



Città Metropolitana di Milano

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

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ing. Carlo Maria Merlano

PROGETTAZIONE

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



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

APPALTATORE



GIMACO COSTRUZIONI Srl

ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale opere d'arte MAGGIORI
Ponte sul Canale Muzza

doc.185

CODICE

1822_E_R_3.25.8.04

DATA	10/2018	REDATTO	C.P.	VER.	A.C.	APPR.	A.C.	SCALA	-			
REVISIONE	DATA	REDATTO	MOTIVAZIONE	APPROVATO	NOME FILE				182_E_R_3.25.8_04.docx			
03	20/08/19	C.P.	AGGIORNAMENTO	A.C.								
04	10/10/19	C.P.	AGGIORNAMENTO	A.C.	REVISIONI				01	02	03	04

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

PROGETTO ESECUTIVO

F - OPERE D'ARTE PRINCIPALI

Relazione di calcolo strutturale opere d'arte maggiori

Ponte sul Canale Muzza

INDICE

1. INTRODUZIONE	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1. Calcestruzzo	10
3.1.1 Calcestruzzo per pali di fondazione.....	10
3.1.2 Calcestruzzo per fondazione	11
3.1.3 Calcestruzzo per elevazione spalle.....	11
3.1.4 Calcestruzzo per solettone copertura spalle.....	12
3.1.5 Calcestruzzo per impalcato	13
3.1.6 Calcestruzzo per cordoli	13
3.1.7 Calcestruzzo per baggioli.....	14
3.2. Acciaio 15	
3.2.1 Acciaio per cemento armato - Barre (B450C)	15
3.2.2 Acciaio per cemento armato - Reti elettrosaldate (B450A)	15
3.2.3 Acciaio per carpenteria metallica (ex corten)	15
3.2.4 Bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito.....	16
3.2.5 Acciaio bonificato per perno C50 (EN10083-2).....	16
3.2.6 Acciaio per piolature	16
3.2.7 Saldature	16
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
5. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	18
5.1. Pesì propri dei materiali strutturali.....	18
5.2. Azioni permanenti: g	19
5.3. Peso proprio degli elementi strutturali: g_1	19
5.4. Carichi permanenti portati: g_2	19
5.5. Deformazioni impresse: ϵ	21
5.5.1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ϵ_1	21
5.5.2 Effetti reologici – ritiro e viscosità: ϵ_2	21
5.5.3 Variazioni termiche: ϵ_3	24
5.6. Azioni variabili: q	28
5.6.1 Azioni variabili da traffico: q_1	28

5.6.2	Azioni variabili da traffico per verifiche a fatica: q_1, FAT	33
5.6.3	Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q_2	34
5.6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3	34
5.6.5	Azione centrifuga: Q_4	35
5.6.6	Azione del vento: q_5	35
5.6.7	Azione della neve: q_5	39
5.6.8	Azioni sismiche: q_6	39
5.6.9	Reazioni parassite dei vincoli q_7	47
5.6.10	Azioni variabili sui parapetti e urto di veicoli in svio q_8	47
5.6.11	Azioni eccezionali	48
5.7.	Azioni di calcolo e loro combinazioni.....	48
5.7.1	Combinazioni delle azioni.....	48
5.7.2	Coefficienti parziali di sicurezza	49
5.7.3	Coefficienti di combinazione	49
5.7.4	Modello di calcolo ponte con impalcato – Fasi di costruzione	50
5.7.5	Modello di calcolo ponte con impalcato – Combinazioni di carico.....	51
5.7.6	Condizioni ambientali.....	55
6.	MODELLI DI CALCOLO	60
6.1.	Impalcato	60
6.1.1	Caratterizzazione del terreno.....	69
6.1.2	Shear lag soletta collaborante.....	71
6.1.3	Shear lag piattabanda inferiore.....	72
6.1.4	Stabilità del piatto superiore connesso alla soletta	73
6.1.5	Stabilità della piattabanda compressa (plate buckling)	74
6.1.6	Stabilità a taglio pannello d'anima.....	76
6.2.	Manufatto spalla.....	79
6.2.1	Modalità di applicazione dei carichi.....	79
7.	VERIFICHE IMPALCATO	90
7.1.	Verifiche SLU	91
7.1.1	Verifiche sezioni efficaci.....	93
7.1.2	Analisi di instabilità travi	97
7.1.3	Diagonali di controvento.....	100
7.1.4	Traversi di collegamento	103

7.1.5	Verifiche soletta di completamento	104
7.1.6	Verifiche pioli di collegamento.....	122
7.1.7	Verifiche azioni su parapetto e urto di veicoli in svio	129
7.1.8	Verifiche unioni bullonate.....	130
7.1.9	Verifiche perno al piede dell'arco	135
7.2.	Verifiche a Fatica.....	140
7.2.1	Criterio di vita illimitata.....	140
7.3.	VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE	144
8.	REAZIONI VINCOLARI	148
8.1.1	Verifiche dispositivi tipo POT	148
9.	VERIFICHE MANUFATTO SPALLA	153
9.1.	Verifiche SLU	173
9.2.	Verifiche SLE.....	176
9.3.	Verifiche solette di transizione	178
9.4.	Verifiche Baggioli degli appoggi dei correnti superiori	181
9.5.	Verifiche dei podi per i vincoli cerniera alla base	182

1. INTRODUZIONE

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

L'attraversamento viene a collocarsi fra le sezioni stradali TP-72 e TP-76, precisamente alle progressive 11284.748m e 11336.348m.

L'opera consiste in due ponti in sezione mista in unica luce da realizzarsi in affiancamento all'opera esistente, con attraversamento in sghembo il canale Muzza con un angolo di 66°.

I due impalcati accostati, formalmente identici, hanno travi con struttura ad arco-cavalletto in acciaio e soletta in calcestruzzo.

Ogni impalcato è sorretto da 4 travi/arco gravanti su un unico manufatto spalla avente funzione anche di scatolare per il transito delle viabilità parallele agli argini.

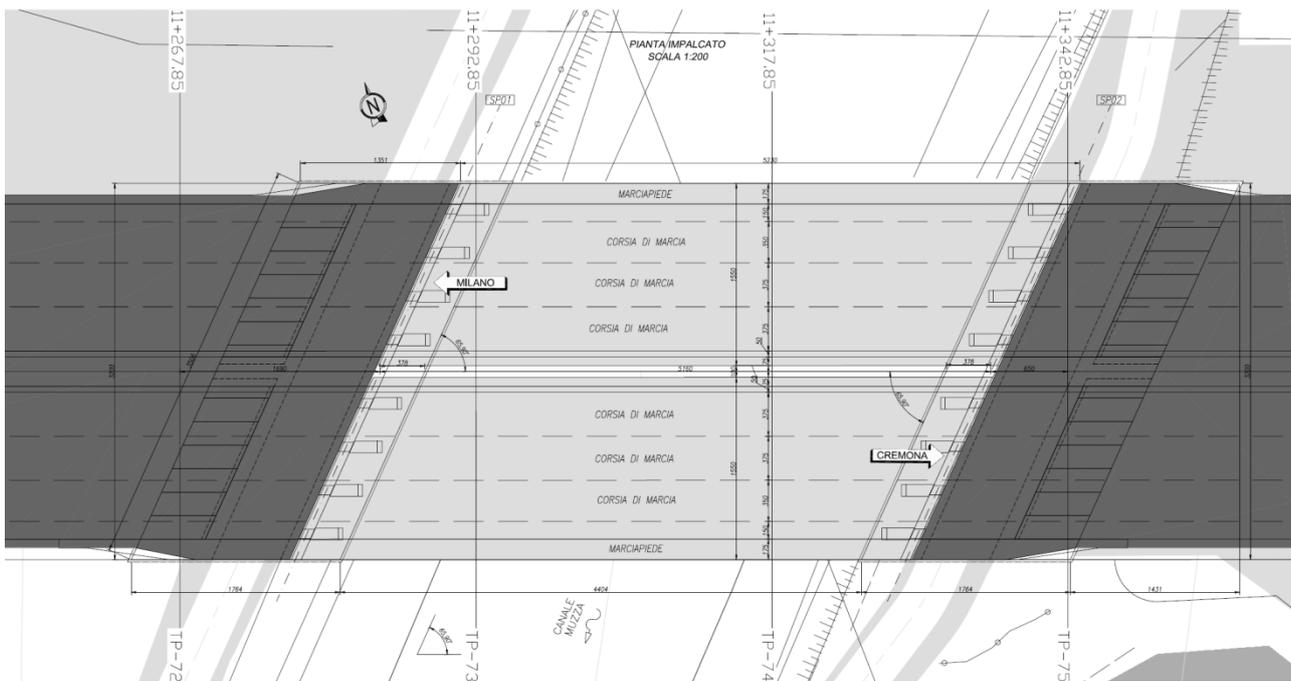


Figura 1.1 – Pianta Ponte Muzza

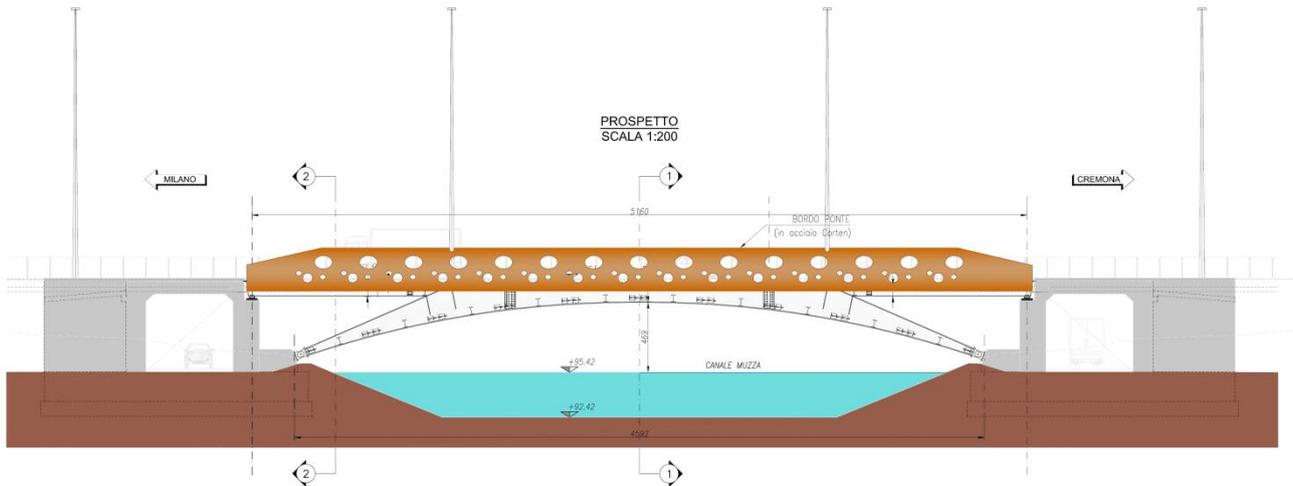


Figura 1.2 – Prospetto Ponte Muza

La luce complessiva del manufatto è di 51.6 m è formalmente articolata su tre campate di luce pari a 17,20m. La distanza fra le imposte dell’arco è di circa 46 m; la freccia di 4 m ha come conseguenza un rapporto f/L pari a circa 1/11.

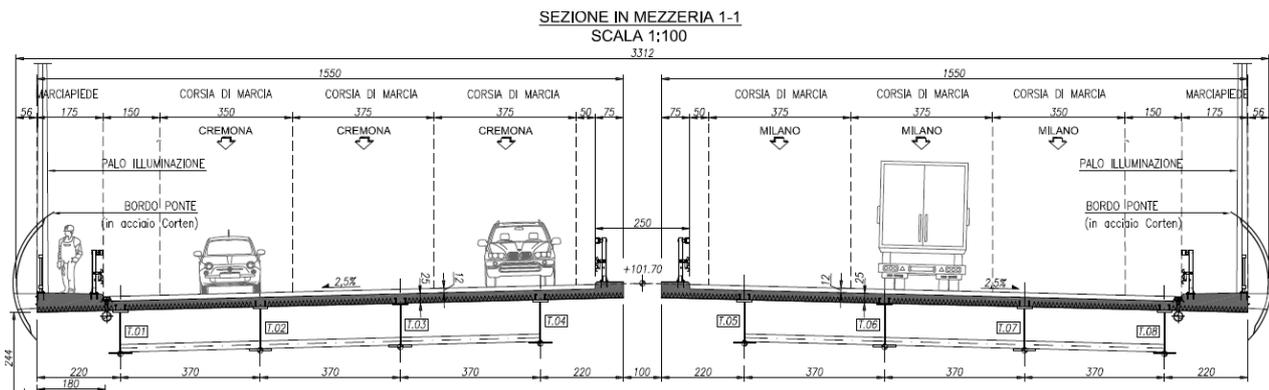


Figura 1.3 – Sezione trasversale Ponte Muza

Gli impalcati hanno una larghezza complessiva di 15,5 m (al netto del paramento bordo ponte) distanziati di 1,0m per una larghezza totale degli attraversamenti di 32.0m, sostenuti globalmente dai 4+4 archi/travi con interasse 3.7m.

Su ciascun implacato la carreggiata larga 13m è costituita da 2 corsie di marcia da 3.75m ciascuna, una corsia di accelerazione da 3,50m e due banchine (0,5+1,50m); a completamento dell’impalcato sono presenti un cordolo interno da 0,5m per la barriera di sicurezza e uno esterno da 1,75m che accoglie un marciapiede di larghezza 120cm oltre alla barriera, parapetto e paramento di bordo ponte.

La soletta di spessore 25cm è gettata in opera su elementi tipo predalles metalliche già solidarizzati alle travi mediante saldature a tratti, al fine di limitare le lavorazioni in alveo.

Le travi/arco metalliche hanno altezza variabile da 1150mm per la sezione in chiave a 500mm all'imposta (con aumento fino a circa 2200mm per le sezioni poste ai terzi). Infine la porzione di trave superiore viene realizzata con altezza 750mm. Le flange delle travi hanno larghezze di 400/600mm. La struttura metallica risulta completata con traversi a passo 4.50m e diagonali di controvento a "pantografo".

VISTA NUOVO PONTE

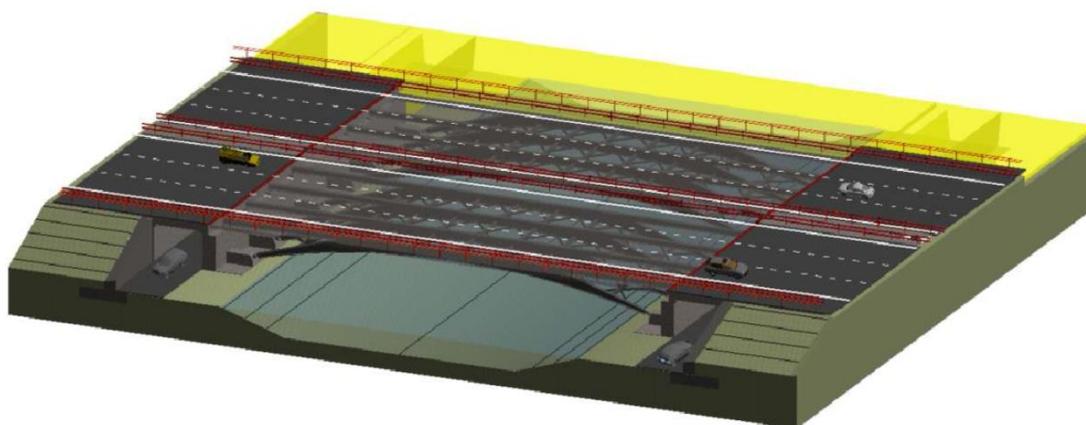


Figura 1.4 – Fotosimulazione Ponte Muzza

Il nuovo attraversamento viene a trovarsi in affiancamento, e parzialmente sovrapposto all'opera esistente, per la quale in fase costruttiva, viene prevista una parzializzazione in larghezza al fine di poter mantenere il transito sulla strada provinciale.

Ai fini della realizzazione si considerano 3 fasi di varo riassunte nello schema seguente, grazie alle quali risulta possibili limitare le lavorazioni in alveo:

- FASE 1: INSTALLAZIONE DEL SISTEMA DI TRAVI LATERALI;

con vincolo orizzontale temporaneo in corrispondenza degli appoggi superiori;

- FASE 2: VARO DELLA TRAVATA CENTRALE;

con successiva rimozione del vincolo temporaneo superiore (a solidarizzazione completa);

- FASE 3: GETTO SOLETTA.

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

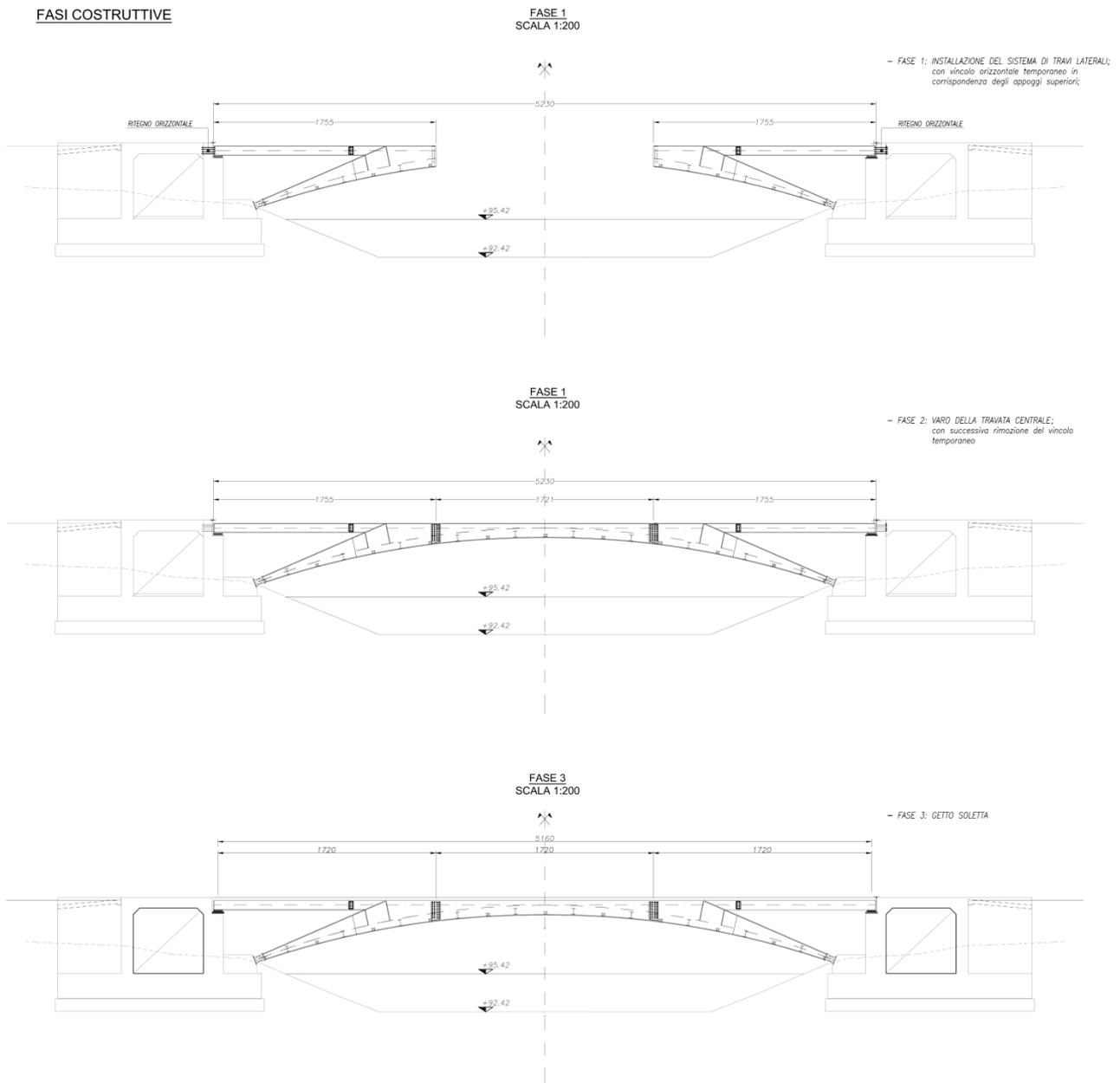


Figura 1.5 – Fasi realizzative Ponte Muzza

I manufatti-spalla hanno conformazione planimetrica rettilinea (con viabilità superiore in sghembo con inclinazione 66°), calibro di passaggio interno pari a 5m e altezza >5 m, e lunghezza pari a circa 35m. Le fondazioni di tipo diretto è realizzata su uno strato di magrone utile a raggiungere la quota di imposta idonea. Il terreno sottostante risulta altresì trattato mediante interventi di consolidamento al fine di elevarne le proprietà meccaniche. Per maggiori dettagli sulle specifiche delle opere di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica.

Grazie alla nuova opera è risultato possibile eliminare le sottostrutture in alveo.

La configurazione del ponte ad arco ha permesso altresì di garantire in mezzera opera un franco di navigazione pari a circa 4.7m (valutato sulla quota idraulica di 95.42m).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

Coerentemente con quanto indicato nel progetto Definitivo a base di Gara, per le opere in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 50$ anni (*Costruzioni con livelli di prestazione ordinari - § 2.4.1 NTC2018*) con classe d'uso III, cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1,5$ (*Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza - § 2.4.2 NTC2018*); il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica risulta pertanto pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Per quanto non espressamente specificato nel D.M. 14.01.2018, si fa riferimento agli Eurocodici strutturali, e in particolare:

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

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

UNI EN 1993-1-1:2005: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

UNI EN 1993-1-5:2006: "Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra".

UNI EN 1993-1-9:2005: "Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-9: Fatica".

UNI EN 1993-2:2006: "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti in acciaio".

UNI EN 1994-1-1:2005: "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

UNI EN 1994-2:2006: "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Parte 2: Regole generali e regole per i ponti".

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

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

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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO

Secondo NTC2018 - UNI EN 206-1-2016

3.1.1 Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,16 \text{ MPa}$
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,07 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,03 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3} = 31475,80 \text{ MPa}$
Copriferro minimo	$c_{min} = 60 \text{ mm}$

3.1.2 Calcestruzzo per fondazione

Classe di resistenza:	C28/35
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15,86 \text{ MPa}$
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 2,76 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,32 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,93 \text{ MPa}$
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,34 \text{ MPa}$
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 32308 \text{ MPa}$
Copriferro minimo	$c_{min} = 40 \text{ mm}$
Rapporto acqua – cemento	$a/c = 0.45$
Diametro max aggregato	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
Dosaggio minimo cemento	300 kg/m^3

3.1.3 Calcestruzzo per elevazione spalle

Classe di resistenza:	C28/35
Classe di esposizione:	XF2
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15,86 \text{ MPa}$
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 2,76 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,32 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm} = 1,93$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25f_{ctk} = 4,34$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3} = 32308$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min}=40$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c= 0.55$
Diametro max aggregato	$D_{max}= 20$ mm
Dosaggio minimo cemento	320 kg/m ³

3.1.4 Calcestruzzo per solettone copertura spalle

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XF2
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 28$ MPa
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 15,86$ MPa
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36$ MPa
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 2,76$ MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2f_{ctm} = 3,32$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm} = 1,93$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25f_{ctk} = 4,34$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3} = 32308$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min}=40$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c= 0.50$
Diametro max aggregato	$D_{max}= 16$ mm
Dosaggio minimo cemento	340 kg/m ³

3.1.5 Calcestruzzo per impalcato

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XC4/XF1
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 32$ MPa
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13$ MPa
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,02$ MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,62$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,11$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} = 4,75$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3} = 33346$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min} = 40$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c = 0.50$
Diametro max aggregato	$D_{max} = 16$ mm
Dosaggio minimo cemento	340 kg/m ³

3.1.6 Calcestruzzo per cordoli

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XC4/XF4
Classe di consistenza:	S4/S5
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 32$ MPa
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13$ MPa
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,02$ MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,62$ MPa

Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm} = 2,11$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25f_{ctk} = 4,75$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3} = 33346$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min}=55$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c= 0.45$
Diametro max aggregato	$D_{max}= 16$ mm
Dosaggio minimo cemento	360 kg/m ³

3.1.7 Calcestruzzo per baggioli

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XC4/XF4
Classe di consistenza:	SCC
Resistenza caratteristica:	$f_{ck} = 32$ MPa
Coefficiente parziale:	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13$ MPa
Resistenza media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 3,02$ MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1,2f_{ctm} = 3,62$ MPa
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm} = 2,11$ MPa
Resistenza caratt. tangenziale di aderenza:	$f_{bk} = 2,25f_{ctk} = 4,75$ MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3} = 33346$ MPa
Copriferro minimo	$c_{min}=55$ mm
Rapporto acqua – cemento	$a/c= 0.50$
Diametro max aggregato	$D_{max}= 16$ mm
Dosaggio minimo cemento	340 kg/m ³

3.2. ACCIAIO

3.2.1 Acciaio per cemento armato - Barre (B450C)

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

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

Coefficiente parziale: $\gamma_s = 1,15$

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

3.2.2 Acciaio per cemento armato - Reti elettrosaldate (B450A)

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

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

Coefficiente parziale: $\gamma_s = 1,15$

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

3.2.3 Acciaio per carpenteria metallica (ex corten)

Secondo UNI EN 10025-5

Elementi saldati S 355 J2 W+N $t \leq 40$ mm

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355$ MPa

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510$ MPa

Elementi saldati S 355 K2 W+N $t > 40$ mm

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 335$ MPa

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 490$ MPa

Elementi non saldati S 355 J0 W+N $t \leq 40$ mm

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355$ MPa

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510$ MPa

Coefficiente parziale: $\gamma_{M0} = 1,05$

$\gamma_{M1} = 1,10$ (instabilità di ponti stradali)

Modulo elastico: $E = 210000$ MPa

3.2.4 Bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito

Secondo DM 14.01.2018 - UNI EN 14399-1 - UNI 5712 - UNI 7213 - UNI 5714

Viti Classe 10.9

Dado classe 10

Rosetta C50

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} = 1000 \text{ MPa}$

Coefficiente parziale: $\gamma_{M2} = 1,25$

3.2.5 Acciaio bonificato per perno C50 (EN10083-2)

Tensione di rottura a trazione $f_u \geq 700-850 \text{ N/mm}^2$

Tensione allo 0,2% di deformazione $f_{p(0,2)k} \geq 460 \text{ N/mm}^2$

3.2.6 Acciaio per piolature

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo "Nelson" S235J2G3+C450

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 450 \text{ MPa}$

Coefficiente parziale: $\gamma_{M0} = 1,05$

3.2.7 Saldature

Secondo NTC2018.

Saldature classe 1. Saldature a completo ripristino ove non diversamente specificato.

Saldature con i procedimenti codificati secondo ISO 4063 e prescrizioni della EN 1011 e EN 29692.

Controlli secondo EN 12062.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si rimanda al documento 1822_E_R_3.25.7 "relazione geotecnico fondazioni Muzza".

Vengono confermate sostanzialmente le caratteristiche del terreno previste nel Progetto Definitivo così come desumibili dalla "Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica" e "Relazione geotecnica".

Al di sotto del terreno agrario superficiale di spessore variabile tra 1,1 m e 2,1 m, sono stati individuati due differenti tipi di terreno: i terreni di tipo B costituiti da sabbie con limo e argilla, sabbie limose con ghiaia, sabbie grossolane con ghiaia ed i terreni di tipo C comprendenti ghiaie con sabbia e limo, ghiaie con sabbia, e ghiaie limoso sabbiose.

Come meglio specificato nella relazione Geotecnica, si prevede la rimozione del terreno agrario con sostruzione mediante "magrone" e un trattamento mediante iniezioni jet grouting del terreno sottostante al fine di elevarne le caratteristiche meccaniche.

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

5. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

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

Le azioni considerate sono le seguenti:

- g_1 : peso proprio degli elementi strutturali;
- g_2 : carichi permanenti portati;
- g_3 : spinta delle terre (verrà trattata nel capitolo relativo alle spalle);
- ε_1 : Distorsioni e presollecitazioni di progetto;
- ε_2 : ritiro e viscosità della soletta;
- ε_3 : variazioni termiche uniformi e differenziali;
- q_1 : carichi mobili;
- q_2 : incremento dinamico dei carichi mobili;
- q_3 : azione longitudinale di frenamento;
- Q_4 : azione centrifuga;
- q_5 : azione trasversale del vento;
- q_6 : azioni sismiche;
- q_7 : reazioni parassite dei vincoli (considerati solamente nell'analisi delle sottostrutture);

Tali azioni saranno combinate secondo i punti 5.1.3.14 delle NTC2018.

5.1. PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo armato: 25,0 kN/m³

Acciaio(*): 86,4 kN/m³

(*) 78,5 kN/m³ incrementato del 10% al fine di tener conto della presenza di collegamenti bullonati, piastre e irrigidimenti

5.2. AZIONI PERMANENTI: G

5.3. PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI: G₁

Il peso proprio degli elementi strutturali è definito in automatico dal programma di calcolo in funzione della geometria dell'opera e dei pesi dei materiali riportati nel paragrafo 5.1. .

5.4. CARICHI PERMANENTI PORTATI: G₂

Impalcato

Si riportano i carichi permanenti per l'impalcato da Ponte:

Pavimentazione bituminosa (0,13m·20kN/m ³ ·13m)	33,8 kN/m
Cordoli (0,75m·0,18m·25kN/m ³)	3,45 kN/m
(1,75m·0,18m·25kN/m ³)	9,37 kN/m
Sicurvia H4 (2·1,5kN/m)	3,00 kN/m
Parapetto (1,0kN/m)	1,00 kN/m
Barriera bordo ponte (2kN/m)	2,00 kN/m
Impianti e smaltimento acque (1kN/m)	1,00 kN/m
Totale:	53,62 kN/m

Nel modello di calcolo i carichi sono stati applicati per unità di superficie secondo i seguenti valori:

- cordolo centrale: $(3.45+1.5)=4,95 \text{ kN/m} / 0,75\text{m} = 6.60\text{kN/ m}^2$
- pavimentazione: $(0,13\text{m}\cdot 20\text{kN/m}^3) = 2,6\text{kN/ m}^2$
- cordolo esterno: $(9,37+1.5+1+1+2)=14,87 \text{ kN/m} / 1,75\text{m} = 8.50\text{kN/ m}^2$

Manufatto spalla

Si riportano i carichi permanenti per i manufatti spalla:

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

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

- $\phi = 35^\circ$;
- $c = 0$ kPa;
- $\gamma = 19$ kN/m³

- $k_a = 0,271 \rightarrow \sigma_{h,a} = 5,15 * z$ kN/mq
- $k_p = 3,690 \rightarrow \sigma_{h,a} = 70,11 * z$ kN/mq
- $k_0 = 0,426 \rightarrow \sigma_{h,a} = 8,64 * z$ kN/mq

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

I sovraccarichi variabili da traffico per la definizione delle spinte complessive agenti a tergo dei paramenti verticali delle spalle sono stati introdotto in corrispondenza delle corsie convenzionali, due combinazioni, attraverso un carico orizzontale uniformemente distribuito equivalente al carico variabile da traffico, schema 1, scalato attraverso un coefficiente $k_0=0,426$.

Negli stati limite ultimi finalizzati al dimensionamento strutturale si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Si fa riferimento all'Approccio 2 con la combinazione A1 + M1 + R3 assumendo $\gamma_R=1$, come da NTC §6.4.2.1.

Gli effetti, sulle strutture, della sottospinta idraulica sono stati ritenuti del tutto trascurabili.

Le spinte orizzontali causate dagli effetti di falda risultano autoequilibrati per qualsiasi quota di falda.

5.5. DEFORMAZIONI IMPRESSE: ϵ

5.5.1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ϵ_1

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

5.5.2 Effetti reologici – ritiro e viscosità: ϵ_2

Gli effetti reologici del calcestruzzo sono valutati in accordo con la norma EN1992-1-1 §3.1.4(6), Annex B.1 e B.2.

Impalcato

Nel calcolare h_0 , si considera lo spessore di soletta gettata pari a circa 250mm e che la faccia esposta sia solamente quella superiore, pertanto $h_0 = 2 \cdot b \cdot h / b \cong 2 h = 475\text{mm}$.

Si riporta nel seguito la valutazione delle deformazioni da ritiro e del coefficiente di viscosità a tempo infinito e in corrispondenza di $t=20000$ anni (coincidente approssimativamente con la vita utile dell'opera pari a 50 anni).

Si assume una umidità relativa dell'aria pari al 70%, rappresentante una buona stima della media dei valor minimi giornalieri.

Ritiro (Shrinkage) §3.1.4(6) EN1992-1-1

R_{ck}	40 MPa	Resistenza caratteristica a compressione cubica
f_{ck}	33.2 MPa	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
f_{cm}	41.2 MPa	Resistenza caratteristica media a compressione cilindrica
UR	70 %	Umidità relativa

Opzione A

ϵ_{cd0} -0.3389 ‰ Deformazione per ritiro da essiccamento (Tabella 3.2)

Opzione B

Tipo Cemento Classe calcestruzzo

β_{RH} 1.01835

α_{ds1} 4

α_{ds2} 0.12

ϵ_{cd0} -0.3485 ‰ Deformazione per ritiro da essiccamento (Annex B.2)

A_c 3.875 m² Area sezione calcestruzzo

u 16.400 m Perimetro sezione calcestruzzo esposto all'aria

h_0 473 mm Dimensione fittizia

k_h 0.70685976

Opzione

$\epsilon_{cd,\infty}$ -0.24631 ‰ Deformazione per Ritiro da Essiccamento al tempo infinito

$\epsilon_{ca,\infty}$ -0.05800 ‰ Deformazione per Ritiro Autogeno al tempo infinito

$\epsilon_{cs,\infty}$ -0.3043 ‰ **Deformazione per Ritiro Totale al tempo infinito**

t_0 1 gg Età del calcestruzzo a partire dal quale si considera effetto ritiro

t 20000 gg Età del calcestruzzo nel momento considerato

$\beta_{ds}(t,ts)$ 0.980 Funzione di sviluppo temporale

$\epsilon_{cd,t}$ -0.241 ‰ Deformazione per Ritiro da Essiccamento al tempo t

$\beta_{as}(t)$ 1.000 Funzione di sviluppo temporale

$\epsilon_{ca,t}$ -0.058 ‰ Deformazione per Ritiro Autogeno al tempo t

$\epsilon_{cs,t}$ -0.2993 ‰ **Deformazione per Ritiro Totale al tempo t**

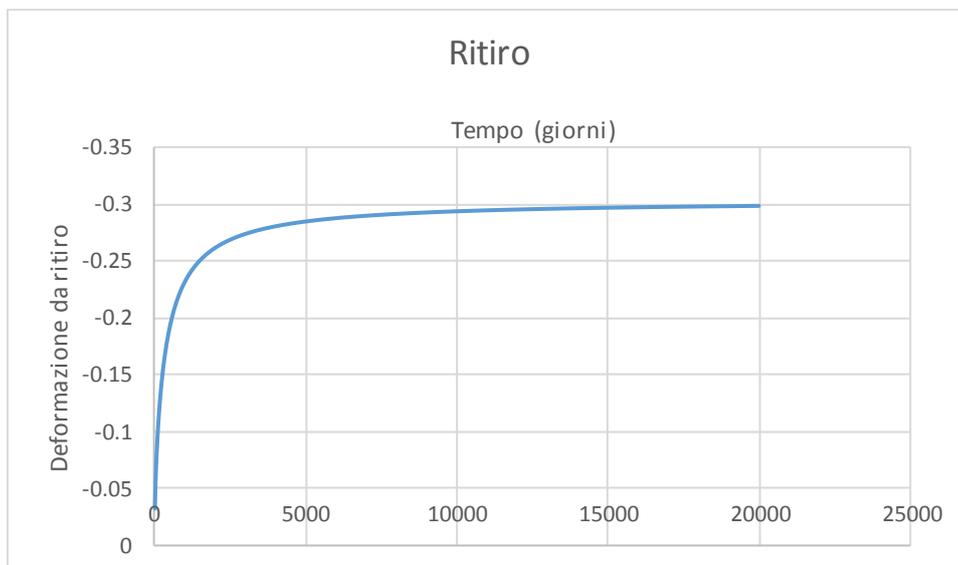


Figura 5.1 - Andamento deformazione da ritiro nel tempo [EN 1992-1]

Gli effetti del ritiro sul calcestruzzo valutati secondo NTC'08 §11.2.10.6 si discostano da quelli ottenuto secondo EN1992 per meno del 1%.

Considerando le fasi di costruzione si applica pertanto al modello una deformazione impressa alla sola soletta in calcestruzzo, in un modello caratterizzato da un coefficiente di omogeneizzazione così come suggerito da EN1994-4 §5.4.2.2(2).

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \cdot \varphi_t) = n_0(1 + 0,55 \cdot 2,05) = 2,13 \cdot n_0$$

Gli effetti viscosi sui carichi permanenti, sono considerati mediante un opportuno coefficiente di omogeneizzazione ridotto valutato in funzione del coefficiente di viscosità.

Viscosità (Creep) Annex B.1 EN1992-1-1

h_0	472.560976 mm	Dimensione fittizia
t_0	10 gg	Età del calcestruzzo nel momento di messa in carico
f_{ck}	33.2 MPa	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
f_{cm}	41.2 MPa	Resistenza caratteristica media a compressione cilindrica
UR	70 %	Umidità relativa
Tipo Cemento	N	Classe calcestruzzo
α	0	
$t_{0,T}$	10 gg	Età del calcestruzzo nel momento di messa in carico corretta
t	20000 gg	Età del calcestruzzo nel momento considerato
α_1	0.892	
α_2	0.968	Coefficienti per influenza della resistenza del calcestruzzo
α_3	0.922	
$\beta(f_{cm})$	2.617	Coefficiente funzione della resistenza calcestruzzo
$\beta(t_0)$	0.594	Coefficiente funzione del momento di applicazione carico
φ_{RH}	1.333	Coefficiente di viscosità funzione dell'umidità relativa
φ_0	2.070	Coefficiente nominale di viscosità
β_H	969.995219	Coefficiente funzione della umidità ambientale e h_0
$\beta_c(t,t_0)$	0.98588551	Coefficiente descrittivo evoluzione nel tempo viscosità
$\phi(t,t_0)$	2.041	Coefficiente di viscosità al tempo t

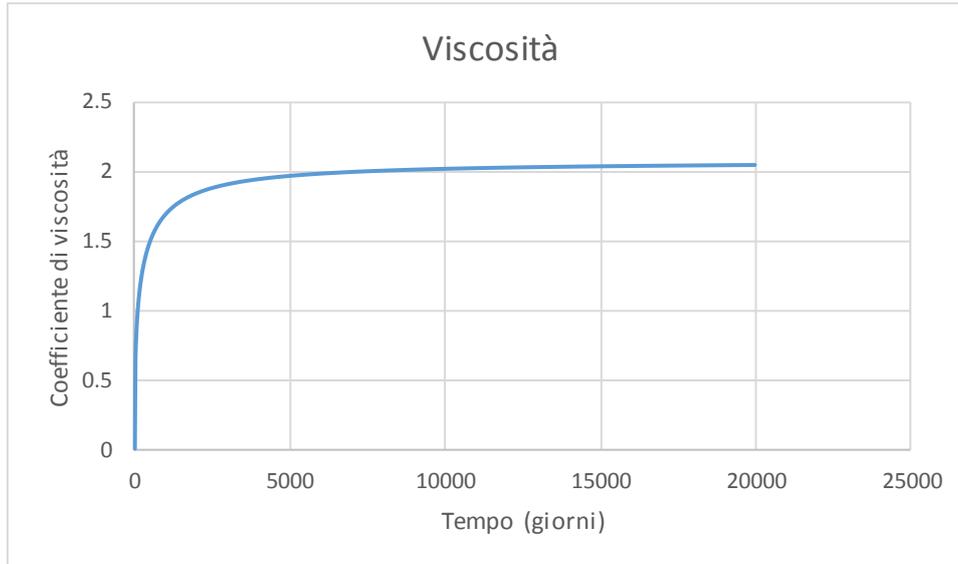


Figura 5.2 - Andamento coefficiente di viscosità nel tempo [EN 1992-1]

Come indicato al medesimo paragrafo della normativa, per i carichi permanenti il coefficiente di omogeneizzazione viene assunto pari a:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \cdot \varphi_t) = n_0(1 + 1,1 \cdot 2,05) = 3,26 \cdot n_0$$

Manufatto spalla

Per il manufatto spalla gli effetti reologici del calcestruzzo sono trascurati, in quanto non rilevanti ai fini del calcolo strutturale delle opere in oggetto.

Sono stati tuttavia considerati i seguenti coefficienti di omogeneizzazione per gli elementi strutturali:

$n = 7$ istantaneo

$n = 15$ effetti a lungo termine

5.5.3 Variazioni termiche: ϵ_3

In accordo con quanto specificato in EN1994-2 §5.4.2.5(3), il coefficiente di dilatazione termica α_T per la struttura mista in acciaio-calcestruzzo ai fini del calcolo delle dilatazioni globali dell'impalcato per l'acciaio è assunto pari a $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. A favore di sicurezza, anche per la determinazione degli stati di sforzo indotti sulla struttura, si assume sempre $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ anziché $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ come proposto dalla norma allo stesso paragrafo.

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

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

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

$$a_s=100\text{m}$$

$$T_{\max}=42-6a_s/1000 = 42^\circ\text{C}$$

$$T_{\min}=-15-4^\circ_s/1000 = -15^\circ\text{C}$$

Impalcato

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

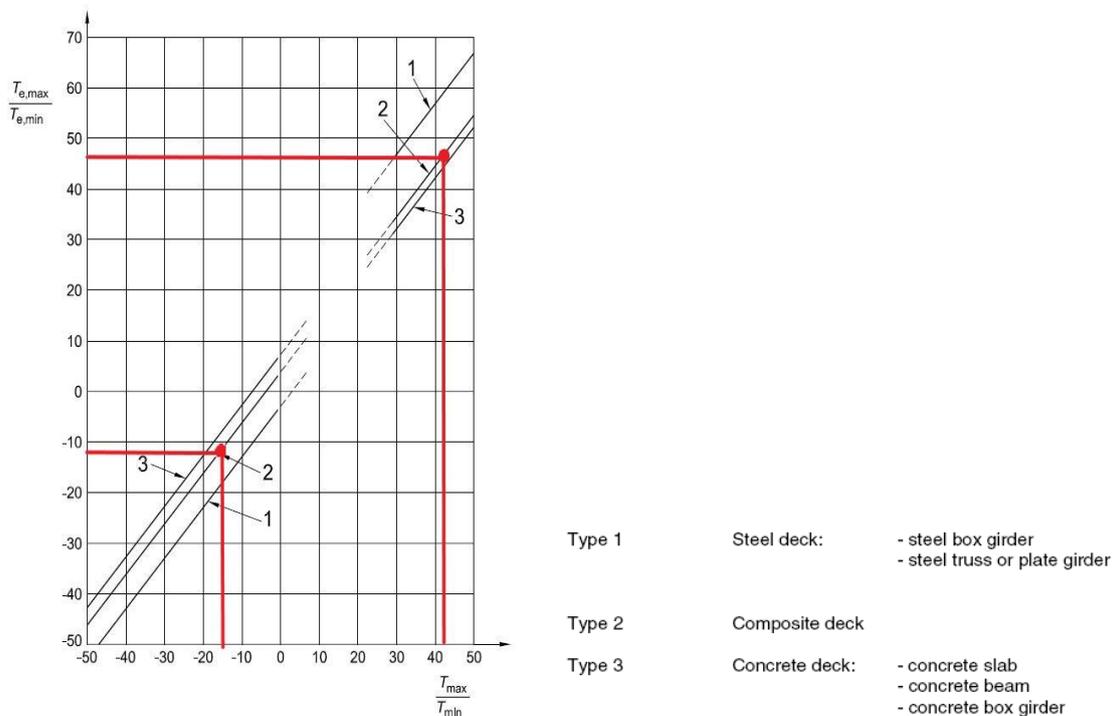


Figura 5.3 - Correlazione tra min/max temperatura ambiente e min/max temperatura struttura (fig. 6.1 EN1991-1-5)

Entrando nel grafico sopra riportato in ordinata con le temperature ambientali T_{\max}/T_{\min} , si determinano temperature uniformi sulla sezione Tipo 2 (T_e) variabili tra -12° e $+45^\circ\text{C}$.

La temperatura iniziale del ponte in cui si prevede di posare la struttura è assunta pari a $T_0 = +16.5^\circ\text{C}$.

Secondo quanto precisato nelle EN1993-2 al paragrafo A.4.2.1(3), per posizionamento della struttura sugli appoggi senza accurate misurazioni della temperatura della struttura e senza correzione della posizione quando il collegamento finale è stato fatto (Caso2), è necessario considerare una tolleranza nella determinazione della massima espansione o massima contrazione assumendo un

valore pari a $\Delta T_0 = \pm 15^\circ\text{C}$ (ipotesi valida nel caso in cui la temperatura di installazione sia compresa in un range di $\pm 10^\circ\text{C}$ rispetto T_0).

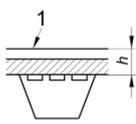
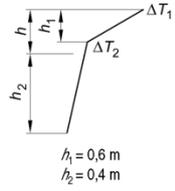
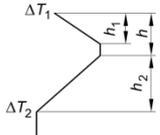
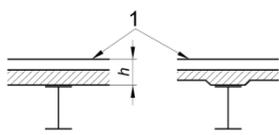
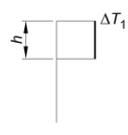
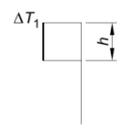
Le variazioni di temperatura caratteristiche da adottare per le valutazioni statiche e cinematiche risultano pertanto:

$$\Delta T_{N,con} = (-12^\circ - 16.5^\circ) - 15^\circ = -43.5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = (+45^\circ - 16.5^\circ) + 15^\circ = +43.5^\circ\text{C}$$

Ancora con riferimento a quanto prescritto dall'EN1991-1-5 si definiscono le componenti di differenza di temperatura verticale secondo il metodo semplificato dell'approccio 2.

figura 6.2b Differenze di temperatura per impalcati da ponte - Tipo 2: Impalcati a struttura composta

Tipo di Costruzione	Differenza di Temperatura (ΔT)																									
	(a) Riscaldamento	(b) Raffreddamento																								
 <p>2a. Impalcato di calcestruzzo su travi di acciaio a cassone, travi di acciaio reticolari o a parete piena 1 100 mm di rivestimento</p>	<p>Procedura normale</p>  <p>$h_1 = 0,6 \text{ m}$ $h_2 = 0,4 \text{ m}$</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	0,2	13	4	0,3	16	4	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> <td>$^\circ\text{C}$</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>-3,5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>-5,0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	0,2	-3,5	-8	0,3	-5,0	-8
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$																								
0,2	13	4																								
0,3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$																								
0,2	-3,5	-8																								
0,3	-5,0	-8																								
 <p>1 100 mm di rivestimento</p>	<p>Procedura semplificata</p>  <p>$\Delta T_1 = 10^\circ\text{C}$</p>	 <p>$\Delta T_1 = -10^\circ\text{C}$</p>																								
<p>Nota Per ponti a struttura composta può essere utilizzata la procedura data sopra, fornendo un limite superiore degli effetti termici. I valori per ΔT in questa procedura sono indicativi e possono essere utilizzati a meno che valori specifici non siano forniti nell'appendice nazionale.</p>																										

L'effetto $\Delta T \pm 10^\circ\text{C}$ include l'effetto ΔT_M (componente lineare) e l'effetto ΔT_E (componente non-lineare).

Nel considerare la simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti di differenza di temperatura, al fine di ridurre il numero di combinazioni di carico, a favore di sicurezza si trascura la possibilità di adottare quanto specificato al paragrafo 6.1.5 delle EN1991, ovvero nel combinare gli effetti si potrebbero assumere coefficienti di compartecipazione pari a 35% e 75%.

Manufatti spalla

In modo del tutto analogo per la determinazione delle temperature uniformi sulla sezione si utilizza il grafico precedente entrando nel grafico sopra riportato in ordinata con le temperature ambientali T_{max}/T_{min} , si determinano temperature uniformi sulla sezione Tipo 3 (T_e) variabili tra $-7,5^{\circ}\text{C}$ e $+45^{\circ}\text{C}$.

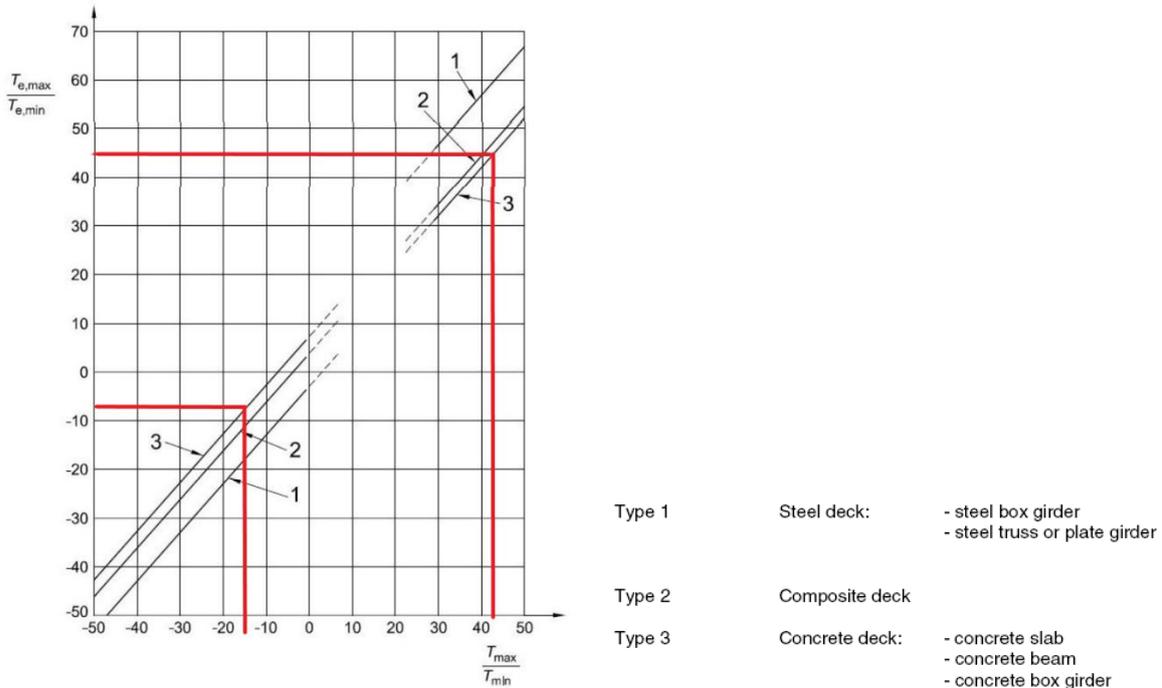


Figura 5.4 - Correlazione tra min/max temperatura ambiente e min/max temperatura struttura (fig. 6.1 EN1991-1-5)

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

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

$$\Delta T_{N,con} = -7,5^{\circ} - 15^{\circ} = -22,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = +45^{\circ} - 15^{\circ} = +30,0^{\circ}\text{C}$$

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

- Estradosso caldo $\Delta T_{M,heat} = 15 \times 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C}$
- Estradosso freddo $\Delta T_{M,cool} = 8 \times 1,0 = 8^{\circ}\text{C}$

Nel considerare la simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti di differenza di temperatura, al fine di ridurre il numero di combinazioni di carico, a favore di sicurezza si trascura la possibilità di adottare quanto specificato al paragrafo 6.1.5 delle EN1991, ovvero nel combinare gli effetti si potrebbero assumere coefficienti di compartecipazione pari a 35% e 75%.

5.6. AZIONI VARIABILI: Q

5.6.1 Azioni variabili da traffico: q_1

Impalcato

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

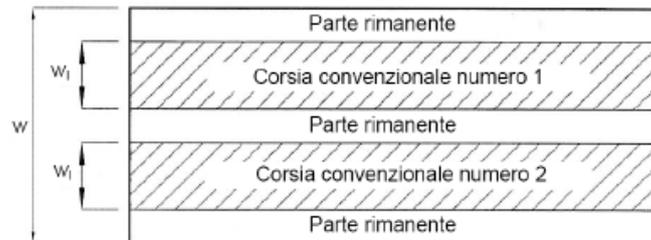


Figura 5.5 – Esempio di numerazione delle corsie

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

Tabella 5.1 – Numero e larghezza delle corsie

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

La carreggiata ha una larghezza $w=13,00$. Si individuano quindi $n=\text{Int}(13/3)=4$ corsie convenzionali di larghezza 300cm (celeste) e una zona rimanente di larghezza 100cm (rosa).

È stata considerata anche la restante zona, oltre il parapetto, che accoglie un marciapiede avente una larghezza pari a 120cm (viola).

Tali corsie di carico sono state disposte considerando le seguenti due combinazioni:

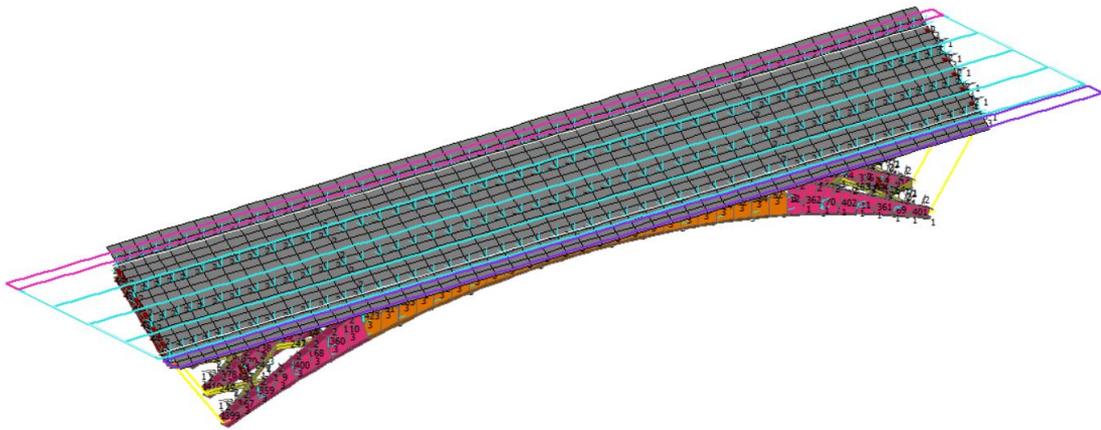


Figura 5.6 – Disposizione corsie convenzionali Traffic BM1

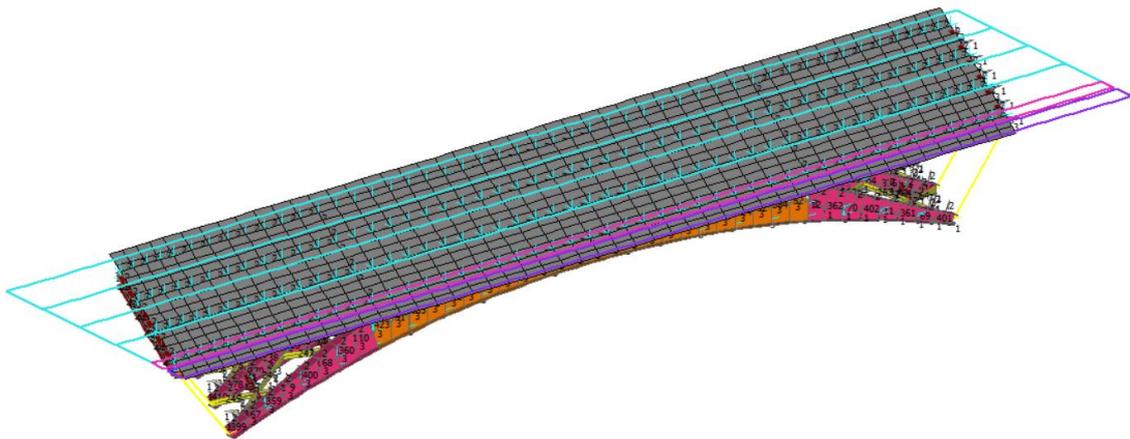


Figura 5.7 – Disposizione corsie convenzionali Traffic BM2

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura 5.8. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.



Figura 5.8 – Schema di Carico 1 (dimensioni in metri)

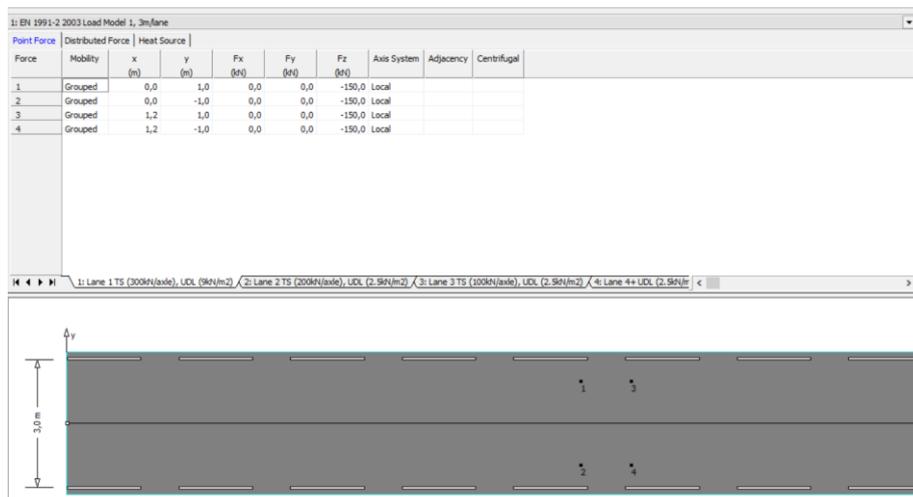
Si devono considerare le seguenti intensità dei carichi, già comprensive degli effetti dinamici:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

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

I carichi sono stati assegnati utilizzando un tool del programma di calcolo utilizzato che permette di gestire funzionalità specifiche per l'analisi di strutture soggette a carichi mobili.

Sulla corsia Numero 1 sono stati applicati 4 carichi concentrati con intensità di 150kN e un carico lineare di intensità pari a $9,00 \times 3,00 = 27,00$ kN/m. Solo per questa corsia si riportano l'evidenza dei carichi assegnati nel modello.



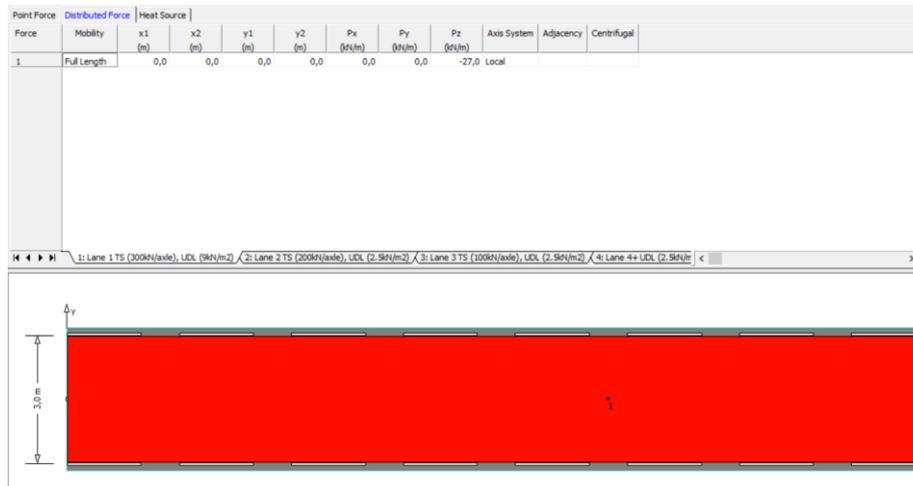


Figura 5.9 – Intensità dei carichi Qik e qik assegnati al modello per la corsia 1

Sulla corsia Numero 2 sono stati applicati 4 carichi concentrati con intensità di 100kN e un carico lineare di intensità pari a $2,50 \times 3,00 = 7,50$ kN/m.

Sulla corsia Numero 3 sono stati applicati 4 carichi concentrati con intensità di 50kN e un carico lineare di intensità pari a $9,00 \times 3,00 = 7,50$ kN/m.

Sulla corsia Numero 4 è stato applicato un carico lineare di intensità pari a $2,50 \times 3,00 = 7,50$ kN/m.

Sulla corsia rimanente è stato applicato un carico lineare di intensità pari a $2,50 \times 1,00 = 2,50$ kN/m.

Sul marciapiede è stato applicato un carico lineare di intensità pari a $2,50 \times 1,20 = 3,00$ kN/m.

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

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

Manufatto spalla

Per il manufatto spalla, su una larghezza utile di 22m, si considerano le tre corsie convenzionali principali e una area rimanente di 13m ("altre corsie"). *Schema di Carico 2*: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Figura 5.10. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

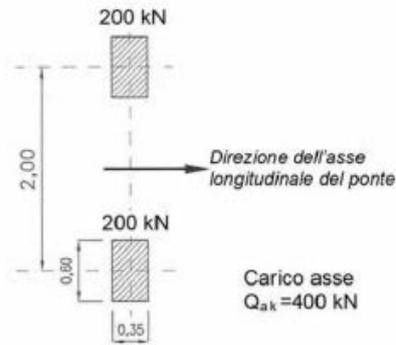


Figura 5.10 – Schema di Carico 2 (dimensioni in metri)

Ai fini delle valutazioni locali, nell'applicazione dello schema di carico 2, si considera un incremento dinamico come esplicitato al paragrafo successivo.

Per le opere di spalla questo schema di carico non risulta dimensionante.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1 e 2 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Figura 5.11).

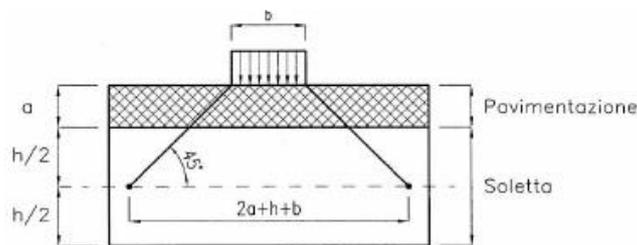


Figura 5.11 – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

5.6.2 Azioni variabili da traffico per verifiche a fatica: q1,FAT

Impalcato

Per la verifica a fatica si considera lo spettro di carico indotto del modello di carico di fatica n.1 (§5.1.4.3 NTC2018) per verifiche a vita illimitata.

"Modello carico di fatica n.1"		
Posizione	Tandem	Distribuiti
	Carichi asse Q [kN]	q [kN/m ²]
Corsia numero 1	300x0,7	9x0,3
Corsia numero 2	200x0,7	2.5x0,3
Corsia numero 3	100x0,7	2.5x0,3
Area rimanente	0	0

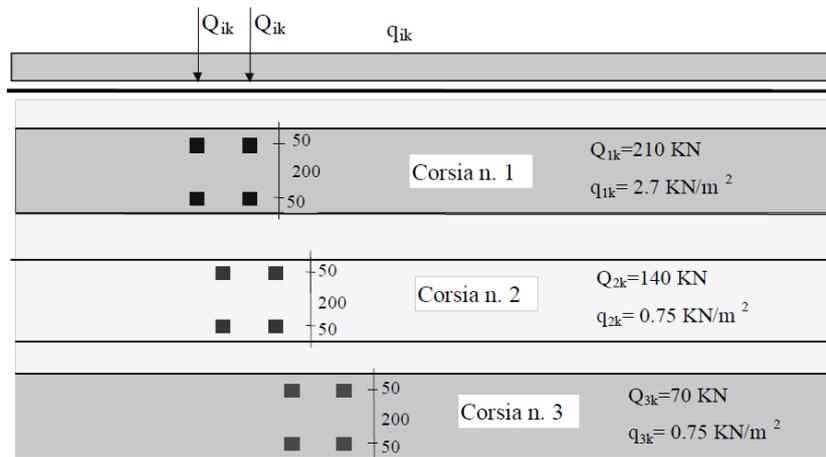


Figura 5.12 – Modelli di carico a fatica n.1 e n.3

Come specificato al §4.6.1(6) EN1991-2, i modelli di carico da fatica 1 includono già un coefficiente amplificativo del carico adeguato per pavimentazioni di buona qualità (φ_{fat} Annex B EN1993-2), pertanto ai fini della progettazione si è considerato che le pavimentazioni rispecchino tale standard qualitativo. In prossimità dei giunti di espansione entro una distanza pari a 6m si considera una amplificazione aggiuntiva assunta a favore di sicurezza costante e pari a $\Delta\varphi_{fat} = 1,3$.

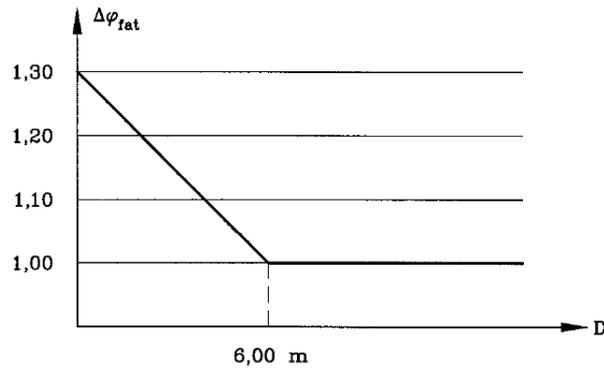


Figura 5.13 – Amplificazione addizionale dinamica (Figure 4.7 EN1991-2)

Come specificato al § 5.1.4.3 delle NTC2018 il modello di carico di fatica 1 viene applicato in asse alle corsie convenzionali nelle configurazioni tali da determinare gli effetti più gravosi.

5.6.3 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q_2

Impalcato

I carichi mobili includono già gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Globalmente non si riscontrano particolari situazioni di discontinuità in cui è da considerarsi un ulteriore incremento dinamico. Ai fini delle valutazioni locali, nell'applicazione dello schema di carico 2, come specificato in EN 1991-2 §4.3.3(3), si considera un incremento dinamico desumibile a partire dal §4.6.1(6) della stessa norma.

Si considera pertanto un valore di amplificazione uniforme pari a $\varphi = 1,3$ per i primi 6m a partire dall'asse spalla.

5.6.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

Impalcato

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

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

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

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

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 51,6 = 500 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad q_3 = 9,7 \text{ kN/m}$$

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

Manufatto spalla

Per le valutazioni locali sulle spalle in c.a. risulta la seguente azione da considerare sul piano stradale superiore

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 7,2 = 380 \text{ kN} \Rightarrow q_3 = 52,7 \text{ kN/m}$$

5.6.5 Azione centrifuga: Q₄

Impalcato

Il ponte risulta in rettilineo, pertanto non sono previste azioni centrifughe.

5.6.6 Azione del vento: q₅

Impalcato

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

Con riferimento al paragrafo 3.3 NTC 14.01.2018, il sito interessato dall'opera in oggetto è classificata in Zona 1 (Lombardia) ed è caratterizzato da velocità di riferimento:

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

definita come valore caratteristico della velocità del vento a 10 m da suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

Secondo quanto precisato al § C3.3.2 della circolare esplicativa delle NTC, è possibile valutare la velocità di riferimento in funzione di uno specifico periodo di ritorno compreso fra 10 e 500anni:

$$v_b (T_R=50\text{anni}) = 25 \text{ m/s}$$

Si assume come T_r la vita di riferimento dell'opera (V_r).

La pressione del vento da considerare applicata all'opera come carico statico equivalente è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b è la pressione di riferimento, pari a:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390 \text{ N/m}^2$$

C_e è il coefficiente di esposizione, dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

con coefficiente di topografia c_t generalmente posto pari a 1,00; i parametri k_r e z_0 dipendono dalla categoria di esposizione del sito.

Secondo la classificazione riportata al paragrafo 3.3.7 delle NTC 14.01.2018, il sito in esame è da considerare in Categoria III (Zona 1, classe di rugosità del terreno C, distanza dalle coste maggiore di 30km), per la quale i parametri sopra indicati assumono i valori riportati nella seguente tabella:

Categoria di esposizione	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
III	0,20	0,10	5,00

Tabella 5.3 – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione c_e

c_p è coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico): il valore di tale parametro viene ricavato in riferimento al punto 8.3 dell'EN1991-1-4 (nominato $c_{f,x}$).

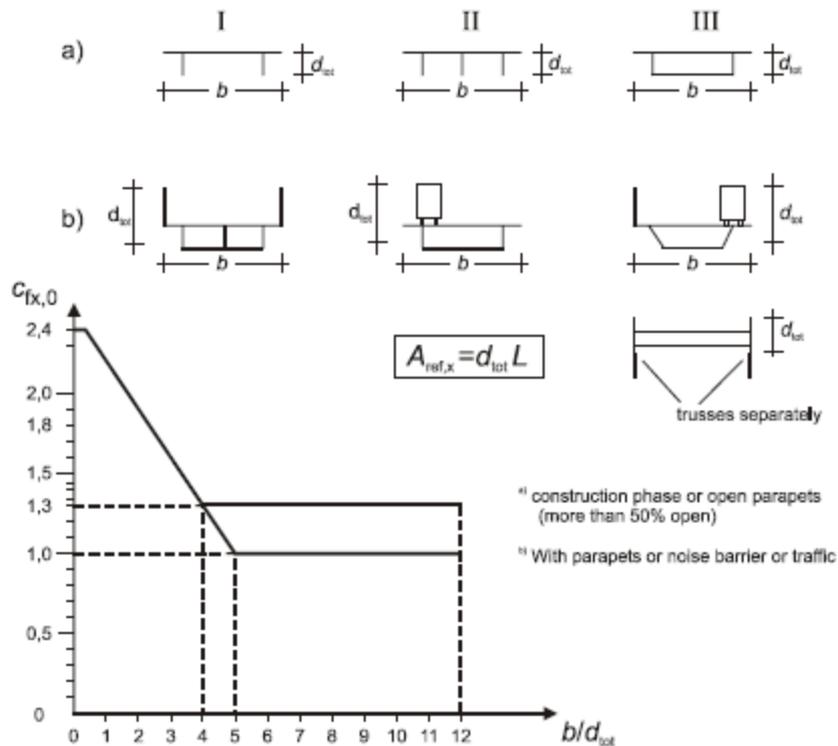


Figura 5.14 – Definizione del coefficiente di forma (figura 8.3 EN1991-1-4)

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento può assimilarsi ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Per il caso in esame, trattandosi di due ponti accostati, si considera una larghezza globale $b=32\text{m}$ e le seguenti altezze:

ponte carico $d_{\text{tot}}=1,85+3 = 4,85\text{m}$ (altezza in chiave)

ponte scarico $d_{\text{tot}}=1,85+0,6 = 2,45\text{m}$ (altezza in chiave)

e in entrambi i casi si assume pertanto:

$$c_p = c_{f,x} = 1,3 \quad (b/d_{\text{tot}} \Rightarrow >5)$$

c_d è il coefficiente dinamico, assunto unitario per il caso in esame.

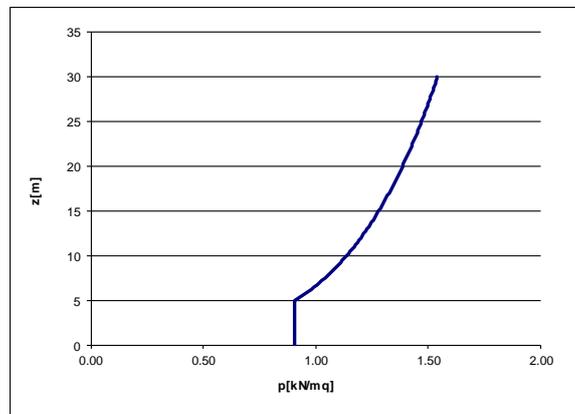


Figura 5.15 – Pressione del vento p [kN/mq]

La superficie sulla quale si sviluppa la pressione del vento può essere valutata mediamente ad una quota di 12m ottenendo pertanto un coefficiente di esposizione:

$$c_e(z=6\text{m}) = 1,82$$

La pressione media sull'impalcato assunta ai fini del dimensionamento risulta essere:

$$p = 0,97 \text{ kN/m}^2$$

Nella valutazione degli effetti globali dell'azione del vento occorre considerare la superficie investita dal vento, che risulta pari a 109mq nel caso di ponte scarico e 251mq nel caso di ponte carico ottenendo le seguenti risultanti:

$$Q_{5,W} = 102 \text{ kN} \quad (\text{ponte scarico})$$

$$Q_{5,W} = 244 \text{ kN} \quad (\text{ponte carico})$$

Nella condizione di ponte carico, si considererà un valore ridotto dell'azione del vento, per effetto della combinazione per $\psi_0=0,6$.

Ai fini delle analisi globali l'azione del vento si considera uniformemente distribuita sulle componenti di carpenteria metallica.

Come verificato a posteriori, il caso di carico con vento a "ponte scarico" non risulta dimensionante e pertanto escluso dalle combinazioni di carico, infatti l'effetto del solo vento (a ponte scarico) sulle carpenterie metalliche risulta essere decisamente ridotto (meno di 4MPa in condizione SLU).

Indipendentemente dall'azione trasversale del vento viene considerata anche una azione verticale definita in accordo con il punto 8.3.3 dell'EN1991-1-4.

$$p_z = q_b \cdot C_e \cdot C_{f,z} \cdot C_d$$

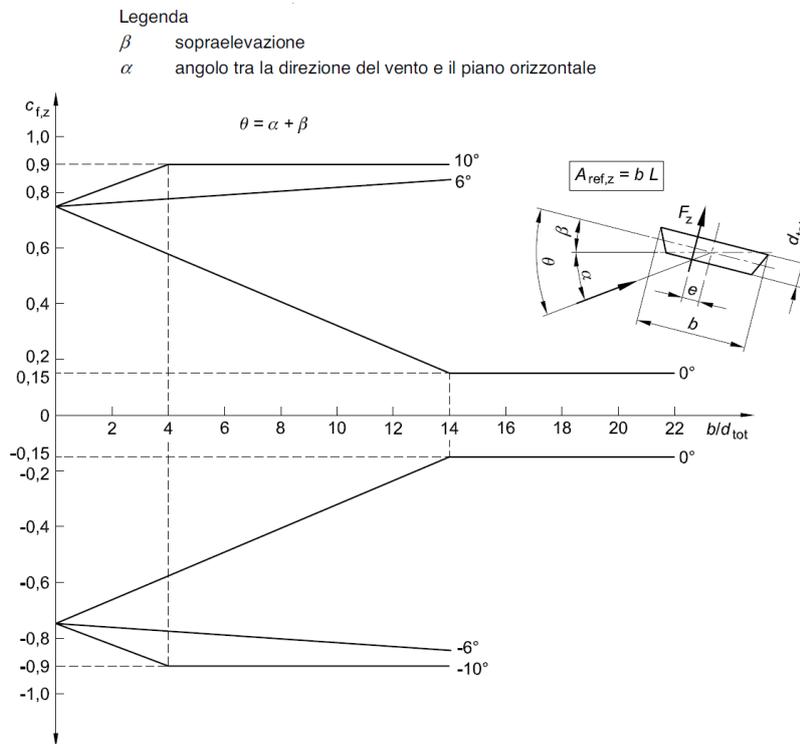


Figura 5.16 – Definizione del coefficiente di forza in direzione z (figura 8.6 EN1991-1-4)

Per il caso in esame, si $b/d_{tot}=13$ e considerando la morfologia pianeggiante del territorio, che impone una direzione al vento praticamente orizzontale, si assume un angolo di direzione del vento pari a $\alpha=0^\circ$, si ottiene:

$$C_{f,z} = 0,2$$

La pressione media in direzione verticale risulta pertanto:

$$p_z = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

Considerando la superficie investita dal vento di larghezza 15,5 m si ottiene per ogni impalcato:

$$q_{5,Wz} = 2,4 \text{ kN/m}$$

Tale azione è da applicare con una eccentricità pari a $e = 15,5/4 = \pm 3,875 \text{ m}$

5.6.7 Azione della neve: q_5

L'entità del carico da neve risulta irrilevante rispetto al carico da traffico e pertanto tale azione non verrà inclusa nelle combinazioni di carico.

5.6.8 Azioni sismiche: q_6

Le Norme Tecniche 14 gennaio 2018 definiscono la pericolosità sismica del sito interessato dalla costruzione dell'opera a partire dalle coordinate geografiche del sito stesso.

Opera	Long (°)	Lat (°)
18	9.3991	45.4265

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

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

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.023	2.533	0.182
50	0.030	2.536	0.206
72	0.034	2.561	0.219
101	0.038	2.578	0.230
140	0.043	2.564	0.249
201	0.049	2.575	0.264
475	0.064	2.615	0.286
975	0.081	2.628	0.296
1898	0.098	2.654	0.305
2475	0.107	2.664	0.308

Tabella 5.4 – Valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

Coerentemente con quanto indicato nel progetto Definitivo a base di Gara, per l'opera in oggetto è richiesta una Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni; inoltre appartiene alla Classe d'uso III, cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1,5$. Il periodo di riferimento V_R rispetto al quale valutare le azioni sismiche è dato dalla relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Nei confronti delle azioni sismiche, le opere in oggetto sono verificate con riferimento ai seguenti Stati Limite, ciascuno caratterizzato da una determinata probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}) e da un corrispondente periodo di ritorno (T_R):

- Stati Limite di Esercizio:

Stato Limite di Danno (SLD) - $P_{VR} = 63\%$ - $T_R = 75$ anni - a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- Stati Limite Ultimi:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - $P_{VR} = 10\%$ - $T_R = 712$ anni - a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) - $P_{VR} = 5\%$ - $T_R = 1462$ anni - a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali

Per il sito in esame, alla luce delle indagini geotecniche effettuate e descritte al Capitolo 4. , il sottosuolo può essere classificato nella Categoria C.

Si assume inoltre la categoria topografica T1 ottenendo un coefficiente $St = 1,00$.

Lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5.5) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.6), interpolato linearmente con riferimento al rapporto h/H (h=altezza sito; H= altezza rilievo).

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali per ξ diversi dal 5% mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ è espresso in percentuale.

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

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

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

con C_c definito in Tabella 5.5

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4 \cdot a_g / g + 1,6$$

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5.5 – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 5.6 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

In direzione verticale si è assunto il valore $q=1$.

Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita umana (SLV), si ottengono pertanto i seguenti valori dei parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale:

S	1.500	-
η	1.000	-
T_B	0.153	s
T_C	0.460	s
T_D	1.892	s

Tabella 5.7 – Spettro di risposta per le componenti orizzontali - Parametri dipendenti

Stato Limite SLV		
a_g	0.073	g
F_0	2.622	-
T_C^*	0.292	s
S_s	1.500	-
C_c	1.577	-
S_T	1.000	-
q	1.000	-

Tabella 5.8 – Spettro di risposta per le componenti orizzontali - Parametri indipendenti

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

nelle quali F_v è il fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I parametri S_s , T_B , T_C e T_D per la definizione dello spettro verticale sono indipendenti dalla categoria di suolo e assumono i valori riportati nelle tabelle seguenti.

F_v	0.073	-
S	2.622	-
η	0.292	-

Tabella 5.9 – Spettro di risposta per la componente verticale - Parametri dipendenti

Stato Limite SLV		
a_{gv}	0.027	g
S_s	1.000	-
S_T	1.000	-
q	1.000	-
T_B	0.050	s
T_C	0.150	s
T_D	1.000	s

Tabella 5.10 – Spettro di risposta per la componente verticale - Parametri indipendenti

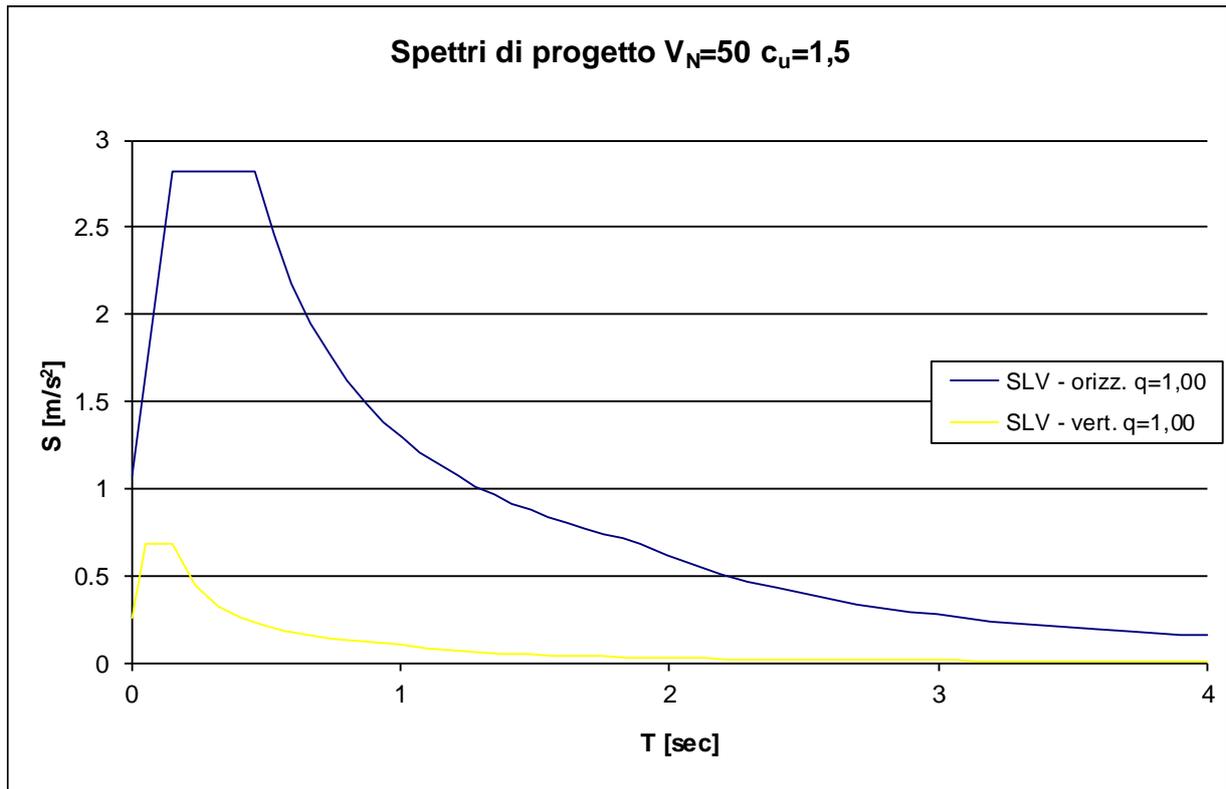


Figura 5.17 – Spettri di risposta elastici (SLV – $q = 1,0$)

Manufatto spalla

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

Parametri di progetto

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

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

Per la valutazione delle azioni sismiche inerziali, l'accelerazione orizzontale massima risulta:

- **$a_{max}/g = 0.110$** Accelerazione massima valutata come $a_g/g \times S$

Spinta del terreno – sovraspinta sismica

Il metodo proposto è quello di Wood, indicato per strutture rigide completamente vincolate.

La risultante della sovraspinta sismica, da applicarsi a $\frac{1}{2}$ dell'altezza spingente H , è calcolata come (si veda EN1998-5 §E.9)

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove $\alpha = a_g/g$ (accelerazione sismica su suolo A), $S = S_s \times S_T$ (coefficiente di amplificazione), $\gamma = 19kN/mc$ peso specifico del rilevato.

Inerzia delle masse strutturali e portate

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

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

- Inerzia sismica impalcato (di peso W_i , applicata a quota di baricentro impalcato)
→ $F_{ih} = W_i S a_g/g$
- Inerzia sismica piedritti (di peso W_s , applicata nel baricentro struttura)
→ $F_{sh} = W_s S a_g/g$
- Inerzia sismica fondazioni (di peso W_f , applicata nel baricentro fondazione)
→ $F_{fh} = W_f S a_g/g$
- Inerzia sismica terreno portato (di peso W_t , applicata nel baricentro vol. di terreno)
→ $F_{th} = W_t S a_g/g$

5.6.9 Reazioni parassite dei vincoli q_7

Nel calcolo delle spalle, delle fondazioni e degli apparecchi di appoggio si devono considerare le forze azioni parassite indotte dagli appoggi scorrevoli superiori.

A favore di sicurezza si considerano azioni pari la 5% del carico quasi permanente.

5.6.10 Azioni variabili sui parapetti e urto di veicoli in svio q_8

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

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

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

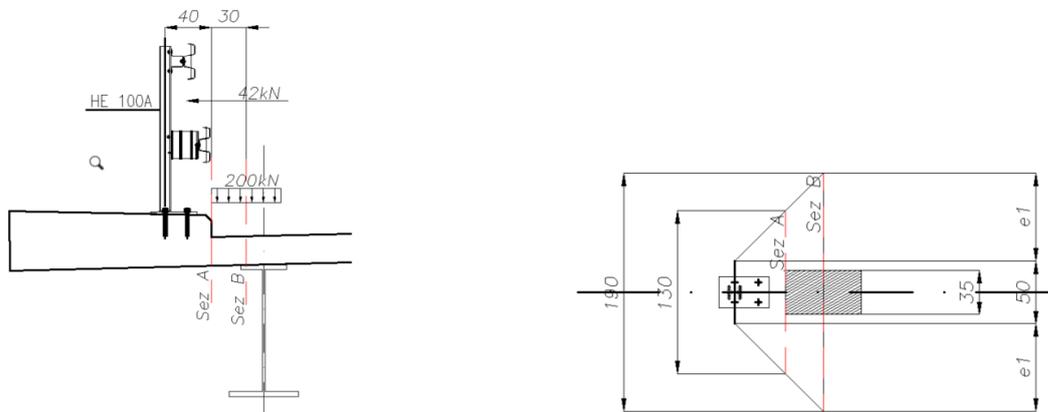


Figura 5.18 – Schemi di calcolo adottati

5.6.11 Azioni eccezionali

Le spalle ospitano il transito dei veicoli al loro interno. La verifica alle azioni eccezionali dovute al possibile urto dei veicoli sui piedritti risulta tuttavia irrilevante stanti le dimensioni degli elementi in c.a. e la loro continuità.

5.7. AZIONI DI CALCOLO E LORO COMBINAZIONI

5.7.1 Combinazioni delle azioni

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

Combinazione fondamentale (SLU):

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

Combinazione caratteristica o rara (SLE irreversibili):

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

Combinazione frequente (SLE reversibili):

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

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

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

Combinazione SISMICA:

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

Le sollecitazioni sulla struttura dovute al sisma (E) si ottengono combinando i singoli effetti nelle 3 direzioni principali dell'opera (x, y, z) secondo la formula: $E = E_1 + 0,3 \cdot E_2 + 0,3 \cdot E_3$

dove gli indici 1, 2 e 3 sono fatti corrispondere a rotazione alle direzioni x, y e z.

Per la natura oscillatoria del sisma, è necessario combinare le azioni sia con segno positivo che negativo, in modo da individuare sempre le condizioni di carico più sfavorevoli.

Le masse strutturali e non strutturali da considerare nel calcolo dell'azione sismica (E) sono quelle corrispondenti alla combinazione statica di base in presenza di sisma:

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

Per i carichi da traffico a favore di sicurezza si è considerato una massa sismica associata ai carichi da traffico distribuiti pari a $\psi_{2i}=0,2$.

Combinazione per verifica a FATICA:

le combinazioni di fatica prevedono spettri di carico indotti dai carichi da traffico così come esplicitati ai paragrafi precedenti.

5.7.2 Coefficienti parziali di sicurezza

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

			A1 STR	A1 GEO
Permanenti strutturali	γ_{G1}	favorevoli	1,00	1,00
		sfavorevoli	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	γ_{G2}	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,35	1,00
Variabili da traffico	γ_Q	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,35	1,15
Altri variabili	γ_Q	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,50	1,30
Distorsioni applicate	γ_{E1}	favorevoli	1,00	1,00
		sfavorevoli	1,00	1,00
Ritiro e viscosità, distorsioni termiche, cedimenti vincolari	$\gamma_{E2, E3, E4}$	favorevoli	0	0
		sfavorevoli	1,20	1,00

Tabella 5.11 - Coefficienti parziali sulle azioni

5.7.3 Coefficienti di combinazione

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

GRUPPO 1: Colonne di carico (Schema 1)

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

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

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

Tabella 5.12 – Coefficienti di combinazione ψ per ponti

5.7.4 Modello di calcolo ponte con impalcato – Fasi di costruzione

Il modello di calcolo è stato analizzato per fasi riproducendo le effettive fasi di costruzione dell'opera.

FASE 0: Realizzazione del concio centrale. In questa fase si ha un comportamento isostatico per posa del concio centrale della carpenteria metallica. Nel modello di calcolo sono stati considerati i soli pesi propri degli elementi strutturali in acciaio.

FASE 1: Varo porzioni esterne arco. In questa fase si ha un comportamento a mensola per peso proprio dei conci esterni dell'arco. È stato introdotto nel modello di calcolo un vincolo provvisorio, elastico, in attesa che venga posato il concio centrale e che si instauri il successivo comportamento arco del sistema strutturale. In questa fase sono stati considerati i soli pesi propri degli elementi strutturali in acciaio, gravati delle reazioni del cassone centrale ottenute nella precedente fase.

FASE 2: Solidarizzazione conci e rimozioni vincoli temporanei. In questa fase viene instaurato l'effettivo comportamento ad arco del sistema strutturale. Viene gettata la soletta in c.a. In questa fase si considerano i pesi propri degli elementi strutturali in acciaio e il peso del getto della soletta, senza alcuna combinazione di carico.

FASE 3: Realizzazione finiture. In questa fase si ha un comportamento ad arco con soletta collaborante per peso dei carichi permanenti strutturali e non strutturali. In questa fase si considera la sola combinazione di carico $g_1 + g_2$.

FASE 4: Vengono introdotti i fenomeni da ritiro. In questa fase si ha un comportamento ad arco con soletta collaborante per ritiro.

FASE 5: Vengono introdotte le azioni variabili. In questa fase si ha un comportamento ad arco con soletta collaborante per azioni variabili. Le azioni variabili che si introducono in questa fase sono l'azione termica, l'azione del vento, le azioni variabili accidentali e le azioni variabili da traffico per verifiche a fatica.

Per l'azione termica sono state considerati quattro casi di carico:

- Termica U (+43,5°) uniforme exp.
- Termica u (-43,5°) uniforme con.
- Termica V (+10,0°) differenziale exp.
- Termica v (-10,0°) differenziale con.

L'azione del vento (vento a ponte carico) è stata considerata applicata in direzione trasversale allo sviluppo longitudinale dell'impalcata in entrambe le direzioni. Si sono create quindi due condizioni di carico:

- Vento y+
- Vento y-

Nelle due condizioni di carico precedenti è stato ricompreso anche l'effetto del vento verticale con direzione tale da massimizzare le azioni nelle strutture.

Come già anticipato al paragrafo al §5.6.6 si sono escluse dalle combinazioni quelle associate al ponte scarico in quanto non dimensionanti.

I carichi variabili accidentali, comprensivi delle azioni da traffico per le verifiche a fatica, sono disposti in maniera tale da massimizzare la flessione, il taglio e la torsione secondo linee di influenza nelle sezioni critiche dei principali elementi strutturali. Il codice di calcolo utilizzato permette di gestire tali carichi in modo automatico.

5.7.5 Modello di calcolo ponte con impalcato – Combinazioni di carico

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

Combinazione Quasi Permanente:

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

Combinazioni Caratteristica (Rara):

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

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

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

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

Combinazioni Frequente:

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

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

Combinazioni Stato Limite Ultimo:

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

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

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

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

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

5.7.6 Condizioni ambientali

5.7.6.1 Fessurazione

Per la protezione dalla corrosione delle armature, le condizioni ambientali vengono classificate come ordinarie, aggressive, e molto aggressive, come proposto dalle NTC 2018 al §4.1.2.2.4.3:

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

Tabella 5.13 – Descrizione delle condizioni ambientali

In base alle classificazioni dei calcestruzzi riportate al §3. , si definiscono i copriferri minimi variabili tra 40 e 60mm.

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

Fondazioni – manufatto spalla

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

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

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

Elevazioni e solettone – manufatto spalla

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

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

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

Interfaccia con ponte in sez. mista – Manufatto spalla

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

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

Soletta – impalcato

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

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

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

Cordoli e baggioli

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

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

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

Tabella 5.14 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC2008)

Come previsto al capitolo C4.1.2.2.4.6 della Circolare esplicativa (02-02-09) è possibile eseguire la verifica a fessurazione per via indiretta, ovvero verificando che le tensioni nell'acciaio al lembo teso per le combinazioni di carico pertinenti, soddisfino i limiti di tensione riportati nella Tabella 5.15 (Tabb. C4.1.II e C4.1.III).

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

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

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

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

Tabella 5.15 – Tensioni e spaziature limite per le armature in controllo di fessurazione (tabelle C4.1.III e C4.1.II Circolare esplicativa 02-02-09)

5.7.6.2 Copriferro

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

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

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

Al §4.1.6.1.3 delle NTC, si specifica il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) al fine di garantire adeguata protezione delle armature dalla corrosione, per costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC).

A tali valori di tabella C4.1.IV, vanno inoltre aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

C _{min}	C _o	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 ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	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

Tabella 5.16 – Copriferri minimi in mm (tabella C4.1.IV Circolare esplicativa 02-02-09)

- Per la soletta d'impalcato è da considerarsi elemento a piastra in condizioni aggressive (classe di esposizione XC4), considerando la classe C32/40 > C_{min}, otteniamo che:

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

- Per i cordoli dell'impalcato sono da considerarsi elemento a monodimensionali in condizioni molto aggressive (classe di esposizione XF4), considerando la classe C32/40 (grazie alla presenza del trattamento protettivo si trascura l'incremento di +5mm previsto per C < C_{min}), otteniamo che:

$$c = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

- Per i baggioli sono da considerarsi elemento locali in condizioni molto aggressive (classe di esposizione XF4), considerando la classe C32/40 (grazie alla presenza del trattamento protettivo si trascura l'incremento di +5mm previsto per C < C_{min}), otteniamo che:

$$c = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

- Per le elevazioni spalla sono da considerarsi elementi a piastra in condizioni aggressive (classe di esposizione XF2), considerando la classe C28/35 = C_{min}, otteniamo che:

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

- Per i solettoni di copertura delle spalle sono da considerarsi elementi a piastra in condizioni aggressive (classe di esposizione XF2), considerando la classe C32/40 > C_{min}, otteniamo che:

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

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

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

$c = 20+20= 40$ mm (su magro)

- Per i pali di fondazione sono da considerarsi elementi a monodimensionali in condizioni ordinarie (classe di esposizione XC2), considerando la classe C25/30= C_{min} , otteniamo che:

$c = 25+35= 60$ mm

6. MODELLI DI CALCOLO

6.1. IMPALCATO

Per la determinazione delle sollecitazioni a cui le diverse componenti strutturali sono sottoposte e dei parametri di deformabilità, sono stati realizzati due modelli ad elementi finiti mediante il codice di calcolo STRAUS 7.

Modello 1

Per le analisi della struttura si è utilizzato un modello completo che rispecchia l'andamento plano-altimetrico del viadotto, costituito da elementi "beam" le travi/arco ed elementi "plate" per la soletta in calcestruzzo. Come specificato al paragrafo successivo il vincolo in orizzontale offerto dai manufatti spalla si è considerato come elastico.

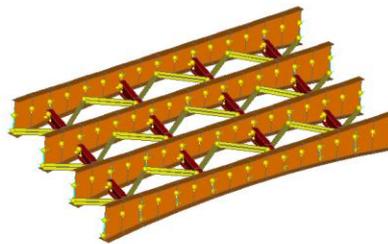


Figura 6.1 – Modello 1 EF (fase 0)

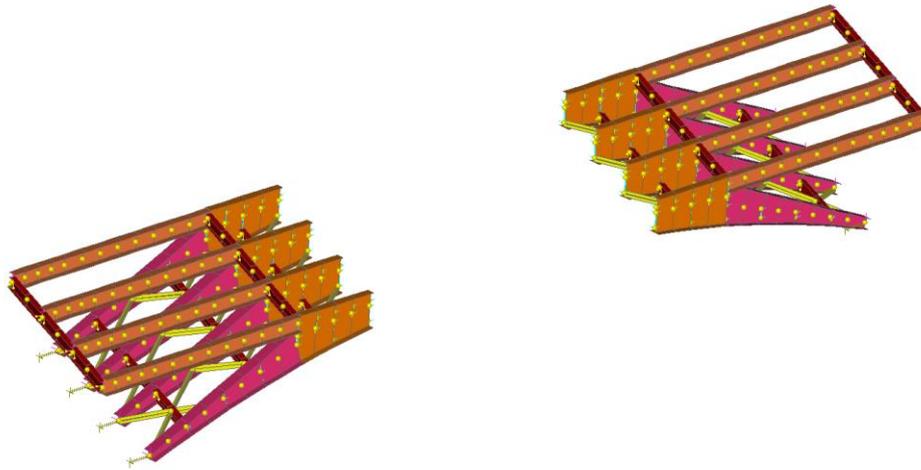


Figura 6.2 – Modello 1 EF (fase 1)

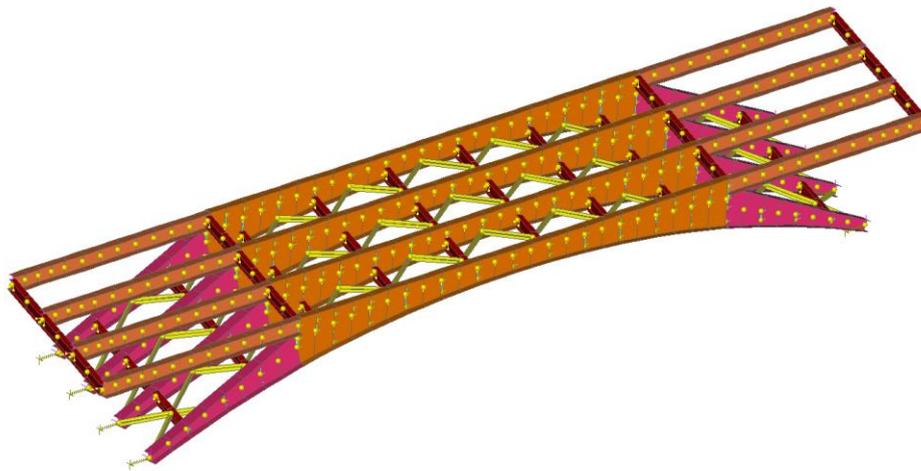


Figura 6.3 – Modello 1 EF (fase 2)



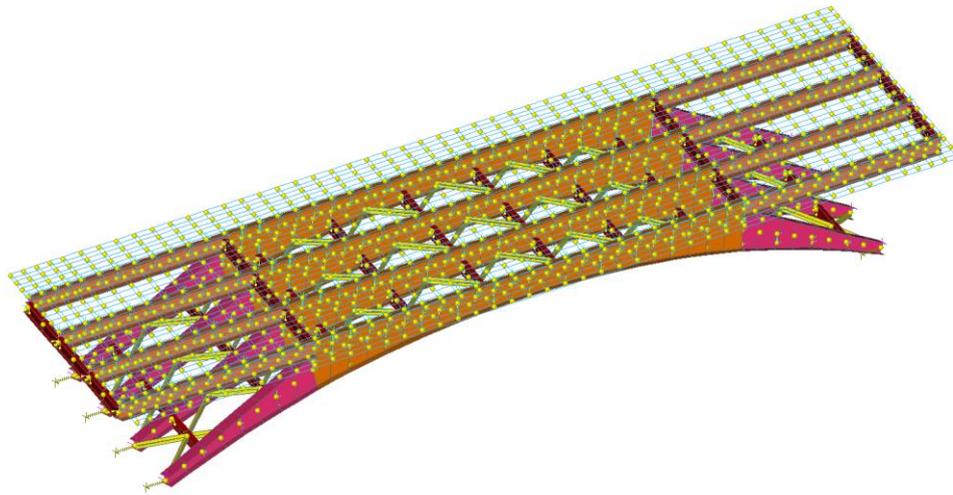


Figura 6.4 – Modello EF 1 (fasi 3, 4, 5)

Al fine di poter correttamente introdurre le azioni da ritiro e termica variabile della soletta, il modello è stato realizzato separando la trave in acciaio dalla soletta soprastante, collegati mediante elementi tipo "rigid link" al fine di ripristinare la congruenza sezionale. Nel modello è stata introdotta la variabilità in altezza delle travi-arco mediante lo strumento del software "taper".

L'analisi dell'impalcato a struttura mista è stata quindi condotta con riferimento alle diverse fasi di carico considerando la relativa rigidezza del calcestruzzo in funzione della natura del carico applicato e della presenza di fessurazione, così come suggerito da EN1994-4 §5.4.2.2(2).

In analogia a quanto già presentato al paragrafo introduttivo, le fasi si articolano nel seguente modo:

- Fase 0) realizzazione del concio centrale (comportamento isostatico per il solo peso proprio della carpenteria metallica)
- Fase 1) Varo porzione esterna arco (comportamento a mensola per peso del concio centrale e il suo peso proprio)
- Fase 2) solidarizzazione conci e rimozione vincoli temporanei (comportamento ad arco per rimozione vincoli temporanei e getto della soletta)
- Fase 3) realizzazione finiture (comportamento ad arco con soletta collaborante per il peso dei carichi permanenti)
- Fase 4) fenomeni da ritiro (comportamento ad arco con soletta collaborante per ritiro)
- Fase 5) azioni variabili (comportamento ad arco con soletta collaborante per azioni variabili)

Nelle fasi 0, 1 e 2, la parte resistente risulta associata alla sola sezione di acciaio.

Nelle fasi successive la soletta collaborante in calcestruzzo viene omogeneizzata con il rispettivo coefficiente alla sezione di acciaio.

Per le analisi si considera a favore di sicurezza un getto della soletta in una unica fase (ad eccezione del sovrappessore di cordoli), considerando quindi che il ritiro intervenga complessivamente trascurando eventuali sezioni dove il calcestruzzo possa aver già fatto presa.

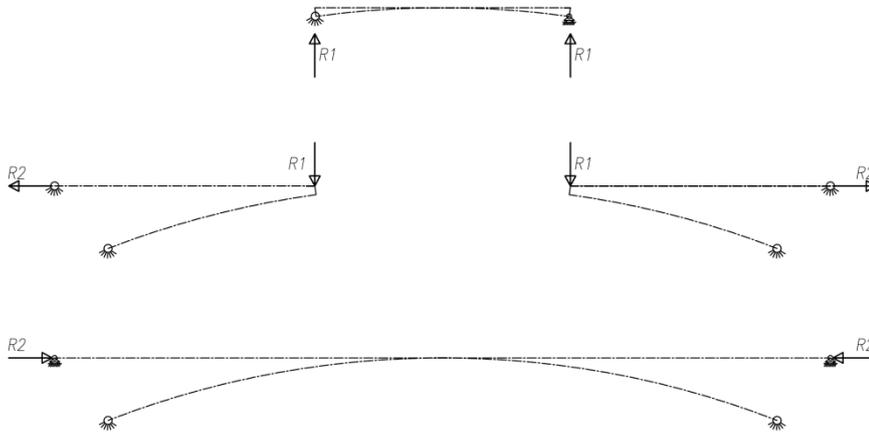


Figura 6.5 – Schema statico fasi 0,1,2

Si sono quindi identificate le seguenti fasi, caratterizzate da un diverso modulo elastico del calcestruzzo e dalle azioni di pertinenza:

Fase 0,1,2 – Pesì propri strutturali, calcestruzzo fresco

$$n_0 = n_1 = n_2 = \infty$$

Fase 3 – Carichi permanenti, calcestruzzo reagente

$$n_3 = n_5(1 + \psi_L \cdot \varphi_t) = n_5(1 + 1,1 \cdot 2,05) = 3,26 \cdot 6,3 = 20,54$$

Fase 4 – Effetti del ritiro

$$n_L = n_5(1 + 0,55 \cdot 2,05) = 2,13 \cdot 6,3 = 13,42$$

Fase 5 – Carichi variabili (traffico, temperatura, ecc..)

$$n_5 = 6,3$$

Come suggerito da UNI EN 1994-2 si è verificata la necessità di considerare sezioni fessurate ove la tensione del calcestruzzo in soletta supera 2 volte la resistenza media a trazione del calcestruzzo, pari a $2 \cdot f_{ctm} = 6,05 \text{ MPa}$, ovvero potenzialmente circa ai terzi del ponte.

Si è condotta pertanto un'analisi elastica "non fessurata" (*uncracked analysis*) ipotizzando il calcestruzzo interamente reagente e trascurando il contributo dell'armatura metallica.

Considerando la trazione in soletta ottenuta nella combinazione di carico SLE caratteristico come somma delle fasi, risulta una massima trazione pari a $F_{xx, Ed} = 1100 \text{ kN/m} < F_{xx, Rd} = 2 \cdot f_{ctm} \cdot t = 6,05 \cdot 250 = 1500 \text{ kN/m}$.

Non risulta pertanto necessario considerare in sede di analisi la fessurazione nel calcestruzzo di soletta (*cracked analysis*).

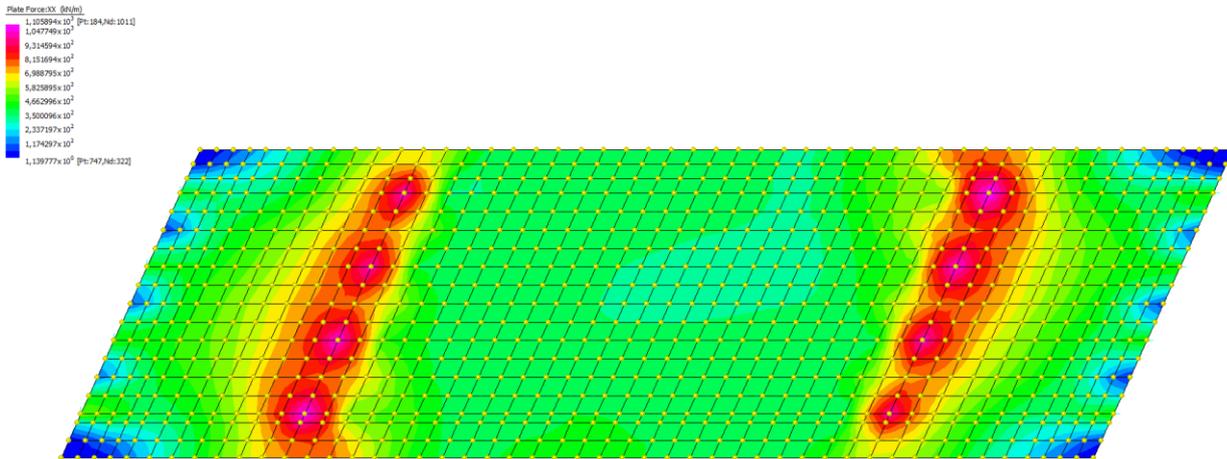


Figura 6.6 – Forza Fxx – Envelope max SLE raro

Come già anticipato, le travi/arco metalliche hanno altezza variabile da 1150mm per la sezione in chiave a 500mm all’imposta (con aumento fino a circa 2200mm per le sezioni poste ai terzi). Viceversa la porzione di trave superiore viene realizzata con altezza 750mm. Le flange delle travi hanno larghezze di 400/600mm.

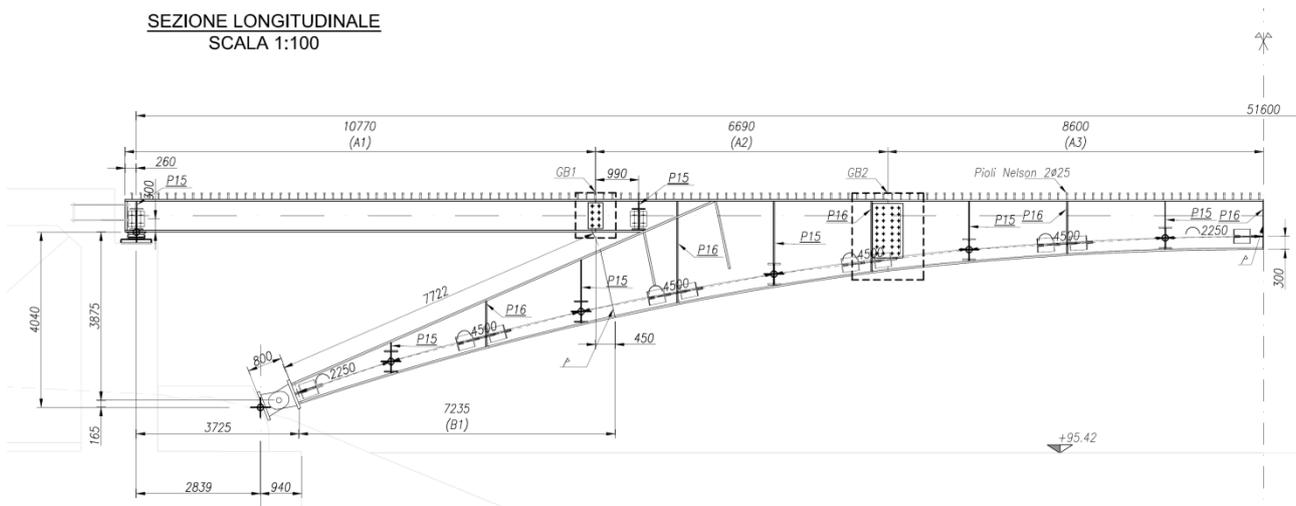


Figura 6.7 – Prospetto carpenteria metallica

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

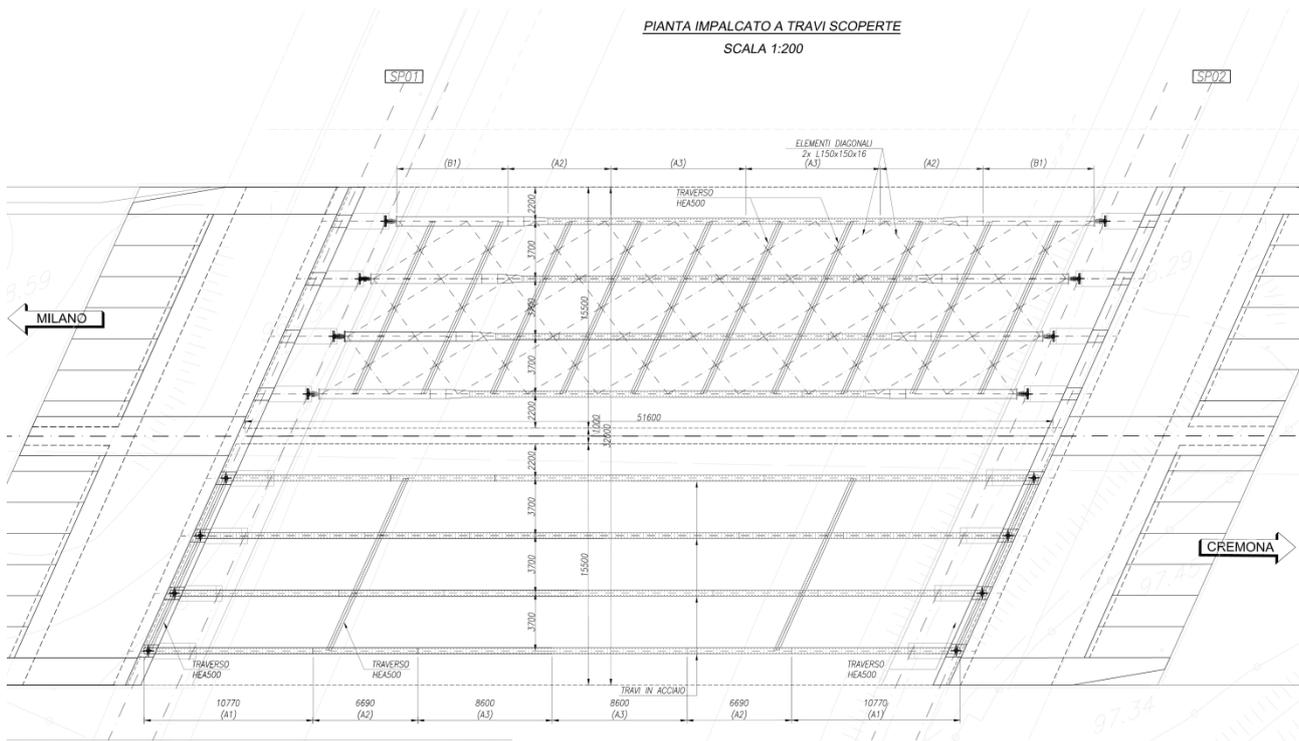


Figura 6.8 – Pianta a travi scoperte

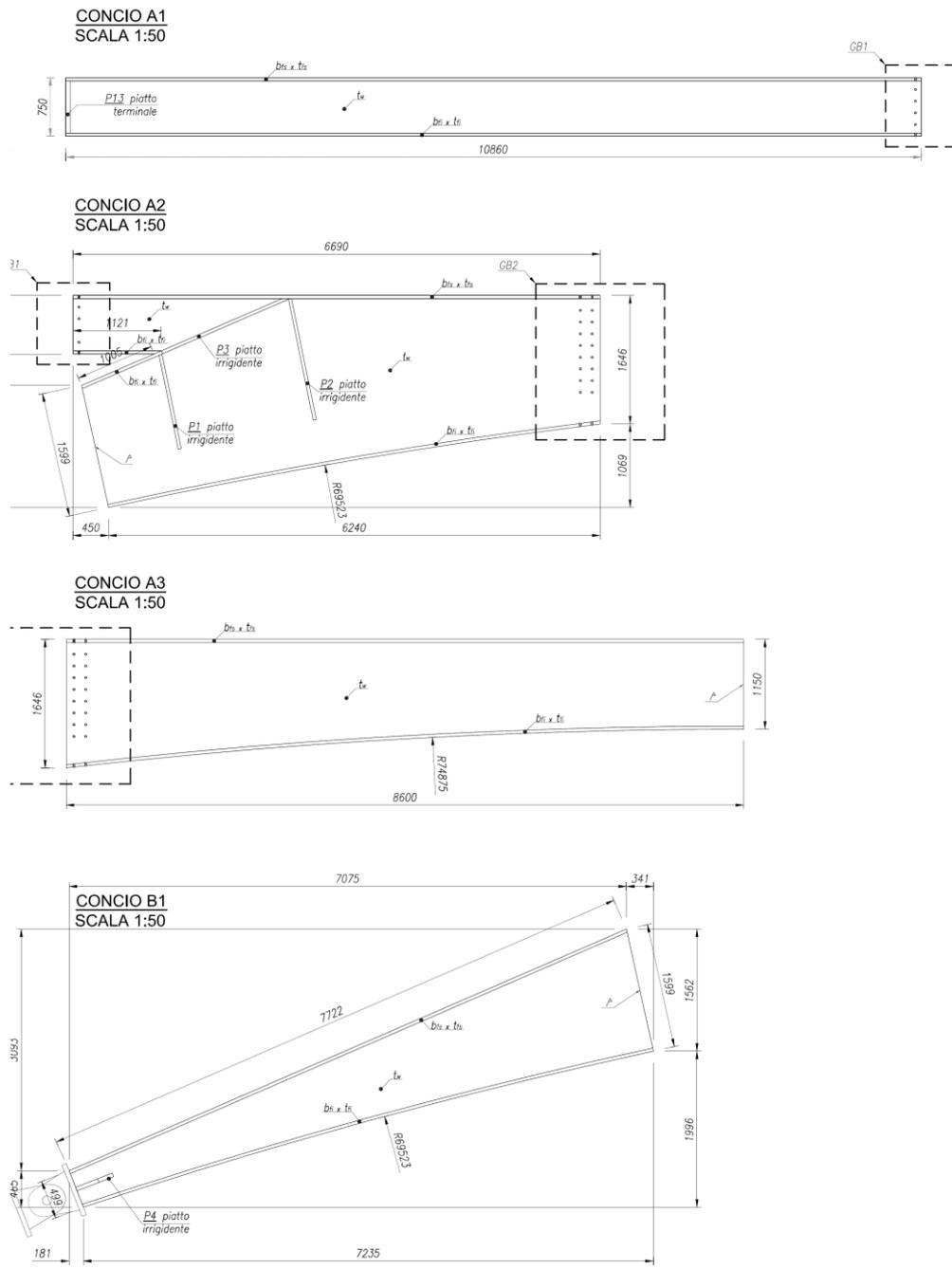


Figura 6.9 – Dimensioni conci travi

SEZIONE TIPOLOGICA TRAVI

CONCIO	b_{ts} [mm]	t_{ts} [mm]	h [mm]	i_w [mm]	b_{ts} [mm]	t_{ts} [mm]
A1	600	40	750	25	400	40
A2	600	40	var.	25	400	40
A3	600	40	1650÷1150	25	400	40
B1	600	40	500÷1600	25	600	30

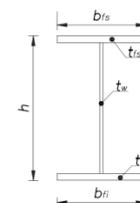


Figura 6.10 – Dimensioni sezioni

La struttura metallica risulta completata con traversi a passo 4.50m e diagonali di controvento a "pantografo".

Nel seguito si riporta la numerazione degli elementi della trave di bordo più caricata "T4" e le proprietà geometriche per ogni concio.

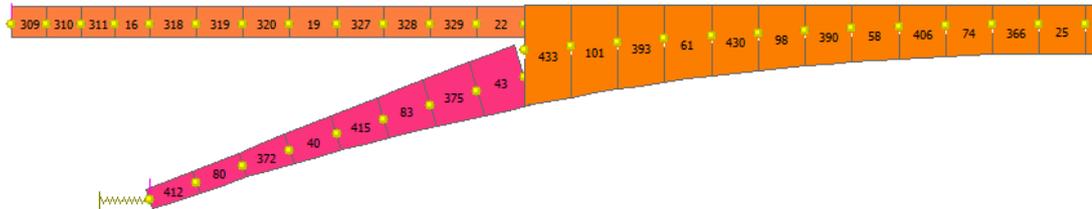


Figura 6.11 – Numerazione elementi trave "T4" (metà trave)

# beam	Sezione	
	estremo 1	estremo 2
25	A1	A2
366	A2	A3
74	A3	A4
406	A4	A5
58	A5	A6
390	A6	A7
98	A7	A8
430	A8	A9
61	A9	A10
393	A10	A11
101	A11	A12
433	A12	A13
22	A14	A14
329	A14	A14
328	A14	A14
327	A14	A14
19	A14	A14
320	A14	A14
319	A14	A14
318	A14	A14
16	A14	A14
311	A14	A14
310	A14	A14
309	A14	A14
412	B1	B2
80	B2	B3
372	B3	B4
40	B4	B5
415	B5	B6
83	B6	B7
375	B7	B8
43	B8	B9

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

Elemento	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	
b1	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400 mm
t1	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40 mm
hw	1150	1165	1180	1235	1290	1370	1450	1575	1700	1865	2030	2235	2440	mm
tw	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25 mm
b2	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600 mm
t2	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40 mm
A	0,06675	0,0671238	0,0674975	0,0688775	0,0702575	0,0722556	0,0742538	0,0773731	0,0804925	0,0846181	0,0887438	0,0938756	0,0990075	m ²
L_in	0,014583	0,015019	0,015463	0,017167	0,018975	0,021783	0,024821	0,030038	0,035856	0,044515	0,054324	0,068216	0,084083	m ⁴
Wsup	-0,022732	-0,023124	-0,023518	-0,024990	-0,026490	-0,028709	-0,030986	-0,034654	-0,038459	-0,043702	-0,049182	-0,056328	-0,063838	m ³
Winf	0,028680	0,029139	0,029600	0,031318	0,033060	0,035624	0,038238	0,042420	0,046726	0,052612	0,058717	0,066618	0,074862	m ³
L_out	0,000935	0,000935	0,000935	0,000935	0,000935	0,000935	0,000935	0,000935	0,000935	0,000936	0,000936	0,000936	0,000936	m ⁴
Wsup lat	0,001168	0,001168	0,001168	0,001169	0,001169	0,001169	0,001169	0,001169	0,001169	0,001170	0,001170	0,001170	0,001171	m ³
Winf lat	0,000779	0,000779	0,000779	0,000779	0,000779	0,000779	0,000779	0,000779	0,000780	0,000780	0,000780	0,000780	0,000780	m ³

Elemento	A14	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	
b1	400	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600 mm
t1	40	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30 mm
hw	750	500	605	710	875	1040	1240	1440	1680	1920	mm
tw	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	mm
b2	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600 mm
t2	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40 mm
A	0,05675	0,0527563	0,0553813	0,0580063	0,0621313	0,0662563	0,0712438	0,07625	0,08225	0,08825	m ²
L_in	0,005531	0,002408	0,003688	0,005271	0,008407	0,012386	0,018403	0,025865	0,036828	0,050157	m ⁴
Wsup	-0,013012	-0,008801	-0,011161	-0,013625	-0,017704	-0,022031	-0,027588	-0,033519	-0,041090	-0,049160	m ³
Winf	0,017020	0,010622	0,013418	0,016299	0,021000	0,025911	0,032136	0,038701	0,046991	0,055747	m ³
L_out	0,000934	0,001261	0,001261	0,001261	0,001261	0,001261	0,001262	0,001262	0,001262	0,001262	m ⁴
Wsup lat	0,001168	0,001050	0,001051	0,001051	0,001051	0,001051	0,001051	0,001051	0,001052	0,001052	m ³
Winf lat	0,000779	0,001050	0,001051	0,001051	0,001051	0,001051	0,001051	0,001051	0,001052	0,001052	m ³

Modello 2

Per le analisi della struttura si è realizzato anche un secondo modello tridimensionale. Il modello impostato con le medesime caratteristiche del precedente, ad eccezione degli elementi delle travi metalliche dove ora sono modellate mediante elementi "plate".

Tale modello risulta utile alle verifiche di tipo locale e per le analisi di instabilità.

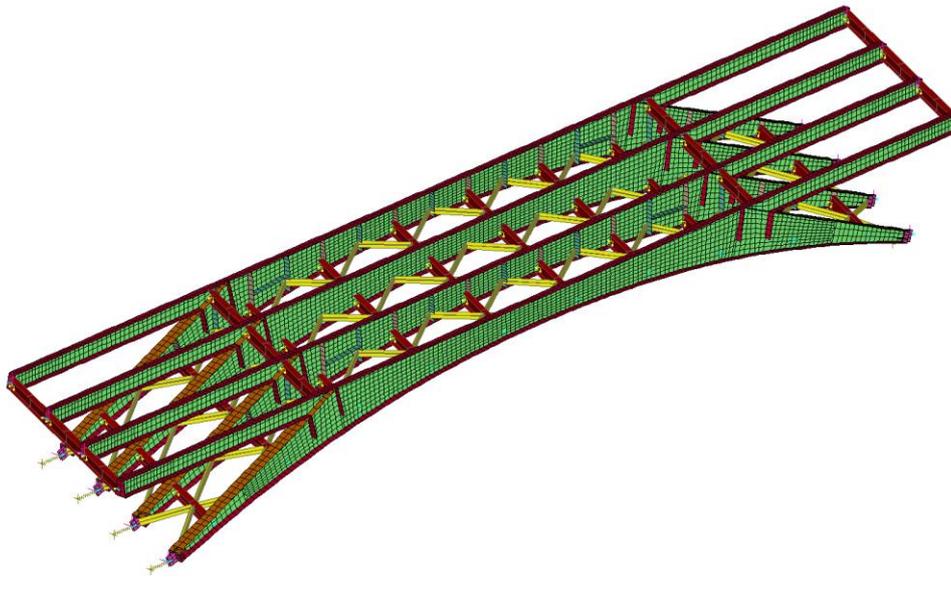


Figura 6.12 – Modello EF 2 (fasi 2)

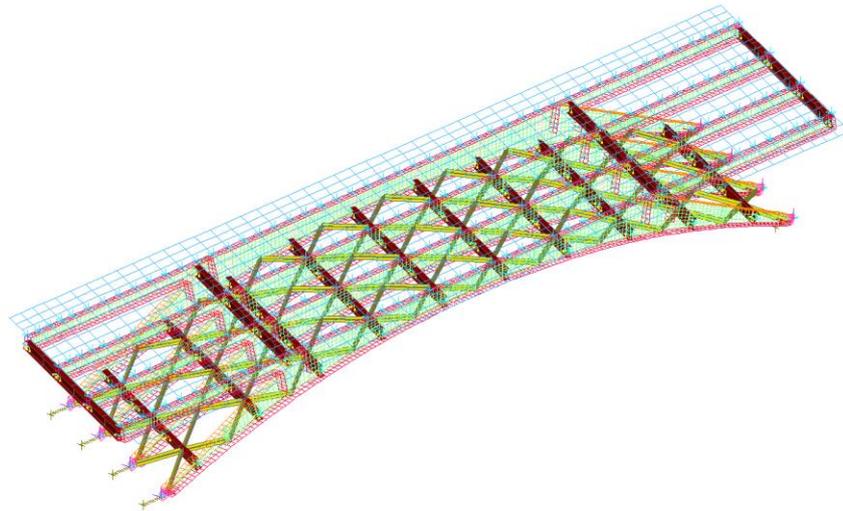


Figura 6.13 – Modello EF 2 (fasi 3,4,5)

6.1.1 Caratterizzazione del terreno

Per le valutazioni allo SLU e SLE si ipotizza un comportamento elastico del terreno.

Ai fini di una valutazione preliminare della rigidità del terreno retrostante al manufatto scatolare di spalla, si è fatto riferimento ad un modello di semispazio del terreno caratterizzato dal modulo elastico del terreno di $E=40\text{MPa}$ (valutato in virtù di quanto emerso in al §4.).

Il fronte spingente del manufatto è stato valutato in 32m per una altezza dei paramenti di 8m.

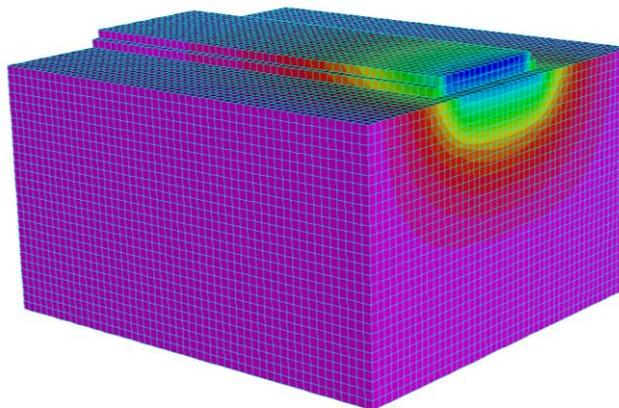


Figura 6.14 – Modello semi-spazio terreno

E' stato possibile stimare una molla elastica globale associata a tutta la spalla pari a:

$$K=1000\text{kN}/1.25\text{mm} = 800\text{kN}/\text{mm}$$

Overo considerando le 8 travi-arco gravanti sulla spalla risulta una molla elastica orizzontale associata ad ogni allineamento pari a:

$$K_0 = K/8 = 800/8 = 100 \text{ kN/mm.}$$

Data la conformazione della struttura ad arco piuttosto ribassato, la struttura risulta essere fortemente spingente sul manufatto di spalla, e pertanto la reazione vincolare alla base dell'arco è dipendente dalla molla elastica al piede.

Considerando una variabilità del valore di K_0 è stato possibile determinare la curva K/R (con R reazione orizzontale media dei 4 archi facenti parte di un singolo impalcato).

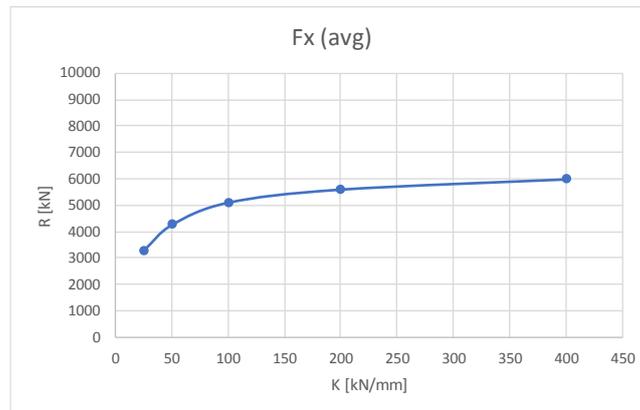


Figura 6.15 – Curva Risultante orizzontale / Molla al piede

In base valutazioni riportate nel documento 1822_E_R 3.25.7 – Relazione di calcolo geotecnico fondazioni, ai fini delle analisi della presente relazione si è assunto il seguente valore di rigidità orizzontale elastica al piede dell'arco su ogni allineamento:

$$K_0 = 100 \text{ kN/mm}$$

I dimensionamenti condotti nella presente relazione risultano validi per valori di $K > K_0$ (K_0 valore cautelativo assunto come riferimento).

6.1.2 Shear lag soletta collaborante

La larghezza collaborante della soletta viene determinata con riferimento al §4.3.2.3 delle NTC2018 (ovvero EN 1994-2 §5.4.1.2) ed in particolare per lungo lo sviluppo dell'opera risulta:

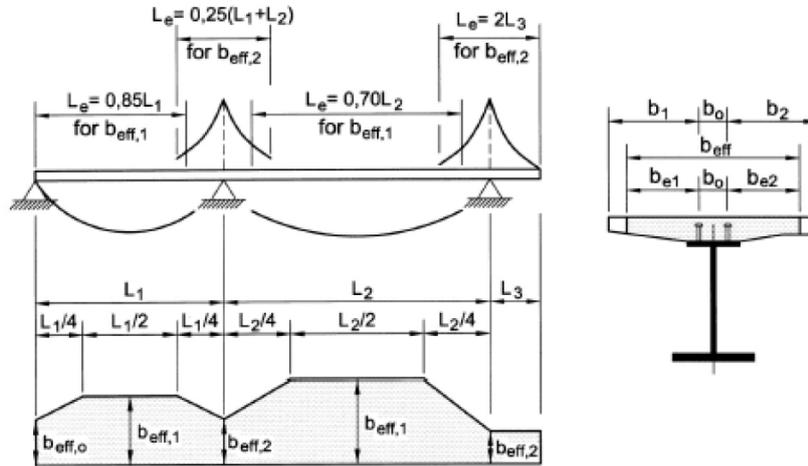


Figura 6.16 – Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

dove: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$ per le sezioni negli appoggi di estremità

$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$ per le altre sezioni

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 \cdot L_e / b_{ei}) \leq 1$$

$$b_{ei} = \min[L_e / 8; b_i - b_0 / 2]$$

Si tratta quindi di considerare per ciascuna anima una porzione ridotta di soletta pari a b_{ei} da ciascun lato.

Fra le varie sezioni (appoggio estremità - campata) è possibile fare una interpolazione lineare sulla larghezza collaborante b_{ei} , così come indicato nello schema precedente.

Nel caso specifico, considerando la larghezza di soletta pari a 15,5m, risultano le seguenti larghezze collaboranti (riferite alla singola anima):

Effective width for shear lag (EN 1994-2 §5.4.1.2)

	Trave interna	Trave esterna	
L ₁	51,6	51,6	m
L ₂	0	0	m
condiz. vincolo	1	1	
L _e	51,6	51,6	m
B	3,70	4,05	m
b ₀	0,2	0,2	m
b ₁	1,85	2,2	m
b _{e1}	1,75	2,1	m
β ₁	1,00	1,00	
b ₂	1,85	1,85	m
b _{e2}	1,75	1,75	m
β ₂	1,00	1,00	
Per un tratto di L ₁ =	12,9	12,9	m
Per un tratto di L ₂ =	0	0	m
B _{eff}	3,70	4,05	m

Come risulta dalla tabella precedente, sia per le travi interne che per quelle di bordo, non risulta necessario considerare riduzioni di soletta per effetto dello shear lag.

6.1.3 Shear lag piattabanda inferiore

Analogamente per la piattabanda inferiore con riferimento alla EN 1993-1-5 §3.2, si definisce la larghezza efficace della flangia (tratto a sbalzo o metà dell'interasse fra le due anime):

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0$$

con b_0 pari alla dimensione geometrica effettiva e β valutato come indicato nelle tabelle e grafici seguenti.

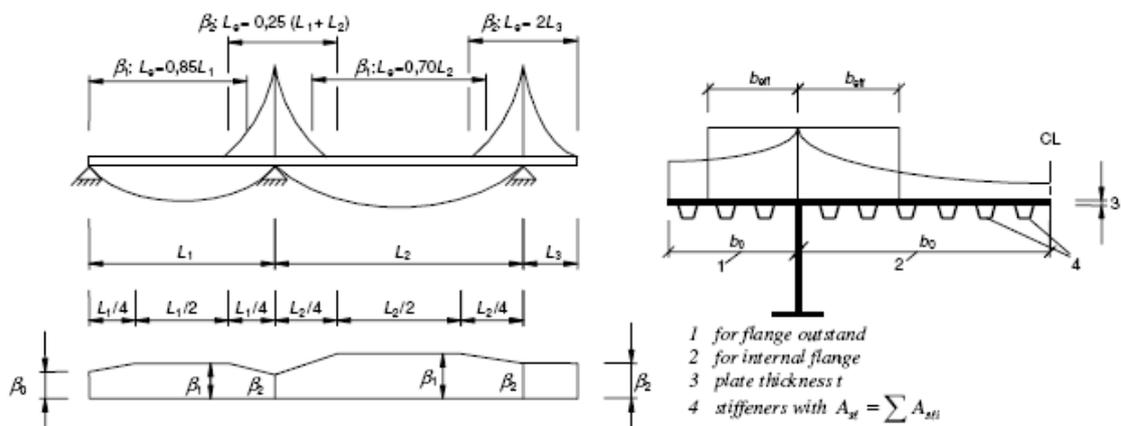


Figura 6.17 – Definizione della lunghezza Le per travi continue e distribuzione della larghezza efficace

κ	Verification	β - value
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all κ	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, but $\beta_0 < \beta_1$
all κ	Cantilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end
$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ with $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$ in which A_{st} is the area of all longitudinal stiffeners within the width b_0 and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.		

Figura 6.18 – Calcolo del fattore β

Poiché $k = (b/2)/L_e = (600/2)/51600 = 0,006 > 0,02$ risulta $\beta = 1,0$ e pertanto non è necessario considerare fenomeni di shear lag per la piattabanda inferiore.

6.1.4 Stabilità del piatto superiore connesso alla soletta

La verifica del piatto superiore nei confronti dell'instabilità laterale è garantita dalla presenza di efficace connessione con la soprastante soletta in c.a. e dal soddisfacimento delle prescrizioni indicate nelle EN1994-2 §5.5.2..

Con riferimento alla piattabanda di spessore $t=40\text{mm}$ si ottiene:

Massima spaziatura longitudinale

$$s_{c,\max} = 22 \cdot t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \cdot 40 \sqrt{\frac{235}{355}} = 715\text{mm}$$

Massima spaziatura trasversale piolo dal bordo libero

$$s_{t,\text{edge},\max} = 9 \cdot t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \cdot 40 \sqrt{\frac{235}{355}} = 292\text{mm}$$

Nel caso in oggetto è stato assunto

$$s_c = 200 - 150\text{mm} \quad (\text{spaziatura longitudinale})$$

$$s_{t,\text{edge}} = 75\text{mm} \quad (\text{spaziatura trasversale dal bordo})$$

$$s_t = 250\text{mm} \quad (\text{spaziatura trasversale})$$

In aggiunta ai requisiti sopra riportati, si è considerato anche quanto indicato al paragrafo 6.6.5.5 delle EN1994-2 quanto contenuto nelle NTC 08 §4.3.4.3.1.1:

Si verifica inoltre che la tipologia e disposizione dei pioli risulta coerente con le prescrizioni indicate al paragrafo §4.3.4.3.4 delle NTC2018, in particolare:

$$s_{t,min} = 2,5 \cdot d_{piolo} = 2,5 \cdot 25 = 62,5mm \text{ (min transversal spacing)}$$

$$s_{c,min} = 5 \cdot d_{piolo} = 5 \cdot 25 = 125mm \text{ (min longitudinal spacing)}$$

$$s_{t,edge,min} = 20mm \text{ (min transversal spacing edge-stud)}$$

$$copriferro \text{ piolo} > 20mm$$

$$H_{piolo} > 3 \cdot d_{piolo} = 75mm$$

$$D_{piolo} < 1,5 \cdot t_{sup,min} = 1,5 \cdot 40 = 60mm \text{ (quando soggetta a fatica)}$$

$$D_{testa,piolo} > 1,5 \cdot d_{piolo} = 1,5 \cdot 25 = 37,5mm$$

$$H_{testa,piolo} > 0,4 \cdot d_{piolo} = 0,4 \cdot 25 = 10,0mm$$

6.1.5 Stabilità della piattabanda compressa (plate buckling)

Il presente fenomeno riguarda la piattabanda inferiore dei conci A1, A2, A3, di entrambe le piattabande del concio B1 e dei pannelli d'anima, in quanto la piattabanda superiore dei conci tipo A, come esposto al punto precedente, non è soggetta a tale fenomeno grazie alla presenza del collegamento con la soletta in calcestruzzo.

Sia per i piatti che per gli irrigidimenti locali (*loc*) vale:

$$A_{eff} = \rho \cdot A$$

con:

- elementi compressi interni:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad \text{con } (3 + \psi) \geq 0$$

$$\rho = 1 \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

- elementi compressi esterni:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_p > 0,748$$

$$\rho = 1 \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,748$$

dove:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

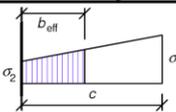
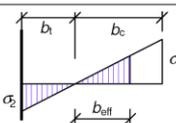
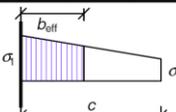
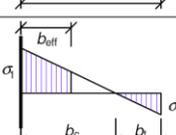
Stress distribution (compression positive)		Effective ⁹ width b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0$:			
		$b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$:			
		$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$:			
		$b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$:			
		$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Tabella 6.1 – Elementi compressi esterni

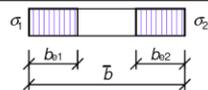
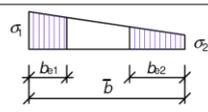
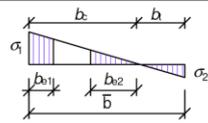
Stress distribution (compression positive)		Effective ⁹ width b_{eff}			
		$\psi = 1$:			
		$b_{eff} = \rho \bar{b}$			
		$b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$			
		$1 > \psi \geq 0$:			
		$b_{eff} = \rho \bar{b}$			
		$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
		$\psi < 0$:			
		$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$			
		$b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabella 6.2 – Elementi compressi interni

Si procede valutando la stabilità dei singoli piatti di irrigidimento costituenti l'elemento; Nel caso siano presenti anche irrigidimenti longitudinali, l'instabilità del singolo elemento ha influenza anche sulla stabilità del modulo irrigidito (elemento di irrigidimento più tratto di piastra di competenza):

$$A_{mod,eff} = \sum A_{piatto,eff} = \beta_A \cdot A_{mod}$$

A sua volta il comportamento del singolo modulo ha effetto su quello dell'intero pannello nei confronti dei due meccanismi di funzionamento a lastra ortotropa o a colonna compressa che, interagendo fra loro, definiscono il grado di stabilità della piastra mediante i coefficienti ρ .

Nel caso specifico non sono presenti elementi di irrigidimento longitudinale (tranne che in singoli campo) pertanto si trascura la loro presenza ai fini delle verifiche.

Per la determinazione dei coefficienti riduttivi utili a valutare le caratteristiche della sezione efficace, in aggiunta a quanto sposto in precedenza, si è anche verificato che dall'applicazione del "Reduced stress method" (§10 + Annex B delle EN 1993-1-5) non risulta necessario penalizzare ulteriormente la sezione in sede di verifica.

Si rimanda al §0 per i risultati dell'applicazione del metodo.

6.1.6 Stabilità a taglio pannello d'anima

La verifica di stabilità dei pannelli soggetti a taglio è eseguita secondo quanto indicato al §4.2.4.1.3.4 delle NTC 2018 ovvero si rimanda al medesimo paragrafo delle NTC 2008 e relativa circolare esplicativa.

In corrispondenza dell'appoggio è necessario effettuare la verifica a stabilità per taglio delle anime. Esse devono essere verificate quando si ha la seguente condizione (anime irrigidite):

$$\frac{h_w}{t} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_r}$$

dove:

$$h_w = \text{altezza pannello};$$

$$t = \text{spessore pannello};$$

$$\eta = 1,20;$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Per pannelli con irrigidimenti longitudinali il valore del coefficiente k_r è dato:

$$k_r = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \frac{I_{st}}{t^3} \cdot h_w}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{t^3 \cdot h_w}}$$

con I_{st} somma dei momenti di inerzia degli irrigidimenti longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima secondo l'indicazione della figura seguente.

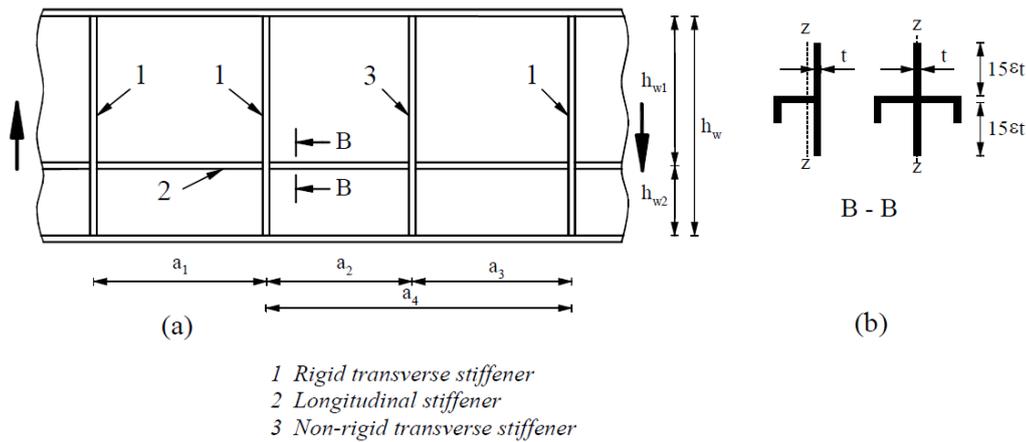


Figura 6.19 – Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d’anima

Mentre α è il rapporto tra la distanza degli irrigidimenti trasversali (a) e l’altezza della sezione (h_w)

La resistenza a taglio del pannello è assunta pari a:

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

Il contributo delle anime è dato da:

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

nella quale l’apporto alla resistenza a stabilità a taglio del pannello d’anima χ_w è desunto dalla seguente tabella:

Table 5.1: Contribution from the web χ_w to shear buckling resistance

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Figura 6.20 – Contributo alla resistenza a stabilità a taglio del pannello d’anima

considerando la snellezza per taglio del pannello irrigidito pari a:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$$

Il contributo delle flange può essere assunto pari a:

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

A favore di sicurezza si trascura il contributo delle ali alla resistenza a taglio, in tal modo nella valutazione della resistenza flessionale è possibile il completo sfruttamento delle piattabande.

Nel caso di pannelli dotati di uno o più irrigiditori longitudinali occorre verificare inoltre che la snellezza del singolo sotto-pannello (compreso fra irrigiditori-irrigiditore oppure irrigiditore piattabanda), non risulti superiore a quella dell'intero pannello irrigidito.

Se $V_{bw,Sd} < 0,5 \cdot V_{bw,Rd,1}$ è possibile trascurare l'interazione fra flessione e taglio.

Nel caso in oggetto non siamo in presenza di irrigidimenti longitudinali, pertanto la snellezza per taglio si semplifica in

$$\overline{\lambda}_w = h_w / (86.4t\epsilon)$$

La verifica risulta soddisfatta per $\eta_3 = V_{bw,Sd} / V_{bw,Rd} < 1$

6.2. MANUFATTO SPALLA

Si modella il manufatto di spalla nelle 3 dimensioni, mediante l'utilizzo di elementi "plate", adottando il codice di calcolo agli elementi finiti Straus7.

Le dimensioni del modello rispecchiano le dimensioni reali dei manufatti.

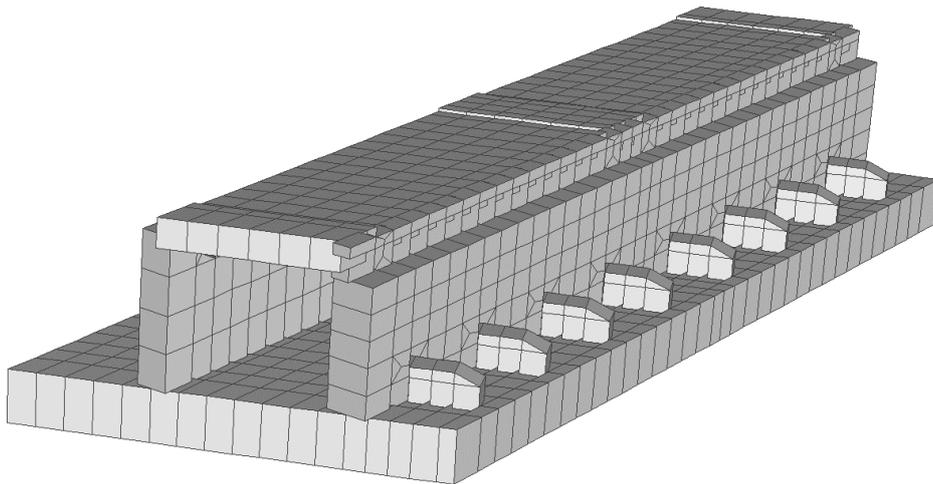


Figura 6.21 - Manufatto Spalla in c.a.o.- Modello FEM

Il meccanismo di resistenza orizzontale dalla spalla è affidato, interamente, alla forza attrittiva che si genera all'interfaccia tra struttura fondale e terreno sottostante (terreno trattato per miglioramento delle caratteristiche meccaniche - si veda relazione geotecnica).

Sulla base di quest'ultima (vedere relazione geotecnica) si applicano alla ciabatta di fondazione le seguenti rigidezze:

$$K_w = 4000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 150 \text{ kN/mm}$$

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

Sul retrospalla è prevista la realizzazione di una soletta di transizione atta a contenere i cedimenti differiti del terreno retrostante.

6.2.1 Modalità di applicazione dei carichi

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

- g1 peso proprio delle fondazioni dei piedritti e dell'impalcato. Si fa riferimento agli spessori indicati nelle tavole di progetto.

g2 sovraccarico permanente impalcato su solettone e fondazione. Si assume un carico uniformemente distribuito pari a 4,20 kN/m² corrispondente ad uno spessore, cautelativo, di pavimentazione pari a sp. 20cm;

s(t) sovraspinta sismica terreno. Con l'ipotesi di terreno compattato questo è stato trattato come un blocco unico, introducendo un'inerzia sismica pari a:

$$\gamma H_{sp}^2 S \left(\frac{a_g}{g} \right) = 19 \times 7,50^2 \times 1,50 \times 0,073 = 15,60 \text{ kN/mq}$$

s(i) inerzia sismica massa spalla, valutata come g1 + g2 + 0,2q

q(UDLsup) sovraccarico da traffico distribuito su solettone, secondo norma in corrispondenza delle corsie convenzionali adottate nelle due combinazioni presentate al punto 5.6.1

q(UDLinf) sovraccarico da traffico distribuito su fondazione;

q(TS) sovraccarico da traffico tandem su solettone/fondazione, secondo norma in corrispondenza delle corsie convenzionali adottate nelle due combinazioni presentate al punto 5.6.1

DTdiff variazione termica differenziale su solettone, introdotta al punto 5.5.2;

H (fr) azione orizzontale da frenamento (positiva o negativa), equivalente a 65 kN/m applicata alle corsie convenzionali adottate nelle due combinazioni presentate al punto 5.6.1;

Si considerano inoltre le azioni provenienti dal ponte, mediante gli appoggi inferiori e superiori; si considera

Fase 1 azioni in fase di montaggio carpenteria metallica

SLE G azioni SLE carichi permanenti

SLU G azioni SLU carichi permanenti

SLEenv inviluppo azioni SLErara

SLUenv inviluppo azioni SLU

Si riportano le combinazioni di carico implementate nel modello di calcolo:

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

CASI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	SLE_1	SLE_2	SLE_3	SLE_4	SLE_5	SLE_6	SLE_7	SLE_8	SLE_9	SLE_10
1: F1_g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)		1,00		1,00						
5: F1_q(UDL2_sup)			1,00		1,00					
6: F1_terreno(UDL1_sup)		1,00		1,00						
7: F1_terreno(UDL2_sup)			1,00		1,00					
8: F1q(UDLinf)		1,00		1,00						
9: F1q_(TS1_1)										
10: F1q_(TS1_2)										
11: F1q_(TS1_3)										
12: F1q_(TS2_1)										
13: F1q_(TS2_2)										
14: F1q_(TS2_3)										
15: F1q_(TS4_inf)										
16: F1_DT diff (heat)		0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60
18: F1_fr(UDL1+)								1,00	1,00	
19: F1_fr(UDL1-)										1,00
20: F1_fr(UDL2+)										
21: F1_fr(UDL2-)										
22: Muzza_Mont	1,00									
23: Muzza_SLEmax		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
24: Muzza_SLUmax										
25: Muzza_SLE_G								1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G										
27: F2_sisma_sovraspinta										
28: F2_sisma_inerzia spalla										

CASI	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	SLE_11	SLE_12	SLE_13	SLE_14	SLE_15	SLE_16	SLE_17	SLE_18	SLE_19	SLE_20
1: F1_g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)						0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
5: F1_q(UDL2_sup)										
6: F1_terreno(UDL1_sup)						0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
7: F1_terreno(UDL2_sup)										
8: F1q(UDLinf)						0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
9: F1q_(TS1_1)						0,75	0,75	0,75	0,75	
10: F1q_(TS1_2)										0,75
11: F1q_(TS1_3)										
12: F1q_(TS2_1)										
13: F1q_(TS2_2)										
14: F1q_(TS2_3)										
15: F1q_(TS4_inf)						0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
16: F1_DT diff (heat)	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60
18: F1_fr(UDL1+)						1,00	1,00			1,00
19: F1_fr(UDL1-)	1,00							1,00	1,00	
20: F1_fr(UDL2+)		1,00	1,00							
21: F1_fr(UDL2-)				1,00	1,00					
22: Muzza_Mont										
23: Muzza_SLEmax										
24: Muzza_SLUmax										
25: Muzza_SLE_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G										
27: F2_sisma_sovraspinta										
28: F2_sisma_inerzia spalla										

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

CASI	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	SLE_21	SLE_22	SLE_23	SLE_24	SLE_25	SLE_26	SLE_27	SLE_28	SLE_29	SLE_30
1: F1_g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40			
5: F1_q(UDL2_sup)								0,40	0,40	0,40
6: F1_terreno(UDL1_sup)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40			
7: F1_terreno(UDL2_sup)								0,40	0,40	0,40
8: F1q(UDLinfl)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
9: F1q_(TS1_1)										
1 : F1q_(TS1_2)	0,75	0,75	0,75							
11: F1q_(TS1_3)				0,75	0,75	0,75	0,75			
12: F1q_(TS2_1)								0,75	0,75	0,75
13: F1q_(TS2_2)										
14: F1q_(TS2_3)										
15: F1q_(TS4_inf)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
16: F1_DT diff (heat)	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60
18: F1_fr(UDL1+)	1,00			1,00	1,00					
19: F1_fr(UDL1-)		1,00	1,00			1,00	1,00			
2 : F1_fr(UDL2+)								1,00	1,00	
21: F1_fr(UDL2-)										1,00
22: Muzza_Mont										
23: Muzza_SLEmax										
24: Muzza_SLUmax										
25: Muzza_SLE_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G										
27: F2_sisma_sovraspinta										
28: F2_sisma_inerzia spalla										

CASI	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
	SLE_31	SLE_32	SLE_33	SLE_34	SLE_35	SLE_36	SLE_37	SLE_38	SLE_39	SLE_40
1: F1_g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)										0,40
5: F1_q(UDL2_sup)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
6: F1_terreno(UDL1_sup)										0,40
7: F1_terreno(UDL2_sup)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
8: F1q(UDLinfl)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
9: F1q_(TS1_1)										0,75
1 : F1q_(TS1_2)										
11: F1q_(TS1_3)										
12: F1q_(TS2_1)	0,75									
13: F1q_(TS2_2)		0,75	0,75	0,75	0,75					
14: F1q_(TS2_3)						0,75	0,75	0,75	0,75	
15: F1q_(TS4_inf)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
16: F1_DT diff (heat)	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	0,60	-0,60	1,00
18: F1_fr(UDL1+)										
19: F1_fr(UDL1-)		1,00	1,00			1,00	1,00			
2 : F1_fr(UDL2+)										
21: F1_fr(UDL2-)	1,00			1,00	1,00			1,00	1,00	
22: Muzza_Mont										
23: Muzza_SLEmax										
24: Muzza_SLUmax										
25: Muzza_SLE_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G										
27: F2_sisma_sovraspinta										
28: F2_sisma_inerzia spalla										

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

CASI	41		42		43		44		45		46		47		48		49		50	
	SLE_41	SLE_42	SLE_43	SLE_44	SLE_45	SLE_46	SLE_47	SLE_48	SLE_49	SLE_50	SLE_41	SLE_42	SLE_43	SLE_44	SLE_45	SLE_46	SLE_47	SLE_48	SLE_49	SLE_50
1: F1_g1	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	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	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	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	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	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
5: F1_q(UDL2_sup)																				
6: F1_terreno(UDL1_sup)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
7: F1_terreno(UDL2_sup)																				
8: F1q(UDLinf)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
9: F1q_(TS1_1)	0,75	0,75	0,75																	
1 : F1q_(TS1_2)				0,75	0,75	0,75	0,75													
11: F1q_(TS1_3)														0,75	0,75	0,75				
12: F1q_(TS2_1)																				
13: F1q_(TS2_2)																				
14: F1q_(TS2_3)																				
15: F1q_(TS4_inf)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
16: F1_DT diff (heat)	-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	1,00	-1,00	1,00
18: F1_fr(UDL1+)																				
19: F1_fr(UDL1-)																				
2 : F1_fr(UDL2+)																				
21: F1_fr(UDL2-)																				
22: Muzza_Mont																				
23: Muzza_SLEmax																				
24: Muzza_SLUmax																				
25: Muzza_SLE_G	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	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G																				
27: F2_sisma_sovraspinta																				
28: F2_sisma_inerzia spalla																				

CASI	51		52		53		54		55		56		57		58		59		60	
	SLE_51	SLE_52	SLE_53	SLE_54	SLE_55	SLE_56	SLE_57	SLE_58	SLE_59	SLE_60	SLE_51	SLE_52	SLE_53	SLE_54	SLE_55	SLE_56	SLE_57	SLE_58	SLE_59	SLE_60
1: F1_g1	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	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	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	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	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	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)	0,40																			
5: F1_q(UDL2_sup)		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
6: F1_terreno(UDL1_sup)	0,40																			
7: F1_terreno(UDL2_sup)		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
8: F1q(UDLinf)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
9: F1q_(TS1_1)																				
1 : F1q_(TS1_2)																				
11: F1q_(TS1_3)	0,75																			
12: F1q_(TS2_1)		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75														
13: F1q_(TS2_2)										0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
14: F1q_(TS2_3)																				0,75
15: F1q_(TS4_inf)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
16: F1_DT diff (heat)	-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	1,00	-1,00	1,00
18: F1_fr(UDL1+)																				
19: F1_fr(UDL1-)																				
2 : F1_fr(UDL2+)																				
21: F1_fr(UDL2-)																				
22: Muzza_Mont																				
23: Muzza_SLEmax																				
24: Muzza_SLUmax																				
25: Muzza_SLE_G	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	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G																				
27: F2_sisma_sovraspinta																				
28: F2_sisma_inerzia spalla																				

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

CASI	61		62		63		64		65		66		67		68		69		70	
	SLE_61	SLE_62	SLE_63	SLE_64	SLE_65	SLE_66	SLE_67	SLE_68	SLE_69	SLE_70	SLE_61	SLE_62	SLE_63	SLE_64	SLE_65	SLE_66	SLE_67	SLE_68	SLE_69	SLE_70
1: F1_g1	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	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	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	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	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	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)				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
5: F1_q(UDL2_sup)	0,40	0,40	0,40																	
6: F1_terreno(UDL1_sup)				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
7: F1_terreno(UDL2_sup)	0,40	0,40	0,40																	
8: F1q(UDLinfl)	0,40	0,40	0,40	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
9: F1q_(TS1_1)				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
1 : F1q_(TS1_2)																	1,00	1,00	1,00	1,00
11: F1q_(TS1_3)																				
12: F1q_(TS2_1)																				
13: F1q_(TS2_2)																				
14: F1q_(TS2_3)	0,75	0,75	0,75																	
15: F1q_(TS4_inf)	0,75	0,75	0,75	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
16: F1_DT diff (heat)	-1,00	1,00	-1,00																	
18: F1_fr(UDL1+)																				
19: F1_fr(UDL1-)																				
2 : F1_fr(UDL2+)																				
21: F1_fr(UDL2-)																				
22: Muzza_Mont																				
23: Muzza_SLEmax																				
24: Muzza_SLUmax																				
25: Muzza_SLE_G	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	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G																				
27: F2_sisma_sovraspinta																				
28: F2_sisma_inerzia spalla																				

CASI	71		72		73		74		75		76		77		78		79		80	
	SLE_71	SLE_72	SLE_73	SLE_74	SLE_75	SLE_76	SLE_77	SLE_78	SLE_79	SLE_80	SLE_71	SLE_72	SLE_73	SLE_74	SLE_75	SLE_76	SLE_77	SLE_78	SLE_79	SLE_80
1: F1_g1	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	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	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	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	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	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)	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	1,00	1,00	1,00
5: F1_q(UDL2_sup)											1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
6: F1_terreno(UDL1_sup)	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	1,00	1,00	1,00
7: F1_terreno(UDL2_sup)											1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
8: F1q(UDLinfl)	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	1,00	1,00	1,00
9: F1q_(TS1_1)																				
1 : F1q_(TS1_2)	1,00																			
11: F1q_(TS1_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	1,00	1,00	1,00
12: F1q_(TS2_1)											1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
13: F1q_(TS2_2)																				1,00
14: F1q_(TS2_3)																				
15: F1q_(TS4_inf)	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	1,00	1,00	1,00
16: F1_DT diff (heat)																				
18: F1_fr(UDL1+)																				
19: F1_fr(UDL1-)																				
2 : F1_fr(UDL2+)																				
21: F1_fr(UDL2-)																				
22: Muzza_Mont																				
23: Muzza_SLEmax																				
24: Muzza_SLUmax																				
25: Muzza_SLE_G	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	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G																				
27: F2_sisma_sovraspinta																				
28: F2_sisma_inerzia spalla																				

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

CASI	81	82	83	84	85	86	87
	SLE_81	SLE_82	SLE_83	SLE_84	SLE_85	SLE_86	SLE_87
1: F1_g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)							
5: F1_q(UDL2_sup)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
6: F1_terreno(UDL1_sup)							
7: F1_terreno(UDL2_sup)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
8: F1q(UDLinf)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
9: F1q_(TS1_1)							
1 : F1q_(TS1_2)							
11: F1q_(TS1_3)							
12: F1q_(TS2_1)							
13: F1q_(TS2_2)	1,00	1,00	1,00				
14: F1q_(TS2_3)				1,00	1,00	1,00	1,00
15: F1q_(TS4_inf)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
16: F1_DT diff (heat)							
18: F1_fr(UDL1+)							
19: F1_fr(UDL1-)							
2 : F1_fr(UDL2+)							
21: F1_fr(UDL2-)							
22: Muzza_Mont							
23: Muzza_SLEmax							
24: Muzza_SLUmax							
25: Muzza_SLE_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
26: Muzza_SLU_G							
27: F2_sisma_sovraspinta							
28: F2_sisma_inerzia spalla							

CASI	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98
	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLU_5	SLU_6	SLU_7	SLU_8	SLU_9	SLU_10	SLU_11
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)		1,35		1,35							
5: F1_q(UDL2_sup)			1,35		1,35						
6: F1_terreno(UDL1_sup)		1,35		1,35							
7: F1_terreno(UDL2_sup)			1,35		1,35						
8: F1q(UDLinf)		1,35		1,35							
9: F1q_(TS1_1)											
1 : F1q_(TS1_2)											
11: F1q_(TS1_3)											
12: F1q_(TS2_1)											
13: F1q_(TS2_2)											
14: F1q_(TS2_3)											
15: F1q_(TS4_inf)											
16: F1_DT diff (heat)		0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90
18: F1_fr(UDL1+)								1,35	1,35		
19: F1_fr(UDL1-)										1,35	1,35
2 : F1_fr(UDL2+)											
21: F1_fr(UDL2-)											
22: Muzza_Mont	1,35										
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00				
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G								1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

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

CASI	99	100	111	112	113	114	115	116	117	118	119
	SLU_12	SLU_13	SLU_14	SLU_15	SLU_16	SLU_17	SLU_18	SLU_19	SLU_2	SLU_21	SLU_22
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)					0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
5: F1_q(UDL2_sup)											
6: F1_terreno(UDL1_sup)					0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
7: F1_terreno(UDL2_sup)											
8: F1q(UDLinf)					0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
9: F1q_(TS1_1)					1,125	1,125	1,125	1,125			
1: F1q_(TS1_2)									1,125	1,125	1,125
11: F1q_(TS1_3)											
12: F1q_(TS2_1)											
13: F1q_(TS2_2)											
14: F1q_(TS2_3)											
15: F1q_(TS4_inf)					1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125
16: F1_DT diff (heat)	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90
18: F1_fr(UDL1+)					1,35	1,35			1,35	1,35	
19: F1_fr(UDL1-)							1,35	1,35			1,35
2: F1_fr(UDL2+)	1,35	1,35									
21: F1_fr(UDL2-)			1,35	1,35							
22: Muzza_Mont											
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax											
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

CASI	99	100	111	112	113	114	115	116	117	118	119
	SLU_12	SLU_13	SLU_14	SLU_15	SLU_16	SLU_17	SLU_18	SLU_19	SLU_20	SLU_21	SLU_22
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)					0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
5: F1_q(UDL2_sup)											
6: F1_terreno(UDL1_sup)					0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
7: F1_terreno(UDL2_sup)											
8: F1q(UDLinf)					0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
9: F1q_(TS1_1)					1,125	1,125	1,125	1,125			
1: F1q_(TS1_2)									1,125	1,125	1,125
11: F1q_(TS1_3)											
12: F1q_(TS2_1)											
13: F1q_(TS2_2)											
14: F1q_(TS2_3)											
15: F1q_(TS4_inf)					1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125
16: F1_DT diff (heat)	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90
18: F1_fr(UDL1+)					1,35	1,35			1,35	1,35	
19: F1_fr(UDL1-)							1,35	1,35			1,35
2: F1_fr(UDL2+)	1,35	1,35									
21: F1_fr(UDL2-)			1,35	1,35							
22: Muzza_Mont											
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax											
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

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

CASI	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130
	SLU_23	SLU_24	SLU_25	SLU_26	SLU_27	SLU_28	SLU_29	SLU_30	SLU_31	SLU_32	SLU_33
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54						
5: F1_q(UDL2_sup)						0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
6: F1_terreno(UDL1_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54						
7: F1_terreno(UDL2_sup)						0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
8: F1q(UDLinf)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
9: F1q_(TS1_1)											
1: F1q_(TS1_2)	1, 125										
11: F1q_(TS1_3)		1, 125	1, 125	1, 125	1, 125						
12: F1q_(TS2_1)						1, 125	1, 125	1, 125	1, 125		
13: F1q_(TS2_2)										1, 125	1, 125
14: F1q_(TS2_3)											
15: F1q_(TS4_inf)	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125
16: F1_DT diff (heat)	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90
18: F1_fr(UDL1+)		1,35	1,35								
19: F1_fr(UDL1-)	1,35			1,35	1,35						
2: F1_fr(UDL2+)						1,35	1,35			1,35	1,35
21: F1_fr(UDL2-)								1,35	1,35		
22: Muzza_Mont											
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax											
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

CASI	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141
	SLU_34	SLU_35	SLU_36	SLU_37	SLU_38	SLU_39	SLU_40	SLU_41	SLU_42	SLU_43	SLU_44
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)							0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
5: F1_q(UDL2_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54					
6: F1_terreno(UDL1_sup)							0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
7: F1_terreno(UDL2_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54					
8: F1q(UDLinf)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
9: F1q_(TS1_1)							1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	
1: F1q_(TS1_2)											1, 125
11: F1q_(TS1_3)											
12: F1q_(TS2_1)											
13: F1q_(TS2_2)	1, 125	1, 125									
14: F1q_(TS2_3)			1, 125	1, 125	1, 125	1, 125					
15: F1q_(TS4_inf)	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125	1, 125
16: F1_DT diff (heat)	0,90	-0,90	0,90	-0,90	0,90	-0,90	1,50	-1,50	1,50	-1,50	1,50
18: F1_fr(UDL1+)											
19: F1_fr(UDL1-)											
2: F1_fr(UDL2+)			1,35	1,35							
21: F1_fr(UDL2-)	1,35	1,35			1,35	1,35					
22: Muzza_Mont											
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax											
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

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

CASI	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152
	SLU_45	SLU_46	SLU_47	SLU_48	SLU_49	SLU_50	SLU_51	SLU_52	SLU_53	SLU_54	SLU_55
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54				
5: F1_q(UDL2_sup)								0,54	0,54	0,54	0,54
6: F1_terreno(UDL1_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54				
7: F1_terreno(UDL2_sup)								0,54	0,54	0,54	0,54
8: F1q(UDLinf)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
9: F1q_(TS1_1)											
10: F1q_(TS1_2)	1,125	1,125	1,125								
11: F1q_(TS1_3)				1,125	1,125	1,125	1,125				
12: F1q_(TS2_1)								1,125	1,125	1,125	1,125
13: F1q_(TS2_2)											
14: F1q_(TS2_3)											
15: F1q_(TS4_inf)	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125
16: F1_DT diff (heat)	-1,50	1,50	-1,50	1,50	-1,50	1,50	-1,50	1,50	-1,50	1,50	-1,50
18: F1_fr(UDL1+)											
19: F1_fr(UDL1-)											
20: F1_fr(UDL2+)											
21: F1_fr(UDL2-)											
22: Muzza_Mont											
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax											
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

CASI	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163
	SLU_56	SLU_57	SLU_58	SLU_59	SLU_60	SLU_61	SLU_62	SLU_63	SLU_64	SLU_65	SLU_66
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)									1,35	1,35	1,35
5: F1_q(UDL2_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54			
6: F1_terreno(UDL1_sup)									1,35	1,35	1,35
7: F1_terreno(UDL2_sup)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54			
8: F1q(UDLinf)	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35	1,35	1,35
9: F1q_(TS1_1)									1,35	1,35	1,35
10: F1q_(TS1_2)											
11: F1q_(TS1_3)											
12: F1q_(TS2_1)											
13: F1q_(TS2_2)	1,125	1,125	1,125	1,125							
14: F1q_(TS2_3)					1,125	1,125	1,125	1,125			
15: F1q_(TS4_inf)	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,35	1,35	1,35
16: F1_DT diff (heat)	1,50	-1,50	1,50	-1,50	1,50	-1,50	1,50	-1,50			
18: F1_fr(UDL1+)											
19: F1_fr(UDL1-)											
20: F1_fr(UDL2+)											
21: F1_fr(UDL2-)											
22: Muzza_Mont											
23: Muzza_SLEmax											
24: Muzza_SLUmax											
25: Muzza_SLE_G											
26: Muzza_SLU_G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta											
28: F2_sisma_inerzia spalla											

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

CASI	164		165		166		167		168		169		170		171		172		173		174	
	SLU_67	SLU_68	SLU_69	SLU_70	SLU_71	SLU_72	SLU_73	SLU_74	SLU_75	SLU_76	SLU_77											
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3: F1_g2 pavimentazione	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	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
4: F1_q(UDL1_sup)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
5: F1_q(UDL2_sup)																				1,35	1,35	1,35
6: F1_terreno(UDL1_sup)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
7: F1_terreno(UDL2_sup)																				1,35	1,35	1,35
8: F1q(UDLinf)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
9: F1q_(TS1_1)	1,35																					
10: F1q_(TS1_2)		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
11: F1q_(TS1_3)									1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
12: F1q_(TS2_1)																				1,35	1,35	1,35
13: F1q_(TS2_2)																						
14: F1q_(TS2_3)																						
15: F1q_(TS4_inf)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
16: F1_DT diff (heat)																						
18: F1_fr(UDL1+)																						
19: F1_fr(UDL1-)																						
20: F1_fr(UDL2+)																						
21: F1_fr(UDL2-)																						
22: Muzza_Mont																						
23: Muzza_SLEmax																						
24: Muzza_SLUmax																						
25: Muzza_SLE_G																						
26: Muzza_SLU_G	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	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta																						
28: F2_sisma_inerzia spalla																						

CASI	175		176		177		178		179		180		181		182		183		184		185		186	
	SLU_78	SLU_79	SLU_80	SLU_81	SLU_82	SLU_83	SLU_84	SLU_85	SLU_86	SLU_87	SLU_88	SLU_89	SLU_90	SLU_91	SLU_92	SLU_93	SLU_94	SLU_95	SLU_96	SLU_97	SLEqp	SLV		
1: F1_g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
2: F1_g2_Spinta Terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
3: F1_g2 pavimentazione	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	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
4: F1_q(UDL1_sup)																								0,20
5: F1_q(UDL2_sup)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
6: F1_terreno(UDL1_sup)																								
7: F1_terreno(UDL2_sup)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
8: F1q(UDLinf)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
9: F1q_(TS1_1)																								
10: F1q_(TS1_2)																								
11: F1q_(TS1_3)																								
12: F1q_(TS2_1)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
13: F1q_(TS2_2)			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
14: F1q_(TS2_3)																								
15: F1q_(TS4_inf)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
16: F1_DT diff (heat)																								
18: F1_fr(UDL1+)																								
19: F1_fr(UDL1-)																								
20: F1_fr(UDL2+)																								
21: F1_fr(UDL2-)																								
22: Muzza_Mont																								
23: Muzza_SLEmax																								
24: Muzza_SLUmax																								
25: Muzza_SLE_G																								
26: Muzza_SLU_G	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	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27: F2_sisma_sovraspinta																								1,00
28: F2_sisma_inerzia spalla																								1,00

7. VERIFICHE IMPALCATO

Le verifiche di resistenza sono eseguite nei confronti dello Stato Limite Ultimo (SLU).

La geometria dei profili metallici utilizzati colloca generalmente gli elementi in Classe 1 ,2 e 3 (secondo la classificazione proposta da EC3), ed in alcuni casi anche in classe 4. Per le prime due i primi classi le membrature sono in grado di sviluppare deformazioni di tipo plastico senza che si verifichino fenomeni di instabilità locale, mentre per la classe 3 le membrature in grado di sviluppare la resistenza senza che intervengano instabilità locali; Infine per la classe 4 la resistenza avviene a prezzo di instabilità locali.

La valutazione della resistenza delle sezioni e l'analisi strutturale possono dunque essere svolte con riferimento ai metodi dell'analisi plastica, nei primi due casi e analisi elastica nel terzo e quarto caso.

Nel caso in esame, vista la particolare geometria degli elementi utilizzati, si preferisce utilizzare indistintamente l'approccio elastico secondo il criterio di Von Mises.

Visti i modesti valori di azione tagliante che si sviluppano nella struttura, si assume che lo stato di sforzo più gravoso sia indotto da azione assiale e flessione nel profilo.

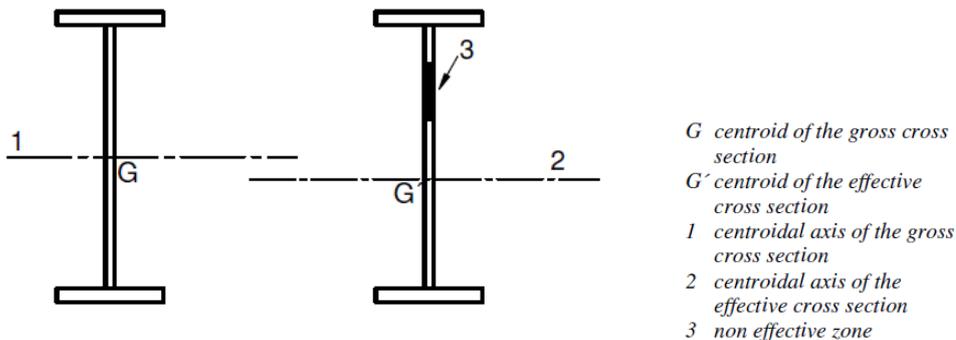
I massimi sforzi normali σ sono calcolati come:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_1}{W_1} \pm \frac{M_2}{W_2}$$

in cui N ed M sono le sollecitazioni assiale e flessionale nella sezione in esame, A e W sono l'area e il modulo elastico della sezione.

Il criterio di verifica risulta $\sigma \leq f_{yd} = \frac{355}{1,05} = 338MPa$

Così come indicato dalla norma (EN 1993-1-5, 4.6.) ai fini delle verifiche di sezioni in classe 4, oltre ad adottare le proprietà sezionali associate alla sezione efficace (determinate così come specificato al §6.1.5), occorre considerare la variazione di momento flettente sollecitante indotto dall'azione assiale per effetto della modifica di posizione dell'asse baricentrico fra sezione intera e sezione efficace.



7.1. VERIFICHE SLU

In base ai criteri esposti in precedenza, nel seguito si riportano le verifiche per le travi principali.

Avendo realizzato un modello di calcolo che prevede la suddivisione fra travi in acciaio e soletta in c.a., risulta possibile determinare le direttamente le azioni agenti sulle due componenti e condurre le verifiche per ciascuna componente sulla carpenteria metallica.

Per quanto riguarda le travi principali, vengono eseguite verifiche in campo elastico con penalizzazione della sezione per effetto dell'instabilità locale (quando rilevante), trattandosi di sezioni in classe 2 o 3 (si trascurano i benefici plastici delle sezioni in classe 2 per avere un omogeneo criterio di verifica).

Per quanti riguarda la soletta in c.a. (statica longitudinale) e i pioli di collegamento, si rimanda ai paragrafi 7.1.5 e 7.1.6.

Si riportano dapprima le mappature di involuppo delle tensioni nelle travi principali per la condizione SLU per un prima verifica preliminare, senza considerare eventuali penalizzazioni di sezione.

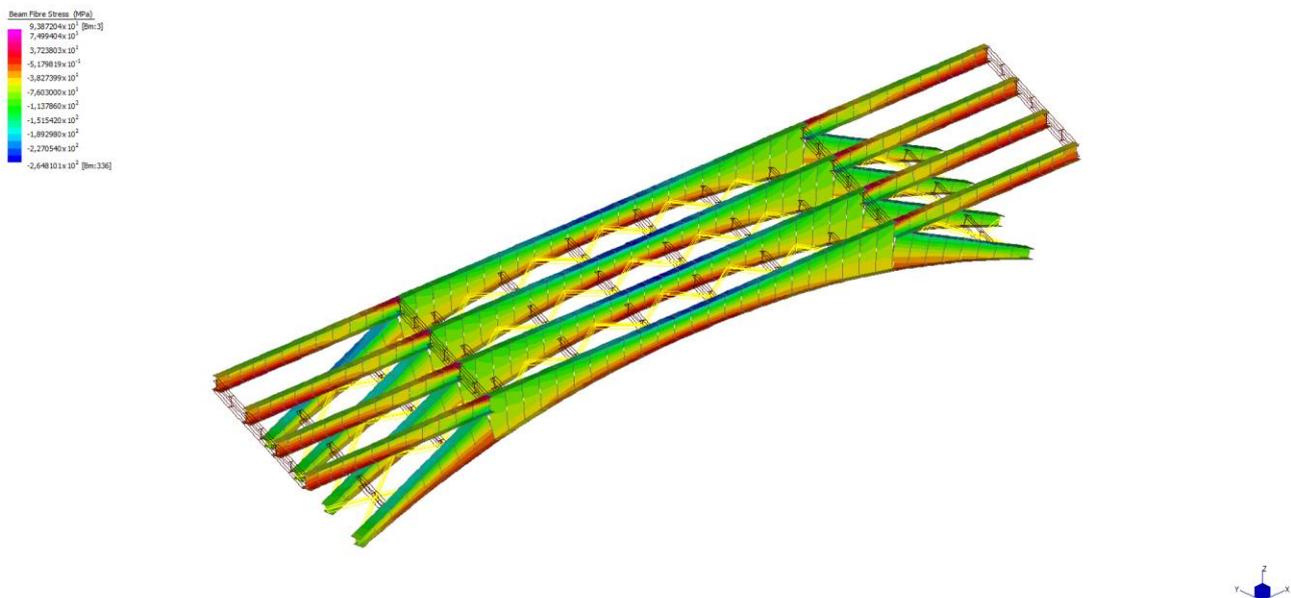


Figura 7.1 – Sforzi nelle travi principali - Involuppo SLU min [MPa]

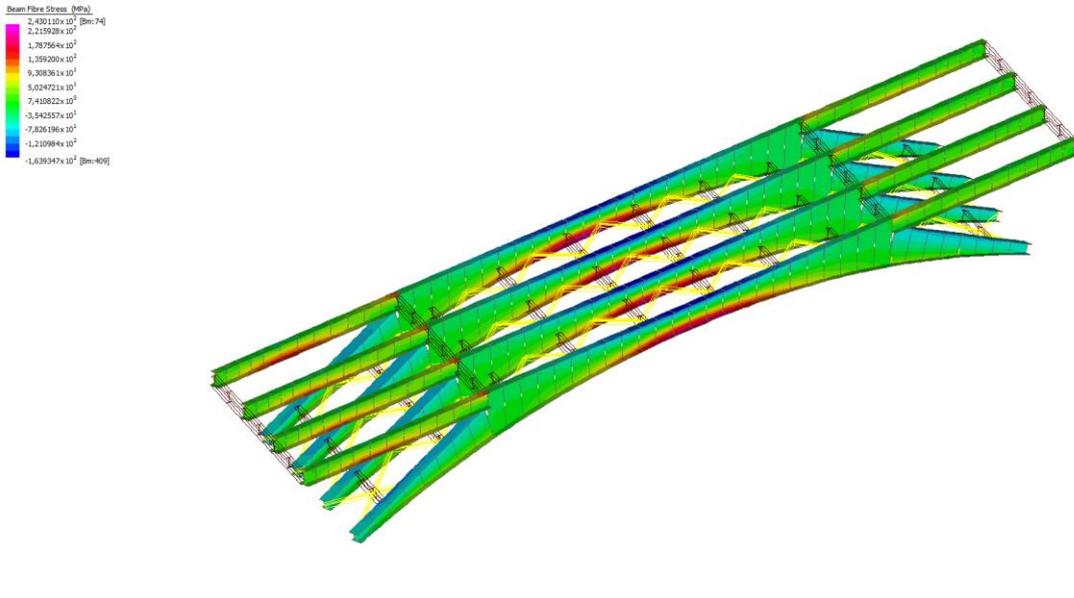


Figura 7.2 – Sforzi nelle travi principali - Involuppo SLU max [MPa]

Negli elementi si rilevano tensioni massima e minima, rispettivamente di trazione e compressione, di 243MPa e -265MPa $< f_{yd} = 355/1.05 = 338MPa$

A riprova della bontà del modello si riportano anche gli involuppi delle tensioni delle tensioni nelle travi principali per la condizione SLU (sforzi Von Mises) per il modello 2, che includono pertanto anche sforzi indotti da concentrazioni locali di sforzo.

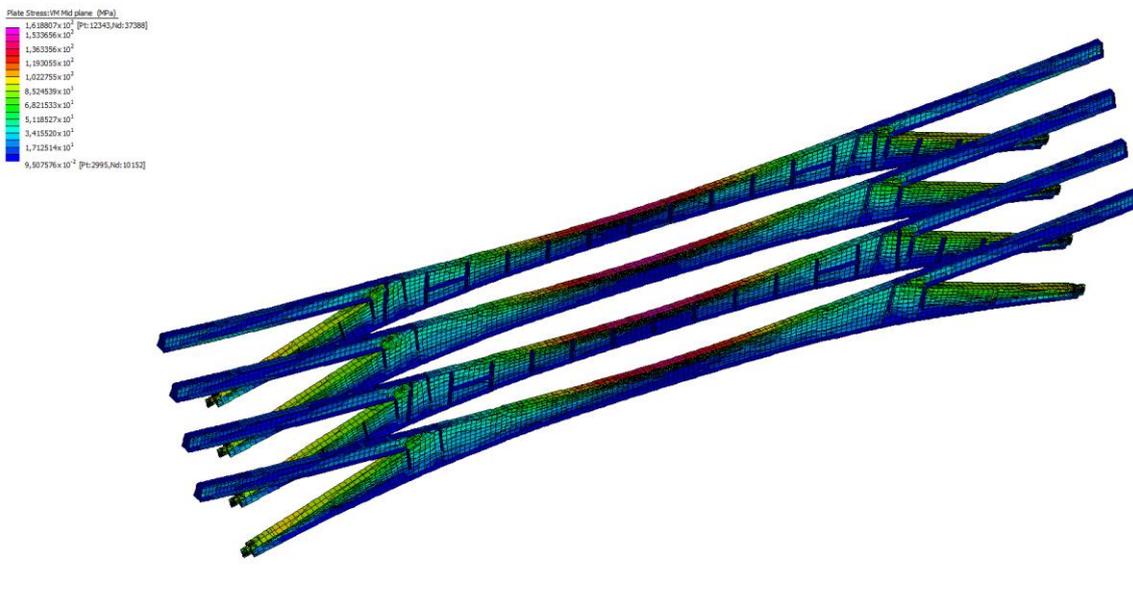


Figura 7.3 – Sforzi nelle travi principali - Involuppo SLU min [MPa]

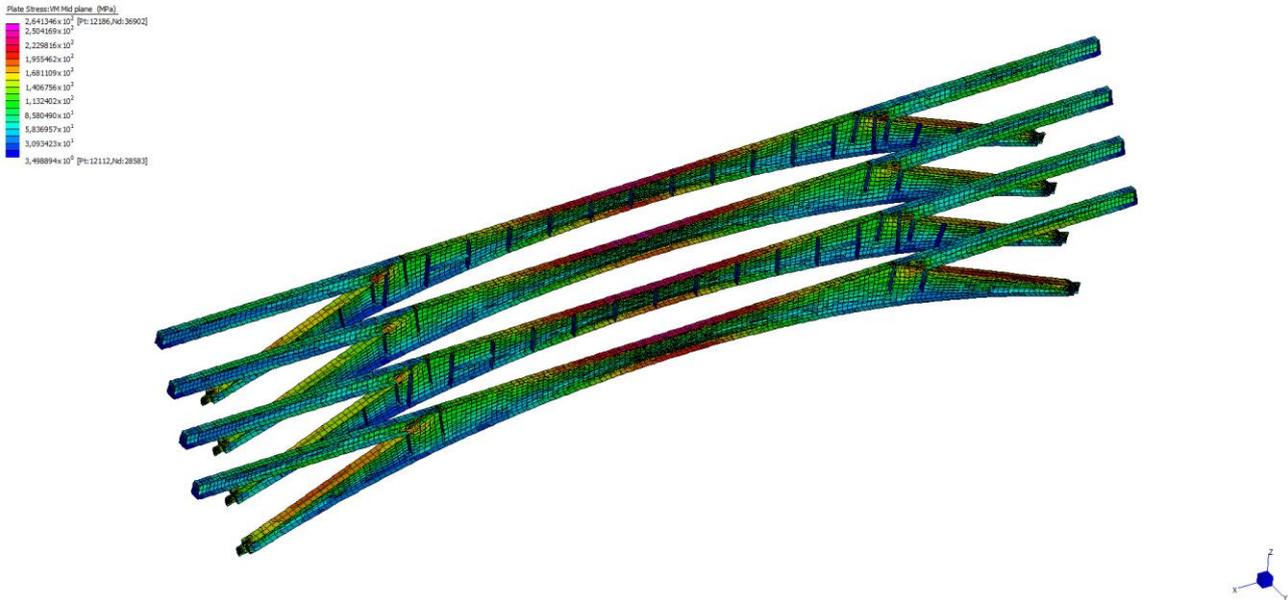


Figura 7.4 – Sforzi nelle travi principali - Inviluppo SLU max [kN]

Negli elementi si rilevano tensioni massime, di $\sigma_{VM,Ed} = 268 < f_{yd} = 355/1.05 = 338MPa$

7.1.1 Verifiche sezioni efficaci

Con riferimento alla numerazione degli elementi beam del modello 1 per la trave T4, nel seguito si riportano i valori massimi delle tensioni nei 6 punti di controllo della trave in acciaio (vedi immagine seguente) ottenuti considerando le sezioni efficaci (quando in classe 4) ed eventuali penalizzazioni dovute ad instabilità locali. Si riportano inoltre i relativi tassi di sfruttamento.

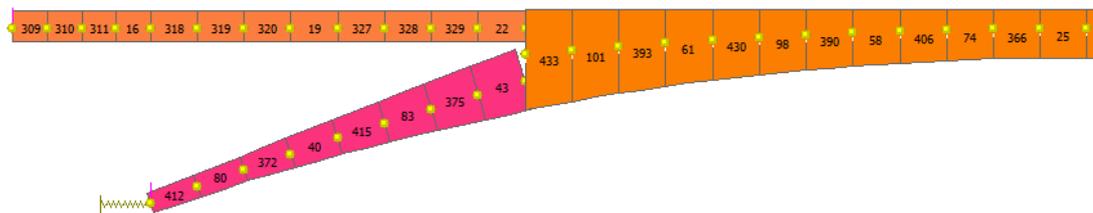
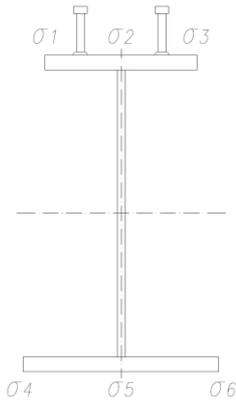


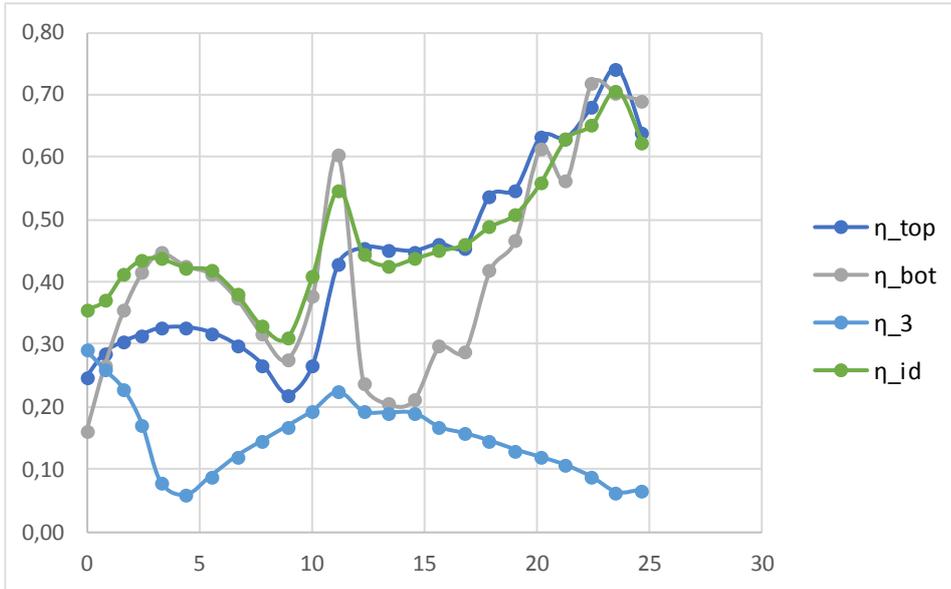
Figura 7.5 – Numerazione elementi trave "T4" (metà trave)

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

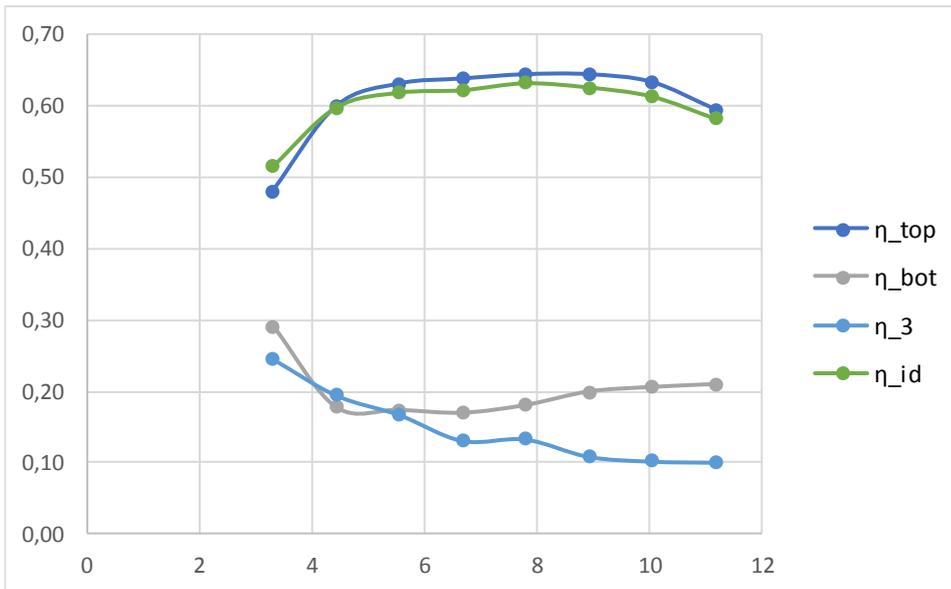
SLU	x	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6	tau_max	σ_{id}	η_{top}	η_{web}	η_{bot}	η_{tau}	η_3	η_{id}	Classe sezione
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
309	0.0	65	57	84	55	43	44	65	121	0.25	0.17	0.16	0.11	0.29	0.36	2
310	0.8	58	72	97	91	79	68	58	125	0.29	0.23	0.27	0.10	0.26	0.37	2
311	1.7	70	87	103	120	111	101	51	140	0.30	0.33	0.35	0.09	0.23	0.41	2
16	2.5	79	93	107	140	133	126	38	147	0.32	0.39	0.42	0.07	0.17	0.44	2
318	3.3	89	100	110	151	146	140	18	148	0.33	0.43	0.45	0.03	0.08	0.44	2
319	4.4	94	103	111	144	143	143	13	143	0.33	0.42	0.43	0.02	0.06	0.42	2
320	5.6	93	100	108	140	138	137	20	142	0.32	0.41	0.41	0.03	0.09	0.42	2
19	6.7	87	94	101	127	122	117	27	129	0.30	0.36	0.37	0.05	0.12	0.38	2
327	7.8	75	83	91	107	99	90	32	112	0.27	0.29	0.32	0.06	0.15	0.33	2
328	8.9	58	66	74	89	91	94	38	105	0.22	0.27	0.28	0.06	0.17	0.31	2
329	10.1	84	87	90	128	125	122	43	139	0.27	0.37	0.38	0.07	0.19	0.41	2
22	11.2	127	134	145	204	168	150	50	185	0.43	0.50	0.60	0.09	0.22	0.55	2
433	12.3	146	148	154	81	62	67	35	151	0.45	0.44	0.24	0.06	0.19	0.45	3
101	13.4	136	141	153	59	54	69	33	144	0.45	0.42	0.21	0.06	0.19	0.43	3
393	14.6	143	145	152	72	46	56	29	148	0.45	0.43	0.21	0.05	0.19	0.44	3
61	15.7	149	150	156	100	73	58	27	152	0.46	0.44	0.30	0.05	0.17	0.45	3
430	16.8	154	151	148	89	94	98	27	156	0.46	0.45	0.29	0.05	0.16	0.46	3
98	17.9	182	164	145	107	114	142	27	165	0.54	0.48	0.42	0.05	0.14	0.49	3
390	19.1	167	171	185	158	128	136	26	172	0.55	0.51	0.47	0.04	0.13	0.51	3
58	20.2	168	188	214	208	158	140	25	189	0.63	0.55	0.61	0.04	0.12	0.56	2
406	21.3	212	213	213	189	181	191	24	213	0.63	0.63	0.56	0.04	0.11	0.63	2
74	22.4	230	220	219	197	206	243	19	220	0.68	0.65	0.72	0.03	0.09	0.65	2
366	23.6	237	238	251	228	206	237	14	239	0.74	0.70	0.70	0.02	0.06	0.71	2
25	24.7	216	210	211	234	207	221	15	211	0.64	0.62	0.69	0.03	0.07	0.62	2
	x	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6	tau_max	σ_{id}	η_{top}	η_{web}	η_{bot}	η_{tau}	η_3	η_{id}	Classe sezione
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
412	3.3	151	157	163	99	99	99	55	174	0.48	0.46	0.29	0.09	0.25	0.52	2
80	4.4	182	193	203	60	51	54	44	202	0.60	0.57	0.18	0.07	0.19	0.60	2
372	5.6	193	203	214	59	42	41	37	209	0.63	0.60	0.17	0.06	0.17	0.62	2
40	6.7	197	206	216	58	46	35	29	211	0.64	0.61	0.17	0.05	0.13	0.62	2
415	7.8	198	208	218	61	49	38	30	214	0.65	0.61	0.18	0.05	0.13	0.63	2
83	8.9	197	208	218	68	55	43	24	212	0.65	0.61	0.20	0.04	0.11	0.63	3
375	10.1	195	205	215	70	56	43	20	208	0.63	0.61	0.21	0.03	0.10	0.61	3
43	11.2	188	195	202	71	57	50	17	197	0.60	0.58	0.21	0.03	0.10	0.58	3



Tassi di sfruttamento conci tipo A



Tassi di sfruttamento conci tipo B



Nel seguito si riportano le ad instabilità del pannello d'anima per le sezioni maggiormente significative.

Elemento 303

Verifica ad instabilità a taglio pannello d'anima			
EN 1993-1-5 §5			
f_y	355 MPa		
γ_{M1}	1.1		
ε	0.81		
η	1.2		
n. irrigidim	0	max 2	
a	3000 mm	distanza tra due irrigiditori trasversali rigidi	
h_w	670 mm		
t_w	25 mm		
h_w/t	26.8		
limit (h_w/t)	48.8		
Verifica ad instabilità a taglio non necessaria			
α	4.478		
I_{st}	0.00E+00 mm ⁴		
k_{rst}	0.000		
k_{τ}	5.540	Se n. irrigidimenti longitudinali =0 o >2	
k_{τ}	5.540	Se n. irrigidimenti longitudinali =1 o =2	
k_{τ}	-		
λ_w	0.381	Se irrigidimenti trasversali presenti solo agli appoggi	
λ_w	-	irrigidimenti longitudinali / oppure entrambi	
λ_w	0.381		
Rigid end post	No		
χ_w	1.2000		
$V_{bw,Rd,1}$	3745 kN		
V_{Sd}	1088 kN		
η_3	0.29		

Elemento 22

Verifica ad instabilità a taglio pannello d'anima			
EN 1993-1-5 §5			
f_y	355 MPa		
γ_{M1}	1.1		
ε	0.81		
η	1.2		
n. irrigidim	0	max 2	
a	3000 mm	distanza tra due irrigiditori trasversali rigidi	
h_w	670 mm		
t_w	25 mm		
h_w/t	26.8		
limit (h_w/t)	48.8		
Verifica ad instabilità a taglio non necessaria			
α	4.478		
I_{st}	0.00E+00 mm ⁴		
k_{rst}	0.000		
k_{τ}	5.540	Se n. irrigidimenti longitudinali =0 o >2	
k_{τ}	5.540	Se n. irrigidimenti longitudinali =1 o =2	
k_{τ}	-		
λ_w	0.381	Se irrigidimenti trasversali presenti solo agli appoggi	
λ_w	-	irrigidimenti longitudinali / oppure entrambi	
λ_w	0.381		
Rigid end post	No		
χ_w	1.2000		
$V_{bw,Rd,1}$	3745 kN		
V_{Sd}	839 kN		
η_3	0.22		

7.1.2 Analisi di instabilità travi

Ai fini della valutazione della sezione efficace delle sezioni si applica il "Reduced stress method" così come indicato al §10 delle EN 1993-1-5 in combinazione alle indicazioni dell' Annesso B (utile per anelli con flange non parallele).

Ai fini delle verifiche per un pannello soggetto a sforzo combinato è possibile adottare l'espressione:

$$\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1$$

Dove

$\alpha_{ult,k}$ = amplificatore di carico per raggiungere resistenza caratteristica

$\gamma_{M1} = 1,1$ (secondo appendice nazionale per verifiche ponti stradali)

ρ = fattore di riduzione dipendente dalla snellezza del pannello soggetto ad instabilità

Per la determinazione del fattore di riduzione ρ si adottano le indicazioni dell'annesso B, dove:

$$\rho = \frac{1}{\phi_P + \sqrt{\phi_P^2 - \bar{\lambda}_P^2}}$$

$$\phi_P = 0,5[1 + \alpha_P(\bar{\lambda}_P - \bar{\lambda}_{P0}) + \bar{\lambda}_P^2]$$

$$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\alpha_{ult,k}/\alpha_{cr}}$$

I valori di $\lambda_{P0} = 0.7$ e $\alpha_P = 0.34$ sono ricavabili dalla tabella B.1 nel medesimo annesso.

Per la valutazione della snellezza del pannello è possibile utilizzare analisi mediante modelli ad EF nella determinazione dei moltiplicatori di carico.

Al fine di verificare il moltiplicatore critico elastico si conduce un'analisi di buckling a partire dalla condizione di carico SLU che massimizza l'azione assiale nella porzione di arco non vincolata alla soletta.

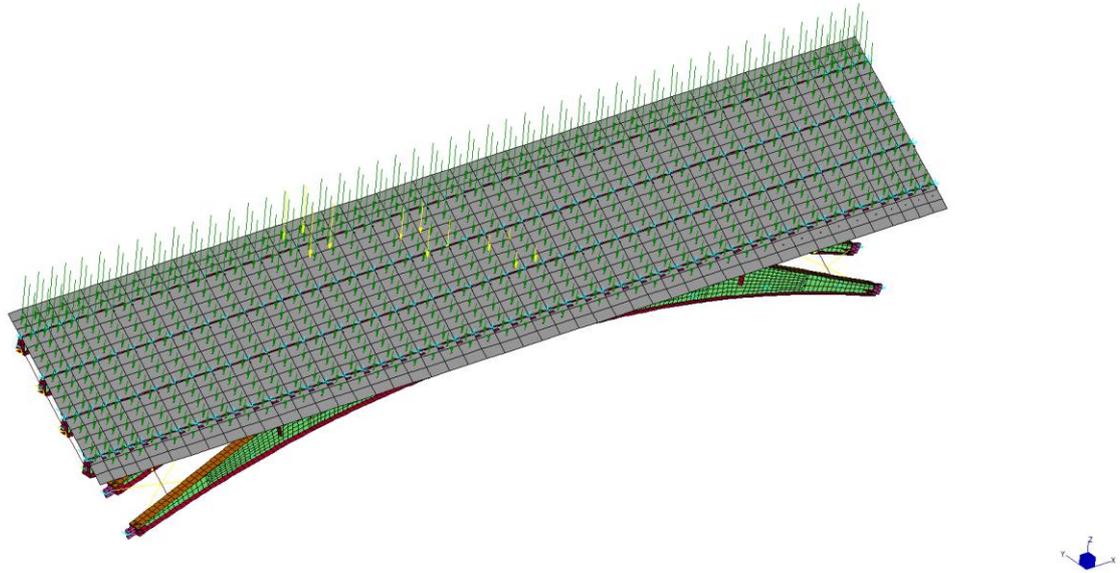


Figura 7.6 – Posizione carico accidentale per massimizzazione compressione arco-trave 4 (comb SLU 5.1)

Come mostrato nell'immagine seguente, in tale configurazione di carico risulta una tensione massima ideale valutata secondo Von Mises pari a $\sigma_{SLU} = 210MPa$, ovvero

$$\alpha_{ult,k} = 355/210 = 1.69$$

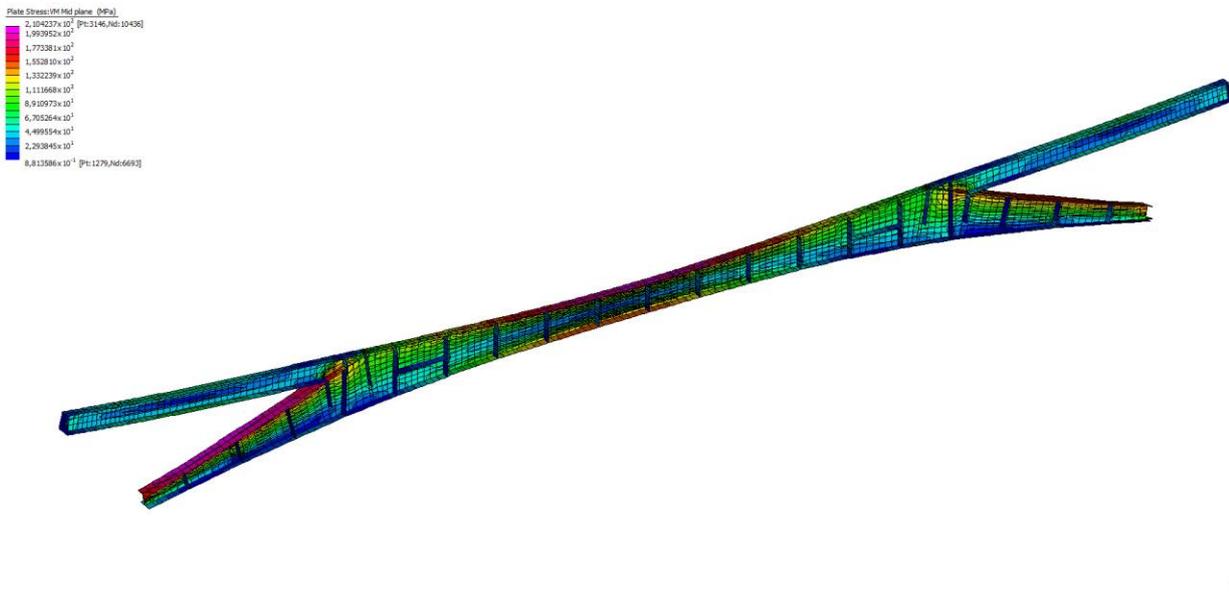


Figura 7.7 – Risultati analisi arco-trave 4 (comb SLU 5.1)

Sotto la medesima condizione di carico i primi due modi ad instabilità si attestano con un moltiplicatore di carico di poco sopra il valore 4, pertanto si assume

$$\alpha_{cr} = 4$$

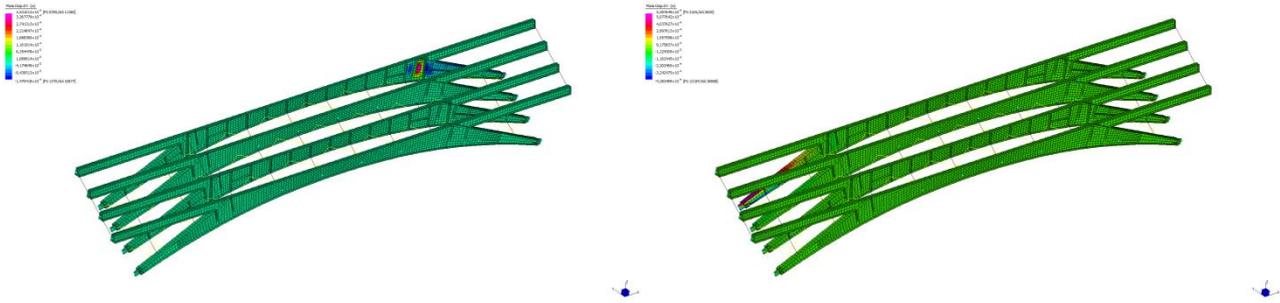


Figura 7.8 – Risultati analisi di buckling (load case SLU 5.1)

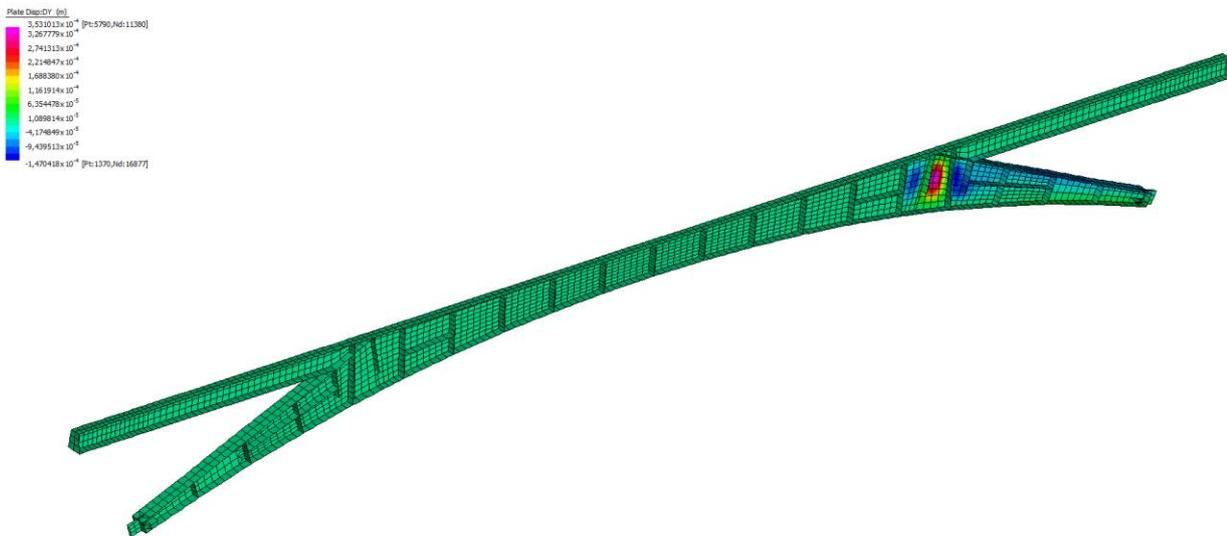


Figura 7.9 – spostamento trasversali dY per analisi di buckling (load case SLU 5.1) - $\lambda=4.14$

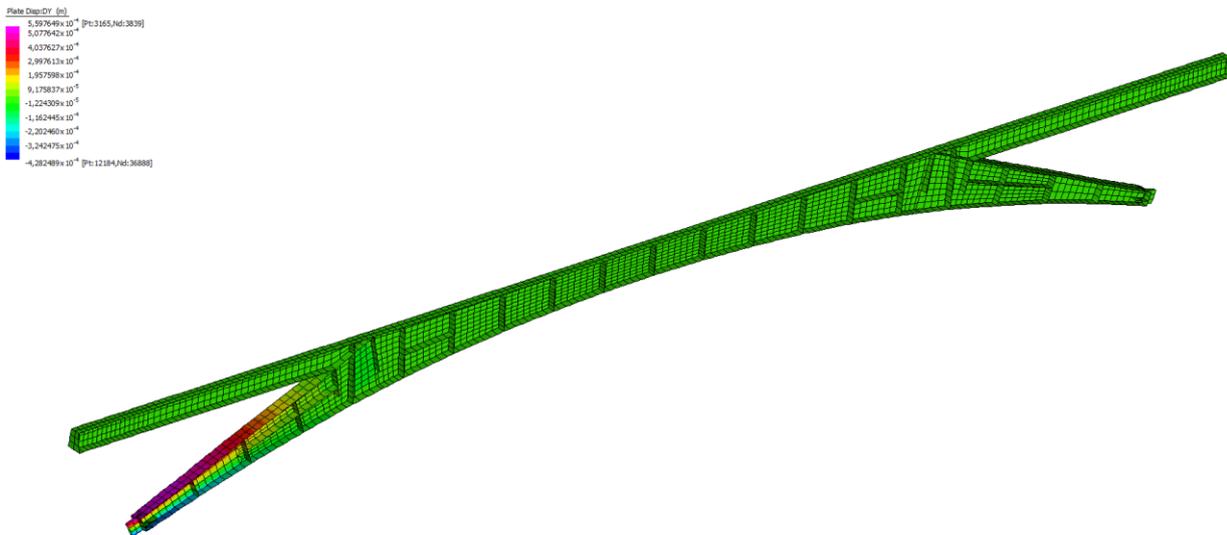


Figura 7.10 – spostamento trasversali dY per analisi di buckling (load case SLU 5.1) - $\lambda=4.45$

$$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\alpha_{ult,k}/\alpha_{cr}} = \sqrt{1.69/4} = 0.65$$

$$\phi_P = 0,5 \left[1 + \alpha_P (\bar{\lambda}_P - \bar{\lambda}_{P0}) + \bar{\lambda}_P^2 \right] = 0,5 [1 + 0.34(0.65 - 0.7) + 0.65^2] = 0.82$$

$$\rho = \frac{1}{\phi_P + \sqrt{\phi_P^2 - \bar{\lambda}_P^2}} = \frac{1}{0.82 + \sqrt{0.82^2 - 0.65^2}} = 1$$

Non risulta pertanto necessario penalizzare per instabilità le sezioni ai fini delle verifiche.

7.1.3 Diagonali di controvento

Per quanto riguarda i diagonali di controvento Realizzati mediante 2L 150x150x14mm si prevede un collegamento atto a trasferire unicamente azioni assiali.

Nel seguito si riporta la verifica ad instabilità condotta con riferimento al §4.2.4.1.3 delle NTC2018, per l'elemento di lunghezza maggiore (L=360cm) e sollecitato dalle seguenti azioni:

$$N_{Ed} = -1450kN.$$

$$N_{Ed} = 560kN.$$

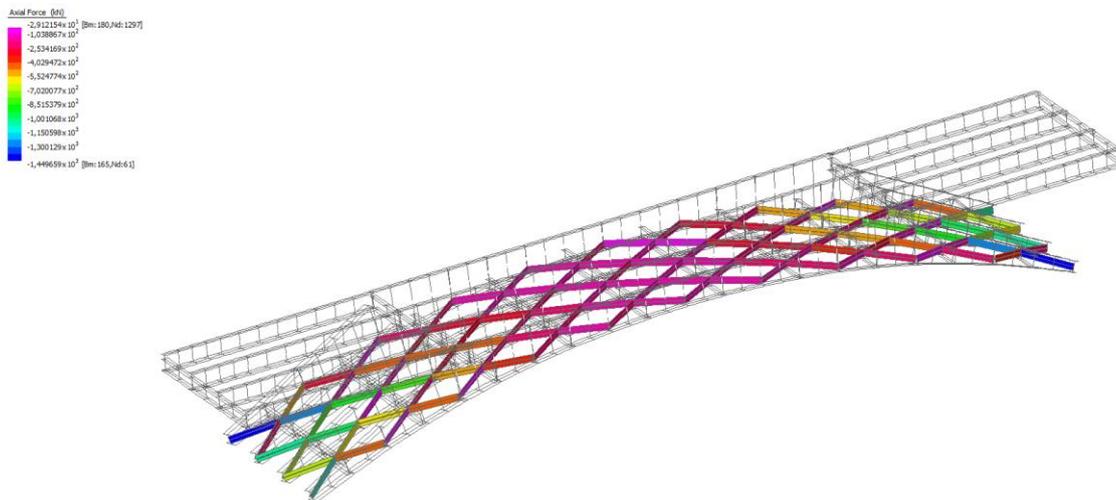


Figura 7.11 - Azioni nei diagonali - Inviluppo SLU min [kN]

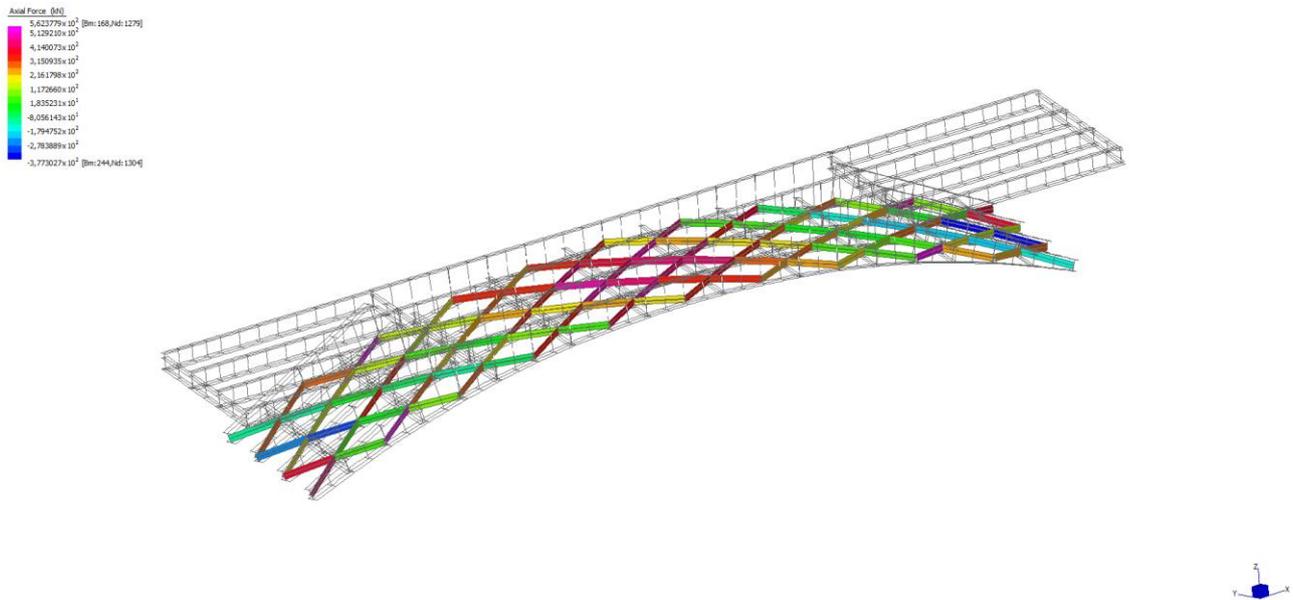


Figura 7.12 - Azioni nei diagonali - Inviluppo SLU max [kN]

La verifica risulta soddisfatta in quanto la resistenza ad instabilità risulta pari $N_{b,Rd} = 1840kN$.

Profilo 2L 150x150x16

α	0,49
f_y	355
γ_{M1}	1,1
E	210000 MPa

A	91,40 cm ²
---	-----------------------

L _{cr_1}	300 cm
I ₁	1899 cm ⁴
i ₁	4,56 cm
lambda ₁	65,816
N _{cr_1}	4373 kN

χ	
ϕ	

lambda _{segnato_1}	
lambda ₁	
epsilon	

Nb,Rd,1

L _{cr_2}	300 cm
I ₂	4558 cm ⁴
i ₂	7,06 cm
lambda ₂	42,482
N _{cr_2}	10497 kN

χ	
ϕ	

lambda _{segnato_2}	
lambda ₁	
epsilon	

Nb,Rd,2

χ	0,624
ϕ	1,033
lambda _{segnato}	0,861

Nb,Rd **1840 kN**

N _{sd}	1450 kN
-----------------	---------

η 0,79

Il collegamento di estremità è realizzato mediante 6 bulloni M24 cl.10.9.

$$F_{Ed} = N_{Ed}/6/2 = 122kN > F_{t,Rd} = 215kN \text{ (taglio bullone)}$$

$$F_{Ed} = N_{Ed}/6 = 243kN > F_{b,Rd} = 260kN \text{ (rifollamento piatto } t=22\text{mm)}$$

$$F_{Ed} = N_{Ed}/6/2 = 122kN > F_{b,Rd} = 170kN \text{ (rifollamento profilo ad L } t=16\text{mm)}$$

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone 10.9 diametro d 24 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Area 353,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 141,2 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd} 254,2 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0}{0} + \frac{0}{0} = 0$$

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 22 mm
 diametro foro d_o 26 mm
 distanze bordo e₁ 75 e₂ 50
 passo p₁ 75 p₂ 63

α 0,712 Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 260,4 kN Osservazioni

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 16 mm
 diametro foro d_o 26 mm
 distanze bordo e₁ 50 e₂ 50
 passo p₁ 75 p₂ 63

α 0,641 Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 170,6 kN Osservazioni

7.1.4 Traversi di collegamento

Per quanto riguarda i traversi, realizzati mediante profili HEA500 si prevede un collegamento in corrispondenza delle travi atto a trasferire azioni assiali e taglio.

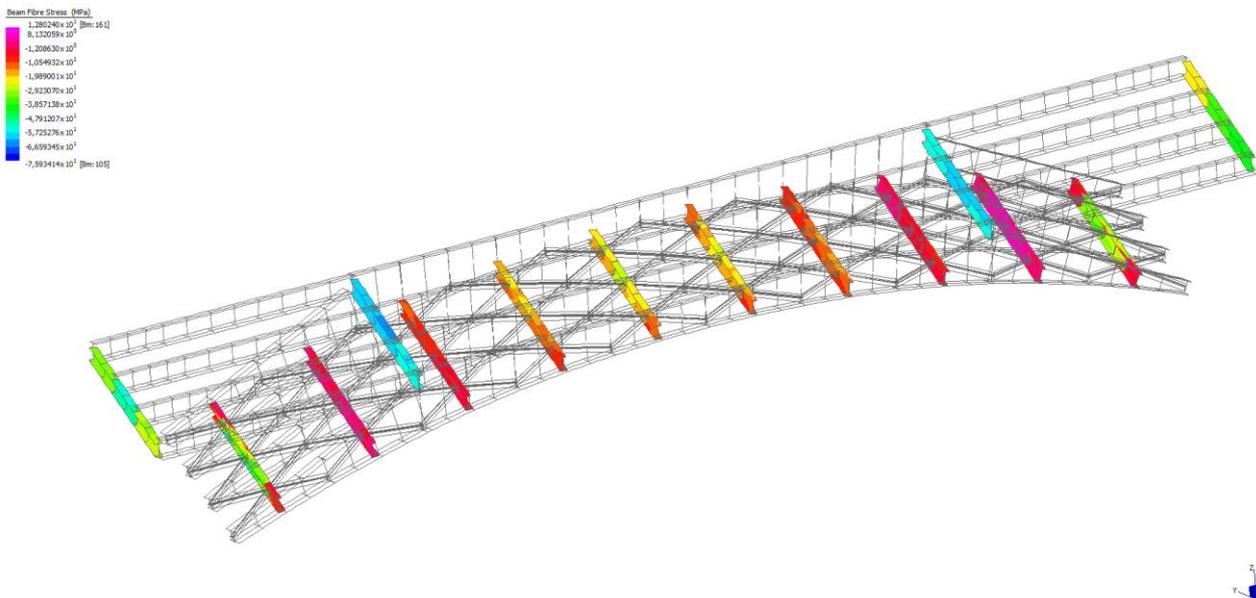


Figura 7.13 – Sforzi nei traversi - Involuppo SLU min [MPa]

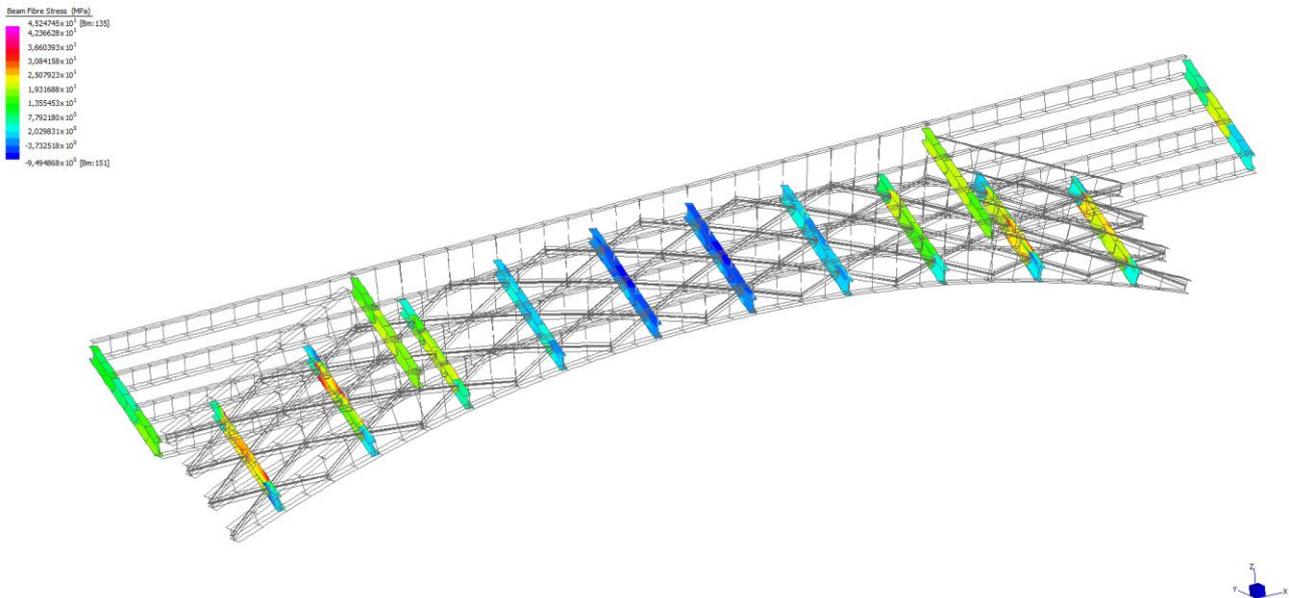


Figura 7.14 – Sforzi nei traversi - Inviluppo SLU max [MPa]

Negli elementi dei traversi si rilevano tensioni massima e minima, rispettivamente di trazione e compressione, di 45MPa e -75MPa $< f_{yd} = 355/1.05 = 338MPa$

7.1.5 Verifiche soletta di completamento

La soletta è realizzata con lastre predalles autoportanti (tralicci 12/16/10 h=20,5cm interasse i=30cm) saldate su un fondello in acciaio di spessore t=4mm e successivo getto di completamento con spessore t=25cm. La verifica della statica trasversale al senso di marcia viene condotta con riferimento alla fase di getto (Fase I) e alla fase definitiva in esercizio (Fase II).

1) Fase I:

Si considerano i seguenti carichi, riferiti ad un tratto di soletta di larghezza 1m:

peso proprio lastra predalle e getto (sp.25cm)

$g_1 = 6,45 \text{ kN/mq}$;

carico accidentale dovuto all'operatore

$q = 1,0 \text{ kN/mq}$;

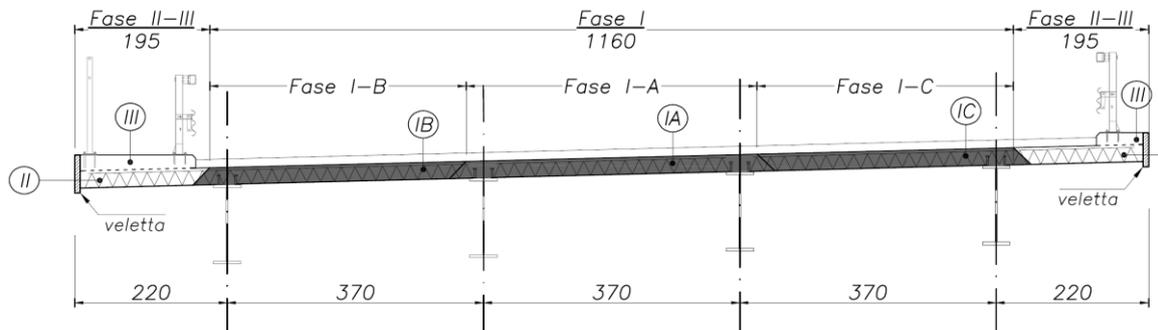
I coefficienti di sicurezza sulle azioni adottati sono $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,5$.

Le lastre sono disposte in direzione parallela all'asse spalla. Sono presenti due tipologie di lastra:

Predalle Tipo 1, posata in continuità su campata laterale e sbalzo;

Predalle Tipo 2, posata in semplice appoggio sulla campata centrale.

Il getto viene realizzato secondo le sottofasi di seguito riportate; in sottofase I le lastre lavorano in semplice appoggio, mentre per la sottofase II lavorano a momento negativo gli sbalzi laterali delle Predalle tipo 1. In sottofase III (getto dei cordoli) si considera reagente la sezione composta.



Nel calcolo si trascura il contributo d'inerzia del fondello in acciaio.

Sottofase I (IA-IB-IC)

Si riportano le verifiche della sottofase in oggetto, per la quale risulta dimensionante la verifica ad instabilità dei correnti superiori compressi, per i quali si considera una lunghezza di libera inflessione pari al passo dei diagonali =200mm.

Traliccio	HD	\varnothing_i 12	\varnothing_s 16	d_s 10	$h =$ 20,5 cm
					$\alpha =$ 68°
Lastra	$l =$	120 cm			
	$n =$	4 tralici			
Integrativi in appoggio	$n =$	0 Ferri saldati in continuo			
	$\varnothing_i =$	0 mm alle barre inferiori del traliccio			
	$L_{lib} =$	0 m			
Solaio con lastra acciaio sp. 4mm	$h =$	25 cm	altezza solaio		
	$c =$	0 cm	cappa		
	$b =$	120 cm	larghezza travetti /120cm		
	$l =$	0,4 cm	lastra		
	$\rho_l =$	78,5 kN/m ³	peso specifico lastra		
	$g_l =$	6,46 kN/m ²			
	$L_i =$	3,7 m			
Operatore	$q =$	1,00 kN/m ²			
	$\gamma_G =$	1,35			
	$\gamma_Q =$	1,50			
Banchinaggio	$n =$	1 campate		(0=sbalzo)	

Traliccio	HD	\varnothing_i 12	\varnothing_s 16	d_s 10	$h =$ 20,5 cm	
					$\alpha =$ 68 °	
Lastra	l =	120 cm				
	n =	4 tralici				
Integrativi in appoggio	n =	0			<i>Ferri saldati in continuo</i>	
	$\varnothing_i =$	0 mm			<i>alle barre inferiori del traliccio</i>	
	Llib =	0 m				
Solaio con lastra acciaio sp. 4mm	h =	25 cm			<i>altezza solaio</i>	
	c =	0 cm			<i>cappa</i>	
	b =	120 cm			<i>larghezza travetti /120cm</i>	
	l =	0,4 cm			<i>lastra</i>	
	$\rho_l =$	78,5 kN/m ³			<i>peso specifico lastra</i>	
	$g_l =$	6,46 kN/m ²				
	Li =	3,7 m				
Operatore	q =	1,00 kN/m ²				
	$\gamma_G =$	1,35				
	$\gamma_Q =$	1,50				
Banchinaggio	n =	1 campate			<i>(0=sbalzo)</i>	

Verifiche

Momento positivo di campata

$$k_M = 8$$

$$M_{Ed} = 17,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 35,2 \text{ kNm/m} \quad FS_M = 2,01$$

Taglio

$$k_V = 0,5$$

$$V_{Ed} = 18,9 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd} = 81,1 \text{ kN/m} \quad FS_V = 4,29$$

Corrente superiore solaio		
elementi compressi [NTC 4.2.4.1.3.1]		
Acciaio B450C	Barra $\varnothing 16$	
f_{yk} 450 MPa	\varnothing 16 mm	
E 210000 MPa	A 201 mm²	
ν 0,3	I_z 3217,0 mm⁴	
G 80769 MPa	i_z 4,00 mm	
		$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$
		$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$
		$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$
		$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$
		$N_{Critico} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2}$
Lunghezza di libera inflessione	Coeff. sicurezza	$\lambda = l_0 / i$
l_0 200 mm	γ_s 1,15	
$N_{b,Rd}$ 55 kN	Azione assiale resistente di progetto per l'instabilità	
$\sigma_{s,max}$ 275 MPa	Tensione di lavoro	
χ 0,702	Fattore di riduzione per instabilità da compressione (asse debole)	
Φ 0,903		
$\bar{\lambda}$ 0,737	Coefficiente di snellezza adimensionale	
α 0,49	(curva c)	
N_{cr} 166690 N	Azione assiale critica elastica di instabilità (asse debole)	
λ 50 < 200	Snellezza (asse debole)	

Diagonale solaio		
elementi compressi [NTC 4.2.4.1.3.1]		
Acciaio B450C	Barra $\varnothing 10$	
f_{yk} 450 MPa	\varnothing 10 mm	
E 210000 MPa	A 79 mm²	
ν 0,3	I_z 490,9 mm⁴	
G 80769 MPa	i_z 2,50 mm	
		$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$
		$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$
		$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$
		$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$
		$N_{Critico} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2}$
Lunghezza di libera inflessione	Coeff. sicurezza	$\lambda = l_0 / i$
l_0 206,0 mm	γ_s 1,15	
$N_{b,Rd}$ 13 kN	Azione assiale resistente di progetto per l'instabilità	
$\sigma_{s,max}$ 167 MPa	Tensione di lavoro	
χ 0,427	Fattore di riduzione per instabilità da compressione (asse debole)	
Φ 1,486		
$\bar{\lambda}$ 1,214	Coefficiente di snellezza adimensionale	
α 0,49	(curva c)	
N_{cr} 23975 N	Azione assiale critica elastica di instabilità (asse debole)	
λ 82 < 200	Snellezza (asse debole)	

Sottofase II

Si riportano le verifiche della sottofase in oggetto, per la quale risulta dimensionante la verifica ad instabilità dei correnti inferiori compressi in corrispondenza dell'appoggio su trave (zona in cui viene meno il contributo stabilizzante del fondello in acciaio). La fasizzazione del getto prevista a progetto consentirebbe di considerare il ritegno all'instabilità offerto dal getto di sottofase I, in fase di indurimento al momento dell'applicazione del carico della sottofase in oggetto; ad ogni modo, in favore di sicurezza si trascura il contributo del calcestruzzo e si verifica la stabilità dei correnti inferiori con lunghezza di libera inflessione pari a $0,5 \times 330 = 165 \text{ mm}$.

Traliccio	HD	\varnothing_i 12	\varnothing_s 16	d_s 10		$h = 20,5 \text{ cm}$
						$\alpha = 68^\circ$
Lastra	$l =$	120 cm				
	$n =$	4 tralici				
Integrativi in appoggio	$n =$	0		<i>Ferri saldati in continuo</i>		
	$\varnothing_i =$	0 mm		<i>alle barre inferiori del traliccio</i>		
	$L_{lib} =$	0,165 m				
Solaio con lastra acciaio sp. 4mm	$h =$	25 cm		<i>altezza solaio</i>		
	$c =$	0 cm		<i>cappa</i>		
	$b =$	120 cm		<i>larghezza travetti /120cm</i>		
	$l =$	0,4 cm		<i>lastra</i>		
	$\rho_l =$	78,5 kN/m ³		<i>peso specifico lastra</i>		
	$g_l =$	6,46 kN/m ²				
	$L_i =$	2,25 m				
Operatore	$q =$	1,00 kN/m ²				
	$\gamma_G =$	1,35				
	$\gamma_Q =$	1,50				
Banchinaggio	$n =$	0 campate		<i>(0=sbalzo)</i>		

Verifiche

Taglio

$$k_V = 1$$

$$V_{Ed} = 23,0 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd} = 81,1 \text{ kN/m} \quad FS_V = 3,53$$

Momento negativo in appoggio

$$k_M = 2$$

$$M_{Ed} = 25,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 36,9 \text{ kNm/m} \quad FS_M = 1,43$$

Corrente inferiore solaio			
elementi compressi [NTC 4.2.4.1.3.1]			
Acciaio	B450C	Barra	Ø12
f_{yk}	450 MPa	Ø	12 mm
E	210000 MPa	A	113 mm ²
ν	0,3	I_z	1017,9 mm ⁴
G	80769 MPa	i_z	3,00 mm
<i>Lunghezza di libera inflessione</i>		<i>Coeff. sicurezza</i>	
l_0	165 mm	γ_s	1,15
$N_{b,Rd}$	29 kN	<i>Azione assiale resistente di progetto per l'instabilità</i>	
$\sigma_{s,max}$	257 MPa	<i>Tensione di lavoro</i>	
χ	0,656	<i>Fattore di riduzione per instabilità da compressione (asse debole)</i>	
Φ	0,978		
$\bar{\lambda}$	0,810	<i>Coefficiente di snellezza adimensionale</i>	
α	0,49	<i>(curva c)</i>	
N_{cr}	77490 N	<i>Azione assiale critica elastica di instabilità (asse debole)</i>	
λ	55 <200	<i>Snellezza (asse debole)</i>	

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{Critico} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2}$$

$$\lambda = l_0 / i$$

Diagonale solaio			
elementi compressi [NTC 4.2.4.1.3.1]			
Acciaio	B450C	Barra	Ø10
f_{yk}	450 MPa	Ø	10 mm
E	210000 MPa	A	79 mm ²
ν	0,3	I_z	490,9 mm ⁴
G	80769 MPa	i_z	2,50 mm
<i>Lunghezza di libera inflessione</i>		<i>Coeff. sicurezza</i>	
l_0	206,0 mm	γ_s	1,15
$N_{b,Rd}$	13 kN	<i>Azione assiale resistente di progetto per l'instabilità</i>	
$\sigma_{s,max}$	167 MPa	<i>Tensione di lavoro</i>	
χ	0,427	<i>Fattore di riduzione per instabilità da compressione (asse debole)</i>	
Φ	1,486		
$\bar{\lambda}$	1,214	<i>Coefficiente di snellezza adimensionale</i>	
α	0,49	<i>(curva c)</i>	
N_{cr}	23975 N	<i>Azione assiale critica elastica di instabilità (asse debole)</i>	
λ	82 <200	<i>Snellezza (asse debole)</i>	

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{Critico} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2}$$

$$\lambda = l_0 / i$$

2) Fase II:

In fase definitiva si trascura il contributo dei correnti dei trallici e del fondello in acciaio; ai fini della verifica a taglio si considerano invece le risorse residue dei diagonali dei trallici, trattati alla stregua di armatura a taglio.

Si considerano i seguenti carichi, riferiti ad un tratto di soletta di larghezza 1m:

- peso proprio dei cordoli (sp. medio 20cm)

$g1 = 5,0 \text{ kN/mq}$;

- pavimentazione stradale

$g2 = 2,6 \text{ kN/mq}$;

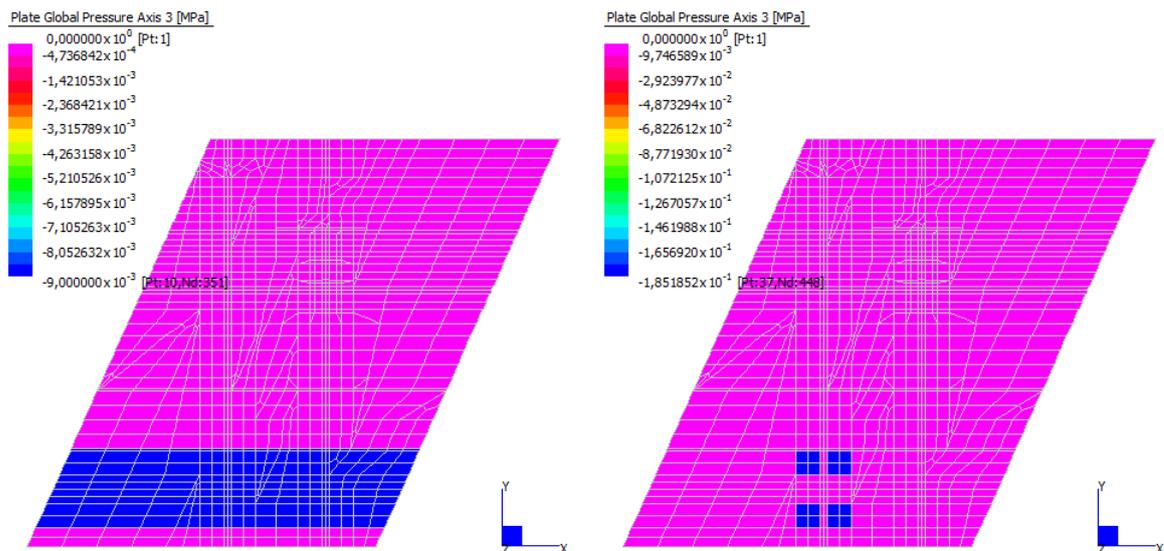
- barriera sicurvia

$g2, \text{barr} = 1,5 \text{ kN/m}$;

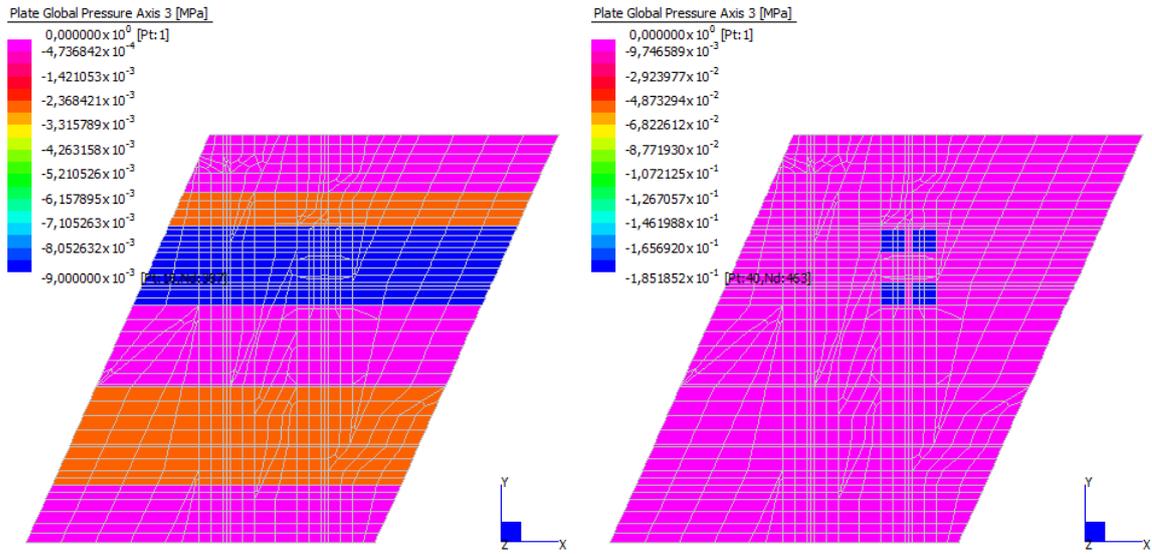
sovraccarichi stradali – schema di carico 1 / schema di carico 2 (carichi concentrati applicati con diffusione a 45° fino al piano medio di soletta)

L'analisi è condotta su un modello locale piano realizzato con elementi "plate", con vincoli traslazionali verticali fissi in corrispondenza degli appoggi su trave; si considerano le distribuzioni dei sovraccarichi stradali di seguito rappresentate, che massimizzano le sollecitazioni in campata e in appoggio.

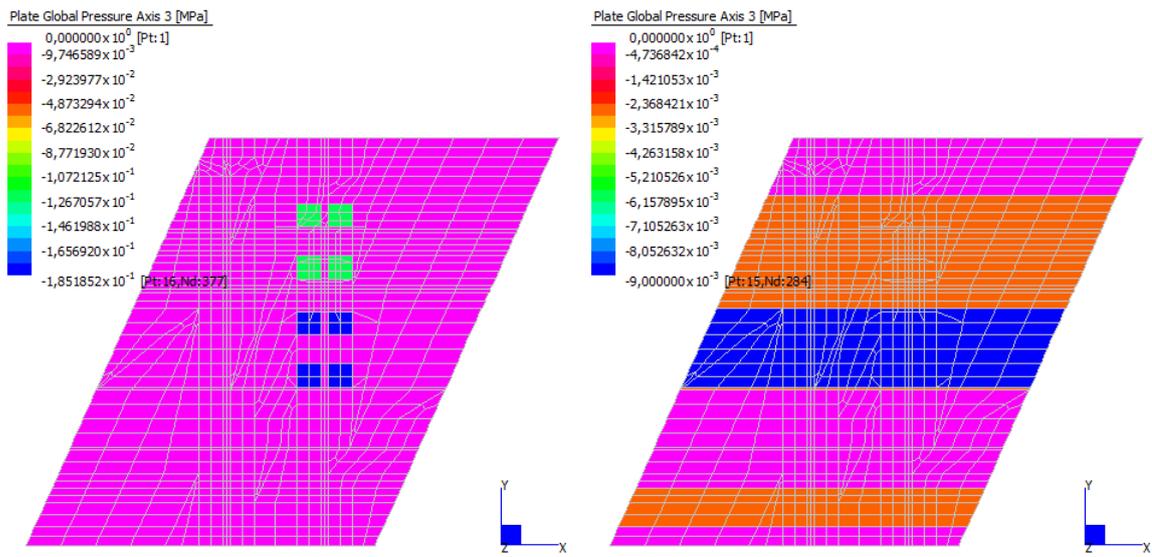
Condizione 01 (schema di carico 1)



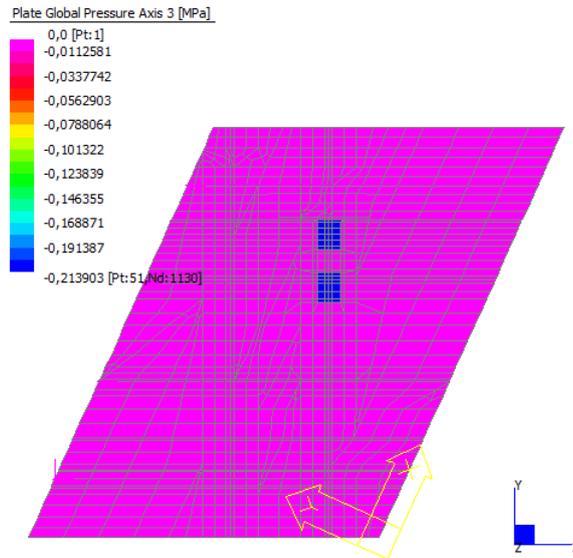
Condizione 02 (schema di carico 1)



Condizione 03 (schema di carico 1)

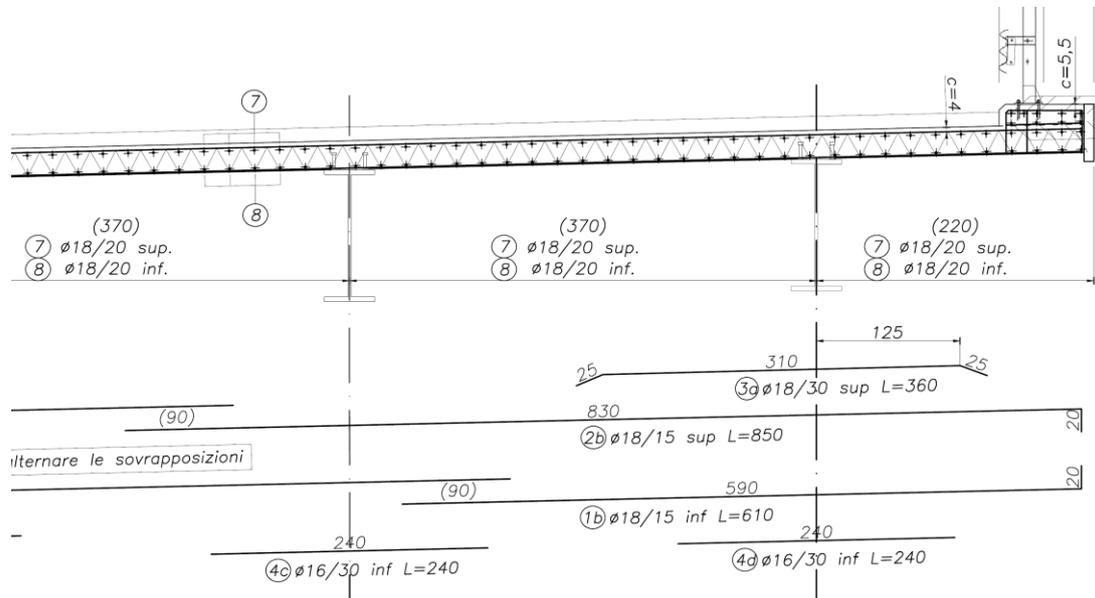


Condizione 04 (schema di carico 2)



Il modello di calcolo è utilizzato per la verifica della statica trasversale e della statica longitudinale locale. Per le verifiche in direzione longitudinale si considerano inoltre i contributi sollecitanti dovuti alla statica globale d'impalcato.

L'armatura trasversale di soletta è posata in direzione parallela all'asse spalla, l'armatura longitudinale secondo l'asse opera.



Da aggiornare

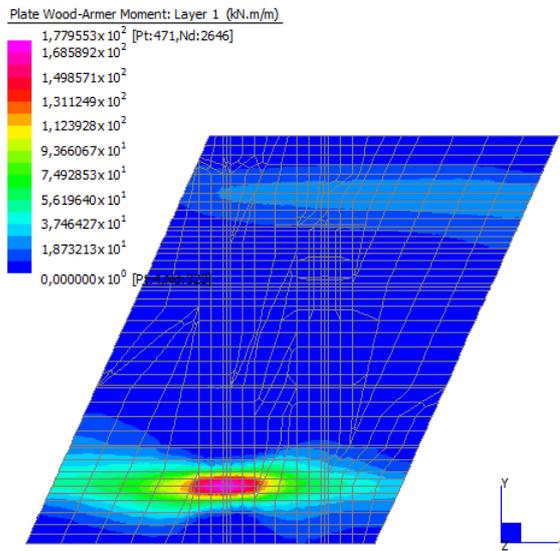
Le verifiche a flessione si riferiscono a momenti sollecitanti che considerano il contributo del momento torcente di piastra (Wood-Armer Moments), e sono relativi all'effettiva giacitura delle armature.

Verifiche SLU – Dir. Trasversale

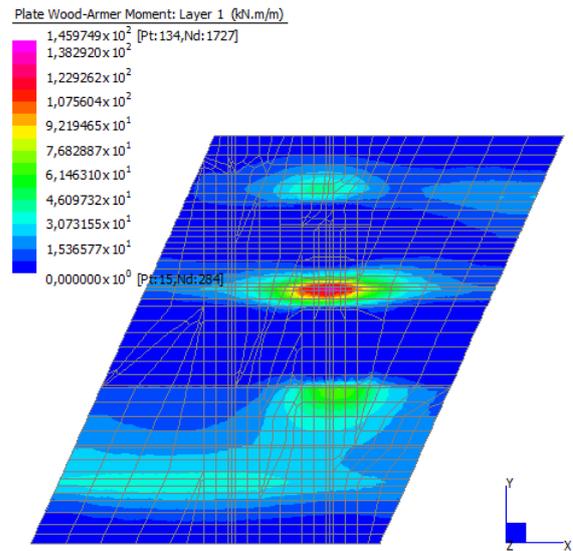
Si riportano le mappature di sollecitazione a momento flettente e taglio in condizioni SLU.

Momento flettente SLU – Negativo trasversale

Condizione 01 (sbalzo)

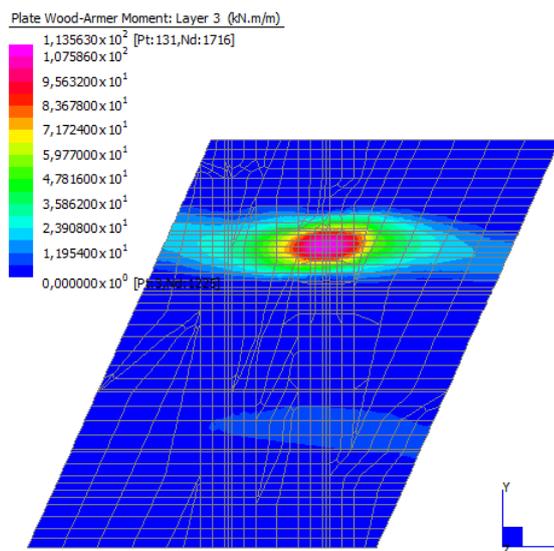


Condizione 03 (interno)



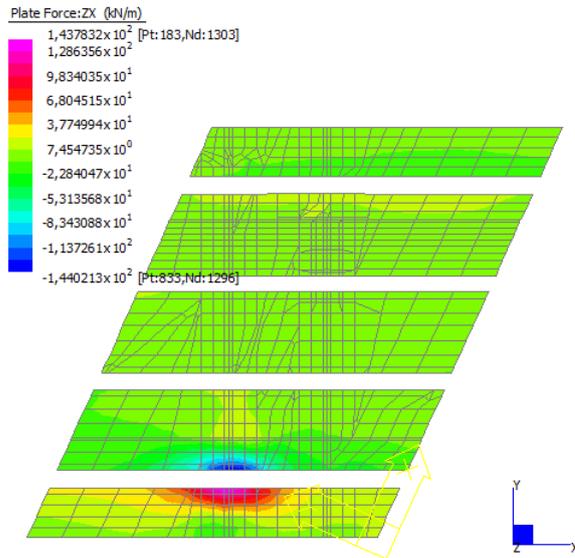
Momento flettente SLU – Positivo trasversale

Condizione 02 (interno)

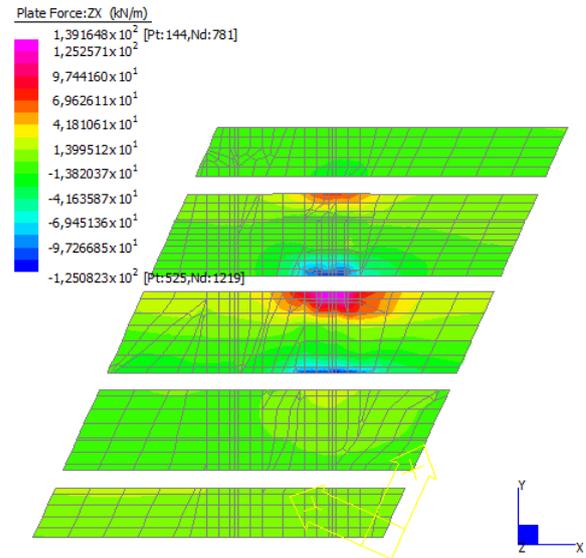


Taglio SLU - Trasversale

Condizione 01 (sbalzo)



Condizione 03 (interno)



Le verifiche di resistenza risultano soddisfatte:

Sezione corrente: $M_{Rd} (+) = 145 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 114 \text{ kNm/m}$

Sezione app interno: $M_{Rd} (-) = 167 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 146 \text{ kNm/m}$

$V_{Rd} = 334 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 139 \text{ kN/m}$ (cot $\vartheta=2,0$; $V_{Rd,0} = 159 \text{ kN/m}$)

Sezione app sbalzo: $M_{Rd} (-) = 187 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 178 \text{ kNm/m}$

$V_{Rd} = 398 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 144 \text{ kN/m}$ (cot $\vartheta=2,5$; $V_{Rd,0} = 165 \text{ kN/m}$)

Verifiche SLE – direzione trasversale

Si riportano le verifiche di fessurazione; la verifica di limitazione delle tensioni in condizione rara risulta infatti meno gravosa.

Lo stato limite di limitazione delle fessure è verificato con l'approccio indiretto, che considera una limitazione equivalente della tensione nell'armatura funzione del diametro e del passo.

La soletta è in Condizioni Aggressive (XC4/XF1), per cui si ha, in direzione trasversale:

combinazione frequente ($w \leq w_2$) $\sigma_{lim} (d18, p_{max} = 15\text{cm}) = 231 \text{ MPa}$

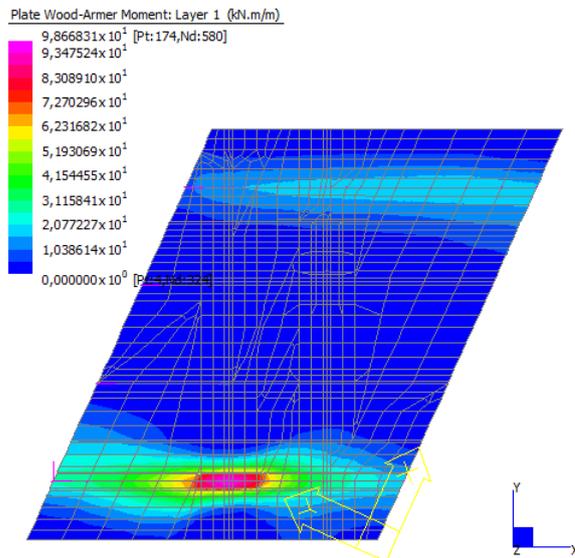
combinazione quasi perm. ($w \leq w_1$) $\sigma_{lim} (d18, p_{max} = 15\text{cm}) = 191 \text{ MPa}$

Nel caso in oggetto si verificano gli stati di sollecitazione per il momento negativo agli appoggi centrali (sezione corrente) e laterali (sezione sbalzo). Per il momento positivo la presenza del fondello in acciaio consente di omettere la verifica a fessurazione.

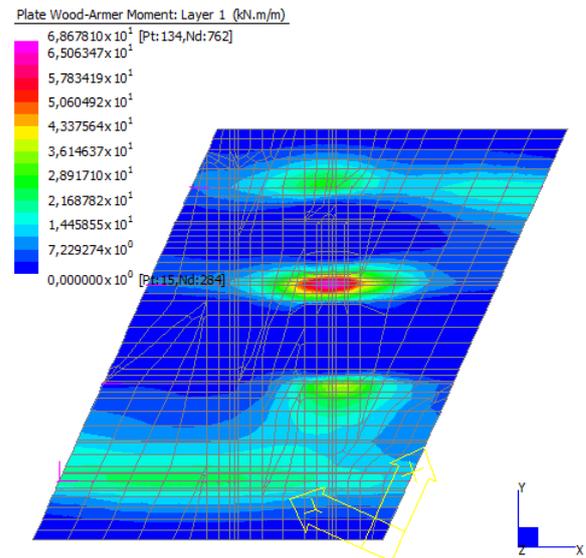
Si riportano le mappature di sollecitazione per la condizione maggiormente gravosa (combinazione frequente).

Momento flettente SLE frequente – Negativo trasversale

Condizione 01 (sbalzo)



Condizione 03 (interno)



Le verifiche risultano soddisfatte:

Sezione app interno: $M_k (-) = 69 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s = 170 \text{ MPa} < \sigma_{lim}$

Sezione app sbalzo: $M_k (-) = 99 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s = 218 \text{ MPa} < \sigma_{lim}$

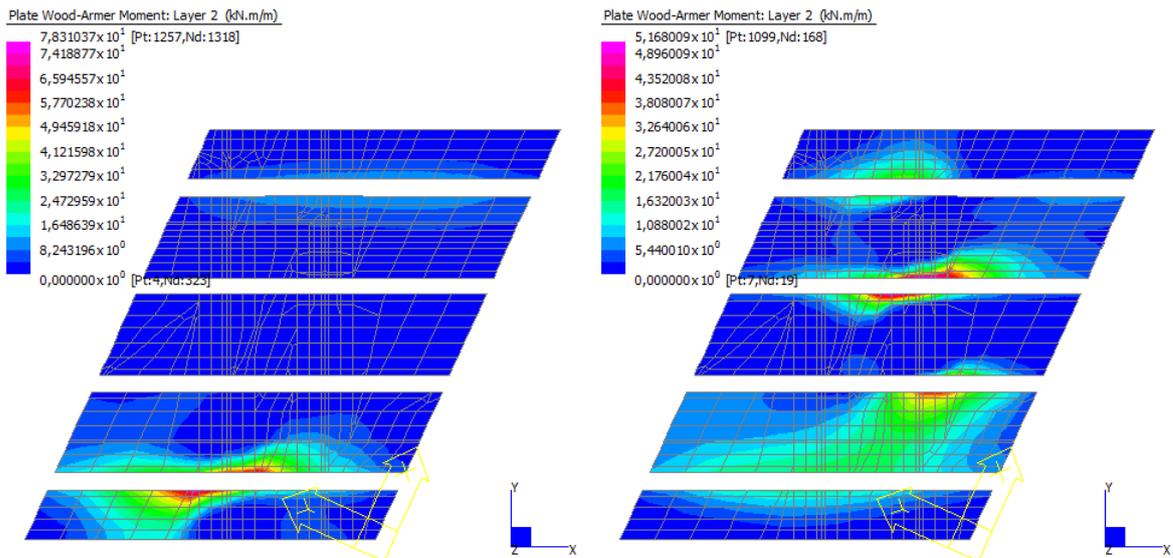
Verifiche SLU – direzione longitudinale

Si riportano le mappature di sollecitazione a momento flettente e taglio in condizioni SLU, desunte dal modello locale.

Momento flettente SLU – Negativo longitudinale

Condizione 01 (sbalzo)

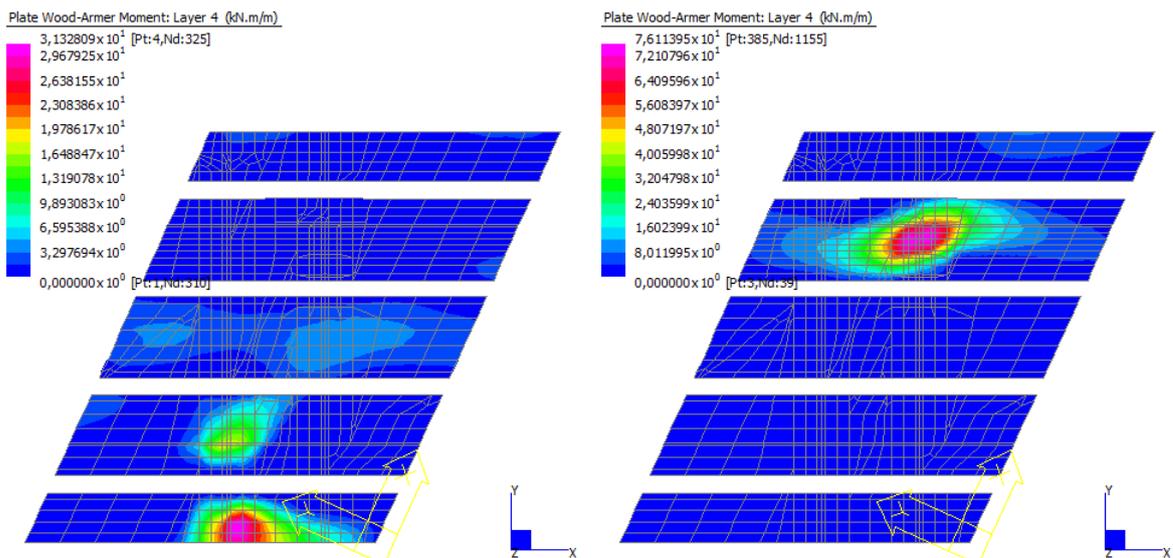
Condizione 03 (interno)



Momento flettente SLU – Positivo longitudinale

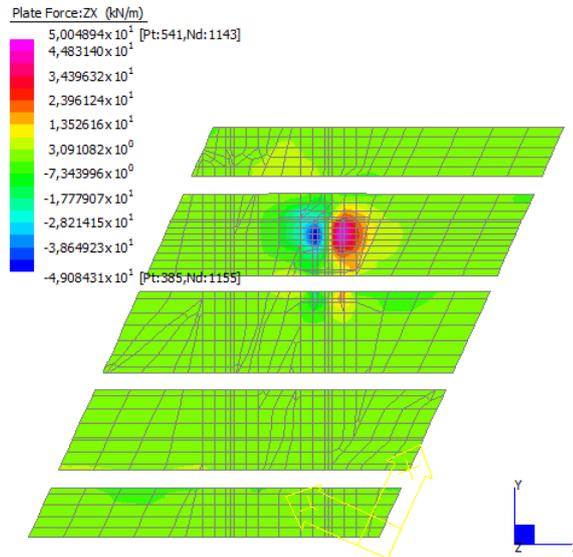
Condizione 01 (sbalzo)

Condizione 02 (interno)



Taglio SLU - Longitudinale

Condizione 04 (schema 2)

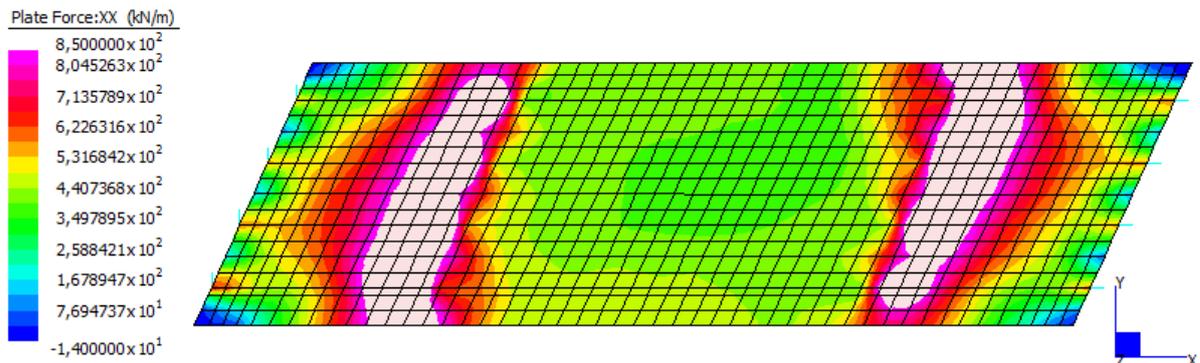


Dal modello globale risultano invece le seguenti azioni sollecitanti di picco:

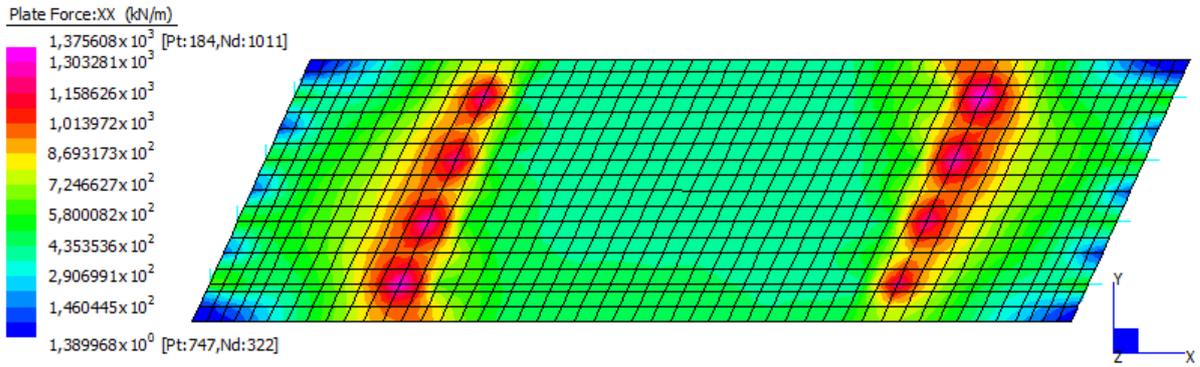
Zone 1/2	Azione assiale max (compressione)	$N_{Ed,max} = 1640 \text{ kN/m}$
	Azione assiale min (trazione)	$N_{Ed,min} = -850 \text{ kN/m}$
Zone 3/4	Azione assiale max (compressione)	$N_{Ed,max} = 700 \text{ kN/m}$
	Azione assiale min (trazione)	$N_{Ed,min} = -1375 \text{ kN/m}$

Azione assiale SLU - Longitudinale

Involuppo max (limitazione zona 1/2)



Inviluppo max



Inviluppo min

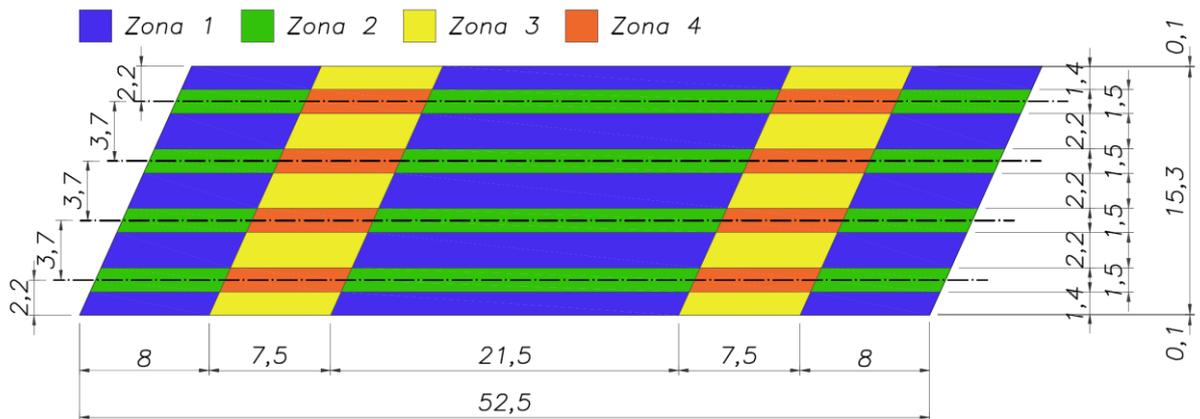
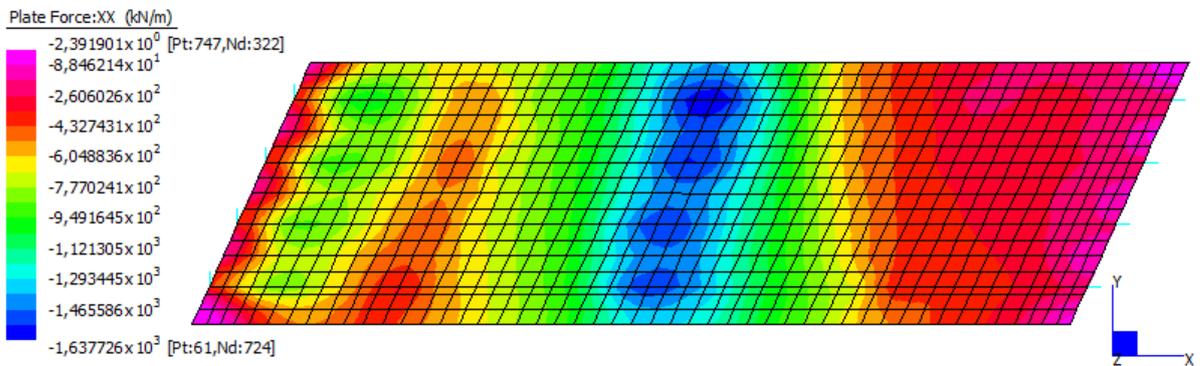
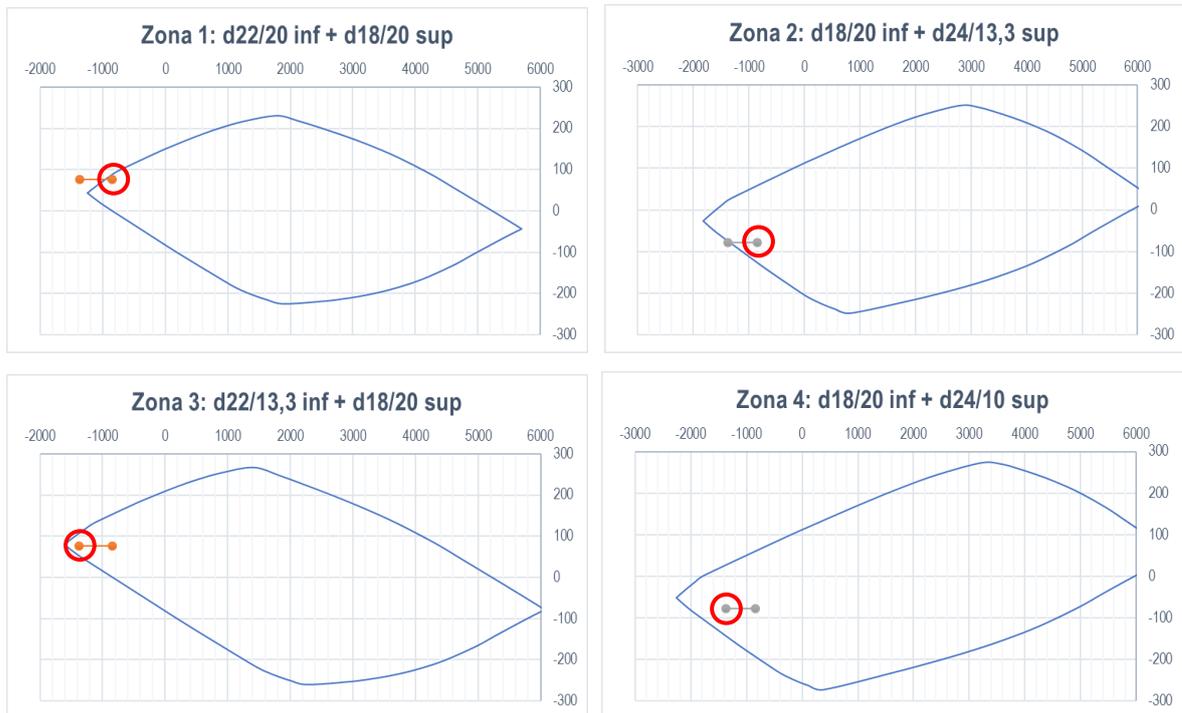


Figura 15 Armatura longitudinale - schema zone

Le verifiche di resistenza risultano soddisfatte:

- Zona 1:** $M_{Rd}(N_{min}) (+) = 87 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 76 \text{ kNm/m}$
 $V_{Rd}(N_{min}) = 363 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 50 \text{ kN/m}$ ($\cot\vartheta=2,0$; $V_{Rd,0} = 44 \text{ kN/m}$)
- Zona 2:** $M_{Rd}(N_{min}) (-) = 126 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 78 \text{ kNm/m}$
- Zona 3:** $M_{Rd}(N_{min}) (+) = 107 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 76 \text{ kNm/m}$
 $V_{Rd}(N_{min}) = 429 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 50 \text{ kN/m}$ ($\cot\vartheta=2,5$; $V_{Rd,0} = 0 \text{ kN/m}$)
- Zona 4:** $M_{Rd}(N_{min}) (-) = 143 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 78 \text{ kNm/m}$



Verifiche SLE – direzione longitudinale

Anche per la direzione longitudinale ci si riferisce alle verifiche di limitazione della fessurazione, condotte con l'approccio indiretto di limitazione delle tensioni. Per la direzione longitudinale si considerano i seguenti limiti:

combinazione frequente ($w \leq w_2$)

$$\sigma_{lim} (d24, p_{max} = 20\text{cm}) = 205 \text{ MPa}$$

combinazione quasi perm. ($w \leq w_1$)

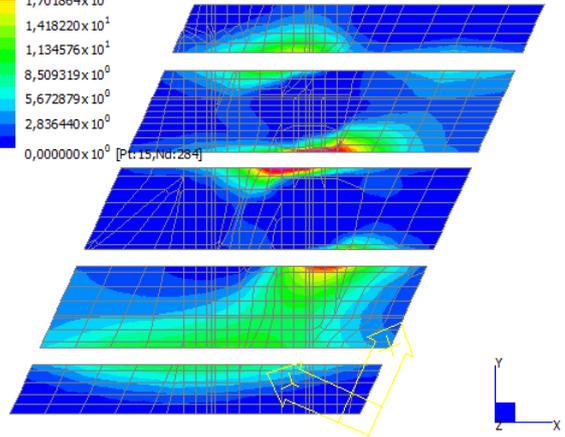
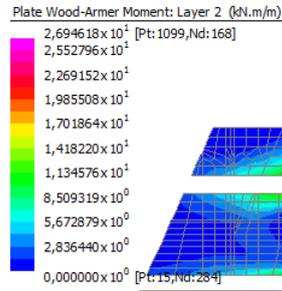
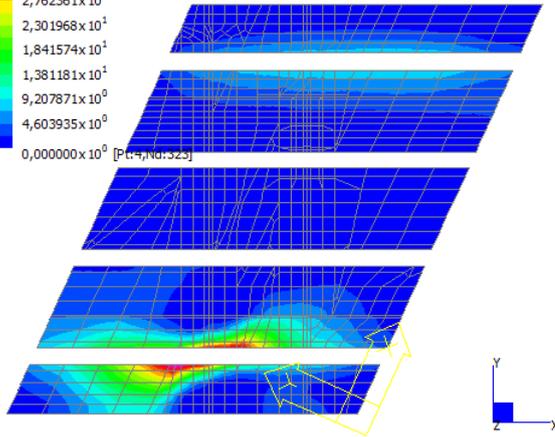
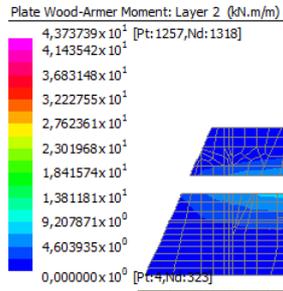
$$\sigma_{lim} (d24, p_{max} = 20\text{cm}) = 160 \text{ MPa}$$

Si riportano le mappature di sollecitazione relative alla statica locale in combinazione frequente.

Momento flettente SLEfr – Negativo longitudinale

Condizione 01 (sbalzo)

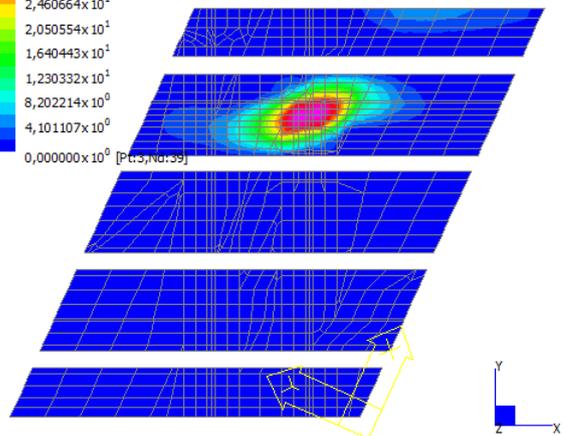
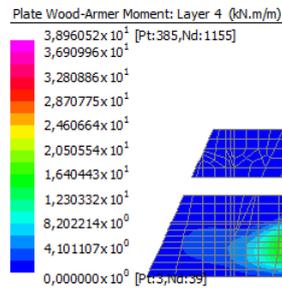
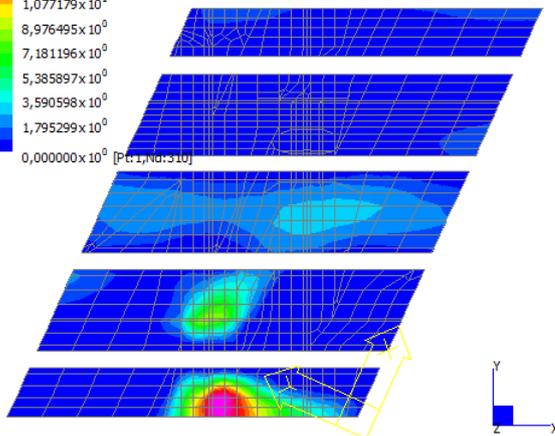
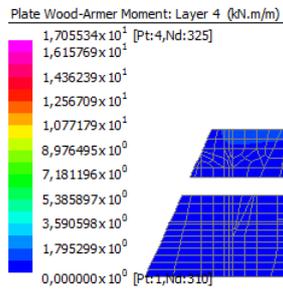
Condizione 03 (interno)



Momento flettente SLEfr – Positivo longitudinale

Condizione 01 (sbalzo)

Condizione 02 (interno)

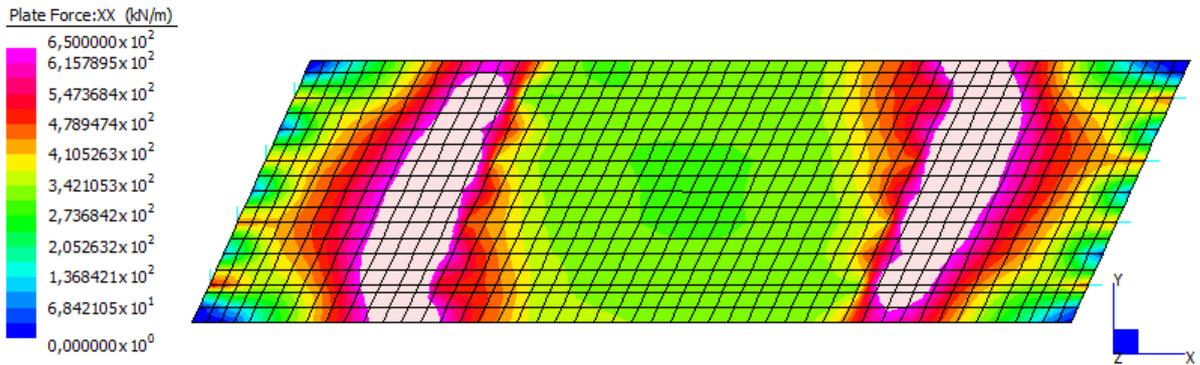


Dal modello globale risultano invece le seguenti azioni sollecitanti di picco:

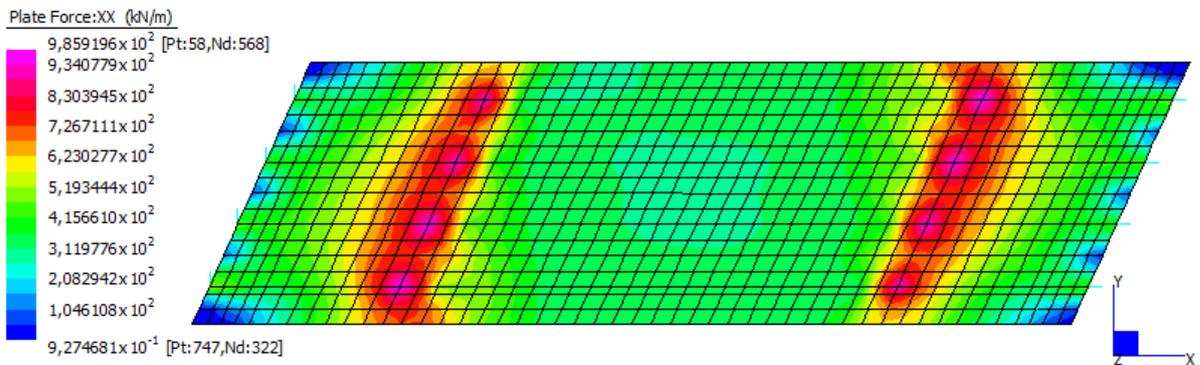
Zone 1/2	Azione assiale max (compressione) $N_{k,max} = 550 \text{ kN/m}$	Azione assiale min (trazione) $N_{k,min} = -650 \text{ kN/m}$
Zone 3/4	Azione assiale max (compressione) $N_{k,max} = 700 \text{ kN/m}$	Azione assiale min (trazione) $N_{k,min} = -985 \text{ kN/m}$

Azione assiale SLEfr - Longitudinale

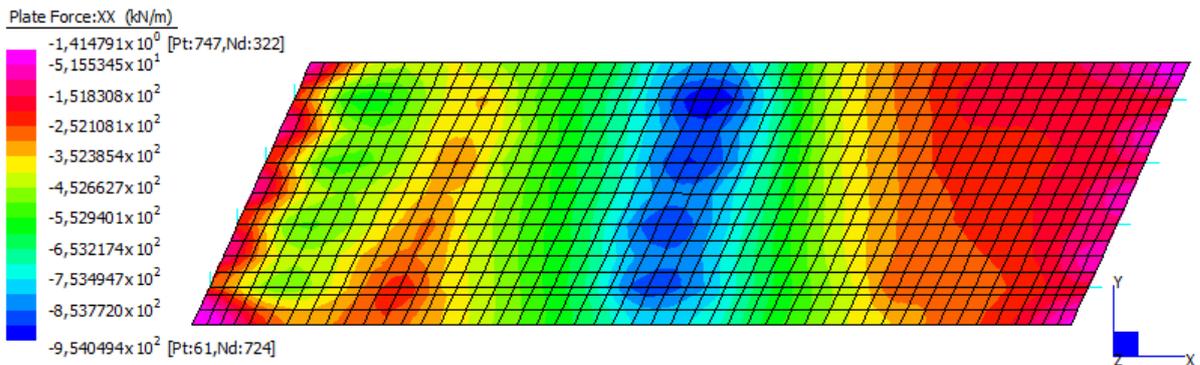
Inviluppo max (limitazione zone 1/2)



Inviluppo max



Inviluppo min



Le verifiche risultano soddisfatte:

Zona 2: $M_k (-) = 44 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s(N_{\min}) = 205 \text{ MPa} < \sigma_{\text{lim}}$

Zona 4: $M_k (-) = 44 \text{ kNm/m} \rightarrow \sigma_s(N_{\min}) = 202 \text{ MPa} < \sigma_{\text{lim}}$

7.1.6 Verifiche pioli di collegamento

La forza di flusso che agisce sul perno viene dedotta dalle sollecitazioni massime nella fase finale (calcestruzzo reagente) per l'effetto dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, coazioni interne indotte da variazioni termiche e da ritiro, carichi accidentali (pertanto peso carpenteria metallica e getto calcestruzzo sono esclusi).

Il calcolo della resistenza di ciascun connettore viene effettuato in conformità al §4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 e, che in particolare identifica i due valori di resistenza sul lato dell'acciaio e sul lato del calcestruzzo di soletta piena:

$$P_{rd,a} = 0,8 \cdot f_{tk} \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$$

$$P_{rd} = \min [P_{rd,a}; P_{rd,c}]$$

Con:

d Diametro piolo pari a 25 mm

f_{tk} resistenza di rottura del connettore in Acciaio uguale a 460 MPa

γ_v fattore parziale di sicurezza pari a 1,25

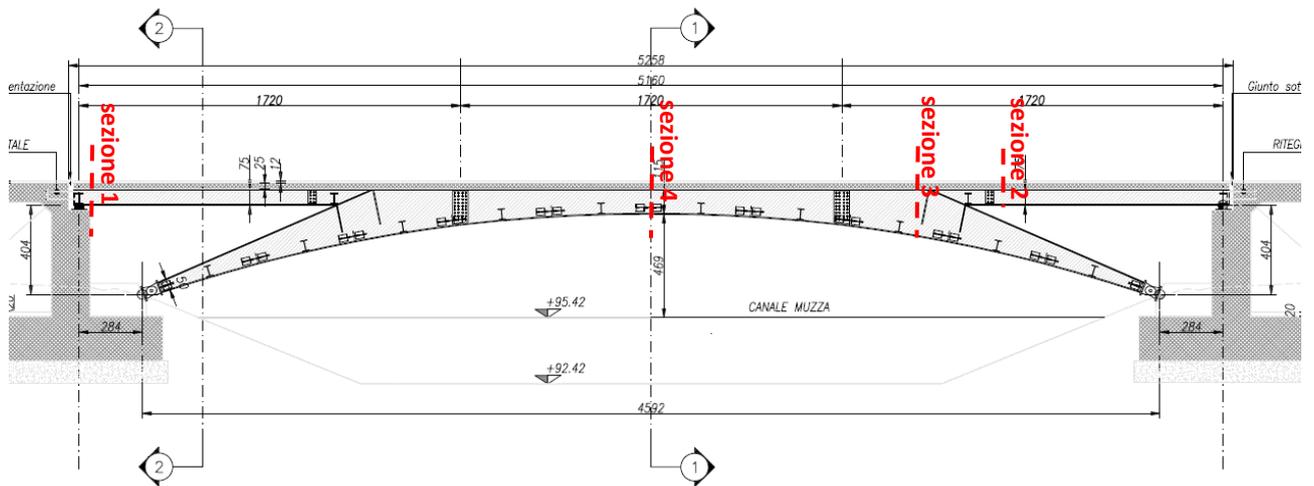
f_{ck} resistenza caratteristica alla compressione del calcestruzzo uguale a 32MPa

E_{cm} valor medio del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 33643 MPa

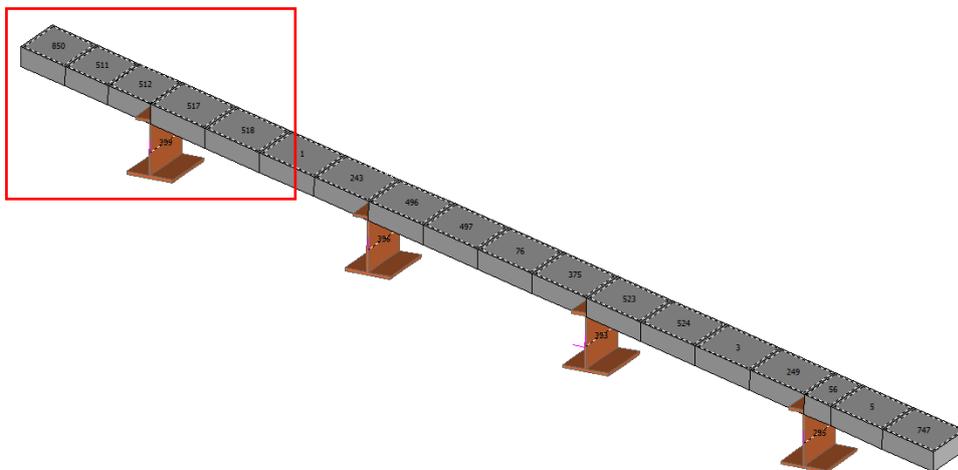
α uguale a 1 per $\frac{h_{sc}}{d} > 4$

h_{sc} altezza del piolo pari a 175mm

Nel seguito si riportano le verifiche per le 4 sezioni caratteristiche in corrispondenza della sola trave 4, caratterizzata dalle massime azioni sollecitanti:



Sezione 1



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

Oggetto: PONTE SU CANALE MUZZA
Sezione 1 - Trave 4

Dati sezione in calcestruzzo

B-coll	4432.00	[mm]
spessore	250.00	[mm]
b-ritiro	-	[mm]
Rck	40.00	[MPa]
Ic	5.771E+09	[mm^4]
fck	33.20	[MPa]
Ecm	33643	[MPa]
r	125.00	[mm]
ϕ^{∞}	2.05	(da D.M.96)
ε_{rit}	2.993E-04	(da D.M.96)

Dati sintetici sezione in acciaio

A	5.675E+04	[mm^2]
yg	3.250E+02	[mm]
I	5.629E+09	[mm^4]
Wa,i	1.732E+07	[mm^3]
Wa,s	1.324E+07	[mm^3]
Es	210000.00	[MPa]
fy	355.00	[MPa]

Armatura soletta (baricentro barre in sp./2)

diametro barre	21	[mm]
n° barre	50	
A barre	17395	[mm^2]

Geom. sezione in acciaio

spess. anima	25	[mm]
spess. ala inf	40	[mm]
spess. ala sup	40	[mm]
largh. ala inf	600	[mm]
largh. ala sup	400	[mm]
altezza	750.00	[mm]

Coeff. di omogeneizzazione

n,acc	6.0	Es/Ec
n,perm	20.0	Es/Ec(1+ ϕ^{∞})
n,rit	13.0	Es/Ec(1+0,55 ϕ^{∞}) (0,55 da EC4 o p.209 Matildi Mele)

Dati geometrici sezione omogeneizzata ad acciaio

coeff. n	∞	6.0	20.0	13.0	
A	56750	258812	129545	159376	[mm^2]
yg	325	754	634	679	[mm]
I	5.629E+09	2.000E+10	1.557E+10	1.713E+10	[mm^4]
Wa,i	1.732E+07	2.651E+07	2.455E+07	2.522E+07	[mm^3]
Wa,s	1.324E+07	-4.554E+09	1.342E+08	2.417E+08	[mm^3]
Wa,arm	-	1.658E+08	6.460E+07	8.746E+07	[mm^3]
Wc,i	-	-2.732E+10	2.685E+09	3.143E+09	[mm^3]
Wc,s	-	4.885E+08	8.507E+08	6.940E+08	[mm^3]

Partendo dal massimo taglio sollecitante in combinazione SLU, la verifica considera il taglio di scorrimento agente all'interfaccia acciaio/calcestruzzo determinato sommando i contributi afferenti le diverse fasi (fasi 2, 3, 3', 4).

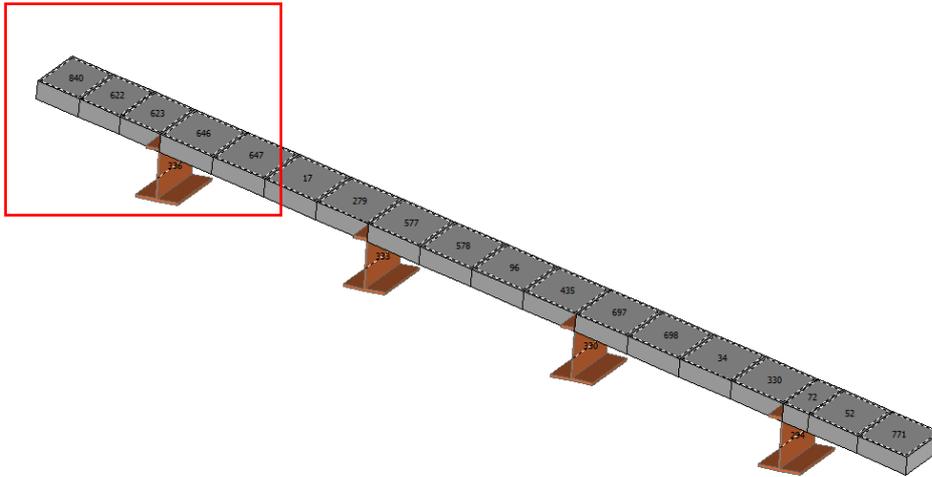
Azioni	V [KN]	n	
Fase 1	32.52	∞	Acciaio
Fase 1	132.72	∞	Posa predalles e getto soletta
Fase 2	106.61	20.0	Permanenti
Fase 3	0.00	13.0	Ritiro: effetti primari
Fase 3'	0.00	13.0	Ritiro: effetti secondari
Fase 4	820.50	6.0	inviluppo slu (traffico + termica)
Totale	1092.36		

Verifica pioli

interasse pioli	200.00	[mm]
n° pioli	2.00	
diametro pioli	25.00	[mm]
altezza pioli	175.00	[mm]
fu	460.00	[MPa]
gamma v	1.25	
h/d	7.00	OK
alfa	1.00	
scorrimento V	1120	[KN/m]

Tres,cls	118.94	[KN]
Tres,acc	144.44	[KN]
Tres	118.94	[KN]
Tsoll	112.01	[KN]
Tres/Tsoll	1.06	

Sezione 2



Oggetto: PONTE SU CANALE MUZZA
Sezione 2 - Trave 4

Dati sezione in calcestruzzo

B-coll	4432.00	[mm]
spessore	250.00	[mm]
b-ritiro	-	[mm]
Rck	40.00	[MPa]
Ic	5.771E+09	[mm ⁴]
fck	33.20	[MPa]
Ecm	33643	[MPa]
r	125.00	[mm]
ϕ^{∞}	2.05	(da D.M.96)
ε_{rit}	2.993E-04	(da D.M.96)

Dati sintetici sezione in acciaio

A	5.675E+04	[mm ²]
yg	3.250E+02	[mm]
I	5.629E+09	[mm ⁴]
Wa,i	1.732E+07	[mm ³]
Wa,s	1.324E+07	[mm ³]
Es	210000.00	[MPa]
fy	355.00	[MPa]

Armatura soletta (baricentro barre in sp./2)

diametro barre	21	[mm]
n° barre	61	
A barre	22010	[mm ²]

Geom. sezione in acciaio

spess. anima	25	[mm]
spess. ala inf	40	[mm]
spess. ala sup	40	[mm]
largh. ala inf	600	[mm]
largh. ala sup	400	[mm]
altezza	750.00	[mm]

Coeff. di omogeneizzazione

n,acc	6.0	Es/Ec
n,perr	20.0	Es/Ec(1+ ϕ^{∞})
n,rit	13.0	Es/Ec(1+0.55 ϕ^{∞}) (0,55 da EC4 o p.209 Matildi Mele)

Dati geometrici sezione omogeneizzata ad acciaio

coeff. n	∞	6.0	20.0	13.0	
A	56750	263427	134160	163991	[mm ²]
yg	325	757	642	685	[mm]
I	5.629E+09	2.006E+10	1.582E+10	1.730E+10	[mm ⁴]
Wa,i	1.732E+07	2.652E+07	2.464E+07	2.527E+07	[mm ³]
Wa,s	1.324E+07	-3.084E+09	1.470E+08	2.648E+08	[mm ³]
Wa,arm	-	1.693E+08	6.801E+07	9.089E+07	[mm ³]
Wc,i	-	-1.851E+10	2.940E+09	3.442E+09	[mm ³]
Wc,s	-	4.944E+08	8.849E+08	7.132E+08	[mm ³]

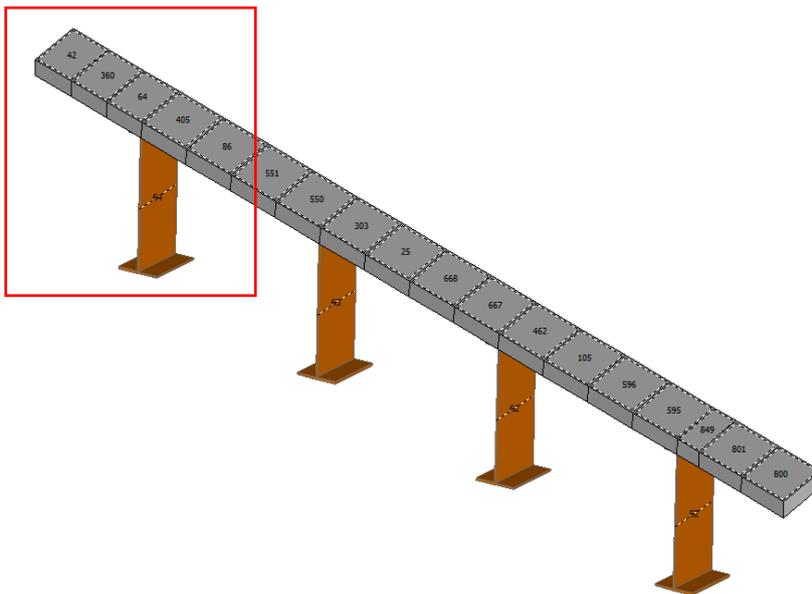
Azioni

	V [KN]	n	
Fase 1	47.31	∞	Acciaio
Fase 1	254.48	∞	Posa predalles e getto soletta
Fase 2	161.58	20.0	Permanenti
Fase 3	0.00	13.0	Ritiro: effetti primari
Fase 3'	138.02	13.0	Ritiro: effetti secondari
Fase 4	766.45	6.0	involuppo slu (traffico + termica)
Totale	1367.85		

Verifica pioli

interasse pioli	150.00	[mm]
n° pioli	2.00	
diametro pioli	25.00	[mm]
altezza pioli	175.00	[mm]
fu	460.00	[MPa]
gamma v	1.25	
h/d	7.00	OK
alfa	1.00	
scorrimento V	1282	[KN/m]
Tres,cls	118.94	[KN]
Tres,acc	144.44	[KN]
Tres	118.94	[KN]
Tsoll	96.18	[KN]
Tres/Tsoll	1.24	

Sezione 3



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

Oggetto: PONTE SU CANALE MUZZA
Sezione 3 - Trave 4

Dati sezione in calcestruzzo

B-coll	4432.00	[mm]
spessore	250.00	[mm]
b-ritiro	-	[mm]
Rck	40.00	[MPa]
Ic	5.771E+09	[mm ⁴]
fck	33.20	[MPa]
Ecm	33643	[MPa]
r	125.00	[mm]
ϕ^{∞}	2.05	(da D.M.96)
ε_{rit}	2.993E-04	(da D.M.96)

Dati sintetici sezione in acciaio

A	5.675E+04	[mm ²]
yg	3.250E+02	[mm]
I	5.629E+09	[mm ⁴]
Wa,i	1.732E+07	[mm ³]
Wa,s	1.324E+07	[mm ³]
Es	210000.00	[MPa]
fy	355.00	[MPa]
Armatura soletta (baricentro barre in sp./2)		
diametro barre	21	[mm]
n° barre	61	
A barre	22010	[mm ²]

Geom. sezione in acciaio

spess. anima	25	[mm]
spess. ala inf	40	[mm]
spess. ala sup	40	[mm]
largh. ala inf	600	[mm]
largh. ala sup	400	[mm]
altezza	750.00	[mm]

Coeff. di omogeneizzazione

n,acc	6.0	Es/Ec
n,perm	20.0	Es/Ec(1+ ϕ^{∞})
n,rit	13.0	Es/Ec(1+0,55 ϕ^{∞}) (0,55 da EC4 o p.209 Matildi Mele)

Dati geometrici sezione omogeneizzata ad acciaio

coeff. n	∞	6.0	20.0	13.0	
A	56750	263427	134160	163991	[mm ²]
yg	325	757	642	685	[mm]
I	5.629E+09	2.006E+10	1.582E+10	1.730E+10	[mm ⁴]
Wa,i	1.732E+07	2.652E+07	2.464E+07	2.527E+07	[mm ³]
Wa,s	1.324E+07	-3.084E+09	1.470E+08	2.648E+08	[mm ³]
Wa,arm	-	1.693E+08	6.801E+07	9.089E+07	[mm ³]
Wc,i	-	-1.851E+10	2.940E+09	3.442E+09	[mm ³]
Wc,s	-	4.944E+08	8.849E+08	7.132E+08	[mm ³]

Azioni

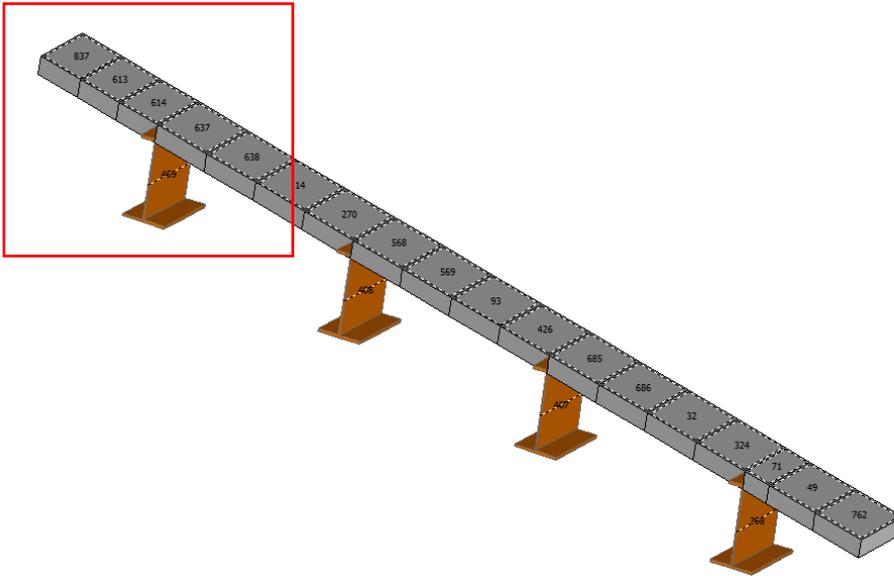
	V [KN]	n	
Fase 1	-149.77	∞	Acciaio
Fase 1	-270.40	∞	Posa predalles e getto soletta
Fase 2	-128.19	20.0	Permanenti
Fase 3	0.00	13.0	Ritiro: effetti primari
Fase 3'	0.00	13.0	Ritiro: effetti secondari
Fase 4	-560.70	6.0	inviluppo slu (traffico + termica)
Totale	-1109.05		

Verifica pioli

interasse pioli	150.00	[mm]
n° pioli	2.00	
diametro pioli	25.00	[mm]
altezza pioli	175.00	[mm]
fu	460.00	[MPa]
gamma v	1.25	
h/d	7.00	OK
alfa	1.00	
scorrimento V	-830.35	[KN/m]

Tres,cls	118.94	[KN]
Tres,acc	144.44	[KN]
Tres	118.94	[KN]
Tsoll	-62.28	[KN]
Tres/Tsoll	1.91	

Sezione 4



Oggetto: PONTE SU CANALE MUZZA
Sezione 4 - Trave 4

Dati sezione in calcestruzzo

B-coll	4432.00	[mm]
spessore	250.00	[mm]
b-ritiro	-	[mm]
Rck	40.00	[MPa]
Ic	5.771E+09	[mm ⁴]
fck	33.20	[MPa]
Ecm	33643	[MPa]
r	125.00	[mm]
φ [∞]	2.05	(da D.M.96)
s,rit	2.993E-04	(da D.M.96)

Dati sintetici sezione in acciaio

A	5.675E+04	[mm ²]
yg	3.250E+02	[mm]
I	5.629E+09	[mm ⁴]
Wa,i	1.732E+07	[mm ³]
Wa,s	1.324E+07	[mm ³]
Es	210000.00	[MPa]
fy	355.00	[MPa]
Armatura soletta (baricentro barre in sp./2)		
diametro barre	21	[mm]
n° barre	50	
A barre	17395	[mm ²]

Geom. sezione in acciaio

spess. anima	25	[mm]
spess. ala inf	40	[mm]
spess. ala sup	40	[mm]
largh. ala inf	600	[mm]
largh. ala sup	400	[mm]
altezza	750.00	[mm]

Coeff. di omogeneizzazione

n,acc	6.0	Es/Es
n,pem	20.0	Es/Es(1+φ [∞])
n,rit	13.0	Es/Es(1+0,55φ [∞]) (0,55 da EC4 o p.209 Matildi Mele)

Dati geometrici sezione omogeneizzata ad acciaio

coeff. n	∞	6.0	20.0	13.0	
A	56750	258812	129545	159376	[mm ²]
yg	325	754	634	679	[mm]
I	5.629E+09	2.000E+10	1.557E+10	1.713E+10	[mm ⁴]
Wa,i	1.732E+07	2.651E+07	2.455E+07	2.522E+07	[mm ³]
Wa,s	1.324E+07	-4.554E+09	1.342E+08	2.417E+08	[mm ³]
Wa,am	-	1.658E+08	6.460E+07	8.746E+07	[mm ³]
Wc,i	-	-2.732E+10	2.685E+09	3.143E+09	[mm ³]
Wc,s	-	4.885E+08	8.507E+08	6.940E+08	[mm ³]

Azioni

	V [KN]	n	
Fase 1	-1.80	∞	Acciaio
Fase 1	23.44	∞	Posa predalles e getto soletta
Fase 2	-44.31	20.0	Permanenti
Fase 3	0.00	13.0	Ritiro: effetti primari
Fase 3'	0.00	13.0	Ritiro: effetti secondari
Fase 4	-508.05	6.0	inviluppo slu (traffico + termica)
Totale	-530.71		

Verifica pioli

interasse pioli	200.00	[mm]
n° pioli	2.00	
diametro pioli	25.00	[mm]
altezza pioli	175.00	[mm]
fu	460.00	[MPa]
gamma v	1.25	
h/d	7.00	OK
alfa	1.00	
scorrimento V	-669.11	[KN/m]

Tres,cls	118.94	[KN]
Tres,acc	144.44	[KN]
Tres	118.94	[KN]
Tsoll	-66.91	[KN]
Tres/Tsoll	1.78	

7.1.7 Verifiche azioni su parapetto e urto di veicoli in svio

Urto di veicoli in svio

Trattandosi di azione eccezionale, le verifiche vengono effettuate considerando il coefficiente parziale di sicurezza unitario. Le sezioni di verifica sono quella di attacco cordolo soletta e quella a filo trave. L'armatura è la medesima, costituita da $\phi 18/30 + \phi 18/15$ superiori e $\phi 18/15 + \phi 16/30$. Si considera una sezione alta 25cm e larga 100cm in cui si posizionano quindi $6\phi 18 + 3\phi 18$ al negativo e $6\phi 18 + 3\phi 16$ al positivo.

The screenshot shows the software interface for 'Verifica C.A. S.L.U.' with the following data:

- Section Data:** N° strati barre: 2. Table with columns N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm].
- Materials:** B450C (E_{su}: 67.5%, f_{yd}: 391.3 N/mm², E_s: 200.000 N/mm², E_s/E_c: 15, σ_{s,adm}: 255 N/mm²) and C25/30 (ε_{c2}: 2%, ε_{cu}: 3.5%, f_{cd}: 14.17, f_{cc}/f_{cd}: 0.8, σ_{c,adm}: 9.75, τ_{co}: 0.6, τ_{c1}: 1.829).
- Calculation Parameters:** Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n. Tipo flessione: Retta. N° rett.: 100. Col. modello: 0.
- Results:** M_{xRd}: 152.7 kN m, σ_c: -14.17 N/mm², σ_s: 391.3 N/mm², ε_c: 3.5%, ε_s: 11.69%, d: 21 cm, x: 4.839, x/d: 0.2305, δ: 0.7281.

Urto - verifica impalcati	
Azioni	
Fx	42 kN
Q	200 kN
h	1,00 m
e1	0,70 m
e2	0,00 m
L1	1,90 m
L2	0,35 m
L3	1,3 m
Sezione A	
M _{ed/m}	32,31 kNm
N _{ed/m}	32,31 kN
Sezione B	
M _{ed/m}	22,11 kNm
N _{ed/m}	22,11 kN
Momenti resistenti	
Sezione A	
M _{rd/m}	152,70 kNm
Sezione B	
M _{rd/m}	152,70 kNm
Verifiche	
Sezione A	
M _{rd} /M _{ed}	4,73 >1
Sezione B	
M _{rd} /M _{ed}	6,91 >1

Essendo il carico verticale Q = 200 kN applicato nella sezione di incastro trave-soletta, si può ritenere quest'ultimo gravante sulla trave stessa, non interessando la soletta.

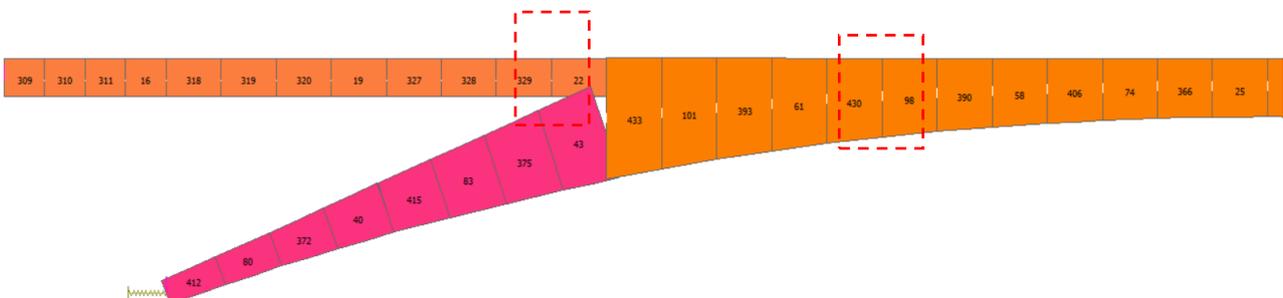
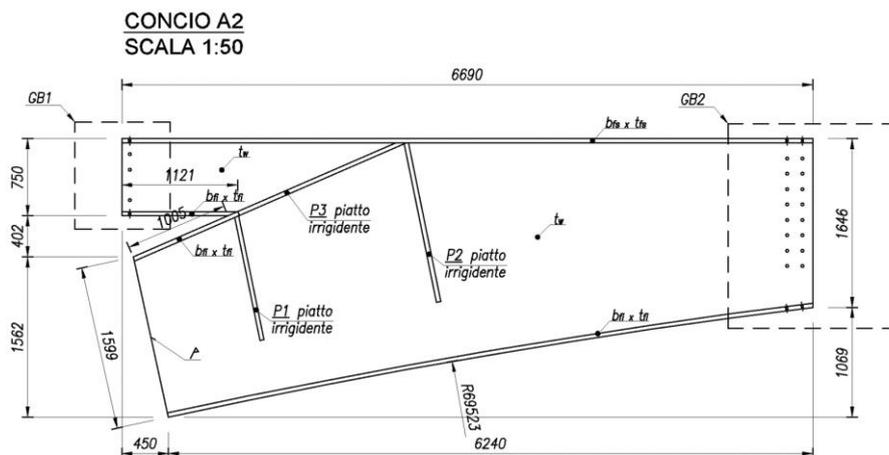
Azioni sul parapetto

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

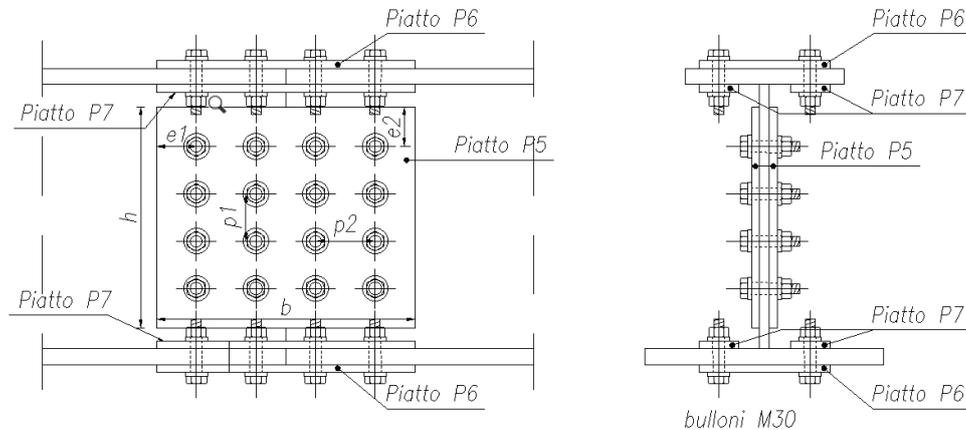
7.1.8 Verifiche unioni bullonate

Si riportano le verifiche effettuate sulle unioni tipologiche GB1, GB2 e del vincolo cerniere alla base dell'arco.

Le verifiche sono state effettuate a partire dalle azioni interne originate dal modello di calcolo in combinazione SLU,max e SLU,min sulla trave numero 4, all'interfaccia tra gli elementi "beam" 329-22 per il giunto GB1 e 430-98 per il giunto GB2, come si riporta nelle figure successive.



GIUNTO BULLONATO (GB1)
SCALA 1:20



In questo tipo di unione le anime dei profilati vengono collegate con due coprigiunti, mentre ciascuna ala viene collegata con un semplice coprigiunto. Assegnate le caratteristiche delle sollecitazioni agenti nella sezione da collegare, gli elementi strutturali da dimensionare e verificare sono i bulloni e i coprigiunti. In particolare il taglio viene trasmesso integralmente dai bulloni dei coprigiunti dell'anima, mentre il momento viene trasmesso in parte tramite i bulloni dei coprigiunti che collegano le ali ed in parte tramite i bulloni dei coprigiunti dell'anima, in funzione dei rispettivi momenti di inerzia.

Bulloni delle ali

Lo sforzo che sollecita ciascun coprigiunto vale:

$$S_f = \frac{M_f}{h_a + sp_f} + \frac{N}{n_b}$$

In cui M_f è la parte di momento trasmesso dai coprigiunti delle ali, N è l'azione assiale sollecitante, h_a è l'altezza dell'anima e sp_f lo spessore della flangia. Con n_b ci si riferisce al numero totale dei bulloni (16) mentre con l'apice f si indicano i bulloni presenti sul coprigiunto della flangia (4).

Poiché l'anima ha due coprigiunti, i bulloni lavorano su due sezioni di taglio, pertanto l'azione risultante $S_f = F_{ed}$ ai fini del dimensionamento risulta dimezzata.

Bulloni dell'anima

Si calcolano le forze agenti sul bullone più sollecitato:

$$V_b = \frac{T}{(n_b)_a} \quad N_b = \frac{N}{n_b} \quad H_{b,max} = \frac{f}{h'} (M_a + T e)$$

$$R_a = \sqrt{V_b^2 + H^2 + N_b^2}$$

In cui T è il valore dell'azione di taglio totale all'interfaccia tra i due elementi, il pedice a richiama i bulloni disposti sull'anima, f è un coefficiente che varia a seconda della disposizione dei bulloni sull'anima, M_a indica la parte di momento trasmessa dall'anima ed e è l'eccentricità dei bulloni sull'anima. Nel caso in esame, in cui si ha una distribuzione di 4 bulloni disposti su 4 file si definisce un coefficiente $f=0,45$. Poiché l'anima ha due coprigiunti, i bulloni lavorano su due sezioni di taglio, pertanto l'azione risultante $R_a = F_{ed}$ ai fini del dimensionamento risulta dimezzata.

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni, per ogni piano di taglio, è assunta pari a (§4.2.64):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

In cui A_{res} indica l'area resistente, in questo caso filettata, del bullone. f_{tbk} indica la resistenza a rottura del materiale e $\gamma_{M2} = 1,25$ è il coefficiente di sicurezza adottate per la verifica delle unioni (Tab. 4.2.XIV).

La resistenza di progetto a rifollamento del piatto dell'unione è assunta pari a (§4.2.67).

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}}$$

In cui t indica lo spessore della piastra collegata.

La stessa verifica viene condotta sia per la piastra di collegamento che per il profilo dell'anima.

Si effettua infine una verifica a trazione della piastra di collegamento:

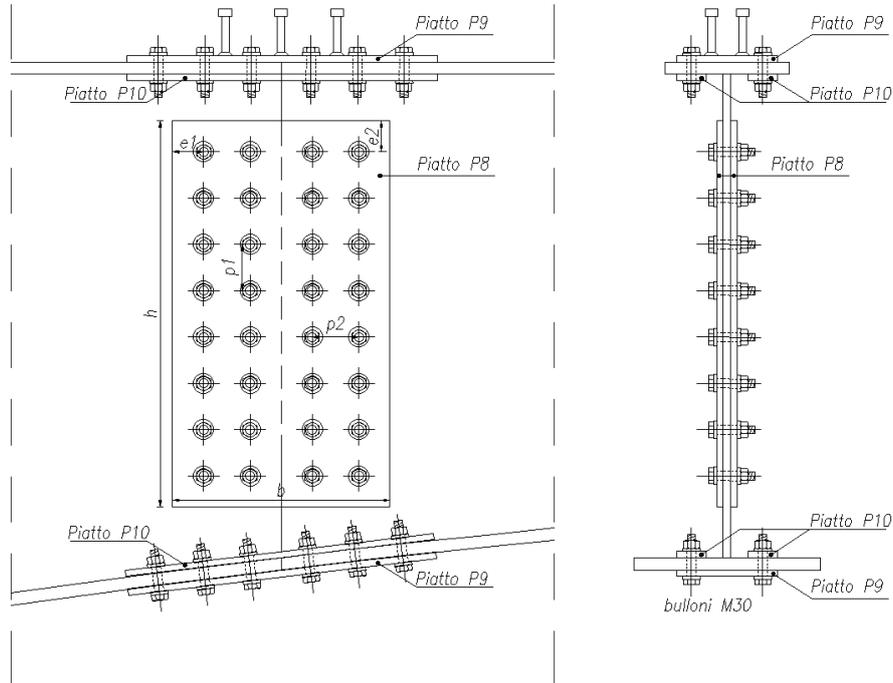
$$F_{t,Rd} = \frac{\left(\frac{b}{2} - d_0\right) t f_{btk}}{\gamma_{M0}}$$

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Geometria		Verifica bulloni ala	
d [mm]	30	S [kN]	415,23
d0 [mm]	33	Fed [kN]	207,62
Afil [mm ²]	581	Fv,rd [kN]	232,40
Alorda [mm ²]	707	Fb,rd [kN]	402,00
nb	16	Ft,rd [kN]	395,62
nb_f	6	Fb,rd [kN]	804,00
h anima	670	(ala)	
sp, flangia	40		
e1 [mm]	100		
e2 [mm]	50		
p1 [mm]	230		
p2 [mm]	150		
b, piatto [mm]	330		
h, piatto [mm]	850		
k	2,5		
α	1		

Geometria		Verifica bulloni anima	
d [mm]	30	Vb [kN]	-165,77
d0 [mm]	33	Hb,max [kN]	-213,48
Afil [mm ²]	581	Nb [kN]	-280,57
Alorda [mm ²]	707	Rb [kN]	389,58
e [mm]	150	Fed [kN]	194,79
nb	16	Fv,rd [kN]	232,40
nb_a	4	Fb,rd [kN]	402,00
f	0,45	Ft,rd [kN]	906,10
e1 [mm]	100	Fb,rd [kN]	502,50
e2 [mm]	100	(anima)	
p1 [mm]	120		
p2 [mm]	150		
sp, anima [mm]	25		
b, piatto [mm]	650		
h, piatto [mm]	560		
sp, piatto [mm]	20		
k	2,5		
α	1		

GIUNTO BULLONATO (GB2)
SCALA 1:20

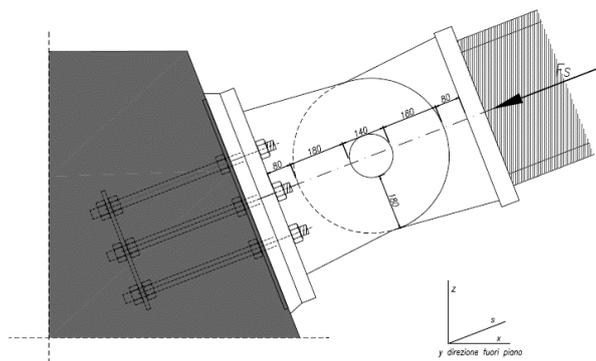


Geometria		Verifica bulloni anima	
d [mm]	30	Vb [kN]	109,44
d0 [mm]	33	Hb,max [kN]	427,74
Afil [mm ²]	581	Nb [kN]	-25,57
Alorda [mm ²]	707	Rb [kN]	442,26
e [mm]	179	Fed [kN]	221,13
nb	26	Fv,rd [kN]	232,40
nb_a	8	Fb,rd [kN]	402,00
f	0,357	Ft,rd [kN]	906,10
e1 [mm]	100	Fb,rd [kN]	502,50
e2 [mm]	100	(anima)	
p1 [mm]	150		
p2 [mm]	150		
sp, anima [mm]	25		
b, piatto [mm]	650		
h, piatto [mm]	560		
sp, piatto [mm]	20		
k	2,5		
α	1		

Geometria		Verifica bulloni ala	
d [mm]	30	S [kN]	268,77
d0 [mm]	33	Fed [kN]	134,39
Afil [mm ²]	581	Fv,rd [kN]	232,40
Alorda [mr]	707	Fb,rd [kN]	402,00
nb	26	Ft,rd [kN]	395,62
nb_f	6	Fb,rd [kN]	804,00
h anima	670	(ala)	
sp, flangia	40		
e1 [mm]	100		
e2 [mm]	50		
p1 [mm]	230		
p2 [mm]	150		
b, piatto [r]	330		
h, piatto [r]	850		
k	2,5		
α	1		

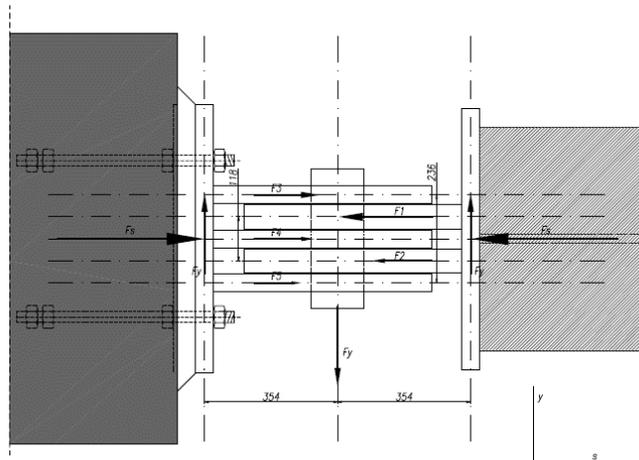
7.1.9 Verifiche perno al piede dell'arco

Si effettuano le verifiche delle connessioni ai piedi degli archi che sorreggono gli impalcati.



Le sollecitazioni al piede dell'arco hanno una non trascurabile componente fuori piano. Questo è dovuto alla geometria obliqua dell'impalcato. Il dettaglio è composto da 2 piatti (sp. 66mm) lato impalcato e 3 piatti (sp. 48mm) lato spalla; la giunzione è offerta da un perno di diametro 140mm.

Si calcolano di seguito le massime azioni agenti nei piatti come da schema sottostante:



$$F_1 = \frac{F_S}{2} + \frac{F_y \cdot 354 \text{ mm}}{118 \text{ mm}}; \quad F_2 = \frac{F_S}{2} - \frac{F_y \cdot 354 \text{ mm}}{118 \text{ mm}};$$

$$F_3 = \frac{F_S}{3} - \frac{F_y \cdot 354 \text{ mm}}{236 \text{ mm}}; \quad F_4 = \frac{F_S}{3}; \quad F_5 = \frac{F_S}{3} - \frac{F_y \cdot 354 \text{ mm}}{236 \text{ mm}}.$$

Dall'involuppo delle azioni da modello si ottiene:

- Piatti lato impalcato (sp. 66mm):

$$F_{1,2max}(SLU) = 4417 \text{ kN}$$

$$F_{1,2min}(SLU) = -2519 \text{ kN}$$

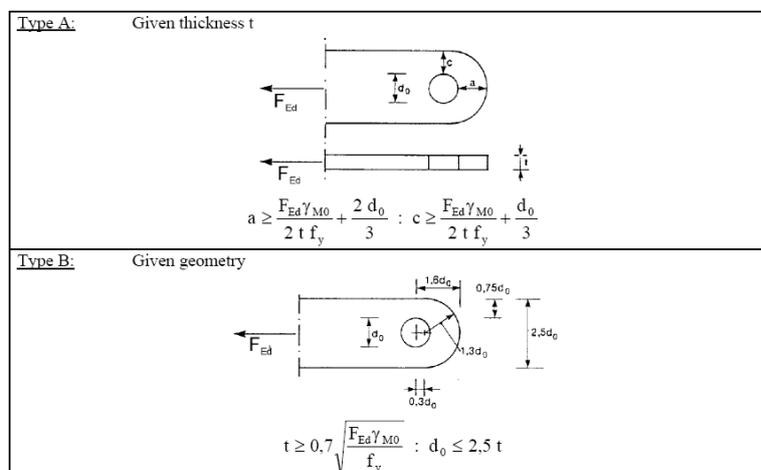
- Piatti lato spalla (sp. 48mm):

$$F_{3,4,5max}(SLU) = 2508 \text{ kN}$$

$$F_{3,4,5min}(SLU) = -1162 \text{ kN}$$

(+ compressione; - trazione).

Si eseguono le verifiche in accordo con EC3-1-8-§3.13 e NTC 2018. Lo schema fornito definisce i limiti per le dimensioni geometriche del piatto metallico:



Per le verifiche geometriche consideriamo l'azione sollecitante che porta il giunto in trazione:

- Piatti lato impalcato (sp. 66mm):

$$F_{ed} = 2519 \text{ kN}$$

$$a = 180 \text{ mm}$$

$$c = 180 \text{ mm}$$

$$d_0 = 144 \text{ mm}$$

$$t = 66 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$a = 180\text{mm} > 155\text{mm}$$

$$c = 180\text{mm} > 152\text{mm}$$

$$t = 66\text{mm} > 62\text{mm}$$

- Piatti lato spalla (sp. 48mm):

$$F_{ed} = 1162 \text{ kN}$$

$$a = 180 \text{ mm}$$

$$c = 180 \text{ mm}$$

$$d_0 = 144 \text{ mm}$$

$$t = 48 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$a = 180\text{mm} > 134\text{mm}$$

$$c = 180\text{mm} > 130\text{mm}$$

$$t = 66\text{mm} > 42\text{mm}$$

Per la verifica di resistenza è richiesto:

Table 3.10: Design criteria for pin connections

Failure mode	Design requirements
Shear resistance of the pin	$F_{V,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{V,Ed}$
Bearing resistance of the plate and the pin	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
If the pin is intended to be replaceable this requirement should also be satisfied.	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Bending resistance of the pin	$M_{Rd} = 1,5 W_{ef} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
If the pin is intended to be replaceable this requirement should also be satisfied.	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{ef} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Combined shear and bending resistance of the pin	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right]^2 \leq 1$
<i>d</i> is the diameter of the pin;	
<i>f_y</i> is the lower of the design strengths of the pin and the connected part;	
<i>f_{up}</i> is the ultimate tensile strength of the pin;	
<i>f_{yp}</i> is the yield strength of the pin;	
<i>t</i> is the thickness of the connected part;	
<i>A</i> is the cross-sectional area of a pin.	

▪ Taglio:

$$F_{Ed} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A f_{up}}{\gamma_{M2}} \quad (\S 4.2.75)$$

A sezione del perno = $140^2 \pi / 4$

f_{upk} resistenza ultima del materiale del perno – acciaio bonificato C50: 700 MPa

$\gamma_{M2} = 1,05$

$$F_{Ed} = 2208 \text{ kN} < F_{V,Rd} = 6157 \text{ kN}$$

▪ Rifollamento:

$$F_{Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{1,5 t f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (\S 4.2.76)$$

t spessore del piatto = 66mm

d diametro del perno = 140mm

f_y resistenza a snervamento del piatto = 335 MPa

$\gamma_{M0} = 1,05$

$$F_{Ed} = 2208 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 4422 \text{ kN}$$

- Momento:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \frac{1,5W_{el}f_{ypk}}{\gamma_{M0}} \quad (§4.2.77)$$

W_{el} modulo di resistenza elastico = 293128 mm³

f_{ypk} resistenza a snervamento del perno = 335 MPa

$\gamma_{M0} = 1,05$

$$M_{Ed} = 107 \text{ kNm} < M_{Rd} = 134 \text{ kNm}$$

- Azione combinata Momento e Taglio:

$$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{V,Ed}}{M_{V,Rd}} \right]^2 = 0,87 < 1$$

7.2. VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica sono condotte secondo il seguente approccio:

- criterio di vita illimitata ("safe life method", strutture sensibili alla rottura per fatica) per le strutture in carpenteria metallica;

Si considera un coefficiente di sicurezza associato a conseguenze significative della rottura per fatica

Assessment method	Consequence of failure	
	Low consequence	High consequence
Damage tolerant	1,00	1,15
Safe life	1,15	1,35

Figura 7.16 – Fattori parziali di sicurezza per verifiche a fatica [EN 1993-1-9 Tab. 3.1]

Nelle verifiche a vita illimitata le azioni sollecitanti sono calcolate per il modello di carico di fatica n.1 così come definito al § 0.

Le tensioni risultanti dalle condizioni di carico sono confrontate con i limiti a fatica, valutati, per ciascuna tipologia di dettaglio, a partire dalla rispettiva classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$ (resistenza del dettaglio per $N = 2 \cdot 10^6$ cicli).

7.2.1 Criterio di vita illimitata

Nel criterio di vita illimitata, la tensione massima di progetto $\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max}$ (ovvero $\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{max}$, in entrambi i casi con $\gamma_{Mf} = 1,35$) è confrontata con il limite di tensione, valutato con riferimento a valori $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D = \Delta\tau_L$:

limite tensioni normali ($N = 5 \cdot 10^6$ cicli) $\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^6} \right)^{1/m}$, con $m=3$.

limite tensioni tangenziali ($N = 1 \cdot 10^8$ cicli) $\Delta\tau_D = \Delta\tau_L = \Delta\tau_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{1 \cdot 10^8} \right)^{1/m}$, con $m=5$.

Le verifiche a fatica delle travi principali sono condotte in accordo con le normativa NTC2018 e succ. modifiche e EN 1993-1-9.

La verifica è condotta secondo il metodo "safe life" con riferimento al modello di carico n.1 (Fatigue LM1).

Per le travi principali è possibile individuare le seguenti categorie di dettaglio:

- saldature trasversali nelle travi composte eseguite prima dell'assemblaggio (categoria 112);

- saldature trasversali nelle travi composte (categoria 80);
- saldature longitudinali tra anime e piattabanda superiore e inferiore (categoria 100);
- saldature di nervature verticali (categoria 80).

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>1) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio</p> <p>3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>4) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t)^{0,2}$</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi 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>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>
100		<p>5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione</p> <p>6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone</p>	<p>5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni</p>

Figura 7.17 - Resistenza a fatica elementi [EN 1993-1-9]

Per il primo dettaglio si adotta una riduzione della categoria del dettaglio per effetto dello spessore di entità (spessore massimo dei piatti pari a 40mm) pari a:

$$k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2} = 0,91 \quad \text{per} \quad t \geq 25 \text{ mm}$$

Si considerando per tutte le saldature una categoria di dettaglio pari a 100 (peggiore pra i due precedenti), è possibile valutare la resistenza di progetto in funzione dello spessore massimo presente nel singolo concio secondo la seguente espressione:

$$\Delta\sigma_{D,d} = 0,737 \cdot \Delta\sigma_c \cdot k_s / \gamma_{Mf} = 0,737 \cdot 100 / 1,35 = 54 \text{ MPa}$$

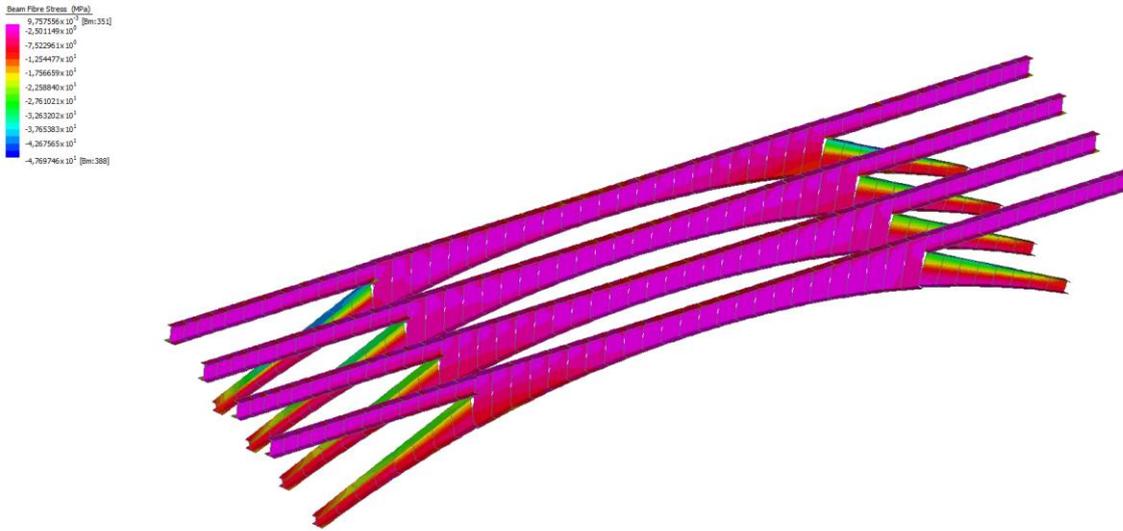


Figura 7.18 – Sforzi nelle travi principali - Involuppo Fatica min [MPa]

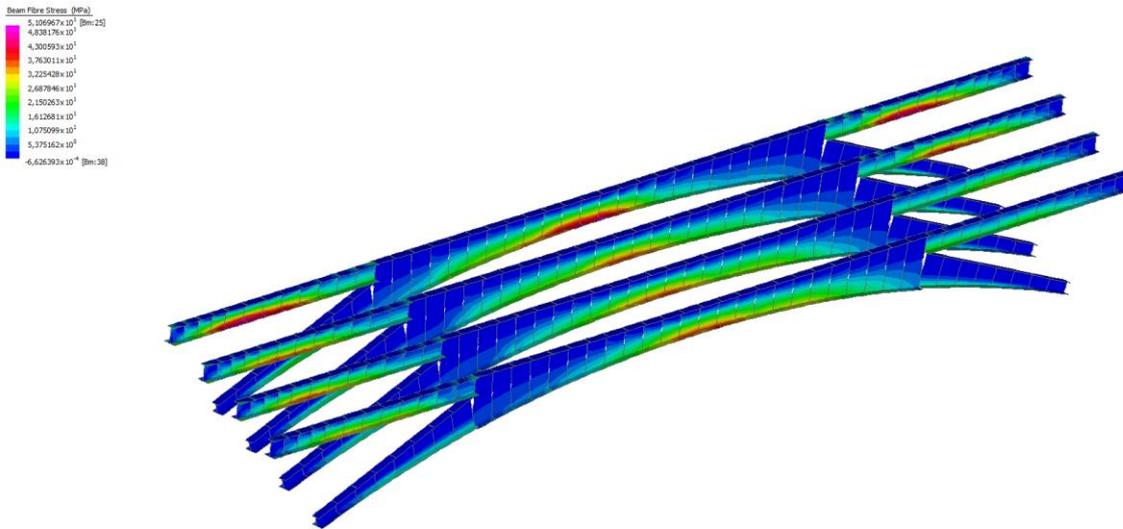


Figura 7.19 – Sforzi nelle travi principali - Involuppo Fatica max [MPa]

Con riferimento alla numerazione degli elementi riportata nel seguito si calcolano i valori di $\Delta\sigma$ [MPa] per gli elementi della trave maggiormente sollecitata:

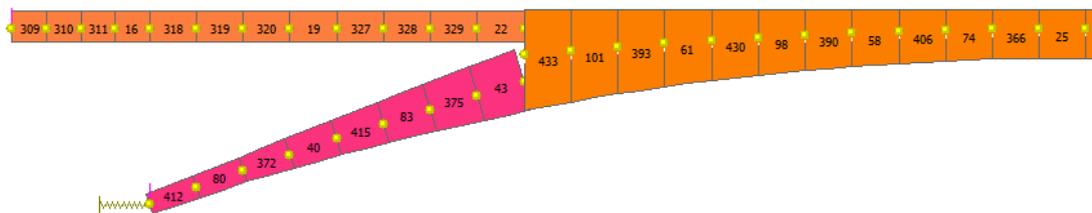
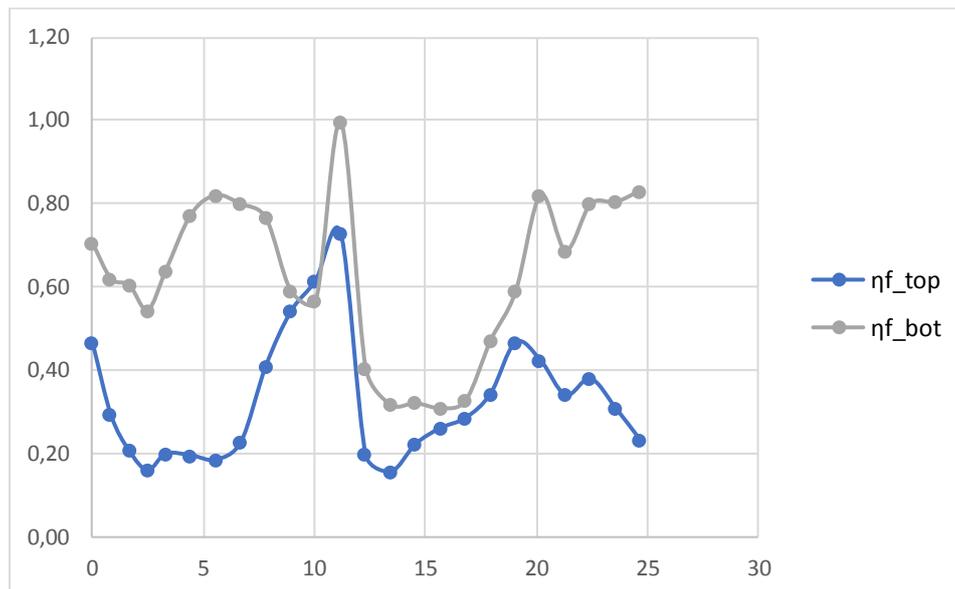


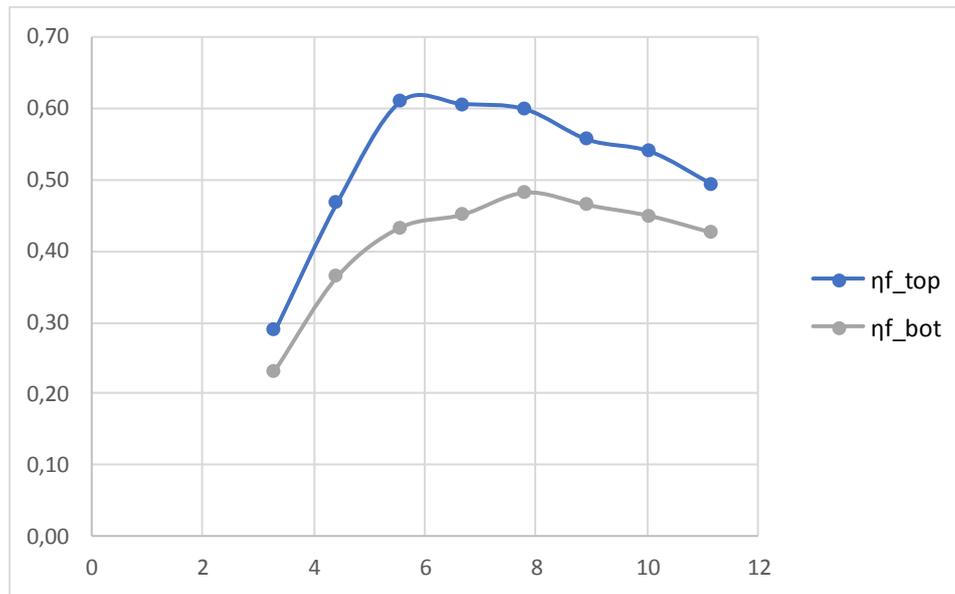
Figura 7.20 – Numerazione elementi trave "T4" (metà trave)

FATICA									
	x	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_6$	η_{f_top}	η_{f_bot}
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
309	0,0	25	22	24	38	28	35	0,46	0,70
310	0,8	13	14	16	34	30	28	0,29	0,62
311	1,7	10	9	11	33	30	29	0,21	0,60
16	2,5	8	8	9	30	29	30	0,16	0,55
318	3,3	9	9	11	35	34	32	0,20	0,64
319	4,4	8	8	11	42	39	36	0,20	0,77
320	5,6	10	8	9	45	40	41	0,19	0,82
19	6,7	12	11	12	44	43	42	0,23	0,80
327	7,8	22	22	22	42	39	36	0,41	0,77
328	8,9	24	27	30	32	28	24	0,54	0,59
329	10,1	23	28	34	31	26	22	0,62	0,57
22	11,2	21	30	40	54	45	37	0,73	1,00
433	12,3	11	6	7	18	19	22	0,20	0,40
101	13,4	9	7	8	16	15	17	0,16	0,32
393	14,6	6	8	12	18	15	13	0,22	0,32
61	15,7	4	9	14	17	13	11	0,26	0,31
430	16,8	16	11	7	12	12	18	0,29	0,33
98	17,9	19	13	7	13	17	26	0,34	0,47
390	19,1	8	14	26	32	25	25	0,47	0,59
58	20,2	6	13	23	45	34	28	0,42	0,82
406	21,3	19	13	11	37	36	38	0,34	0,69
74	22,4	21	13	10	38	36	44	0,38	0,80
366	23,6	13	11	17	44	39	42	0,31	0,80
25	24,7	12	8	13	45	38	42	0,23	0,83
	x	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_6$	η_{f_top}	η_{f_bot}
	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
412	3,3	14	15	16	13	12	11	0,29	0,23
80	4,4	22	24	26	20	18	17	0,47	0,36
372	5,6	30	32	33	24	22	20	0,61	0,43
40	6,7	30	31	33	25	23	21	0,61	0,45
415	7,8	30	31	33	26	25	23	0,60	0,48
83	8,9	28	29	30	25	24	23	0,56	0,47
375	10,1	27	28	29	25	23	22	0,54	0,45
43	11,2	24	26	27	23	22	21	0,49	0,43

Tassi di sfruttamento conci tipo A



Tassi di sfruttamento conci tipo B



Si verifica che le variazioni di sforzo $\Delta\sigma_{\max}$ indotta dai carichi da traffico risultano compatibili con i limiti $\Delta\sigma_{D,d}$.

7.3. VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE

Nel seguente capitolo vengono riportate le verifiche in fase costruttiva così come richieste al §5.1.4.7 delle NTC2018.

Fase 0

In questa fase si considera il conccio centrale soggetto al peso proprio e ad un sovraccarico dovuto agli operatori pari a 1kN/mq.

Lo sforzo massimo rilevato allo SLU risulta pari a $23 \cdot 1.5 = 35 \text{MPa} < f_{yd}$.

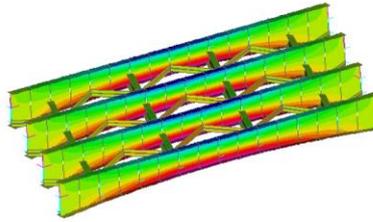
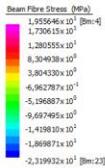


Figura 7.21 – Sforzi nelle travi principali - Inviluppo SLE max [MPa] – Fase 0

Fase 1

In questa fase si considera la fase di appoggio del concio centrale sulle porzioni di arco laterale.

Carichi agenti:

- peso proprio carpenteria metallica;
- peso proprio carpenteria metallica campata centrale (dedotto dalla fase precedente);
- sovraccarico operatori pari a 1kN/mq.

Lo sforzo massimo rilevato allo SLU risulta pari a $21 \cdot 1.5 = 32 \text{ MPa} < f_{yd}$.

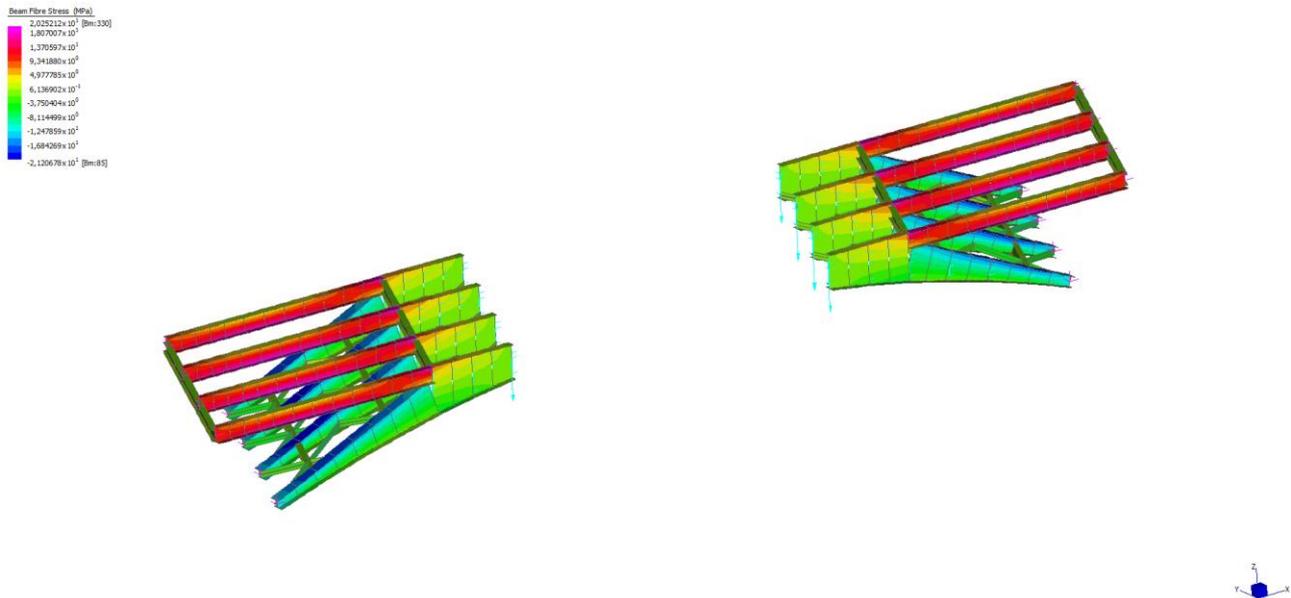


Figura 7.22 – Sforzi nelle travi principali - Inviluppo SLE max [MPa] – Fase 1

Fase 2

In questa fase si considera la fase di getto della soletta una volta che il concio centrale è stato solidarizzato alle porzioni di arco laterale.

Carichi agenti:

- peso proprio carpenteria metallica (dedotto dalle fasi precedenti);
- peso proprio delle lastre predalles metalliche;
- carico dovuto al getto della soletta;
- sovraccarico operatori pari a 1kN/mq.
- Carico da vento combinato con un coefficiente di combinazione pari a 0.8.

Lo sforzo massimo rilevato allo SLU risulta pari a $66 \cdot 1.5 = 99 \text{ MPa} < f_{yd}$.

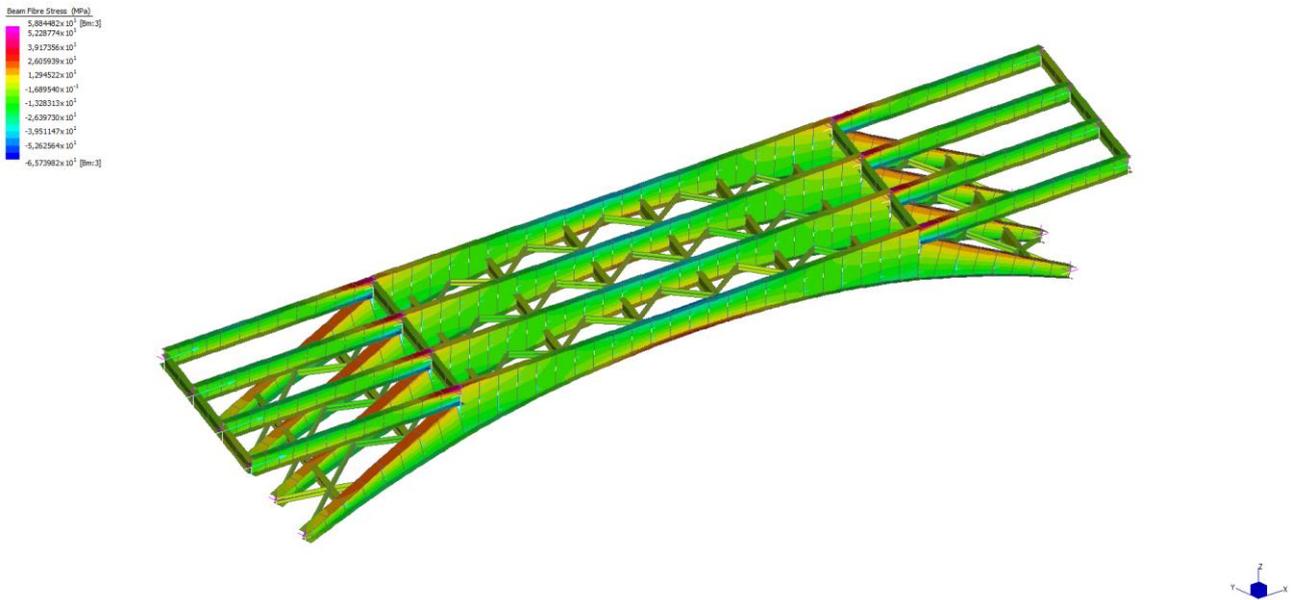
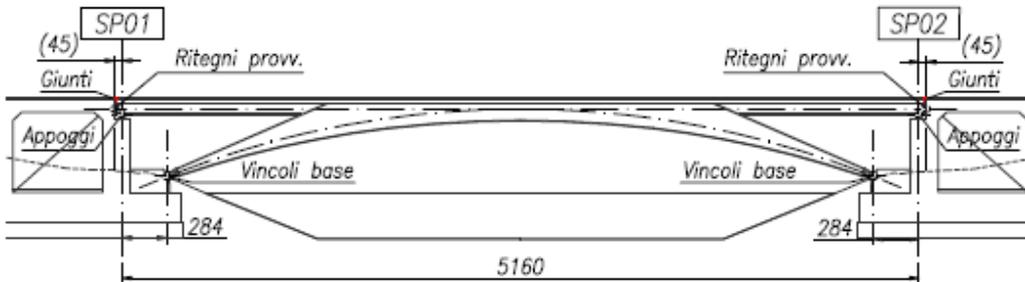


Figura 7.23 – Sforzi nelle travi principali - Involuppo SLE max [MPa] – Fase 2

8. REAZIONI VINCOLARI

8.1.1 Verifiche dispositivi tipo POT

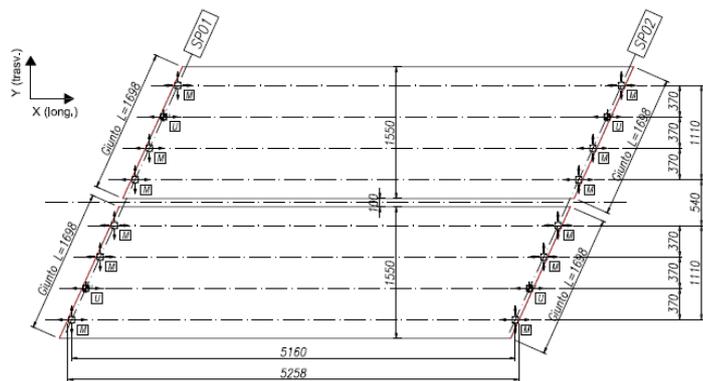
Come già anticipato lo schema di vincolo di ciascun impalcato è caratterizzato dalla presenza di vincoli cerniera alla base di ciascun arco e vincoli scorrevoli longitudinalmente sul corrente superiore. Degli 8 appoggi tipo POT 2 sono di tipo unidirezionali scorrevoli longitudinalmente, mentre i restanti 6 multidirezionali.



Schema appoggi e giunti - Piano impalcato

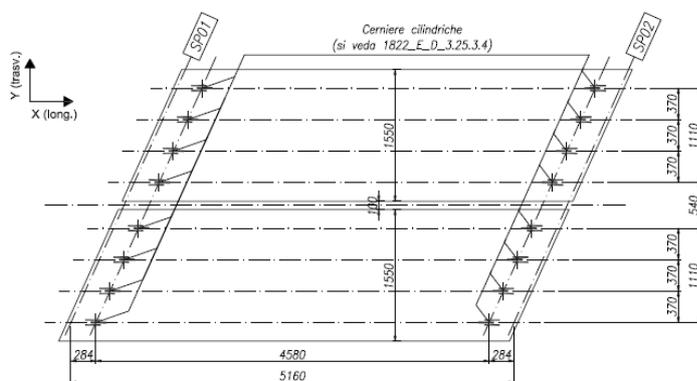
SCALA 1:500

[quote in cm]



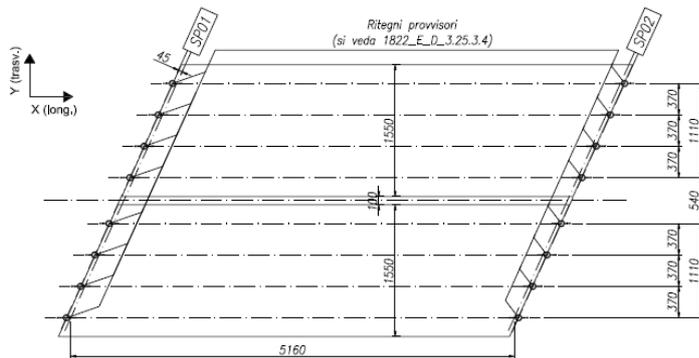
Schema vincoli al piede (base arco)

SCALA 1:500



Schema ritegni provvisori superiori (fase di montaggio)

SCALA 1:500



Durante le fasi costruttive è previsto in vincolo temporaneo longitudinale in corrispondenza di ciascun appoggio del corrente superiore.

Nel seguito si riportano le reazioni vincolari per metà impalcato.

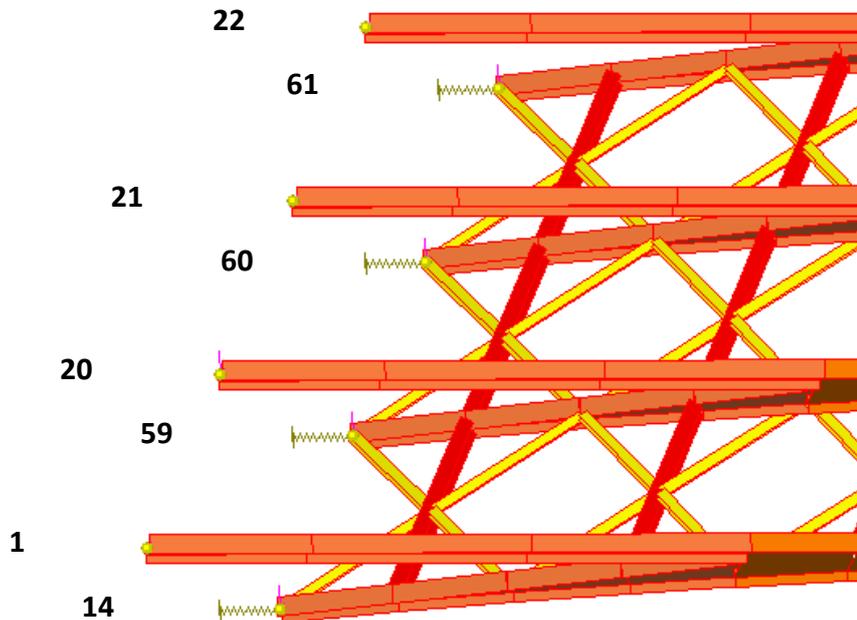


Figura 8.1 – Numerazione nodi appoggio trave-arco

Nelle tabelle seguenti si riportano le reazioni vincolari per i nodi superiori e per quelli alla base dell'arco, sia in termini di condizioni elementari, che di involuppo per le combinazioni SLE e SLU, per un singolo impalcato.

Sistema di riferimento globale:

X= longitudinale

Y= trasversale

Z= verticale

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

FASE 1

FZ	appoggio superiore				Σ	avg	base arco				Σ	avg
	nodo 1 [kN]	nodo 20 [kN]	nodo 21 [kN]	nodo 22 [kN]			nodo 14 [kN]	nodo 59 [kN]	nodo 60 [kN]	nodo 61 [kN]		
G1	30	34	34	30			149	174	177	148		
reaz cass centrale	-2	-2	-2	-2			77	81	87	75		
max SLE	30	34	34	30	127	32	226	255	264	223	968	242
min SLE	-2	-2	-2	-2	-9	-2	0	0	0	0	0	0
max SLU	40	46	46	40	172	43	305	344	356	302	1307	327
min SLU	-3	-3	-3	-3	-12	-3	0	0	0	0	0	0

FX	appoggio superiore				Σ	avg	base arco				Σ	avg
	nodo 1 [kN]	nodo 20 [kN]	nodo 21 [kN]	nodo 22 [kN]			nodo 14 [kN]	nodo 59 [kN]	nodo 60 [kN]	nodo 61 [kN]		
G1	-258	-302	-302	-259			261	302	306	251		
reaz cass centrale	-224	-270	-269	-224			242	254	265	226		
max SLE	0	0	0	0	0	0	503	556	571	477	2107	527
min SLE	-482	-571	-571	-484	-2107	-527	0	0	0	0	0	0
max SLU	0	0	0	0	0	0	679	750	771	645	2845	711
min SLU	-650	-771	-770	-653	-2845	-711	0	0	0	0	0	0

FY	appoggio superiore				Σ	avg	base arco				Σ	avg
	nodo 1 [kN]	nodo 20 [kN]	nodo 21 [kN]	nodo 22 [kN]			nodo 14 [kN]	nodo 59 [kN]	nodo 60 [kN]	nodo 61 [kN]		
G1	0	0	0	0			9	5	-6	-9		
reaz cass centrale	0	0	0	0			9	9	-7	-12		
max SLE	0	0	0	0	0	0	19	14	0	0	33	8
min SLE	0	0	0	0	0	0	0	0	-13	-20	-33	-8
max SLU	0	0	0	0	0	0	25	19	0	0	44	11
min SLU	0	0	0	0	0	0	0	0	-17	-27	-45	-11

Nelle caselle con sfondo grigio sono indicate le reazioni agenti nel vincolo temporaneo superiore in fase 1, mentre le rimanenti componenti agiscono sugli appoggi definitivi.

FASE FINALE

FZ	appoggio superiore				Σ	avg	base arco				Σ	avg
	nodo 1 [kN]	nodo 20 [kN]	nodo 21 [kN]	nodo 22 [kN]			nodo 14 [kN]	nodo 59 [kN]	nodo 60 [kN]	nodo 61 [kN]		
G1	129	141	140	125			726	767	812	799		
G1+G2	257	161	174	197			999	1017	1079	1118		
Ritiro	-136	-59	-58	-122			51	100	118	107		
Env termic	-6	-2	-12	-13			-108	-82	-123	-112		
Env termic	158	57	64	143			60	-19	-2	-3		
Env trafficc	-24	-35	-25	-32			-1	-1	0	0		
Env traffic	364	506	521	614			440	472	508	656		
Env frenan	-1	0	1	1			-16	-15	-15	-15		
Env frenar	4	3	2	4			-15	-14	-14	-14		
Env vento	-4	-3	-2	0			-3	-1	-3	0		
Env vento	5	1	1	4			2	0	2	3		
SLU G1	367	221	240	276			1390	1410	1497	1557		
SLU G1+G	367	221	240	276			1390	1410	1497	1557		
max SLE	718	701	734	899	3052	763	1528	1577	1705	1881	6691	1673
min SLE	92	64	81	34	272	68	889	933	954	1006	3782	946
max SLU	975	945	990	1211	4121	1030	2090	2153	2324	2572	9140	2285
min SLU	54	39	59	-3	149	37	866	916	929	983	3694	924

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

FX	appoggio superiore				Σ	avg	base arco				Σ	avg
	nodo 1 [kN]	nodo 20 [kN]	nodo 21 [kN]	nodo 22 [kN]			nodo 14 [kN]	nodo 59 [kN]	nodo 60 [kN]	nodo 61 [kN]		
G1	0	0	0	0			1657	1774	1861	1843		
G1+G2	0	0	0	0			2178	2302	2415	2453		
Ritiro	0	0	0	0			121	172	198	202		
Env termic	0	0	0	0			-641	-525	-433	-364		
Env termic	0	0	0	0			526	353	231	157		
Env trafficc	0	0	0	0			-2	-1	0	0		
Env traffic	0	0	0	0			822	870	938	1123		
Env frenan	0	0	0	0			-62	-62	-62	-61		
Env frenar	0	0	0	0			-60	-59	-59	-58		
Env vento	0	0	0	0			-4	-2	-1	-4		
Env vento	0	0	0	0			4	1	1	4		
SLU G1	0	0	0	0			3019	3187	3343	3402		
SLU G1+G	0	0	0	0			3019	3187	3343	3402		
max SLE	0	0	0	0	0	0	3443	3557	3690	3875	14565	3641
min SLE	0	0	0	0	0	0	1534	1776	1981	2086	7377	1844
max SLU	0	0	0	0	0	0	4655	4823	5014	5278	19771	4943
min SLU	0	0	0	0	0	0	1404	1670	1894	2012	6981	1745

FY	appoggio superiore				Σ	avg	base arco				Σ	avg
	nodo 1 [kN]	nodo 20 [kN]	nodo 21 [kN]	nodo 22 [kN]			nodo 14 [kN]	nodo 59 [kN]	nodo 60 [kN]	nodo 61 [kN]		
G1	0	2	0	0			101	80	-107	-166		
G1+G2	0	203	0	0			89	18	-214	-253		
Ritiro	0	-4	0	0			55	32	-40	-86		
Env termic	0	-145	0	0			-341	-416	-111	-348		
Env termic	0	145	0	0			283	378	162	441		
Env trafficc	0	-509	0	0			-58	-239	-352	-241		
Env traffic	0	746	0	0			145	235	102	25		
Env frenan	0	-43	0	0			-3	-5	-1	2		
Env frenar	0	38	0	0			-2	-2	3	4		
Env vento	0	-88	0	0			-7	-8	-18	-11		
Env vento	0	71	0	0			1	6	15	15		
SLU G1	0	303	0	0			119	15	-305	-355		
SLU G1+G	0	303	0	0			119	15	-305	-355		
max SLE	0	1078	0	0	1078	270	537	608	34	215	1394	349
min SLE	0	-450	0	0	-450	-113	-299	-582	-683	-875	-2439	-610
max SLU	0	1479	0	0	1479	370	672	751	34	215	1672	418
min SLU	0	-673	0	0	-673	-168	-385	-730	-833	-1029	-2976	-744

Nella tabella seguente si riassumono le specifiche per i dispositivi di appoggio

SLU						
Tipo	$V_{SLU (MAX)}$ [kN]	$V_{SLU (MIN)}$ [kN]	$Fh_{SLU (trav)}$ [kN]	$d_{SLU (long)}$ [mm]	$d_{SLU (trav)}$ [mm]	rotaz. SLU [rad]
MONO DIR. 	1500	50	1500	(MAX) +30mm (MIN) -30mm	-	(MAX) +0.0016 (MIN) +0.0006
MULTI DIR. 	1500	50	-	(MAX) +30mm (MIN) -30mm	±35mm	+0.0016 +0.0006

Per ogni dispositivo di ritegno temporaneo si predispongono 4 tiranti M30 cl.10.9 ancorati mediante contropiastra nel getto della soletta del manufatto spalla e rilasciati mediante rimozione dei bulloni per la fase definitiva.

La resistenza offerta di 4 tirafondo risulta pari a

$$F_{t,Rd} = 4 \cdot 418 = 1672kN > F_{Ed} = 771kN$$

9. VERIFICHE MANUFATTO SPALLA

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

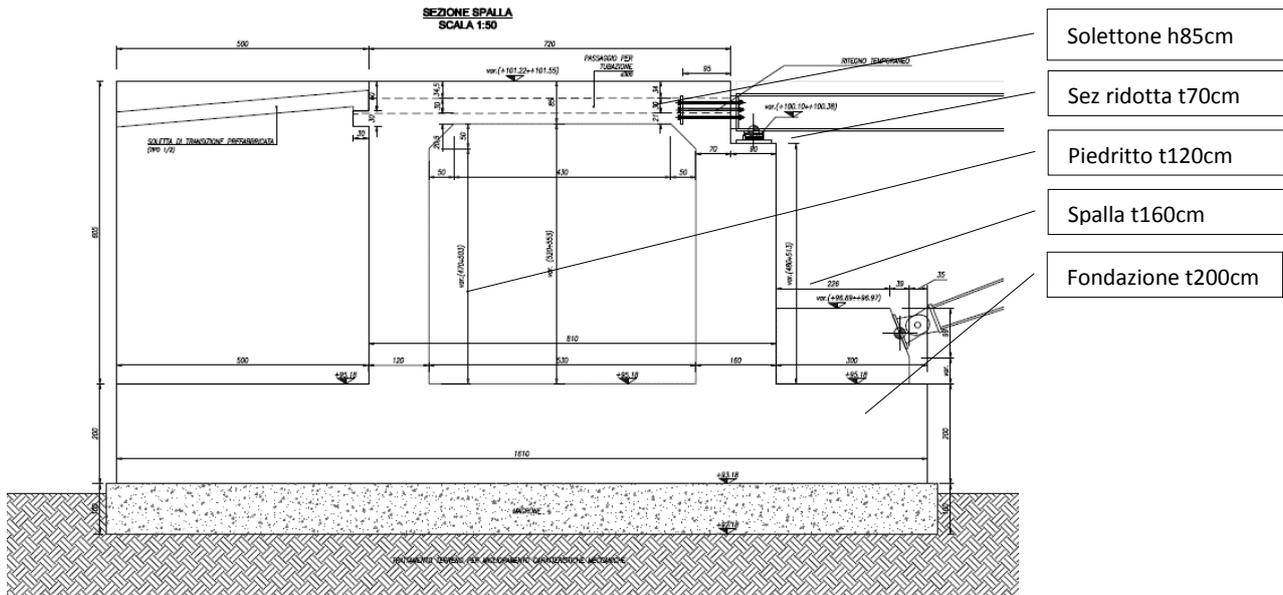


Figura 9.1 – Spalla in c.a. - sezioni di verifica

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

Sezione	Pos. armature baricentro barra [cm]	Arm. superiore/esterna		Arm. mediana				
		@ d1		@ d2				
nome	sp. [m]	d1	d2	d3	Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	p [cm]
Solettone	0.85	5	42.5	80	20	/ 15	16	/ 15
Sez ridotta	0.70	7	-	63	20	/ 15	0	/ 0
Piedritto	1.20	8	60	112	20	/ 15	16	/ 15
Spalla	1.60	8	63	152	20	/ 15	20	/ 15
Fondazione	2.00	5	100	195	20	/ 15	16	/ 7.5 (*)

Sezione	Arm. inferiore/interna @ d3	Spilli		Arm. long. ρ _l		
		Ø [mm]	i [cm x cm]			
nome	sp. [m]	Ø [mm]	p [cm]	Ø [mm]	i [cm x cm]	
Solettone	0,85	20	/ 20	16	/ 40 x 20	0,49%
Sez ridotta	0,70	20	/ 15	16	/ 15 x 30	0,60%
Piedritto	1,20	20	/ 15	12	/ 30 x 30	0,46%
Spalla	1,60	20	/ 15	12	/ 30 x 30	0,39%
Fondazione	2,00	24	/ 15	-	/ - x -	0,39%

(*) doppio strato

Si riportano le mappature delle sollecitazioni relativi alla struttura in c.a. calcolati con il modello descritto al capitolo precedente, come involuppo di combinazioni SLE rare per azione assiale e momento e SLU per il taglio.

Fondazione

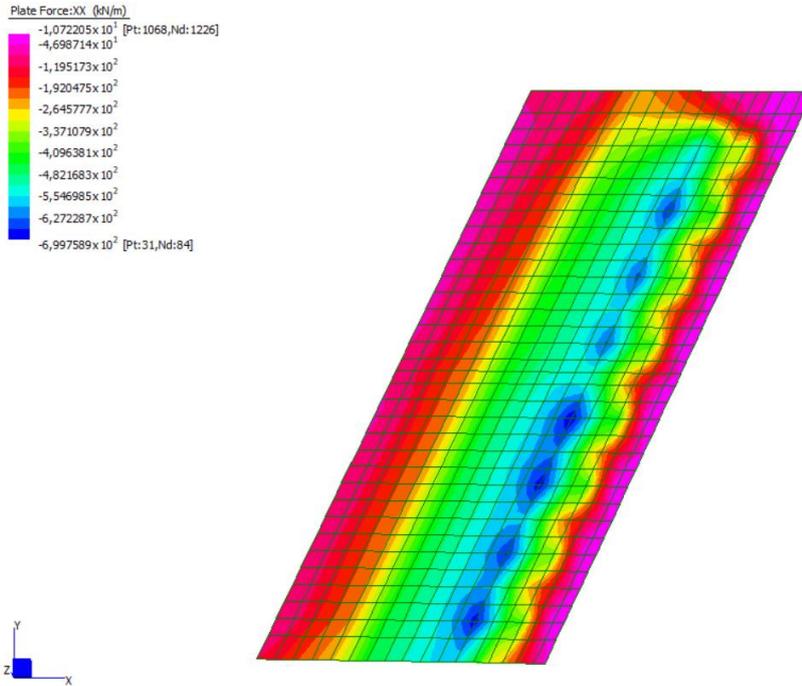


Figura 9.2 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLE_min)

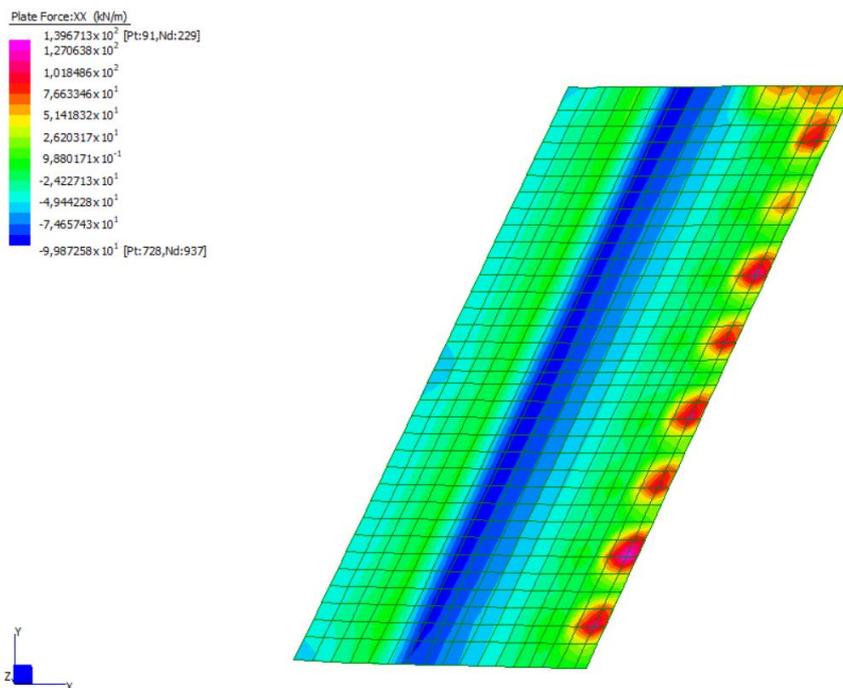


Figura 9.3 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLE_max)

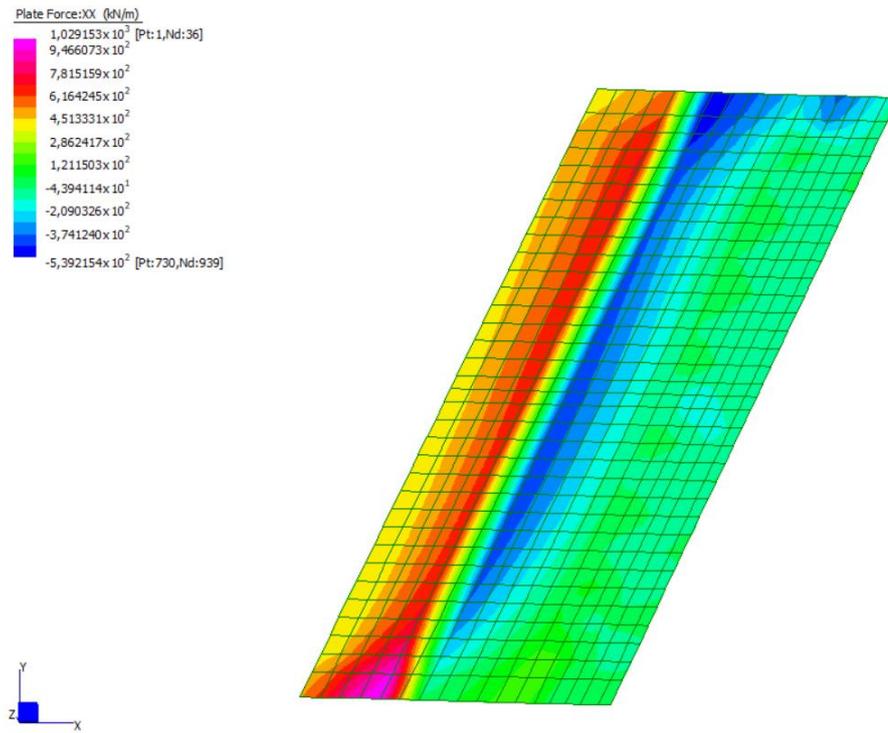


Figura 9.4 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLV)

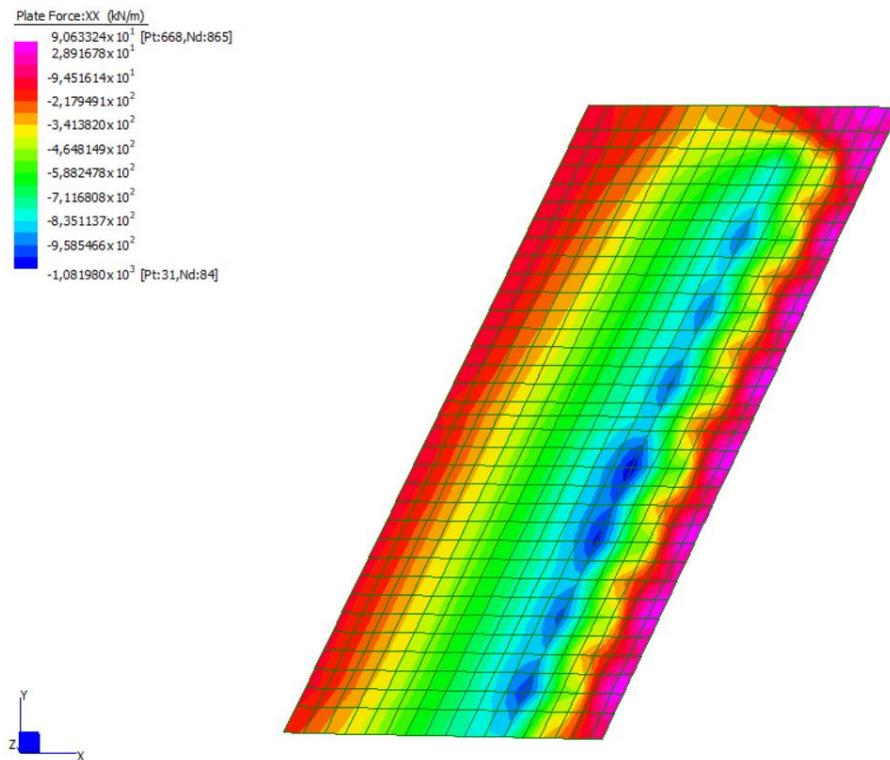


Figura 9.5 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU_min)

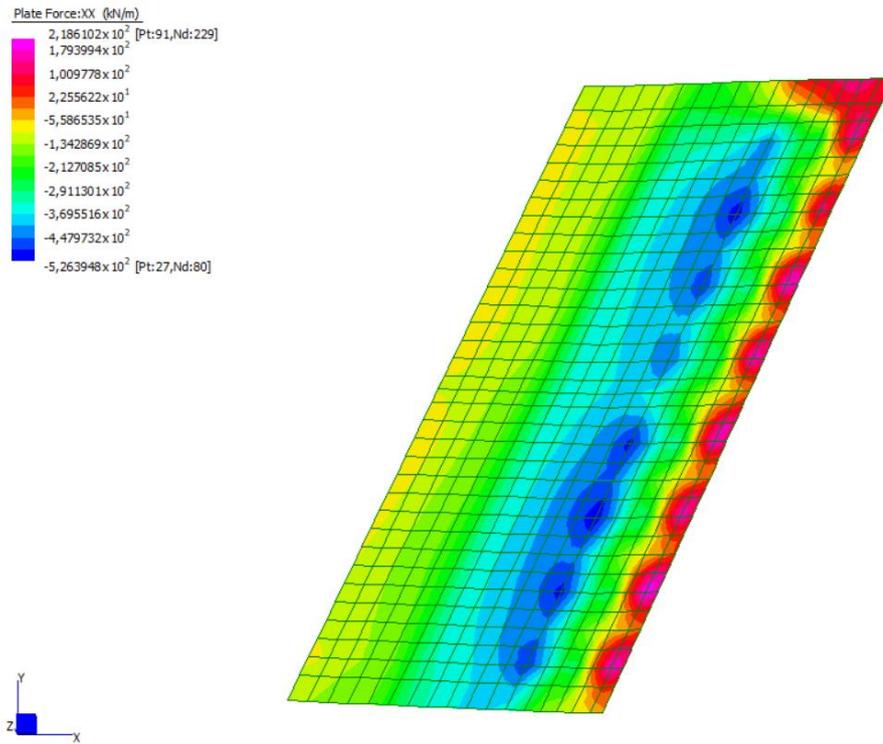


Figura 9.6 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU_max)

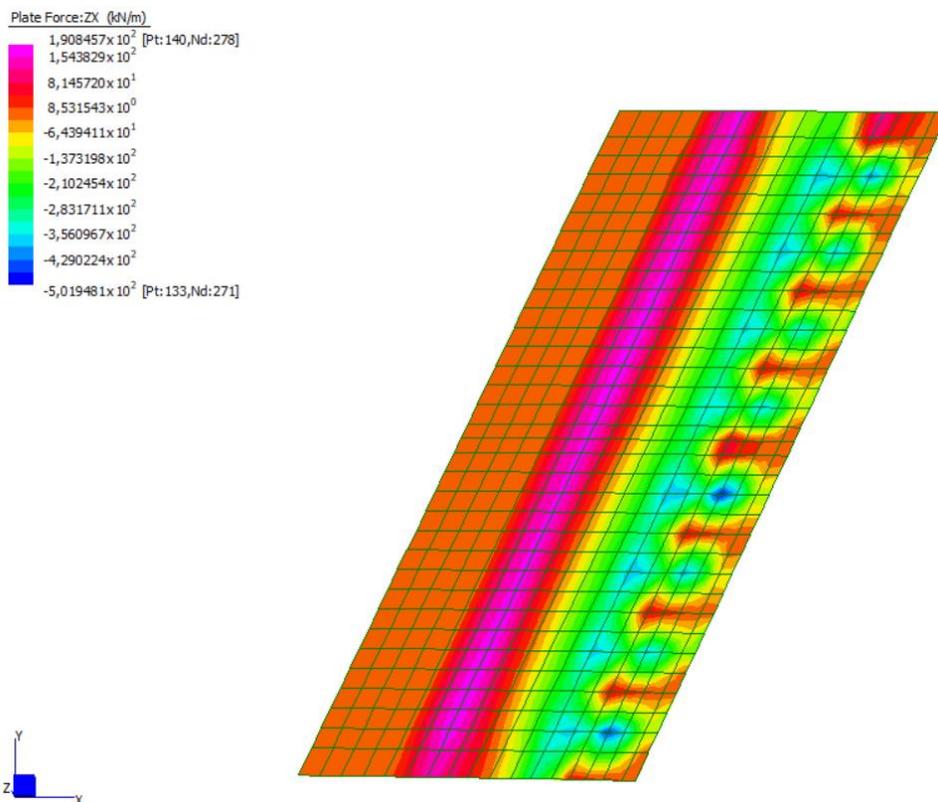


Figura 9.7 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLE_min)

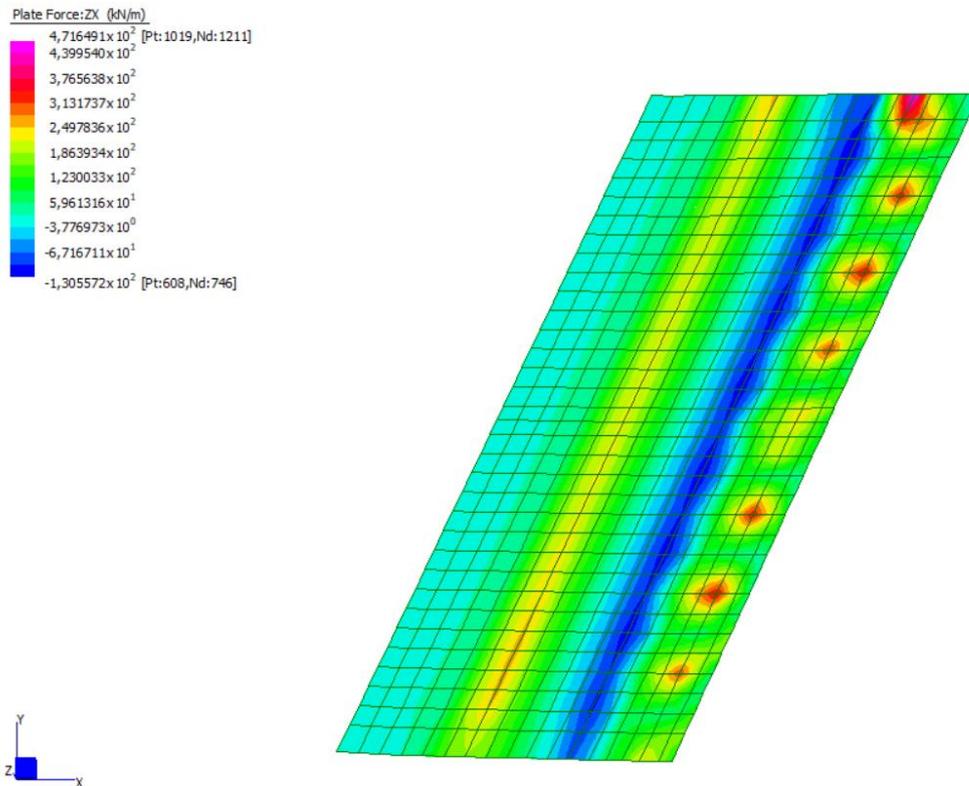


Figura 9.8 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLE_max)

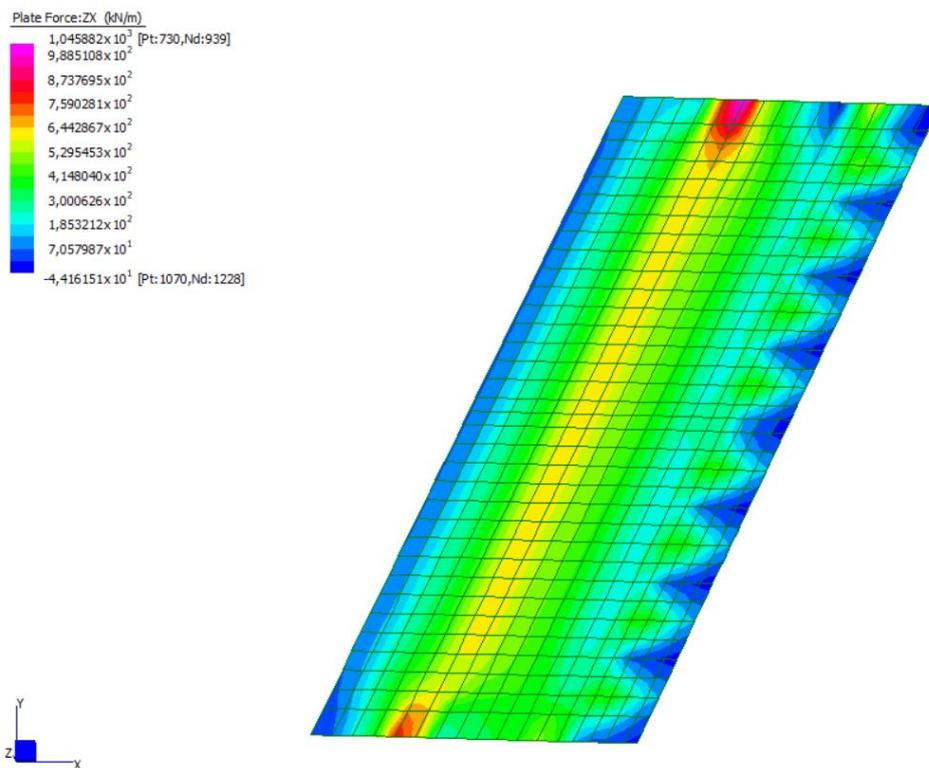


Figura 9.9 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLV)

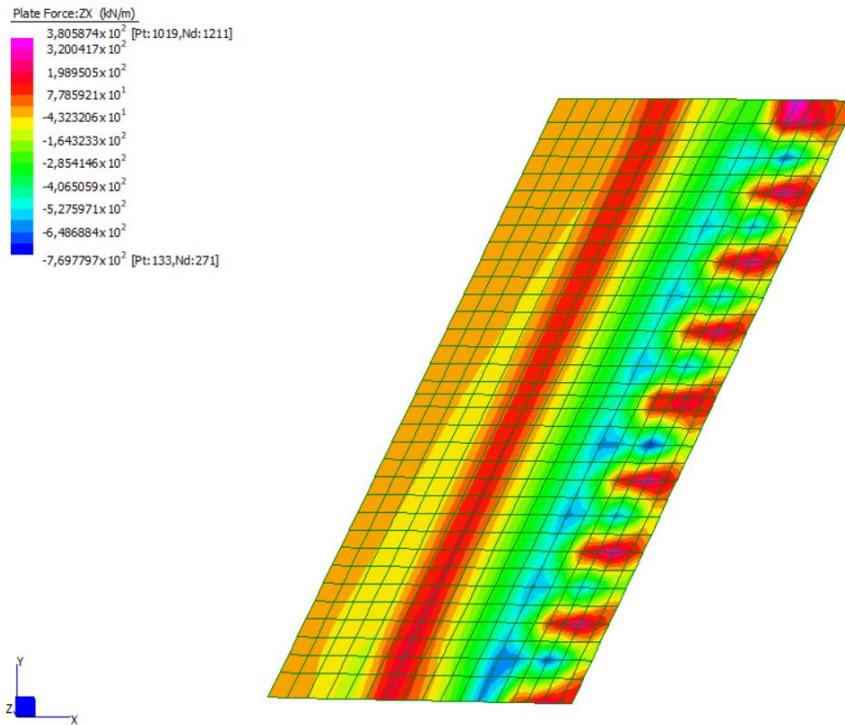


Figura 9.10 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU_min)

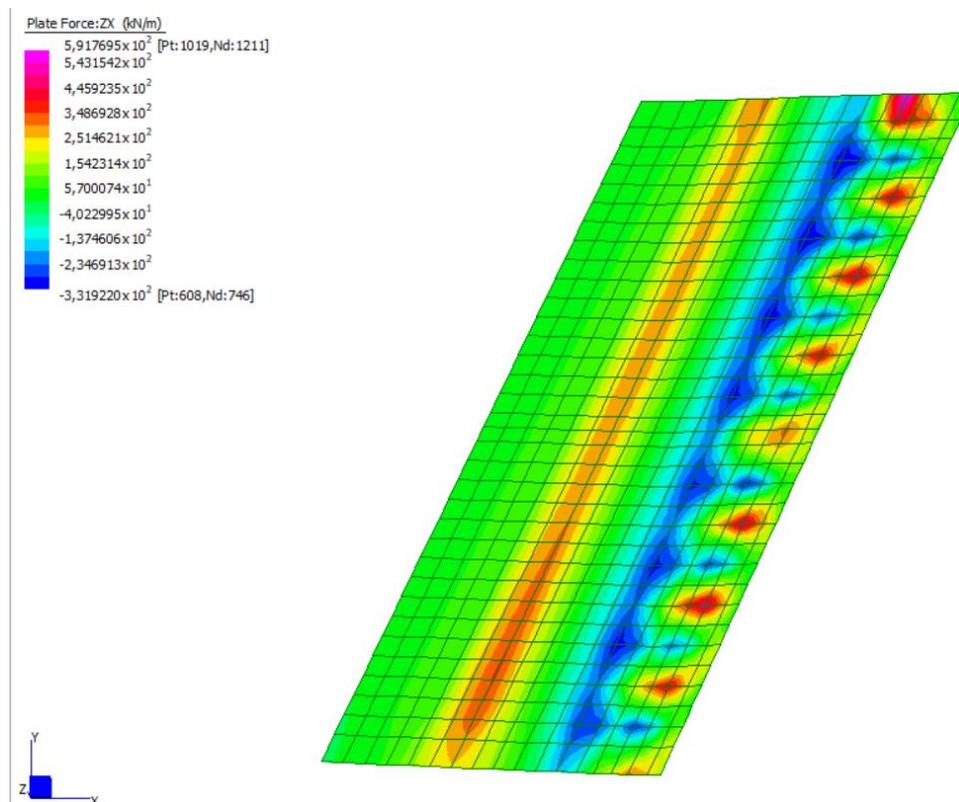


Figura 9.11 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU_max)

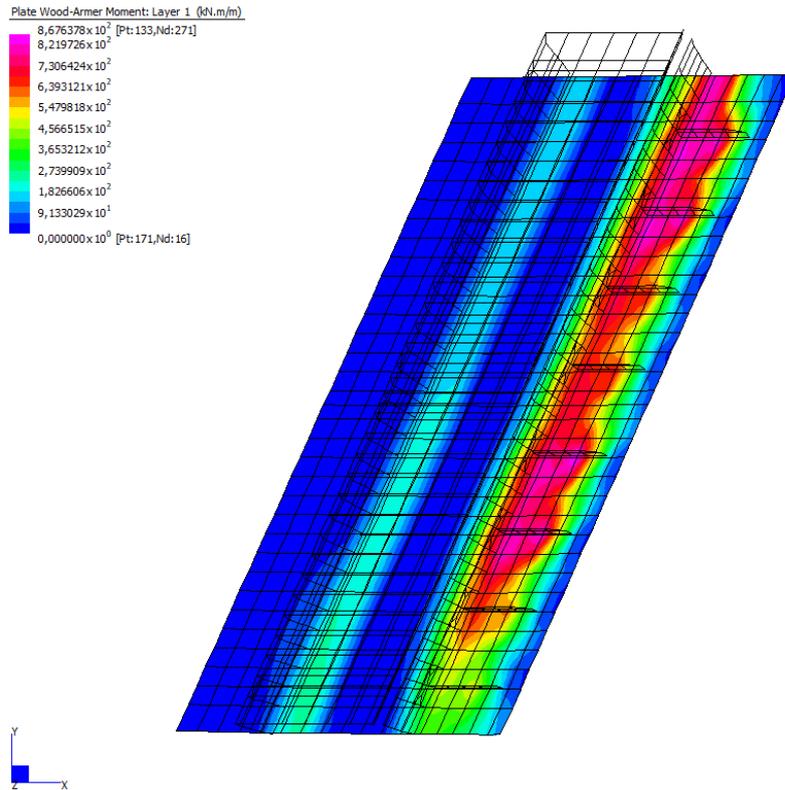


Figura 9.12 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLE)

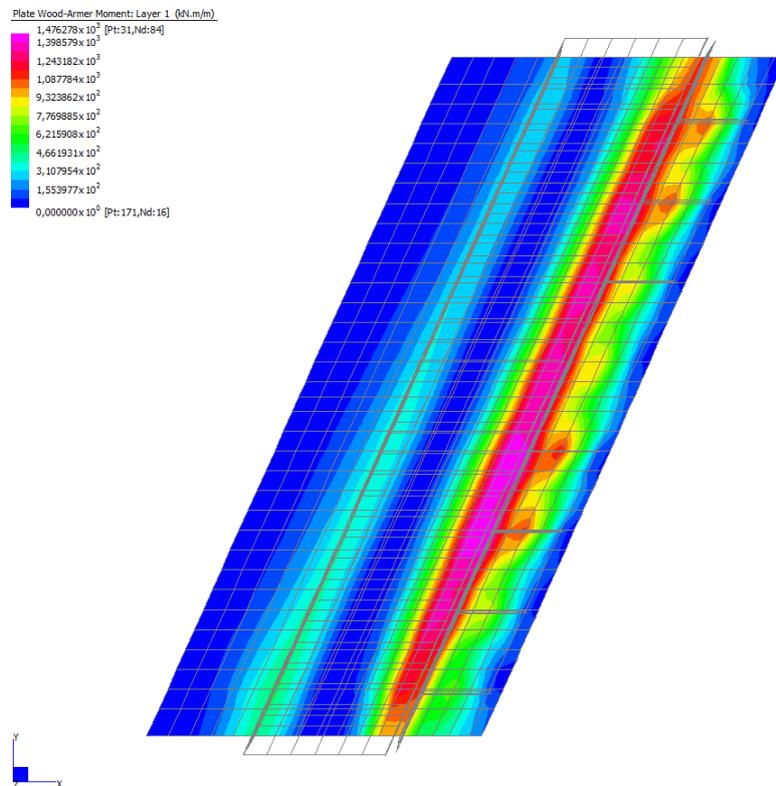


Figura 9.13 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLU)

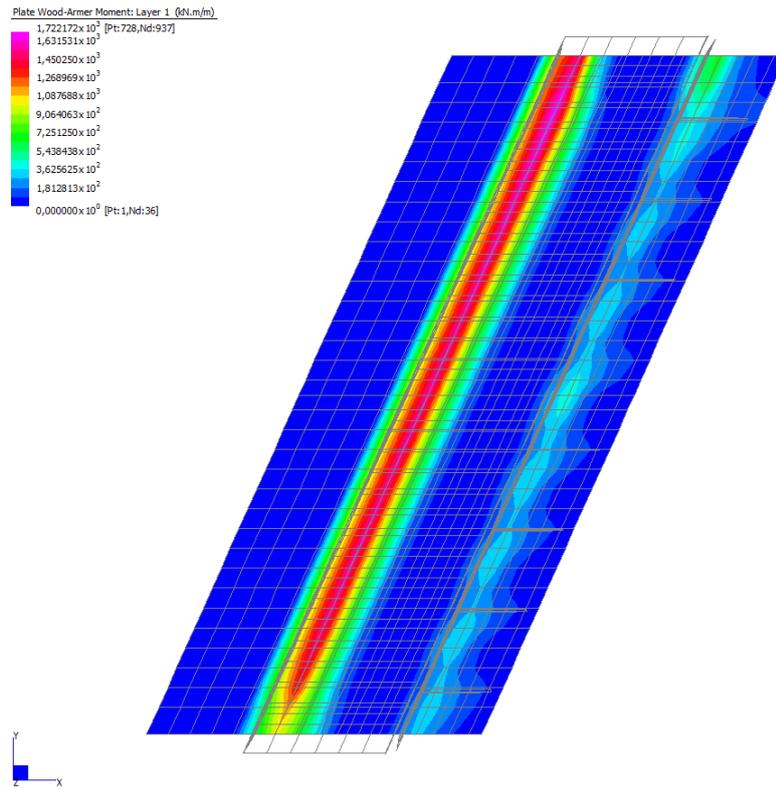


Figura 9.14 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLV)

Solettone

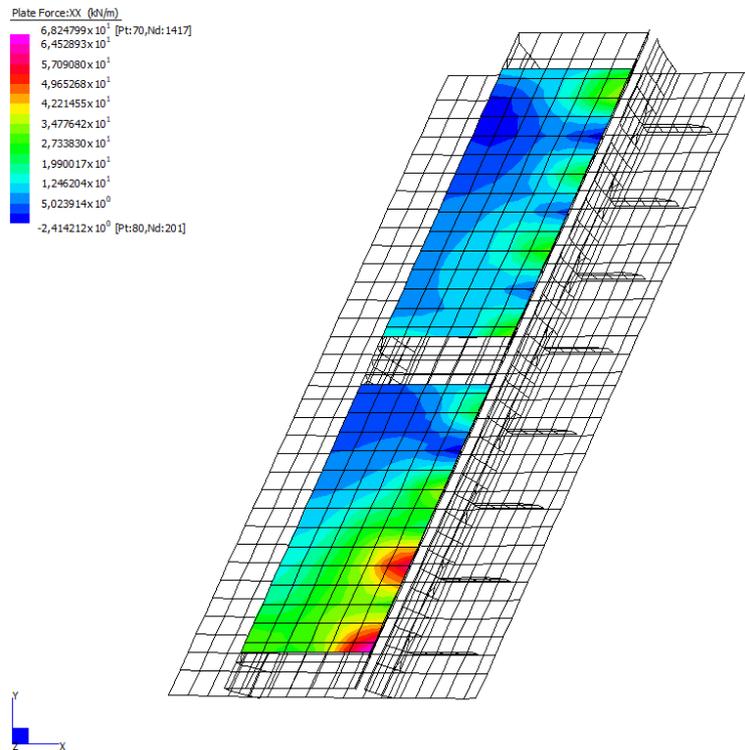


Figura 9.15 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLE)

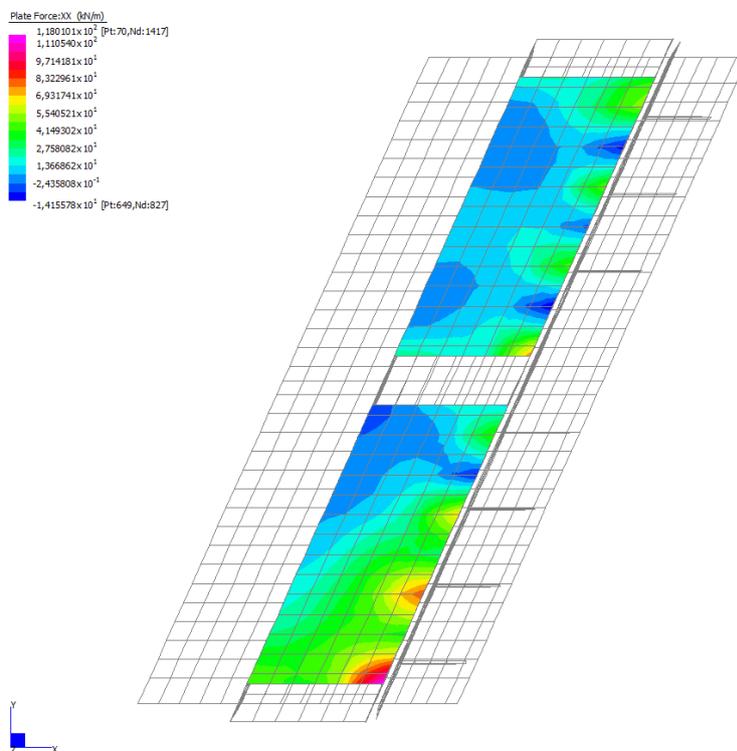


Figura 9.16 – Azione assiale in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU)

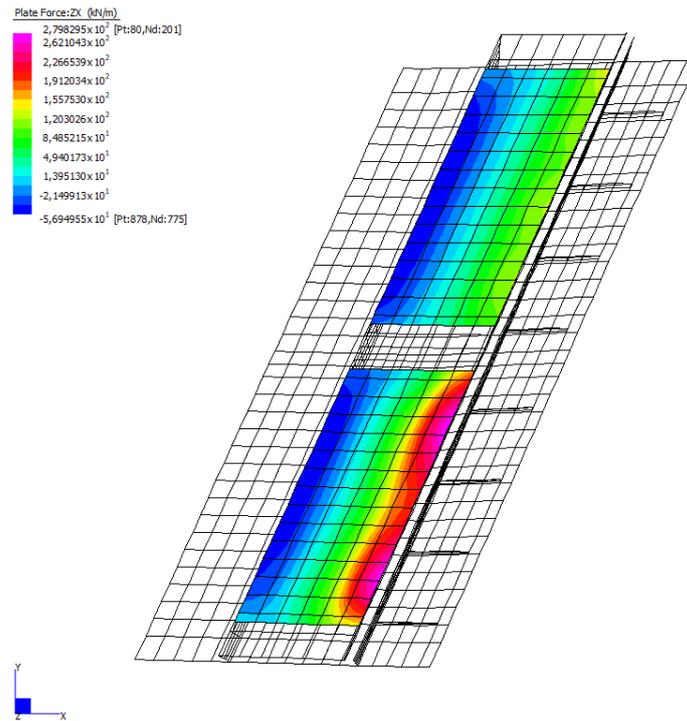


Figura 9.17 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU)

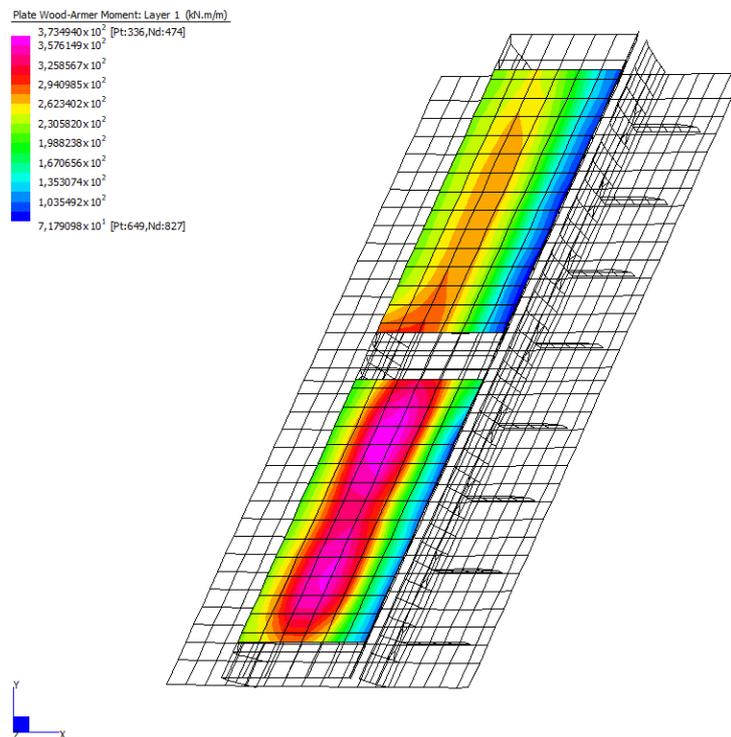


Figura 9.18 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLE)

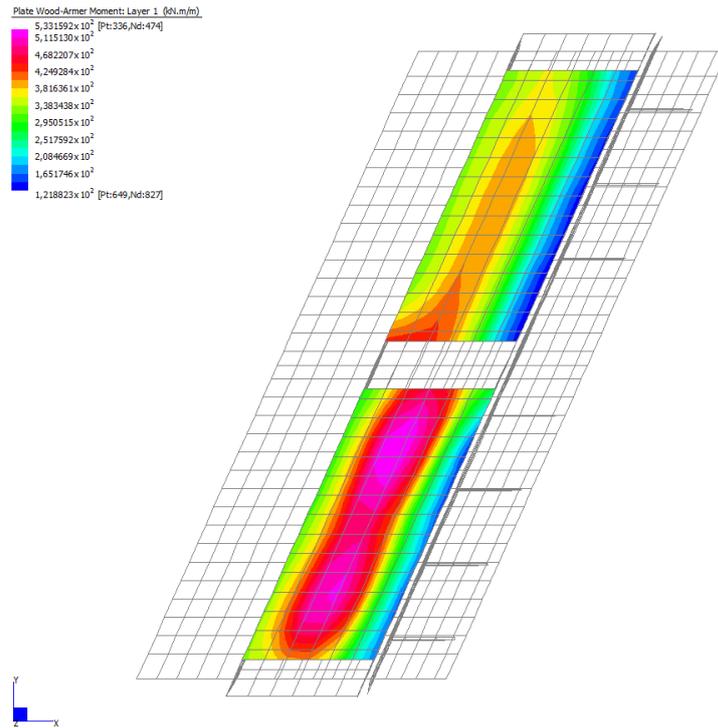


Figura 9.19 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLU)

Sezione ridotta

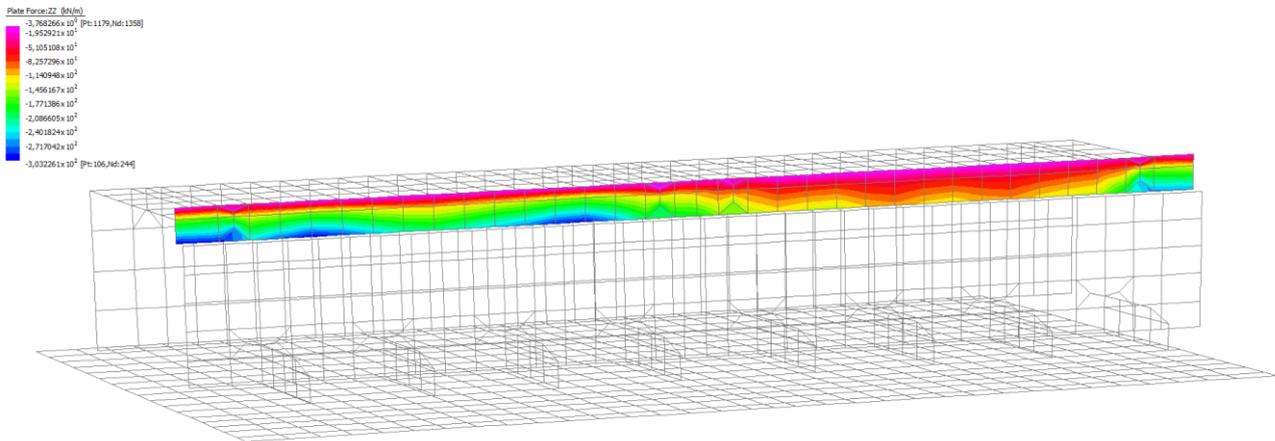


Figura 9.20 – Azione assiale in direzione verticale (SLE)

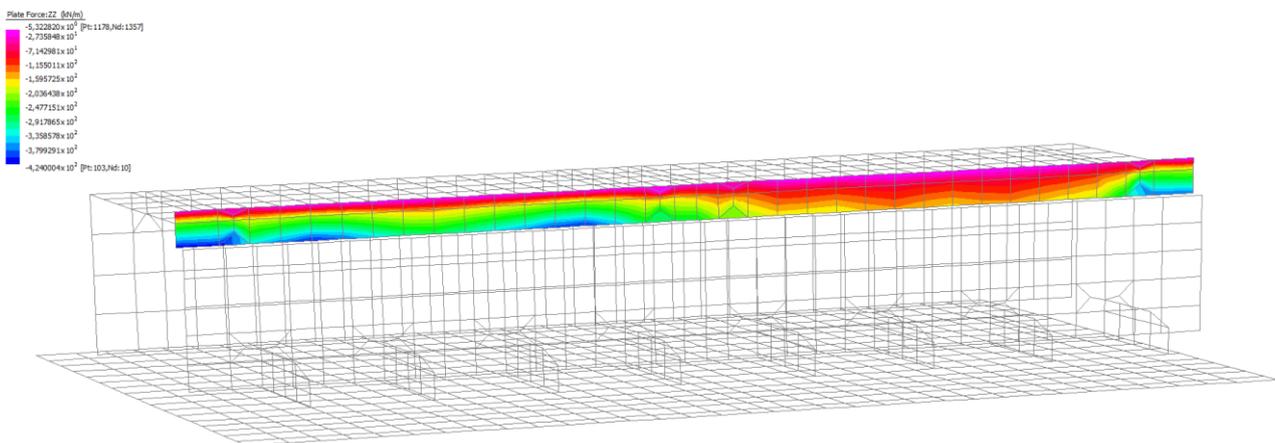


Figura 9.21 – Azione assiale in direzione verticale (SLU)

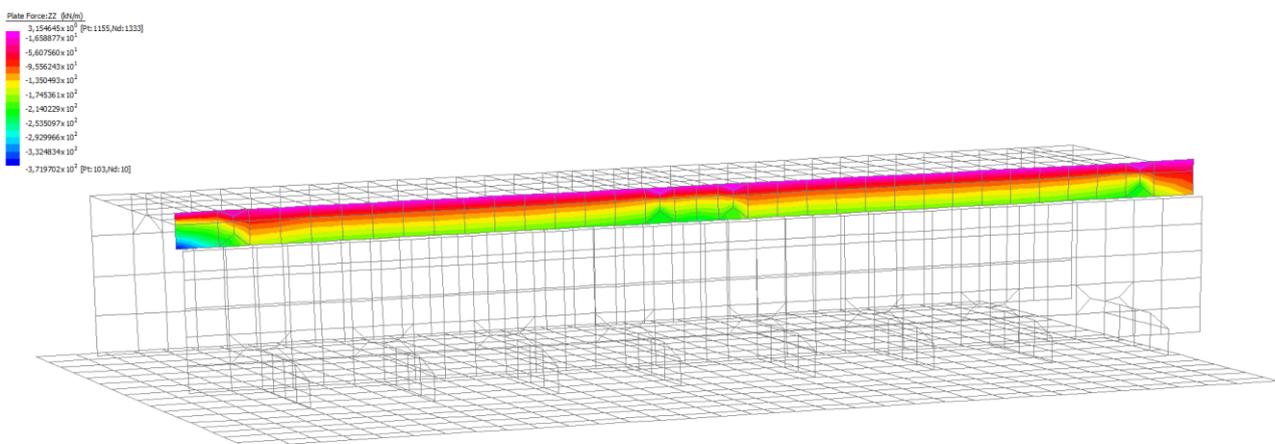


Figura 9.22 – Azione assiale in direzione verticale (SLV)

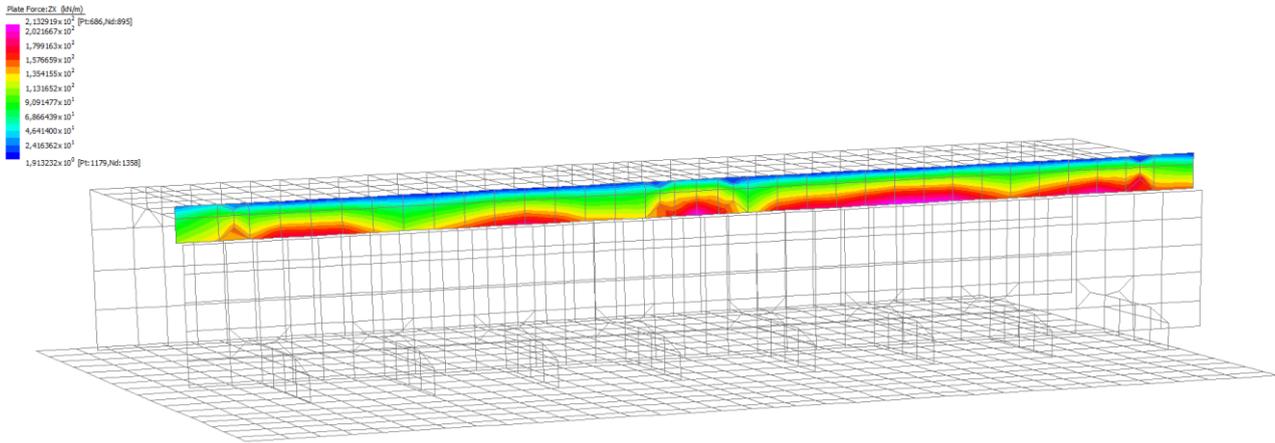


Figura 9.23 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU)

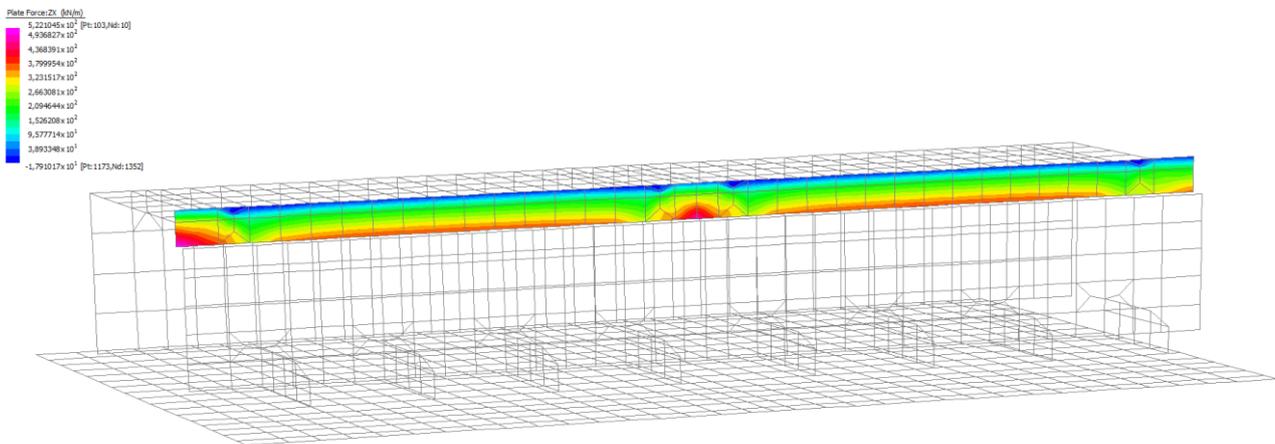


Figura 9.24 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLV)

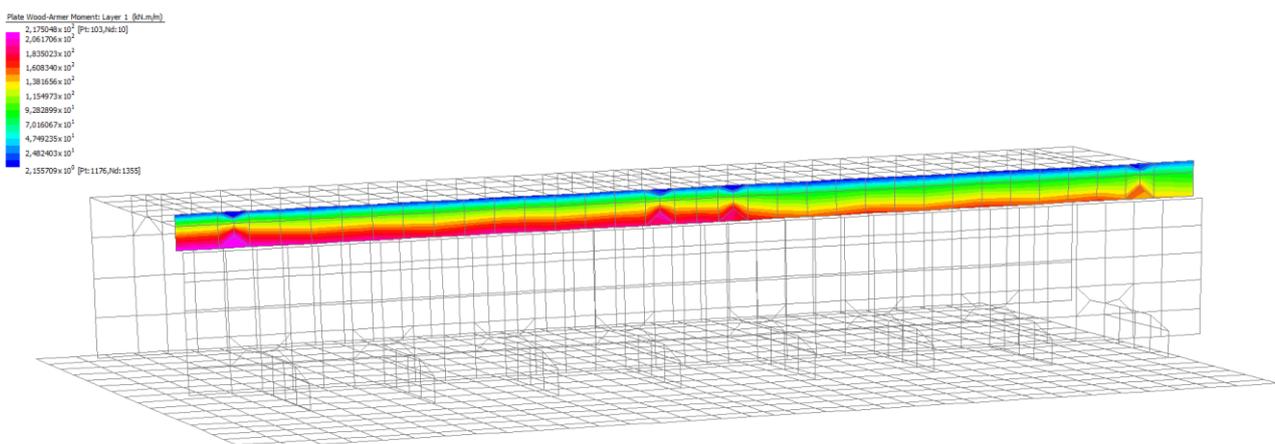


Figura 9.25 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLE)

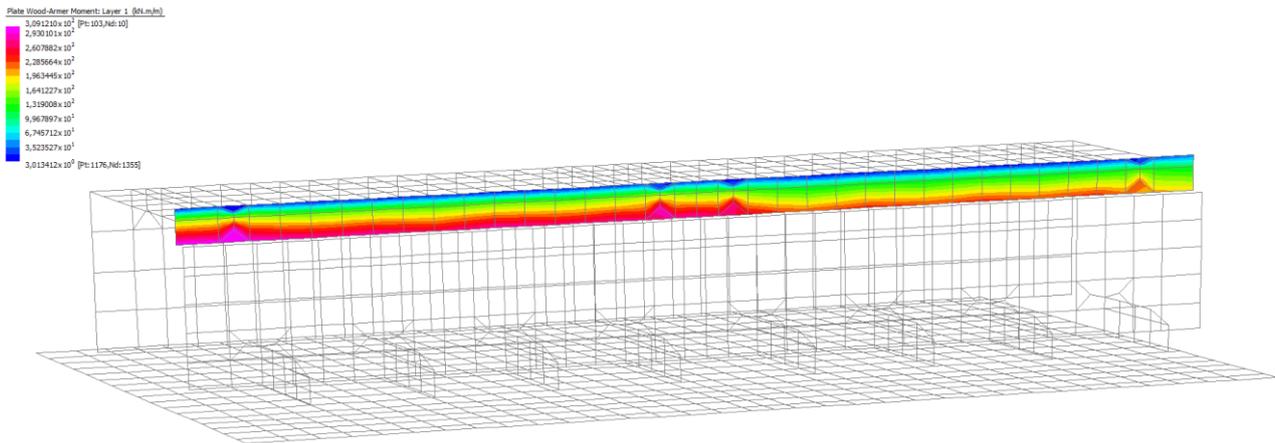


Figura 9.26 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLU)

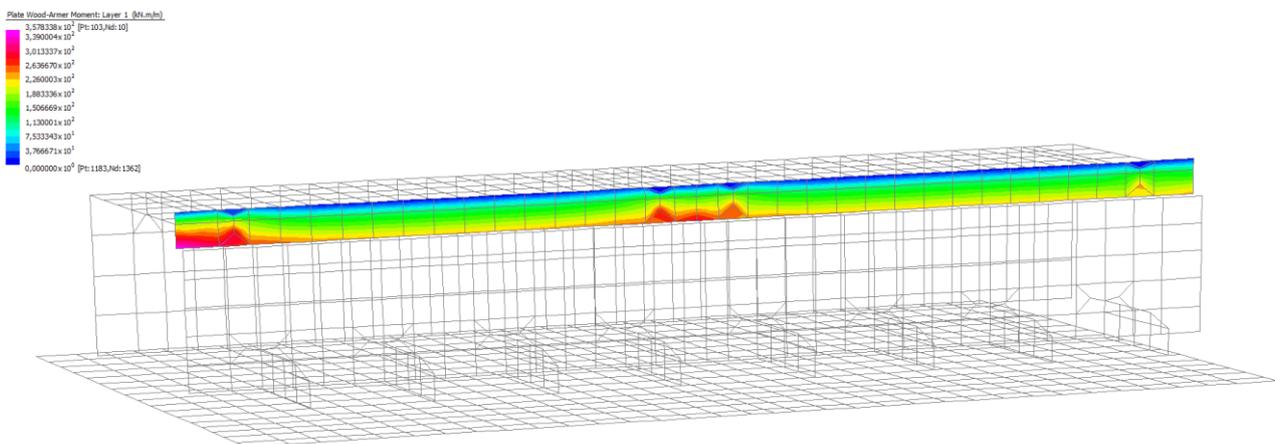


Figura 9.27 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLV)

Spalla

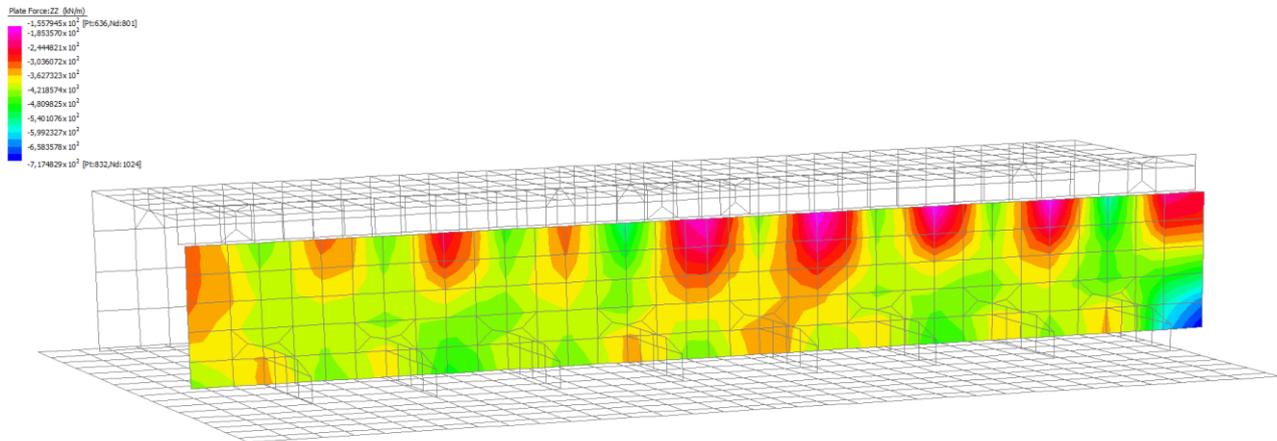


Figura 9.28 – Azione assiale in direzione verticale (SLE)

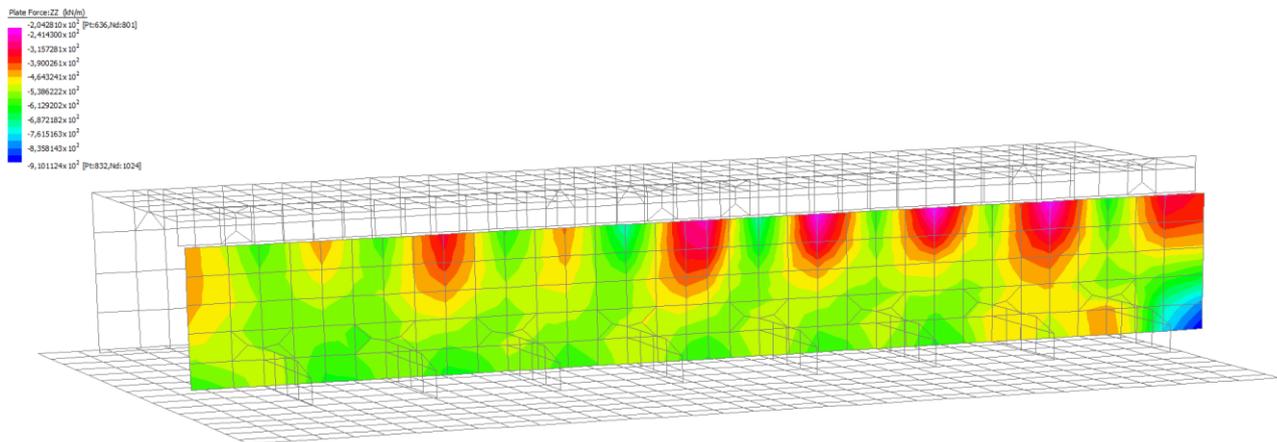


Figura 9.29 – Azione assiale in direzione verticale (SLU)

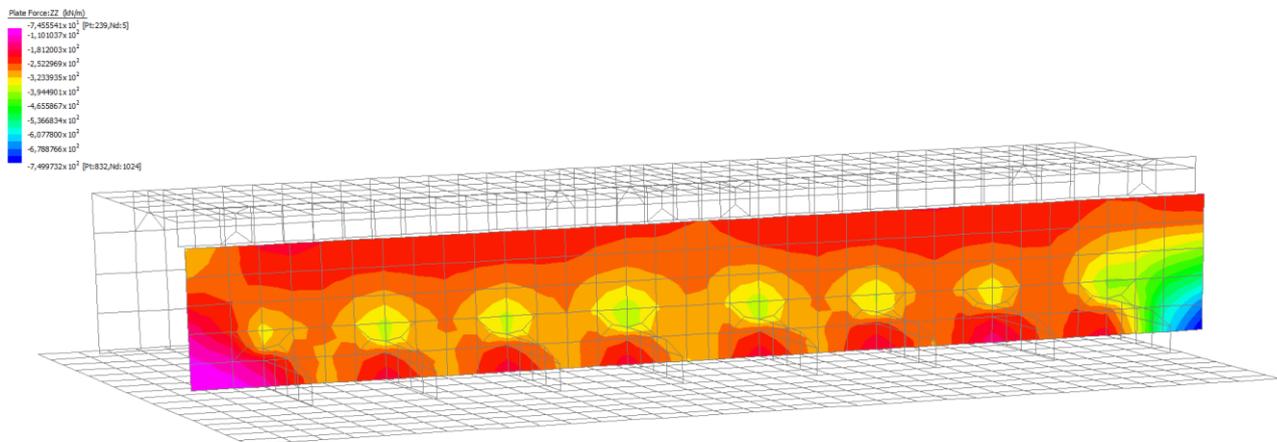


Figura 9.30 – Azione assiale in direzione verticale (SLV)

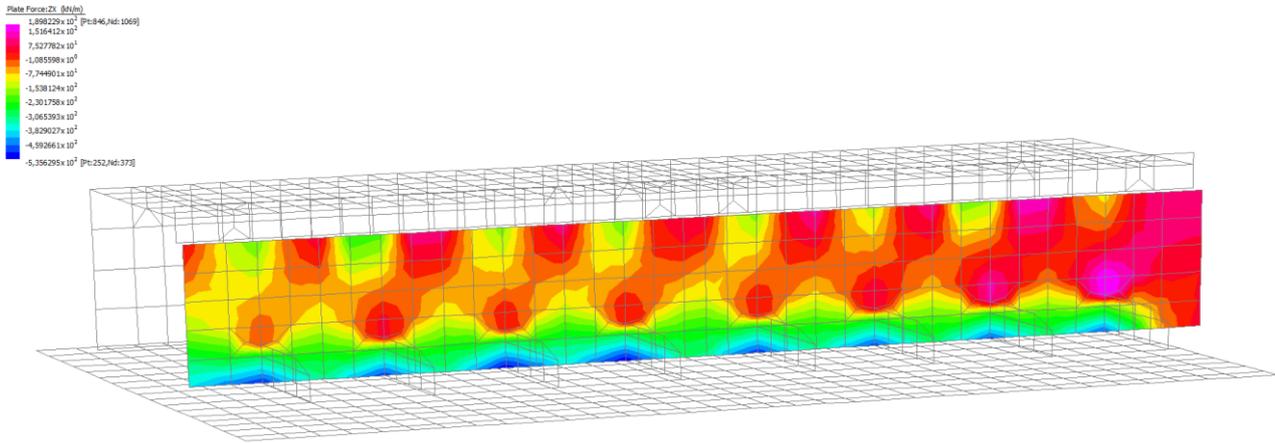


Figura 9.31 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU)

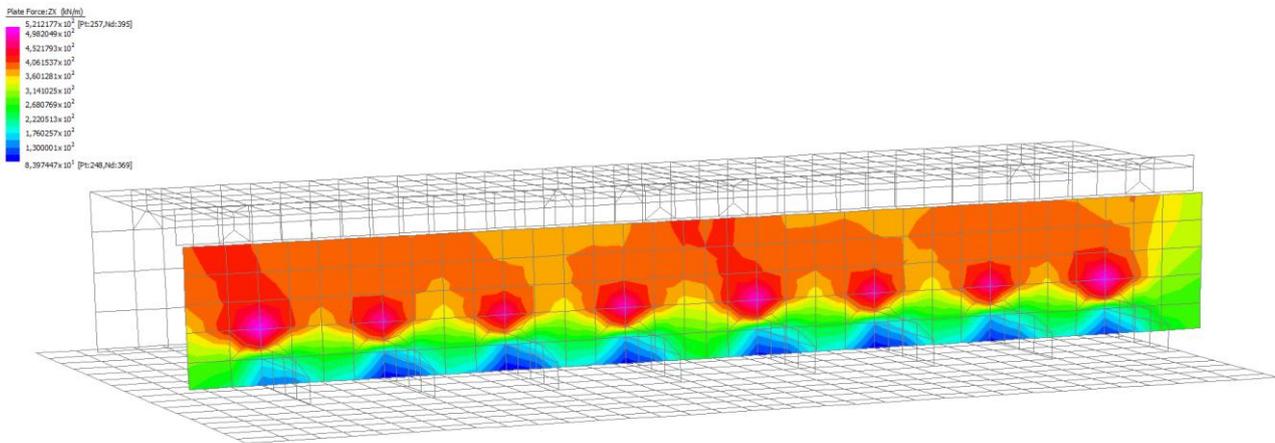


Figura 9.32 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLV)

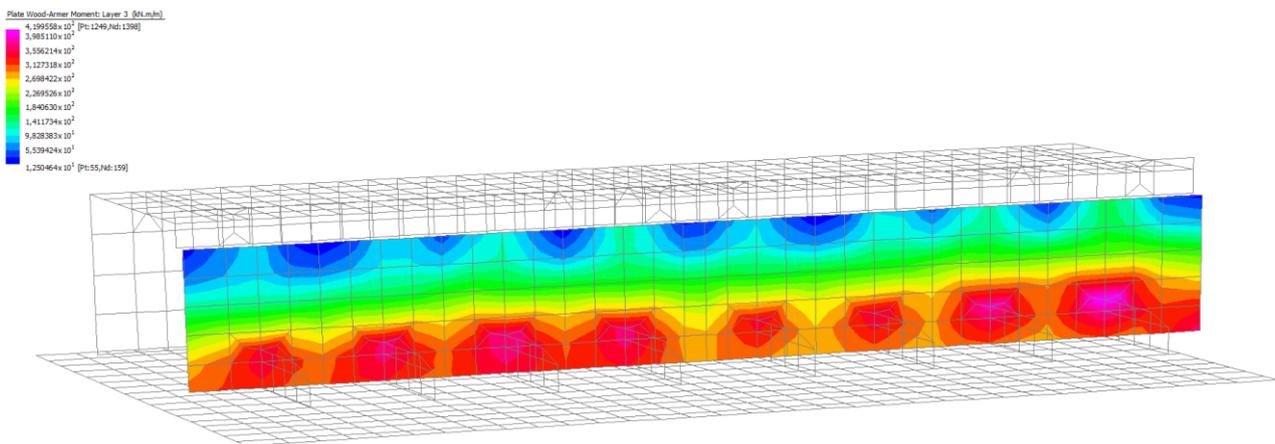


Figura 9.33 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLE)

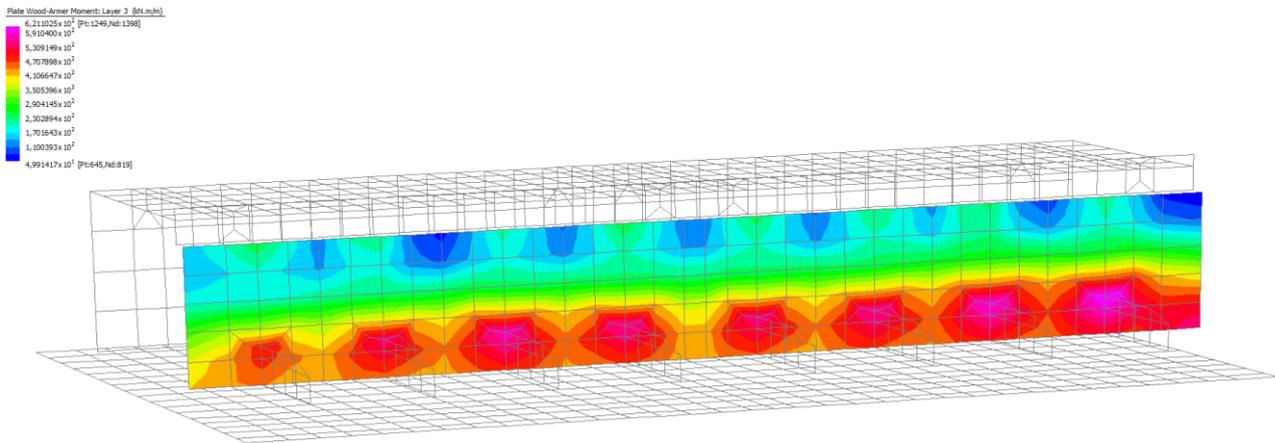


Figura 9.34 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLU)

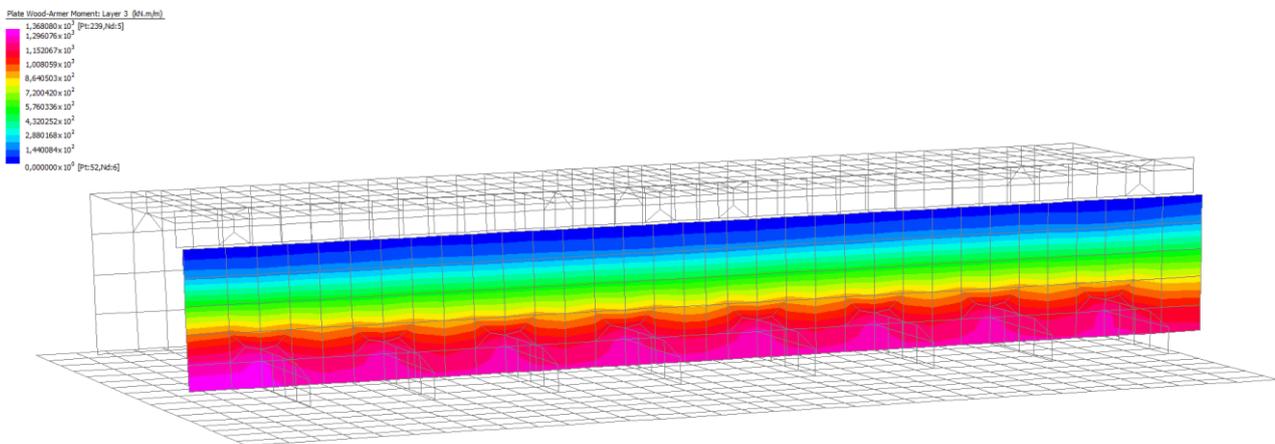


Figura 9.35 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLV)

Piedritto

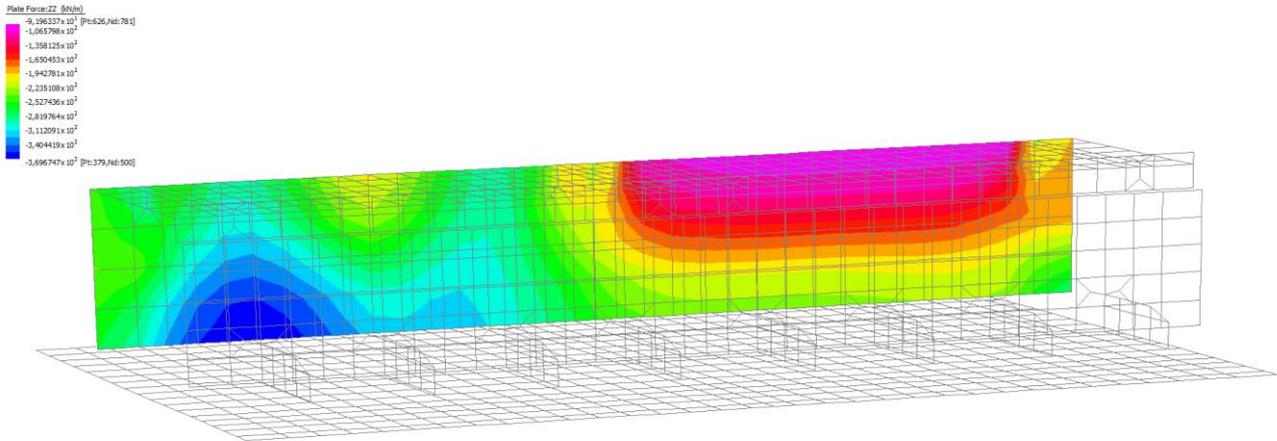


Figura 9.36 – Azione assiale in direzione verticale (SLE)

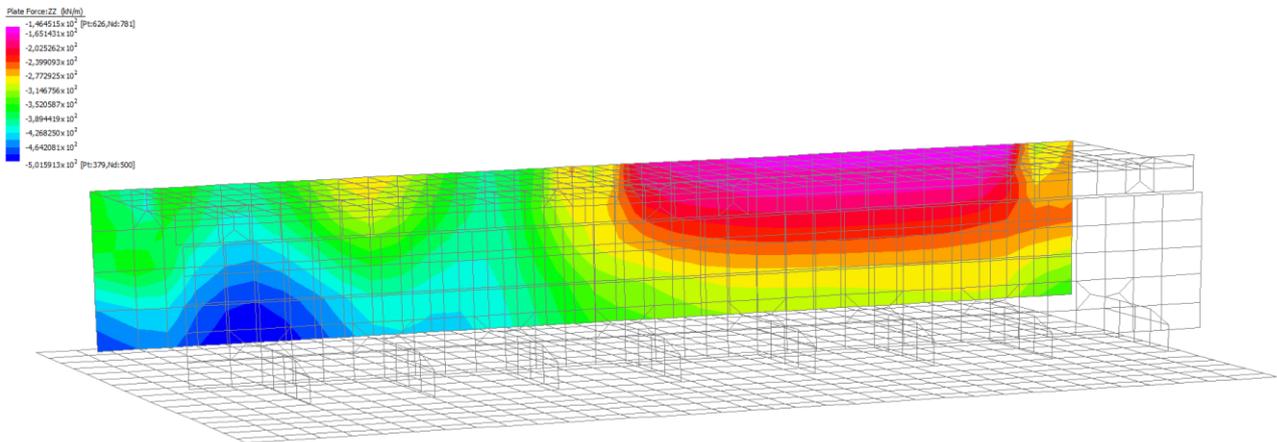


Figura 9.37 – Azione assiale in direzione verticale (SLU)

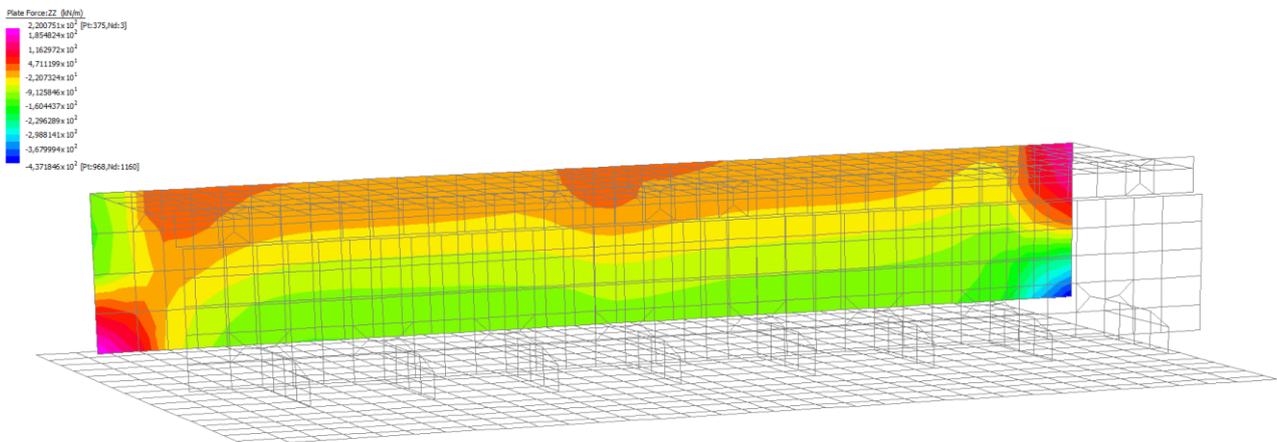


Figura 9.38 – Azione assiale in direzione verticale (SLV)

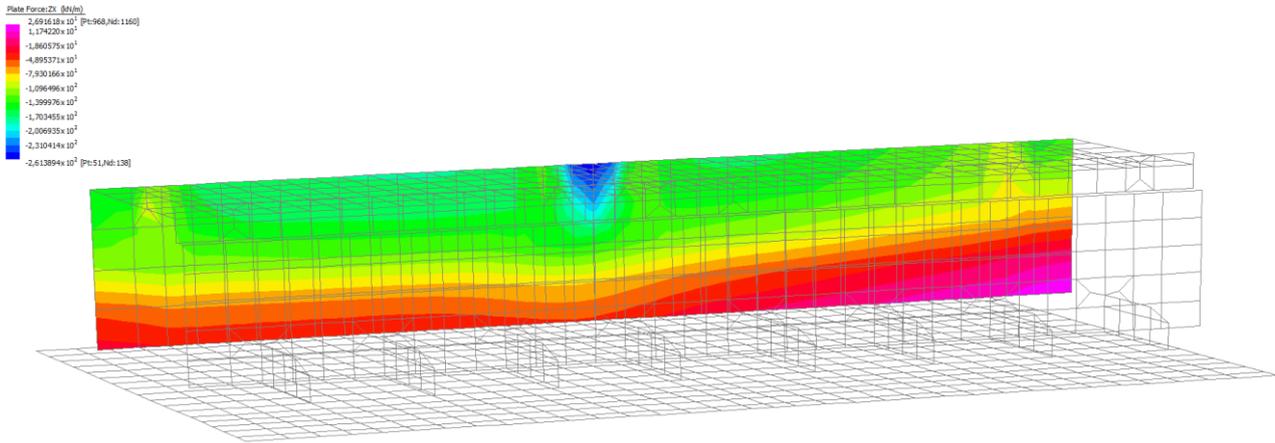


Figura 9.39 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU)

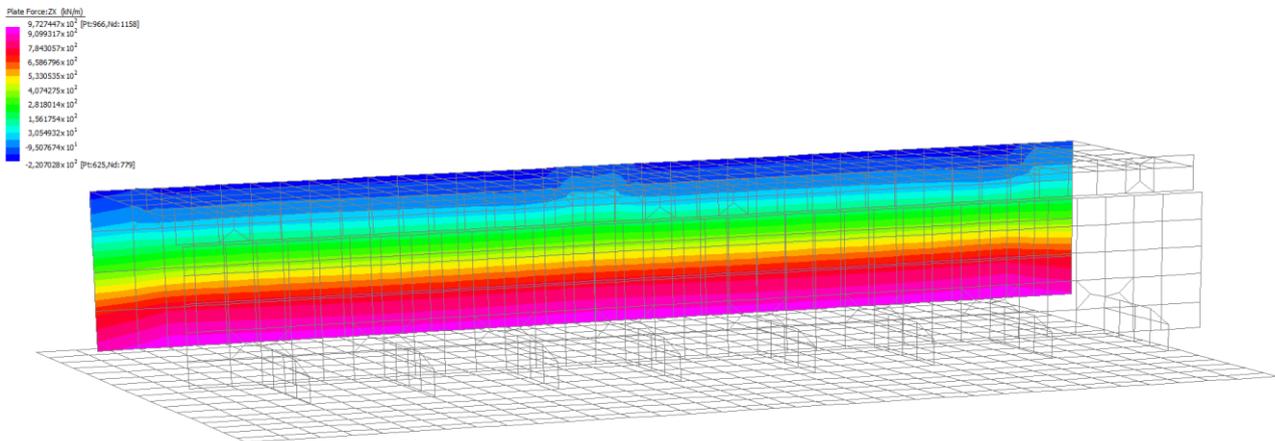


Figura 9.40 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLV)

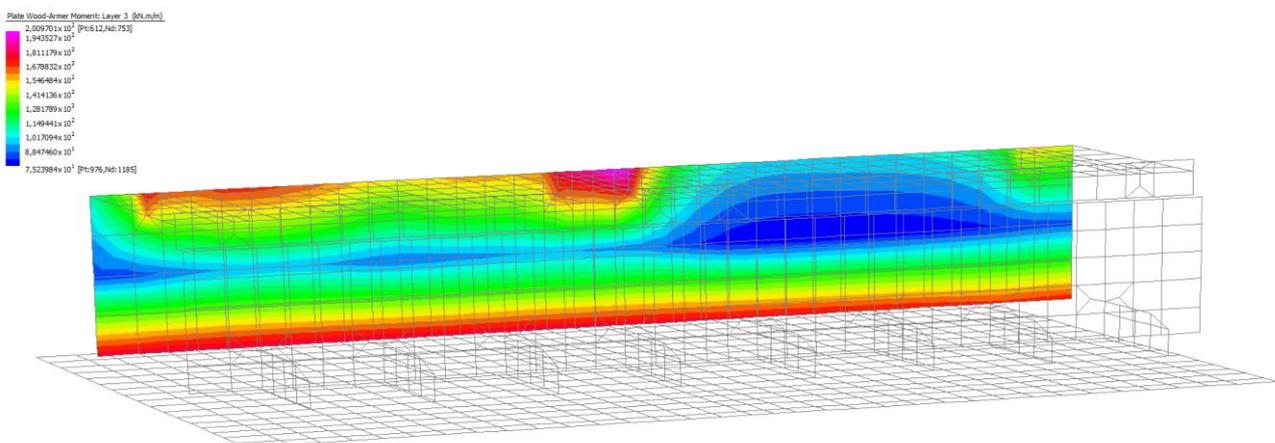


Figura 9.41 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLE)

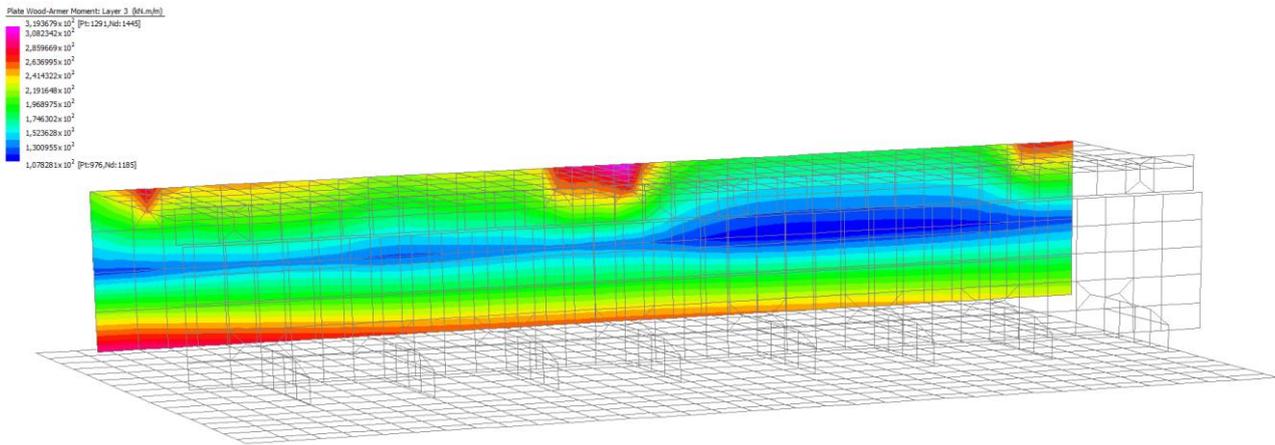


Figura 9.42 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLU)

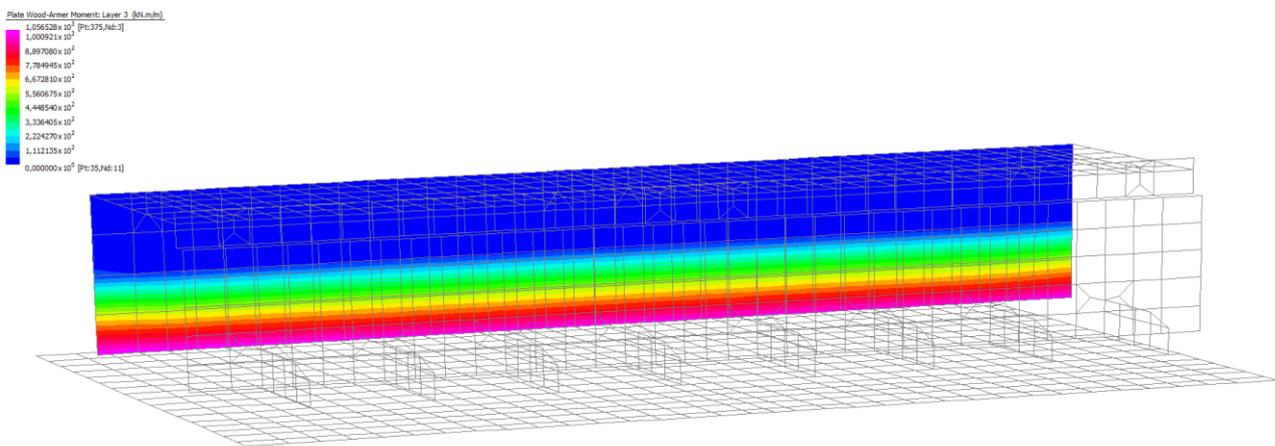


Figura 9.43 – Azione flettente nel piano longitudinale all'asse stradale (SLV)

9.1. VERIFICHE SLU

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

Si riportano tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

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

Sezione		Verifiche SLU-STR - Momento flettente [kNm/m]				
nome	sp. [m]	N_{Ed} (min/max)		M_{Ed}	M_{Rd}	C.S. (>1)
Solettone	0,85	-271	÷ 118	533	789	1,48
Sez ridotta	0,70	-424	÷ 105	309	465	1,50
Piedritto	1,20	-501	÷ 143	319	1105	3,46
Spalla	1,60	-910	÷ 21	622	1959	3,15
Fondazione	2,00	-1082	÷ 219	1476	2907	1,97

Sezione		Verifiche SLU-STR - Taglio [kN/m]				
nome	sp. [m]	N_{Ed} (min/max)		V_{Ed}	V_{Rd}	C.S. (>1)
Solettone	0,85	-271	÷ 118	280	562	2,01
Sez ridotta	0,70	-424	÷ 105	213	558	2,62
Piedritto	1,20	-501	÷ 143	261	1344	5,15
Spalla	1,60	-910	÷ 21	536	983	1,83
Fondazione	2,00	-940	÷ 219	486	510	1,05

Nelle immagini seguenti vengono riportate le mappature per gli sforzi di taglio

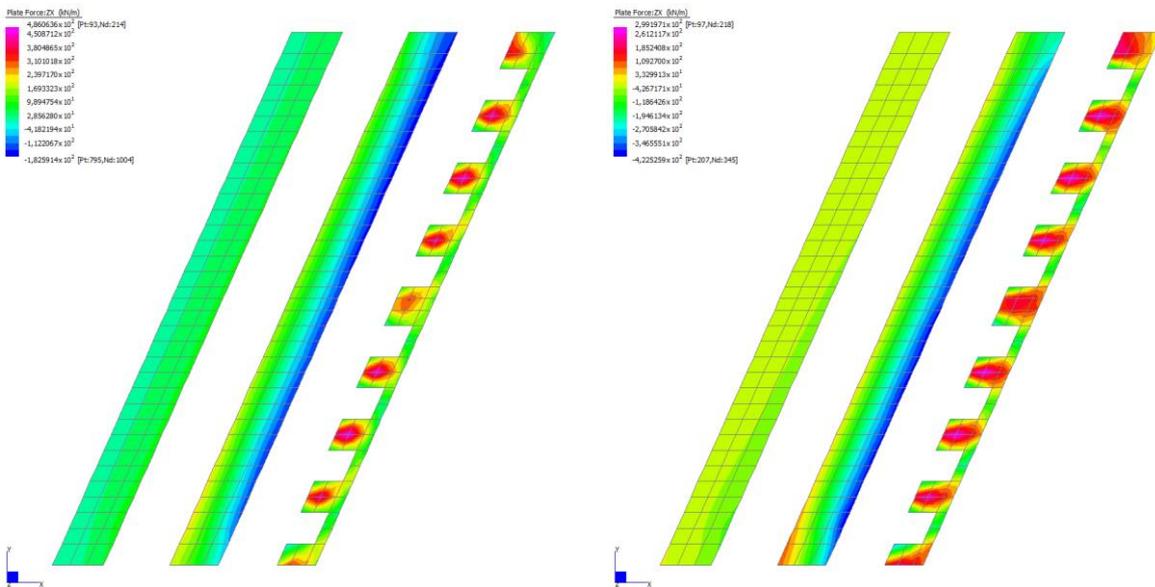


Figura 9.44 – Azione di taglio in direzione longitudinale all'asse stradale (SLU_max / SLU_min)

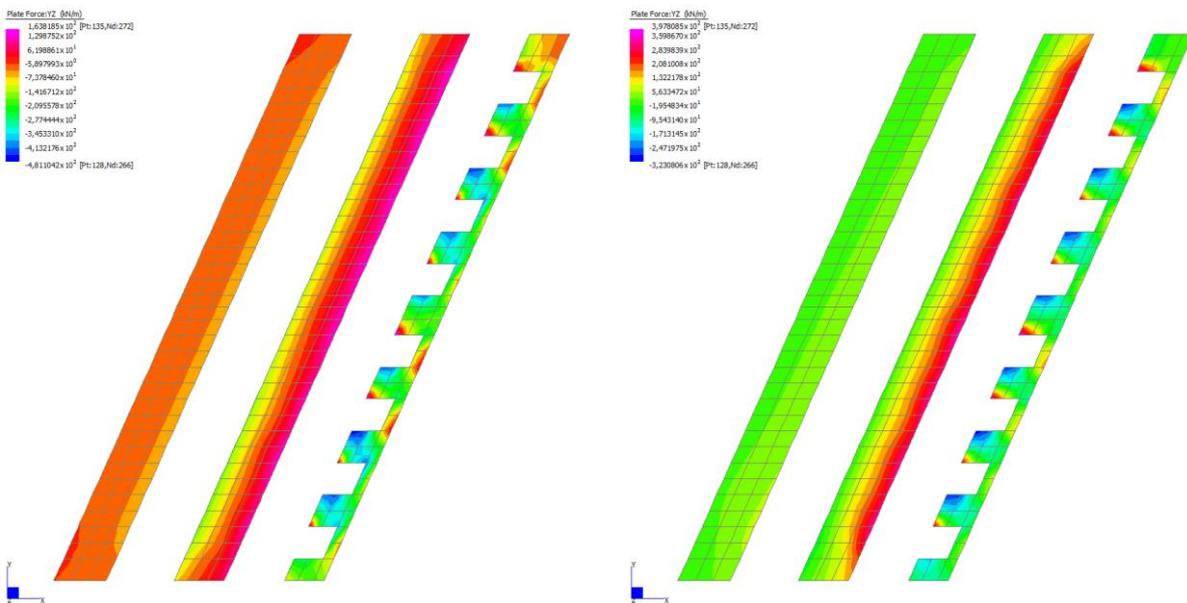


Figura 9.45 – Azione di taglio in direzione trasversale all'asse stradale (SLU_max / SLU_min)

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

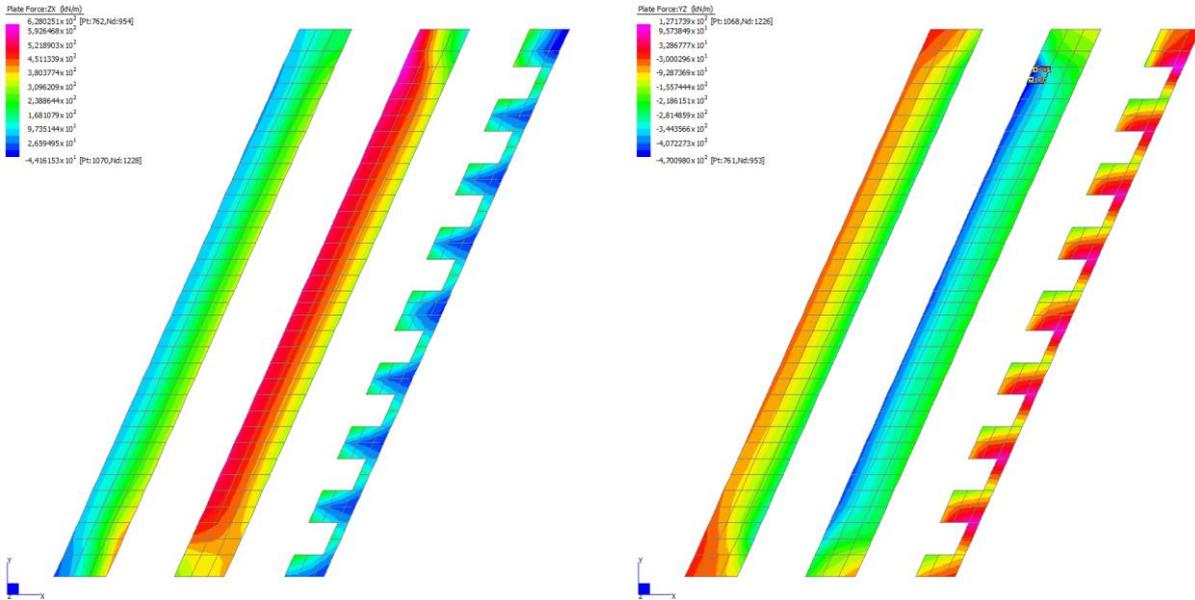


Figura 9.46 – Azione di taglio in direzione longitudinale/trasversale all'asse stradale (SLV)

Sezione		Verifiche SLV - Momento flettente [kNm/m]				
nome	sp. [m]	N _{Ed} (min/max)		M _{Ed}	M _{Rd}	C.S. (>1)
Solettone	0,85	-409	÷ -334	493	833	1,69
Sez ridotta	0,70	-372	÷ 3	358	495	1,38
Piedritto	1,20	-437	÷ 220	1056	1503	1,42 (**)
Spalla	1,60	-750	÷ -75	1368	2028	1,48 (*)
Fondazione	2,00	-539	÷ 1029	1722	2328	1,35 (*)
Fondazione	0,00	-539	÷ 1029	1648	2238	1,36 (***)

(*) valore calcolato con f24/15

(**) valore calcolato con f20/15+f20/30

(**) valore calcolato con f20/15+f20/30

Sezione		Verifiche SLV - Taglio [kN/m]				
nome	sp. [m]	N _{Ed} (min/max)		V _{Ed}	V _{Rd}	C.S. (>1)
Solettone	0,85	-409	÷ -334	228	562	2,46
Sez ridotta	0,70	-372	÷ 3	522	558	1,07
Piedritto	1,20	-437	÷ 220	972	1344	1,38
Spalla	1,60	-750	÷ -75	521	983	1,89
Fondazione	2,00	-473	÷ 944	574	590	1,03

Si sottolinea che per Spalla e Fondazione, i valori resistenti sono valutata considerando una sezione con armatura simmetrica, salvo ove diversamente specificato.

9.2. VERIFICHE SLE

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

Si deve verificare, in accordo al DM2018:

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

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

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

Viene inoltre eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure, relativamente alle combinazioni di carico frequente e quasi permanente. Per i limiti di apertura delle fessure si rimanda a quanto specificato al paragrafo §5.7.6.1.

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

Si riportano tabelle riepilogative delle verifiche condotte.

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

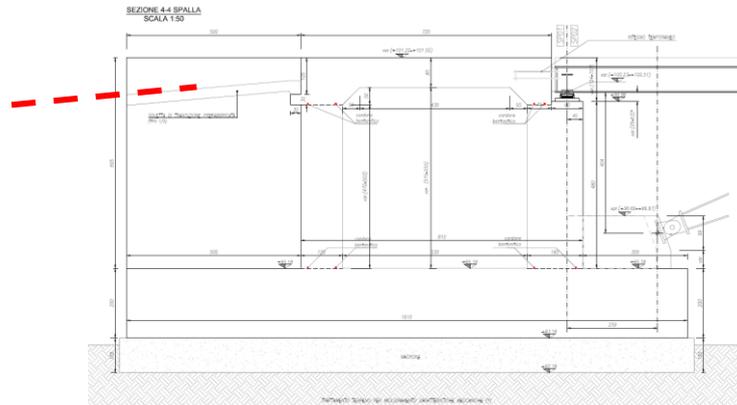
Sezione		Verifiche SLE rara - limitazione tensioni [MPa]								
nome	sp. [m]	N_k (min/max)		M_k	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	f_{ck}	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	C.S. (>1)
Solettone	0,85	-108	÷ 68	373	5,6	225	32	19,2	360	1,60
Sez ridotta	0,70	-303	÷ 62	217	5,0	196	32	19,2	360	1,84
Piedritto	1,20	-370	÷ 88	201	1,8	98	32	19,2	360	3,67
Spalla	1,60	-717	÷ -18	420	2,3	101	32	19,2	360	3,56
Fondazione	2,00	-700	÷ 140	868	3,2	187	28	16,8	360	1,93

Sezione		Verifiche SLE freq - limitazione tensioni [MPa]								
nome	sp. [m]	N_k (min/max)		M_k	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	f_{ck}	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	C.S. (>1)
Solettone	0,85	-85	÷ 49	282	4,2	169	32	19,2	222	1,31
Sez ridotta	0,70	-31	÷ 31	168	3,9	147	32	19,2	182	1,24
Piedritto	1,20	-336	÷ 2	152	1,4	61	32	19,2	222	3,64
Spalla	1,60	-499	÷ -72	345	1,9	74	32	19,2	222	3,00
Fondazione	2,00	-436	÷ 81	630	2,3	133	28	16,8	227	1,70

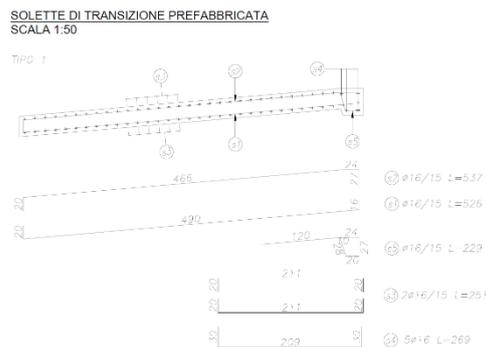
Sezione		Verifiche SLEq - limitazione tensioni [MPa]									
nome	sp. [m]	N _k (min/max)			M _k	σ _{c,min}	σ _{s,max}	f _{ck}	σ _{c,lim}	σ _{s,lim}	C.S. (>1)
Solettone	0,70	-35	÷	-26	79	1,2	50	32	14,4	182	3,64
Sez ridotta	1,20	-50	÷	5	50	1,2	43	32	14,4	182	4,24
Piedritto	1,60	-267	÷	-83	78	0,7	16	32	14,4	182	11,39
Spalla	2,00	-281	÷	-94	55	0,2	2	32	14,4	182	72,00
Fondazione	0,00	-100	÷	17	153	0,6	32	28	12,6	204	6,39

9.3. VERIFICHE SOLETTE DI TRANSIZIONE

A tergo spalla si prevede la presenza di solette di transizione prefabbricate di spessore 30cm per una lunghezza in orizzontale di 5,0 m.



L'armatura a progetto è la seguente:



Le proprietà meccaniche delle solette prefabbricate sono:

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	13,41	5
			2	13,41	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 121,5 kNm
σ_s -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_s 3,5 ‰
ε_s 14,58 ‰
d 25 cm
x 4,841 x/d 0,1936
δ 0,7

Materiali B450C C25/30
E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ‰
E_{syd} 1,957 ‰ C_{o,adm} 9,75 ‰
C_{s,adm} 295 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
τ_{c1} 1,829 ‰

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo		V _{Ed}	0 kN
R _{sk}	25,00 MPa	N _{Ed}	0 kN
f _{sk}	20,75 MPa	Geometria:	
γ _c	1,50	b _w	1000 mm
α _c	0,85	h	300 mm
f _{cd}	11,8 MPa	d	250 mm
Acciaio B450C			
f _{sk}	450 MPa		
f _{yd}	391,3 MPa		
Verifica in assenza di armature specifiche a taglio			
k	1,894	σ _{cp} ≤ 0,2 f _{cd}	0,000 MPa
v _{min}	0,416		
Armatura tesa:			
6,67	Ø 16	A _{sl}	1341 mm²
0	Ø 0	ρ _t	0,54%
V _{R,d0}	127 kN		
Verifica con armature a taglio			
ctgθ	1,00	a _c	1,000
Staffe:			
0	Ø 30	/	15
Calcestruzzo:			
V _{R,d}	661 kN		
Acciaio (staffe):			
V _{R,d}	0 kN		
Armatura long. tesa:			
V _{R,d1}	525 kN	V _{R,d}	127 kN

$$M_{rd} = 121 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd} = 127 \text{ kN/m}$$

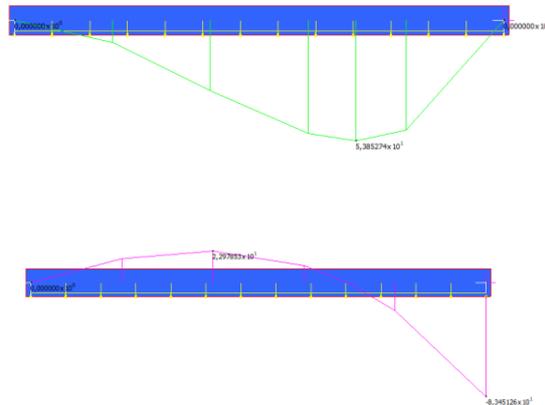
Si considerano i seguenti carichi:

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

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

Si ottiene il seguente stato sollecitativo:

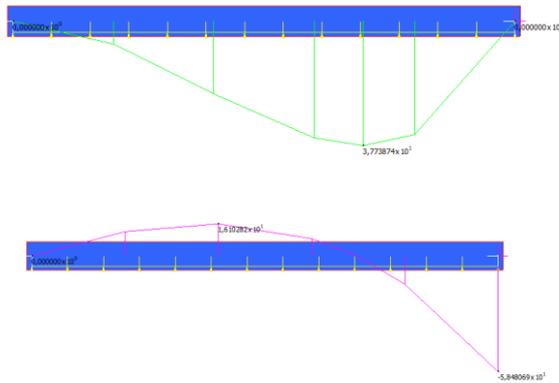
SLU



$$M_{ed}(SLU) = 54 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd}(SLU) = 83 \text{ kN/m}$$

SLE



$$M_{rd}(SLE) = 38 \text{ kNm/m}$$

$$V_{rd}(SLE) = 58 \text{ kN/m}$$

Verifiche SLU:

$$M_{rd} / M_{ed} = 2,24 > 1 \quad \text{verificato}$$

$$V_{rd} / V_{ed} = 1,53 > 1 \quad \text{verificato}$$

Verifiche SLE:

Verifica di fessurazione metodo indiretto

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

$$\sigma_{ed} = 196 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{rd} / \sigma_{ed} = 1,43 > 1 \quad \text{verificato}$$

9.4. VERIFICHE BAGGIOLI DEGLI APPOGGI DEI CORRENTI SUPERIORI

Il progetto prevede 4 tipologie di baggioli in c.a.:

- Tipo 1 (baggioli 98,50x87,50x12,50cm)
- Tipo 2 (baggioli 98,50x87,50x21,80cm)
- Tipo 3 (baggioli 98,50x87,50x31,10cm)
- Tipo 4 (baggioli 98,50x87,50x40,00cm)

I baggioli sono armati con 14Ø24 verticali, debitamente ancorati all'interno della spalla, e staffe Ø10 a 6 braccia in direzione longitudinale e trasversale.

I baggioli sono verificati con riferimento alle azioni massime di compressione, trazione, taglio trasversale e taglio longitudinale (a seconda dei casi).

Si verifica:

1. La resistenza a compressione del baggiolo considerando la sola resistenza del calcestruzzo e trascurando l'eventuale contributo del confinamento offerto dalla staffatura; si adotta come area caricata l'ellisse inscritto all'interno del perimetro del baggiolo A_c considerando la sola area baricentrica all'appoggio;

$$N_{Rd,comp} = 0,8A_{c1}f_{cd} = 1834 \text{ kN} > N_{Ed,max} = 1211 \text{ kN}$$

2. La resistenza a taglio trazione del baggiolo; si considera che l'azione trasferita dalle zanche debba essere riappesa all'interno del baggiolo dalla staffatura presente;

$$V_{Rd} = 1593 \text{ kN} \Rightarrow V_{Ed} = 1500 \text{ kN}$$

Materiali:		Azioni sollecitanti:	
Calcestruzzo		V_{Ed}	1500 kN
R_{ek}	40,00 MPa	N_{Ed}	0 kN
f_{ek}	32,00 MPa	Geometria:	
γ_c	1,50	b_w	800 mm
α_{cc}	0,85	h	800 mm
f_{cd}	18,1 MPa	d	750 mm
Acciaio B450C			
f_{yk}	450 MPa		
f_{yd}	391,3 MPa		
<i>Verifica in assenza di armature</i>			
<i>specifiche a taglio</i>			
k	1,516	$\sigma_{cp} \leq 0,2f_{cd}$	0,000 MPa
v_{min}	0,370		
Armatura tesa:			
9	Ø 24	A_{st}	4072 mm ²
0	Ø 18	ρ_1	0,68%
V_{Rd0}	305 kN		
<i>Verifica con armature a taglio</i>			
$\cot\theta$	1,00	α_c	1,000
Staffe:			
6	Ø 10 / 7,5		
Calcestruzzo:			
V_{Rd1}	2448 kN		
Acciaio (staffe):			
V_{Rd1}	1857 kN		
Armatura long. tesa:			
V_{Rd1}	1593 kN	V_{Rd}	1593 kN
		V_{Ed}	1500 kN

9.5. VERIFICHE DEI PODI PER I VINCOLI CERNIERA ALLA BASE

Si verifica che la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ rispetti la limitazione $\sigma_{c,max} < 0,60 f_{ck}$ allo stato limite di esercizio in condizione caratteristica e si effettua la verifica a schiacciamento $\sigma_{c,max} < f_{cd}$ allo stato limite ultimo. Per la determinazione dell'azione di schiacciamento si considera la radice della somma dei prodotti delle tre componenti di reazione vincolare al piede dell'arco, estratte dal modello di calcolo. Si considera la pressione all'interfaccia con la piastra di base in acciaio 0,80x0,80.

	Verifica podio base arco			
max SLE	nodo 14	nodo 59	nodo 60	nodo 61
Fx [kN]	3443	3557	3690	3875
Fy [kN]	537	608	34	215
Fz [kN]	1528	1577	1705	1881
N [kN]	3804,91813	3938,127	4065,007	4312,773
σ_{SLE} [MPa]	5,95	6,15	6,35	6,74
σ_{lim} [MPa]	19,2	19,2	19,2	19,2

	Verifica podio base arco			
max SLU	nodo 14	nodo 59	nodo 60	nodo 61
Fx [kN]	4655	4823	5014	5278
Fy [kN]	672	751	34	215
Fz [kN]	2090	2153	2324	2572
N [kN]	5146,718	5334,861	5526,511	5875,261
σ_{SLU} [MPa]	8,04	8,34	8,64	9,18
σ_{lim} [MPa]	18,13	18,13	18,13	18,13

Entrambe le verifiche hanno esito positivo.