zona di estremità

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	Φ_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	Φ_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	Φ_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 ²
Armatura tesa corrente disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,1}$	7,69 cm ²
Armatura tesa aggiuntiva disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,2}$	20,10 cm ²
Armatura tesa totale disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,tot}$	27,79 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	210,8 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,938

Verifica tensionale - SLE rara

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

Verifica di fessurazione - SLE freq.

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

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.

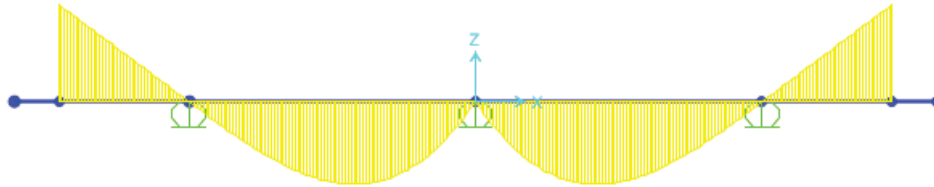


Figura 30: Linea di influenza del momento flettente – Sezione all'appoggio interno

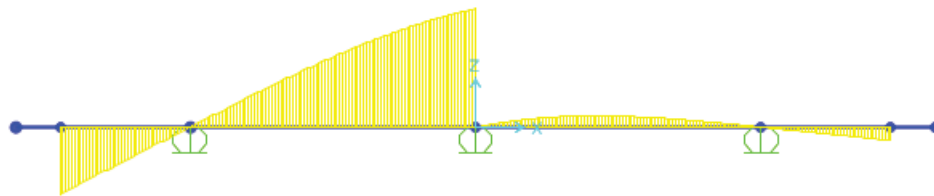


Figura 31: Linea di influenza del taglio – Sezione all'appoggio interno

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.

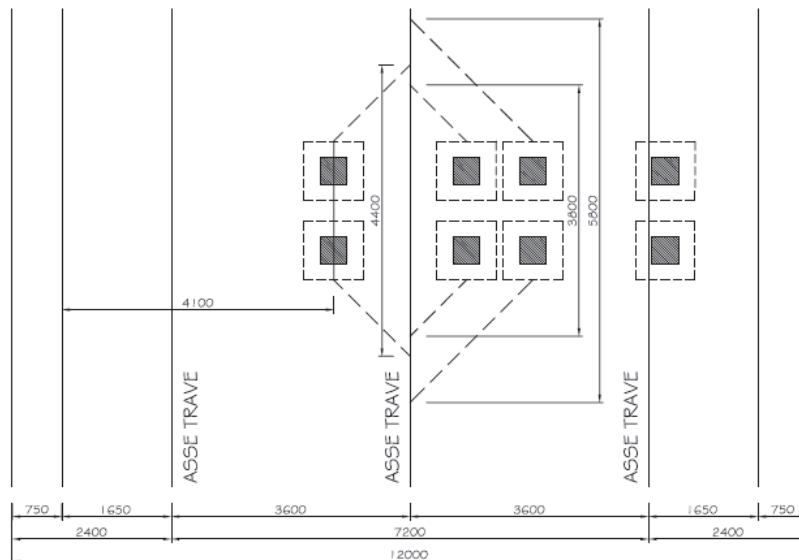


Figura 32: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a flessione – zona corrente

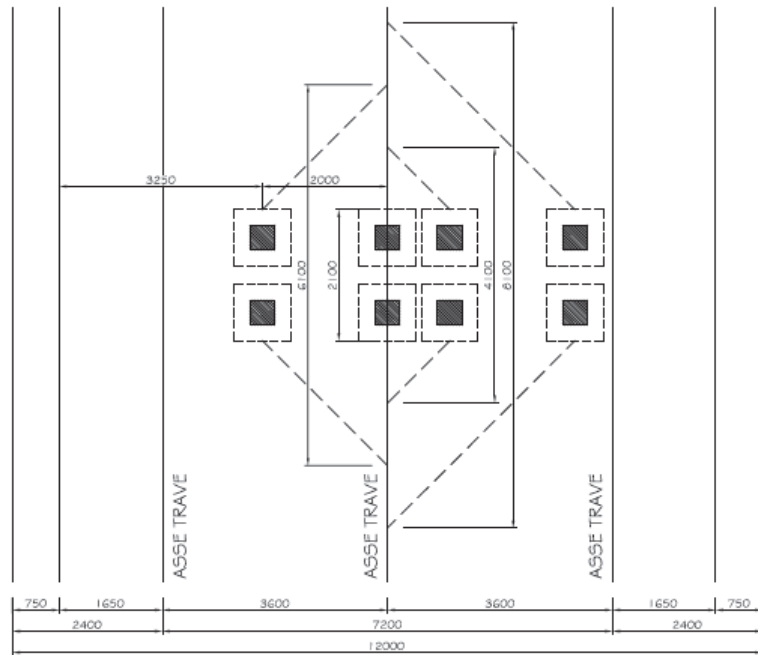


Figura 33: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a taglio – zona corrente

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

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{diM,1,SX}$	-0,07491	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{diM,1,DX}$	-0,07492	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{diM,2,SX}$	-0,05733	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	Φ_d	1,0	
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-56,4	kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-7,6	kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-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	Φ_1	18	mm
Passo armature tese correnti	s_1	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_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 ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	12,72	cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-116,5	kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,742	

Verifica tensionale - SLE rara

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

Verifica di fessurazione - SLE freq.

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

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	Φ_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
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	257,6 kN/m
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 σ_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	ϕ_{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	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	478,74	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	478,74	[kN]

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

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

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.

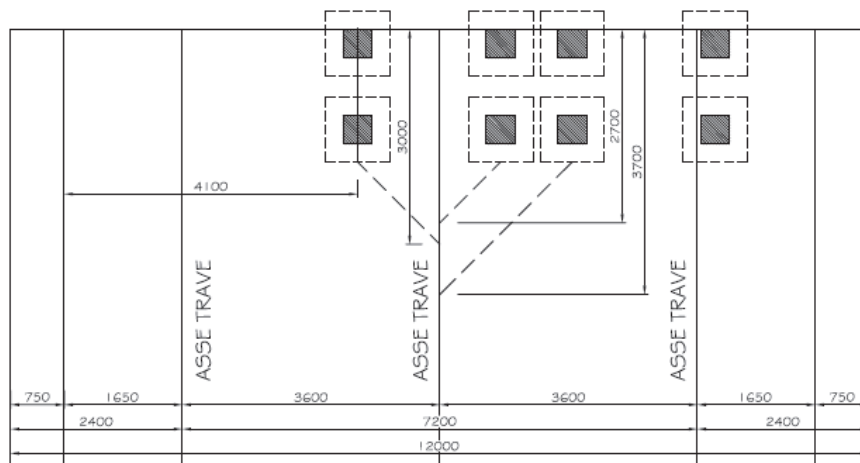


Figura 34: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a flessione – zona di estremità

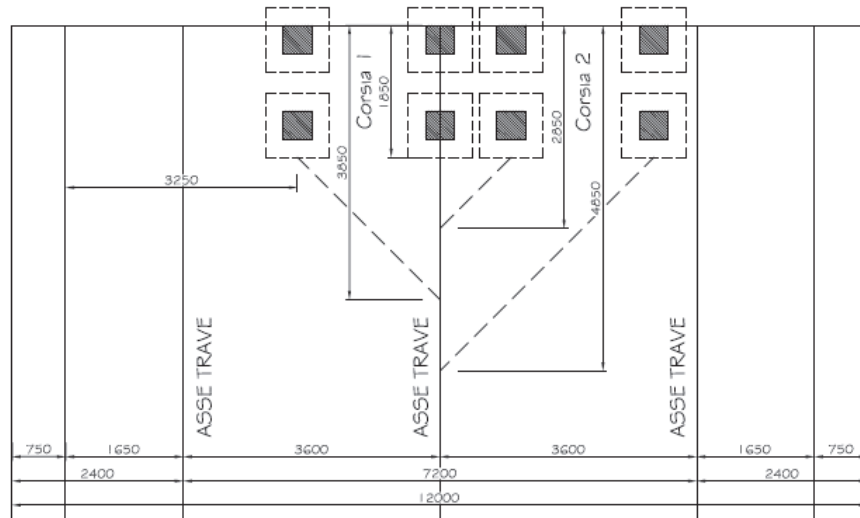


Figura 35: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a taglio – zona di estremità

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	Φ_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	Φ_1	18 mm
Passo armature tese correnti	s ₁	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_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}	17,30 cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A _s	20,57 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M _{Rd}	-187,7 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,841

Verifica tensionale - SLE rara

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

Verifica di fessurazione - SLE freq.

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

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 _{1,SX}	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	Φ_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
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	400,4 kN/m
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 σ_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	ϕ_{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	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Senò di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	478,74	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	478,74	[kN]

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

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

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.

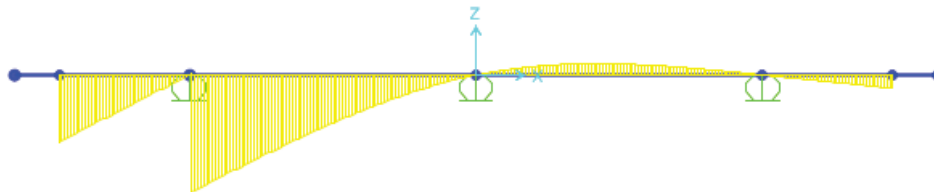


Figura 36: Linea di influenza del taglio – Sezione all'appoggio esterno

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.

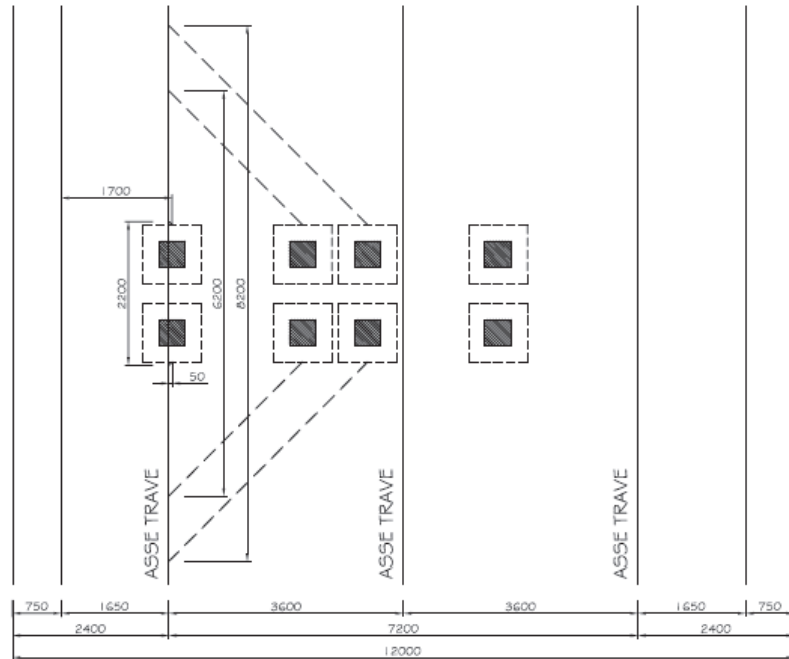


Figura 37: Disposizione corsie per verifica a taglio all'appoggio esterno – zona corrente

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 _{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	Φ_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
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	-239,7	kN/m
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 σ_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	ϕ_{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	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	478,74	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	478,74	[kN]

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

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

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.

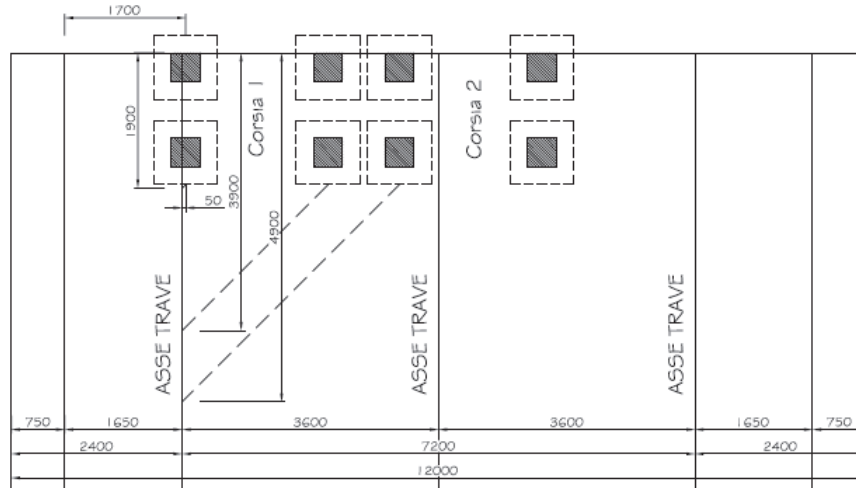


Figura 38: Disposizione corsie per verifica a taglio all'appoggio esterno – zona di estremità

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	Φ_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
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	-363,7	kN/m
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 σ_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	ϕ_{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	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	478,74	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3727,14	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	478,74	[kN]

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

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

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 ± 160 mm

Massimo spostamento trasversale del giunto di spalla ± 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	Δ	Dg	H	V	TOT
	kN	kN	kN/mm	mm	mm	mm	dm ³	
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
Δ	Spostamento SLC
Dg	Diametro elastomero
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
V	Volume singolo isolatore

Gli spostamenti Δ sopraindicati sono stati valutati ai sensi delle NTC2018 paragrafo 7.2.2.:

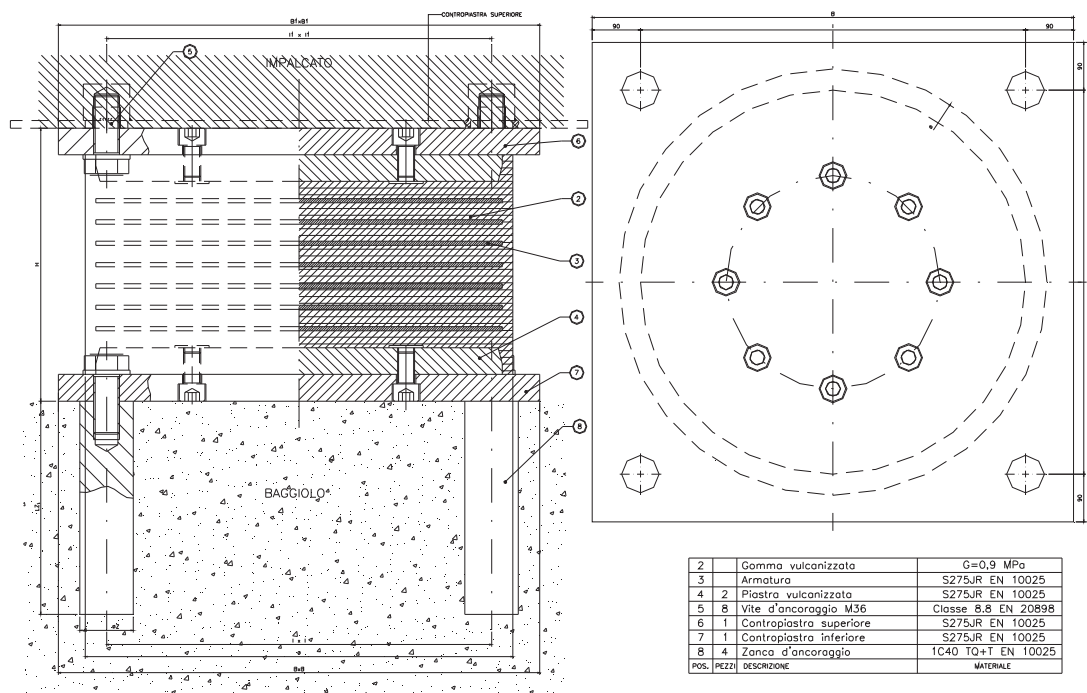
Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo SLC, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

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

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 Φ , H, LZ, ΦZ , 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	Δt	Δl	Δ
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
Pmax	kN	-4076	-4599	-6400	-4656	-6051	-6051	-7411
Tt	kN	0	116	193	-193	116	116	116
TI	kN	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
Pmax	kN	-2733	-3124	-2668	-3189	-2343	-3515	-2726	-3131	-2645	-3212	-2336	-3522
Tt	kN	79	-79	264	-264	79	-79	99	-99	329	-329	99	-99
TI	kN	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	
Pmax	kN	-1079	-1219	-2213	-1748	-2120	-2120	-2654
Tt	kN	0	31	51	-51	31	31	31
Tl	kN	0	0	0	0	101	0	0

Viadotto Ozzoretto VI-03 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		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
Pmax	kN	-714	-837	-666	-885	-617	-933	-691	-859	-632	-919	-555	-996
Tt	kN	58	-58	192	-192	58	-58	72	-72	240	-240	72	-72
Tl	kN	176	-176	53	-53	53	-53	218	-218	65	-65	65	-65

11 VERIFICA SPALLE

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

11.1 SPALLA SP2

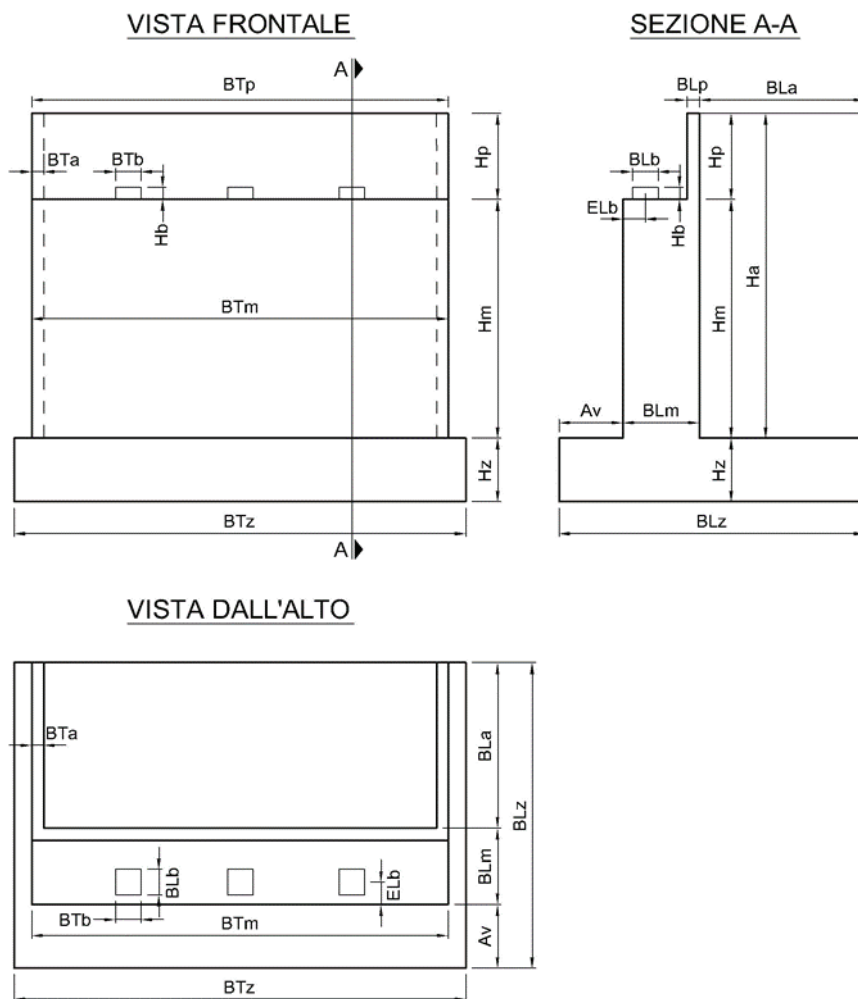
11.1.1 GEOMETRIA E AZIONI

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]	305
eccentricità muro	e_{Lm}	[m]	-0,85
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	-259
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	0,90
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	274

Muro frontale

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

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]	1246
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-2,05
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-2554

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]	8064

Terreno di rinterro

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

momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-12871
----------------------------	----------	-------	---------------

Sovraccarichi permanenti portati

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

Sovraccarichi variabili sulla spalla

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

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Geometria impalcato

numero travi	n_t		3
luce campata di riva	L	[m]	35
coefficiente di influenza verticale	α_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]	1937
momento muro di paramento	M_{Tm}	[kNm]	1744
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	3681

Carichi permanenti portati

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

Carichi mobili (Qik e qik)

larghezza carreggiata	w	[m]	10,5
eccentricità asse carreggiata	e _T	[m]	0
numero corsie convenzionali	n _L		3
larghezza di una corsia	w _c	[m]	3
larghezza zona rimanente	w _R	[m]	1,5

componente da massimizzare			max N e	max ML
			MT	
CARICO ASSE (TS)				
carico asse corsia 1	Q _{1K}	[kN]	300	300
carico asse corsia 2	Q _{2K}	[kN]	200	200
carico asse corsia 3	Q _{3K}	[kN]	100	0
CARICO DISTRIBUITO (UDL)				
UDL corsia 1	q _{1K}	[kN/m ²]	9	9
UDL corsia 2	q _{2K}	[kN/m ²]	2,5	2,5
UDL corsia 3	q _{3K}	[kN/m ²]	2,5	2,5
UDL altre corsie	q _{iK}	[kN/m ²]	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]	1921	1662
Momento trasversale muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	1729	1495
Momento trasversale fondazione	M _{Tz}	[kNm]	3649	3157
Momento longitudinale	M _L	[kNm]	3429	4233
coefficiente di combinazione	ψ ₀		0,61	0,61

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Spinta del cuneo di terreno

parametri geotecnici	M1	
coefficiente parziale di sicurezza	γ _{φ'}	1,00

angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	φ'_k	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	φ'_d	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[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]	1680
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,01
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	3383
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	2977
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	2,68
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N_z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e_{Tz}	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	7978

Sovraccarichi permanenti portati

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

Sovraccarichi variabili sulla spalla

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

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	α_h		1,00
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	3,9
momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	390
eccentricità fondazione	e_{Vz}	[m]	5,9
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	590

Vento trasversale

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

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 ²]	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>			C
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s		1,49

coefficiente di sottosuolo	C_C	1,57
<i>Categoria topografica</i>		T1
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
$S_S \times S_T$	S	1,490
coefficiente di smorzamento viscoso	ξ	5%
$\sqrt{(10/(5+\xi))}$	η	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 ²]	2,149
fattore di struttura	q		1
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_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 ²]	1,1
forza sismica longitudinale totale	F_L	[kN]	520
peso campata	W_1	[kN]	6090
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		1,00
periodo fondamentale trasversale	T_T	[s]	2,17
accelerazione spettrale trasversale	S_{eT}	[m/s ²]	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]	1560	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	5,9	
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	3068	
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	2360	
<i>Paraghiaia</i>				
peso	W_p	[kN]	305	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	67	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	4,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	319	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	6,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	452	
<i>Muro frontale</i>				
peso	W_p	[kN]	2205	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	483	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	845	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	3,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	1812	
<i>Muri andatori</i>				
peso	W_p	[kN]	1246	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	273	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	478	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	3,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	1024	
<i>Zattera di fondazione</i>				
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]	0	
<i>Terreno di rinterro</i>				
peso	W_p	[kN]	6279	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	1376	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1,8	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	2407	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	3,8	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	5159	
<i>Cuneo di terreno</i>			1+k_v	1-k_v
			1,110	0,89

metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	ϕ'_k	[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_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	ΔK_{ah}		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	1722	1382
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	3,02	3,02
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	5202	4175
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	3025	2439
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,0	4,0
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	12162	9805

11.1.2 SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI

BASE MURO FRONTALE						
STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [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 _T	r4	1921	0	0	3429	1729
carichi mobili su impalcato - max M _L	r5	1662	0	0	4233	1495
frenatura / accelerazione	f	0	100	0	0	390
vento trasversale	w	0	0	113	439	0
	totale	8832	2491	113	8101	11351

INTRADOSSO ZATTERA						
STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [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 _T	r4	1921	0	0	3429	3649
carichi mobili su impalcato - max M _L	r5	1662	0	0	4233	3157
frenatura / accelerazione	f	0	100	0	0	590
vento trasversale	w	0	0	113	664	0
	totale	25939	4023	113	8327	9981

11.1.3 VERIFICA MURO FRONTALE

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [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
M_{T,max}	6430	2391	68	2370	8799

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [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
M_{T,max}	8681	3321	101	3239	12158

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [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
M_{T,max}	8681	3321	101	3239	12158

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	2785	6821	698	1539	16649
S _T	2785	3903	2325	5131	9088
M_{T,max}	2785	6821	698	1539	16649

combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	2235	5957	698	1539	14467
S _T	2235	3277	2325	5131	7625
M_{T,max}	2235	5957	698	1539	14467

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	b _{Tm}	[m]	12,0
altezza sezione	b _{Lm}	[m]	2,1

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	53834

strato 2

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	0

area armatura compressa	A'_s	[mm ²]	53834
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0,21%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	53834

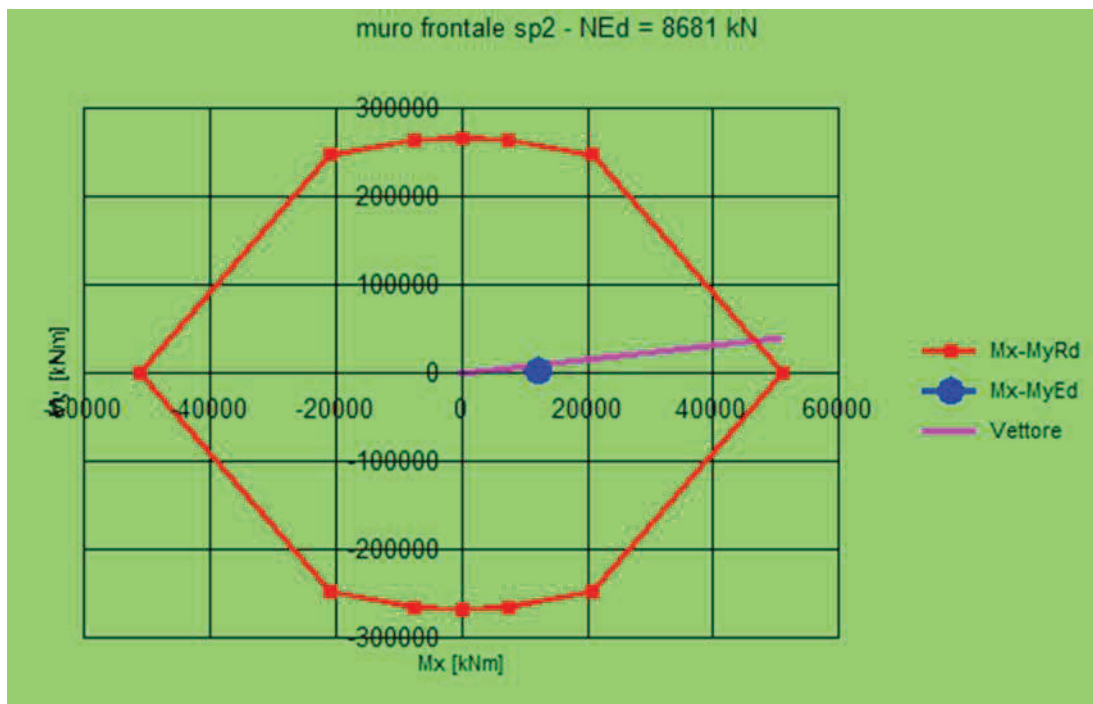
strato 2

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	0

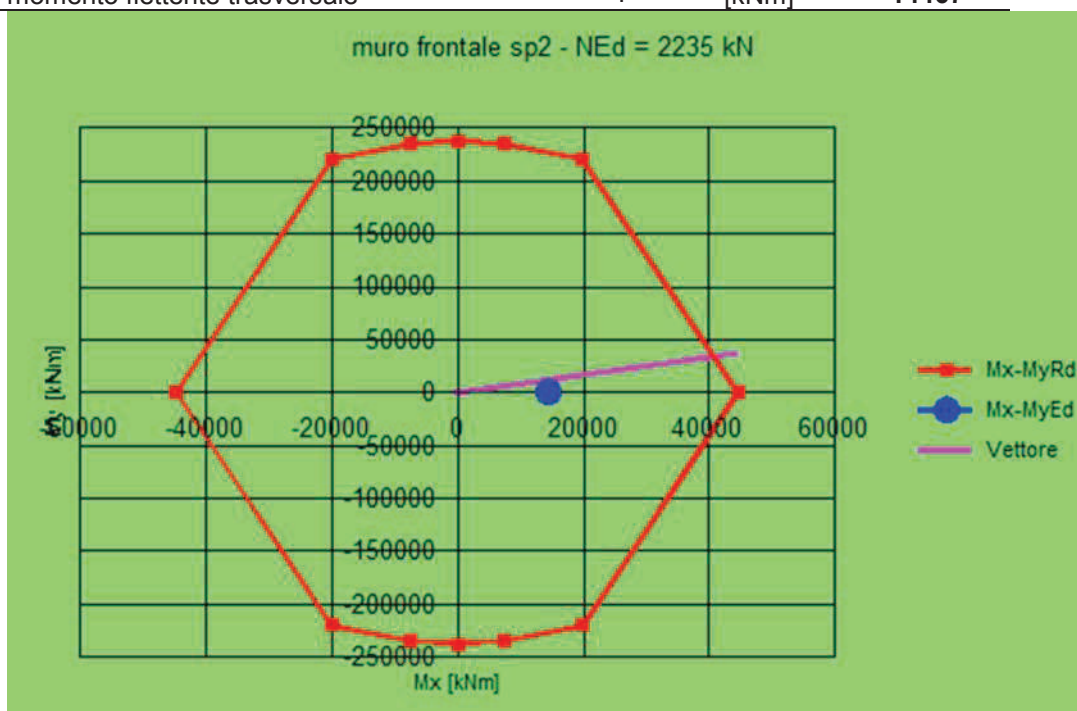
area armatura tesa	A_s	[mm ²]	53834
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,21%
altezza utile	d	[mm]	2048

sollecitazioni massime

	N_{MAX}		
sfuerzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	8681
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	3239
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	12158

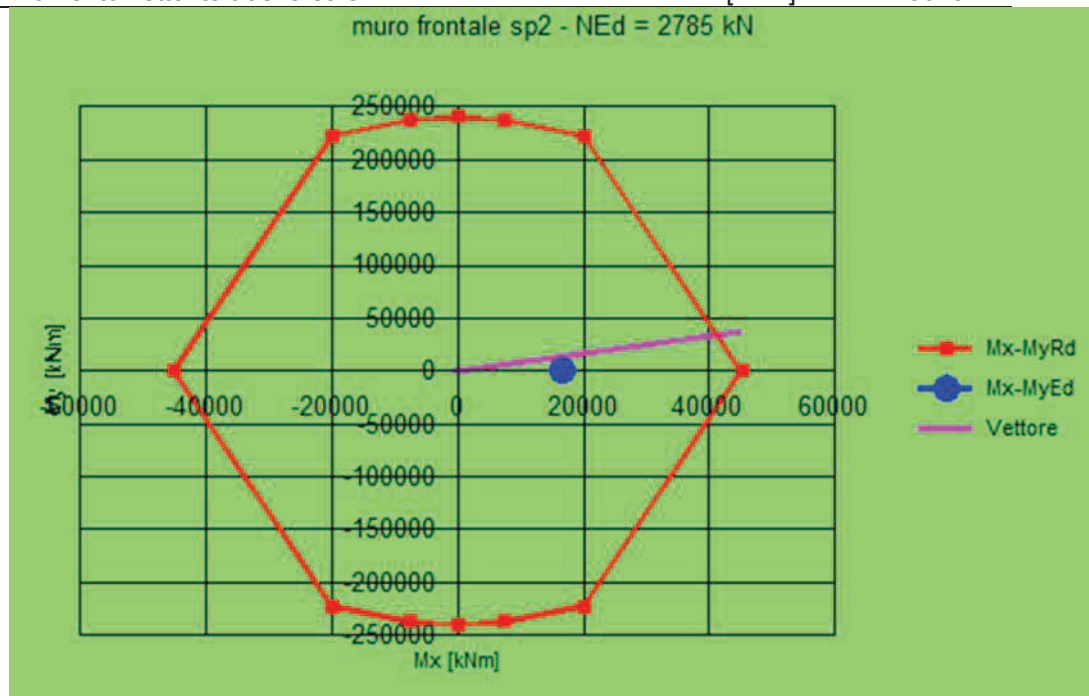


	N_{MIN}		
sforzamento normale minimo	N_{MIN}	[kN]	2235
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	1539
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	14467



	M_{TMAX}		
sforzamento normale minimo	N_{MIN}	[kN]	2785

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 ²]	53834
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,002
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,11
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	7907
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	6821

verificato

11.1.4 VERIFICA MURO ANDATORE

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

combinazione carichi

A1+M1

coeff.parziale carichi permanenti	γ_G	1,35
coeff.parziale carichi variabili	γ_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]	1350

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]	166

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]	144

Spinta terreno su muro andatore

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

Spinta terreno su bandiera

angolo di attrito del terreno	φ'_k	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,27
peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	43
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20

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

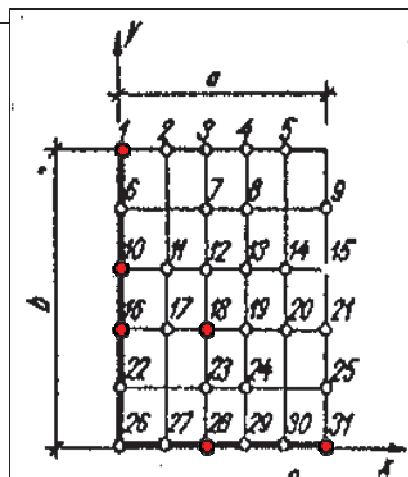
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Parametri tabelle Bares

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

	UDL	TRIANG
qa ² [kN]	164	891
qb ² [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	ϕ	[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 ²]	1005

armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	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	ϕ	[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 ²]	1571

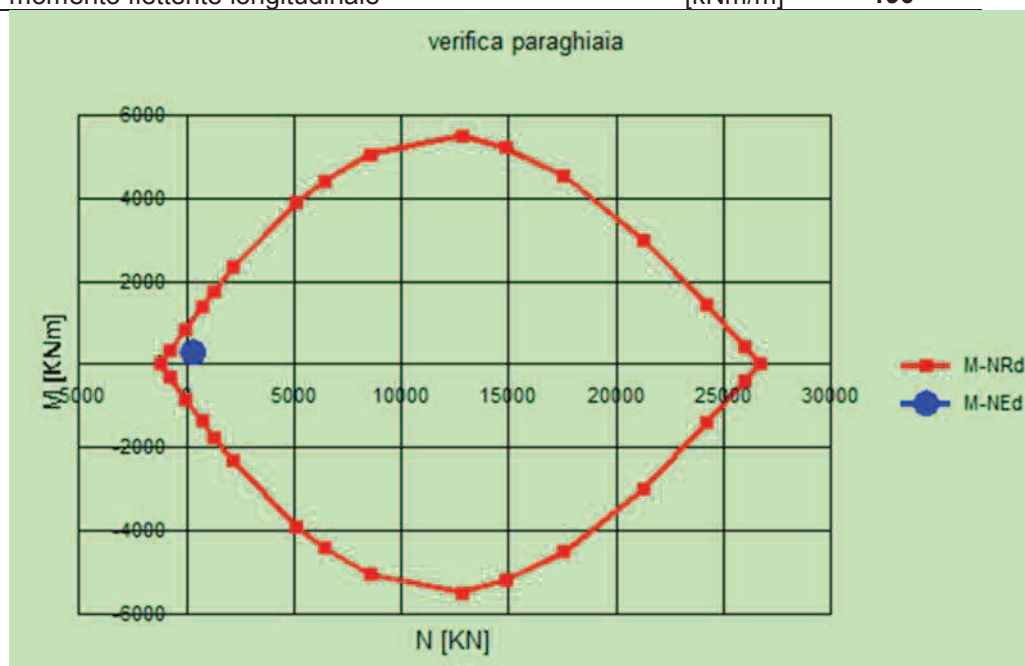
armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	1571

sollecitazioni massime

sfuerzo normale massimo	N _{Ed}	[kN/m]	276
momento flettente longitudinale	M _{Ed}	[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 _w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	700
armatura longitudinale	A _{sl}	[mm ²]	1005
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l		0,001
tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	[MPa]	0,00
resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V _{Rd}	[kN/m]	217
sfuerzo di taglio massimo	V _{Ed}	[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	ϕ	[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 ²]	1005

armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	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

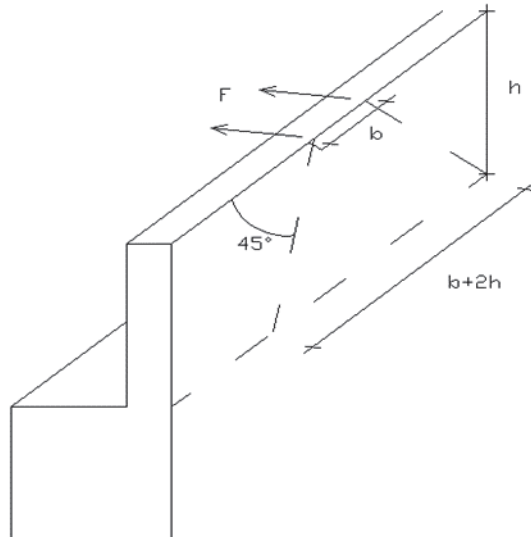
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	700
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	1005
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,001
tensione media di compressione nella sezione	σ_{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

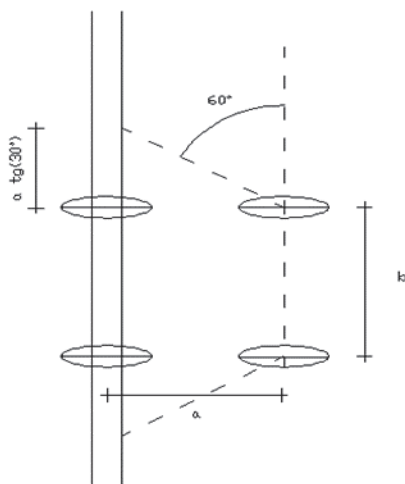
11.1.5 VERIFICA MURO PARAGHIAIA

MURO PARAGHIAIA

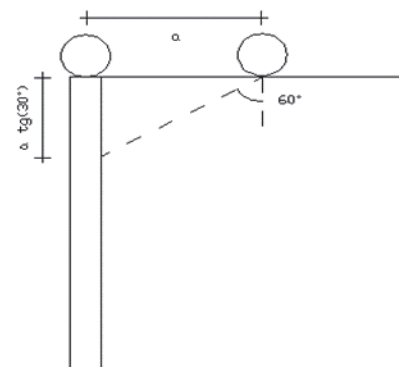


Azione di frenatura

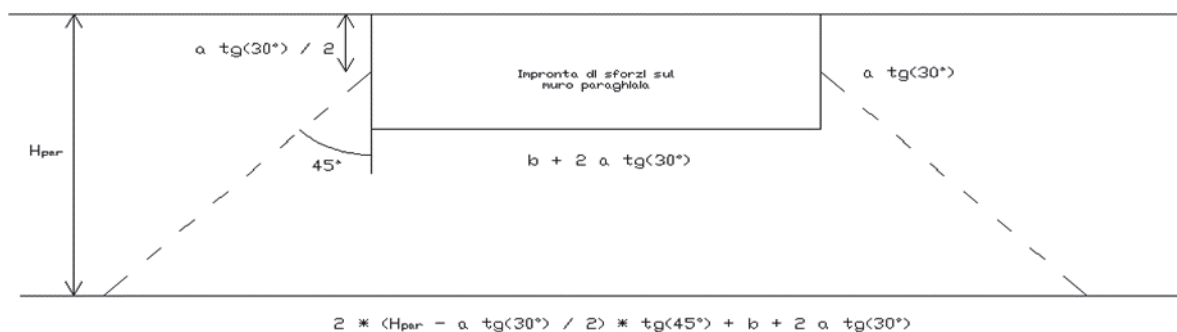
spessore	b_{Lp}	[m]	0,40
altezza	h_p	[m]	2,54
lunghezza	b_{Tp}	[m]	12
asse di carico	Q_{1k}	[kN]	600
azione di frenatura	F	[kN]	360
distanza ruote	b	[m]	2
momento muro paraghiaia	M_{Tp1}	[kNm/m]	-129,153



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	γ	[kN/m ³]	18
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1,00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_{κ}	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_{κ}	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[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	Mt	[kNm/m]	-20,96
momento spinta sovraccarico	Ms	[kNm/m]	-27,51

Condizione sismica

peso paraghiaia	W_p	[kN]	305
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	67
eccentricita base paraghiaia	e	[m]	1,27
momento forza sismica	Ms	[kNm/m]	-7,07
accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	2,149314
fattore di struttura	q		1

Cuneo di terreno

			1+k_v	1-k_v
			1,11	0,89
metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	φ'_k	[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_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	ΔK_{ah}		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	487	391
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1,27	1,27
momento spinta	M_s	[kNm/m]	-51,54	-41,36
sforzo normale	N	[kN]	389,55	
taglio totale	T_{tot}	[kN]	1207,96	1045,03
momento totale	M_{tot}	[kNm]	-1284,94	-1162,82

COMBINAZIONE AZIONI						
STATO LIMITE ESERCIZIO						
SLE						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
1	305	557	0	0	-582	
2	390	654	0	0	-3351	
3	356	557	0	0	-582	
4	356	557	0	0	-582	
M_{T,max}	390	654	0	0	-3351	
STATO LIMITE ULTIMO						
A1-M1						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
1	411	752	0	0	-785	
2	526	898	0	0	-4939	
3	411	752	0	0	-785	
4	478	752	0	0	-785	
M_{T,max}	526	898	0	0	-4939	
A2-M2						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
1	305	557	0	0	-582	
2	402	683	0	0	-4181	
3	305	557	0	0	-582	
4	361	557	0	0	-582	
M_{T,max}	402	683	0	0	-4181	
1 + kv						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
SL	338	1280	0	0	-4421	
M_{T,max}	338	1280	0	0	-4421	
1 - kv						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
SL	271	1040	0	0	-3565	
M_{T,max}	271	1040	0	0	-3565	

**Verifica a presso-flessione
geometria sezione**

larghezza sezione bTm [m] 12,0

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

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	22808

strato 2

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	0

area armatura compressa	A'_s	[mm ²]	22808
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0,48%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	30411

strato 2

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	12064

area armatura tesa	A_s	[mm ²]	42474
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,88%
altezza utile	d	[mm]	340

sollecitazioni massime

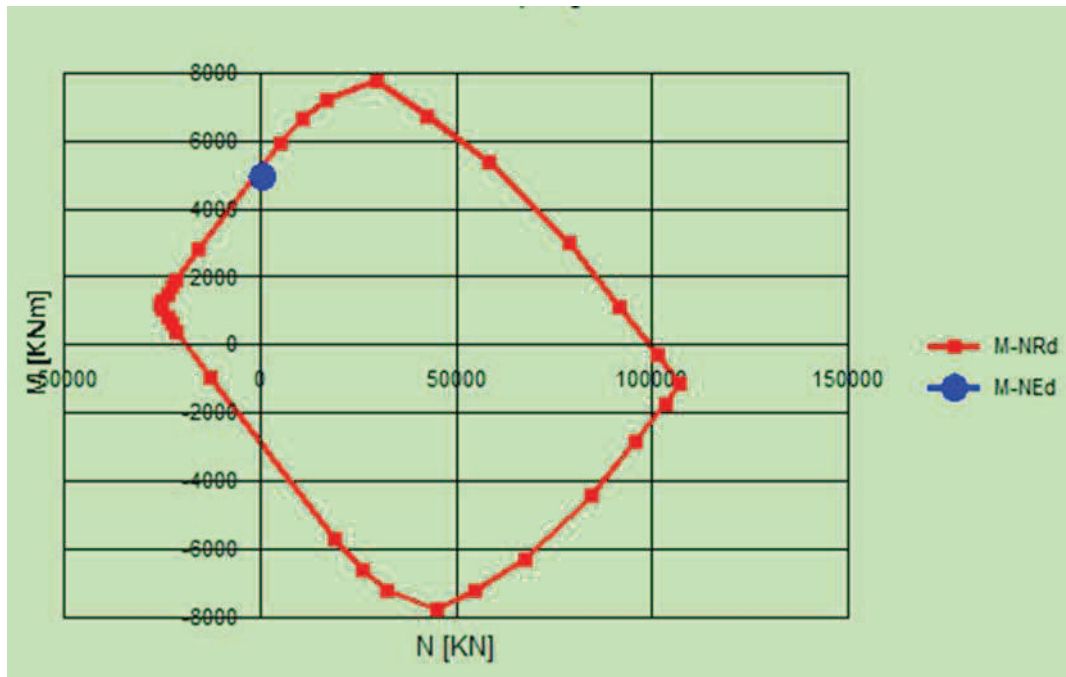
	N_{MAX}		
sforzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	526
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	-4939

INSERIRE DOMINIO

	N_{MIN}		
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	271
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	-3565

INSERIRE DOMINIO

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



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 ²]	42474
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,010
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,07
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	2861
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1280

verificato

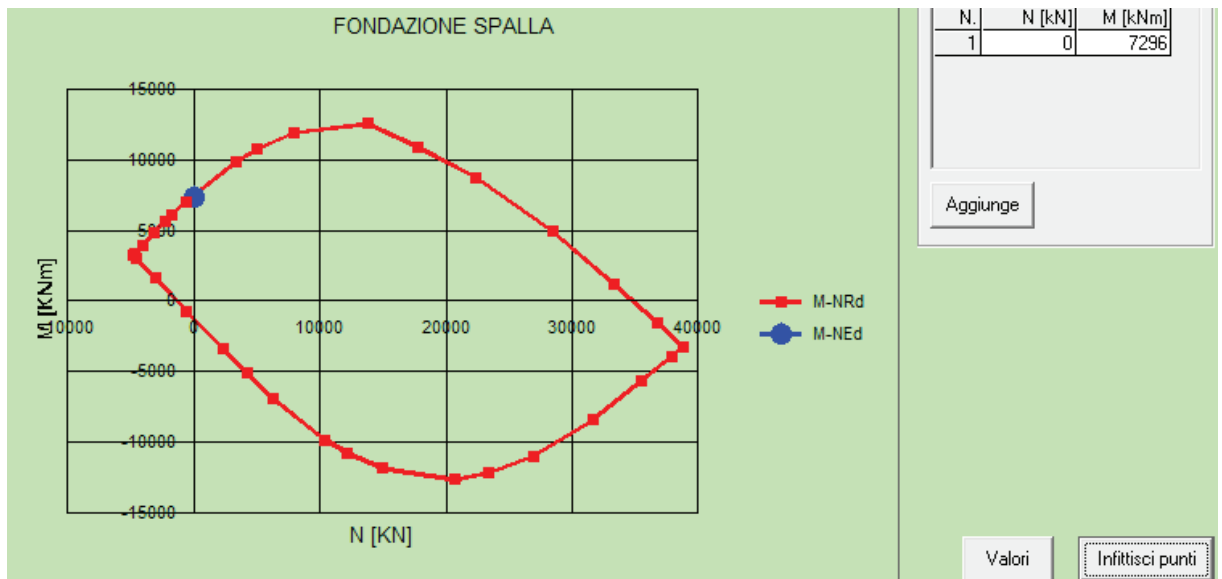
11.1.6 VERIFICA FONDAZIONE

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	A1											
	SLU - 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	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	1,35
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	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	1,35	1,35
spinta sovraccarichi permanenti	g5	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
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	0	0	1,5	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	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	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	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
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
frenatura / accelerazione	f	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35	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
sisma longitudinale	eL	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

	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 _L [kN]	4204	4339	4339	5438	4204	4204	4204	4204	3112	4204	5438	9184	7918	5163	4308
V _T [kN]	0	101	101	101	169	169	101	101	0	101	101	780	780	2598	2598
M _L [kNm]	0	3442	4089	3442	3840	4487	5227	6313	3429	5227	3442	3242	3242	10806	10806
M _T [kNm]	2920	6743	6320	6850	5947	5524	7847	7182	-301	12960	16022	25877	23085	9304	8162



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

12 VERIFICA PILE

12.1 FUSTO PILA P4

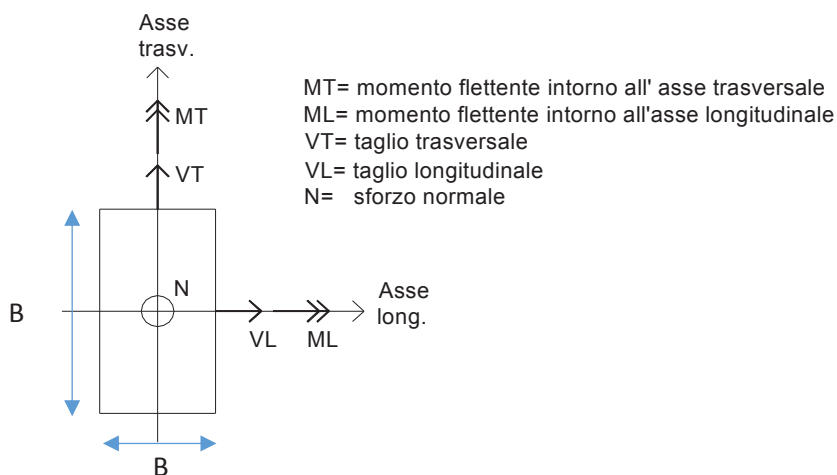
Si riporta di seguito il calcolo delle azioni, combinate agli stati limite ultimi.

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

- N Azione massima di compressione;
- M_L Massimo momento flettente longitudinale;
- M_{Tr} Massimo momento flettente trasversale.

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

				SOLLECITAZIONE BASE PILA 4				
				P _{max}	T _t	T _l	M _t	M _{L,x}
				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 _{max}		1200	0			2100
Q1- mobili UDL		N _{max}		2402	0			3839
Q1 - mobili tandem		M _{max}		1000	0			2550
Q1- mobili UDL		M _{max}		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	17913	17090	20263	19196	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-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	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

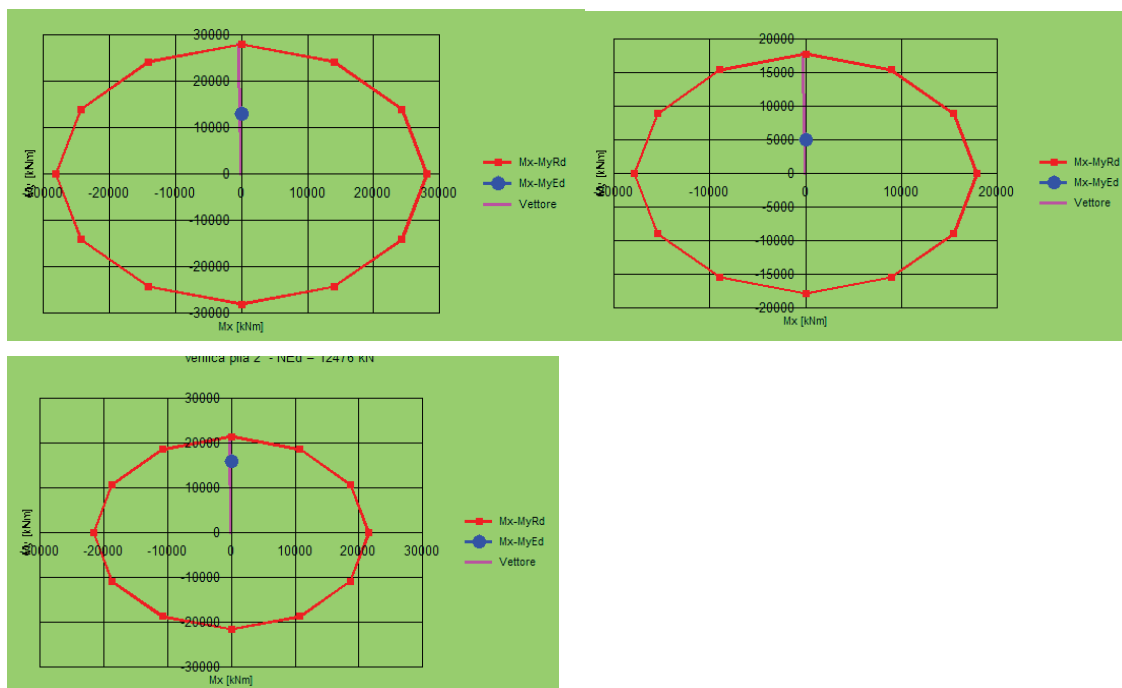
		sismica verticale							
		SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V
Pmax	kN	12334	12334	12334	12334	9936	9936	9936	9936
Tt	kN	265	-265	-265	265	265	-265	-265	265
TI	kN	246	-246	246	-246	246	-246	246	-246
Mt	kNm	1771	-1771	1771	-1771	1771	-1771	1771	-1771
ML,x	kNm	2437	-2437	-2437	2437	2437	-2437	-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 ²]	7068583
base equivalente al rettangolo	b_w	[mm]	2700
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	2288
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	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	σ_{cp}	[MPa]	1,2
coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c		1,06
resistenza di calcolo a "taglio	V_{Rcd}	[kN]	32466

compressione"

taglio trazione

	cot θ		1,0
inclinazione puntone	θ	[deg]	45
		[rad]	0,79
inclinazione staffe	α	[deg]	90
		[rad]	1,57
diametro barre staffe	\emptyset	[mm]	16
numero bracci	n		2
area staffa	A_{sw}	[mm ²]	402,1
passo	s	[mm]	200
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	1619
<hr/>			
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1619
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	917

verifica

La zattera di fondazione di dimensioni 8x11x2 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.

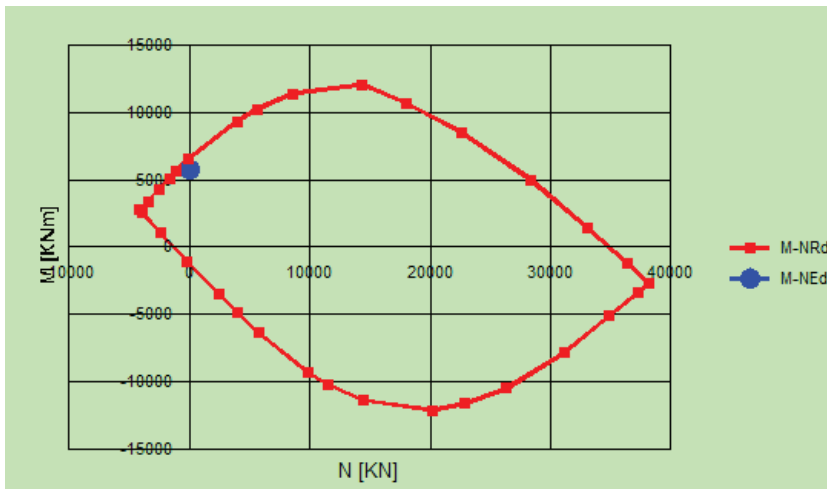
					SOLLECITAZIONE caratteristiche intradosso zattera				
					Pmax	Taglio-t	Taglio-l	Mt,intorno all'	ML,intorno all'asse
					kN	kN	kN	kNm	long.x
									kNm
G1 - impalcato					6332				
G1 pila/pulvino/plinto					6750				
G2 - portati					2454				
E2 - ritiro									
E4 - Termica									
Q1 - mobili tandem	Nmax				1200	0	0	0	2100
Q1- mobili UDL	Nmax				2402	0	0	0	3839
Q1 - mobili tandem	Mmax				1000	0	0	0	2550
Q1- mobili UDL	Mmax				1811	0	0	0	5611
Q3 - frenatura							100	920	
Q4 - centrifuga						0			0,0
Q5 - vento						385			6346
Q6 SLV -L							820	7544	
Q6 SLV -T						883	0	0	9890
Q6 SLV -V					1199				

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	21341	21341	23853	23853	23853	21490	26203	25136	23331	23331	23331	23331
Tt	kN	0	347	578	-578	347	347	347	347	578	-578	347	347
Tl	kN	0	0	0	0	135	0	0	0	0	0	135	0
Mt	kNm	0	0	0	0	1242	0	0	0	0	0	1242	0
ML,x	kNm	0	5712	13719	-5320	9911	9911	13730	16729	15131	-3908	11324	11324

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-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	
Pmax	kN	15895	15176	15895	15176	15176	15895	15895	15176	15895	15176	15176	15895	15895	15176	15176	15895	15895	16734	16734	16734	16734	14336	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
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
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
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



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	λ	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

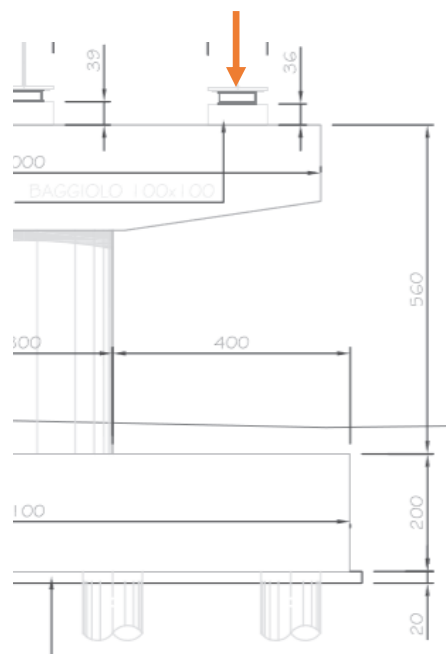
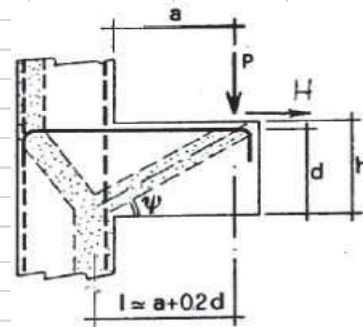


Figura 40: Schematizzazione della mensola