

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. A2657</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resto</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante) cooprogetti</p> <p>(Mandante) engeko</p> <p>(Mandante) AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) : Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</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>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
 Asse principale
 CV.02– Cavalcavia
 Relazione di calcolo

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p>	<p>NOME FILE</p> <p>S05CV02STRRE01_A</p>	<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA</p>
<p>DPFI508 D 23</p>	<p>CODICE ELAB. S05CV02STRRE01</p>	<p>A</p>	
<p>D</p>			
<p>C</p>			
<p>B</p>			
<p>A</p>	<p>Emissione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Guidobaldi Resta Guiducci</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO VERIFICATO APPROVATO</p>

INDICE

1	<u>PREMESSA.....</u>	<u>4</u>
2	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</u>	<u>4</u>
3	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>5</u>
4	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	<u>6</u>
4.1.	CALCESTRUZZO PER IMPALCATO.....	6
4.1.	CALCESTRUZZO SOTTOTRUTTURE	8
4.2.	ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE	9
4.3.	ACCIAIO PER CARPENTERIA	9
4.4.	ACCIAIO E COPPIA DI SERRAGGIO DEI BULLONI.....	10
4.5.	PIOLI CON TESTA TIPO "NELSON"	10
4.6.	GIUNZIONI SALDATE	10
5	<u>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</u>	<u>11</u>
6	<u>CLASSE DI ESECUZIONE.....</u>	<u>11</u>
6.1.	CLASSE DI IMPORTANZA	11
7	<u>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....</u>	<u>14</u>
7.1.	PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1).....	15
7.2.	PESO PROPRIO FINITURE E PAVIMENTAZIONE (G2).....	16
7.3.	EFFETTI DI RITIRO E VISCOSITÀ DEI CALCESTRUZZI (E2).....	17
7.4.	EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3)	18
7.4.1.	<i>Variazioni termiche uniformi Δt_n</i>	18
7.4.2.	<i>Variazioni termiche differenziali ΔT_M</i>	18
7.5.	EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4).....	19
7.6.	CARICHI MOBILI (Q1).....	21
7.6.1.	<i>Schema di carico</i>	21
7.6.2.	<i>Disposizione delle corsie di carico</i>	22
7.7.	CARICO DA TRAFFICO PER VERIFICHE A FATICA	24
7.7.1.	<i>Metodi di verifica</i>	25
7.7.2.	<i>Verifica dei dettagli di fatica</i>	25
7.8.	AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q3).....	25
7.9.	AZIONE DEL VENTO (Q5)	25
7.9.1	<i>Pressione cinetica di riferimento</i>	27
7.9.2	<i>Coefficiente di esposizione</i>	27
7.9.3	<i>Coefficiente dinamico</i>	30

PROGETTAZIONE ATI:

7.9.4	<i>Coefficienti aerodinamici e aree sulla quale agisce la pressione del vento</i>	30
7.9.5	<i>Pressione del vento e azioni risultanti</i>	32
7.10.	AZIONE SISMICA (Q6)	34
7.10	ANALISI DEI CARICHI SPALLA	38
7.10.1	<i>Permanenti strutturali e non strutturali (G1 e G2)</i>	38
7.10.2	<i>Spinta litostatica del terrapieno</i>	38
7.10.3	<i>Spinta statica del sovraccarico agente sul terrapieno</i>	38
7.10.4	<i>Calcolo dell'azione Sismica</i>	38
7.10.5	<i>Spinta del terrapieno in condizioni sismiche</i>	39
7.10.6	<i>Azioni di inerzia legate alla massa dell'impalcato</i>	40
7.10.7	<i>Azioni di inerzia legate alla massa degli elementi strutturali</i>	40
8	<u>VERIFICHE A FATICA</u>	41
8.1.	INTRODUZIONE	41
8.2.	MODELLO DI CARICO A FATICA	41
8.3.	COEFFICIENTI PARZIALI PER LA RESISTENZA A FATICA	42
8.4.	METODI DI VERIFICA	42
8.5.	VERIFICA DEI DETTAGLI DI FATICA	42
9	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO</u>	45
10	<u>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IMPALCATO</u>	46
10.1.	SEZIONI MEMBRATURA IMPALCATO	49
10.2.	MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	51
10.3.	MODELLAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO	51
11	<u>COMBINAZIONI DI CARICO</u>	52
11.1	IMPALCATO	52
12	<u>ANALISI MODALE</u>	54
13	<u>STATO DI SOLLECITAZIONE</u>	58
13.1	TRAVI IMPALCATO	58
13.2	CONTROVENTI	60
13.3	SOLETTA	62
14	<u>STATO DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO</u>	63
15	<u>SCARICHI ELEMENTARI E SPOSTAMENTI NEGLI APPOGGI</u>	66
16	<u>VERIFICHE STRUTTURALI</u>	68
16.1	TRAVI DI IMPALCATO	68
16.1.1	<i>Sezione di mezzeria (Elemento 274)</i>	68
16.1.2	<i>Sezione d'appoggio (Elemento 305)</i>	77

PROGETTAZIONE ATI:

16.1.3	Verifica a fatica delle travi	87
16.2	TRAVERSI.....	88
16.3	SOLETTA.....	89
16.3.1	Sezione in mezzeria.....	89
16.3.2	Sezione in appoggio.....	93
16.3.3	Verifica a taglio.....	97
16.1	SPALLE	98
18.3.	COMBINAZIONI PER GLI SLU PER LA VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE.....	107
18.4.	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	114
18.5.	VERIFICA DEL MURO FRONTALE	115
18.6.	VERIFICA DEL PARAGHIAIA	118
18.7.	VERIFICA DEL MURO DI RISVOLTO	121
17	ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)	126

1 PREMESSA

La presente relazione contiene il progetto del nuovo cavalcavia CV02, 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).

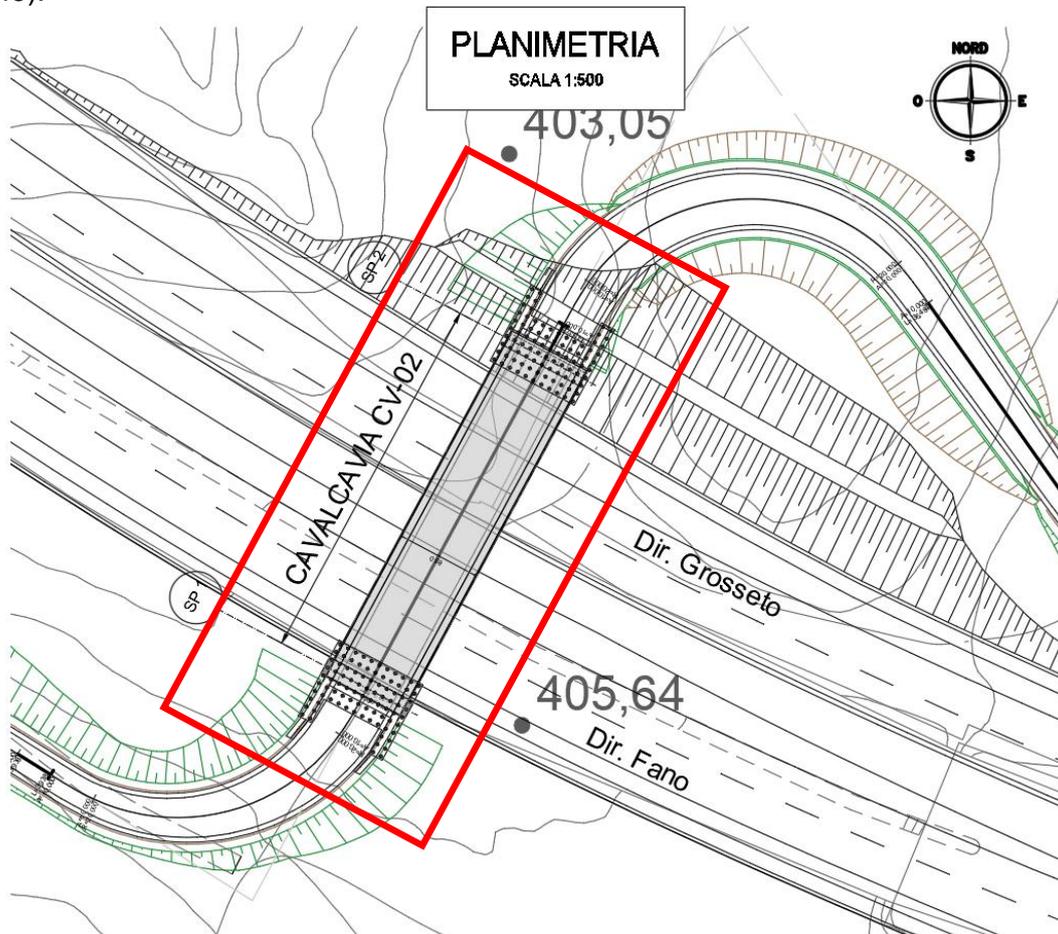


Figura 1.1 Corografia

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura dell'impalcato è di tipo a travata a luce singola di lunghezza pari a 38.0m con un andamento planimetrico rettilineo.

PROGETTAZIONE ATI:



Figura 2.1 Prospetto

L'impalcato è ripartito in due cordoli di lato 75cm ed una carreggiata di 7.00m, per una larghezza complessiva di 8.50m.

L'impalcato ha un retrotrave pari a 0.60m.

La sezione resistente è affidata ad una coppia di travi in sistema misto acciaio-calcestruzzo poste a 6m di interasse con un'altezza pari a 2m. La soletta ha uno spessore complessivo di 32cm costituito da 7cm di predalle e da 25cm di spessore gettato in opera.

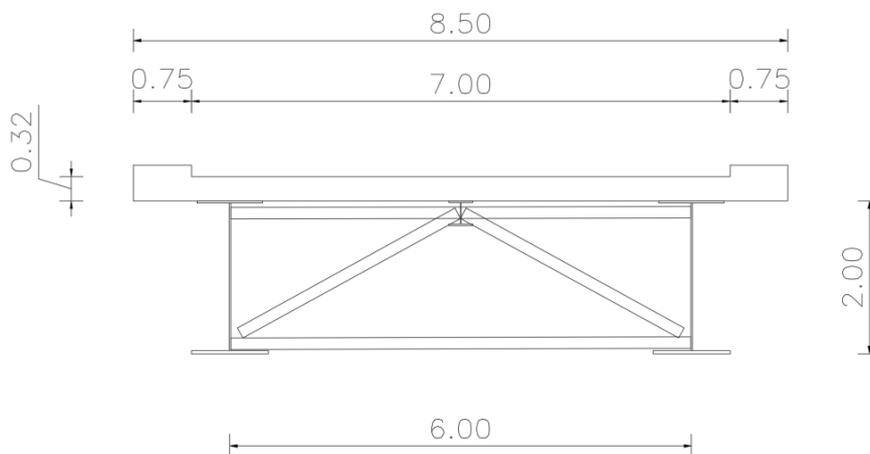


Figura 2.2 Sezione tipo

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

La soletta è supportata da una trave rompitratta sostenuta dai traversi reticolari disposti con passo tipico di 4m.

Le spalle sono costituite da una platea di fondazione su pali dello spessore di 2.0m, un muro frontale dello spessore di 2.5m, muri laterali con uno spessore pari a 0.75m e muri paraghiaia di spessore 0.4m.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

PROGETTAZIONE ATI:

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]

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO PER IMPALCATO

SOLETTA 35/45

Classe del calcestruzzo	C35/45	-
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione f_{ck}	35	MPa
Modulo elastico	34077	MPa
Classe di esposizione	XC3+XD1	-
Tipo di cemento cem	I - V	-
Rapporto massimo acqua/cemento	≤ 0.55	-
Classe di consistenza (Slump)	S4	-
Dimensione massima dell'aggregato	22	mm
Copriferro netto minimo	35	mm

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 (slump)	Dosaggio minimo di cemento (kg/m³)	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 sottocarpa)	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	(3)	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	(3)	32	75
Sottofondazioni ("magroni"), cls per riempimenti pozzi non armati o debolmente armati	-----	C12/15	-----	-----	-----	-----	-----	-----
cls per opere aventi funzioni provvisoriali	-----	C20/25	-----	-----	-----	-----	-----	(5)

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	mm <i>par. 4.4.1.2(3)</i>
<i>Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali</i>	$C_{min,dur}$	15	mm <i>par. 4.4.1.2(5)</i>
<i>Margine di sicurezza</i>	$\Delta C_{dur,y}$	0	mm <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	mm <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	mm <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	mm <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>
	$C_{min,b,sup}$	24	mm
max	$C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$	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 - Copriferrini minimi in mm

C _{min}	C ₀	ambiente	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 _{≥C₀}	C _{min<C<C₀}	C _{≥C₀}	C _{min<C<C₀}	C _{≥C₀}	C _{min<C<C₀}	C _{≥C₀}	C _{min<C<C₀}
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 del calcestruzzo	C40/50	-
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione f _{ck}	40	MPa
Modulo elastico	35220	MPa
Classe di esposizione	XC4+XD1	-
Rapporto massimo acqua/cemento	≤ 0.55	-
Dimensione massima dell'aggregato	16	mm
Copriferro netto minimo	30	mm

4.1. CALCESTRUZZO SOTTOTRUTTURE

Conglomerato cementizio per sottofondazioni:

- Classe di resistenza C12/15

Conglomerato cementizio per pali di fondazione:

- Classe di resistenza C30/37
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S5
- **Classe di esposizione XA2**

Conglomerato cementizio per platee di fondazione di spalle:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 32 mm
- Classe di consistenza S4
- **Classe di esposizione XA2**

Conglomerato cementizio per le strutture in elevazione delle spalle:

- Classe di resistenza C32/40
- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S4
- Classe di esposizione XC4 – XF2

Conglomerato cementizio per baggioli:

- Classe di resistenza C35/45

- Diam. massimo inerte 25 mm
- Classe di consistenza S5
- Classe di esposizione XC4 - XD1 (cordoli XC4-XD3)

4.2. ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE

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

Classe di acciaio	B450C	-
Tensione caratteristica a snervamento f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540	MPa
Modulo elastico	210000	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 con $\gamma_s = 1.15$		
f_{yd}	391	N/mm ²
tensioni allo stato limite esercizio (nella comb. Rara)		
$\sigma_c = 0.8 f_{yk} =$	360	N/mm ²

4.3. 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;
 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.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4. 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.

4.5. 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 $\Phi 20$ 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%.

4.6. GIUNZIONI SALDATE

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

5 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 $C_U=2$

6 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 categoria 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

6.1. 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

PROGETTAZIONE ATI:

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 nelle 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 tralicci 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

PROGETTAZIONE ATI:

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)		DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)	ESEMPI
SC1	sollecitazione statica	- Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche	(Esempio:Edifici)
		- Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni simiche 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.

7 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-cls. di soletta
- 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.

7.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G1)

La sezione tipo dell'impalcato ha le seguenti caratteristiche

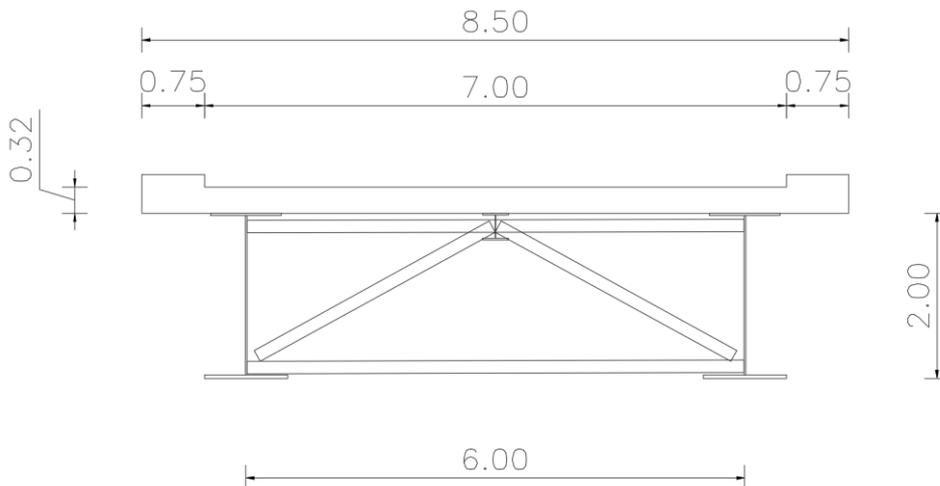


Figura 7.1 Sezione tipo.

Larghezza impalcato (interasse travi)	8.50 m
Cordoli	0.75 m
Marcia piede	0.15 m
Carreggiata	7.00 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 $11.85 \times 2.5 / 2 = 15 \text{ kN/m}$.

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

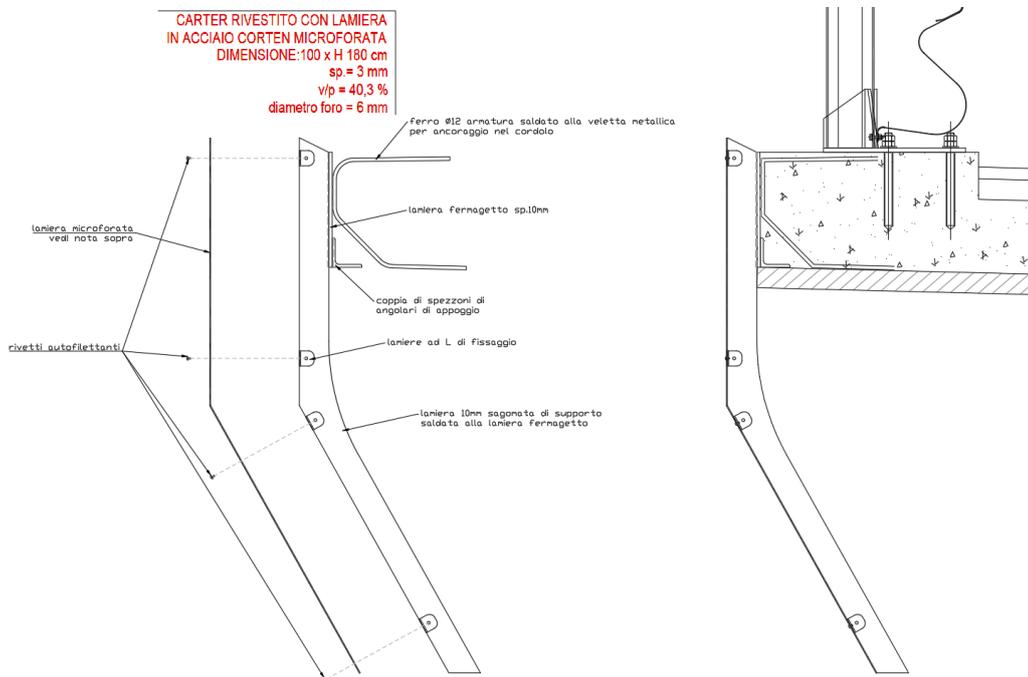
PROGETTAZIONE ATI:

7.2. 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 11 cm
- 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 $\phi 300$ 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



PROGETTAZIONE ATI:

7.3. 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.

Dati di input			
f_{ck}	[MPa]	35	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
RH	[%]	70	Umidità relativa
Classe	[-]	N	Classe del cemento
A_c	[m ²]	2.30	Area della sezione trasversale del calcestruzzo
u	[m]	9.04	Perimetro della parte di sezione trasversale in cls esposta all'aria
h_0	[m]	0.508	Dimensione convenzionale della sezione trasversale $2 \cdot A_c / u$
Ritiro ϵ_2 (UNI EN 1992-1-1)			
Deformazione da ritiro per essiccamento			
β_{RH}	[-]	1.018	Coeff. dipendente dall'umidità relativa
α_{ds1}	[-]	4	Coeff. dipendente dalla classe del cemento
α_{ds2}	[-]	0.12	Coeff. dipendente dalla classe del cemento
$\epsilon_{cd,0}$	[-]	3.410E-04	Deformazione di base dovuta al ritiro per essiccamento
k_h	[-]	0.700	Coeff. dipendente dalla dimensione convenzionale h_0
$\epsilon_{cd,\infty}$	[-]	2.387E-04	Deformazione da ritiro per essiccamento a tempo infinito
Deformazione da ritiro autogeno			
$\epsilon_{ca,\infty}$	[-]	6.250E-05	Deformazione da ritiro autogeno a tempo infinito
Deformazione totale da ritiro			
$\epsilon_{cs,tot}$	[-]	3.012E-04	Deformazione da ritiro totale a tempo infinito

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.

Le sollecitazioni agenti nella trave a sezione mista sono calcolate in automatico dal software durante le fasi della analisi CS.

7.4. EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E3)

7.4.1. VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI ΔT_N

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

Dati di base			
as	[m]	508	Altitudine sul livello del mare
zona	[-]	II	Zona di pertinenza
Temperatura minima e massima dell'aria esterna (p.3.5.2. NTC18)			
T _{min}	[°C]	-11.05	Temperatura minima dell'aria esterna
T _{max}	[°C]	40.98	Temperatura massima dell'aria esterna
Temperatura minima e massima del ponte (UNI EN 1991-1-5 Cap.6)			
T _{e,min}	[°C]	-6.5	Temperatura minima uniforme del ponte
T _{e,max}	[°C]	45.6	Temperatura massima uniforme del ponte
Calcolo delle variazioni termiche uniformi			
T ₀	[°C]	15	Temperatura iniziale all'atto della regolazione
ΔT_0	[°C]	20	Funzione di tipologia strutturale e accuratezza misurazioni
ΔT_{con}	[°C]	-21.5	Variazione termica di contrazione
ΔT_{exp}	[°C]	30.6	Variazione termica di espansione
$\Delta T_{con,d}$	[°C]	-41.5	Variazione termica di contrazione per valutazione spost.
$\Delta T_{exp,d}$	[°C]	50.6	Variazione termica di espansione per valutazione spost.

7.4.2. VARIAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI ΔT_M

Valutazione con Eurocodice 1991-1-5 – paragrafo 6.1.4 facendo 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:

Delta T Differenziale			
$\Delta T_{M, heat}$	[°C]	15	superficie superiore più calda
$\Delta T_{M, cool}$	[°C]	18	superficie superiore più fredda
k _{sur}	[-]	1	

PROGETTAZIONE ATI:

7.5. EFFETTI DOVUTI ALLA VISCOSITÀ (E4)

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

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

L'effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità può essere considerato modificando l'età del carico t_0 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 valore di A_c ed u sono stati considerati per la valutazione del valore della dimensione fittizia di h_0 nella valutazione del parametro fr_h .

Viscosità ϵ_3 (UNI EN 1992-1-1)			
α_1	[-]	0.866	Coeff. dipendente dalla resistenza del calcestruzzo
α_2	[-]	0.960	Coeff. dipendente dalla resistenza del calcestruzzo
α_3	[-]	0.902	Coeff. dipendente dalla resistenza del calcestruzzo
β_H	[-]	1020.2	Coeff. dipendente dall'umidità relativa e dalla dim.fittizia
$\beta(f_{cm})$	[-]	2.562	Coeff. che tiene conto della resistenza del calcestruzzo
$\phi(RH)$	[-]	1.272	Coeff. che tiene conto dell'umidità relativa
Viscosità per azioni permanenti applicate dopo la presa del calcestruzzo			
t_0	[gg]	30	Età del cls al momento dell'applicazione del carico
t_0^*	[gg]	30	t_0 corretto in funzione del tipo di cemento
t	[gg]	10000	Tempo di cui si valutano gli effetti (tempo infinito)
$\beta(t_0)$	[-]	0.482	Coeff. che tiene conto dell'età del cls al momento del carico
ϕ_0	[-]	1.571	Coeff. nominale di viscosità
$\beta_c(t, t_0)$	[-]	0.971	Coeff. che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo
$\phi(t, t_0)$	[-]	1.526	Coeff. di viscosità associato ad azioni permanenti costanti
Viscosità per azione da ritiro (ϵ_2)			
t_0	[gg]	1	Età del cls al momento dell'applicazione del carico
t_0^*	[gg]	1	t_0 corretto in funzione del tipo di cemento
t	[gg]	10000	Tempo di cui si valutano gli effetti (tempo infinito)
$\beta(t_0)$	[-]	0.909	Coeff. che tiene conto dell'età del cls al momento del carico
ϕ_0	[-]	2.963	Coeff. nominale di viscosità
$\beta_c(t, t_0)$	[-]	0.971	Coeff. che descrive l'evoluzione della viscosità nel tempo
$\phi(t, t_0)$	[-]	2.878	Coeff. di viscosità associato all'azione da ritiro

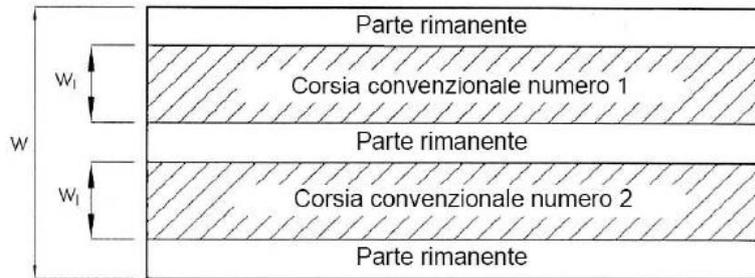
RH-umidità relativa = 70%

PROGETTAZIONE ATI:

7.6. 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. 5.1.1 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.

7.6.1. 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.

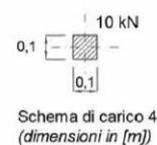
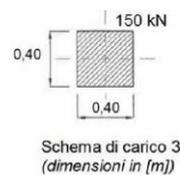
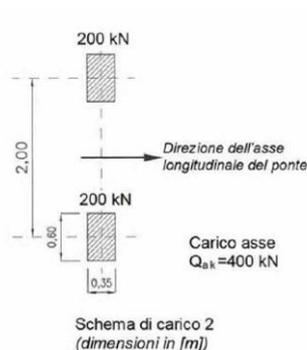
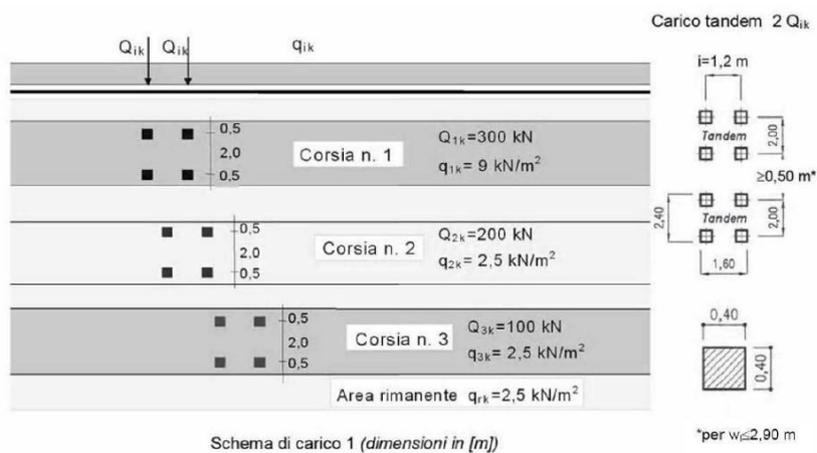
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello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

Categoria stradale

Il ponte in oggetto è definito di Categoria 1°.

7.6.2. 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.

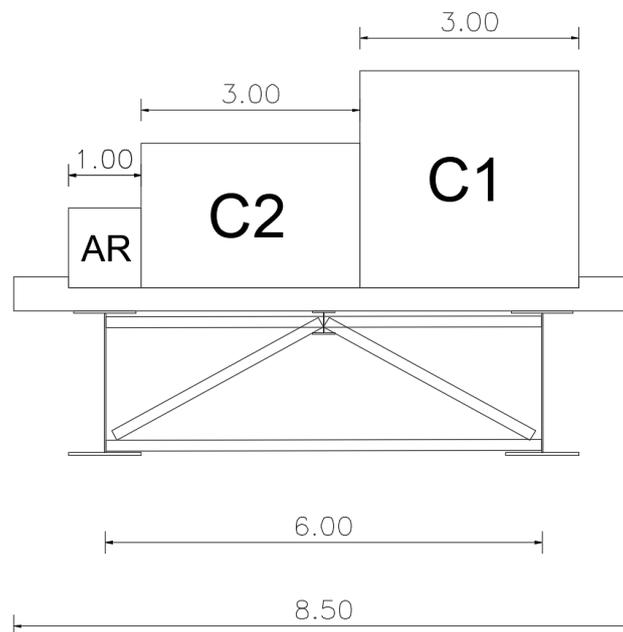


Figura 7.2 Disposizione dei carichi mobili

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.

7.7. 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.

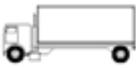
SAGOMA del VEICOLO		Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
		1,80	140	B
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110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

Figura 7.3 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

7.7.1. 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.

7.7.2. 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.

7.8. 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:

$$Q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 38.0 \times 9 \times 3 = 462.6 \text{ kN}$$

L'azione viene applicata sull'intera lunghezza di ognuna delle due travi, il carico distribuito sarà dunque pari a 6.09 kN/m.

7.9. AZIONE DEL 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.

La velocità base di riferimento del vento " v_b " è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

$v_{b,0}$: è la velocità base di riferimento al livello del mare, in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

c_a : è il coefficiente di altitudine, calcolato come indicato nella formula di seguito riportata.

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove " a_s " è l'altitudine rispetto al livello del mare del sito dove sorge il viadotto e " a_0 ", " k_s ".

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
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

Dalla velocità base di riferimento è possibile calcolare la velocità di riferimento, attraverso la formula:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove "c_r" è il coefficiente di ritorno, attraverso il quale è possibile valutare la velocità di riferimento del vento per periodi di ritorno diversi da 50 anni:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

In accordo con quanto indicato nelle NTC, il periodo di ritorno è stato assunto pari a:

- 50 anni ($c_r = 1$) per le verifiche ad opera ultimata;
- 10 anni per le verifiche in fase di costruzione.

Si riporta di seguito il calcolo della velocità di riferimento:

INPUT DATI DI PROGETTO			
Proprietà della costruzione	Costruzione ordinaria		
Zona di riferimento	Zona 3		
Classe di rugosità	Classe D		
Categoria di esposizione	Categoria II		
Altitudine del sito	(valore massimo: 1500)	a_s	300 m.s.l.m.
Coefficiente di topografia	(valore consigliato: 1)	c_t	1.00
Coefficiente dinamico	(valore consigliato: 1)	c_d	1.00

7.9.1 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove: “ v_r ” è la velocità di riferimento del vento, calcolata come indicato nel paragrafo precedente;

“ ρ ” è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO		
Periodo di ritorno	T_R	50 anni
Vita nominale della costruzione	V_N	50 anni
Velocità base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0}$	27.00 m/s
Parametri (funzione della zona geografica)	$\left\{ \begin{array}{l} a_0 \\ k_a \end{array} \right.$	500 m
		0.37 s ⁻¹
Coefficiente di altitudine	c_a	1.00
Velocità di base di riferimento	v_b	27.00 m/s
Coefficiente di ritorno	c_r	1.00
Velocità di riferimento del vento	v_r	27.00 m/s
Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)	k_r	0.19
Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)	z_0	0.05 m
Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)	z_{min}	4.00 m
Densità media di massa dell'aria	ρ	1.25 kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_r	0.456 kN/m ²

7.9.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione è un coefficiente correttivo della pressione cinetica di riferimento funzione di:

- dell'altezza “z” dal suolo dell'opera;

PROGETTAZIONE ATI:

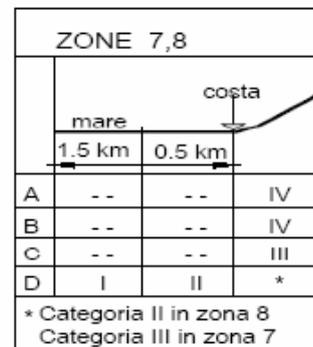
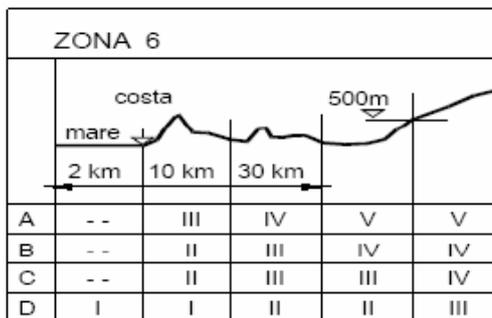
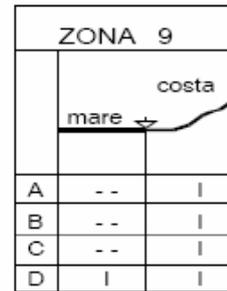
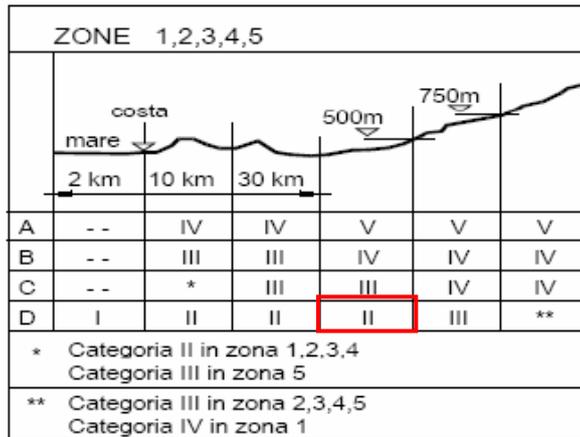
- della topografia e quindi della categoria di esposizione.

Per il viadotto, a favore di sicurezza, tanto per l'azione del vento sull'impalcato, quanto per quella sulle sottostrutture, si è assunta come altezza dell'opera rispetto al suolo un'altezza pari a quella corrispondente all'estradosso impalcato.

La categoria di esposizione è stata valutata in riferimento a quanto indicato nelle NTC2018, il cui contenuto si riporta di seguito:

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

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



Poiché il tracciato attraversa principalmente una zona di campagna, si è assunta una classe di rugosità "D".

Il sito in esame si trova ad una distanza maggiore di 30km dalla costa e ad un'altitudine inferiore a 500m. Si è assunta dunque una categoria di esposizione II.

In funzione seguenti parametri, nota la categoria di esposizione, è possibile valutare il coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

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

7.9.3 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico è un coefficiente correttivo della pressione cinetica di riferimento che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Cautelativamente, è stato assunto un coefficiente dinamico unitario.

Coefficiente dinamico (§3.3.9)			
C_d	[-]	1.000	Coefficiente dinamico

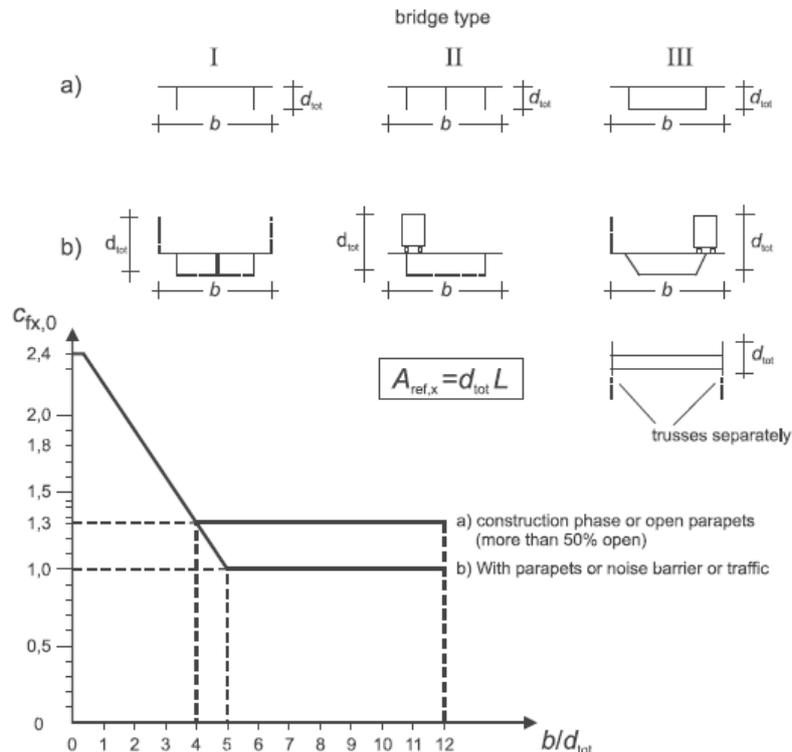
7.9.4 COEFFICIENTI AERODINAMICI E AREE SULLA QUALE AGISCE LA PRESSIONE DEL VENTO

Il coefficiente aerodinamico (o di pressione) è un coefficiente correttivo della pressione cinetica di riferimento che tiene conto della geometria dell'opera e dell'orientazione della stessa rispetto alla direzione del vento.

7.9.1.1. Vento trasversale sull'impalcato

Il coefficiente aerodinamico dell'impalcato, per azione del vento in direzione trasversale all'asse impalcato, è stato calcolato sulla base del grafico indicato nelle UNI EN 1991-1-4.

Il coefficiente aerodinamico è stato valutato sia nelle condizioni di ponte scarico, sia nelle condizioni di ponte carico.



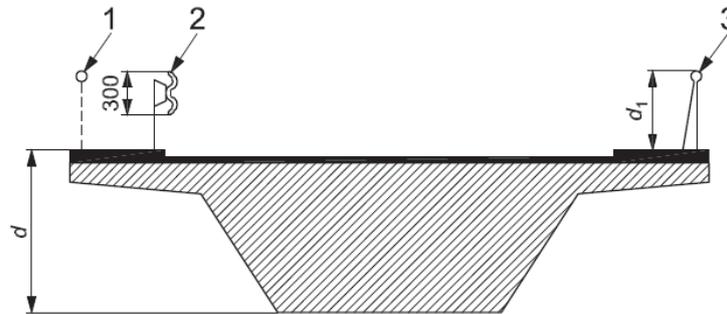
Si indica con “ d_{tot} ” l'altezza sulla quale agisce la pressione del vento. Con “ b ” la larghezza complessiva dell'impalcato.

Nella figura, nel gruppo a) ricadono gli impalcati in fase di costruzione e gli impalcati con parapetti o barriere aperte, nel gruppo b) gli impalcati con barriere antirumore, parapetti o barriere di sicurezza solide o nella condizione di presenza di traffico.

Nel caso in esame, per la condizione di ponte scarico si ricade nel caso a), per la condizione di ponte carico si ricade invece nel caso b).

L'area sulla quale è stata considerata agente l'azione del vento è, per combinazioni di carico in assenza di traffico, pari alla somma di:

- l'area della faccia della trave principale frontale;
- l'area della faccia di quelle parti delle altre travi che sporgono al di sotto della prima;
- l'area della faccia della parte di soletta + cordolo al di sopra della trave principale frontale;
- l'area delle barriere di sicurezza aperte, assunte di altezza 0.30m per lato



Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
Parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Per combinazioni di carico in presenza di traffico, l'area sulla quale è stata considerata agente l'azione del vento è pari alla somma di:

- l'area della faccia della trave principale frontale;
- l'area della faccia di quelle parti delle altre travi che sporgono al di sotto della prima;
- l'area della faccia della parte di soletta + cordolo al di sopra della trave principale frontale;
- l'area corrispondente ad un'altezza pari a 3m a partire dal livello della strada, se le barriere sono più basse di 3m. In caso contrario si assume un'area corrispondente all'altezza delle barriere stesse.

Si riporta di seguito il calcolo eseguito per la valutazione dei coefficienti aerodinamici.

PROGETTAZIONE ATI:

Di seguito si intende per altezza della trave d_{trave} , la somma dell'altezza della prima trave e delle parti delle altre travi che sporgono al di sotto della prima (tenendo conto della pendenza trasversale dell'impalcato).

7.9.1.2. Vento verticale sull'impalcato

L'azione del vento si considera agente sia verso l'alto che verso il basso.

In accordo con le UNI EN 1991-1-4, il coefficiente aerodinamico per azione del vento verticale è stato assunto pari a ± 0.9 .

L'area su cui agisce tale pressione è pari all'area in pianta dell'impalcato.

In accordo con quanto indicato nella UNI EN, è stata considerata un'eccentricità della forza risultante dalla pressione del vento pari a $b/4$. Tale azione genera un momento intorno all'asse longitudinale dell'impalcato con conseguente aumento delle sollecitazioni in una delle due travi esterne.

7.9.5 PRESSIONE DEL VENTO E AZIONI RISULTANTI

La pressione del vento è data da:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

dove q_r è la pressione cinetica di riferimento e c_e , c_p e c_d sono rispettivamente il coefficiente di esposizione, il coefficiente aerodinamico (o di pressione) e il coefficiente dinamico.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione e delle azioni per unità di lunghezza dovute all'azione del vento trasversale.

Si ipotizza che il centro di rigidità per azioni trasversali si trovi in corrispondenza del baricentro della soletta. L'azione trasversale del vento viene dunque riportata direttamente a baricentro soletta generando, per il relativo trasporto, un momento torcente traducibile in azioni verticali agenti sulle travi.

7.9.1.3. Azioni del vento sull'impalcato

INPUT DATI DI PROGETTO		
Altezza dal suolo dell'intradosso dell'impalcato	z_{suolo}	8.45 m
Altezza impalcato (da intrad. a quota progetto)	h_{imp}	2.50 m
Altezza elementi di arredo oltre quota progetto	h_{fin}	2.00 m
Larghezza dell'impalcato	b	8.50 m

- Ponte scarico

<i>Ponte scarico</i>		
Quota di riferimento	z	12.95 m
Coefficiente di esposizione	c_e (z)	2.52
Pressione cinetica di picco del vento	q_p (z)	1.15 kN/m ²
Dimensione di riferimento	b	8.50 m
Rapporto tra larghezza ed altezza totale	b/d_{tot}	1.89
Coefficiente di forza vento trasversale	c_{fX0}	1.97
Eccentricità applicazione vento orizzontale	e_h	0.50 m
Coefficiente di forza vento verticale	c_{fz}	±0.90
Eccentricità applicazione vento verticale	e_v	±2.13 m
Forza aerodinamica - vento trasversale	f_x (z)	19.21 kN/m
Momento torcente - vento trasversale	m_x (z)	9.60 kNm/m
Forza aerodinamica - vento verticale	f_z (z)	±8.78 kN/m
Momento torcente - vento verticale	m_z (z)	±18.67 kNm/m

- Ponte carico

<i>Ponte carico</i>		
Quota di riferimento	z	13.95 m
Coefficiente di esposizione	c_e (z)	2.57
Pressione cinetica di picco del vento	q_p (z)	1.17 kN/m ²
Dimensione di riferimento	b	8.50 m
Rapporto tra larghezza ed altezza totale	b/d_{tot}	1.55
Coefficiente di forza vento trasversale	c_{fX0}	2.07
Eccentricità applicazione vento orizzontale	e_h	0.88 m
Coefficiente di forza vento verticale	c_{fz}	±0.90
Eccentricità applicazione vento verticale	e_v	±2.13 m
Forza aerodinamica - vento trasversale	f_x (z)	20.65 kN/m
Momento torcente - vento trasversale	m_x (z)	18.17 kNm/m
Forza aerodinamica - vento verticale	f_z (z)	±8.96 kN/m
Momento torcente - vento verticale	m_z (z)	±19.04 kNm/m

L'azione del vento a ponte carico è nettamente più gravosa di quella nella condizione di ponte scarico. Nei calcoli si assumerà sempre la condizione di vento a ponte carico.

7.10. AZIONE SISMICA (Q6)

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

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100$ anni

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

Categoria di sottosuolo E
 Classe topografica T2

La struttura si trova in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 11.87	LATITUDINE 43.4733
<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Toscana	PROVINCIA Arezzo
		COMUNE Arezzo

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

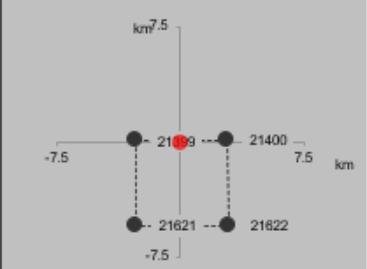
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

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



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 - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_S = 1.470$ $C_C = 1.858$ info

Categoria topografica info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_d Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

PROGETTAZIONE ATI:

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLC** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **E** info $S_S = 1.343$ $C_C = 1.835$ info
 Categoria topografica **T2** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

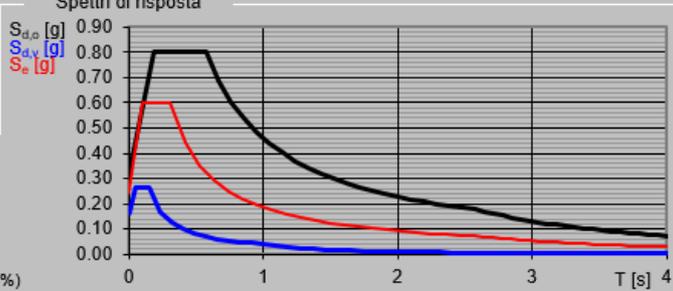
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta →
 Parametri e punti spettri di risposta →

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno §

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.071	2.518	0.276
SLD	101	0.088	2.497	0.284
SLV	949	0.199	2.424	0.301
SLC	1950	0.244	2.450	0.311

L'impalcato è vincolato con 4 isolatori in gomma con le seguenti caratteristiche:

- Spostamento +/- 250 mm
- Rigidità orizzontale: 3.09 kN/mm
- Rigidità verticale: 2006 kN/mm

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:

- 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 rigidezza 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.

UBDP

Rigidezza orizzontale: 4.635 kN/mm

Rigidezza verticale: 3009 kN/mm

LBDP

Rigidezza orizzontale: 2.472 kN/mm

Rigidezza verticale: 1604.8 kN/mm

7.10 ANALISI DEI CARICHI SPALLA

Le sollecitazioni sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio, alle quali sono state combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento, del sovraccarico accidentale e della pavimentazione, in condizioni sia statiche che sismiche, e le azioni dovute alle forze di inerzia e al peso proprio di tutti gli elementi costituenti le sottostrutture.

7.10.1 PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI (G1 E G2)

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo Midas Gen utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Per i pesi propri non strutturali si considera il contributo del volume di terreno agente sulla platea di fondazione. Nella porzione di platea posta esternamente rispetto al muro frontale e al muro andatore, si considera il peso di volume di 19 kN/m³ dato dal rilevato di terreno che restituisce un carico pari a 41.40 kN/m².

Nella parte di platea posta internamente rispetto al muro frontale e il muro andatore si considera invece un peso di volume pari a 25 kN/m³ dato dallo strato misto cementato, che restituisce un carico pari a 197.5 kN/m².

7.10.2 SPINTA LITOSTATICA DEL TERRAPIENO

Si assume per il terreno a tergo delle spalle un angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$ ed un peso per unità di volume $\gamma_T = 19$ kN/m³.

Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del terrapieno viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot \gamma_T \cdot z$$

Dove

$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.426$ è il coefficiente di spinta a riposo.

7.10.3 SPINTA STATICA DEL SOVRACCARICO AGENTE SUL TERRAPIENO

La spinta viene valutata considerando un sovraccarico accidentale di 20 kN/m². Nell'ipotesi di spostamenti molto piccoli della struttura rispetto al terreno, la spinta del sovraccarico accidentale viene valutata sulla base dello stato di riposo:

$$S(z) = k_0 \cdot q$$

Dove

$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.426$ è il coefficiente di spinta a riposo.

7.10.4 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene considerata attraverso un'analisi pseudo-statica. In particolare, le azioni di inerzia in direzione orizzontale sono calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

PROGETTAZIONE ATI:

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito a_{max} è valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$S = 1.47 \times 1.20 = 1.764$; coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente β_m assume valore unitario, come definito nel § 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 in riferimento a muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Per le azioni inerziali in direzione verticale, invece, risulta valida la seguente espressione:

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Essendo la massima accelerazione orizzontale attesa al sito pari ad $a_{max} = 0.293$, si ottengono, per il coefficiente sismico orizzontale e per quello verticale, i seguenti valori:

$$k_h = 0.351 ; k_v = 0.176$$

7.10.5 SPINTA DEL TERRAPIENO IN CONDIZIONI SISMICHE

La spinta esercitata dal terrapieno in condizioni sismiche viene valutata con la teoria di Mononobe-Okabe, considerando il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo:

$$S_{a,E} = S_a + \Delta S_{a,E}$$

dove S_a rappresenta la spinta attiva del terreno valutata in condizioni statiche, e $\Delta S_{a,E}$ l'incremento dovuto all'azione sismica.

In particolare, la spinta attiva in condizioni statiche è:

$$S_a(z) = k_a \cdot \gamma_T \cdot z$$

dove k_a viene valutato con la formula di Muller-Breslau:

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = 0.271$$

L'espressione di Mononobe-Okabe permette di calcolare direttamente la risultante delle due componenti, che risulta quindi pari a:

$$S_{a,E}(z) = k_{a,E} \cdot \gamma_T \cdot z \cdot (1 \pm k_v)$$

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche viene calcolato come:

$$K_{a,E} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

α = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento del muro, pari a 90°;

φ = angolo d'attrito del terrapieno, pari a 35°;

δ = angolo d'attrito muro-terreno, pari a 0°;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno, pari a 0°.

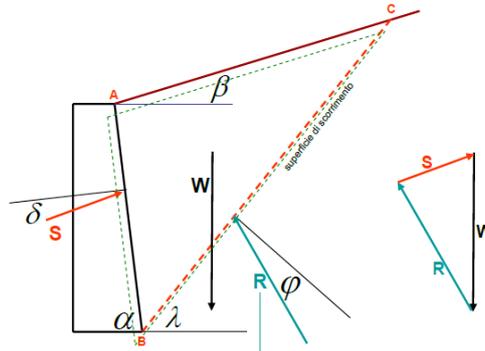


Figura 7.4 Parametri per il calcolo del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

L'angolo θ tiene conto invece della presenza della componente verticale dell'azione sismica:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

A seconda della direzione del sisma considerata siamo in presenza di un maggiore o minore angolo θ a cui corrisponde in maniera proporzionale un maggiore o minore coefficiente di spinta attiva $k_{a,E}$. In particolare, per la definizione delle componenti di spinta in condizioni sismiche $S_{a,E}$ e quindi per il calcolo di θ si è considerato soltanto lo scenario $1 + k_v$ che sicuramente porta ad un coefficiente di spinta attiva $k_{a,E}$ minore ma nel complesso a sollecitazioni in condizioni sismiche sfavorevoli e quindi più gravose per il dimensionamento sia delle fondazioni che delle componenti strutturali della spalla oggetto di verifica.

Nei calcoli si utilizza un coefficiente di spinta attiva $k_{a,E} = 0.503$.

7.10.6 AZIONI DI INERZIA LEGATE ALLA MASSA DELL'IMPALCATO

Le azioni inerziali trasmesse dall'impalcato sono dovute alla massa degli elementi strutturali e non strutturali, trasmesse alla spalla dal sistema di vincolo, in questo caso dal sistema di isolamento. Per entrambe le spalle queste forze vengono direttamente dal modello dell'impalcato descritto in precedenza.

7.10.7 AZIONI DI INERZIA LEGATE ALLA MASSA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le azioni di inerzia degli elementi strutturali sono introdotte nel modello di calcolo come carichi ripartiti per unità di superficie.

In particolare, in direzione orizzontale tali azioni sono calcolate come:

$$p_h = k_h \cdot \gamma_c \cdot t$$

in cui:

- $k_h = 0.351$ è il coefficiente sismico orizzontale;
- γ_c è il peso specifico del calcestruzzo, assunto pari a 25 kN/m^3 ;
- t è lo spessore dei diversi elementi strutturali costituenti la spalla.

PROGETTAZIONE ATI:

In direzione verticale, invece, le azioni inerziali sono calcolate come:

$$p_v = k_v \cdot \gamma_c \cdot t$$

dove $k_v = 0.176$ è il coefficiente sismico verticale.

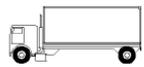
8 VERIFICHE A FATICA

8.1. 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.

8.2. 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
		1,30	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
		1,30	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.

PROGETTAZIONE ATI:

8.3. 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

8.4. 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.

8.5. 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.

<p>80 (a) 71 (b)</p>		<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: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le piattabande di due concetti successivi.

<p>80</p>		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiera, piatti, profilati e travi composte</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, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</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>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>
-----------	--	--	--

La piattabanda superiore deve rispettare anche il limite imposto dagli effetti della saldatura alla base del piolo, ma essendo questo dettaglio meno gravoso rispetto agli altri due, la verifica non viene riportata perché sempre soddisfatta.

<p>80</p>		<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	
-----------	--	--	--

Le lamiere verranno verificate con entrambi i dettagli perché, avendo lamiere di grosso spessore, non è possibile escludere a priori uno dei due considerando che il particolare del giunto di continuità è limitato dal valore di k_s .

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 80$ MPa

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

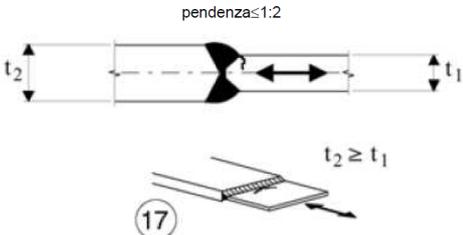
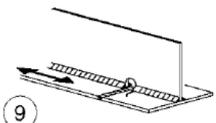
$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96$ MPa

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 71: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra le anime di due concetti

PROGETTAZIONE ATI:

successivi.

71		<p>17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati</p> <p>Per spessori $t_1 > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t_1)^{0.2}$.</p>	<p>Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente</p> <p>$k_{se} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}} \right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_s, quando $t_1 > 25$ mm</p>
71		<p>9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XX)</p>	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda</p>

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 71$ MPa

classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 52.33$ MPa

limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.457 \Delta\sigma_C = 32.45$ MPa

limite di fatica ad ampiezza costante per 10^8 cicli

9 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

Arenaria alterata

$$\Phi' = 25^\circ$$

$$c_u = 0$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

Per il calcolo delle spinte orizzontali e delle pressioni verticali agenti sulle sottostrutture, si è considerato:

Misto cementato

$$\Phi' = 45^\circ$$

$$c_u = 0$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Terreno da rilevato

$$\Phi' = 35^\circ$$

$$c_u = 0$$

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

10 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO IMPALCATO

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software MIDAS CIVIL 2022.

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 (0.25+0.07)). La modellazione dell'impalcato è completata dai traversi reticolari (diaframmi), costituiti da profili a L accoppiati in acciaio, posti a un interasse medio $i=4.00$ m.

Per la descrizione dettagliata dei profili utilizzati per ogni elemento strutturale e per la geometria della struttura si rimanda ai seguenti capitoli e agli elaborati grafici.

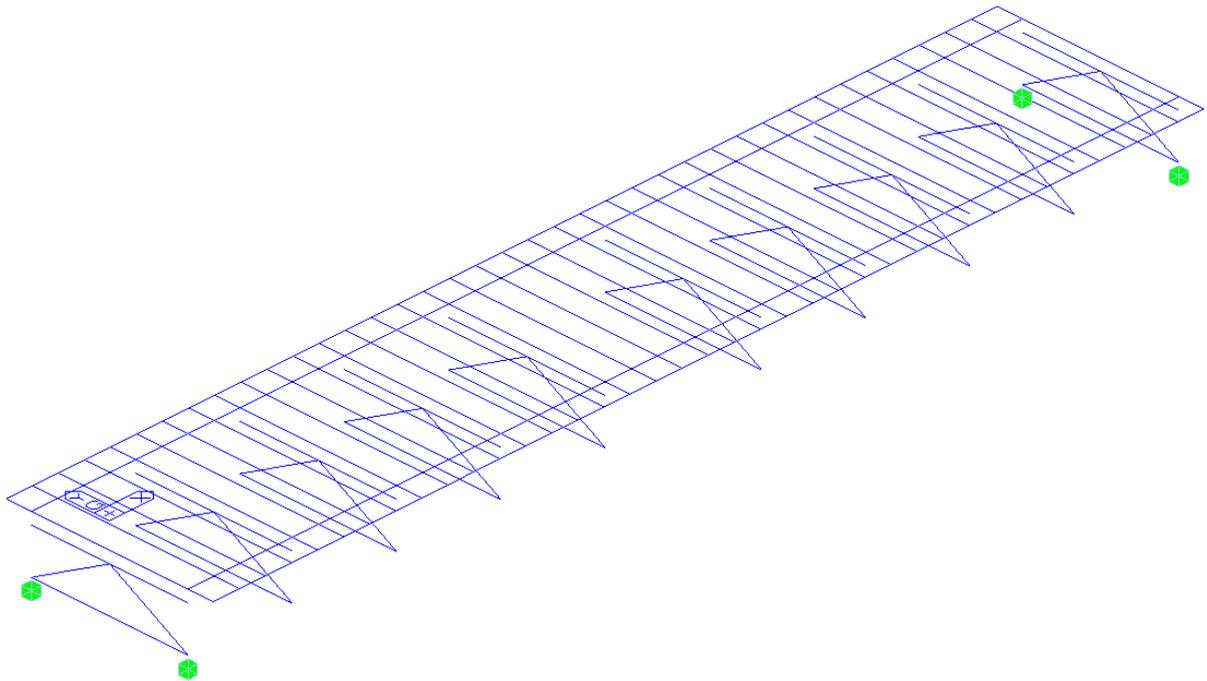


Figura 10.1 Modello vista unifilare 1

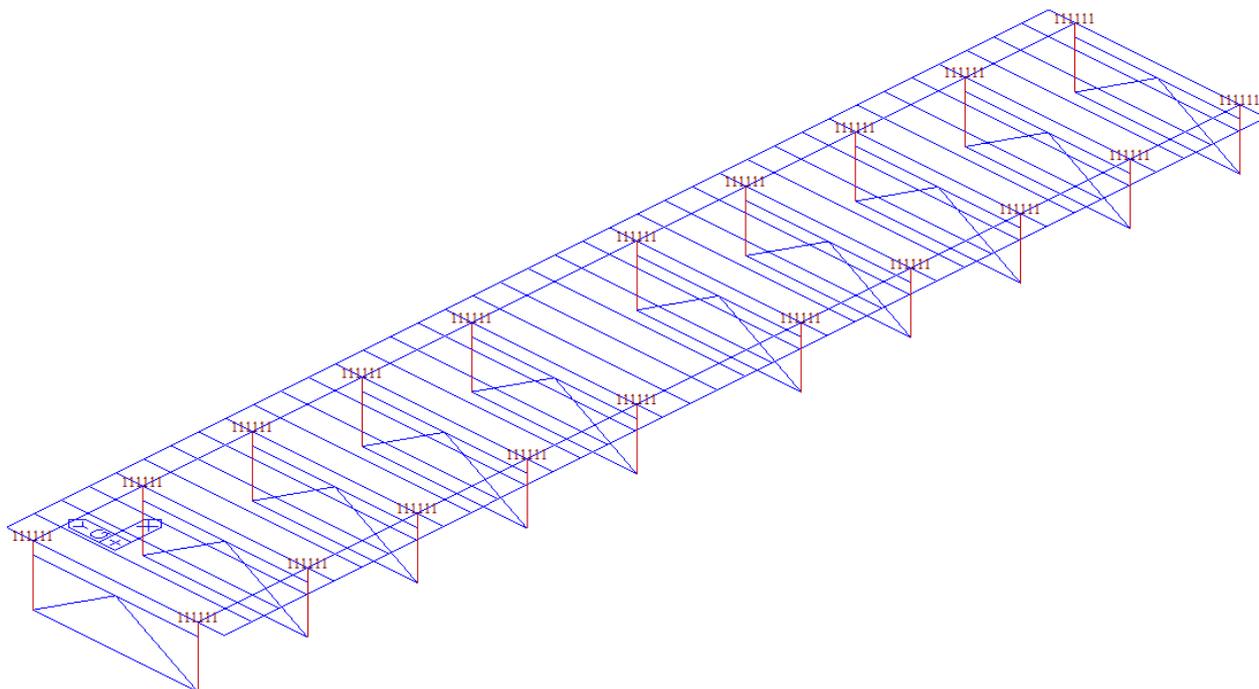


Figura 10.2 Modello vista unifilare 2

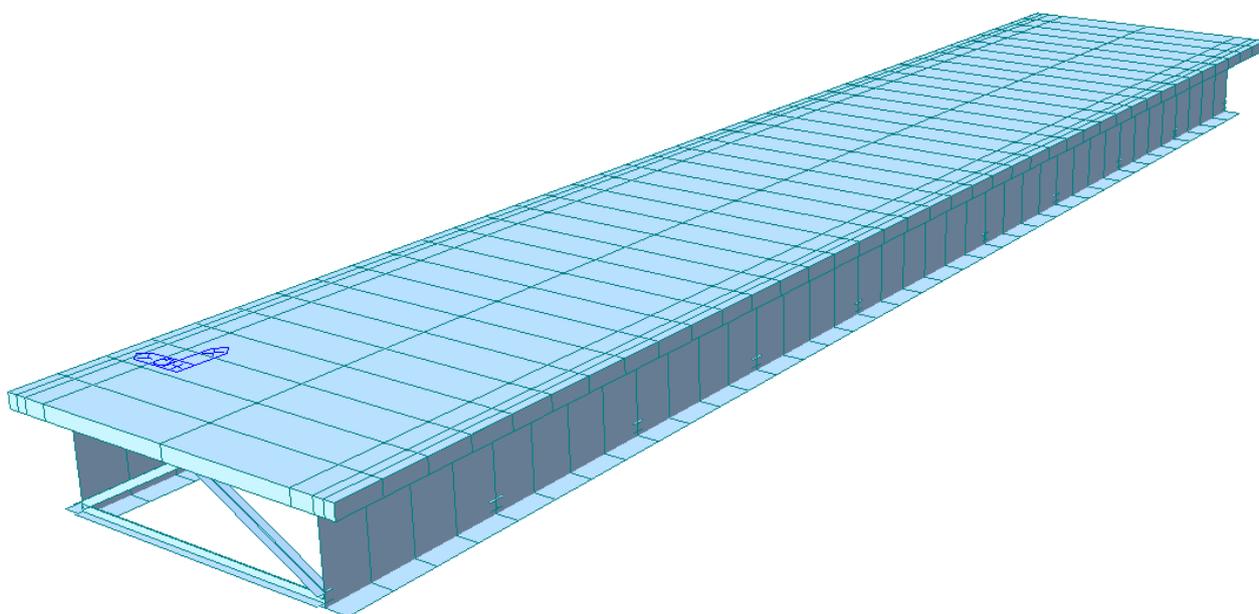


Figura 10.3 Modello 3D vista estrusa 1

PROGETTAZIONE ATI:

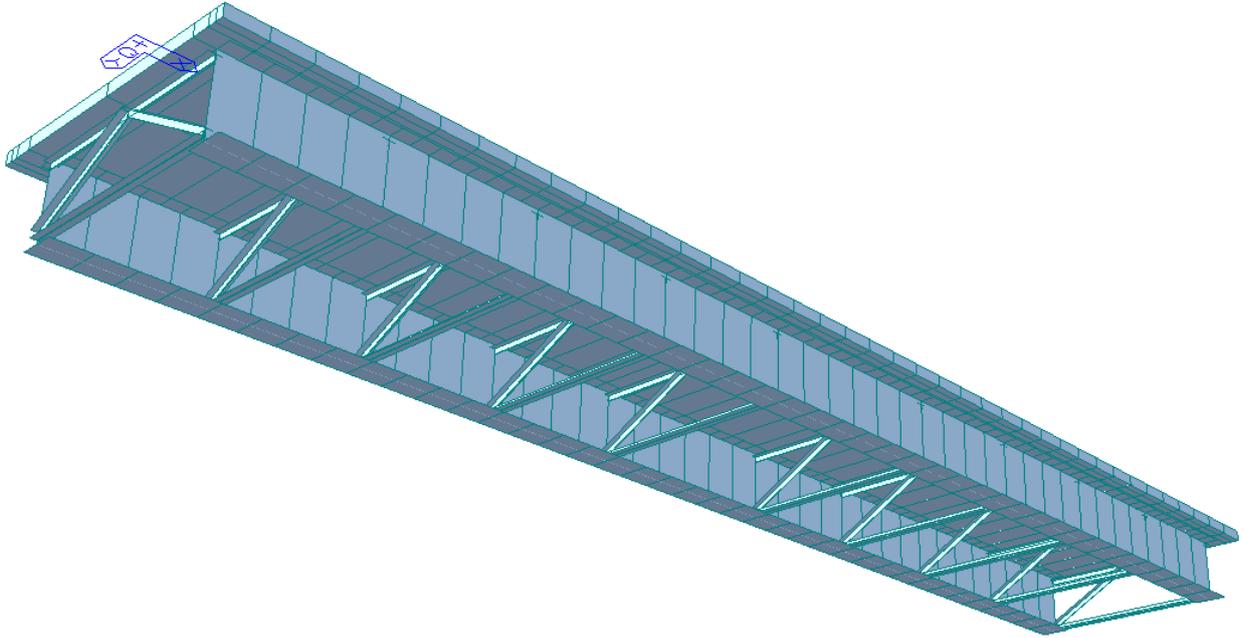


Figura 10.4 Modello 3D vista estrusa 2

Le caratteristiche inerziali assegnate alle sezioni dei vari “beam” costituenti la struttura rispecchiano la carpenteria indicata negli elaborati progettuali.

Il collegamento tra le travi e i traversi intermedi è stato modellato attraverso “rigid link”.

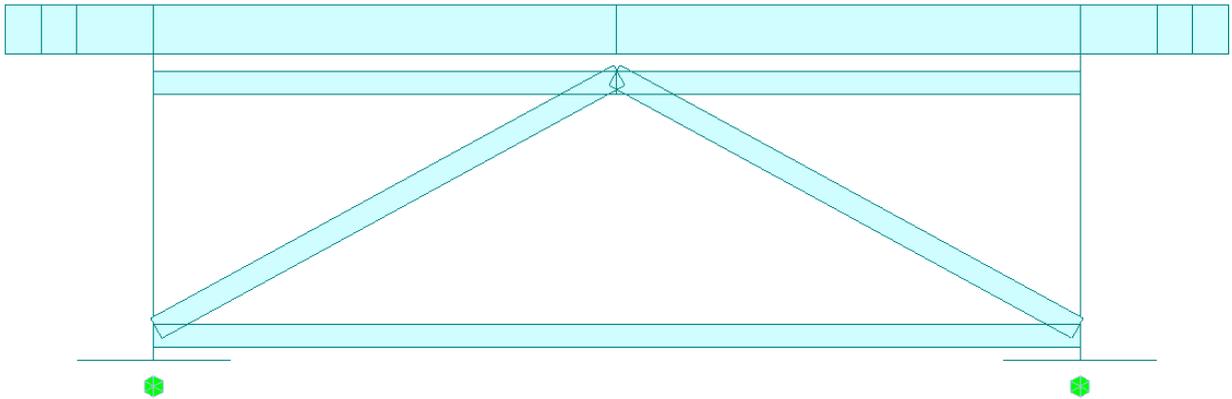


Figura 10.5 Sezione implcato vista estrusa

PROGETTAZIONE ATI:

10.1. SEZIONI MEMBRATURA IMPALCATO

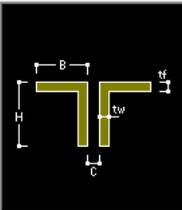
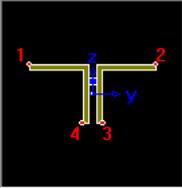
Nel modello di calcolo si sono considerate le seguenti sezioni, relativamente ai diversi elementi strutturali:

- Controventi inferiori e diagonali 2L150x15

DB/User

Section ID: Double Angle

Name: User DB AISC10(US)

Sect. Name:

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name:

Sect. Name:

H	<input type="text" value="0.15"/>	m
B	<input type="text" value="0.15"/>	m
tw	<input type="text" value="0.015"/>	m
tf	<input type="text" value="0.015"/>	m
C	<input type="text" value="0.02"/>	m

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

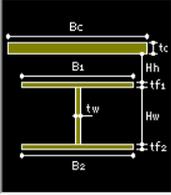
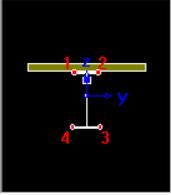
Offset : Center-Center

- Sezione mista impalcato acciaio-clt campata

DB/User Composite

Section ID: 5 Name: H2.0 tipo1

Section Type: Steel-I (Type1)

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Center

Change Offset ...

Slab

Bc	4.25	m
tc	0.25	m
Hh	0.07	m

Girder

Hw	1.94	tw	0.024	m
B1	0.85	B2	1	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.03	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) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

Consider Shear Deformation.

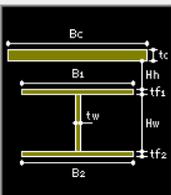
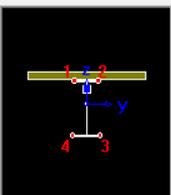
Consider Warping Effect(7th DOF)

- Sezione mista impalcato acciaio-clt appoggi

DB/User Composite

Section ID: 6 Name: H2.0 tipo2

Section Type: Steel-I (Type1)

Display Centroid

FEM Equation

Offset: Center-Center

Change Offset ...

Slab

Bc	4.25	m
tc	0.25	m
Hh	0.07	m

Girder

Hw	1.935	tw	0.024	m
B1	0.85	B2	1	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.03	tf2	0.035	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) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

PROGETTAZIONE ATI:

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

10.2. MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

In accordo con quanto indicato al §7.10.5.1 delle NTC2018, le proprietà meccaniche del sistema di isolamento sono state “modificate” tenendo conto delle condizioni più sfavorevoli che si possono verificare durante il periodo di ritorno V_R considerato.

Le NTC non riportano una procedura per valutare la variabilità di tali caratteristiche meccaniche. Dunque, si è fatto riferimento alla normativa UNI EN 1998-2, secondo la quale le analisi sismiche devono essere svolte per le due seguenti condizioni di progetto:

- condizione di “*Upper Bound*”: nel caso di isolatori elastomerici si assume una rigidezza orizzontale maggiorata rispetto al valore nominale. Come risultato si ottengono delle condizioni più sfavorevoli per le forze trasmesse dal sistema di isolamento e quindi alle sottostrutture;
- condizione di “*Lower Bound*”; nel caso di isolatori elastomerici si assume una rigidezza orizzontale ridotta rispetto al valore nominale. Come risultato si ottengono delle condizioni più sfavorevoli per gli spostamenti.

La rigidezza equivalente dei dispositivi elastomerici risulta poco influenzata dagli effetti di basse temperature, invecchiamento, contaminazione e usura. Verranno considerate le condizioni di “Upper Bound” per la valutazione delle sollecitazioni, mentre quelle di “Lower Bound” per gli spostamenti.

10.3. MODELLAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO

I carichi mobili verticali sono stati modellati attraverso una “*Moving Load Analysis*”.

Tale analisi è stata definita come segue: sono state associate le corsie convenzionali, così come definite sulle NTC2018, applicate alle travi d’impalcato in corrispondenza alle linee d’asse delle suddette corsie; sono stati definiti i carichi mobili verticali e, infine, sono stati definiti i vari casi di carico.

Nell’immagine seguente si evidenziano, le corsie di applicazione dei carichi da traffico.

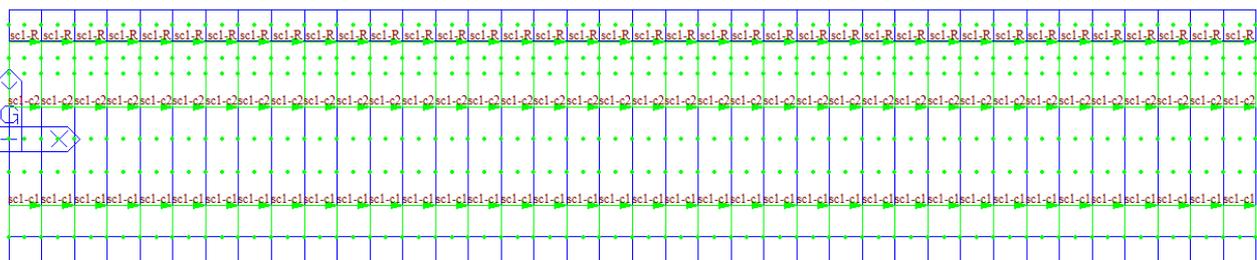


Figura 10.6 Corsie per l'applicazione dei carichi mobili (“traffic lane”)

11 COMBINAZIONI DI CARICO

11.1 IMPALCATO

No	Name	Active	Type	SLV_X(RS)	SLV_Y(RS)	SLC_X(RS)	SLC_Y(RS)	SC1-car(MV)	SC1-freq(MV)	SC1-Fat(MV)	Dead Load(CS)	Creep Secondary(CS)	Shrinkage Secondary(CS)	Vento(CB)	DT(CB)	Gr1(CB)	Gr2a(CB)
1	SLU-01	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	0.9000	0.9000	1.3500	
2	SLU-02	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	0.9000	0.9000		1.3500
3	SLU-03	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	1.5000	0.9000	0.8100	
4	SLU-04	Active	Add								1.3500	1.2000	1.2000	1.5000	0.9000		0.8100
5	SLE-01	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000	1.0000	
6	SLE-02	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000		1.0000
7	SLE-03	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	0.6000	
8	SLE-04	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000		0.6000
9	EN SLU	Active	Envelop														
10	EN SLE	Active	Envelop														
11	FR	Active	Add					1.0000			1.0000	1.0000	1.0000		0.5000		
12	QP	Active	Add								1.0000	1.0000	1.0000		0.5000		
13	FAT-01	Active	Add							1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				
14	SLV_01	Active	Add	1.0000	0.3000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
15	SLV_02	Active	Add	1.0000	-0.3000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
16	SLV_03	Active	Add	-1.0000	0.3000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
17	SLV_04	Active	Add	-1.0000	-0.3000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
18	SLV_05	Active	Add	0.3000	1.0000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
19	SLV_06	Active	Add	-0.3000	1.0000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
20	SLV_07	Active	Add	0.3000	-1.0000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
21	SLV_08	Active	Add	-0.3000	-1.0000						1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
22	SLC_01	Active	Add			1.0000	0.3000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
23	SLC_02	Active	Add			1.0000	-0.3000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
24	SLC_03	Active	Add			-1.0000	0.3000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
25	SLC_04	Active	Add			-1.0000	-0.3000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
26	SLC_05	Active	Add			0.3000	1.0000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
27	SLC_06	Active	Add			-0.3000	1.0000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
28	SLC_07	Active	Add			0.3000	-1.0000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			
29	SLC_08	Active	Add			-0.3000	-1.0000				1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			

Figura 11.1 Combinazioni impalcato

No	Name	Active	Type	QPERM(CB)	SLV_X(CB)	SLV_Y(CB)	SLV_Z(CB)
18	SLV01	Active	Add	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
19	SLV02	Active	Add	1.0000	1.0000	0.3000	-0.3000
20	SLV03	Active	Add	1.0000	1.0000	-0.3000	0.3000
21	SLV04	Active	Add	1.0000	1.0000	-0.3000	-0.3000
22	SLV05	Active	Add	1.0000	-1.0000	0.3000	0.3000
23	SLV06	Active	Add	1.0000	-1.0000	0.3000	-0.3000
24	SLV07	Active	Add	1.0000	-1.0000	-0.3000	0.3000
25	SLV08	Active	Add	1.0000	-1.0000	-0.3000	-0.3000
26	SLV09	Active	Add	1.0000	0.3000	1.0000	0.3000
27	SLV10	Active	Add	1.0000	0.3000	1.0000	-0.3000
28	SLV11	Active	Add	1.0000	-0.3000	1.0000	0.3000
29	SLV12	Active	Add	1.0000	-0.3000	1.0000	-0.3000
30	SLV13	Active	Add	1.0000	0.3000	-1.0000	0.3000
31	SLV14	Active	Add	1.0000	0.3000	-1.0000	-0.3000
32	SLV15	Active	Add	1.0000	-0.3000	-1.0000	0.3000
33	SLV16	Active	Add	1.0000	-0.3000	-1.0000	-0.3000
34	SLV17	Active	Add	1.0000	0.3000	0.3000	1.0000
35	SLV18	Active	Add	1.0000	0.3000	-0.3000	1.0000
36	SLV19	Active	Add	1.0000	-0.3000	0.3000	1.0000
37	SLV20	Active	Add	1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000
38	SLV21	Active	Add	1.0000	0.3000	0.3000	-1.0000
39	SLV22	Active	Add	1.0000	0.3000	-0.3000	-1.0000
40	SLV23	Active	Add	1.0000	-0.3000	0.3000	-1.0000
41	SLV24	Active	Add	1.0000	-0.3000	-0.3000	-1.0000

Figura 11.2 Combinazioni SLV spalle

FASI COSTRUTTIVE

Le varie fasi esecutive dell'impalcato e i differenti tempi di applicazione del carico sono esplicitate di seguito.

- 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).
- 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. La sezione resistente è completamente reagente.
- 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.

12 ANALISI MODALE

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

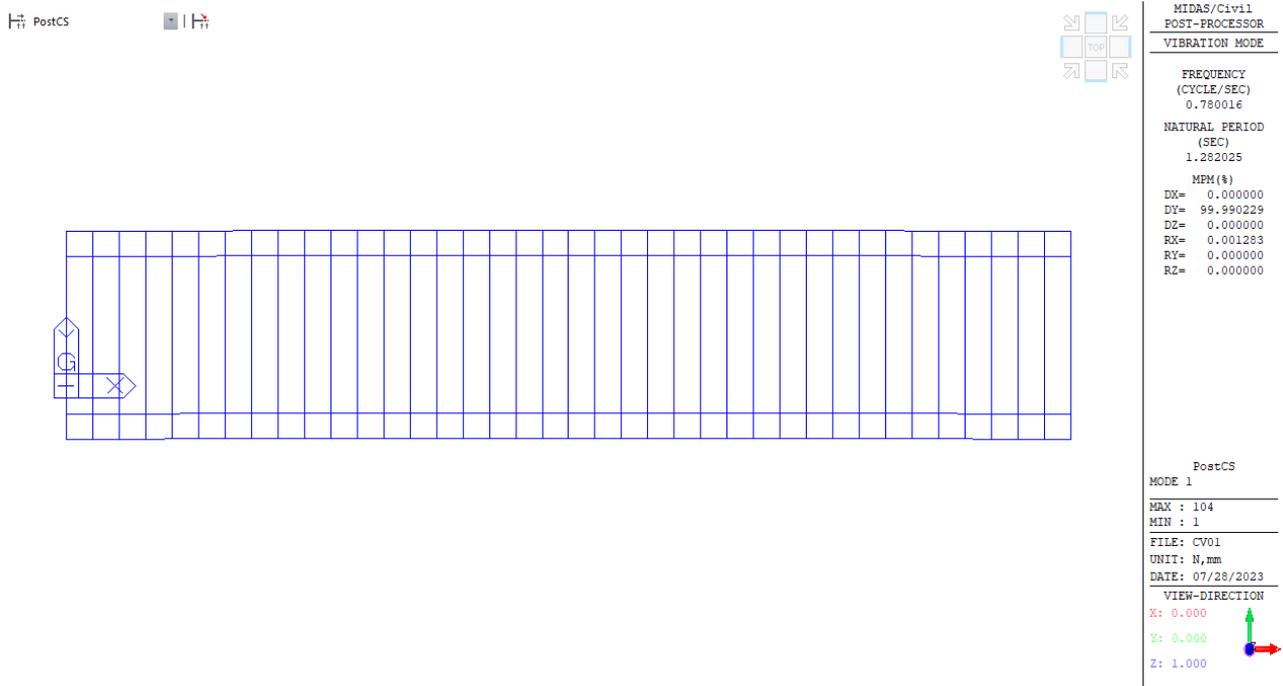


Figura 12.1 Primo modo di vibrare dell'impalcato

PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	0.792466
NATURAL PERIOD (SEC)	1.261884
MEM(%)	
DX=	99.999102
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000613
RZ=	0.000000
PostCS	
MODE 2	
MAX :	651
MIN :	1
FILE:	CV01
UNIT:	N,mm
DATE:	07/28/2023
VIEW-DIRECTION	
X:	0.000
Y:	0.000
Z:	1.000

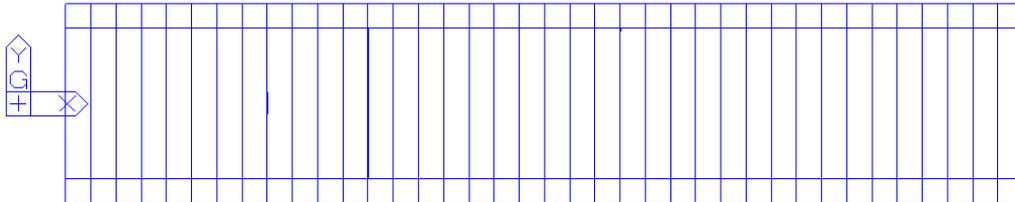


Figura 12.2 Secondo modo di vibrare dell'impalcato

PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	1.479084
NATURAL PERIOD (SEC)	0.676094
MEM(%)	
DX=	0.000000
DY=	0.000000
DZ=	0.041243
RX=	0.000003
RY=	0.003049
RZ=	99.854786
PostCS	
MODE 3	
MAX :	595
MIN :	1
FILE:	CV01
UNIT:	N,mm
DATE:	07/28/2023
VIEW-DIRECTION	
X:	0.000
Y:	0.000
Z:	1.000

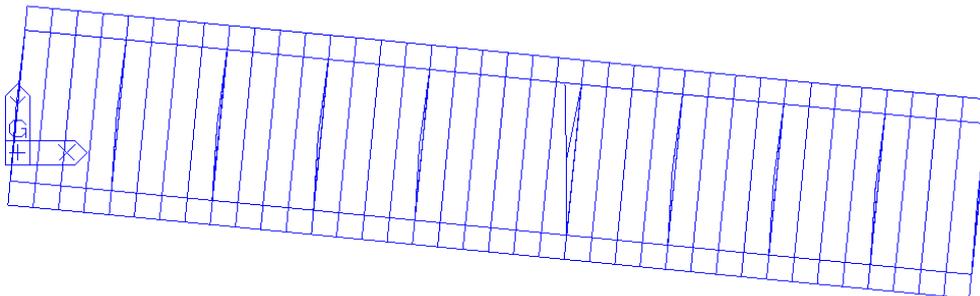


Figura 12.3 Terzo modo di vibrare dell'impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

E78 GROSSETO – FANO
TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45)
ADEGUAMENTO A QUATTRO CORSIE DEL TRATTO SAN ZENO – AREZZO – PALAZZO DEL PERO, 1° LOTTO
(F1508)

OPERE D'ARTE MINORI - OPERE DI ATTRAVERS.- ASSE PRINC. CV.02 - CAVALCAVIA Progr. 3471 (DIR.FANO)

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	4.900986	0.780016	1.282025	0.0000e+00								
	2	4.979209	0.792466	1.261884	0.0000e+00								
	3	9.293359	1.479084	0.676094	0.0000e+00								
	4	17.109226	2.723018	0.367240	0.0000e+00								
	5	57.682189	9.180406	0.108928	0.0000e+00								
	6	71.096587	11.315373	0.088375	0.0000e+00								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	99.99	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	100.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	100.00	0.00	99.99	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	99.85	99.85
	4	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.04	80.88	80.88	0.00	0.00	0.00	99.85
	5	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.04	0.00	80.88	60.77	60.77	0.00	99.86
	6	0.00	100.00	0.01	100.00	0.00	0.04	0.01	80.89	0.00	60.77	0.00	99.86
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.00	0.00	497.03	497.03	0.00	0.00	0.06	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	497.08	497.08	0.00	497.03	0.00	0.00	0.00	0.06	0.37	0.37	0.00	0.00
	3	0.00	497.08	0.00	497.03	0.21	0.21	0.00	0.06	1.84	2.21	64834.87	64834.87
	4	0.00	497.08	0.01	497.04	0.00	0.21	3863.47	3863.53	0.00	2.21	0.00	64834.87
	5	0.00	497.08	0.00	497.04	0.00	0.21	0.00	3863.53	36589.41	36591.62	0.62	64835.49
	6	0.00	497.08	0.04	497.08	0.00	0.21	0.58	3864.11	0.00	36591.62	0.00	64835.49

Figura 12.4 Tabella modi di vibrare dell'impalcato

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	5.951885	0.947272	1.055663	0.0000e+00								
	2	6.093798	0.969858	1.031079	0.0000e+00								
	3	13.643336	2.171404	0.460531	0.0000e+00								
	4	17.127343	2.725901	0.366851	0.0000e+00								
	5	57.701388	9.183461	0.108891	0.0000e+00								
	6	71.385922	11.361422	0.088017	0.0000e+00								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	99.98	99.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	100.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	100.00	0.00	99.98	0.20	0.20	0.00	0.00	0.01	0.02	99.31	99.31
	4	0.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.20	80.87	80.88	0.00	0.02	0.00	99.31
	5	0.00	100.00	0.00	99.98	0.00	0.20	0.00	80.88	60.78	60.80	0.00	99.31
	6	0.00	100.00	0.02	100.00	0.00	0.20	0.01	80.89	0.00	60.80	0.00	99.31
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	143.67	143.67	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	0.50	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	143.67	833.91	833.91	0.00	0.00
	3	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	1.30	144.97	8553.80	9387.71	64478999.	64478999.
	4	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	3863102.5	3863247.5	0.00	9387.71	6.24	64479005.
	5	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	3863247.5	36598160.	36607548.	3222.81	64482228.
	6	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	561.32	3863808.8	3.47	36607551.	0.09	64482228.

Figura 12.5 Tabella modi di vibrare dell'impalcato (Upper Bound)

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	4.398587	0.700057	1.428455	0.0000e+00								
	2	4.454843	0.709010	1.410417	0.0000e+00								
	3	7.916692	1.259981	0.793663	0.0000e+00								
	4	17.101969	2.721863	0.367395	0.0000e+00								
	5	57.674817	9.179232	0.108942	0.0000e+00								
	6	70.979440	11.296729	0.088521	0.0000e+00								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.00	0.00	99.99	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	100.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	100.00	0.00	99.99	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	99.94	99.94
	4	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.02	80.88	80.88	0.00	0.00	0.00	99.94
	5	0.00	100.00	0.00	99.99	0.00	0.02	0.00	80.88	60.77	60.77	0.00	99.94
	6	0.00	100.00	0.01	100.00	0.00	0.02	0.01	80.90	0.00	60.77	0.00	99.94
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	38.61	38.61	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	0.50	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	38.61	235.85	235.85	0.00	0.00
	3	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.06	38.67	772.42	1008.27	64889487.	64889487.
	4	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	3863606.9	3863645.6	0.00	1008.27	0.11	64889487.
	5	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	3863645.6	36587832.	36588840.	253.50	64889741.
	6	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	580.79	3864226.4	3.68	36588844.	0.01	64889741.

Figura 12.6 Tabella modi di vibrare dell'impalcato (Lower Bound)

13 STATO DI SOLLECITAZIONE

13.1 TRAVI IMPALCATO

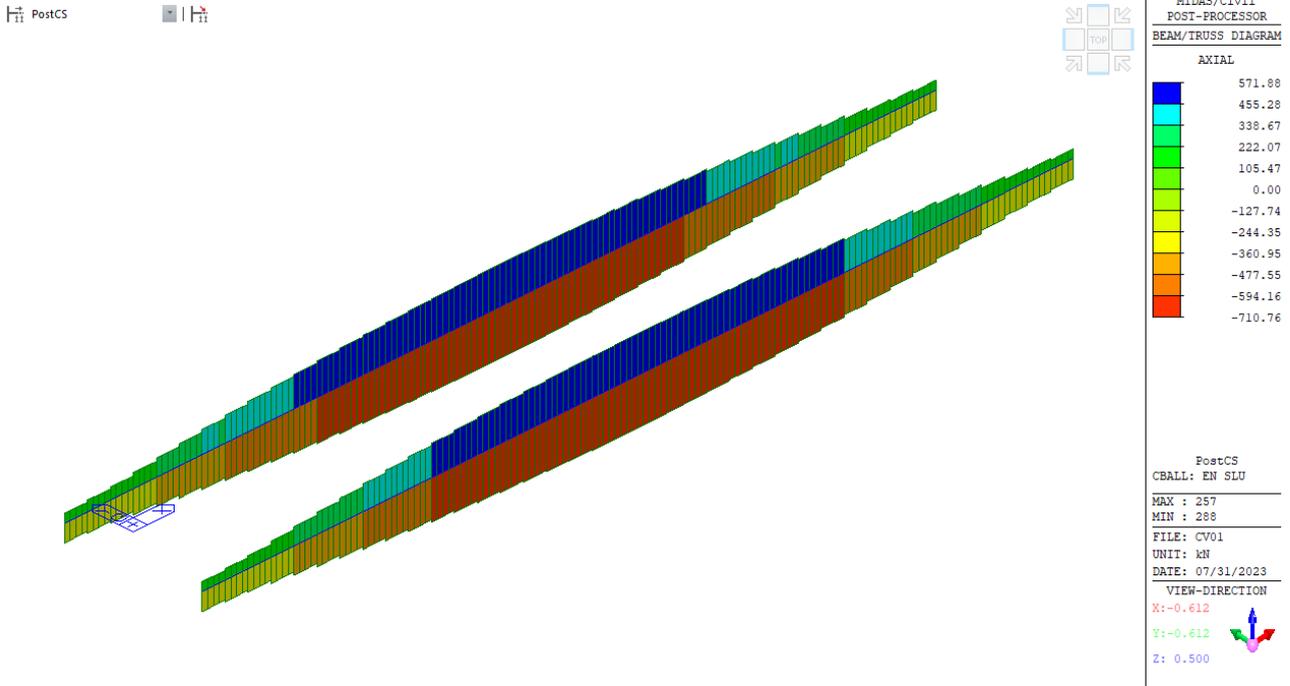


Figura 13.1 Azione assiale involucro SLU – Fx [kN]

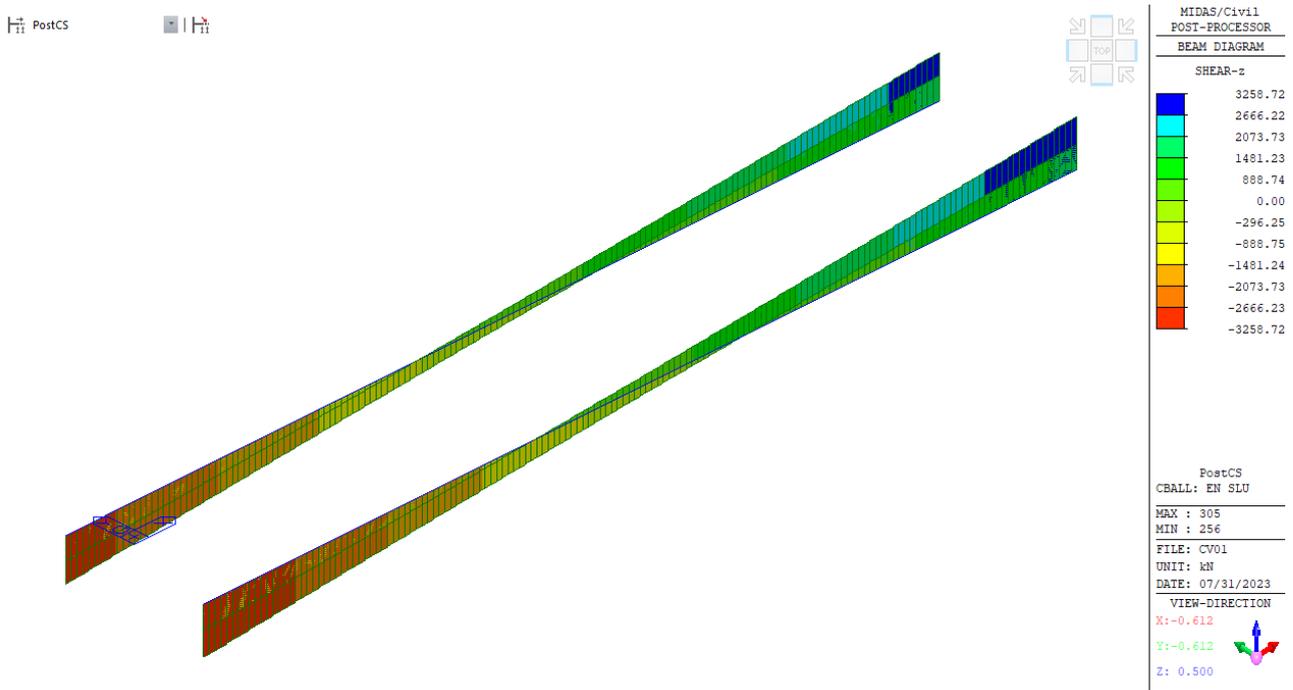
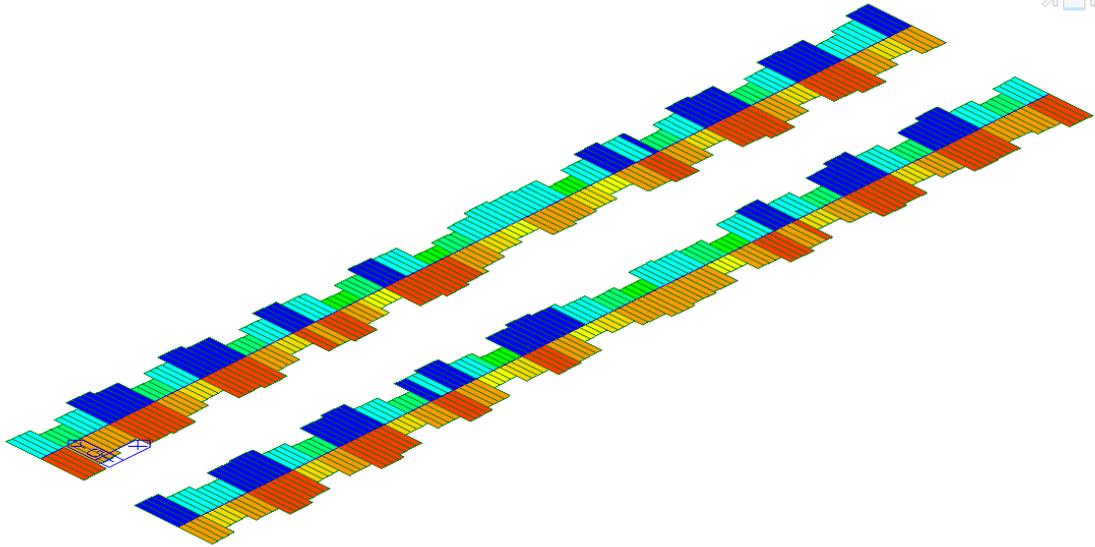


Figura 13.2 Taglio verticale involucro SLU – Vz [kN]

PROGETTAZIONE ATI:

PostCS



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-y

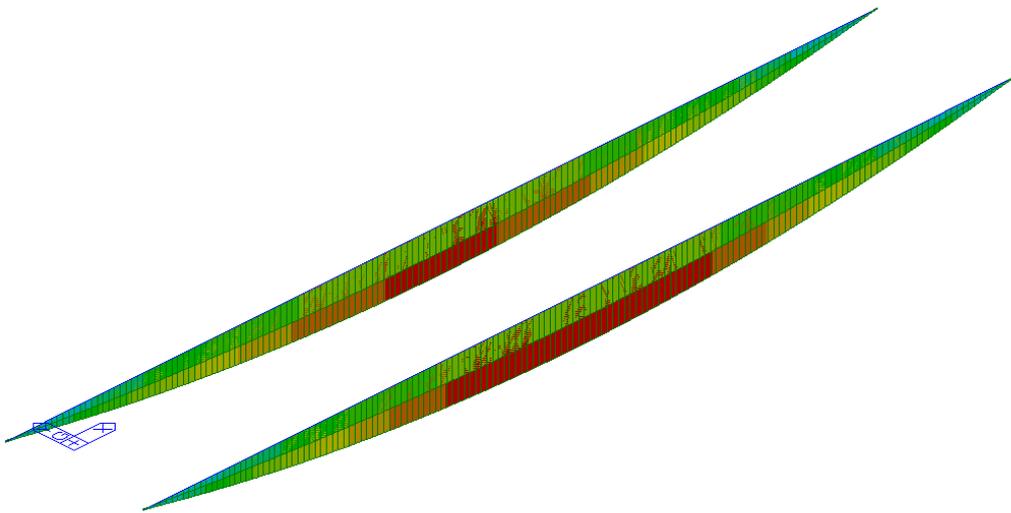
650.62
532.33
414.03
295.73
177.44
0.00
-59.16
-177.45
-295.75
-414.04
-532.34
-650.64

PostCS
CBALL: EN SLU
MAX : 256
MIN : 560
FILE: CV01
UNIT: kN
DATE: 07/31/2023

VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

Figura 13.3 Taglio trasversale involucro SLU – Vy [kN]

PostCS



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

30421.45
27609.16
24796.86
21984.57
19172.28
16359.99
13547.69
10735.40
7923.11
5110.82
0.00
-513.77

PostCS
CBALL: EN SLU
MAX : 274
MIN : 256
FILE: CV01
UNIT: kNm
DATE: 07/31/2023

VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

Figura 13.4 Momento verticale involucro SLU – My [kNm]

PROGETTAZIONE ATI:

PostCS

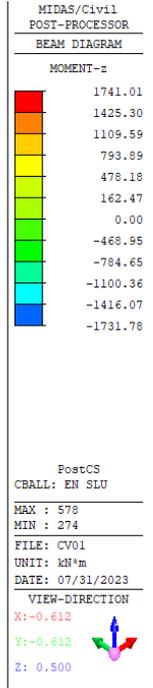
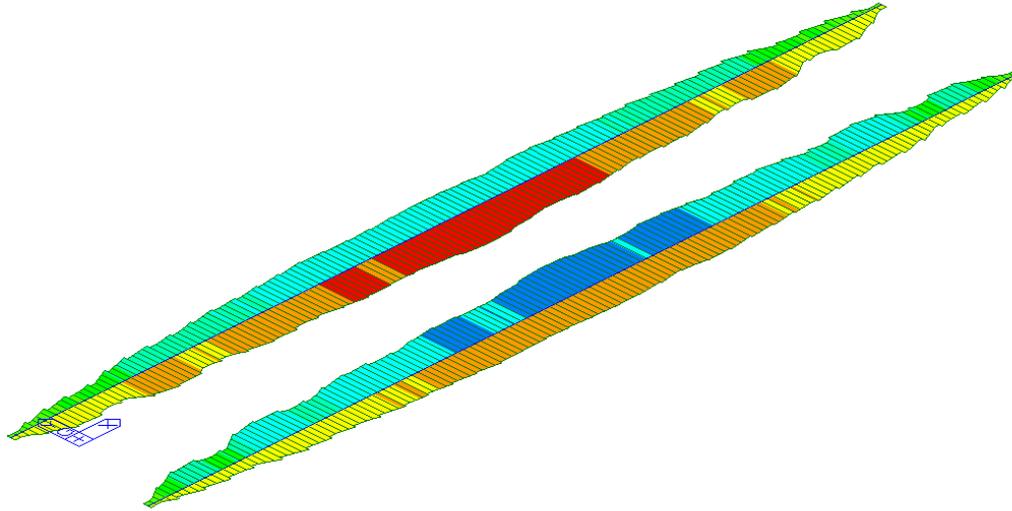


Figura 13.5 Momento trasversale involucro SLU – Mz [kNm]

13.2 CONTROVENTI

PostCS

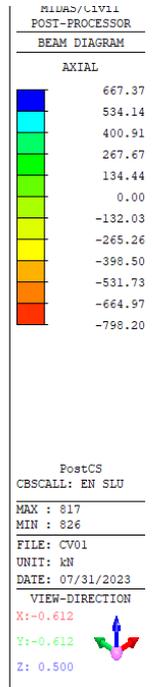
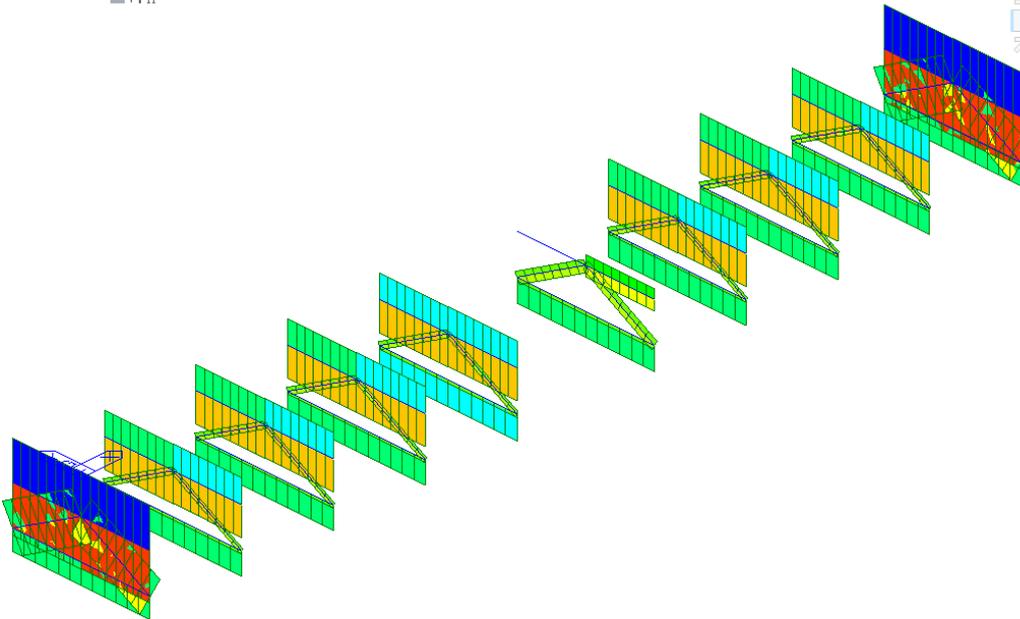
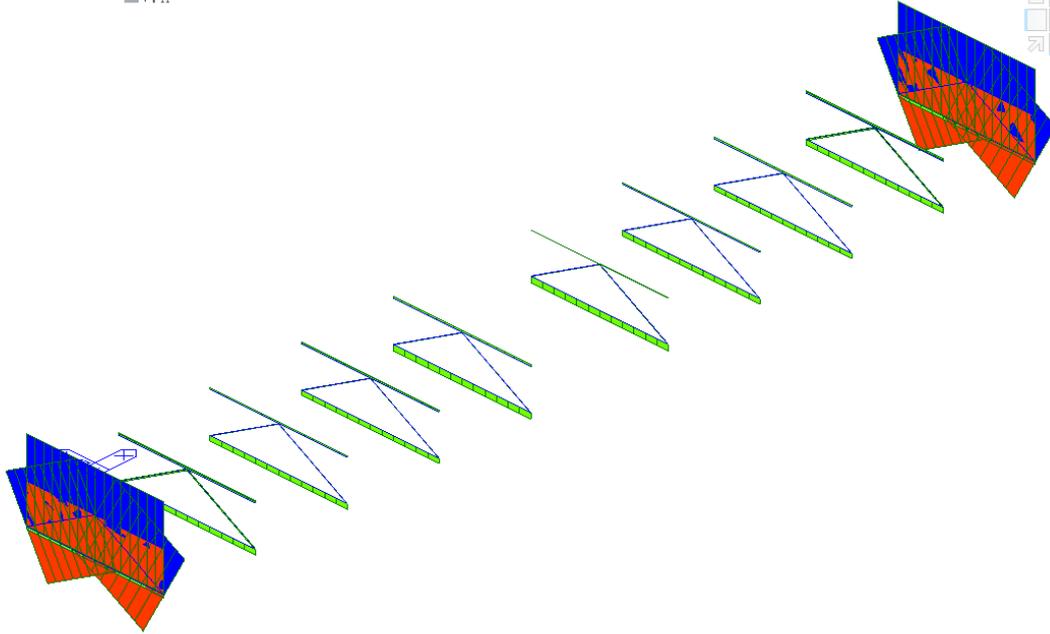


Figura 13.6 Azione assiale involucro SLU – Fx [kN]

PROGETTAZIONE ATI:

PostCS



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
505.28	
412.68	
320.08	
227.49	
134.89	
0.00	
-50.30	
-142.90	
-235.50	
-328.10	
-420.69	
-513.29	

PostCS	
CBSCALL: EN SLV	
MAX : 40	
MIN : 27	
FILE: CV01	
UNIT: kN	
DATE: 07/31/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figura 13.7 Azione assiale involucro SLV – Fx [kN]

PROGETTAZIONE ATI:

13.3 SOLETTA

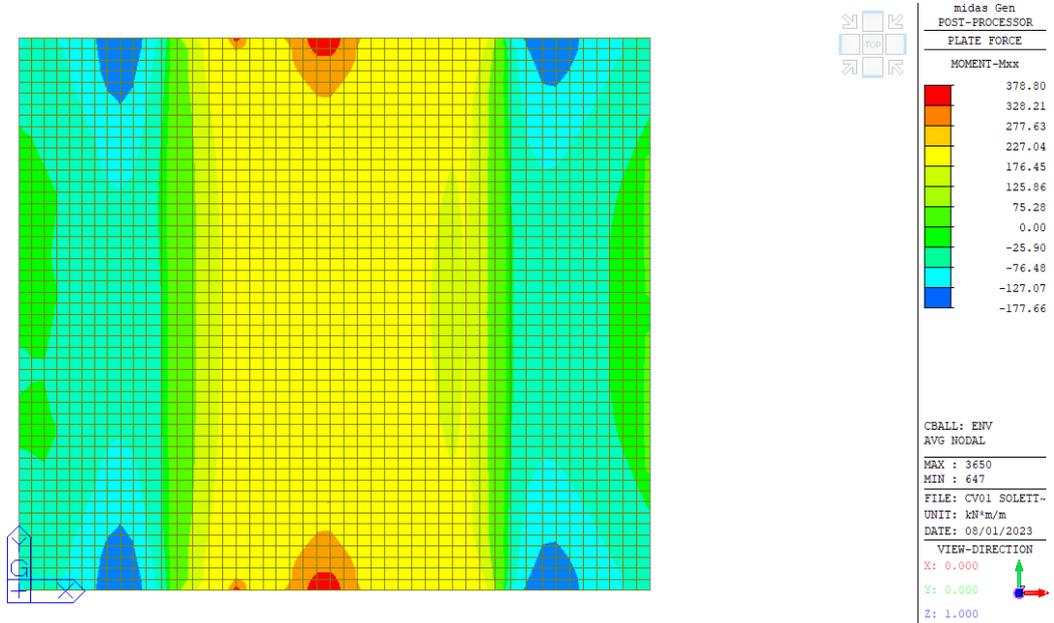


Figura 13.8 Momento Mxx involucro SLU

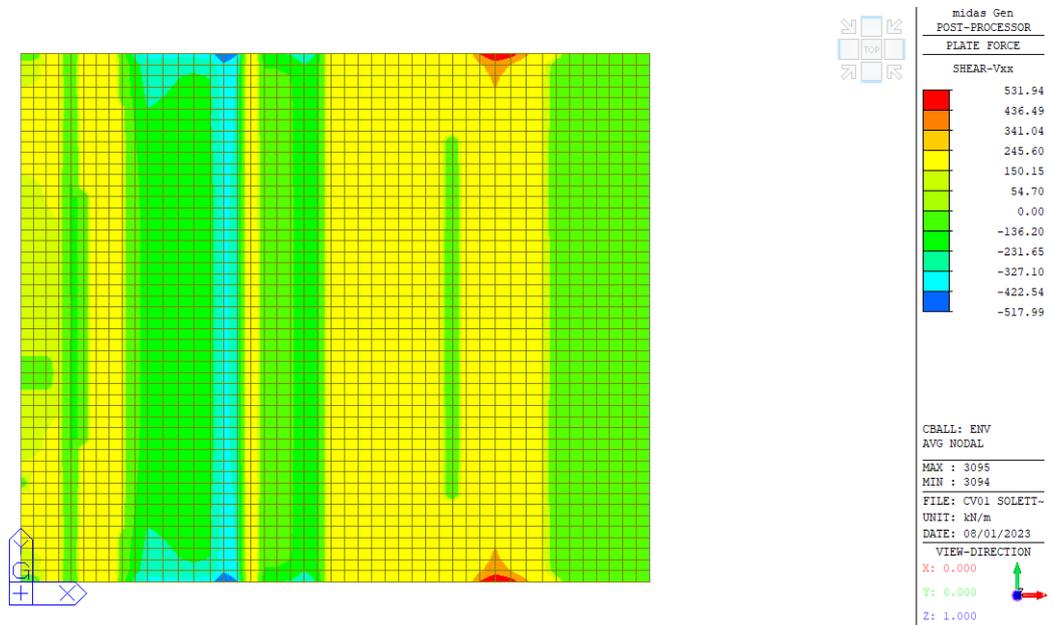


Figura 13.9 Taglio Vxx involucro SLU

PROGETTAZIONE ATI:

14 STATO DEFORMAZIONE IN ESERCIZIO

Le verifiche in deformabilità sono state condotte valutando che la freccia calcolata con i valori caratteristici dei carichi mobili, risultasse minore di un valore massimo ammissibile dipendente dalla luce della campata.

Si riportano di seguito i valori di deformazione per ogni caso di carico.

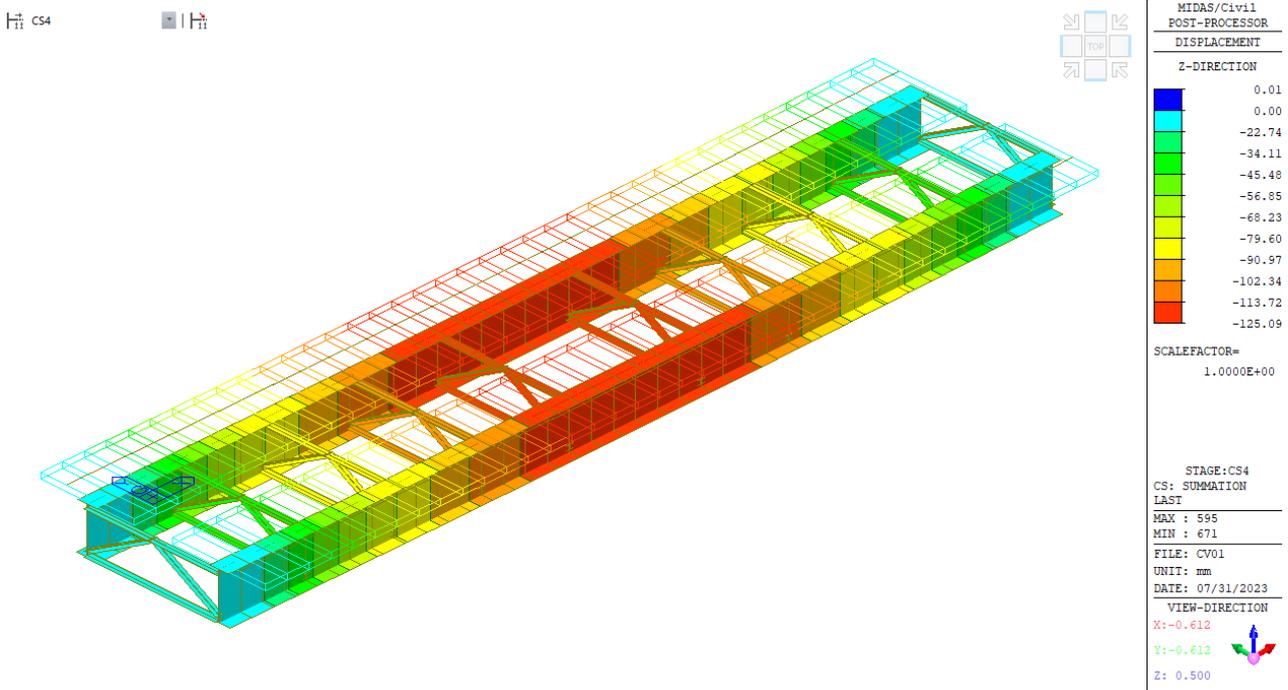
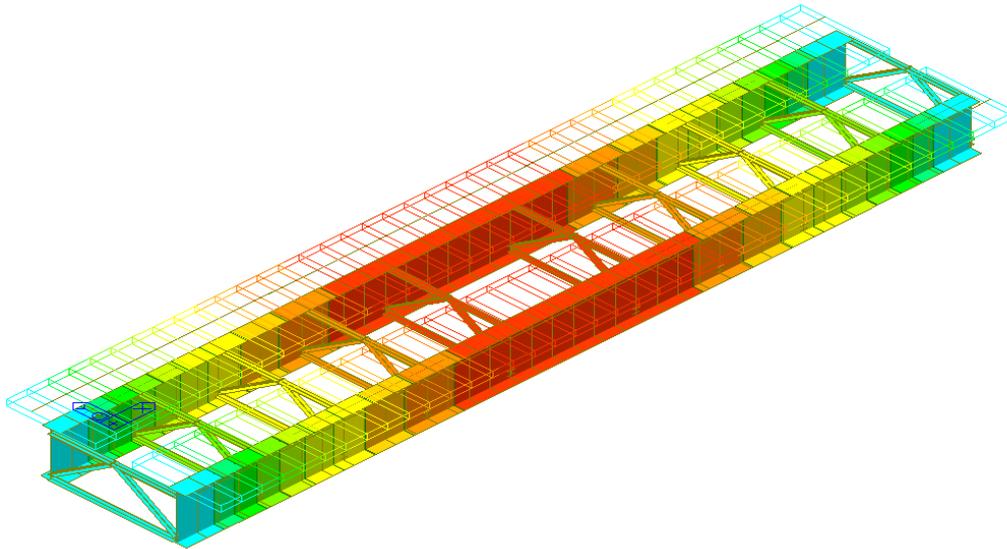


Figura 14.1 Configurazione deformata per carichi permanenti strutturali g1 e non strutturali g2

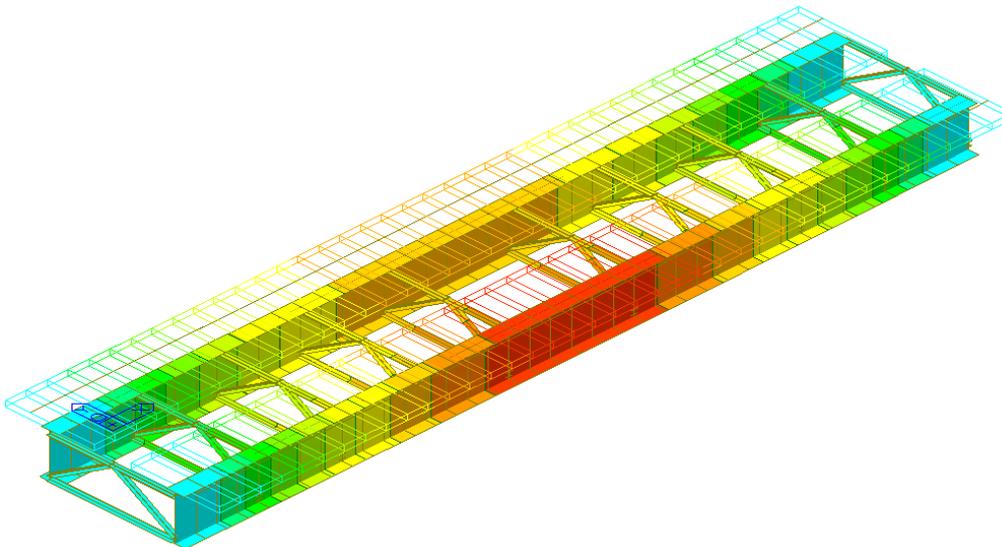
CS4



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Z-DIRECTION	
0.00	
0.00	
-4.46	
-6.69	
-8.92	
-11.15	
-13.38	
-15.61	
-17.84	
-20.07	
-22.30	
-24.53	
SCALEFACTOR=	1.0000E+00
STAGE:CS4	
CS: SHRINKAGE PRIM-LAST	
MAX :	645
MIN :	671
FILE: CV01	
UNIT: mm	
DATE: 07/31/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figura 14.2 Configurazione deformata dovuta all'azione di ritiro ϵ_2

PostCS



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Z-DIRECTION	
0.27	
0.00	
-6.92	
-10.51	
-14.10	
-17.69	
-21.28	
-24.88	
-28.47	
-32.06	
-35.65	
-39.24	
SCALEFACTOR=	1.0000E+00
PostCS	
CBALL: GR1	
MAX :	645
MIN :	104
FILE: CV01	
UNIT: mm	
DATE: 07/31/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

Figura 14.3 Configurazione deformata (involuppo) per carichi verticali da traffico

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta di seguito il calcolo della freccia massima ammissibile e della controfreccia massima da assegnare ad ogni campata. Per il profilo completo della contromonta si rimanda agli elaborati grafici.

Verifica SLE deformabilità - Campata			
f_{Ed}	[mm]	39	Freccia massima di progetto per carichi da traffico (caratteristici)
L	[m]	38	Luce della campata
f_{lim}	[mm]	76	Freccia massima ammissibile (L/500)
η	[-]	0.51	Coefficiente di verifica

Calcolo della controfreccia - Campata			
$f(g1+g2)$	[mm]	125	Freccia dovuta ai carichi permanenti strutturali g1 e non strutturali g2
$f(\epsilon 2)$	[mm]	25	Freccia dovuta all'azione da ritiro nella soletta $\epsilon 2$
$f(q1)$	[mm]	39	Freccia dovuta ai carichi mobili q1
cf_{min}	[mm]	137.5	Controfreccia = $\min (1.1 (f(g1)+f(g2)+f(\epsilon 2)); f(g1)+f(g2)+f(\epsilon 2)+0.25 f(q1))$

15 SCARICHI ELEMENTARI E SPOSTAMENTI NEGLI APPOGGI

Si riportano nel presente paragrafo, per i casi di carico analizzati, gli scarichi elementari sugli appoggi e gli spostamenti negli appoggi.

Per le convenzioni di segno assunte per gli scarichi, vale quanto segue: le azioni di taglio Vz e Vy si considerano positive se concordi all'asse locale; l'azione assiale si considera invece positiva se diretta verso il basso (compressione per gli appoggi).

Le analisi per traffico e vento verticale sono state condotte con lo scopo di massimizzare le sollecitazioni solo su una delle due travi esterne. Ciò nonostante, attraverso semplici considerazioni di simmetria, sono stati valutati gli scarichi nelle condizioni peggiori possibili per ognuno degli appoggi.

Si rammenta che per la valutazione degli scarichi in condizioni sismiche si è fatto riferimento alle condizioni di "Upper Bound" degli isolatori. Al contrario, per la valutazione degli spostamenti, si è fatto riferimento alle condizioni di "Lower Bound".

	Node	Load	Stage	Step	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
▶	1	Dead Load	CS4	002(last)	52.629432	0.196517	1218.599578	0.000000	0.000000	0.000000
	5	Dead Load	CS4	002(last)	52.629380	-0.196518	1218.597903	0.000000	0.000000	0.000000
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT										
		Load	Stage	Step	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
		Dead Load	CS4	002(last)	0.000000	0.000000	4874.394960			

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
	1	SLV_X(RS)	562.472507	0.002758	60.300521	0.000000	0.000000	0.000000
	5	SLV_X(RS)	562.471074	0.002659	60.250716	0.000000	0.000000	0.000000
	1	SLV_Y(RS)	1.989498	549.265901	383.244539	0.000000	0.000000	0.000000
	5	SLV_Y(RS)	1.989191	549.265901	383.244630	0.000000	0.000000	0.000000
	1	SC1-car(all)	27.939279	1.601165	1098.244750	0.000000	0.000000	0.000000
▶	5	SC1-car(all)	23.431723	-1.607001	872.727625	0.000000	0.000000	0.000000
	1	SC1-freq(all)	16.082782	1.143769	657.446937	0.000000	0.000000	0.000000
	5	SC1-freq(all)	13.234475	-1.147173	509.890219	0.000000	0.000000	0.000000
	1	Vento(all)	6.218852	196.270012	339.002144	0.000000	0.000000	0.000000
	5	Vento(all)	6.218852	196.270012	339.002144	0.000000	0.000000	0.000000
	1	DT(all)	27.512947	5.451412	0.000303	0.000000	0.000000	0.000000
	5	DT(all)	27.520909	-5.451144	-0.000303	0.000000	0.000000	0.000000
	1	Fren(all)	115.710000	0.000000	12.667200	0.000000	0.000000	0.000000
	5	Fren(all)	115.710000	0.000000	12.667200	0.000000	0.000000	0.000000
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT								
		Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
		SLV_X(RS)	2249.887346	0.007459	0.001458			
		SLV_Y(RS)	0.007460	2197.063108	0.000514			
		SC1-car(all)	N/A	N/A	N/A			
		SC1-freq(all)	N/A	N/A	N/A			
		Vento(all)	0.000000	785.080000	340.480000			
		DT(all)	-0.000000	0.000000	-0.000000			
		Fren(all)	462.840000	0.000000	0.000000			

Scarichi sugli appoggi - valori caratteristici (Upper Bound)

PROGETTAZIONE ATI:

	Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
	7	SLC_X(RS)	192	0	0	0	0	0
	33	SLC_X(RS)	192	0	0	0	0	0
	7	SLC_Y(RS)	0	190	0	0	0	0
	33	SLC_Y(RS)	0	190	0	0	0	0
	7	Vento(all)	-1	-79	-0	-0	0	-0
	33	Vento(all)	-1	-79	-0	0	0	0
	7	DT(all)	-6	-1	0	-0	0	0
▶	33	DT(all)	-6	1	0	0	0	-0

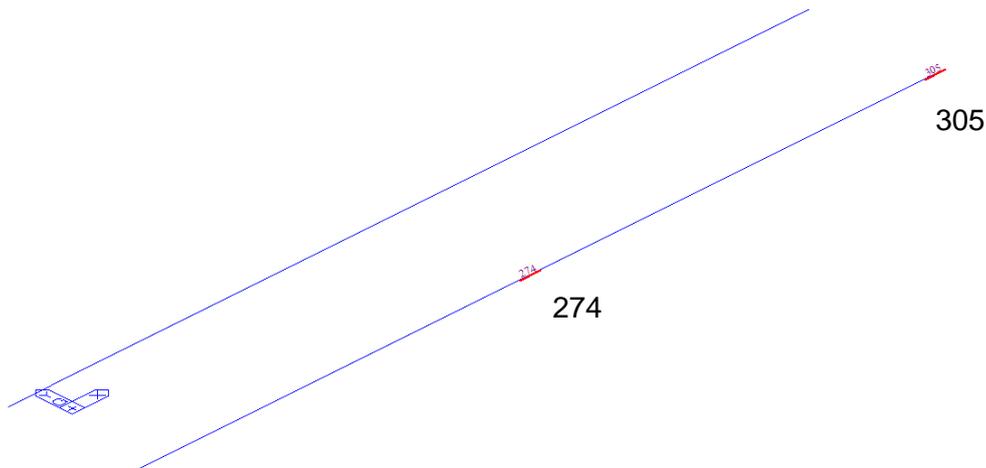
Spostamenti orizzontali negli appoggi - valori caratteristici (Lower Bound)

16 VERIFICHE STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU e agli SLE effettuate per ogni elemento strutturale.

16.1 TRAVI DI IMPALCATO

Si riportano di seguito i due punti di verifica che hanno fatto emergere le condizioni più sfavorevoli sulla sezione composta della trave.



16.1.1 SEZIONE DI MEZZERIA (ELEMENTO 274)

18.1.1.1. Member Information

■ Partial factors

γ_C for concrete	1.50	γ_V for headed stud	1.25
γ_S for reinforcing steel	1.15	γ_{FR} for equivalent constant Amplitude stress range	1.00
γ_{M0} for structural steel	1.05	γ_{Mf} for fatigue strength	1.35
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.35

1.2 Material Information

■ Structural steel

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

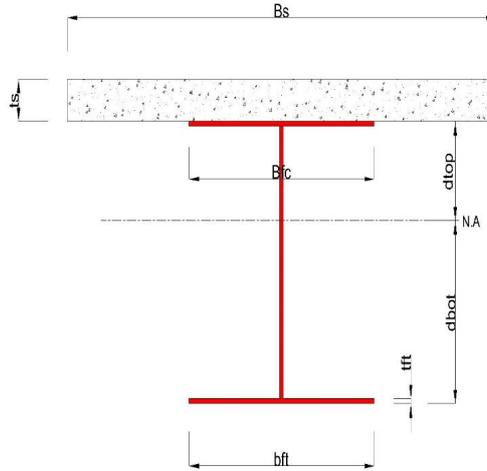
■ Concrete

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

■ Reinforcement

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

PROGETTAZIONE ATI:



■ Section Dimensions

Slab

B _c	4250.000	mm	t _c	250.000	mm	H _h	70.000	mm
----------------	----------	----	----------------	---------	----	----------------	--------	----

Girder

H _w	1935.000	mm	B ₁	850.000	mm	B ₂	1000.000	mm
t _w	24.000	mm	t _{f1}	30.000	mm	t _{f2}	35.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A _a	106940.000	mm ²
I _{y,a}	72238822864.815	mm ⁴
I _{z,a}	4454208286.667	mm ⁴
C _{y,a}	500.000	mm
C _{z,a}	914.402	mm

After

A _c	279353.393	mm ²
I _{y,c}	181375662533.179	mm ⁴
I _{z,c}	263972283993.512	mm ⁴
C _{y,c}	500.000	mm
C _{z,c}	1704.771	mm

Crack

A _c	115784.000	mm ²
I _{y,c}	85390360243.680	mm ⁴
I _{z,c}	18353536947.439	mm ⁴
C _{y,c}	499.901	mm
C _{z,c}	1011.057	mm

18.1.1.2. Moment Capacity (y-Dir., Positive)

■ Design load

Load combination name : SLU-01

N _{a,Ed}	-38.403	kN
N _{c,Ed}	275.506	kN

PROGETTAZIONE ATI:

$M_{a,Ed}$	11330.775	kN · m
$M_{c,Ed}$	19090.675	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-425.000	mm	z_1	295.229	mm	σ_1	-194.819	MPa
	y_2	-12.000	mm	z_2	295.229	mm	σ_2	-200.558	MPa
Right	y_1	425.000	mm	z_1	295.229	mm	σ_1	-206.631	MPa
	y_2	12.000	mm	z_2	295.229	mm	σ_2	-200.892	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-500.000	mm	z_1	-1704.771	mm	σ_1	330.436	MPa
	y_2	-12.000	mm	z_2	-1704.771	mm	σ_2	323.655	MPa
Right	y_1	500.000	mm	z_1	-1704.771	mm	σ_1	316.539	MPa
	y_2	12.000	mm	z_2	-1704.771	mm	σ_2	323.321	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	265.229	mm	σ_1	-192.862	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-1669.771	mm	σ_2	314.314	MPa

■ Classification of sections

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

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

Plastic NA = 1973.758 mm

N_{slab} = 21072.917 kN

$N_{g,top}$ = 7541.494 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 28614.411 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 43162.108 kN · m

x_{pl} = 346.242 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 43162.108 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 43162.108 kN · m > M_{Ed} = 30421.449 kN · m ...OK

PROGETTAZIONE ATI:

18.1.1.3. Shear Capacity (z-Dir.)

■ Design load

Load combination name : SLU-01

$$N_{Ed} = -437.850 \text{ kN}$$

$$M_{a,Ed} = 11330.775 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = 14589.315 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,a} = -0.001 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -583.531 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -583.532 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 119200.425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,t} = 119200.425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 29848.766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-425.000	mm	z ₁	295.229	mm	σ ₁	-192.092	MPa
	y ₂	-12.000	mm	z ₂	295.229	mm	σ ₂	-195.843	MPa
Right	y ₁	425.000	mm	z ₁	295.229	mm	σ ₁	-199.811	MPa
	y ₂	12.000	mm	z ₂	295.229	mm	σ ₂	-196.061	MPa

Bottom Flange

Left	y ₁	-500.000	mm	z ₁	-1704.771	mm	σ ₁	283.166	MPa
	y ₂	-12.000	mm	z ₂	-1704.771	mm	σ ₂	278.734	MPa
Right	y ₁	500.000	mm	z ₁	-1704.771	mm	σ ₁	274.085	MPa
	y ₂	12.000	mm	z ₂	-1704.771	mm	σ ₂	278.517	MPa

Web

Right	y ₁	0.000	mm	z ₁	265.229	mm	σ ₁	-188.833	MPa
	y ₂	0.000	mm	z ₂	-1669.771	mm	σ ₂	270.320	MPa

■ Classification of sections

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

$$\text{Plastic NA} = 1973.758 \text{ mm}$$

$$N_{\text{slab}} = 21072.917 \text{ kN}$$

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

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

$$N_{\text{g,top}} = 7541.494 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{\text{g,bot}} = 28614.411 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 43162.108 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ Calculation. $V_{\text{bw,Rd}}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = \frac{h_w}{(37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_T})} = 1.058$$

$$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0.785 \quad 0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$$

$$V_{\text{bw,Rd}} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M1}}} = 6790.635 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rd}} = 6790.635 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Edi}} = V_{\text{Ed}} / \text{Num. of Web} = -583.532 \text{ kN}$$

$$\eta_3 = V_{\text{Edi}} / V_{\text{bw,Rd}} = 0.086 \leq 1.0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{\text{f,Rd0}} = 27652.586 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\text{Reduction factor for } N_{\text{Ed}} = 1 - \frac{N_{\text{Ed}}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}} = 0.979$$

$$M_{\text{f,Rd}} = \text{Reduction factor for } N_{\text{Ed}} \cdot M_{\text{f,Rd0}} = 27060.662 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\text{where, } M_{\text{f,Rd}} = 27060.662 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed}} = 119200.425 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i)W)$$

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 1048.475$$

■ Check Shear Resistance

PROGETTAZIONE ATI:

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.086 < 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

■ Interaction M-V

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

18.1.1.4. Lateral torsional buckling

- Design load

Load combination name : SLU-01

N_{Ed}	=	237.104	kN
M_{Ed}	=	30421.449	kN · m
V_1	=	-103.625	kN
V_2	=	-354.561	kN
M_1	=	30421.449	kN · m
M_2	=	30347.141	kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	43162.108	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	32042.288	kN · m

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

L	=	1.000	m
c	=	C_d / I	= 0.000 kN/m ²
γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	= 0.000
μ	=	V_2 / V_1	= 0.292
Φ	=	$2 \cdot (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu)$	= 0.004
m_1	=	$1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu)$	= 1.000
m_2	=	$1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu / 100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	= 1.000
m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	= 1.000
α_{LT}	=	0.760	
λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L / b \cdot \sqrt{(f_y / E_m)} \cdot \sqrt{(1 + A_{wc} / (3 \cdot A_t))}$	= 0.056
Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2)$	= 0.447
X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$	= 1
M_{Rd}	=	43162.108	kN · m
$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	= 43162.108 kN · m

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

$X_{LT,N}$	=	1.000	
$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	= 94448.052 kN

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.707328841$$

18.1.1.5. Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

PROGETTAZIONE ATI:

Load combination name : SLU-01

$$\begin{aligned} N_{c,el} &= 9629.874 \text{ kN} \\ N_{c,f} &= 21072.917 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 25920.090 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{Ed} &= -583.531 \text{ kN} \\ M_{pl,Rd} &= 43162.108 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{el,Rd} &= 32042.288 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned} P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN} \\ P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN} \\ P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\alpha = 1 \quad \text{for } \frac{h_{sc}}{d} > \frac{4}{4}$$

$$\begin{aligned} \text{Num.} &= 2 \\ d &= 20.000 \text{ mm} \\ h_{sc} &= 200.000 \text{ mm} \\ \text{Space} &= 200.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Verification

$$\begin{aligned} V_{L,Ed} &= V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 281.549 \text{ kN/m} \\ V_{L,Rd} &= P_{Rd} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 904.779 \text{ kN/m} \\ V_{L,Ed} &< V_{L,Rd} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

18.1.1.6. Stress Check

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE-01

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed,ser} &= -258.902 \text{ MPa} \quad (\text{Bottom-left fiber in the flange}) \\ T_{Ed,ser} &= 9.306 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed,ser} &< \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \\ -258.902 \text{ MPa} &< \frac{355.000 \text{ MPa}}{\gamma_{M,ser}} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{Ed,ser} &< \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \\ 9.306 \text{ MPa} &< \frac{204.959 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \quad \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(T_{Ed,ser})^2} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$259.403 \text{ MPa} < 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE-01

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$$

$$6.225 \text{ MPa} < 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the reinforcement

Load combination name : SLE-01

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$$

$$-44.588 \text{ MPa}$$

Rebar is under compression. No need to check.

18.1.1.7. Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE-01

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 67.858 \text{ kN}$$

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

$$\alpha = 1$$

for $\frac{h_{sc}}{d} > \frac{4}{4}$

$$\text{Num.} = 2$$

$$d = 20.000 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$$

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

$$k_s = 0.750$$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 208.524 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 678.584 \text{ kN/m}$$

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

16.1.2 SEZIONE D'APPOGGIO (ELEMENTO 305)

18.1.2.1. Member Information

■ 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	1.35
γ_{M1} for structural steel	1.10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.35

1.2 Material Information

■ Structural steel

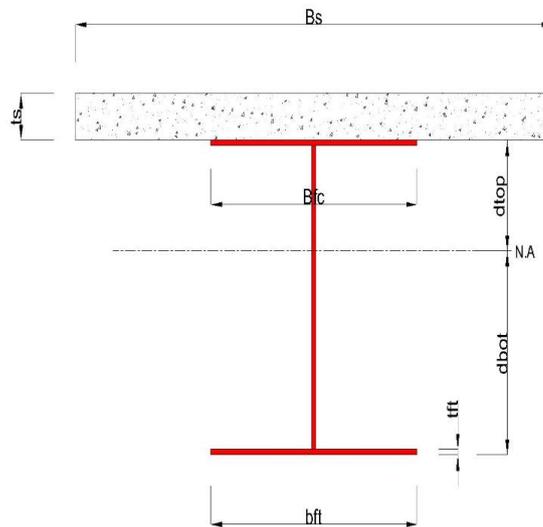
$f_{sk} = 355.000 \text{ MPa}$ $E_s = 210000.000 \text{ MPa}$

■ Concrete

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

■ Reinforcement

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



■ Section Dimensions

Slab

B _c	4250.000	mm	t _c	250.000	mm	H _h	70.000	mm
----------------	----------	----	----------------	---------	----	----------------	--------	----

Girder

H _w	1940.000	mm	B ₁	850.000	mm	B ₂	1000.000	mm
t _w	24.000	mm	t _{f1}	30.000	mm	t _{f2}	30.000	mm

■ Section Stiffness

Before

A _a	102060.000	mm ²
I _{y,a}	68261913039.683	mm ⁴
I _{z,a}	4037547380.000	mm ⁴
C _{y,a}	500.000	mm
C _{z,a}	956.570	mm

After

A _c	274473.393	mm ²
I _{y,c}	167486149026.448	mm ⁴
I _{z,c}	263555623086.845	mm ⁴
C _{y,c}	500.000	mm
C _{z,c}	1734.503	mm

Crack

A _c	110904.000	mm ²
I _{y,c}	80520337720.579	mm ⁴
I _{z,c}	17948251487.360	mm ⁴
C _{y,c}	499.932	mm
C _{z,c}	1054.152	mm

18.1.2.2. Moment Capacity (y-Dir., Negative)

■ Design load

Load combination name : SLC_04

N _{a,Ed}	-28.447	kN
N _{c,Ed}	-553.830	kN
M _{a,Ed}	-37.040	kN · m
M _{c,Ed}	-1132.527	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y ₁	-424.932	mm	z ₁	945.848	mm	σ ₁	4.886	MPa
	y ₂	-11.932	mm	z ₂	945.848	mm	σ ₂	8.493	MPa
Right	y ₁	425.068	mm	z ₁	945.848	mm	σ ₁	12.309	MPa
	y ₂	12.068	mm	z ₂	945.848	mm	σ ₂	8.702	MPa

Bottom Flange

PROGETTAZIONE ATI:

Left	y ₁	-499.932	mm	Z ₁	-1054.152	mm	σ ₁	-24.985	MPa
	y ₂	-11.932	mm	Z ₂	-1054.152	mm	σ ₂	-20.723	MPa
Right	y ₁	500.068	mm	Z ₁	-1054.152	mm	σ ₁	-16.251	MPa
	y ₂	12.068	mm	Z ₂	-1054.152	mm	σ ₂	-20.513	MPa

Web

Right	y ₁	0.068	mm	Z ₁	915.848	mm	σ ₁	8.159	MPa
	y ₂	0.068	mm	Z ₂	-1024.152	mm	σ ₂	-20.180	MPa

■ Classification of sections

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

- Effective section

- Effective stiffness for N_{Ed}

Before

A _{a,eff}	78770.887	mm ²
I _{y,a,eff}	66377507295.747	mm ⁴
I _{z,a,eff}	4037547380.000	mm ⁴
C _{y,a,eff}	500.000	mm
C _{z,a,eff}	943.729	mm

After

A _{c,eff}	78770.887	mm ²
I _{y,c,eff}	66377507295.747	mm ⁴
I _{z,c,eff}	263555623086.845	mm ⁴
C _{y,c,eff}	500.000	mm
C _{z,c,eff}	943.729	mm

- Effective stiffness for M_{Ed}

Before

A _{a,eff}	102060.000	mm ²
I _{y,a,eff}	68261913039.683	mm ⁴
I _{z,a,eff}	4037547380.000	mm ⁴
C _{y,a,eff}	500.000	mm
C _{z,a,eff}	956.570	mm

After

A _{c,eff}	110735.543	mm ²
I _{y,c,eff}	80305030410.885	mm ⁴
I _{z,c,eff}	17948251487.360	mm ⁴
C _{y,c,eff}	499.932	mm
C _{z,c,eff}	1052.439	mm

- Added moment

$$\Delta M_{a,Ed} = \frac{N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff})}{C_{z,a,eff}} = 0.365 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{c,Ed} = \frac{N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff})}{C_{z,c,eff}} = 61.156 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{a,top} = \left[\frac{N_{a,Ed}}{A_{a,eff}} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot \left(\frac{Z_{t,a}}{I_{y,a,eff}} \right) \right] + \left[\frac{N_{c,Ed}}{A_{c,eff}} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot \left(\frac{Z_{t,c}}{I_{y,c,eff}} \right) \right]$$

$$= 13.202 \text{ MPa}$$

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

PROGETTAZIONE ATI:

$$= -14.555 \text{ MPa}$$

$$k = 22.798 : \text{the lowest factor such that a stress limit is reached.}$$

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

$$M_{el,Rd} = \frac{M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed})}{k} = 25795.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 25795.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 25795.752 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = -1169.566 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \text{OK}$$

18.1.2.3. Moment Capacity (y-Dir., Positive)

■ Design load

Load combination name : SLC_01

$N_{a,Ed}$	-28.447	kN
$N_{c,Ed}$	528.308	kN
$M_{a,Ed}$	-37.040	kN · m
$M_{c,Ed}$	1080.449	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-425.000	mm	z_1	265.497	mm	σ_1	-1.144	MPa
	y_2	-12.000	mm	z_2	265.497	mm	σ_2	0.453	MPa
Right	y_1	425.000	mm	z_1	265.497	mm	σ_1	2.144	MPa
	y_2	12.000	mm	z_2	265.497	mm	σ_2	0.546	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-500.000	mm	z_1	-1734.503	mm	σ_1	10.382	MPa
	y_2	-12.000	mm	z_2	-1734.503	mm	σ_2	12.270	MPa
Right	y_1	500.000	mm	z_1	-1734.503	mm	σ_1	14.250	MPa
	y_2	12.000	mm	z_2	-1734.503	mm	σ_2	12.363	MPa

Web

Right	y_1	0.000	mm	z_1	235.497	mm	σ_1	0.677	MPa
	y_2	0.000	mm	z_2	-1704.503	mm	σ_2	12.139	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1

PROGETTAZIONE ATI:

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

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

Plastic NA = 1976.628 mm

N_{slab} = 21072.917 kN

$N_{g,top}$ = 6716.542 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 27789.458 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 39956.850 kN · m

x_{pl} = 343.372 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 39956.850 kN · m

here, β = 1.000

M_{Rd} = 39956.850 kN · m > M_{Ed} = 1043.410 kN · m ...OK

18.1.2.4. Shear Capacity (z-Dir.)

Load combination name : SLU-01

N_{Ed} = -0.803 kN

$M_{a,Ed}$ = -50.003 kN · m

$M_{c,Ed}$ = -60.861 kN · m

$V_{Ed,a}$ = 1193.758 kN

$V_{Ed,c}$ = 2064.958 kN

V_{Ed} = 3258.717 kN

M_{Ed} = $\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$ = 124.911 kN · m

$M_{Ed,t}$ = 124.911 kN · m

$M_{Ed,b}$ = 113.712 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-424.932	mm	z_1	945.848	mm	σ_1	1.005	MPa
	y_2	-11.932	mm	z_2	945.848	mm	σ_2	1.093	MPa
Right	y_1	425.068	mm	z_1	945.848	mm	σ_1	1.186	MPa
	y_2	12.068	mm	z_2	945.848	mm	σ_2	1.098	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-499.932	mm	z_1	-1054.152	mm	σ_1	-1.988	MPa
	y_2	-11.932	mm	z_2	-1054.152	mm	σ_2	-1.884	MPa
Right	y_1	500.068	mm	z_1	-1054.152	mm	σ_1	-1.775	MPa

PROGETTAZIONE ATI:

	y ₂	12.068	mm	z ₂	-1054.152	mm	σ ₂	-1.879	MPa
--	----------------	--------	----	----------------	-----------	----	----------------	--------	-----

Web

Right	y ₁	0.068	mm	z ₁	915.848	mm	σ ₁	1.051	MPa
	y ₂	0.068	mm	z ₂	-1024.152	mm	σ ₂	-1.837	MPa

■ Classification of sections

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

■ Plastic resistance moment, M_{pl,Rd}

Plastic NA = 1119.497 mm

N_{slab} = 0.000 kN

N_{rebar,t} = 3460.696 kN (Upper side of PNA)

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

N_{g,top} = 15522.652 kN (Upper side of PNA)

N_{g,bot} = 18983.348 kN (Lower side of PNA)

M_{pl,Rd} = 30086.198 kN · m

■ Calculation. V_{bw,Rd}

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}) = 1.060$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0.783$ $0.83/\eta \leq \lambda_w < 1.08$

$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 6793.255 \text{ kN}$

V_{Rd} = 6793.255 kN

V_{Edi} = V_{Ed} / Num. of Web = 3258.717 kN

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0.480 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

M_{f,Rd0} = 20682.974 kN · m

PROGETTAZIONE ATI:

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

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1}+A_{f2}) \cdot f_{yf}/\gamma_{M0}} = 1.000$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 20682.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 209.544 \text{ kN}$$

where, $M_{f,Rd} = 20682.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Ed} = 124.911 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 1048.225$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0.465 < 1.0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

$$\eta'_3 = 0.480 < 0.5$$

There is no need to verify the interaction criterion

18.1.2.5. Lateral torsional buckling

- Design load

Load combination name : SLC_04

N_{Ed}	=	-582.277 kN	
M_{Ed}	=	-1169.566 kN · m	
V_1	=	1084.926 kN	
V_2	=	1141.202 kN	
M_1	=	58.051 kN · m	
M_2	=	-1169.566 kN · m	
$M_{pl,Rd}$	=	30086.198 kN · m	
$M_{el,Rd}$	=	25795.752 kN · m	

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

L	=	1.000 m	
c	= C_d / I	=	0.000 kN/m ²
γ	= $c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0.000
μ	= V_2 / V_1	=	0.951
Φ	= $2 \cdot (1 - M_2/M_1) / (1 + \mu)$	=	1.025
m_1	= $1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (3 + 2 \cdot \Phi) \cdot \gamma / (350 - 50 \cdot \mu)$	=	1.891
m_2	= $1 + 0.44 \cdot (1 + \mu) \cdot \Phi^{1.5} + (0.195 + (0.05 + \mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1.891

PROGETTAZIONE ATI:

$$\begin{aligned}
 m &= \text{Min}(m_1, m_2) = 1.891 \\
 \alpha_{LT} &= 0.490 \\
 \lambda_{LT} &= 1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/E_m)} \cdot \sqrt{(1+A_{wd}/(3 \cdot A_f))} = 0.037 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.461 \\
 X_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 25795.752 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot M_{Rd} = 25795.752 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 X_{LT,N} &= 1.000 \\
 N_{b,Rd} &= X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd} = 37496.114 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Combined Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.060868493$$

18.1.2.6. Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU-01

$$\begin{aligned}
 N_{c,el} &= 0.000 \text{ kN} \\
 N_{c,f} &= 0.000 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= -110.865 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 V_{Ed} &= 2064.958 \text{ kN} \\
 M_{pl,Rd} &= 30086.198 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{el,Rd} &= 25794.991 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Shear resistance of a single connector

$$\begin{aligned}
 P_{Rd,1} &= 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN} \\
 P_{Rd,2} &= 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN} \\
 P_{Rd} &= \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$\alpha = 1$

for $\frac{h_{sc}}{d} > \frac{4}{4}$

Num. = 3

$d = 20.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1012.360 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1357.168 \text{ kN/m}$$

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

18.1.2.7. Stress Check

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE-02

$$\sigma_{Ed,ser} = 60.174 \text{ MPa} \quad (\text{Top-left fiber in the flange})$$

$$T_{Ed,ser} = 51.542 \text{ MPa} \quad (\text{Neutral axis in the web})$$

$$\sigma_{Ed,ser} = 60.174 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$T_{Ed,ser} = 51.542 \text{ MPa} < \frac{f_y}{(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} = 204.959 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3T_{Ed,ser}^2)} = 107.660 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 355.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE-01

$$\sigma_c = 0.000 \text{ MPa} \leq k_1 f_{ck} = 21.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

- In the reinforcement

Load combination name : SLE-04

$$\sigma_s = 13.517 \text{ MPa} \leq k_3 f_{yk} = 360.000 \text{ MPa} \quad \dots \text{ OK}$$

18.1.2.8. Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE-01

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V = 101.233 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 90.478 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = 67.858 \text{ kN}$$

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

$\alpha = 1$

for $\frac{h_{sc}}{d} > 4$

Num. = 3

$d = 20.000 \text{ mm}$

$h_{sc} = 200.000 \text{ mm}$

Space = 200.000 mm

$k_s = 0.750$

- Verification

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / l) = 743.006 \text{ kN/m}$$

$$V_{L,Rd} = P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.} / \text{Space} = 1017.876 \text{ kN/m}$$

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

16.1.3 VERIFICA A FATICA DELLE TRAVI

Si riportano di seguito le tensioni agenti nelle travi nelle combinazioni allo stato limite di fatica.

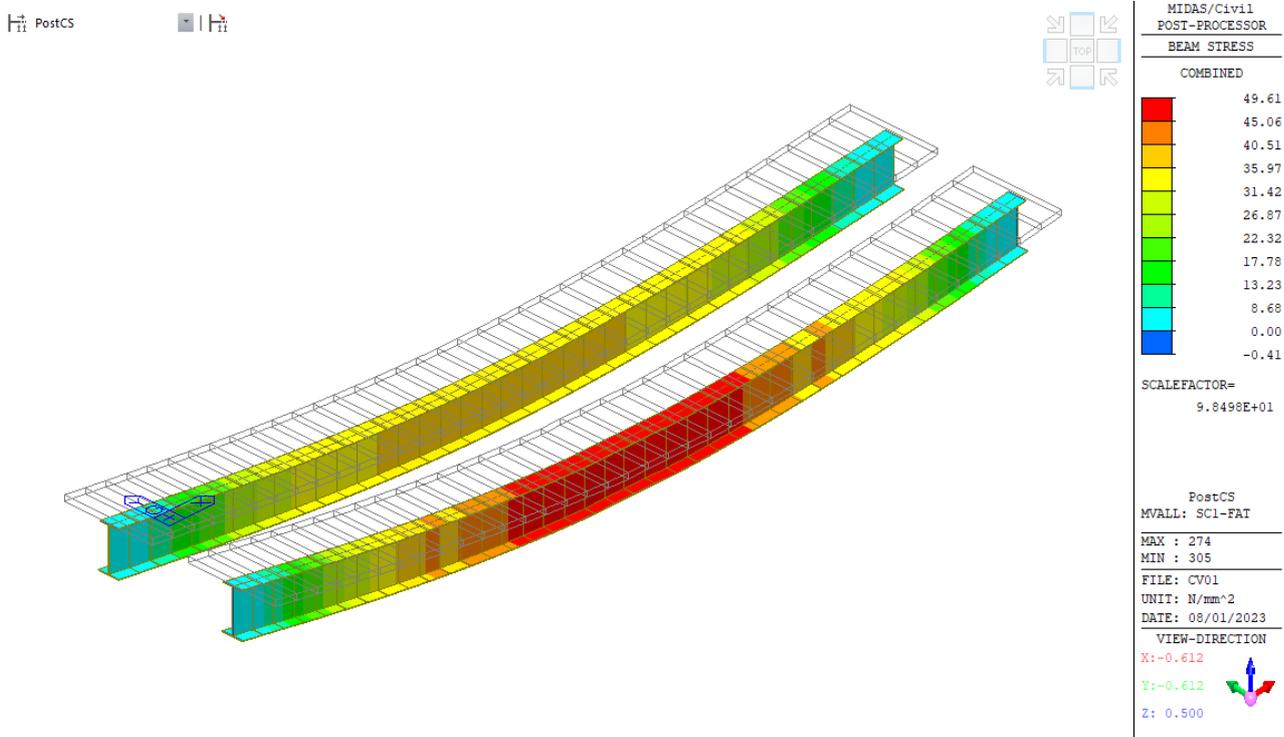


Figura 16.1 Tensioni di Von Mises nelle travi

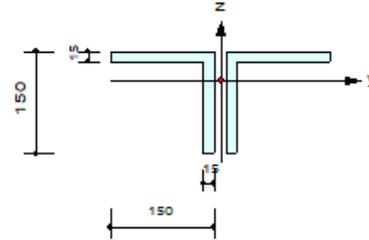
La tensione limite per le verifiche a vita illimitata riguardanti i dettagli presi in considerazione nel capitolo 7 sono pari a 58.96 e 52.33 Mpa, osservando la tensione massima nelle travi, si possono considerare le verifiche a fatica implicitamente soddisfatte.

16.2 TRAVERSI

Si riporta di seguito report di verifica dell'elemento più sollecitato per i traversi.

1. Design Information

Design Code Eurocode3-2:05
 Unit System kN, mm
 Member No 817
 Material S355 (No:2)
 (Fy = 0.35500, Es = 210.000)
 Section Name 2 L 150X15 (No:3)
 (Built-up Section).
 Member Length : 3000.00



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -790.11 (LCB: 15-, POS:J)
 Bending Moments My = -6715.6, Mz = -2096.1
 End Moments Myi = -3255.8, Myj = -6715.6 (for Lb)
 Myi = -3255.8, Myj = -6715.6 (for Ly)
 Mzi = -2603.7, Mzj = -2096.1 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1.63376 (LCB: 13+, POS:1/2)
 Fzz = 4.96581 (LCB: 15+, POS:J)

Depth	150.000	Web Thick	15.0000
Fig Width	150.000	Fig Thick	15.0000
BTB Spacing	20.0000		
Area	8550.00	Asz	3750.00
Oyb	5721.68	Ozb	11250.0
Iyy	18225444	Izz	42200250
Ybar	100.0000	Zbar	105.074
Wely	170373	Welz	264164
ry	45.1000	rz	70.3000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3000.00, Lz = 3000.00, Lb = 3000.00
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Moment Factor / Bending Coefficient
 Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 790.11/1739.96 = 0.454 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 6715.6/57602.4 = 0.117 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2096.1/79038.2 = 0.027 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{byM} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{z,Rd}$$

$$R_{c,LT1} = N_{Ed} / (X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b,LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i,LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{c,LT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{b,LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i,LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{byN} + R_{byM}, \text{MAX}(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.621 < 1.000 \dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.002 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.006 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

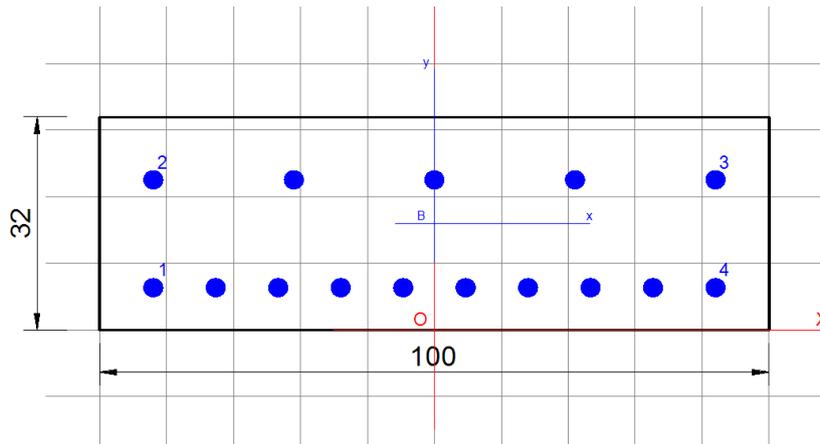
$$L/250.0 = 12.0000 > 0.0000 \text{ (Memb:817, LCB: 24-, POS: 0.0mm, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

PROGETTAZIONE ATI:

16.3 SOLETTA

La soletta è armata con $\phi 24/10$ superiori e $\phi 24/20$ inferiori nelle zone a momento negativo in prossimità delle travi, mentre in campata è armata con $\phi 24/20$ superiori e $\phi 24/10$ inferiori che danno i seguenti momenti resistenti negativo e positivo.

16.3.1 SEZIONE IN MEZZERIA



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: soletta-mezzeria

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.35 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²

PROGETTAZIONE ATI:

Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	32.0
3	50.0	32.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	6.4	24
2	-42.0	22.6	24
3	42.0	22.6	24
4	42.0	6.4	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	355.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	279.00	0.00

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

PROGETTAZIONE ATI:

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	208.00 (77.35)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	23.00 (77.35)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	355.00	0.00	376.33	1.06	45.2(4.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.386	-50.0	32.0	0.00017	-42.0	22.6	-0.00557	-42.0	6.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

PROGETTAZIONE ATI:

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000354253	-0.007836090	0.386	0.922

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.89	-50.0	32.0	-296.4	32.7	6.4	650	45.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00221	0.00000	0.500	24.0	52	0.00128 (0.00089)	235	0.301 (990.00)	77.35	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	14.08	-50.0	32.0	-221.0	32.7	6.4	650	45.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00165	0.00000	0.500	24.0	52	0.00090 (0.00066)	235	0.212 (0.30)	77.35	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.56	-50.0	32.0	-24.4	32.7	6.4	650	45.2

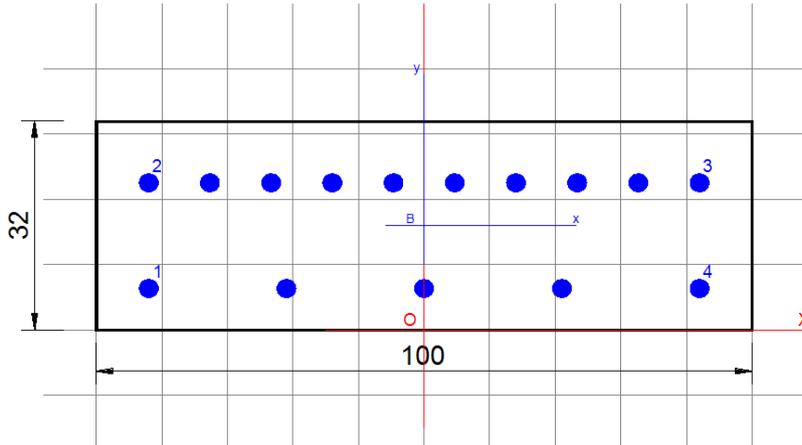
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

PROGETTAZIONE ATI:

1 S -0.00018 0.00000 0.500 24.0 52 0.00007 (0.00007) 235 0.017 (0.20) 77.35 0.00

16.3.2 SEZIONE IN APPOGGIO



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: soletta-appoggio

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.35 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00

PROGETTAZIONE ATI:

Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	32.0
3	50.0	32.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	6.4	24
2	-42.0	22.6	24
3	42.0	22.6	24
4	42.0	6.4	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-178.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-131.00	0.00

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

PROGETTAZIONE ATI:

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-101.00 (-71.12)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-20.00 (-71.12)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-178.00	0.00	-328.71	1.85	45.2(4.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.365	-50.0	0.0	0.00079	-42.0	6.4	-0.00608	42.0	22.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

PROGETTAZIONE ATI:

16.3.3 VERIFICA A TAGLIO

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	37.4	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	21.17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	532.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	270	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1005	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0037	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.86	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.54	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	146.58	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	146.58	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	5.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	565	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	1.11	<	10.58	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	10.58	N/mm ²

PROGETTAZIONE ATI:

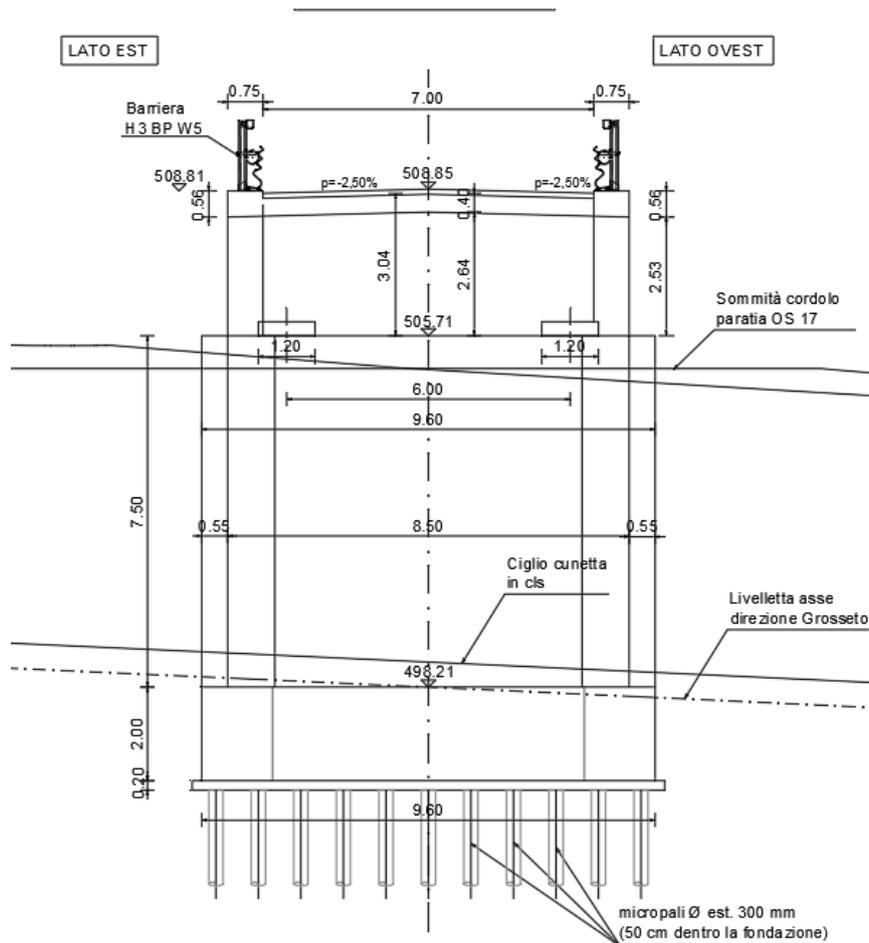
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00 --
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	664.86 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	893.17 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	664.86 kN

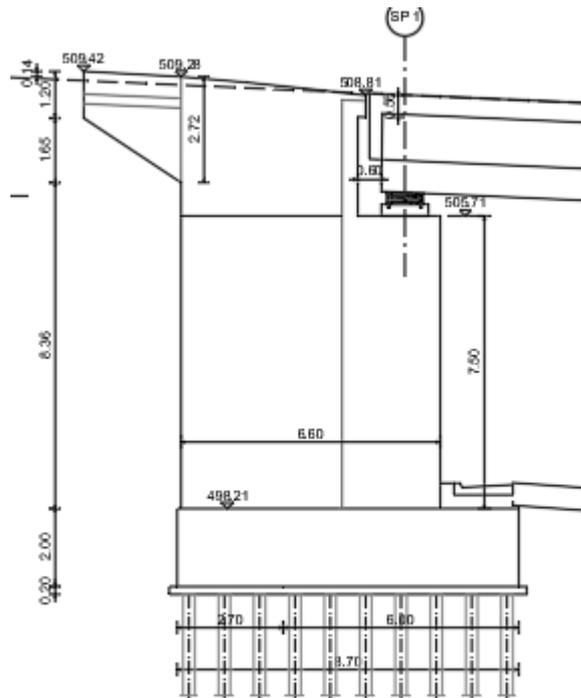
VERIFICA SODDISFATTA.

16.1 SPALLE

Per il dimensionamento delle strutture di spalla si è fatto riferimento alla spalla A che presenta una geometria più sfavorevole con una altezza del muro frontale di 7.5m.

La spalla è costituita da un muro frontale con altezza di 2.2 m e spessore di 2.5m supportato su di un plinto di 2m di spessore fondato su 94 micropali.





Geometria della spalla

Geometria spalla

Tipo Platea	rettangolare
Dimensione long. X	8.700 m
Dimensione trasv. Y	9.600 m
Spessore	2.000 m
Paraghiaia	
Altezza media	3.040 m
Spessore	0.400 m
Muro frontale	
Altezza	7.500 m
Spessore	2.500 m
Larghezza	9.600 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 6.000 m
Muro andatore	
Altezza	10.540 m
Spessore testa - altezza	0.750
Spessore base - altezza	1.000
Spessore medio	0.875 m
Lunghezza	4.200

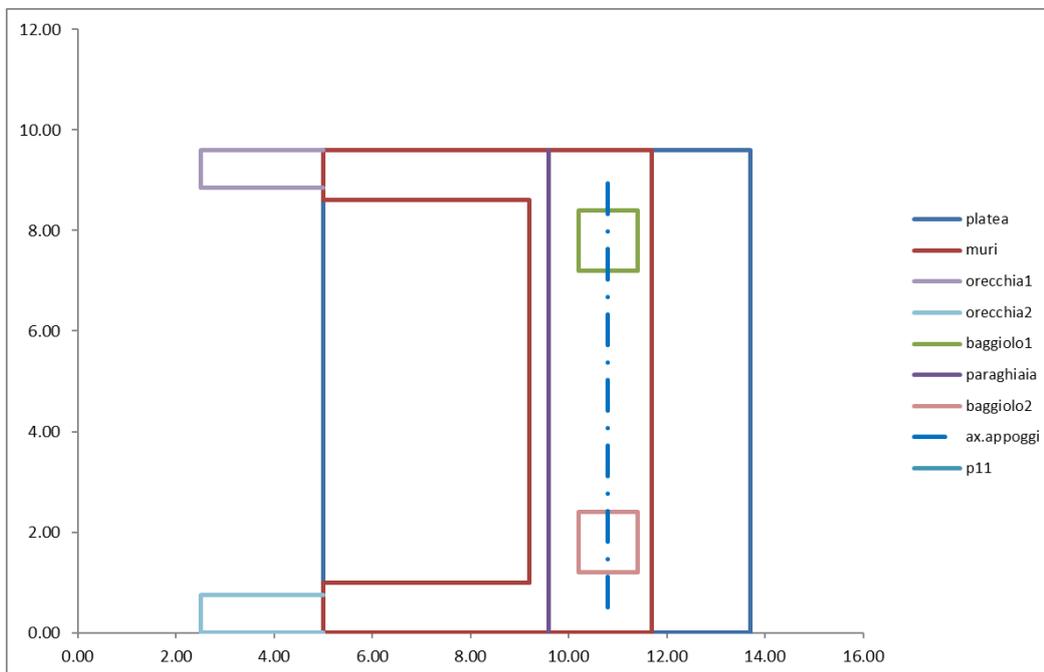
PROGETTAZIONE ATI:

			m
Terreno di riempimento			
γ	19.000	kN/mc	
ϕ	35.000	°	C
Ang. attrito terra muro	23.33	°	
Inclinazione terrapieno	0.000	°	
Terreno di ricoprimento			
γ	0.010	kN/mc	
Altezza min.	1.000	m	
Carico sul rilevato			
p	20.000	kN/mq	

Baricentro platea (x/y) 4.35 4.8 m

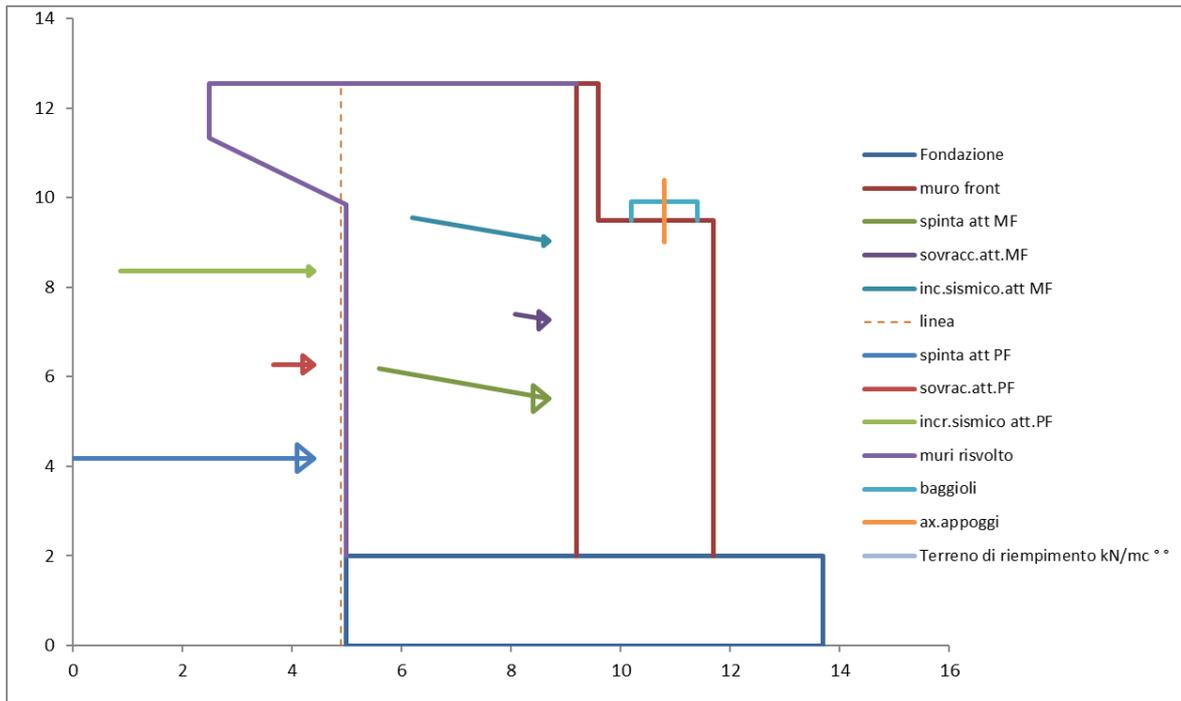
Orecchie

N.	2
Spessore	0.750 m
Altezza max	2.700 m
Altezza min	1.200 m
Lunghezza	2.500 m



18.2. SPINTE DEL TERRENO

PROGETTAZIONE ATI:



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	0.61	35.00	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	0.407	23.333	1.00	1.25	0.407	0.332
θ+	0.269	15.420				
θ-	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		1.422	1.632
Analisi sismica	SISMICA		MONONOBE OKABE			
	Coefficiente di spinta attiva		Kas (q+)		0.459	0.552
	Coefficiente di spinta attiva		Kas (q+)		0.399	0.482
					0.459	0.552

Il carico è applicato come pressione sugli elementi a circa 1/3 dalla fondazione.

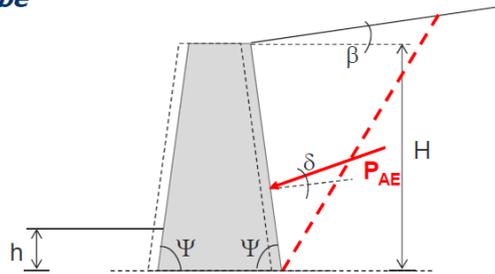
Azione sismica

In condizione sismica viene considerata anche la spinta valutata con la formulazione di Mononobe Okabe.

Soluzione di Mononobe-Okabe

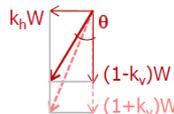
$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per forze dirette verso l'alto



$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h W}{1 \pm k_v}$$



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	θ_+	15.42	°
	θ_-	12.20	°

Parametri desunti da "Spettri-NTCver.1.0.3." per lo SLV

Vale 1 se la struttura non si può spostare altrimenti vedere tabella 7.11.II

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 sovr P.F.	588.5	737.6	6.27	3689.6	4624.5
Spinta sovr M.F.	494.6	619.9	5.27	2606.6	3267.0
Spinta sovr base MA	216.4 kN		5.27	1140.4	
Spinta sovr sommità MA	175.3 kN		4.27	748.7	
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. P.F.	3505.16	4393.25	4.18	14651.6	18363.8
Incremento sismico PF	3070.62	3529.29	8.36	25670.4	29504.9
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. M.F.	2476.2	3103.6	3.51	8699.9	10904.1
Incremento sismico MF	2169.3	2493.3	7.03	15242.7	17519.5
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta att. Base.Paragh.	206.0	258.2	1.01	208.7	261.6
Incremento sismico BP	180.5	207.4	2.03	365.7	420.4

Con spinta a riposo					
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta sovr P.F.	1026.7	1231.0	6.27	6437.4	7718.5
Spinta sovr M.F.	862.9	1034.7	5.27	5452.8	5452.8
Spinta sovr base MA	377.5 kN		5.27	1989.6	
Spinta sovr sommità MA	305.9 kN		4.27	1306.2	
ATTIVA	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo P.F.	6115.5	7332.5	4.18	25562.7	30650.0
Incremento sismico PF	3070.6	3529.3	8.36	25670.4	29504.9
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo. M.F.	4320.333328	5180.1	3.51	15178.8	18199.5
Incremento sismico MF					
	Fh -M1 (kN)	Fh - M2 (kN)	braccio Z (m)	MI (kNm) - A1	MI (kNm) - A2
Spinta riposo. Base.Paragh.	359.4042437	430.9	1.01	364.2	436.7
Incremento sismico B.P.					

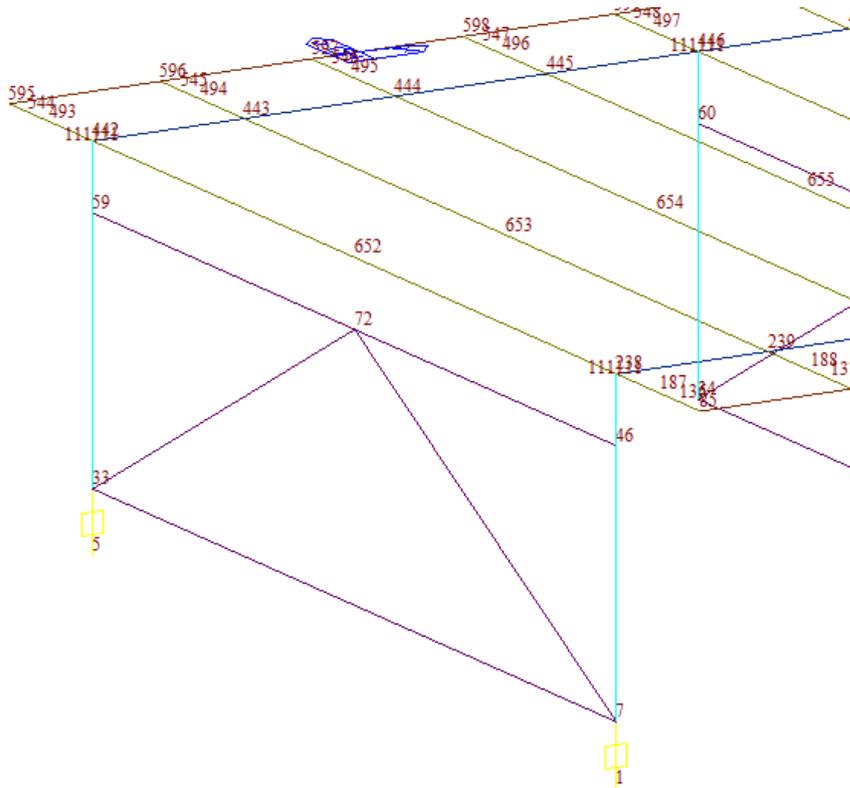
Geometria palificata

Pali

numero pali	110
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	11	0.300	1.000	Xi1 0.300
Y2j	11	0.300	1.000	Xi2 1.200
Y3j	11	0.300	1.000	Xi3 2.100
Y4j	11	0.300	1.000	Xi4 3.000
Y5j	11	0.300	1.000	Xi5 3.900

PROGETTAZIONE ATI:



Le risultanti sulla spalla vengono riportate nella seguente tabella

CARICHI TRASMESSE DALL'IMPALCATO						
	Carichi	N (kN)	Ht (kN)	HI (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)
Peso proprio delle strutture	G1	1780.94				0.00
Carichi permanenti non strutturali	G2	656.26				0.00
Spinte delle terre	G3_M1					
Ritiro e viscosità	ε₂			12.00		
Variazioni termiche	ε₃	413.26		224.60		0.00
Cedimenti	ε₄	0.00				
Mobili_MaxN	Q_MCmax	1970.96				676.53
Mobili_Max Mtr	q_MCmax					
Mobili_rilevato	Q_MCmin					
frenatura	q3			231.42		
forza centrifuga	q4		0.00			0.00
azione del vento	q5 (ponte scarico)		392.54			816.48
azione del vento	q5 (ponte carico)		588.81			1224.73
Azione sismica	q6 (verticale)	487.44				
Azione sismica	q6 (longitudinale)			919.20		
Azione sismica	q6 (trasversale)		904.68			
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					

SPALLA	AZIONI ALLA BASE DELLA FONDAZIONE				(CARICHI NOMINALI)	
	P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	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	12897.12				994.89	0.00
G2-PERMANENTI	656.26				0.00	0.00
Spinta delle terre M1	6602.76		6115.49		17139.82	0.00
Spinta delle terre M2			7332.53		12052.56	
E1-DISTORSIONI						
E2-RITIRO	0.00		12.00		121.80	
E3-TERMICA-U	413.26		224.60		2279.69	
E4-CEDIMENTI	0.00		224.60		2279.69	
Mobili_MaxN	1970.96				0.00	676.53
Mobili_Max Mtr	0.00				0.00	0.00
Mobili_rilevato	806.40		1026.69		4787.22	
Q3-FRENATURA	0.00		231.42		2348.91	
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00				0.00
Q5-VENTO-C	0.00	588.81				7201.15
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	0.00	392.54				4800.77
Q7-ATTRITO-P			0.00		0.00	
Q7-ATTRITO-Q			0.00		0.00	
SLVX_T+	0.00	0.00	5214.27		35005.81	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	-5214.27		-35005.81	0.00
SLVY_T+	0.00	5199.75	0.00		0.00	32646.80
SLVY_T-	0.00	-5199.75	0.00		0.00	-32646.80
SLVV_T+	2634.98				1369.45	
SLVV_T-	-2634.98				-1369.45	

18.3. COMBINAZIONI PER GLI SLU PER LA VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

La spalla del ponte rappresenta una opera di sostegno del rilevato a tergo, pertanto viene fatto 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:

$$1.3 \gamma_1 + 1.5 g_2 + 1.5 q$$

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
SLVW_T+	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

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			1.50			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
	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.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_VCI	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
	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.00	±.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	
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
Q3-FRENATURA	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	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:

PROGETTAZIONE ATI:

	SPALLA		AZIONI INTRADOSSO FOND					
			P	V3=Ttrasv	V2=Tlong	T=Mtorc	M3=Mlong	M2=Mtrasv
			Axial (kN)	(kN)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
1	SLS_R_P		20156	0	6352	0	20536	0
2	SLS_T		20569	0	6577	0	22816	0
3	SLS_VL		20404	0	6487	0	21904	0
4	SLS_R_VS		20404	393	6487	0	21904	4801
5	SLS_R_VC1		23181	589	7514	0	26691	7878
6	SLS_R_VC2		21210	589	7514	0	26691	7201
7	SLS_R_VC2		21210	589	7514	0	26691	7201
8	SLS_R_1_1	SLS_characteristic combination	23181	353	7514	0	26691	4997
9	SLS_R_1_2		21210	353	7514	0	26691	4321
10	SLS_R_1_3		21210	353	7514	0	26691	4321
11	SLS_R_2a_1		23181	353	7745	0	29040	4997
12	SLS_R_2a_2		21210	353	7745	0	29040	4321
13	SLS_R_2a_3		21210	353	7745	0	29040	4321
14	SLS_R_2b_1		23181	353	7514	0	26691	4997
15	SLS_R_2b_2		21210	353	7514	0	26691	4321
16	SLS_R_2b_3		21210	353	7514	0	26691	4321
17	SLS_F_P			20156	0	6352	0	20536
18	SLS_F_VS		20363	79	6464	0	21676	960
19	SLS_F_VC1	SLS_frequent and quasi-permanent combination	23181	118	7514	0	26691	2117
20	SLS_F_VC2		20963	118	7379	0	25323	1440
21	SLS_F_VC3		21169	118	7491	0	26463	1440
22	SLS_F_1_1		23140	118	7491	0	26463	2117
23	SLS_F_1_2		21210	118	7514	0	26691	1440
24	SLS_F_1_3		21169	118	7491	0	26463	1440
25	ULS_P1		26334	0	8234	0	26457	0
26	ULS_P2		26334	0	8234	0	26457	0
27	ULS_T		26830	0	8504	0	29193	0
28	ULS_VL		26632	0	8396	0	28098	0
29	ULS_VS		26632	589	8396	0	28098	7201
30	ULS_VC1		29444	883	9435	0	32945	11487
31	ULS_VC2		27448	883	9435	0	32945	10802
32	ULS_VC3		27448	883	9435	0	32945	10802
33	ULS_1_1	ULS_STR (A1)	30798	530	9936	0	35279	7496
34	ULS_1_2		27841	530	9936	0	35279	6481
35	ULS_1_3		27841	530	9936	0	35279	6481
36	ULS_2a1		29131	530	9667	0	35930	7090
37	ULS_2a2		27358	530	9667	0	35930	6481
38	ULS_2a3		27358	530	9667	0	35930	6481
39	ULS_2b1		29131	530	9320	0	32407	7090
40	ULS_2b2		27358	530	9320	0	32407	6481
41	ULS_2b3		27358	530	9320	0	32407	6481
42	ULS_SL1			21153	1560	11679	0	57093
43	ULS_SL2		19572	-1560	1250	0	-13741	-9794
44	ULS_ST1	ULS SEISMIC	21153	5200	8029	0	32589	32647
45	ULS_ST2		19572	-5200	4900	0	10763	-32647
46	ULS_V1		22998	1560	8029	0	33547	9794
47	ULS_V2		17728	-1560	4900	0	9805	-9794
48	ULS_G_P1		13553	0	7569	0	15449	0
49	ULS_G_P2		13553	0	7569	0	15449	0
50	ULS_G_T		13967	0	7794	0	17729	0
51	ULS_G_VL		13801	0	7704	0	16817	0
52	ULS_G_VS		13801	510	7704	0	16817	6241
53	ULS_G_VC1		16995	765	8885	0	22322	10140
54	ULS_G_VC2		14729	765	8885	0	22322	9361
55	ULS_G_VC3		14729	765	8885	0	22322	9361
56	ULS_G_1_1	ULS_GEO (A2)	16995	459	8885	0	22322	6395
57	ULS_G_1_2		14729	459	8885	0	22322	5617
58	ULS_G_1_3		14729	459	8885	0	22322	5617
59	ULS_G_2a1		16995	459	9151	0	25023	6395
60	ULS_G_2a2		14729	459	9151	0	25023	5617
61	ULS_G_2a3		14729	459	9151	0	25023	5617
62	ULS_G_2b1		16995	459	8885	0	22322	6395
63	ULS_G_2b2		14729	459	8885	0	22322	5617
64	ULS_G_2b3		14729	459	8885	0	22322	5617

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.

Verifiche SLU

Comb.	N max (kN)	N min (kN)	T max (KN)		
25	385.17	93.63	74.86	ULS_P1	ULS_STR (A1)
26	385.17	93.63	74.86	ULS_P2	
27	404.75	83.07	77.31	ULS_T	
28	396.92	87.30	76.33	ULS_VL	
29	429.43	54.39	76.51	ULS_VS	
30	501.05	33.67	86.15	ULS_VC1	
31	479.81	18.66	86.15	ULS_VC2	
32	479.81	18.66	86.15	ULS_VC3	
33	508.20	51.36	90.45	ULS_1_1	
34	476.74	29.12	90.45	ULS_1_2	
35	476.74	29.12	90.45	ULS_1_3	
36	494.80	34.47	88.01	ULS_2a1	
37	475.93	21.13	88.01	ULS_2a2	
38	475.93	21.13	88.01	ULS_2a3	
39	475.39	53.89	84.86	ULS_2b1	
40	456.51	40.54	84.86	ULS_2b2	
41	456.51	40.54	84.86	ULS_2b3	
42	551.08	-167.01	107.11	ULS_SL1	
43	298.38	58.01	18.17	ULS_SL2	
44	519.24	-136.41	86.96	ULS_ST1	
45	386.40	-28.76	64.95	ULS_ST2	
46	438.12	-20.51	74.35	ULS_V1	
47	259.93	62.93	46.75	ULS_V2	
48	208.33	38.09	68.81	ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)
49	208.33	38.09	68.81	ULS_G_P2	
50	224.65	29.29	70.85	ULS_G_T	
51	218.12	32.81	70.04	ULS_G_VL	
52	246.30	4.30	70.19	ULS_G_VS	
53	323.26	-14.81	81.07	ULS_G_VC1	
54	299.15	-31.86	81.07	ULS_G_VC2	
55	299.15	-31.86	81.07	ULS_G_VC3	
56	306.36	2.30	80.88	ULS_G_1_1	
57	282.24	-14.75	80.88	ULS_G_1_2	
58	282.24	-14.75	80.88	ULS_G_1_3	
59	321.24	-12.59	83.29	ULS_G_2a1	
60	297.12	-29.64	83.29	ULS_G_2a2	
61	297.12	-29.64	83.29	ULS_G_2a3	

PROGETTAZIONE ATI:

62	306.36	2.30	80.88	ULS_G_2b1
63	282.24	-14.75	80.88	ULS_G_2b2
64	282.24	-14.75	80.88	ULS_G_2b3

Sforzi massimi

	NMAX	TMAX
comb.	SLU	SLU
33	508.196	90.454
	Nmax SISMA	Tmax
	551.078	107.112
		sisma

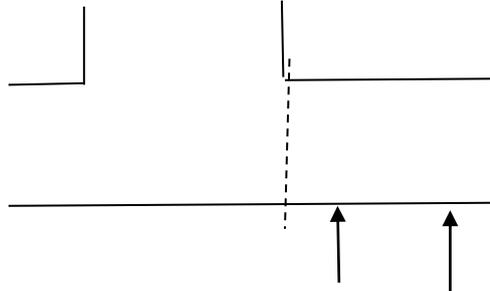
Verifiche SLE

Comb.	N max (kN)	N min (kN)	T max (kN)		
1	296.38	70.09	57.75	SLS_R_P	SLS_characteristic combination
2	312.70	61.29	59.79	SLS_T	
3	306.18	64.81	58.97	SLS_VL	
4	327.85	42.87	59.08	SLS_R_VS	
5	393.36	27.69	68.51	SLS_R_VC1	
6	372.39	12.86	68.51	SLS_R_VC2	
7	372.39	12.86	68.51	SLS_R_VC2	
8	380.36	40.85	68.38	SLS_R_1_1	
9	359.39	26.02	68.38	SLS_R_1_2	
10	359.39	26.02	68.38	SLS_R_1_3	
11	393.30	27.91	70.48	SLS_R_2a_1	
12	372.33	13.08	70.48	SLS_R_2a_2	
13	372.33	13.08	70.48	SLS_R_2a_3	
14	380.36	40.85	68.38	SLS_R_2b_1	
15	359.39	26.02	68.38	SLS_R_2b_2	
16	359.39	26.02	68.38	SLS_R_2b_3	
17	296.38	70.09	57.75	SLS_F_P	SLS_frequent and quasi-permanent combination
18	308.88	61.30	58.77	SLS_F_VS	
19	367.36	54.01	68.31	SLS_F_VC1	
20	336.59	44.47	67.09	SLS_F_VC2	
21	344.75	40.06	68.11	SLS_F_VC3	
22	365.72	54.89	68.11	SLS_F_1_1	
23	346.38	39.18	68.31	SLS_F_1_2	
24	344.75	40.06	68.11	SLS_F_1_3	

Per le verifiche del micropalo si rimanda alla relazione delle fondazioni.

18.4. 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

comb. **NMAX SLU**
 33 508.196

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
N	508	501	495	488	481	474	467	461	454	447	440
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
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
N	465	458	451	445	438	431	424	417	411	404	397
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
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
N	422	415	408	401	395	388	381	374	367	361	354
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
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
N	379	372	365	358	351	345	338	331	324	317	311
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
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
N	335	329	322	315	308	301	295	288	281	274	267
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
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
N	292	285	279	272	265	258	251	245	238	231	224
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Fila trasv 7	P7-1	P7-2	P7-3	P7-4	P7-5	P7-6	P7-7	P7-8	P7-9	P7-10	P7-11
N	249.0	242.2	235.4	228.6	221.8	215.0	208.2	201.4	194.6	187.7	180.9
T	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5	90.5
Fila trasv 8	P8-1	P8-2	P8-3	P8-4	P8-5	P8-6	P8-7	P8-8	P8-9	P8-10	P8-11
N		201	194	187	181	174	167	160	153	147	140
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Fila trasv 8	P9-1	P9-2	P9-3	P9-4	P9-5	P9-6	P9-7	P9-8	P9-9	P9-10	P9-11
N	163	156	149	142	135	129	122	115	108	101	95
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Fila trasv 8	P10-1	P10-2	P10-3	P10-4	P10-5	P10-6	P10-7	P10-8	P10-9	P10-10	P10-11
N	119	113	106	99	92	85	79	72	65	58	51
T	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90

La sommatoria delle azioni del primo allineamento è pari a 5215 kN, mentre quelle del secondo sono 4740 kN.

A queste sollecitazioni corrisponde un momento sul plinto di fondazione pari a $5215 \times 1.7 + 4740 \times 0.8 = 12657$ kNm cui corrisponde una sollecitazione per unità di lunghezza pari a $12657 / 9.6 = 1318$ kNm

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente in una sezione armata con $1\varnothing 20/20$ superiori e $1\varnothing 24/20$.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	22.62	195

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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 ‰	σ _{c,adm}	11.5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c 2.22 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 195 cm
x 6.21 x/d 0.03185
δ 0.7

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
o cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

18.5. 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)

PROGETTAZIONE ATI:

G1-PP_TOT	6601.58				326.98	0.00
G2-PERMANENTI	656.26				229.69	0.00
Spinta delle terre M1	0.00		2476.25		8699.88	0.00
Spinta delle terre M2						
E1-DISTORSIONI						
E2-RITIRO	0.00				0.00	
E3-TERMICA-U	413.26				144.64	
E4-CEDIMENTI	0.00				0.00	
Mobili_MaxN	1970.96				689.84	676.53
Mobili_Max Mtr	0.00				0.00	0.00
Mobili_rilevato	0.00				0.00	
Q3-FRENATURA	0.00		231.42		1735.65	
Q4-CENTRIFUGA	0.00	0.00				0.00
Q5-VENTO-C	0.00	588.81				5640.80
Q5-VENTO-LONG						
Q5-VENTO-S	0.00	392.54				3760.53
Q7-ATTRITO-P			0.00		0.00	
Q7-ATTRITO-Q			0.00		0.00	
SLVX_T+	0.00	0.00	2087.72		16596.30	0.00
SLVX_T-	0.00	0.00	-2087.72		-16596.30	0.00
SLVY_T+	0.00	2073.20	0.00		0.00	16446.60
SLVY_T-	0.00	-2073.20	0.00		0.00	-16446.60
SLVV_T+	1071.70				134.69	
SLVV_T-	-1071.70				-134.69	

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	7258	0	2476	0	9257	0
SLS_T		7671	0	2476	0	9401	0
SLS_VL		7506	0	2476	0	9343	0
SLS_R_VS		7506	393	2476	0	9343	3761
SLS_R_VC1		9477	589	2476	0	10033	6317
SLS_R_VC2		7506	589	2476	0	9343	5641
SLS_R_VC2		7506	589	2476	0	9343	5641
SLS_R_1_1		9477	353	2476	0	10033	4061
SLS_R_1_2		7506	353	2476	0	9343	3384
SLS_R_1_3		7506	353	2476	0	9343	3384
SLS_R_2a_1		9477	353	2708	0	11769	4061
SLS_R_2a_2		7506	353	2708	0	11079	3384
SLS_R_2a_3		7506	353	2708	0	11079	3384
SLS_R_2b_1		9477	353	2476	0	10033	4061
SLS_R_2b_2		7506	353	2476	0	9343	3384
SLS_R_2b_3		7506	353	2476	0	9343	3384

PROGETTAZIONE ATI:

SLS_F_P		7258	0	2476	0	9257	0	
SLS_F_VS		7464	79	2476	0	9329	752	
SLS_F_VC1	SLS_frequent and quasi-permanent combination	9477	118	2476	0	10033	1805	
SLS_F_VC2		7258	118	2476	0	9257	1128	
SLS_F_VC3		7464	118	2476	0	9329	1128	
SLS_F_1_1		9435	118	2476	0	10019	1805	
SLS_F_1_2		7506	118	2476	0	9343	1128	
SLS_F_1_3		7464	118	2476	0	9329	1128	
ULS_P1		ULS_STR (A1)	9566	0	3219	0	12079	0
ULS_P2			9566	0	3219	0	12079	0
ULS_T	10062		0	3219	0	12253	0	
ULS_VL	9864		0	3219	0	12184	0	
ULS_VS	9864		589	3219	0	12184	5641	
ULS_VC1	11860		883	3219	0	12882	9146	
ULS_VC2	9864		883	3219	0	12184	8461	
ULS_VC3	9864		883	3219	0	12184	8461	
ULS_1_1	12820		530	3219	0	13218	6092	
ULS_1_2	9864		530	3219	0	12184	5077	
ULS_1_3	9864		530	3219	0	12184	5077	
ULS_2a1	11638		530	3566	0	15408	5686	
ULS_2a2	9864		530	3566	0	14787	5077	
ULS_2a3	9864		530	3566	0	14787	5077	
ULS_2b1	11638		530	3219	0	12804	5686	
ULS_2b2	9864		530	3219	0	12184	5077	
ULS_2b3	9864		530	3219	0	12184	5077	
ULS_SL1	ULS SEISMIC		7786	622	4564	0	25966	4934
ULS_SL2			7143	-622	389	0	-7308	-4934
ULS_ST1			7786	2073	3103	0	14348	16447
ULS_ST2		7143	-2073	1850	0	4310	-16447	
ULS_V1		8536	622	3103	0	14442	4934	
ULS_V2		6393	-622	1850	0	4215	-4934	
ULS_G_P1	ULS_GEO (A2)	7258	0	0	0	557	0	
ULS_G_P2		7258	0	0	0	557	0	
ULS_G_T		7671	0	0	0	701	0	
ULS_G_VL		7506	0	0	0	643	0	
ULS_G_VS		7506	510	0	0	643	4889	
ULS_G_VC1		9772	765	0	0	1437	8111	
ULS_G_VC2		7506	765	0	0	643	7333	
ULS_G_VC3		7506	765	0	0	643	7333	
ULS_G_1_1		9772	459	0	0	1437	5178	
ULS_G_1_2		7506	459	0	0	643	4400	
ULS_G_1_3		7506	459	0	0	643	4400	
ULS_G_2a1		9772	459	266	0	3433	5178	
ULS_G_2a2		7506	459	266	0	2639	4400	
ULS_G_2a3		7506	459	266	0	2639	4400	
ULS_G_2b1		9772	459	0	0	1437	5178	
ULS_G_2b2		7506	459	0	0	643	4400	
ULS_G_2b3		7506	459	0	0	643	4400	

PROGETTAZIONE ATI:

Il momento ultimo massimo è pari a 25966kNm su tutta la larghezza del muro cui corrisponde un momento specifico di $25966/9.6=2704$ kNm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente in una sezione armata co 1Ø20/20 anteriori ed 7Ø24/m posteriori.

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	31.67	245

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

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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"/>

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

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**
 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

18.6. VERIFICA DEL PARAGHIAIA

L'altezza massima del paraghiaia H_p è pari circa a 3.29m, con uno spessore di 40cm.

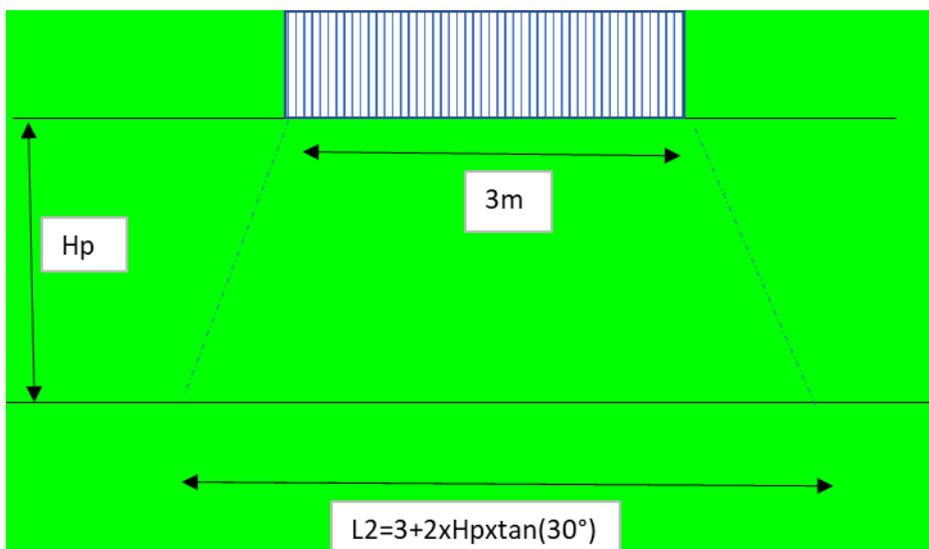
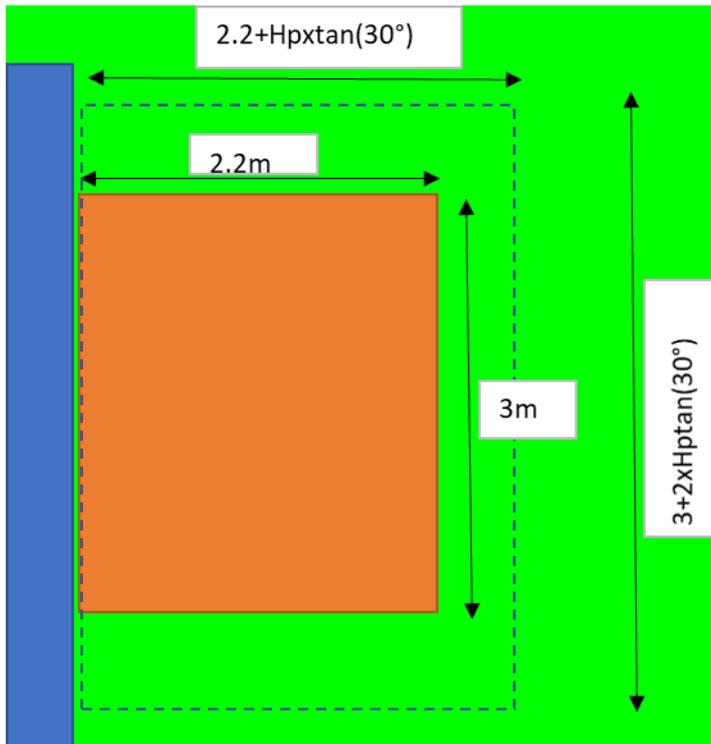
Le azioni applicate al paraghiaia sono le seguenti:

-peso proprio

PROGETTAZIONE ATI:

-spinta terreno a riposo applicata ad 1/3 dell'altezza del paraghiaia

-spinta sovraccarico 20 kN/m² a tergo paraghiaia valore che corrisponde circa alla pressione che si ottiene ripartendo l'asse che resta sul rilevato pari a $3 + 2xHp \tan(30^\circ) = 5.3m$ 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).



PROGETTAZIONE ATI:

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	3.04	m
Impronte diffusione carico (L2 L1) (m)	6.51	3.96
pressione equivalente carico	23.30	kN/m ²
larghezza paraghiaia alla base	6.51	m
angolo attrito terreno riempimento	35	°
Coeff.spinta	0.426	

combinazione 1			N	M (kNm)	Mslu	Nslu
spinta terreno	243.7	kN		222.3	1.3	289.0
Sovraccarico	196.7	KN		298.9	1.5	448.4
Peso del paraghiaia e della mensola			197.9		1.00	197.9
totali					737.3	197.9

Combinazione 2				M (kNm)	Mslu	Nslu
Azione di frenamento	180	kN		547.2	1.5	820.8
Asse sul paraghiaia			225		1.5	337.5
Peso del paraghiaia e della mensola			197.9		1	197.9
totali					820.8	535.4

Comb1 $M=737.3/6.51=113 \text{ kNm/m}$

$N=197.9/6.51=30.4 \text{ kN/m}$

Comb2 $M=820.8/6.51=126 \text{ kNm/m}$

$N=535.4/6.51=82.24 \text{ kN/m}$

PROGETTAZIONE ATI:

Il setto del paraghiaia è armato in modo simmetrico con 5Ø20/m all'interno e 5Ø16/m all'esterno.

Si riporta la verifica per la condizione più sfavorevole

Combinazione slU1

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5
			2	15.71	35

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

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

18.7. VERIFICA DEL MURO DI RISVOLTO

Per la verifica del muro di risvolto si adottano gli schemi a lastra incastrata su due lati soggetta a carico uniforme (sovraccarico) ed a carico con distribuzione triangolare (terreno) (rif. "Calcolo di lastre e piastre" R.Bares ed.clup).

In base alla geometria del muro si possono ottenere dei coefficienti moltiplicativi da applicare alle grandezze Carico x lunghezza².

Il carico viene valutato attraverso la ripartizione del carico tandem utilizzata per il dimensionamento del paraghiaia considerato affiancato al muro.

distanza assi

2.3 m

PROGETTAZIONE ATI:

altezza muro b	10.75	m
Impronte diffusione carico (L2 L1) (m)	15.41	5.34
pressione equivalente carico	4.63	kN/m ²
pressione alla base terreno	204.25	kN/m ²
larghezza muro a	4.10	m
angolo attrito terreno riempimento	35	°
Coeff.spinta	0.426	
pressione spinta sovraccarico	1.974642	kN/m ²
pressione spinta terreno	87.09701	kN/m ²
Rapporto dimensionale a/b	0.381395	

Lato verticale	Sovraccarico	terreno
fattore moltiplicativo	33.2	1464.1
Coefficiente di incastro	-0.4565	-0.0818
Momento massimo di incastro superiore	-15.2	-119.8

Lato di base orizzontale		
fattore moltiplicativo	228.2	10065.1
Coefficiente di incastro	-0.0589	-0.0589
Momento massimo di incastro alla base	-13.4	-592.8

Tab. 1.41¹

$\mu = 0,20$
 $\gamma = \frac{a}{b}$
 $M_{22} = -\mu M_{20}$
 $M_{33} = -\mu M_{20}$

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	+1,1020	+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	

γ	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	f.m.
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	

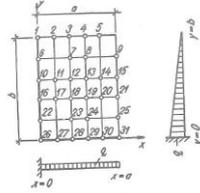
Tab. 1.97¹

$\mu = 0,20$

$\gamma = \frac{a}{b}$

$M_{yb} = -\mu M_{xb}$

$M_{xa} = -\mu M_{ya}$



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	-0,0662	
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	-0,0352	-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_{y13}	-0,0001	+0,0017	+0,0028	+0,0018	-0,0050	-0,0148	
M_{y24}	+0,0001	+0,0017	-0,0028	-0,0318	-0,0548	-0,0759	
M_{y29}	-0,0038	-0,0121	-0,0202	+0,0026	+0,0087	+0,0118	
M_{y9}	-0,0001	-0,0004	-0,0002	+0,0002	+0,0155	+0,0172	
M_{y15}	0	+0,0006	+0,0034	+0,0079	+0,0132	+0,0084	
M_{y21}	+0,0001	+0,0022	+0,0067	+0,0109	+0,0132	-0,0268	
M_{y25}	+0,0004	+0,0032	+0,0043	+0,0017	-0,0108	-0,1157	
M_{y31}	-0,0072	-0,0221	-0,0354	-0,0546	-0,0896	-0,1254	
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	+0,1911	+0,2446	+0,3236	+0,3794	
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	qb

Lo spessore del muro è pari a 100cm alla base e 75cm in sommità.

Alla base viene considerato uno sforzo normale di $25 \times 10,75 \times 0,875 = 235 \text{ kN/m}$

Verifica del muro all'incastro di base

$M_{slu} = 1,3 \times 592 + 1,5 \times 13,4 = 789 \text{ kNm}$

La sezione è armata con 5+5Ø24/m

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	22.62	5
			2	22.62	95

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

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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 _{cl}	<input type="text" value="2.029"/>

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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
o cm

 Precompresso

Verifica del muro all'incastro con il muro frontale

$M_{slu} = 1.3 \times 119.8 + 1.5 \times 15.2 = 178.6 \text{ kNm}$

La sezione è armata con 5+5Ø16/m

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10.05	5
			2	10.05	95

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} 67.5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 %
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6933
	τ_{c1} 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
 cm

 Precompresso

17 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 CIVIL 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.

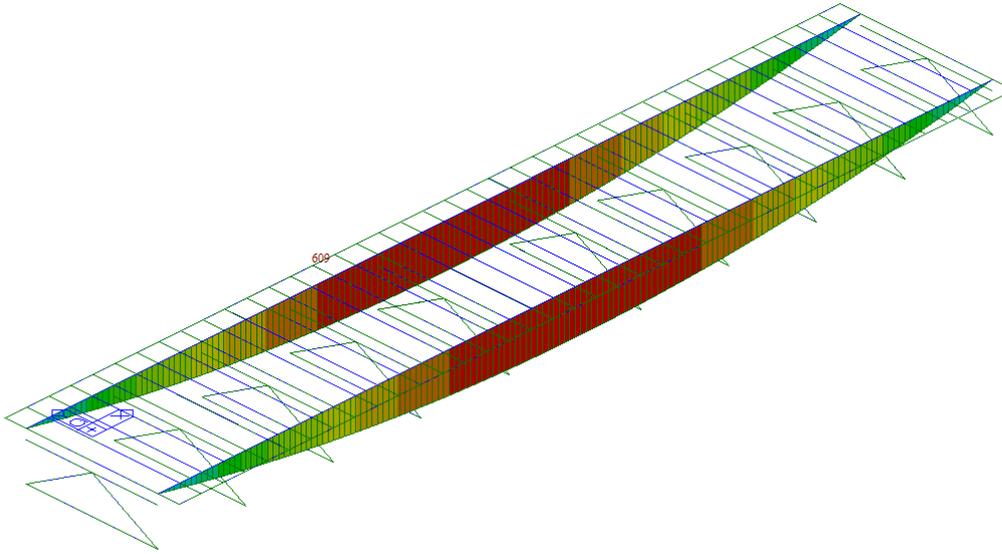
Giudizio motivato di accettabilità

Dalle verifiche effettuate e sopra descritte appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano sovrapponibili a quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software.

Ai fini della validazione si riporta di seguito il confronto dei momenti dovuti ai permanenti strutturali e non strutturali calcolati con schema di calcolo appoggio-appoggio e quelli ricavati dal software di calcolo, per le travi di bordo.

CS4

POST-PROCESSOR



FILE: CV01
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y

11496.77
10447.00
9397.23
8347.47
7297.70
6247.93
5198.16
4148.40
3098.63
2048.86
0.00
-50.68

STAGE: CS4
CS: DEAD LOAD
LAST
MAX : 274
MIN : 256
FILE: CV01
UNIT: kN*m
DATE: 01/22/2024
VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500

	q(kN/m)	L(m)	M (kNm)
G1-travi	8.04		=qL ² /8
G1-soletta	37.2		
G2	17.25		
q G1+G2	62.49	38	11280

Posizione	M _{Ed,trave} [kNm]	M _{Ed,Midas} [kNm]	Differenza
Campata	11280	11497	1.88%

La variazione percentuale tra i calcoli manuali e i risultati ottenuti dal software si ritiene accettabile e i risultati ottenuti attendibili.

PROGETTAZIONE ATI: