

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p> <p><i>Ing. Giuseppe Festa</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) : <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i></p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Asse principale
VI.06 – Viadotto Le Torri Dir. GROSSETO
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG ANNO	P01VI06STRRE01_B			
DPFI508	D 23	CODICE ELAB.	P01VI06STRRE01	B	-
D					
C					
B	Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024	Gennaio '24	Cassarini	Bordugo	Guiducci
A	Emissione	Agosto '23	Cassarini	Bordugo	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	5
1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA.....	5
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
3. CARATTERISTICHE MATERIALI.....	6
3.1. CALCESTRUZZO PER IMPALCATO.....	6
3.1. CALCESTRUZZO SOTTOTRUTTURE.....	8
3.2. ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE.....	9
3.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	9
3.4. ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI.....	10
3.5. PIOLI CON TESTA TIPO "NELSON".....	10
3.6. GIUNZIONI SALDATE.....	10
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	10
5. CLASSE DI ESECUZIONE.....	11
5.1. CLASSE DI IMPORTANZA.....	11
6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	13
6.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1).....	15
6.2. PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2).....	16
6.3. EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2).....	16
6.4. EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3).....	18
6.4.1. <i>Variazioni termiche uniformi ΔTN</i>	18
6.4.2. <i>Variazioni termiche differenziali ΔTM</i>	19
6.5. EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4).....	19
6.6. EFFETTI DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI (E5).....	22
6.7. CARICHI MOBILI (Q1).....	22
6.7.1. <i>Schema di carico</i>	22
6.7.2. <i>Disposizione delle corsie di carico</i>	23
6.8. CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA.....	25
6.8.1. <i>Metodi di verifica</i>	26
6.8.2. <i>Verifica dei dettagli di fatica</i>	27
6.9. AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3).....	27
6.10. AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	27
6.11. AZIONE VENTO (Q5).....	27

6.11.1.	<i>Velocità di riferimento</i>	27
6.11.2.	<i>Pressione del vento</i>	28
6.11.3.	<i>Coefficiente di esposizione</i>	28
6.11.4.	<i>Azione da vento</i>	31
6.12.	AZIONE SISMICA (Q6).....	34
7.	<u>COMBINAZIONI DI CARICO</u>	42
7.1.	COMBINAZIONI PER GLI SLU.....	42
7.2.	COMBINAZIONI PER GLI SLE.....	44
8.	<u>CODICE DI CALCOLO</u>	44
9.	<u>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO</u>	45
10.	<u>FASI DI COSTRUZIONE</u>	46
11.	<u>SEZIONI MEMBRATURE IMPALCATO</u>	49
12.	<u>STATO DI SOLLECITAZIONE</u>	62
12.1.	TRAVI D'IMPALCATO.....	62
13.	<u>ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA</u>	68
14.	<u>APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI</u>	74
15.	<u>STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO</u>	76
16.	<u>VERIFICHE STRUTTURALI</u>	77
16.1.	VERIFICA DI RESISTENZA.....	78
16.1.1.	<i>Verifica a flessione</i>	81
16.1.2.	<i>Verifica a sforzo di taglio</i>	83
16.1.3.	<i>Verifica all'instabilità flessione torsionale</i>	84
16.1.4.	<i>Verifica connessione trave-soletta</i>	86
16.2.	VERIFICHE ESTESE.....	90
16.2.1.	<i>sezione di pila</i>	90
16.2.2.	<i>sezione mezzeria campata di riva</i>	98
16.2.3.	<i>sezione mezzeria campata centrale</i>	107
16.1.	STIMA DEGLI EFFETTI DEL VARO.....	116
17.	<u>VERIFICHE A FATICA</u>	117
17.1.	INTRODUZIONE.....	117
17.2.	MODELLO DI CARICO A FATICA.....	117
17.3.	COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA.....	119
17.4.	METODI DI VERIFICA.....	119
17.5.	VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA.....	119

18. SOLETTA D'IMPALCATO.....	121
18.1. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI.....	122
1.1.1 Carichi permanenti.....	124
1.1.2 Condizione di carico a momento negativo sulla trave esterna.....	125
1.1.3 Condizione di carico a momento positivo.....	128
1.1.4 Condizione di massimo carico in corrispondenza della longherina.....	130
18.1.1. Condizione di veicolo in svio.....	132
2. TRAVERSI.....	134
2.1 TRAVERSO CORRENTE.....	134
2.2 TRAVERSI IN APPOGGIO.....	140
19. SPALLA.....	143
19.1. SPINTE DEL TERRENO.....	146
19.2. COMBINAZIONI PER GLI SLU PER LA VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE.....	152
19.3. VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE.....	159
19.4. VERIFICA DEL MURO FRONTALE.....	160
19.5. VERIFICA DEL PARAGHIAIA.....	163
19.6. VERIFICA DEL MURO DI RISVOLTO.....	167
20. PILA170	
20.1. PULVINO.....	186
20.1. Fusto pila.....	187

1. PREMESSA

La presente relazione contiene il progetto del nuovo viadotto VI6 nell'ambito della progettazione per l'adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto per il completamento della E78 GROSSETO – FANO - Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45).

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA

La struttura dell'impalcato ha uno schema statico a trave continua con la seguente scansione di luci 41+58+41 per complessivi 140m con un andamento planimetrico rettilineo.

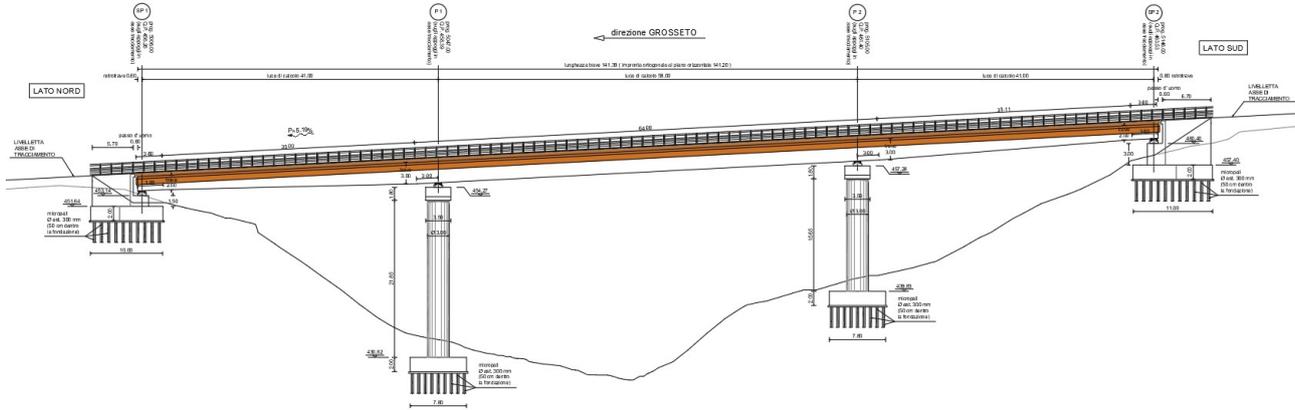


Figura 1.1 prospetto

L'impalcato è ripartito in due cordoli di lato 75cm ed una carreggiata di 9.75m, per una larghezza complessiva di 11.25m.

L'impalcato ha un retrotrave pari a 0.60m.

La sezione resistente è affidata ad una coppia di travi in sistema misto acciaio-clt poste a 7m di interasse con una altezza variabile da 2m in spalla a 3m in pila e nella campata centrale. La soletta ha uno spessore complessivo di 32cm costituito da 7cm di predalle e da 25cm di spessore gettato in opera.

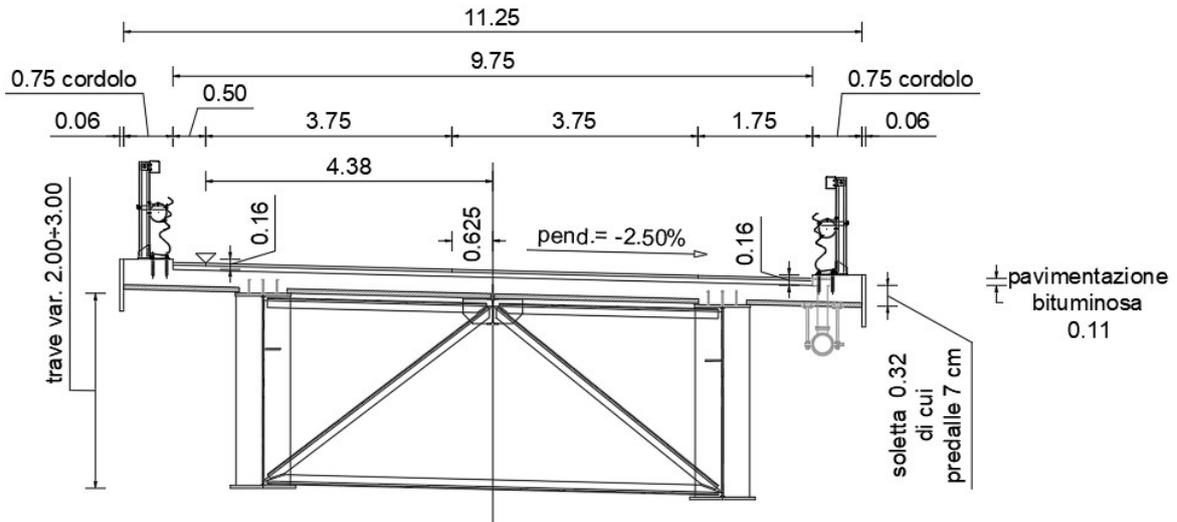


Figura 1.2 sezione tipo.

La collaborazione della soletta è affidata a pioli Nelson saldati alla piattabanda superiore.

La soletta è supportata da una trave rompitratta HEA500 sostenuta dai traversi reticolari disposti con passo tipico di 6m.

Le pile sono costituite da fusti circolari con diametro 3m con altezza massima di 21.85m con un pulvino superiore con uno spessore di 1.8m.

Alla base la fondazione è costituita da plinti di spessore 2m e dimensioni in pianta 7.8mx10.5m su micropali.

Le spalle sono realizzate su fondazioni C su micropali, il muro frontale ha uno spessore di 2.5m e supporta un paraghiaia di spessore 40cm.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

D.M. 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC18]

UNI EN1991-2 “Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti” [EC1-2]

UNI EN1991-1-5 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche” [EC1-1-5]

UNI EN1991-1-7 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni eccezionali [EC1-1-7]

UNI EN1992-1-1 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici” [EC2-1]

UNI EN1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio: regole generali e regole per gli edifici” [EC3-1]

UNI EN1993-1-5 “Progettazione delle strutture in acciaio: elementi strutturali a lastra” [EC3-1-5]

UNI EN1993-1-8 “Progettazione delle strutture in acciaio: progettazione dei collegamenti [EC3-1-8]

UNI EN1993-1-9 “Progettazione delle strutture in acciaio: fatica” [EC3-1-9]

UNI EN1993-2 “Progettazione delle strutture in acciaio: Ponti di acciaio” [EC3-1-8]

UNI EN1994-1-1 “Progettazione delle strutture in composte acciaio-calcestruzzo: progettazione dei collegamenti” [EC4-1-1]

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO PER IMPALCATO

SOLETTA 35/45

CALCESTRUZZO		NTC 2018		
Classe		C35/45		
	<i>coefficiente di sicurezza</i>	γ_c	1.5	<i>par. 4.3.3</i>
	<i>resistenza a compressione cilindrica caratteristica</i>	f_{ck}	35 MPa	<i>par. 11.2.10.1 (11.2.1)</i>
	<i>resistenza a compressione cubica caratteristica</i>	R_{ck}	45 MPa	<i>par. 11.2.10.1</i>
	<i>resistenza a compressione cilindrica media</i>	f_{cm}	43.00 MPa	<i>par. 11.2.10.1 (11.2.2)</i>
	<i>resistenza a trazione semplice media</i>	f_{ctm}	3.21 MPa	<i>par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)</i>
	<i>resistenza a trazione semplice caratteristica</i>	f_{ctk}	2.25 MPa	<i>par. 11.2.10.2</i>
	<i>resistenza a trazione per flessione media</i>	f_{ctfm}	3.85 MPa	<i>par. 11.2.10.2 (11.2.4)</i>
	<i>resistenza a trazione per flessione caratteristica</i>	f_{ctfk}	2.70 MPa	<i>par. 11.2.10.2</i>
	<i>modulo elastico</i>	E_{cm}	34077 MPa	<i>par. 11.2.10.3 (11.2.5)</i>
	<i>coefficiente di Poisson (cls non fessurato)</i>	ν_{NF}	0.2 -	<i>par. 11.2.10.4</i>
	<i>coefficiente di Poisson (cls fessurato)</i>	ν_F	0 -	<i>par. 11.2.10.4</i>
	<i>coefficiente di dilatazione termica</i>	α	1.00E-05 1/°C	<i>par. 11.2.10.5</i>
	<i>densità</i>	ρ	2500 kg/m³	
	<i>resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU</i>	f_{cd}	19.83 MPa	<i>par. 4.1.2.1.1.1</i>
	<i>resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU</i>	f_{ctd}	1.50 MPa	<i>par. 4.1.2.1.1.2</i>
	<i>tensione limite allo SLE nella comb. rara</i>	$\sigma_{c,rara}$	21.00 MPa	<i>par. 4.1.2.2.5.1</i>
	<i>tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.</i>	$\sigma_{c,q.per.}$	15.75 MPa	<i>par. 4.1.2.2.5.1</i>

Tali valori sono coerenti con quanto indicato nei quaderni tecnici Anas per strade non di montagna

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Classe di resistenza minima	Rapporto A/C massimo	Classe di consistenza S (siump)	Dosaggio minimo di cemento (kg/m ³)	Cemento	inerte max (mm)	copriferro su barre B450C (mm)
Solette in c.a. gettate in opera (1)	XC3 + XD1	C32/40	0,55	S4	320	-----	22	35
Predalles collaboranti con la soletta	XC3 + XD1	C40/50	0,45	(2)	350	-----	16	25
Impalcati in c.a. o in c.a.p. gettati in opera (1)	XC4 + XD1	C32/40	0,50	S5	340	-----	22	35
Elementi prefabbricati di impalcato (conci, travi, solette, ecc.)	XC4 + XD1	C40/50	0,50	(2)	340	-----	22	30
Parti in elevazione delle Pile:								
- pile a setti	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S4	320	-----	22	40
- pile a setti costruite con casseri rampanti	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S3	320	-----	22	40
- pile piene	XC4 + XD1	C28/35	0,55	S4	320	CEM IV	22	40
- pulvini "a mensola" (6)	XC4 + XD1	C32/40	0,50	S4	340	CEM IV	22	40
Parti in elevazione delle Spalle e dei Muri (muri di sostegno, muri d'ala, muri andatori e muri di sottoscarpa)	XC4 + XD1 + XC2	C28/35	0,55	(4)	320	-----	22	35
Parti in elevazione dei Muri di controripa:								
- muri dotati di rivestimento protettivo sul lato di valle	XC3 + XC2	C28/35	0,55	(4)	320	-----	22	35
- muri non dotati di rivestimento protettivo sul lato di valle	XD3 + XC4 + XC2	C32/40	0,50	(4)	340	-----	32	45
Plinti di fondazione, pareti di pozzi aventi funzione strutturale definitiva ed eseguiti per sottomurazione	XC2	C25/30	0,60	S4	300	CEM IV	32	45
	XC2 + XA1	C28/35	0,55	S4	320	CEM IV	32	45
	XC2 + XA2	C32/40	0,50	S4	320	(5)	32	45
Pali (esclusi quelli prefabbricati), diaframmi e riempimento di pozzi armati	XC2	C25/30	0,60	S5	300	CEM IV	32	75
	XC2 + XA1	C28/35	0,55	S5	320	CEM IV	32	75
	XC2 + XA2	C32/40	0,50	S5	320	(5)	32	75
Sottofondazioni ("magroni"), cls per riempimenti pozzi non armati o debolmente armati	-----	C12/15	-----	-----	-----	-----	-----	-----
cls per opere aventi funzioni provvisoriali	-----	C20/25	-----	-----	-----	-----	-----	(6)

Valutando il copriferro minimo secondo quanto indicato nell'eurocodice 2 si ottiene un copriferro nominale minimo di 34mm.

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
<i>Vita utile di progetto</i>	50	anni	
Copriferro estradosso			
<i>Classe di esposizione (ai fini del copriferro)</i>	XC3	<i>par. 4.2, prosp. 4.1</i>	
<i>Classe di esposizione (ai fini della composizione)</i>	XC3	<i>par. 4.2, prosp. 4.1</i>	
<i>Controllo di qualità speciale della produzione del cls?</i>	No	<i>par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N</i>	
<i>Classe strutturale</i>	S	2	<i>par. 4.4.1.2(5)</i>
<i>Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)</i>	$C_{min,b,sup}$	24	<i>par. 4.4.1.2(3)</i>
<i>Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali</i>	$C_{min,dur}$	15	<i>par. 4.4.1.2(5)</i>
<i>Margine di sicurezza</i>	$\Delta C_{dur,y}$	0	<i>par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale</i>
<i>Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox</i>	$\Delta C_{dur,st}$	0	<i>par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale</i>
<i>Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva</i>	$\Delta C_{dur,add}$	0	<i>par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale</i>
<i>Copriferro nominale minimo - strato superiore</i>	$C_{nom,sup}$	34 mm	
<i>Margine di progetto per gli scostamenti</i>	$\Delta C_{dev,sup}$	10	<i>par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale</i>
<i>Copriferro minimo</i>	$C_{min,sup}$	24 mm	<i>par. 4.4.1.2(2)</i>
max	$C_{min,b,sup}$	24 mm	
	$C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	15 mm	
		10 mm	

Per quanto sopra esposto si considera un valore minimo di 35mm, tenuto conto la posizione e l'aggressività ambientale.

All'intradosso, essendo la soletta protetta dalla predalle collaboranti con la soletta pari a 25mm

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Conglomerato cementizio per predalle collaboranti con la soletta:

- Classe di resistenza C40/50
- Diam. massimo inerte 16 mm
- Classe di consistenza secondo le specifiche di produzione del processo di prefabbricazione

3.2. CALCESTRUZZO SOTTOTRUTTURE

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza C12/15
- Classe di consistenza -

Conglomerato cementizio per pali di fondazione:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S5

Conglomerato cementizio per platee di fondazione di spalle e pile:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle spalle:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle pile:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S4

Conglomerato cementizio per baggioli:

- Classe di resistenza C35/45
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S5

3.3. ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450$ MPa

tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540$ MPa

modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$

$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$

$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$f_{yd} = 391$ N/mm² con $\gamma_s = 1.15$

- tensioni allo stato limite esercizio

$\sigma_c = 0.8 f_{yk} = 360$ N/mm² (nella c.c. rara)

3.4. ACCIAIO PER CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio patinabile a resistenza alla corrosione migliorata:

tipo S355J2W - per elementi saldati per spessori $t \leq 40$ mm;

tipo S355K2W per elementi saldati per spessori $t > 40$ mm;

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



tipo S355J2W - per elementi non saldati, piastre sciolte ed angolari

Gli acciai con spessori $t \leq 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione
S355 $f_t \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
S355 $f_y \geq 355$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Gli acciai con spessori $t > 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione
S355 $f_t \geq 470$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
S355 $f_y \geq 335$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Vengono considerati elementi di carpenteria, quindi caratterizzati dalle specifiche soprariportate anche le predelle metalliche, gli elementi di interfaccia e collegamento degli apparecchi di appoggio.

L'assemblaggio dei conci delle travi principali sarà realizzato mediante giunzioni saldate, secondo quanto riportato negli elaborati progettuali.

3.5. ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.6.2 del D.M. 17.1.2018 e nella UNI EN 14399-1

- vite classe 10.9 (UNI EN 14399-4)
- dado classe 10 (UNI EN 14399-4)
- rosette classe C50 UNI EN 10083-5/6)

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado, inoltre dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore, la classe di resistenza e la marcatura CE.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

3.6. PIOLI CON TESTA TIPO "NELSON"

I pioli devono essere conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.7 del D.M. 17.01.2018 e nella UNI EN 10025.

Vengono adottati pioli tipo Nelson $\Phi 19$ con altezza $H=200$ mm in acciaio S235J2G3+C450 caratterizzato da:

- resistenza a snervamento dell'acciaio $f_y \geq 350$ MPa;
- resistenza a rottura dell'acciaio $f_u \geq 450$ MPa;
- allungamento a rottura dell'acciaio maggiore del 15%;
- strizione a rottura dell'acciaio maggiore del 50%.

3.7. GIUNZIONI SALDATE

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni del D.M. 17.1.2018

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per quanto riguarda la vita nominale, con riferimento al par. 2.4.1 e alla tabella 2.4.I del D.M. 17/1/2018, qui riportata, si farà riferimento alla cat. 3, assumendo una vita nominale pari a $V_N = 50$ anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso è la IV cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU=2$

5. CLASSE DI ESECUZIONE

La determinazione della classe di esecuzione avviene nella fase di progettazione strutturale in cui vengono valutate le specifiche per la progettazione e la realizzazione della struttura.

La determinazione della classe di esecuzione viene fatta tenendo conto delle disposizioni nazionali, consultando, e collaborando in tale processo decisionale con tutte le figure che intervengono nella realizzazione dell'opera (costruttore, proprietario, responsabile del progetto) e seguendo le disposizioni nazionali nel luogo di utilizzo della struttura.

La procedura raccomandata per la determinazione della classe di esecuzione avviene in tre fasi: Selezione di una classe di importanza, espressa in termini di conseguenze prevedibili sia umane, che economiche o ambientali, di un guasto o di un cedimento di una componente.

Selezione di una categorie di servizio e di una di categoria di produzione.

Determinazione della classe di esecuzione dei risultati delle due scelte sopra riportate secondo il prospetto B3 della UNI EN 1090-2.

Fattori di amministrazione per la scelta della classe di esecuzione

5.1. CLASSE DI IMPORTANZA

Nell'Eurocodice 0_EN 1990 "Criteri generali di progettazione" all'appendice B Tabella B1 "differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni" vengono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)		DESCRIZIONE
CC3	Impatto elevato	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente

CC2	impatto medio	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.
CC1	basso impatto	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.

Rischi connessi con l'esecuzione

Tali pericoli possono derivare dalla complessità dell'esecuzione dei lavori e dalla incertezza nella esposizione e nella azioni della struttura che possono evidenziare difetti nella struttura durante il suo utilizzo.

Rischi potenziali sono connessi in particolari con:

- fattori di servizio derivanti dalle azioni di cui la struttura e le sue parti possono essere esposte durante il montaggio, l'utilizzo, e i livelli di sollecitazione nei componenti in relazione alla loro resistenza
- fattori di produzione derivanti dalla complessità della realizzazione della struttura e delle sue componenti, per esempio, applicazione di particolari tecniche, procedure o controlli.

Per spiegare questa differenziazione dei rischi in categorie di servizio sono state introdotte le categorie di produzione.

La categoria di produzione può essere determinata sulla base del prospetto B.2. delle UNI EN 1090:2

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)		
PC1	no saldature e acciai con grado < S355	- Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio
		- Componenti saldati realizzati con acciaio digrado inferiore a S355
PC2	componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355	- Componenti saldati realizzati con acciaio digrado S355 e superiore
		- Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ
		- Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione
		- Componenti di tralici CHS che richiedono taglie profilature

Categoria di servizio - Rischi connessi con l'utilizzo della struttura

La categoria di servizio può essere determinata sulla base del prospetto B.1. delle UNI EN 1090:2

CATEGORIA	DEFINITE IN BASE ALLE	ESEMPI
-----------	-----------------------	--------

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



DI SERVIZIO (SC)		SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)	
SC1	sollecitazione statica	- Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche	(Esempio: Edifici)
		- Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni sismiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL	DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)
		- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)	
SC2	sollecitazione dinamica a fatica	- Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993	(Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale)
		- Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH	Comportamento strutturale (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCM: mediamente dissipativo DCH: Altamente dissipativo

Determinazione della classe di esecuzione per la carpenteria metallica

- CLASSE DI CONSEGUENZA = CC2
- CLASSE DI SERVIZIO = SC2
- CATEGORIA DI PRODUZIONE = PC2

CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione è deducibile dalla tabella riportata nella 1090-2 appendice B

Tabella di determinazione della classe di esecuzione B.3. UNI EN 1090:2							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Per la carpenteria metallica della dell'impalcato in sistema misto acciaio-calcestruzzo la classe di esecuzione può essere assunta pari a EXC3.

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Elenco delle condizioni Elementari di Carico

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- g1 peso proprio delle strutture: Acciaio-cl. di soletta

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- g2 carichi permanenti portati: pavimentazione, guardrails, marciapiedi, parapetti, cordoli
- $\epsilon 1$ distorsioni di progetto
- $\epsilon 2$ ritiro del calcestruzzo
- $\epsilon 3$ variazioni termiche differenziali: Acciaio-cls.
- $\epsilon 4$ effetti viscosi
- $\epsilon 5$ cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 carichi mobili
- q2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q3 azioni longitudinali di frenamento
- q4 azione centrifuga
- q5 azioni del vento
- q8 azioni sui parapetti – urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

6.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1)

La sezione tipo dell'impalcato ha le seguenti caratteristiche

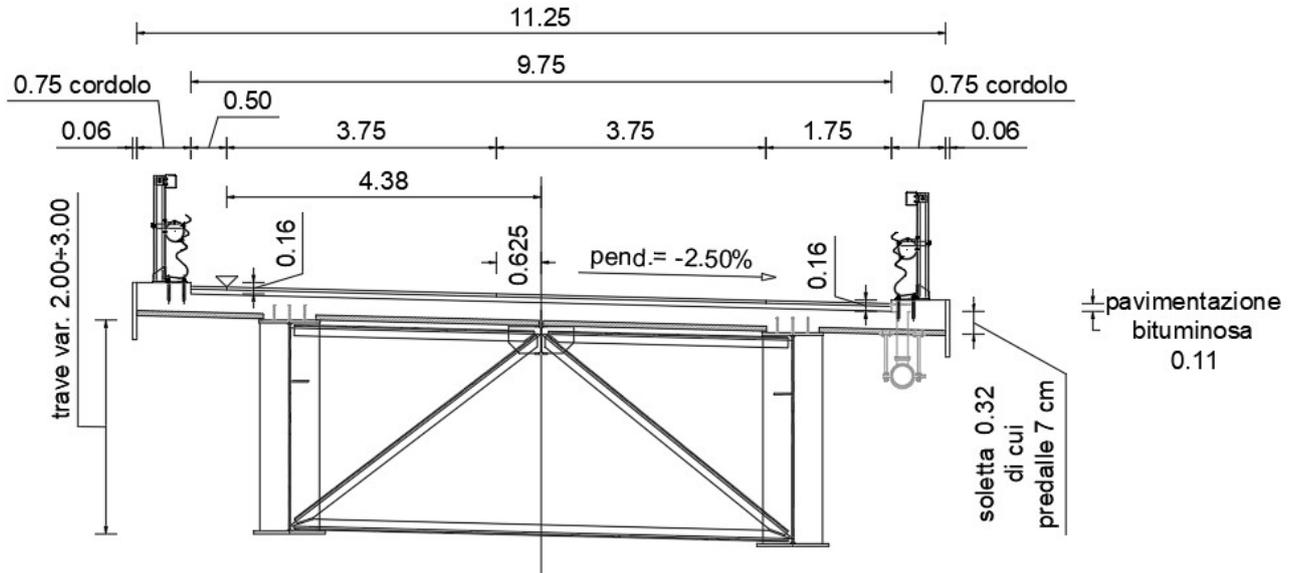


Figura 6.3 sezione tipo.

Larghezza impalcato (interasse travi)	7	m
Cordoli	0.75	m
h marciapiede	0.16	m
carreggiata	9.75	m

La soletta è eseguita su predalle metallica con spessore complessivo di 320mm comprensivo dello spessore del fondello della predalle di 70mm.

Per la determinazione dei carichi permanenti si sono adottati i seguenti pesi specifici dei materiali:

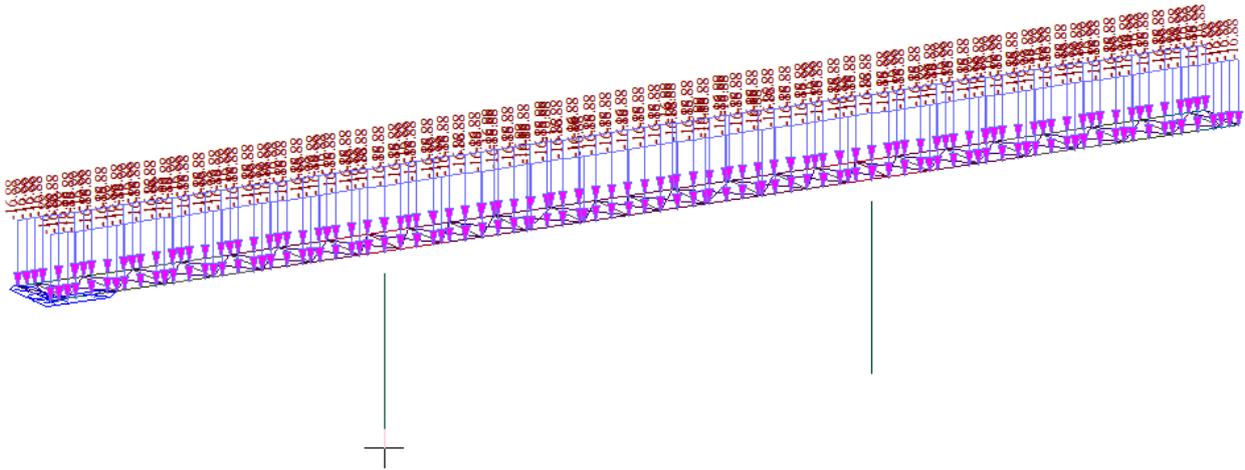
Peso getto cls	25	kN/mc
Peso pavimentazione	24	kN/mc
acciaio	78.5	kN/mc

Di seguito si riporta l'entità dei carichi a mq:

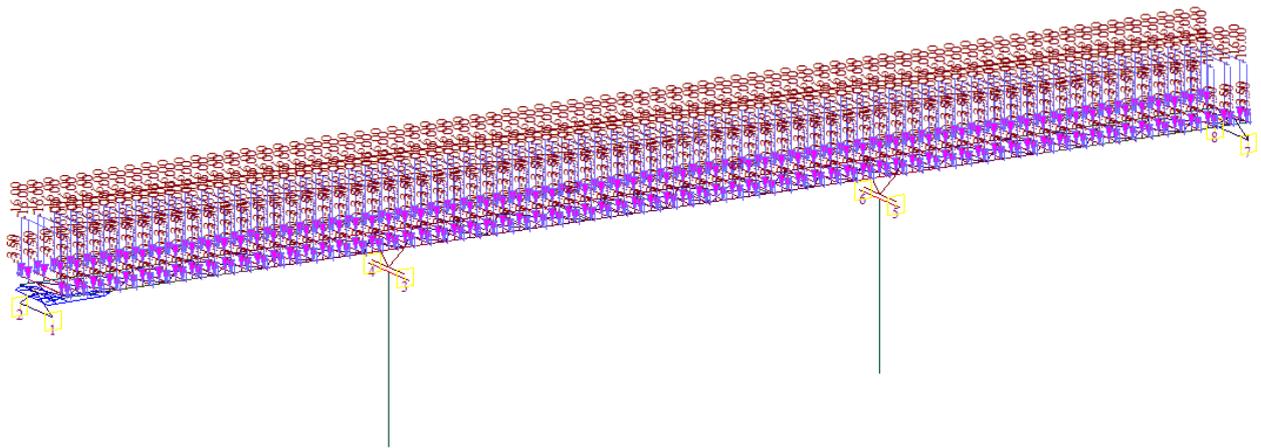
Soletta (getto+predalle) $25 \times 0.32 = 8 \text{ kN/m}^2$

Predalle $25 \times 0.07 = 1.75 \text{ kN/m}^2$

La carpenteria metallica delle travi è applicata sugli elementi che costituiscono la trave, si adotta una incidenza di 2.5 kN/mq , pertanto il carico applicato sulla singola trave è pari a 16.88 kN/m



Il getto della soletta è stato considerato per tutta la larghezza del tratto carrabile. Il getto della rimanente parte e dei cordoli viene considerato nella fase G2.

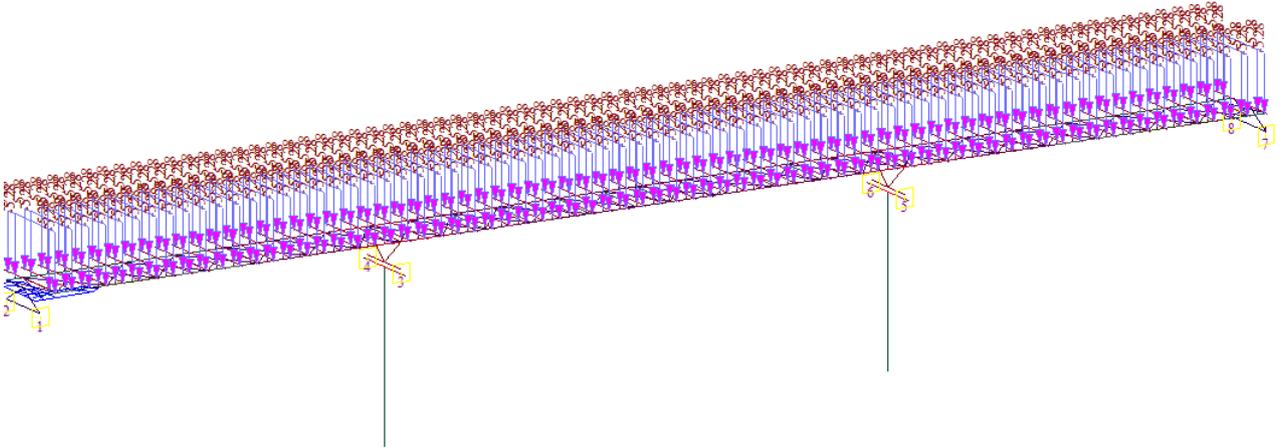


6.2. PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2)

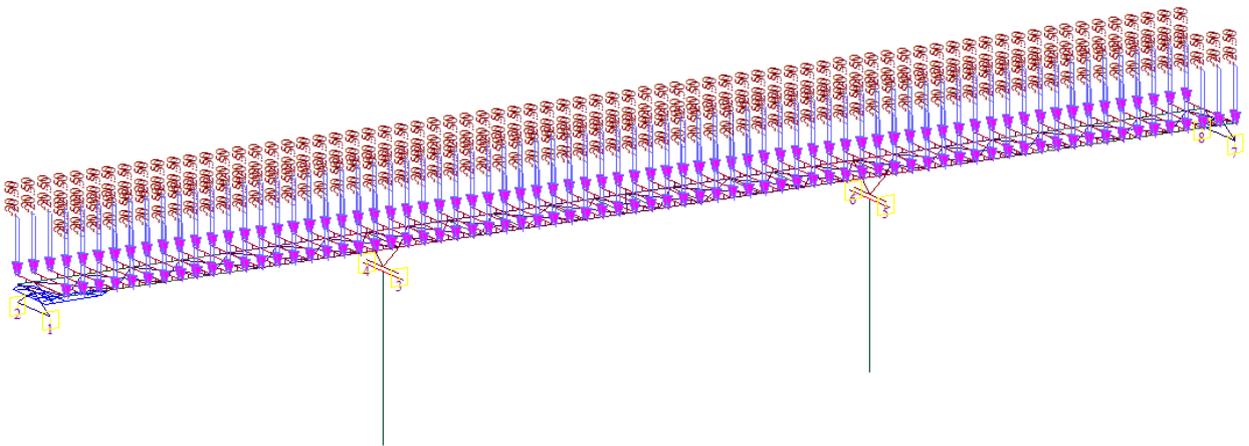
In questa condizione di carico viene considerato il getto della rimanente parte dei cordoli e dei seguenti carichi permanenti così definiti ed applicati ai traversi:

I carichi unitari permanentemente portati così definiti sulla sezione tipica

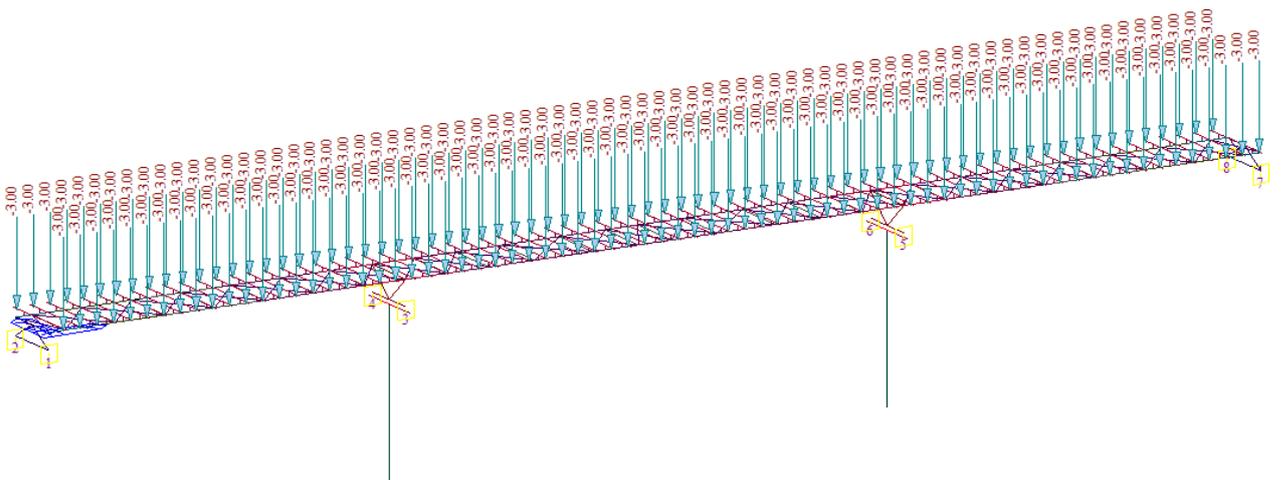
- Pavimentazione tratto carrabile: $24 \times 0.11 = 2.64 \text{ kN/m}^2$ considerando uno spessore di 11cm



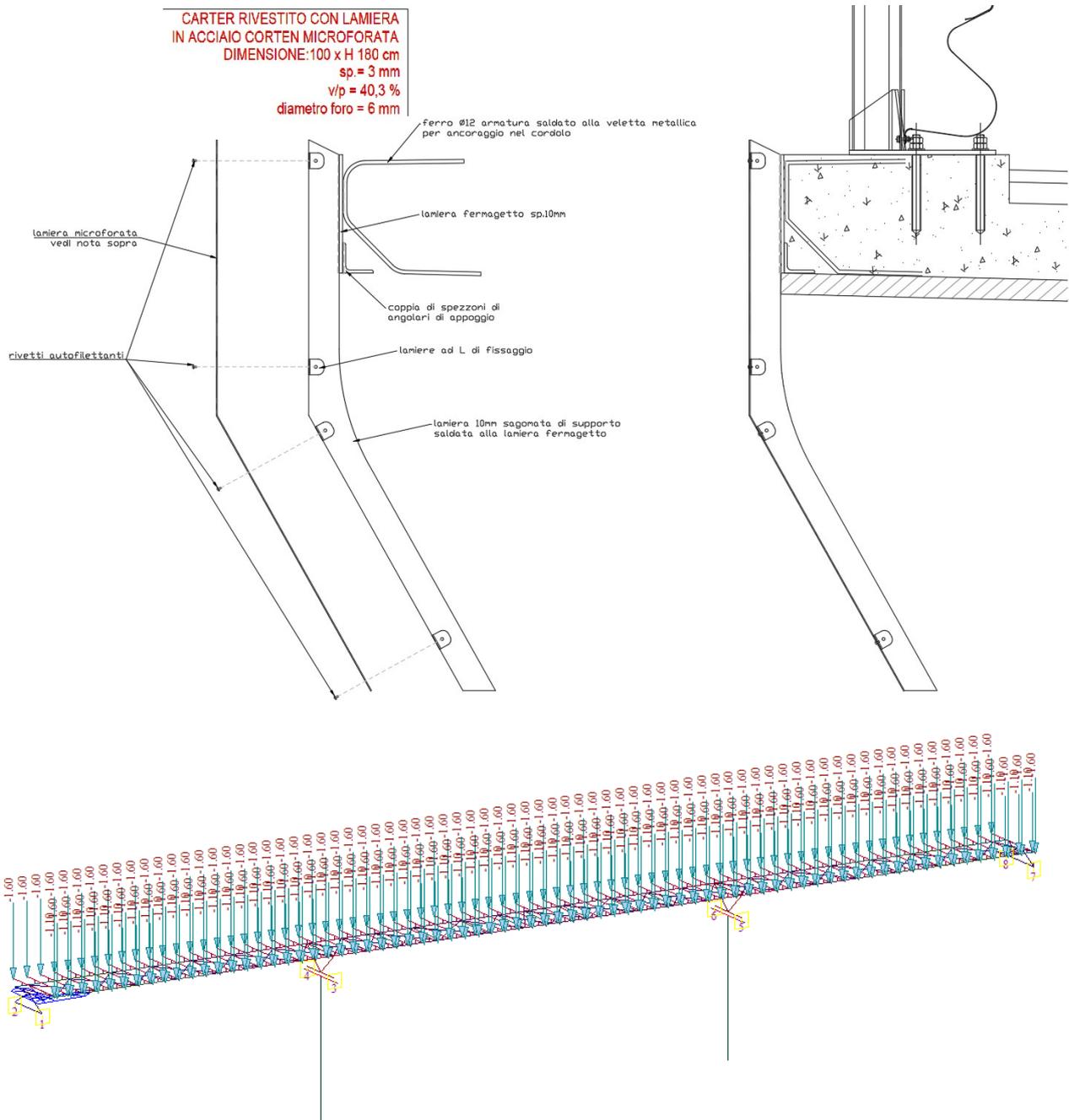
- Cordolo spessore 16cm e getto soletta rimanente 25cm : $25 \times (0.16 + 0.25) = 10.25 \text{ KN/m}^2$



- Guardrail 1.5 KN/m



- Smaltimento acque (tubo Ø300 riempito al 50%): $0.2 + 0.5 \times 0.07 \times 10 = 0.55 \text{ kN/m}$
- Carter metallico (vedi schema sotto) : 0.8 kN/m



6.3. EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2)

La deformazione totale da ritiro si può esprimere, in sede di progettazione, come una contrazione termica derivante da un Δt differenziale.

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Soletta			
Larghezza	[mm]	11250	Area getto [mm ²]
spessore di getto	[mm]	250	h0 [mm]
Perimetro	[mm]	11250	2812500

RITIRO			
RH - umidità relativa	70%		
f _{ck}	35	MPa	
f _{cm}	43	MPa	resistenza media cilindrica
f _{ctm}	3.21	MPa	resistenza media a trazione assiale
f _{cfm}	3.85	MPa	resistenza media a trazione per flessione
E _c	34077	MPa	modulo elastico istantaneo
Classe cemento	N	-	cemento standard
ε _{cd}	3.41E-04		deformazione di base di ritiro per essicamento
K _h	0.700		
ε _{cd,inf}	2.39E-04		deformazione di ritiro per essicamento
ε _{ca,inf}	6.25E-05		deformazione per ritiro autogeno
α	1.00E-05		coefficiente di dilatazione termica del cls (°C ⁻¹)
ε _{cs}	3.01E-04		deformazione totale per ritiro
il ritiro è equivalente ad una contrazione termica derivante da un Δt pari a :			
Δt	30.1	°C	

L'azione di ritiro è applicata alla soletta dell'elemento sezione considerando il modulo elastico differito del cls della soletta per la fase di ritiro.

Per la modellazione dell'azione viene considerato il momento flettente primario dovuto dall'eccentricità dello sforzo normale fittizio dovuto alla contrazione della soletta moltiplicato per la distanza tra il baricentro della soletta e la media dei baricentri della sezione composta dei conci presenti nel tratto in campata non fessurato,

Lo sforzo normale fittizio è pari a :

N= Area totale cls x α x Dtr x Er dove:

α= coefficiente di dilatazione termica

Er= modulo elastico omogeneizzato al ritiro

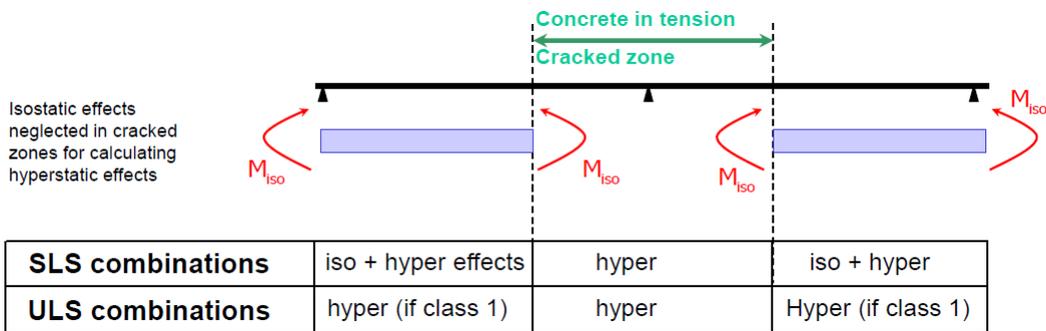
Cui corrisponde un momento isostatico pari a:

Miso= N x distanza baricentro dalla soletta



Le coppie sono applicate alle estremità del tratto di campata non fessurata, il diagramma delle sollecitazioni flettenti che si ottiene è da considerarsi una sommatoria tra quello derivante tra il ritiro primario o isostatico ed il ritiro secondario o iperstatico.

In questo modo viene considerato per affetto del ritiro un momento positivo nei tratti non fessurati ed un momento negativo nei tratti fessurati, conforme con quanto riportato ai punti 7 e 8 del par.5.4.2.2 EN 1994-2.



Le azioni da applicare per il momento isostatico sono

RITIRO (singola trave)		
N_{rit} [kN]	5234	
	campata 1	campata 2
Y _{g,medio_mista} [m]	0.675	0.798
e_{g,mista-clis} [m]	0.835	0.958
M _{iso} [kNm]	4368	5014

6.4. EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3)

6.4.1. VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ΔTN

Il range di temperature indicato nelle NTC 2018 per il sito in esame è il seguente

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Cui corrisponde un range, essendo la zona di Arezzo a quota di 450m:

$$T_{\min} = -8 - 6 \times 450 / 1000 = -10.7^\circ$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \times 450 / 1000 = 41.1^\circ$$

Fissando T₀ a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice coerente con il valore indicato dal D.M. 17.1.2018 par. 3.5.4, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

- $\Delta T_{Ncomp} = T_0 - T_{\min} = 15 - (-10.7) = 25.7 \text{ }^\circ\text{C}$
- $\Delta T_{Nexp} = T_{\max} - T_0 = 41.64 - 15 = +26.1 \text{ }^\circ\text{C}$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:
 $\Delta T_N = 51.8 \text{ }^\circ\text{C}$.

6.4.2. VARIAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI ΔT_M

Valutazione con eurocodice 1991-1-5 – parag. 6.1.4

Per la determinazione del gradiente di temperatura si farà riferimento all'approccio 1.

Per ponti di tipo 2 a sezione composta i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

Type of Deck ^(a)	Top warmer than bottom $\Delta T_{M,heat} [^\circ\text{C}]$	Bottom warmer than top $\Delta T_{M,cool} [^\circ\text{C}]$
Type 1. Steel deck	18	13
Type 2. Composite deck	15	18
Type 3. Concrete deck:		
- concrete box girder	10	5
- concrete beam	15	8
- concrete slab	15	8

$$\Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ }^\circ\text{C}$$

Il coefficiente riduttivo di $\Delta T_{M,heat}$ concesso per tenere conto dello spessore del manto di asfaltatura (ponti di tipo 2 - $k_{sur} = 1.0$ per spessore compreso tra 100mm e 150mm) non apporta variazioni ai valori caratteristici:

$$k_{sur} \times \Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$k_{sur} \times \Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

6.5. EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4)

Dei fenomeni viscosi si tiene conto nella definizione delle sezioni. Ciò porta alla caratterizzazione delle differenti rigidità che la struttura mista assume nelle diverse fasi temporali di lavoro (fase 2 a

PROGETTAZIONE ATI:

lungo termine e fase 3 a breve termine). Le NTC, al paragrafo 11.2.10.7, rimandano all'UNI EN 1992-1-1 per valutazioni accurate del coefficiente di viscosità a tempo infinito; i coefficienti di viscosità a tempo infinito vengono dunque valutati secondo il procedimento descritto nell'appendice B.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Coefficiente di viscosità

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Coefficiente nominale di viscosità

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{\left[\frac{1 - RH}{100} \right]}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$$

per $f_{cm} \leq 35 \text{MPa}$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{\left[\frac{1 - RH}{100} \right]}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

per $f_{cm} > 35 \text{MPa}$

Con:

RH umidità relativa in %;

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità.

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo

l'applicazione del carico

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

t₀ età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico; t - t₀ la durata non corretta del carico, in giorni;

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri):

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa (B.8)}$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

L'effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità può essere considerato modificando l'età del carico t₀ nell'espressione (B.5) secondo la seguente espressione:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5$$

Con:

t_{0,T} età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico

α esponente che dipende dal tipo di cemento:

= -1 per cemento di classe S;

= 0 per cemento di classe N;

= 1 per cemento di classe R.

il valori di A_c ed u sono stati considerati per la valutazione del valore della dimensione fittizia di h_0 nella valutazione del parametro f_{rh} . I valori di A_c e u utilizzati fanno riferimento alla sezione di mezzeria nelle campate tipiche con luce 24.5 con spessore del getto maggiore di 245mm e predalle metallica che forniscono un valore di h_0 pari a:

Soletta				
Larghezza	[mm]	9900	Area getto [mm ²]	2465100
spessore di getto	[mm]	249	h_0 [mm]	498
Perimetro	[mm]	9900		

RH-umidità relativa = 70%

COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE - CARICHI PERMANENTI			UNI EN 1994-2:2006, UNI EN 1992-1-1:2005		
t	1.00E+15	giorni - età del calcestruzzo al momento considerato			
t_0	28	giorni - tempo di messa in carico			
tipo di carico	carichi permanenti				
ψ_L	1.1	moltiplicatore del fattore di viscosità			
n	18.04	coefficiente di omogeneizzazione			
E_{cinf}	11639	MPa modulo elastico modificato			
$\phi(t,t_0)$	1.753	ϕ_0 1.753	$\beta_c(t,t_0)$ 1.000	Influenza temperatura	
		ϕ_{Rh} 1.338	β_H 626	$T(\Delta t_i)$ [°C]	15
		α_1 0.866	α_3 0.902	tT	22.05
		α_2 0.960		α	0.00
		β_{fcm} 2.562		$t_{0,corr}$	22.05
		β_{t0} 0.511			

COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE - RITIRO			UNI EN 1994-2:2006, UNI EN 1992-1-1:2005		
t	1.00E+15	giorni - età del calcestruzzo al momento considerato			
t_0	1	tempo di messa in carico			
tipo di carico	ritiro				
ψ_L	0.55	moltiplicatore del fattore di viscosità			
n	17.20	coefficiente di omogeneizzazione			
E_{cinf}	12213	MPa modulo elastico modificato			
$\phi(t,t_0)$	3.255	ϕ_0 3.255	$\beta_c(t,t_0)$ 1.000	Influenza temperatura	
		ϕ_{Rh} 1.338	β_H 1353	$T(\Delta t_i)$ [°C]	15
		α_1 0.866	α_3 0.902	tT	0.79
		α_2 0.960		α	0.00
		β_{fcm} 2.562		$t_{0,corr}$	0.79
		β_{t0} 0.949			

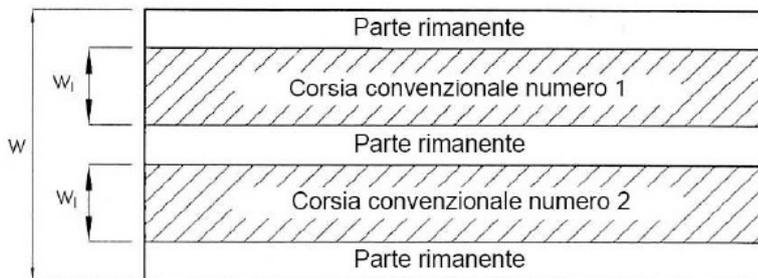
6.6. EFFETTI DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI (E5)

Le fondazioni sono di tipo profondo e pertanto cedimenti di significativa entità non sono attesi, in ogni caso si applica cautelativamente un cedimento differenziale di entità pari ad 1/5000 della luce maggiore che afferisce alla sottostruttura.

6.7. CARICHI MOBILI (Q1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 NTC18, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I NTC18.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40$ m	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

6.7.1. SCHEMA DI CARICO

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

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento

solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

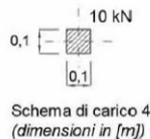
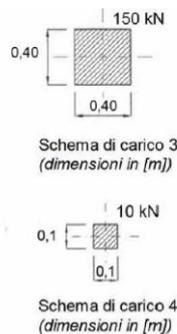
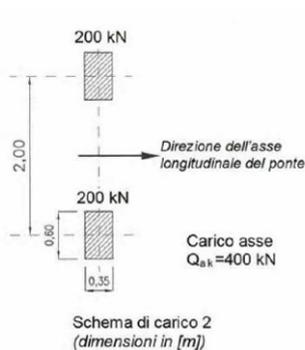
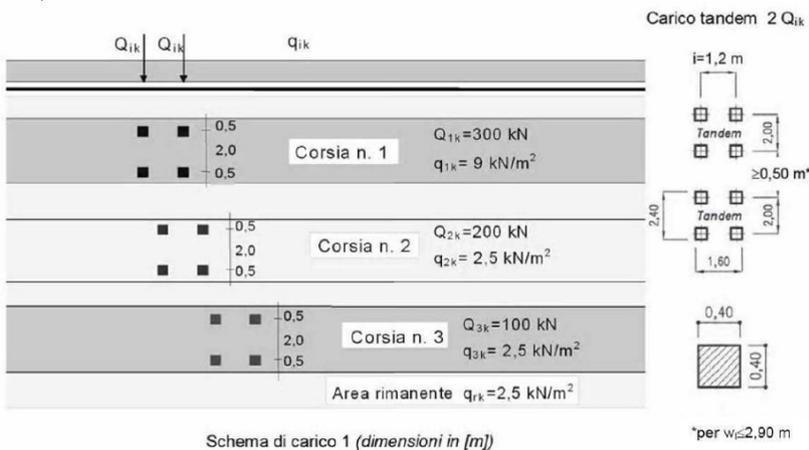
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Categoria stradale

Il ponte in oggetto è definito di Categoria 1°.

6.7.2. DISPOSIZIONE DELLE CORSIE DI CARICO

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a e 2a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

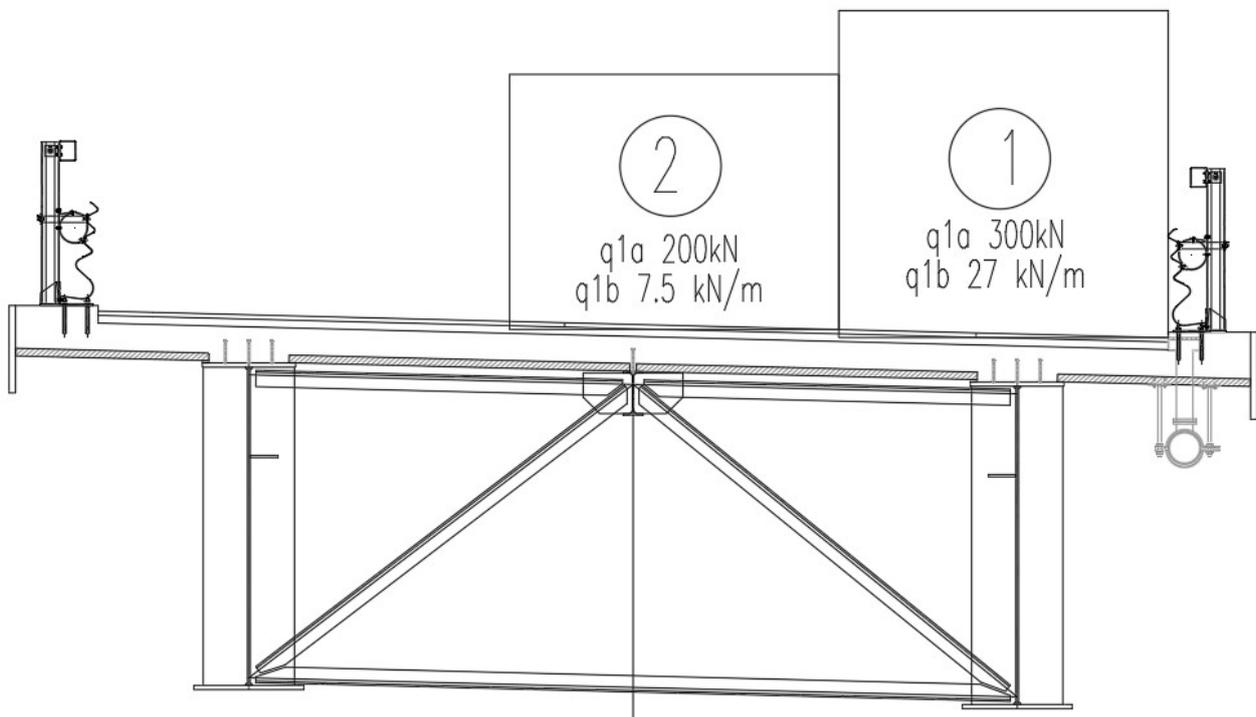


La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della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

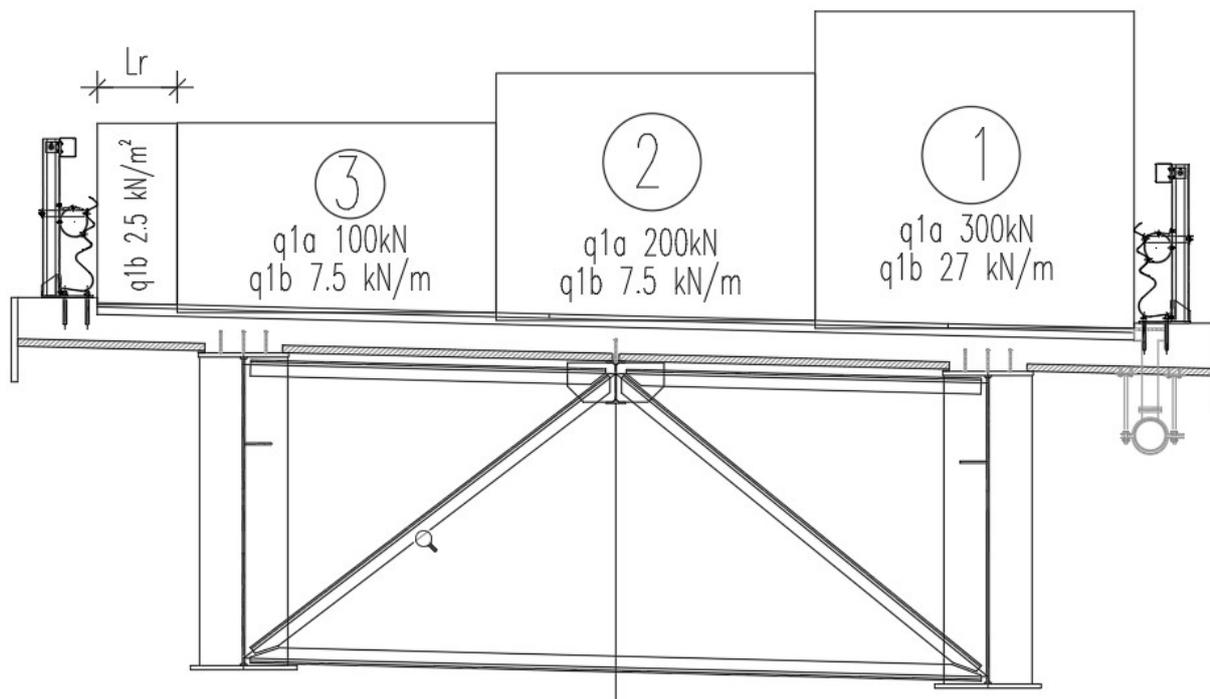
Per i ponti di 1° Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC18):

Posizione carico asse	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia numero 1	300	9.00
Corsia numero 2	200	2.50
Corsia numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

L'analisi della disposizione in senso longitudinale dei carichi mobili che massimizzino le sollecitazioni su ogni singolo elemento strutturale principale è automaticamente svolta dal programma di calcolo attraverso l'analisi della linea di influenza, una volta assegnate le caratteristiche in termini di geometria, posizione e pesi di ciascuna colonna di carico. Per quanto riguarda la disposizione trasversale dei carichi, tenuta in considerazione che la struttura portante dell'impalcato è costituita da una coppia di travi con uno schema di ripartizione a graticcio si considerano le seguenti disposizioni di carico trasversale..



condizione di carico eccentrico

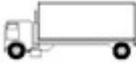
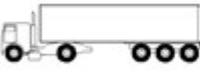
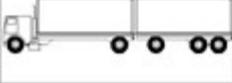


condizione con carico centrato

Per il viadotto in oggetto L_r è pari a 0.75m cui corrisponde un carico lineare di 1.875 kN/m.
Per il calcolo della soletta è stata considerate ulteriore condizioni, si veda il capitolo specifico.

6.8. CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA

Con riferimento a quanto prescritto dalle NTC 2018, in funzione del limitato carico di traffico previsto per il ponte, si fa riferimento al modello di carico a fatica 2 previsto al punto 5.1.4.3 del DM 17/1/2018. Si adotta pertanto il più gravoso dei mezzi riportati in tabella 5.1.VII, considerato viaggiante da solo sulla corsia convenzionale (massima eccentricità trasversale) per la verifica sulla trave principale.

SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90 190	A B
		4,20 1,30	80 140 140	A B B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120 120	C C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140 140	B B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110 110	C C

Veicolo schema di carico a fatica 2

Coefficienti parziali per la resistenza a fatica

I valori dei coefficienti γ_{Mf} adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC18.

Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_f = 1$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

6.8.1. METODI DI VERIFICA

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

dove $\Delta\sigma_C$ è il valore della classe del dettaglio.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$$

dove $\Delta\sigma_D$ sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

6.8.2. VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio.

Si veda capitolo specifico della presente relazione.

6.9. AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3)

Secondo quanto riportato nel DM 17 gennaio 2018 paragrafo 5.1.3.5, la forza orizzontale dovuta al frenamento dei veicoli per l'impalcato in questione diviene:

$$Q3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 27 \times 146 = 755 \text{ kN}$$

6.10. AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

Non rilevante.

6.11. AZIONE VENTO (Q5)

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

6.11.1. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_b assunta nei calcoli è il valore caratteristico della velocità del vento a 20 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella norma e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

La Toscana è in zona 3 cui corrisponde una $v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

6.11.2. PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 D.M. 14/01/08;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 D.M. 14/01/08;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8 D.M. 14/01/08.

6.11.3. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

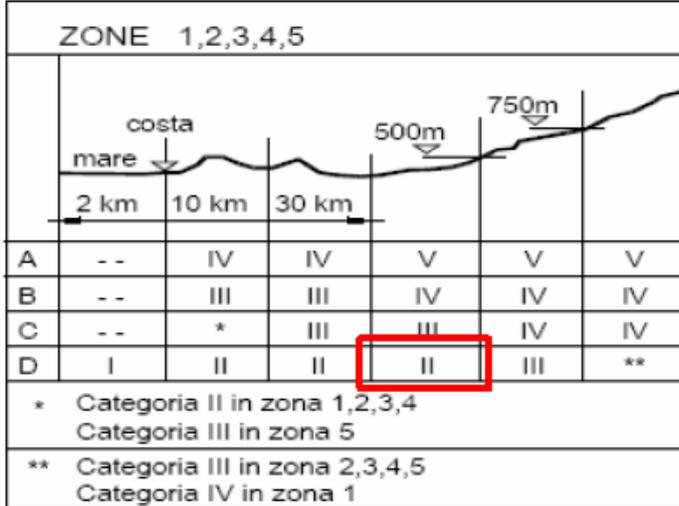
dove:

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II D.M. 14/01/08 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

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

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 D.M. 14/01/08 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III D.M. 14/01/08.



Nel caso in esame, vista l'ubicazione del sito posto oltre 30 km dalla costa ad una quota inferiore a 500m, si è considerata una categoria di esposizione II.

Il coefficiente di topografia ct è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

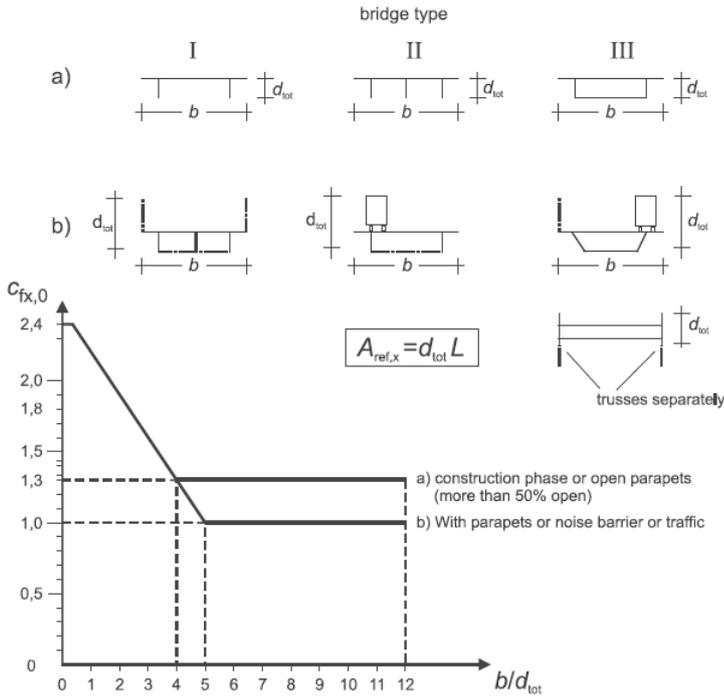
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Si adotta per la zona del ponte una Classe D.

Coefficienti di forma

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito dalla UNI-EN 1991-1-4:2005.



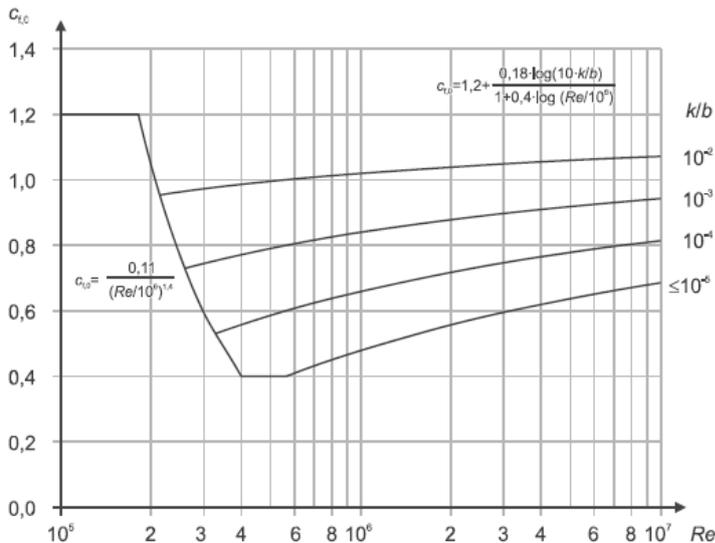
Per il ponte in oggetto, conforme alla tipologia b perché soggetto al traffico, il coefficiente di forma è assunto pari a:

Ponte scarico = 1.463, essendo il rapporto $b/d = 11.25 / (3.54) = 3.18$.

Ponte carico = 1.914, essendo il rapporto $b/d = 11.25 / (3.17 + 3) = 1.82$.

Il guardrail aperto è fattorizzato per 0.3 così come indicato nella EN 1991-1-4 al paragrafo 8.3.1 al punto 4.a.4

Per il fusto circolare della pila il coefficiente di forma può essere valutato dalla formulazione seguente (UNI ENV 1991-2-4:2010) in base al numero di Reynolds



Essendo il numero di Reynolds pari a :

$$Re = \frac{b \cdot v(z_a)}{v}$$

diametro = b	3
v	1.50E-05
qp	76.62
ce(z)	2.73
Vpicco	11.07
Re	1476269.55

Da cui si ottiene un coefficiente di forma pari a 1.29.

coefficiente per sezione circolari		
Reynolds	Re	1.48E+06
	k	1
	k/b	0.33
Controlla nella tabella a fianco	Cf,0	1.29

6.11.4. AZIONE DA VENTO

L'azione da vento può essere convenzionalmente assimilata ad una carico statico diretto ortogonalmente e/o verticalmente all'asse del ponte. Come superficie investita orizzontalmente è stata presa in considerazione la situazione con ponte sia carico (con sagoma veicolare) sia scarico, mentre la superficie verticale non risente del traffico veicolare.

Le superfici di esposizione dell'impalcato al vento sono state calcolate in accordo all'Eurocodice UNI EN 1991-1-4:2005 par. 8.3.

Tenuta in considerazione la bassa altezza del suolo e l'ingombro limitato dei telai delle sottostrutture, l'azione su di essi viene trascurata.

Di seguito vengono riportati i parametri considerati con riferimento agli elaborati grafici di progetto. Per la determinazione dell'area di riferimento si è valutata graficamente la sagoma.

CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO				
Pressione cinetica di riferimento				
NORMATIVA		NTC2008		
Altitudine sito	a_s	450	m	
Zona		3		Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)
Velocità di riferimento	$V_{ref. o}$	27	m/s	
	a_0	500	m	
	K_a	0.02	1/s	
Velocità di riferimento	V_b	27	m/s	
Tempo di ritorno	Tr	100		
§ 3.3.2 C.M. 02/02/09:	cr	1.04		$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]} = 1.039$
	$Vr(Tr)$	28.06	m/s	
Pressione cinetica di riferimento	q_b	492.08	N/mq	
Classe di rugosità				
Distanza dalla costa	Classe	D		Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati
		Terra oltre 30 Km e h < 500 m		
Coefficiente topografico	c_t	1		
Altezza dal suolo	z	20	m	
Categoria di Esposizione		II		
	z_0	0.05	m	
Parametri per la determinazione del coef. di esposizione	z_{min}	4	m	
	K_r	0.19		
Coefficiente di esposizione	c_e	2.81		$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$
Coefficiente dinamico	c_p	1		$c_e(z) = c_e(z_{min})$

La pressione di picco di progetto, senza coefficiente di forma, è pari a:

$$p = q_b c_e c_p = 492.08 \times 2.81 \times 1 = 1382.73 \text{ N/m}^2$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 D.M. 14/01/08;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 D.M. 14/01/08;
- c_p è il coefficiente dinamico

le pressioni sono pertanto pari a :

$$p \text{ scarico} = 1382.73 \times 1.46 = 2022 \text{ N/m}^2$$

$$p \text{ carico} = 1382.73 \times 1.91 = 2647 \text{ N/m}^2$$

La distribuzione dell'azione del vento possono essere di seguito riassunte secondo i seguenti schemi:

Ponte scarico con applicazione sulla trave esterna.

L'azione complessiva per metro di impalcato è pari a $P = 2022 \times (3.54) = 7160 \text{ N/m}$
 Applicato sulla trave sopra vento.

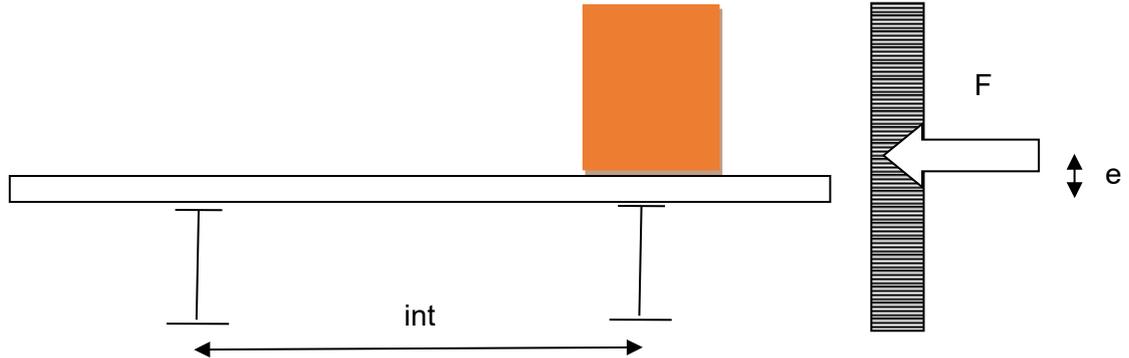
Ponte carico con applicazione sulla trave esterna e sulla sagoma di traffico.

L'azione per metro di impalcato è pari a $P=2647 \times (3.17+3)=16330$ N/m applicato sulla trave più esposta.

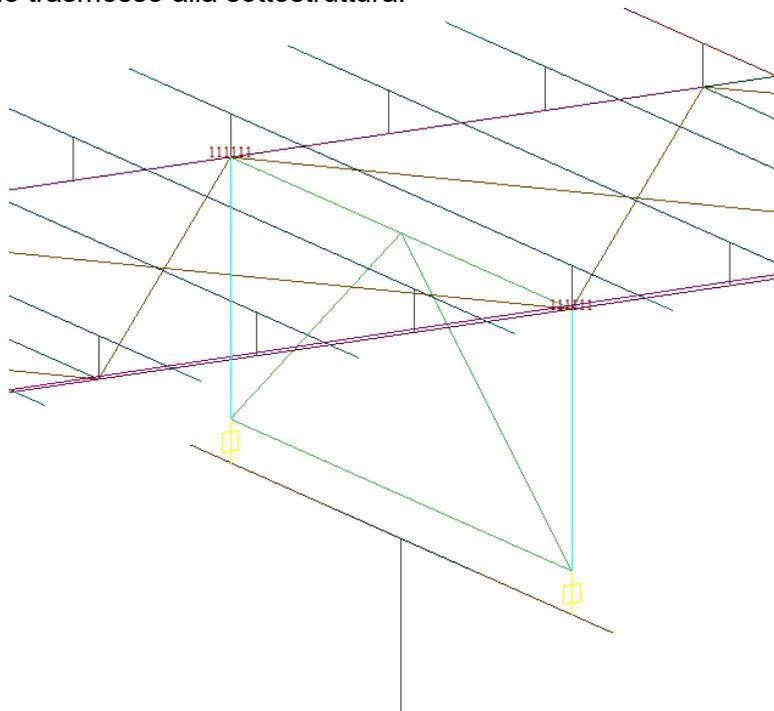
Sul fusto della pila la pressione è pari a $1.382 \times 1.29 = 1.781$ kN/m²

L'azione lineare è pari a $1.781 \times 3 = 5.33$ kN/m

Lo spessore dell'impalcato (trave+soletta+pavimentazione) è sostanzialmente equivalente alla sagoma di carico dei mobili, pertanto la risultante è applicata a quota impalcato. Lievi eccentricità comportano effetti torsionali risibili sulle travi di impalcato quando trasformati attraverso la divisione per l'interasse delle travi in coppie di forze, in quanto il rapporto tra e/int risulta di lieve entità.



L'eccentricità sulla sottostruttura è schematizzata grazie alla presenza di bracci rigidi pari alla distanza tra la soletta ed il piano di appoggi in modo da garantire una corretta ripartizione del momento trasversale trasmesso alla sottostruttura.



6.12. AZIONE SISMICA (Q6)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU.

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento: $VR = VN \times CU = 50 \times 2 = 100$ anni

Per il terreno e le caratteristiche topografiche si sono assunti seguenti parametri:

Terreno tipo B

Classe topografica T1

La struttura si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE	LATITUDINE
11.93227	43.41657

REGIONE	PROVINCIA	COMUNE
Toscana	Arezzo	Arezzo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

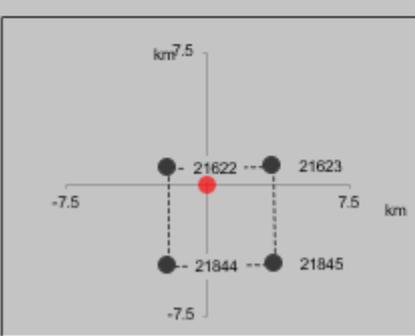
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

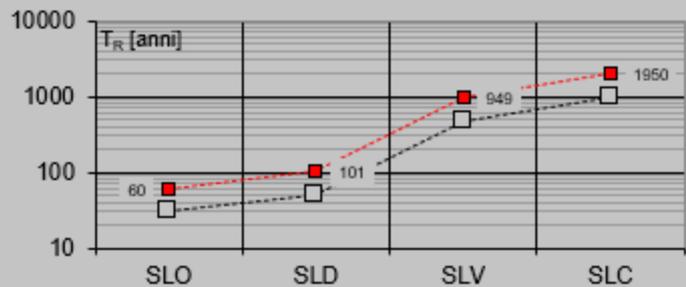
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

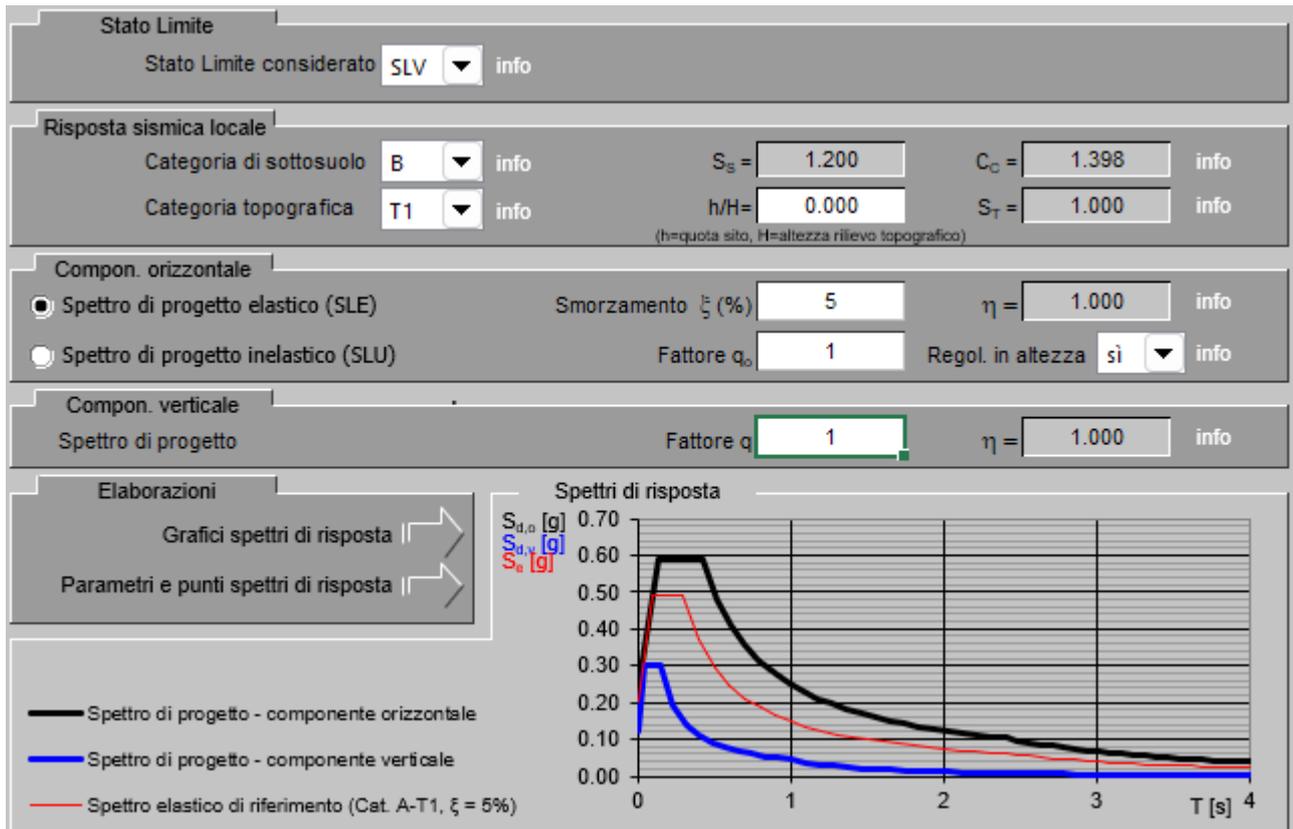
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SL'

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.202 g
F_o	2.434
T_c	0.301 s
S_s	1.200
C_c	1.398
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.421 s
T_D	2.408 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.243
$T_B \leftarrow$	0.140	0.590
$T_C \leftarrow$	0.421	0.590
	0.516	0.482
	0.611	0.407
	0.705	0.353
	0.800	0.311
	0.894	0.278
	0.989	0.251
	1.084	0.230
	1.178	0.211
	1.273	0.195
	1.368	0.182
	1.462	0.170
	1.557	0.160
	1.651	0.151
	1.746	0.142
	1.841	0.135
	1.935	0.129
	2.030	0.123
	2.125	0.117
	2.219	0.112
	2.314	0.107
$T_D \leftarrow$	2.408	0.103
	2.484	0.097
	2.560	0.091
	2.636	0.086
	2.712	0.081
	2.787	0.077
	2.863	0.073
	2.939	0.069
	3.015	0.066
	3.091	0.063
	3.166	0.060
	3.242	0.057
	3.318	0.054
	3.394	0.052
	3.469	0.050
	3.545	0.048
	3.621	0.046
	3.697	0.044
	3.773	0.042
	3.848	0.040
	3.924	0.040
	4.000	0.040

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lin\$LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.123 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.477
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

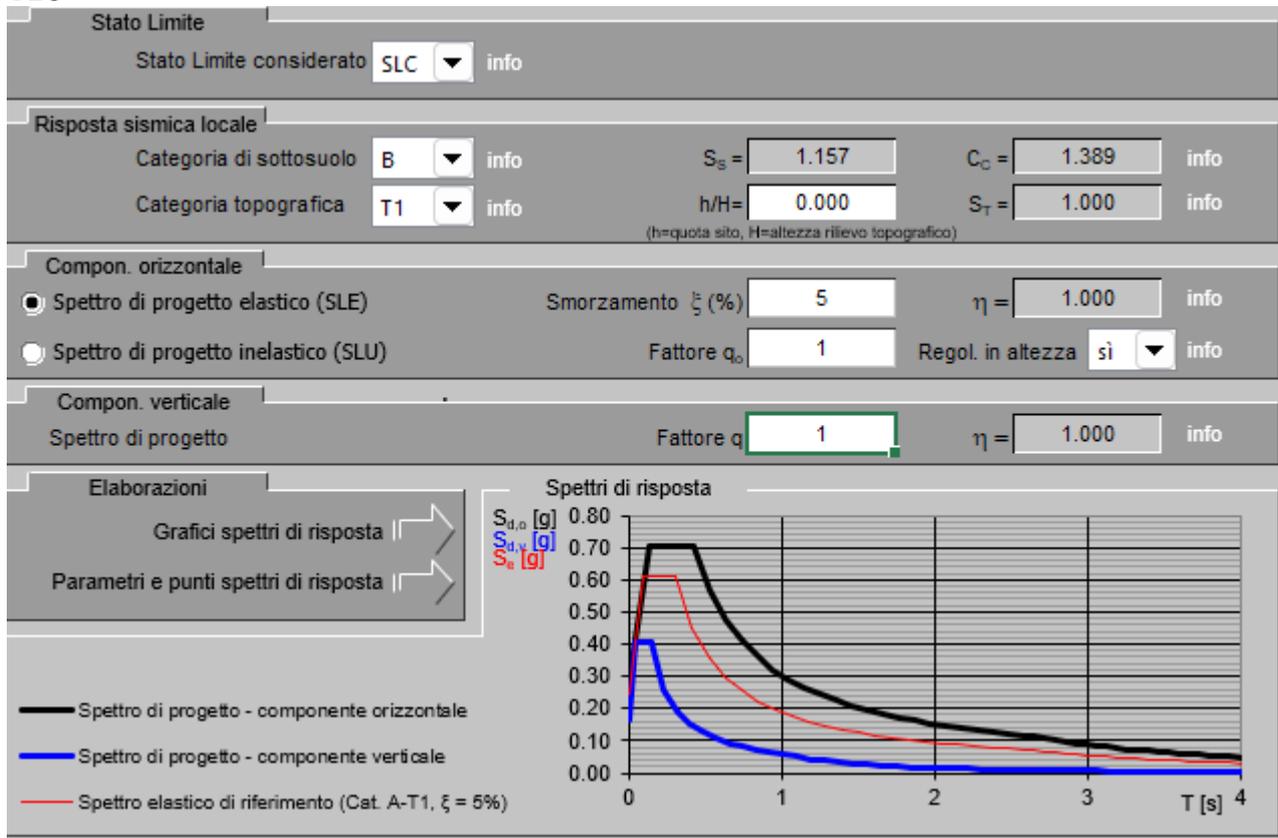
$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.123
$T_B \leftarrow$	0.050	0.299
$T_C \leftarrow$	0.150	0.299
	0.235	0.191
	0.320	0.140
	0.405	0.111
	0.490	0.091
	0.575	0.078
	0.660	0.068
	0.745	0.060
	0.830	0.054
	0.915	0.049
$T_D \leftarrow$	1.000	0.045
	1.094	0.037
	1.188	0.032
	1.281	0.027
	1.375	0.024
	1.469	0.021
	1.563	0.018
	1.656	0.016
	1.750	0.015
	1.844	0.013
	1.938	0.012
	2.031	0.011
	2.125	0.010
	2.219	0.009
	2.313	0.008
	2.406	0.008
	2.500	0.007
	2.594	0.007
	2.688	0.006
	2.781	0.006
	2.875	0.005
	2.969	0.005
	3.063	0.005
	3.156	0.004
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

SLC



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.247 g
F_o	2.463
T_c	0.312 s
S_s	1.157
C_o	1.389
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.157
η	1.000
T_B	0.144 s
T_C	0.433 s
T_D	2.588 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_o \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.286
$T_B \leftarrow$	0.144	0.704
$T_C \leftarrow$	0.433	0.704
	0.535	0.569
	0.638	0.477
	0.741	0.411
	0.843	0.361
	0.946	0.322
	1.049	0.290
	1.151	0.265
	1.254	0.243
	1.356	0.224
	1.459	0.209
	1.562	0.195
	1.664	0.183
	1.767	0.172
	1.869	0.163
	1.972	0.154
	2.075	0.147
	2.177	0.140
	2.280	0.134
	2.383	0.128
	2.485	0.123
$T_D \leftarrow$	2.588	0.118
	2.655	0.112
	2.722	0.106
	2.790	0.101
	2.857	0.097
	2.924	0.092
	2.991	0.088
	3.059	0.084
	3.126	0.081
	3.193	0.077
	3.260	0.074
	3.328	0.071
	3.395	0.068
	3.462	0.066
	3.529	0.063
	3.597	0.061
	3.664	0.059
	3.731	0.057
	3.798	0.055
	3.866	0.053
	3.933	0.051
	4.000	0.049

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lirSLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{ov}	0.166 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.652
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_v}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
$T_B \leftarrow$	0.050	0.408
$T_C \leftarrow$	0.150	0.408
	0.235	0.260
	0.320	0.191
	0.405	0.151
	0.490	0.125
	0.575	0.106
	0.660	0.093
	0.745	0.082
	0.830	0.074
	0.915	0.067
$T_D \leftarrow$	1.000	0.061
	1.094	0.051
	1.188	0.043
	1.281	0.037
	1.375	0.032
	1.469	0.028
	1.563	0.025
	1.656	0.022
	1.750	0.020
	1.844	0.018
	1.938	0.016
	2.031	0.015
	2.125	0.014
	2.219	0.012
	2.313	0.011
	2.406	0.011
	2.500	0.010
	2.594	0.009
	2.688	0.008
	2.781	0.008
	2.875	0.007
	2.969	0.007
	3.063	0.007
	3.156	0.006
	3.250	0.006
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.005
	3.625	0.005
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.004

L'impalcato è vincolato con 8 isolatori in gomma.

Inoltre le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute all'invecchiamento, temperatura, storia di carico. Questa variabilità è tenuta in conto (come richiesto per le costruzioni in classe d'uso III e IV al paragrafo 7.10.5.1 del D.M. 14.01.2008) in accordo alla EN1998-2 [punto 7.5.2.4(2)P], tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- proprietà di progetto limiti superiori [upper bound design properties (UBDP)]
- proprietà di progetto limiti inferiori [lower bound design properties (LBDP)]

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, una usando l'UBDP, ed un'altra usando l'LBDP. L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento. I valori di progetto UBDP e LBDP sono calcolati in accordo alle EN1998-2 (Appendici J e JJ) e la UNI EN 15129, secondo quanto riportato di seguito attraverso la definizione di un parametro λ che tengono conto di alcuni effetti come bassa temperatura e invecchiamento che aumentano la rigidità di progetto della gomma.

A questo va aggiunta una variabilità del 20% per la produzione.

Tenuto conto che il rapporto tra i parametri UBDP e LBDP deve essere almeno maggiore di 1.8, si considera un fattore di 1.5 per l'UBDP e di 0.8 per LBDP.

7. COMBINAZIONI DI CARICO

7.1. COMBINAZIONI PER GLI SLU

Con riferimento al §5.1.3.12 del NTC 2018, ed alle tabelle riportate nel seguito, si sono impiegate nei calcoli di verifica le seguenti combinazioni allo SLU.

Combinazione tipo:

$$1.35 g_1 + 1.5 g_2 + 1.35 q_{1A,i} + 0.9 q_{5vento2} + 1.2 \epsilon_2$$

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 17 gennaio 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i "gruppi di azioni" definiti nella tabella seguente.

Ognuno dei "gruppi di azioni", indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

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

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G, γ_P, γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni agli SLU;
- ψ₀, ψ₂ sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

I valori dei coefficienti ψ₀, γ_G, γ_P, γ_Q sono riportati nelle tabelle sottostanti:

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

		Coefficiente	$EQU^{(1)}$	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi 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, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

7.2. COMBINAZIONI PER GLI SLE

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE, sono invece espresse dalla seguente relazione di limitazione delle tensioni, in combinazione di carico caratteristica

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

8. CODICE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2020 ver.3.2.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- n. di serie della licenza: *U001-09640*
- intestato alla Ditta : *STIGEA S.r.l., Bologna*

Si allegano gli estremi della licenza d'uso:



Affidabilità del codice utilizzato

La documentazione di validazione a corredo del software, fornita dal distributore del prodotto e preliminarmente esaminata dal progettista, è disponibile presso STIGEA S.r.l., via Inrerio n.10, Bologna.

9. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la modellazione dell'impalcato si è considerato uno schema strutturale a travi, costituito da n.2 travi a sezione composta (trave "a doppia T" in acciaio e soletta in c.a. $s=0.32$ m).

La modellazione dell'impalcato è completata dai traversi a sezione generica con inerzia equivalente ai traversi reticolari (diaframmi), costituiti da profili a L accoppiati in acciaio, posti a un interasse medio $i=6.00$ m.

Solo i diaframmi in appoggio sono modellati tridimensionalmente per tenere in conto della distanza ed eccentricità dal piano di appoggio.

Nel modello è rappresentato il piano della soletta costituito da elementi con passo 2m collegati con elementi rigidi solo assialmente (quindi non in grado di influenzare la deformabilità della trave) sui cui viene fatto viaggiare il carico mobile che trasferisce alle travi la quotaparte di carico

Delle sottostrutture sono modellate solo le elevazioni delle pile, le spalle sono considerate come punti fissi essendo il ponte vincolato tramite isolatori elastomerici.

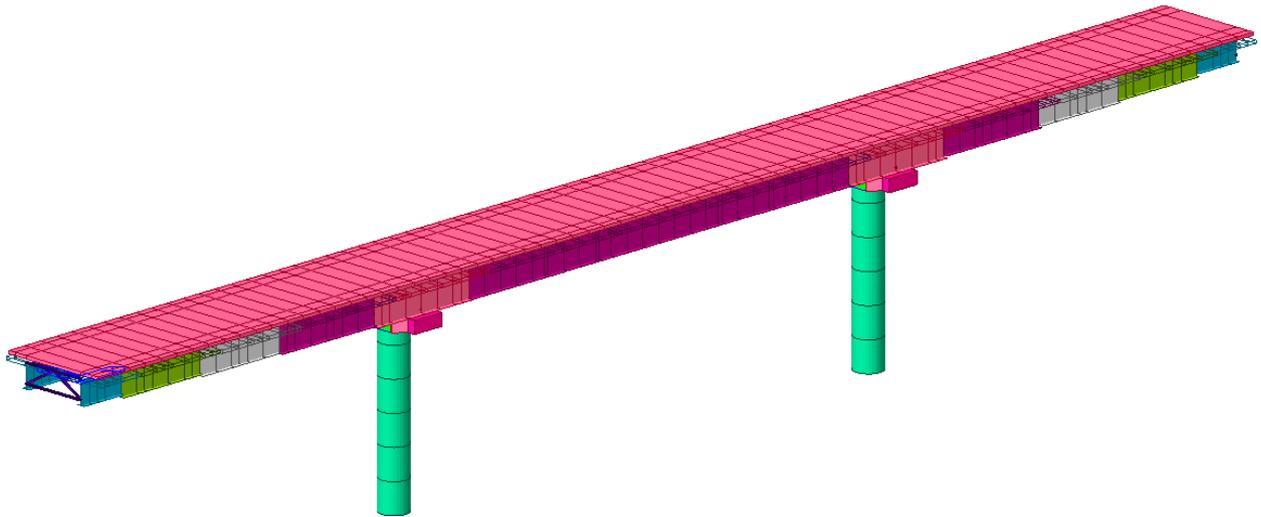


Figura 4 Modello di calcolo Fase 2 - vista estrusa

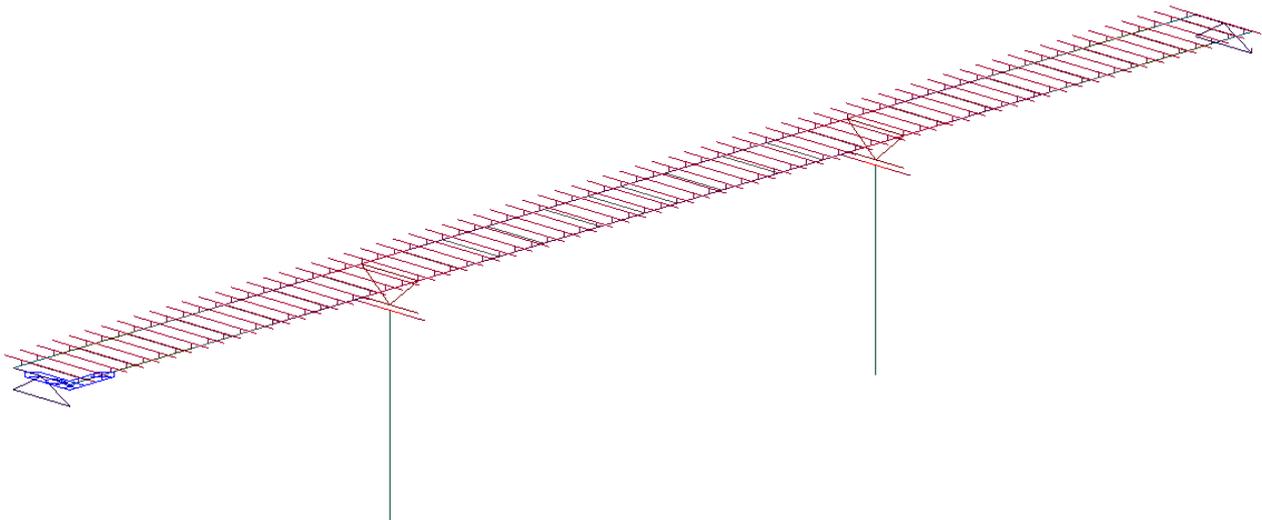


Figura 5 Modello di calcolo impalcato – vista unifiare

10. FASI DI COSTRUZIONE

Le varie fasi esecutive dell'impalcato e i differenti tempi di applicazione del carico sono determinate attraverso la construction stage analysis secondo il metodo:

SEQUENTIAL ANALYSIS + LONG-TERM MODULAR RATIO

In cui vengono definite delle caratteristiche inerziali con coefficienti di omogenizzazione del cls all'acciaio differenti a seconda della natura temporale dell'azione agente, sostanzialmente raggruppate nelle seguenti fasi:

- Fase 1: Considera il peso proprio della struttura metallica, il peso delle lastre prefabbricate e del getto fluido della soletta (che in questa fase non è ancora reagente).

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Fase 2: Considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, cordoli, barriere di sicurezza, velette prefabbricate in cls, parapetti metallici), i carichi dovuti al ritiro del cls ed eventuali cedimenti vincolari.

In questa fase viene considerato un coefficiente $n=Es/Ec$ pari a 18 così come definito nel paragrafo 7.5

- Fase 3: Considera il transito dei carichi mobili (comprese le azioni centrifughe e di avviamento/frenamento ad essi imputabili), l'azione del vento, le azioni sismiche e l'effetto della differenza di temperatura tra la soletta in cls e le travi metalliche.

La sezione resistente è completamente reagente; le sue caratteristiche statiche sono calcolate con modulo istantaneo ($n = Es / Ec$) in virtù della breve durata delle sollecitazioni.

Per il calcolo della larghezza collaborante efficace di soletta (B_{eff}), si è fatto riferimento a quanto prescritto al paragrafo 4.3.2.3 delle NTC.

4.3.2.3 Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti, deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa o utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \tag{4.3.2}$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

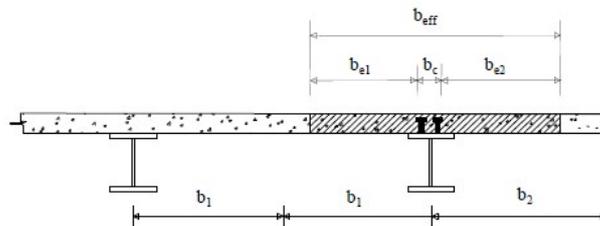


Figura 4.3.1 - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.3.2.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \tag{4.3.3}$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$.

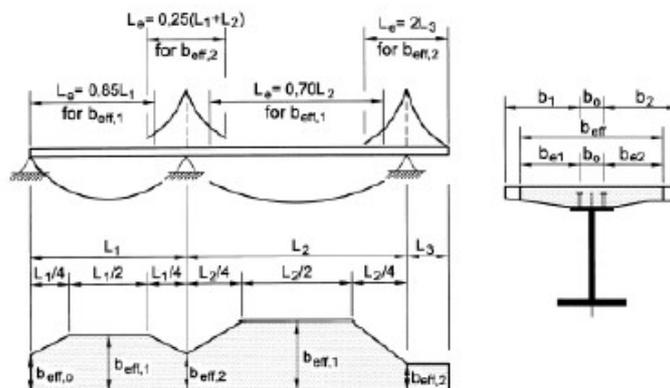
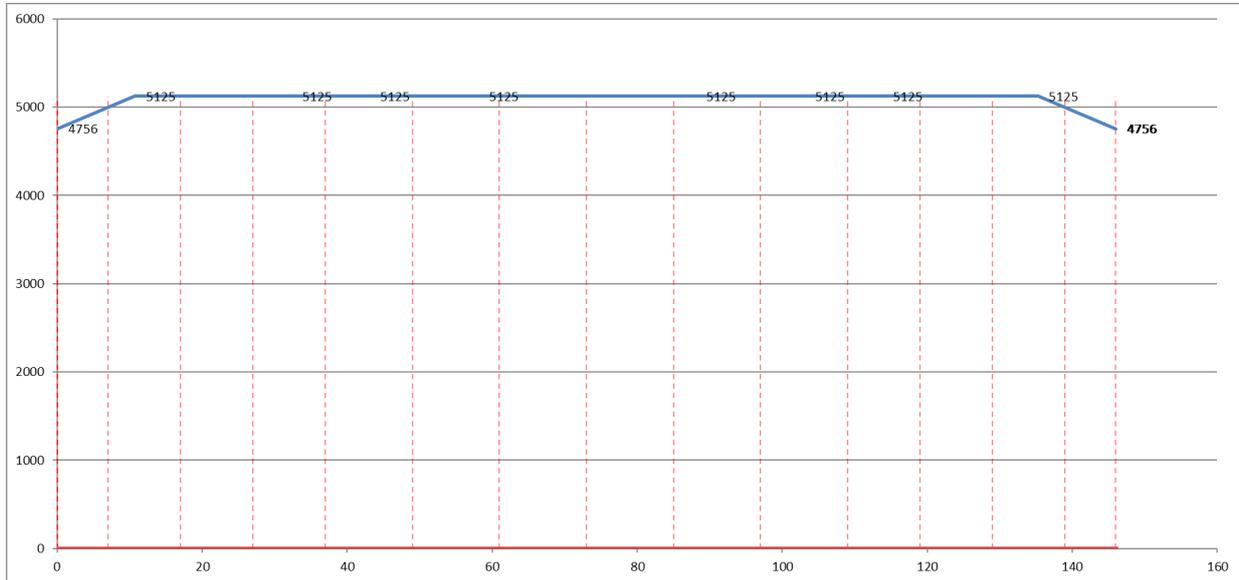


Figura 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e per le travi continue

Si riporta di seguito il grafico dell'andamento della larghezza collaborante nello sviluppo dell'impalcato.



Per quasi tutte le travi il valore è pari a 5125mm, per i tratti variabili che interessano i conci 1 e 2 si adotta un valore medio dei valori all'estremità del concio stesso.

Per le sezioni comprese nelle zone adiacenti alle pile per una estensione pari al 15% della luce della campata la sezione viene considerata fessurata.

11. SEZIONI MEMBRATURE IMPALCATO

Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti 7 sezioni della trave principale, di seguito si riportano le caratteristiche geometriche e le caratteristiche inerziali secondo le fasi di calcolo considerate.

Sezione strutturale trave
metallica

tipo sezione	1		2		3		4		5		6		7	
Pbsup (L - spess.)	60	2	60	3	70	4	70	4	900	4	700	4	70	4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
spessore anima	20		18		20		22		26		22		20	
Pbinf (L - spess.)	80	3	80	4	80	4	90	4	100	6	100	4	80	4
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0	0	0	0

Corrispondenza conci -sezioni

Concio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Tipo sezione	1	2	3	4	5	6	7	7	6	5	4	3	2	1

DB/User Composite

Section ID: Name:

Section Type:

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Slab

Bc	4.99	m
tc	0.32	m
Hh	0	m

Girder

Hw	2.15	tw	0.02	m
B1	0.6	B2	0.8	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.02	tf2	0.03	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	18
Es/Ec (Shrinkage)	18

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

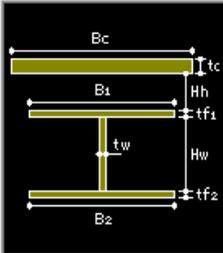
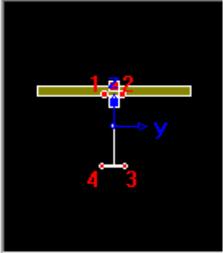
Section Properties

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	7.900000e-02	3.381152e-01	1.677111e-01	1.677111e-01	m ²
Asy	2.878532e-02	2.476554e-01	8.906599e-02	8.906599e-02	m ²
Asz	4.182558e-02	4.735311e-02	4.253693e-02	4.253693e-02	m ²
Ixx	1.460000e-05	4.805352e-03	1.654770e-03	1.654770e-03	m ⁴
Iyy	5.702169e-02	1.815379e-01	1.421962e-01	1.421962e-01	m ⁴
Izz	1.641433e-03	5.393076e-01	1.857177e-01	1.857177e-01	m ⁴
Cyp	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Cym	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Czp	1.261329e+00	1.720910e-01	5.095144e-01	5.095144e-01	m
Czm	9.386709e-01	2.027909e+00	1.690486e+00	1.690486e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Peri:O	7.160000e+00	1.778000e+01	1.778000e+01	1.778000e+01	m
Peri:l	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.000000e-01	2.495000e+00	2.495000e+00	2.495000e+00	m
Center:z	9.386709e-01	2.027909e+00	1.690486e+00	1.690486e+00	m
y1	-3.000000e-01	-3.000000e-01	-3.000000e-01	-3.000000e-01	m
z1	1.261329e+00	1.720910e-01	5.095144e-01	5.095144e-01	m
y2	3.000000e-01	3.000000e-01	3.000000e-01	3.000000e-01	m
z2	1.261329e+00	1.720910e-01	5.095144e-01	5.095144e-01	m
y3	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
z3	-9.386709e-01	-2.027909e+00	-1.690486e+00	-1.690486e+00	m
y4	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	m
z4	-9.386709e-01	-2.027909e+00	-1.690486e+00	-1.690486e+00	m

DB/User Composite

Section ID: 2 Name: C2

Section Type: Steel-I (Type1)

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Slab

Bc 5.265 m

tc 0.32 m

Hh 0 m

Girder

Hw 2.43 m tw 0.018 m

B1 0.6 m B2 0.8 m

Bf1 0 m Bf2 0 m

tf1 0.03 m tf2 0.04 m

Bf3 0 m tfp 0 m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec 6.16251 Ds / Dc 3.0792

Ps 0.3 Pc 0.2

Ts / Tc 1.2

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 18

Es/Ec (Shrinkage) 18

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

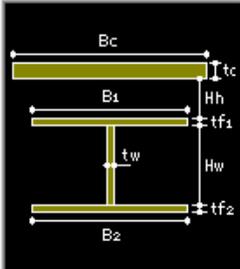
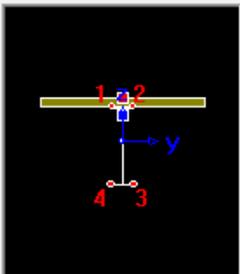
Section Properties ×

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	9.374000e-02	3.671351e-01	1.873400e-01	1.873400e-01	m ²
Asy	3.952389e-02	2.641723e-01	9.494199e-02	9.494199e-02	m ²
Asz	4.343135e-02	4.873860e-02	4.484607e-02	4.484607e-02	m ²
Ixx	2.725863e-05	5.082030e-03	1.757819e-03	1.757819e-03	m ⁴
Iyy	9.434601e-02	2.732446e-01	2.136088e-01	2.136088e-01	m ⁴
Izz	2.247848e-03	6.337956e-01	2.184656e-01	2.184656e-01	m ⁴
Cyp	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Cym	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Czp	1.430406e+00	2.460759e-01	6.357975e-01	6.357975e-01	m
Czm	1.069594e+00	2.253924e+00	1.864203e+00	1.864203e+00	m
Cyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Czb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m ²
Peri:O	7.764000e+00	1.893400e+01	1.893400e+01	1.893400e+01	m
Peri:l	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.000000e-01	2.632500e+00	2.632500e+00	2.632500e+00	m
Center:z	1.069594e+00	2.253924e+00	1.864203e+00	1.864203e+00	m
y1	-3.000000e-01	-3.000000e-01	-3.000000e-01	-3.000000e-01	m
z1	1.430406e+00	2.460759e-01	6.357975e-01	6.357975e-01	m
y2	3.000000e-01	3.000000e-01	3.000000e-01	3.000000e-01	m
z2	1.430406e+00	2.460759e-01	6.357975e-01	6.357975e-01	m
y3	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
z3	-1.069594e+00	-2.253924e+00	-1.864203e+00	-1.864203e+00	m
y4	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	m
z4	-1.069594e+00	-2.253924e+00	-1.864203e+00	-1.864203e+00	m

DB/User Composite

Section ID: Name:

Section Type:

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Slab

Bc	<input type="text" value="5.625"/>	m
tc	<input type="text" value="0.32"/>	m
Hh	<input type="text" value="0"/>	m

Girder

Hw	<input type="text" value="2.62"/>	tw	<input type="text" value="0.02"/>	m
B1	<input type="text" value="0.7"/>	B2	<input type="text" value="0.8"/>	m
Bf1	<input type="text" value="0"/>	Bf2	<input type="text" value="0"/>	m
tf1	<input type="text" value="0.04"/>	tf2	<input type="text" value="0.04"/>	m
Bf3	<input type="text" value="0"/>	tfp	<input type="text" value="0"/>	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	<input type="text" value="6.16251"/>	Ds / Dc	<input type="text" value="3.0792"/>
Ps	<input type="text" value="0.3"/>	Pc	<input type="text" value="0.2"/>
Ts / Tc	<input type="text" value="1.2"/>		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	<input type="text" value="18"/>
Es/Ec (Shrinkage)	<input type="text" value="18"/>

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

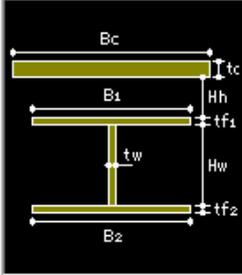
Section Properties ✕

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.124000e-01	4.044888e-01	2.124000e-01	2.124000e-01	m^2
Asy	4.957824e-02	2.876507e-01	1.039496e-01	1.039496e-01	m^2
Asz	5.231614e-02	5.723648e-02	5.292980e-02	5.292980e-02	m^2
Ixx	3.909333e-05	5.439490e-03	1.887982e-03	1.887982e-03	m^4
Iyy	1.358647e-01	3.352077e-01	2.650615e-01	2.650615e-01	m^4
Izz	2.851747e-03	7.730077e-01	2.665236e-01	2.665236e-01	m^4
Cyp	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Cym	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Czp	1.397331e+00	2.727537e-01	6.641243e-01	6.641243e-01	m
Czm	1.302669e+00	2.427246e+00	2.035876e+00	2.035876e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	8.360000e+00	2.025000e+01	2.025000e+01	2.025000e+01	m
Peri:l	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.000000e-01	2.812500e+00	2.812500e+00	2.812500e+00	m
Center:z	1.302669e+00	2.427246e+00	2.035876e+00	2.035876e+00	m
y1	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	m
z1	1.397331e+00	2.727537e-01	6.641243e-01	6.641243e-01	m
y2	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	m
z2	1.397331e+00	2.727537e-01	6.641243e-01	6.641243e-01	m
y3	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
z3	-1.302669e+00	-2.427246e+00	-2.035876e+00	-2.035876e+00	m
y4	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	m
z4	-1.302669e+00	-2.427246e+00	-2.035876e+00	-2.035876e+00	m

DB/User Composite

Section ID: Name:

Section Type:



Slab

Bc	<input type="text" value="5.58"/>	m
tc	<input type="text" value="0.26"/>	m
Hh	<input type="text" value="0"/>	m

Girder

Hw	<input type="text" value="2.82"/>	tw	<input type="text" value="0.022"/>	m
B1	<input type="text" value="0.7"/>	B2	<input type="text" value="0.9"/>	m
Bf1	<input type="text" value="0"/>	Bf2	<input type="text" value="0"/>	m
tf1	<input type="text" value="0.04"/>	tf2	<input type="text" value="0.04"/>	m
Bf3	<input type="text" value="0"/>	tfp	<input type="text" value="0"/>	m

Material

Es / Ec	<input type="text" value="6.16251"/>	Ds / Dc	<input type="text" value="3.0792"/>
Ps	<input type="text" value="0.3"/>	Pc	<input type="text" value="0.2"/>
Ts / Tc	<input type="text" value="1.2"/>		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	<input type="text" value="18"/>
Es/Ec (Shrinkage)	<input type="text" value="18"/>

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Display Centroid

FEM Equation

Offset:

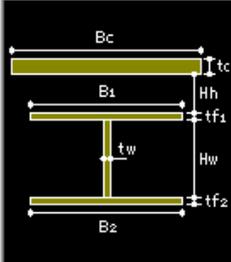
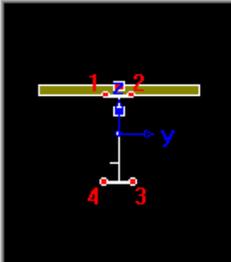
Section Properties X

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.260400e-01	3.614636e-01	2.066400e-01	2.066400e-01	m^2
Asv	5.096189e-02	2.364300e-01	8.652433e-02	8.652433e-02	m^2
Asz	6.163369e-02	6.446395e-02	6.054632e-02	6.054632e-02	m^2
Ixx	4.428443e-05	2.917760e-03	1.028052e-03	1.028052e-03	m^4
Iyy	1.709577e-01	4.014363e-01	3.086451e-01	3.086451e-01	m^4
Izz	3.575836e-03	6.144293e-01	2.127087e-01	2.127087e-01	m^4
Cyp	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Cym	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Czp	1.540765e+00	4.525849e-01	8.890825e-01	8.890825e-01	m
Czm	1.359235e+00	2.447415e+00	2.010918e+00	2.010918e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	8.956000e+00	2.063600e+01	2.063600e+01	2.063600e+01	m
Peri:I	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.500000e-01	2.790000e+00	2.790000e+00	2.790000e+00	m
Center:z	1.359235e+00	2.447415e+00	2.010918e+00	2.010918e+00	m
y1	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	m
z1	1.540765e+00	4.525849e-01	8.890825e-01	8.890825e-01	m
y2	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	m
z2	1.540765e+00	4.525849e-01	8.890825e-01	8.890825e-01	m
y3	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z3	-1.359235e+00	-2.447415e+00	-2.010918e+00	-2.010918e+00	m
y4	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z4	-1.359235e+00	-2.447415e+00	-2.010918e+00	-2.010918e+00	m

DB/User Composite

Section ID: Name:

Section Type:

FEM Equation

Offset: Center-Top

Slab

Bc	<input type="text" value="5.473"/>	m
tc	<input type="text" value="0.32"/>	m
Hh	<input type="text" value="0"/>	m

Girder

Hw	<input type="text" value="2.92"/>	tw	<input type="text" value="0.026"/>	m
B1	<input type="text" value="0.9"/>	B2	<input type="text" value="1"/>	m
Bf1	<input type="text" value="0"/>	Bf2	<input type="text" value="0"/>	m
tf1	<input type="text" value="0.04"/>	tf2	<input type="text" value="0.065"/>	m
Bf3	<input type="text" value="0"/>	tfp	<input type="text" value="0"/>	m

Material

Es / Ec	<input type="text" value="6.16251"/>	Ds / Dc	<input type="text" value="3.0792"/>
Ps	<input type="text" value="0.3"/>	Pc	<input type="text" value="0.2"/>
Ts / Tc	<input type="text" value="1.2"/>		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	<input type="text" value="18"/>
Es/Ec (Shrinkage)	<input type="text" value="18"/>

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

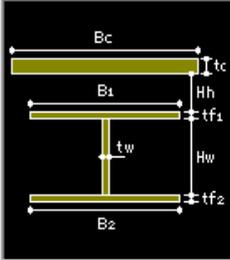
Section Properties

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.769200e-01	4.611159e-01	2.742178e-01	2.742178e-01	m^2
Asy	8.401109e-02	2.923718e-01	1.107444e-01	1.107444e-01	m^2
Asz	7.585168e-02	8.147570e-02	7.686979e-02	7.686979e-02	m^2
Ixx	1.281566e-04	5.382623e-03	1.927084e-03	1.927084e-03	m^4
Iyy	2.668068e-01	6.658492e-01	4.959714e-01	4.959714e-01	m^4
Izz	7.850943e-03	7.172448e-01	2.507202e-01	2.507202e-01	m^4
Cyp	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	m
Cym	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	m
Czp	1.747188e+00	5.717460e-01	1.070481e+00	1.070481e+00	m
Czm	1.277812e+00	2.453254e+00	1.954519e+00	1.954519e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	9.798000e+00	2.138400e+01	2.138400e+01	2.138400e+01	m
Peri:l	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	5.000000e-01	2.736500e+00	2.736500e+00	2.736500e+00	m
Center:z	1.277812e+00	2.453254e+00	1.954519e+00	1.954519e+00	m
y1	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z1	1.747188e+00	5.717460e-01	1.070481e+00	1.070481e+00	m
y2	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z2	1.747188e+00	5.717460e-01	1.070481e+00	1.070481e+00	m
y3	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	5.000000e-01	m
z3	-1.277812e+00	-2.453254e+00	-1.954519e+00	-1.954519e+00	m
y4	-5.000000e-01	-5.000000e-01	-5.000000e-01	-5.000000e-01	m
z4	-1.277812e+00	-2.453254e+00	-1.954519e+00	-1.954519e+00	m

DB/User Composite

Section ID: Name:

Section Type:



Slab

Bc	<input type="text" value="5.57"/>	m
tc	<input type="text" value="0.32"/>	m
Hh	<input type="text" value="0"/>	m

Girder

Hw	<input type="text" value="2.92"/>	tw	<input type="text" value="0.022"/>	m
B1	<input type="text" value="0.7"/>	B2	<input type="text" value="0.9"/>	m
Bf1	<input type="text" value="0"/>	Bf2	<input type="text" value="0"/>	m
tf1	<input type="text" value="0.04"/>	tf2	<input type="text" value="0.04"/>	m
Bf3	<input type="text" value="0"/>	tfp	<input type="text" value="0"/>	m

Material

Es / Ec	<input type="text" value="6.16251"/>	Ds / Dc	<input type="text" value="3.0792"/>
Ps	<input type="text" value="0.3"/>	Pc	<input type="text" value="0.2"/>
Ts / Tc	<input type="text" value="1.2"/>		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	<input type="text" value="18"/>
Es/Ec (Shrinkage)	<input type="text" value="18"/>

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Section Properties

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.282400e-01	4.174728e-01	2.272622e-01	2.272622e-01	m^2
Asy	5.095965e-02	2.856863e-01	1.036933e-01	1.036933e-01	m^2
Asz	6.377110e-02	6.877495e-02	6.423511e-02	6.423511e-02	m^2
Ixx	4.463936e-05	5.392232e-03	1.875450e-03	1.875450e-03	m^4
Iyy	1.847456e-01	4.600318e-01	3.571677e-01	3.571677e-01	m^4
Izz	3.575924e-03	7.513608e-01	2.595888e-01	2.595888e-01	m^4
Cyp	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Cym	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
Czp	1.592327e+00	3.782827e-01	8.288067e-01	8.288067e-01	m
Czm	1.407673e+00	2.621717e+00	2.171193e+00	2.171193e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	9.156000e+00	2.093600e+01	2.093600e+01	2.093600e+01	m
Peri:l	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.500000e-01	2.785000e+00	2.785000e+00	2.785000e+00	m
Center:z	1.407673e+00	2.621717e+00	2.171193e+00	2.171193e+00	m
y1	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	m
z1	1.592327e+00	3.782827e-01	8.288067e-01	8.288067e-01	m
y2	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	m
z2	1.592327e+00	3.782827e-01	8.288067e-01	8.288067e-01	m
y3	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	4.500000e-01	m
z3	-1.407673e+00	-2.621717e+00	-2.171193e+00	-2.171193e+00	m
y4	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	-4.500000e-01	m
z4	-1.407673e+00	-2.621717e+00	-2.171193e+00	-2.171193e+00	m

DB/User Composite

Section ID: Name:

Section Type:

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Top

Slab

Bc	<input type="text" value="5.625"/>	m
tc	<input type="text" value="0.32"/>	m
Hh	<input type="text" value="0"/>	m

Girder

Hw	<input type="text" value="2.92"/>	tw	<input type="text" value="0.02"/>	m
B1	<input type="text" value="0.7"/>	B2	<input type="text" value="0.8"/>	m
Bf1	<input type="text" value="0"/>	Bf2	<input type="text" value="0"/>	m
tf1	<input type="text" value="0.04"/>	tf2	<input type="text" value="0.04"/>	m
Bf3	<input type="text" value="0"/>	tfp	<input type="text" value="0"/>	m

Material

Es / Ec	<input type="text" value="6.16251"/>	Ds / Dc	<input type="text" value="3.0792"/>
Ps	<input type="text" value="0.3"/>	Pc	<input type="text" value="0.2"/>
Ts / Tc	<input type="text" value="1.2"/>		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep)	<input type="text" value="18"/>
Es/Ec (Shrinkage)	<input type="text" value="18"/>

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Section Properties X

	Value(Before)	Value(After)	Long Term	Shrinkage	Unit
Area	1.184000e-01	4.104888e-01	2.184000e-01	2.184000e-01	m^2
Asy	4.955707e-02	2.876537e-01	1.039502e-01	1.039502e-01	m^2
Asz	5.815908e-02	6.284002e-02	5.872174e-02	5.872174e-02	m^2
Ixx	3.989333e-05	5.440290e-03	1.888782e-03	1.888782e-03	m^4
Iyy	1.726311e-01	4.214764e-01	3.320071e-01	3.320071e-01	m^4
Izz	2.851947e-03	7.730079e-01	2.665238e-01	2.665238e-01	m^4
Cyp	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Cym	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
Czp	1.550000e+00	3.332266e-01	7.670330e-01	7.670330e-01	m
Czm	1.450000e+00	2.666773e+00	2.232967e+00	2.232967e+00	m
Qyb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Qzb	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m^2
Peri:O	8.960000e+00	2.085000e+01	2.085000e+01	2.085000e+01	m
Peri:l	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	0.000000e+00	m
Center:y	4.000000e-01	2.812500e+00	2.812500e+00	2.812500e+00	m
Center:z	1.450000e+00	2.666773e+00	2.232967e+00	2.232967e+00	m
y1	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	-3.500000e-01	m
z1	1.550000e+00	3.332266e-01	7.670330e-01	7.670330e-01	m
y2	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	3.500000e-01	m
z2	1.550000e+00	3.332266e-01	7.670330e-01	7.670330e-01	m
y3	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	4.000000e-01	m
z3	-1.450000e+00	-2.666773e+00	-2.232967e+00	-2.232967e+00	m
y4	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	-4.000000e-01	m
z4	-1.450000e+00	-2.666773e+00	-2.232967e+00	-2.232967e+00	m

12. STATO DI SOLLECITAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano gli involuipi delle componenti di sollecitazione delle travi principali per le condizioni di carico principali considerate.

12.1. TRAVI D'IMPALCATO

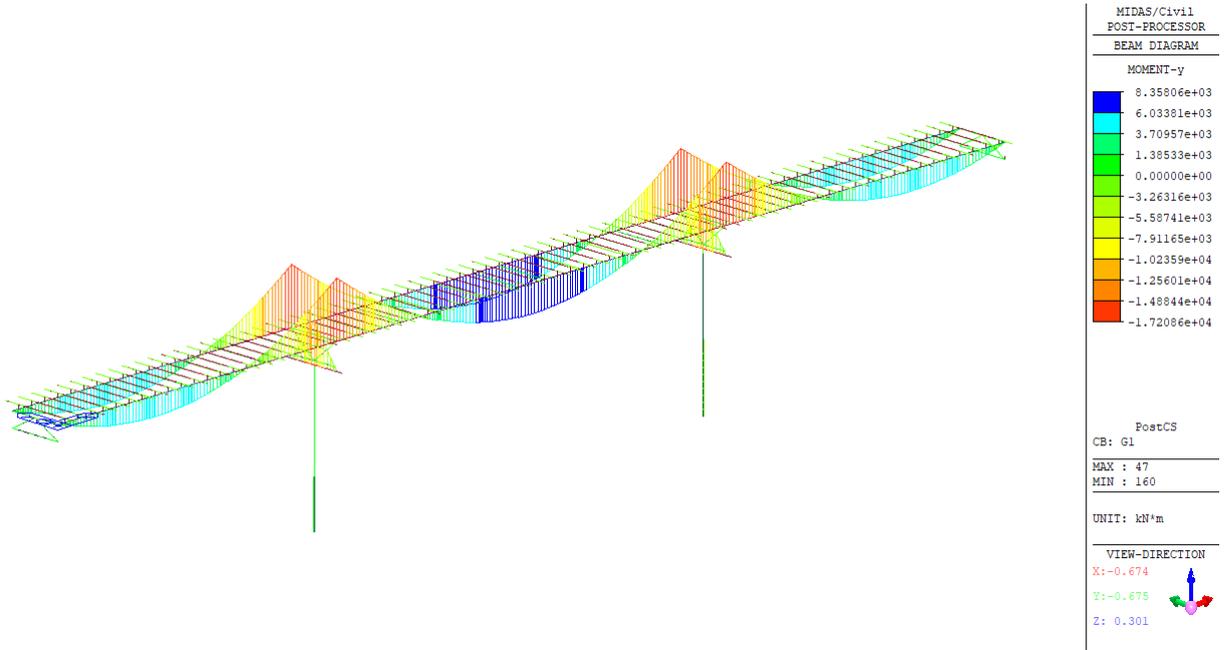


Figure 1 g1- momento flettente

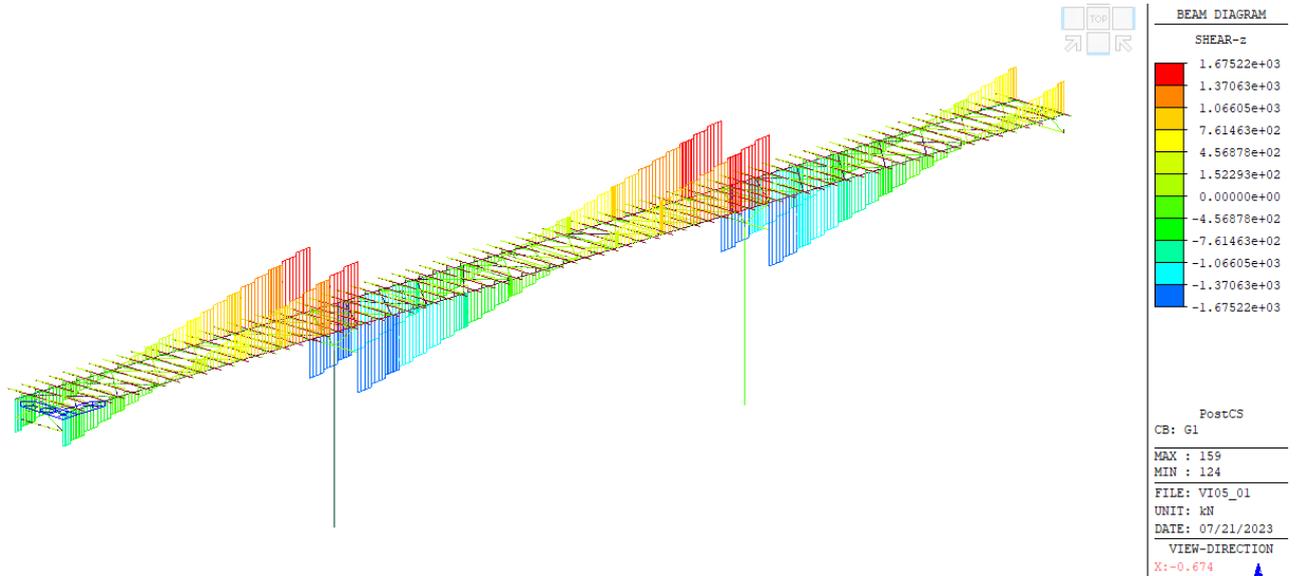


Figure 2 g1- sforzo di taglio

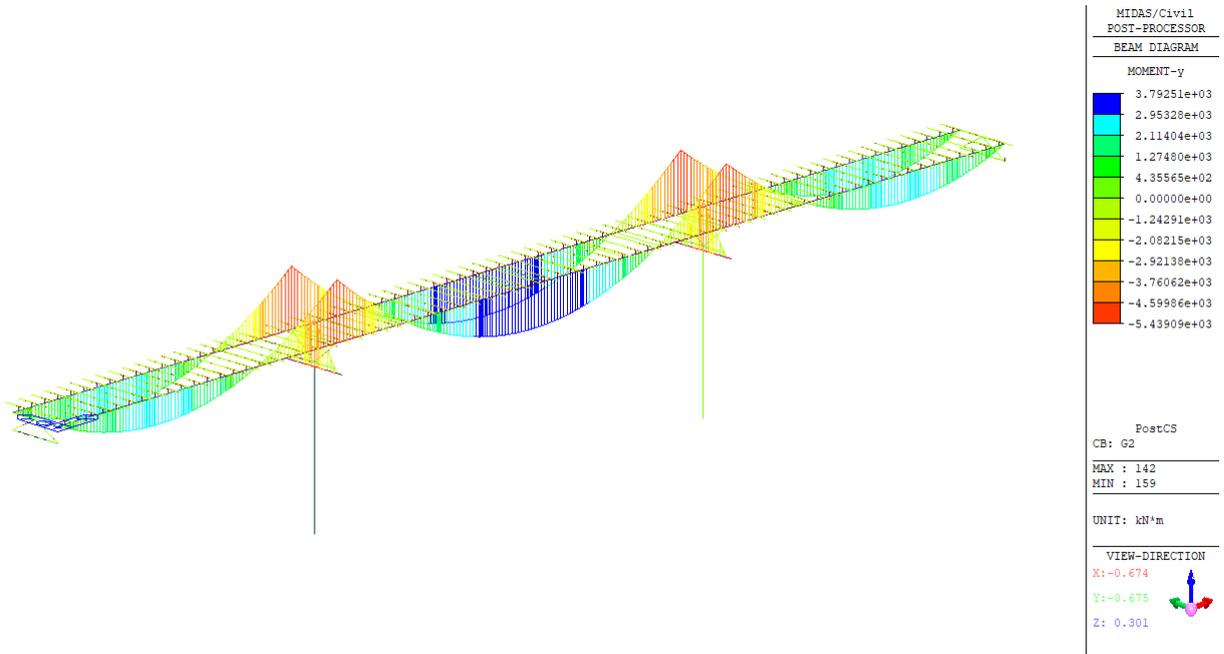


Figure 3 g2 – momento flettente

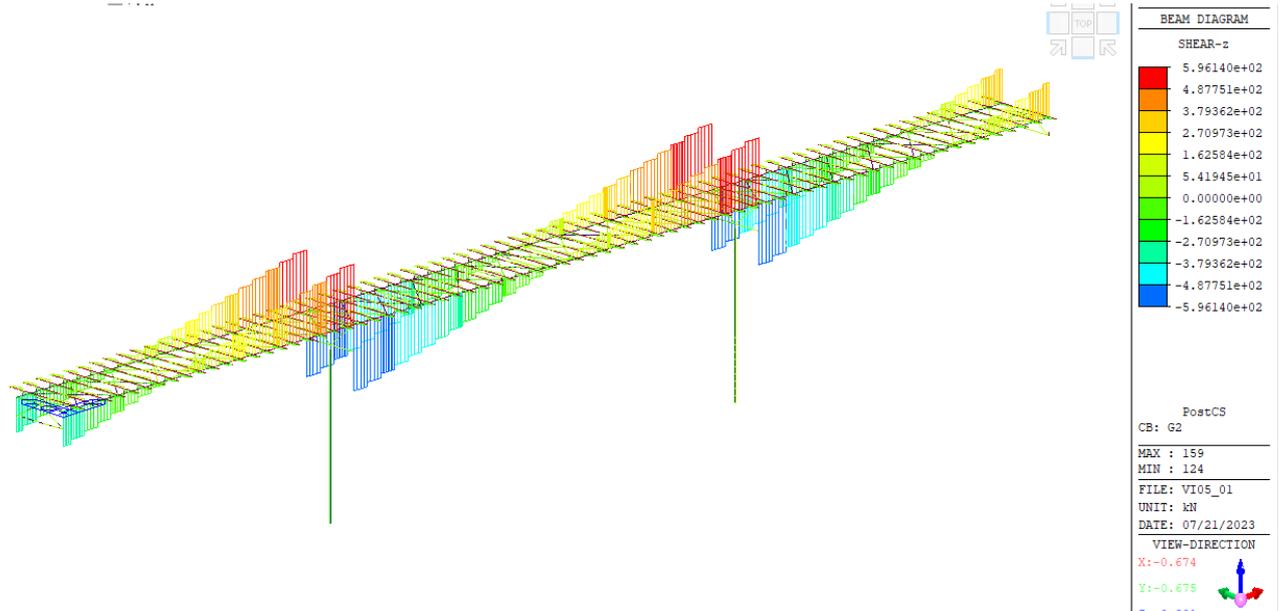


Figure 4 g2 – sforzo di taglio

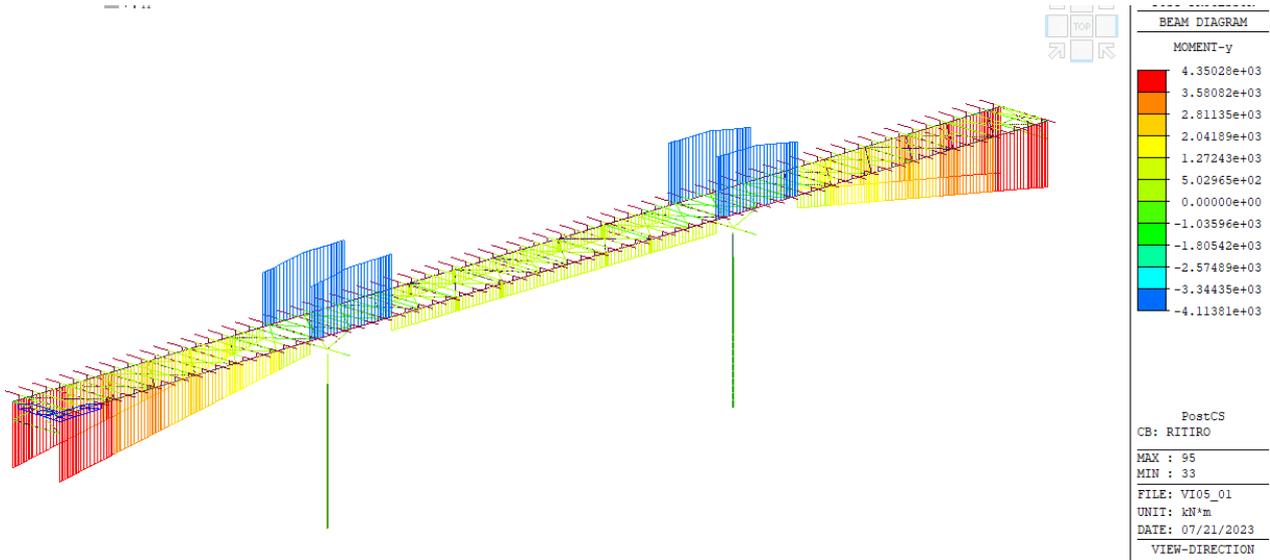


Figure 5 ritiro – momento flettente

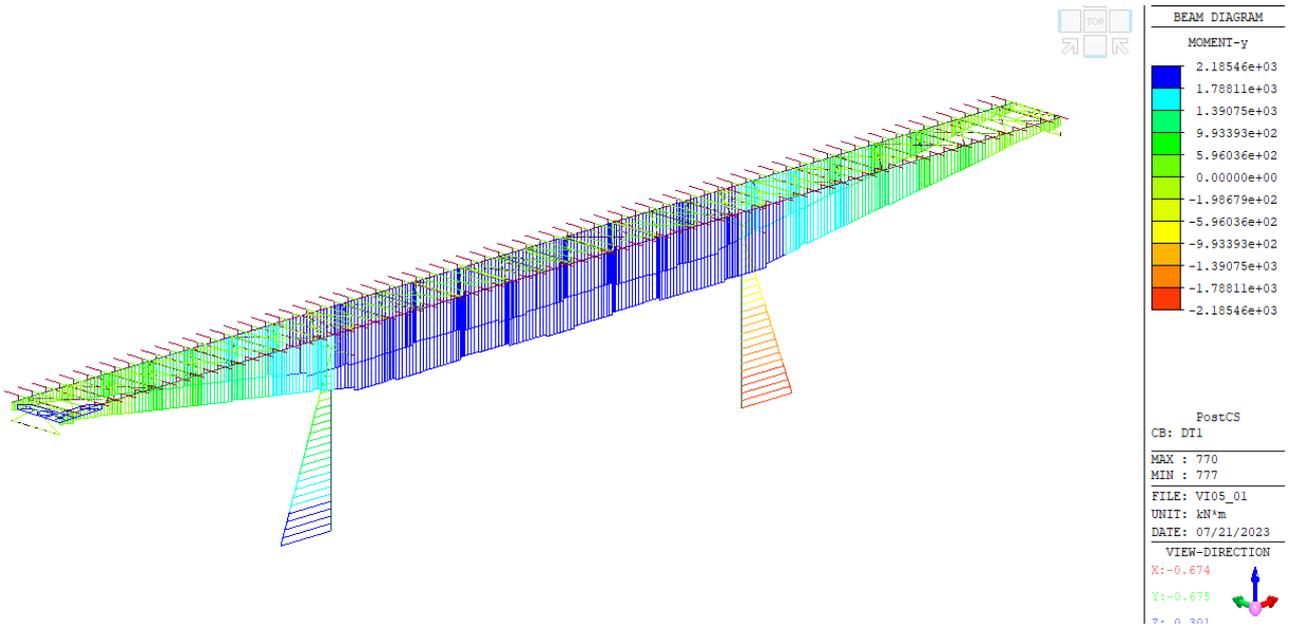


Figure 6 variazione termica positiva – momento flettente

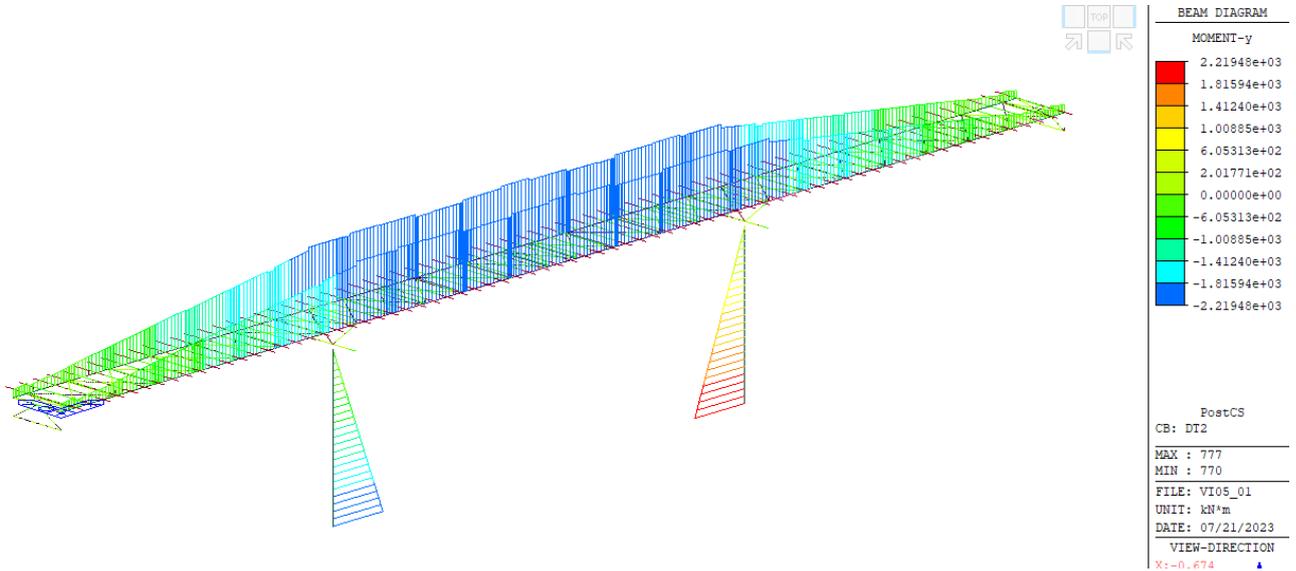


Figure 7 variazione termica negativa – momento flettente

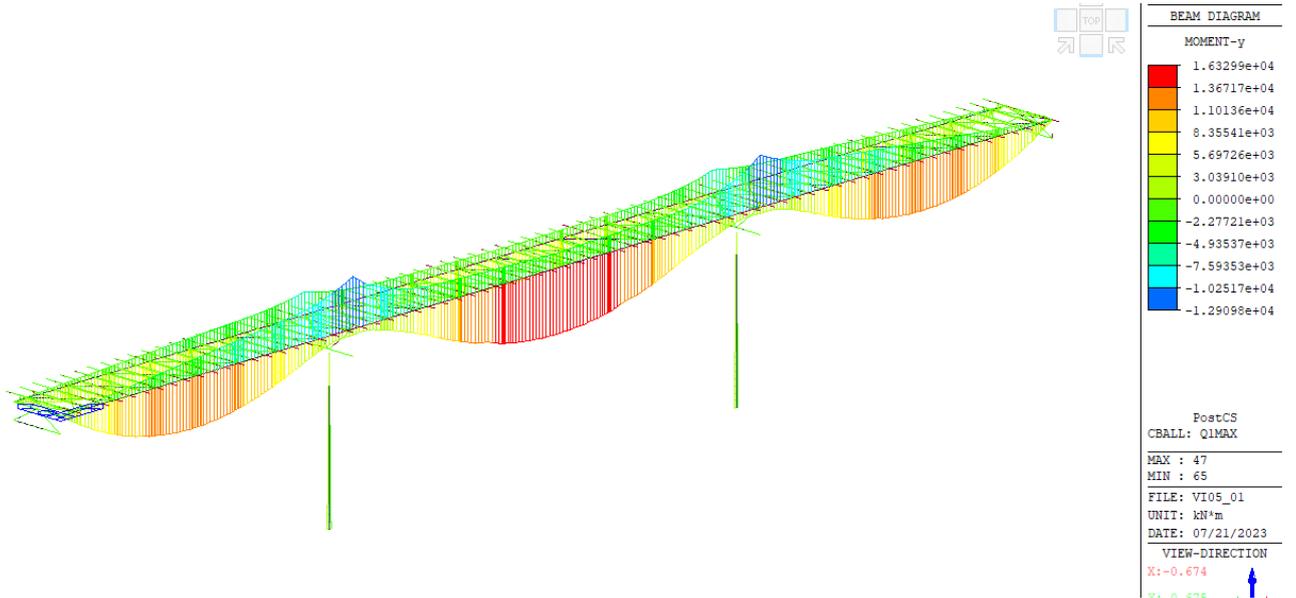


Figure 8 involucro dei carichi mobili – massimo carico – momento flettente

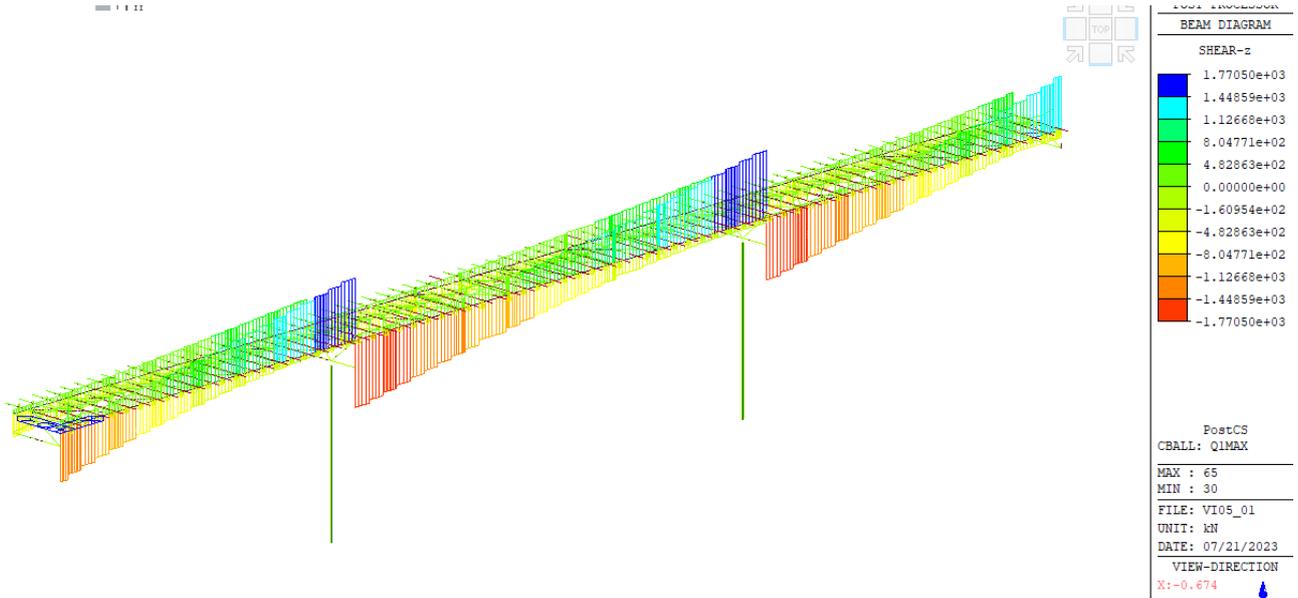


Figure 9 involucri dei carichi mobili – massimo carico – sforzo di taglio

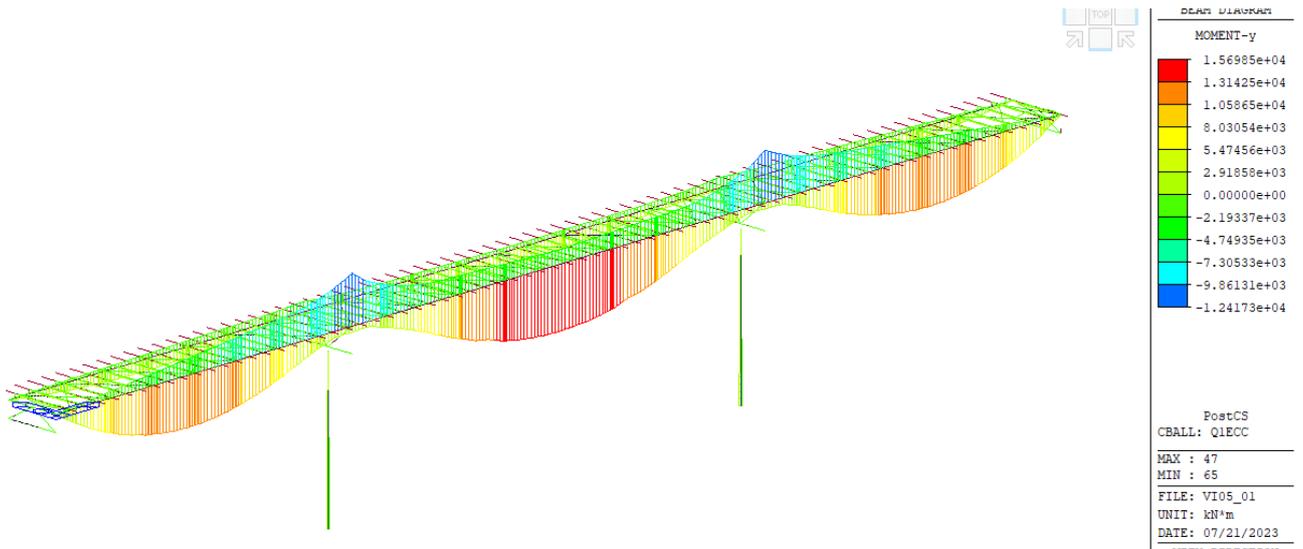


Figure 10 involucri dei carichi mobili – massimo carico eccentrico– momento flettente

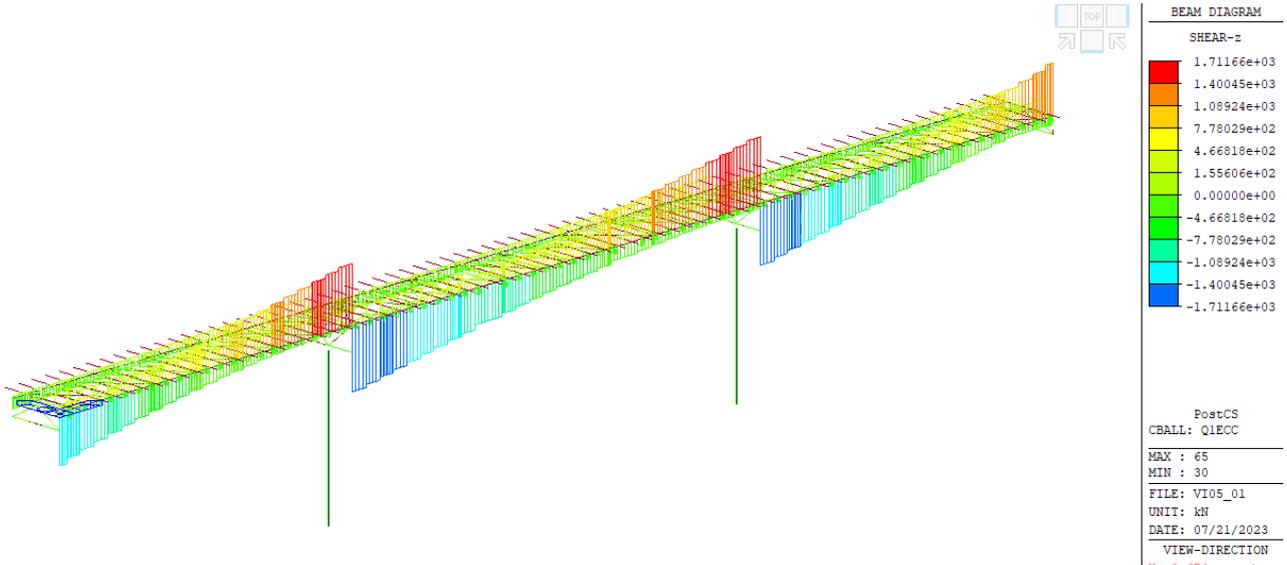


Figure 11 involucro dei carichi mobili – massimo carico eccentrico – sforzo di taglio

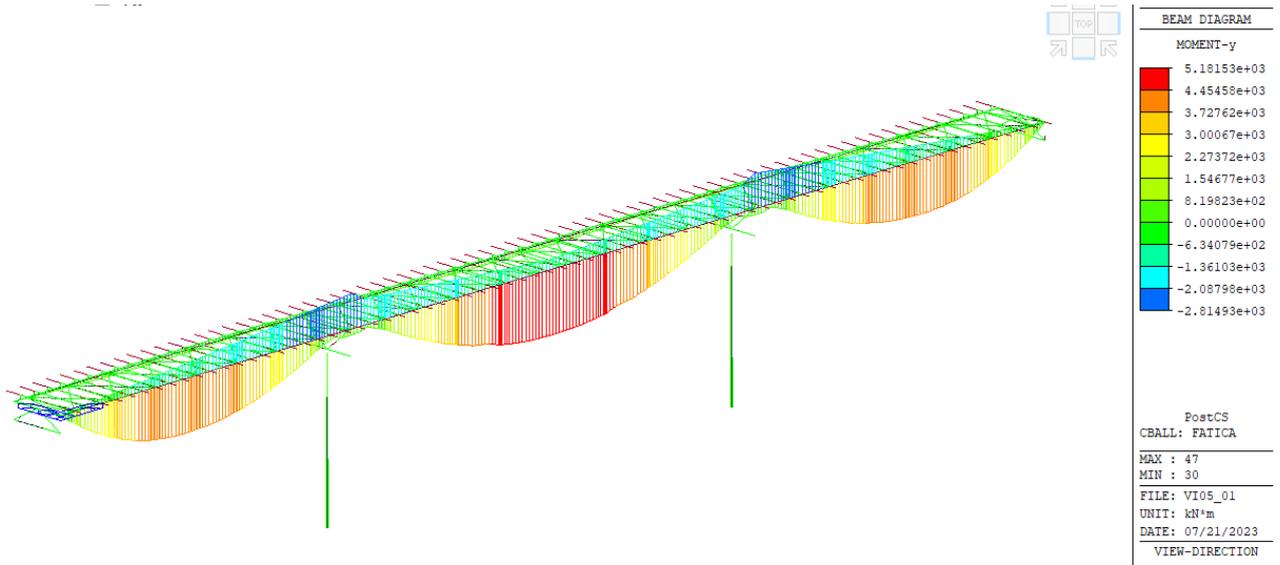


Figure 12 involucro dei carichi mobili di fatica – momento flettente

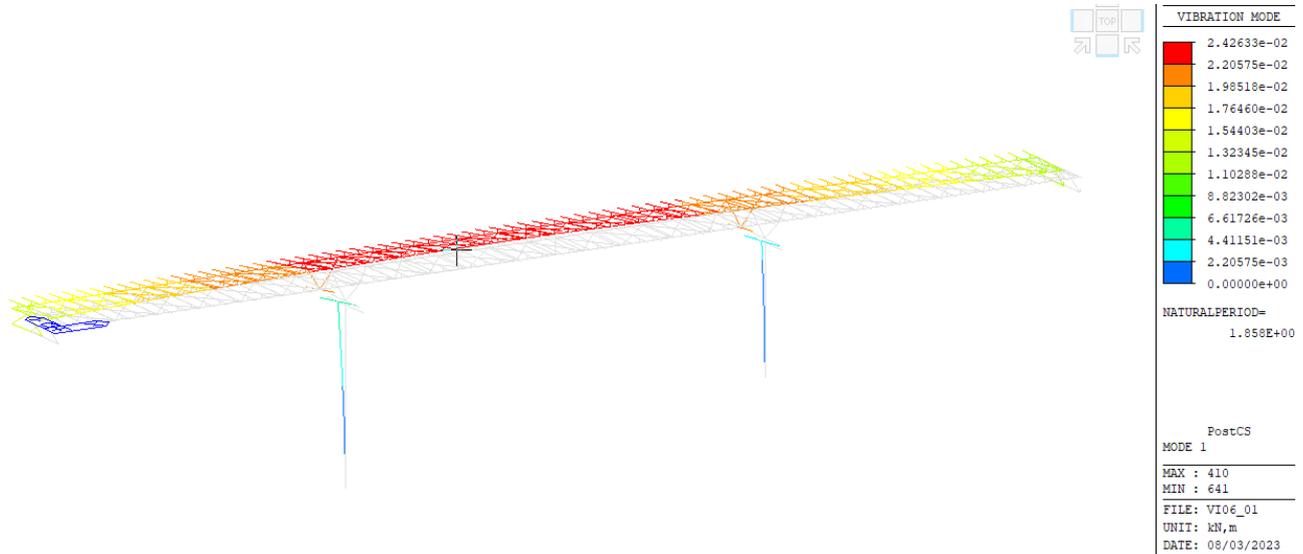
13. ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA

Come indicato nel paragrafo 7.12, l'analisi è stata effettuata tramite la definizione della modifica delle proprietà dei dispositivi di vincolo attraverso le due soglie limiti UBDP (Upper bound design properties) ed LBDB (lower bound design properties),

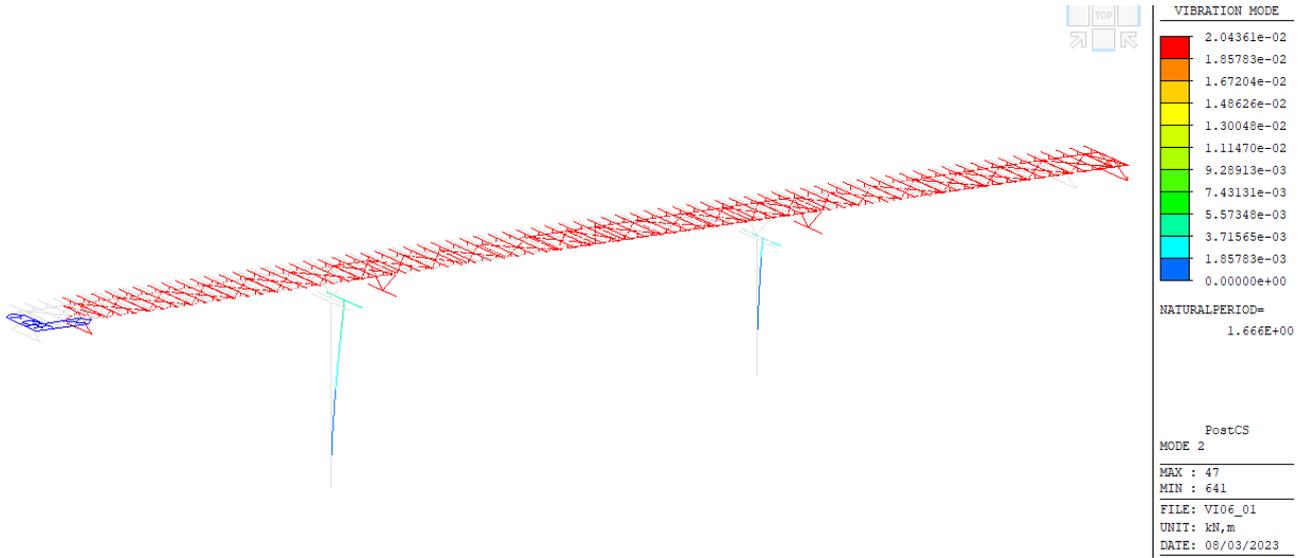
Rigidezza	pila	spalla
Rigidezza nominale appoggio	3.08	3.17 kN/mm
Rigidezza eq.appoggio LBDB	2.464	2.536 kN/mm
Rigidezza eq.appoggio UBDP	4.62	4.755 kN/mm

L'analisi UBDP è associata allo spettro SLV per rendere massima la sollecitazione sulle strutture, La condizione LBDB invece è associata allo spettro SLC per valutare lo spostamento massimo dei dispositivi.

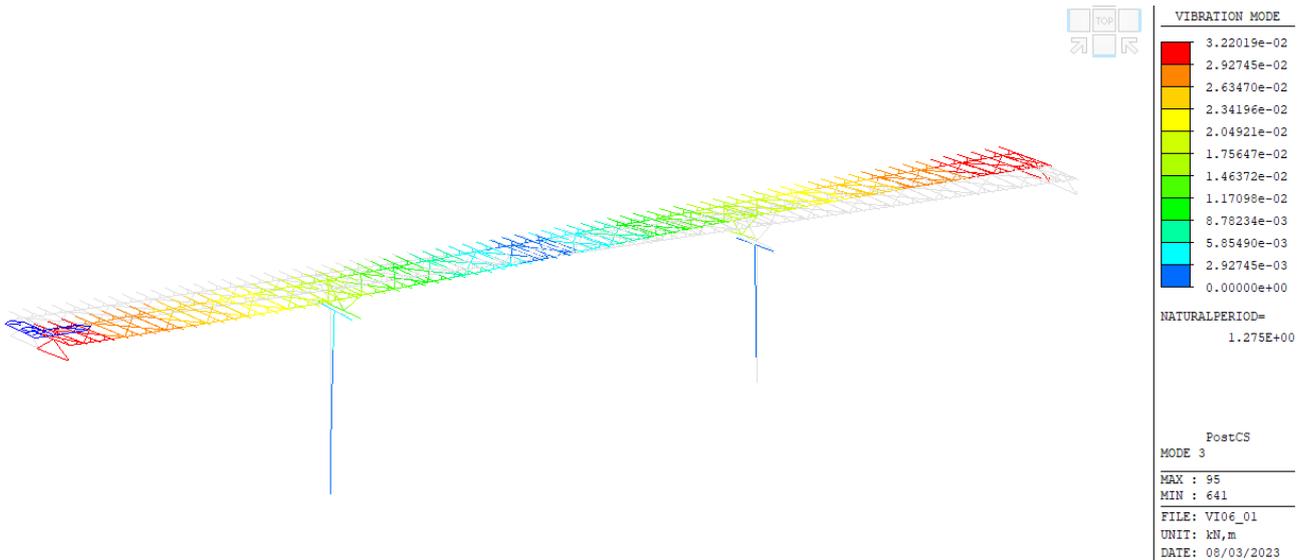
Si illustrano le deformate associate ai modi di vibrare piani più significativi, determinati mediante l'analisi modale:



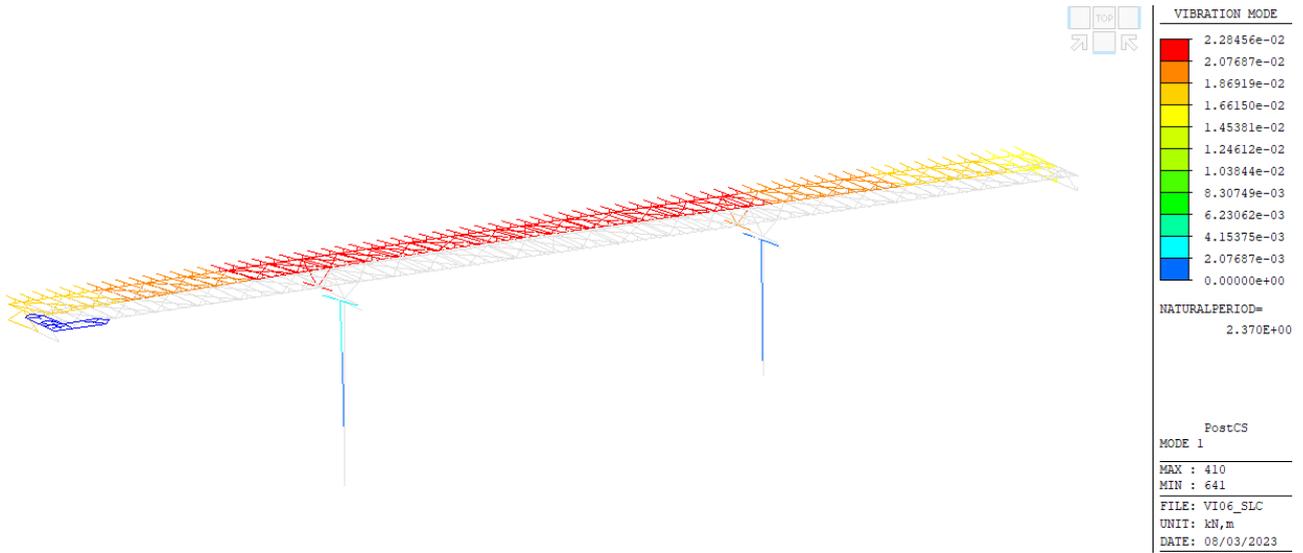
UBDP - Modo di vibrare n.1 - Traslazionale in Y - T=1.858 s



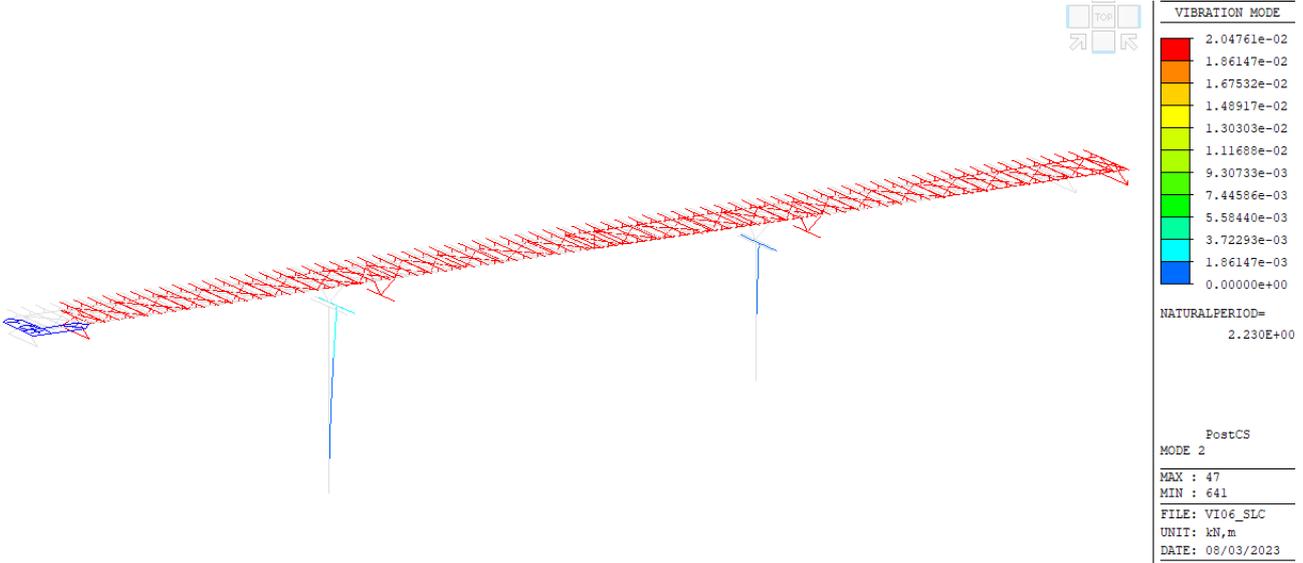
UBDP - Modo di vibrare n.2 - Traslazionale in X - T=1.666 s



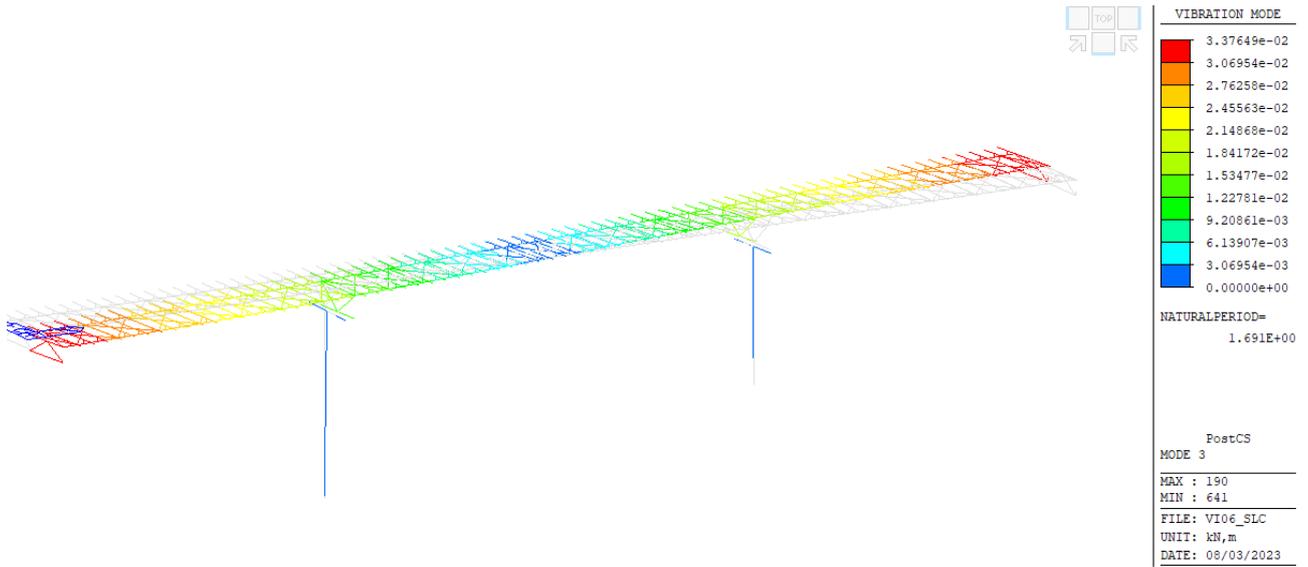
UBDP - Modo di vibrare n.3 - Rotazionale in Z - T=1.275 s



LBDP - Modo di vibrare n.1 - Traslazionale in Y - T=2.37 s



LBDP - Modo di vibrare n.2 - Traslazionale in X - T=2.23 s



LBDP - Modo di vibrare n.3 - Rotazionale in Z - T=1.69 s

Come prescritto dalle NTC2018 al par.7.3.3.1, si è determinato, tramite calcolo agli autovalori, un numero di modi di vibrare sufficiente da attivare l'85% della massa delle strutture in elevazione.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT					
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.00	0.00	75.04	75.04	
2	75.32	75.32	0.00	75.04	
3	0.00	75.32	0.02	75.06	
4	0.00	75.32	0.49	75.56	
5	0.00	75.32	0.00	75.56	
6	0.00	75.32	1.18	76.74	
7	0.00	75.32	4.58	81.32	
8	8.41	83.74	0.00	81.32	
9	0.00	83.74	1.21	82.53	
10	0.00	83.74	0.57	83.10	
11	0.00	83.74	0.00	83.10	
12	0.00	83.74	0.22	83.33	
13	0.00	83.74	0.00	83.33	
14	8.10	91.84	0.00	83.33	
15	0.00	91.84	6.93	90.26	
16	0.00	91.84	0.02	90.28	
17	0.00	91.84	0.01	90.29	
18	0.00	91.84	0.00	90.29	
19	0.00	91.84	0.00	90.29	
20	0.00	91.84	0.01	90.30	
21	0.00	91.84	1.10	91.40	
22	0.00	91.84	0.00	91.40	
23	0.00	91.84	0.77	92.17	
24	0.00	91.84	0.00	92.17	
25	0.00	91.84	0.00	92.17	
26	0.00	91.84	0.00	92.17	
27	0.00	91.84	1.25	93.42	
28	0.00	91.84	0.00	93.42	
29	0.00	91.84	0.00	93.42	
30	0.00	91.84	0.00	93.42	
31	0.00	91.84	0.00	93.42	
32	0.00	91.84	0.00	93.42	
33	0.00	91.84	0.00	93.43	
34	0.00	91.84	0.00	93.43	
35	0.00	91.84	0.00	93.43	
36	0.00	91.84	0.00	93.43	
37	0.00	91.84	0.05	93.48	

	38	0.00	91.84	0.00	93.48
	39	0.00	91.84	0.00	93.48
	40	0.00	91.84	0.00	93.49

14. APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

Per la presente opera si adottano isolatori elastomerici, con schema appoggi che prevede l'isolamento delle sottostrutture.

Si riportano le azioni sugli appoggi per le condizioni di carico più significative, gli elementi 1-2 si riferiscono alla spalla, 3-4 alla pile:

No.	Load	Axial (kN)
1	G1-acciaio	-192
2	G1-acciaio	-192
3	G1-acciaio	-735
4	G1-acciaio	-735
5	G1-acciaio	-835
6	G1-acciaio	-835
1	G1-soletta	-496
2	G1-soletta	-496
3	G1-soletta	-1679
4	G1-soletta	-1679
5	G1-soletta	-1803
6	G1-soletta	-1803
1	G2-pavimentazione	-193
2	G2-pavimentazione	-193
3	G2-pavimentazione	-652
4	G2-pavimentazione	-652
5	G2-pavimentazione	-695
6	G2-pavimentazione	-695
1	G2-cordoli	-108
2	G2-cordoli	-108
3	G2-cordoli	-379
4	G2-cordoli	-379
5	G2-cordoli	-427
6	G2-cordoli	-427
1	G2-barriere	-20
2	G2-barriere	-20
3	G2-barriere	-71
4	G2-barriere	-71
5	G2-barriere	-80
6	G2-barriere	-80
1	G2-accessori	-20
2	G2-accessori	-9
3	G2-accessori	-69
4	G2-accessori	-33
5	G2-accessori	-76

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



6	G2-accessori	-38
1	q1max(min)	-1436
2	q1max(min)	-481
3	q1max(min)	-2522
4	q1max(min)	-947
5	q1max(min)	-2607
6	q1max(min)	-1144

Tali apparecchi sono stati scelti alla luce dei valori massimi delle reazioni vincolari verticali massime (COMB. SLU e SISMICHE) sugli appoggi emersi dal calcolo, e precisamente:

	comb.	N (kN)
spalla	SLU1(min)	-3564
pila	SLU14(min)	-10159

Si adottano apparecchi tipo FIP SI N 700-108 ($K_e=3.08$ kN/mm, $K_v=2617$ kN/mm) sulle pile e SI H 550/105 ($K_e=3.17$ kN/mm, $K_v=2103$ kN/mm) sulle spalle.

Riguardo al dimensionamento dei giunti, si è considerata la combinazione dello spostamento relativo spalla-impalcato e della dilatazione termica lineare combinata al 50% dell'impalcato stesso.

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DX+0.3DY	DX-0.3DY	Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DX+0.3DY	DX-0.3DY	Δ_{tot} (mm)	temperatura 50%	Δ_{max} (mm)
642	sismax	0.0	0.0	0.0	0.0	635	sismax	172.1	10.5	173.3	55.9	182.0	17.8	199.9
	sismay	0.0	0.0	0.0	0.0		sismay	3.9	151.1	55.4	154.2	163.9	17.8	181.7
641	sismax	0.0	0.0	0.0	0.0	633	sismax	171.7	10.5	172.9	55.9	181.7	17.8	199.5
	sismay	0.0	0.0	15.0	0.9		sismay	3.9	151.1	55.6	155.0	159.3	17.8	177.1
646	sismax	50.0	3.0	50.0	15.9	638	sismax	172.4	13.0	173.1	68.8	134.0	7.1	141.1
	sismay	0.0	43.0	15.0	43.9		sismay	2.3	186.1	54.0	190.0	151.2	7.1	158.4
645	sismax	50.0	3.0	50.0	15.9	637	sismax	172.2	13.0	172.9	68.8	133.8	7.1	140.9
	sismay	0.0	43.0	7.1	43.4		sismay	2.3	186.1	54.0	189.9	153.8	7.1	161.0
648	sismax	23.5	1.4	23.5	7.4	640	sismax	172.1	12.7	173.0	67.2	160.9	6.8	167.8
	sismay	0.0	20.1	7.1	20.5		sismay	2.9	181.7	54.6	185.5	171.7	6.8	178.5
647	sismax	23.5	1.4	23.5	7.4	639	sismax	172.3	12.7	173.2	67.2	161.2	6.8	168.0
	sismay	0.0	20.1	0.0	20.1		sismay	2.9	181.7	2.9	181.7	161.7	6.8	168.5

Si è pertanto ottenuto:

$$\delta_{SIS} = \pm 182 \text{ mm} \quad \text{SISMA SLC}$$

$$0.50 \times \delta_T = \pm 17.8 \text{ mm}$$

da cui:

$$\delta_{TOT} = \delta_{SIS} + 0.50\delta_T = 182 + 17.8 = \pm 199 \text{ mm}$$

Si adottano pertanto giunti con capacità di scorrimento superiore a ± 200 mm.

15. STATO DI DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO

Analizzando i valori degli spostamenti verticali delle travi principali dell'impalcato, si ottiene:

$$\delta_{z2} = 89\text{mm} < L/400=150\text{mm} \quad (\text{solì carichi da traffico})$$

spostamenti compatibili con la tipologia di struttura in esame.

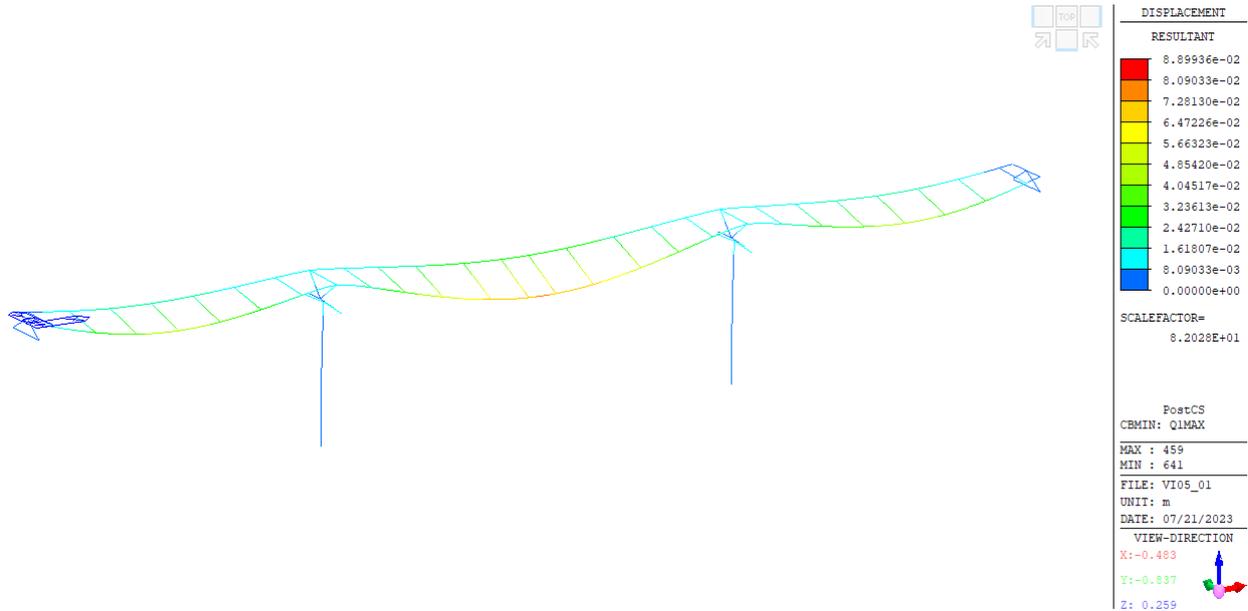


Figura 6 DZ2 Carichi traffico

16. VERIFICHE STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU effettuate per gli elementi caratteristici dei conci strutturali che compongono la travata.

Per effettuare la verifica, viene prima fatta la classificazione della sezione in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \frac{\theta_r}{\theta_y} - 1$$

essendo θ_r e θ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

Classe1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;

Classe2: la sezione può sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$;

Classe3: sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;

Classe4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi viene fornita dalla NTC2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima). Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi e dallo stato tensionale; quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

La tipologia di verifica da eseguire dipende dalla classificazione della sezione:

- Per le classi 1 e 2 si esegue una verifica plastica;
- Per la classe 3 si esegue una verifica elastica con la geometria reale della sezione;
- Per la classe 4 si esegue una verifica elastica con la geometria efficace della sezione;

Nell'eventualità in cui la sezione sia passibile di fenomeni di instabilità locale (classe 4), tali effetti vengono implicitamente incorporati nella definizione della cosiddetta "geometria efficace" della sezione. Non è quindi più richiesto dalla norma il rispetto di criteri geometrico/tensionali (si veda

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



procedura illustrata in UNI EN 1993-1-5:2007). Per le sezioni ricadenti in classe 3 o inferiore il fenomeno è scongiurato, poiché la sezione è in grado di raggiungere il almeno il momento resistente elastico della intera sezione senza decurtazioni.

16.1. VERIFICA DI RESISTENZA

Si riportano di seguito delle tabelle sintetiche di verifica, per i concetti più significativi di mezzeria di campata e in appoggio viene riportata la verifica estesa.

La dicitura delle condizioni di azioni è la seguente

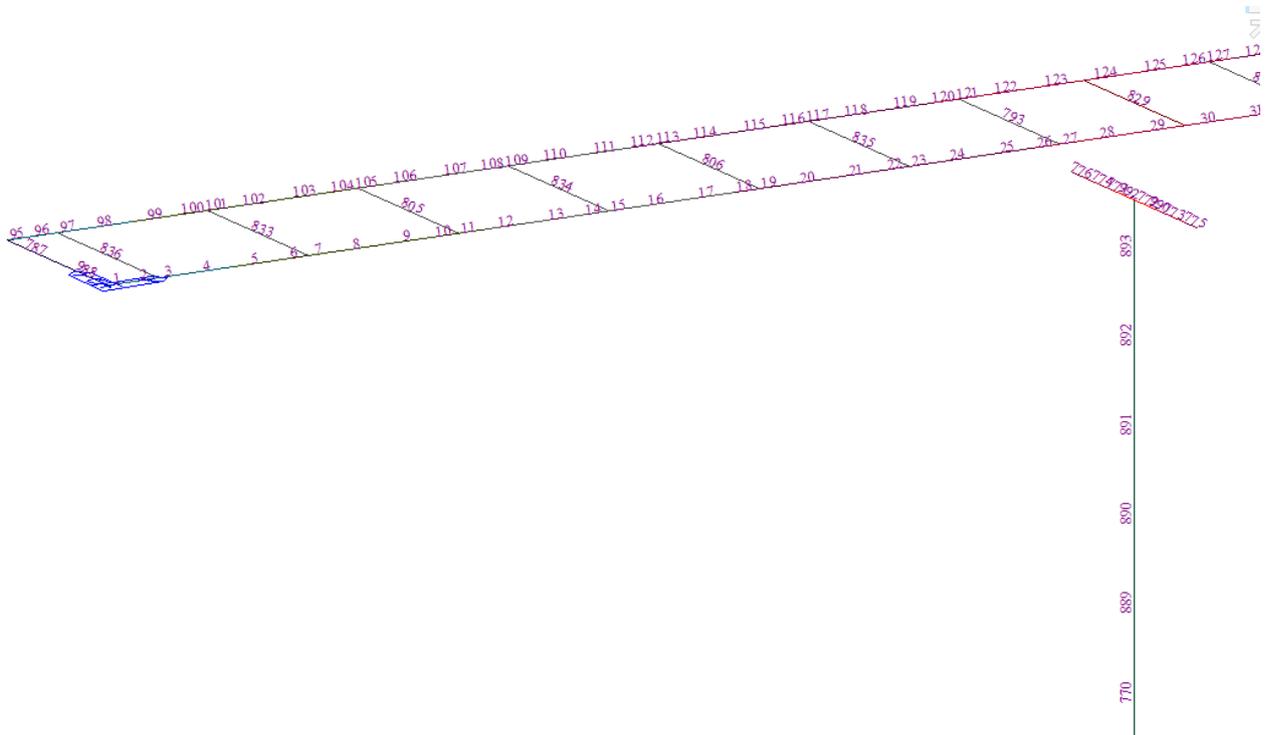
- g1 peso proprio delle strutture
- g2 carichi permanenti portati
- Cedimenti distorsioni di progetto
- Ritiro ritiro del calcestruzzo
- dt variazioni termiche differenziali: Acciaio-cls.
- $\epsilon 4$ effetti viscosi
- Cedimenti cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 : carichi mobili
- freno: azioni longitudinali di frenamento
- vento azioni del vento

Si riportano di seguito le combinazioni di verifica adottate:

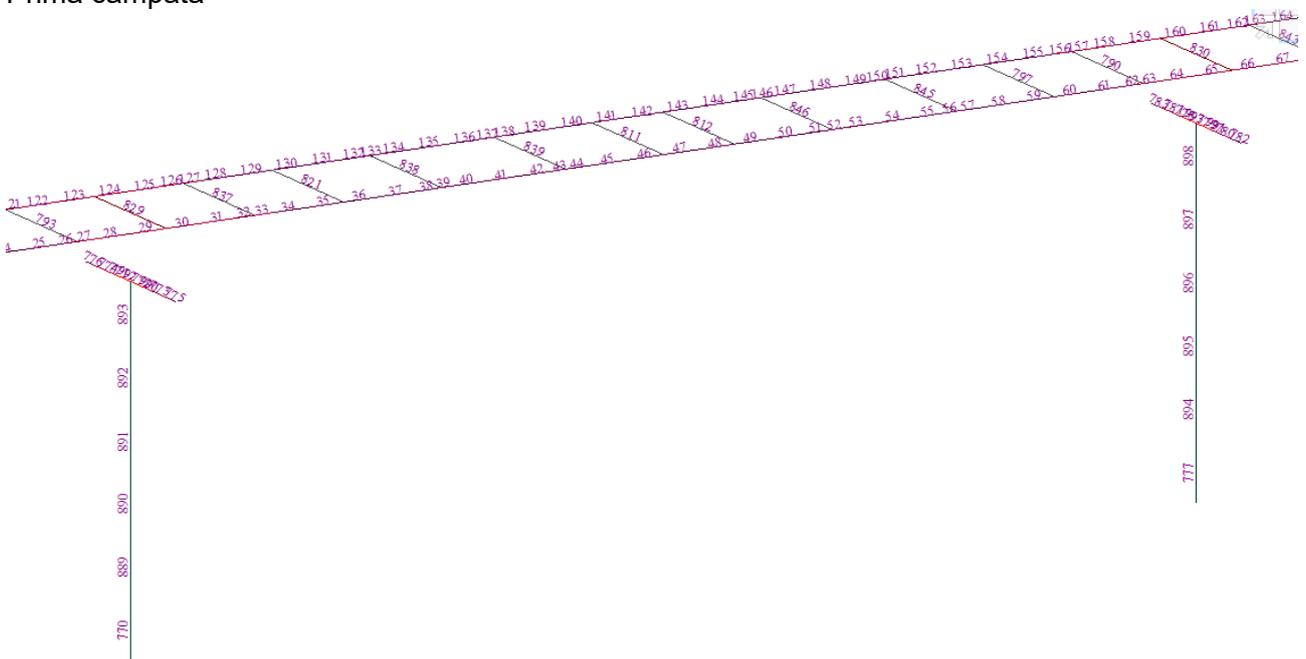
```
NAME=SLU1, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU2, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU3, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU4, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU5, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU6, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, 0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU7, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt1, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU8, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
    CBS, vento, -0.9, CBS, dt2, 0.9, CBS, qlecc, 1.35
NAME=SLU9, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
    CBS, dt1, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU10, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
    CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
```

CBS, dt2, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU11, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt1, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU12, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt2, 0.9, CBS, qlmax, 1.35, CBS, freno, 1.35
NAME=SLU13, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
CBS, dt1, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU14, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
CBS, dt2, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU15, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt1, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU16, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, dt2, 1.5, CBS, qlmax, 1.35
NAME=SLU17, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1.35, CBS, g2, 1.5, CBS, Ritiro, 1.2, CBS, cedimenti, 1.2
CBS, vento, 1.5
NAME=SLU18, STEEL, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, 1.5
NAME=SLE1_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, 0.6, CBS, dt1, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE2_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, 0.6, CBS, dt2, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE3_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, -0.6, CBS, dt1, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE4_CAR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, g2, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1
CBS, vento, -0.6, CBS, dt2, 0.6, CBS, qlmax, 1
NAME=SLE1_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt1, 0.6
MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBS, vento, 0.2
NAME=SLE2_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt1, 0.6
MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
CBS, vento, 0.2
NAME=SLE3_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt2, 0.6
MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBS, vento, 0.2
NAME=SLE4_FR, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt2, 0.6
MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
CBS, vento, 0.2
NAME=SLE1_QP, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt1, 0.5
NAME=SLE2_QP, STEEL, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
CBS, g1, 1, CBS, Ritiro, 1, CBS, cedimenti, 1, CBS, dt2, 0.5

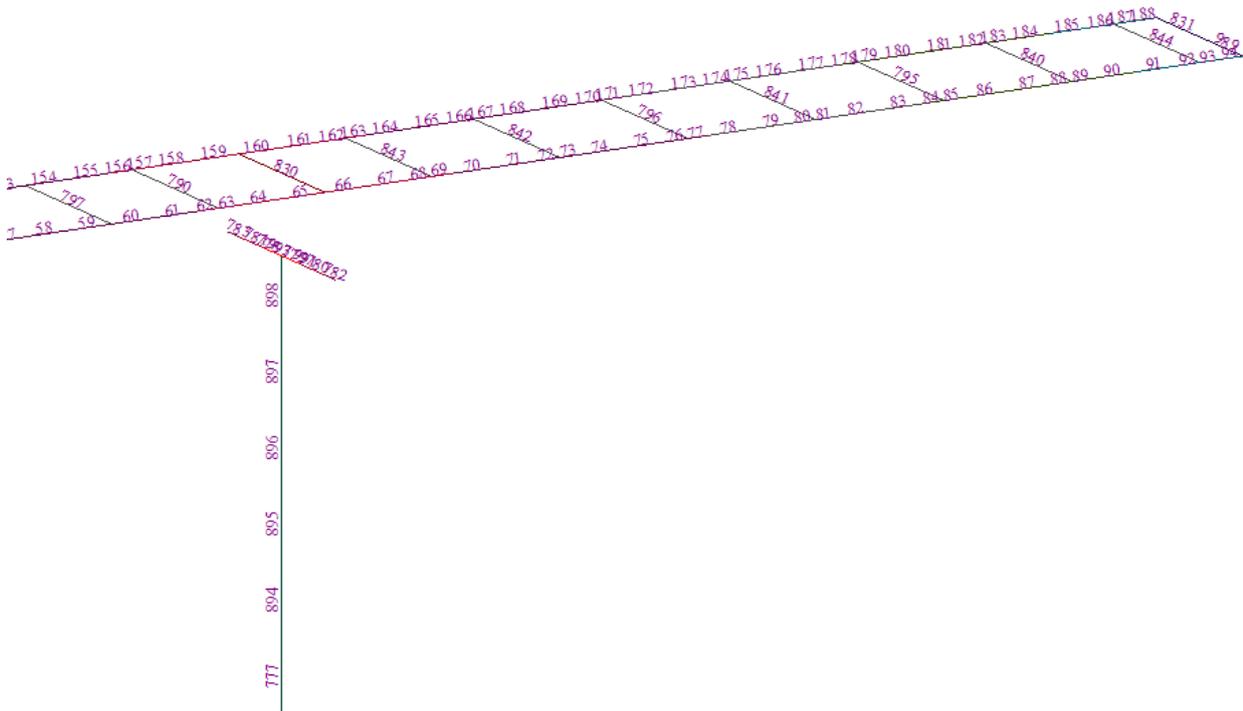
Si riportano di seguito le schermate con la posizione degli elementi di impalcato.



Prima campata



Seconda campata



Terza campata

16.1.1. VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta una tabella sintetica della verifica di resistenza flessione per le sezioni significative dei conci strutturali che compongono la travata con valutazione del tasso di sfruttamento della sezione.

Elem	Part	Positive/Negative	Lcom	Type	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	Ma,Ed (kN*m)	Mc,Ed (kN*m)	Mpl,Rd (kN*m)	Mel,Rd (kN*m)	M_Rd (kN*m)	Sezione		
														(Ma,ed + Mc,ed)/M_Rd	(Ma,ed + Mc,ed)/Mel_Rd	
1	I[1]	Neg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	C 1		
1	I[1]	Pos	SLU9	MY-MAX	1	1	1	1	10	5712	38632	30261	38632		0.15	0.19
1	J[2]	Neg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
1	J[2]	Pos	SLU9	MY-MAX	1	1	1	1	1115	7971	38632	29738	38632		0.24	0.31
4	I[4]	Neg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
4	I[4]	Pos	SLU9	MY-MAX	1	1	1	1	2747	11795	38632	28965	38632	0.38	0.50	

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



4	J[5]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
4	J[5]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	4362	15303	38632	28200	38632		0.51	0.70
5	I[5]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
5	I[5]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	4331	15249	50666	39366	50666		0.39	0.50
5	J[6]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
5	J[6]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	5637	18258	50666	38877	50666	C 2	0.47	0.61
11	I[11]	Ne g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
11	I[11]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	7739	24544	50666	38090	50666		0.64	0.85
11	J[12]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	5751	-290	35150	29398	29398			
11	J[12]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	7763	25157	50666	38081	50666		0.65	0.86
12	I[12]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	1	4	4	5755	-273	44952	34137	34137			
12	I[12]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	7769	25133	58808	44173	58808		0.56	0.74
12	J[13]	Ne g	SLU6	FX-MIN	1	1	4	4	5580	-104	44952	34167	34167			
12	J[13]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	7532	25623	58808	44250	58808	C 3	0.56	0.75
17	I[17]	Ne g	SLU1	MY-MIN	1	1	3	2	5085	-141	35469	41390	35469		0.14	0.12
17	I[17]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	5085	24225	58808	45043	58808		0.50	0.65
17	J[18]	Ne g	SLU1	MZ-MAX	1	1	3	2	3613	-360	35469	41390	35469		0.09	0.08
17	J[18]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	3613	22844	58808	45521	58808		0.45	0.58
18	I[18]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	3	4	4	2668	-5749	55595	42498	42498		-0.07	-0.07
18	I[18]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	3601	22735	69196	54361	69196		0.38	0.48
18	J[19]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	3	4	4	2016	-6428	55595	42603	42603		-0.10	-0.10
18	J[19]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	1	1	2722	21688	69196	54628	69196	C 4	0.35	0.45
25	I[25]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	3	4	4	-7909	-14136	55595	42567	42567		-0.52	-0.52
25	I[25]	Pos	SLU15	MY-MAX	1	1	1	1	-5858	10021	69196	57238	69196		0.06	0.07
25	J[26]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	3	4	4	-11234	-16829	55595	42414	42414		-0.66	-0.66
25	J[26]	Pos	SLU1	FX-MAX	1	3	3	3	-11234	1866	69196	58872	58872		-0.16	-0.16
26	I[26]	Ne g	SLU4	MY-MIN	1	1	4	4	-11334	-20679	83106	70733	70733		-0.45	-0.45
26	I[26]	Pos	SLU13	MY-MAX	1	1	3	2	-11334	852	105895	95163	105895			
26	J[27]	Ne g	SLU4	MY-MIN	1	1	4	4	-13139	-22271	83106	69878	69878		-0.51	-0.51
26	J[27]	Pos	SLU5	MY-MAX	1	1	3	2	-9733	65	105895	94683	105895	C 5		
29	I[29]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	3	2	-18994	-29300	74327	67273	74327		-0.65	-0.72
29	I[29]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
29	J[30]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	3	2	-23246	-33763	74327	65235	74327		-0.77	-0.87
29	J[30]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
30	I[30]	Ne	SLU14	MY-MIN	1	1	3	2	-23241	-34025	74327	65238	74327		-0.77	-0.88

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



		g															
30	I[30]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
30	J[31]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	3	2	-18763	-28440	74327	67384	74327			-0.64	-0.70
30	J[31]	Pos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
33	I[33]	Ne g	SLU4	MY-MIN	1	1	4	4	-12637	-21097	83106	70108	70108			-0.48	-0.48
33	I[33]	Pos	SLU15	MY- MAX	1	1	3	2	-9360	856	105895	94571	105895				
33	J[34]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	3	2	-10718	-21064	74327	71241	74327			-0.43	-0.45
33	J[34]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	3	2	-10718	636	105895	94978	105895				
34	I[34]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-10647	-15132	60771	47983	47983			-0.54	-0.54
34	I[34]	Pos	SLU1	FX-MAX	1	4	3	4	-10647	882	78633	73053	73053			-0.13	-0.13
34	J[35]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	4	4	4	-7096	-12285	60771	48179	48179			-0.40	-0.40
34	J[35]	Pos	SLU15	MY- MAX	1	1	1	1	-5256	10215	78633	65126	78633			0.06	0.08
40	I[40]	Ne g	SLU16	MY-MIN	1	4	4	4	2585	-6751	60771	48192	48192			-0.09	-0.09
40	I[40]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	3489	22573	78633	62223	78633			0.33	0.42
40	J[41]	Ne g	SLU2	MX-MIN	1	1	3	2	5496	-1232	49166	55647	49166			0.09	0.08
40	J[41]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	5496	25150	78633	61557	78633			0.39	0.50
41	I[41]	Ne g	SLU2	MX-MIN	1	1	3	2	5513	-1139	39374	47623	39374			0.11	0.09
41	I[41]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	5513	25237	67739	51629	67739			0.45	0.60
41	J[42]	Ne g	SLU5	MY-MIN	1	1	3	2	5342	-229	39374	47623	39374			0.13	0.11
41	J[42]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	7212	26757	67739	51073	67739			0.50	0.67
46	I[46]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	4	4	10456	-2166	51465	47503	47503			0.17	0.17
46	I[46]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	10456	31570	67739	50011	67739			0.62	0.84
46	J[47]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	4	4	10919	-1788	51465	47503	47503				
46	J[47]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	10919	32109	67739	49859	67739			0.64	0.86
47	I[47]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	4	4	11111	-1894	51465	47503	47503				
47	I[47]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	11111	32232	67739	49796	67739			0.64	0.87
47	J[48]	Ne g	SLU14	MY-MIN	1	1	4	4	11266	-1642	51465	47503	47503				
47	J[48]	Pos	SLU13	MY- MAX	1	1	1	1	11266	32370	67739	49746	67739			0.64	0.88

16.1.2. VERIFICA A SFORZO DI TAGLIO

La verifica al taglio viene effettuata secondo la seguente formulazione>

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (3.43)$$

EN1994-2:
6.2.2.3
EN1993-1-1
(5.1)

Elem	Part	Lcom	Type	Top Class	Bot Class	Web Class	Sect. Class	N_Ed (kN)	M_Ed (kN*m)	V_Ed (kN)	Vpl,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	(V_ed)/Vb_rd	
1	I[1]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	227	5790	-3475	10072	6191	0.56	ok
1	J[2]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	227	33904	-3452	10072	4924	0.70	ok
4	I[4]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	729	75377	-2718	10072	4924	0.55	ok
4	J[5]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	729	116769	-2673	10072	4924	0.54	ok
5	I[5]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	729	87228	-2360	10246	4261	0.55	ok
5	J[6]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	729	112515	-2315	10246	4261	0.54	ok
11	I[11]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	849	151565	-995	10246	4445	0.22	ok
11	J[12]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	849	152897	-972	10246	4261	0.23	ok
12	I[12]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-401	113436	1041	12274	5218	0.20	ok
12	J[13]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-401	108628	1086	12274	5218	0.21	ok
17	I[17]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-342	77788	2320	12274	5218	0.44	ok
17	J[18]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-342	56044	2366	12274	5218	0.45	ok
18	I[18]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-324	40818	2650	14532	6276	0.42	ok
18	J[19]	SLU14	FZ-MAX	1	1	1	1	-324	32047	2673	14532	6276	0.43	ok
25	I[25]	SLU14	FZ-MAX	1	3	4	4	-406	13606	4315	14532	6276	0.69	ok
25	J[26]	SLU14	FZ-MAX	1	3	4	4	-406	23609	4361	14532	6276	0.69	ok
26	I[26]	SLU14	FZ-MAX	1	1	3	2	-399	28717	4654	17783	8435	0.55	ok
26	J[27]	SLU14	FZ-MAX	1	1	3	2	-399	34209	4677	17783	8435	0.55	ok
29	I[29]	SLU14	FZ-MAX	1	1	3	2	-313	50056	5329	17783	8761	0.61	ok
29	J[30]	SLU14	FZ-MAX	1	1	3	2	-313	62720	5375	17783	9882	0.54	ok
30	I[30]	SLU14	FZ-MIN	1	1	3	2	-401	64710	-5556	17783	9880	0.56	ok
30	J[31]	SLU14	FZ-MIN	1	1	3	2	-401	51497	-5510	17783	8580	0.64	ok
33	I[33]	SLU14	FZ-MIN	1	1	3	2	-339	35118	-4866	17783	10126	0.48	ok
33	J[34]	SLU14	FZ-MIN	1	1	3	2	-339	29344	-4843	17783	8784	0.55	ok
34	I[34]	SLU14	FZ-MIN	1	4	4	4	-348	23721	-4556	15048	6336	0.72	ok
34	J[35]	SLU14	FZ-MIN	1	4	4	4	-348	13098	-4510	15048	6336	0.71	ok
40	I[40]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-407	45101	-2926	15048	6336	0.46	ok
40	J[41]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-407	69517	-2880	15048	6336	0.45	ok
41	I[41]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-440	72917	-2525	13680	5368	0.47	ok
41	J[42]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-440	95509	-2479	13680	5368	0.46	ok
46	I[46]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-280	134958	-1354	13680	5368	0.25	ok
46	J[47]	SLU14	FZ-MIN	1	1	1	1	-280	142416	-1308	13680	5368	0.24	ok
47	I[47]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	739	149102	-1054	13680	6072	0.17	ok

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



47	J[48]	SLU13	FZ-MIN	1	1	1	1	739	152765	-1009	13680	5368	0.19	ok
----	-------	-------	--------	---	---	---	---	-----	--------	-------	-------	------	------	----

La verifica viene estesa nelle sezioni in cui il tasso superi 0.5 controllando l'interazione con il momento controllando la verifica della seguente formula.

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0 \quad (3.52)$$

EN1993-1-7.1(1)

16.1.3. VERIFICA ALL'INSTABILITÀ FLESSO TORSIONALE

La verifica viene effettuata secondo la seguente formulazione per i conci di trave compresi tra diaframmi, con la valutazione di un coefficiente di riduzione χ_{LT} che dipende dalla snellezza della sezione λ_{LT}

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (3.56)$$

EN1994-2: 6.4.2(1)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (3.57)$$

EN1993-1-6.3.2.2

Elem	Part	Lcom	Type	Sect. Class	N_Ed (kN)	M_Ed (kN*m)	Nb,Rd (kN)	Mb,Rd (kN*m)	Mcr (kN*m)	Interaction Ratio	
1	I[1]	SLU9	MY-MAX	1	300	5722	112169	38632	114	0.15	ok
1	J[2]	SLU9	MY-MAX	1	291	9086	112169	38632	114	0.24	ok
4	I[4]	SLU9	MY-MAX	1	831	14542	75643	31573	36	0.47	ok
4	J[5]	SLU13	MY-MAX	1	917	19665	75643	31586	36	0.63	ok
5	I[5]	SLU13	MY-MAX	1	917	19580	87278	41131	52	0.49	ok
5	J[6]	SLU13	MY-MAX	1	920	23895	87278	41131	52	0.59	ok
11	I[11]	SLU13	MY-MAX	1	1079	32283	87278	40594	48	0.81	ok
11	J[12]	SLU13	MY-MAX	1	1083	32920	87278	40594	48	0.82	ok
12	I[12]	SLU13	MY-MAX	1	1083	32903	107025	50043	58	0.67	ok
12	J[13]	SLU13	MY-MAX	1	1089	33156	107025	50043	58	0.67	ok
17	I[17]	SLU13	MY-MAX	1	1028	29310	107025	50275	61	0.59	ok
17	J[18]	SLU13	MY-MAX	1	1026	26457	107025	50275	61	0.54	ok
18	I[18]	SLU13	MY-MAX	1	1026	26337	94165	58565	73	0.46	ok
18	J[19]	SLU13	MY-MAX	1	1023	24410	94165	58565	73	0.43	ok
25	I[25]	SLU14	MY-MIN	4	-740	-22044	41833	38322	42	0.59	ok
25	J[26]	SLU14	MY-MIN	4	-715	-28063	41833	38184	42	0.75	ok
26	I[26]	SLU4	MY-MIN	4	-1575	-32012	61535	65677	97	0.51	ok
26	J[27]	SLU4	MY-MIN	4	-1557	-35410	61535	64883	97	0.57	ok

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



29	I[29]	SLU14	MY-MIN	2	-465	-48295	64239	71939	120	0.68	ok
29	J[30]	SLU14	MY-MIN	2	-444	-57009	64239	71939	120	0.80	ok
30	I[30]	SLU14	MY-MIN	2	-524	-57266	64239	72032	122	0.80	ok
30	J[31]	SLU14	MY-MIN	2	-553	-47203	64239	72032	122	0.66	ok
33	I[33]	SLU4	MY-MIN	4	-1719	-33734	64239	67714	117	0.52	ok
33	J[34]	SLU4	MY-MIN	4	-1735	-30170	64239	68592	117	0.47	ok
34	I[34]	SLU14	MY-MIN	4	-575	-25779	47299	46359	58	0.57	ok
34	J[35]	SLU14	MY-MIN	4	-600	-19381	47299	46549	58	0.43	ok
40	I[40]	SLU13	MY-MAX	1	1421	26062	109415	67077	92	0.40	ok
40	J[41]	SLU13	MY-MAX	1	1430	30646	109415	67077	92	0.47	ok
41	I[41]	SLU13	MY-MAX	1	1431	30750	107562	57765	61	0.55	ok
41	J[42]	SLU13	MY-MAX	1	1434	33969	107562	57765	61	0.60	ok
46	I[46]	SLU13	MY-MAX	1	1296	42026	115853	60831	71	0.70	ok
46	J[47]	SLU4	MY-MIN	4	-1976	10815	38563	15375	35	0.75	ok
47	I[47]	SLU4	MY-MIN	4	-2003	10957	38563	15348	34	0.77	ok
47	J[48]	SLU14	MZ-MAX	4	-573	11150	38563	15344	34	0.74	ok

16.1.4. VERIFICA CONNESSIONE TRAVE-SOLETTA

La resistenza del connettore è valutata secondo la seguente formulazione

$$P_{Rd} = \min[P_{Rd1}, P_{Rd2}] \quad (2.58)$$

EN1994-2:2005
6.6.3.1(1)

$$P_{Rd1} = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (2.59)$$

$$P_{Rd2} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (2.60)$$

Lo sforzo resistente è pari alla somma delle resistenze

$$V_{L,Rd} = \frac{P_{Rd} N}{s_c} \quad (2.61)$$

Con:

N : numero dei connettori.

s_c : spazio tra i connettori.

L'azione sollecitante è valutata:

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



- Se la sezione è di classe 1 o 2

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{L_v} \quad (2.62)$$

Dove

$$V_{L,Ed} = \frac{(N_{c,f} - N_{c,el})(M_{ED} - M_{el,Rd})}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} \quad (2.63)$$

Considerando come L_v una lunghezza pari alla larghezza collaborante della soletta.

- Se la sezione è di classe 3 o 4

Lo scorrimento è valutato con Jourawsky, essendo Q_z il momento statico della sezione nel punto di collegamento trave-soletta.

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} Q_z}{I_y} \quad (2.64)$$

Elem	Part	Lcom	Type	$V_{L,Ed}$ (kN)	$v_{L,Ed}$ (kN/m)	P_{Rd} (kN)	$v_{L,Rd}$ (kN/m)	$v_{L,Ed}/v_{L,Rd}$	
1	I[1]	SLU13	FZ-MIN	-2358	1115	109	1642	0.68	ok
1	J[2]	SLU13	FZ-MIN	-2358	1115	109	1642	0.68	ok
4	I[4]	SLU13	FZ-MIN	-1888	893	109	1642	0.54	ok
4	J[5]	SLU13	FZ-MIN	-1888	893	109	1642	0.54	ok
5	I[5]	SLU13	FZ-MIN	-1684	683	109	1642	0.42	ok
5	J[6]	SLU13	FZ-MIN	-1684	683	109	1642	0.42	ok
11	I[11]	SLU15	FZ-MIN	-960	389	109	1642	0.24	ok
11	J[12]	SLU15	FZ-MIN	-960	389	109	1642	0.24	ok
12	I[12]	SLU14	FZ-MAX	945	355	109	1642	0.22	ok
12	J[13]	SLU14	FZ-MAX	945	355	109	1642	0.22	ok
17	I[17]	SLU14	FZ-MAX	1607	605	109	1642	0.37	ok
17	J[18]	SLU14	FZ-MAX	1607	605	109	1642	0.37	ok
18	I[18]	SLU14	FZ-MAX	1782	608	109	1642	0.37	ok
18	J[19]	SLU14	FZ-MAX	1782	608	109	1642	0.37	ok
25	I[25]	SLU14	FZ-MAX	2676	912	109	1642	0.56	ok
25	J[26]	SLU14	FZ-MAX	2676	912	109	1642	0.56	ok
26	I[26]	SLU14	FZ-MAX	2860	891	109	1642	0.54	ok
26	J[27]	SLU14	FZ-MAX	2860	891	109	1642	0.54	ok
29	I[29]	SLU14	FZ-MAX	3227	1005	109	1642	0.61	ok
29	J[30]	SLU14	FZ-MAX	3227	1005	109	1642	0.61	ok

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



30	I[30]	SLU14	FZ-MIN	-3295	1027	109	1642	0.63	ok
30	J[31]	SLU14	FZ-MIN	-3295	1027	109	1642	0.63	ok
33	I[33]	SLU14	FZ-MIN	-2936	915	109	1642	0.56	ok
33	J[34]	SLU14	FZ-MIN	-2936	915	109	1642	0.56	ok
34	I[34]	SLU14	FZ-MIN	-2757	920	109	1642	0.56	ok
34	J[35]	SLU14	FZ-MIN	-2757	920	109	1642	0.56	ok
40	I[40]	SLU14	FZ-MIN	-1900	634	109	1642	0.39	ok
40	J[41]	SLU14	FZ-MIN	-1900	634	109	1642	0.39	ok
41	I[41]	SLU14	FZ-MIN	-1653	564	109	1642	0.34	ok
41	J[42]	SLU14	FZ-MIN	-1653	564	109	1642	0.34	ok
46	I[46]	SLU14	FZ-MIN	-1099	375	109	1642	0.23	ok
46	J[47]	SLU14	FZ-MIN	-1099	375	109	1642	0.23	ok
47	I[47]	SLU13	FZ-MIN	-955	326	109	1642	0.20	ok
47	J[48]	SLU13	FZ-MIN	-955	326	109	1642	0.20	ok

Con:

V_{L,Ed}: Sforzo di scorrimento agente nella zona plasticizzata

v_{L,Ed}: Sforzo di scorrimento per unità di lunghezza tra trave-soletta

P_{Rd}: Valore di resistenza del singolo connettore

v_{L,Rd}: valore di resistenza per unità di lunghezza tra trave-soletta

La stessa verifica viene effettuata anche in combinazione allo Stato Limite di Esercizio utilizzando una resistenza limite ridotta del connettore valutata secondo la seguente formulazione tramite l'impiego di un coefficiente di riduzione k_s pari a 0.75

$$v_{L,Rd} = \frac{k_s P_{Rd} N_{conn}}{s_{conn}} \quad (2.76)$$

Elem	Part	Loom	Type	V_c,Ed (kN)	v_L,Ed (kN/m)	P_Rd_ser (kN)	v_L,Rd (kN/m)	v_L,Ed/v_L,Rd	
1	I[1]	sle1	Characteristic	-1730	818	82	1232	0.66	ok
1	J[2]	sle1	Characteristic	-1730	818	82	1232	0.66	ok
4	I[4]	sle1	Characteristic	-1390	658	82	1232	0.53	ok
4	J[5]	sle1	Characteristic	-1390	658	82	1232	0.53	ok
5	I[5]	sle1	Characteristic	-1244	504	82	1232	0.41	ok
5	J[6]	sle1	Characteristic	-1244	504	82	1232	0.41	ok
11	I[11]	sle1	Characteristic	-725	294	82	1232	0.24	ok
11	J[12]	sle1	Characteristic	-725	294	82	1232	0.24	ok
12	I[12]	sle2	Characteristic	769	289	82	1232	0.23	ok
12	J[13]	sle2	Characteristic	769	289	82	1232	0.23	ok
17	I[17]	sle2	Characteristic	1241	467	82	1232	0.38	ok
17	J[18]	sle2	Characteristic	1241	467	82	1232	0.38	ok
18	I[18]	sle2	Characteristic	1367	466	82	1232	0.38	ok
18	J[19]	sle2	Characteristic	1367	466	82	1232	0.38	ok
25	I[25]	sle2	Characteristic	2005	684	82	1232	0.56	ok
25	J[26]	sle2	Characteristic	2005	684	82	1232	0.56	ok
26	I[26]	sle2	Characteristic	2137	666	82	1232	0.54	ok
26	J[27]	sle2	Characteristic	2137	666	82	1232	0.54	ok
29	I[29]	sle2	Characteristic	2400	748	82	1232	0.61	ok
29	J[30]	sle2	Characteristic	2400	748	82	1232	0.61	ok
30	I[30]	sle2	Characteristic	-2367	738	82	1232	0.60	ok
30	J[31]	sle2	Characteristic	-2367	738	82	1232	0.60	ok
33	I[33]	sle1	Characteristic	-2111	658	82	1232	0.53	ok
33	J[34]	sle1	Characteristic	-2111	658	82	1232	0.53	ok
34	I[34]	sle1	Characteristic	-1983	662	82	1232	0.54	ok
34	J[35]	sle1	Characteristic	-1983	662	82	1232	0.54	ok
40	I[40]	sle2	Characteristic	-1370	457	82	1232	0.37	ok
40	J[41]	sle2	Characteristic	-1370	457	82	1232	0.37	ok
41	I[41]	sle2	Characteristic	-1192	407	82	1232	0.33	ok
41	J[42]	sle2	Characteristic	-1192	407	82	1232	0.33	ok
46	I[46]	sle2	Characteristic	-800	273	82	1232	0.22	ok
46	J[47]	sle2	Characteristic	-800	273	82	1232	0.22	ok
47	I[47]	sle1	Characteristic	-698	238	82	1232	0.19	ok
47	J[48]	sle1	Characteristic	-698	238	82	1232	0.19	ok

16.2. VERIFICHE ESTESE

Si riporta la verifica estesa per le sezioni più significative

16.2.1. SEZIONE DI PILA

Element Number	30
Position Information	I

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

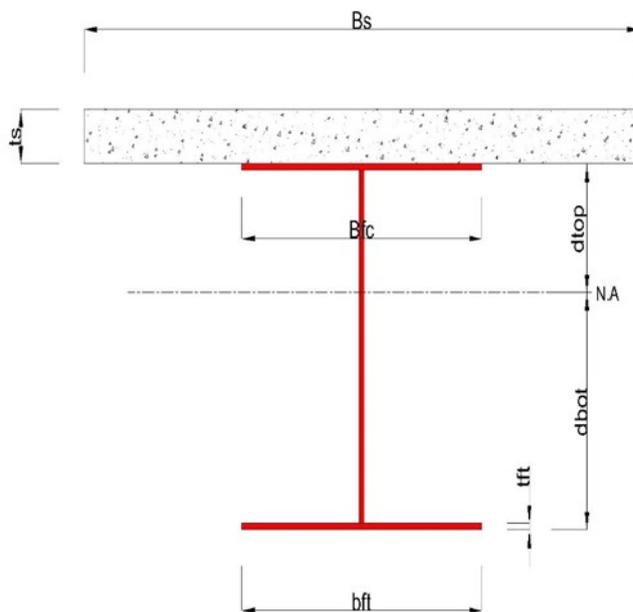
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	5473.000	mm	t_c	320.000	mm	H_h	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	2920.000	mm	B_1	900.000	mm	B_2	1000.000	mm
t_w	26.000	mm	t_{f1}	40.000	mm	t_{f2}	65.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	176920.000	mm ²
$I_{y,a}$	266806783360.634	mm ⁴
$I_{z,a}$	7850943493.333	mm ⁴
$C_{y,a}$	500.000	mm
$C_{z,a}$	1277.812	mm

After

A_c	461115.888	mm ²
$I_{y,c}$	665849211441.354	mm ⁴
$I_{z,c}$	717244827119.756	mm ⁴
$C_{y,c}$	500.000	mm
$C_{z,c}$	2453.254	mm

Crack

A_c	200424.000	mm ²
$I_{y,c}$	343753662523.826	mm ⁴
$I_{z,c}$	60735790366.182	mm ⁴
$C_{y,c}$	500.000	mm
$C_{z,c}$	1503.347	mm

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU14

$N_{a,Ed}$	-68.290	kN
$N_{c,Ed}$	-455.765	kN
$M_{a,Ed}$	-23240.745	kN · m
$M_{c,Ed}$	-34024.849	kN · m

- Stress

Top Flange

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Left	y ₁	-450.000	mm	z ₁	1521.653	mm	σ ₁	301.920	MPa
	y ₂	-13.000	mm	z ₂	1521.653	mm	σ ₂	300.197	MPa
Right	y ₁	450.000	mm	z ₁	1521.653	mm	σ ₁	298.373	MPa
	y ₂	13.000	mm	z ₂	1521.653	mm	σ ₂	300.095	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-500.000	mm	z ₁	-1503.347	mm	σ ₁	-260.798	MPa
	y ₂	-13.000	mm	z ₂	-1503.347	mm	σ ₂	-262.717	MPa
Right	y ₁	500.000	mm	z ₁	-1503.347	mm	σ ₁	-264.739	MPa
	y ₂	13.000	mm	z ₂	-1503.347	mm	σ ₂	-262.819	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	1481.653	mm	σ ₁	292.703	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-1438.347	mm	σ ₂	-250.672	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1560.866 mm

Effective Plastic NA = 2973.814 mm

N_{slab} = 0.000 kN

$N_{rebar,t}$ = 9197.217 kN (Upper side of PNA)

$N_{rebar,b}$ = 0.000 kN (Lower side of PNA)

$N_{g,top}$ = 12269.761 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 28176.255 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 74326.570 kN · m

M_{Rd} = $M_{pl,Rd}$ = 74326.570 kN · m

M_{Rd} = 74326.570 kN · m > M_{Ed} = -57265.594 kN · m ...

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU14

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= -401.448 \text{ kN} \\
 M_{a,Ed} &= -23240.745 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{c,Ed} &= -30328.191 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed,a} &= -2261.510 \text{ kN} \\
 V_{Ed,c} &= -3294.513 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= -5556.023 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 64709.666 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 64709.666 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 55779.391 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-450.000	mm	z ₁	1521.653	mm	σ ₁	285.588	MPa
	y ₂	-13.000	mm	z ₂	1521.653	mm	σ ₂	284.098	MPa
Right	y ₁	450.000	mm	z ₁	1521.653	mm	σ ₁	282.519	MPa
	y ₂	13.000	mm	z ₂	1521.653	mm	σ ₂	284.009	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-500.000	mm	z ₁	-1503.347	mm	σ ₁	-244.626	MPa
	y ₂	-13.000	mm	z ₂	-1503.347	mm	σ ₂	-246.286	MPa
Right	y ₁	500.000	mm	z ₁	-1503.347	mm	σ ₁	-248.035	MPa
	y ₂	13.000	mm	z ₂	-1503.347	mm	σ ₂	-246.375	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	1481.653	mm	σ ₁	277.040	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-1438.347	mm	σ ₂	-234.934	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Web	3
Bottom flange	1
Section	2

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1560.866 mm

$N_{slab} = 0.000$ kN
 $N_{rebar,t} = 9197.217$ kN (Upper side of PNA)
 $N_{rebar,b} = 0.000$ kN (Lower side of PNA)
 $N_{g,top} = 12269.761$ kN (Upper side of PNA)
 $N_{g,bot} = 28176.255$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 83106.329$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\alpha = a/h_w = 1.712328767$
 $k_\tau = 4.1 + (6.3 + 0.18 \cdot I_{sl} / (t^3 \cdot h_w)) / \alpha^2 + 2.2 \cdot (I_{sl} / (t^3 \cdot h_w))^{1/3} = 8.559954779$
 $I_{sl} = 54607642.992$ mm⁴
 $t = 26.000$ mm

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\tau}) = 1.261$

$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.698 \quad \lambda_w \geq 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 9880.220$ kN

$V_{Rd} = 9880.220$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -5556.023$ kN

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.562 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 63458.927$ kN · m

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

Reduction factor for N_{Ed} = $1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yt} / \gamma_{M0}} = 0.988$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 62684.822 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

where

$$M_{f,Rd} = 62684.822 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 64709.666 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = \frac{a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)}{0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}} = 1301.965$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.562 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU14

$$N_{Ed} = -524.055 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -57265.594 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -5176.711 \text{ kN}$$

$$V_2 = -4377.379 \text{ kN}$$

$$M_1 = -57265.594 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = -47202.956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 74326.570 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 65237.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$L = 5.000 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma = \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.000$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.846$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.190$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.067$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.067$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.067$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/E_m)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))} = 0.240$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.544$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0.969122912$$

$$M_{Rd} = 74326.570 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 72031.582 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 0.948$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 64239.478 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.803164586$$

5 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU14

$$N_{c,el} = 0.000 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -53568.936 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -3294.513 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 74326.570 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 65237.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_v = 109.478 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_v = 122.492 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

where $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

$$f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 1026.622 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

6 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name : fatica

$$F_z = -455.648 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 24.901 \text{ MPa}$$

where

$$F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 9.466 \text{ kN}$$

$$A_{sc} = 380.133 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 0.000$$

where

$$\lambda_{v,1} = 1.550$$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 1.000$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

7 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : sle2

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_v = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_v = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN}$$

where

$$f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\alpha = 1 \qquad \qquad \qquad f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.750$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 737.587 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1231.630 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

16.2.2. SEZIONE MEZZERIA CAMPATA DI RIVA

Element Number	11
Position Information	J

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.00
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \qquad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \qquad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



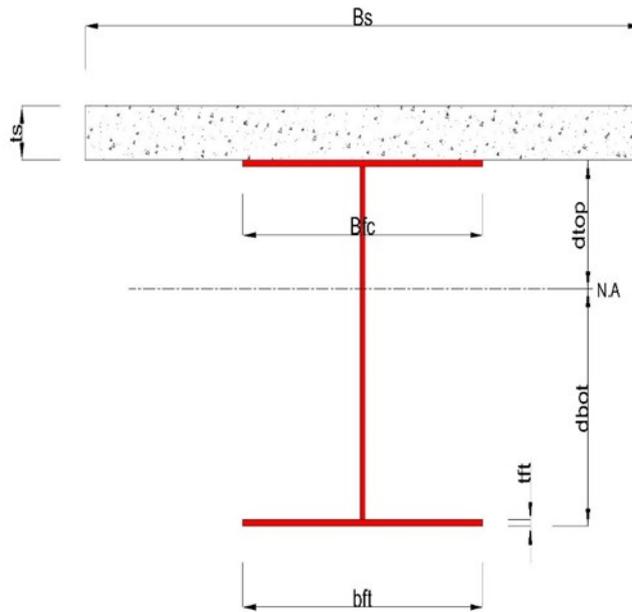
cooprogetti



■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	5265.000	mm	t_c	320.000	mm	H_h	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	2430.000	mm	B_1	600.000	mm	B_2	800.000	mm
t_w	18.000	mm	t_{r1}	30.000	mm	t_{r2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{,a}$	93740.000	mm ²
$I_{y,a}$	94346013181.175	mm ⁴
$I_{z,a}$	2247847646.667	mm ⁴
$C_{y,a}$	400.000	mm
$C_{z,a}$	1069.594	mm

After

$A_{,c}$	367135.094	mm ²
$I_{y,c}$	273244553956.707	mm ⁴
$I_{z,c}$	633795640672.560	mm ⁴
$C_{y,c}$	400.000	mm
$C_{z,c}$	2253.924	mm

Crack

$A_{c,c}$	103388.000	mm ²
$I_{y,c}$	116952621586.429	mm ⁴
$I_{z,c}$	20740002062.229	mm ⁴
$C_{y,c}$	400.000	mm
$C_{z,c}$	1219.314	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU13

$N_{a,Ed}$	191.489	kN
$N_{c,Ed}$	892.003	kN
$M_{a,Ed}$	7763.359	kN · m
$M_{c,Ed}$	25157.061	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	Z ₁	246.076	mm	σ_1	-135.980	MPa
	y ₂	-9.000	mm	Z ₂	246.076	mm	σ_2	-135.889	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	Z ₁	246.076	mm	σ_1	-135.792	MPa
	y ₂	9.000	mm	Z ₂	246.076	mm	σ_2	-135.883	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-400.000	mm	Z ₁	-2253.924	mm	σ_1	299.874	MPa
	y ₂	-9.000	mm	Z ₂	-2253.924	mm	σ_2	299.996	MPa
Right	y ₁	400.000	mm	Z ₁	-2253.924	mm	σ_1	300.124	MPa
	y ₂	9.000	mm	Z ₂	-2253.924	mm	σ_2	300.002	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	Z ₁	216.076	mm	σ_1	-130.655	MPa
	y ₂	0.000	mm	Z ₂	-2213.924	mm	σ_2	293.025	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
------	-------

Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2516.492 mm

N_{slab} = 31693.048 kN

$N_{g,top}$ = 0.000 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 31693.048 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 50666.171 kN · m

X_{pl} = 303.508 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 50666.171 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 50666.171 kN · m > M_{Ed} = 32920.419 kN · m ... OK

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU16

$N_{a,Ed}$	141.844	kN
$N_{c,Ed}$	-627.181	kN
$M_{a,Ed}$	5750.636	kN · m
$M_{c,Ed}$	-290.090	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	Z ₁	1280.686	mm	σ_1	-83.995	MPa
	y ₂	-9.000	mm	Z ₂	1280.686	mm	σ_2	-88.426	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	Z ₁	1280.686	mm	σ_1	-93.132	MPa
	y ₂	9.000	mm	Z ₂	1280.686	mm	σ_2	-88.701	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-400.000	mm	Z ₁	-1219.314	mm	σ_1	63.709	MPa
------	----------------	----------	----	----------------	-----------	----	------------	--------	-----

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Right	y ₂	-9.000	mm	Z ₂	-1219.314	mm	σ ₂	57.754	MPa
	y ₁	400.000	mm	Z ₁	-1219.314	mm	σ ₁	51.526	MPa
	y ₂	9.000	mm	Z ₂	-1219.314	mm	σ ₂	57.480	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	Z ₁	1250.686	mm	σ ₁	-86.809	MPa
	y ₂	0.000	mm	Z ₂	-1179.314	mm	σ ₂	55.278	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

- Effective section

- Effective stiffness for N_{Ed}

Before

A _{a,eff}	93740.000	mm ²
I _{y,a,eff}	94346013181.175	mm ⁴
I _{z,a,eff}	2247847646.667	mm ⁴
C _{y,a,eff}	400.000	mm
C _{z,a,eff}	1069.594	mm

After

A _{c,eff}	63845.508	mm ²
I _{y,c,eff}	85965768060.062	mm ⁴
I _{z,c,eff}	633795640672.560	mm ⁴
C _{y,c,eff}	400.000	mm
C _{z,c,eff}	982.780	mm

- Effective stiffness for M_{Ed}

Before

A _{a,eff}	85065.019	mm ²
I _{y,a,eff}	90191931383.131	mm ⁴
I _{z,a,eff}	2247847646.667	mm ⁴
C _{y,a,eff}	400.000	mm
C _{z,a,eff}	868.759	mm

After

A _{c,eff}	98599.993	mm ²
I _{y,c,eff}	114311638884.999	mm ⁴
I _{z,c,eff}	20740002062.229	mm ⁴
C _{y,c,eff}	400.000	mm
C _{z,c,eff}	1248.450	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 148.349 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (Z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (Z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -102.456 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (Z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (Z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$$

PROGETTAZIONE ATI:

GP INGENGERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$= 53.844 \text{ MPa}$$

$$k = 101.853 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed}) + \Delta M_{c,Ed} = 29398.077 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 29398.077 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 29398.077 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -290.090 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU13

$$N_{Ed} = 848.760 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 7763.359 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 22199.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -13.068 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -959.297 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -972.365 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 152897.041 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 152897.041 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 32869.128 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-300.000	mm	z ₁	246.076	mm	σ ₁	-133.362	MPa
	y ₂	-9.000	mm	z ₂	246.076	mm	σ ₂	-133.341	MPa
Right	y ₁	300.000	mm	z ₁	246.076	mm	σ ₁	-133.318	MPa
	y ₂	9.000	mm	z ₂	246.076	mm	σ ₂	-133.339	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-400.000	mm	z ₁	-2253.924	mm	σ ₁	275.455	MPa
	y ₂	-9.000	mm	z ₂	-2253.924	mm	σ ₂	275.483	MPa
Right	y ₁	400.000	mm	z ₁	-2253.924	mm	σ ₁	275.512	MPa
	y ₂	9.000	mm	z ₂	-2253.924	mm	σ ₂	275.484	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	Z ₁	216.076	mm	σ ₁	-128.434	MPa
	y ₂	0.000	mm	Z ₂	-2213.924	mm	σ ₂	268.942	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, M_{pl,Rd}

Plastic NA = 2516.492 mm

N_{slab} = 31693.048 kN
N_{rebar,t} = 0.000 kN (Upper side of PNA)
N_{rebar,b} = 0.000 kN (Lower side of PNA)
N_{g,top} = 0.000 kN (Upper side of PNA)
N_{g,bot} = 31693.048 kN (Lower side of PNA)

M_{pl,Rd} = 50666.171 kN · m

■ Calculation. V_{bw,Rd}

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = \frac{h_w}{\epsilon \cdot t} = 1.920$$

$$X_w = \frac{1.37}{0.7 + \lambda_w} = 0.523 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 4260.892 \frac{k}{N}$$

V_{Rd} = 4260.892 kN

V_{Edi} = V_{Ed} / Num. of Web = -972.365 $\frac{k}{N}$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.228 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

M_{f,Rd} = 30963.708 kN · m

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \frac{k}{N}$$

where

$$M_{f,Rd} = 30963.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 152897.041 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = \frac{a \cdot 1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{(0.25 + \frac{f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}})} = 1032.515$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.228 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU13

$$N_{Ed} = 1083.492 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 32920.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = -520.400 \text{ kN}$$

$$V_2 = -699.025 \text{ kN}$$

$$M_1 = 32920.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 32282.662 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd} = 50666.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 38081.024 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$L = 6.000 \text{ m}$$

$$c = C_d / I = 0.000 \frac{kN}{m^2}$$

$$\gamma = \frac{c \cdot L^4}{(E \cdot I)} = 0.000$$

$$\mu = V_2 / V_1 = 0.744$$

$$\Phi = 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.022$$

$$m_1 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.003$$

$$m_2 = 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.003$$

$$m = \text{Min}(m_1, m_2) = 1.003$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\lambda_{LT} = 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A_f))} = 0.469$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.712$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0.801201317$$

$$M_{Rd} = 50666.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{Rd} = 40593.803 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$X_{LT,N} = 0.703$$

$$N_{b,Rd} = X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd} = 87277.584 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.823385877$$

5 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU15

$$N_{c,el} = 13411.598 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = 31693.048 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 26186.955 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -959.842 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 50666.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} = 38834.551 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Shear resistance of a single connector

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

where $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

$$f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 389.102 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

6 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name : fatica

$$F_z = -261.827 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 18.614 \text{ MPa}$$

where

$$F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 7.076 \text{ kN}$$

$$A_{sc} = 380.133 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 0.000$$

where

$$\lambda_{v,1} = 1.550$$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 1.000$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

7 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : sle1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_v = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN}$$

where

$$f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1$$

$$f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Num.	=	3
d	=	22.000 mm
h _{sc}	=	175.000 mm
Space	=	200.000 mm
k _s	=	0.750

- Verification

V _{L,Ed}	=	V _{Ed} · (A · z / I)	=	294.056 kN/m
V _{L,Rd}	=	P _{Rd,ser} · Num./Space	=	1231.630 kN/m
V _{L,Ed}	<	V _{L,Rd}	...	OK

16.2.3. SEZIONE MEZZERIA CAMPATA CENTRALE

Element Number	47
Position Information	J

1 Design Condition

1.1 Design Parameters

■ Partial factors

γ _C for concrete	1.50	γ _V for headed stud	1.25
γ _S for reinforcing steel	1.15	γ _{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ _{M0} for structural steel	1.05	γ _{Mf} for fatigue strength	1.00
γ _{M1} for structural steel	1.10	γ _{Mf,s} for fatigue strength of studs in shear	1.00

1.2 Material Information

■ Structural steel

$$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa} \quad E_s = 210000.000 \text{ MPa}$$

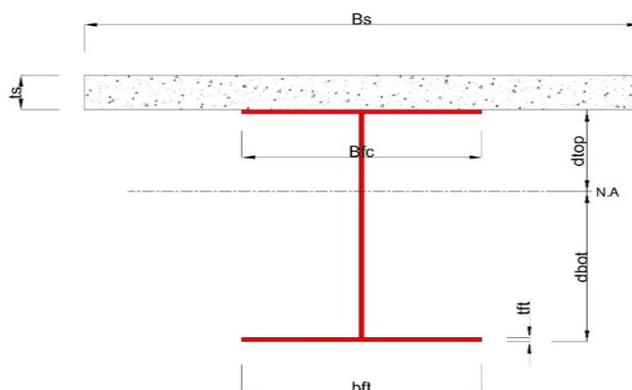
■ Concrete

$$f_{ck} = 35.000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34000.000 \text{ MPa}$$

■ Reinforcement

$$f_{yk} = 450.000 \text{ MPa} \quad E_r = 210000.000 \text{ MPa}$$

1.3 Sectional Information



■ Section Dimensions

Slab

B_c	5625.000	mm	t_c	320.000	mm	H_h	0.000	mm
-------	----------	----	-------	---------	----	-------	-------	----

Girder

H_w	2920.000	mm	B_1	700.000	mm	B_2	800.000	mm
t_w	20.000	mm	t_{r1}	40.000	mm	t_{r2}	40.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	118400.000	mm ²
$I_{y,a}$	172631146666.667	mm ⁴
$I_{z,a}$	28519466666.667	mm ⁴
$C_{y,a}$	400.000	mm
$C_{z,a}$	1450.000	mm

After

A_c	410488.776	mm ²
$I_{y,c}$	421476438865.986	mm ⁴
$I_{z,c}$	773007897732.060	mm ⁴
$C_{y,c}$	400.000	mm
$C_{z,c}$	2666.773	mm

Crack

A_c	129656.000	mm ²
$I_{y,c}$	203285517672.174	mm ⁴
$I_{z,c}$	32230286818.156	mm ⁴
$C_{y,c}$	400.000	mm
$C_{z,c}$	1599.668	mm

2 Bending Resistance

2.1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU13

$N_{a,Ed}$	83.957	kN
$N_{c,Ed}$	921.237	kN
$M_{a,Ed}$	11265.562	kN · m
$M_{c,Ed}$	32369.876	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-350.000	mm	z_1	333.227	mm	σ_1	-124.772	MPa
	y_2	-10.000	mm	z_2	333.227	mm	σ_2	-123.817	MPa
Right	y_1	350.000	mm	z_1	333.227	mm	σ_1	-122.806	MPa
	y_2	10.000	mm	z_2	333.227	mm	σ_2	-123.761	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-400.000	mm	z_1	-2666.773	mm	σ_1	301.265	MPa
	y_2	-10.000	mm	z_2	-2666.773	mm	σ_2	302.361	MPa
Right	y_1	400.000	mm	z_1	-2666.773	mm	σ_1	303.512	MPa
	y_2	10.000	mm	z_2	-2666.773	mm	σ_2	302.417	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	293.227	mm	σ_1	-118.106	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-2626.773	mm	σ_2	296.706	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2990.851 mm

N_{slab} = 35700.000 kN

$N_{g,top}$ = 2165.238 kN (Upper side of PNA)

$$N_{g,bot} = 37865.238 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 67739.429 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_{pl} = 329.149 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd} = 67739.429 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{here, } \beta = 1.000$$

$$M_{Rd} = 67739.429 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 43635.438 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

2 Bending Resistance

2.2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU14

$N_{a,Ed}$	83.957	kN
$N_{c,Ed}$	-520.321	kN
$M_{a,Ed}$	11265.562	kN · m
$M_{c,Ed}$	-1641.973	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-350.000	mm	z_1	1400.332	mm	σ_1	-85.820	MPa
	y_2	-10.000	mm	z_2	1400.332	mm	σ_2	-92.934	MPa
Right	y_1	350.000	mm	z_1	1400.332	mm	σ_1	-100.466	MPa
	y_2	10.000	mm	z_2	1400.332	mm	σ_2	-93.352	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-400.000	mm	z_1	-1599.668	mm	σ_1	86.768	MPa
	y_2	-10.000	mm	z_2	-1599.668	mm	σ_2	78.609	MPa
Right	y_1	400.000	mm	z_1	-1599.668	mm	σ_1	70.030	MPa
	y_2	10.000	mm	z_2	-1599.668	mm	σ_2	78.190	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	1360.332	mm	σ_1	-90.856	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-1559.668	mm	σ_2	76.112	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	1
Section	4

- Effective section

- Effective stiffness for N_{Ed}

Before

$A_{a,eff}$	118400.000	mm ²
$I_{y,a,eff}$	172631146666.667	mm ⁴
$I_{z,a,eff}$	2851946666.667	mm ⁴
$C_{y,a,eff}$	400.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1450.000	mm

After

$A_{c,eff}$	77198.108	mm ²
$I_{y,c,eff}$	157901465988.811	mm ⁴
$I_{z,c,eff}$	773007897732.060	mm ⁴
$C_{y,c,eff}$	400.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1423.314	mm

- Effective stiffness for M_{Ed}

Before

$A_{a,eff}$	108816.230	mm ²
$I_{y,a,eff}$	173142995179.027	mm ⁴
$I_{z,a,eff}$	2851946666.667	mm ⁴
$C_{y,a,eff}$	400.000	mm
$C_{z,a,eff}$	1214.144	mm

After

$A_{c,eff}$	118832.860	mm ²
$I_{y,c,eff}$	193550646927.713	mm ⁴
$I_{z,c,eff}$	32230286818.156	mm ⁴
$C_{y,c,eff}$	400.000	mm
$C_{z,c,eff}$	1675.635	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 91.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,top} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{t,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{t,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= -105.590 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,bot} &= [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})] \\ &= 65.578 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k = 28.986 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) = 47503.060 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 47503.060 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 47503.060 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -1641.973 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

3 Resistance to Vertical Shear

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



■ Design load

Load combination name : SLU13

N_{Ed} = 739.364 kN
 $M_{a,Ed}$ = 11265.562 kN · m
 $M_{c,Ed}$ = 24827.078 kN · m
 $V_{Ed,a}$ = -54.422 kN
 $V_{Ed,c}$ = -954.503 kN
 V_{Ed} = -1008.925 kN

M_{Ed} = $\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$ = 152764.911 kN · m
 $M_{Ed,t}$ = 152764.911 kN · m
 $M_{Ed,b}$ = 39782.164 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-350.000	mm	Z ₁	333.227	mm	σ_1	-118.998	MPa
	y ₂	-10.000	mm	Z ₂	333.227	mm	σ_2	-118.289	MPa
Right	y ₁	350.000	mm	Z ₁	333.227	mm	σ_1	-117.538	MPa
	y ₂	10.000	mm	Z ₂	333.227	mm	σ_2	-118.247	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-400.000	mm	Z ₁	-2666.773	mm	σ_1	253.387	MPa
	y ₂	-10.000	mm	Z ₂	-2666.773	mm	σ_2	254.200	MPa
Right	y ₁	400.000	mm	Z ₁	-2666.773	mm	σ_1	255.055	MPa
	y ₂	10.000	mm	Z ₂	-2666.773	mm	σ_2	254.242	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	Z ₁	293.227	mm	σ_1	-113.302	MPa
	y ₂	0.000	mm	Z ₂	-2626.773	mm	σ_2	249.254	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1

Section	1
---------	---

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 2990.851 mm

$N_{slab} = 35700.000$ kN

$N_{rebar,t} = 0.000$ kN (Upper side of PNA)

$N_{rebar,b} = 0.000$ kN (Lower side of PNA)

$N_{g,top} = 2165.238$ kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot} = 37865.238$ kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd} = 67739.429$ kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = \frac{h_w / (86.4 \cdot t \cdot \epsilon)}{\epsilon} = 2.077$$

$$X_w = 1.37 / (0.7 + \lambda_w) = 0.493 \quad \lambda_w \geq 1.08$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5368.406 \frac{k}{N}$$

$V_{Rd} = 5368.406$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -1008.925 \frac{k}{N}$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.188 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 37077.220$ kN · m

$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.000 \frac{k}{N}$$

where

$M_{f,Rd} = 37077.220$ kN · m

$M_{Ed} = 152764.911$ kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$$c = \frac{a \cdot (0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}})}{0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}} = 1042.034$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.188 < 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU14

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -573.076 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 11150.370 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_1 &= -175.831 \text{ kN} \\ V_2 &= -139.956 \text{ kN} \\ M_1 &= 11150.370 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_2 &= 10833.962 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{pl,Rd} &= 51465.289 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 16963.427 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

$$\begin{aligned} L &= 5.000 \text{ m} \\ c &= C_d / I = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.000 \\ \mu &= V_2 / V_1 = 0.796 \\ \Phi &= 2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu) = 0.032 \\ m_1 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu) = 1.004 \\ m_2 &= 1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5} = 1.004 \\ m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.004 \\ \alpha_{LT} &= 0.760 \\ \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wo} / (3 \cdot A_f))} = 0.326 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.601 \\ X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0.904551873 \\ M_{Rd} &= 16963.427 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 15344.300 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$$\begin{aligned} X_{LT,N} &= 0.880 \\ N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 38563.318 \text{ k} \end{aligned}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



N

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.741538954$$

5 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU13

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 13123.209 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 35700.000 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 36092.640 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= -954.503 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 67739.429 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 49745.530 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109.478 \frac{\text{k}}{\text{N}} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 122.492 \frac{\text{k}}{\text{N}} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \frac{\text{k}}{\text{N}} \end{aligned}$$

where $f_u = 450.000 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1$$

$$f_{or} \quad h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 325.524 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1642.173 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

6 Resistance to Fatigue

- Design load

Load combination name : fatica

$$F_z = -24.046 \text{ kN}$$

- Shear stress range for the connector

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$\Delta\tau = F_{sc} / A_{sc} = 1.438 \text{ MPa}$$

where

$$F_{sc} = V_{L,Ed} \cdot \text{space of stud} / \text{number of stud} = 0.547 \text{ kN}$$

$$A_{sc} = 380.133 \text{ mm}^2$$

- Damage equivalent factor

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 0.000$$

where

$$\lambda_{v,1} = 1.550$$

$$\lambda_{v,2} = 0.000$$

$$\lambda_{v,3} = 1.000$$

$$\lambda_{v,4} = 0.000$$

- Equivalent constant amplitude range of shear stress related to 2 million cycles

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0.000 \text{ MPa}$$

- Verification

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}) = 0.000 < 1$$

7 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : sle1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_v = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 122.492 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 82.109 \text{ kN}$$

where

$$f_u = 450.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$$

$$\text{Num.} = 3$$

$$d = 22.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 175.000 \text{ mm}$$

$$\text{Space} = 200.000 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.750$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 237.921 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space} = 1231.630 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Ed} < V_{L,Rd} \quad \dots \quad \text{OK}$$

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

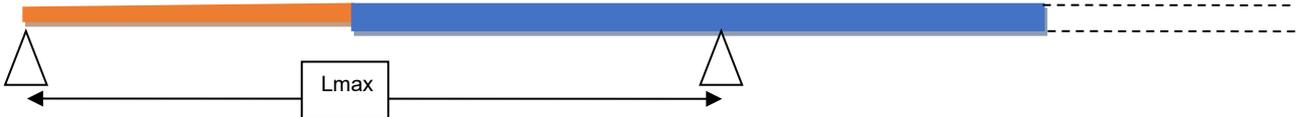


cooprogetti



16.1. STIMA DEGLI EFFETTI DEL VARO

Si riporta le verifica sintetica nella condizione di sbalzo massimo considerando un avambecco di lunghezza pari a 16.4m con un pesi di 15 kN/m.



Per la stima dell'azione sullo sbalzo in termini di flessione ed azione di taglio, nella condizione di sbraccio massimo Lmax pari a 60m, corrispondente alla luce massima della campate si ha:

concio	avambecco	1	2
L	16.4	6.6	10
prog. Concio (m)	16.4	23	33
peso kN/m	15	28	28
zavorra (kN)	0	0	0
peso tot (kN)	246	184.8	280.0
60	51.8	40.3	32
	1	1	0
Momento indotto	12742.8	7447.4	0.0

Si è considerato un peso dell'avambecco di 15 kN/m.
 Il momento di sollecitazione di $-20190/2=10095$ kNm

Le tensioni in condizione slu nella sezione di massima sollecitazione risultano pari a:

bp,sup	700	mm	Aacc 102400 mm ²
tp,sup	40	mm	
hw	2120	mm	
tw	20	mm	
bp,inf	800	mm	
tp,inf	40	mm	
H	2200	mm	

	d	W	Atot	102,400 mm ²
	[mm]	[mm ³]		
acc sup	1142	7.502E+07		
an sup	1102	7.775E+07		
an inf	-1018	-		
		8.419E+07		
acc inf	-1058	-		
		8.101E+07		
		Varo SLU	Varo SLE	
M [kNm]		-6707	-4968	
V [kN]		593	439	
N [kN]		0	0	
			sigma ideale	
σ _{s,sup}		89.4		
σ _{w,sup}		86.3	89	
σ _{w,inf}		-79.7	83	
σ _{s,inf}		-82.8		
VRd		8276 kN		
VEd		593 kN		

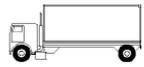
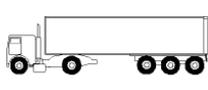
17. VERIFICHE A FATICA

17.1. INTRODUZIONE

Con riferimento al §5.4.3 delle NTC2018, per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche. Vengono svolte le verifiche a fatica per vita illimitata adottando gli spettri di carico associati. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si fa far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

17.2. MODELLO DI CARICO A FATICA

Secondo quanto previsto dalle NTC18 al § 5.1.4.3, per la verifica a vita illimitata si prevede il modello di carico di fatica 2, sulla corsia identificata come lenta. Si riportano le cinque configurazioni di sagoma del veicolo.

SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
			140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
			120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
			140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
			110	C
			110	C

I delta di tensione si determinano in base agli effetti più severi dei diversi autocarri, considerati separatamente, che viaggiano da soli sulla corsia.

In particolare per le verifiche delle componenti strutturali si è assunto il più gravoso dei casi analizzati riportando direttamente le sollecitazioni di involuppo.

Si riportano i grafici delle sollecitazioni.

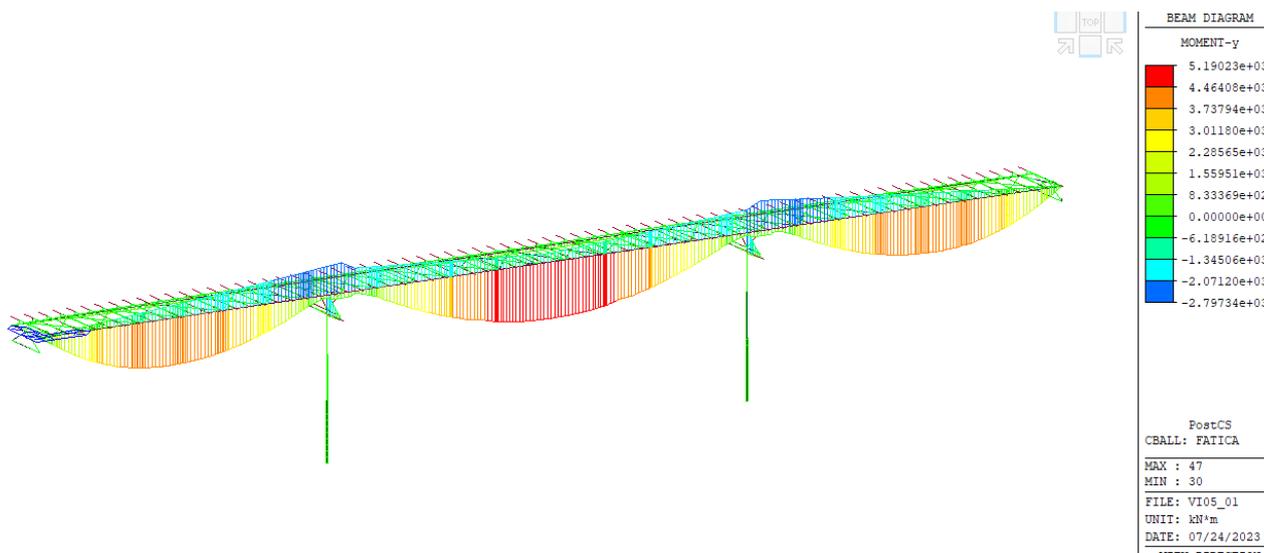


Fig. 1: q1 fatica - involuppo del momento flettente [kNm]

17.3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA

I valori dei coefficienti γ_{Mf} adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC18.

Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_f = 1$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

17.4. METODI DI VERIFICA

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

dove $\Delta\sigma_C$ è il valore della classe del dettaglio.

Verifica a vita illimitata

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$$

dove $\Delta\sigma_D$ sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

17.5. VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Per le successive verifiche si farà riferimento a tre dettagli tipologici di classe 56, 80 e 90 ritenuti rappresentativi dei dettagli previsti per l'impalcato metallico. A tali dettagli si associa una curva S-N riferita alle tensioni nominali e pertanto ad esse si fa riferimento.

Le resistenze a fatica dei dettagli tipici sono:

Dettaglio 80: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento degli irrigidimenti verticali.

80 (a) 71 (b)		<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra</p> <p>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta</p> <p>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm</p> <p>(b) $50 < l \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_c = 80$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli
 $\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_c = 58.96$ MPa limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 80: effetto saldatura del piolo

80		9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra	
----	--	---	--

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_c = 80$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli
 $\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_c = 58.96$ MPa limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 90: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le anime e piattabande di due concetti successivi.

90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatti e lamiera</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t)^{0.2}$</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>
----	--	---	--

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_c = 90$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 66.33 \text{ MPa}$

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 112 : per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le anime e la piattabanda.

112		<p>3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa.</p> <p>4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa</p>	<p>4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100</p>
-----	--	--	---

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

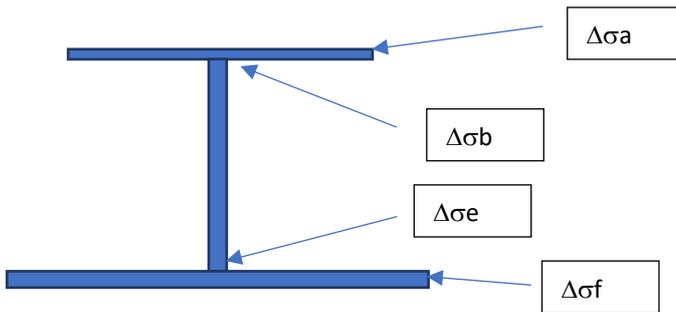
$\Delta\sigma_C = 112 \text{ MPa}$

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 82.54 \text{ MPa}$

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Si riportano di seguito le tensioni ed i tassi di sfruttamento a fatica per i dettagli considerati:



sez.		1		2		3		4		5		6		7	
$\Delta\sigma$ - piattabande	$\Delta\sigma(A)$	6.89	17.18	14.90	40.95	13.01	40.50	9.24	33.74	0.79	13.31	8.23	28.06	14.04	38.69
$\Delta\sigma$ - anima	$\Delta\sigma(B)$	6.67	16.85	14.23	40.06	12.60	40.09	8.90	33.40	0.62	13.04	7.97	27.80	13.71	38.36
FATICA_calcolata Giunto piattabande	$\Delta\sigma C$	90													
	k ampl.sup		49.13	47.37	47.37	44.73	44.73	44.73	44.73	44.73	40.59	44.73	44.73	44.73	44.73
	k ampl.inf		1.00	0.96	0.96	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.83	0.91	0.91	0.91	0.91
	η		0.14	0.36	0.31	0.92	0.29	0.91	0.21	0.75	0.02	0.33	0.18	0.63	0.31
FATICA_calcolata giunto d'anima	$\Delta\sigma C$	90													
	k ampl.sup		49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	49.13	48.75	48.75	49.13	49.13	49.13	49.13
	k ampl.inf		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
	η		0.14	0.34	0.29	0.82	0.26	0.82	0.18	0.68	0.01	0.27	0.16	0.57	0.28
FATICA_calcolata collegamento anima piattabanda	$\Delta\sigma C$	112													
	k ampl.sup		61.14	58.95	58.95	55.66	55.66	55.66	55.66	55.66	50.51	55.66	55.66	55.66	55.66
	k ampl.inf		1.00	0.96	0.96	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.83	0.91	0.91	0.91	0.91
	η		0.11	0.29	0.25	0.74	0.23	0.73	0.17	0.61	0.01	0.26	0.15	0.50	0.25
FATICA_calcolata irrigidimenti trasversali	$\Delta\sigma C$	80													
	k ampl.sup		43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67	43.67
	k ampl.inf		0.16	0.39	0.34	0.94	0.30	0.93	0.21	0.77	0.02	0.30	0.19	0.64	0.32

18. SOLETTA D'IMPALCATO

La soletta d'impalcato nella sua configurazione finale ha la seguente geometria:

- Larghezza totale di 11.25m
- cordoli laterali da 75cm
- larghezza singola carreggiata da 10.65m

La dimensione degli sbalzi laterali della soletta sono pari a 2.125 m.

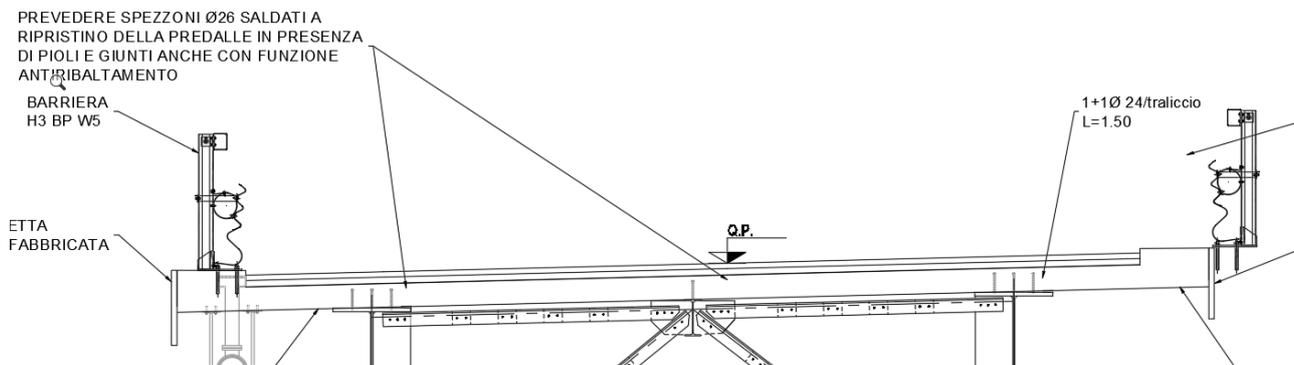
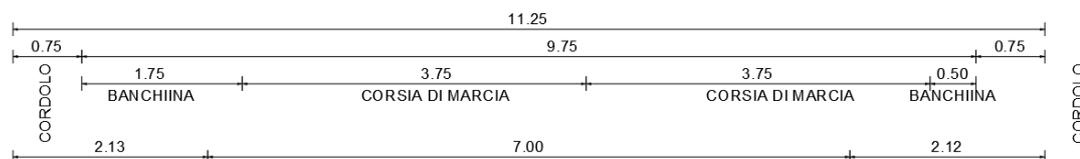
PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti





La soletta d'impalcato, avente spessore complessivo pari a 32 cm, viene realizzata mediante getto in opera su predalles collaboranti, aventi spessore 70 mm. Le predalles sono armate con idonei trallici per sostenere la fase di getto.

18.1. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Per la determinazioni degli stati di sollecitazione è stato realizzato il modello della soletta con elementi bidimensionali "plate".

Le travi sono considerate come punti fissi. Di seguito di riporta il modello utilizzato con l'indicazione dei vincoli forniti dalle travi e dai traversi di testata.

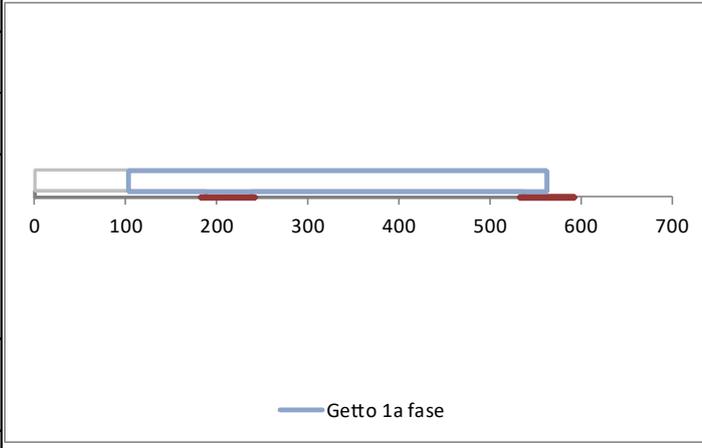
I riferimenti normativi per le verifiche condotte sono da individuarsi come segue:

- Le verifiche di resistenza a flessione sono condotte ai sensi del par. 4.1.2.1.2.4 del DM 17.1.2018;

Verifica della fase di getto

Si considera la sezione con lo sbalzo massimo in corrispondenza della spalla A

Larghezza modulo verifica direzione principale (con trallici)	B_1				2400	mm		
Larghezza modulo verifica direzione secondaria (senza trallici)	B_2				1000	mm		
Spessore totale (incluso predalle)	H				320	mm		
Lastra predalle	Presente?	VERO	Materiale	cls	H_p	70	mm	Getto 250 mm
Traliccio tipo 1	12/16/10, H205	Corr.inf.	φ12	Corr.sup.	φ16	Parete	φ10	Htot 205 mm

Dati geometrici														
Tipo di schema statico	B		sbalzo + campata											
Larghezza totale	5.63	m												
Larghezza marciapiede/cordolo sx	0.00	m												
Spessore aggiuntivo sx	0	cm												
	0.00	m												
	0	cm												
Sbalzo complessivo soletta sx	2.13	m												
Sbalzo getto sx	MAX 2.13	1.10								m				
Interasse travi		3.50								m				
		0.00								m				
	MAX 0.00	0.00								m				
		0.00	m											
Spessore totale fondello	7.0	cm												
Materiale fondello	cls													
Spessore totale soletta	32	cm												
Spessore getto	25.0	cm												
Interasse predalles	2.40	m												
Numero tralicci / predalle (campata)	6	-	Tipo	1	H [mm]	205	Φinf	12	Φsup	16	Φpar	10	H utile [mm]	205
Numero tralicci / predalle (appoggio)	6	-	Tipo	1	H [mm]	205	Φinf	12	Φsup	16	Φpar	10	H utile [mm]	205
Larghezza piattabanda superiore	60	cm												
Appoggio predalle sulle pb	5	cm	Schema statico transitorio appoggio netto											

Armatura										
Considerare ferro aggiuntivo nel fondello della predalle	no	Predalle collaborante?	no							
Armatura singolo traliccio (campata)										
Corrente superiore	1	Φ16	Af,cs =	201	mm ²					
Correnti inferiori	2	Φ12	Af,ci =	226	mm ²					
Di default mettere 0	0	Φ20	Af,i1 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio				
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio				
Predalle metallica		4		0	mm ²					
Di default mettere 0			Parziale	0	mm ²					
Armatura intradosso			Af,inf =	226	mm ²					
Armatura singolo traliccio (appoggio)										
Traliccio, superiore	1	Φ16	Af =	201	mm ²					
Traliccio, inferiore	2	Φ12	Af =	226	mm ²					
Di default mettere 0	0	Φ16	Af,i1 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio				
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio				
Predalle metallica		0		0	mm ²					
Di default mettere 0			totale	0	mm ²					
Armatura inferiore			totale	226	mm ²					
				79						
Tralicciatura di parete	2	Φ10.0	passo	200	mm	base	108	mm		

Carichi			
	Valori caratt/m ²	Valori caratt/predalle	Valori SLU/predalle
Peso proprio fondello	1.75 kN/m ²	4.20 kN/m	5.67 kN/m
Peso getto integrativo	6.25 kN/m ²	15.00 kN/m	20.25 kN/m
Eventuale carico accidentale	1.00 kN/m ²	2.40 kN/m	3.60 kN/m
Carico totale	9.00 kN/m²	21.60 kN/m	29.52 kN/m
Carico totale z.esterna al getto	2.75 kN/m²	6.60 kN/m	9.27 kN/m

Caratteristiche della sollecitazione (per singola predalle)			
Momento in campata transitorio, SLU	32.1 kNm	<i>calcolato in semplice appoggio sulla luce maggiore</i>	
Momento in campata a getto finito, SLU	19.4 kNm		
Momento sull'appoggio, SLU	-28.5 kNm	Momento sullo sbalzo, SLU	-66.65 kNm
Taglio sull'appoggio, SLU	53.2 kN		

Verifiche di resistenza e stabilità 1a fase					
Campata					
Fmax corr.superiore (singolo traliccio)	-26 kN	$\sigma_{s,sup}$	-130 MPa	σ_s	-84 MPa SLE ($\gamma=1$)
Fmax corr.inferiore (singolo traliccio)	26 kN	$\sigma_{s,inf}$	115 MPa	σ_s	75 MPa SLE ($\gamma=1$)
Barre superiori	N,Ed sup = -26.1 kN	OK!	< 55.2 kN	par. 4.2.4.1.3 DM14/1/2008	
Barre inferiori	armatura traliccio 1.000	Coefficienti di ripartizione sulle barre inferiori			
	armatura aggiuntiva 1 0.000				
	armatura aggiuntiva 2 0.000				
	predalle metallica 0.000				
	N,Ed traliccio = 13.1 kN	OK!	< 88.5 kN	par.4.2.4.1.2 DM14/1/2008	
	N,Ed aggiuntiva 1 = 0.0 kN				
	N,Ed aggiuntiva 2 = 0.0 kN				
	N,Ed predalle = 0.0 kN				
Appoggio					
Fmax corr.superiore (singolo traliccio)	23 kN	σ_s	115 MPa	σ_s	75 MPa SLE ($\gamma=1$)
Fmax corr.inferiore (singolo traliccio)	-23 kN	σ_s	-103 MPa	σ_s	-67 MPa SLE ($\gamma=1$)
Barra superiore	N,Ed sup = 23.2 kN	OK!	< 79 kN	par. 4.2.4.1.2 DM14/1/2008	
Barre inferiori	armatura traliccio 1.000	Coefficienti di ripartizione sulle barre inferiori			
	armatura aggiuntiva 1 0.000				
	armatura aggiuntiva 2 0.000				
	predalle metallica 0.000				
	N,Ed traliccio = -11.6 kN	OK!	< 12.3 kN	par. 4.2.4.1.3 DM14/1/2008	
	N,Ed aggiuntiva 1 = 0.0 kN				
	N,Ed aggiuntiva 2 = 0.0 kN				
	N,Ed predalle = 0.0 kN				
Barra di parete	N,Ed parete = -5 kN	OK!	< 17 kN	par. 4.2.4.1.3 DM14/1/2008	

18.1.1. CARICHI PERMANENTI

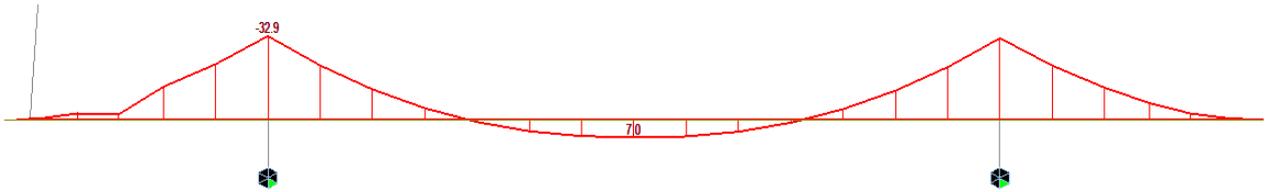


Diagramma dei momenti flettenti per carichi permanenti
-Momento negativo sulla trave esterna: -32.9 kNm/m
-Momento positivo tra le travi: 7 kNm/m

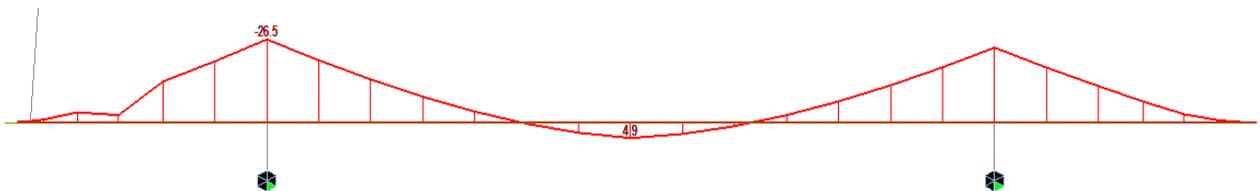
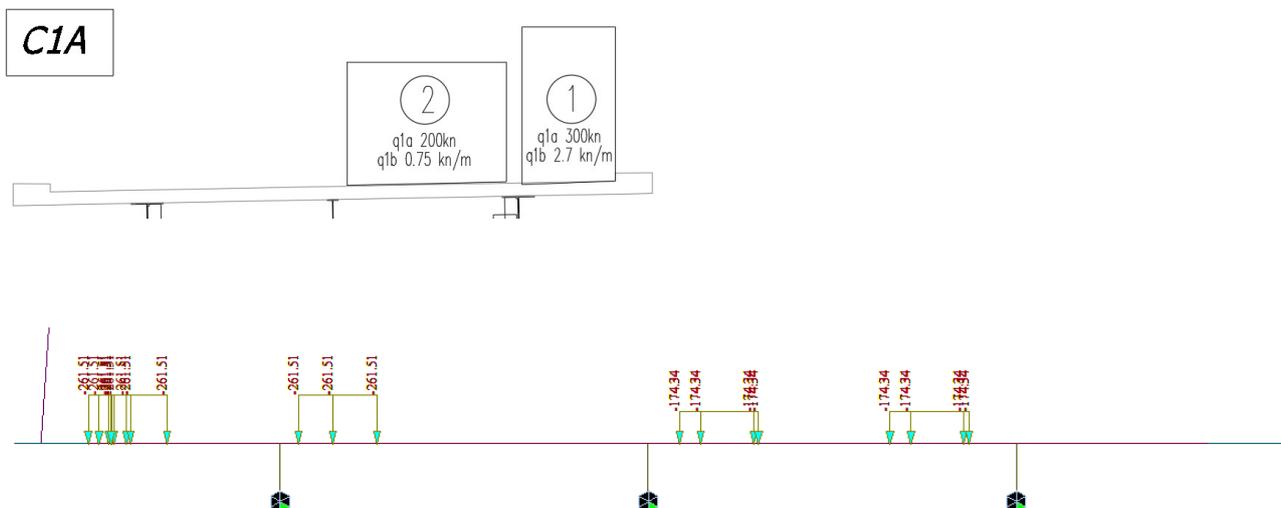
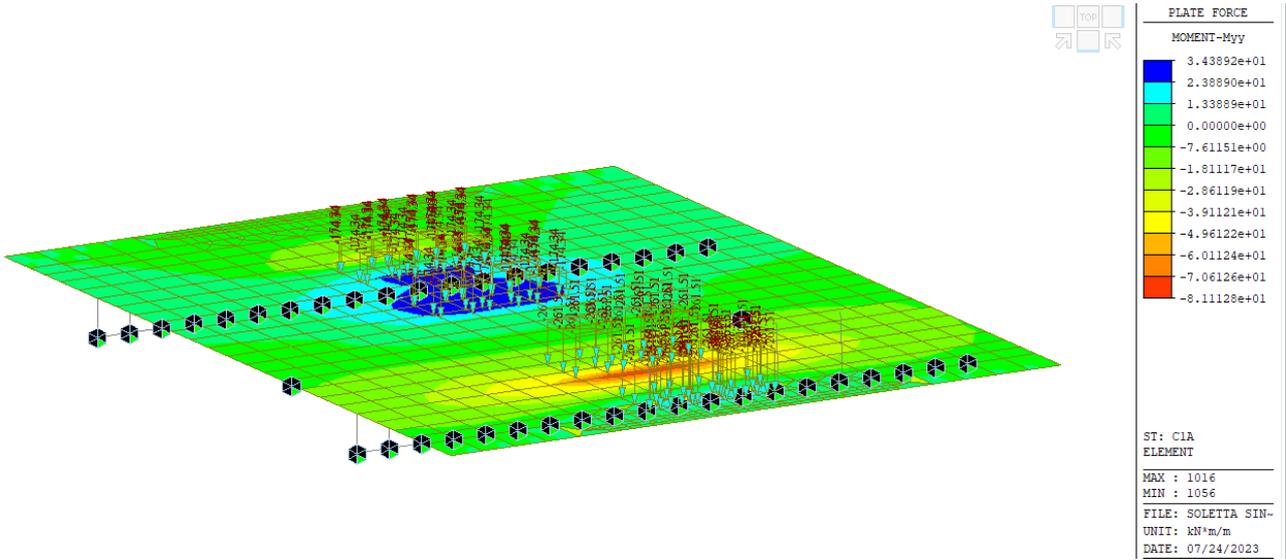


Diagramma dei momenti flettenti per carichi permanenti
-Momento negativo sulla trave esterna: -26.5 kNm/m
-Momento positivo tra le travi: 4.9 kNm/m

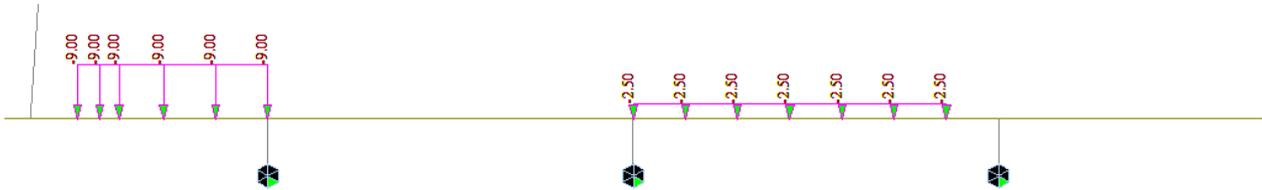
18.1.2. CONDIZIONE DI CARICO A MOMENTO NEGATIVO SULLA TRAVE ESTERNA

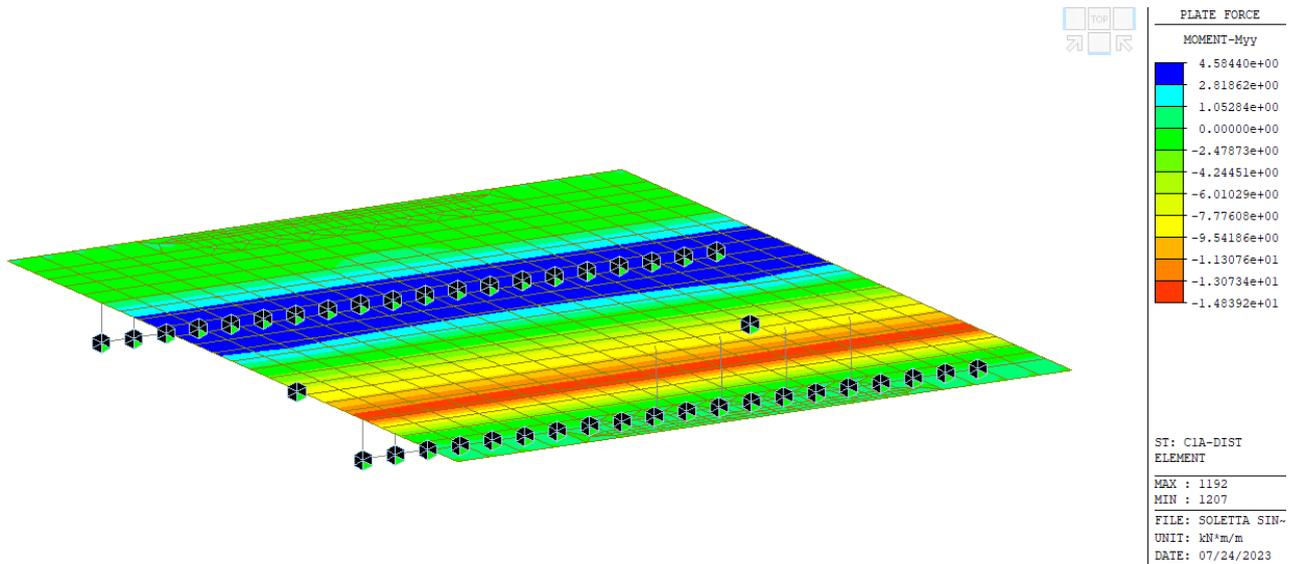
1.1.1.1 Condizione C1a





Momento negativo sulla trave esterna per effetto del carico tandem



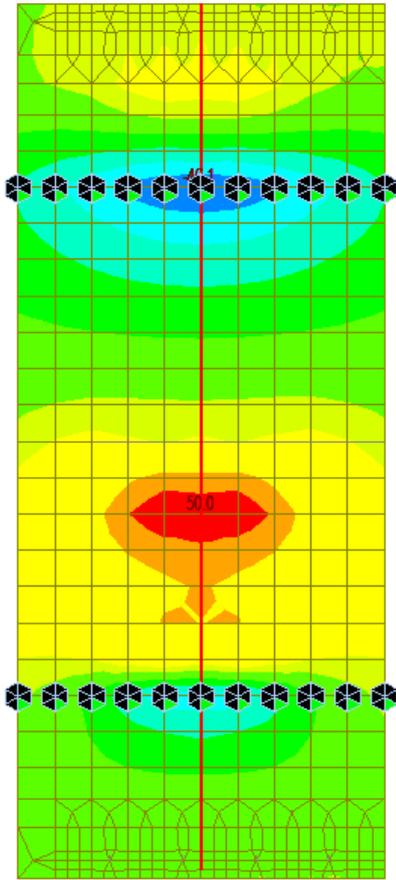


Momento negativo sulla trave esterna per effetto del carico distribuito

1.1.1.1 verifica a momento negativo

Il momento negativo slv massimo è pari a:

$$M_{pos}: 33 \times 1.35 + 26.5 \times 1.5 + (14.8 + 81.1) \times 1.35 = 213.8 \text{ kNm/m}$$



POSTI-PROCESSOR

PLATE FORCE

MOMENT-Myy

5.21763e+01
4.32454e+01
3.43144e+01
2.53834e+01
1.64524e+01
7.52141e+00
0.00000e+00
-1.03406e+01
-1.92715e+01
-2.82025e+01
-3.71335e+01
-4.60645e+01

CB: C3
AVG NODAL

MAX : 1011
MIN : 1045

FILE: SOLETTA SIN-
UNIT: kN*m/m
DATE: 07/24/2023

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000

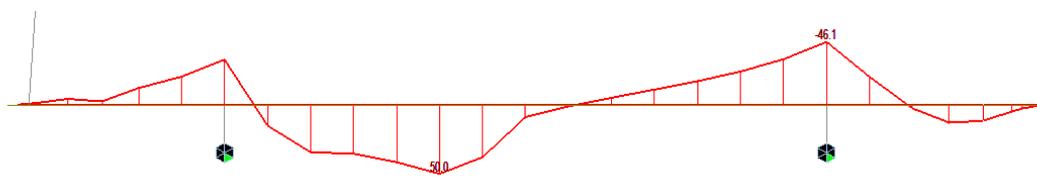


PLATE FORCE

MOMENT-Myy

5.21763e+01
4.32454e+01
3.43144e+01
2.53834e+01
1.64524e+01
7.52141e+00
0.00000e+00
-1.03406e+01
-1.92715e+01
-2.82025e+01
-3.71335e+01
-4.60645e+01

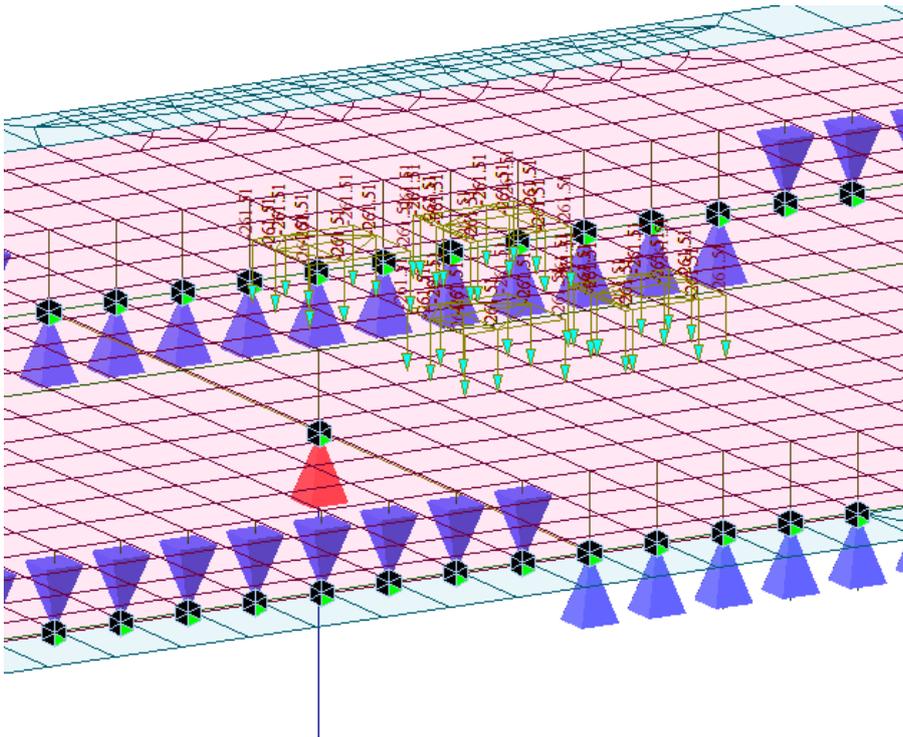
CB: C3
AVG NODAL

MAX : 1011
MIN : 1045

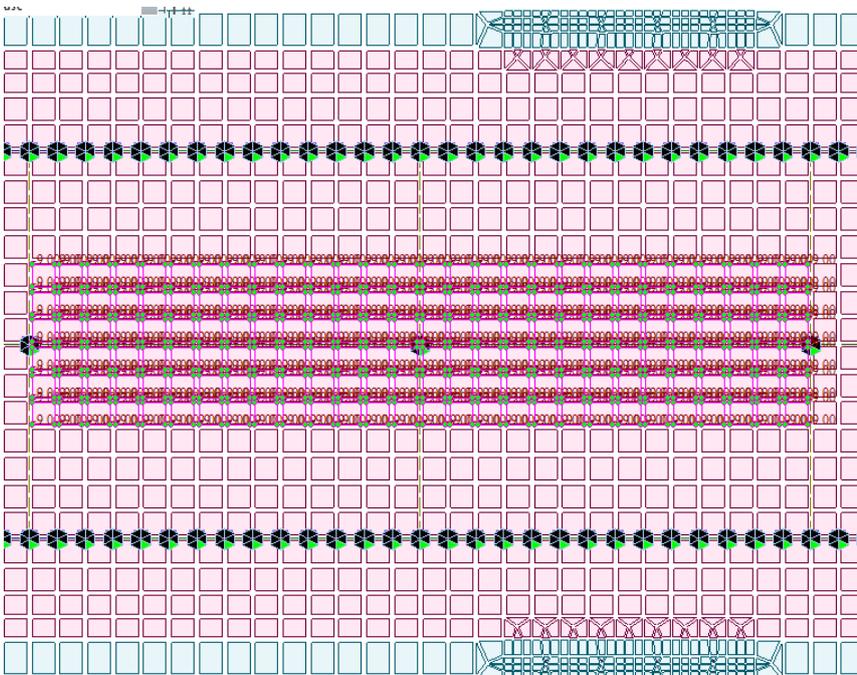
FILE: SOLETTA SIN-
UNIT: kN*m/m
DATE: 07/24/2023

VIEW-DIRECTION

Andamento dei momenti flettenti per effetto del carico mobile



Spostando il carico in adiacenza al traverso lo sforzo massimo dei carichi distribuiti che si trasmette al diaframma inferiore è pari a 259 kN.



Globalmente l'azione dei carichi mobili da ripartire è pari a $451+259=710$ kN

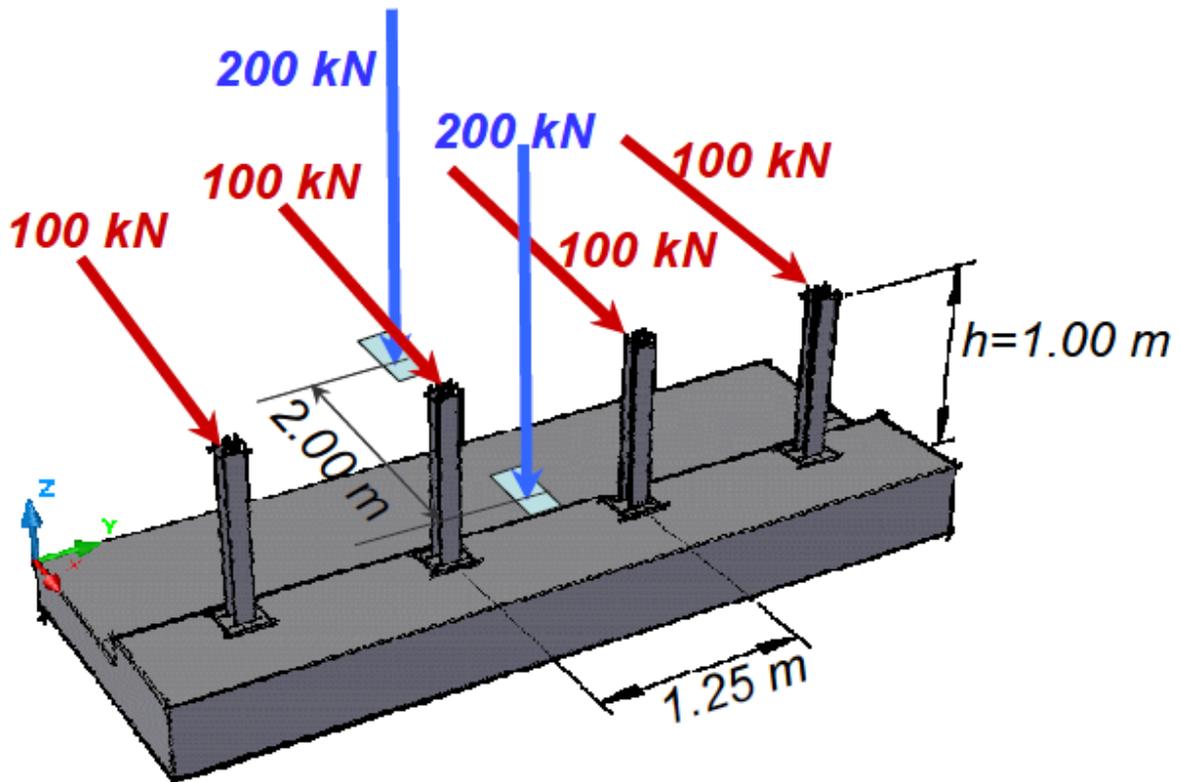
A questa azione si aggiunge il contributo dei carichi permanenti valutati per area di influenza, pari a

Pesi propri: $25 \times 0.32 \times 6 \times (7.5/2) = 180 \text{ kN}$

Pavimentazione: $24 \times 0.11 \times 6 \times (7.5/2) = 59 \text{ kN}$

18.1.5. CONDIZIONE DI VEICOLO IN SVIO

Per la verifica del veicolo in svio si adotta il seguente schema di 4 forze da 100kN associate allo schema di carico 2:



Schema di carico per condizioni di progetto più severe.

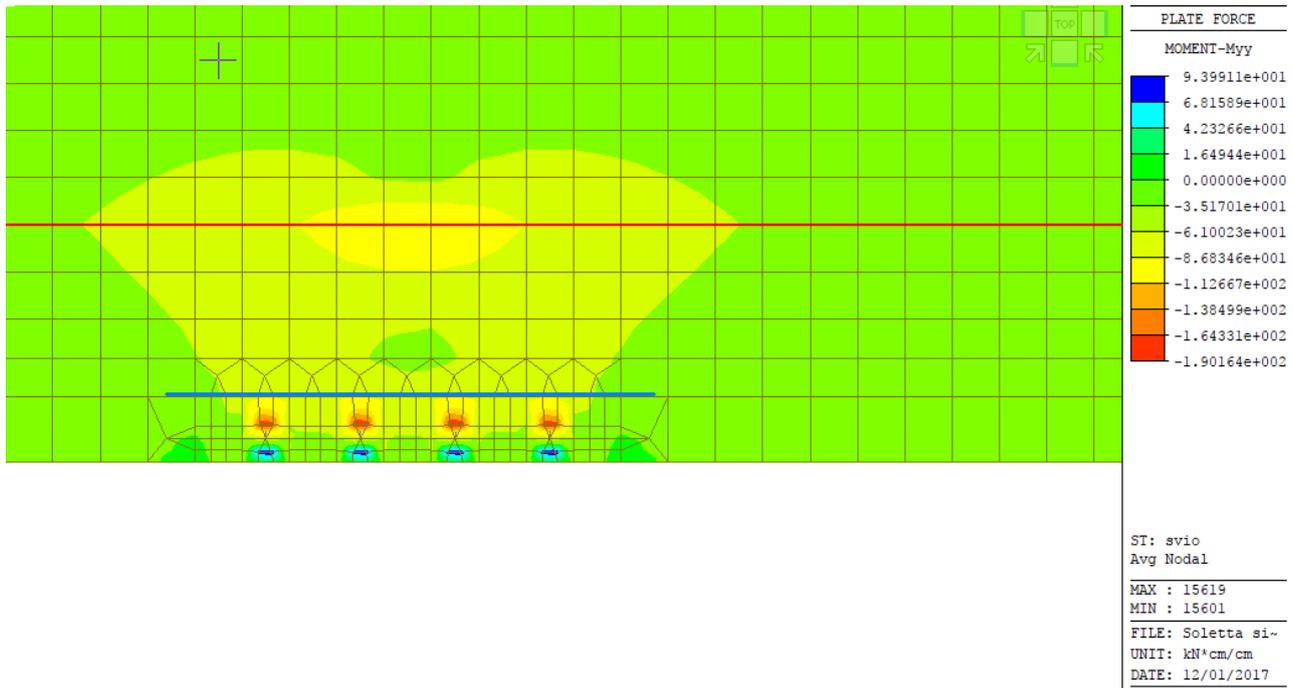
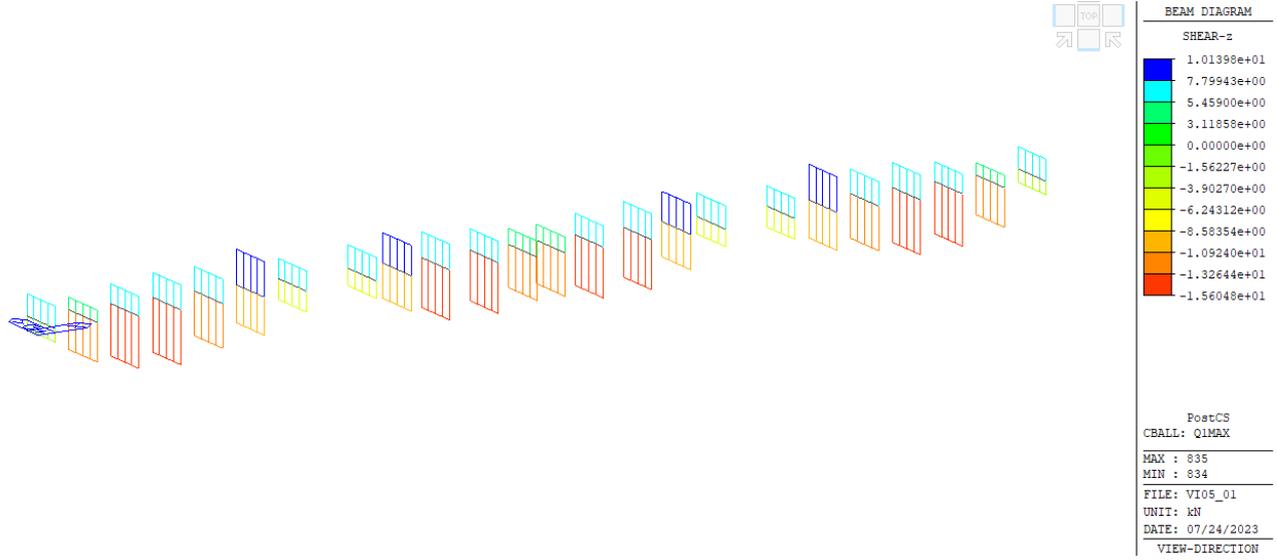


Diagramma del momento flettente (in rosso l'asse trave – in blu la sezione di spiccato del cordolo)

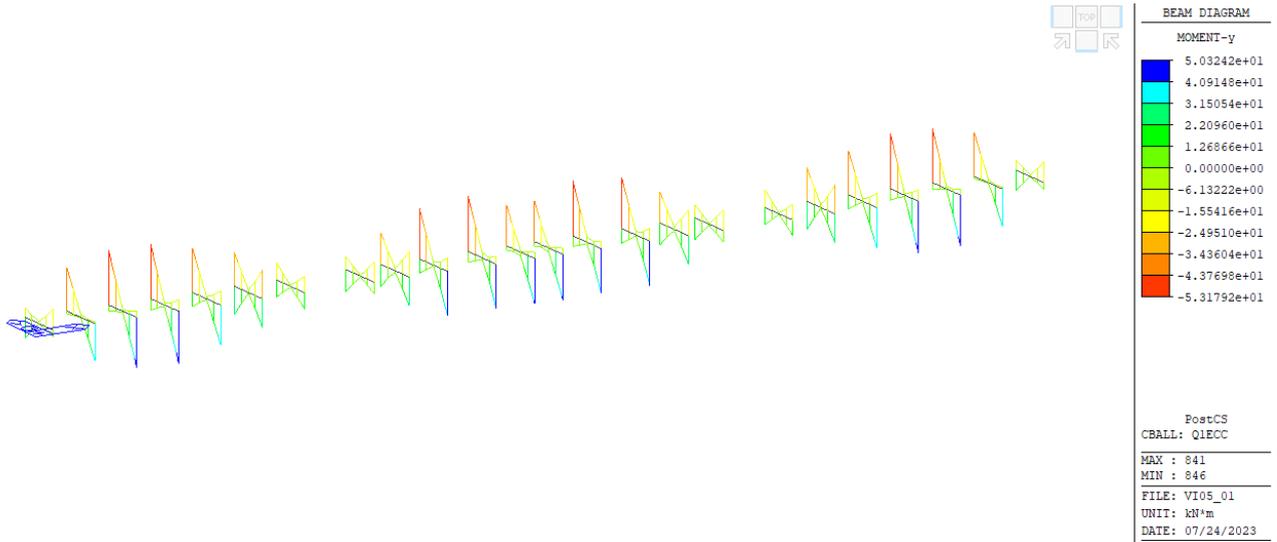
Il valore del momento flettente in corrispondenza della trave è pari a 89 kNm/metro minore del valore utilizzato per verificare lo sbalzo della soletta.

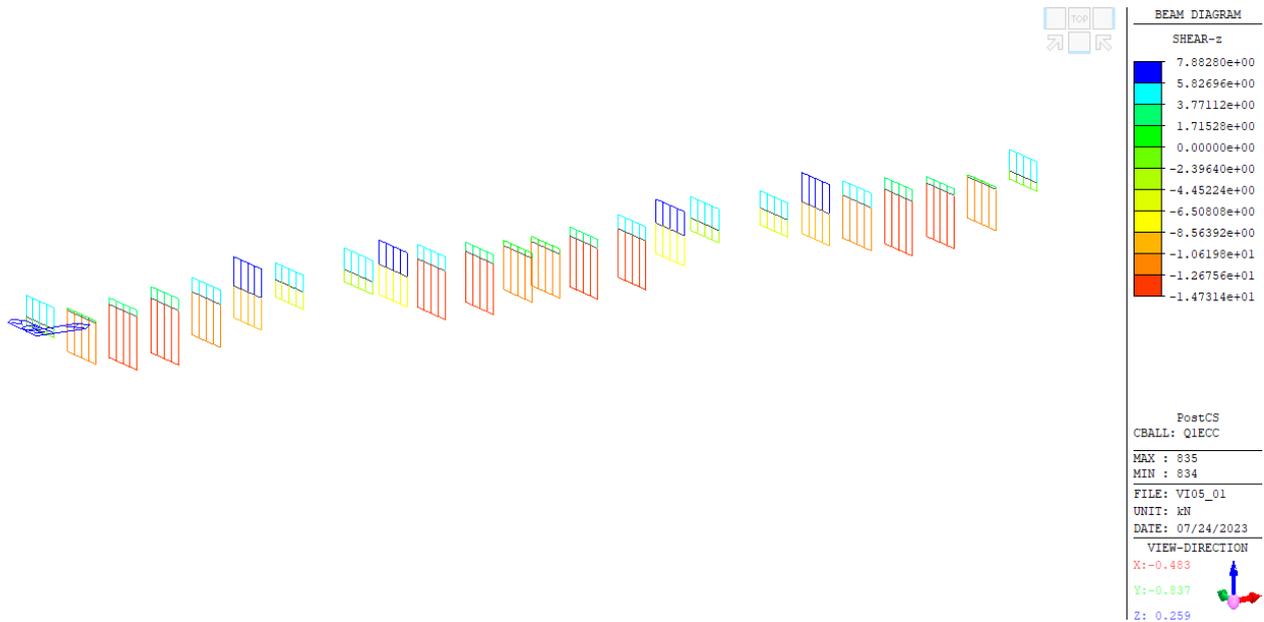
In corrispondenza della sezione di spiccato la sollecitazione flettente è pari a 50 kNm/metro ed una trazione di 1.2 kN/m.

Considerando un momento flettente aggiuntivo di 12 kNm/metro dovuto ai pesi permanenti ed alla barriera si ha la seguente verifica a tenso-flessione.



Sforzi di flessione e taglio in condizione di carico mobile massimo

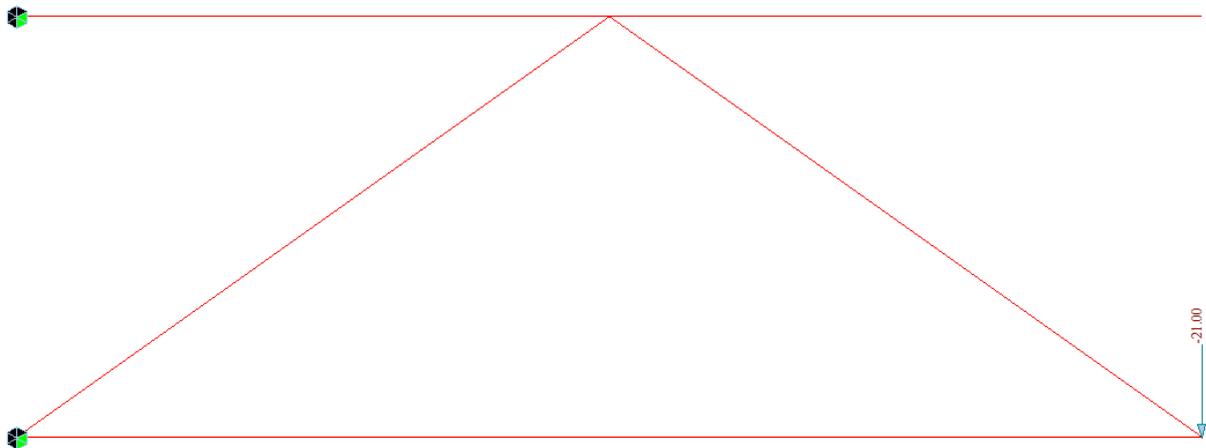


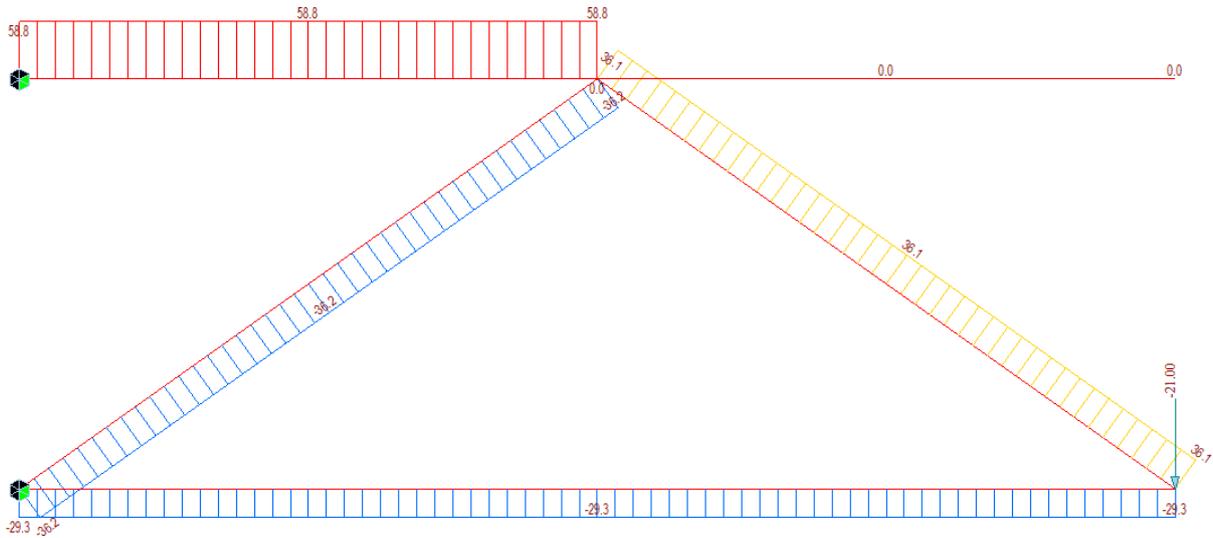


Sforzi di flessione e taglio in condizione di carico mobile eccentrico

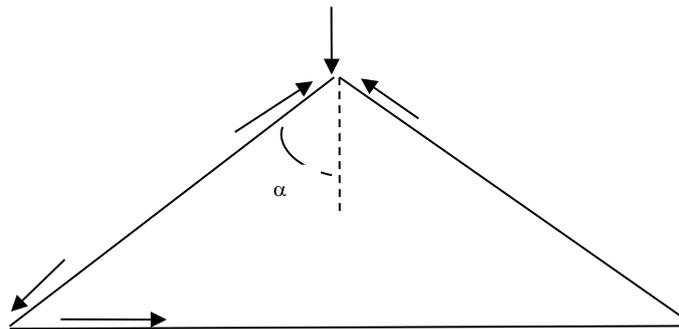
Il momento flettente massimo è pari a 56 kNm mentre il taglio massimo è pari a 16.5 kN.
Il momento flettente si ripartisce sui correnti, considerando una altezza media di 2.5m si ha:
 $56 \times 1.35 / 2.5 = 28.1$ kN di sforzo.

L'azione di taglio $16.5 \times 1.35 = 21.8$ kN viene ripartita nel seguente modo:





Allo sforzo globale si aggiunge quello locale trasmesso dalla longherina, tramite il seguente schema:



Dove, essendo P lo sforzo trasmesso dalla longherina, lo sforzo del diagonale è pari:

- $N_{diag} = (P/2) / \cos(\alpha)$

Lo sforzo di trazione nel corrente inferiore è pari a:

- $N_{corr} = N_{diag} \cos(90-\alpha)$

Per ricapitolare:

Htrav e	2.5	sle	corrente	Diag	slu	corrente	Diag
Mslu		52	20.8		70.2	28.1	
Tslu		16.5	43.6	26.7	22.3	58.8	36.1
longherina		949	586.0	754.0		796.5	1024.9
			650.3	612.7		883.4	1061.0

Si riporta di seguito la verifica dei profili:

CORRENTE SUPERIORE			CORRENTE inferiore			DIAGONALE		
8,688	-8,688	SLU	88,339	-8,688	SLU	106,102	-106,102	SLU
6,436	-6,436	SLE variabile	65,031	6,436	SLE	78,594	-78,594	SLE variabile
RISULTATI			RISULTATI			RISULTATI		
COMPRESSIONE	OK	0.086	COMPRESSIONE	OK	0.150	COMPRESSIONE	OK	0.812
TRAZIONE	OK	0.039	TRAZIONE	OK	0.307	TRAZIONE	OK	0.369
lunghezza dell'asta	350	cm	lunghezza dell'asta	700	cm	lunghezza dell'asta	424	cm
Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera		Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera		Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera	
profilo	L 120 x 15		profilo	L 150 x 15		profilo	L 150 x 15	
Tipo composizione	E		Tipo composizione	E		Tipo composizione	E	
<i>Due angolari accoppiati orizzontalmente</i>			<i>Due angolari accoppiati orizzontalmente</i>			<i>Due angolari accoppiati orizzontalmente</i>		
A (singolo profilo) =	33.93	cm ²	A (singolo profilo) =	43.02	cm ²	A (singolo profilo) =	43.02	cm ²
e _x (singolo profilo) =	3.51	cm	e _x (singolo profilo) =	4.25	cm	e _x (singolo profilo) =	4.25	cm
e _y (singolo profilo) =	3.51	cm	e _y (singolo profilo) =	4.25	cm	e _y (singolo profilo) =	4.25	cm
u (singolo profilo) =		cm	u (singolo profilo) =		cm	u (singolo profilo) =		cm
v (singolo profilo) =		cm	v (singolo profilo) =		cm	v (singolo profilo) =		cm
J _x (singolo profilo) =	444.90	cm ⁴	J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _y (singolo profilo) =	444.90	cm ⁴	J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴
J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴
A (composizione) =	68	cm ²	A (composizione) =	86.04	cm ²	A (composizione) =	86	cm ²
J _x (composizione) =	890	cm ⁴	J _x (composizione) =	1,796	cm ⁴	J _x (composizione) =	1,796	cm ⁴
J _y (composizione) =	2,121	cm ⁴	J _y (composizione) =	3,947	cm ⁴	J _y (composizione) =	3,947	cm ⁴
J _{max} (composizione) =	2,121	cm ⁴	J _{max} (composizione) =	3,947	cm ⁴	J _{max} (composizione) =	3,947	cm ⁴
J _{min} (composizione) =	890	cm ⁴	J _{min} (composizione) =	1,796	cm ⁴	J _{min} (composizione) =	1,796	cm ⁴
Sp. piatto collegamento =	1.5	cm	Sp. piatto collegamento =	1.5	cm	Sp. piatto collegamento =	1.5	cm
Sp. profilo =	1.5	cm	Sp. profilo =	1.5	cm	Sp. profilo =	1.5	cm
Verifiche di stabilità di aste compresse			Verifiche di stabilità di aste compresse			Verifiche di stabilità di aste compresse		
	piano XX	piano YY		piano XX	piano YY		piano XX	piano YY
L0 =	342	342	L0 =	700	700	L0 =	424	424
i _{min} [cm] =	3.6	5.6	i _{min} [cm] =	4.6	6.8	i _{min} [cm] =	4.6	6.8
passo imbottiture =	54.3	cm	passo imbottiture =	68.5	cm	passo imbottiture =	68.5	cm
β =	1	1	β =	1	1	β =	1	1
λ geometrica =	94.3	61.1	λ geometrica =	153.2	103.3	λ geometrica =	92.8	62.6
f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550	f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550	f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550
Ncr [DaN] =	158,136	376997.9	Ncr [DaN] =	75,976	166959.9	Ncr [DaN] =	207,082	455068.2
λ [*] =	1.234	0.8	λ [*] =	2.005	1.4	λ [*] =	1.214	0.8
Curva instabilità	b	b	Curva instabilità	b	b	Curva instabilità	b	b
α =	0.34	0.34	α =	0.34	0.34	α =	0.34	0.3
Φ =	1.438	0.9	Φ =	2.817	1.6	Φ =	1.410	0.9
χ =	0.460	0.7	χ =	0.209	0.4	χ =	0.470	0.7
Nb,Rd [daN] =	100,716	158,742	Nb,Rd [daN] =	57,901	111,733	Nb,Rd [daN] =	130,597	197,840
Nb,Ed [daN] =	8,688	8,688	Nb,Ed [daN] =	8,688	8,688	Nb,Ed [daN] =	106,102	106,102
NEd/NRd [daN] =	0.086	0.055	NEd/NRd [daN] =	0.150	0.078	NEd/NRd [daN] =	0.812	0.536

Verifiche a trazione			Verifiche a trazione			Verifiche a trazione		
n° fori =	2		n° fori =	2		n° fori =	2	
bulloni M	24	mm	bulloni M	24	mm	bulloni M	24	mm
gioco foro bullone	1.5	NTC	gioco foro bullone	1.5	NTC	gioco foro bullone	1.5	NTC
Φ foro =	2.6	cm	Φ foro =	2.6	cm	Φ foro =	2.6	cm
A _{net} =	60	cm ²	A _{net} =	78	cm ²	A _{net} =	78	cm ²
Nt,Rd =	221,091	DaN	Nt,Rd =	287,848	DaN	Nt,Rd =	287,848	DaN
β =	0.5196		β =	0.6137		β =	0.5196	
Nt,Rd prof ad L =	--	DaN	Nt,Rd prof ad L =	--	DaN	Nt,Rd prof ad L =	--	DaN
Nt,Ed =	8,688	DaN	Nt,Ed =	88,339	DaN	Nt,Ed =	106,102	DaN
Nt,Ed/Nt,Rd =	0.039		Nt,Ed/Nt,Rd =	0.307		Nt,Ed/Nt,Rd =	0.369	
Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio			Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio			Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio		
bulloni M	24	10.9	bulloni M	24	10.9	bulloni M	24	10.9
Disposizione bulloni / geo	quinconce	e	Disposizione bulloni	quinconce	d	Disposizione bulloni	quinconce	e
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
e1 [mm]	50	50	e1 [mm]	50	50	e1 [mm]	50	50
	OK	OK		OK	OK		OK	OK
e2 [mm]	55	55	e2 [mm]	45	45	e2 [mm]	55	55
	OK	OK		OK	OK		OK	OK
p1 [mm]	70	70	p1 [mm]	100	100	p1 [mm]	70	70
	OK	OK		OK	OK		OK	OK
p2 [mm]	210	210	p2 [mm]	45	45	p2 [mm]	210	210
	max 210	max 210		OK	OK		max 210	max 210
L [mm]	213	213	L [mm]	67	67	L [mm]	213	213
fub	10000	kg/cm2	fub	10000	kg/cm2	fub	10000	kg/cm2
Fv,s Rd	18,096	daN	Fv,s Rd	18,096	daN	Fv,s Rd	18,096	daN
Fv,s Rd _{tot}	36,191	daN	Fv,s Rd _{tot}	36,191	daN	Fv,s Rd _{tot}	36,191	daN
n° min taglio =	1	bulloni	n° min taglio =	3	bulloni	n° min taglio =	3	bulloni

Verifica a rifollamento piastra e profilo			Verifica a rifollamento piastra e profilo			Verifica a rifollamento piastra e profilo		
piastra	1.5	cm	piastra	1.5	cm	piastra	1.5	cm
profilo	1.5	cm	profilo	1.5	cm	profilo	1.5	cm
sp coprigiunto	0	cm	sp coprigiunto	0	cm	sp coprigiunto	0	cm
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
α _{est} =	0.65	0.65	α _{est} =	0.65	0.65	α _{est} =	0.65	0.65
α _{int} =	0.67	0.67	α _{int} =	1.00	1.00	α _{int} =	0.67	0.67
kest =	2.50	2.50	kest =	2.50	2.50	kest =	2.50	2.50
kint =	2.14	2.14	kint =	2.50	2.50	kint =	2.14	2.14
Fb, Rd (bordo) [DaN] =	24,000	48,000	Fb, Rd (bordo) [DaN] =	24,000	48,000	Fb, Rd (bordo) [DaN] =	24,000	48,000
Fb, Rd (interni) [DaN] =	20,934	41,868	Fb, Rd (interni) [DaN] =	36,720	73,440	Fb, Rd (interni) [DaN] =	20,934	41,868
F Rd, rifollamento =	20,934	DaN	F Rd, rifollamento =	24,000	DaN	F Rd, rifollamento =	20,934	DaN
n° min rifollamento =	1	minimo su piastra	n° min rifollamento =	4	minimo su piastra	n° min rifollamento =	6	minimo su piastra
Verifica di resistenza dei giunti ad attrito			Verifica di resistenza dei giunti ad attrito			Verifica di resistenza dei giunti ad attrito		
Verifica agli =	SLE	categoria B	Verifica agli =	SLE	categoria B	Verifica agli =	SLE	categoria B
μ	0.3		μ	0.3		μ	0.3	
A _{res} =	353	mm2	A _{res} =	353	mm2	A _{res} =	353	mm2
F _{p,Cd} =	22,464	DaN	F _{p,Cd} =	22,464	DaN	F _{p,Cd} =	22,464	DaN
F _{s,Rd} singola superficie =	6,739	DaN	F _{s,Rd} singola superficie =	6,739	DaN	F _{s,Rd} singola superficie =	6,739	DaN
F _{s,Rd} =	13,478	DaN	F _{s,Rd} =	13,478	DaN	F _{s,Rd} =	13,478	DaN
Nt,Ed =	6,436	DaN	Nt,Ed =	65,031	DaN	Nt,Ed =	78,594	DaN
n° min attrito =	1		n° min attrito =	5		n° min attrito =	6	

19.2. TRAVERSI IN APPOGGIO

La sollecitazione dei traver si in appoggio deriva dalle azioni orizzontali (vento e sisma) e dalla azione trasmessa dalla longherina della soletta.

Per il sisma la sollecitazione massima nei diagonali è di 462 kN a cui vanno aggiunti le azioni trasmesse dalla longherina .

Mentre per il corrente inferiore la sollecitazione massima è di 370 kN in condizione SLU.

Htrav e	2.5	sle	corrente	Diag	slu	corrente	Diag
Mslu							
Tslu			274.1	343.7		370.0	464.0
longherina		949	586.0	754.0		796.5	1024.9
			860.0	1097.7		1166.5	1488.9

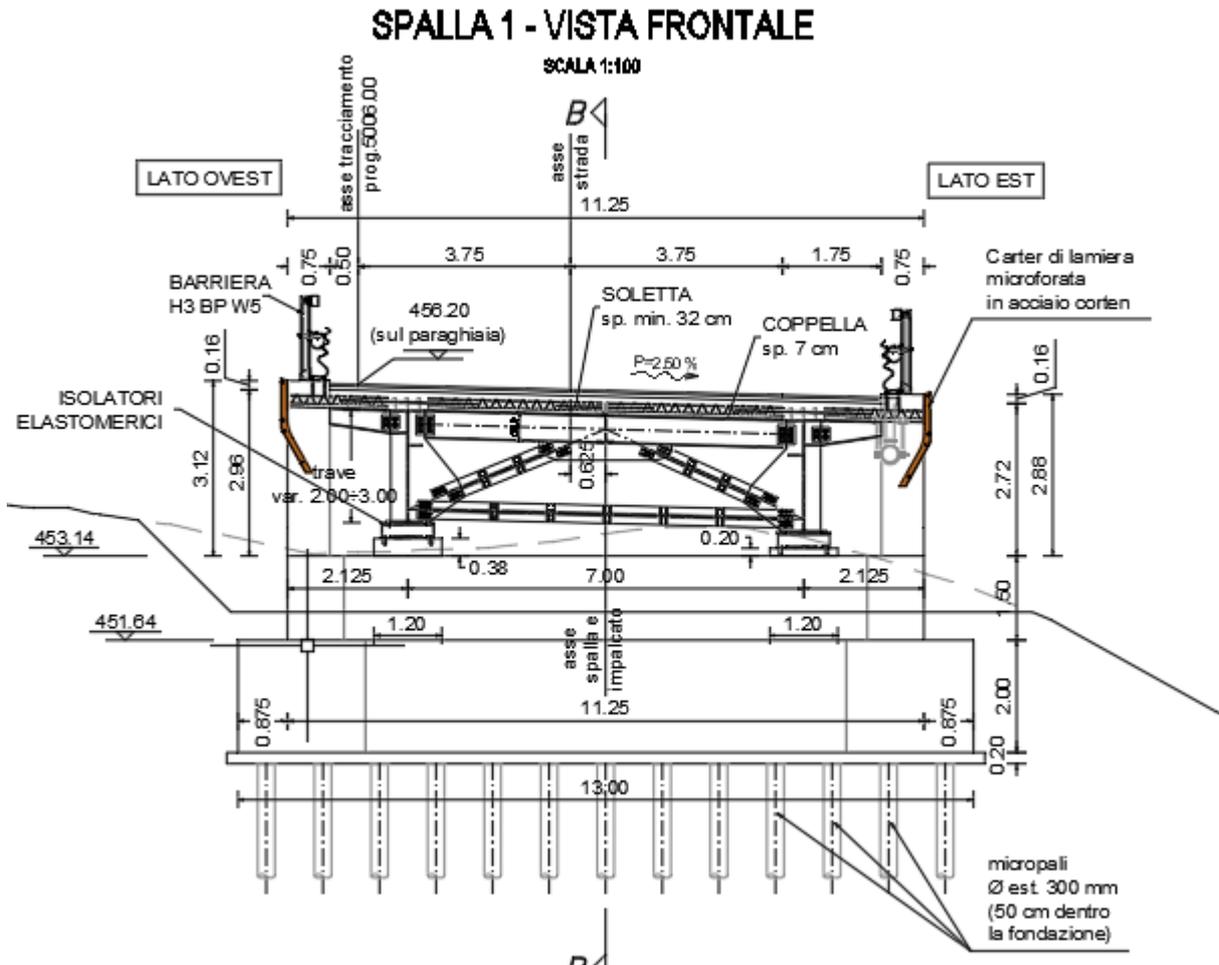
CORRENTE			DIAGONALE		
116,651	-116,651	SLU	148,892	-148,892	SLU
86,003	-86,408	SLE	109,769	-109,769	SLE variabile
RISULTATI			RISULTATI		
COMPRESSIONE	OK	0.464	COMPRESSIONE	OK	0.357
TRAZIONE	OK	0.230	TRAZIONE	OK	0.287
lunghezza dell'asta	700	cm	lunghezza dell'asta	425	cm
Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera		Tipo di vincolo asta	entrambi i vincoli a cerniera	
profilo	L 150 x 15		profilo	L 150 x 15	
Tipo composizione	I		Tipo composizione	I	
Quattro angolari a croce			Quattro angolari a croce		
A (singolo profilo) =	43.02	cm ²	A (singolo profilo) =	43.02	cm ²
e _x (singolo profilo) =	4.25	cm	e _x (singolo profilo) =	4.25	cm
e _y (singolo profilo) =	4.25	cm	e _y (singolo profilo) =	4.25	cm
u (singolo profilo) =		cm	u (singolo profilo) =		cm
v (singolo profilo) =		cm	v (singolo profilo) =		cm
J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _x (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴	J _y (singolo profilo) =	898.10	cm ⁴
J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{max} (singolo profilo) =		cm ⁴
J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴	J _{min} (singolo profilo) =		cm ⁴
A (composizione) =	172.08	cm²	A (composizione) =	172	cm²
J_x (composizione) =	9,282	cm⁴	J_x (composizione) =	9,282	cm⁴
J_y (composizione) =	9,282	cm⁴	J_y (composizione) =	9,282	cm⁴
J_{max} (composizione) =	9,282	cm⁴	J_{max} (composizione) =	9,282	cm⁴
J_{min} (composizione) =	9,282	cm⁴	J_{min} (composizione) =	9,282	cm⁴
Sp. piatto collegamento =	3	cm	Sp. piatto collegamento =	3	cm
Sp. profilo =	1.5	cm	Sp. profilo =	1.5	cm
Verifiche di stabilità di aste compresse			Verifiche di stabilità di aste compresse		
	piano XX	piano YY		piano XX	piano YY
L0 =	700	700	L0 =	425	425
i _{min} [cm] =	7.3	7.3	i _{min} [cm] =	7.3	7.3
passo imbottiture =	110.2	cm	passo imbottiture =	110.2	cm
β =	1	1	β =	1	1
λ geometrica =	95.3	95.3	λ geometrica =	57.9	57.9
f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550	f _y [DaN/cm ²] =	3550	3550
Ncr [DaN] =	392,604	392604.2	Ncr [DaN] =	1,065,058	1065057.7
λ ^a =	1.247	1.2	λ ^a =	0.757	0.8
Curva instabilità	b	b	Curva instabilità	b	b
α =	0.34	0.34	α =	0.34	0.3
Φ =	1.456	1.5	Φ =	0.882	0.9
χ =	0.453	0.5	χ =	0.750	0.8
Nb,Rd [daN] =	251,619	251,619	Nb,Rd [daN] =	416,717	416,717
Nb,Ed [daN] =	116,651	116,651	Nb,Ed [daN] =	148,892	148,892
NEd/NRd [daN] =	0.464	0.464	NEd/NRd [daN] =	0.357	0.357

Verifiche a trazione			Verifiche a trazione		
n° fori =	8		n° fori =	8	
bulloni M	27	mm	bulloni M	24	mm
gioco foro bullone	1.5	NTC	gioco foro bullone	1.5	NTC
Φ foro =	2.9	cm	Φ foro =	2.6	cm
A _{net} =	138	cm ²	A _{net} =	141	cm ²
Nt,Rd =	506,295	DaN	Nt,Rd =	519,515	DaN
β =	0.5526		β =	0.6137	
Nt,Rd prof ad L =	--	DaN	Nt,Rd prof ad L =	--	DaN
Nt,Ed =	116,651	DaN	Nt,Ed =	148,892	DaN
Nt,Ed/Nt,Rd =	0.230		Nt,Ed/Nt,Rd =	0.287	
Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio			Verifica di resistenza dei giunti agli SLU a taglio		
bulloni M	27	10.9	bulloni M	24	10.9
Disposizione bulloni	quinconce	c	Disposizione bulloni	quinconce	d
	<i>piastra</i>	<i>profilo</i>		<i>piastra</i>	<i>profilo</i>
e1 [mm]	50	50	e1 [mm]	50	50
	OK	OK		OK	OK
e2 [mm]	45	45	e2 [mm]	45	45
	OK	OK		OK	OK
p1 [mm]	90	90	p1 [mm]	100	100
	OK	OK		OK	OK
p2 [mm]	45	45	p2 [mm]	45	45
	min 69	min 69		OK	OK
L [mm]	64	64	L [mm]	67	67
fub	10000	kg/cm2	fub	10000	kg/cm2
F _{v,s} Rd	22,902	daN	F _{v,s} Rd	18,096	daN
F _{v,s} Rd _{tot}	45,804	daN	F _{v,s} Rd _{tot}	36,191	daN
n° min taglio =	3	bulloni	n° min taglio =	5	bulloni

Verifica di resistenza dei giunti ad attrito			Verifica di resistenza dei giunti ad attrito		
Verifica agli =	SLE	categoria B	Verifica agli =	SLE	categoria B
μ	0.3		μ	0.3	
A _{res} =	459	mm2	A _{res} =	353	mm2
F _{p,Cd} =	29,209	DaN	F _{p,Cd} =	22,464	DaN
F _{s,Rd} singola superficie =	8,763	DaN	F _{s,Rd} singola superficie =	6,739	DaN
F _{s,Rd} =	17,525	DaN	F _{s,Rd} =	13,478	DaN
Nt,Ed =	86,408	DaN	Nt,Ed =	109,769	DaN
n° min attrito =	5		n° min attrito =	9	

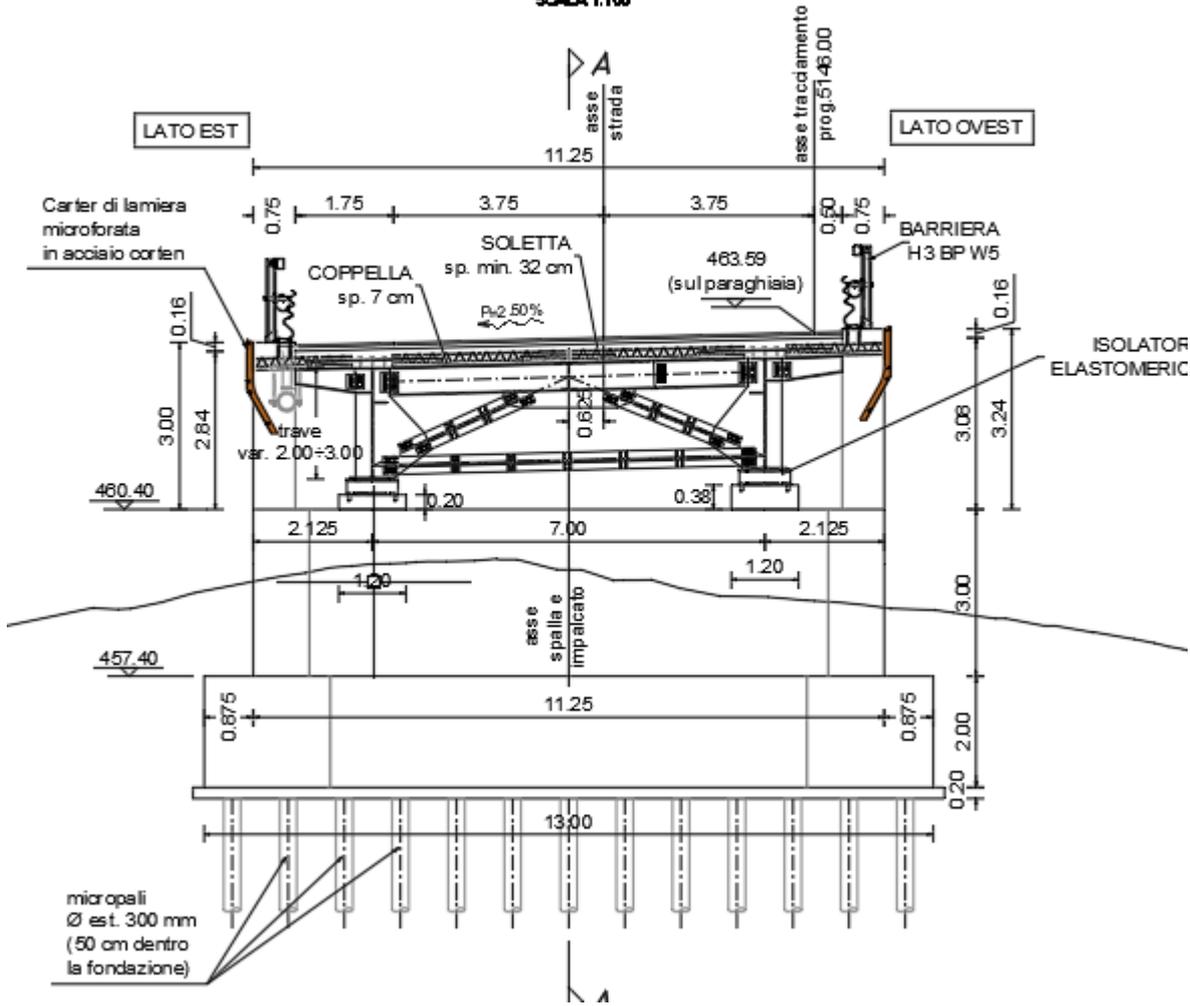
20. SPALLA

La spalla è costituita da un muro frontale con altezza di 1.5m per la S1 ed 3m per la S2 e spessore di 2.5m supportato su di un plinto di 2m di spessore fondato su micropali.
Per il dimensionamento si fa riferimento alla geometria della spalla 2.



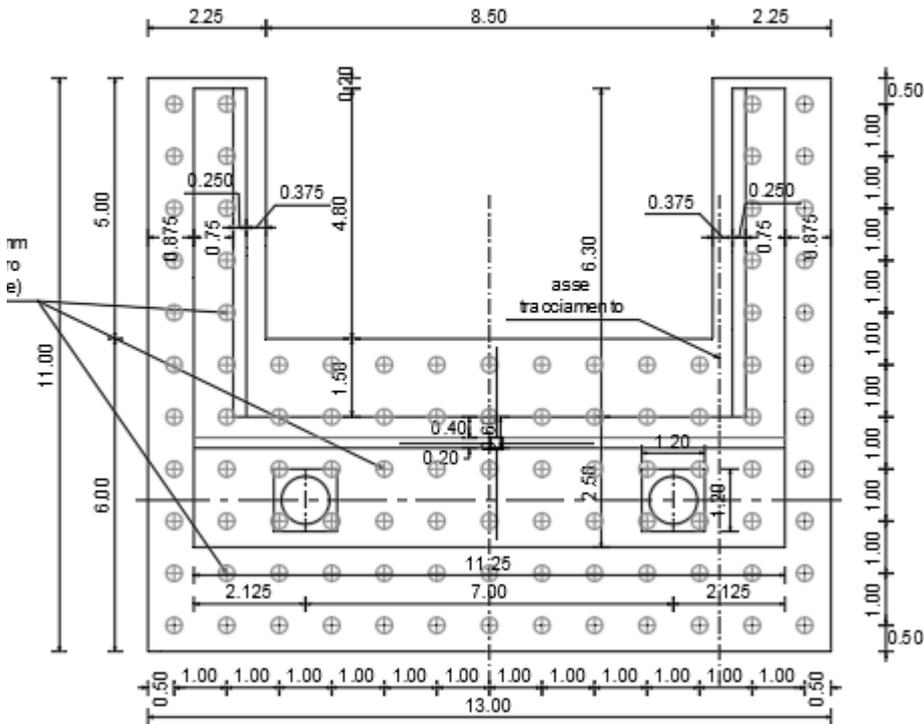
SPALLA 2 - VISTA FRONTALE

SCALA 1:100



SPALLA 2 - PIANTA

SCALA 1:100

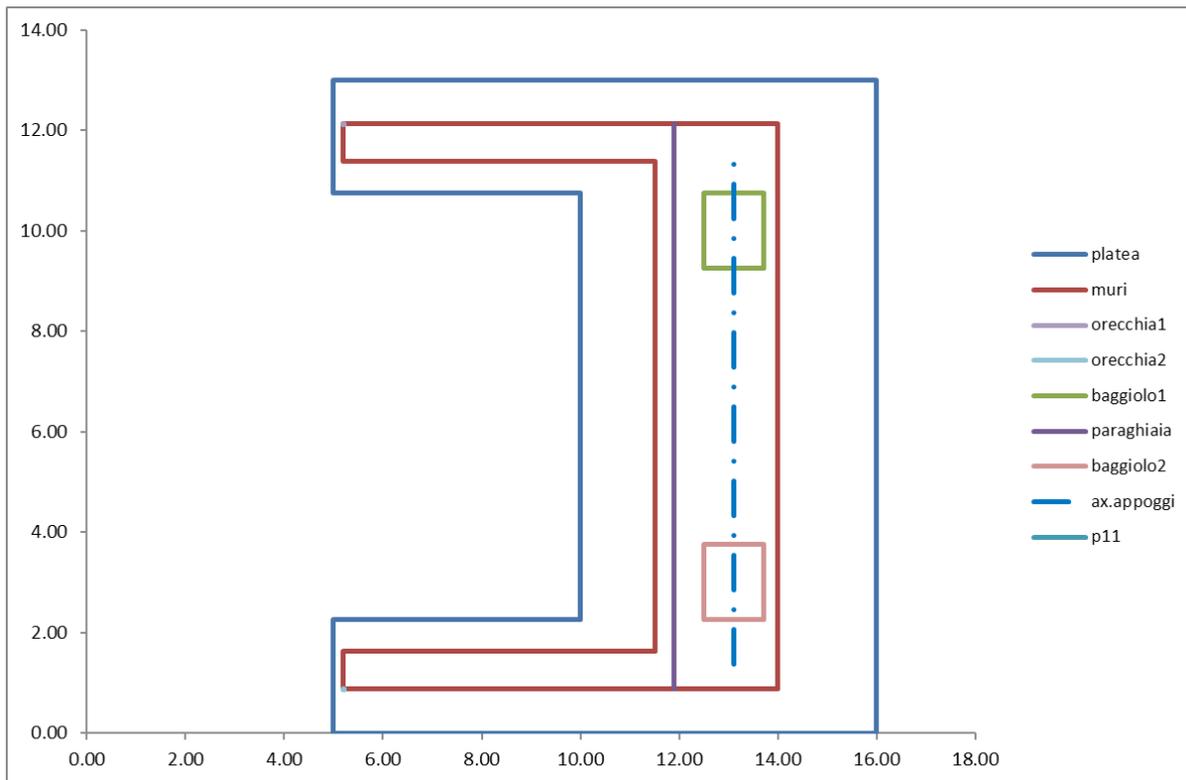


Geometria della spalla

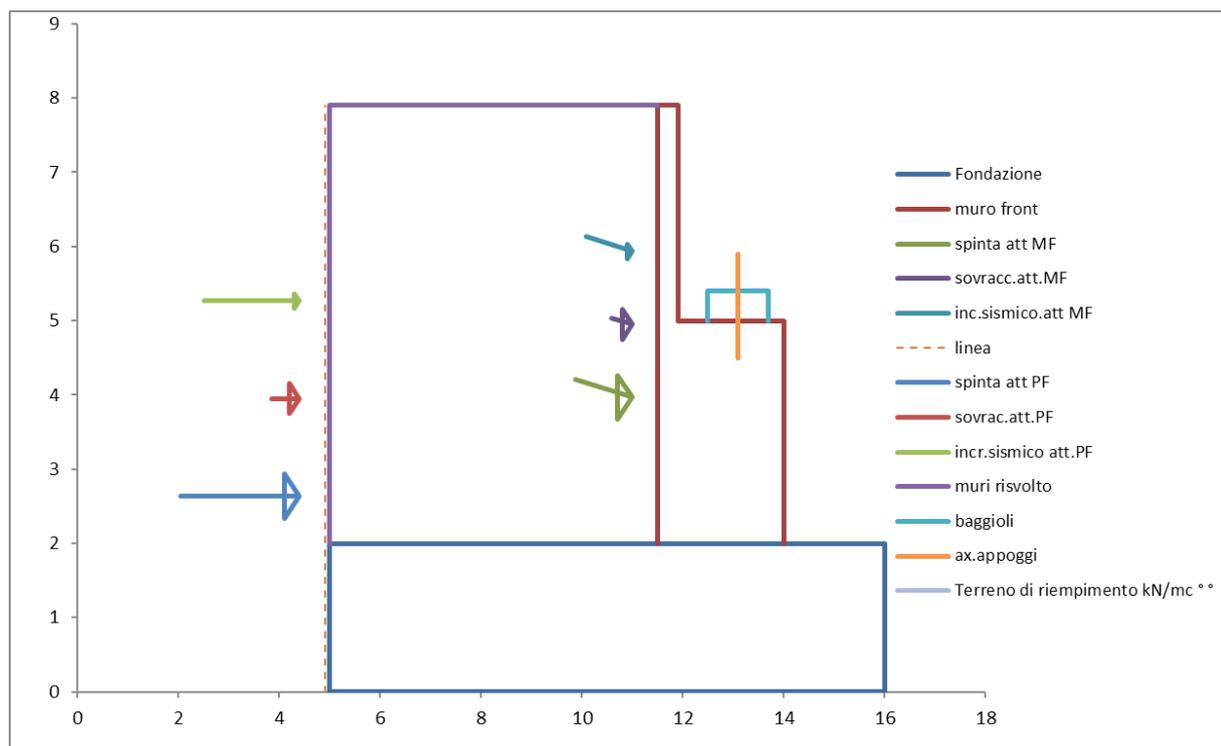
Tipo Platea	a 'C'
Dimensione long. X	11.000 m
Dimensione trasv. Y	13.000 m
Spessore	2.000 m
Paragliaia	
Altezza media	2.900 m
Spessore	0.400 m
Muro frontale	
Altezza	3.000 m
Spessore	2.500 m
Larghezza	11.250 m
Dist. bordo ant.	2.000 m
Baggioli	
N.	2
Altezza	0.400 m
Lunghezza	1.200 m
Larghezza	1.200 m
Pos. X appoggi interasse	0.900 m
	7.000 m
Muro andatore	
Altezza	6.30 m
Spessore testa -altezza	0.750

Spessore base -altezza	0.750
Spessore medio	0.750 m
Lunghezza	6.30 m
Terreno di riempimento	
γ	19.000 kN/mc
ϕ	35.000 °
Ang. attrito terra muro	23.33 °
Inclinazione terrapieno	0.000 °
Terreno di ricoprimento	
γ	0.010 kN/mc
Altezza min.	0.000 m
Carico sul rilevato	
p	20.000 kN/mq

Baricentro platea (x/y)	5.56	6.5 m
Dimensione long. Buco prima C		5 m
Dimensione trasv. Buco prima C		8.5 m



20.1. SPINTE DEL TERRENO



Si considera pertanto un angolo di attrito di 35° per valutare la spinta del terreno.
Per dimensionare la struttura si adotta la spinta statica a riposo secondo la teoria di wood.

Il coefficiente di spinta attiva risulta pari a:

$$k=1-\text{sen}\varnothing$$

	(Angoli in radianti)	(Angoli in gradi)	Coeff. Par.geotecnici		Caratteristiche terr.	
			M1	M2	M1	M2
g	19.000		1.00	1.00	19.000	19.000
ϕ	0.610865238	35.000	1.00	1.25	0.611	0.511
C'k	0		1.00	1.25	0.000	0.000
Cu	0		1.00	1.40	0.000	0.000
δ	0.407243492	23.333	1.00	1.25	0.407	0.332
$\theta+$	0.269	15.420				
$\theta-$	0.213	12.199				
ψ	1.571	90.000				
β	0.000	0.000				
Analisi		STATICA			M1	M2
		Coefficiente di spinta attiva	Ka		0.244	0.306
		Coefficiente di spinta a riposo	K0		0.426	0.511
		Coefficiente di spinta misto cementato	Kh		1.000	1.157
Analisi sismica		SISMICA	MONONOBE OKABE			
		Coefficiente di spinta attiva	K _{as} (q+)		0.459	0.552
		Coefficiente di spinta attiva	K _{as} (q-)		0.399	0.482
					0.459	0.552

Il carico è applicato come pressione sugli elementi a circa 1/3 dalla fondazione.

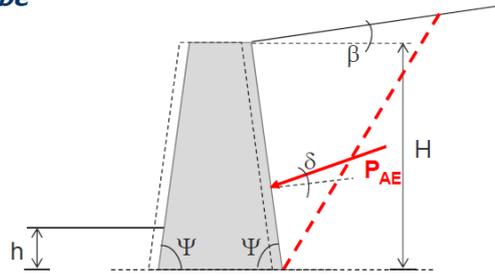
Azione sismica

In condizione sismica viene considerata anche la spinta valutata con la formulazione di Mononobe Okabe.

Soluzione di Mononobe-Okabe

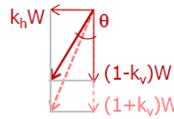
$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per forze dirette verso l'alto



$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$



L'azione sismica sulla struttura della spalla viene applicata con metodo pseudo statico

I coefficienti sismici **orizzontale e verticale, k_h e k_v** , sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ *accelerazione orizzontale massima al sito*
 a_g *accelerazione orizzontale massima al sito su terreno rigido*
 S_S e S_T *coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica*
 g *accelerazione di gravità*

β_m si ricava dalla

Tabella 7.11.II

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,31	0,31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,18

NB: per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi $\beta_m = 1$

Punto di applicazione dell'incremento di spinta dovuto al sisma:

- muro libero di ruotare o traslare → stesso punto di applicazione della spinta statica
- altri casi, in assenza di studi specifici → a metà altezza del muro

Considerando cautelativamente il coefficiente $\beta=1$.

Tabella riassuntiva dei parametri di spinta:

Parametri sismici			
Coefficiente $S=S_s \cdot S_t$	S	1.2	
Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	a_g	0.202	g
Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito	a_{max}	0.242	g
Coefficiente di riduzione della accelerazione orizzontale massima	β	1	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.242	
Coefficiente sismico verticale	k_{v+}	0.121	
	k_{v-}	-0.121	
angolo	$\theta+$	15.42	°
	$\theta-$	12.20	°

Parametri desunti da "Spettri-NTOver.1.0.3." per lo SLV

Vale 1 se la struttura non si può spostare altrimenti vedere tabella 7.11.11

Il carico è applicato come pressione sugli elementi a circa 1/2 dalla fondazione.

Tabella riassuntiva delle spinte:

Azione orizzontali	Con spinta attiva				
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta sov P.F.	434.4	544.5	3.95	1716.0	2150.8
Spinta sov M.F.	324.5	406.7	2.95	957.1	1199.6
Spinta sov base MA	194.0	kN	3.15	611.1	
Spinta sov sommità MA	132.4	kN	2.15	284.7	
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. P.F.	1883.82	2361.11	2.63	4960.7	6217.6
Incremento sismico PF	1650.28	1896.79	5.27	8691.5	9989.7
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. M.F.	909.3	1139.7	1.97	1788.3	2241.3
Incremento sismico MF	796.6	915.5	3.93	3133.1	3601.1
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. Base.Paragh.	219.7	275.3	0.97	212.4	266.2
Incremento sismico BP	192.4	221.2	1.93	372.1	427.6

	Con spinta a riposo				
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta sov P.F.	758.0	908.8	3.95	2994.0	3589.8
Spinta sov M.F.	566.1	678.7	2.95	2002.3	2002.3
Spinta sov base MA	338.5	kN	3.15	1066.3	
Spinta sov sommità MA	231.0	kN	2.15	496.7	
ATTIVA	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo P.F.	3286.7	3940.8	2.63	8655.0	10377.5
Incremento sismico PF	1650.3	1896.8	5.27	8691.5	9989.7
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo. M.F.	1586.431579	1902.1	1.97	3120.0	3740.9
Incremento sismico MF					
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo. Base.Paragh	383.2774944	459.6	0.97	370.5	444.2
Incremento sismico B.P.					

Geometria palificata

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Pali

numero pali	98
Diametro (mm)	300
n.file trasv.// asse X	13
n.file long.// Asse Y	10

file long.// Asse Y	n.pali	dist.bordo (m)	interasse (m)	Ascissa della fila (m)
Y1j	13	0.500	1.000	Xi1
Y2j	13	0.500	1.000	Xi2
Y3j	13	0.500	1.000	Xi3
Y4j	13	0.500	1.000	Xi4
Y5j	13	0.500	1.000	Xi5
Y6j	13	0.500	1.000	Xi6
Y7j	2	0.500	1.000	Xi7
Y8j	2	0.500	1.000	Xi8
Y9j	2	0.500	1.000	Xi8
Y10j	2	0.500	1.000	Xi8
Y11j	2	0.500	1.000	Xi8
Y12j	2	11.500	1.000	Xi8
Y13j	2	11.500	1.000	Xi8
Y14j	2	11.500	1.000	Xi8
Y15j	2	11.500	1.000	Xi8
Y16j	2	11.500	1.000	Xi8

Caratteristiche inerziali della palificata

Baricentro G

Yg	6.5 cm
Xg	4.122449 cm

Momento d'inerzia baricentrico

IYg	1702 cm ⁴
IXg	749.03061 cm ⁴

Tabella riassuntiva delle masse strutturali della spalla:

Baricentro palificata o fond	4.122	6.500				
Elementi	Volumi (mc)	Pesi (kN)	X (m) - filo ant	Y (m)	Z (m)	MI (kNm)
Platea	201.000	5025.00	4.23	6.50	1.00	-21262.500
Muro frontale	84.375	2109.38	3.25	6.50	3.50	-6855.469
Baggioli	1.440	36.00	2.90	6.50	5.20	-104.400
Paragliaia	13.050	326.25	4.30	6.50	6.45	-1402.875
Muri andatori	59.535	1488.38	7.65	6.50	5.15	-11386.069
Orecchie	0.000	0.00	11.01	6.50	8.30	-0.001
Terreno di riempimento	123.163	2340.09	6.22	6.50	4.95	-14562.491
Terreno di ricoprimento	11.670	0.12	6.28	6.50	2.50	-0.733
Struttura in c.a.		8985.00	4.56	6.50		-3971.109
Peso totale		11325.20	4.91	6.50		-8886.960
Peso sovraccarico		612.50	6.22	6.50		-1286.621
peso terreno		2340.20	6.22	6.50		-4915.851

CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO						
	Carichi	N (kN)	Ht (kN)	HI (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Peso proprio delle strutture	G1	1575.05				409.51
Carichi permanenti non strutturali	G2	630.86				106.47
Spinte delle terre	G3_M1					
Ritiro e viscosità	ε₂	190.34		23.17		
Variazioni termiche	ε₃	85.28		351.50		0.00
Cedimenti	ε₄	47.01				
Mobili_MaxN	Q_MCmax	1968.19				3100.02
Mobili_Max Mtr	q_MCmax	1635.72				3967.70
Mobili rilevato	Q_MCmin					
frenatura	q3			245.52		
forza centrifuga	q4		0.00			0.00
azione del vento	q5 (ponte scarico)		244.64			523.39
azione del vento	q5 (ponte carico)		310.12			660.24
Azione sismica	q6 (verticale)	325.62				
Azione sismica	q6 (longitudinale)			994.84		
Azione sismica	q6 (trasversale)		727.58			
Resistenze parassite vincolo	q7_p			0.00		
Resistenze parassite vincolo	q7_Q			0.00		
Urto di veicoli in svio	q8					
Altre azioni variabili	q9					
tipo di spinta	riposo					

AZIONI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE (CARICHI NOMINALI)

SPALLA	P	V3=Ttras v	V2=Tlon g	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
Descrizione	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G1-PP_TOT	10560.05				-3561.60	409.51
G2-PERMANENTI	630.86				164.02	106.47
Spinta delle terre M1	2340.20		3286.72		5461.61	0.00
Spinta delle terre M2			3940.81		3739.17	

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



E1-DISTORSIONI					
E2-RITIRO	190.34		23.17	180.38	
E3-TERMICA-U	85.28		351.50	2008.16	
E4-CEDIMENTI	47.01		351.50	1998.21	
Mobili_MaxN	1968.19			511.73	3100.02
Mobili_Max Mtr	1635.72			425.29	3967.70
Mobili_rilevato	612.50		757.97	1707.35	
Q3-FRENATURA	0.00		245.52	1387.21	
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00			0.00
Q5-VENTO-C	0.00	310.12			2412.42
Q5-VENTO-LONG					
Q5-VENTO-S	0.00	244.64			1905.63
Q7-ATTRITO-P			0.00	0.00	
Q7-ATTRITO-Q			0.00	0.00	
SLVX_T+	0.00	0.00	3740.07	15998.73	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	-3740.07	-15998.73	0.00
SLVY_T+	0.00	3472.81	0.00	0.00	12157.97
SLVY_T-	0.00	-3472.81	0.00	0.00	-12157.97
SLVV_T+	1698.24			809.14	
SLVV_T-	-1698.24			-809.14	

20.2. COMBINAZIONI PER GLI SLU PER LA VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

Con riferimento al §6.2.4.1.1 del NTC 2018, ed alle tabelle riportate nel seguito, si sono impiegate nei calcoli di verifica le seguenti combinazioni allo SLU.

Combinazione tipo A1:

$$1.3 \gamma_1 + 1.5 \gamma_2 + 1.5 q$$

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Si riporta di seguito la tabella dei coefficienti di combinazione:

COND	SLE_COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)															
	SLE_R_P	SLE_T	SLE_VL	SLE_R_VS	SLE_R_VC1	SLE_R_VC2	SLE_R_VC2	SLE_R_1_1	SLE_R_1_2	SLE_R_1_3	SLE_R_2a_1	SLE_R_2a_2	SLE_R_2a_3	SLE_R_2b_1	SLE_R_2b_2	SLE_R_2b_3
	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	1.00	1.00
G1-TOTALE	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	1.00	1.00
G2-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	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	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	1.00	1.00
Spinta delle terre M2	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
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	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	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA-U		1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
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	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP					1.00			1.00				1.00			1.00	
Max Mtr						1.00			1.00				1.00			1.00
Mobili rilevato					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q3-FRENATURA	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q5-VENTO-C	0.00			0.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Q5-VENTO-LONG		0.60	1.00													
Q5-VENTO-S	0.00			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	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
SLVX_T-	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
SLVY_T+	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
SLVY_T-	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
SLVV_T+	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
SLVV_T-	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

comb.num.	17	18	19	20	21	22	23	24
	SLE_FREQUENTE E QUASI PERMANENTE							
COND	SLE_F_P	SLE_F_VS	SLE_F_VC1	SLE_F_VC2	SLE_F_VC3	SLE_F_1_1	SLE_F_1_2	SLE_F_1_3
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-TOTALE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E1-DISTORSIONI	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
E3-TERMICA-U		0.50	0.60	0.00	0.50	0.50	0.60	0.50
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP			1.00			1.00		
Max Mtr				1.00			1.00	
Mobili rilevato			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Q5-VENTO-LONG								
Q5-VENTO-S	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVY_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVV_T-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

comb.num.	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
	SLU_STR (A1)																
COND	SLU_P1	SLU_P2	SLU_T	SLU_VL	SLU_VS	SLU_VC1	SLU_VC2	SLU_VC3	SLU_1_1	SLU_1_2	SLU_1_3	SLU_2a1	SLU_2a2	SLU_2a3	SLU_2b1	SLU_2b2	SLU_2b3
	0.00	1.30	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
G1-TOTALE	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
G2-PERMANENTI	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Spinta delle terre M1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Spinta delle terre M2	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
E1-DISTORSIONI	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	1.20	1.20	1.20
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	1.20	1.20	1.20
E3-TERMICA-U	0.00	0.00	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
E4-CEDIMENTI	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	1.20	1.20	1.20
MaxP						1.01			1.50			0.90			0.90		
Max Mtr							1.01	1.01	1.50	1.50			0.90			0.90	
Mobili rilevato						1.01	1.01	1.01	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	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	1.50	1.50	1.50
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Q5-VENTO-LONG			0.90	1.50													
Q5-VENTO-S	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	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
SLVX_T-	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
SLVY_T+	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
SLVY_T-	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
SLVW_T+	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
SLVW_T-	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

comb.num.	42	43	44	45	46	47
	SLU_SISMICA					
COND	SLU_SL1	SLU_SL2	SLU_ST1	SLU_ST2	SLU_V1	SLU_V2
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-TOTALE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E1-DISTORSIONI	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
E3-TERMICA-U	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP						
Max Mtr						
Mobili rilevato						
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
SLVX_T-	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30
SLVY_T+	0.30	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
SLVY_T-	0.00	0.30		1.00	0.00	0.30
SLVW_T+	0.30	0.00	0.30		1.00	0.00
SLVW_T-	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	1.00

comb.num.	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64
	SLU_GEO (A2)																
COND	SLU_G_P1	SLU_G_P2	SLU_G_T	SLU_G_VL	SLU_G_VS	SLU_G_VC1	SLU_G_VC2	SLU_G_VC3	SLU_G_1_1	SLU_G_1_2	SLU_G_1_3	SLU_G_2a1	SLU_G_2a2	SLU_G_2a3	SLU_G_2b1	SLU_G_2b2	SLU_G_2b3
	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	1.00	1.00	1.00
G1-TOTALE	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	1.00	1.00	1.00
G2-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	1.00	1.00	1.00
Spinta delle terre M1	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
Spinta delle terre M2	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	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	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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA-U			1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
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	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MaxP						1.15			1.15			1.15			1.15		
Max Mtr							1.15			1.15			1.15			1.15	
Mobili rilevato						1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Q3-FRENATURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00
Q4-CENTRIFUGA	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	1.15	1.15	1.15
Q5-VENTO-C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	1.30	1.30	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
Q5-VENTO-LONG			0.78	1.30													
Q5-VENTO-S	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLVX_T+	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
SLVX_T-	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
SLVY_T+	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
SLVY_T-	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
SLVW_T+	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
SLVW_T-	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

Si riporta di seguito le azioni combinate sul piano di fondazione nel baricentro della palificata:

SPALLA		AZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE				
		P	V3=Ttrav	V2=Tlong	M3=Mlong	M2=Mtrav
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1	SLS_R_P	13768	0	3661	0	4243
2	SLS_T	13854	0	4013	0	6251
3	SLS_VL	13820	0	3872	0	5448
4	SLS_R_VS	13820	245	3872	0	5448
5	SLS_R_VC1	16400	310	4630	0	7667
6	SLS_R_VC2	16068	310	4630	0	7580
7	SLS_R_VC2	14432	310	4630	0	7155
8	SLS_R_1_1	16400	186	4630	0	7667
9	SLS_R_1_2	16068	186	4630	0	7580
10	SLS_R_1_3	14432	186	4630	0	7155
11	SLS_R_2a_1	16400	186	4876	0	9054
12	SLS_R_2a_2	16068	186	4876	0	8967
13	SLS_R_2a_3	14432	186	4876	0	8542
14	SLS_R_2b_1	16400	186	4630	0	7667
15	SLS_R_2b_2	16068	186	4630	0	7580
16	SLS_R_2b_3	14432	186	4630	0	7155
17	SLS_F_P	13768	0	3661	0	4243
18	SLS_F_VS	13811	49	3837	0	5247
19	SLS_F_VC1	16400	62	4630	0	7667
20	SLS_F_VC2	16017	62	4419	0	6375

PROGETTAZIONE ATI:

21	SLS_F_VC3		14424	62	4595	0	6954
22	SLS_F_1_1		16392	62	4595	0	7466
23	SLS_F_1_2		16068	62	4630	0	7580
24	SLS_F_1_3		14424	62	4595	0	6954
25	ULS_P1	ULS_STR (A1)	18001	0	4722	0	5330
26	ULS_P2		18001	0	4722	0	5330
27	ULS_T		18104	0	5144	0	7740
28	ULS_VL		18063	0	4975	0	6776
29	ULS_VS		18063	367	4975	0	6776
30	ULS_VC1		20676	465	5743	0	9023
31	ULS_VC2		20339	465	5743	0	8936
32	ULS_VC3		18683	465	5743	0	8505
33	ULS_1_1		21934	279	6112	0	10105
34	ULS_1_2		21435	279	6112	0	9975
35	ULS_1_3		18982	279	6112	0	9337
36	ULS_2a1		20385	279	6026	0	10854
37	ULS_2a2		20086	279	6026	0	10776
38	ULS_2a3		18614	279	6026	0	10394
39	ULS_2b1	20385	279	5658	0	8773	
40	ULS_2b2	20086	279	5658	0	8696	
41	ULS_2b3	18614	279	5658	0	8313	
42	ULS_SL1	ULS SEISMIC	14321	1042	7577	0	21488
43	ULS_SL2		13302	-1042	97	0	-10995
44	ULS_ST1		14321	3473	4959	0	10289
45	ULS_ST2		13302	-3473	2715	0	204
46	ULS_V1		15509	1042	4959	0	10855
47	ULS_V2	12113	-1042	2715	0	-362	
48	ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)	11428	0	4315	0	2520
49	ULS_G_P2		11428	0	4315	0	2520
50	ULS_G_T		11514	0	4667	0	4528
51	ULS_G_VL		11479	0	4526	0	3725
52	ULS_G_VS		11479	318	4526	0	3725
53	ULS_G_VC1		14447	403	5398	0	6277
54	ULS_G_VC2		14065	403	5398	0	6178
55	ULS_G_VC3		12184	403	5398	0	5689
56	ULS_G_1_1		14447	242	5398	0	6277
57	ULS_G_1_2		14065	242	5398	0	6178
58	ULS_G_1_3		12184	242	5398	0	5689
59	ULS_G_2a1		14447	242	5680	0	7872
60	ULS_G_2a2		14065	242	5680	0	7773
61	ULS_G_2a3		12184	242	5680	0	7284
62	ULS_G_2b1	14447	242	5398	0	6277	
63	ULS_G_2b2	14065	242	5398	0	6178	
64	ULS_G_2b3	12184	242	5398	0	5689	

Le azioni in testa ai pali sono valutate per ogni combinazione secondo la seguente formulazione:

$$N_{palo} = N / (\text{num pali}) + (M_{t_{trasv}} / W_{trasv}) + (M_{l_{long}} / W)$$

Lo sforzo di taglio viene ripartito tra tutti i pali.

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Azioni sui singoli pali

1

Comb.	N max (kN)	N min (kN)	T max (kN)		
1	162.8	102.6	37.4	SLS_R_P	SLS_characteristic combination
2	173.4	86.3	40.9	SLS_T	
3	169.2	92.8	39.5	SLS_VL	
4	175.9	86.1	39.6	SLS_R_VS	
5	225.7	80.8	47.4	SLS_R_VC1	
6	224.9	75.1	47.4	SLS_R_VC2	
7	192.2	76.0	47.4	SLS_R_VC2	
8	222.3	84.2	47.3	SLS_R_1_1	
9	221.5	78.5	47.3	SLS_R_1_2	
10	188.8	79.4	47.3	SLS_R_1_3	
11	229.0	72.4	49.8	SLS_R_2a_1	
12	228.2	66.7	49.8	SLS_R_2a_2	
13	195.5	67.6	49.8	SLS_R_2a_3	
14	222.3	84.2	47.3	SLS_R_2b_1	
15	221.5	78.5	47.3	SLS_R_2b_2	
16	188.8	79.4	47.3	SLS_R_2b_3	
17	162.8	102.6	37.4	SLS_F_P	SLS_frequent and quasi-permanent combination
18	169.5	93.1	39.2	SLS_F_VS	
19	218.9	87.6	47.3	SLS_F_VC1	
20	211.8	91.6	45.1	SLS_F_VC2	
21	184.3	84.5	46.9	SLS_F_VC3	
22	217.8	89.2	46.9	SLS_F_1_1	
23	218.1	81.9	47.3	SLS_F_1_2	
24	184.3	84.5	46.9	SLS_F_1_3	
25	211.9	135.9	48.2	ULS_P1	ULS_STR (A1)
26	211.9	135.9	48.2	ULS_P2	
27	224.6	116.4	52.5	ULS_T	
28	219.5	124.2	50.8	ULS_VL	
29	229.6	114.1	50.9	ULS_VS	
30	280.9	107.9	58.8	ULS_VC1	
31	280.1	102.1	58.8	ULS_VC2	
32	247.0	103.0	58.8	ULS_VC3	
33	299.2	111.3	62.4	ULS_1_1	
34	298.0	102.7	62.4	ULS_1_2	
35	248.9	104.1	62.4	ULS_1_3	
36	280.4	95.7	61.6	ULS_2a1	
37	279.8	90.5	61.6	ULS_2a2	
38	250.3	91.3	61.6	ULS_2a3	
39	270.4	113.4	57.8	ULS_2b1	
40	269.7	108.2	57.8	ULS_2b2	
41	240.2	109.1	57.8	ULS_2b3	
42	264.7	-51.5	78.0	ULS_SL1	
43	240.4	71.5	10.7	ULS_SL2	
44	240.6	13.8	61.8	ULS_ST1	
45	177.8	92.9	45.0	ULS_ST2	
46	225.4	51.2	51.7	ULS_V1	

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



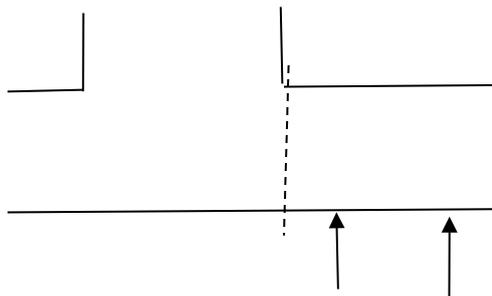
47	137.7	110.8	29.7	ULS_V2	
48	130.6	93.3	44.0	ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)
49	130.6	93.3	44.0	ULS_G_P2	
50	141.2	77.1	47.6	ULS_G_T	
51	137.0	83.6	46.2	ULS_G_VL	
52	145.7	74.9	46.3	ULS_G_VS	
53	203.2	68.5	55.2	ULS_G_VC1	
54	202.4	62.0	55.2	ULS_G_VC2	
55	164.7	63.0	55.2	ULS_G_VC3	
56	198.8	73.0	55.1	ULS_G_1_1	
57	197.9	66.4	55.1	ULS_G_1_2	
58	160.3	67.4	55.1	ULS_G_1_3	
59	206.5	59.4	58.0	ULS_G_2a1	
60	205.6	52.8	58.0	ULS_G_2a2	
61	168.0	53.9	58.0	ULS_G_2a3	
62	198.8	73.0	55.1	ULS_G_2b1	
63	197.9	66.4	55.1	ULS_G_2b2	
64	160.3	67.4	55.1	ULS_G_2b3	

comb.	33	NmaxSLU	299.2	TmaxSLU	62.4
comb.	42	NmaxSLV	264.7	TmaxSLV	78.0

Per le verifiche del palo si rimanda alla relazione delle fondazioni.

20.3. VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Per la verifica del plinto di fondazione si adotta il momento indotto sulla mensola anteriore generato dalla sommatoria degli sforzi normali sulle prime due file di micropali.



Lo sforzo massimo sui pali anteriori è generato nella combinazione 33, pari a 299.2 kN.

Si riporta la distribuzione degli sforzi nella combinazione 33.

		Sollecitazioni su ciascun palo - combinazione											33.000	
Fila trasv 1	P1-1	P1-2	P1-3	P1-4	P1-5	P1-6	P1-7	P1-8	P1-9	P1-10	P1-11	P1-12	P1-13	
N	299.170	294.756	290.341	285.927	281.513	277.098	272.684	268.270	263.855	259.441	255.026	250.612	246.198	
T	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	
Fila trasv 2	P2-1	P2-2	P2-3	P2-4	P2-5	P2-6	P2-7	P2-8	P2-9	P2-10	P2-11	P2-12	P2-13	
N	285.680	281.265	276.851	272.436	268.022	263.608	259.193	254.779	250.365	245.950	241.536	237.121	232.707	
T	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	
Fila trasv 3	P3-1	P3-2	P3-3	P3-4	P3-5	P3-6	P3-7	P3-8	P3-9	P3-10	P3-11	P3-12	P3-13	
N	272.189	267.775	263.360	258.946	254.532	250.117	245.703	241.288	236.874	232.460	228.045	223.631	219.216	
T	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	
Fila trasv 4	P4-1	P4-2	P4-3	P4-4	P4-5	P4-6	P4-7	P4-8	P4-9	P4-10	P4-11	P4-12	P4-13	
N	258.698	254.284	249.870	245.455	241.041	236.627	232.212	227.798	223.383	218.969	214.555	210.140	205.726	
T	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	
Fila trasv 5	P5-1	P5-2	P5-3	P5-4	P5-5	P5-6	P5-7	P5-8	P5-9	P5-10	P5-11	P5-12	P5-13	
N	245.208	240.794	236.379	231.965	227.550	223.136	218.722	214.307	209.893	205.478	201.064	196.650	192.235	
T	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	
Fila trasv 6	P6-1	P6-2	P6-3	P6-4	P6-5	P6-6	P6-7	P6-8	P6-9	P6-10	P6-11	P6-12	P6-13	
N	231.717	227.303	222.889	218.474	214.060	209.645	205.231	200.817	196.402	191.988	187.573	183.159	178.745	
T	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	62.436	

La sommatoria delle azioni del primo allineamento è pari a 3545 kN, mentre quelle del secondo sono 3370 kN.

A queste sollecitazioni corrisponde un momento sul plinto di fondazione pari a $3545 \times 1.5 + 3370 \times 0.5 = 7002$ kNm cui corrisponde una sollecitazione per unità di lunghezza pari a $7002/13 = 538$ kNm

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente in una sezione armata co 1+1Ø20/20 pari a 1185 kNm > Med=538 kNm.

Titolo : _____

N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	15.71	5
			2	15.71	195

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

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

Barre
 N° 5 ϕ 20
 0 8
 0 8
 As 15.71 Calcola Inserisci

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli
 M_{xRd} 1,185 kNm
 σ_c -16.93 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.874 %
 ϵ_s 67.5 %
 d 195 cm
 x 5.267 x/d 0.02701
 δ 0.7

Parametri
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

20.4. VERIFICA DEL MURO FRONTALE

AZIONI ALLA BASE DEL MURO

FRONTALE

(CARICHI NOMINALI)

SPALLA	P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
SLE_R_1	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G1-PP_TOT	4046.67				221.30	409.51
G2-PERMANENTI	630.86				220.80	106.47
Spinta delle terre M1	0.00		909.28		1788.25	0.00
Spinta delle terre M2						
E1-DISTORSIONI						
E2-RITIRO	190.34				66.62	
E3-TERMICA-U	85.28				29.85	
E4-CEDIMENTI	47.01				16.45	
Mobili_MaxN	1968.19				688.87	3100.02
Mobili_Max Mtr	1635.72				572.50	3967.70
Mobili_rilevato	0.00				0.00	
Q3-FRENATURA	0.00		245.52		736.57	
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00				0.00
Q5-VENTO-C	0.00	310.12				1590.60
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	0.00	244.64				1257.32
Q7-ATTRITO-P			0.00		0.00	
Q7-ATTRITO-Q			0.00		0.00	
SLVX_T+	0.00	0.00	1593.96		8125.07	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	-1593.96		-8125.07	0.00
SLVY_T+	0.00	1326.70	0.00		0.00	6572.30
SLVY_T-	0.00	-1326.70	0.00		0.00	-6572.30
SLVV_T+	625.18				73.98	
SLVV_T-	-625.18				-73.98	

Si riportano le azioni combinate alla base del muro frontale

SPALLA

AZIONI ALLA BASE DEL MURO FRONTALE

		P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
SLS_R_P	SLS_characteristic combination	4915	0	909	0	2313	516
SLS_T		5000	0	909	0	2343	516
SLS_VL		4966	0	909	0	2331	516
SLS_R_VS		4966	245	909	0	2331	1773
SLS_R_VC1		6934	310	909	0	3020	5207
SLS_R_VC2		6602	310	909	0	2904	6074
SLS_R_VC2		4966	310	909	0	2331	2107
SLS_R_1_1		6934	186	909	0	3020	4570
SLS_R_1_2		6602	186	909	0	2904	5438
SLS_R_1_3		4966	186	909	0	2331	1470

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



SLS_R_2a_1		6934	186	1155	0	3757	4570	
SLS_R_2a_2		6602	186	1155	0	3640	5438	
SLS_R_2a_3		4966	186	1155	0	3068	1470	
SLS_R_2b_1		6934	186	909	0	3020	4570	
SLS_R_2b_2		6602	186	909	0	2904	5438	
SLS_R_2b_3		4966	186	909	0	2331	1470	
SLS_F_P	SLS_frequent and quasi-permanent combination	4915	0	909	0	2313	516	
SLS_F_VS		4958	49	909	0	2328	767	
SLS_F_VC1		6934	62	909	0	3020	3934	
SLS_F_VC2		6551	62	909	0	2886	4802	
SLS_F_VC3		4958	62	909	0	2328	834	
SLS_F_1_1		6926	62	909	0	3017	3934	
SLS_F_1_2		6602	62	909	0	2904	4802	
SLS_F_1_3		4958	62	909	0	2328	834	
ULS_P1	ULS_STR (A1)	6492	0	1182	0	3043	692	
ULS_P2		6492	0	1182	0	3043	692	
ULS_T		6594	0	1182	0	3079	692	
ULS_VL		6553	0	1182	0	3065	692	
ULS_VS		6553	367	1182	0	3065	2578	
ULS_VC1		8546	465	1182	0	3762	6217	
ULS_VC2		8209	465	1182	0	3644	7095	
ULS_VC3		6553	465	1182	0	3065	3078	
ULS_1_1		9505	279	1182	0	4098	6774	
ULS_1_2		9007	279	1182	0	3924	8075	
ULS_1_3		6553	279	1182	0	3065	2124	
ULS_2a1		8325	279	1550	0	4790	4914	
ULS_2a2		8025	279	1550	0	4685	5695	
ULS_2a3		6553	279	1550	0	4170	2124	
ULS_2b1		8325	279	1182	0	3685	4914	
ULS_2b2		8025	279	1182	0	3580	5695	
ULS_2b3		6553	279	1182	0	3065	2124	
ULS_SL1		ULS SEISMIC	5145	398	2503	0	10476	2488
ULS_SL2			4770	-398	-685	0	-5819	-1456
ULS_ST1			5145	1327	1387	0	4788	7088
ULS_ST2	4770		-1327	431	0	-131	-6056	
ULS_V1	5583		398	1387	0	4840	2488	
ULS_V2	4332		-398	431	0	-183	-1456	
ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)	4915	0	0	0	525	516	
ULS_G_P2		4915	0	0	0	525	516	
ULS_G_T		5000	0	0	0	555	516	
ULS_G_VL		4966	0	0	0	543	516	
ULS_G_VS		4966	318	0	0	543	2151	
ULS_G_VC1		7229	403	0	0	1335	6149	
ULS_G_VC2		6847	403	0	0	1201	7147	
ULS_G_VC3		4966	403	0	0	543	2584	
ULS_G_1_1		7229	242	0	0	1335	5322	
ULS_G_1_2		6847	242	0	0	1201	6320	
ULS_G_1_3		4966	242	0	0	543	1757	
ULS_G_2a1		7229	242	282	0	2182	5322	
ULS_G_2a2		6847	242	282	0	2049	6320	

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



ULS_G_2a3	4966	242	282	0	1390	1757
ULS_G_2b1	7229	242	0	0	1335	5322
ULS_G_2b2	6847	242	0	0	1201	6320
ULS_G_2b3	4966	242	0	0	543	1757

Il momento ultimo massimo è pari a 10476 kNm su tutta la larghezza del muro cui corrisponde un momento specifico di $7852/11.25=955.2$ kNm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente in una sezione armata co 1+1Ø20/20 pari a 1491 kNm > Med=955.2 kNm.

Titolo :

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	15.71	5
			2	15.71	245

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

Sollecitazioni
 S.L.U.

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd} 1,491 kN m
 σ_c -16.24 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.578 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 245 cm
 x 5.596 x/d 0.02284
 δ 0.7

Parametri:
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029
 N° rett. 100

 L_0 0 cm

 Precompresso

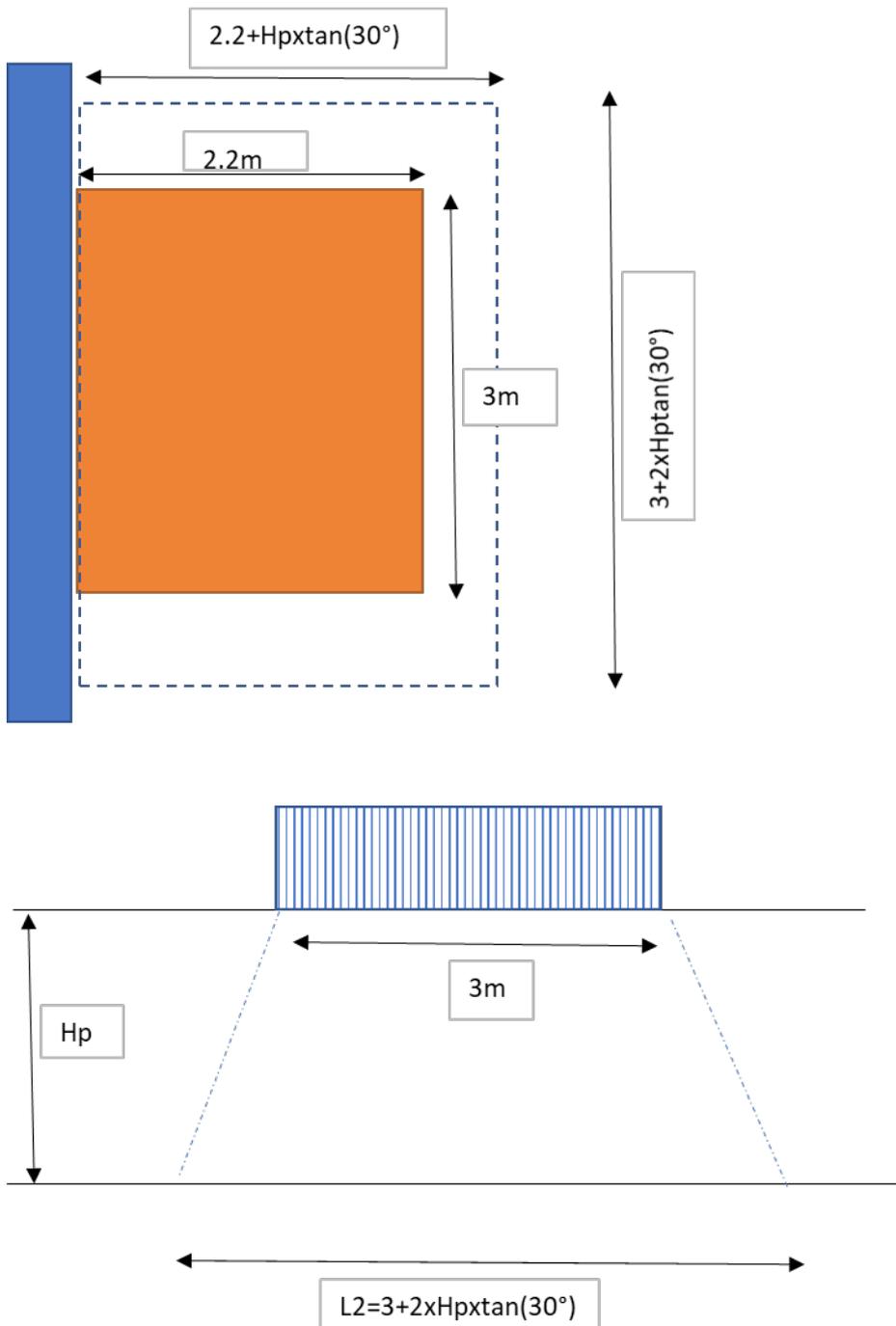
20.5. VERIFICA DEL PARAGHIAIA

L'altezza massima del paraghiaia H_p è pari circa a 3.08m, con uno spessore di 40cm.

Le azioni applicate al paraghiaia sono le seguenti:

- peso proprio
- spinta terreno a riposo applicata ad 1/3 dell'altezza del paraghiaia

-spinta sovraccarico 20 kN/m^2 a tergo paraghiaia valore che corrisponde circa alla pressione che si ottiene ripartendo l'asse che resta sul rilevato pari a 300 kN sui di una superficie di lato pari a $3+2xHp \tan(30^\circ)=5.3\text{m}$ e $2.2+Hp \tan(30^\circ)=3.35$ ipotizzando una diffusione a 30° all'interno del corpo del rilevato (rif.C5.1.3.3.5.1 circolare NTC).



Applicata a metà altezza del paraghiaia.

-azione di frenamento di 180 kN in orizzontale e un asse da 150 kN in verticale (rif.C5.1.3.3.5.2 circolare NTC)

La sezione resistente del paraghiaia alla base viene considerata larga 5.3m ipotizzando una larghezza ripartita a 45° (2.3+2xHp tan(45°))

Vengono considerate due combinazioni di carico:

- Con il sovraccarico a tergo del paraghiaia
- Con l'azione di frenamento ed il carico di un asse agente sul paraghiaia

distanza assi 2.3 m
 altezza paraghiaia Hp 3.08 m
 Impronte diffusione carico (L2 L1) (m) 6.56 3.98
 pressione equivalente carico 23.00 kN/m²

larghezza paraghiaia alla base 6.56 m
 angolo attrito terreno riempimento 35 °
 Coeff.spinta 0.426

combinazione 1			N	M (kNm)	Mslu	Nslu
spinta terreno	252.0	kN		232.8	1.3	302.7
Sovraccarico	198.1	KN		305.1	1.5	457.6
Peso del paraghiaia e della mensola			201.9		1.00	201.9
totali						760.2 201.9

Combinazione 2			N	M (kNm)	Mslu	Nslu
Azione di frenamento	180	kN		554.4	1.5	831.6
Asse sul paraghiaia			225		1.5	337.5
Peso del paraghiaia e della mensola			201.9		1	201.9
totali						831.6 539.4

Comb1 $M=760.2/6.56=115.9$ kNm/m

$N=201.9/6.56=30.77$ kN/m

Comb2 $M=831.6/6.56=126.76$ kNm/m

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



$$N=539.4/6.56=82.22 \text{ kN/m}$$

Il setto del paraghiaia è armato in modo simmetrico con 5Ø20/m all'interno e 5Ø16/m all'esterno.

Combinazione slu1

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	15.71	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="17"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="11.5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6933"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.029"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Combinazione slu2

Lato verticale

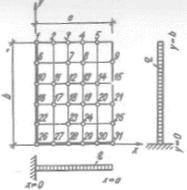
fattore moltiplicativo	Sovraccarico	terreno
Coefficiente di incastro	169.3 kNm ²	2025.9 kNm ²
Momento massimo di incastro superiore	-0.2949	-0.0662
	-49.9 kNm/m	-134.1 kNm/m

Lato di base orizzontale

fattore moltiplicativo	169.3 kNm ²	2025.9 kNm ²
Coefficiente di incastro	-0.2949	-0.1157
Momento massimo di incastro alla base	-49.9 kNm/m	-234.4 kNm/m

Tab. 1.41¹

$\mu = 0,20$
 $\gamma = \frac{a}{b}$
 $M_{xx} = -\mu M_{yx}$
 $M_{yy} = -\mu M_{xy}$



γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{x1}	-0,4925	-0,4752	-0,4565	-0,4296	-0,3513	-0,2949	
M_{x2}	-0,3135	-0,3078	-0,2895	-0,2552	-0,1692	-0,1046	
M_{x3}	-0,1792	-0,1728	-0,1550	-0,1216	-0,0529	-0,0146	
M_{x4}	-0,0768	-0,0753	-0,0605	-0,0340	-0,0105	+0,0268	
M_{x5}	-0,0192	-0,0176	-0,0085	+0,0068	+0,0288	+0,0324	
M_{x10}	-0,4992	-0,4815	-0,4286	-0,3596	-0,2342	-0,1724	
M_{x11}	-0,3200	-0,3008	-0,2532	-0,1980	-0,1103	-0,0643	
M_{x12}	-0,1792	-0,1616	-0,1252	-0,0876	-0,0345	-0,0097	qa^2
M_{x13}	-0,0768	-0,0673	-0,0427	-0,0212	+0,0041	+0,0132	
M_{x14}	-0,0192	-0,0128	-0,0014	+0,0072	+0,0140	+0,0141	
M_{x16}	-0,4925	-0,4320	-0,3400	-0,2580	-0,1468	-0,1033	
M_{x17}	-0,3135	-0,2560	-0,1884	-0,1336	-0,0670	-0,0384	
M_{x18}	-0,1728	-0,1296	-0,0855	-0,0548	-0,0213	-0,0069	
M_{x19}	-0,0768	-0,0465	-0,0228	-0,0108	-0,0002	+0,0032	
M_{x20}	-0,0192	-0,0032	+0,0050	+0,0064	+0,0046	+0,0023	
R_{x1}	+0,9728	+0,9060	+0,8722	+0,9194	+1,1050	+1,1828	
R_{x6}	+1,0101	+1,0552	+1,1020	+1,1140	+1,0433	+0,9335	
R_{x10}	+1,0020	+1,0156	+1,0120	+0,9548	+0,7567	+0,9548	
R_{x16}	+1,0032	+1,0028	+0,9170	+0,7796	+0,5217	+0,3699	qa
R_{x22}	+0,9649	+0,7328	+0,4700	+0,2844	+0,0988	+0,0548	
R_{x26}	+0,0321	+0,0100	-0,0414	-0,0802	-0,0930	-0,0887	
M_{y7}	-0,0006	-0,0020	-0,0031	-0,0028	+0,0001	+0,0023	
M_{y12}	-0,0006	-0,0018	-0,0020	-0,0004	+0,0034	+0,0032	
M_{y18}	-0,0005	-0,0010	0	+0,0014	+0,0005	-0,0069	
M_{y23}	-0,0003	+0,0002	-0,0003	-0,0035	-0,0176	-0,0384	
M_{y28}	-0,0023	-0,0086	-0,0168	-0,0296	-0,0623	-0,1033	
R_{y8}	-0,0003	-0,0007	+0,0002	+0,0032	+0,0106	+0,0141	
M_{y13}	-0,0002	-0,0004	+0,0018	+0,0063	+0,0139	+0,0132	
M_{y19}	-0,0002	+0,0006	+0,0036	+0,0065	+0,0042	-0,0097	qb^2
M_{y24}	+0,0001	+0,0015	+0,0007	-0,0051	-0,0296	-0,0643	
M_{y29}	-0,0043	-0,0158	-0,0307	-0,0541	-0,1104	-0,1724	
M_{y9}	0	+0,0005	+0,0037	+0,0105	+0,0257	+0,0324	
M_{y15}	0	+0,0010	+0,0060	+0,0145	+0,0279	+0,0268	
M_{y21}	+0,0001	+0,0024	+0,0078	+0,0122	+0,0077	-0,0146	
M_{y25}	+0,0004	+0,0030	+0,0012	-0,0088	-0,0501	-0,1046	
M_{y31}	-0,0083	-0,0304	-0,0589	-0,1051	-0,2076	-0,2949	
R_{y26}	+0,0041	+0,0025	-0,0155	-0,0401	-0,0698	-0,0887	
R_{y27}	-0,0062	-0,0058	-0,0080	+0,0011	+0,0333	+0,0548	
R_{y28}	+0,0503	+0,0998	+0,1135	+0,1576	+0,2595	+0,3699	
R_{y29}	+0,1060	+0,2009	+0,2213	+0,3024	+0,4574	+0,5948	qb
R_{y30}	+0,2029	+0,3764	+0,4296	+0,5696	+0,7928	+0,9335	
R_{y31}	+0,3120	+0,5716	+0,6709	+0,8739	+1,1288	+1,1828	

Tab. 1.97¹

$\mu = 0,20$

$\gamma = \frac{a}{b}$

$M_{yb} = -\mu M_{xb}$

$M_{za} = -\mu M_{ya}$

γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{x1}	-0,0448	-0,0688	-0,0818	-0,0884	-0,0826	-0,0562	
M_{x2}	-0,0384	-0,0660	-0,0676	-0,0668	-0,0478	-0,0291	
M_{x3}	-0,0256	-0,0416	-0,0469	-0,0400	-0,0190	-0,0056	
M_{x4}	-0,0128	-0,0256	-0,0263	-0,0184	-0,0014	+0,0059	
M_{x5}	-0,0064	-0,0112	-0,0107	-0,0052	+0,0050	+0,0077	
M_{x10}	-0,1985	-0,1905	-0,1657	-0,1336	-0,0816	+0,0518	
M_{x11}	-0,1280	-0,1184	-0,0946	-0,0696	-0,0346	-0,0173	
M_{x12}	-0,0704	-0,0624	-0,0441	-0,0276	-0,0082	-0,0004	
M_{x13}	-0,0320	-0,0240	-0,0128	-0,0036	+0,0041	+0,0059	
M_{x14}	-0,0064	-0,0048	+0,0014	+0,0052	+0,0064	+0,0054	qa^2
M_{x16}	-0,2943	-0,2400	-0,1750	-0,1236	-0,0640	-0,0368	
M_{x17}	-0,1855	-0,1360	-0,0868	-0,0540	-0,0215	-0,0092	
M_{x18}	-0,1024	-0,0640	-0,0320	-0,0148	-0,0018	+0,0015	
M_{x19}	-0,0448	-0,0176	-0,0014	+0,0044	+0,0053	+0,0041	
M_{x20}	-0,0064	+0,0032	+0,0085	+0,0084	+0,0051	+0,0028	
R_{x1}	+0,0600	+0,0304	+0,0107	+0,0332	+0,1298	+0,1917	
R_{x6}	+0,2017	+0,2228	+0,2508	+0,2804	+0,2755	+0,2481	
R_{x10}	+0,4008	+0,4105	+0,4138	+0,3906	+0,3070	+0,2364	
R_{x16}	+0,6040	+0,6050	+0,5462	+0,4622	+0,3176	+0,2289	
R_{x22}	+0,7710	+0,6900	+0,4042	+0,2826	+0,1590	+0,1047	
R_{x26}	+0,0448	-0,0336	+0,0117	-0,0158	-0,0259	-0,0224	

γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f. m.
M_{y7}	-0,0001	-0,0007	+0,0012	-0,0010	+0,0004	+0,0019	
M_{y12}	-0,0002	-0,0007	+0,0003	+0,0010	+0,0044	+0,0064	
M_{y18}	-0,0003	-0,0002	-0,0012	+0,0032	+0,0060	+0,0062	
M_{y23}	-0,0002	+0,0006	-0,0014	+0,0012	-0,0019	-0,0073	
M_{y28}	-0,0021	-0,0069	+0,0119	-0,0193	-0,0332	-0,0515	
M_{y8}	-0,0001	-0,0005	-0,0004	+0,0007	+0,0039	+0,0059	
M_{y13}	-0,0001	-0,0001	+0,0013	+0,0041	+0,0093	+0,0112	
M_{y19}	-0,0001	+0,0009	+0,0037	+0,0067	+0,0096	+0,0078	qb^2
M_{y24}	+0,0001	+0,0017	+0,0028	+0,0018	-0,0050	-0,0148	
M_{y29}	-0,0038	-0,0121	-0,0202	-0,0318	-0,0548	-0,0759	
M_{y9}	-0,0001	-0,0004	+0,0002	+0,0026	+0,0087	+0,0118	
M_{y15}	0	+0,0006	+0,0034	+0,0079	+0,0155	+0,0172	
M_{y21}	+0,0001	+0,0022	+0,0067	+0,0109	+0,0132	+0,0084	
M_{y25}	+0,0004	+0,0032	+0,0043	+0,0017	-0,0108	-0,0268	
M_{y31}	-0,0072	-0,0221	-0,0354	-0,0546	-0,0896	-0,1157	
R_{y26}	+0,0056	+0,0084	+0,0044	-0,0079	-0,0194	-0,0224	
R_{y27}	-0,0008	+0,0133	+0,0309	+0,0573	+0,1105	+0,1598	
R_{y28}	+0,0510	+0,1020	+0,1232	+0,1665	+0,2399	+0,2991	
R_{y29}	+0,0996	+0,1780	+0,2446	+0,3236	+0,3794	+0,3794	qb
R_{y30}	+0,1819	+0,3009	+0,3079	+0,3698	+0,4489	+0,4909	
R_{y31}	+0,2706	+0,4232	+0,4185	+0,4827	+0,5505	+0,5586	

Lo spessore del muro è pari a 75cm.

Alla base viene considerato uno sforzo normale di $25 \times 6,30 \times 0,75 = 118 \text{ kN/m}$

Verifica del muro all'incastro di base

$M_{slu} = 1,3 \times 234,4 + 1,5 \times 49,9 = 379,6 \text{ kNm}$

La sezione è armata con $5\text{Ø}20/\text{m}$ all'interno e $5\text{Ø}16/\text{m}$ all'esterno.

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	15.71	70

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

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

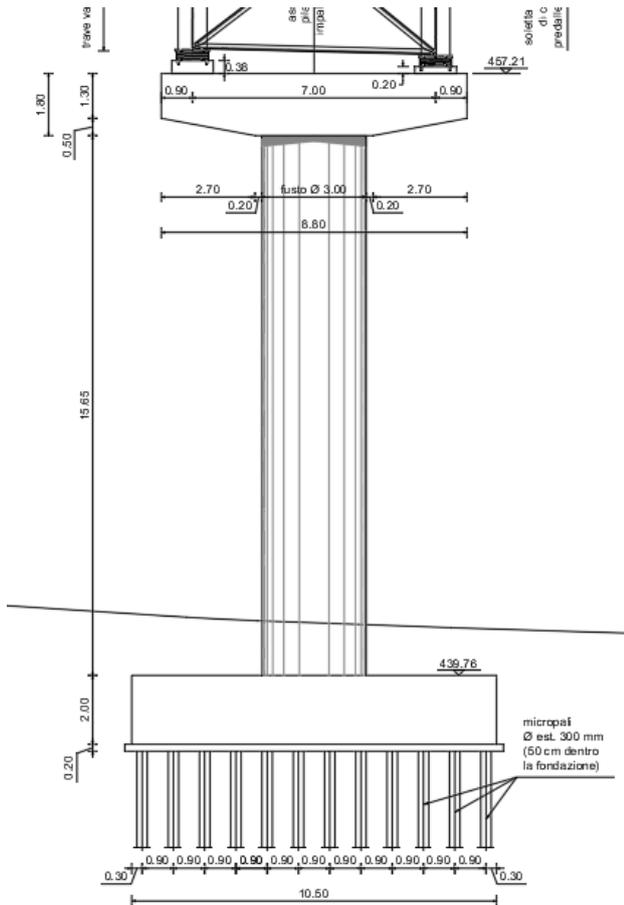
Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Domino M-N** **N° rett.**
L₀ cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

21. PILA

La pila è costituita da un fusto circolare di 3m di diametro, con altezza di 15.65m per p1 e 16.35m per p2, che sorregge un pulvino di sezione rettangolare di altezza variabile, pari a 3.5x1.8m in prossimità della pila e variabile fino a 3.5x1.3m.



Il plinto ha una geometria rettangolare 7.8m x 10.5m di 2m di spessore fondata su 108 micropali Ø300.

Inerzia platea:

spessore= 2 m
 Ntrasv = 12.00
 nlong = 9.00
 Dpalo = 0.30 m
 int = 0.90 m
 bordo = 0.30 m
 Btrasv = 10.50 m
 Blong = 7.80 m
 ntot pali = 108.00
 Pplinto = 4,095.00 kN
 Pterra= 3,112.20 kN

Caratteristiche inerziali della palificata

Trasv Di_trasv_^2 Long Di_long^2

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



1,042.47 mq			583.20 mq		
1	-4.95 m	24.50	1	-3.6 m	12.96
2	-4.05 m	16.40	2	-2.7 m	7.29
3	-3.15 m	9.92	3	-1.8 m	3.24
4	-2.25 m	5.06	4	-0.9 m	0.81
5	-1.35 m	1.82	5	0 m	0.00
6	-0.45 m	0.20	6	0.9 m	0.81
7	0.45 m	0.20	7	1.8 m	3.24
8	1.35 m	1.82	8	2.7 m	7.29
9	2.25 m	5.06	9	3.6 m	12.96
10	3.15 m	9.92	10		
11	4.05 m	16.40	11		
12	4.95 m	24.50	12		

Si riportano le sollecitazioni alla base del fusto pila, ordinate secondo condizioni che massimizzano e minimizzano rispettivamente lo sforzo normale ed i momenti flessionali nelle direzioni trasversali e longitudinali essendo Mt= momento longitudinale

Mz= momento trasversale

Shear-y = taglio trasversale

Shear- z = taglio longitudinale

La dicitura delle condizioni di azioni è la seguenti

- g1 peso proprio delle strutture
- g2 carichi permanenti portati
- Cedimenti distorsioni di progetto
- Ritiro ritiro del calcestruzzo
- dt variazioni termiche differenziali: Acciaio-cls.
- Cedimenti cedimenti differenziali dei vincoli
- q1 : carichi mobili
- freno: azioni longitudinali di frenamento
- SISMA azione sismica
- vento azioni del vento

Si riportano di seguito le combinazioni di verifica adottate:

```

NAME=SLU1, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
      CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
      CBC, vento, 0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU2, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
      CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
      CBC, vento, 0.9, CBC, dt2, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU3, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
      CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
      CBC, vento, -0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
NAME=SLU4, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
  
```

CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
 CBC, vento, -0.9, CBC, dt2, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
 NAME=SLU5, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, 0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
 NAME=SLU7, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, -0.9, CBC, dt1, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
 NAME=SLU8, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, -0.9, CBC, dt2, 0.9, CBC, qlecc, 1.35
 NAME=SLU9, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
 CBC, dt1, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
 NAME=SLU10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
 CBC, dt2, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
 NAME=SLU11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, dt1, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
 NAME=SLU12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, dt2, 0.9, CBC, qlmax, 1.35, CBC, freno, 1.35
 NAME=SLU13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
 CBC, dt1, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
 NAME=SLU14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
 CBC, dt2, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
 NAME=SLU15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, dt1, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
 NAME=SLU16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, dt2, 1.5, CBC, qlmax, 1.35
 NAME=SLU17, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1.35, CBC, g2, 1.5, CBC, Ritiro, 1.2, CBC, cedimenti, 1.2
 CBC, vento, 1.5
 NAME=SLU18, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, 1.5
 NAME=SISMA1, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 1, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 0.3
 NAME=SISMA2, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 1, CBC, sismaz, 0.3
 NAME=SISMA3, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 1
 NAME=SISMA4, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, -1, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 0.3
 NAME=SISMA5, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, -1, CBC, sismaz, 0.3
 NAME=SISMA6, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



coopprogetti



OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE PRINCIPALE – VI.06 - VIADOTTO LE TORRI DIR. GROSSETO

CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, -1
 NAME=SISMA7, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 1, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, 0.3
 NAME=SISMA8, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, 1, CBC, sismaz, 0.3
 NAME=SISMA9, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, 1
 NAME=SISMA10, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 1, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, -0.3
 NAME=SISMA11, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 1, CBC, sismaz, -0.3
 NAME=SISMA12, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, 0.3, CBC, sismaz, -1
 NAME=SISMA13, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, -1, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -0.3
 NAME=SISMA14, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, -1, CBC, sismaz, -0.3
 NAME=SISMA15, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, -0.3, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -1
 NAME=SISMA16, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 1, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -0.3
 NAME=SISMA17, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, -1, CBC, sismaz, -0.3
 NAME=SISMA18, CONC, STRENGTH, 0, 0, , 0, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, sismax, 0.3, CBC, sismay, -0.3, CBC, sismaz, -1
 NAME=SLE1_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, 0.6, CBC, dt1, 0.6, CBC, qlmax, 1
 NAME=SLE2_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, 0.6, CBC, dt2, 0.6, CBC, qlmax, 1
 NAME=SLE3_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, -0.6, CBC, dt1, 0.6, CBC, qlmax, 1
 NAME=SLE4_CAR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 3, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, g2, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1
 CBC, vento, -0.6, CBC, dt2, 0.6, CBC, qlmax, 1
 NAME=SLE1_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt1, 0.6
 MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE2_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, g1, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt1, 0.6
 MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
 CBC, vento, 0.2

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



OPERE D'ARTE MAGGIORI – ASSE PRINCIPALE – VI.06 - VIADOTTO LE TORRI DIR. GROSSETO

NAME=SLE3_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt2, 0.6
 MV, Massimo tandem, 0.75, MV, Massimo distribuito, 0.4, CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE4_FR, CONC, SERVICE, 0, 0, , 2, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt2, 0.6
 MV, Massimo ecc tandem, 0.75, MV, Massimo ecc distribuiti, 0.4
 CBC, vento, 0.2
 NAME=SLE1_QP, CONC, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt1, 0.5
 NAME=SLE2_QP, CONC, SERVICE, 0, 0, , 1, 0, 0
 CBC, gl, 1, CBC, Ritiro, 1, CBC, cedimenti, 1, CBC, dt2, 0.5

Elem	Load	Part	Component	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
770	SLU1(max)	I[659]	Axial	-12,350	653	96	2,282	14,289
770	SLU1(max)	I[659]	Moment-y	-14,805	590	121	2,855	18,040
770	SLU1(max)	I[659]	Moment-z	-16,751	537	87	2,048	22,041
770	SLU2(max)	I[659]	Axial	-12,504	653	-93	-2,190	14,288
770	SLU2(max)	I[659]	Moment-y	-14,959	590	-68	-1,617	18,040
770	SLU2(max)	I[659]	Moment-z	-16,905	537	-103	-2,424	22,041
770	SLU3(max)	I[659]	Axial	-12,350	-617	97	2,284	-14,428
770	SLU3(max)	I[659]	Moment-y	-14,805	-681	121	2,857	-10,676
770	SLU3(max)	I[659]	Moment-z	-16,752	-733	87	2,050	-6,675
770	SLU4(max)	I[659]	Axial	-12,504	-617	-93	-2,189	-14,428
770	SLU4(max)	I[659]	Moment-y	-14,959	-681	-68	-1,616	-10,677
770	SLU4(max)	I[659]	Moment-z	-16,906	-733	-102	-2,422	-6,675
770	SLU5(max)	I[659]	Axial	-8,804	653	97	2,301	14,296
770	SLU5(max)	I[659]	Moment-y	-11,232	590	121	2,872	18,048
770	SLU5(max)	I[659]	Moment-z	-13,205	537	87	2,067	22,049
770	SLU6(max)	I[659]	Axial	-8,958	653	-92	-2,172	14,296
770	SLU6(max)	I[659]	Moment-y	-11,386	590	-68	-1,600	18,047
770	SLU6(max)	I[659]	Moment-z	-13,359	537	-102	-2,405	22,048
770	SLU7(max)	I[659]	Axial	-8,804	-617	97	2,303	-14,420
770	SLU7(max)	I[659]	Moment-y	-11,232	-680	122	2,874	-10,669
770	SLU7(max)	I[659]	Moment-z	-13,206	-733	87	2,069	-6,667
770	SLU8(max)	I[659]	Axial	-8,958	-617	-92	-2,170	-14,420
770	SLU8(max)	I[659]	Moment-y	-11,386	-680	-68	-1,598	-10,669
770	SLU8(max)	I[659]	Moment-z	-13,360	-733	-102	-2,403	-6,668
770	SLU9(max)	I[659]	Axial	-12,291	13	347	8,214	-57
770	SLU9(max)	I[659]	Moment-y	-15,295	-34	377	8,922	2,652
770	SLU9(max)	I[659]	Moment-z	-16,705	-101	337	7,971	7,712
770	SLU10(max)	I[659]	Axial	-12,445	13	158	3,742	-58
770	SLU10(max)	I[659]	Moment-y	-15,449	-34	188	4,449	2,651
770	SLU10(max)	I[659]	Moment-z	-16,858	-101	148	3,499	7,712
770	SLU11(max)	I[659]	Axial	-8,745	13	348	8,233	-50

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



770	SLU11(max)	I[659]	Moment-y	-11,722	-33	378	8,939	2,659
770	SLU11(max)	I[659]	Moment-z	-13,159	-101	338	7,990	7,720
770	SLU12(max)	I[659]	Axial	-8,899	13	159	3,761	-50
770	SLU12(max)	I[659]	Moment-y	-11,875	-33	189	4,466	2,659
770	SLU12(max)	I[659]	Moment-z	-13,313	-101	149	3,517	7,719
770	SLU13(max)	I[659]	Axial	-12,235	13	160	3,778	-57
770	SLU13(max)	I[659]	Moment-y	-15,238	-34	190	4,486	2,652
770	SLU13(max)	I[659]	Moment-z	-16,648	-101	149	3,535	7,712
770	SLU14(max)	I[659]	Axial	-12,491	13	-155	-3,676	-58
770	SLU14(max)	I[659]	Moment-y	-15,495	-34	-126	-2,968	2,651
770	SLU14(max)	I[659]	Moment-z	-16,905	-101	-166	-3,919	7,711
770	SLU15(max)	I[659]	Axial	-8,689	13	161	3,797	-50
770	SLU15(max)	I[659]	Moment-y	-11,665	-33	190	4,503	2,659
770	SLU15(max)	I[659]	Moment-z	-13,102	-101	150	3,554	7,720
770	SLU16(max)	I[659]	Axial	-8,946	13	-155	-3,657	-50
770	SLU16(max)	I[659]	Moment-y	-11,922	-33	-125	-2,951	2,659
770	SLU16(max)	I[659]	Moment-z	-13,359	-101	-165	-3,900	7,719
770	SLU17(max)	I[659]	Axial	-12,699	1,058	0	-7	23,903
770	SLU17(max)	I[659]	Moment-y	-12,862	1,058	0	3	23,902
770	SLU17(max)	I[659]	Moment-z	-12,699	1,058	0	-7	23,903
770	SLU18(max)	I[659]	Axial	-9,153	1,058	0	11	23,911
770	SLU18(max)	I[659]	Moment-y	-9,289	1,058	1	20	23,910
770	SLU18(max)	I[659]	Moment-z	-9,153	1,058	0	11	23,911
770	SISMA1(max)	I[659]	Axial	-8,810	363	1,436	29,735	8,202
770	SISMA1(max)	I[659]	Moment-y	-8,946	363	1,436	29,743	8,201
770	SISMA1(max)	I[659]	Moment-z	-8,810	363	1,436	29,735	8,202
770	SISMA2(max)	I[659]	Axial	-8,848	1,211	433	8,963	27,366
770	SISMA2(max)	I[659]	Moment-y	-8,985	1,211	433	8,971	27,365
770	SISMA2(max)	I[659]	Moment-z	-8,848	1,211	433	8,963	27,366
770	SISMA3(max)	I[659]	Axial	-8,198	366	438	9,070	8,217
770	SISMA3(max)	I[659]	Moment-y	-8,334	366	439	9,078	8,216
770	SISMA3(max)	I[659]	Moment-z	-8,198	366	438	9,070	8,217
770	SISMA4(max)	I[659]	Axial	-8,932	363	-1,430	-29,616	8,200
770	SISMA4(max)	I[659]	Moment-y	-9,068	363	-1,429	-29,608	8,199
770	SISMA4(max)	I[659]	Moment-z	-8,932	363	-1,430	-29,616	8,200
770	SISMA5(max)	I[659]	Axial	-8,860	-1,210	433	8,961	-27,391
770	SISMA5(max)	I[659]	Moment-y	-8,996	-1,210	433	8,969	-27,391
770	SISMA5(max)	I[659]	Moment-z	-8,860	-1,210	433	8,961	-27,391
770	SISMA6(max)	I[659]	Axial	-10,068	359	423	8,762	8,172
770	SISMA6(max)	I[659]	Moment-y	-10,205	359	423	8,770	8,171
770	SISMA6(max)	I[659]	Moment-z	-10,068	359	423	8,762	8,172
770	SISMA7(max)	I[659]	Axial	-8,813	-363	1,435	29,734	-8,225
770	SISMA7(max)	I[659]	Moment-y	-8,949	-363	1,436	29,743	-8,226

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



770	SISMA7(max)	I[659]	Moment-z	-8,813	-363	1,435	29,734	-8,225
770	SISMA8(max)	I[659]	Axial	-8,885	1,211	-427	-8,843	27,365
770	SISMA8(max)	I[659]	Moment-y	-9,021	1,211	-426	-8,834	27,365
770	SISMA8(max)	I[659]	Moment-z	-8,885	1,211	-427	-8,843	27,365
770	SISMA9(max)	I[659]	Axial	-8,234	366	-421	-8,735	8,216
770	SISMA9(max)	I[659]	Moment-y	-8,370	366	-421	-8,727	8,216
770	SISMA9(max)	I[659]	Moment-z	-8,234	366	-421	-8,735	8,216
770	SISMA10(max)	I[659]	Axial	-9,371	362	1,431	29,642	8,188
770	SISMA10(max)	I[659]	Moment-y	-9,507	361	1,431	29,651	8,188
770	SISMA10(max)	I[659]	Moment-z	-9,371	362	1,431	29,642	8,188
770	SISMA11(max)	I[659]	Axial	-9,410	1,209	428	8,870	27,352
770	SISMA11(max)	I[659]	Moment-y	-9,546	1,209	428	8,879	27,352
770	SISMA11(max)	I[659]	Moment-z	-9,410	1,209	428	8,870	27,352
770	SISMA12(max)	I[659]	Axial	-10,068	359	423	8,762	8,172
770	SISMA12(max)	I[659]	Moment-y	-10,205	359	423	8,770	8,171
770	SISMA12(max)	I[659]	Moment-z	-10,068	359	423	8,762	8,172
770	SISMA13(max)	I[659]	Axial	-9,496	-365	-1,434	-29,709	-8,241
770	SISMA13(max)	I[659]	Moment-y	-9,633	-365	-1,434	-29,700	-8,241
770	SISMA13(max)	I[659]	Moment-z	-9,496	-365	-1,434	-29,709	-8,241
770	SISMA14(max)	I[659]	Axial	-9,458	-1,212	-432	-8,937	-27,405
770	SISMA14(max)	I[659]	Moment-y	-9,594	-1,212	-431	-8,928	-27,405
770	SISMA14(max)	I[659]	Moment-z	-9,458	-1,212	-432	-8,937	-27,405
770	SISMA15(max)	I[659]	Axial	-10,109	-367	-437	-9,044	-8,256
770	SISMA15(max)	I[659]	Moment-y	-10,245	-367	-437	-9,035	-8,256
770	SISMA15(max)	I[659]	Moment-z	-10,109	-367	-437	-9,044	-8,256
770	SISMA16(max)	I[659]	Axial	-9,374	-365	1,431	29,642	-8,239
770	SISMA16(max)	I[659]	Moment-y	-9,510	-365	1,431	29,650	-8,239
770	SISMA16(max)	I[659]	Moment-z	-9,374	-365	1,431	29,642	-8,239
770	SISMA17(max)	I[659]	Axial	-9,421	-1,212	428	8,869	-27,404
770	SISMA17(max)	I[659]	Moment-y	-9,557	-1,212	428	8,877	-27,405
770	SISMA17(max)	I[659]	Moment-z	-9,421	-1,212	428	8,869	-27,404

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



770	SISMA18(max)	I[659]	Axial	-10,072	-367	422	8,761	-8,255
770	SISMA18(max)	I[659]	Moment-y	-10,208	-367	423	8,770	-8,256
770	SISMA18(max)	I[659]	Moment-z	-10,072	-367	422	8,761	-8,255
770	SLU1(min)	I[659]	Axial	-16,949	533	86	2,041	21,993
770	SLU1(min)	I[659]	Moment-y	-15,127	585	61	1,442	19,212
770	SLU1(min)	I[659]	Moment-z	-12,566	647	95	2,247	14,227
770	SLU2(min)	I[659]	Axial	-17,103	533	-103	-2,431	21,993
770	SLU2(min)	I[659]	Moment-y	-15,281	585	-128	-3,030	19,212
770	SLU2(min)	I[659]	Moment-z	-12,720	647	-94	-2,226	14,226
770	SLU3(min)	I[659]	Axial	-16,950	-737	86	2,043	-6,723
770	SLU3(min)	I[659]	Moment-y	-15,128	-685	61	1,444	-9,504
770	SLU3(min)	I[659]	Moment-z	-12,566	-623	95	2,249	-14,489
770	SLU4(min)	I[659]	Axial	-17,104	-737	-103	-2,430	-6,723
770	SLU4(min)	I[659]	Moment-y	-15,282	-686	-128	-3,029	-9,504
770	SLU4(min)	I[659]	Moment-z	-12,720	-623	-94	-2,224	-14,490
770	SLU5(min)	I[659]	Axial	-13,376	533	87	2,058	22,001
770	SLU5(min)	I[659]	Moment-y	-11,581	585	62	1,461	19,220
770	SLU5(min)	I[659]	Moment-z	-8,993	647	96	2,264	14,234
770	SLU6(min)	I[659]	Axial	-13,530	533	-102	-2,414	22,000
770	SLU6(min)	I[659]	Moment-y	-11,735	585	-127	-3,012	19,219
770	SLU6(min)	I[659]	Moment-z	-9,146	647	-93	-2,208	14,234
770	SLU7(min)	I[659]	Axial	-13,377	-737	87	2,060	-6,715
770	SLU7(min)	I[659]	Moment-y	-11,582	-685	62	1,463	-9,496
770	SLU7(min)	I[659]	Moment-z	-8,993	-623	96	2,266	-14,482
770	SLU8(min)	I[659]	Axial	-13,531	-737	-102	-2,412	-6,716
770	SLU8(min)	I[659]	Moment-y	-11,736	-685	-127	-3,010	-9,497
770	SLU8(min)	I[659]	Moment-z	-9,147	-623	-93	-2,207	-14,482
770	SLU9(min)	I[659]	Axial	-17,990	-74	335	7,911	5,458
770	SLU9(min)	I[659]	Moment-y	-15,746	-37	303	7,173	3,485
770	SLU9(min)	I[659]	Moment-z	-13,597	39	343	8,122	-2,322
770	SLU10(min)	I[659]	Axial	-18,144	-74	145	3,439	5,458
770	SLU10(min)	I[659]	Moment-y	-15,900	-37	114	2,700	3,485
770	SLU10(min)	I[659]	Moment-z	-13,751	39	154	3,649	-2,322
770	SLU11(min)	I[659]	Axial	-14,417	-74	335	7,928	5,466
770	SLU11(min)	I[659]	Moment-y	-12,200	-36	304	7,191	3,493
770	SLU11(min)	I[659]	Moment-z	-10,024	39	344	8,139	-2,314
770	SLU12(min)	I[659]	Axial	-14,571	-74	146	3,456	5,465
770	SLU12(min)	I[659]	Moment-y	-12,354	-36	115	2,719	3,492
770	SLU12(min)	I[659]	Moment-z	-10,178	39	155	3,666	-2,315
770	SLU13(min)	I[659]	Axial	-17,934	-74	147	3,475	5,458
770	SLU13(min)	I[659]	Moment-y	-15,690	-37	116	2,737	3,485

770	SLU13(min)	I[659]	Moment-z	-13,541	39	156	3,686	-2,322
770	SLU14(min)	I[659]	Axial	-18,190	-74	-168	-3,979	5,458
770	SLU14(min)	I[659]	Moment-y	-15,946	-37	-199	-4,718	3,485
770	SLU14(min)	I[659]	Moment-z	-13,798	39	-159	-3,769	-2,323
770	SLU15(min)	I[659]	Axial	-14,360	-74	148	3,492	5,466
770	SLU15(min)	I[659]	Moment-y	-12,144	-36	117	2,755	3,493
770	SLU15(min)	I[659]	Moment-z	-9,968	39	157	3,703	-2,314
770	SLU16(min)	I[659]	Axial	-14,617	-74	-168	-3,962	5,465
770	SLU16(min)	I[659]	Moment-y	-12,400	-36	-199	-4,699	3,492
770	SLU16(min)	I[659]	Moment-z	-10,224	39	-159	-3,751	-2,315
770	SLU17(min)	I[659]	Axial	-12,862	1,058	0	3	23,902
770	SLU17(min)	I[659]	Moment-y	-12,699	1,058	0	-7	23,903
770	SLU17(min)	I[659]	Moment-z	-12,862	1,058	0	3	23,902
770	SLU18(min)	I[659]	Axial	-9,289	1,058	1	20	23,910
770	SLU18(min)	I[659]	Moment-y	-9,153	1,058	0	11	23,911
770	SLU18(min)	I[659]	Moment-z	-9,289	1,058	1	20	23,910
770	SISMA1(min)	I[659]	Axial	-8,946	363	1,436	29,743	8,201
770	SISMA1(min)	I[659]	Moment-y	-8,810	363	1,436	29,735	8,202
770	SISMA1(min)	I[659]	Moment-z	-8,946	363	1,436	29,743	8,201
770	SISMA2(min)	I[659]	Axial	-8,985	1,211	433	8,971	27,365
770	SISMA2(min)	I[659]	Moment-y	-8,848	1,211	433	8,963	27,366
770	SISMA2(min)	I[659]	Moment-z	-8,985	1,211	433	8,971	27,365
770	SISMA3(min)	I[659]	Axial	-8,334	366	439	9,078	8,216
770	SISMA3(min)	I[659]	Moment-y	-8,198	366	438	9,070	8,217
770	SISMA3(min)	I[659]	Moment-z	-8,334	366	439	9,078	8,216
770	SISMA4(min)	I[659]	Axial	-9,068	363	-1,429	-29,608	8,199
770	SISMA4(min)	I[659]	Moment-y	-8,932	363	-1,430	-29,616	8,200
770	SISMA4(min)	I[659]	Moment-z	-9,068	363	-1,429	-29,608	8,199
770	SISMA5(min)	I[659]	Axial	-8,996	-1,210	433	8,969	-27,391
770	SISMA5(min)	I[659]	Moment-y	-8,860	-1,210	433	8,961	-27,391
770	SISMA5(min)	I[659]	Moment-z	-8,996	-1,210	433	8,969	-27,391
770	SISMA6(min)	I[659]	Axial	-10,205	359	423	8,770	8,171
770	SISMA6(min)	I[659]	Moment-y	-10,068	359	423	8,762	8,172
770	SISMA6(min)	I[659]	Moment-z	-10,205	359	423	8,770	8,171
770	SISMA7(min)	I[659]	Axial	-8,949	-363	1,436	29,743	-8,226
770	SISMA7(min)	I[659]	Moment-y	-8,813	-363	1,435	29,734	-8,225
770	SISMA7(min)	I[659]	Moment-z	-8,949	-363	1,436	29,743	-8,226
770	SISMA8(min)	I[659]	Axial	-9,021	1,211	-426	-8,834	27,365
770	SISMA8(min)	I[659]	Moment-y	-8,885	1,211	-427	-8,843	27,365
770	SISMA8(min)	I[659]	Moment-z	-9,021	1,211	-426	-8,834	27,365
770	SISMA9(min)	I[659]	Axial	-8,370	366	-421	-8,727	8,216
770	SISMA9(min)	I[659]	Moment-y	-8,234	366	-421	-8,735	8,216
770	SISMA9(min)	I[659]	Moment-z	-8,370	366	-421	-8,727	8,216

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



770	SISMA10(min)	I[659]	Axial	-9,507	361	1,431	29,651	8,188
770	SISMA10(min)	I[659]	Moment-y	-9,371	362	1,431	29,642	8,188
770	SISMA10(min)	I[659]	Moment-z	-9,507	361	1,431	29,651	8,188
770	SISMA11(min)	I[659]	Axial	-9,546	1,209	428	8,879	27,352
770	SISMA11(min)	I[659]	Moment-y	-9,410	1,209	428	8,870	27,352
770	SISMA11(min)	I[659]	Moment-z	-9,546	1,209	428	8,879	27,352
770	SISMA12(min)	I[659]	Axial	-10,205	359	423	8,770	8,171
770	SISMA12(min)	I[659]	Moment-y	-10,068	359	423	8,762	8,172
770	SISMA12(min)	I[659]	Moment-z	-10,205	359	423	8,770	8,171
770	SISMA13(min)	I[659]	Axial	-9,633	-365	-1,434	-29,700	-8,241
770	SISMA13(min)	I[659]	Moment-y	-9,496	-365	-1,434	-29,709	-8,241
770	SISMA13(min)	I[659]	Moment-z	-9,633	-365	-1,434	-29,700	-8,241
770	SISMA14(min)	I[659]	Axial	-9,594	-1,212	-431	-8,928	-27,405
770	SISMA14(min)	I[659]	Moment-y	-9,458	-1,212	-432	-8,937	-27,405
770	SISMA14(min)	I[659]	Moment-z	-9,594	-1,212	-431	-8,928	-27,405
770	SISMA15(min)	I[659]	Axial	-10,245	-367	-437	-9,035	-8,256
770	SISMA15(min)	I[659]	Moment-y	-10,109	-367	-437	-9,044	-8,256
770	SISMA15(min)	I[659]	Moment-z	-10,245	-367	-437	-9,035	-8,256
770	SISMA16(min)	I[659]	Axial	-9,510	-365	1,431	29,650	-8,239
770	SISMA16(min)	I[659]	Moment-y	-9,374	-365	1,431	29,642	-8,239
770	SISMA16(min)	I[659]	Moment-z	-9,510	-365	1,431	29,650	-8,239
770	SISMA17(min)	I[659]	Axial	-9,557	-1,212	428	8,877	-27,405
770	SISMA17(min)	I[659]	Moment-y	-9,421	-1,212	428	8,869	-27,404
770	SISMA17(min)	I[659]	Moment-z	-9,557	-1,212	428	8,877	-27,405
770	SISMA18(min)	I[659]	Axial	-10,208	-367	423	8,770	-8,256
770	SISMA18(min)	I[659]	Moment-y	-10,072	-367	422	8,761	-8,255
770	SISMA18(min)	I[659]	Moment-z	-10,208	-367	423	8,770	-8,256

Le azioni in testa ai pali sono valutate per ogni combinazione secondo la seguente formulazione:

$$N_{palo} = N / (\text{num pali}) + (M_{t_{trasv}} / W_{trasv}) + (M_{l_{long}} / W)$$

Lo sforzo di taglio viene ripartito tra tutti i pali

Casi	Tipo	Nmax	Mtrasv	Mlong	Ttrasv	Tlong	Npalo	Npalo min	Tpalo	
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	SLU1(max)-Axial	-	19,557	15,595	2,475	653	96	-270	-92	6.1
2	SLU1(max)-Moment-y	-	22,012	19,219	3,096	590	121	-314	-93	5.6
3	SLU1(max)-Moment-z	-	23,116	2,222	537	87	-345	-98	5.0	

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
 GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



		23,958							
4	SLU2(max)-Axial	19,711	15,594	2,376	653	-93	-271	-94	6.1
5	SLU2(max)-Moment-y	22,166	19,219	1,754	590	-68	-307	-103	5.5
6	SLU2(max)-Moment-z	24,112	23,115	2,629	537	-103	-349	-97	5.1
7	SLU3(max)-Axial	19,557	15,662	2,477	-617	97	-271	-91	5.8
8	SLU3(max)-Moment-y	22,013	12,038	3,099	-681	121	-280	-128	6.4
9	SLU3(max)-Moment-z	23,959	8,141	2,224	-733	87	-274	-169	6.8
10	SLU4(max)-Axial	19,711	15,662	2,374	-617	-93	-272	-93	5.8
11	SLU4(max)-Moment-y	22,166	12,038	1,752	-681	-68	-273	-137	6.3
12	SLU4(max)-Moment-z	24,113	8,142	2,627	-733	-102	-278	-168	6.9
13	SLU5(max)-Axial	16,011	15,603	2,495	653	97	-238	-59	6.1
14	SLU5(max)-Moment-y	18,439	19,227	3,115	590	121	-281	-60	5.6
15	SLU5(max)-Moment-z	20,412	23,124	2,242	537	87	-313	-65	5.0
16	SLU6(max)-Axial	16,165	15,602	2,355	653	-92	-238	-61	6.1
17	SLU6(max)-Moment-y	18,593	19,227	1,736	590	-68	-274	-70	5.5
18	SLU6(max)-Moment-z	20,566	23,123	2,609	537	-102	-316	-65	5.1
19	SLU7(max)-Axial	16,012	15,654	2,498	-617	97	-238	-59	5.8
20	SLU7(max)-Moment-y	18,439	12,029	3,117	-680	122	-247	-94	6.4
21	SLU7(max)-Moment-z	20,413	8,133	2,244	-733	87	-241	-137	6.8
22	SLU8(max)-Axial	16,165	15,654	2,353	-617	-92	-239	-61	5.8
23	SLU8(max)-Moment-y	18,593	12,030	1,734	-680	-68	-240	-104	6.3
24	SLU8(max)-Moment-z	20,567	8,133	2,607	-733	-102	-245	-136	6.9
25	SLU9(max)-Axial	19,498	83	8,909	13	347	-236	-125	3.2
26	SLU9(max)-Moment-y	22,502	2,719	9,676	-34	377	-281	-136	3.5
27	SLU9(max)-Moment-z	23,912	7,915	8,645	-101	337	-312	-130	3.3
28	SLU10(max)-Axial	19,652	83	4,058	13	158	-207	-157	1.5
29	SLU10(max)-Moment-y	22,656	2,718	4,825	-34	188	-252	-167	1.8
30	SLU10(max)-Moment-z	24,066	7,914	3,794	-101	148	-284	-162	1.7
31	SLU11(max)-Axial	15,953	76	8,929	13	348	-203	-92	3.2

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



32	SLU11(max)-Moment-y	18,929	2,726	9,695	-33	378	-248	-102	3.5
33	SLU11(max)-Moment-z	20,366	7,922	8,666	-101	338	-280	-97	3.3
34	SLU12(max)-Axial	16,106	76	4,079	13	159	-175	-124	1.5
35	SLU12(max)-Moment-y	19,083	2,725	4,844	-33	189	-220	-134	1.8
36	SLU12(max)-Moment-z	20,520	7,922	3,815	-101	149	-251	-129	1.7
37	SLU13(max)-Axial	19,442	83	4,098	13	160	-206	-154	1.5
38	SLU13(max)-Moment-y	22,446	2,719	4,865	-34	190	-251	-165	1.8
39	SLU13(max)-Moment-z	23,855	7,915	3,834	-101	149	-282	-160	1.7
40	SLU14(max)-Axial	19,699	83	3,987	13	-155	-207	-157	1.4
41	SLU14(max)-Moment-y	22,702	2,718	3,219	-34	-126	-243	-177	1.2
42	SLU14(max)-Moment-z	24,112	7,914	4,250	-101	-166	-287	-159	1.8
43	SLU15(max)-Axial	15,896	76	4,118	13	161	-173	-121	1.5
44	SLU15(max)-Moment-y	18,872	2,726	4,884	-33	190	-218	-132	1.8
45	SLU15(max)-Moment-z	20,310	7,922	3,855	-101	150	-249	-127	1.7
46	SLU16(max)-Axial	16,153	76	3,966	13	-155	-174	-125	1.4
47	SLU16(max)-Moment-y	19,129	2,725	3,201	-33	-125	-210	-144	1.2
48	SLU16(max)-Moment-z	20,566	7,921	4,230	-101	-165	-254	-127	1.8
49	SLU17(max)-Axial	19,906	26,018	8	1,058	0	-308	-61	9.8
50	SLU17(max)-Moment-y	20,069	26,017	3	1,058	0	-309	-62	9.8
51	SLU17(max)-Moment-z	19,906	26,018	8	1,058	0	-308	-61	9.8
52	SLU18(max)-Axial	16,360	26,026	12	1,058	0	-275	-28	9.8
53	SLU18(max)-Moment-y	16,496	26,026	21	1,058	1	-276	-29	9.8
54	SLU18(max)-Moment-z	16,360	26,026	12	1,058	0	-275	-28	9.8
55	SISMA1(max)-Axial	16,017	8,928	32,606	363	1,436	-392	95	13.7
56	SISMA1(max)-Moment-y	16,153	8,928	32,615	363	1,436	-393	94	13.7
57	SISMA1(max)-Moment-z	16,017	8,928	32,606	363	1,436	-392	95	13.7
58	SISMA2(max)-Axial	16,056	29,787	9,828	1,211	433	-351	53	11.9
59	SISMA2(max)-Moment-y	16,192	29,786	9,837	1,211	433	-352	52	11.9
60	SISMA2(max)-Moment-z	-	29,787	9,828	1,211	433	-351	53	11.9

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



		16,056							
61	SISMA3(max)-Axial	15,405	8,948	9,946	366	438	-247	-39	5.3
62	SISMA3(max)-Moment-y	15,541	8,947	9,955	366	439	-248	-40	5.3
63	SISMA3(max)-Moment-z	15,405	8,948	9,946	366	438	-247	-39	5.3
64	SISMA4(max)-Axial	16,139	8,926	32,475	363	1,430	-392	93	13.7
65	SISMA4(max)-Moment-y	16,275	8,926	32,466	363	1,429	-393	92	13.7
66	SISMA4(max)-Moment-z	16,139	8,926	32,475	363	1,430	-392	93	13.7
67	SISMA5(max)-Axial	16,067	29,811	9,826	1,210	433	-351	53	11.9
68	SISMA5(max)-Moment-y	16,203	29,811	9,835	1,210	433	-352	52	11.9
69	SISMA5(max)-Moment-z	16,067	29,811	9,826	1,210	433	-351	53	11.9
70	SISMA6(max)-Axial	17,276	8,890	9,607	359	423	-261	-58	5.1
71	SISMA6(max)-Moment-y	17,412	8,890	9,616	359	423	-263	-60	5.1
72	SISMA6(max)-Moment-z	17,276	8,890	9,607	359	423	-261	-58	5.1
73	SISMA7(max)-Axial	16,020	8,951	32,605	-363	1,435	-392	95	13.7
74	SISMA7(max)-Moment-y	16,156	8,952	32,614	-363	1,436	-393	94	13.7
75	SISMA7(max)-Moment-z	16,020	8,951	32,605	-363	1,435	-392	95	13.7
76	SISMA8(max)-Axial	16,092	29,786	9,696	1,211	-427	-350	52	11.9
77	SISMA8(max)-Moment-y	16,228	29,786	9,687	1,211	-426	-351	51	11.9
78	SISMA8(max)-Moment-z	16,092	29,786	9,696	1,211	-427	-350	52	11.9
79	SISMA9(max)-Axial	15,441	8,947	9,578	366	-421	-245	-41	5.2
80	SISMA9(max)-Moment-y	15,578	8,947	9,569	366	-421	-246	-43	5.2
81	SISMA9(max)-Moment-z	15,441	8,947	9,578	366	-421	-245	-41	5.2
82	SISMA10(max)-Axial	16,578	8,911	32,504	362	1,431	-396	89	13.7
83	SISMA10(max)-Moment-y	16,714	8,911	32,513	361	1,431	-398	88	13.7
84	SISMA10(max)-Moment-z	16,578	8,911	32,504	362	1,431	-396	89	13.7
85	SISMA11(max)-Axial	16,617	29,770	9,726	1,209	428	-355	48	11.9
86	SISMA11(max)-Moment-y	16,753	29,769	9,735	1,209	428	-357	46	11.9
87	SISMA11(max)-Moment-z	16,617	29,770	9,726	1,209	428	-355	48	11.9
88	SISMA12(max)-Axial	17,276	8,890	9,607	359	423	-261	-58	5.1

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



89	SISMA12(max)-Moment-y	-	17,412	8,890	9,616	359	423	-263	-60	5.1
90	SISMA12(max)-Moment-z	-	17,276	8,890	9,607	359	423	-261	-58	5.1
91	SISMA13(max)-Axial	-	16,704	8,970	32,577	-365	1,434	-398	89	13.7
92	SISMA13(max)-Moment-y	-	16,840	8,971	32,568	-365	1,434	-400	88	13.7
93	SISMA13(max)-Moment-z	-	16,704	8,970	32,577	-365	1,434	-398	89	13.7
94	SISMA14(max)-Axial	-	16,665	29,829	9,800	1,212	-432	-356	48	11.9
95	SISMA14(max)-Moment-y	-	16,801	29,829	9,791	1,212	-431	-358	47	11.9
96	SISMA14(max)-Moment-z	-	16,665	29,829	9,800	1,212	-432	-356	48	11.9
97	SISMA15(max)-Axial	-	17,316	8,990	9,918	-367	-437	-264	-56	5.3
98	SISMA15(max)-Moment-y	-	17,452	8,990	9,909	-367	-437	-265	-58	5.3
99	SISMA15(max)-Moment-z	-	17,316	8,990	9,918	-367	-437	-264	-56	5.3
100	SISMA16(max)-Axial	-	16,582	8,968	32,503	-365	1,431	-397	90	13.7
101	SISMA16(max)-Moment-y	-	16,718	8,969	32,512	-365	1,431	-398	88	13.7
102	SISMA16(max)-Moment-z	-	16,582	8,968	32,503	-365	1,431	-397	90	13.7
103	SISMA17(max)-Axial	-	16,628	29,828	9,725	1,212	428	-356	48	11.9
104	SISMA17(max)-Moment-y	-	16,764	29,829	9,734	1,212	428	-357	46	11.9
105	SISMA17(max)-Moment-z	-	16,628	29,828	9,725	1,212	428	-356	48	11.9
106	SISMA18(max)-Axial	-	17,279	8,989	9,606	-367	422	-262	-58	5.2
107	SISMA18(max)-Moment-y	-	17,415	8,990	9,615	-367	423	-263	-59	5.2
108	SISMA18(max)-Moment-z	-	17,279	8,989	9,606	-367	422	-262	-58	5.2
109	SLU1(min)-Axial	-	24,156	23,059	2,214	533	86	-347	-101	5.0
110	SLU1(min)-Moment-y	-	22,334	20,382	1,564	585	61	-313	-100	5.4
111	SLU1(min)-Moment-z	-	19,773	15,521	2,437	647	95	-272	-94	6.1
112	SLU2(min)-Axial	-	24,310	23,058	2,637	533	-103	-351	-99	5.0
113	SLU2(min)-Moment-y	-	22,488	20,381	3,287	585	-128	-325	-91	5.5
114	SLU2(min)-Moment-z	-	19,927	15,521	2,414	647	-94	-273	-96	6.1
115	SLU3(min)-Axial	-	24,157	8,198	2,216	-737	86	-276	-171	6.9
116	SLU3(min)-Moment-y	-	22,335	10,875	1,566	-685	61	-268	-145	6.4
117	SLU3(min)-Moment-z	-	-	15,736	2,439	-623	95	-273	-93	5.8

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



		19,773							
118	SLU4(min)-Axial	24,311	8,198	2,635	-737	-103	-280	-170	6.9
119	SLU4(min)-Moment-y	22,489	10,875	3,285	-686	-128	-280	-136	6.5
120	SLU4(min)-Moment-z	19,927	15,736	2,412	-623	-94	-274	-95	5.8
121	SLU5(min)-Axial	20,583	23,067	2,232	533	87	-314	-67	5.0
122	SLU5(min)-Moment-y	18,789	20,390	1,584	585	62	-281	-67	5.4
123	SLU5(min)-Moment-z	16,200	15,529	2,456	647	96	-239	-61	6.1
124	SLU6(min)-Axial	20,737	23,067	2,619	533	-102	-318	-66	5.0
125	SLU6(min)-Moment-y	18,942	20,390	3,266	585	-127	-292	-58	5.5
126	SLU6(min)-Moment-z	16,354	15,529	2,395	647	-93	-240	-63	6.1
127	SLU7(min)-Axial	20,584	8,190	2,234	-737	87	-243	-138	6.9
128	SLU7(min)-Moment-y	18,789	10,867	1,586	-685	62	-235	-113	6.4
129	SLU7(min)-Moment-z	16,200	15,727	2,458	-623	96	-240	-60	5.8
130	SLU8(min)-Axial	20,738	8,190	2,616	-737	-102	-247	-137	6.9
131	SLU8(min)-Moment-y	18,943	10,867	3,264	-685	-127	-247	-104	6.5
132	SLU8(min)-Moment-z	16,354	15,728	2,393	-623	-93	-241	-62	5.8
133	SLU9(min)-Axial	25,197	5,606	8,580	-74	335	-313	-154	3.2
134	SLU9(min)-Moment-y	22,953	3,558	7,779	-37	303	-277	-148	2.8
135	SLU9(min)-Moment-z	20,805	2,400	8,808	39	343	-258	-127	3.2
136	SLU10(min)-Axial	25,351	5,606	3,729	-74	145	-284	-185	1.5
137	SLU10(min)-Moment-y	23,107	3,558	2,928	-37	114	-249	-179	1.1
138	SLU10(min)-Moment-z	20,958	2,400	3,958	39	154	-230	-158	1.5
139	SLU11(min)-Axial	21,624	5,614	8,599	-74	335	-280	-120	3.2
140	SLU11(min)-Moment-y	19,407	3,566	7,799	-36	304	-245	-115	2.8
141	SLU11(min)-Moment-z	17,231	2,393	8,827	39	344	-225	-94	3.2
142	SLU12(min)-Axial	21,778	5,613	3,748	-74	146	-251	-152	1.5
143	SLU12(min)-Moment-y	19,561	3,565	2,949	-36	115	-216	-146	1.1
144	SLU12(min)-Moment-z	17,385	2,393	3,976	39	155	-197	-125	1.5
145	SLU13(min)-Axial	25,141	5,606	3,769	-74	147	-283	-183	1.5

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



146	SLU13(min)-Moment-y	22,897	3,559	2,968	-37	116	-247	-177	1.1
147	SLU13(min)-Moment-z	20,748	2,400	3,997	39	156	-228	-156	1.5
148	SLU14(min)-Axial	25,397	5,606	4,316	-74	-168	-288	-182	1.7
149	SLU14(min)-Moment-y	23,153	3,558	5,117	-37	-199	-263	-166	1.9
150	SLU14(min)-Moment-z	21,005	2,400	4,087	39	-159	-231	-158	1.5
151	SLU15(min)-Axial	21,568	5,614	3,788	-74	148	-250	-150	1.5
152	SLU15(min)-Moment-y	19,351	3,566	2,988	-36	117	-215	-144	1.1
153	SLU15(min)-Moment-z	17,175	2,392	4,016	39	157	-195	-123	1.5
154	SLU16(min)-Axial	21,824	5,613	4,297	-74	-168	-255	-149	1.7
155	SLU16(min)-Moment-y	19,608	3,565	5,096	-36	-199	-230	-133	1.9
156	SLU16(min)-Moment-z	17,432	2,393	4,069	39	-159	-198	-125	1.5
157	SLU17(min)-Axial	20,069	26,017	3	1,058	0	-309	-62	9.8
158	SLU17(min)-Moment-y	19,906	26,018	8	1,058	0	-308	-61	9.8
159	SLU17(min)-Moment-z	20,069	26,017	3	1,058	0	-309	-62	9.8
160	SLU18(min)-Axial	16,496	26,026	21	1,058	1	-276	-29	9.8
161	SLU18(min)-Moment-y	16,360	26,026	12	1,058	0	-275	-28	9.8
162	SLU18(min)-Moment-z	16,496	26,026	21	1,058	1	-276	-29	9.8
163	SISMA1(min)-Axial	16,153	8,928	32,615	363	1,436	-393	94	13.7
164	SISMA1(min)-Moment-y	16,017	8,928	32,606	363	1,436	-392	95	13.7
165	SISMA1(min)-Moment-z	16,153	8,928	32,615	363	1,436	-393	94	13.7
166	SISMA2(min)-Axial	16,192	29,786	9,837	1,211	433	-352	52	11.9
167	SISMA2(min)-Moment-y	16,056	29,787	9,828	1,211	433	-351	53	11.9
168	SISMA2(min)-Moment-z	16,192	29,786	9,837	1,211	433	-352	52	11.9
169	SISMA3(min)-Axial	15,541	8,947	9,955	366	439	-248	-40	5.3
170	SISMA3(min)-Moment-y	15,405	8,948	9,946	366	438	-247	-39	5.3
171	SISMA3(min)-Moment-z	15,541	8,947	9,955	366	439	-248	-40	5.3
172	SISMA4(min)-Axial	16,275	8,926	32,466	363	1,429	-393	92	13.7
173	SISMA4(min)-Moment-y	16,139	8,926	32,475	363	1,430	-392	93	13.7
174	SISMA4(min)-Moment-z	-	8,926	32,466	363	-	-393	92	13.7

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



		16,275				1,429			
175	SISMA5(min)-Axial	16,203	29,811	9,835	1,210	433	-352	52	11.9
176	SISMA5(min)-Moment-y	16,067	29,811	9,826	1,210	433	-351	53	11.9
177	SISMA5(min)-Moment-z	16,203	29,811	9,835	1,210	433	-352	52	11.9
178	SISMA6(min)-Axial	17,412	8,890	9,616	359	423	-263	-60	5.1
179	SISMA6(min)-Moment-y	17,276	8,890	9,607	359	423	-261	-58	5.1
180	SISMA6(min)-Moment-z	17,412	8,890	9,616	359	423	-263	-60	5.1
181	SISMA7(min)-Axial	16,156	8,952	32,614	-363	1,436	-393	94	13.7
182	SISMA7(min)-Moment-y	16,020	8,951	32,605	-363	1,435	-392	95	13.7
183	SISMA7(min)-Moment-z	16,156	8,952	32,614	-363	1,436	-393	94	13.7
184	SISMA8(min)-Axial	16,228	29,786	9,687	1,211	-426	-351	51	11.9
185	SISMA8(min)-Moment-y	16,092	29,786	9,696	1,211	-427	-350	52	11.9
186	SISMA8(min)-Moment-z	16,228	29,786	9,687	1,211	-426	-351	51	11.9
187	SISMA9(min)-Axial	15,578	8,947	9,569	366	-421	-246	-43	5.2
188	SISMA9(min)-Moment-y	15,441	8,947	9,578	366	-421	-245	-41	5.2
189	SISMA9(min)-Moment-z	15,578	8,947	9,569	366	-421	-246	-43	5.2
190	SISMA10(min)-Axial	16,714	8,911	32,513	361	1,431	-398	88	13.7
191	SISMA10(min)-Moment-y	16,578	8,911	32,504	362	1,431	-396	89	13.7
192	SISMA10(min)-Moment-z	16,714	8,911	32,513	361	1,431	-398	88	13.7
193	SISMA11(min)-Axial	16,753	29,769	9,735	1,209	428	-357	46	11.9
194	SISMA11(min)-Moment-y	16,617	29,770	9,726	1,209	428	-355	48	11.9
195	SISMA11(min)-Moment-z	16,753	29,769	9,735	1,209	428	-357	46	11.9
196	SISMA12(min)-Axial	17,412	8,890	9,616	359	423	-263	-60	5.1
197	SISMA12(min)-Moment-y	17,276	8,890	9,607	359	423	-261	-58	5.1
198	SISMA12(min)-Moment-z	17,412	8,890	9,616	359	423	-263	-60	5.1
199	SISMA13(min)-Axial	16,840	8,971	32,568	-365	1,434	-400	88	13.7
200	SISMA13(min)-Moment-y	16,704	8,970	32,577	-365	1,434	-398	89	13.7
201	SISMA13(min)-Moment-z	16,840	8,971	32,568	-365	1,434	-400	88	13.7
202	SISMA14(min)-Axial	16,801	29,829	9,791	1,212	-431	-358	47	11.9

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



203	SISMA14(min)-Moment-y	-	16,665	29,829	9,800	1,212	-432	-356	48	11.9
204	SISMA14(min)-Moment-z	-	16,801	29,829	9,791	1,212	-431	-358	47	11.9
205	SISMA15(min)-Axial	-	17,452	8,990	9,909	-367	-437	-265	-58	5.3
206	SISMA15(min)-Moment-y	-	17,316	8,990	9,918	-367	-437	-264	-56	5.3
207	SISMA15(min)-Moment-z	-	17,452	8,990	9,909	-367	-437	-265	-58	5.3
208	SISMA16(min)-Axial	-	16,718	8,969	32,512	-365	1,431	-398	88	13.7
209	SISMA16(min)-Moment-y	-	16,582	8,968	32,503	-365	1,431	-397	90	13.7
210	SISMA16(min)-Moment-z	-	16,718	8,969	32,512	-365	1,431	-398	88	13.7
211	SISMA17(min)-Axial	-	16,764	29,829	9,734	1,212	428	-357	46	11.9
212	SISMA17(min)-Moment-y	-	16,628	29,828	9,725	1,212	428	-356	48	11.9
213	SISMA17(min)-Moment-z	-	16,764	29,829	9,734	1,212	428	-357	46	11.9
214	SISMA18(min)-Axial	-	17,415	8,990	9,615	-367	423	-263	-59	5.2
215	SISMA18(min)-Moment-y	-	17,279	8,989	9,606	-367	422	-262	-58	5.2
216	SISMA18(min)-Moment-z	-	17,415	8,990	9,615	-367	423	-263	-59	5.2

Per le verifiche del palo si rimanda alla relazione di calcolo delle fondazioni

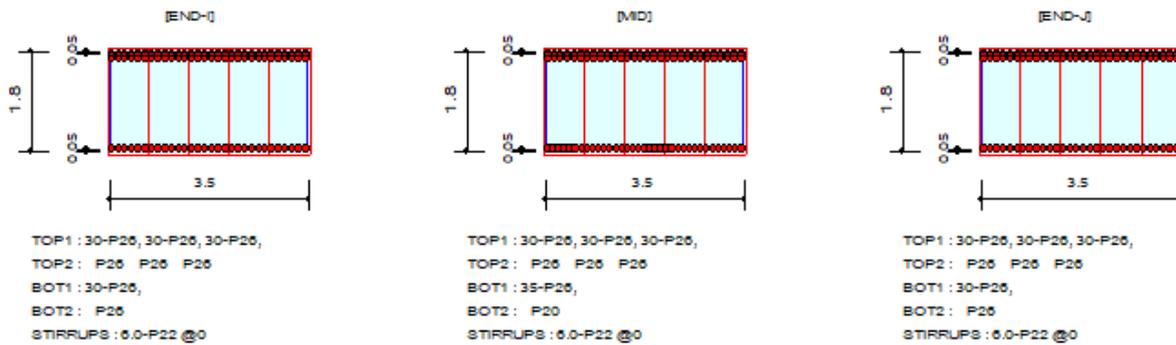
21.1. PULVINO

L'armatura prevista per il pulvino è costituita da 3 strati di ferri Ø26 con staffe a sei braccia Ø22.

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Beam Span : 0.1 m
 Section Property : pulv_350x180 (No : 50)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M_{Ed})	21128.08	20876.23	20372.53
(-) Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Strength (M_{Rd})	28745.71	28745.71	28745.71
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.7350	0.7262	0.7087

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Shear Force (V_{Ed})	10074.02	10074.02	10074.02
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	2769.62	2769.62	2769.62
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	13650.26	13650.26	13650.26
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0000	0.0000	0.0000
Using Stirrups Spacing	6.0-P22 @0	6.0-P22 @0	6.0-P22 @0
Check Ratio	0.7380	0.7380	0.7380

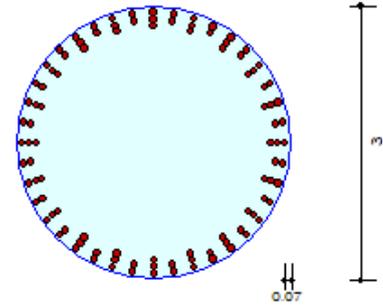
21.1. FUSTO PILA

1. Design Condition

Design Code	Eurocode2-2:05
Unit System	kN, m
Member Number	770 (PM), 777 (Shear)
Material Data	$f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Column Height	2.21667 m
Section Property	pila (No : 60)

Rebar Pattern	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	40-P26,26	--	--
Layer 2	40-P26,26	--	--
Layer 3	20-P26,26	--	--

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0531 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0075$)



2. Applied Loads

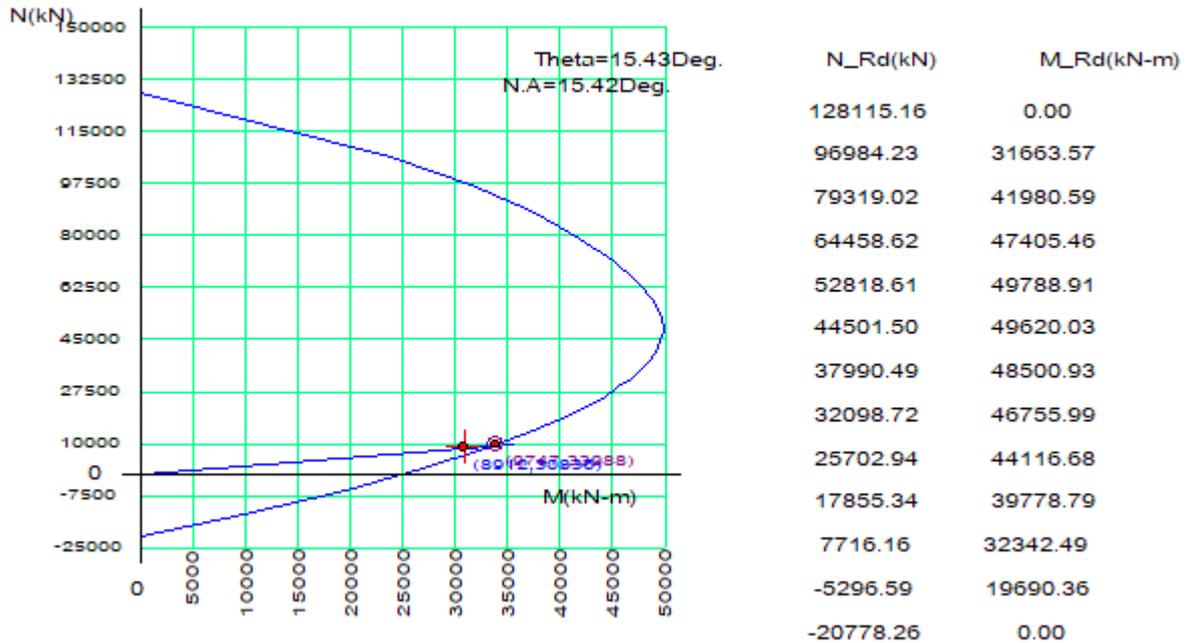
Load Combination 3 AT (I) Point

$N_{Ed} = 8911.69 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 29725.9$, $M_{Edz} = 8201.21$, $M_{Ed} = 30836.4 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax} = 1.3e+05 \text{ kN}$	
Axial Load Ratio	$N_{Ed}/N_{Rd} = 8911.69 / 9746.92$	$= 0.914 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$
Moment Ratio	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 29725.9 / 32762.4$	$= 0.907 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$
	$M_{Edz}/M_{Rdz} = 8201.21 / 9044.34$	$= 0.907 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$
	$M_{Ed}/M_{Rd} = 30836.4 / 33987.9$	$= 0.907 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Resistance Check

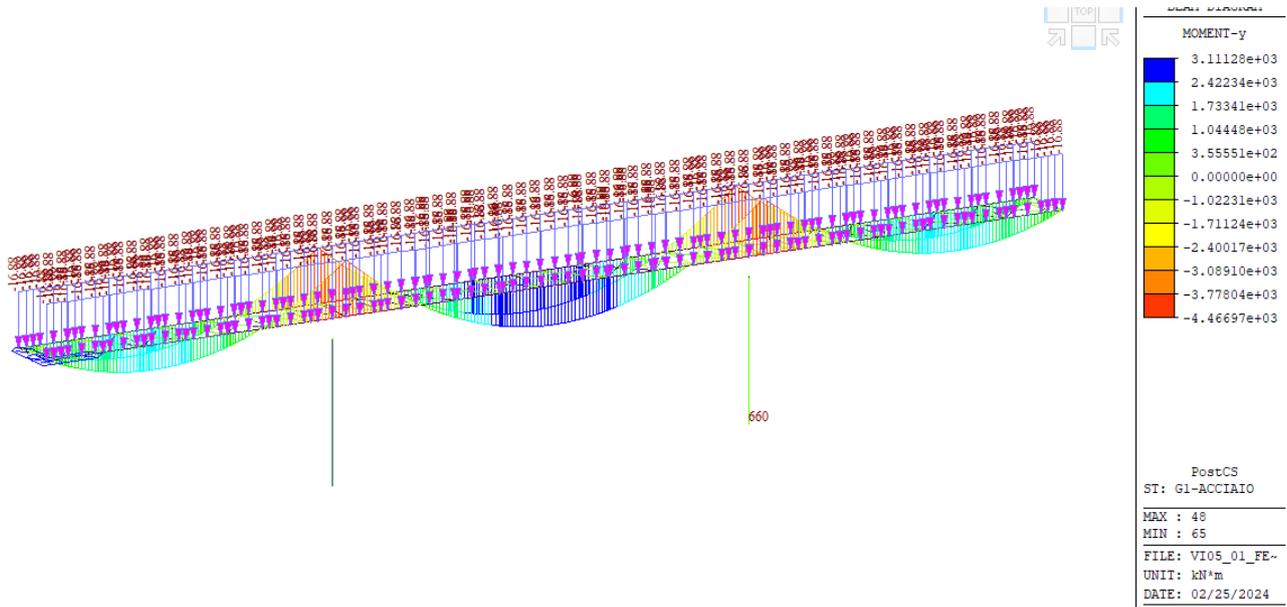
Applied Shear Resistance	V_Ed	= 1745.08 kN (Load Combination 3)
Shear Strength by Conc	V_Rdc	= 2884.54 kN
Shear Resistance by Rebar	V_Rds	= 1795.96 kN (2.0-P18 @0)
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 1745.08 / 2884.54 = 0.605 < 1.000 O.K

22. ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)

Verifica dei risultati

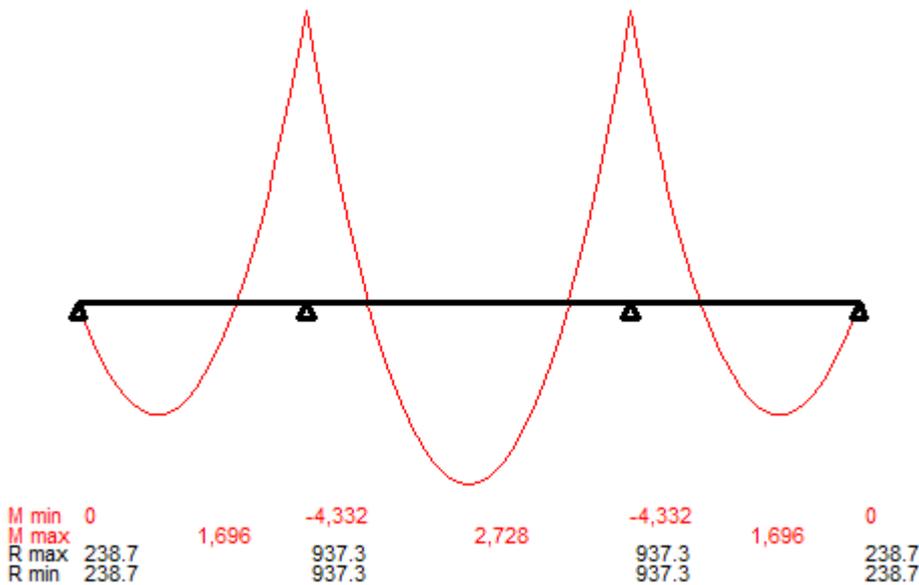
Nel corso della progettazione sono state effettuate continue validazioni dei valori delle sollecitazioni, nei diversi elementi strutturali, emersi dal calcolo e delle verifiche condotte dal post processore del programma MIDAS GEN 2020 ver.3.2: tali calcolazioni di controllo sono state condotte con metodi consolidati della scienza delle costruzioni o con l'ausilio di altri software o fogli di calcolo.

E' possibile fare un confronto con le sollecitazioni indotte da una carico permanente, considerando infatti la condizione di carico della struttura metallica ad esempio si ha il seguente diagramma di sollecitazioni.



Considerando in modo semplificato (programma “trave continua” P.Gelfi) uno schema a trave continua con la medesima sezione si ha, a parità di carico:

File : -
Scala momenti 1:100 - Sollecitazioni SLE - Rara



La distribuzione dei momenti flettenti è congruente con quello che si ottiene con il modello di calcolo adottato per il dimensionamento della struttura.

Giudizio motivato di accettabilità

Dalle verifiche effettuate e sopra descritte appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano coerenti a quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software.