



**D.M. 49/2018_INTERVENTO DI ADEGUAMENTO
STATICO E SISMICO DEL PONTE SUL FIUME MONTONE
POSTO AL KM 4+693 DELLA S.P. 5 RONCALCECI
CUP J63D18000180001**

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Presidente: Sig. Michele De Pascale	Consigliere delegato Strade - Trasporti - Pianificazione Territoriale: Arch. Nicola Pasi
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Resp. del Servizio.: Ing. Chiara Bentini

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO : Ing. Chiara Bentini

Documento firmato digitalmente

PROGETTISTA : Ing. Tobia Zordan

Documento firmato digitalmente



COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE : Geom. Lorenza Battistini

Firmato

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
A	PRIMA EMISSIONE	GB	GB	TZ	20/12/2019

TITOLO ELABORATO:

**PONTE SUL FIUME MONTONE
RELAZIONE SULLE STRUTTURE
STATO DI PROGETTO**

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
04	A	20/12/2019	-	-

Sommario

1	Introduzione	6
2	Normative di Riferimento	9
3	Metodo di verifica	11
4	Caratteristiche dei materiali	12
4.1	Materiali esistenti	12
4.2	Nuovi Materiali	12
4.2.1	Calcestruzzo	12
4.2.2	Acciaio per getti	14
4.2.3	Acciaio per carpenterie metalliche	15
4.2.4	Bulloni	16
4.2.5	Pioli Nelson	17
4.2.6	Saldature	17
4.2.7	Isolatori	17
4.2.8	Legno massiccio	18
5	Analisi dei carichi	20
5.1	Azioni permanenti (G)	20
5.2	Distorsioni (ϵ)	22
5.2.1	Effetti reologici: ritiro e viscosità (ϵ_2)	22
5.2.2	Deformazioni termiche (ϵ_3)	28
5.2.3	Cedimenti vincolari (ϵ_4)	30
5.3	Azioni variabili da traffico (Q_1)	31
5.3.1	Schemi di carico e categorie stradali	32
5.4	Effetti dinamici dei carichi mobili (Q_2)	37
5.5	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (Q_3)	37
5.6	Azione del vento (Q_5)	38
5.6.1	Applicazione del carico	40
5.7	Azione della neve (Q_5)	40
5.8	Azioni sismiche (Q_6)	41
5.9	Azioni sulle barriere e parapetti– urto veicoli in svio (Q_8)	45
6	Combinazioni di carico	47
6.1	Azioni e gruppi di azioni	49

6.1.1	Combinazioni delle azioni	50
6.1.2	Condizioni di carico elementari	51
7	Programma di calcolo	59
7.1	SOFISTIK AG	59
7.2	GELFI	60
7.3	Validazione fogli di calcolo	61
7.3.1	Verifica di resistenza ed instabilità di profili in acciaio ad I	61
7.3.2	Verifica di instabilità dei pannelli d'anima soggetti a compressione	75
7.3.3	Verifica sistema di connessione a taglio con pioli	77
8	Criteri di calcolo	85
8.1	Statica longitudinale	85
8.2	Statica trasversale	86
9	Modello di calcolo agli elementi finiti	87
9.1	Introduzione	87
9.2	Elementi spring (isolatori)	89
9.2.1	Definizione della rigidità degli isolatori per i vari Stati Limite	89
9.3	Analisi numeriche e modi di vibrare	92
9.3.1	Analisi sismiche	92
9.3.2	Analisi dinamiche lineari	92
10	Fasi di costruzione	97
11	Sollecitazioni impalcato	101
11.1	SLU – FASE 0	103
11.1.1	Travi principali longitudinali	103
11.1.2	Traversi	105
11.2	SLU – FASE 2	107
11.2.1	Travi principali longitudinali	107
11.2.2	Traversi	111
11.3	SLV – FASE 2	114
11.3.1	Travi principali longitudinali	114
11.3.2	Traversi	118
11.4	SLE QUASI PERMANENTI – FASE 2	121
11.4.1	Travi principali longitudinali	121
11.4.2	Traversi	125

11.5	SLE FREQUENTI – FASE 2	128
11.5.1	Travi principali longitudinali	128
11.5.2	Traversi	132
12	Verifiche travi longitudinali	136
12.1	Verifiche allo SLU – FASE 0	142
12.2	Verifiche allo SLU – FASE 2	143
12.3	Verifiche allo SLV – FASE 2	144
12.4	Verifiche di instabilità – FASE 2	146
12.4.1	Verifiche di instabilità globale	146
12.4.2	Verifiche di instabilità locale	165
12.5	Connessioni a taglio con pioli	176
12.5.1	Travi principali	179
12.5.2	Traversi	182
13	Verifiche traversi	183
13.1	Traversi di spalla – verifica SLU	183
13.2	Traversi di pila – verifica SLU	186
13.3	Traversi correnti – verifica SLU	191
14	Verifiche unioni bullonate	197
14.1	Traverso di spalla	197
14.1.1	Verifica a completo ripristino	198
14.1.2	Verifica ad attrito	200
14.2	Traverso di pila	207
14.2.1	Verifica a completo ripristino	208
14.2.2	Verifica ad attrito	210
14.3	Traverso corrente	217
14.3.1	Verifica a completo ripristino	218
14.3.2	Verifica ad attrito	220
14.4	Giunto di continuità Gb1	227
14.4.1	Verifica a completo ripristino	228
14.4.2	Verifica ad attrito	230
14.5	Giunto di continuità Gb2	237
14.5.1	Verifica a completo ripristino	238

14.5.2	Verifica ad attrito	240
15	Controlli sulle saldature	247
16	Verifiche a fatica	250
16.1	Verifiche per vita illimitata	250
17	Verifiche di deformabilità	257
17.1	Contro monte di progetto	261
18	Verifica ritegni antisismici orizzontali	262
19	Verifica dispositivi di isolamento	267
19.1	Verifica spostamenti	268
19.2	Verifica azioni assiali	270
19.3	Verifica baggioli	271
19.3.1	Verifica a tranciamento	272
19.3.2	Verifica pressioni localizzate	273
20	Verifica soletta	276
21	Dettagli passerella	334
22	Verifica pila esistente	341
23	Verifica spalla esistente	345
24	Verifica tavolato passerella	397
24.1	Sollecitazioni	399
24.2	Verifiche allo SLU	402
24.3	Verifiche allo SLE	403
25	Verifica in fase di sollevamento	405

1 Introduzione

Nella presente Relazione di calcolo viene descritta la procedura seguita per il progetto e la verifica degli interventi di adeguamento sismico e funzionale del Ponte posto sul fiume Montone – Km 4+680 – S.P. 5 “Roncalceci”, comune di Russi (RA).

Tali interventi, promossi dalla Provincia, Ente gestore dell’infrastruttura, si sono resi necessari per adeguare sismicamente e funzionalmente l’impalcato, secondo i nuovi standard previsti dalle norme attualmente vigenti.

Ai sensi del D.M. 05/11/2001, la sezione dell’impalcato è ascrivibile ad un tipo F2, ovvero una strada extraurbana locale.

Il ponte ha sezione stradale ad unica carreggiata con sviluppo longitudinale pari a 65m su n° 3 campate di lunghezza, rispettivamente, uguale a 20, 25 e 20m.

La sezione trasversale adottata è così composta:

- n. 1 corsia per senso di marcia di larghezza pari a 3.25 m;
- n. 2 banchine laterali, ciascuna di larghezza pari a 1.00m;
- n. 2 cordoli per l’alloggiamento delle barriere di sicurezza, ciascuno di larghezza pari a 0.5m;
- n. 1 pista ciclopeditonale sul lato di valle di larghezza pari a 1.50m.

La larghezza totale dell’impalcato risulta pari a 11.00m e se ne riporta la geometria tipo nella figura seguente.

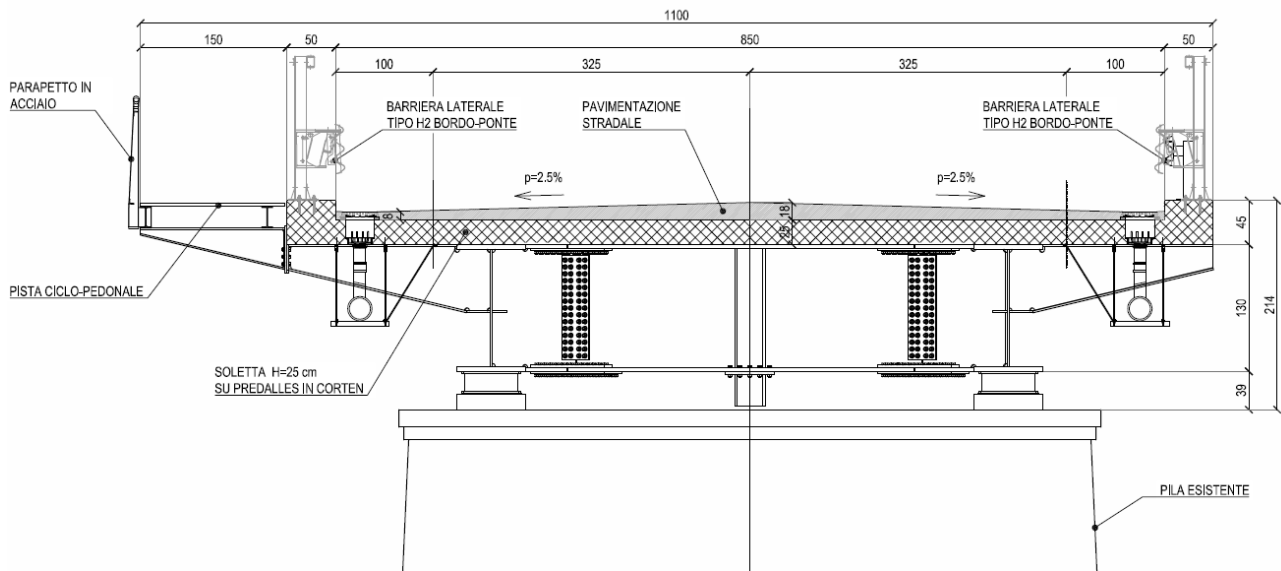
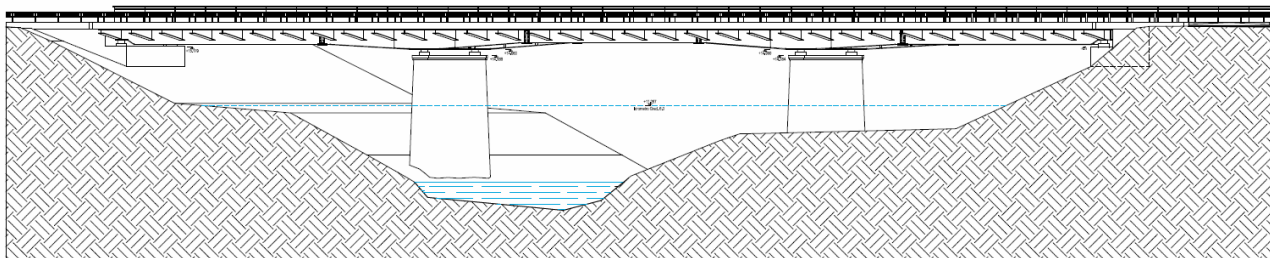
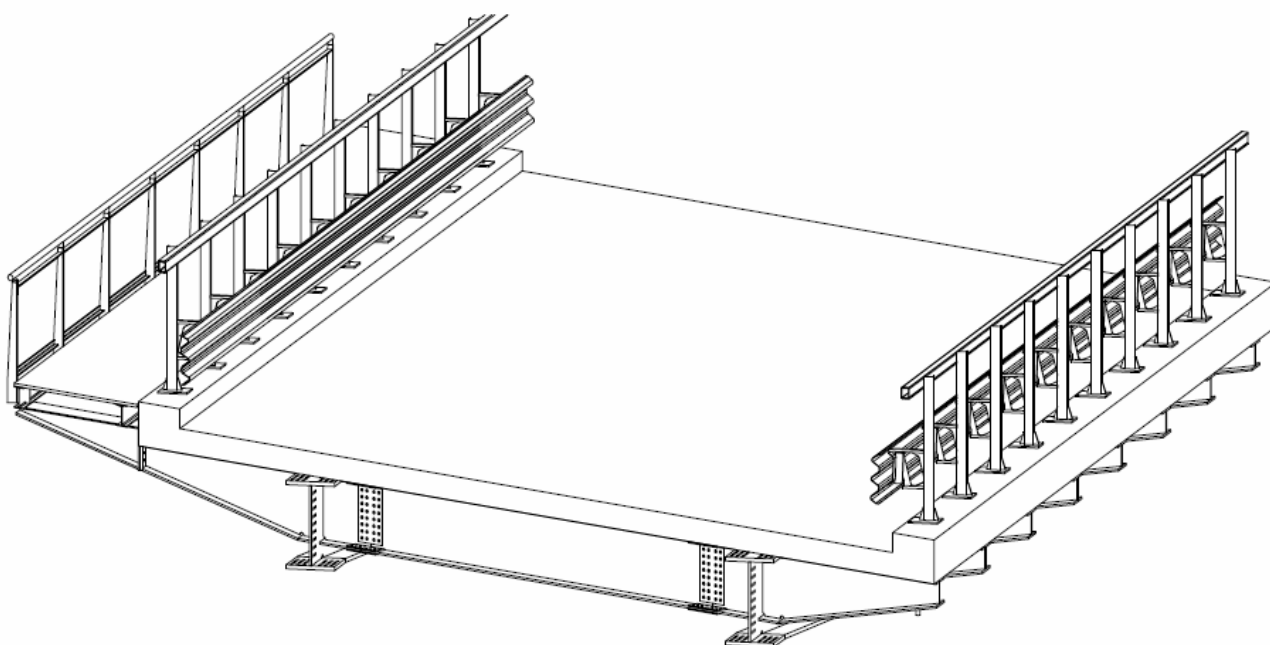


Figura 1-1: Sezione trasversale

VISTA C-C PROSPETTO LONGITUDINALE
 scala 1:100

Figura 1-2: Prospetto longitudinale

Figura 1-3: Stralcio assonometrico

L'impalcato è realizzato con una struttura mista acciaio-cls costituita da 2 travi principali con interasse di 5.30m, traversi con interasse di circa 2.00m e soletta in c.a. ($s = 25\text{cm}$), che verrà realizzata tramite getto in opera su lastre predalles autoportanti in acciaio CorTen e che sarà collaborante in 2^a fase (*esercizio del ponte*). La connessione all'interfaccia acciaio-cls avviene mediante pioli tipo Nelson, saldati alle piattabande superiori sia delle travi longitudinali che dei traversi. La struttura dell'impalcato viene realizzata attraverso l'assemblaggio delle membrature metalliche ed il successivo getto in opera della soletta di completamento.

Le fasi costruttive principali vengono riassunte nel seguente elenco:

- *predisposizione delle sottostrutture (spalle e pile esistenti);*
- *trasporto componenti impalcato in acciaio nell'area di stoccaggio;*
- *assemblaggio dei vari conci di impalcato (n.3 macro-conci) nell'area di cantiere;*
- *posizionamento dei macro-conci costituenti le campate laterali;*
- *posizionamento del macro-concio costituente la campata centrale;*
- *posizionamento predalles, armature e getto soletta;*

- *realizzazione cordoli, pavimentazione stradale e opere di finitura.*

L'appoggio delle travi principali avviene su isolatori elastomerici del tipo TDRI - 550 - NM – 104 o equivalente, con spostamento massimo SLC pari a 200mm e smorzamento viscoso equivalente pari a circa il 12%. La tecnica dell'isolamento sismico permette di aumentare il periodo proprio della struttura, con conseguente riduzione delle accelerazioni sismiche, e assicura nel contempo la resistenza necessaria per sostenere i carichi verticali. Inoltre, grazie all'utilizzo di dispositivi di isolamento, si riesce a contenere le deformazioni lungo la direzione orizzontale, anche per azioni non sismiche (*quali le dilatazioni termiche, le forze di frenatura, ecc.*). Sono previsti, infine, giunti di dilatazione solamente in corrispondenza delle spalle; essi consentono spostamenti di ± 200 mm in entrambe le direzioni orizzontali.

Segue una pianta dell'impalcato.

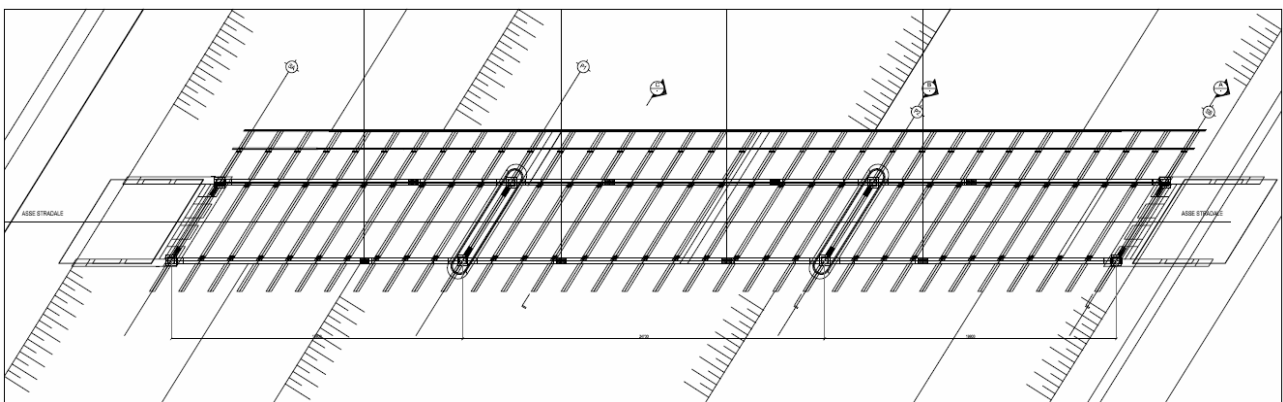


Figura 1-4: Pianta impalcato

Infine, come sistemi di ritenuta bordo ponte sono previste barriere del tipo H2, conformi con il livello di traffico e con il tipo di strada.

Tipo di strada	Tipo di traffico	Barriere spartitraffico	Barriere bordo laterale	Barriere bordo ponte
Strade extraurbane secondarie (C)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade locali (F)	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

2 Normative di Riferimento

Strutture

Legge 5/11/1971, n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Circolare 14/02/1974 - "Istruzioni per l'applicazione della legge 5 novembre 1971, n. 1086"

D.M. 17/01/2018 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

Circolare n.7/2019 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

UNI EN 206-1 2001 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"

UNI 11104 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità-Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1"

Consiglio Superiore LLPP 24/07/2009 - "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP"

UNI EN 10025 - "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali"

UNI EN 10027-1 e 2 - "Sistema di designazione degli acciai"

UNI EN 1991-1-1 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-1 – Azioni generali

UNI EN 1991-1-3 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-3 – Azione della neve

UNI EN 1991-1-4 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-4 – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-5 – Azione termica

UNI EN 1991-2 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 2 – Azioni da sui ponti

UNI EN 1992-2 – Eurocodice 2 - Strutture in c.a. – Parte 2 – Ponti

UNI EN 1993-1-1 – Eurocodice 3 - Strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali

UNI EN 1993-1-6 – Eurocodice 3 - Strutture in acciaio – Parte 1-6 – Stabilità dei pannelli

UNI EN 1993-1-8 – Eurocodice 3 - Strutture in acciaio – Parte 1-8 – Assemblaggi

UNI EN 1993-1-9 – Eurocodice 3 - Strutture in acciaio – Parte 1-9 – Fatica

UNI EN 1993-2 – Eurocodice 3 - Strutture in acciaio – Parte 2 – Ponti

UNI EN 1994-2 – Eurocodice 4 - Strutture miste acciaio - cls – Parte 2 – Ponti

EN 15129 – Dispositivi antisismici

UNI EN 1090-1:2012 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali

UNI EN 1090-2:2018 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio

Progettazione stradale

D.M. 05/11/2001 - "Norme Funzionali e Geometriche per la costruzione delle Strade"

D.M. 22/04/2004 – Integrazione e modifica al Decreto 05/11/2001 n.6792 - Caratteristiche tecniche delle strade

Direttiva 25/08/2004 (G.U. 209 del 06/09/2004) - Dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali

D.M. 18/02/92, n. 223 - "Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza"

D.M. 21 giugno 2004 - "Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale"

Direttiva Ministeriale Prot. 3065 del 25/08/2004 - "Direttiva sui criteri di progettazione, installazione, verifica e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali"

Circolare Ministero dei Trasporti, Prot. n.000104862/RU/U del 15/11/2007 - "Scadenza della validità delle omologazioni delle barriere di sicurezza rilasciate ai sensi del D.M. 21/06/2004"

D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - "Nuovo Codice della Strada"

D.P.R.16/12/92 n.495 e s.m.i. "Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada"

3 Metodo di verifica

Il metodo utilizzato per le verifiche statiche e sismiche è quello semiprobabilistico agli stati limite. Per il calcestruzzo viene considerata la legge costitutiva “ $\sigma - \varepsilon$ ” di tipo parabola-rettangolo, ammessa sia dal NTC18 che dall’Eurocodice 2 (Figura 3-1). Il seguente legame permette di sfruttare maggiormente le caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo.

La legge costitutiva adottata per gli acciai d’armatura, invece, è costituita da una retta passante per l’origine con un’inclinazione pari al modulo elastico E_s e da una retta orizzontale fino ad intercettarla al livello f_{yd} (Figura 3-2).

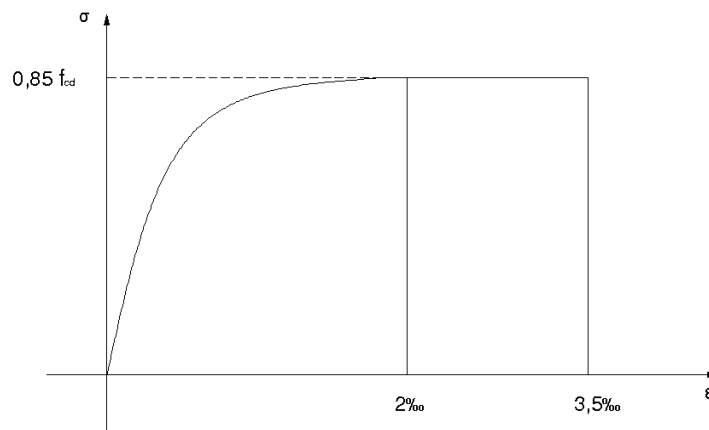


Figura 3-1: Diagramma di calcolo parabola-rettangolo per il cls compresso

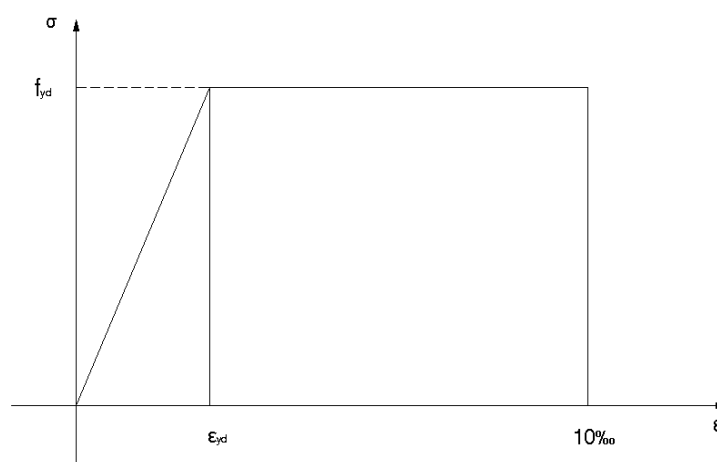


Figura 3-2: Diagramma di calcolo per gli acciai da C.A. e da carpenteria

Si considerano, in conformità a quanto prescritto dalla Normativa vigente, le combinazioni di carico più svantaggiose per le strutture di cui allo studio.

4 Caratteristiche dei materiali

4.1 Materiali esistenti

Per la definizione della proprietà meccaniche dei materiali esistenti si è fatto utile riferimento ai risultati ottenuti da precedenti campagne sperimentali svolte in situ e, in particolare, a quelli contenuti nel report “*Rilievi e caratterizzazione meccanica degli elementi strutturali*” redatto dalla ditta TECNO IN in data 02/10/15.

Inoltre, si è fatto riferimento anche alle elaborazioni contenute nel documento “*Verifica sismica ponte sul fiume Montone, km 4+680 della sp. n. 5 "Roncalceci" – Russi (RA) - REL02: stato di fatto*” redatto dall’ing. Gilberto Dallavalle, nell’ambito delle analisi sullo stato di fatto, nel quale si dichiarano i materiali di seguito riportati.

Dai risultati delle ispezioni visive e delle indagini effettuate, considerando un Fattore di Confidenza $FC = 1,20$ si ricavano i seguenti valori di progetto dei materiali che si sono utilizzati per la costruzione dell'edificio.

Calcestruzzo $R_{ck}300$ per travi di impalcato, pile, spalle (C25/30)

Resistenza media a compressione del materiale in opera: $f_{cd-m} = 135 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media a compressione di progetto: $f_{cd-m}' = \frac{f_{cd-m}}{FC} = 110 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Acciaio per c.a. in barre lisce FeB32K

Resistenza media a snervamento del materiale in opera: $f_{yd-m} = 3000 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media a snervamento di progetto: $f_{yd-m}' = \frac{f_{yd-m}}{FC} = 2500 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Figura 4-1: Estratto dalla relazione “*Verifica sismica ponte sul fiume Montone, km 4+680 della sp. n. 5 "Roncalceci" – Russi (RA) - REL02: stato di fatto*”

Lo stesso progettista dichiara il raggiungimento di un livello di conoscenza adeguato (LC2), cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.20$.

4.2 Nuovi Materiali

4.2.1 Calcestruzzo

4.2.1.1 PER SOLETTA IMPALCATO

È previsto l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C32/40: $R_{ck}=40\text{MPa}$
Classe di esposizione XC3 + XD1 + XF2

CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.I
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1,50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0,85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18,13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1,41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1,69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3,02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3,63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2,12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2,54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40,00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)

- Tensione tangenziale ultima di aderenza applicabili a barre ancorate in zona di buona aderenza:

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 3.18 \text{ MPa}$$

con $\gamma_c = 1,5$. Per ancoraggi in altre zone, si dovrà considerare un'opportuna riduzione di tale valore di tensione

- Copriferro netto minimo per armature: $s = 4 \text{ cm}$ (sulla staffa)

4.2.1.2 PER ELEVAZIONI

È previsto l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C32/40: $R_{ck}=40\text{MPa}$
 Classe di esposizione XC3 + XD1 + XF2

CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.I
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1,50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0,85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18,13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)

RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1,41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1,69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3,02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3,63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2,12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2,54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40,00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)

- Tensione tangenziale ultima di aderenza applicabili a barre ancorate in zona di buona aderenza:

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 3.18 \text{ MPa}$$

con $\gamma_c = 1,5$. Per ancoraggi in altre zone, si dovrà considerare un'opportuna riduzione di tale valore di tensione

- Copriferro netto minimo per armature: $s = 4 \text{ cm}$ (sulla staffa)

4.2.2 Acciaio per getti

Si utilizzano barre d'armatura ad aderenza migliorata tipo B450C (come Feb44k) saldabile e controllato in stabilimento. Il modulo elastico di Young e le tensioni caratteristiche di snervamento e di rottura sono:

- $E_s = 210.000 \text{ MPa}$
- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

- Tensione di snervamento per stati limite ultimi: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ MPa}$ $\gamma_{ms} = 1,15$
- Tensione di snervamento per stati limite di esercizio: $f_{yd} = f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ $\gamma_{ms} = 1,00$
- Deformazione alla tensione di snervamento: $\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.14 \text{ ‰}$
- Coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo: $n = 15$

4.2.3 Acciaio per carpenterie metalliche

Si utilizza acciaio tipo: S355J2 + K2 + W + N

$$E_s = 206.000\text{MPa}$$

$$G = 80.000\text{MPa}$$

$$f_{yk}=355\text{MPa (per spessori } s \leq 40 \text{ mm)}$$

resistenza caratteristica di snervamento

$$f_{yk}=335\text{MPa (per spessori } s > 40 \text{ mm)}$$

resistenza caratteristica di snervamento

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

$$\text{Resistenza di calcolo: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355}{1.05} = 338\text{MPa}$$

$$\text{Resistenza di calcolo: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{335}{1.05} = 319\text{MPa}$$

$\gamma_{E,d} = 1.05$ per sezioni di classe 1, 2, 3, 4 e per fenomeni di instabilità

Tableau 2.1 — Valeurs admissibles maximales d'épaisseur d'élément t en mm

Nuance	Qualité	Énergie Charpy KV		Température de référence T_{Ed} [°C]																				
		à T [°C]	J_{min}	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
				$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$					$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$					$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$										
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60
	J2	20	27	60	50	40	35	25	20	15	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130

Facendo riferimento ad un tasso di lavoro maggiore del 75% ed a una temperatura di riferimento di -20°C, per spessori fino a 50mm è consentito l'utilizzo di acciaio avente una qualità J2. Comunque, a vantaggio di sicurezza, si prescrivono le seguenti classi di resilienza:

Spessore	Qualità
$T \leq 40\text{mm}$	S355 J2
$T > 40\text{mm}$	S355 K2

Infine, per tener conto dei possibili strappi lamellari per spessori saldati consistenti, il materiale acciaio deve essere conforme alle prescrizioni contenute nella EN 10164.

Tableau 3.2 — Choix de la classe de qualité selon l'EN 10164

Valeur cible de Z_{Ed} selon l'EN 1993-1-10	Valeur exigée de Z_{Rd} exprimée en termes de valeurs de calcul de Z selon l'EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

4.2.4 Bulloni

Vite classe 10.9 + dado classe 8G (UNI EN ISO 898-1:2001)
Rosette acciaio C50 (UNI 10083-2:2006) solo per 10.9 + 8G
Piastrine acciaio C50 (UNI 10083-2:2006) solo per 10.9 + 8G

$f_t = 1000 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a rottura
$f_y = 900 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma_{M2} = 1.25$	coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni
$\gamma_{M3} = 1.25$	coefficiente di sicurezza per la resistenza a scorrimento SLU
$\gamma_{M3} = 1.10$	coefficiente di sicurezza per la resistenza a scorrimento SLE
$\gamma_{M6,ser} = 1.00$	coefficiente di sicurezza per le connessioni a perno SLE
$\gamma_{M7} = 1.10$	coefficiente di sicurezza per precarico bulloni ad alta resistenza

I traversi intermedi, di pila e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni bullonate.

4.2.5 Pioli Nelson

Secondo UNI EN ISO 13918, diametro $\phi 19 - H = 0.8 \cdot H_{soletta}$ (se non diversamente indicato)
Acciaio ex-St 37-3K (S235J2G3+C450)

$f_{yk} > 350 \text{ MPa}$	tensione caratteristica a snervamento
$f_{uk} > 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica a rottura
$E_s = 206000 \text{ MPa}$	modulo elastico

4.2.6 Saldature

Con elettrodi rivestiti (secondo UNI 5132-74) corrispondenti ai tipi E52 per acciaio S355, classe di qualità 3B e 4B per spessori $\leq 20 \text{ mm}$ e 4B per spessori $> 20 \text{ mm}$ e rivestimento di tipo basico. Per strutture che lavorano a temperatura di esercizio minore di 0°C , qualunque sia l'acciaio e lo spessore, saranno usati elettrodi di classe 4B.

A filo continuo sotto flusso o in atmosfera protettiva (M.A.G.) con materiale di apporto o accoppiamento filo-flusso omologati dagli enti ufficiali.

I procedimenti adottati saranno omologati da un ente ufficiale presso lo stabilimento di costruzione per gli spessori e i collegamenti previsti in progetto.

4.2.7 Isolatori

Per l'isolamento sismico del ponte in oggetto si prevede l'utilizzo di un'unica tipologia di isolatori elastomerici. Nella definizione dei dispositivi si è fatto riferimento a dei prodotti attualmente in commercio. Tuttavia, si evidenzia che potranno esser adottati dei dispositivi fabbricati da un differente produttore, ovviamente a patto che questi ultimi siano dotati di caratteristiche tecniche del tutto equivalenti (*comunque "non inferiori"*) a quelle di seguito definite.

Nella fattispecie, le caratteristiche dell'isolatore sono riepilogate di seguito:

TIPO	D (mm)	H _{tot} (mm)	LxL (mm)	T _g (mm)	S	K _v (kN/mm)	K _{eff} (kN/mm)	d _{bd} (mm)	H _{dbd} (kN)	N _{slu} (kN)	N _{slc} (kN)	d _{ed} (mm)
TDRI - 550 - NM - 104	550	200	600X600	104	15.4	1390	1,91	130	248	6000	4200	200

4.2.8 Legno massiccio

Per la realizzazione del piano di calpestio della passerella ciclo-pedonale si è previsto l'utilizzo di legno massiccio conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 14081-1.

Nel caso specifico, si è scelto di utilizzare legno massiccio **C24** di cui si riportano le caratteristiche meccaniche ai sensi della EN 338.

Classi di resistenza		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
		Resistenze (N/mm ²)											
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Taglio	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
		Modulo elastico (kN/mm ²)											
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
		Massa volumica (kN/m ³)											
Massa volumica caratteristica	Q_k	2,90	3,10	3,20	3,30	3,40	3,50	3,70	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60
Massa volumica media	Q_m	3,50	3,70	3,80	3,90	4,10	4,20	4,50	4,60	4,80	5,00	5,20	5,50

Si è fatto riferimento alla classe di servizio 1.

Classe di servizio	Condizioni ambientali	
	Umidità del materiale a una	Umidità dell'aria costante
1	temperatura di 20 °C	≤ 65% per poche settimane all'anno
2	temperatura di 20 °C	≤ 85% per poche settimane all'anno
3	Condizioni climatiche con umidità superiore a quella della classe 2	

5 Analisi dei carichi

I carichi utilizzati per il dimensionamento degli elementi strutturali sono quelli previsti dalle norme vigenti. Le verifiche sono condotte nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE) e degli Stati Limite Ultimi (SLU). Per i materiali si assumono i seguenti valori caratteristici dei pesi specifici:

- peso specifico del calcestruzzo armato: 25,0 KN/m³
- peso specifico dell'acciaio: 78,5 KN/m³
- peso specifico pavimentazione: 20,0 kN/m³

Di seguito viene riportata l'analisi dei carichi per la valutazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura.

Nel caso specifico, trattandosi di opere da ponte, per la definizione dei carichi e delle azioni da doversi considerare si è fatto utile riferimento al cap. 5 delle NTC18:

- azioni permanenti (g_1 e g_2);
- distorsioni, ivi comprese quelle dovute a pre - sollecitazioni di progetto e quelle di origine termica (ϵ_2 , ϵ_3 e ϵ_4);
- azioni variabili da traffico (q_1 , q_2 , q_3 e q_4);
- azioni variabili di vento e neve (q_5);
- azioni sismiche (q_6);
- azioni eccezionali (q_8).

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto (*azioni di lunga durata*).

5.1 Azioni permanenti (G)

Il peso proprio della carpenteria metallica è determinato in automatico dal programma di calcolo in base alle geometrie modellate. Per tener conto del peso aggiuntivo dovuto al piastrame ed alla bulloneria, il peso specifico dell'acciaio è stato amplificato del 20%.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi delle altre parti strutturali e non:

Peso soletta (G1)

Soletta	γ_{cls}	25,00 kN/m ³		peso specifico del cls armato
	b_sol	9,50 m		larghezza totale soletta
	h_sol	0,25 m		spessore medio soletta
	G1_sol	59,38 kN/m	$\gamma_{cls} * b_{sol} * h_{sol}$	peso soletta per unita di lunghezza del ponte
	G1_sol_1	6,25 kN/m ²	$\gamma_{cls} * h_{sol}$	peso soletta per metro quadro
Cordoli	b_cor	0,50 m		base del cordolo
	h_cor	0,45 m		altezza del cordolo
	n_cor	2 -		numero cordoli
	G1_cor	5,00 kN/m	$n_{cor} * b_{cor} * (h_{cor} - h_{sol}) * \gamma_{cls}$	peso cordolo per unita di lunghezza del ponte
	G1_cor_1	2,50 kN/m	$b_{cor} * (h_{cor} - h_{sol}) * \gamma_{cls}$	peso cordoli per unita di lunghezza
	G1_tot	64,38 kN/m	G1_sol+G1_cor	peso totale soletta per unita di lunghezza del ponte
	G1_tot_1	6,78 kN/m²	G1_sol_1+(G1_cor/b_sol)	peso totale soletta per metro quadro

Peso pavimentazione e sicurvia (G2)

Binder	γ_{binder}	20,00 kN/m ³		peso specifico del binder
	b_bin	8,50 m	$b_{sol} - (n_{cor} * b_{cor})$	larghezza totale di binder
	h_bin	0,15 m		spessore medio binder
	G2_bin	25,50 kN/m	$\gamma_{binder} * b_{bin} * h_{bin}$	peso binder per unita di lunghezza del ponte
	G2_bin_1	3,00 kN/m ²	$\gamma_{binder} * h_{bin}$	peso binder per metro quadro
Asfalto	$\gamma_{asfalto}$	13,00 kN/m ³		peso specifico asfalto
	b_asf	8,50 m	$b_{sol} - (n_{cor} * b_{cor})$	larghezza totale di asfalto
	h_asf	0,04 m		spessore medio asfalto
	G2_asf	4,42 kN/m	$\gamma_{asfalto} * b_{asf} * h_{asf}$	peso asfalto per unita di lunghezza del ponte
	G2_asf_1	0,52 kN/m ²	$\gamma_{asfalto} * h_{asf}$	peso asfalto per metro quadro
Sicurvia	$\gamma_{sicurvia}$	1,50 kN/m		peso unitario sicurvia
	n_sic	2 -		numero sicurvia
	G2_sic	3,00 kN/m	$n_{sic} * \gamma_{sicurvia}$	peso sicurvia per unita di lunghezza del ponte
	G2_sic_1	1,50 kN/m	$\gamma_{sicurvia}$	peso sicurvia per unita di lunghezza
		G2_tot	32,92 kN/m	G2_bin+G2_asf+G2_sic
	G2_tot_1	3,84 kN/m²	G2_bin_1+G2_asf_1+(G2_sic/b_s	peso tot. pavimentazione per metro quadro

Peso parapetti e grigliato (Passerella) (G2)

Parapetti	γ parapetto	1,50 kN/m		<i>peso unitario parapetto</i>
	n_par	1 -		<i>numero parapetti</i>
	G2_par	1,50 kN/m	n_par* γ parapetto	<i>peso parapetti per unità di lunghezza del ponte</i>
	G2_par_1	1,50 kN/m	γ parapetto	<i>peso parapetti per unità di lunghezza</i>
Grigliato	γ grigliato	0,60 kN/m ²		<i>peso unitario grigliato</i>
	n_grig	1 -		<i>numero passerelle</i>
	G2_grig	0,60 kN/m	n_grig* γ grigliato	<i>peso grigliato per unità di lunghezza del ponte</i>
	G2_grig_1	0,60 kN/m ²	γ grigliato	<i>peso grigliato per metro quadro</i>
	G2_tot	2,10 kN/m	G2_par+G2_grig	<i>peso tot. par. + grig. per unità di lungh. del ponte</i>
	G2_tot_1	0,60 kN/m²	G2_grig_1	<i>peso tot. par. + grig. per metro quadro</i>

Veletta e impianti (G2)

Veletta	γ veletta	1,00 kN/m		<i>peso unitario veletta</i>
	n_vel	2 -		<i>numero velette</i>
	G2_vel	2,00 kN/m	n_vel* γ veletta	<i>peso veletta per unità di lunghezza del ponte</i>
	G2_vel_1	1,00 kN/m	γ veletta	<i>peso veletta per unità di lunghezza</i>
Impianti	γ impianti	0,40 kN/m		<i>peso unitario impianti</i>
	n_imp	2 -		<i>numero impianti</i>
	G2_imp	0,80 kN/m	n_imp* γ impianti	<i>peso impianti per unità di lunghezza del ponte</i>
	G2_imp_1	0,40 kN/m	γ impianti	<i>peso impianti per metro quadro</i>
	G2_tot	2,80 kN/m	G2_vel+G2_imp	<i>peso tot. vel. + imp. per unità di lungh. del ponte</i>
	G2_tot_1	0,29 kN/m²	(G2_vel+G2_imp)/b_sol	<i>peso tot. vel. + imp. per metro quadro</i>

5.2 Distorsioni (ϵ)

5.2.1 Effetti reologici: ritiro e viscosità (ϵ_2)

Durante la fase di costruzione del ponte stradale in questione, per ciò che concerne il coefficiente di viscosità e la deformazione da ritiro (%) al variare del tempo, vengono considerati i valori illustrati di seguito.

La viscosità ed il ritiro sono dei processi reologici dipendenti dal tempo e la loro trattazione numerica risulta alquanto complessa. Perlopiù, le diverse trattazioni presenti in letteratura si basano sulla suddivisione del tempo in diversi segmenti all'interno dei quali si sviluppa una procedura di tipo approssimata.

Per quanto concerne il ritiro, i valori di deformazione del calcestruzzo libero di deformarsi vengono calcolati all'interno del software di calcolo utilizzato per la progettazione del ponte, secondo l'EC2, attraverso le seguenti formule:

$$\varepsilon_{cs}(t-t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t-t_s)$$

dove:

t = età del cls in gg

t_s = età del cls in gg al momento della contrazione

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \left[(t-t_s) / (0.035 \cdot h_0^2 + t-t_s) \right]^{0.5}$$

$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$ è la dimensione fittizia in millimetri

in cui:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + B_{sc} \cdot (90 - f_{cm})] \cdot 10^6$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \cdot \beta_{sRH} \text{ (per strutture esposte all'aria)}$$

$$\beta_{RH} = 0.25 \text{ (per strutture immerse)}$$

$$\beta_{sRH} = 1 - [RH/100]^3$$

RH = umidità relativa

$B_{sc} = 5$ per cls ad indurimento medio o rapido

Il ritiro provoca una contrazione nel calcestruzzo che si trasmette in forma di compressione nella sottostante struttura metallica. La compressione, agendo con una certa eccentricità, provoca nella sezione metallica sollecitazioni di pressoflessione.

La viscosità del calcestruzzo influenza nelle strutture isostatiche solamente le deformazioni degli elementi, senza far variare lo stato tensionale. Invece, se lo schema strutturale è iperstatico, si

assiste ad una redistribuzione delle sollecitazioni causata dalla viscosità. In alcune situazioni questo effetto elimina una parte importante delle coazioni che vengono imposte su una struttura, come può succedere, ad esempio, per un cedimento di uno dei vincoli o per la precompressione. Infatti, se si considera un generico elemento in calcestruzzo sottoposto ad un'azione costante σ_b , quello che si osserva è una dipendenza nel tempo delle deformazioni dalle sollecitazioni:

$$\varepsilon = \varphi_t \cdot \frac{\sigma_b}{E_b}$$

che rappresenta la generica espressione della legge di viscosità, dove:

- φ_t è il coefficiente di viscosità;
- σ_b è la tensione costante applicata al tempo t_0 ;
- E_b è il modulo di elasticità cls.

La problematica maggiore è legata essenzialmente al fatto che i valori di φ devono essere collegati ai diversi valori di E_b , anche se l'approssimazione al modulo di elasticità a 28 giorni, a meno di casi particolari, risulta accettabile. Il codice di calcolo utilizzato tiene conto della viscosità del calcestruzzo nella definizione delle sezioni trasversali attraverso la determinazione dei coefficienti φ per ogni fase, seguendo una curva φ - t fornita da normativa, in funzione dei parametri che influenzano tale fenomeno (*condizioni ambientali e dimensioni della sezione*). Si è scelto di seguire la normativa EN 1992-1-1:2004 (E) la quale valuta l'andamento nel tempo del coefficiente di viscosità come:

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

dove:

- φ_0 è il coefficiente teorico di viscosità stimato come:

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

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

in cui:

- RH è l'umidità relativa espressa in %
- $\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene in conto la resistenza del calcestruzzo (f_{cm} resistenza media del cls a 28 giorni) valutato come:

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

- $\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene in conto l'età del calcestruzzo valutato come:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})}$$

- h_0 è la dimensione teorica del componente espressa in mm e data dal rapporto tra il doppio dell'area della sezione trasversale (A_c) ed il perimetro a contatto con l'atmosfera (u):

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

- $\beta(t, t_0)$ è il coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico e viene stimato come:

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

dove:

- t è l'età del calcestruzzo in giorni al tempo considerato
- t_0 è l'età del calcestruzzo all'applicazione del carico, in giorni
- β_H è un coefficiente che dipende dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione teorica (h_0 in mm). Esso può essere stimato come:

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

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

- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ sono i coefficienti che tengono in conto l'influenza della classe di calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

In ogni punto della sezione trasversale nasceranno, a causa delle tensioni agenti e delle caratteristiche viscosive assegnate, possibili variazioni dello stato tensionale. Ciò genererà uno squilibrio che verrà compensato (*ipotesi Bernoulliana*) con un incremento di deformazione. La

metodologia di seguito sinteticamente riproposta, permette di ricavare la variazione di deformazione per ogni step di costruzione, a partire dalle sollecitazioni risultanti dallo step precedente e che va a modificare le sollecitazioni totali considerate nel passo successivo. Si ha quindi un'analisi piuttosto accurata delle variazioni di tensioni nella struttura durante le varie fasi. L'approccio generale per l'età effettiva del cls τ parte dall'equazione differenziale, che conduce ad un'equazione integrale mediante integrazione nel tempo:

$$\frac{\partial \varepsilon_b(t)}{\partial \tau} = \frac{\sigma}{E_b} (1 + \varphi(t, \tau))$$

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_0}{E_b} (1 + \varphi(t, \tau_0)) + \int_{\tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E_b} \cdot (1 + \varphi(t, \tau)) d\tau + \varepsilon_s(t)$$

La risoluzione di tale equazione integrale viene approssimata con un'equazione algebrica (si rimanda per ulteriori dettagli agli appositi studi di Tros e Zerna) attraverso l'introduzione dei coefficienti di rilassamento ρ di seguito sinteticamente riproposti:

$$\rho(t, \tau_0) = \frac{\int_{\tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) d\tau}{[\sigma(t) - \sigma(\tau_0)] \cdot \varphi(t, \tau_0)} \leq 1$$

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_0}{E_b} \cdot (1 + \varphi(t, \tau_0)) + \frac{\sigma(t) - \sigma_0}{E_b} \cdot [(1 + \rho(t, \tau_0) \cdot \varphi(t, \tau_0))] + \varepsilon_s(t)$$

Infine, le relazioni base della viscosità e del rilassamento risultano:

$$\sigma_{st, k+S} = E_{st} \varepsilon_k + S - E_{st} \varepsilon_{relax}$$

$$\sigma_{st, k+S} = \frac{Eb}{1 + \rho\varphi} \varepsilon_{k+S} + \frac{\sigma(t) - \sigma_0}{E_b} [(1 + \rho(t, \tau_0) \cdot \varphi(t, \tau_0))] + \varepsilon_s(t)$$

Con l'integrazione di queste tensioni e dei loro momenti si ha un sistema di equazioni in tre incognite (ε_0 , ε_y , ε_z).

Pertanto, come già accennato, per effetto dei fenomeni reologici, in una struttura iperstatica viene generato uno stato di sollecitazione dipendente dalla rigidità flessionale della trave. Il software, in modo automatico, permette di tenere conto della variazione del modulo di elasticità del cls in funzione della variabilità del coefficiente di ritiro e di viscosità e di valutare, dunque, le sollecitazioni indotte da questi fenomeni.

Nella seguente tabella vengono riportate le fasi costruttive implementate all'interno del software di calcolo utilizzato per la progettazione del ponte. Nella fasi di costruzione 20, 23, 26, 50, 51, 60, 61, 65, 66 e 67 vengono valutati i valori del coefficiente di viscosità e di ritiro, nonché le sollecitazioni indotte da questi fenomeni.

Fasi di costruzione:

- CS 7 → montaggio macro - conci laterali in acciaio
- CS 9 → montaggio macro - concio centrale in acciaio
- CS 10 → installazione delle predalles e delle armature
- CS 19 → getto campo C1 di soletta
- CS 22 → getto campi C2 di soletta
- CS 25 → getto campi C3 di soletta
- CS 55 → ultimazione dell'impalcato completo delle finiture

Construction Stages

CS	Type	t [d]	RH [%]	T [°C]	laun_1 [m]	laun_2 [m]	Designation
7	G_1						Struttura metallica -S1
9	G_1						Struttura metallica -S2
10	G_2						Predalles
19	G_1						Calcestruzzo-C1
20	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
22	G_1						Calcestruzzo-C2
23	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
25	G_1						Calcestruzzo-C3
26	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
50	C_1	6	80	15			Viscosità e ritiro a fine costr
51	C_1	8	80	15			Viscosità e ritiro a fine costr
55	G_2						Carichi permanenti non struttura
60	C_1	6	80	15			Viscosità e ritiro apertura tra
61	C_1	8	80	15			Viscosità e ritiro apertura tra
65	C_2	370	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a
66	C_2	3474	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a
67	C_2	32656	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a

CS number of the construction stage RH relative humidity
 Type type of the action T temperature in creep interval
 t effective duration of creep interval
 laun_1 launching distance of this construction stage for launching from side 1
 laun_2 launching distance of this construction stage for launching from side 2

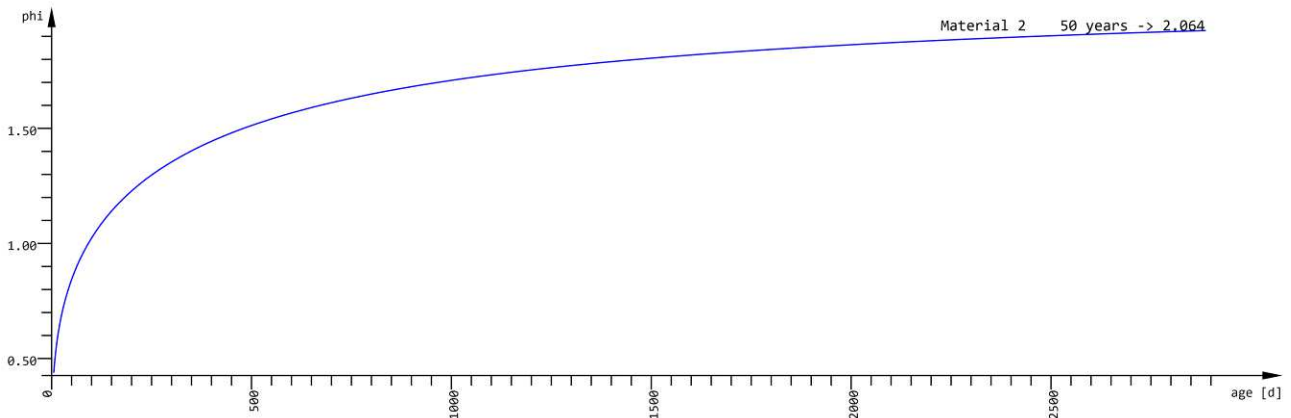


Figura 5-1: Andamento del coefficiente di viscosità nel tempo $h_0 = 0.350m$ - $T_0 = 3gg$ - Temp = 15° - RH = 80%

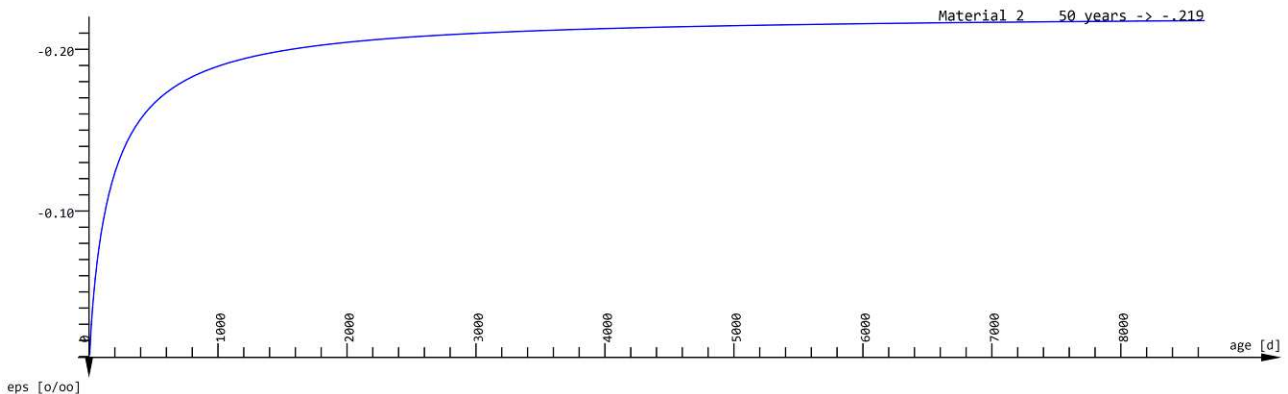


Figura 5-2: Andamento del coefficiente di ritiro nel tempo $h_0 = 0.350\text{m}$ - Temp= 15° - RH = 80%

5.2.2 Deformazioni termiche (ϵ_3)

La massima e minima temperatura dell'aria all'ombra alle quali la struttura è soggetta sono ricavate dalle *Mappe delle temperature massime e minime dell'aria all'ombra a livello del mare (Appendice Nazionale alla EN 1991-1-5)*.

Per la zona in cui si trova il ponte (*Zona I*) si hanno i seguenti valori di temperatura all'ombra massima e minima:

- Tmax = 42°C
- Tmin = -15°C

Poiché il sito in questione si trova ad un'altitudine di 13m s.l.m., le temperature massime e minime possono essere determinate mediante le seguenti espressioni:

<u>Zona I</u>	
$T_{\min,h} = T_{\min} - 4,38 \text{ h}/1000$	
$T_{\max,h} = T_{\max} - 6,16 \text{ h}/1000$	
<u>Zona II</u>	
$T_{\min,h} = T_{\min} - 5,49 \text{ h}/1000$	
$T_{\max,h} = T_{\max} - 1,95 \text{ h}/1000$	
<u>Zona III</u>	
$T_{\min,h} = T_{\min} - 6,91 \text{ h}/1000$	
$T_{\max,h} = T_{\max} - 0,35 \text{ h}/1000$	
<u>Zona IV</u>	
$T_{\min,h} = T_{\min} - 8,58 \text{ h}/1000$	
$T_{\max,h} = T_{\max} - 1,59 \text{ h}/1000$	

Figura 5-3: A.1(1) – Nota 2 - *Appendice Nazionale alla EN 1991-1-5*



Figura 5-4: A.1(1) – Nota 2 - *Appendice Nazionale alla EN 1991-1-5*

La temperatura di riferimento al momento della costruzione è assunta, secondo il punto 3.5.4 delle NTC18, pari a:

- $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$

Infine, in accordo a quanto riportato nella tabella 6.1 dell'EN 1991-1-5, per i ponti misti occorre considerare i seguenti gradienti termici lineari:

- estradosso del ponte più caldo di 15°C
- estradosso del ponte più freddo di 18°C

Di seguito si riporta il riepilogo delle azioni termiche uniformi e differenziali considerate.

Variazione termica uniforme (q7)

Parametri generali	h	13 m s.l.m.		altitudine del sito
	Tmin	-15 °C		temperatura minima a livello del mare
	Tmax	42 °C		temperatura massima a livello del mare
	Zona	I -		zona climatica
	Tmin,h	-15,06 °C	cfr. A.1(1) - nota 2 - DAN EN1991-	temperatura minima alla quota del sito
	Tmax,h	41,92 °C	cfr. A.1(1) - nota 2 - DAN EN1991-	temperatura massima alla quota del sito
	T0	15 °C	cfr. A.1(3) - nota - DAN EN1991-1-	temperatura iniziale di riferimento
	Te,min	-11,06 °C	Tmin,h+4°C	temperatura uniforme minima del ponte
	Te,max	45,92 °C	Tmax,h+4°C	temperatura uniforme massima del ponte
	Δtu,con	26 °C	T0-Te,min	ΔT negativo da applicare per il ponte (contrazione)
Δtu,exp	31 °C	Te,max-T0	ΔT positivo da applicare per il ponte (espansione)	
Δtu,con,j	46 °C	T0-Te,min+20°C	ΔT negativo da applicare per i giunti (contrazione)	
Δtu,exp,j	51 °C	Te,max-T0+20°C	ΔT positivo da applicare per i giunti (espansione)	

Gradiente di temperatura (q7)

ΔT1,pos	15 °C	cfr. EN1991-1-5	Temperatura soletta +15°C rispetto alle travi
ΔT1,neg	-18 °C	cfr. EN1991-1-5	Temperatura soletta -18°C rispetto alle travi

Ai sensi di quanto indicato al §6.1.5 dell'EN 1991-1-5, è necessario tener conto della simultaneità degli effetti dovuti alla variazione uniforme di temperatura e del gradiente termico secondo la combinazione seguente:

$$\Delta t_{1,pos} \text{ (o } \Delta t_{1,neg}) + \omega_N \times \Delta t_{u,exp} \text{ (o } \Delta t_{u,con})$$

$$\omega_M \times \Delta t_{1,pos} \text{ (o } \Delta t_{1,neg}) + \Delta t_{u,exp} \text{ (o } \Delta t_{u,con})$$

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

5.2.3 Cedimenti vincolari (ε4)

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificiali e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nel caso di ponti a travata continua andrà ipotizzato che una qualsiasi delle fondazioni, da individuarsi nel modo più sfavorevole, a seconda della verifica che si sta eseguendo, subisca un cedimento differenziale rispetto a quelle adiacenti; tale cedimento non potrà mai risultare inferiore a 1/5000 della luce media fra le due campate adiacenti la fondazione in esame. In ogni caso, nell'analisi di deformabilità delle fondazioni, i cedimenti differenziali "δ" fra le

fondazioni adiacenti, calcolati considerando agenti tutte le azioni permanenti con il loro valore caratteristico, dovranno rispettare i seguenti limiti:

- $\delta \leq \frac{L_{med}}{1000}$ per travi appoggiate
- $\delta \leq \frac{L_{med}}{5000}$ per travi continue

dove L_{med} = luce media delle campate poggianti sulla fondazione in esame.

Per il caso in esame risulta quindi: $\delta \leq \frac{L_{med}}{5000} = \frac{(20000 + 25000) / 2}{5000} = 0.45cm$

5.3 Azioni variabili da traffico (Q_1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel §5.1.3.3.3 delle NTC2018 e sono disposti su corsie convenzionali come indicato al §5.1.3.3.2.

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (*intero*) possibile di tali corsie su di essa sono stati calcolati conformemente alla tab. 5.1.1 delle NTC2018.

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

Nel caso in esame la procedura seguita è quella ripresa al punto a).

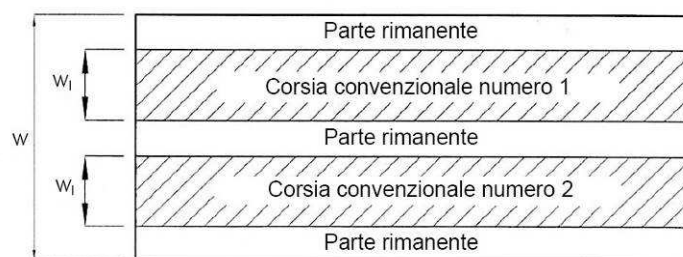


Tabella 5.1.1 - Numero e Larghezza delle corsie

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	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 5-5: Definizione delle corsie di carico e delle loro dimensioni

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 n°1, la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia n°2, ecc.. Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti. Per ciascuna verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli schemi di carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

5.3.1 Schemi di carico e categorie stradali

Le azioni variabili del traffico comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico. Il ponte in esame appartiene alla I^a categoria, pertanto, i carichi mobili descritti sono stati applicati con il loro intero valore.

1) Schema di carico 1:

È costituito da carichi concentrati su due assi tandem (TS), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40m, e da carichi uniformemente distribuiti (UDL) come mostrato nella figura seguente. 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.

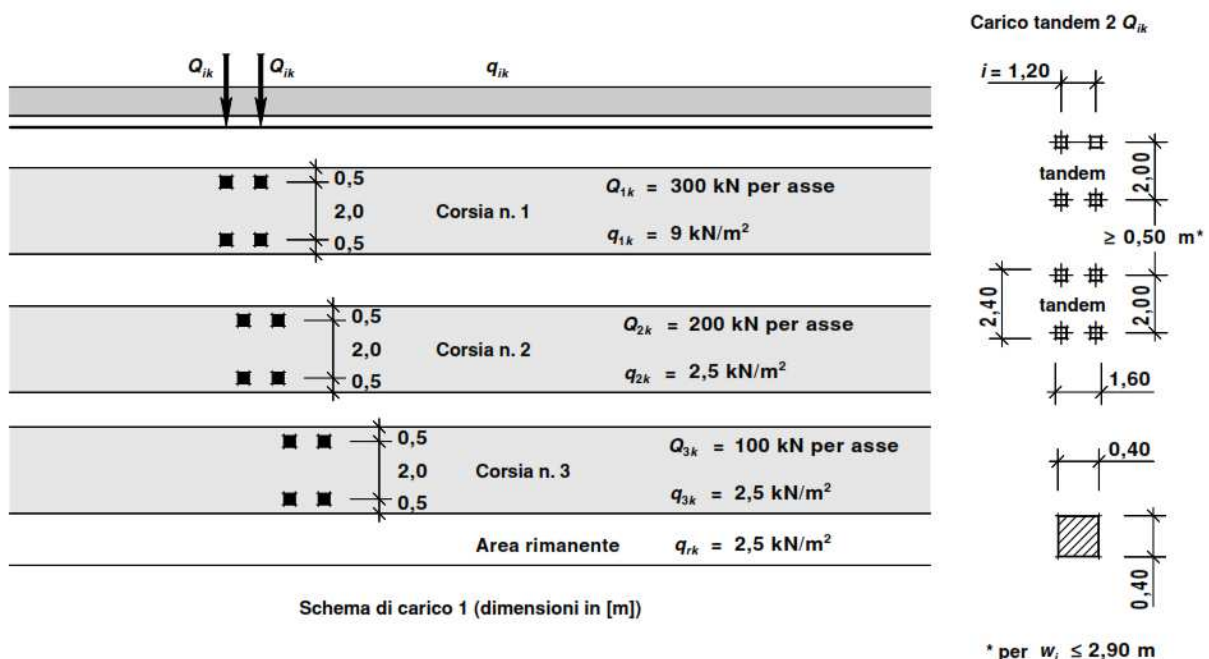


Figura 5-6: Schema di carico 1

I carichi mobili per ponti di I^a categoria utilizzati per le verifiche, considerando che trasversalmente si possono disporre al massimo 2 colonne di carico, sono i seguenti:

- Corsia n.1: carico asse Q1,k = 300 kN; q1,k = 9.0 kN/m²
- Corsia n.2: carico asse Q2,k = 200 kN; q2,k = 2.5 kN/m²

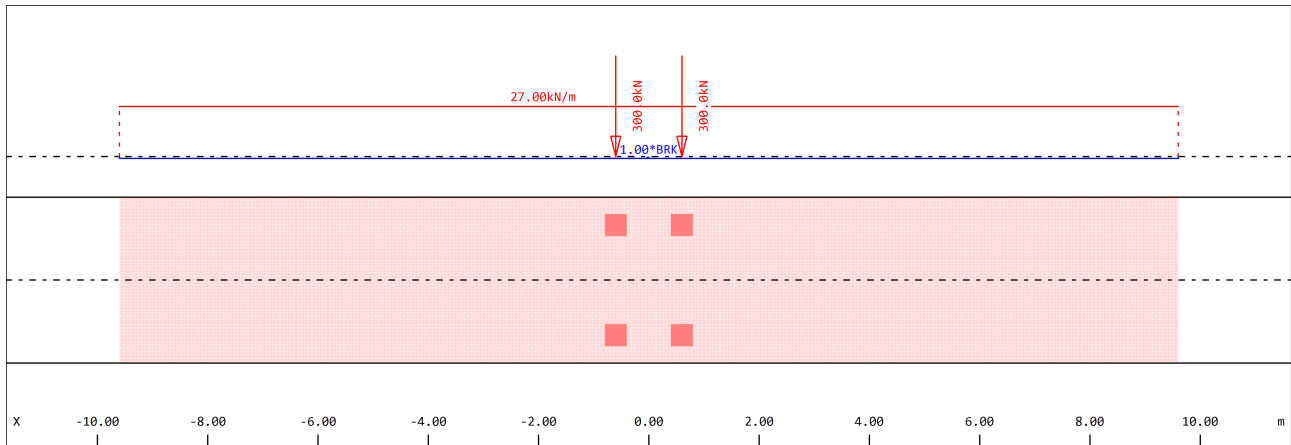


Figura 5-7: Schema di carico 1 – corsia n.1

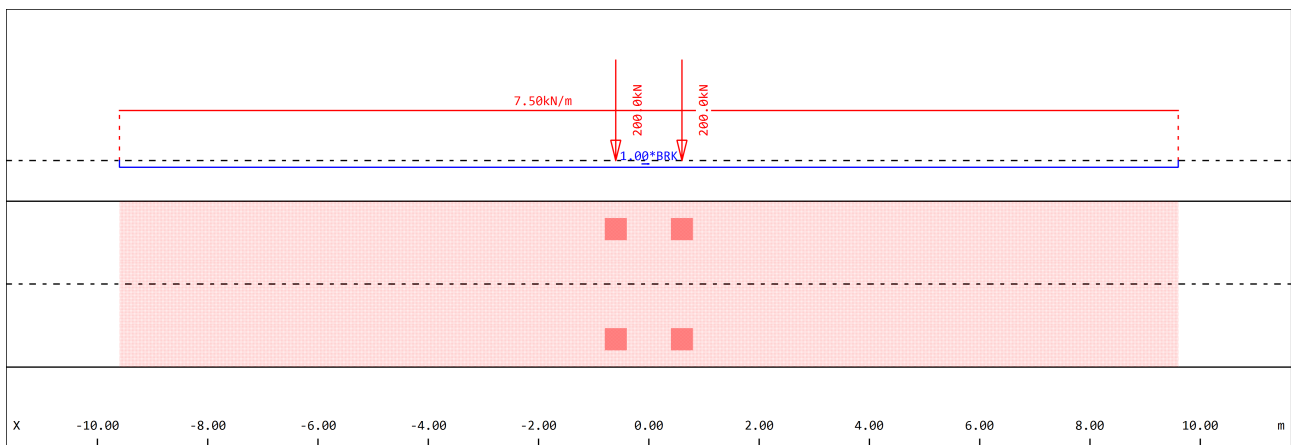


Figura 5-8: Schema di carico 1 – corsia n.2

5.3.1.1 Treni di carico

Nelle analisi numeriche effettuate sono stati considerati i seguenti treni di carico:

Treno di carico 101

Successione di carico	300.000 [-]
Carico assiale	300.0 [kN]
Banda di movimento	9.00 [kN/m ²]
Area residua	2.50 [kN/m ²]
Larghezza del carico	3.000 [m]
Successione di carichi in ambedue le direzioni	

Treno di carico 102

Successione di carico	200.000 [-]
Carico assiale	200.0 [kN]
Banda di movimento	2.50 [kN/m ²]
Area residua	2.50 [kN/m ²]
Larghezza del carico	3.000 [m]
Successione di carichi in ambedue le direzioni	

Di seguito si riportano le disposizioni trasversali dei carichi sulla carreggiata, utilizzate per determinare le sollecitazioni più sfavorevoli per le strutture di impalcato.

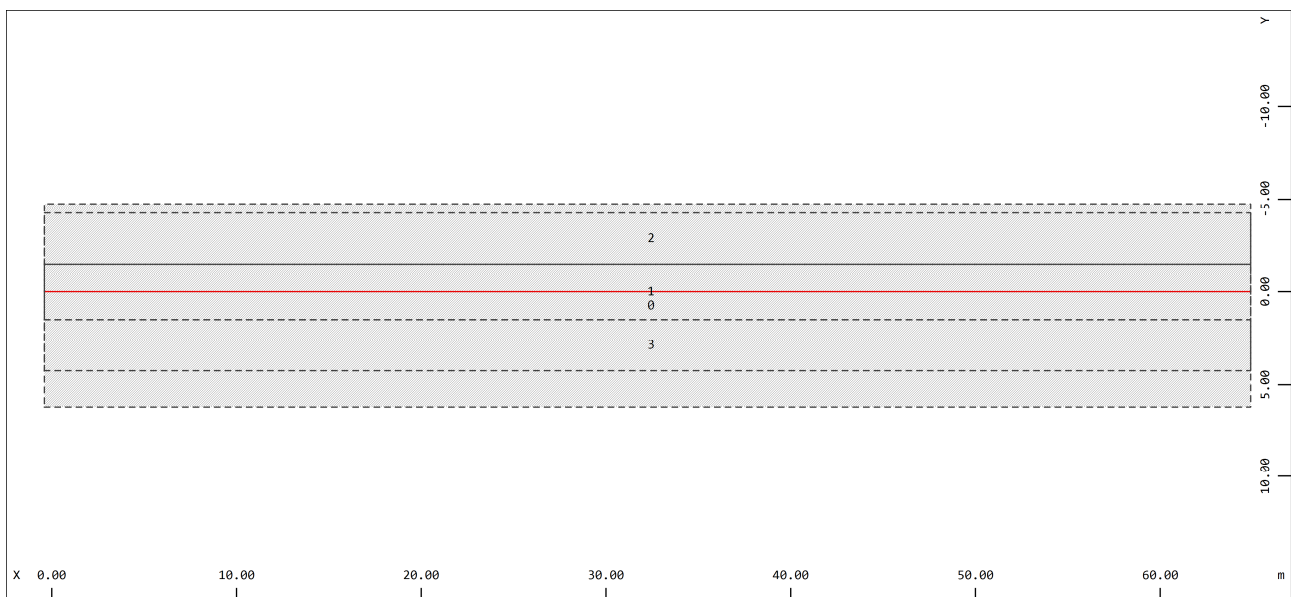


Figura 5-9: – Disposizione treni di carico in pianta (Asse1 = Treno di carico 101)

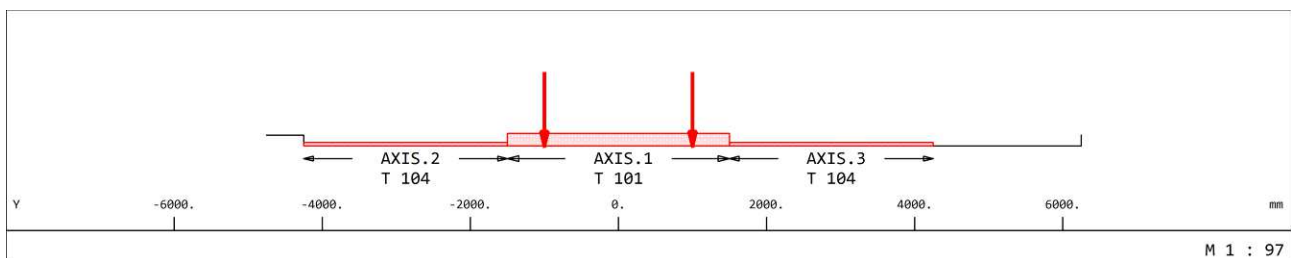


Figura 5-10: – Disposizione treni di carico in sezione (Asse1 = Treno di carico 101; Asse2 = Carico su area residua; Asse3 = Carico su area residua)

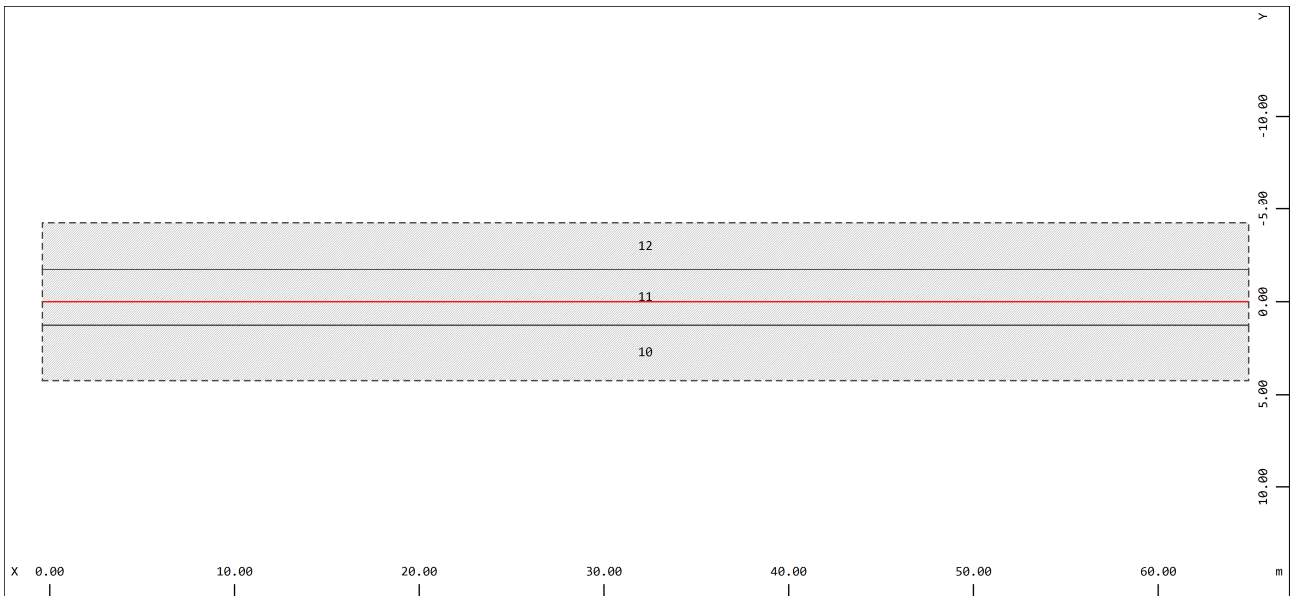


Figura 5-11: – Disposizione treni di carico in pianta (Asse10 = Treno di carico 101; Asse11 = Treno di carico 102)

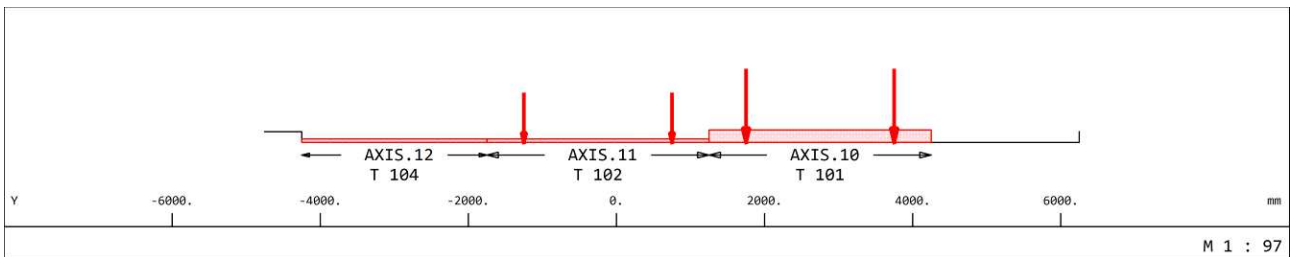


Figura 5-12: – Disposizione treni di carico in sezione (Asse10 = Treno di carico 101; Asse11 = Treno di carico 102; Asse12 = Carico su area residua)

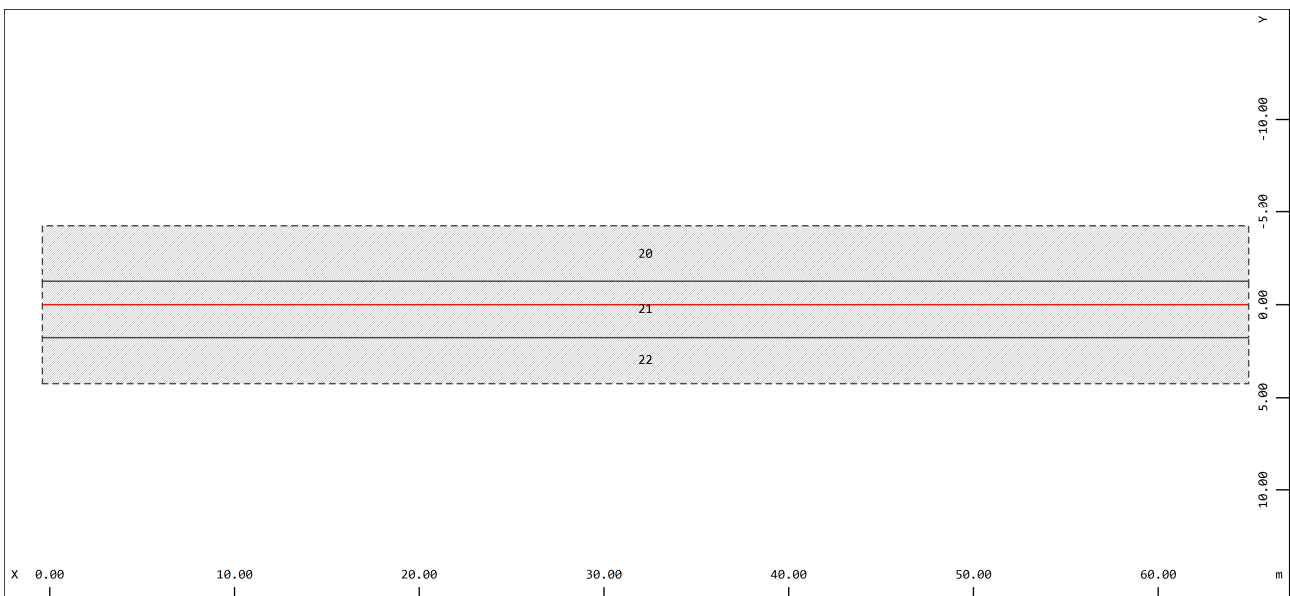


Figura 5-13: – Disposizione treni di carico in pianta (Asse20 = Treno di carico 101; Asse21 = Treno di carico 102)

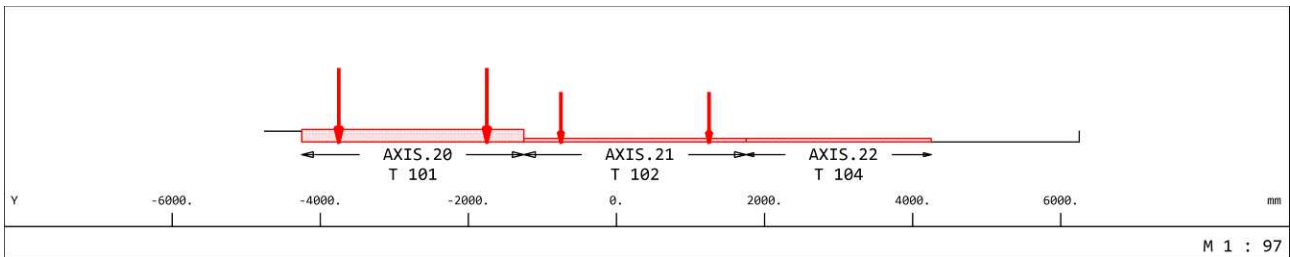


Figura 5-14: – Disposizione treni di carico in sezione (Asse20 = Treno di carico 101; Asse21 = Treno di carico 102; Asse22 = Carico su area residua)

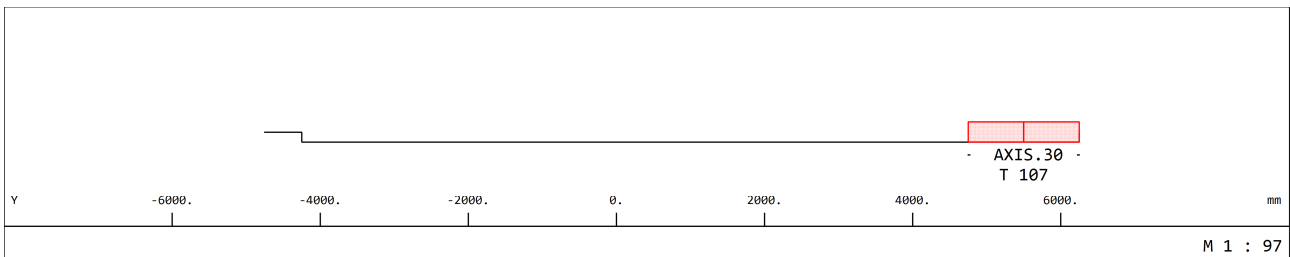


Figura 5-15: – Disposizione carico folla

Gli schemi di carico sono tali da massimizzare le sollecitazioni in appoggio e in campata, secondo la teoria delle linee d'influenza.

5.3.1.2 Altri carichi

Nelle analisi numeriche effettuate sono stati considerati anche i seguenti carichi:

2) Schema di carico 2:

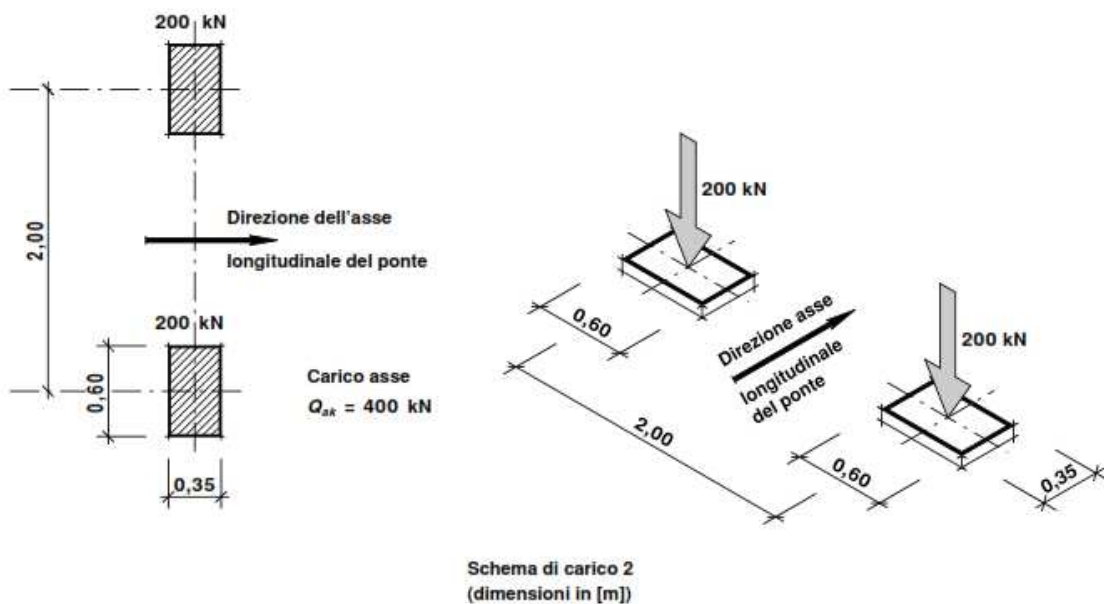


Figura 5-16: – Schema di carico 2

È costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60m ed altezza 0,35m, come mostrato nella figura seguente. Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è stato assunto a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso è stato considerato il peso di una singola ruota di 200kN.

3) Schema di carico 5:

È costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0\text{kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece di $2,5\text{kN/m}^2$. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie d'influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante. Nel caso specifico è stato applicato unicamente in corrispondenza della pista ciclopedonale laterale.

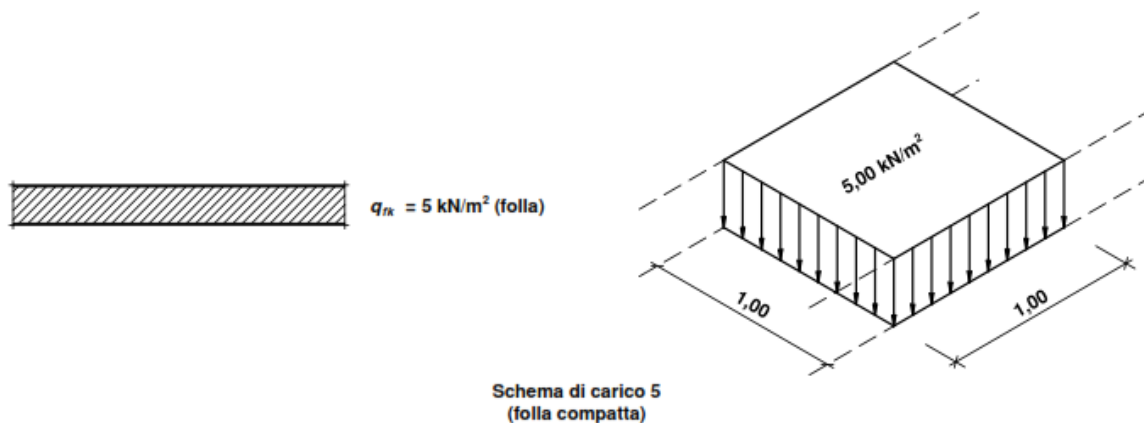


Figura 5-17: – Schema di carico 5

5.4 Effetti dinamici dei carichi mobili (Q₂)

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata. Per il caso in esame si è fatto riferimento ai soli carichi mobili, in quanto non si ravvisano particolari condizioni di rugosità.

5.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (Q₃)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e si applica a livello della pavimentazione come carico uniformemente distribuito, nel rispetto delle seguenti limitazioni:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

Nel caso specifico, la forza di frenatura/accelerazione massima è pari a:

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3.00 \cdot 65.00 = 536kN$$

$$q_3 = \frac{Q_3}{L} = \frac{536kN}{65m} = 8.25 \frac{kN}{m}$$

5.6 Azione del vento (Q₅)

Per quanto riguarda l'azione del vento, il Comune di Russi è localizzato in Zona 2 ad una quota a_s=13m s.l.m..

Di seguito si riporta il calcolo delle pressioni agenti sull'impalcato e le pile:

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri v_{b,0}, a₀, k_a

Zona	Descrizione	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

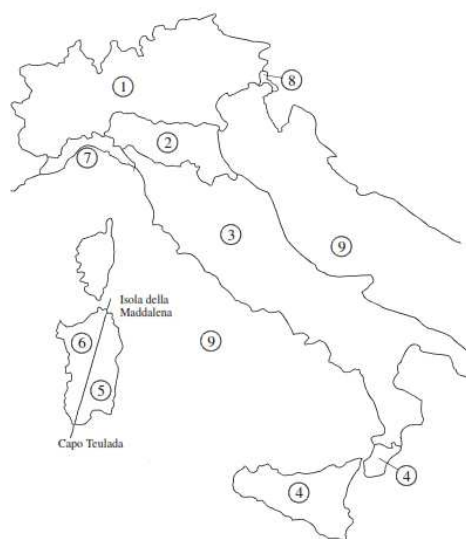


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Azione del vento (q5)

Parametri generali	Zona	2 -	Emilia Romagna	Zona (tab. 3.3.I - NTC)
	Tr	50 anni		Tempo di ritorno
	Vb,0	25,00 m/s		Velocità di riferimento del vento
	a0	750 m		Altezza di riferimento
	ks	0,45 -		
	as	13,00 m s.l.m.		Altitudine del sito
	Rugosità	D -		Classe di rugosità del terreno
	Vb	25,00 m/s	vb,0*ca	Velocità base di riferimento
	cr	1,00 -	0,75*radq(1-0,2*ln(-ln(1-1/Tr)))	Coefficiente di ritorno
	Vr	25,02 m/s	vb*cr	Velocità di riferimento
	qb	391,20 N/mq	1/2*1,25*vr ²	Pressione cinetica di riferimento
	Esposizione	II -		Categoria di esposizione
	Kr	0,19		
	z0	0,05		
	zmin	4,00		
	z	12,00 m		Altezza di calcolo azione del vento
Ct	1,00 -		Coefficiente di topografia	
Ce(z)	2,469 -	Kr ² *ct*ln(z/z0)*(7+ct*ln(z/z0))	Coefficiente di esposizione	
Cd	1,00 -		Coefficiente dinamico	
Pressione sull'impalcato	ht	1,15 m		Altezza media della trave
	hs	0,25 m		Spessore soletta
	hp	0,15 m		Spessore medio pavimentazione
	hv	3,00 m		Altezza veicolo
	dtot	4,55 m	ht+hs+hp+hv	Altezza totale di riferimento
	btot	9,50 m		Larghezza impalcato
	btot/dtot	2,09 m		Rapporto di forma impalcato
	cpx,impalc.	1,87 -	cfr. EN1991-1-4	Coefficiente di forma per l'impalcato
px,impalc.	1,81 kN/m²	qb*Ce(z)*Cd*cpx,impalc.	Pressione orizzontale sull'impalcato	
Pressione sulle pile	b	1,20 m		Base - sezione pila
	d	7,40 m		Altezza - sezione pila
	H	9,50 m		Altezza pila
	d/b	6,17 -		Rapporto di forma pila
	cf,0	1,00	cfr. EN1991-1-4	Coefficiente di forza per sezioni rettangolari
	r	0,80 m		Raggio di curvatura spigolo pila
	r/b	0,67 -		Rapporto di riduzione spigoli arrotondati
	ψr	0,50 -	cfr. EN1991-1-4	Coefficiente di riduzione spigoli arrotondati
	λ	7,92 -	H/b	Snellezza per effetti di estremità
	φ	1,00 -	cfr. EN1991-1-4	Rapporto di solidità
	ψλ	0,69 -	cfr. EN1991-1-4	Coefficiente riduttivo di estremità
cpx,pila	0,345 -	cf,0*ψr*ψλ	Coefficiente di forma per le pile	
px,pila	0,33 kN/m²	qb*Ce(z)*Cd*cpx,pila	Pressione orizzontale sulle pile	

5.6.1 Applicazione del carico

L'azione del vento è riconducibile, in accordo a quanto prescritto dalle NTC18 ad un carico orizzontale uniforme ed ortogonale all'asse longitudinale del ponte. Sono, inoltre, state considerate due diversi effetti:

- effetti da vento a ponte scarico: l'altezza dell'impronta di carico è assunta pari all'altezza d'impalcato;
- effetti da vento a ponte carico: la superficie di carico esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante e pari a 3.00m dalla pavimentazione stradale più l'altezza dell'impalcato.

Ponte scarico

$$H = h_{trave} + h_{soletta} = 1.15 + 0.25 = 1.40m$$

$$F_v = p_{x,imp} \cdot H = 1.81 \cdot 1.40 = 2.6 \frac{kN}{m}$$

$$e = \frac{H}{2} = \frac{1.40}{2} = 0.70m$$

$$M_t = F_v \cdot e = 2.6 \cdot 0.7 = 1.82 \frac{kNm}{m}$$

Ponte carico

$$H = h_{trave} + h_{soletta} + 3.00m = 1.15 + 0.25 + 3.00 = 4.40m$$

$$F_v = p_{x,imp} \cdot H = 1.81 \cdot 4.40 = 8.0 \frac{kN}{m}$$

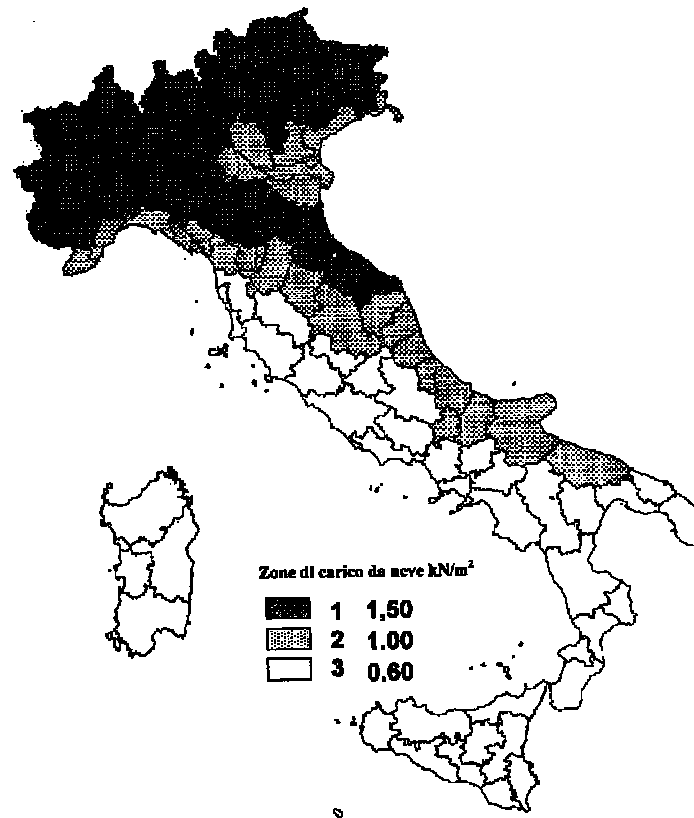
$$e = \frac{H}{2} = \frac{4.40}{2} = 2.20m$$

$$M_t = F_v \cdot e = 8.0 \cdot 2.2 = 17.6 \frac{kNm}{m}$$

In entrambi i casi le azioni così applicate danno luogo ad una sollecitazione torcente che provoca una flessione differenziale nelle travi principali.

5.7 Azione della neve (Q₅)

Per quanto riguarda l'azione della neve, il Comune di Russi è localizzato in Zona I ad una quota a_s=13m s.l.m..



Di seguito si riporta il calcolo dell'azione della neve agente sull'impalcato:

Azione della neve (q_5)

Neve	Zona	I -	Emilia Romagna	Zona neve
	as	13,00 m s.l.m.		Altitudine del sito
	q_{sk}	1,50 kN/m^2	cfr. [3.4.2] - NTC	Carico neve al suolo

5.8 Azioni sismiche (Q_6)

Il ponte in esame si trova nel Comune di Russi (RA).

Per la valutazione dell'azione sismica agente si esegue un'analisi modale completa con spettro di risposta, secondo le NTC2018.

Si riportano di seguito i parametri caratterizzanti gli spettri di risposta elastica, considerando un'accelerazione pari al 100%. Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno, le prove geognostiche hanno evidenziato la presenza di un suolo classificabile come C.

Localizzazione del sito di progetto:

- Latitudine sito: 44.35626 (ED50);
- Longitudine sito: 12.08499 (ED50);
- Terreno di tipo C;
- Categoria topografica T1.

Vita Nominale della struttura:

- $V_n = 50$ anni.

Coefficiente d'uso della costruzione:

- $C_u = 2$ (Classe d'uso IV).

Dati per la definizione dello spettro di risposta elastica allo **Stato Limite di Collasso** (SLC; $T_r = 1950$ anni):

- $a_g = 0.299$ g;
- $F_0 = 2.414$;
- $TC^* = 0.318$ s;
- $S = 1.267$.

Dati per la definizione dello spettro di risposta elastica allo **Stato Limite di Salvaguardia Vita** (SLV; $T_r = 950$ anni):

- $a_g = 0.234$ g;
- $F_0 = 2.414$;
- $TC^* = 0.304$ s;
- $S = 1.361$.

Noti tali parametri, le equazioni utilizzate per definire le forme spettrali (*in termini di accelerazione*) sono le seguenti:

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

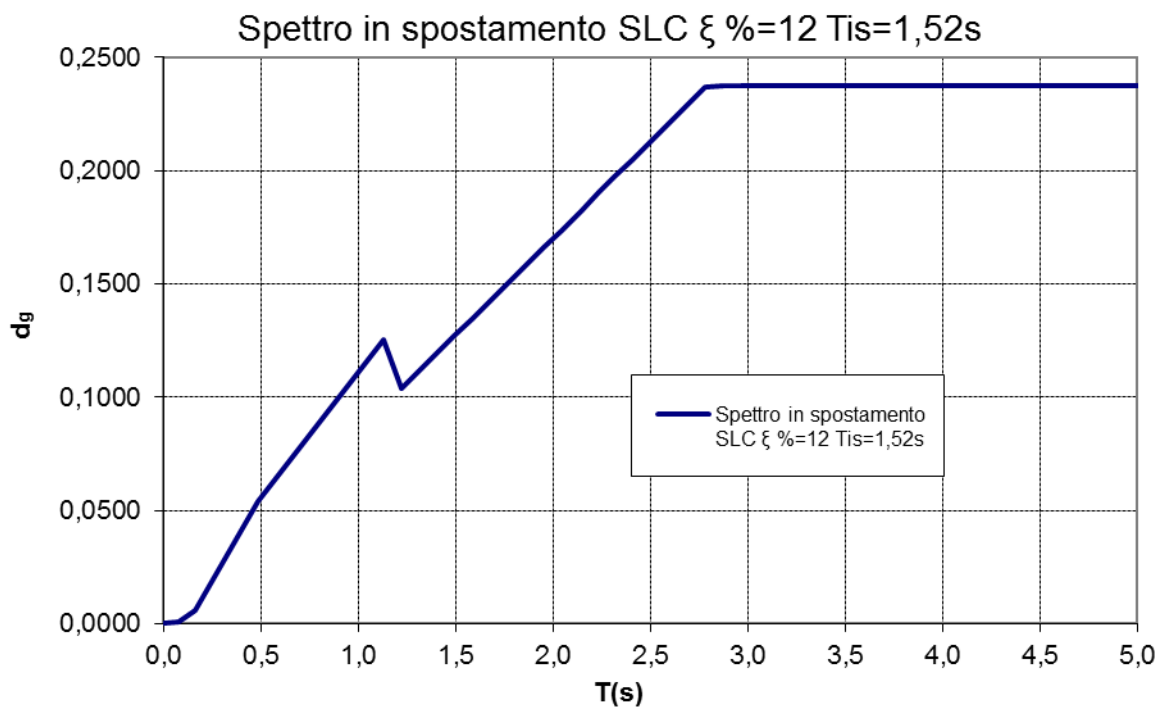
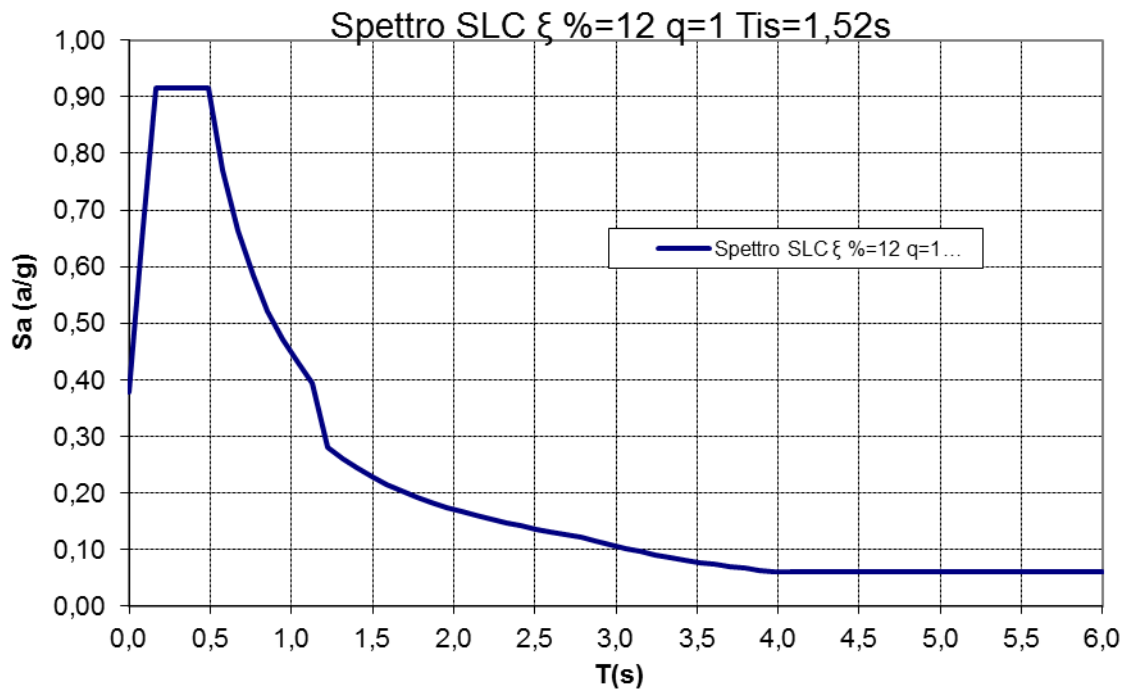
Nel caso di spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi (§ 3.2.3.5 NTC2018) le ordinate vengono ridotte sostituendo nelle formule precedenti η con $1/q$.

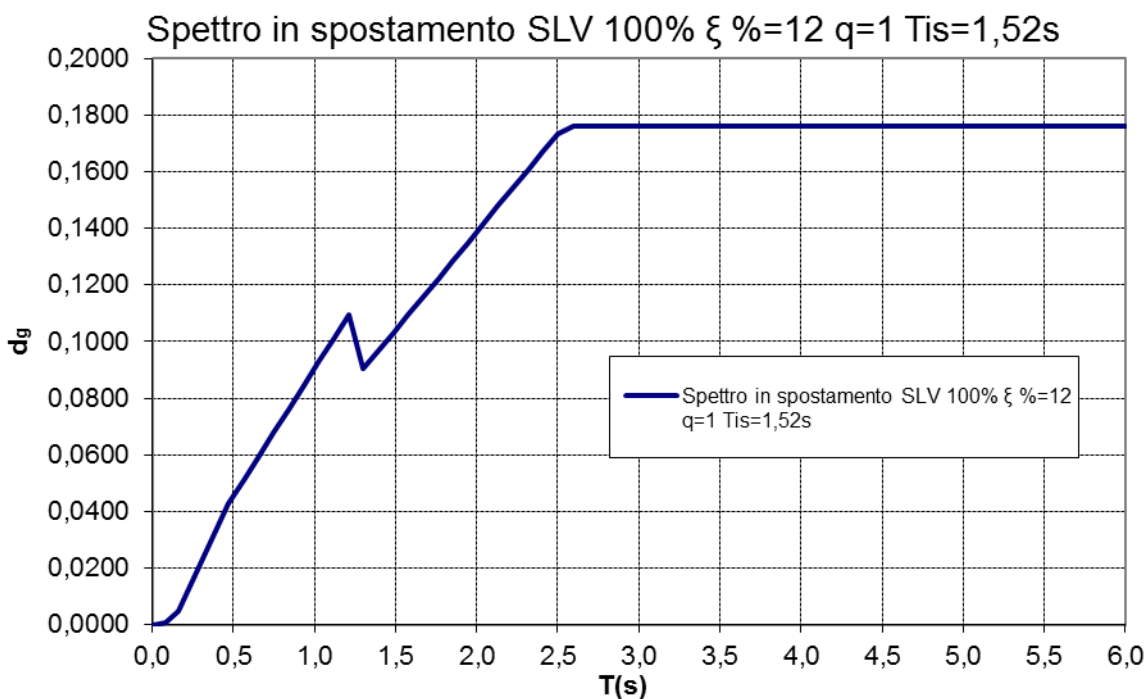
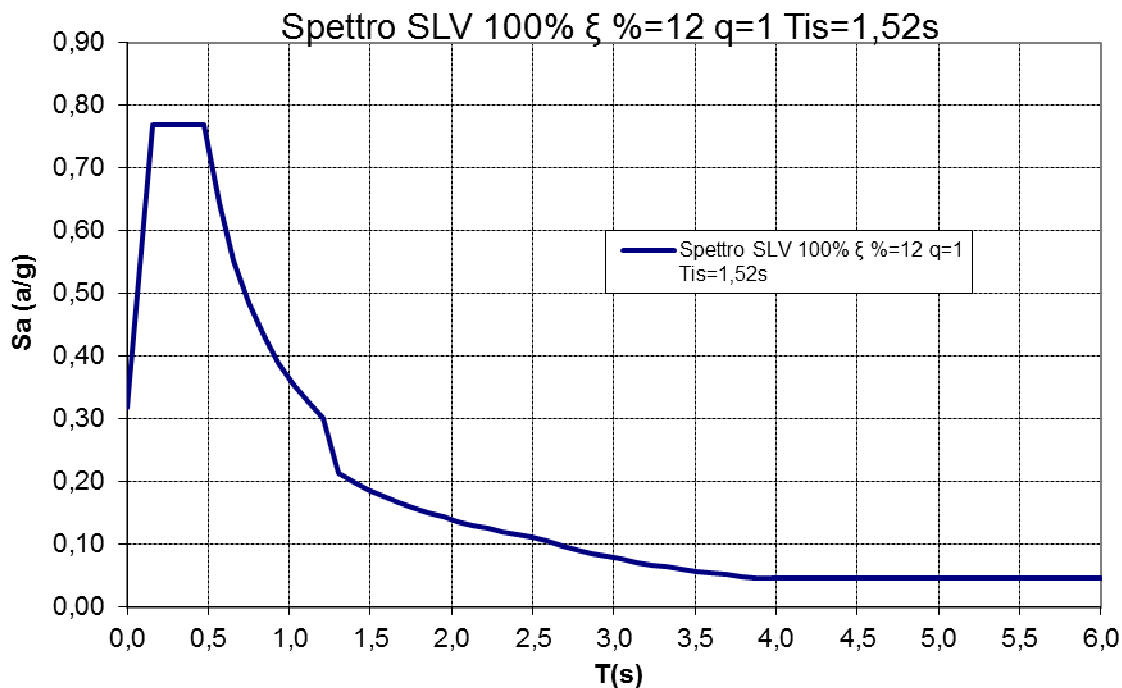
Nel caso di struttura isolata simicamente si introduce uno smorzamento ξ differente rispetto a quello considerato nello "stato di fatto" ($\xi=5\%$). Tale smorzamento dipende dalla tipologia di isolatore utilizzato: nel caso in esame è stato considerato un isolatore elastomerico con miscela media cui si può associare uno smorzamento viscoso equivalente $\xi=12\%$.

Il cambio di valore del coefficiente di smorzamento si traduce in un salto nel grafico dello spettro in accelerazione in corrispondenza di un valore del periodo pari a $0,8 \cdot T_{is}$, così come indicato al paragrafo §7.10.5.3.2 delle NTC2018: per $T < 0,8 \cdot T_{is}$ si ha lo spettro corrispondente a $\xi = 5\%$, mentre per $T > 0,8 \cdot T_{is}$ si considera lo spettro relativo a $\xi = 12\%$.

Le verifiche degli isolatori vengono effettuate allo SLC con fattore di struttura $q=1$, mentre le verifiche della sovrastruttura e della sottostruttura sono state eseguite allo SLV con $q=1$, così come previsto dalla circolare alle NTC2018 al §C7.10.6.2.1 (o come espressamente richiesto dall'EC8- Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges al §10.8).

Di seguito si riportano gli spettri di progetto implementati per le analisi sismiche del ponte:





Per la struttura in esame è necessario effettuare un'analisi dinamica anche per sisma verticale, pertanto è necessario definire i dati per la costruzione dello spettro di risposta elastica allo **Stato Limite di Salvaguardia Vita (SLV; $T_r = 950$ anni)**:

- a_{gv} = 0.153 g;
- F_v = 1.578;
- T_c = 0.150 s;

- $S = 1.000.$

Noti tali parametri, le equazioni per ricostruire l'andamento degli spettri in accelerazione sono le seguenti:

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

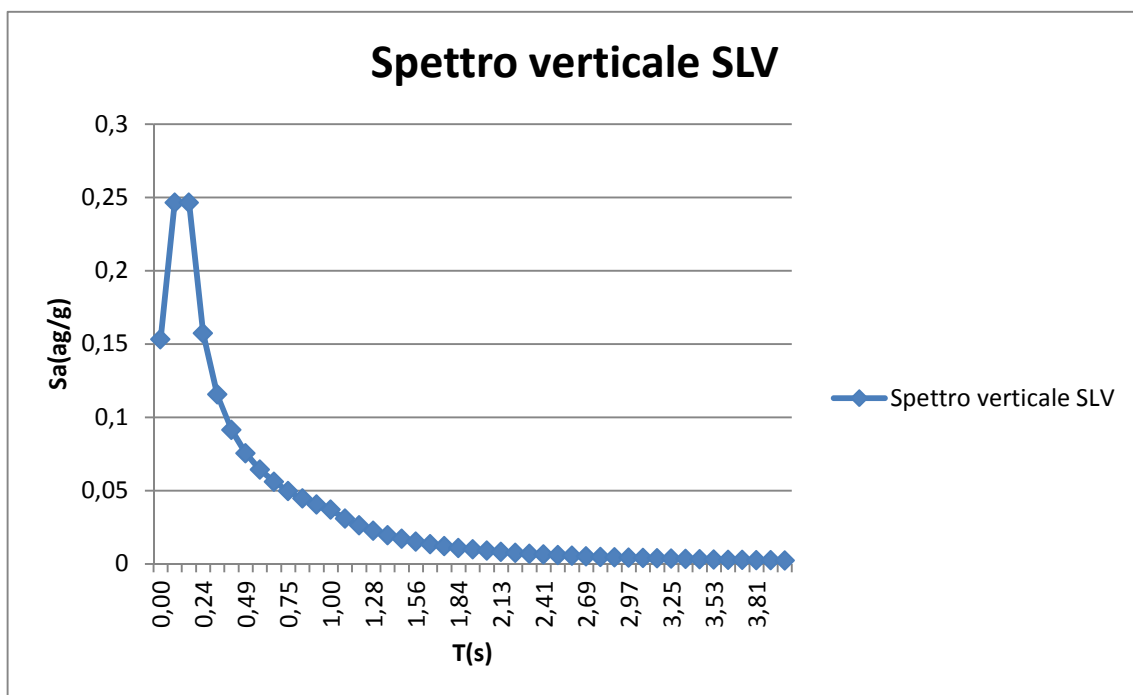


Figura 5-22: – Spettro di progetto verticale SLV – pseudo accelerazioni

5.9 Azioni sulle barriere e parapetti– urto veicoli in svio (Q₈)

Per quanto concerne le azioni sulle barriere si applica, cautelativamente, quanto prescritto dalle NTC2018 al punto § 3.6.3.3.2: *“In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell’elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m”.*

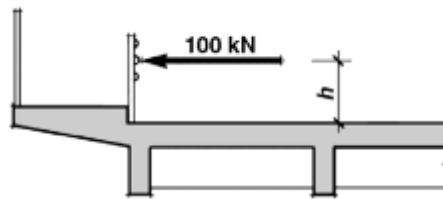


Figura 5-23: – Schema urto

Inoltre, nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo schema di carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Invece, per il dimensionamento dei parapetti si applica come da normativa un carico distribuito di 1,5 kN/m applicato al corrimano.

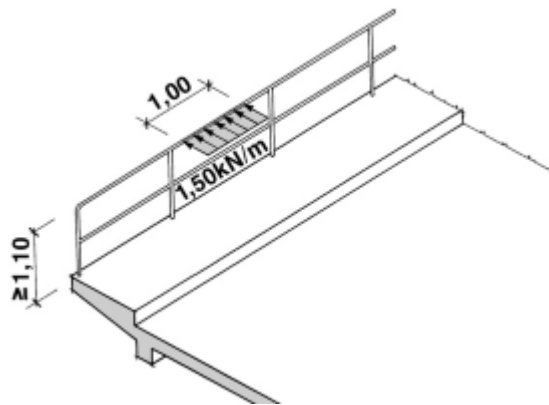


Figura 5-24: – Schema azione parapetti

6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico impiegate per la definizione della risposta relativa ai diversi stati limite risultano essere (§ 2.5.3-NTC2018):

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P è il valore della forza di precompressione;
- E è il valore dell'azione sismica;
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- $Q_{k,i}$ è il valore caratteristico dell'azione variabile non dominante i ;
- $\gamma_{G,j}$ è il coefficiente parziale per l'azione permanente j ;
- γ_P è il coefficiente parziale per le azioni di precompressione;
- $\gamma_{Q,i}$ è il coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- ψ_{ij} è il coefficiente di combinazione per l'azione variabile.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV delle NTC2018.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ⁽¹⁾						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

⁽¹⁾ Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per quanto riguarda i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU verrà seguita la Tab. 5.1.V delle NTC2018:

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

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

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

Invece, per quanto riguarda i coefficienti ψ si farà riferimento sia alla Tab. 2.5.I che alla Tab. 5.1.VI delle NTC2018. Inoltre, si sottolinea che nella valutazione delle masse sismiche non sono state considerate le aliquote dei carichi variabili così come contemplato dalle NTC2018 al punto 3.2.4

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 5.1.VI delle NTC2018, sopra ri - proposta, dove si evince che per le azioni variabili in oggetto tale coefficiente assume sempre valore nullo.

6.1 Azioni e gruppi di azioni

Di seguito si riportano le azioni ed i gruppi di azioni utilizzati (*i coefficienti di combinazione utilizzati sono quelli citati precedentemente*).

tipo	part	sup	Title	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$
X		excl	Caso di carico semplice	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	G	perm	Viscosità e ritiro (e3, e2)	1.20	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G	G	perm	Permanenti strutturali (g)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G_1	G	perc	Permanenti strutturali (g1)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G_2	G	perc	Permanenti non strutturali (g2)	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
FAT	Q	excl	Treno di carico per fatica LM 2	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
GR	Q	exex	Gruppo carichi da traffico	1.35	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00
GR_1	Q	exex	Gruppo gr1a LM1+LM4(comb)	1.35	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00
GR_2	Q	exex	Gruppo gr2a LM1(freq)+frenatura	1.35	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00
GR_A	Q	exex	Gruppo gr1b LM2	1.35	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00
GR_B	Q	exex	Gruppo gr2b LM1(freq)+centrifuga	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
L	Q	excl	Carichi da traffico (q1)	1.35	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00
L_B	Q	excl	Frenatura	1.35	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
L_F	Q	excl	Centrifuga	1.35	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
L_P	Q	excl	Folla (q1)	1.50	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00
L_T	Q	excl	Traffico TS (q1)	1.35	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00
L_U	Q	excl	Traffico UDL (q1)	1.35	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00

S	Q	exex	Neve (q5)	1.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
ZF	Q	excl	SLE cedimenti vincolari (e4)	1.00	0.00	1.00	0.60	0.60	0.50
SF	Q	excl	SLU possibili cedimenti vincolar	1.20	0.00	1.00	0.60	0.60	0.50
T	Q	excl	Temperatura (e3)	1.50	0.00	1.00	0.60	0.60	0.50
W	Q	exex	Vento (q5)	1.50	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00
E	E	usex	Azione sismica(q6)	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00

6.1.1 Combinazioni delle azioni

Si riportano le combinazioni delle azioni introdotte all'interno del programma di calcolo.

Combination rule Number 111

ULS fundamental combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.1

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 112

SLS characteristic combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.4

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 113

SLS frequent combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.5

$$E_{d,frequ} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 114

SLS quasi-permanent combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.7

$$E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 121

ULS fundamental combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.1

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 126

ULS seismic combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.3

$$E_{dAE} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_l \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 127

ULS seismic combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.3

$$E_{dAE} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_l \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Combination rule Number 128

SLS characteristic combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.4

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

6.1.2 Condizioni di carico elementari

Di seguito si riportano le viste delle condizioni elementari di carico applicate sul modello di calcolo:

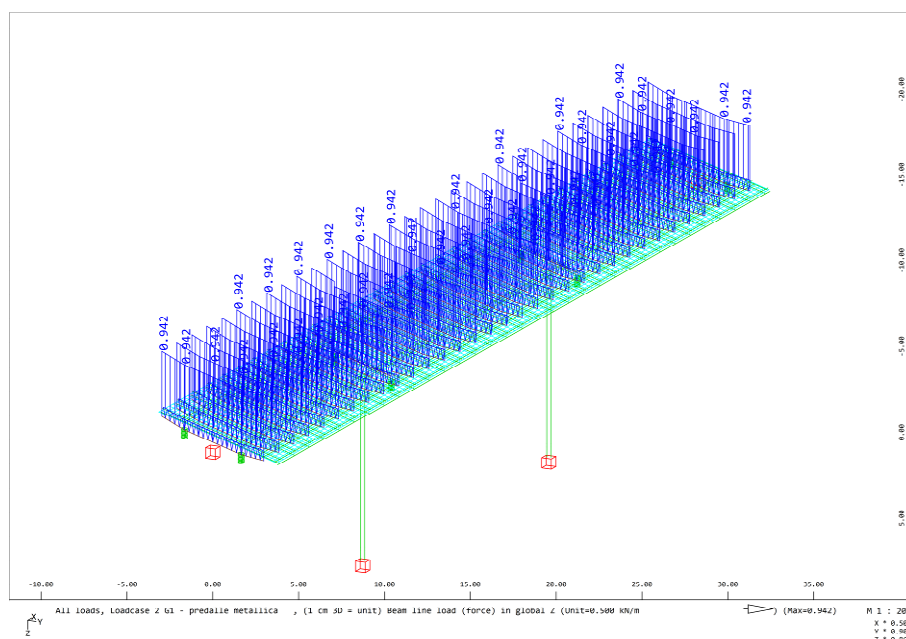


Figura 6-1: – Predalles metalliche autoportanti

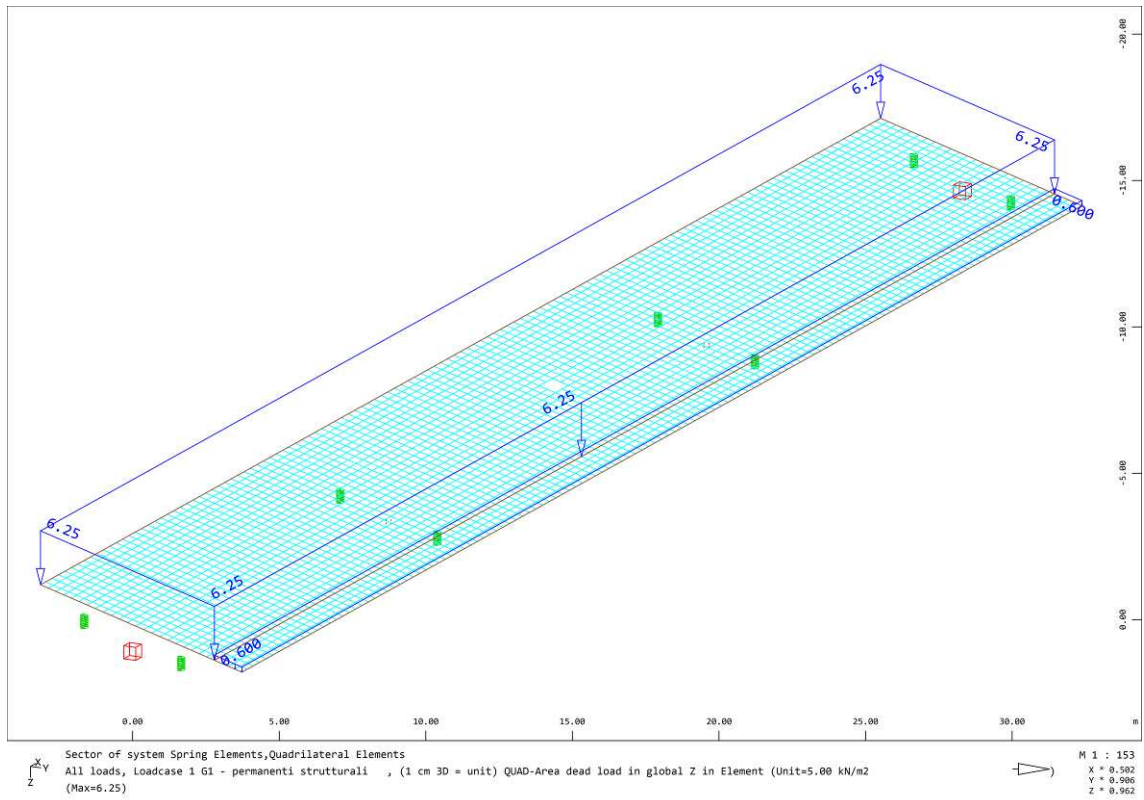


Figura 6-2: – Soletta

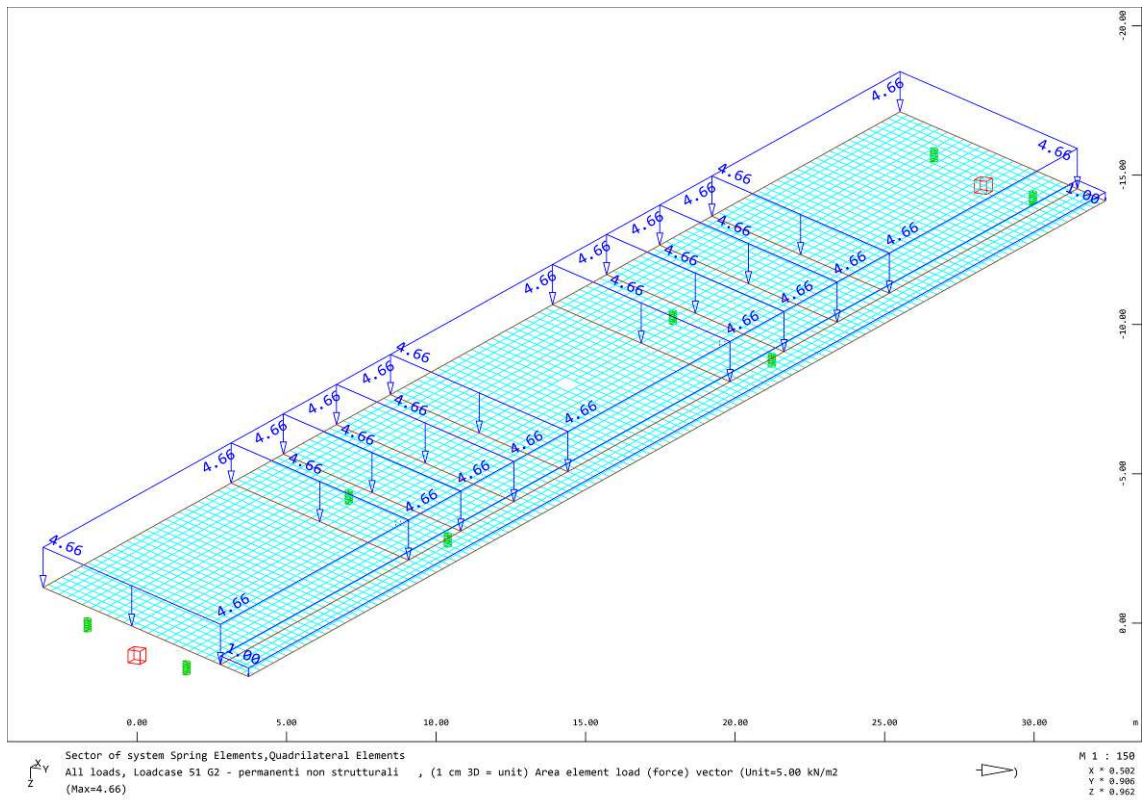


Figura 6-3: – Pavimentazione e finiture

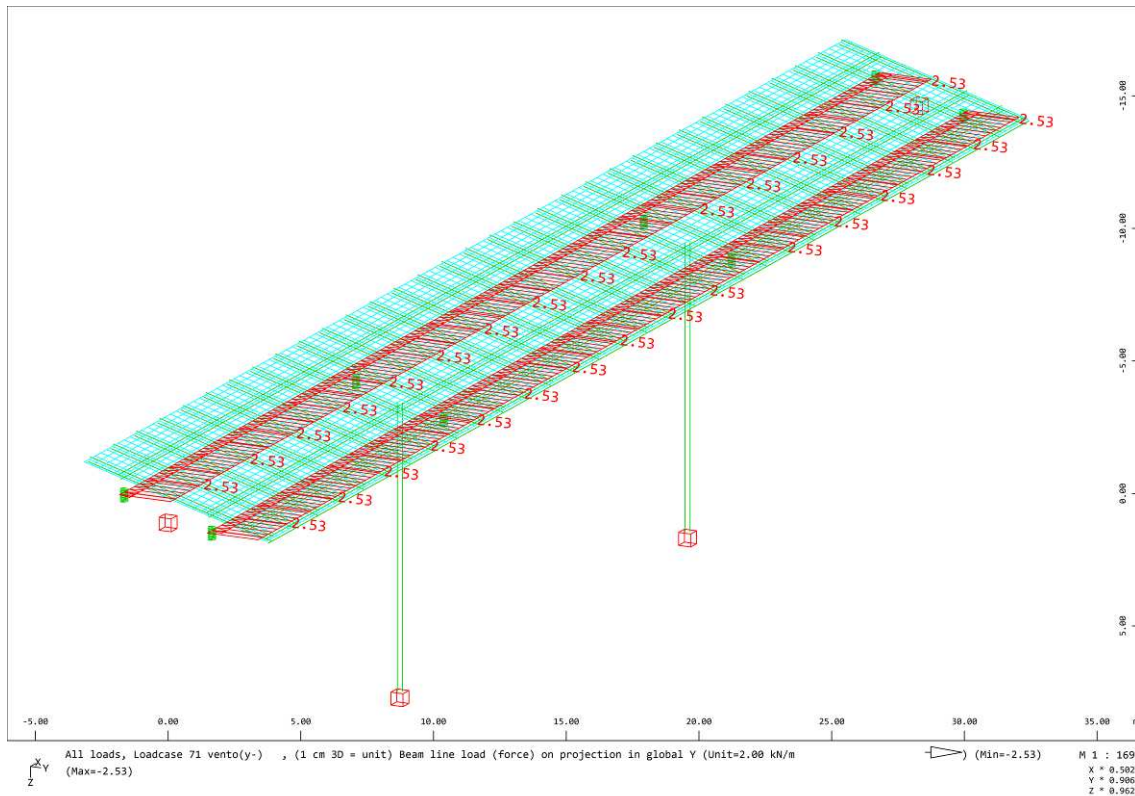


Figura 6-4: – Vento – ponte scarico

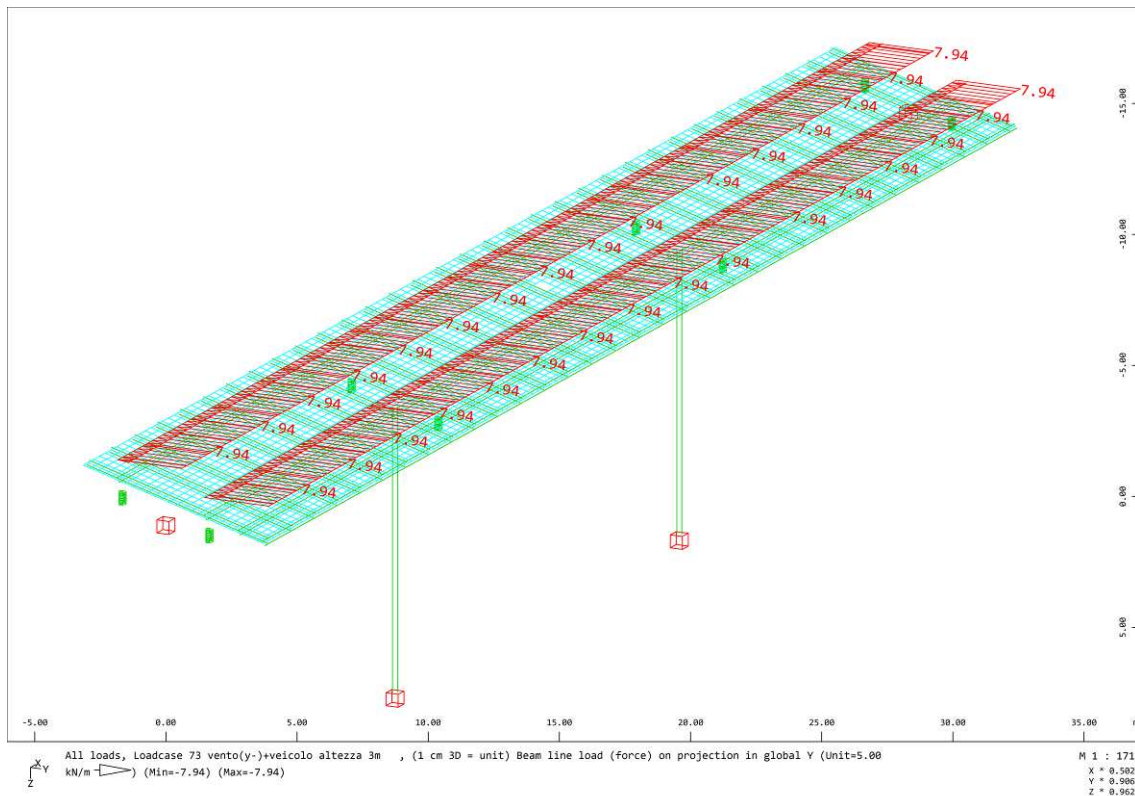


Figura 6-5: – Vento – ponte carico

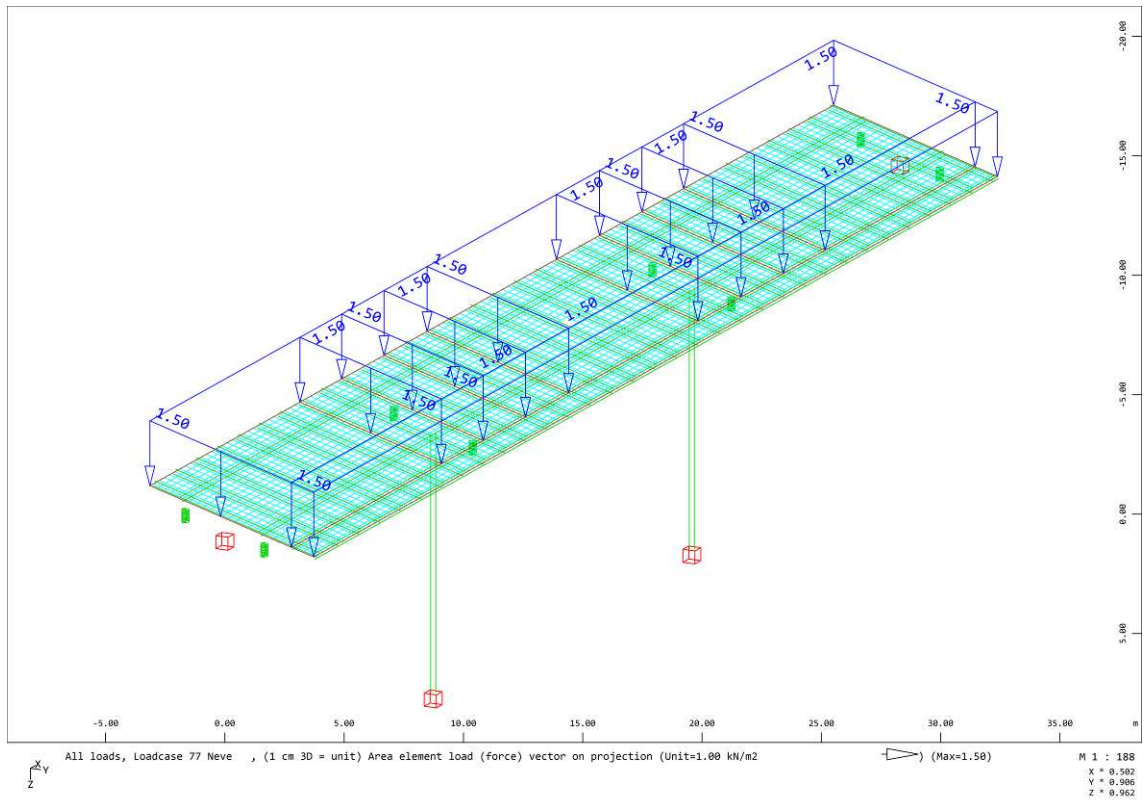


Figura 6-6: – Carico neve

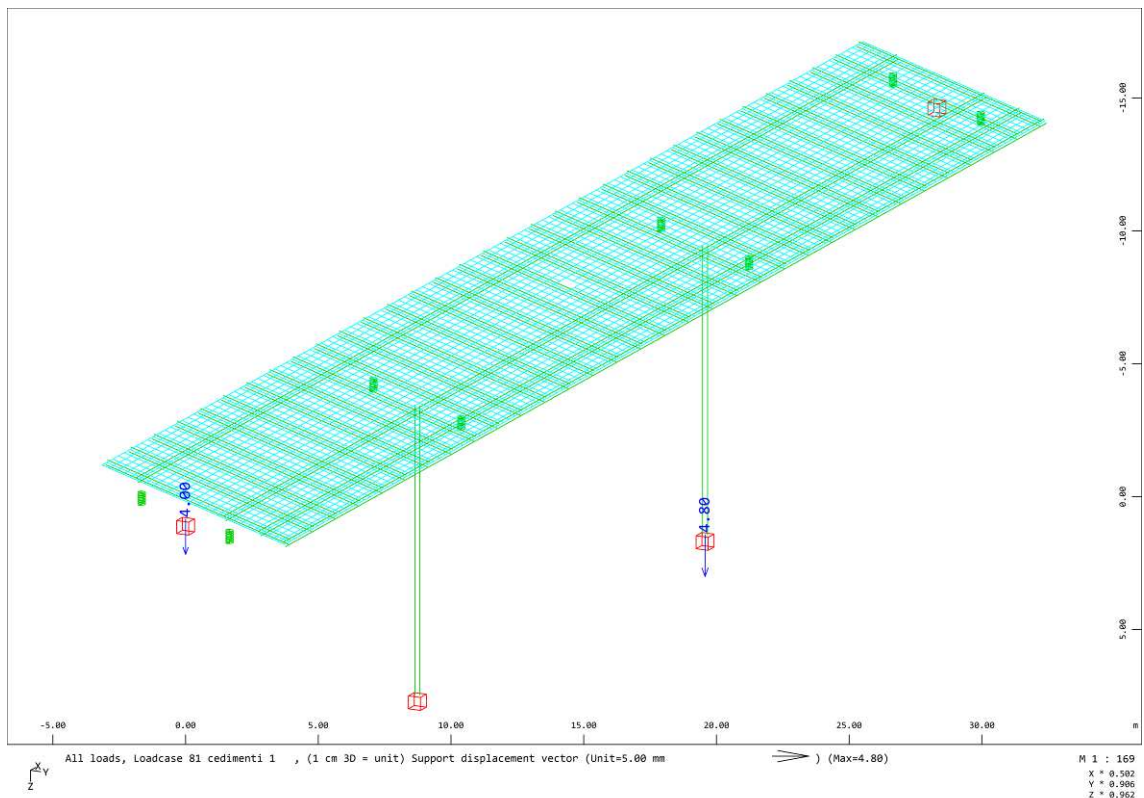


Figura 6-7: – Cedimento pila 1

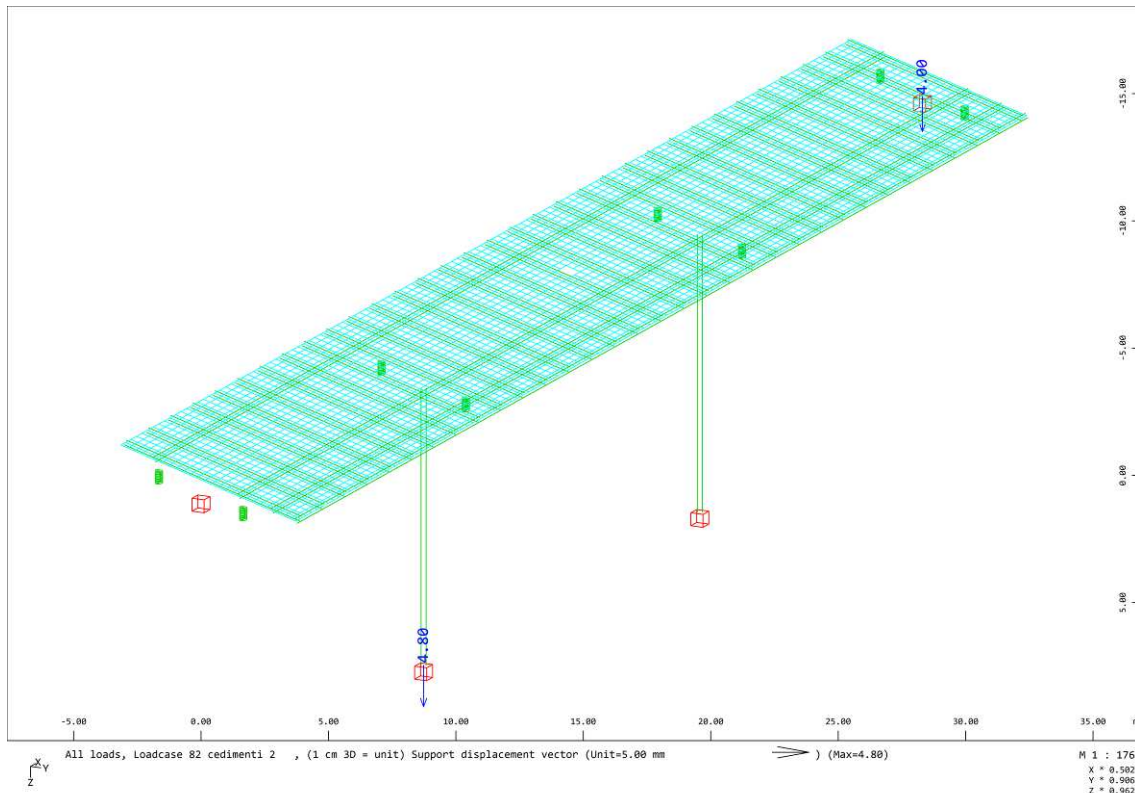


Figura 6-8: – Cedimento pila 2

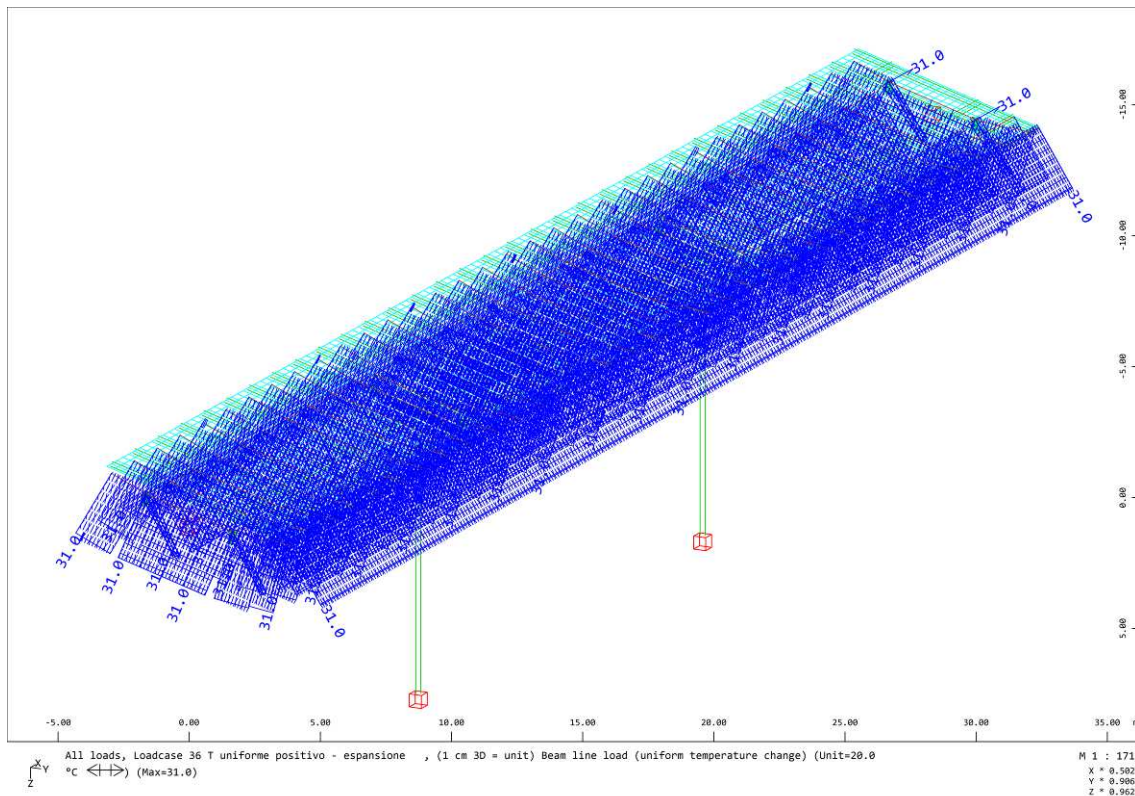


Figura 6-9: – Temperatura uniforme - +31°C

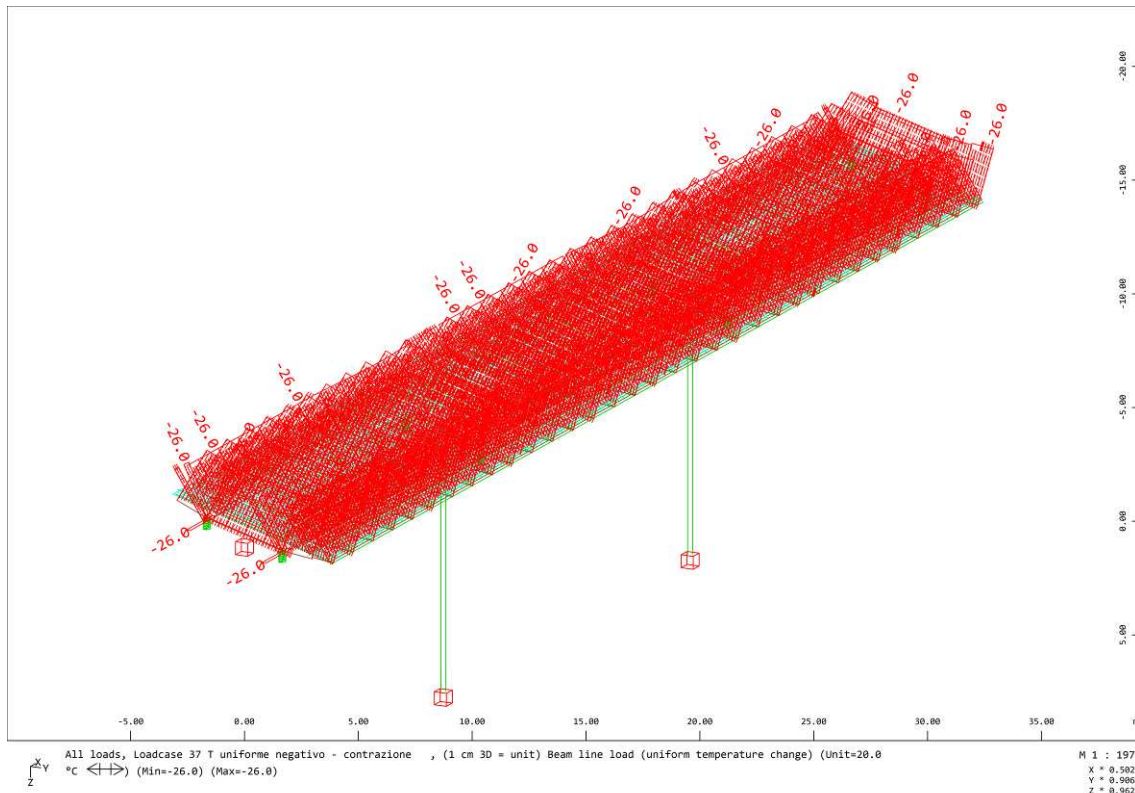


Figura 6-10: – Temperatura uniforme – (-26)°C

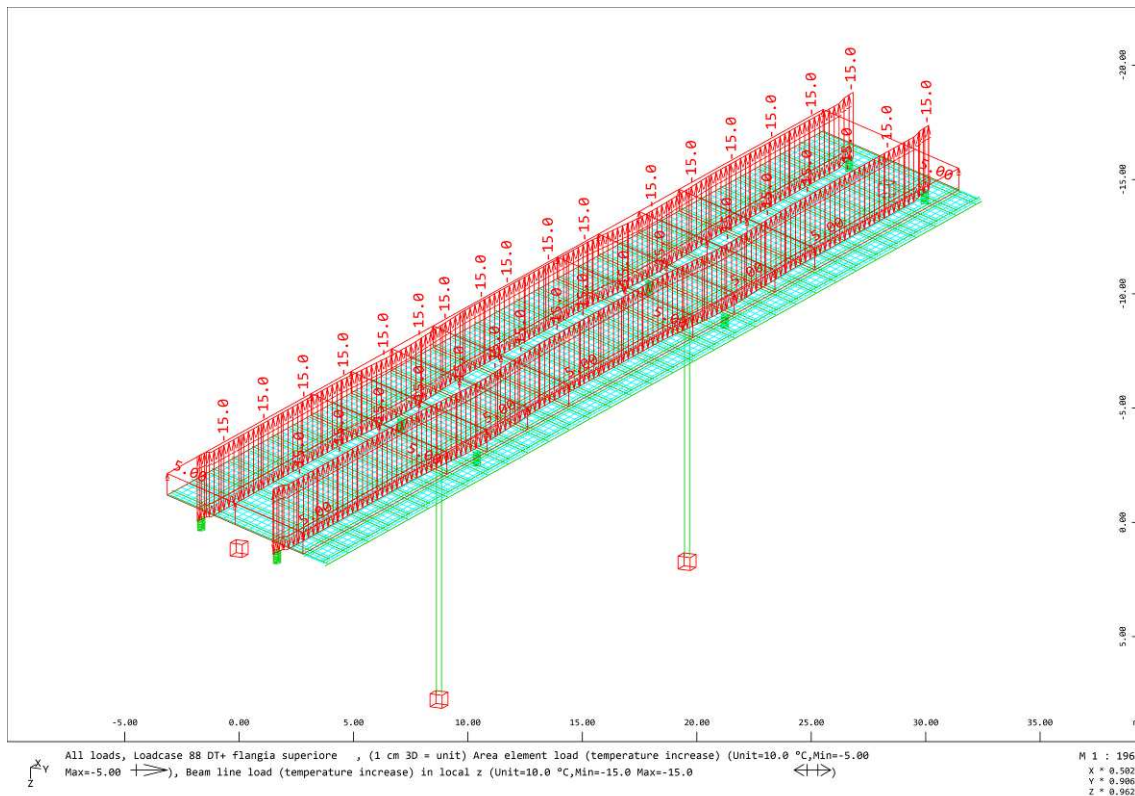


Figura 6-11: – Gradiente termico positivo - +15°C

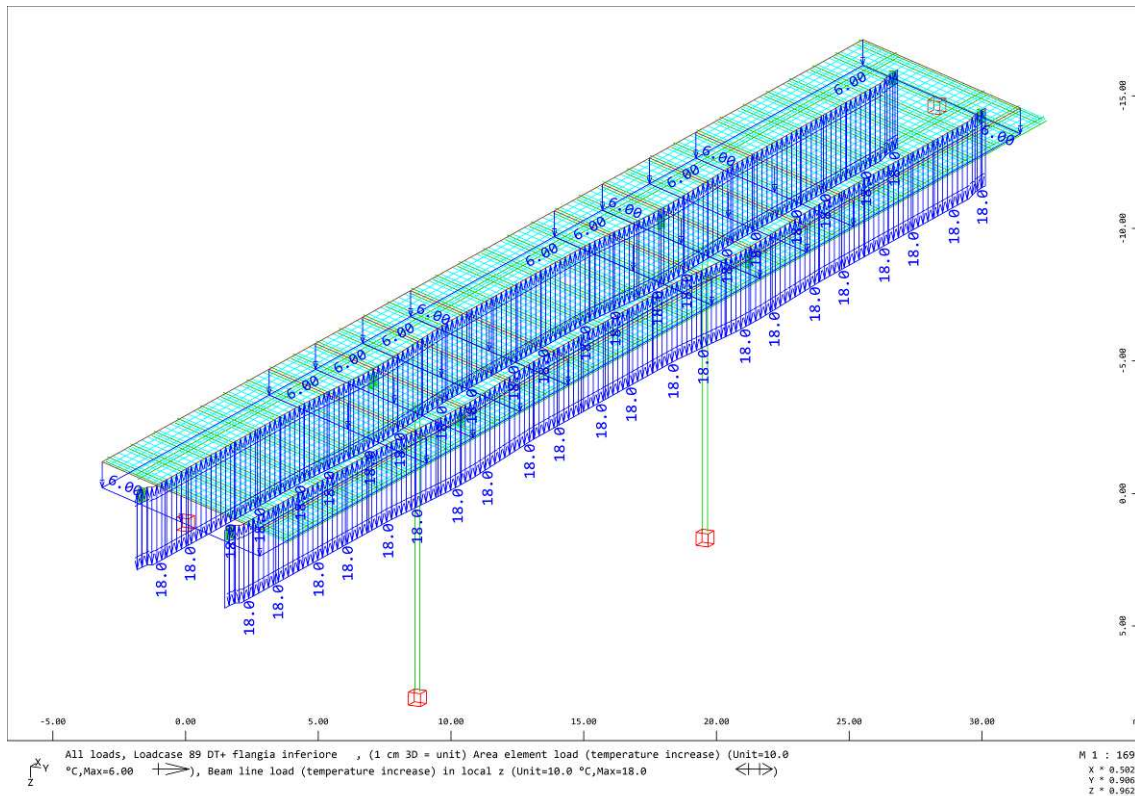


Figura 6-12: – Gradiente termico negativo – (-18)°C

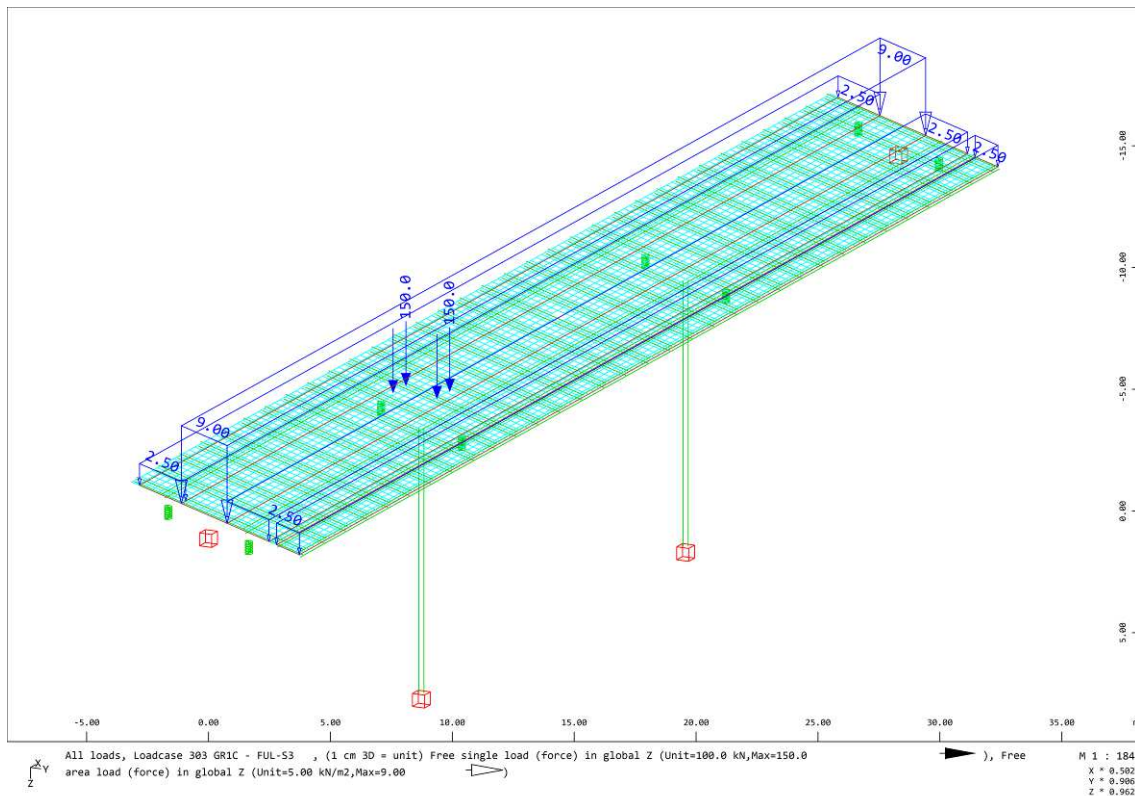


Figura 6-13: – Esempio carico da traffico che massimizza momento su pila

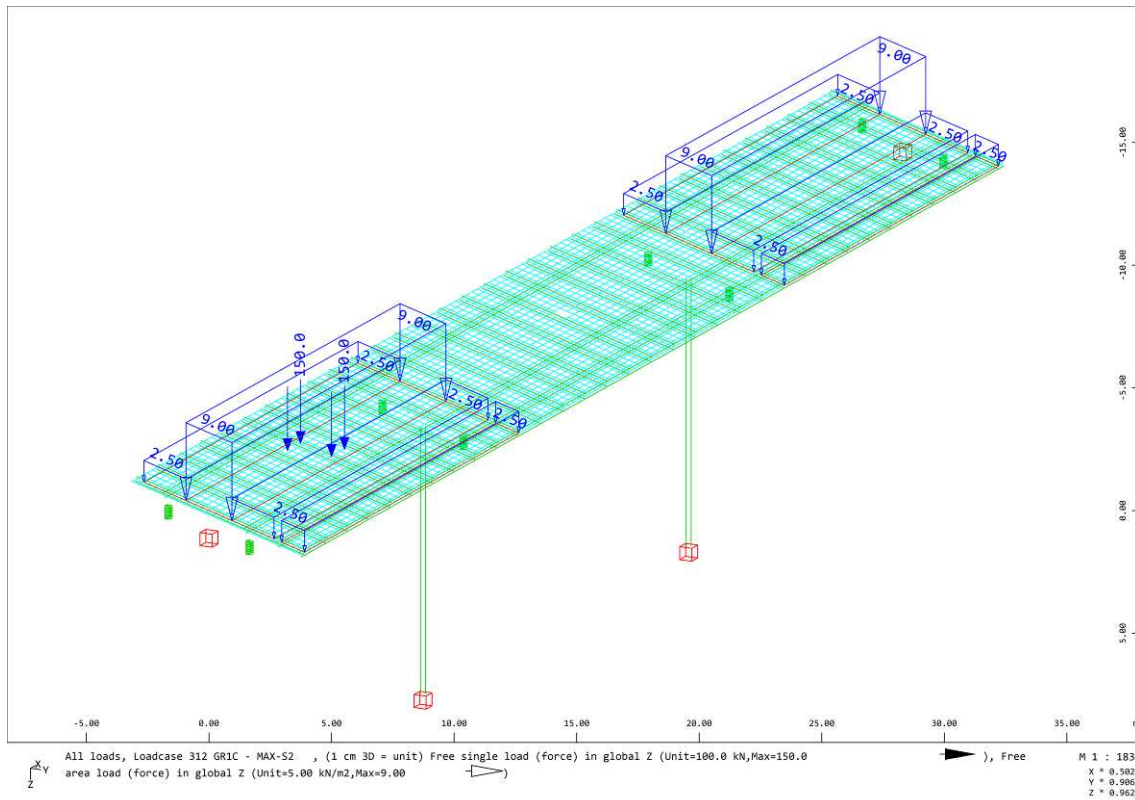


Figura 6-14: – Esempio carico da traffico che massimizza momento in campata sinistra

7 Programma di calcolo

7.1 SOFiSTiK AG

Il software utilizzato per la modellazione e la verifica del ponte in oggetto è SOFiSTiK FEA ver. 2012 di origine SOFiSTiK AG, Oberschleissheim, Germania fondata nel 1987.

Il software ha due solutori:

Solutore ASE (Advance Solution Engine) che calcola gli effetti statici e dinamici di carichi generici su qualsiasi tipo di struttura. Prima del calcolo la struttura viene divisa in singoli elementi interconnessi ai nodi (metodo agli elementi finiti) per poi essere analizzata.

Gli elementi implementati possono essere beam, cable, truss, spring, shell (triangolari o quadrangolari) e brick. Il programma gestisce strutture con vincoli esterni, elastici o rigidi ed è possibile vincolare un'area (piastra), una linea (asta), un punto (nodo). Si possono utilizzare poi collegamenti rigidi o meno tra i vari elementi (kinematic coupling).

Il solutore calcola gli effetti di carichi puntuali, ripartiti su una linea e su un'area che possono essere anche indipendenti dalla mesh. La generazione di carichi da uno stato tensionale ottenuto da un caso di carico primario, permette il calcolo per fasi (fasi di costruzione), il calcolo della redistribuzione e degli effetti di viscosità e ritiro.

Il calcolo non lineare permette di tenere in considerazione il cedimento di particolare elementi come cavi da compressione, snervamento, rottura e attrito per elementi molla utilizzati anche nelle condizioni al contorno.

La non linearità del materiale tiene conto inoltre dei fenomeni di snervamento e rottura anche negli elementi shell e brick. La non linearità geometrica permette l'analisi degli effetti su cable, beam e shell secondo la teoria del 2° e 3° ordine.

Solutore DYNA (DYNamic Analysis) che viene utilizzato per l'analisi dinamica di strutture tridimensionali e permette il calcolo secondo il metodo degli spettri di risposta (per sisma e per vento) e l'integrazione diretta delle equazioni del moto secondo il metodo time-step, con il possibile utilizzo di isolatori, smorzatori, treni di carico e vento.

Il metodo di calcolo impiegato è quello agli elementi finiti (FEM). Esso è implementato in ASE/DYNA come metodo degli spostamenti che si riassume come segue:

- Determinazione delle matrici di rigidezza degli elementi;
- Generazione della matrice di rigidezza globale e soluzione del sistema di equazioni risultante;
- Applicazione dei carichi e calcolo dei rispettivi spostamenti;
- Calcolo delle tensioni negli elementi e delle reazioni nei nodi in funzione degli spostamenti calcolati.

7.2 GELFI

Il seguente software è stato sviluppato dal Prof. Piero Gelfi, ed è utilizzato generalmente per le verifiche a pressoflessione allo SLU o mediante il metodo n.



Per validare il software si effettua il calcolo del momento resistente di una sezione rettangolare in c.a. avente le seguenti caratteristiche:

- base sezione, $b=30\text{cm}$;
- altezza sezione, $h=50\text{cm}$;
- copriferro, $c=3\text{cm}$;
- armatura, $A_s=6.03\text{cm}^2$
- acciaio tipo B450C, $f_{yd}=391.3\text{ N/mm}^2$
- cls tipo C25/30, $f_{cd}=14.2\text{N/mm}^2$

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Alcune semplici considerazioni possono essere effettuate se si considera la sezione con assenza di armatura compressa (sezione semplicemente armata).

In questo caso da semplici considerazioni di equilibrio è possibile calcolare il momento resistente della sezione in forma approssimata:

$$M_{Rd} \cong A_s \cdot f_{yd} \cdot 0.9(h - c) = 804 \cdot 391.3 \cdot 0.9 \cdot (500 - 30) \cdot 10^{-6} = 133.07 \text{ kNm}$$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points are as follows:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	8.04	47
2			2		

Materials section:

Material	ϵ_{su} ‰	ϵ_{c2} ‰	f_{yd} N/mm²	ϵ_{cu} ‰	E_s N/mm²	f_{cc} / f_{cd}	$\sigma_{c,adm}$ N/mm²	τ_{c0}	τ_{c1}
B450C	67.5	2	391.3	3.5	200,000	14.17	9.75	0.6	1.829
C25/30									

Calculated results:

- M_{xRd} : 135.9 kNm (highlighted in red)
- σ_c : -14.17 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 ‰
- ϵ_s : 14.5 ‰
- d : 47 cm
- x : 9.137
- x/d : 0.1944
- δ : 0.7

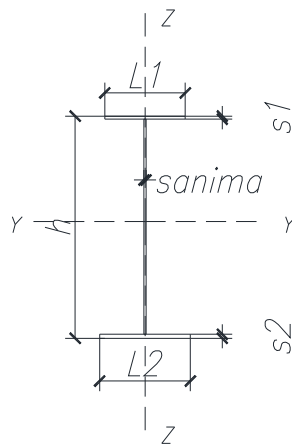
Come si può notare il calcolo eseguito mediante la formula approssimata è praticamente conforme con quello previsto dal programma.

7.3 Validazione fogli di calcolo

7.3.1 Verifica di resistenza ed instabilità di profili in acciaio ad I

Al fine di dare evidenza delle formule e dei passaggi analitici vengono illustrati, a titolo esemplificativo, i calcoli automatizzati per la verifica di resistenza ed instabilità di un profilo ad I in acciaio.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche di tale profilo sono:


Figura 7-1: – Nomenclatura sezione trasversale

CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1650	[mm]	altezza sezione trasversale
L1	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L2	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
Sanima	15	[mm]	spessore anima
S1	20	[mm]	spessore flangia superiore
S2	20	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
hi	1610.00	[mm]	Altezza tra le ali
d	1590.00	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	361.50	[cm ²]	Area sezione trasversale
Av,anima	241.50	[cm ²]	Area a taglio
Iyy	1318770.13	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
Izz	9045.28	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
Wel1,yy	15985.09	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
Wel2,yy	15985.09	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
Wel,zz	603.02	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
Wpl,yy	19500.38	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
Wpl,zz	990.56	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
Weff,min	14756.00	[cm ³]	modulo resistenza ridotto attorno y-y
It	341.13	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
Iw	59780250.00	[cm ⁶]	Costante di warping

Per poter effettuare le verifiche di resistenza del profilo è necessario stabilire la classe della sezione. Quest'ultima corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

Si definisce dapprima la classe dell'anima come parte interna soggetta a flessione in accordo con quanto riportato nelle NTC2018 al §4.2.3.1.

Le grandezze geometriche dell'anima della sezione sono le seguenti:

$$c = h_i = 1610\text{mm}$$

$$t = s_{\text{anima}} = 15\text{mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\frac{c}{t} = \frac{1610}{15} = 107.33 \geq 124 \cdot \varepsilon = 100.44$$

Secondo la Tab. 4.2.III delle NTC2018 l'anima della sezione è di classe 4, pertanto è possibile già definire la classe della sezione come classe 4 (sezioni snelle).

Si può effettuare la verifica di resistenza della trave in acciaio coerentemente a quanto indicato nel §4.2.4.1.2 delle NTC2018, considerando le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed} = 3365.00\text{kNm}$$

$$V_{Ed} = 1153.00\text{kN}$$

a) Verifica a flessione mono-assiale

Il momento flettente di calcolo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{\text{eff,min}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{14756 \cdot 10^3 \cdot 355}{1.05} \cdot 10^{-6} = 4988.93\text{kNm}$$

$$\rho = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{3365.00}{4988.93} = 0.67$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
Mc,Rd	4988.93	[kNm]	Momento resistente
MEd	3365.00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0.67	[-]	Verifica di sicurezza D/C

b) Verifica a taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo della sezione, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 36150 - 2 \cdot 300 \cdot 20 = 24150 \text{ mm}^2$$

Si noti che a vantaggio di sicurezza è stata trascurata l'area resistente a taglio dei raccordi dell'anima.

La resistenza di calcolo della sezione $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{24150 \cdot 335}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 4714.06 \text{ kN}$$

$$\rho = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{1153.00}{4714.06} = 0.24$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

VERIFICA A TAGLIO			
Vc,Rd	4714.06	[kN]	Taglio resistente
VEd	1153.00	[kN]	Taglio sollecitante
ρ	0.24	[-]	Verifica di sicurezza D/C

c) Verifica a flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione. Se il taglio di calcolo è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio bisogna tenere conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione. Posto:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) \cdot f_{yk}$. Per le sezioni ad I o ad H doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
VEd	1153.00	<	2357.03
pinstabilità	0.26		NO COMBO TAGLIO+FLEX
My,V,Rd	4988.93	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
MEd	3365.00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0.67		Verifica di sicurezza D/C

d) Verifica instabilità a taglio

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo al §4.2.4.1.3.4 delle NTC2018 se:

$$\frac{h_w}{t} \geq \begin{cases} \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon & \text{per pannelli non irrigiditi} \\ \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \sqrt{k_\tau} & \text{per pannelli irrigiditi} \end{cases}$$

dove:

$$t = S_{anima}$$

$$h_w = d \text{ porzione di anima saldabile}$$

$$\eta = 1.20$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Nel caso in esame:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{1590}{15} = 106 \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.2} \cdot 0.81 = 48.6$$

La sezione deve essere verificata per l'instabilità a taglio.

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/Sanima	106.00	>	48.82
			VERIFICA INSTABILITA'

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da:

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

dove f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello, χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella tab. C4.2.VII (Circolare n.7 alle NTC2018) in funzione del coefficiente di snellezza λ_w e della rigidezza dell'irrigiditore sull'appoggio, $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima:

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

e $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande.

Il contributo resistente delle piattabande può essere espresso da:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)} \cdot \gamma_{M1} \cdot \left[1 - \frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right]$$

in cui b_f è la larghezza efficace dell'anima, non maggiore di $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ da ciascun lato dell'irrigiditore, t_f lo spessore della piattabanda di resistenza assiale minima e $M_{f,red}$ è il momento resistente di progetto ridotto della sezione costituita dalle aree efficaci, A_{fi} e A_{fs} rispettivamente, delle sole piattabande inferiore e superiore, che tiene conto dell'eventuale presenza dello sforno normale di progetto N_{Ed} (nei casi esaminati sempre nullo).

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{fi} + A_{fs})} \right)$$

Le piattabande superiori ed inferiori risultano essere di classe 1, pertanto il momento M_{fk} è dato dalla seguente espressione:

$$M_{fk} = A_{fs} \cdot f_{yk} \cdot \left(y_g - \frac{s_1}{2} \right) + A_{fi} \cdot f_{yk} \cdot \left(h - y_g - \frac{s_2}{2} \right) = 3471.90 kNm$$

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3471.90}{1.05} = 3306.60 kNm$$

È possibile calcolare il contributo resistente delle piattabande ponendo $b_f = 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f = 15 \cdot 0.81 \cdot 20 = 244 mm$ ed $a =$ interasse travi principali $\cong 11.45 m$:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)} \cdot \gamma_{M1} \cdot \left[1 - \frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right] =$$

$$= \frac{244 \cdot 20^2 \cdot 355}{1145000 \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot 244 \cdot 20^2 \cdot 355}{15 \cdot 1610^2 \cdot 355} \right)} \cdot 1.10 \cdot \left[1 - \frac{3365}{3306} \right] \cong 0 kN$$

Il contributo resistente delle piattabande può essere in sostanza trascurato.

Per calcolare il contributo resistente dell'anima è necessario calcolare il coefficiente χ_w , che dipende dalla rigidezza del montante d'appoggio. Un montante d'appoggio costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima, poste a distanza longitudinale $e \geq 0.1 \cdot h_w$, e tali che

l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a $4 \cdot h_w \cdot \frac{t_w^2}{e}$ può essere considerato rigido, negli altri casi il montante d'appoggio deve essere considerato non rigido.
Il parametro di snellezza λ_w è dato dalla formula:

$$\lambda_w = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

dove:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w} = 190000 \cdot \left(\frac{t}{h_w}\right)^2 = 190000 \cdot \left(\frac{15}{1610}\right)^2 = 16.49 MPa$$

In tal caso τ_{cr} è la tensione tangenziale critica e σ_E è la tensione critica euleriana.

Per calcolare la tensione tangenziale critica è necessario calcolare il coefficiente per l'instabilità a taglio. Nel caso in cui $\frac{a}{h_w} \geq 1$, k_τ risulta pari a:

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{1610}{11450}\right)^2 = 5.42$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 5.42 \cdot 16.49 = 89.37 MPa$$

Il parametro di snellezza λ_w è dato dalla formula:

$$\lambda_w = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{355}{89.37}} = 1.51$$

Con riferimento alla tabella C.4.2.VII della Circolare n.7 alle NTC2018 il coefficiente χ_w calcolato per gli altri casi risulta uguale a:

$$\chi_w = \frac{0.83}{\lambda_w} = 0.55$$

Tabella C4.2.VII Coefficienti χ_w per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente χ_w per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	η	η
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Infine, è possibile valutare il contributo resistente dell'anima $V_{bw,Rd}$:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,55 \cdot 355 \cdot 1610 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 2466,73 \text{ kN}$$

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 2466,73 + \approx 0 = 2466,73 \text{ kN} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \cdot 355 \cdot 1610 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 5414 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO (in presenza di travi principali)			
d/Sanima	106.00	>	48.93
VERIFICA INSTABILITA'			
Montante d'appoggio rigido (S/N)	N		
a	11450	[mm]	distanza tra le travi
a/hw	7.11	[-]	
$\kappa\tau$	5.42	[-]	minimo coefficiente per instabilità a taglio (in assenza di irrigiditori longitudinali)
t	15.00	[mm]	spessore traverso
σ_E	16.49	[Mpa]	tensione critica euleriana
τ_{cr}	89.37	[Mpa]	tensione tangenziale critica
λ_w	1.51	[-]	parametro snellezza
χ_w (montanti d'appoggio rigidi)	0.62	[-]	
χ_w (montanti d'appoggio non rigidi)	0.55	[-]	
$V_{b,Rd}$	2466	[kN]	
bf	244	[mm]	larghezza efficace anima
tf	20	[mm]	spessore piattabanda di resistenza assiale minima
$f_{yf,sup}$	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia superiore
$f_{yf,inf}$	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia inferiore

fya	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica anima
Asup	6000	[mm ²]	area lorda flangia superiore
Ainf	6000	[mm ²]	area lorda flangia inferiore
Ned	0	[kN]	eventuale sforzo normale di progetto
yg	825	[mm]	baricentro sezione acciaio da lembo superiore
Mfk	3471900000	[Nm]	momento resistente solo contributo flangia
Mf,red	3306571429	[Nm]	momento resistente solo contributo flangia+sforzo normale
Med	0	[kNm]	eventuale momento flettente di progetto
Vbf,Rd	9	[kN]	contributo resistente delle piattabande
V,Rd=Vb,Rd+Vbf,Rd	2474	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
V,Rd,max	5400	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti max
V,Rd	2474	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
VEd	1153	[kN]	Taglio sollecitante
p	0.47	[-]	Verifica di sicurezza D/C

e) Verifica instabilità flessio-torsionale

La verifica all'instabilità flessio-torsionale viene condotta per una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima (con piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente) secondo quanto previsto dalle NTC2018 al § 4.2.4.1.3.2. La verifica deve soddisfare la seguente:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove

W_y è il modulo resistente della sezione

χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato.

Il fattore χ_{LT} può essere, per profili laminati o composti saldati, ricavato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

dove $\phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$.

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$ è dato dalla seguente formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX(b) delle NTC2018.

Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi






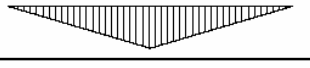
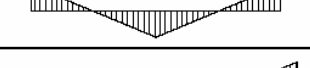
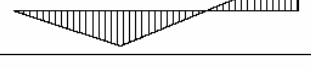
Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT,0}$ può essere assunto in generale pari a 0.2 e comunque mai superiore a 0.4 (consigliato per sezioni laminate e composte saldate), mentre il coefficiente β può essere assunto in generale pari ad 1 e, comunque, mai inferiore a 0.75 (valore consigliato per sezioni laminate e composte saldate).

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati nella Tab. 4.2.X delle NTC2018.

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx}/M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT}$ dipende dal valore del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} . Questo può essere calcolato secondo la formula riportata nel § C.4.2.4.1.3.2 della Circolare n.7:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}}$$

dove:

- L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successive;
- EJ_y è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole);
- GJ_T è la rigidezza torsionale del profilo;
- EJ_ω è la rigidezza torsionale secondaria del profilo.

Il coefficiente ψ tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione:

$$\psi = 1,75 - 1,05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0,3 \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave. con $|M_B| \leq |M_A|$.

Nel seguito vengono riportati i calcoli svolti manualmente per poi confrontarli con i calcoli automatizzati.

Si procede con il calcolo del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} .

Nell'ipotesi che i momenti flettenti agenti alle estremità della trave risultino confrontabili il coefficiente ψ risulta pari ad 1.

Assumendo:

- $L_{cr} = 4.00m$
- $EJ_y = EI_{zz} = 210000 \cdot 9045.28 \cdot 10^4 = 1.900 \cdot 10^{13} N \cdot mm^2$
- $GJ_T = GI_t = 78400 \cdot 341.125 \cdot 10^4 = 2.674 \cdot 10^{11} N \cdot mm^2$
- $EJ_\omega = EI_w = 210000 \cdot 59780250 \cdot 10^6 = 1.255 \cdot 10^{19} N \cdot mm^4$

risulta:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} = 9688616721.21 N \cdot mm = 9688.62 kN \cdot m$$

È possibile calcolare il coefficiente di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{15985.09 \cdot 10^3 \cdot 355}{9688616721.21}} = 0.77$$

È possibile calcolare il fattore f che considera la reale distribuzione del momento flettente:

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.77) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (0.77 - 0.8)^2 \right] = 0.89$$

Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX(b) delle NTC2018, in particolare la curva di instabilità per sezione composta saldata e per profilo con

$\frac{h}{b} \geq 2$ è pari a d.

Assumendo i valori consigliati per:

- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$
- $\beta = 0.75$
- $\alpha_{LT} = 0.76$ vedi Tab. 4.2.IX(b) delle NTC2018

si calcola il seguente coefficiente:

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.76 \cdot (0.77 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.77^2 \right] = 0.863$$

Il fattore χ_{LT} può essere, per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.89} \cdot \frac{1}{0.86 + \sqrt{0.86^2 - 0.75 \cdot 0.77^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{0.77^2} \cdot \frac{1}{0.89} \end{cases}$$

$$\chi_{LT} = 0.804 \leq \begin{cases} 1.00 \\ 1.89 \end{cases}$$

Infine, è possibile calcolare il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 0.804 \cdot 14756 \cdot 10^3 \cdot \frac{355}{1.10} \cong 3831 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{3365}{3831} = 0.88$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	5.50	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
kc	0.77	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	1	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	1	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1.00	[-]	
Lcr	4.00	[m]	Lunghezza libera d'inflexione misurata tra due ritegni torsionali
Mcr	9688616721 .21	[Nm m]	Momento critico
λ_{LT}	0.77	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0.40	[-]	consigliato per sezioni laminati e saldate
α_{LT}	0.76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0.75		consigliato per sezioni laminati e saldate

f	0.89	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0.86	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1.00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale limite
χ_{LT}	0.80	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale
Mb,Rd	3831.25	[kNm]	Momento resistente
MEd	3365.00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0.88	[-]	Verifica di sicurezza D/C

7.3.2 Verifica di instabilità dei pannelli d'anima soggetti a compressione

Al fine di dare evidenza delle formule e dei passaggi analitici vengono illustrati, a titolo esemplificativo, i calcoli automatizzati per la verifica di instabilità locale dei pannelli d'anima. Le formule indicate ed utilizzate fanno riferimento al §C4.2.4.1.3.4 e al §C4.2.4.1.3.4.2 della Circolare alle NTC2018.

Le dimensioni geometriche del concio considerate sono le seguenti:

CONCIO	S1=spessore piattabanda superiore	S2=spessore piattabanda inferiore	Sanima=spessore anima	H=Altezza sezione
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	25	40	18	1150

Inoltre si riportano gli stati tensionali alle estremità del pannello d'anima, per una sezione composta:

CONCIO 1			
σ_{ss}	-165.38	[N/mm ²]	Tensione lembo superiore flangia superiore
σ_s	-161.00	[N/mm ²]	Tensione lembo inferiore flangia superiore
σ_i	219.00	[N/mm ²]	Tensione lembo superiore flangia inferiore
σ_{ii}	226.00	[N/mm ²]	Tensione lembo inferiore flangia inferiore
τ_{anima}	116.00	[N/mm ²]	Tensione tangenziale anima

Essendo la sezione composta la piattabanda superiore compressa non risulta interessata da fenomeni di instabilità.

Nel caso di pannelli soggetti a compressione irrigiditi su entrambi i lati longitudinali (verifica pannello d'anima) il rapporto tra le tensioni è espresso del modo seguente:

$$\Psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -\frac{219}{161} = -1.36.$$

Essendo $-1 \leq \Psi \leq -3$ con riferimento alla Tab. C4.2.IX del §C4.2.4.1.3.4.2 della Circolare alle NTC2018 il fattore $K\sigma$ è pari a:

$$K\sigma = 5.98 \cdot (1 - \Psi)^2 = 5.98 \cdot (1 + 1.36)^2 = 33.31$$

È possibile calcolare la snellezza relativa del pannello λ_p :

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \sqrt{K\sigma}} = \frac{h_w}{28.4 \cdot t \cdot \varepsilon \sqrt{K\sigma}} = \frac{1085}{28.4 \cdot 18 \cdot 0.81 \cdot \sqrt{33.31}} = 0.44$$

dove:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [MPa]}} = \sqrt{\frac{235}{335}} = 0.81$$

Nel caso di pannelli soggetti a compressione irrigiditi su entrambi i lati longitudinali (verifica pannello d'anima) il coefficiente ρ dipende dal λ_p , in particolare se questo è inferiore al valore 0.673, $\rho = 1.00$.

Questo significa che l'anima della trave non è soggetta a fenomeni d'instabilità. Si riporta la tabella con i calcoli automatizzati al fine di poterli controllare con quelli sopra svolti.

ANIMA			
σ_i	219.00	[N/mm ²]	Tensione lembo superiore flangia inferiore
σ_s	-161.00	[N/mm ²]	Tensione lembo inferiore flangia superiore
ψ	-1.36	[-]	Rapporto tra tensioni
$k\sigma$	33.31	[-]	Coefficiente per instabilità a compressione
ε	0.81	[-]	
λ_p	0.44	[-]	Snellezza relativa del pannello
ρ	1.00	[-]	Coefficiente di riduzione della sezione efficace
b_c	459.70	[mm]	Larghezza efficace vedi Tab. C4.2.VIII
b_{eff}	459.70	[mm]	Larghezza efficace dell'anima soggetta a compressione
b_{e1}	183.88	[mm]	Larghezza efficace vedi Tab. C4.2.VIII
b_{e2}	275.82	[mm]	Larghezza efficace vedi Tab. C4.2.VIII

Nel seguito vengono riportate le caratteristiche geometriche della sezione in cui l'anima della trave, nel caso in cui fosse interessata da fenomeni di instabilità per compressione, presenta una sezione efficace ridotta. In particolare, si definisce l'altezza dell'anima soggetta completamente a trazione come differenza tra $h_w - b_{eff}$ e la zona eventualmente parzialmente compressa individuata dai termini b_{e1} e b_{e2} (vedi Tab. C4.2.VIII §C4.2.4.1.3.4.2).

CARATTERISTICHE SEZIONE			
ygs,eff	567.50	[mm]	Baricentro sezione ridotta
As,eff	19530.00	[mm ²]	Area sezione ridotta
Js,eff	1915933687.50	[mm ⁴]	Momento d'inerzia della sezione ridotta
Δy	0.00	[mm]	Eccentricità baric. sez. ridotta rispetto a sez. inter, reagente
Wss,eff	3376094.604	[mm ³]	Modulo di resistenza efficace superiore
Wii,eff	-3289156.545	[mm ³]	Modulo di resistenza efficace inferiore
σN	28.25	[N/mm ²]	Tensioni agenti sulla sezione lorda
σM	-193.63	[N/mm ²]	Tensioni agenti sulla sezione lorda
N	551763.72	[N]	Sollecitazioni agenti sulla sezione lorda
M	-653713167.13	[N*mm]	Sollecitazioni agenti sulla sezione lorda
σss,eff	-165.38	[N/mm ²]	Tensione al lembo superiore della flangia superiore
σii,eff	226.00	[N/mm ²]	Tensione al lembo inferiore della flangia inferiore
VERIFICA (tensioni limite)			
σss	338.10	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σii	338.10	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

7.3.3 Verifica sistema di connessione a taglio con pioli

Secondo le NTC2018 per le travi con soletta collaborante, si considerano sia le connessioni "complete" a taglio sia le connessioni "parziali" a taglio. Si ha una connessione a taglio "completa" quando i connettori nel loro insieme sono così robusti che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale.

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico (con collare di saldatura normale), posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunto pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 f_t \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5}}{\gamma_v}$$

dove:

- γ_v è il fattore parziale definito al § 4.3.3 delle NTC2018;
- f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;

- d è il diametro del piolo (compreso tra 16 e 25mm);
- h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo.

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1.00 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

Il calcolo della forza di scorrimento a taglio necessaria per il progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica sia la teoria plastica. Per le connessioni a completo ripristino di resistenza, in sezioni progettate utilizzando il calcolo plastico, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità è data da:

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

dove A_a , A_c ed A_{se} sono le aree, rispettivamente, del profilo in acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. La forza di scorrimento tra una sezione soggetta al minimo momento flettente e la sezione soggetta al massimo momento flettente (appoggio intermedio e campata) è pari a:

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove A_s ed f_{sk} sono, rispettivamente, l'area e la tensione di snervamento delle barre d'armatura in soletta. I connettori a piolo muniti di testa (*tipo Nelson*), se dimensionati secondo quanto prescritto dalla norma, posseggono in generale una sufficiente resistenza al distacco.

Le regole di progetto contenute nel §4.3.4 delle NTC2018, per la verifica delle travi in soluzione composta acciaio-calcestruzzo, riguardano elementi strutturali realizzati con connettori a taglio dotati di comportamento duttile. In particolare, tale condizione è imprescindibile allorquando si applichi il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave. Tale requisito di duttilità da parte della connessione a taglio tra trave e soletta si ritiene soddisfatto se i pioli hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6mm; tuttavia, tale valore deve essere "validato" attraverso apposite prove o, comunque, certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come "duttile" sull'intera luce di una trave d'impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76mm ed un diametro pari a 19mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;

- quando, nel caso si utilizzino lamiere grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

Ulteriori dettagli costruttivi sono previsti al §4.3.4.3.4 delle NTC2018 ed al §C.4.3.4.3.1.1 della Circolare n.7.

Nel seguito viene riportato un esempio attraverso il quale viene sviluppato il calcolo del sistema di connessione al fine di validare i fogli di calcolo utilizzati nella relazione.

Consideriamo il semplice caso di sistema statico longitudinale su tre appoggi (interasse tra le travi 12m), dove le lunghezze delle campate sono:

$$L_1 = 40.00m$$

$$L_2 = 50.00m$$

Per poter valutare la forza di scorrimento F_{cf} è necessario valutare la larghezza efficace delle travi composte in acciaio-clt. Seguendo le indicazioni riportate nel §4.3.2.3 delle NTC2018 è possibile ricavare le larghezze efficaci lungo il traverso trascurando l'eventuale distanza b_0 tra i connettori ($b_0=0$).

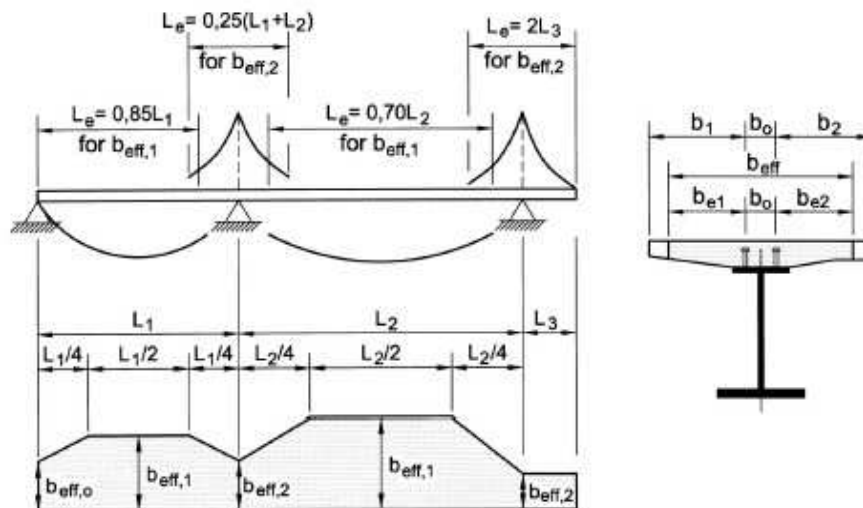


Figura 7-2: – Nomenclatura sezione trasversale

Pertanto, per $b_{eff,1}$ avremo che:

$$L_e = 0.85 \cdot L_1 = 34.00m$$

$$b_{eff,1} = \min \left[\left(\frac{L_e}{8} + \frac{L_e}{8} \right); i_{travi} \right] = 8.50m$$

Pertanto per $b_{eff,2}$ avremo che:

$$L_e = 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 22.50m$$

$$b_{eff,2} = \min \left[\left(\frac{L_e}{8} + \frac{L_e}{8} \right); i_{travi} \right] = 5.625m$$

I pioli NELSON hanno le seguenti caratteristiche:

$$h_{sc} = 190mm$$

$$\phi = 22mm$$

$$f_t = 450 \frac{N}{mm^2}$$

E' possibile calcolare il coefficiente funzione delle caratteristiche geometriche dei pioli.

$$\alpha = 1.00 \quad \text{per} \quad \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo è dunque pari a:

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 f_t \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} = \frac{0.8 \cdot 450 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 22^2}{4} \right)}{1.25} = 109478.22N = 109.48kN$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 1.00 \cdot 22^2 (32 \cdot 33345.76)^{0.5}}{1.25} = 115992.16N = 115.99kN$$

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd,a} | P_{Rd,c}) = 109.48kN$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

Connettori muniti di testa tipo NELSON								
φ [mm]	hsc [mm]	ft [N/mm ²]	hsc/φ	α	γv	PRd,a [kN]	PRd,c [kN]	PRd [kN]
22	190	450	8.64	1	1.25	109.48	115.99	109.48

A questo punto è possibile calcolare la forza totale di scorrimento definita precedentemente.

a) SEZIONE CRITICA 1 (appoggio estremità)

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

dove:

$$f_{yk} = 355MPa$$

$$f_{ck} = 32MPa$$

$$f_{sk} = 450MPa$$

$$\gamma_a = 1.05$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Ipotizzando, inoltre, le seguenti quantità:

- $A_a = 148640mm^2$, area sezione trasversale in acciaio
- $b_{eff} = 8.50m$, larghezza efficace per la sezione critica 1
- $A_{s,m} = \phi 16 / 20cm + \phi 16 / 20cm = 2009.6 \frac{mm^2}{m}$, armatura longitudinale a metro
- $A_s = b_{eff} \cdot A_{s,m} = 8.50 \cdot 2009.6 = 17081.60mm^2$, armature longitudinale
- $A_c = b_{eff} \cdot h_c = 8500 \cdot 310 = 2635000mm^2$, area sezione in cls (*a vantaggio di sicurezza hc è pari all'altezza della soletta più la predalle*)

è' possibile calcolare la forza massima di scorrimento definendo i seguenti contributi:

$$F_{cf,1} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{148640 \cdot 355}{1.05} = 50254kN$$

$$F_{cf,2} = 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = 0.85 \frac{2635000 \cdot 32}{1.5} + \frac{17081.60 \cdot 450}{1.15} = 54465kN$$

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} = 50254kN$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

Aa	As	beff	hc	Ac	Fcf1	Fcf2	Fcf
[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
148640	17081.60	8500	310.0	2635000	50254	54465	50254

Disponendo n° 4 connettori sulla flangia superiore di ciascuna trave in acciaio, si è scelto un passo costante pari a 170mm.

$$F_{Ed,s} = V_{ld}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a} | P_{Rd,c}) \cdot n = 109.48 \cdot 4 = 437.92 \text{ kN}$$

$$n^{\circ} \text{conn} = \frac{F_{Ed,s}}{P_{Rd}} = \frac{50254}{437.92} \cong 115, \text{ n}^{\circ} \text{ di connettori totali}$$

$L_{Trav} = \frac{L_{Trav}}{2} = 20 \text{ m}$ è la lunghezza della trave (a vantaggio di sicurezza) per la quale è stata calcolata la forza di scorrimento:

$$S = \frac{L_{Trav}}{n^{\circ} \text{conn}} = \frac{20000}{115} = 173 \text{ mm} \text{ è il passo da calcolo dei connettori}$$

S_d è il passo di progetto adottato.

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

FE _{d,s} [kN]	PR _d [kN]	n°conn	L _{trav} [cm]	S [mm]	S _{min} [mm]	S _{max} [mm]	S _d [mm]
50254.48	437.91	115.00	2000	173	110	244	170

b) SEZIONE CRITICA 2 (appoggio intermedio)

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove:

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$$

$$f_{sk} = 450 \text{ MPa}$$

$$\gamma_a = 1.05$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Ipotizzando inoltre le seguenti quantità:

- $A_a = 233800 \text{ mm}^2$, area sezione trasversale in acciaio
- $b_{eff} = 5.625 \text{ m}$, larghezza efficace per la sezione critica 2
- $A_{s,m} = \phi 16 / 10 \text{ cm} + \phi 16 / 10 \text{ cm} = 4019.2 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, armatura longitudinale a metro
- $A_s = b_{eff} \cdot A_{s,m} = 5.625 \cdot 4019.2 = 22608.00 \text{ mm}^2$, armature longitudinale compressa
- $A_c = b_{eff} \cdot h_c = 5625 \cdot 310 = 1743750 \text{ mm}^2$, area sezione in cls (a vantaggio di sicurezza h_c è pari all'altezza della soletta più la predalle)

è' possibile calcolare la forza massima di scorrimento definendo i seguenti contributi:

$$F_{cf,1} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} = \frac{233800 \cdot 355}{1.05} = 79047 \text{ kN}$$

$$F_{cf,2} = 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = 0.85 \frac{1743750 \cdot 32}{1.5} + \frac{22608 \cdot 450}{1.15} = 40467 \text{ kN}$$

$$F_{cf,3} = 0 \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{22608 \cdot 450}{1.15} = 8847 \text{ kN}$$

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = 40467 + 8847 = 49313 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

Aa	As	beff	hc	Ac	Fcf1	Fcf2	Fcf	Fcf3	Vld
[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
233800	22608	5625	310.0	1743750	79047	40467	40467	8847	49313

Disponendo n° 4 connettori sulla flangia superiore di ciascuna trave in acciaio si è scelto un passo costante pari a 200mm:

$$F_{Ed,s} = V_{ld}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a} | P_{Rd,c}) \cdot n = 109.48 \cdot 4 = 437.92 \text{ kN}$$

$$n^{\circ} \text{ conn} = \frac{F_{Ed,s}}{P_{Rd}} = \frac{49313}{437.92} \cong 113, \text{ n}^{\circ} \text{ di connettori totali}$$

$L_{Trav} = \frac{L_1 + L_2}{2} = 45m$ è la lunghezza della trave (a vantaggio di sicurezza) per la quale è stata calcolata la forza di scorrimento:

$$S = \frac{L_{Trav}}{n^{\circ}conn} = \frac{45000}{113} = 398mm \text{ è il passo da calcolo dei connettori}$$

S_d è il passo di progetto adottato.

Nella tabella seguente si riporta la tabella con il calcolo automatizzato, da confrontare con i risultati sopra svolti:

FE _{d,s} [kN]	PR _d [kN]	n°conn	L _{trav} [cm]	S [mm]	S _{min} [mm]	S _{max} [mm]	S _d [mm]
49313.22	437.91	113.00	4500	398	110	244	200

8 Criteri di calcolo

8.1 Statica longitudinale

Lo schema statico adottato è quello di travi continue a più campate ad asse rettilineo con luci pari agli interassi delle pile misurati sull'asse stradale. L'analisi strutturale è condotta sul modello globale costituito da due travi composte collegate tra loro da traversi, sottoposte al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni e all'aliquota dei carichi mobili.

Ogni trave continua composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto, quindi, delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta. Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio distinguendo, all'interno dello stesso modello di calcolo, diverse condizioni e combinazioni di carico.

E' possibile fare riferimento ai seguenti modelli di calcolo:

- **Modello 1:** contempla le verifiche durante le varie fasi di assemblaggio dei conci metallici e di getto della soletta. E' ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e dal peso proprio della soletta e dei carichi permanenti (Fase 0).
- **Modello 2:** ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio. Gli effetti della viscosità e del ritiro vengono valutati secondo il loro reale andamento al variare del tempo. Dunque, è possibile utilizzare lo stesso modello di calcolo per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata (vento, carichi mobili, variazioni termiche) e degli effetti indotti dalle azioni a lungo termine. Nel seguito la fase denominata 2 rappresenterà l'effetto indotto dalle azioni permanenti (Fase 0), dalle azioni permanenti non strutturali, dalle azioni di breve durata e a lungo termine.

Nel Modello 2, per tenere in conto della fessurazione delle travi composte si è fatto riferimento al secondo metodo previsto dal punto § 4.3.2.2.1 delle NTC2018, il quale, per le travi continue con luci delle campate che non differiscono tra loro di più del 60%, considera l'esistenza di una zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidità EJ_2 , pari al 15% della luce della campata stessa (la rigidità EJ_1 è assegnata a tutte le altre zone). Considerando una riduzione della rigidità delle sezioni resistenti (per effetto della fessurazione del cls) poste in corrispondenza delle zone dell'impalcato sovrastanti gli appoggi, di fatto, si massimizza il momento positivo e la deformazione (verticale) delle travi principali in campata.

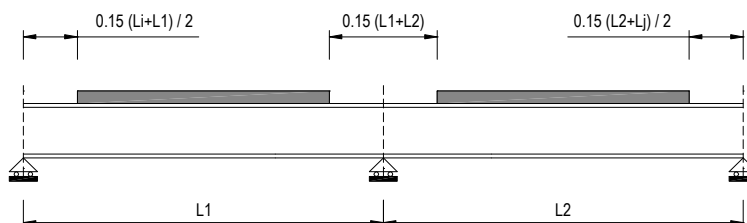


Figura 8-1: – Sezione longitudinale tipo

La larghezza collaborante di ciascuna trave composta è stata valutata in ossequio agli schemi della figura seguente, ottenendo i risultati riportati nella sezione di verifica dell'impalcato.

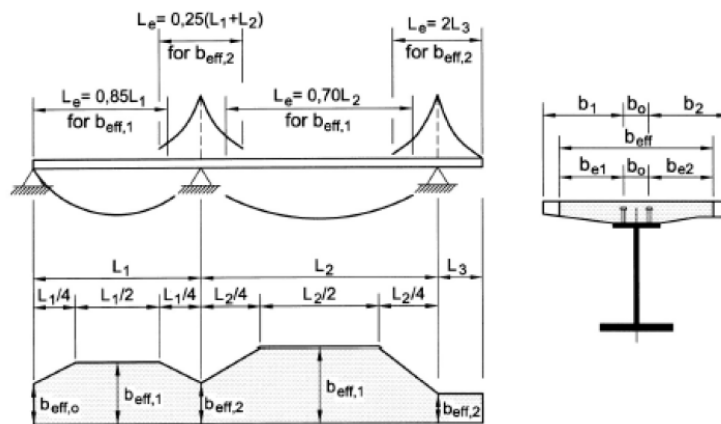


Figura 8-2: – Sezione trasversale tipo

La capacità resistente delle sezioni e degli elementi portanti della struttura da ponte in oggetto è stata valutata secondo quanto previsto dalle NTC2018. In particolare, si è proceduto determinando le capacità resistenti nei confronti delle sollecitazioni flessionali, taglianti e torcenti, determinando anche gli effetti dovuti alla presenza contemporanea di più sollecitazioni. Nella fattispecie, le capacità degli elementi portanti sono state valutate utilizzando il metodo elastico (vedi punto 4.2.3.2 delle NTC2018), applicabile a qualunque tipo di sezione.

Per le verifiche di sicurezza, si considerano le seguenti sezioni tipo:

- Sezione Tipo 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e del getto della soletta di calcestruzzo (verifiche FASE 0).
- Sezione Tipo 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con modulo del cls variabile nel tempo. La sezione reagente a momento flettente positivo è costituita dal cls, barre d'armatura e acciaio, mentre, a momento flettente negativo, la sezione è costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con calcestruzzo non reagente a trazione (verifiche FASE 2).

8.2 Statica trasversale

L'interasse fra le travi principali è stato scelto in modo da contenere le sollecitazioni nelle parti laterali della soletta a sbalzo. Tale interasse risulta pari a 5.30 m. In particolare, si è effettuata la verifica della soletta, nel modello globale di calcolo, considerando le reali condizioni di vincolo offerte dalle travi composte longitudinali. Oltre al peso proprio, sono stati applicati il peso proprio della pavimentazione, il peso proprio dei cordoli, delle barriere di protezione e delle finiture ed i carichi mobili.

9 Modello di calcolo agli elementi finiti

9.1 Introduzione

L'analisi della struttura è stata condotta con il programma di calcolo agli elementi finiti SOFiSTiK AG, utilizzando i coefficienti di combinazione dei carichi in conformità a quanto prescritto dalla vigente normativa del DM 17.01.2018. Lo schema statico considerato è riconducibile a quello di una trave continua su più appoggi. Il collegamento tra impalcato e sottostrutture avviene attraverso apparecchi di appoggio che trasferiscono solo azioni orizzontali e verticali.

Il modello di calcolo comprende la sovrastruttura, costituita dalle travi principali composte e dai traversi, gli isolatori e la sottostruttura, costituita dalle spalle e dalle pile.

L'impalcato della sovrastruttura è stato modellato attraverso elementi "beam". In particolare, le travi longitudinali vengono modellate attraverso un beam con sezione composta acciaio-clc. La soletta in clc viene collegata alle travi metalliche mediante elementi denominati "connection shear", i quali permettono il trasferimento delle forze taglianti orizzontali tra acciaio e calcestruzzo assolvendo, pertanto, la funzione di connettori. Le travi longitudinali vengono collegate tra di loro mediante appositi elementi "beam" atti a simulare i traversi dell'impalcato. Il graticcio formato dagli elementi beam (travi composte e traversi), viene collegato attraverso un elemento piastra. Questo elemento piastra, avente rigidità flessionale solo nel piano della sezione trasversale, simula l'effetto trasversale dovuto alla presenza della soletta di clc. Gli appoggi di tale schema statico sono individuati dagli isolatori.

Gli isolatori sono stati modellati con elementi "spring" dotati di rigidità orizzontale e verticale pari a quelle degli isolatori stessi, così come indicato dal produttore. Tali molle presentano solo rigidità traslazionale (*orizzontale e verticale*) e, pertanto, hanno come gdL le traslazioni vincolate e le rotazioni libere.

La molla è collegata al baricentro della soletta in c.a. mediante un link rigido di lunghezza pari all'altezza della sezione metallica più metà della soletta. Nell'immagine seguente si presenta un particolare relativo alla modellazione degli appoggi. Le pile sono state modellate come elementi lineari tipo "beam", risultando collegate in sommità alle molle (elementi "spring") e vincolate alla base con un vincolo d'incastro perfetto. Le spalle non vengono modellate, ma vengono analizzate direttamente con le reazioni nel nodo inferiore del vincolo d'appoggio. Si precisa che le verifiche dell'impalcato e degli isolatori sono state effettuate sulla base dell'output del modello numerico implementato sul software "SOFiSTiK AG". Seguono alcune immagini del modello agli elementi finiti.

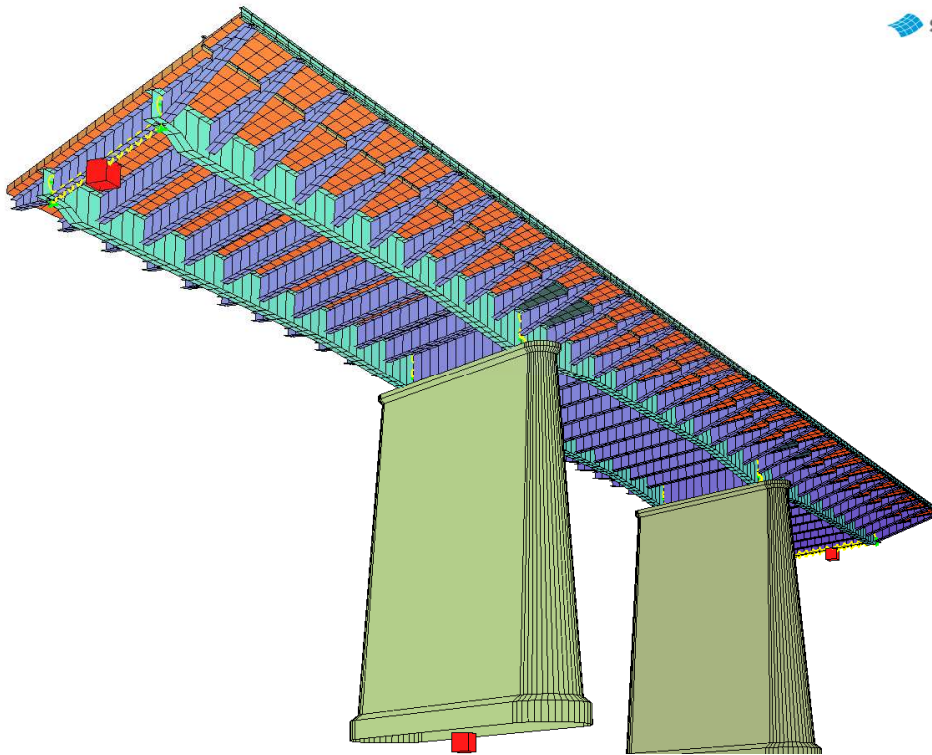


Figura 9-1: – Modello di calcolo 3D

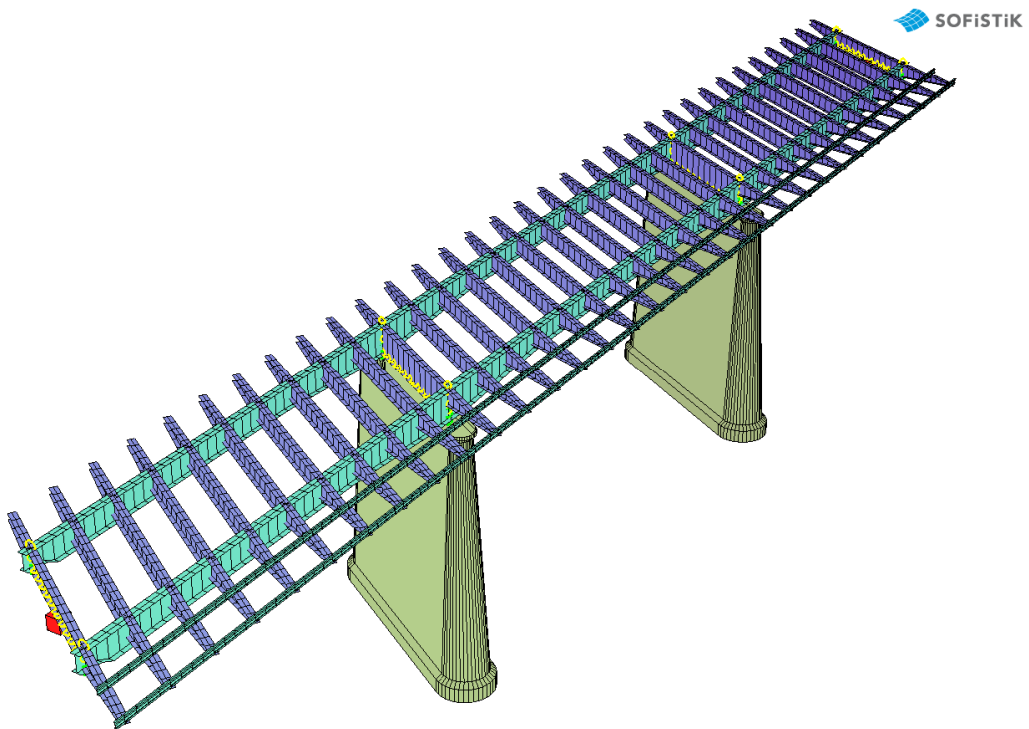


Figura 9-2: – Modello 3D struttura metallica

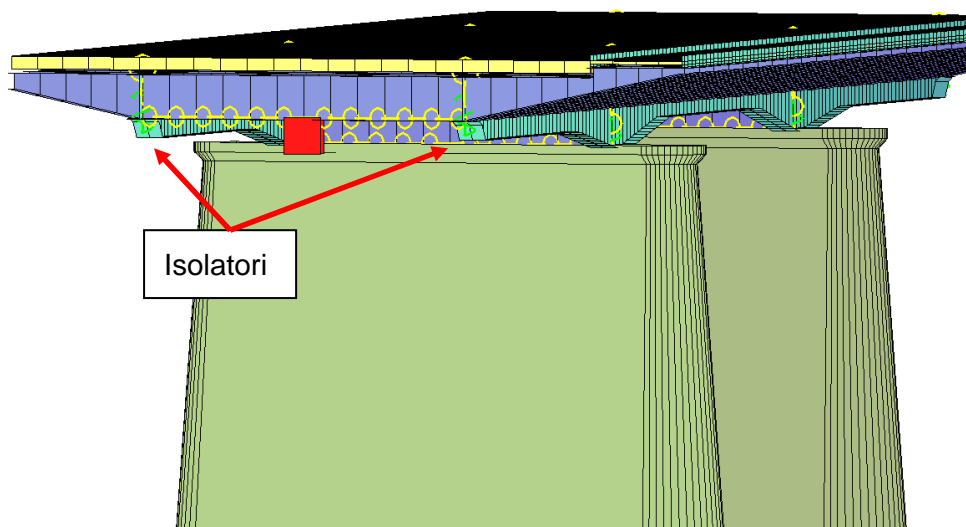


Figura 9-3: – Particolari vincoli spalla

9.2 Elementi spring (isolatori)

Per l'isolamento sismico dell'impalcato si è previsto l'utilizzo di 8 isolatori elastomerici del tipo HDRB ad alto smorzamento (ξ_{eq} 12%) le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riepilogate nella tabella al §4.2.7.

9.2.1 Definizione della rigidità degli isolatori per i vari Stati Limite

Si calcola in questo paragrafo la rigidità equivalente degli isolatori per i diversi stati limite considerati nel progetto, vale a dire le condizioni sismiche (SLV e SLC).

Il valore è stimato basandosi sul tipico andamento espresso in forma adimensionale del modulo dinamico a taglio in funzione della deformazione di taglio relativo a dispositivi di appoggio di tipo elastomerico (Figura 9-4). Tale legame quando viene espresso in forma adimensionale è sostanzialmente indipendente sia dal tipo di miscela che dalla geometria del dispositivo elastomerico considerato. I valori di deformazione utilizzati per la stima della rigidità sono quelli finali ottenuti da analisi, trattandosi di un processo di calcolo iterativo.

Si assume che per i vari stati limite ciascun isolatore appartenente ad una data tipologia, sia caratterizzato dal medesimo valore medio di rigidità laterale.

Per gli isolatori in esame si è considerata una sostanziale indipendenza della rigidità orizzontale dal carico verticale visto quanto descritto in C7.10.5.1: "Per gli isolatori elastomerici con elevati

fattori di forma e con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidità orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile”.

Per l'isolatore in esame il coefficiente di forma è pari a **S1 = 15.4**.

Nella pratica progettuale, confermata dalle prove sperimentali su dispositivi elastomerici, si considerano alti i fattori di forma quando $S1 > 10-15$. Di fatto, peraltro, gli isolatori elastomerici sono di norma forniti dai produttori con fattori di forma almeno superiori a 10, a differenza dei comuni appoggi elastomerici che hanno fattori S1 inferiori a 10 (anche 5 o 6).

Stato Limite di Salvaguardia vita (SLV) e di Collasso (SLC)

Per la condizione $SLV_q = 1.0$, lo spostamento medio è pari a circa 120mm, cui corrisponde una deformazione tagliante pari a $\gamma = 120/104 = 1.15$.

Per la condizione $SLC_q = 1.0$, lo spostamento medio è pari a circa 146mm, cui corrisponde una deformazione tagliante pari a $\gamma = 146/104 = 1.40$.

Considerando la curva di variazione del modulo dinamico a taglio equivalente in funzione della deformazione di taglio si nota come per gli stati limite SLV e SLC il modulo dinamico subisce una variazione di entità trascurabile. Per la condizione SLV l'incremento di rigidità è praticamente nullo. Per la condizione SLC il valore è equivalente a quello nominale riportato al §4.2.7.

Considerazioni analoghe valgono relativamente alla curva di variazione dello smorzamento viscoso equivalente in funzione della deformazione di taglio. Conservativamente si è comunque limitato lo smorzamento al valore nominale pari a $\xi_{esi}=12\%$.

Le proprietà degli isolatori per la condizione SLV sono riportate di seguito:

- TDRI-550-NM-104: $K_{esi}=1.91*1.0 = 1.91\text{kN/mm}$; $\xi_{esi}=12\%$

Le proprietà degli isolatori per la condizione SLC sono riportate di seguito:

- TDRI-550-NM-104: $K_{esi}=1.91*1.0 = 1.91\text{kN/mm}$; $\xi_{esi}=12\%^1$

¹ Si mantiene il valore del 12% poiché già cautelativamente ridotto, rispetto a quello dichiarato dal produttore (15%).

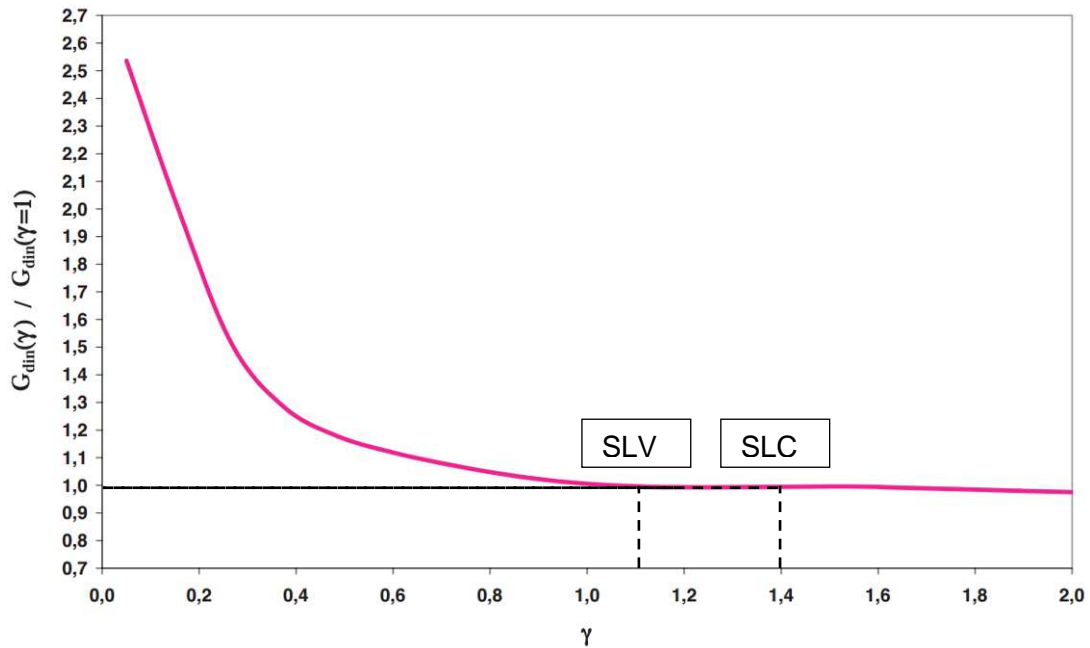


Figura 9-4: Andamento adimensionalizzato del modulo di taglio in funzione della deformata tagliante; stima per SLV e SLC

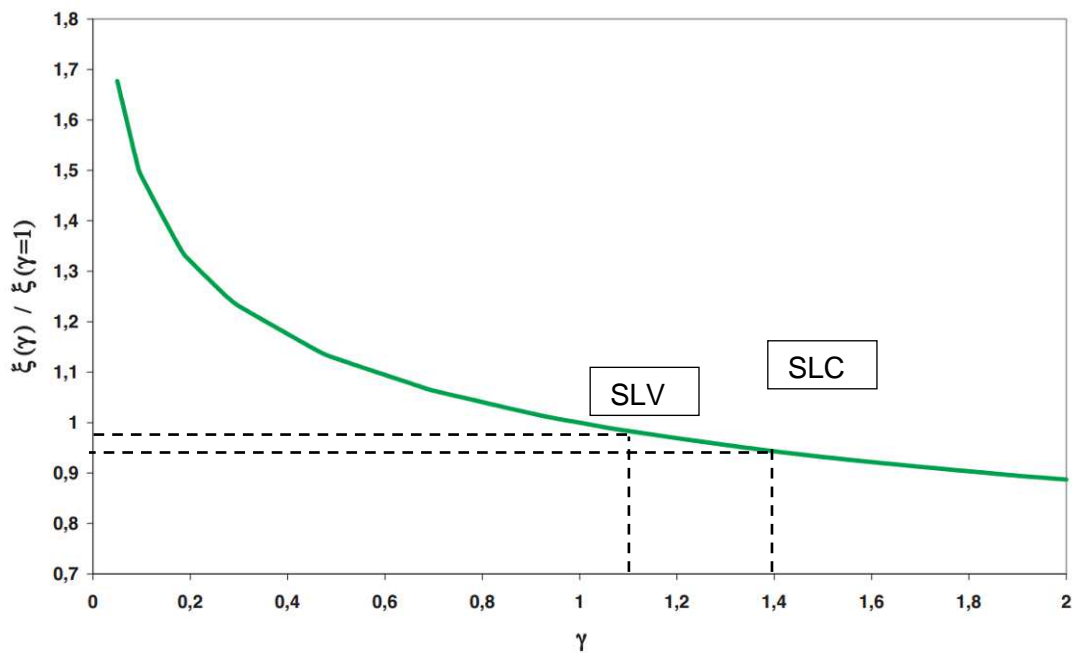


Figura 9-5: Andamento adimensionalizzato dello smorzamento viscoso in funzione della deformata tagliante; stima per SLV e SLC

9.3 Analisi numeriche e modi di vibrare

9.3.1 Analisi sismiche

Nelle analisi verifiche sono stati considerati gli effetti delle variazioni di temperatura, del ritiro e della viscosità del calcestruzzo. In particolare, gli effetti delle azioni sono stati valutati mediante un'analisi globale elastica, mentre la capacità degli elementi strutturali è stata definita considerando il comportamento elastico delle sezioni. Inoltre, per le verifiche agli stati limite di esercizio, è stata effettuata un'analisi elastica globale, opportunamente definita per portare in conto gli effetti della fessurazione del calcestruzzo e per condurre le verifiche allo stato limite di fatica. Date le caratteristiche del ponte e del sistema di isolamento, è stato possibile effettuare una modellazione elastica lineare della struttura (§ 4.3.2.2.1 NTC2018).

9.3.2 Analisi dinamiche lineari

Unitamente alle azioni statiche (per cui le sollecitazioni \ deformazioni sono state ricavate da un'analisi statica lineare), è stata condotta un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta (*definito dallo spettro elastico di norma "smorzato", secondo il punto 3.2.3.2.1 delle NTC2018, tenendo conto della capacità dissipativa dei dispositivi di isolamento*). Si osserva che, come c'è da aspettarsi per un ponte isolato, già per il primo modo (*lungo entrambe le direzioni principali orizzontali*) la massa partecipante risulta essere superiore all'85% di quella totale. Il fatto di aver considerato diversi modi di vibrazione per la definizione della risposta dinamica della struttura fa sì che l'analisi modale condotta riguardi praticamente la totalità della massa del ponte (*pertanto, il punto § 7.3.3.1 delle NTC2018 risulta soddisfatto*). La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti, è stata effettuata attraverso la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

dove:

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j ;

$\rho_{ij}(\xi)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j .

Per quanto concerne la combinazione degli effetti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta relativa ad una delle due direzioni orizzontali principali (*sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.*) sono stati sommati al 30% dei valori massimi ottenuti per l'altra direzione principale (*considerando comunque gli effetti della componente verticale del sisma*), secondo quanto previsto nel punto § 7.3.5 delle NTC2018, applicando la seguente espressione:

$$1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Inoltre, si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico, di cui al § 7.9.3 delle NTC2018, attribuendo al centro di massa nelle due direzioni principali le seguenti eccentricità accidentali:

- $e_x = 0.03 \cdot L_x = 0.03 \cdot 65 = 1.95m$
- $e_y = 0.03 \cdot L_y = 0.03 \cdot 11.00 = 0.33m$

Dai parametri che definiscono la risposta modale della struttura (*vedi dati riportati in basso*), si osserva che il periodo del primo modo fondamentale (*pari a 1.50s circa*) è del tutto coerente con quello ipotizzato nel predimensionamento del sistema di isolamento. Si riportano nel seguito le frequenze e le masse partecipanti del ponte in oggetto.

No.	f	T	ξ	Meff	
	[Hz]	[sec]		X[%]	Y[%]
1	0.656	1.524	12.0	10.1	90.0
2	0.659	1.518	12.0	89.9	10.1
3	0.848	1.180	12.0	0.0	0.0
4	1.772	0.564	12.0	0.0	0.0
5	1.782	0.561	12.0	0.0	0.0
6	1.783	0.561	12.0	0.0	0.0
7	1.783	0.561	12.0	0.0	0.0
8	1.783	0.561	12.0	0.0	0.0
9	1.783	0.561	12.0	0.0	0.0
10	1.783	0.561	12.0	0.0	0.0
11	1.783	0.561	12.0	0.0	0.0
12	1.784	0.561	12.0	0.0	0.0
13	1.824	0.548	12.0	0.0	0.0
14	1.825	0.548	12.0	0.0	0.0
15	1.830	0.546	12.0	0.0	0.0
16	1.830	0.546	12.0	0.0	0.0
17	1.830	0.546	12.0	0.0	0.0
18	1.831	0.546	12.0	0.0	0.0
19	1.831	0.546	12.0	0.0	0.0
20	1.831	0.546	12.0	0.0	0.0
21	1.831	0.546	12.0	0.0	0.0
22	2.015	0.496	12.0	0.0	0.0
23	2.997	0.334	12.0	0.0	0.0
24	3.309	0.302	12.0	0.0	0.0
25	3.310	0.302	12.0	0.0	0.0
26	3.321	0.301	12.0	0.0	0.0
27	3.324	0.301	12.0	0.0	0.0
28	3.327	0.301	12.0	0.0	0.0
29	3.454	0.290	12.0	0.0	0.0
30	3.461	0.289	12.0	0.0	0.0
			Σ(%) ¹	100.0	100.0

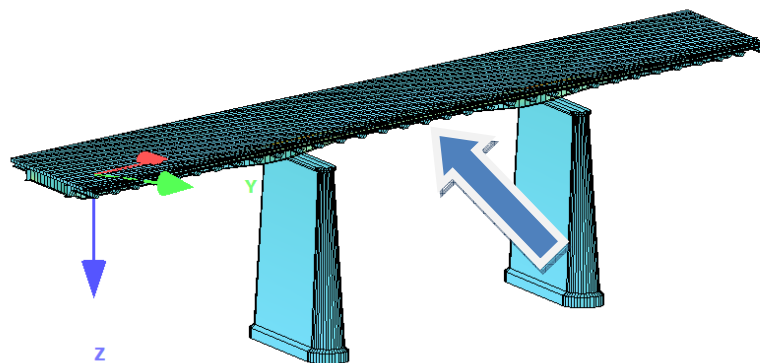
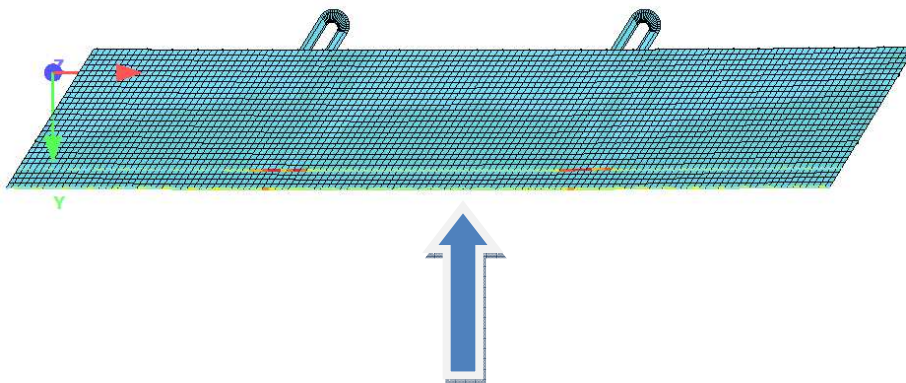


Figura 9-6: 1° modo di vibrare (TRASLAZIONALE) dell'impalcato (0.66 Hz)

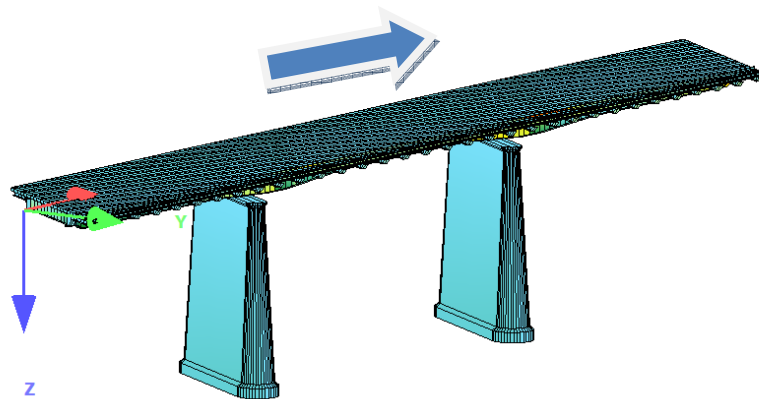
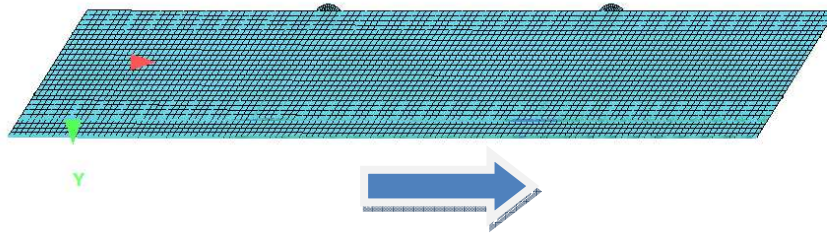


Figura 9-7: II° modo di vibrare (TRASLAZIONALE) dell'impalcato (0.66 Hz)

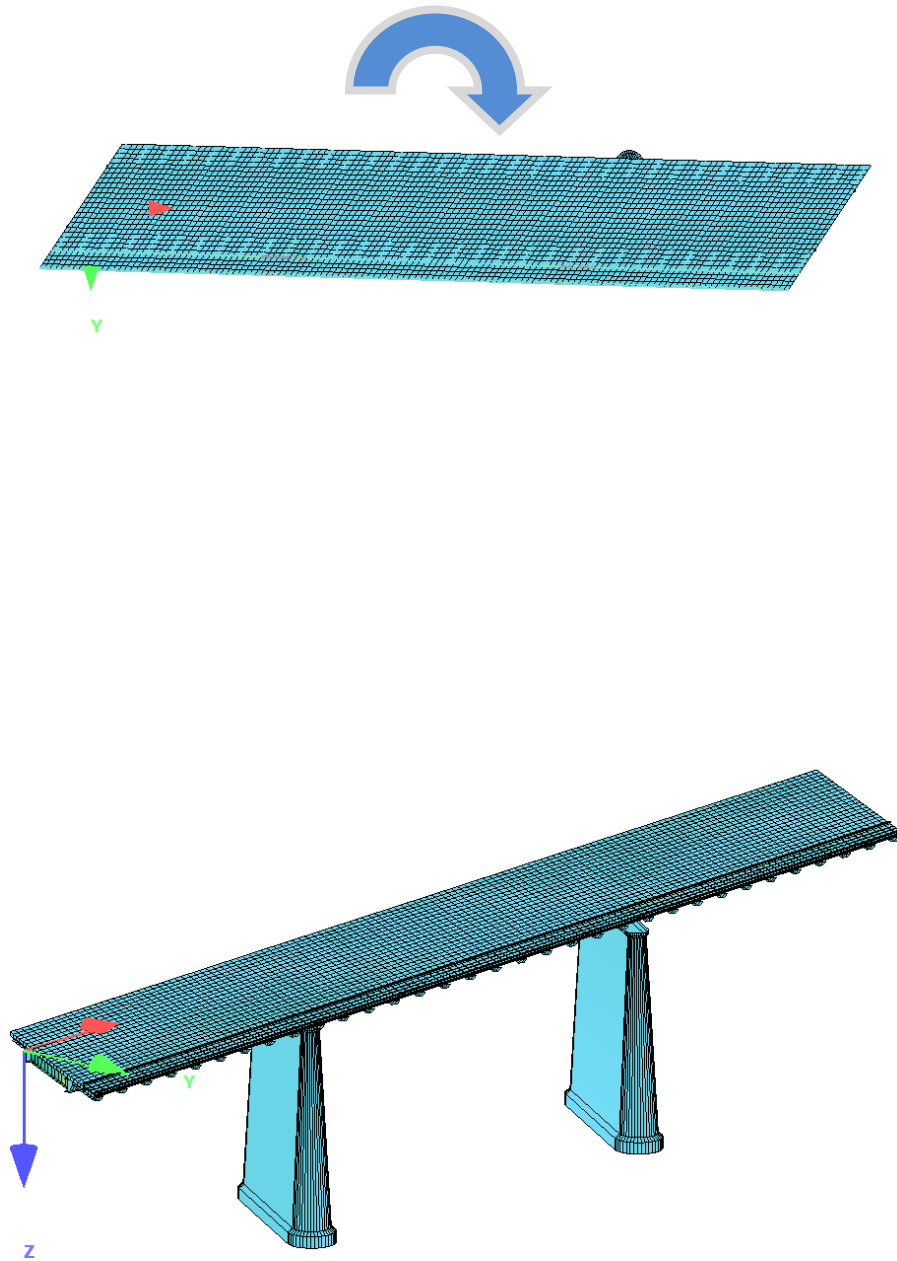


Figura 9-8: III° modo di vibrare (ROTAZIONALE) dell'impalcato (0.85 Hz)

10 Fasi di costruzione

La tipologia di ponte è quella a struttura mista acciaio-clt, costituita da 2 travi principali longitudinali con interasse pari a 5.30m, trasversi con interasse di circa 2.00m e soletta in c.a. (s=25cm) collaborante in Fase 2, da realizzarsi con getto in opera su lastre predalles autoportanti appoggiate sugli elementi trasversali. La connessione tra le travi in acciaio e la soletta in c.a. avviene con pioli tipo Nelson saldati alle travature longitudinali e trasversali. La struttura dell'impalcato viene realizzata sulla base di una sequenza di assemblaggio delle membrature metalliche e successivo getto di calcestruzzo di completamento. Come già anticipato, le "macro-fasi" possono essere suddivise come segue:

- *ripristino e miglioramento delle sottostrutture (spalle e pile)*
- *trasporto componenti impalcato nell'area di stoccaggio;*
- *assemblaggio dell'impalcato nell'area di cantiere;*
- *posizionamento delle campate laterali;*
- *posizionamento della campata centrale;*
- *getto soletta, realizzazione pavimentazione stradale e opere di finitura.*

La sequenza di fasi costruttive di seguito illustrata è stata definita al fine di rendere la messa in opera del ponte il più possibile compatibile con le esigenze di limitazione dei costi e di "corretto posizionamento" dei materiali costituenti gli elementi strutturali portanti (c.a. ed acciaio).

Fasi di costruzione

Construction Stages

CS	Type	t [d]	RH [%]	T [°C]	laun_1 [m]	laun_2 [m]	Designation
7	G_1						Struttura metallica -S1
9	G_1						Struttura metallica -S2
10	G_2						Predalles
19	G_1						Calcestruzzo-C1
20	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
22	G_1						Calcestruzzo-C2
23	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
25	G_1						Calcestruzzo-C3
26	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
50	C_1	6	80	15			Viscosità e ritiro a fine costr
51	C_1	8	80	15			Viscosità e ritiro a fine costr
55	G_2						Carichi permanenti non struttura
60	C_1	6	80	15			Viscosità e ritiro apertura tra
61	C_1	8	80	15			Viscosità e ritiro apertura tra
65	C_2	370	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a
66	C_2	3474	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a
67	C_2	32656	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a

CS number of the construction stage RH relative humidity
 Type type of the action T temperature in creep interval
 t effective duration of creep interval
 laun_1 launching distance of this construction stage for launching from side 1
 laun_2 launching distance of this construction stage for launching from side 2

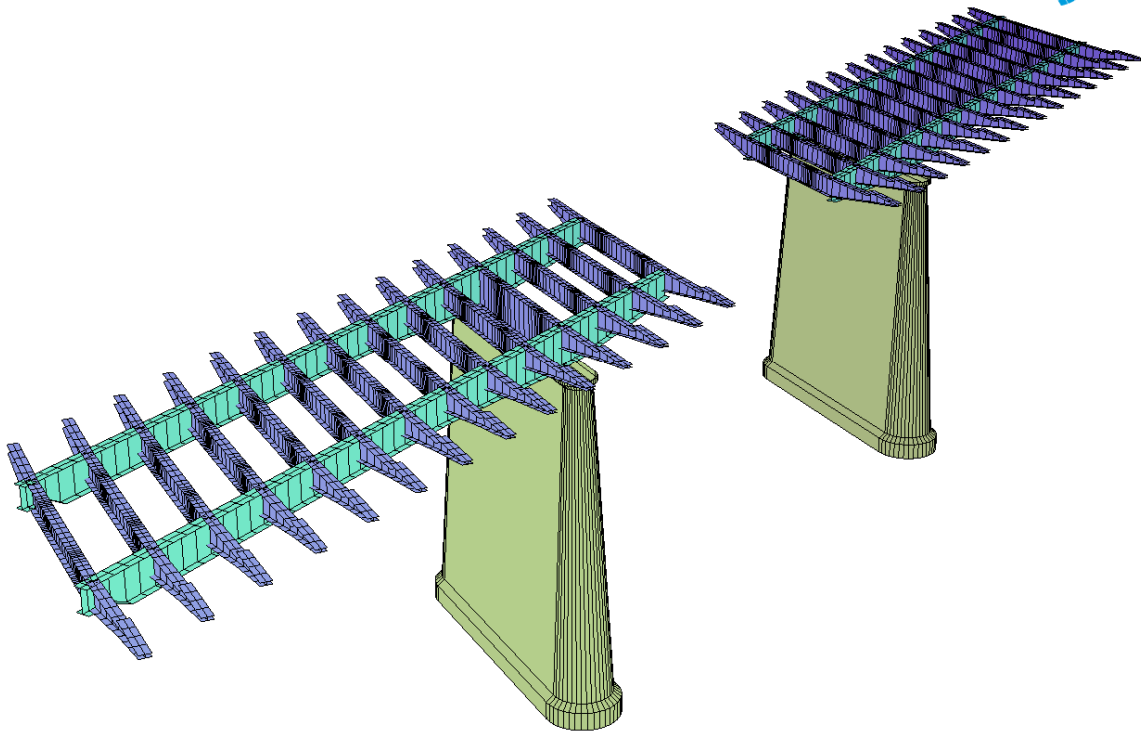


Figura 10-1: Fase di costruzione 1 - Posa in opera del primo e del secondo concio (CS 7)

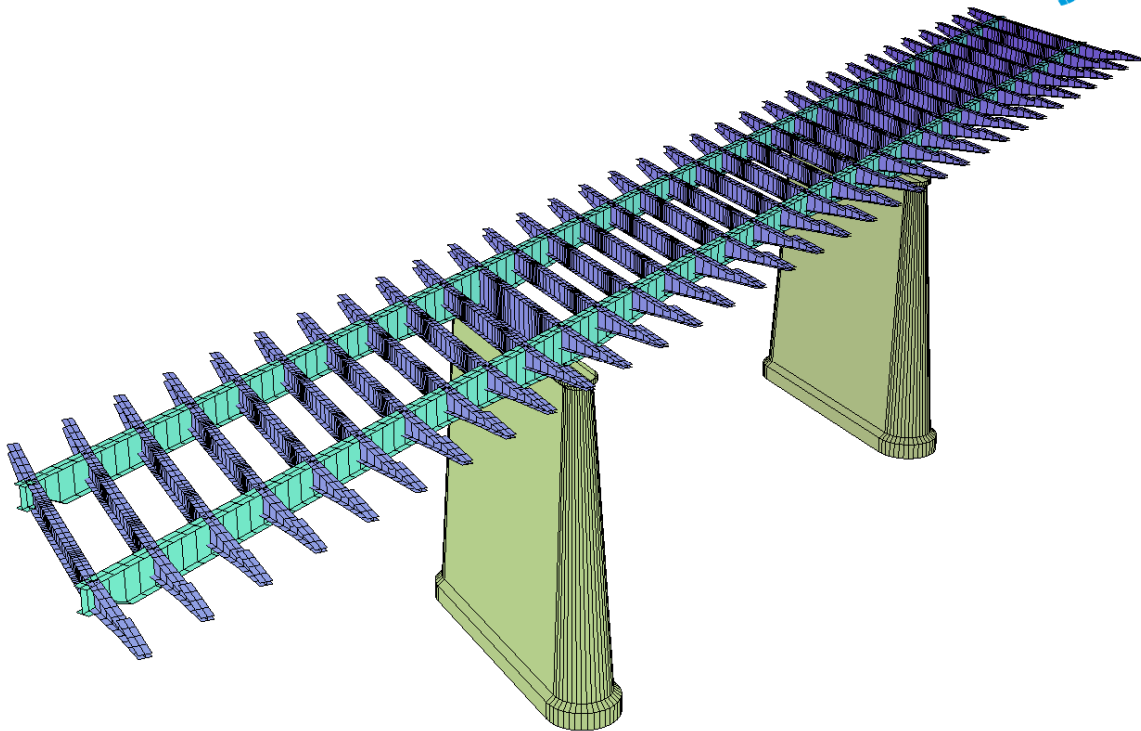


Figura 10-2: Fase di costruzione 2 - Posa in opera del concio della campata centrale e delle predalles(CS 9 + 10)

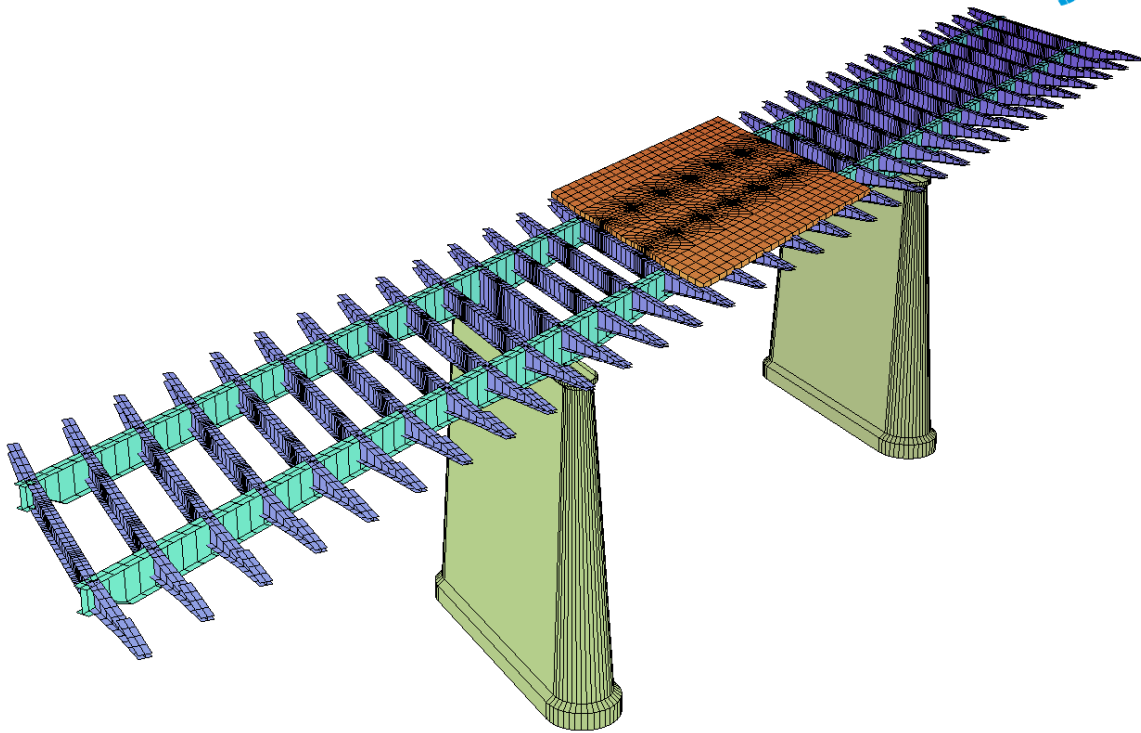


Figura 10-3: Fase di costruzione 3 - Getto del cls in parte della campata centrale (CS 19)

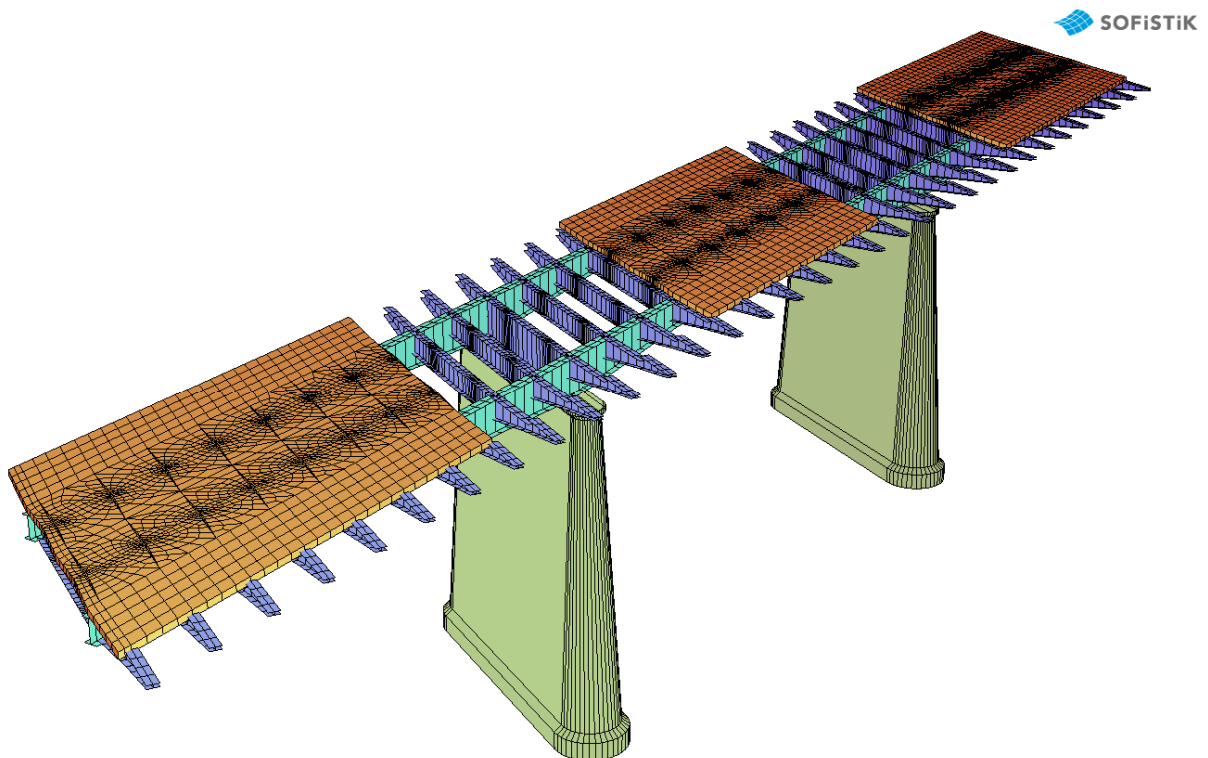


Figura 10-4: Fase di costruzione 4 - Getto del cls nelle campate laterali (CS 22)

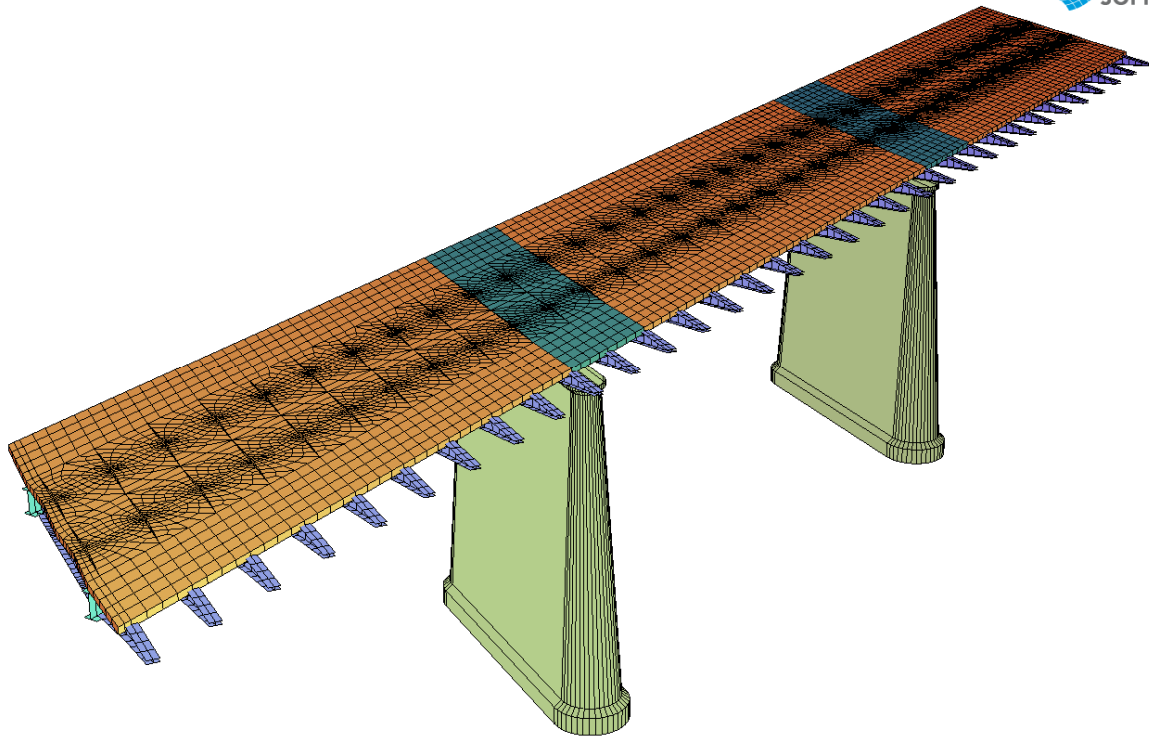


Figura 10-5: Fase di costruzione 6 - Getto del cls su appoggi pile e completamento dell'opera (CS 25)

11 Sollecitazioni impalcato

Nel presente capitolo si mostrano le sollecitazioni massime ricavate dal modello precedentemente descritto. Per le differenti condizioni di carico, ovvero per le combinazioni di carico più gravose, si illustrano le sollecitazioni massime ottenute dalle analisi, distinguendo tra Fase 0 (*soletta in c.a. non collaborante, con coefficienti parziali delle azioni unitari*) e Fase 2 (*sezione mista "c.a.-acciaio" collaborante, con coefficienti parziali della azioni riportate al § 6 della presente relazione*). A tal proposito si sottolinea che di fatto la Fase 0 comprende tutte le fasi di costruzione fino all'applicazione dei carichi permanenti strutturali, mentre la Fase 2 parte dal momento in cui la soletta in c.a. dell'intero impalcato diventa collaborante (*per tale fase si tiene anche conto degli effetti di ritiro e viscosità precedentemente definiti*). Nei diagrammi seguenti si riportano il momento flettente intorno all'asse Y, il taglio lungo l'asse Z, il momento torcente intorno all'asse X (*gli assi si riferiscono al sistema di riferimento "globale"*).

Fasi di costruzione

Construction Stages

CS	Type	t [d]	RH [%]	T [°C]	laun_1 [m]	laun_2 [m]	Designation
7	G_1						Struttura metallica -S1
9	G_1						Struttura metallica -S2
10	G_2						Predalles
19	G_1						Calcestruzzo-C1
20	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
22	G_1						Calcestruzzo-C2
23	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
25	G_1						Calcestruzzo-C3
26	C_1	3	80	15			Viscosità e ritiro
50	C_1	6	80	15			Viscosità e ritiro a fine costr
51	C_1	8	80	15			Viscosità e ritiro a fine costr
55	G_2						Carichi permanenti non struttura
60	C_1	6	80	15			Viscosità e ritiro apertura tra
61	C_1	8	80	15			Viscosità e ritiro apertura tra
65	C_2	370	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a
66	C_2	3474	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a
67	C_2	32656	80	15			Viscosità e ritiro t-infinito a

CS number of the construction stage RH relative humidity
 Type type of the action T temperature in creep interval
 t effective duration of creep interval
 laun_1 launching distance of this construction stage for launching from side 1
 laun_2 launching distance of this construction stage for launching from side 2

Valori viscosità

Creep Values

Grp	Mat	h- θ [m]	t θ [d]	CS 20	CS 23	CS 26	CS 50	CS 51	CS 60	CS 61	CS 65	CS 66	CS 67	total ϕ -eff
		t[d]	--->	3	3	3	6	8	6	8	370	3474	32656	36537
		RH[%]	--->	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	
		T[°C]	--->	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
		t-eff	--->	2	2	2	5	6	5	6	292	2742	25774	28837
3	21	0.904	7	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
Grp	Mat	h- θ [m]	t θ [d]	CS 20	CS 23	CS 26	CS 50	CS 51	CS 60	CS 61	CS 65	CS 66	CS 67	total ϕ -eff
		RCRE	0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
			0	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
210	2	0.350	7	0.34	0.08	0.05	0.08	0.07	0.04	0.05	0.65	0.56	0.15	2.08
		RCRE	10	-	0.32	0.07	0.09	0.08	0.05	0.05	0.62	0.52	0.14	1.95
			13	-	-	0.30	0.12	0.09	0.05	0.05	0.61	0.50	0.13	1.85
			16	-	-	-	0.36	0.10	0.05	0.05	0.60	0.48	0.13	1.78
			22	-	-	-	-	0.37	0.07	0.06	0.60	0.46	0.12	1.68
			30	-	-	-	-	-	0.32	0.09	0.62	0.44	0.11	1.58
			36	-	-	-	-	-	-	0.34	0.66	0.43	0.11	1.53
			44	-	-	-	-	-	-	-	0.95	0.41	0.11	1.47
			414	-	-	-	-	-	-	-	-	0.88	0.08	0.96
			3888	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.62	0.62
220	2	0.350	7	-	0.34	0.08	0.10	0.08	0.05	0.05	0.67	0.56	0.15	2.08
		RCRE	7	-	0.34	0.08	0.10	0.08	0.05	0.05	0.67	0.56	0.15	2.08
			10	-	-	0.32	0.12	0.09	0.05	0.05	0.64	0.53	0.14	1.95
			13	-	-	-	0.38	0.11	0.05	0.06	0.63	0.50	0.13	1.85
			19	-	-	-	-	0.38	0.07	0.06	0.62	0.47	0.13	1.73
			27	-	-	-	-	-	0.33	0.09	0.63	0.45	0.12	1.61
			33	-	-	-	-	-	-	0.34	0.67	0.43	0.11	1.55
			41	-	-	-	-	-	-	-	0.96	0.42	0.11	1.49
			411	-	-	-	-	-	-	-	-	0.88	0.08	0.96
			3885	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.62	0.62
230	2	0.350	7	-	-	0.34	0.13	0.10	0.05	0.06	0.68	0.56	0.15	2.08
		RCRE	7	-	-	0.34	0.13	0.10	0.05	0.06	0.68	0.56	0.15	2.08
			7	-	-	0.34	0.13	0.10	0.05	0.06	0.68	0.56	0.15	2.08
			10	-	-	-	0.39	0.11	0.06	0.06	0.66	0.53	0.14	1.95
			16	-	-	-	-	0.39	0.07	0.07	0.64	0.49	0.13	1.78
			24	-	-	-	-	-	0.33	0.10	0.65	0.46	0.12	1.65
			30	-	-	-	-	-	-	0.35	0.68	0.44	0.12	1.58
			38	-	-	-	-	-	-	-	0.98	0.43	0.11	1.51
			408	-	-	-	-	-	-	-	-	0.88	0.08	0.96
			3882	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.62	0.62

230	102	0.350	7	-	-	0.34	0.13	0.10	0.05	0.06	0.68	0.56	0.15	2.08
		RCRE	7	-	-	0.34	0.13	0.10	0.05	0.06	0.68	0.56	0.15	2.08
			7	-	-	0.34	0.13	0.10	0.05	0.06	0.68	0.56	0.15	2.08
			10	-	-	-	0.39	0.11	0.06	0.06	0.66	0.53	0.14	1.95
			16	-	-	-	-	0.39	0.07	0.07	0.64	0.49	0.13	1.78
			24	-	-	-	-	-	0.33	0.10	0.65	0.46	0.12	1.65
			30	-	-	-	-	-	-	0.35	0.68	0.44	0.12	1.58
			38	-	-	-	-	-	-	-	0.98	0.43	0.11	1.51
			408	-	-	-	-	-	-	-	-	0.88	0.08	0.96
			3882	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.62	0.62
Grp group number						φ-eff sum construction stage creep parts								
h-θ notional size (2A/U)						t effective duration creep interval								
t0 age of concrete at time of loading						RH relative humidity								
CS construction stage creep part Δφ-eff						T temperature in creep interval								
RCRE Creep value for a later (at t0) acting load part (backward creeping)														

Valori ritiro 10⁻⁶

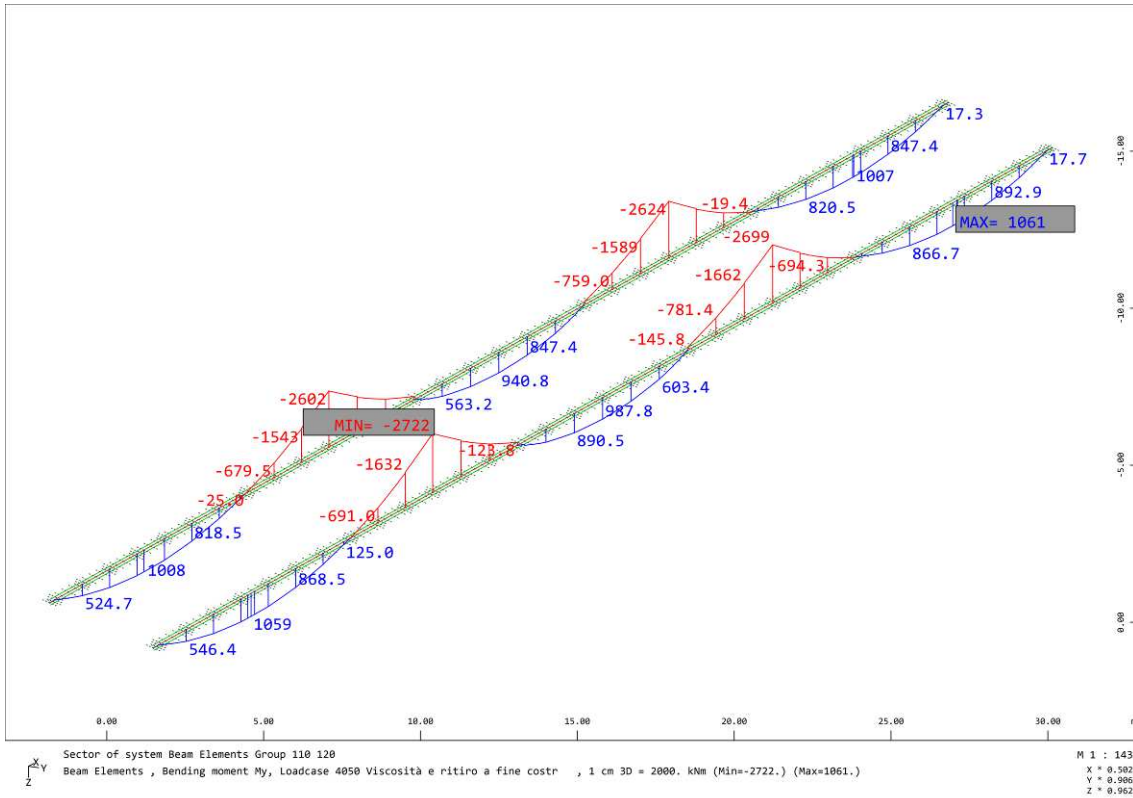
Shrinkage Values *10⁻⁶

Grp	Mat	h-θ [m]	ts [d]	CS 20	CS 23	CS 26	CS 50	CS 51	CS 60	CS 61	CS 65	CS 66	CS 67	total ε-cs
		t[d]	--->	3	3	3	6	8	6	8	370	3474	32656	36537
		RH[%]	--->	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	
		T[°C]	--->	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
		t-eff	--->	2	2	2	5	6	5	6	292	2742	25774	28837
3	21	0.904	3	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	wait	0.00
210	2	0.350	3	-5.5	-4.7	-4.1	-7.2	-8.2	-5.4	-6.5	-105.	-63.1	-10.7	-220.
220	2	0.350	3	-	-5.5	-4.7	-7.9	-8.8	-5.7	-6.8	-107.	-63.5	-10.7	-220.
230	2	0.350	3	-	-	-5.5	-8.8	-9.4	-6.0	-7.1	-109.	-63.8	-10.7	-221.
230	102	0.350	3	-	-	-5.5	-8.8	-9.4	-6.0	-7.1	-109.	-63.8	-10.7	-221.
Grp group number						ε-cs sum of construction stage parts								
h-θ notional size (2A/U)						t effective duration creep interval								
ts start time of drying						RH relative humidity								
CS construction stage shrinkage part Δε-cs						T temperature in creep interval								

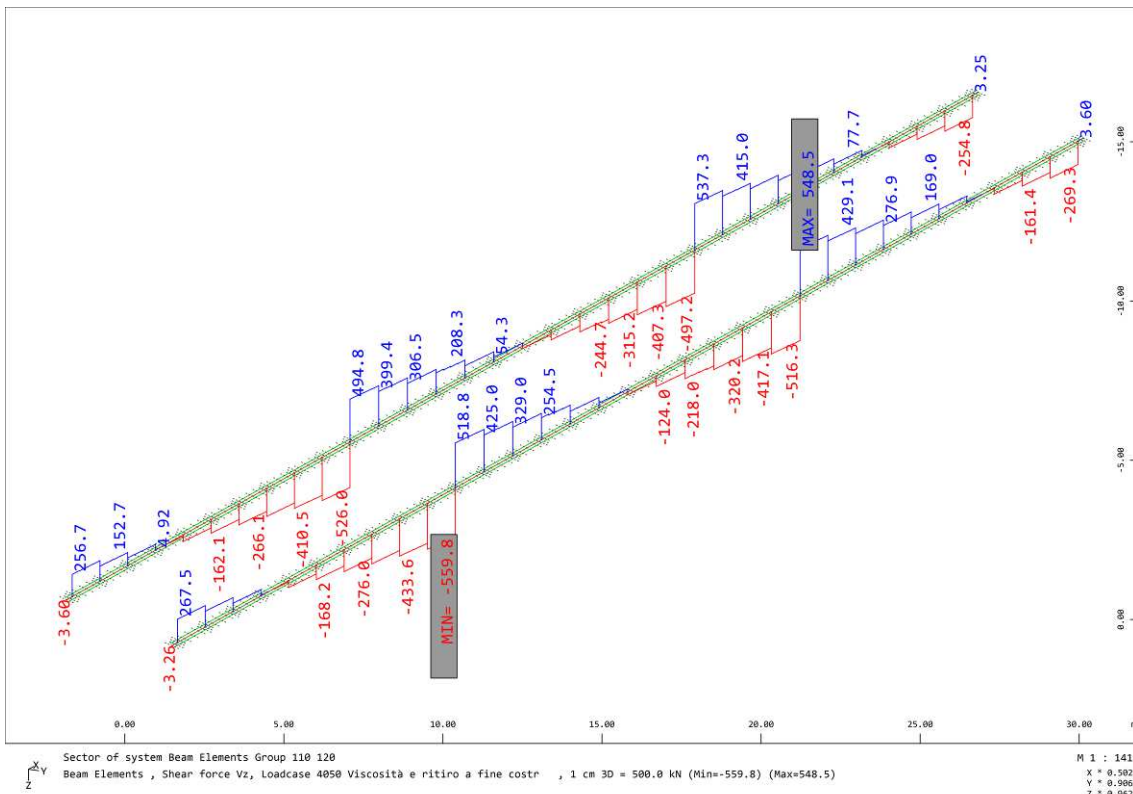
11.1 SLU – FASE 0

11.1.1 Travi principali longitudinali

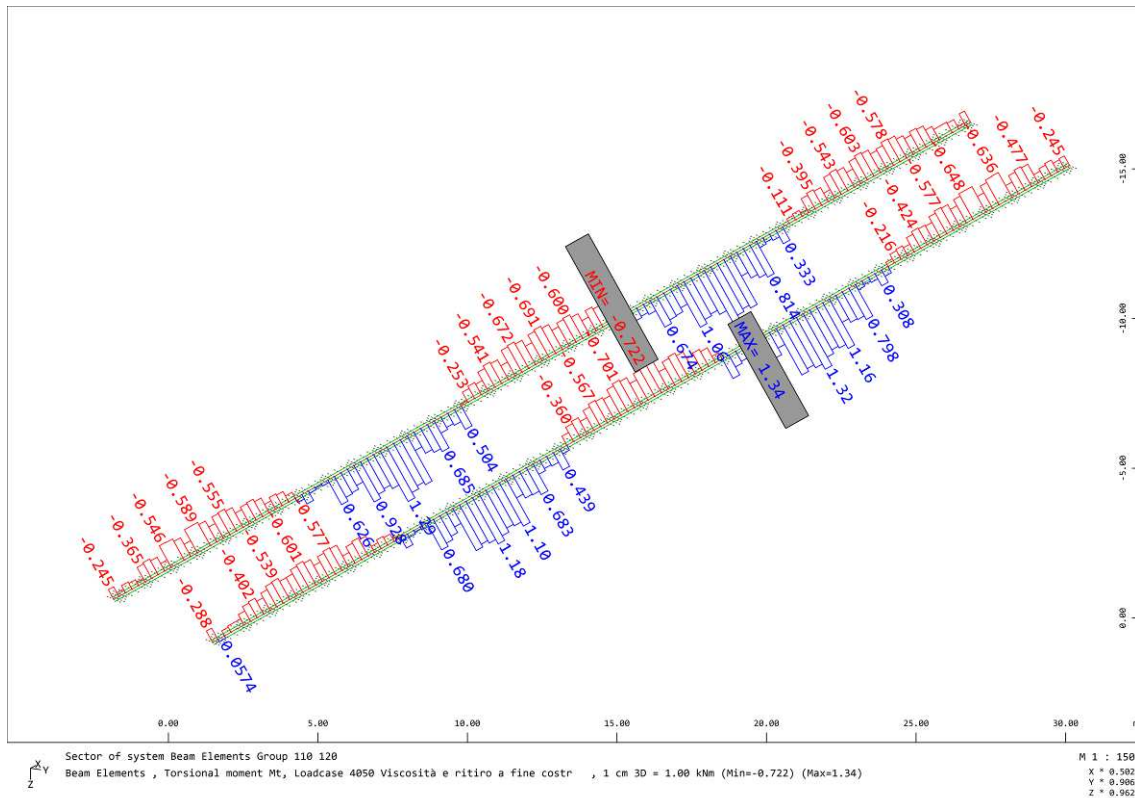
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite Ultimo per la Fase 0.



Momento flettente My (kNm)



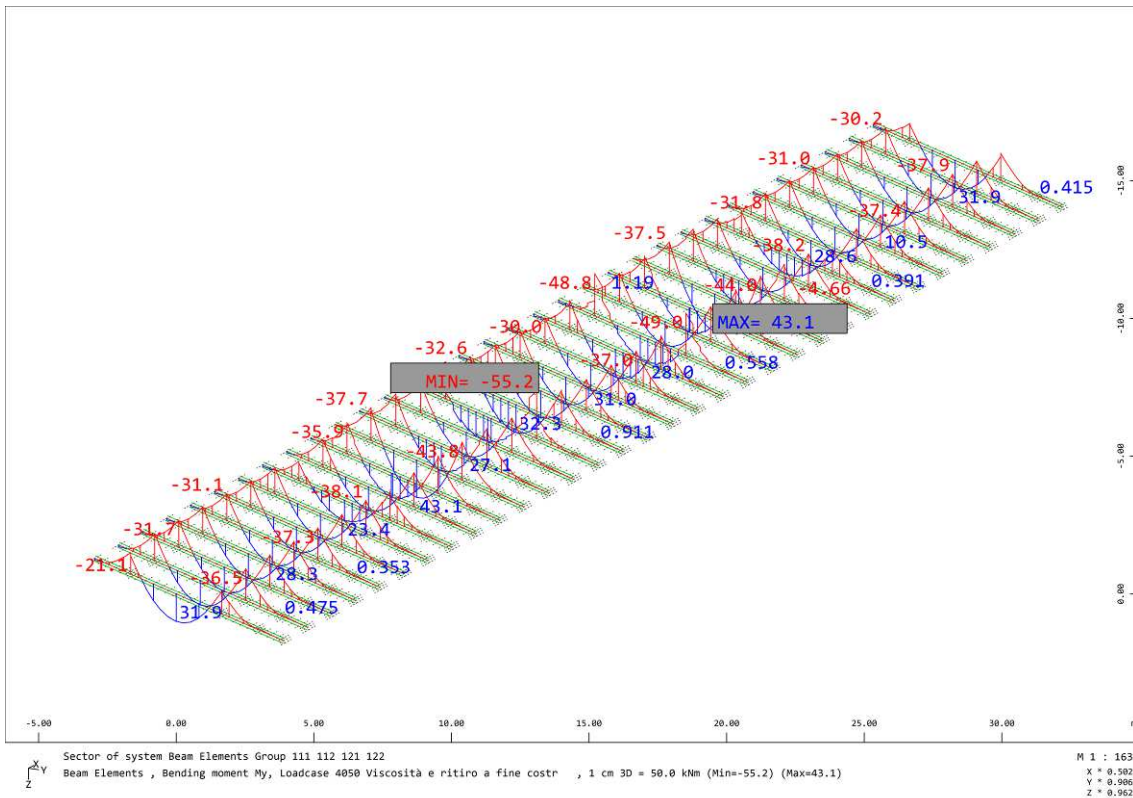
Taglio Vz (kN)



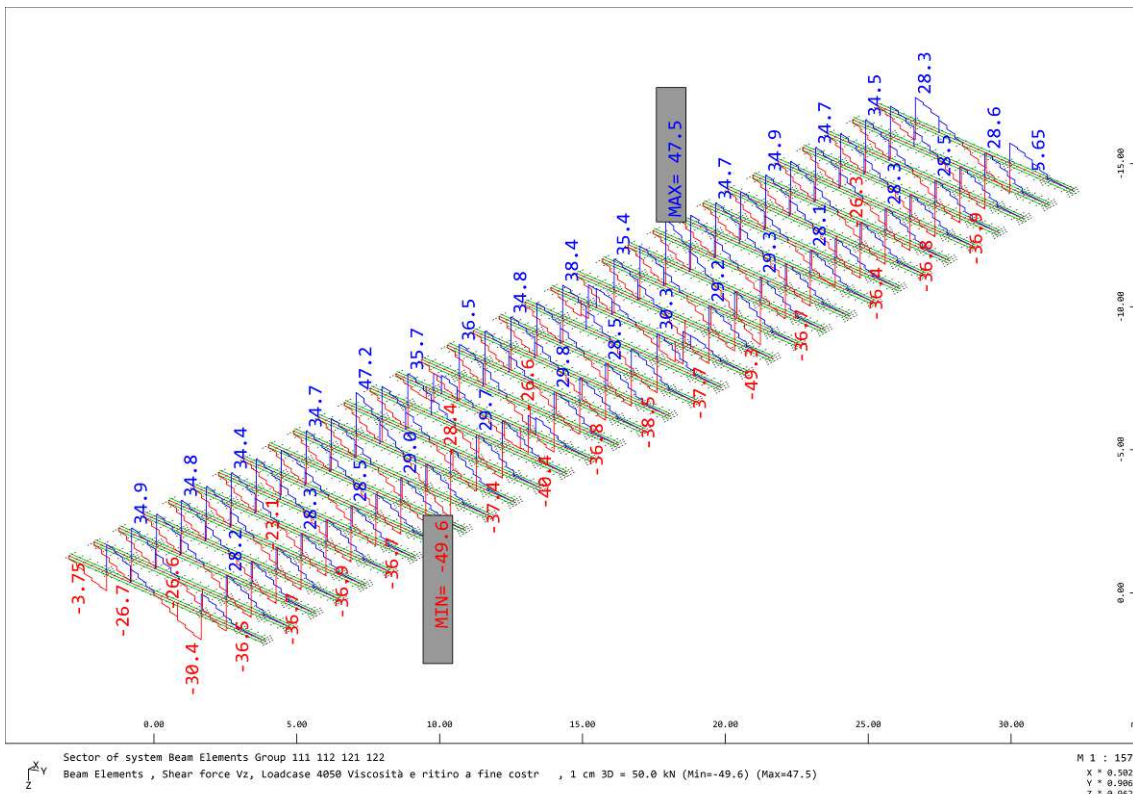
Momento torcente Mt (kNm)

11.1.2 Traversi

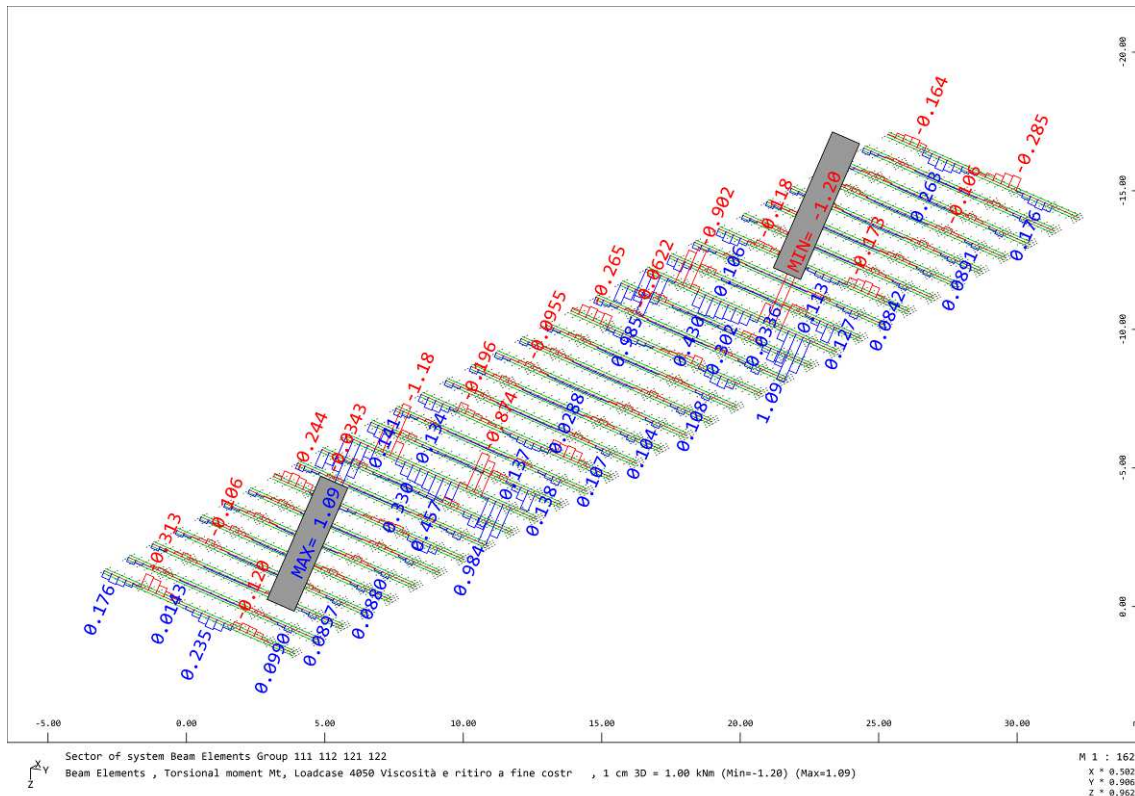
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite Ultimo per la Fase 0.



Momento flettente My (kNm)



Taglio Vz (kN)

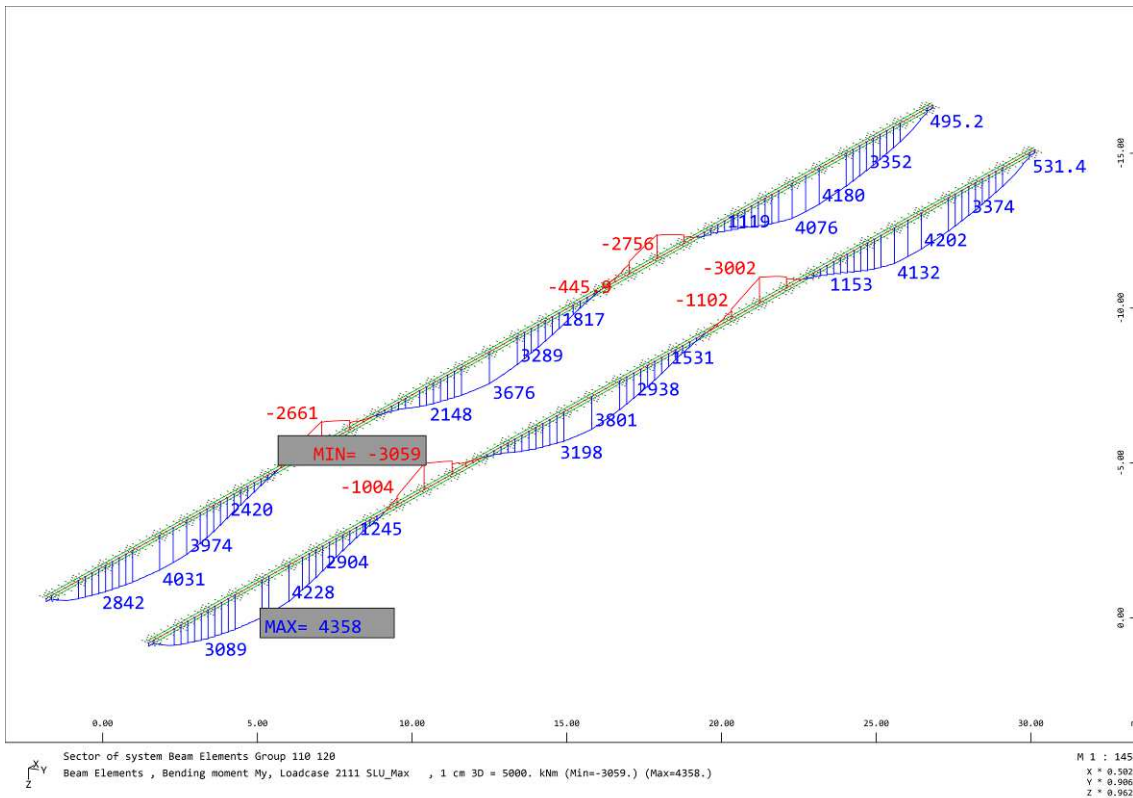


Momento torcente Mt (kNm)

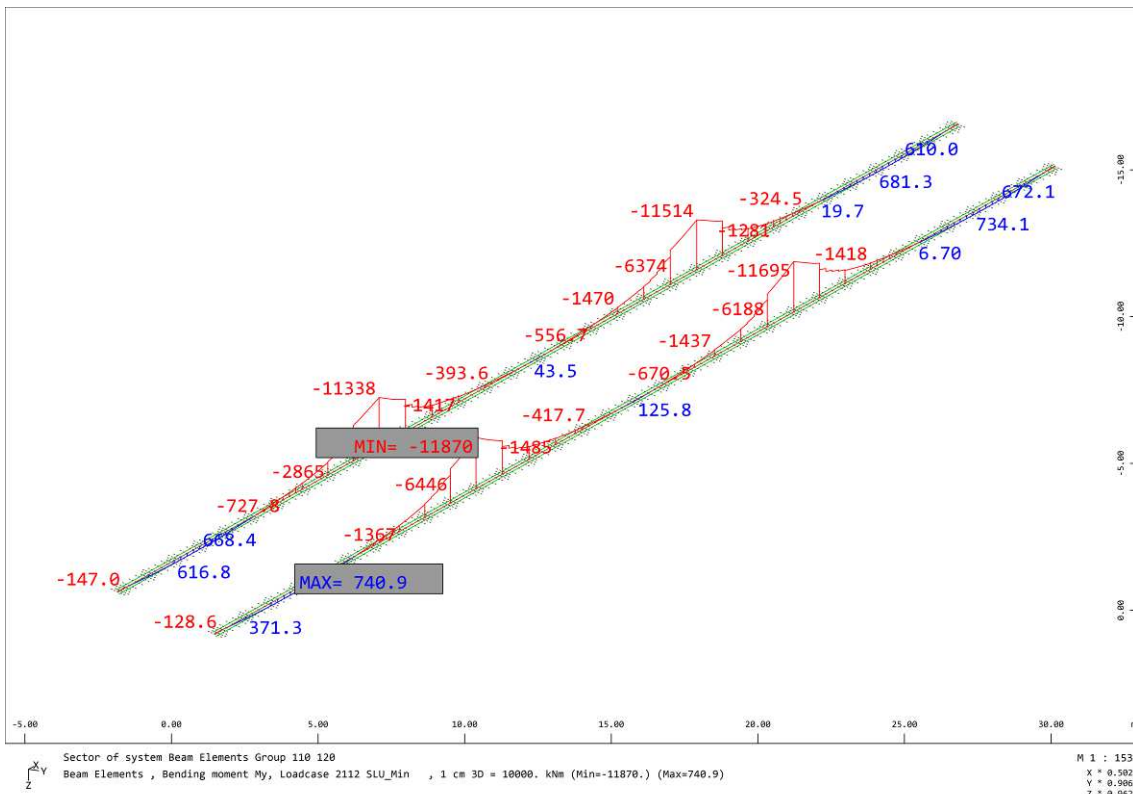
11.2 SLU – FASE 2

11.2.1 Travi principali longitudinali

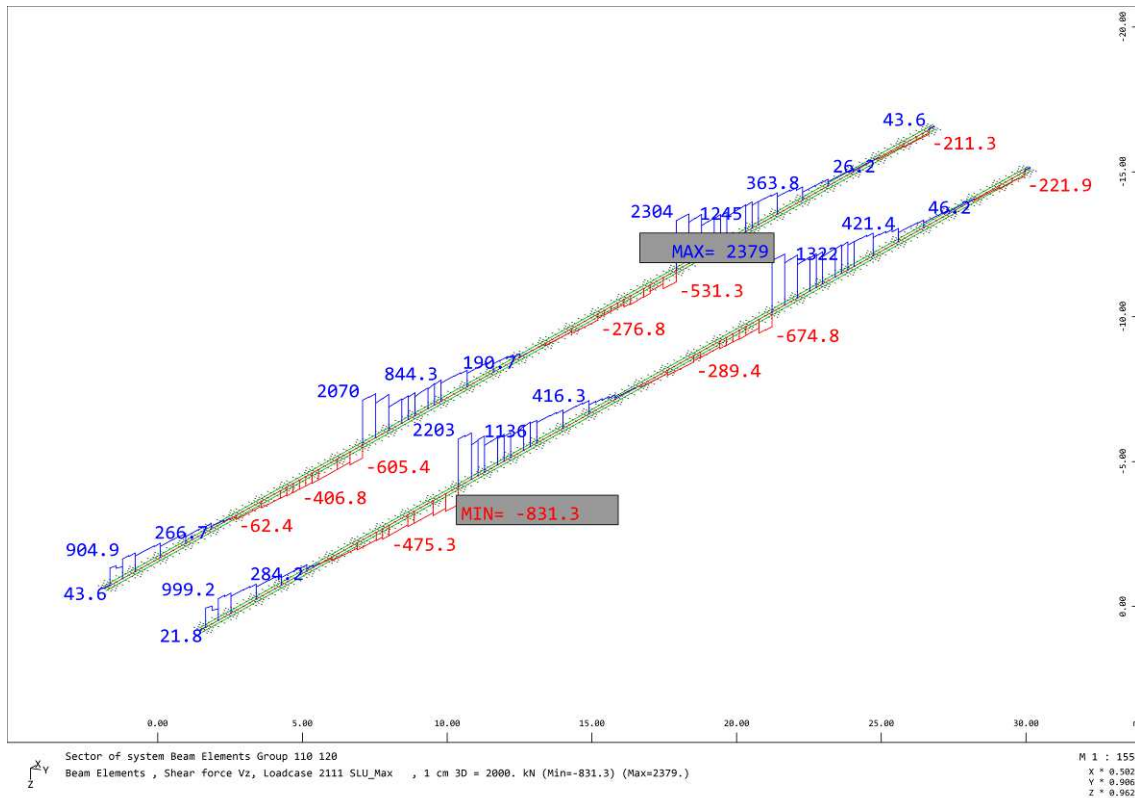
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite Ultimo per la Fase 2.



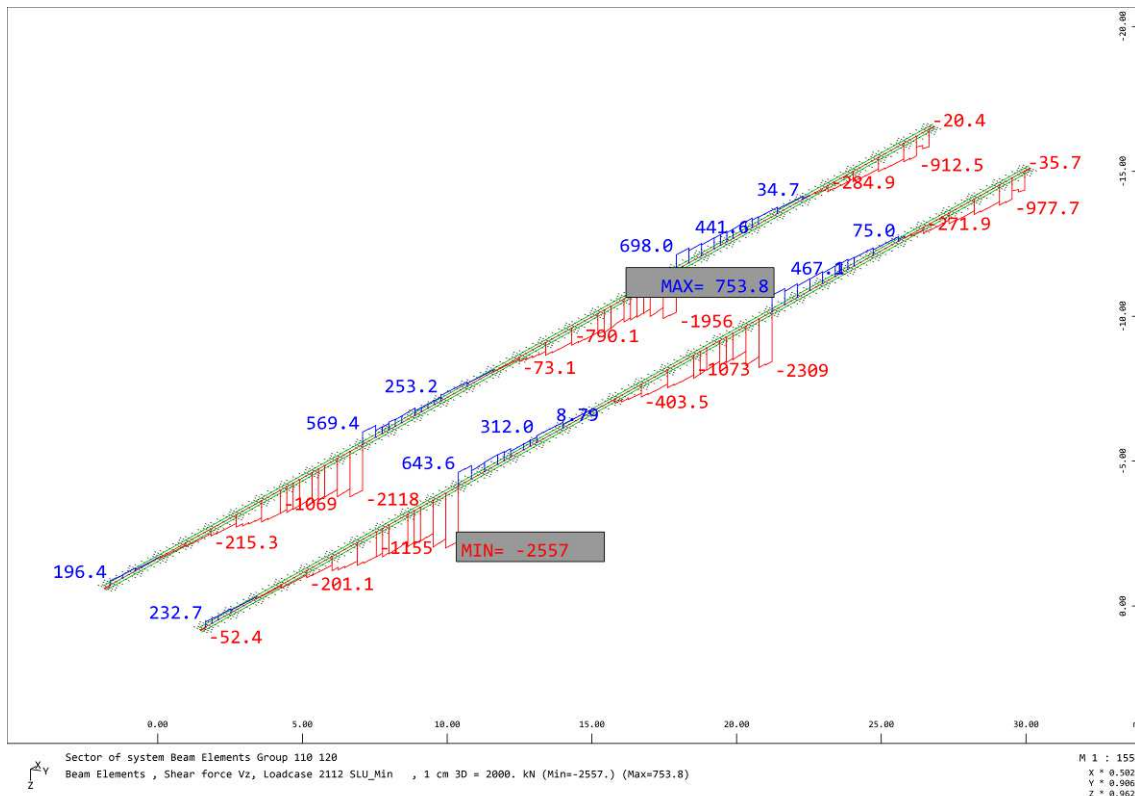
Inviluppo massimo Momento flettente My (kNm)



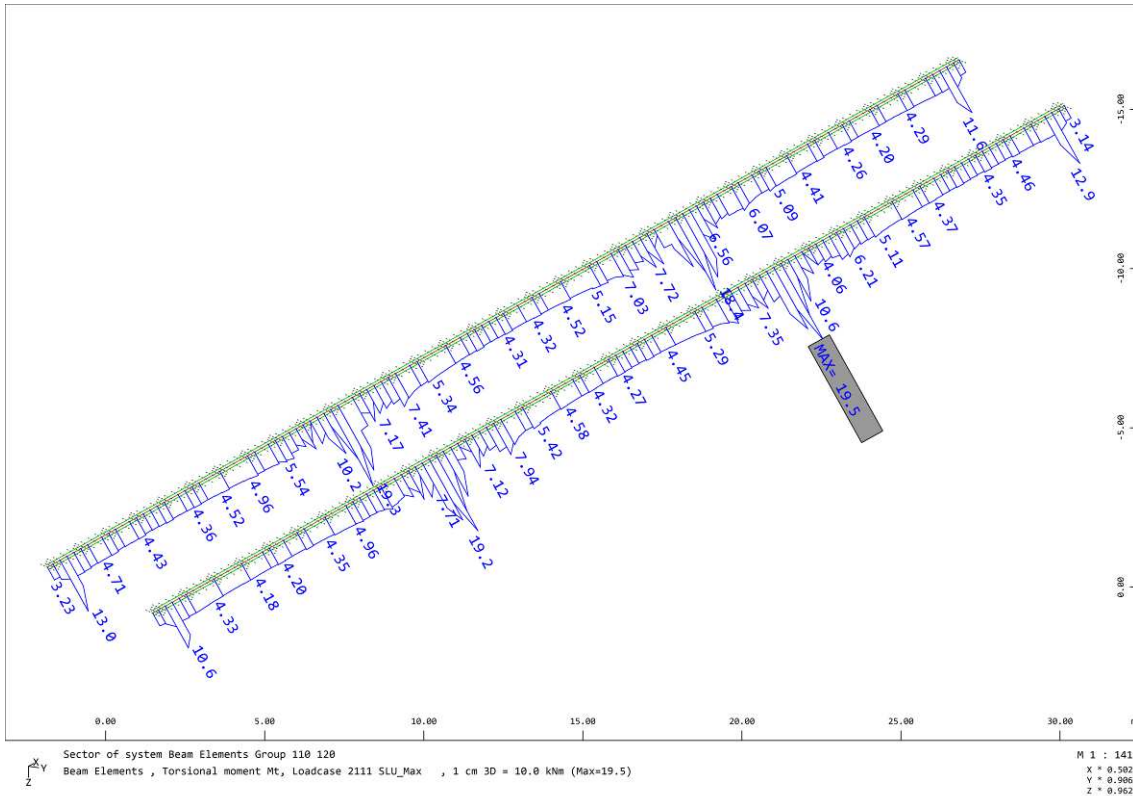
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



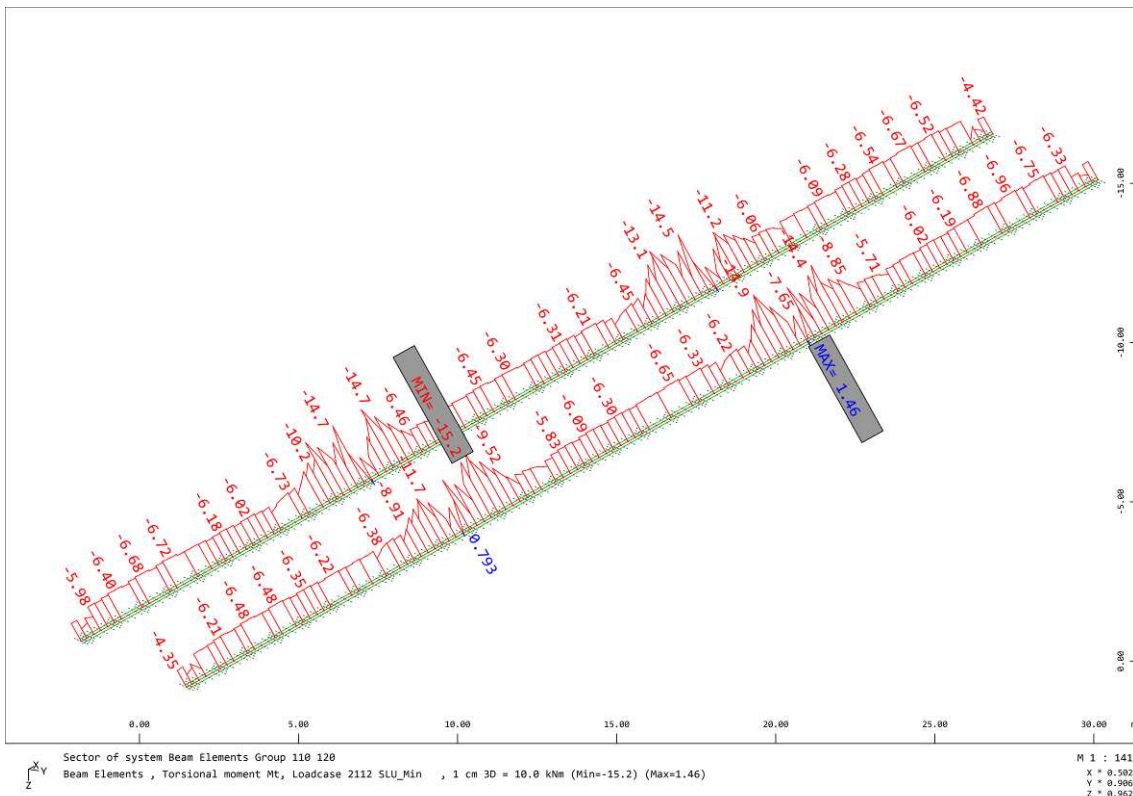
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo minimo Taglio Vz (kN)



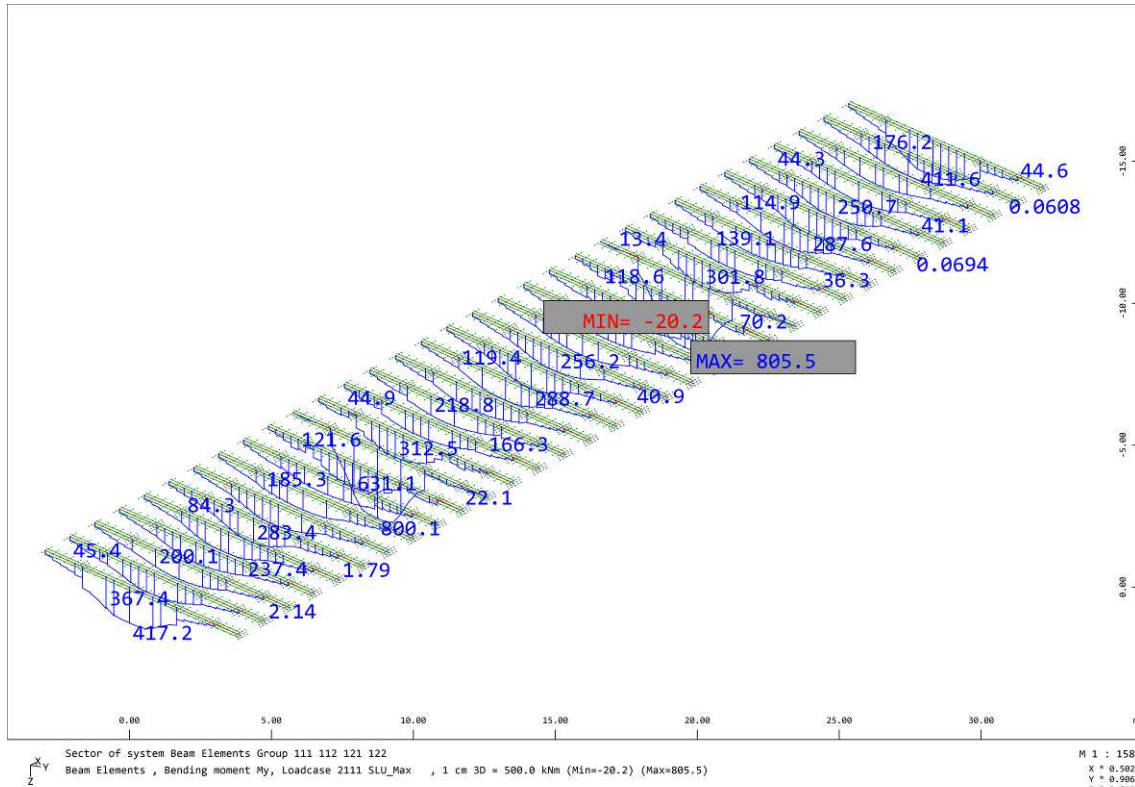
Inviluppo massimo Momento torcente Mt (kNm)



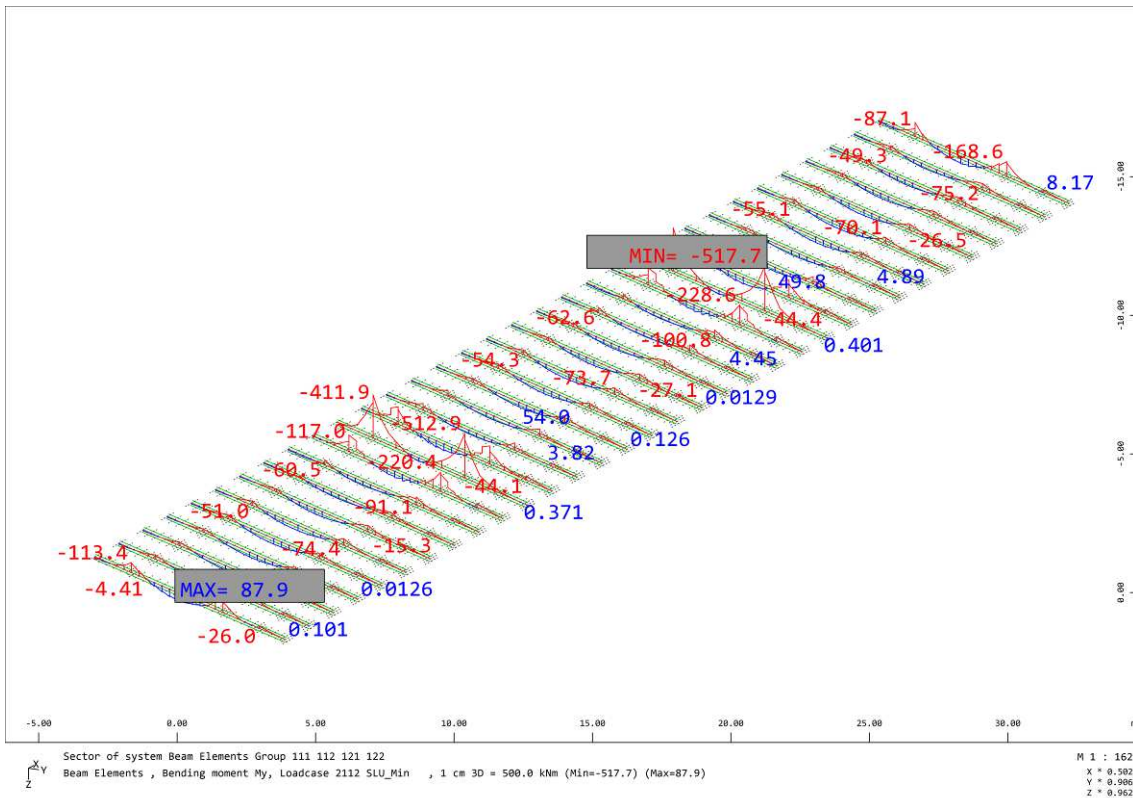
Inviluppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

11.2.2 Traversi

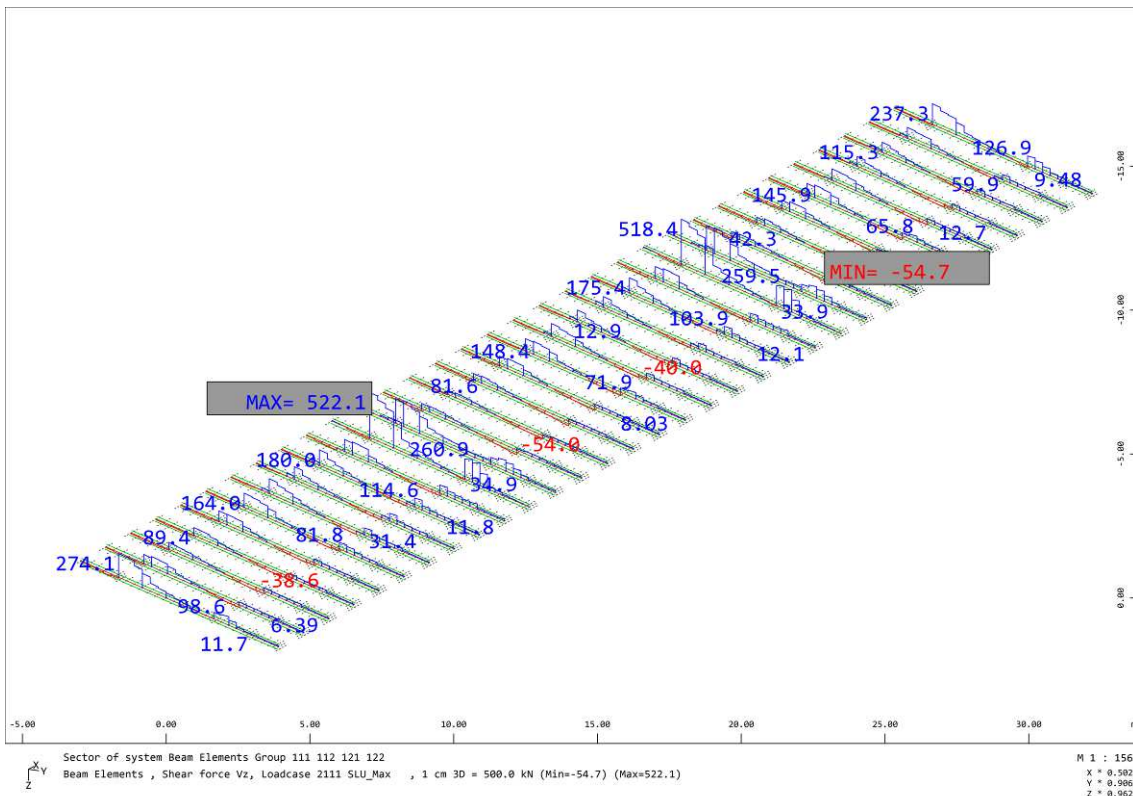
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite Ultimo per la Fase 2.



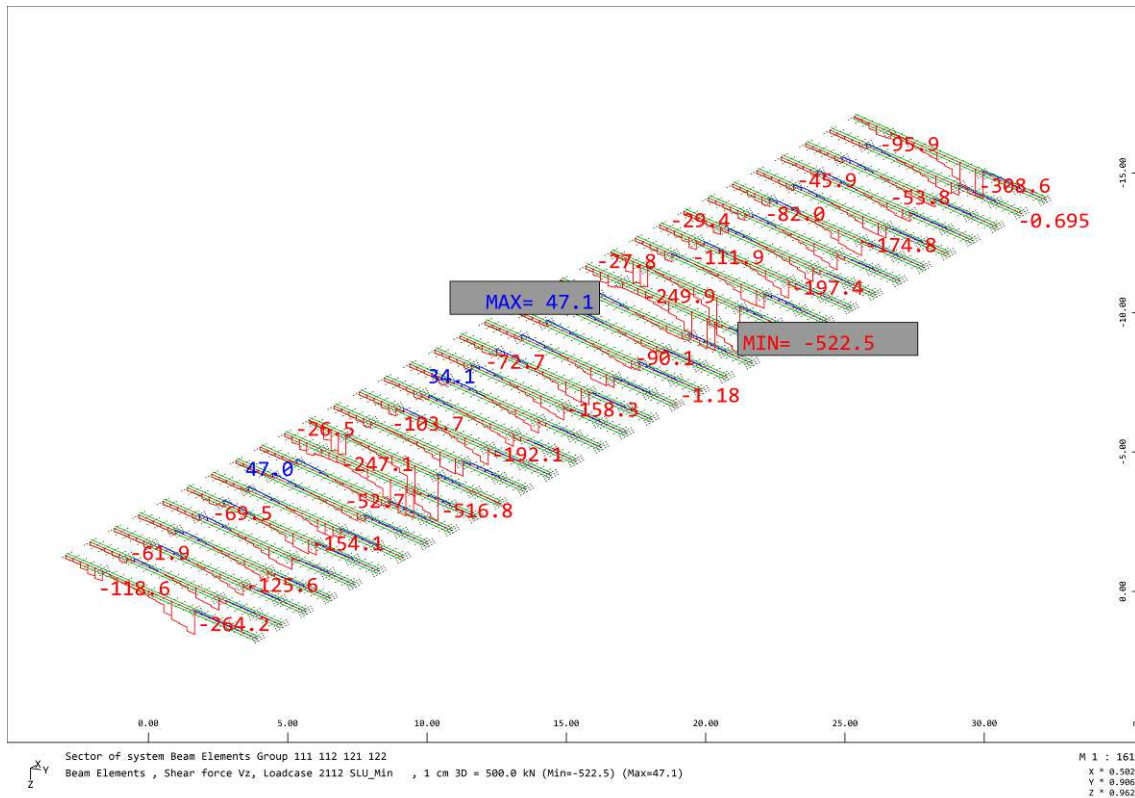
Inviluppo massimo Momento flettente My (kNm)



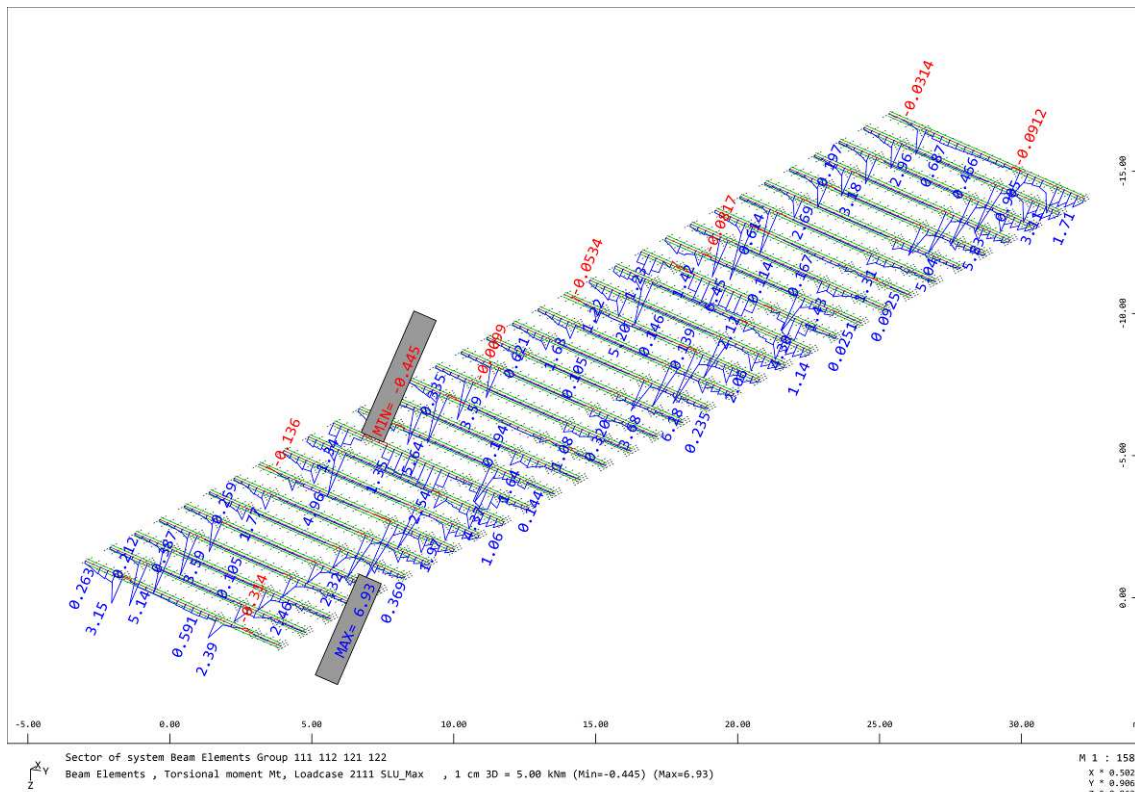
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



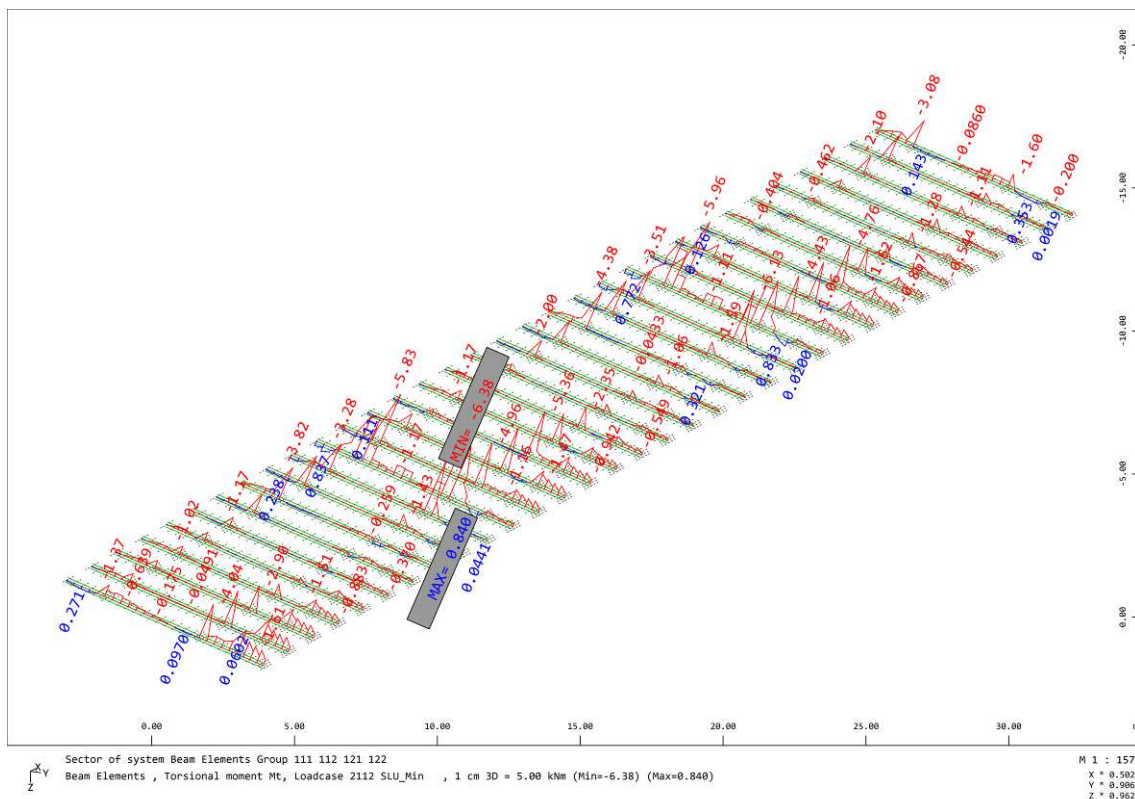
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo minimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo massimo Momento torcente Mt (kNm)

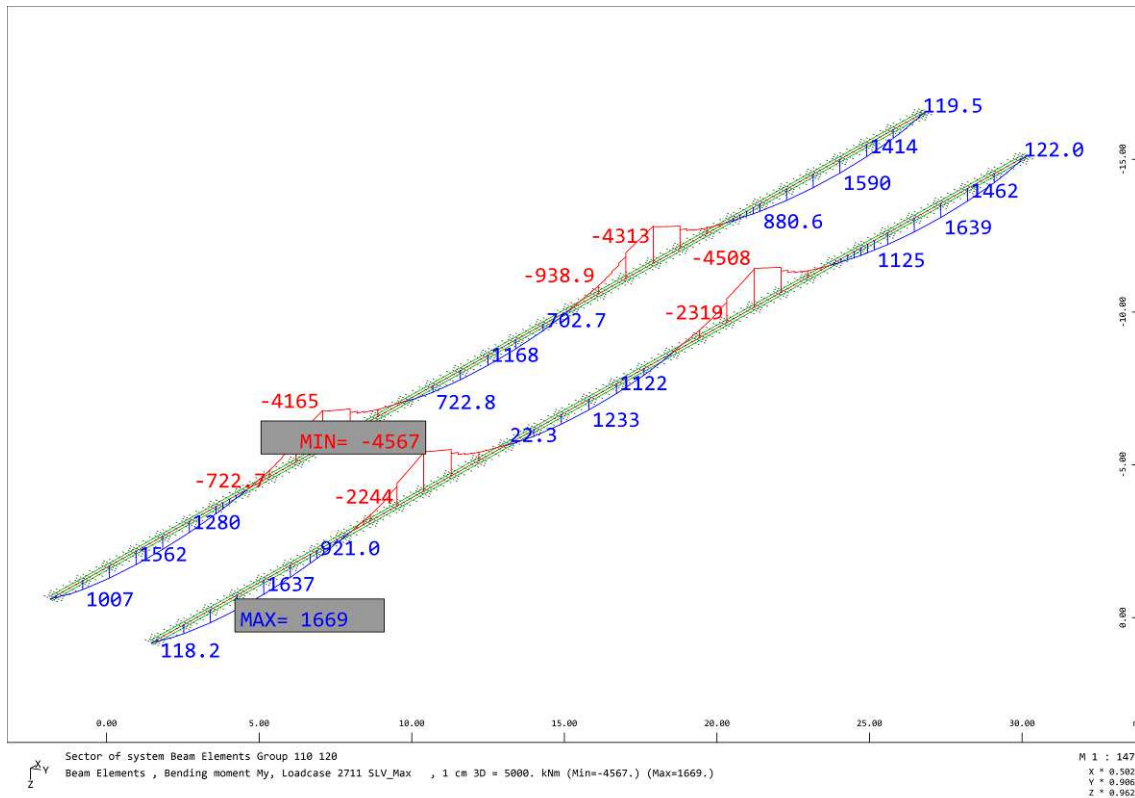


Involuppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

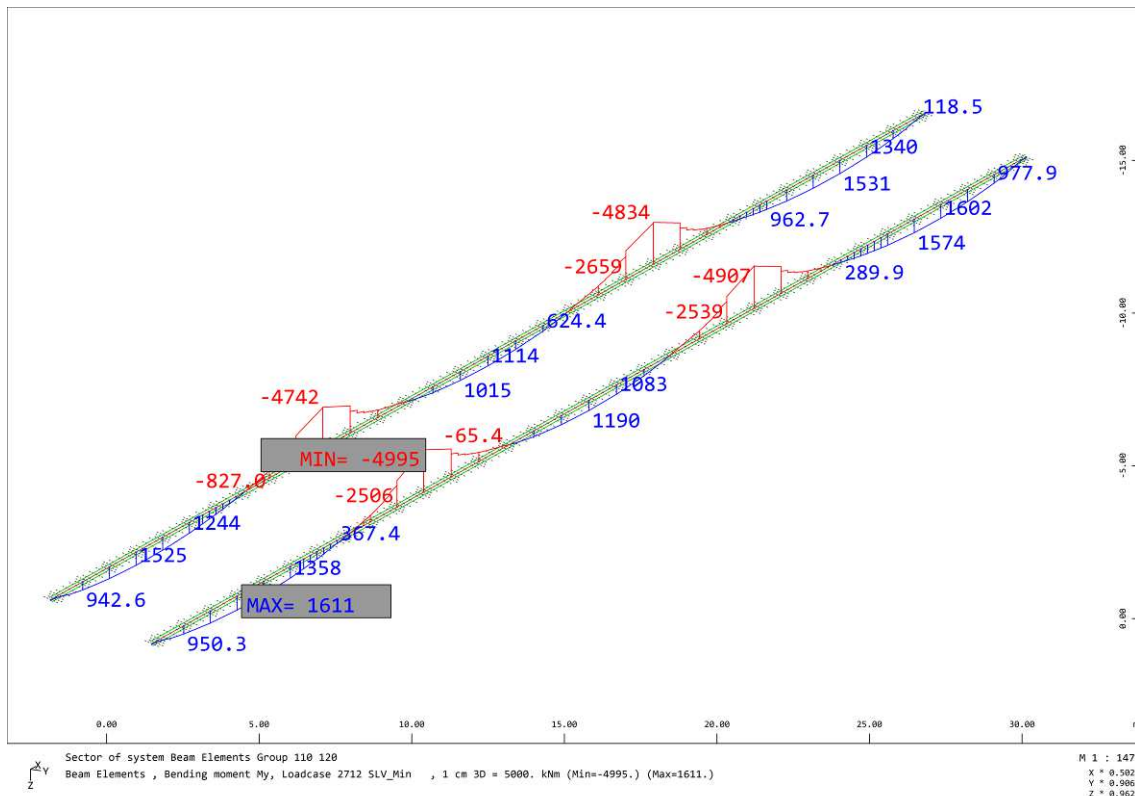
11.3 SLV – FASE 2

11.3.1 Travi principali longitudinali

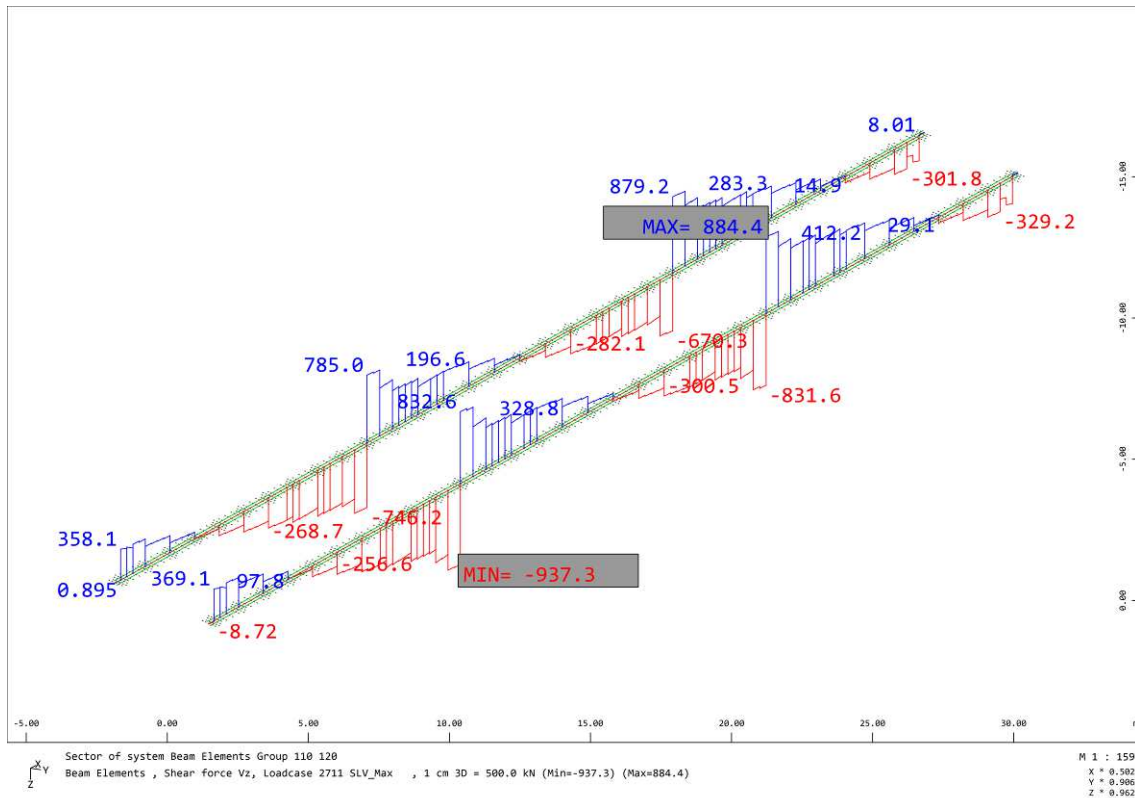
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita per la Fase 2.



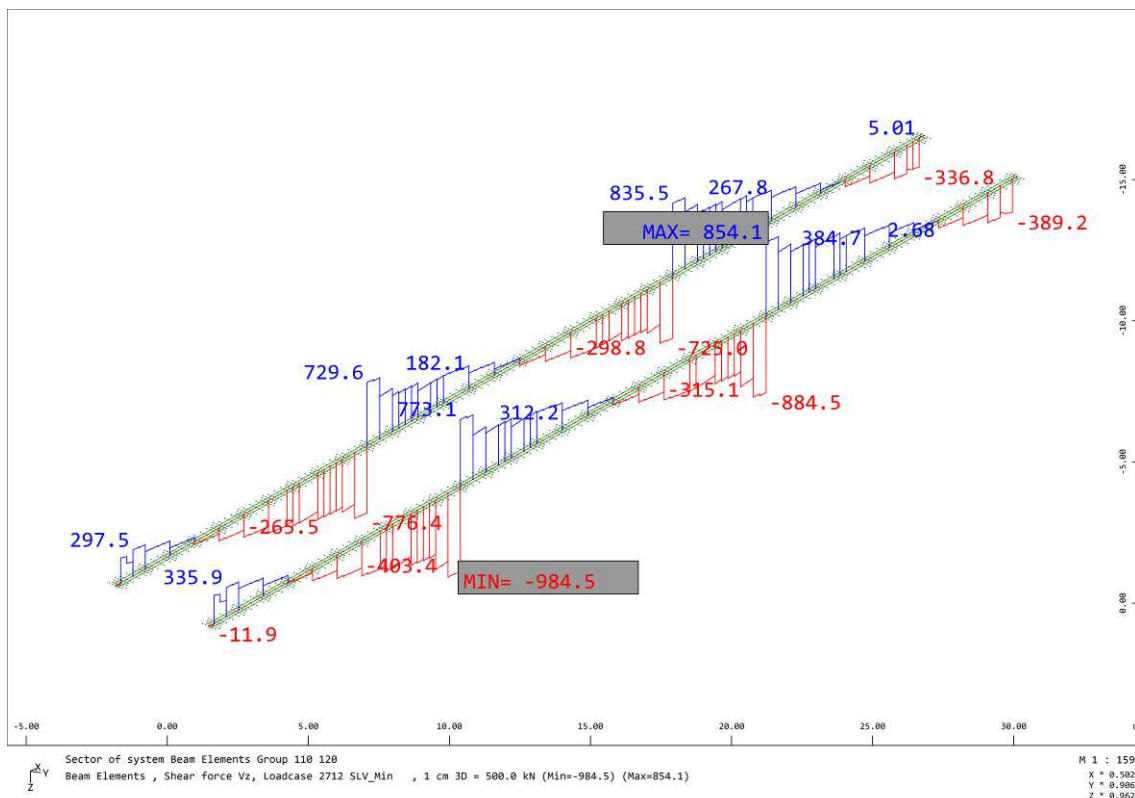
Inviluppo massimo Momento flettente My (kNm)



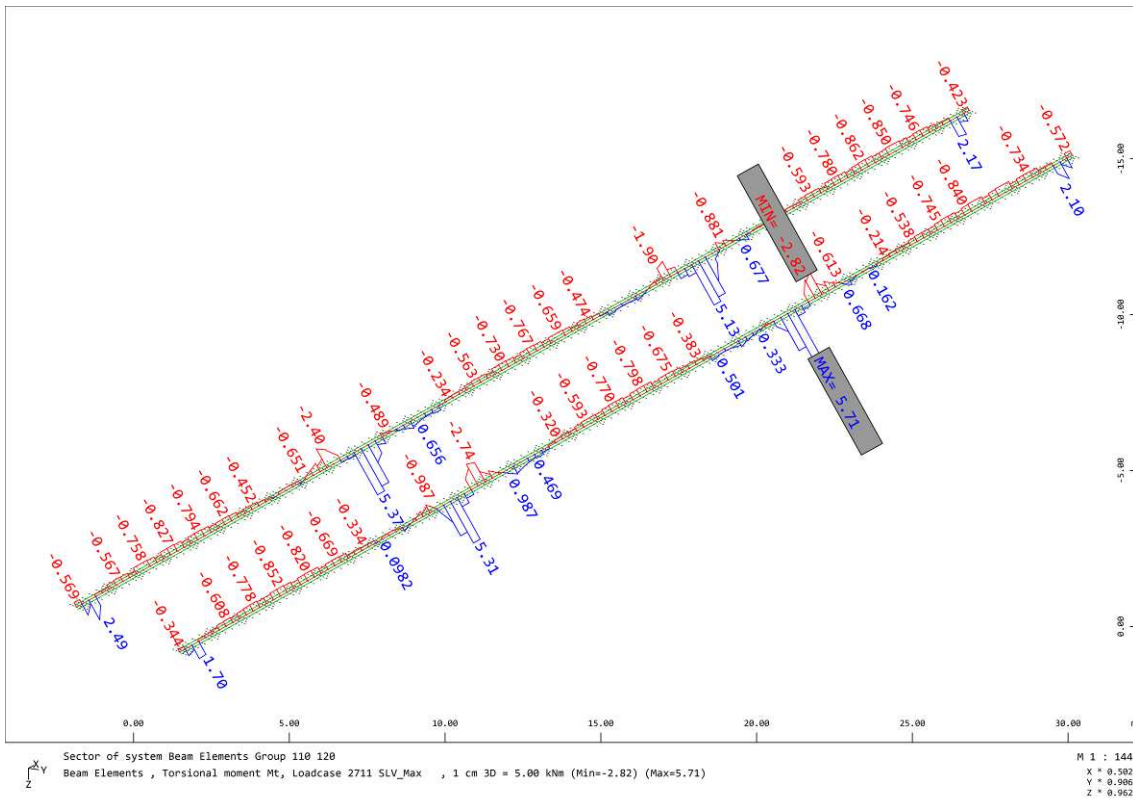
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



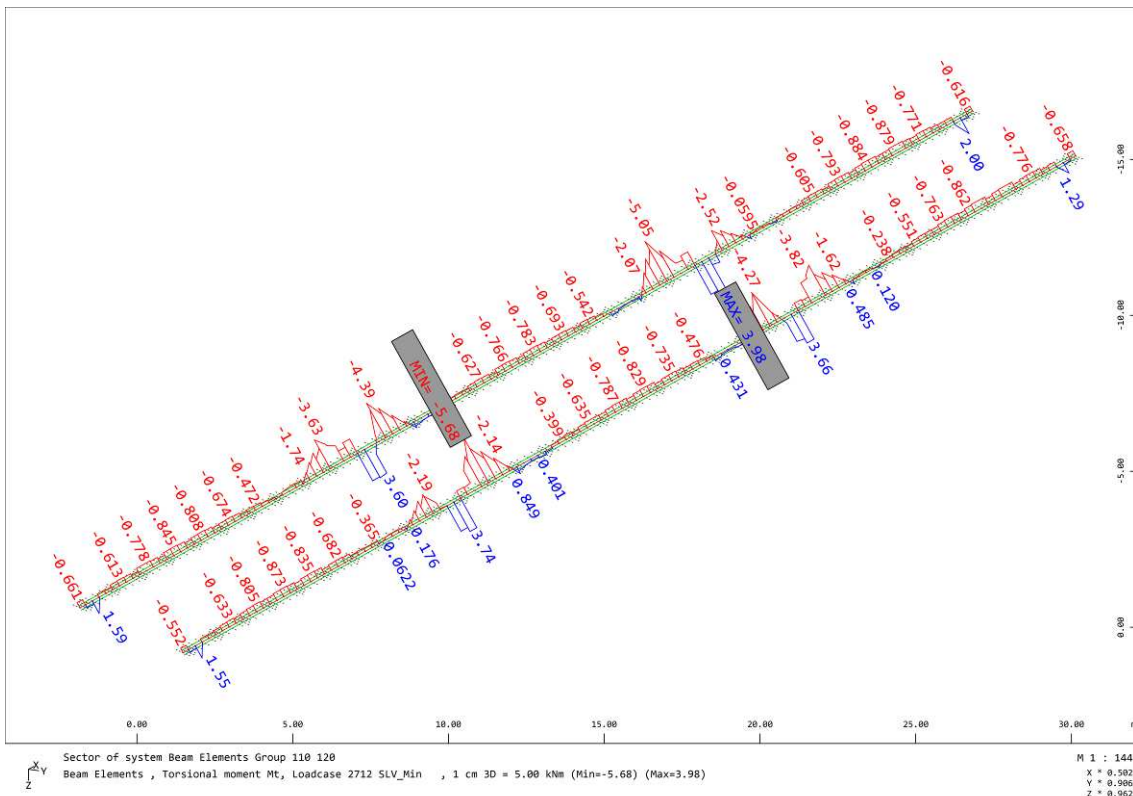
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo minimo Taglio Vz (kN)



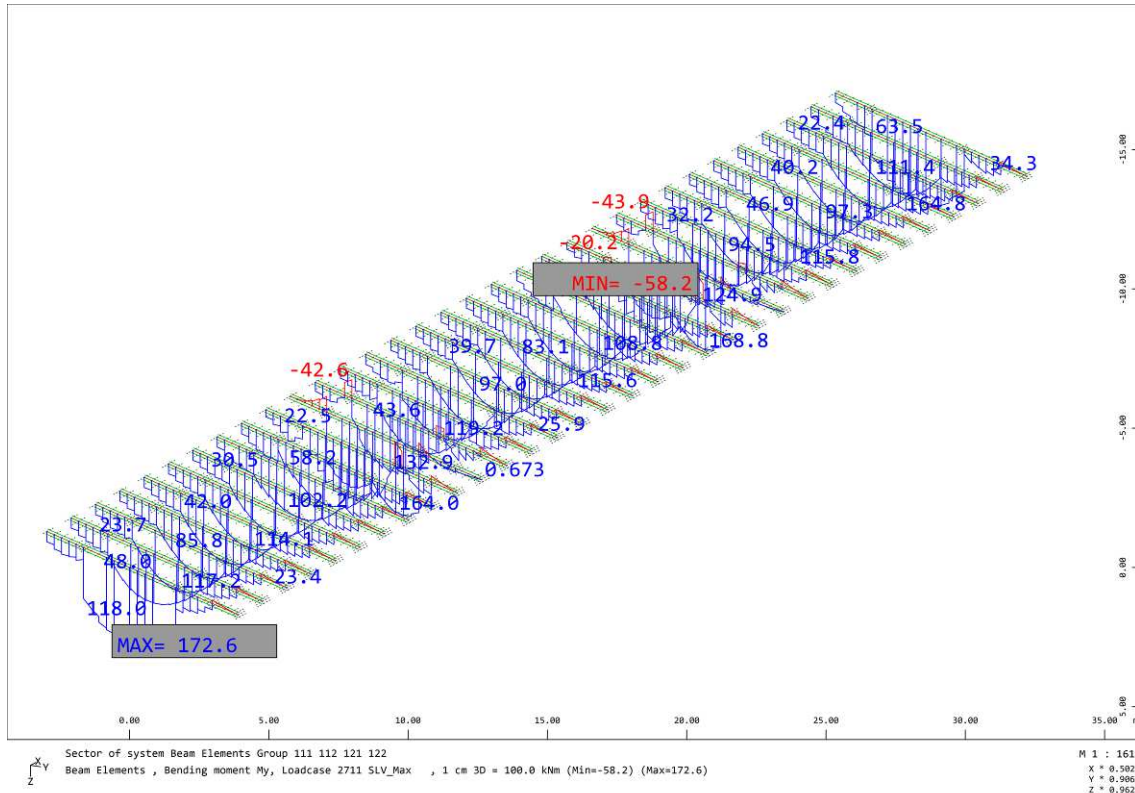
Involuppo massimo Momento torcente Mt (kNm)



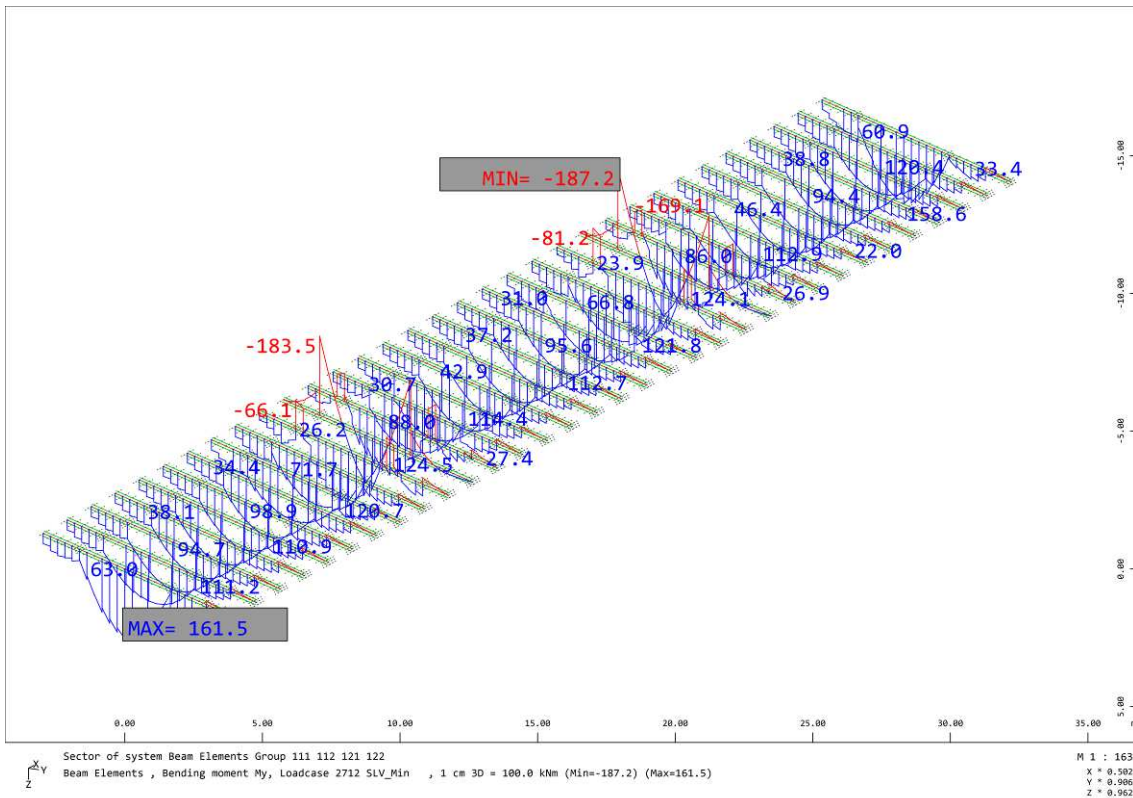
Involuppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

11.3.2 Traversi

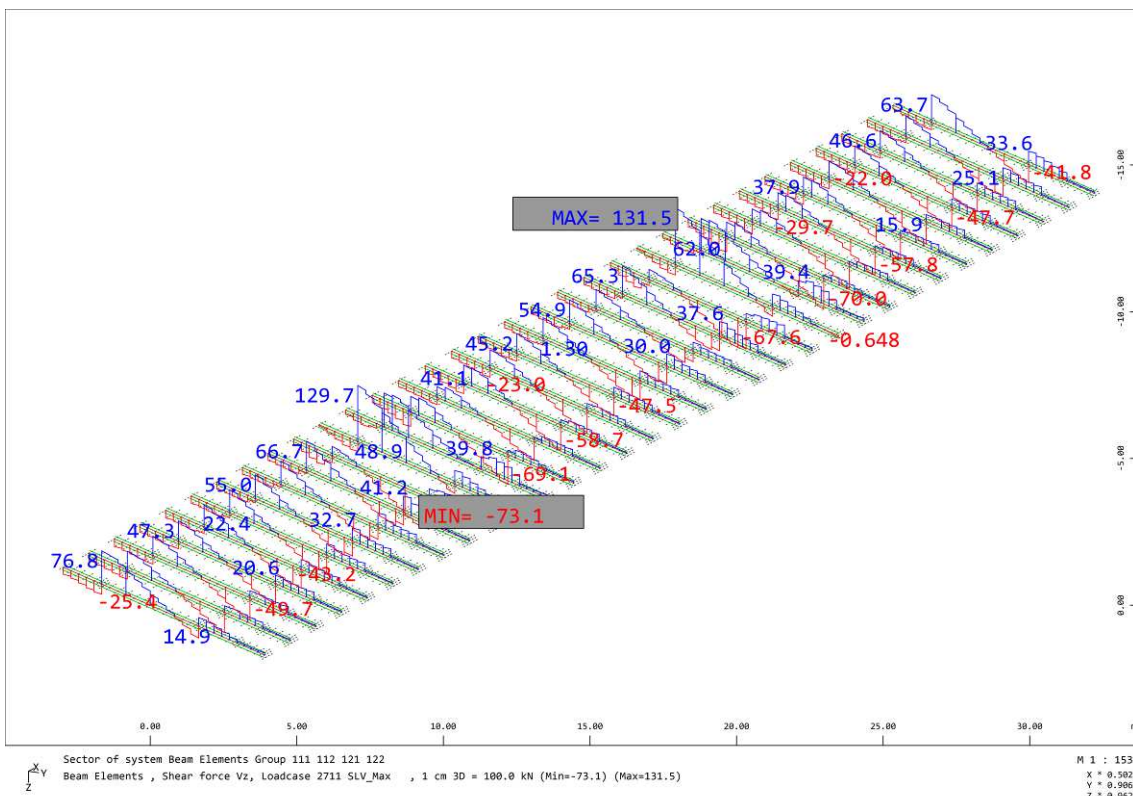
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita per la Fase 2.



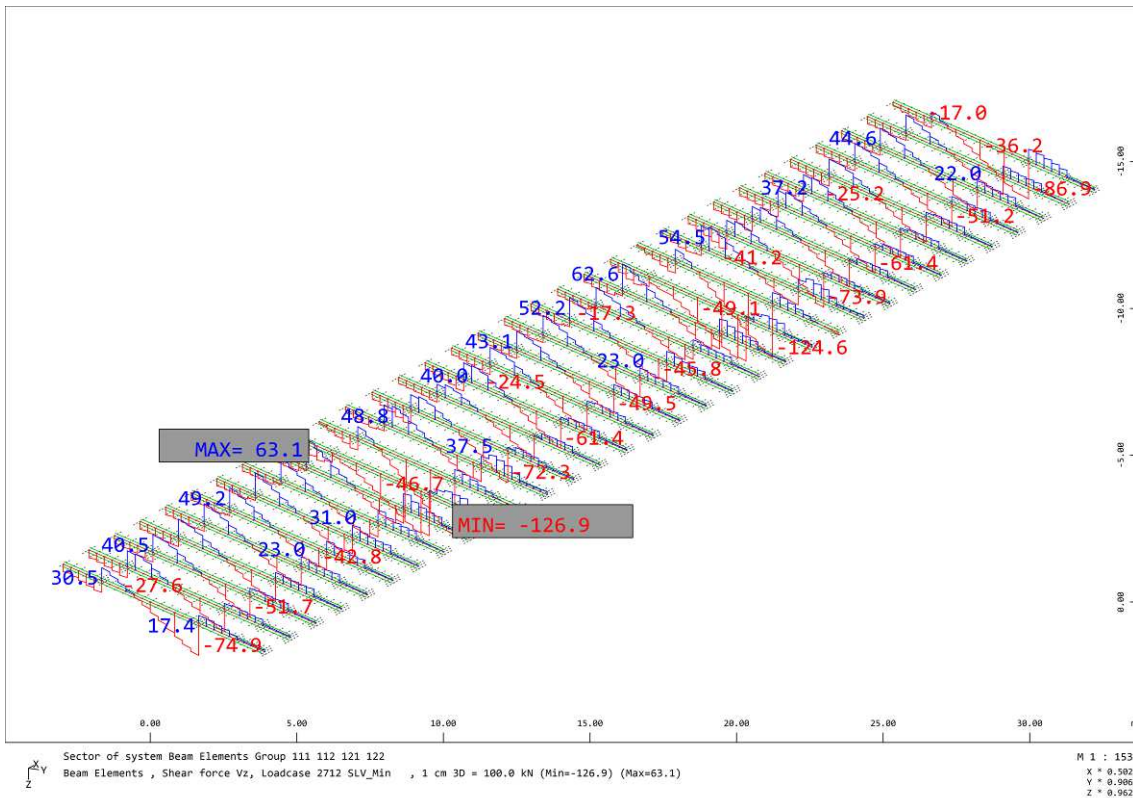
Involuppo massimo Momento flettente My (kNm)



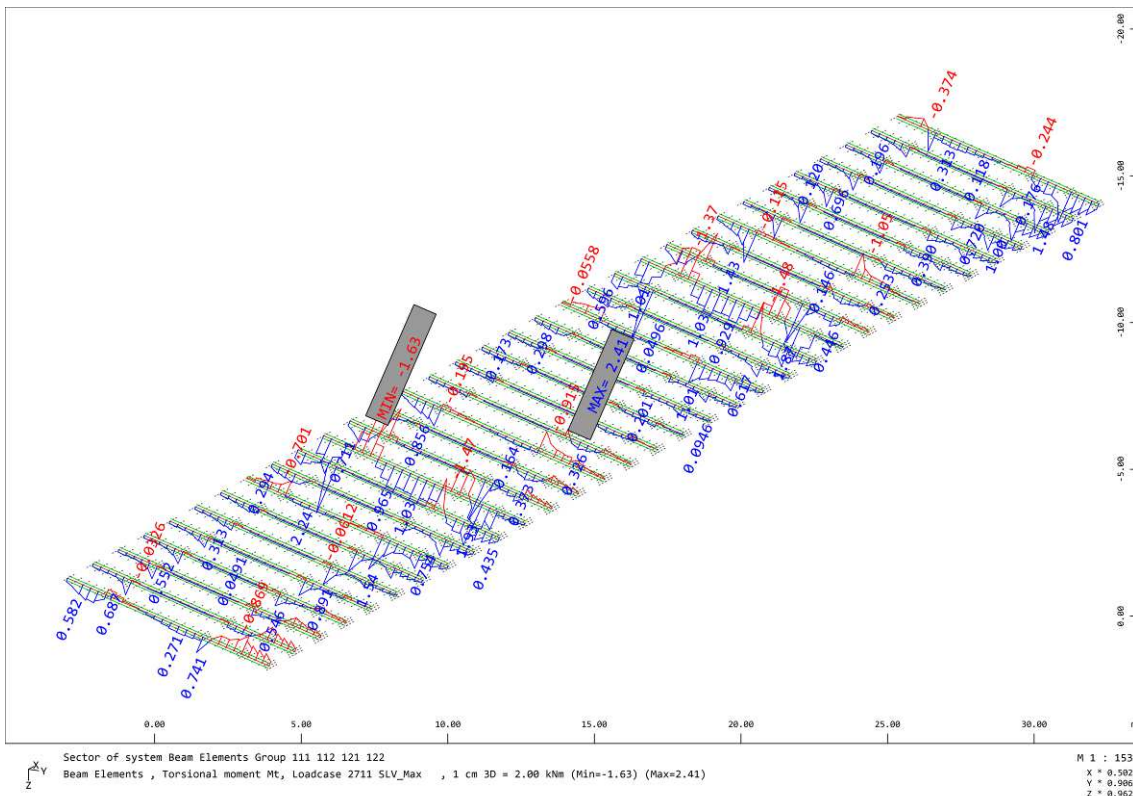
Involuppo minimo Momento flettente My (kNm)



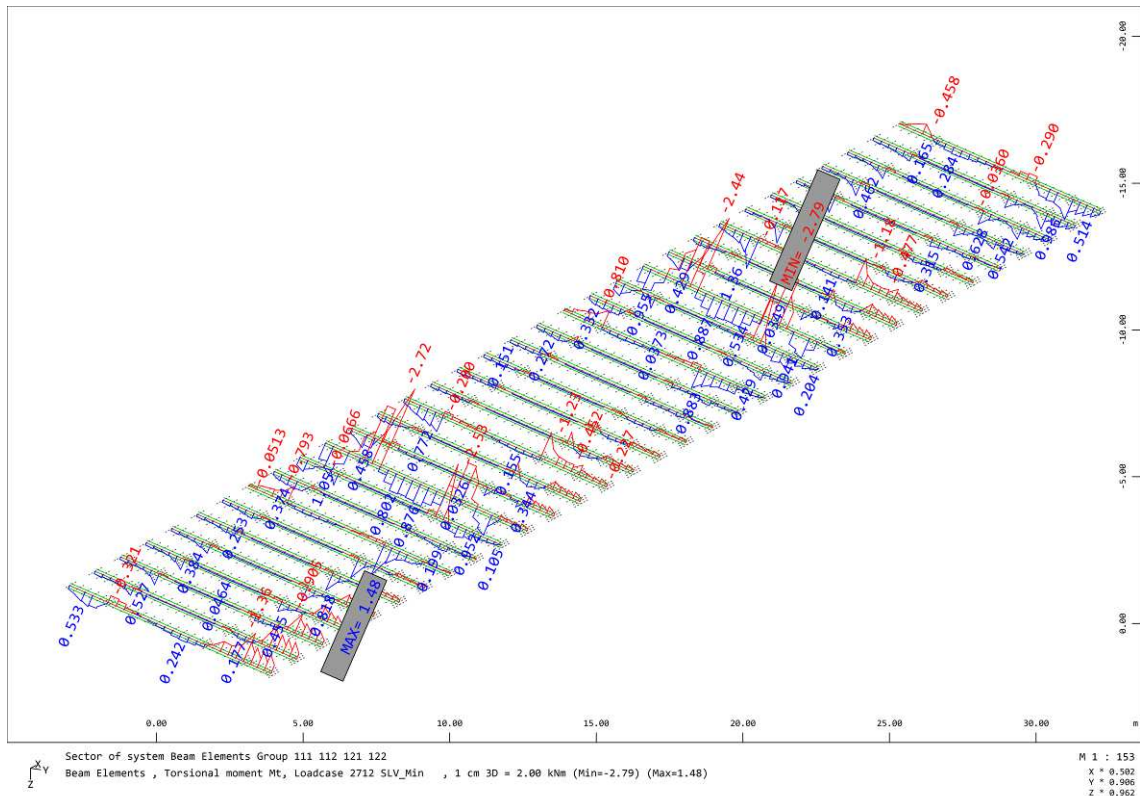
Involuppo massimo Taglio Vz (kN)



Involuppo minimo Taglio Vz (kN)



Involuppo massimo Momento torcente Mt (kNm)

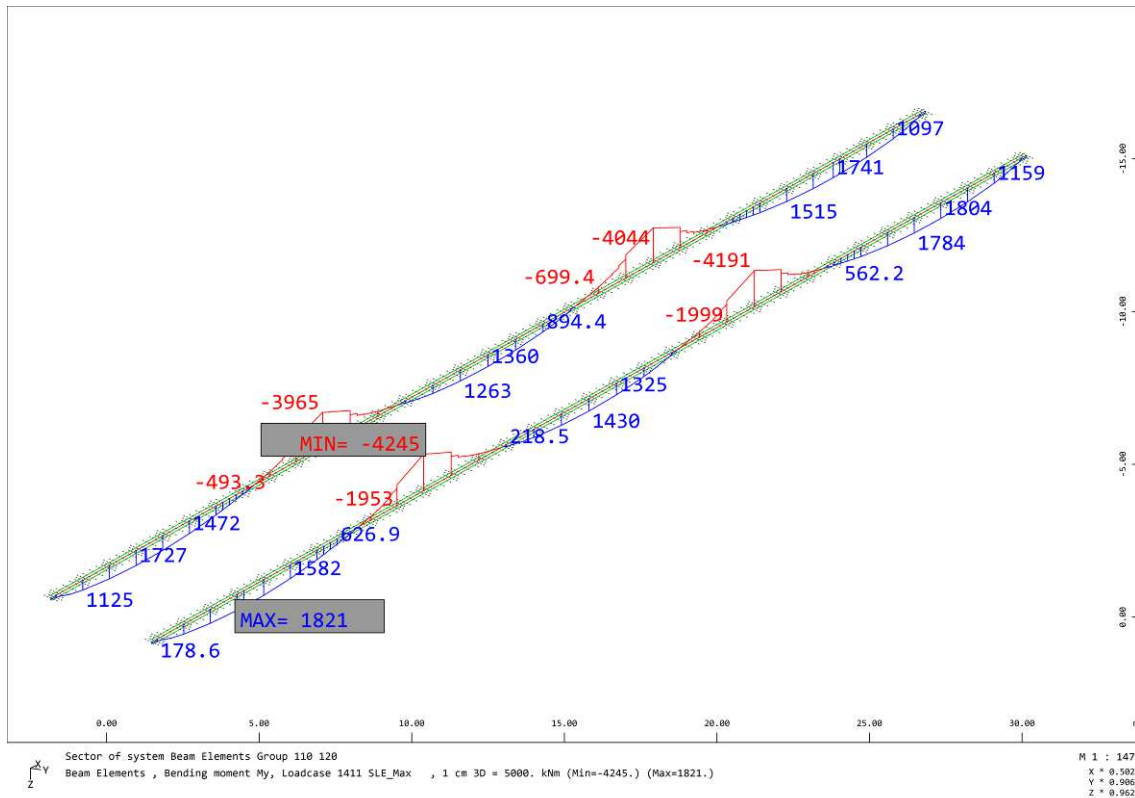


Involuppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

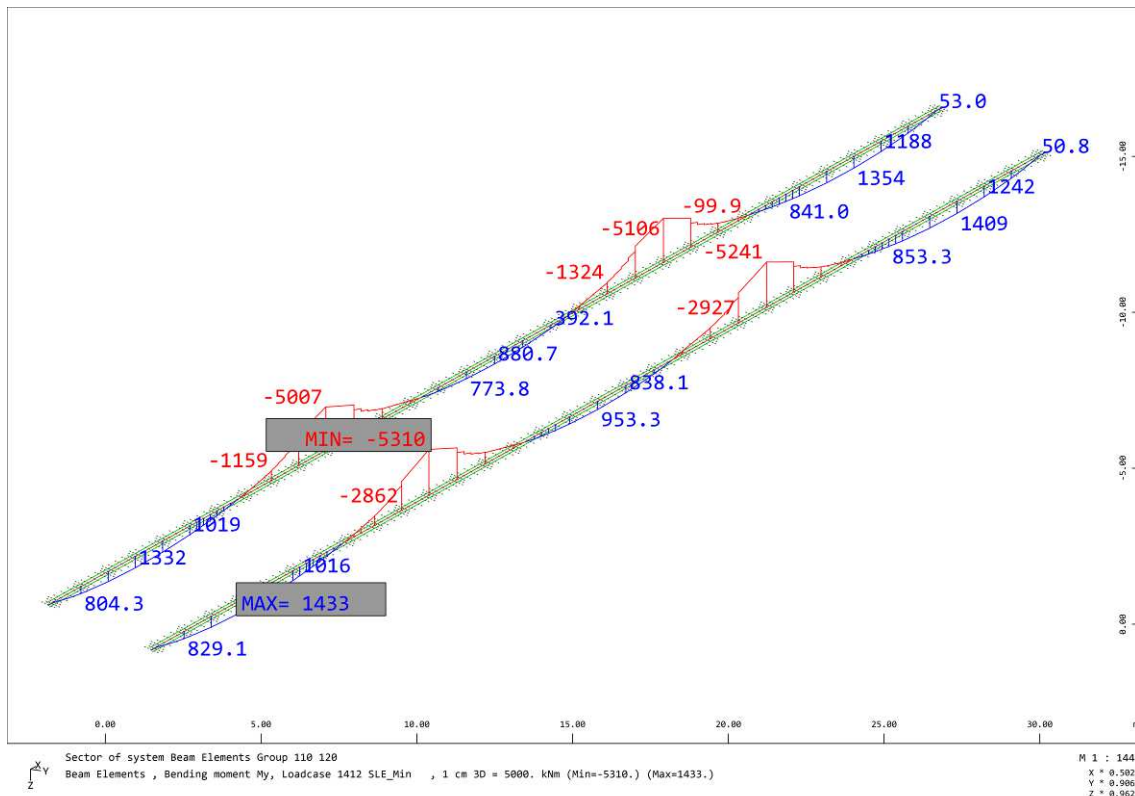
11.4 SLE QUASI PERMANENTI – FASE 2

11.4.1 Travi principali longitudinali

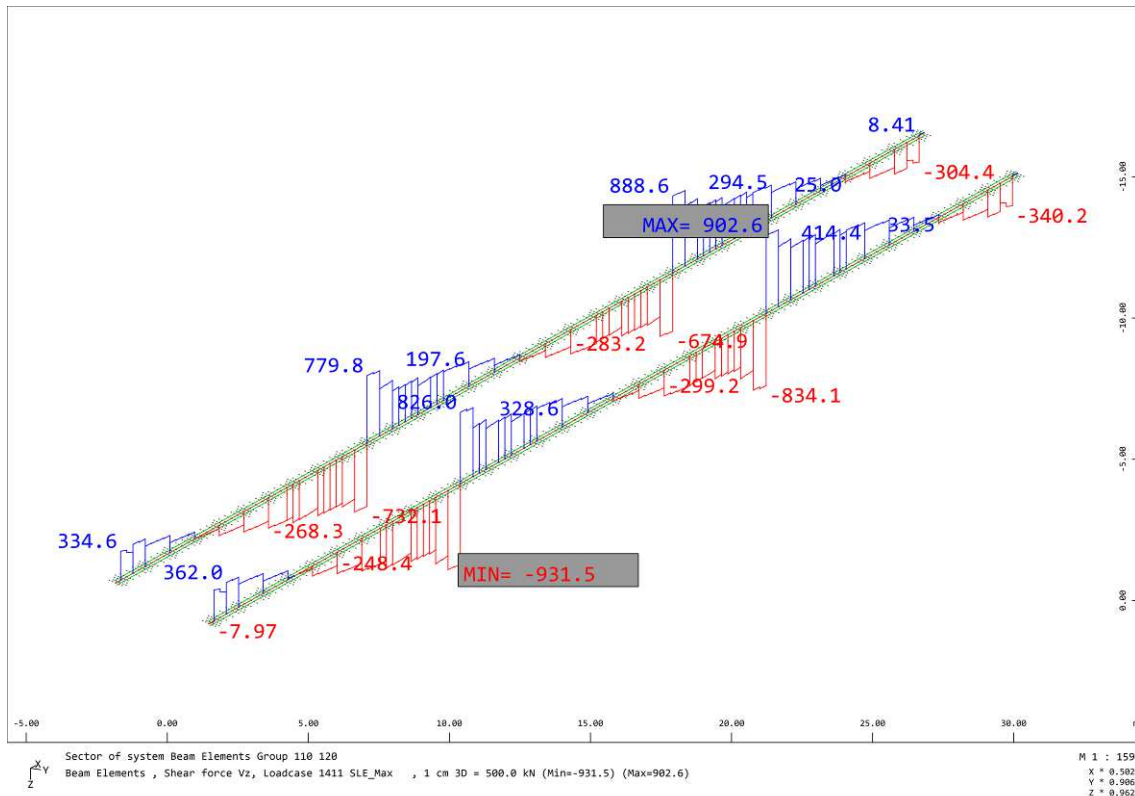
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite di Esercizio – quasi permanente per la Fase 2.



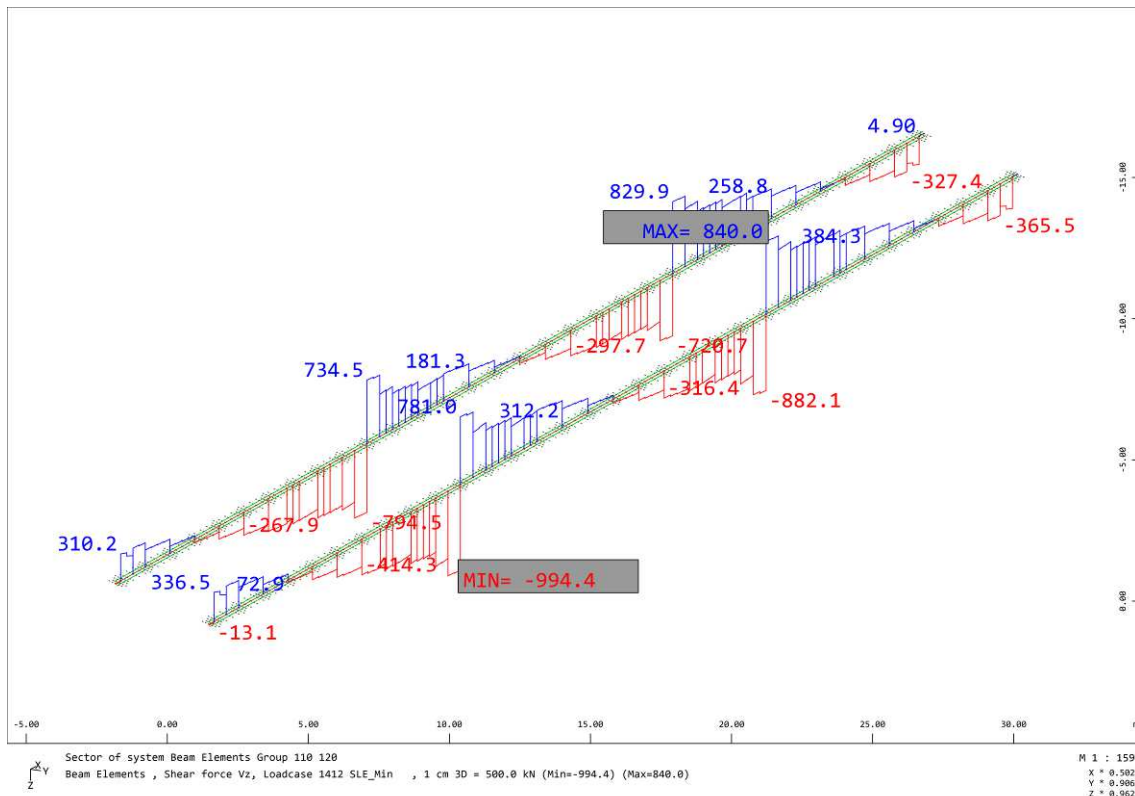
Inviluppo massimo Momento flettente My (kNm)



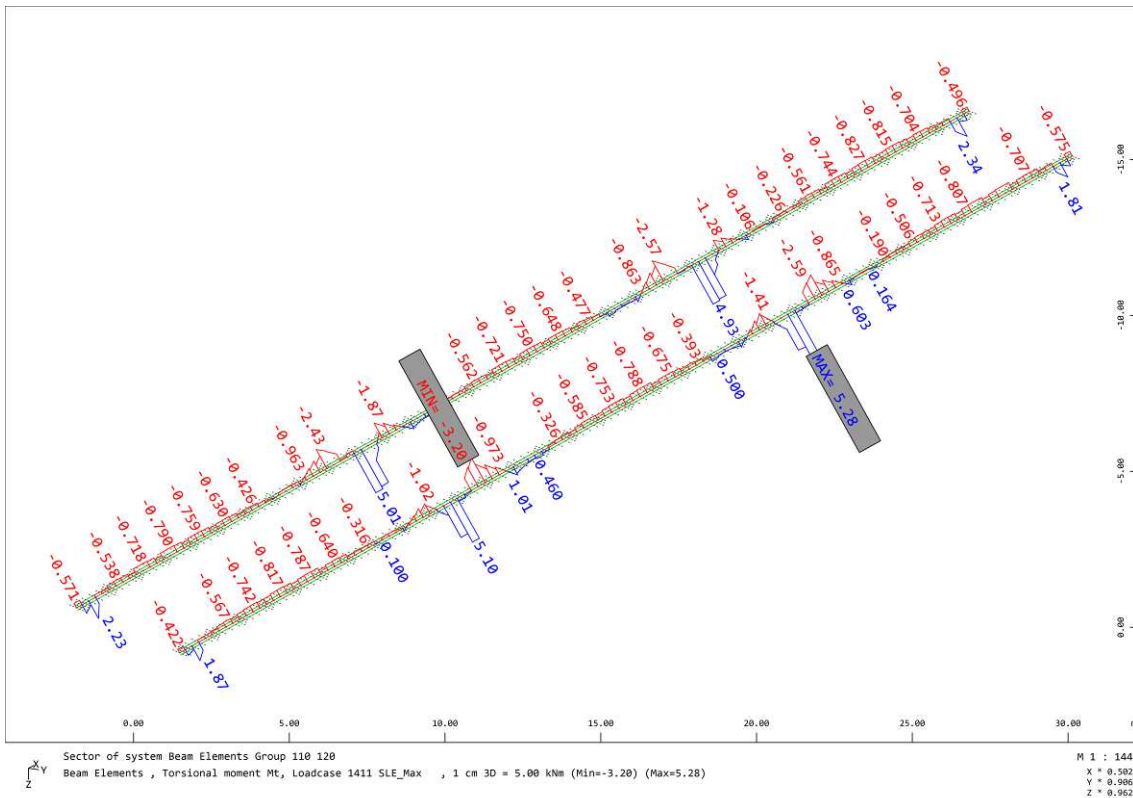
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



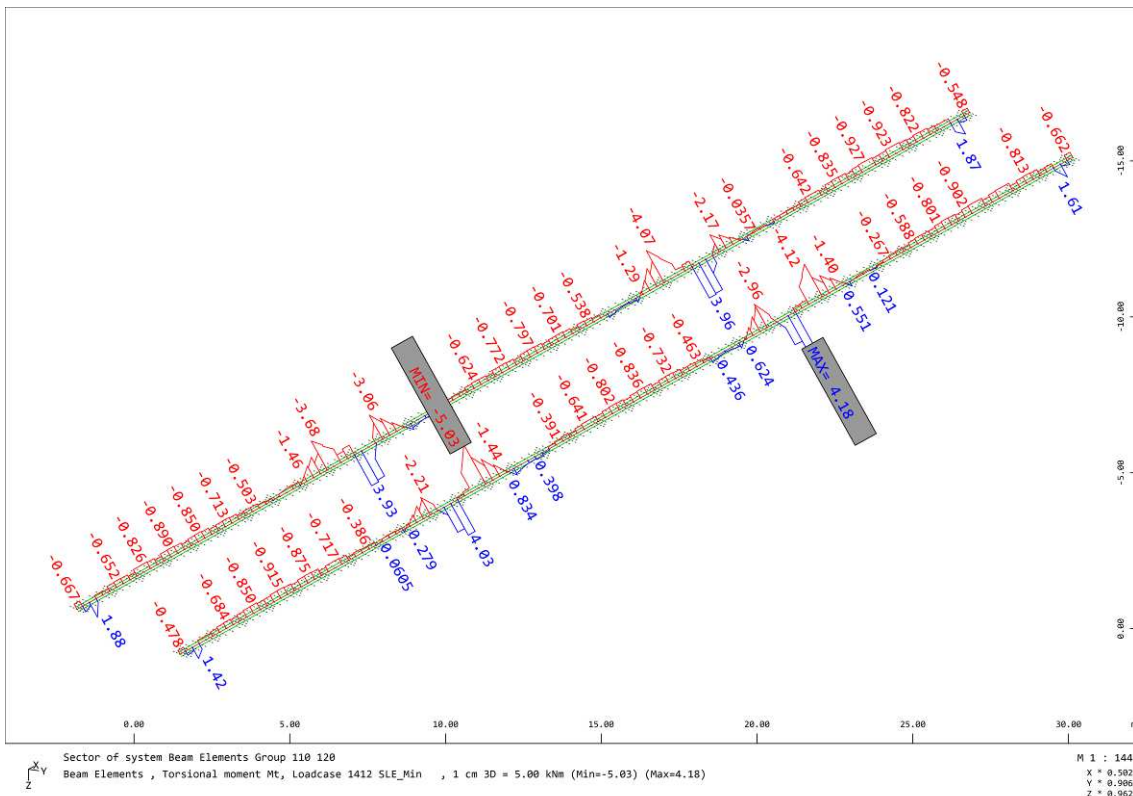
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo minimo Taglio Vz (kN)



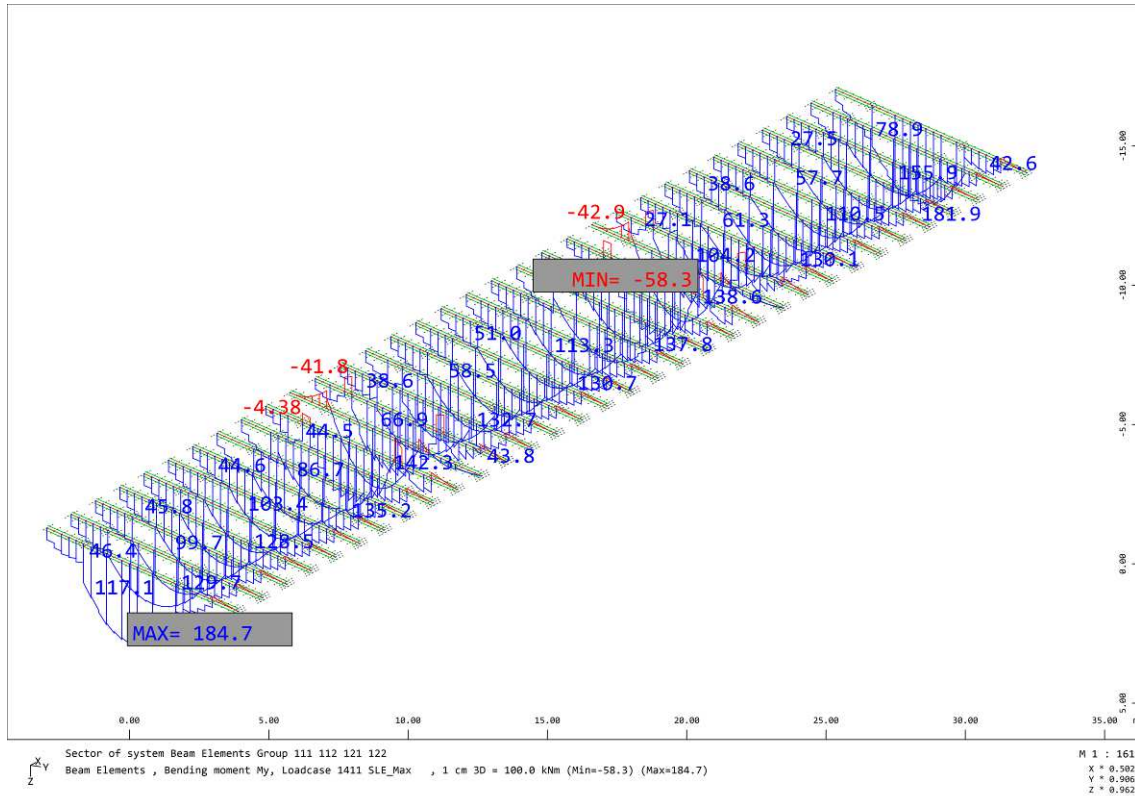
Inviluppo massimo Momento torcente Mt (kNm)



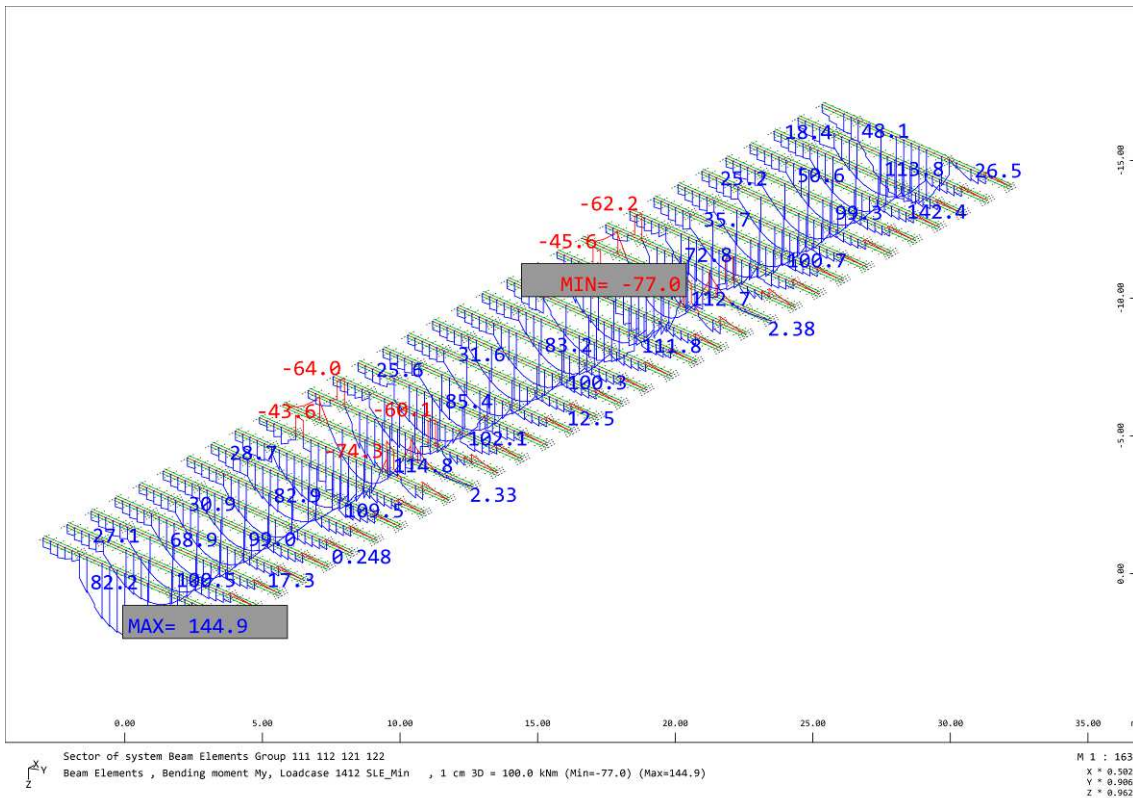
Inviluppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

11.4.2 Traversi

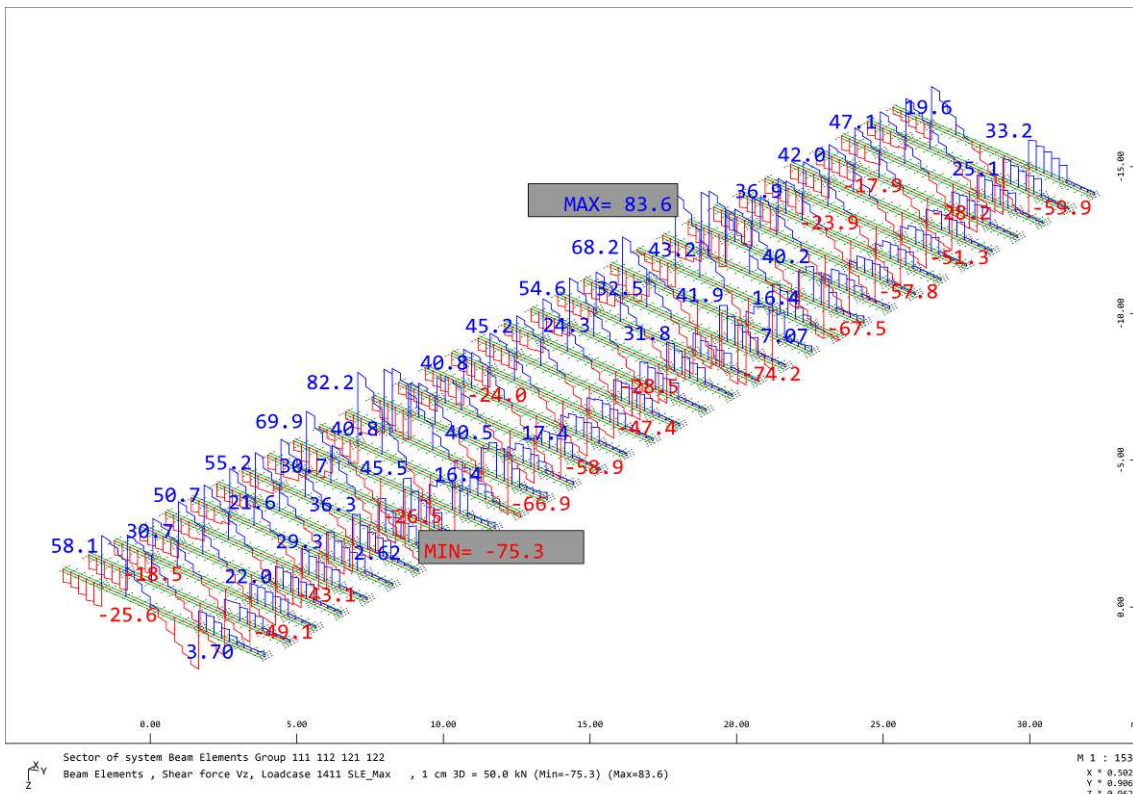
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite di Esercizio – quasi permanente per la Fase 2.



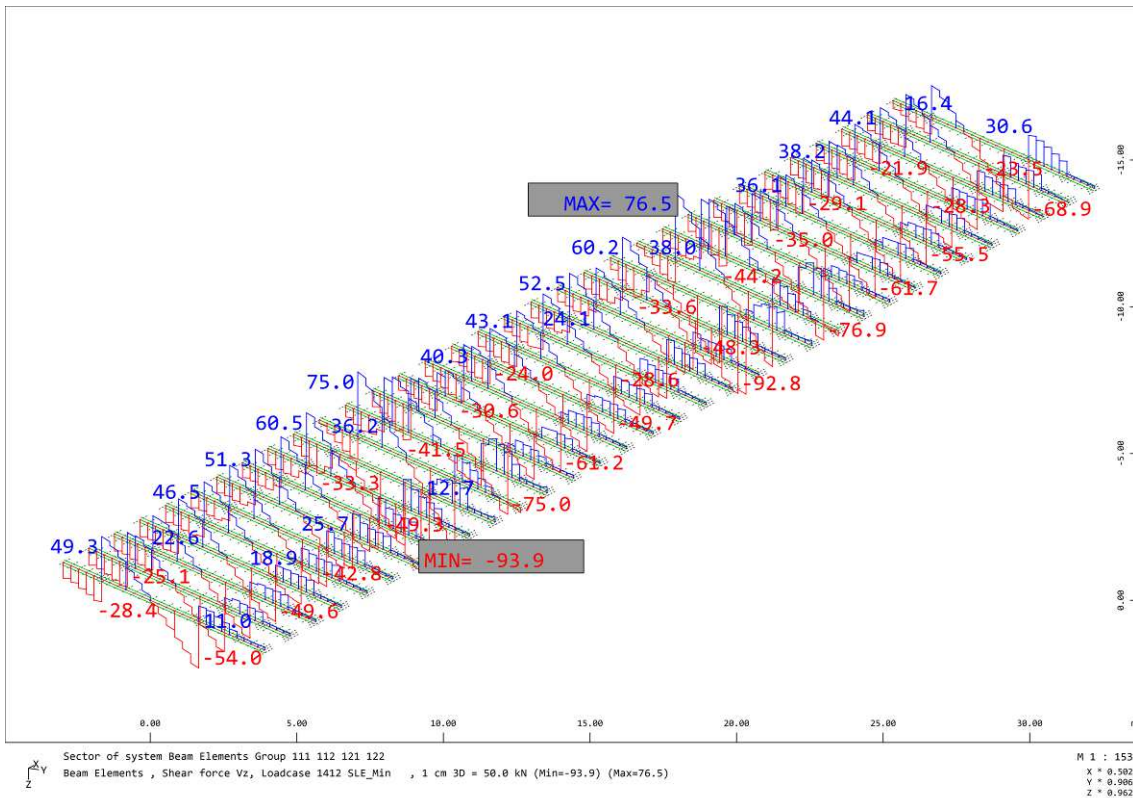
Involuppo massimo Momento flettente My (kNm)



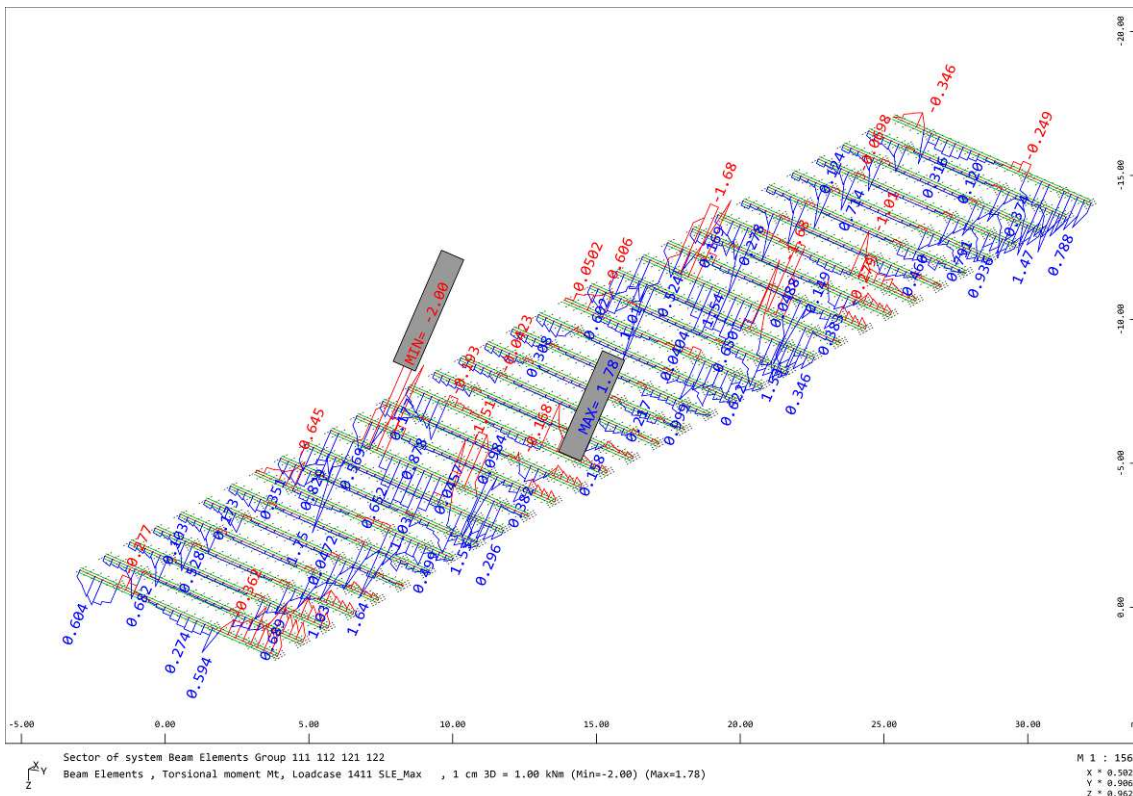
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



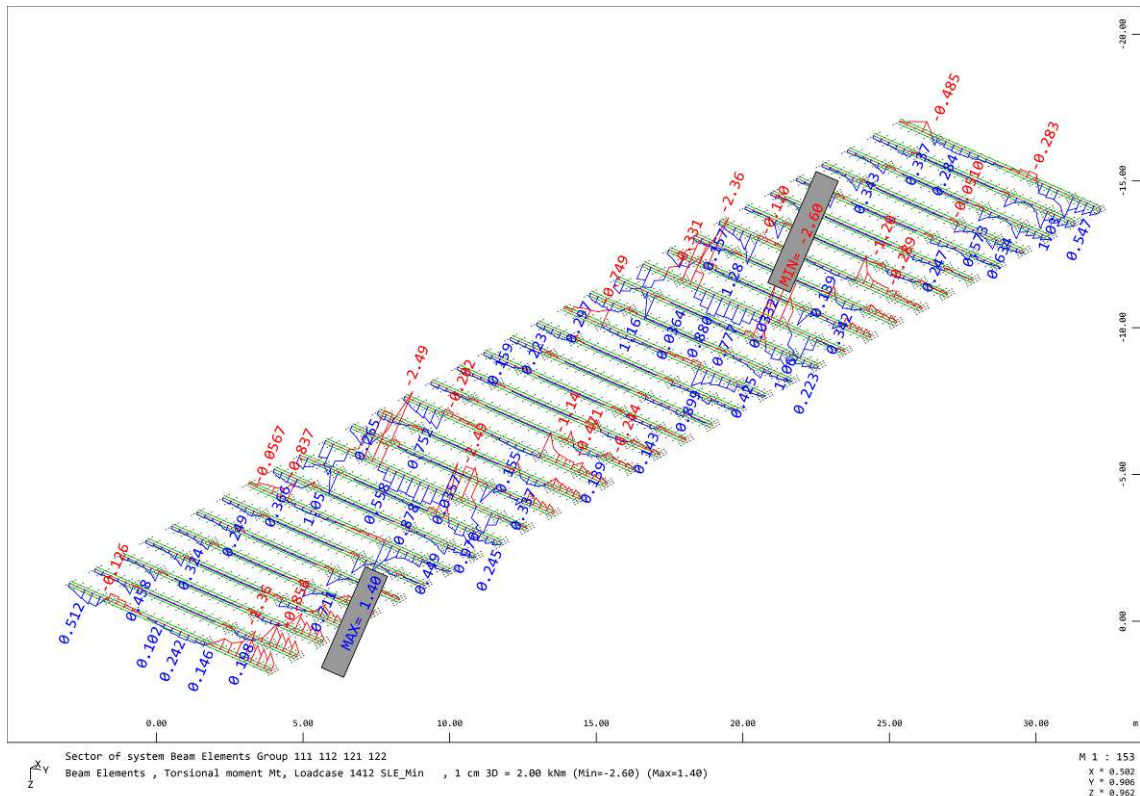
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Involuppo minimo Taglio Vz (kN)



Involuppo massimo Momento torcente Mt (kNm)

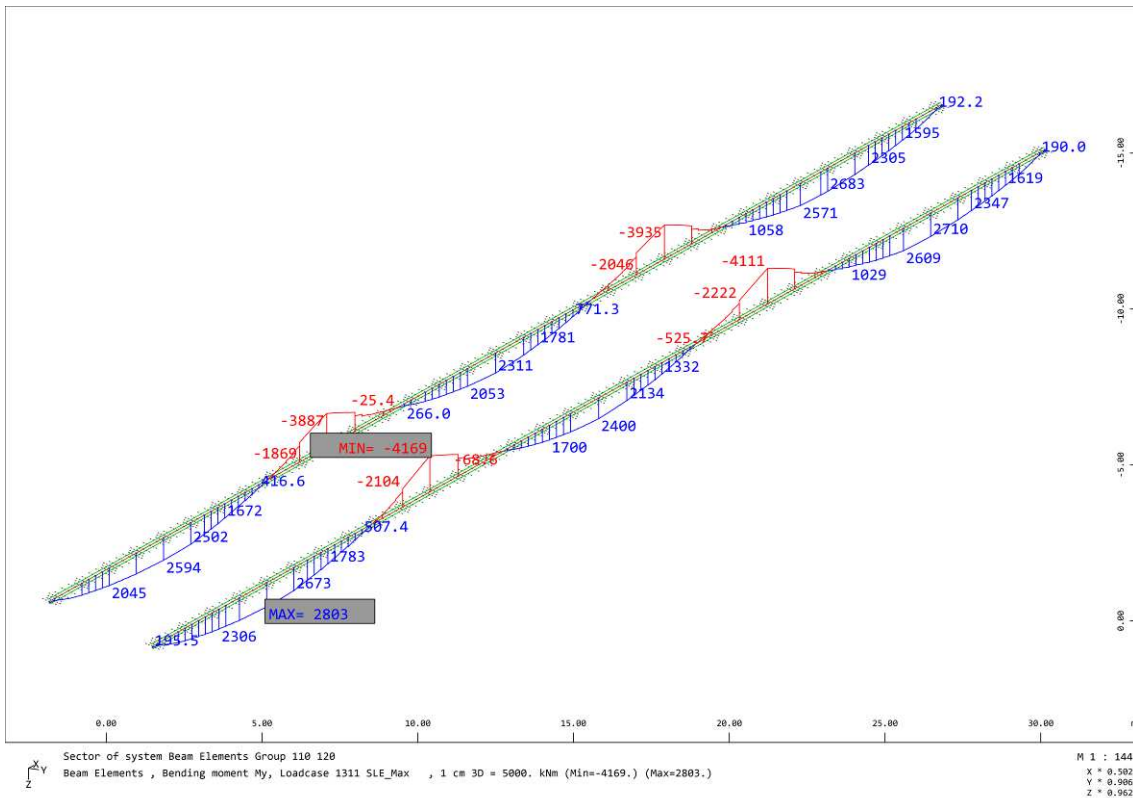


Involuppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

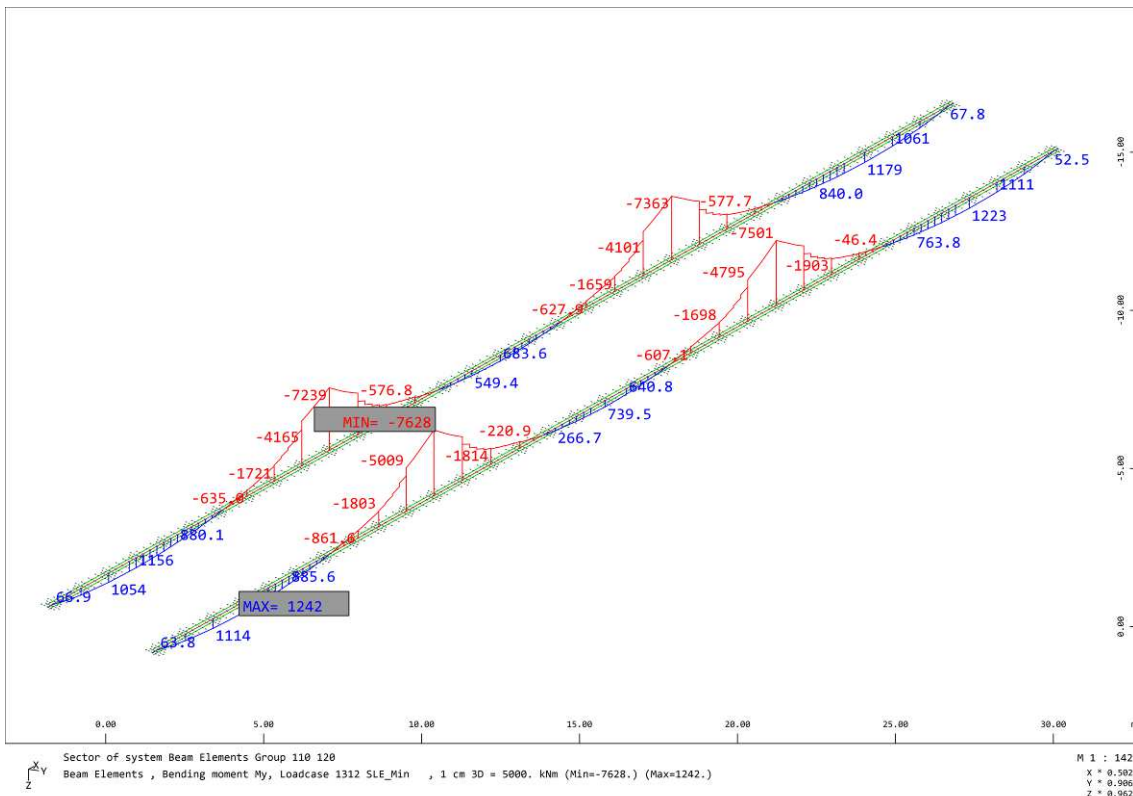
11.5 SLE FREQUENTI – FASE 2

11.5.1 Travi principali longitudinali

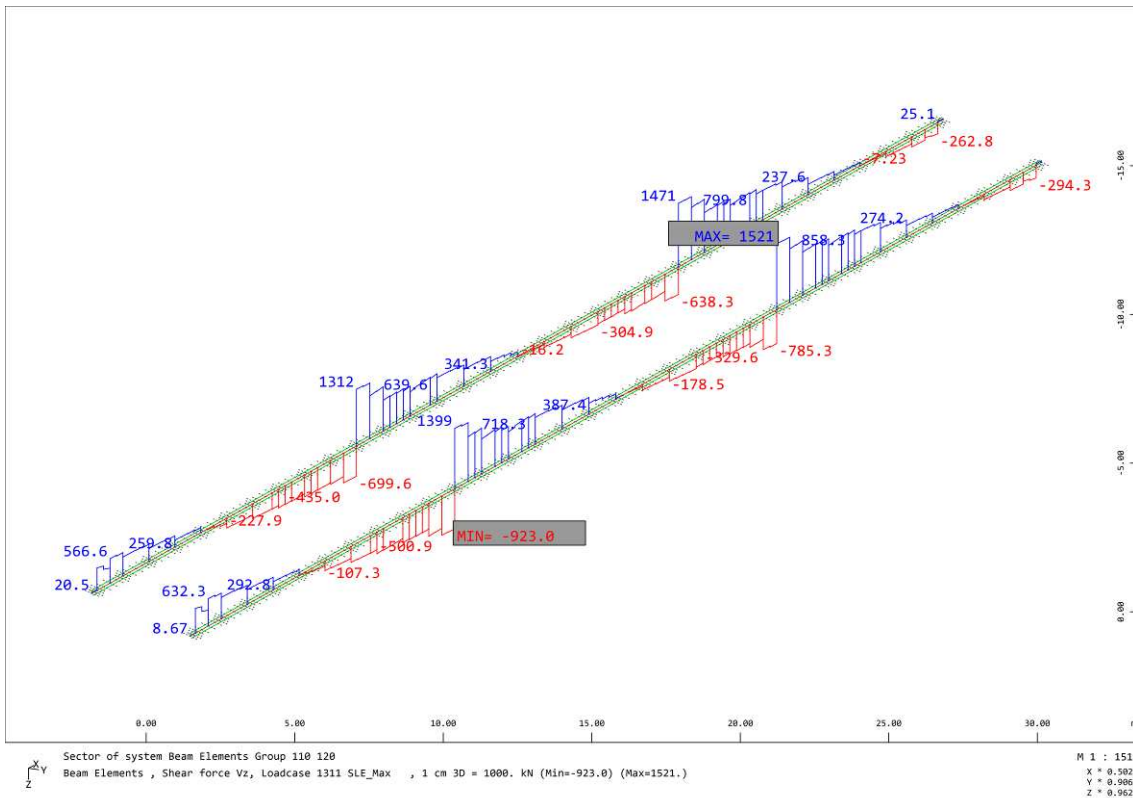
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite di Esercizio – frequente per la Fase 2.



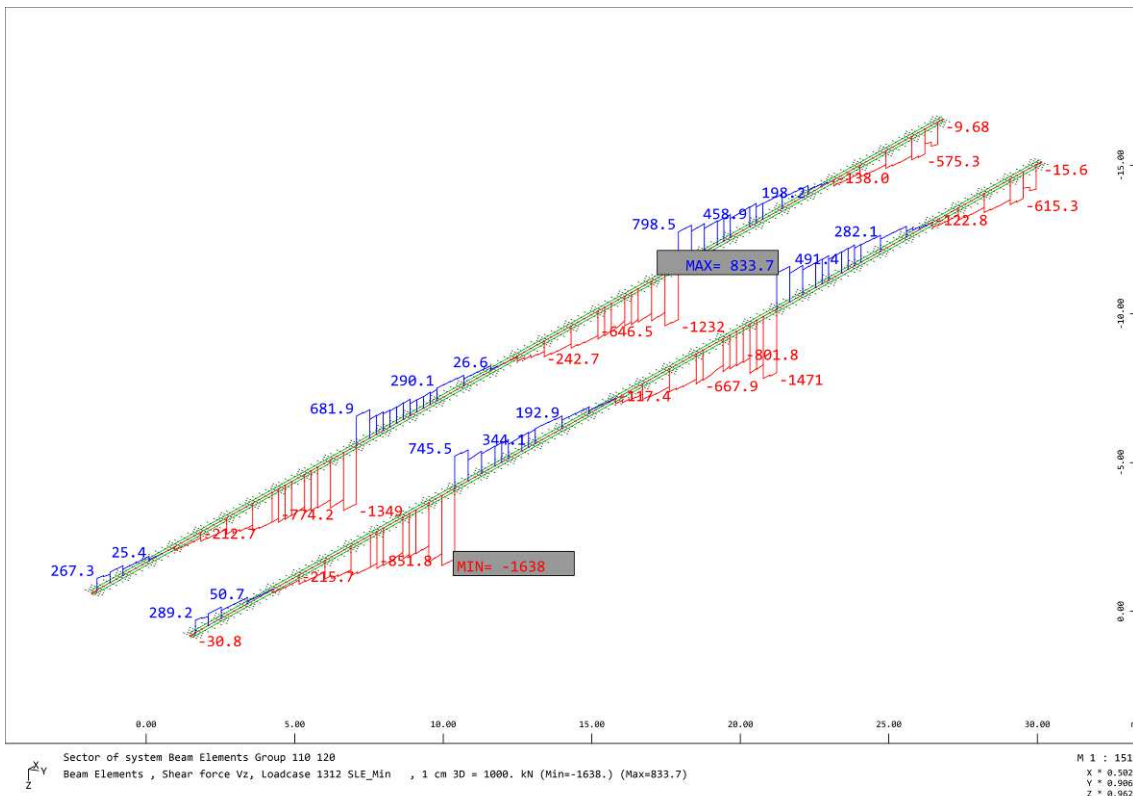
Inviluppo massimo Momento flettente My (kNm)



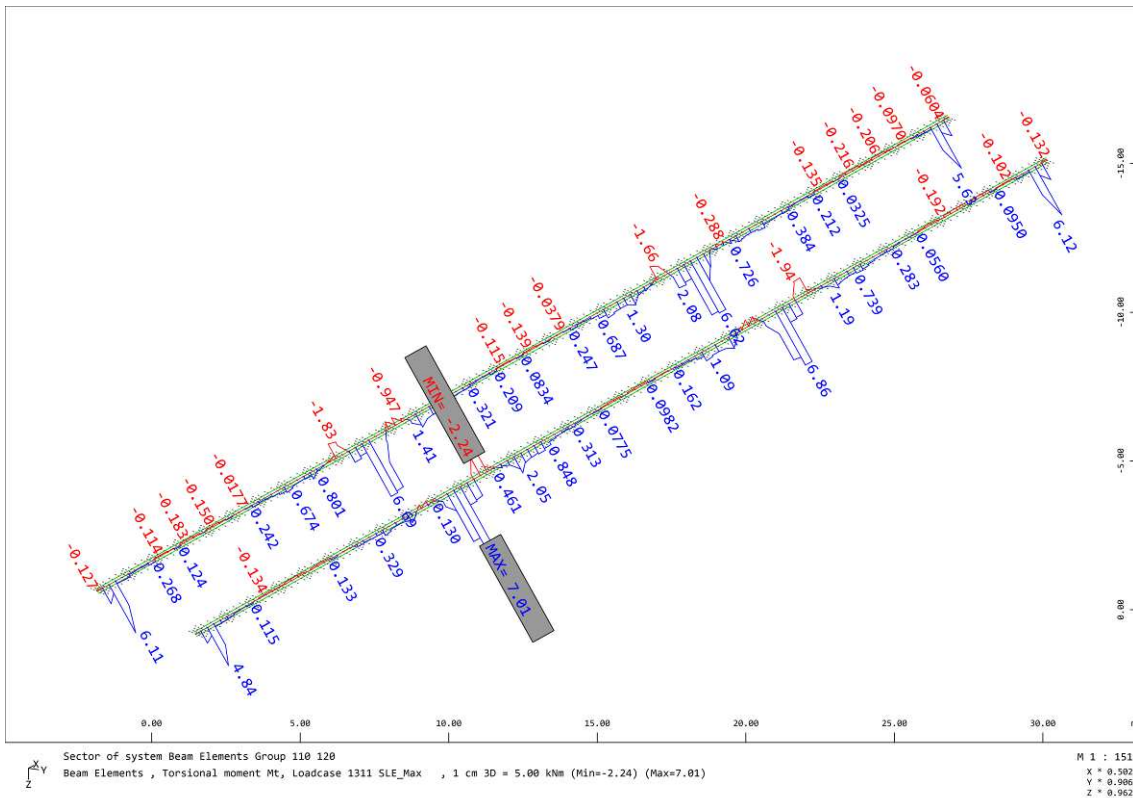
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



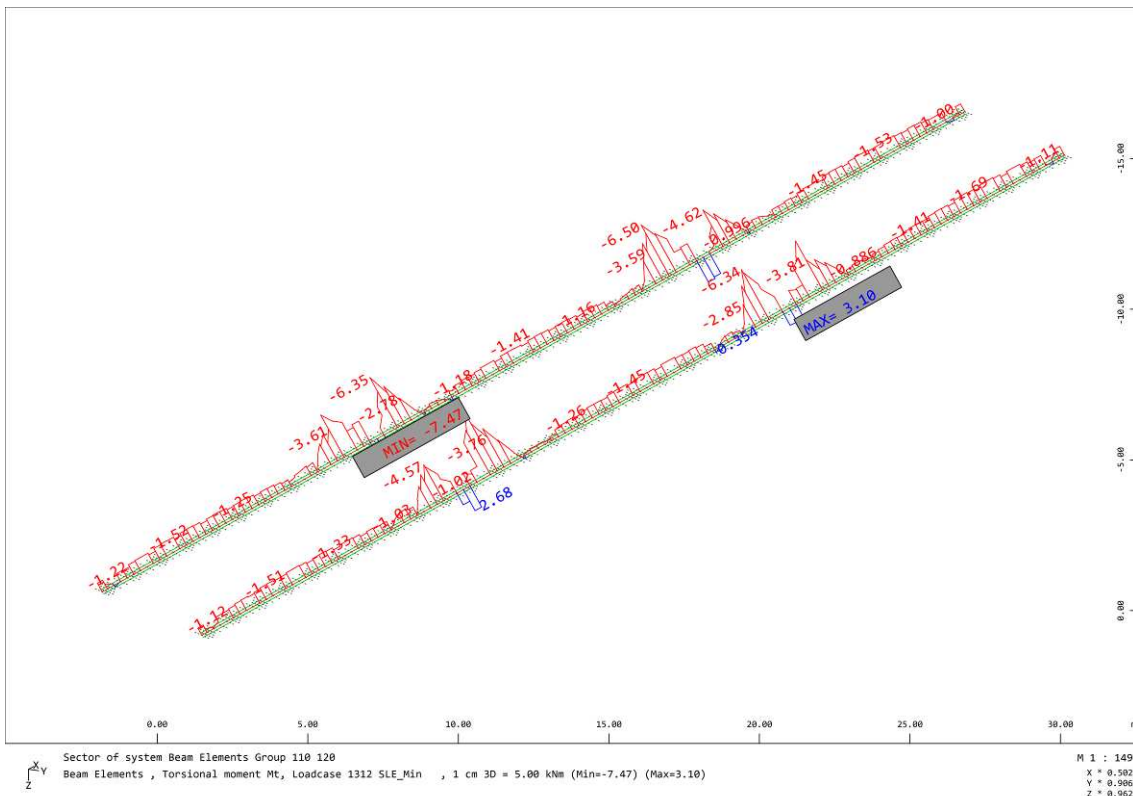
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo minimo Taglio Vz (kN)



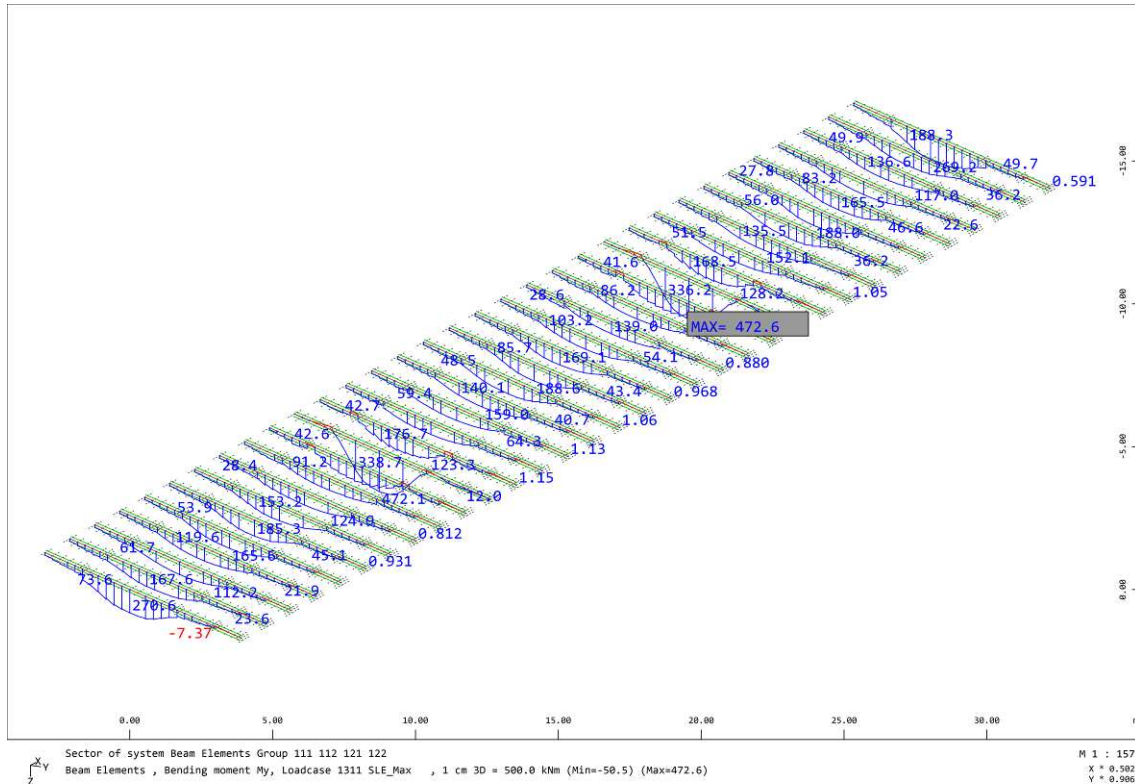
Inviluppo massimo Momento torcente Mt (kNm)



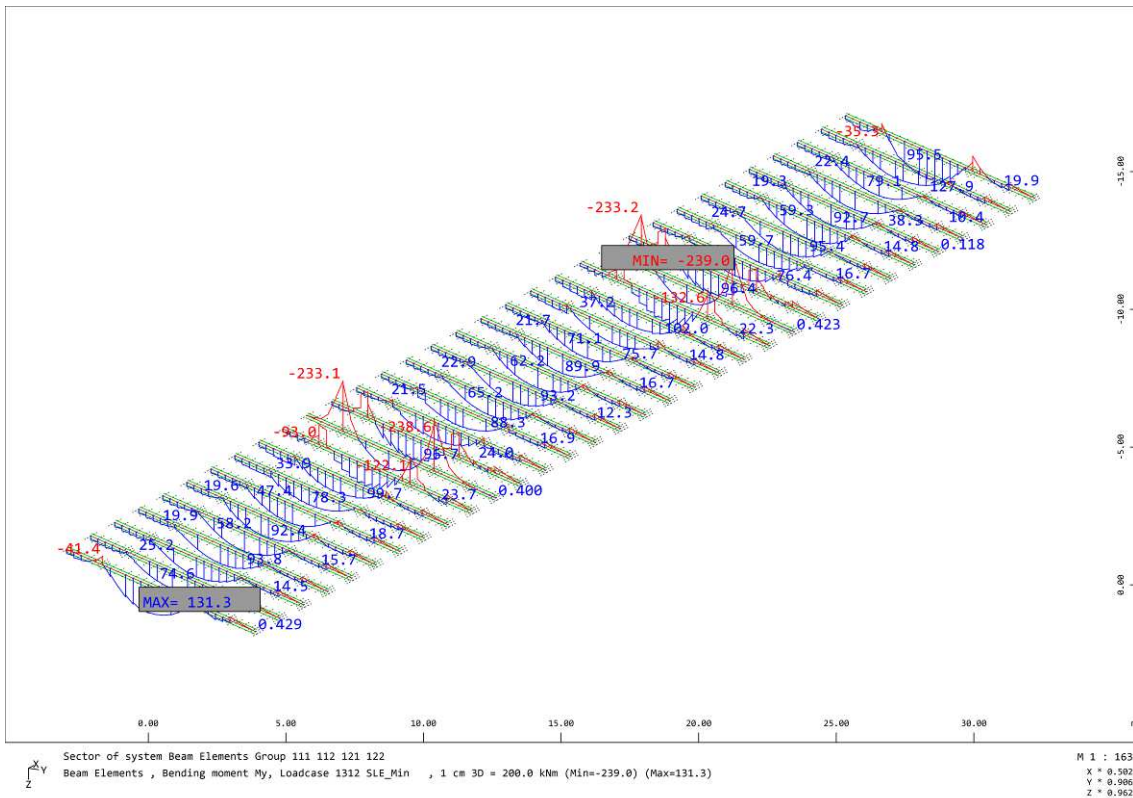
Inviluppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

11.5.2 Traversi

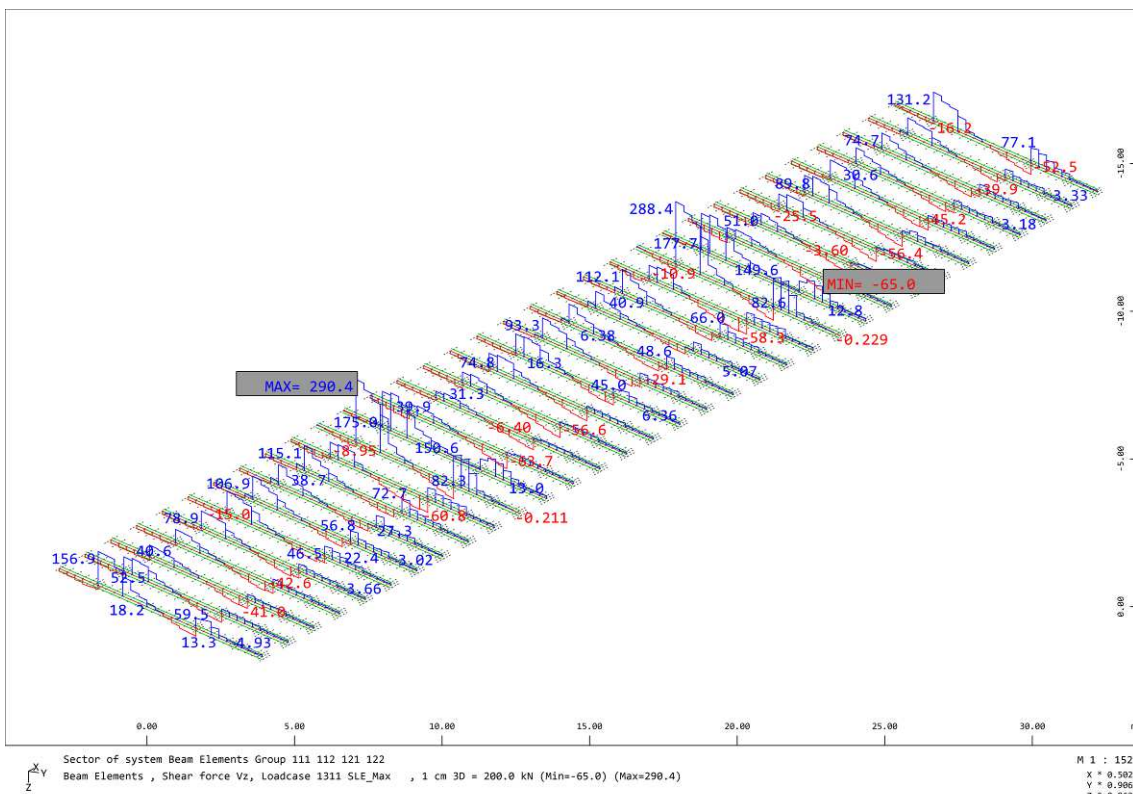
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime dell'impalcato allo Stato Limite di Esercizio – frequente per la Fase 2.



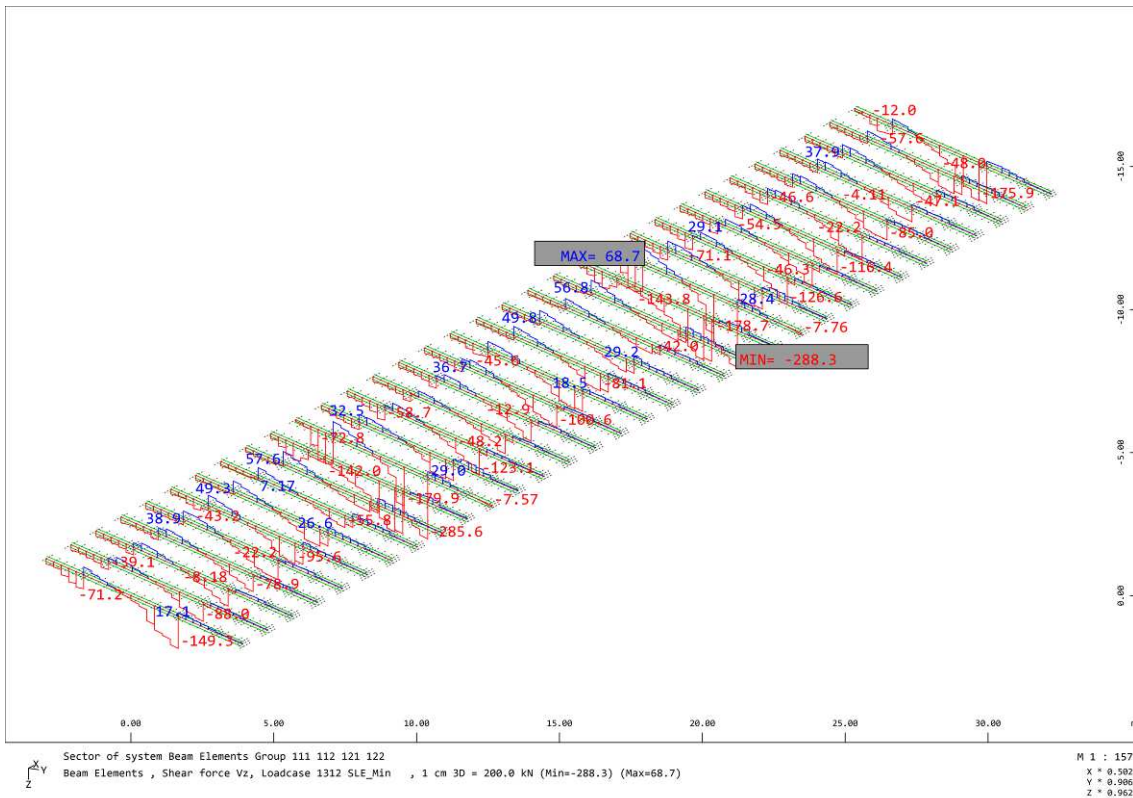
Involuppo massimo Momento flettente My (kNm)



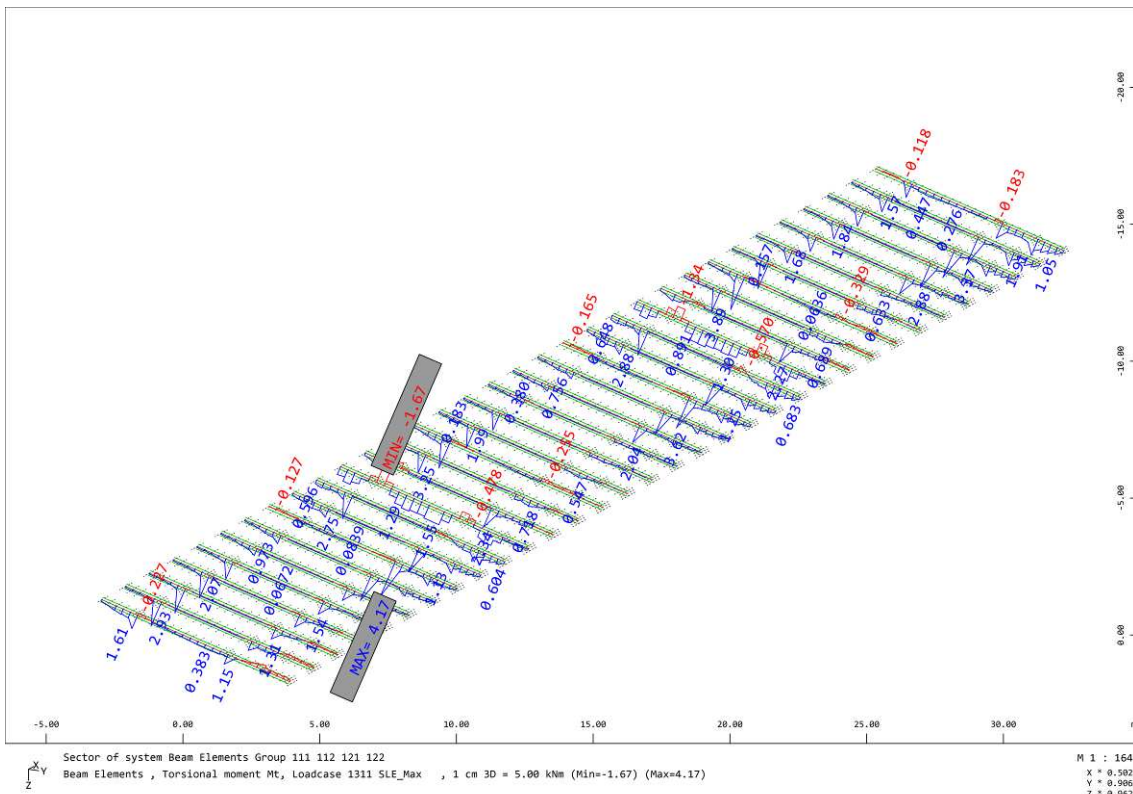
Inviluppo minimo Momento flettente My (kNm)



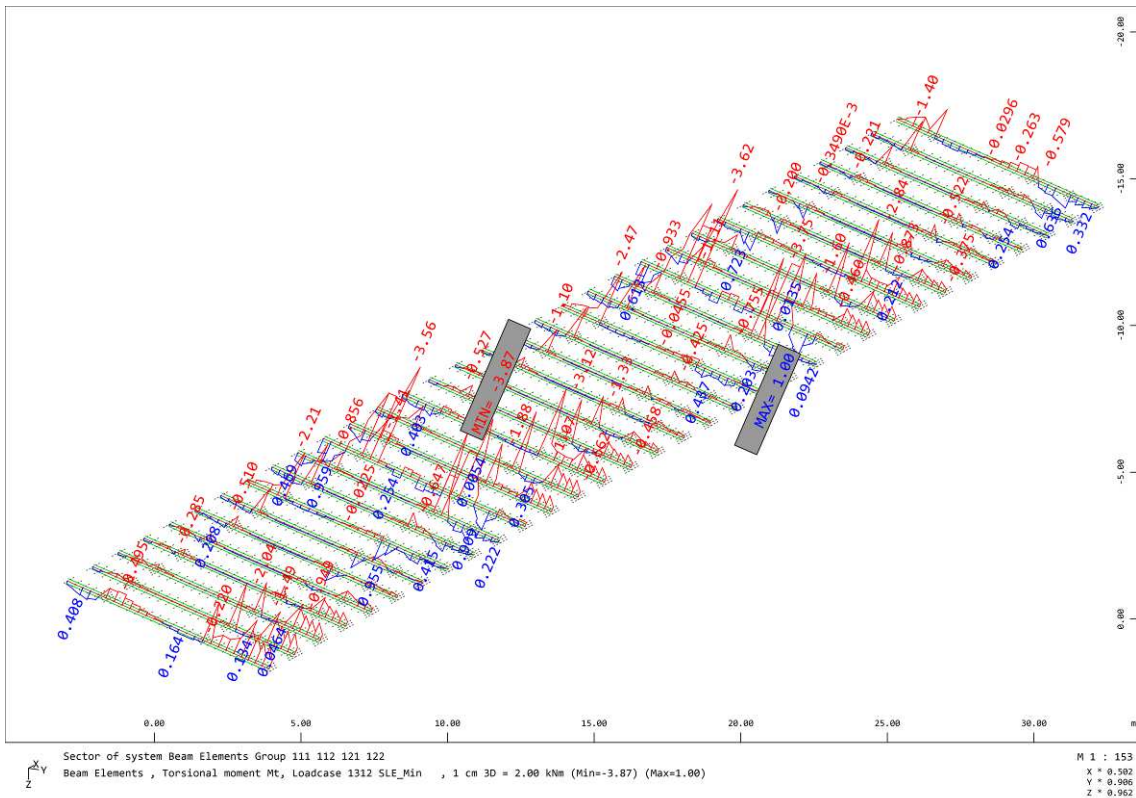
Inviluppo massimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo minimo Taglio Vz (kN)



Inviluppo massimo Momento torcente Mt (kNm)



Involuppo minimo Momento torcente Mt (kNm)

12 Verifiche travi longitudinali

Nel presente capitolo si riportano i risultati delle verifiche di sicurezza condotte tenendo presenti le prescrizioni delle “*normative di riferimento*” (vedi capitolo specifico). In particolare, si è verificato che la capacità degli elementi portanti (*determinata attraverso il “metodo elastico”*) fosse inferiore alla domanda ad essi relativa (*determinata sulla base delle analisi statiche e modali con spettro di risposta*).

Nel seguito vengono rappresentate le tensioni ideali di Von Mises all'interno delle travi longitudinali. Queste vengono determinate secondo i principi basilari della scienza delle costruzioni per una sezione metallica e/o composta acciaio-clc.

Poiché nel modello di calcolo le travi e la soletta sono state modellate con la loro reale geometria e rigidità, il programma di calcolo determina automaticamente la ripartizione delle sollecitazioni tra le due componenti della sezione composta.

Per ogni sezione e per ogni fase i-esima si definiscono:

1. la triade di sollecitazione momento flettente (M_i), azione tagliante (V_i), ed azione assiale (N_i);
2. la tensione per deformazione impedita sul calcestruzzo ($\sigma_{cls}^{(i)}$) per azioni da ritiro ed da variazioni differenziali di temperature.

Quindi la fase i-esima genera nella generica sezione le seguenti tensioni:

- tensione al lembo superiore della soletta in c.a.: $\sigma_c^{(i)} = \frac{\left[\frac{M^{(i)}}{W_c^{(i)}} + \frac{N^{(i)}}{A^{(i)}} \right]}{n_i} + \sigma_c^{(i)}$

- tensione nell'armatura longitudinale al lembo superiore: $\sigma_f^{(i)} = \frac{M^{(i)}}{W_f^{(i)}} + \frac{N^{(i)}}{A^{(i)}}$

- tensione nel profilo metallico al lembo superiore della flangia superiore: $\sigma_{ss}^{(i)} = \frac{M^{(i)}}{W_{ss}^{(i)}} + \frac{N^{(i)}}{A^{(i)}}$

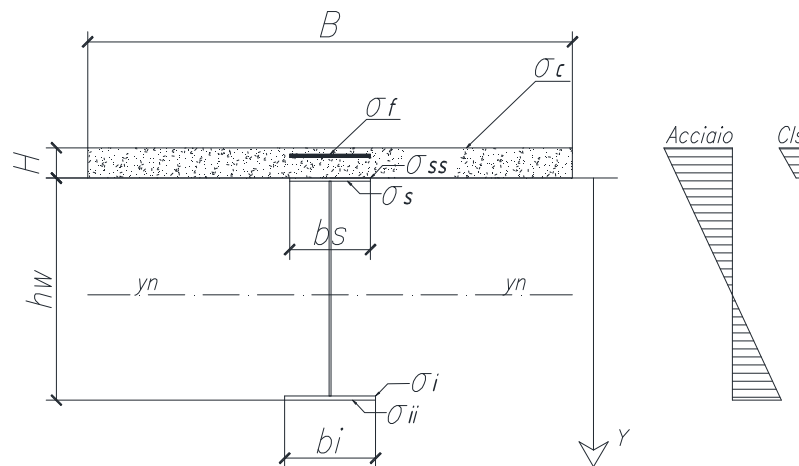
- tensione nel profilo metallico al lembo inferiore della flangia superiore: $\sigma_s^{(i)} = \frac{M^{(i)}}{W_s^{(i)}} + \frac{N^{(i)}}{A^{(i)}}$

- tensione nel profilo metallico al lembo superiore della flangia inferiore: $\sigma_i^{(i)} = \frac{M^{(i)}}{W_i^{(i)}} + \frac{N^{(i)}}{A^{(i)}}$

- tensione nel profilo metallico al lembo inferiore della flangia inferiore: $\sigma_{ii}^{(i)} = \frac{M^{(i)}}{W_{ii}^{(i)}} + \frac{N^{(i)}}{A^{(i)}}$

Dove n_i è il coefficiente di omogeneizzazione nelle varie fasi considerate ed $A^{(i)}$ è l'area della sezione omogeneizzata, mentre i moduli d'inerzia W , posto J il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata durante la fase i-esima, sono come segue valutati:

- modulo d'inerzia rispetto al lembo superiore della soletta in c.a.: $W_c^{(i)} = \frac{J}{y_g + H}$
- modulo d'inerzia rispetto al lembo superiore dell'armatura longitudinale: $W_f^{(i)} = \frac{J}{y_g - y_{g,\Phi}}$
- modulo d'inerzia del profilo metallico rispetto al lembo superiore della flangia superiore: $W_{ss}^{(i)} = \frac{J}{y_g}$
- modulo d'inerzia del profilo metallico rispetto al lembo inferiore della flangia superiore: $W_s^{(i)} = \frac{J}{y_g - t_s}$
- modulo d'inerzia del profilo metallico rispetto al lembo superiore della flangia inferiore: $W_i^{(i)} = \frac{J}{y_g - t_s - h_w}$
- modulo d'inerzia del profilo metallico rispetto al lembo inferiore della flangia inferiore: $W_{ii}^{(i)} = \frac{J}{y_g - t_s - h_w - t_i}$



Le verifiche svolte in termini tensionali mostreranno come le tensioni risultino essere inferiori ai limiti imposti dalle NTC2018, riportati di seguito:

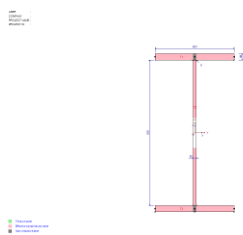
- Tensione normale limite profilo metallico:
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_i^{acciaio} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{MPa} \quad (t < 40 \text{mm}) \\ \sigma_i^{acciaio} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{335}{1.05} = 319 \text{MPa} \quad (t > 40 \text{mm}) \end{array} \right.$$

- Tensione tangenziale limite profilo metallico:
$$\tau_i^{\text{acciaio}} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 195 \text{MPa} \quad (t < 40 \text{mm})$$
- $$\tau_i^{\text{acciaio}} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{335}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 186 \text{MPa} \quad (t > 40 \text{mm})$$
- Tensione limite armatura longitudinale:
$$\sigma_i^{\text{armatura}} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{MPa}$$
- Tensione limite calcestruzzo:
$$\sigma_i^{\text{cls}} \leq \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 32}{1.5} = 18 \text{MPa} \quad (\text{negativo di compressione})$$

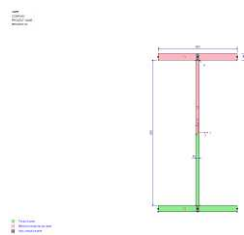
Si evidenzia, infine, come per le sezioni utilizzate per definire le travi longitudinali, si siano determinate le proprietà statiche tenendo conto della classe di snellezza cui ciascuna di essa appartiene.

Di seguito si riporta la classificazione delle tre sezioni adoperate per le travi:

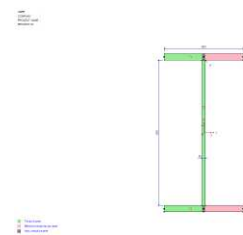
- **PRS 500*40/920*20/500*40 (campate laterali)**
 - Classe 4 per sforzo normale
 - Classe 1 per flessione intorno all'asse forte
 - Classe 3 per flessione intorno all'asse debole



Sforzo normale



Flessione asse forte



Flessione asse debole

- Pure compression

Classe of the section :

4

Properties of the effective section

$$A_{\text{eff}} = 545,47 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,\text{eff}} = 1,051\text{E}+6 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,\text{sup,eff}} = 21014 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,\text{inf,eff}} = 21014 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 50 \text{ cm}$$

$$e_{Nz} = 0 \text{ cm}$$

$$I_{z,\text{eff}} = 83382 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,\text{sup,eff}} = 3335,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,\text{inf,eff}} = 3335,3 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 25 \text{ cm}$$

$$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$$

- Pure bending ($M_y > 0$)

Classe of the section :

1

Properties of the section

$$A = 584 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 1,052E+6 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,sup} = 21038 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,inf} = 21038 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 23432 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 50 \text{ cm}$$

$$I_z = 83395 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,sup} = 3335,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,inf} = 3335,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 5092 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 25 \text{ cm}$$

- Pure bending ($M_z < 0$)

Classe of the section :

3

Properties of the section

$$A = 584 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 1,052E+6 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,sup} = 21038 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,inf} = 21038 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 50 \text{ cm}$$

$$I_z = 83395 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,sup} = 3335,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,inf} = 3335,8 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 25 \text{ cm}$$

- Design plastic resistant bending moments

$$M_{f,Rd} = 6624 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^{(+)} = 8084 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^{(-)} = 8084 \text{ kN.m}$$

• **PRS 500*40/820*20/500*40 (campata centrale)**

- Classe 4 per sforzo normale
- Classe 1 per flessione intorno all'asse forte
- Classe 3 per flessione intorno all'asse debole



Sforzo normale



Flessione asse forte



Flessione asse debole

- Pure compression

Classe of the section :

4

Properties of the effective section

$$A_{\text{eff}} = 540,35 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,\text{eff}} = 831752 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,\text{sup,eff}} = 18483 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,\text{inf,eff}} = 18483 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 45 \text{ cm}$$

$$e_{Nz} = 0 \text{ cm}$$

$$I_{z,\text{eff}} = 83380 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,\text{sup,eff}} = 3335,2 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,\text{inf,eff}} = 3335,2 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 25 \text{ cm}$$

$$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$$

- Pure bending ($M_y > 0$)

Classe of the section :

1

Properties of the section

$$A = 564 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 832028 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,\text{sup}} = 18490 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,\text{inf}} = 18490 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 20562 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 45 \text{ cm}$$

$$I_z = 83388 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,\text{sup}} = 3335,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,\text{inf}} = 3335,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 5082 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 25 \text{ cm}$$

- Pure bending ($M_z < 0$)

Classe of the section :

3

Properties of the section

$$A = 564 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 832028 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,\text{sup}} = 18490 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,\text{inf}} = 18490 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 45 \text{ cm}$$

$$I_z = 83388 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,\text{sup}} = 3335,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,\text{inf}} = 3335,5 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 25 \text{ cm}$$

- Design plastic resistant bending moments

$$M_{f,Rd} = 5934 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^{(+)} = 7093,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^{(-)} = 7093,9 \text{ kN.m}$$

- **PRS 700*50/1200*25/700*50 (appoggio in pila)**
 - Classe 4 per sforzo normale
 - Classe 1 per flessione intorno all'asse forte
 - Classe 3 per flessione intorno all'asse debole



Sforzo normale



Flessione asse forte



Flessione asse debole

- Pure compression

Classe of the section :

4

Properties of the effective section

$A_{eff} = 930,04 \text{ cm}^2$
 $I_{y,eff} = 3,091E+6 \text{ cm}^4$
 $W_{y,sup,eff} = 47558 \text{ cm}^3$
 $W_{y,inf,eff} = 47558 \text{ cm}^3$
 $z_G = 65 \text{ cm}$
 $e_{Nz} = 0 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 285953 \text{ cm}^4$
 $W_{z,sup,eff} = 8170,1 \text{ cm}^3$
 $W_{z,inf,eff} = 8170,1 \text{ cm}^3$
 $y_G = 35 \text{ cm}$
 $e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending ($M_y > 0$)

Classe of the section :

1

Properties of the section

$A = 1000 \text{ cm}^2$
 $I_y = 3,096E+6 \text{ cm}^4$
 $W_{y,sup} = 47628 \text{ cm}^3$
 $W_{y,inf} = 47628 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,y} = 51482 \text{ cm}^3$
 $z_G = 65 \text{ cm}$

$I_z = 285990 \text{ cm}^4$
 $W_{z,sup} = 8171,1 \text{ cm}^3$
 $W_{z,inf} = 8171,1 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,z} = 12082 \text{ cm}^3$
 $y_G = 35 \text{ cm}$

- Pure bending ($M_z < 0$)

Classe of the section :

3

Properties of the section

$A = 1000 \text{ cm}^2$
 $I_y = 3,096E+6 \text{ cm}^4$
 $W_{y,sup} = 47628 \text{ cm}^3$
 $W_{y,inf} = 47628 \text{ cm}^3$
 $z_G = 65 \text{ cm}$

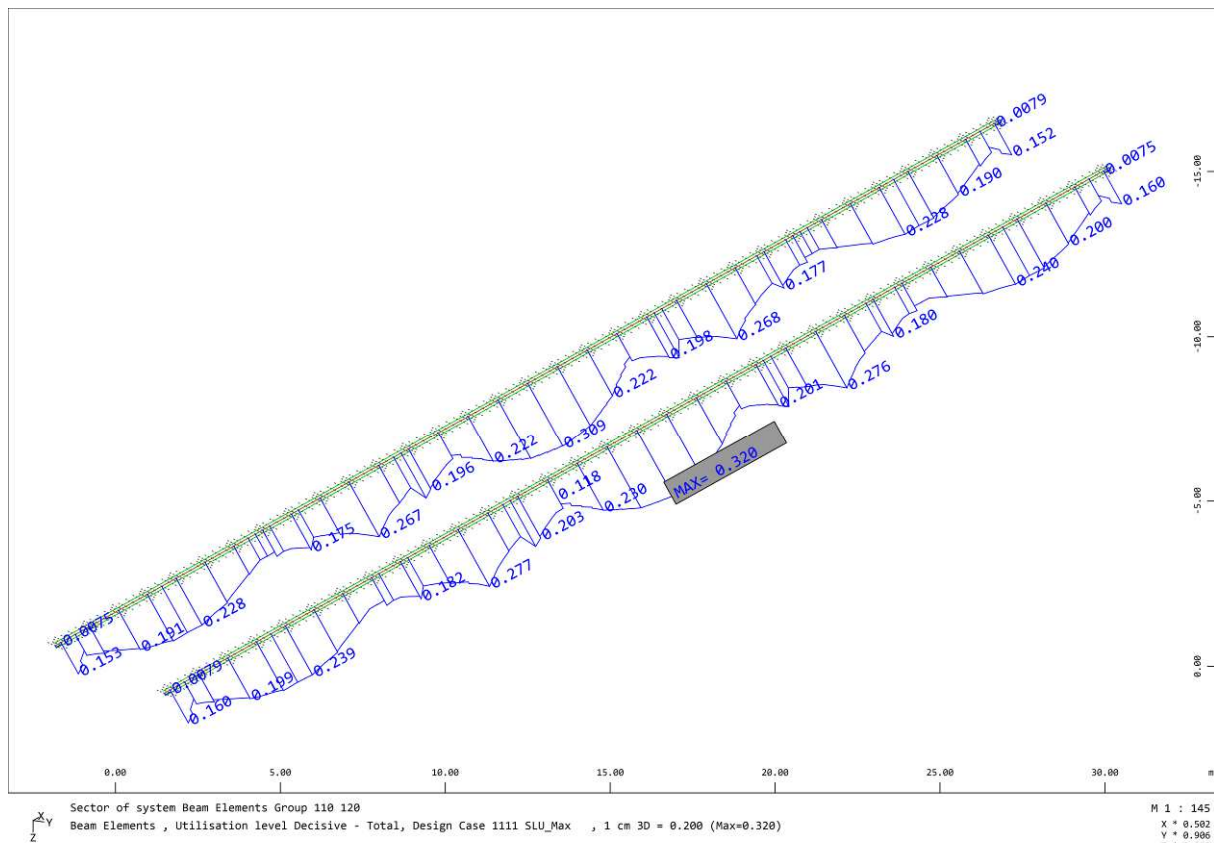
$I_z = 285990 \text{ cm}^4$
 $W_{z,sup} = 8171,1 \text{ cm}^3$
 $W_{z,inf} = 8171,1 \text{ cm}^3$
 $y_G = 35 \text{ cm}$

- Design plastic resistant bending moments

$M_{f,Rd} = 14656 \text{ kN.m}$
 $M_{pl,Rd}^{(+)} = 17761 \text{ kN.m}$
 $M_{pl,Rd}^{(-)} = 17761 \text{ kN.m}$

12.1 Verifiche allo SLU – FASE 0

Di seguito si riporta la verifica tensionale delle travi longitudinali durante le fasi di installazione dei macro-conci, espressa come rapporto tra tensione ideale e tensione di snervamento di progetto. La verifica è stato effettuata controllando che la tensione ideale di Von Mises fosse inferiore alla tensione di snervamento di progetto in ogni punto delle sezioni.



Coefficiente di utilizzo: massimo rapporto tra tensione ideale e tensione di snervamento di progetto

Stresses

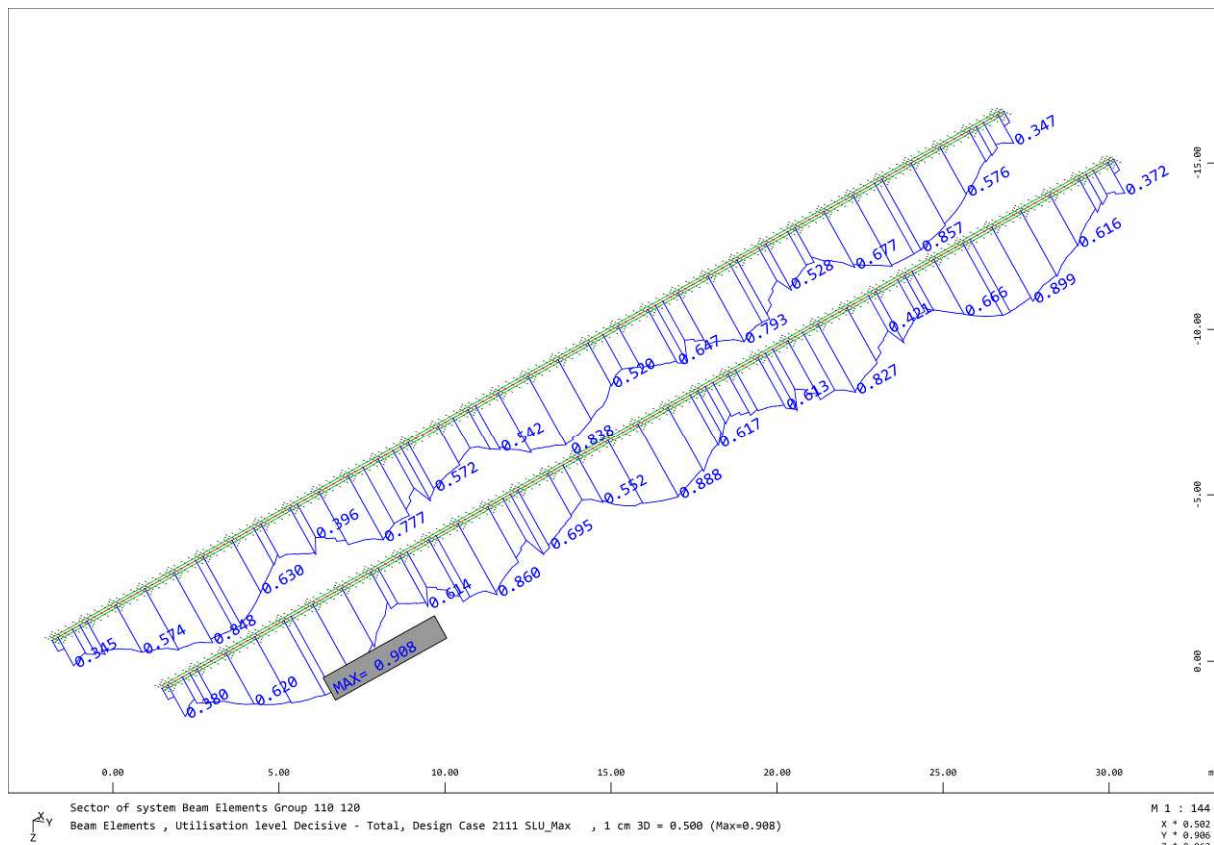
Beam	x[m]	SNo	LC	Mat	$\sigma-x$	$\sigma+x$	$\Delta\sigma$	τ	$\sigma-I$	$\sigma-II$	$\sigma-v$	N[kN]
Total			min	6	71.56	-91.38		0.51	0.01	-0.15	1.69	
Total			max	6	-99.13	85.61		7.51	85.62	-99.15	99.17	
Total			min	7	-1.32	-0.27		0.31	0.54	-1.46	1.50	
Total			max	7	-95.26	78.71		30.30	84.48	-95.35	95.40	
Total			min	8	64.31	-71.25		0.51	0.13	-0.01	0.93	
Total			max	8	-85.69	72.01		7.51	72.04	-85.70	85.71	
Total			min	10	0.00	-1.57		0.00	0.00	0.00	0.00	
Total			max	10	-30.13	31.82		17.84	32.62	-32.36	34.07	

Come può vedersi la verifica è soddisfatta.

12.2 Verifiche allo SLU – FASE 2

Di seguito si riporta la verifica tensionale delle travi longitudinali durante le fasi di esercizio del ponte, espressa come rapporto tra tensione ideale e tensione di snervamento di progetto.

La verifica è stato effettuata controllando che la tensione ideale di Von Mises fosse inferiore alla tensione di snervamento di progetto in ogni punto delle sezioni.



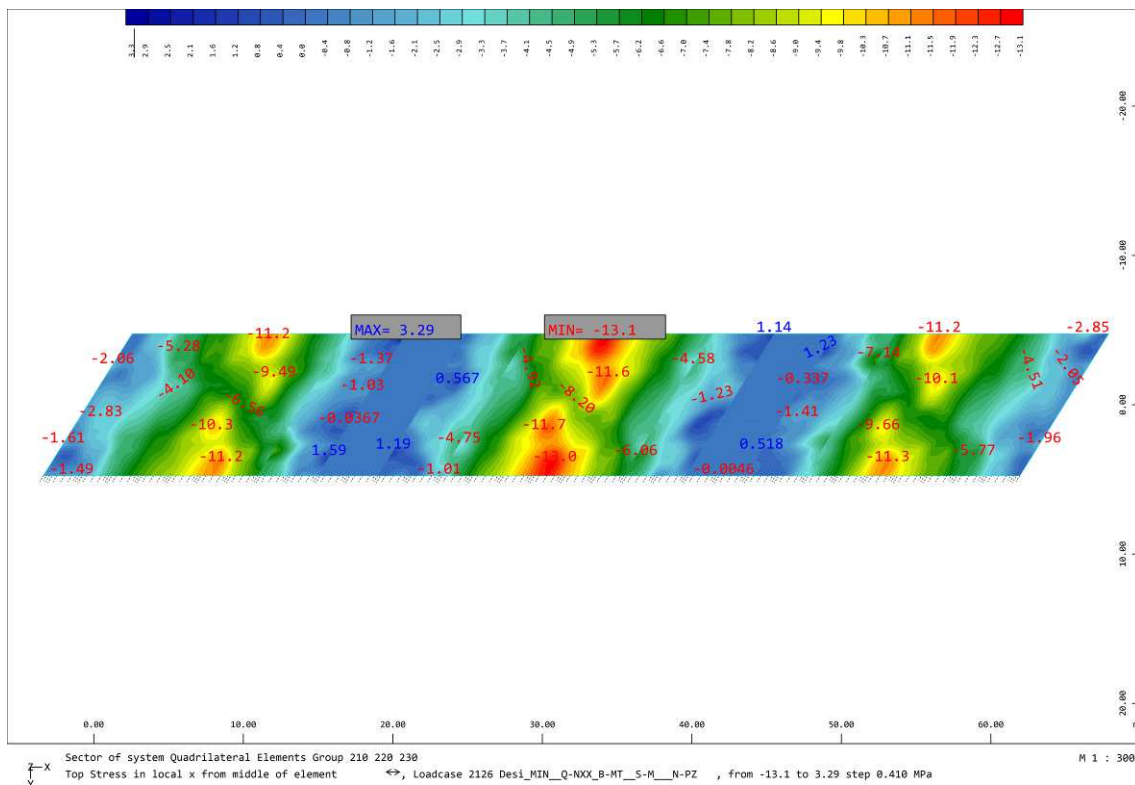
Coefficiente di utilizzo: massimo rapporto tra tensione ideale e tensione di snervamento di progetto

Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Mat	$\sigma-x$	$\sigma+x$	$\Delta\sigma$	τ	$\sigma-I$	$\sigma-II$	$\sigma-v$	N[kN]
Total			min	6	218.40	-128.93		1.41	0.04	-0.34	6.42	
Total			max	6	-154.57	247.55		33.87	247.58	-154.59	247.59	
Total			min	7	0.26	-3.11		0.86	1.62	-3.89	7.96	
Total			max	7	-245.93	270.76		88.86	270.85	-260.99	270.90	
Total			min	8	261.26	-234.30		1.41	0.23	-0.02	4.73	
Total			max	8	-266.25	281.13		33.87	281.15	-266.27	281.16	
Total			min	10	4.68	-34.76		0.12	0.09	-0.71	1.09	
Total			max	10	-185.64	173.91		95.05	196.06	-208.90	221.45	

Come può vedersi la verifica è soddisfatta.

Si riporta, inoltre, anche il controllo delle tensioni all'interno della soletta:



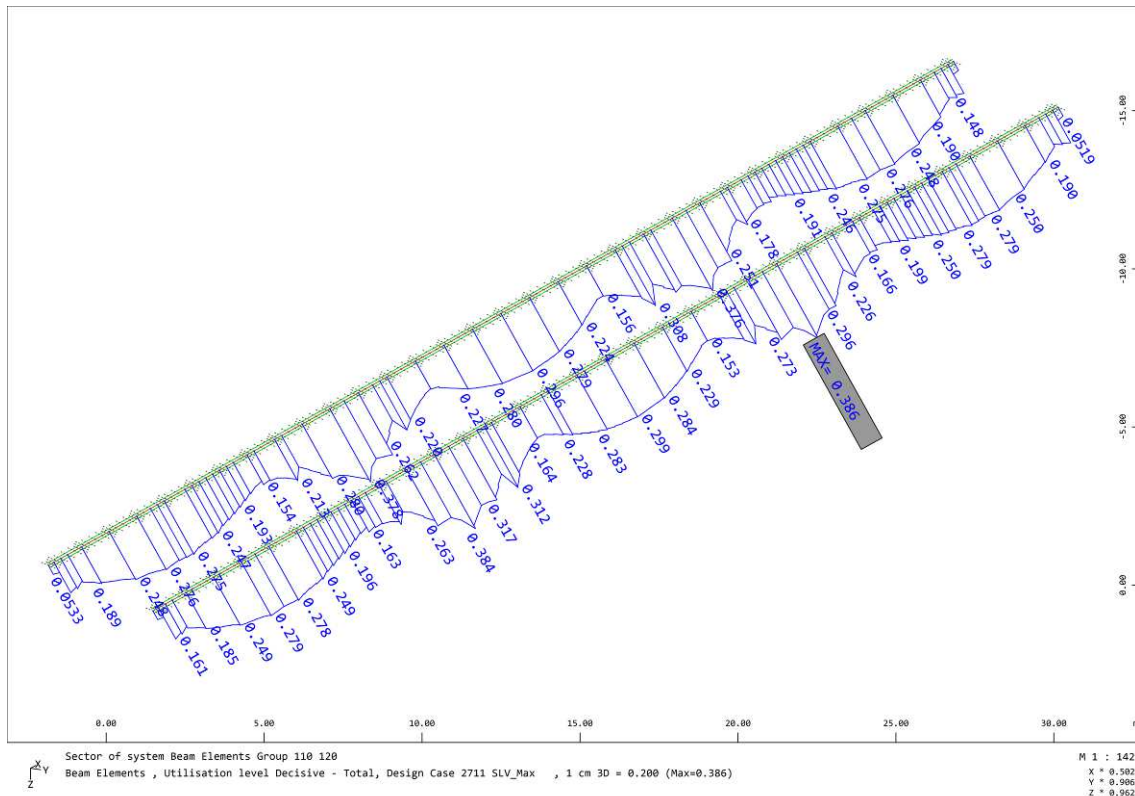
Tensione di compressione sulla soletta

$$\sigma_{c,max} = 13.1 MPa < 18.13 MPa$$

12.3 Verifiche allo SLV – FASE 2

Di seguito si riporta la verifica tensionale delle travi longitudinali per effetto dell'azione sismica, espressa come rapporto tra tensione ideale e tensione di snervamento di progetto.

La verifica è stato effettuata controllando che la tensione ideale di Von Mises fosse inferiore alla tensione di snervamento di progetto in ogni punto delle sezioni.



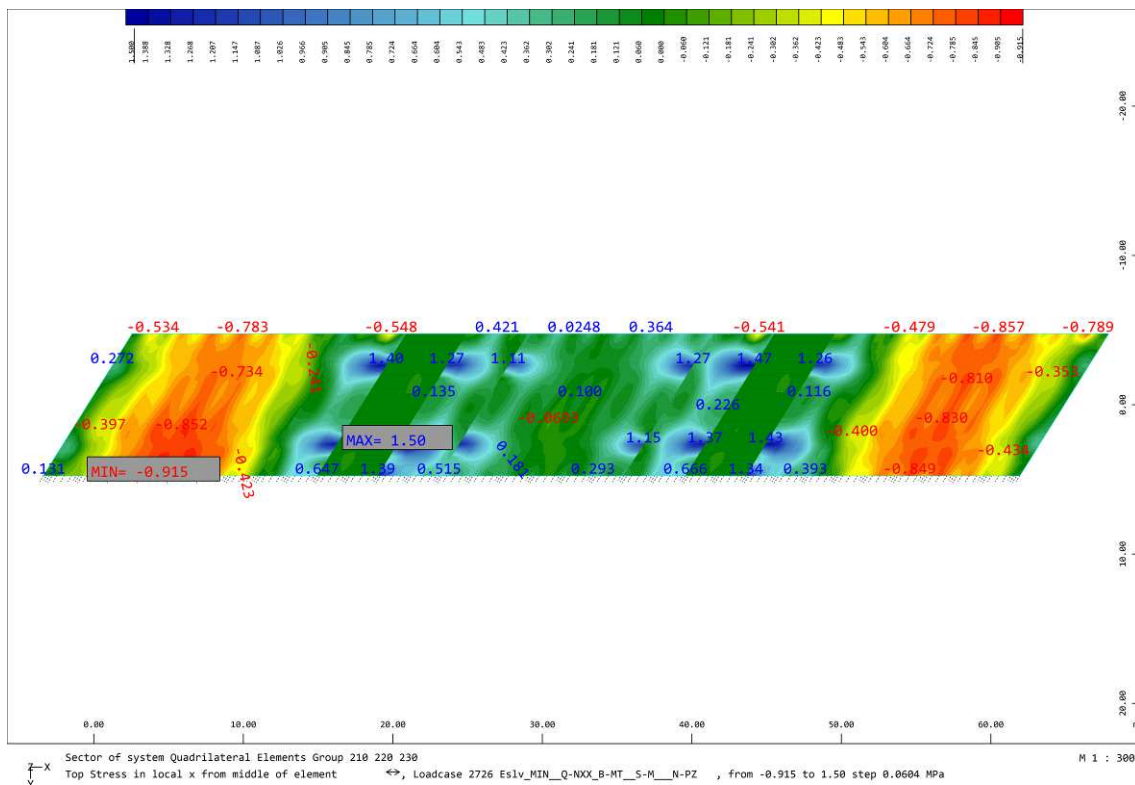
Coefficiente di utilizzo: massimo rapporto tra tensione ideale e tensione di snervamento di progetto

Stresses

Beam	x[m]	SNo	LC	Mat	$\sigma-x$	$\sigma+x$	$\Delta\sigma$	τ	$\sigma-I$	$\sigma-II$	$\sigma-v$	N[kN]
Total			min	6	88.56	-86.49		0.80	0.02	-0.28	6.73	
Total			max	6	-92.50	119.45		12.88	119.52	-92.51	119.55	
Total			min	7	-12.42	-2.70		0.59	3.37	-12.60	12.68	
Total			max	7	-99.15	101.64		34.86	108.60	-106.23	112.62	
Total			min	8	67.39	-87.89		0.80	0.17	-0.03	3.93	
Total			max	8	-116.06	77.21		12.88	77.23	-116.14	116.18	
Total			min	10	0.12	-14.18		0.20	0.21	-0.74	1.12	
Total			max	10	-69.44	68.46		36.86	79.59	-80.95	87.27	

Come può vedersi la verifica è soddisfatta.

Si riporta, inoltre, anche il controllo delle tensioni all'interno della soletta:



Tensione di compressione sulla soletta

$$\sigma_{c,max} = 0.915MPa < 18.13MPa$$

12.4 Verifiche di instabilità – FASE 2

12.4.1 Verifiche di instabilità globale

Si effettuano le verifiche per i differenti conci, in cui sono suddivise le travi longitudinali principali (Trave 1 e Trave 2), che vengono così denominati:

CONCIO	S1=spessore piattabanda superiore	Sanima=spessore anima	S2=spessore piattabanda inferiore
[-]	[mm]	[mm]	[mm]
1	40	20	40
2	50	25	50
3	40	20	40

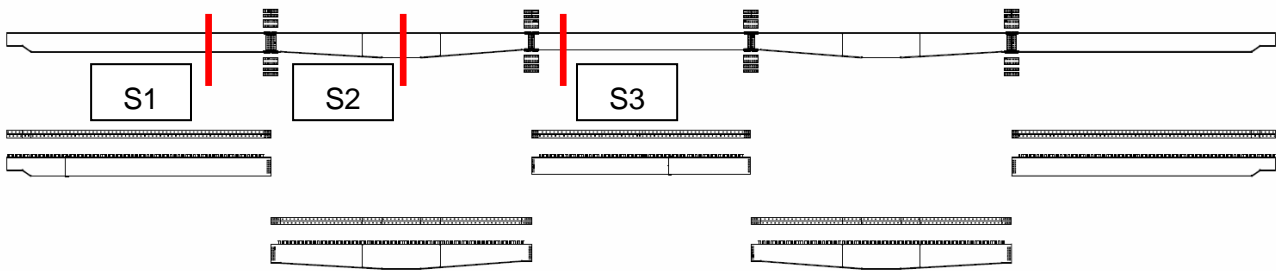


Figura 12-1: Nomenclatura conci

12.4.1.1 Instabilità flesso - torsionale

Una trave con sezione ad I soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flesso - torsionale secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Il momento resistente di progetto, per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata, può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove:

- W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico per le sezioni di classe 1 e 2 ed elastico per le sezioni di classe 3;
- γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature ed è pari ad 1.10 per i ponti;
- χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flesso torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; per profili laminati si assume:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{array} \right\}$$

dove :

- $\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$;
- $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_{yk} / M_{cr}}$;
- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ valore consigliato per sezioni a I o a H laminate o composte saldate;
- $\beta = 0.75$ valore consigliato per sezioni a I o a H laminate o composte saldate;

- $f = 1 - 0.5(1 - k_c) \cdot \left[1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$ considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso;
- α_{LT} fattore di imperfezione relativo alla curva di instabilità utilizzata (cfr. Tabella 4.2.IX (a) delle NTC18);
- $M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{E \cdot J_y \cdot G \cdot J_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{E \cdot J_\omega}{G \cdot J_T}}$ momento critico elastico di instabilità torsionale;
- $\psi = 1$, essendo i valori dei momenti flettenti agenti alle estremità delle travi uguali tra di loro (in base allo schema ipotizzato);
- $E \cdot J_y$ rigidezza flessionale laterale del profilo;
- $G \cdot J_T$ rigidezza torsionale del profilo;
- $E \cdot J_\omega$ rigidezza torsionale secondaria del profilo;
- L_{cr} lunghezza di libera inflessione laterale.

Si effettueranno le verifiche per i differenti conci, in Fase 0, quando la piattabanda superiore risulta non vincolata all'instabilità flesso-torsionale. Le sollecitazioni flettenti fanno riferimento al §11.1.1 della presente relazione.

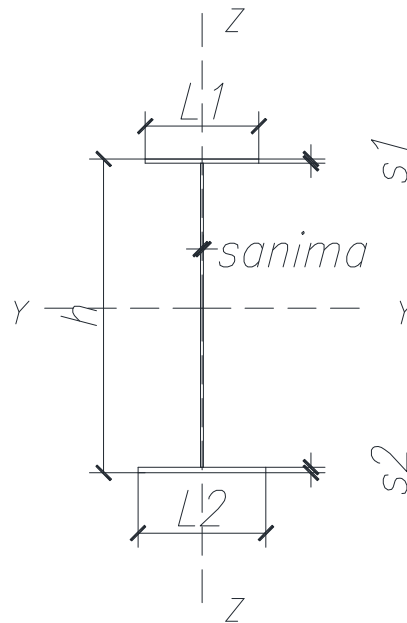


Figura 12-2: Nomenclatura sezione trasversale travi (concio tipo)

Di seguito si riportano le verifiche dei tre conci adoperati in progetto.

CONCIO S1

SOLLECITAZIONE			
M	1061	[kNm]	
V		[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1000	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
	PROFILO SALDATO		
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	920	[mm]	Altezza tra le ali
d	900	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	584,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	184,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	1051914,667	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	83395	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{e1,yy}	21038,29	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e2,yy}	21038,29	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e1,zz}	3336	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{p1,yy}	23432	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{p1,zz}	5092	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	2379	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	192141318	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,81	[-]	

CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	900,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	20,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	45,00	[-]	
C/S _{anima} /ε	55,31	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₂	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
M _{c,Rd}	7922,25	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	1061,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,13	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	2,00	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
kc	0,94	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento

MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
L _{cr}	2,00	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
M _{cr}	209348493531,43	[Nmm]	Momento critico
λ_{LT}	0,19	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α_{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	0,99	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,43	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
M _{b,Rd}	7562,15	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	1061,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,14	[-]	Verifica di sicurezza D/C

CONCIO S2

SOLLECITAZIONE			
M	2722	[kNm]	
V		[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1300	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	700	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	700	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	25	[mm]	spessore anima
S ₁	50	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	50	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
	PROFILO SALDATO		
S ₁	12,5	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	12,5	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	1200	[mm]	Altezza tra le ali
d	1175	[mm]	Altezza della porzione saldabile

A	1000,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	300,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	3095833,333	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	285990	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{el1,yy}	47628,21	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{el2,yy}	47628,21	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{el,zz}	8171	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{pl,yy}	52750	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{pl,zz}	12438	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	6458	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	1117146830	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	335	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	470	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,84	[-]	
CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	1175,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	25,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	47,00	[-]	
C/S _{anima} /ε	56,12	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	325,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	50,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	6,50	[-]	
C/S ₁ /ε	7,76	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	325,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi

S_2	50,00	[mm]	spessore flangia
C/S_1	6,50	[-]	
$C/S_1/\varepsilon$	7,76	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
$M_{c,Rd}$	16829,76	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	2722,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,16	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	1,86	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	c		
k_c	0,91	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
L _{cr}	2,00	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
M _{cr}	930209279015,16	[Nmm]	Momento critico
λ_{LT}	0,13	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α_{LT}	0,49	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	1,00	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,44	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
$M_{b,Rd}$	16064,77	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	2722,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,17	[-]	Verifica di sicurezza D/C

CONCIO S3

SOLLECITAZIONE			
M	1000	[kNm]	
V		[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	900	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
	PROFILO SALDATO		
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	820	[mm]	Altezza tra le ali
d	800	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	564,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	164,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	832028	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	88388	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{e1,yy}	18489,51	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e2,yy}	18489,51	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e1,zz}	3336	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{p1,yy}	20562	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{p1,zz}	5082	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	2352	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	154184410	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,81	[-]	

CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	800,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	20,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	40,00	[-]	
C/S _{anima} /ε	49,16	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₂	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
M _{c,Rd}	6951,91	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	1000,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,14	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	1,80	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	c		
kc	0,94	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento

MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
L _{cr}	2,00	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
M _{cr}	193477708503,83	[Nmm]	Momento critico
λ_{LT}	0,18	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminare e saldate
α_{LT}	0,49	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminare e saldate
f	0,99	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,46	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
M _{b,Rd}	6635,92	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	1000,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,15	[-]	Verifica di sicurezza D/C

12.4.1.2 Stabilità dei pannelli a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a parete piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza/spessore supera determinati valori limite (vedi Circolare NTC2018 - §C4.2.4.1.3.4.1).

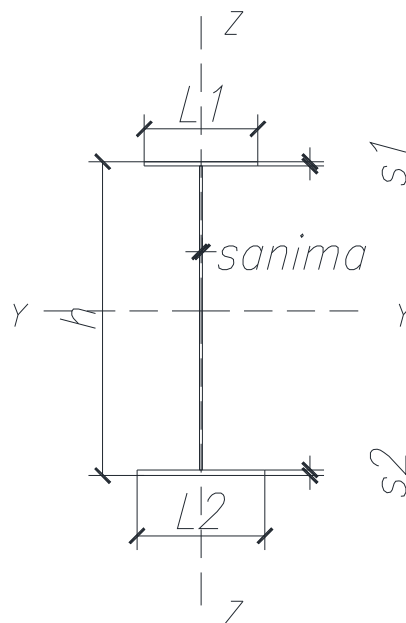


Figura 12-3: Nomenclatura sezione trasversale travi (concio tipo)

Si effettueranno le verifiche per i differenti conci, in Fase 2, adoperando le sollecitazioni flettenti e taglianti indicate al §11.2.1 della presente relazione.

CONCIO S1

SOLLECITAZIONE			
M	3200	[kNm]	
V	1500	[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1000	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
s ₁	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
s ₂	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	920	[mm]	Altezza tra le ali
d	900	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	584,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	184,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	1051914,667	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	83395	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{e1,yy}	21038,29	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e2,yy}	21038,29	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e1,zz}	3336	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{p1,yy}	23432	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{p1,zz}	5092	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	2379	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	192141318	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,81	[-]	

CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	900,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	20,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	45,00	[-]	
C/S _{anima} /ε	55,31	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₂	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
M _{c,Rd}	7922,25	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	3200,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,40	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
V _{c,Rd}	3591,67	[kNm]	Taglio resistente
V _{Ed}	1500,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,42	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V _{Ed}	1500,00	<	1795,83

$\rho_{instabilità}$	0,03		NO COMBO TAGLIO+FLEX
$M_{y,v,Rd}$	7922,25	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M_{Ed}	3200,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,40		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/S_{anima}	45,00	<	48,82
NO VERIFICA INSTABILITA'			

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	2,00	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
kc	0,9	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
Lcr	2,00	[m]	Lunghezza libera d'inflexione misurata tra due ritegni torsionali
Mcr	209348493531,43	[Nmm]	Momento critico
λ_{LT}	0,19	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminare e saldate
α_{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminare e saldate
f	0,99	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,43	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
$M_{b,Rd}$	7562,15	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	3200,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,42	[-]	Verifica di sicurezza D/C

CONCIO S2

SOLLECITAZIONE			
M	11870	[kNm]	
V	2560	[kN]	

CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1300	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	700	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	700	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	25	[mm]	spessore anima
S ₁	50	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	50	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	12,5	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	12,5	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	1200	[mm]	Altezza tra le ali
d	1175	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	1000,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	300,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	3095833,333	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	285990	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{e1,yy}	47628,21	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e2,yy}	47628,21	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e1,zz}	8171	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{p1,yy}	52750	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{p1,zz}	12438	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	6458	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	1117146830	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	335	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	470	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,84	[-]	
CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	1175,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	25,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	47,00	[-]	
C/S _{anima} /ε	56,12	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione

Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	325,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	50,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	6,50	[-]	
C/S ₁ /ε	7,76	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	325,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₂	50,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	6,50	[-]	
C/S ₁ /ε	7,76	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
M _{c,Rd}	16829,76	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	11870,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,71	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
V _{c,Rd}	5526,07	[kNm]	Taglio resistente
V _{Ed}	2560,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,46	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V _{Ed}	2560,00	<	2763,03
ρ _{instabilità}	0,01		NO COMBO TAGLIO+FLEX
M _{y,V,Rd}	16829,76	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M _{Ed}	11870,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,71		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA

d/S _{anima}	47,00	<	50,25
NO VERIFICA INSTABILITA'			

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	1,86	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	c		
kc	0,91	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
L _{cr}	2,00	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
M _{cr}	930209279015,16	[Nmm]	Momento critico
λ _{LT}	0,13	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
λ _{LT,0}	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α _{LT}	0,49	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	1,00	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
φ _{LT}	0,44	[-]	
χ _{LT,lim}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale limite
χ _{LT}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale
M _{b,Rd}	16064,77	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	11870,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,74	[-]	Verifica di sicurezza D/C

CONCIO S3

SOLLECITAZIONE			
M	3866	[kNm]	
V	950	[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	900	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima

S_1	40	[mm]	spessore flangia superiore
S_2	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
s_1	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
s_2	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h_i	820	[mm]	Altezza tra le ali
d	800	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	564,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
$A_{v,anima}$	164,00	[cm ²]	Area a taglio
I_{yy}	832028	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I_{zz}	88388	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
$W_{el1,yy}$	18489,51	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el2,yy}$	18489,51	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el,zz}$	3336	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
$W_{pl,yy}$	20562	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
$W_{pl,zz}$	5082	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I_t	2352	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I_w	154184410	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f_{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f_{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ϵ	0,81	[-]	
CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	800,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S_{anima}	20,00	[mm]	Spessore anima
C/S_{anima}	40,00	[-]	
$C/S_{anima}/\epsilon$	49,16	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore

CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	230,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₂	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	5,75	[-]	
C/S ₁ /ε	7,07	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
M _{C,Rd}	6951,91	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	3866,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,56	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
V _{C,Rd}	3201,27	[kNm]	Taglio resistente
V _{Ed}	950,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,30	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V _{Ed}	950,00	<	1600,63
ρ _{instabilità}	0,17		NO COMBO TAGLIO+FLEX
M _{y,V,Rd}	6951,91	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M _{Ed}	3866,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,56		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/S _{anima}	40,00	<	48,82
NO VERIFICA INSTABILITA'			

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	1,80	[-]	

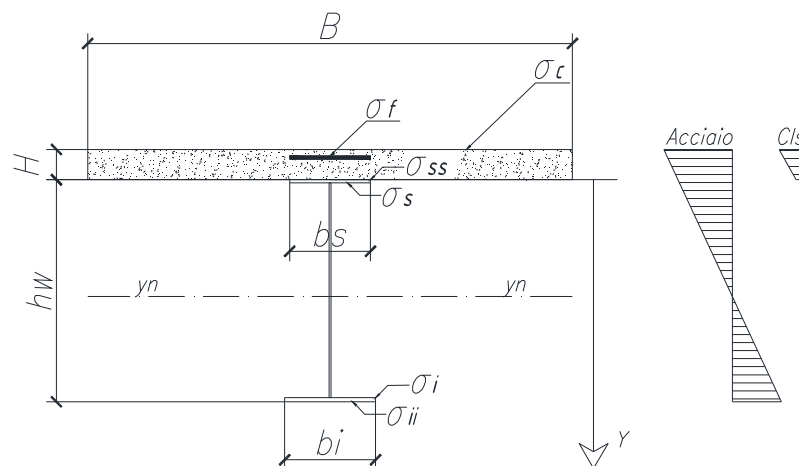
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	c		
kc	0,94	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
Lcr	2,00	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
Mcr	193477708503,83	[Nmm]	Momento critico
λ_{LT}	0,18	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminare e saldate
α_{LT}	0,49	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminare e saldate
f	0,99	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,46	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
$M_{b,Rd}$	6635,92	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	3866,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,58	[-]	Verifica di sicurezza D/C

12.4.2 Verifiche di instabilità locale

Le strutture in acciaio sono spesso caratterizzate da lastre di ridotto spessore che, oltre ai ben noti fenomeni d'instabilità globale, possono risentire degli effetti dell'instabilità locale. Gli elementi strutturali in parete sottile (*classe 4*) presentano problemi complessi d'instabilità locale, per la cui trattazione si deve fare riferimento a norme di comprovata validità. Nel caso in esame si farà riferimento al §4.2.4.1.3.4 delle NTC2018.

12.4.2.1 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La verifica dei pannelli compressi, eventualmente non irrigiditi, si conduce considerando la sezione efficace del pannello. Si fa notare che, in generale, la trave composta soggetta a momento flettente positivo, avendo la piattabanda superiore collegata tramite pioli alla soletta, potrebbe essere interessata da fenomeni d'instabilità dell'anima; invece, la trave composta soggetta a momento flettente negativo, potrebbe essere soggetta a fenomeni d'instabilità locale dell'anima e della piattabanda inferiore.


Figura 12-4: Nomenclatura sezione trasversale travi (concio tipo)

Si effettueranno le verifiche per i differenti conci, in Fase 2, adoperando le sollecitazioni flettenti e taglianti indicate al §11.2.1 della presente relazione.

CONCIO S1

SOLLECITAZIONE			
M	4475	[kNm]	momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	1500	[kN]	taglio sollecitante (sempre positivo)
N	0	[kN]	sforzo assiale (negativo di compressione)
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1000	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
hanima	920	[mm]	altezza anima
Asup	20000	[mm ²]	area flangia sup
Aanima	18400	[mm ²]	area anima
Ainf	20000	[mm ²]	area flangia inf
yg,sup	20	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
yg,anima	500	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore

$y_{g,inf}$	980	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
J_{sup}	2666666,667	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico flangia sup
J_{anima}	1297813333	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico anima
J_{inf}	2666666,667	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico flangia inf
A_a	58400,00	[mm ²]	Area profilo
$y_{g,a}$	500,00	[mm]	Baricentro profilo da lembo superiore
J_a	10519146666,67	[mm ⁴]	Momento d'inerzia rispetto a baricentro profilo

TENSIONI DA SOFISTIK			
σ_c		[N/mm ²]	
σ_{arm}		[N/mm ²]	
σ_{ss}	-222,26	[N/mm ²]	
σ_s	-213,00	[N/mm ²]	
σ_i	213,00	[N/mm ²]	
σ_{ii}	222,26	[N/mm ²]	
$\tau_{anima, sup}$	82,00	[N/mm ²]	
$\tau_{anima, inf}$	82,00	[N/mm ²]	
F_{sc}		[kN/m]	
VERIFICA (tensioni limite)			
σ_c	18,13	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{arm}	391,30	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ss}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_s	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_i	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ii}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
$\tau_{anima, sup}$	195,20	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
$\tau_{anima, sup}$	195,20	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

FLANGIA SUPERIORE			
σ_m	-217,63	[N/mm ²]	
ψ	1,00	[-]	
$k\sigma$	0,43	[-]	
ϵ	0,86	[-]	
λ_p	0,39	[-]	
b	500,00	[mm]	
ρ	1,00	[-]	Flangia con pioli
b_{eff}	500,00	[mm]	

ANIMA			
σ_i	213,00	[N/mm ²]	
σ_s	-213,00	[N/mm ²]	
ψ	-1,00	[-]	
$k\sigma$	23,90	[-]	
ε	0,83	[-]	
λ_p	0,40	[-]	
ρ	1,00	[-]	
bc	460,00	[mm]	
beff	460,00	[mm]	
be1	184,00	[mm]	
be2	276,00	[mm]	

CARATTERISTICHE SEZIONE			
bes	460,00	[mm]	Altezza anima reagente a trazione
bws	736,00	[mm]	bes+be2
Asup	20000,00	[mm ²]	Area ridotta flangia superiore
yg,sup	20,00	[mm]	
Jsup	2666666,67	[mm ⁴]	
Ainf	20000,00	[mm ²]	Area flangia inferiore
yg,inf	980,00	[mm]	
Jinf	2666666,67	[mm ⁴]	
Aanima,inf	14720,00	[mm ²]	
yg,anima inf	592,00	[mm]	
Janima inf	664480426,67	[mm ⁴]	
Aanima,sup	3680,00	[mm ²]	
yg,anima sup	132,00	[mm]	
Janima sup	10382506,67	[mm ⁴]	
ygs,eff	500,00	[mm]	
As,eff	58400,00	[mm ²]	
Js,eff	10519146666,67	[mm ⁴]	
Δy	0,00	[mm]	
Wss,eff	21038293,33	[mm ³]	
Wii,eff	-21038293,33	[mm ³]	
σ_N	0,00	[N/mm ²]	
σ_M	-222,26	[N/mm ²]	
N	0,00	[N]	

M	-4675989370,43	[N*mm]	
$\sigma_{ss,eff}$	-222,26	[N/mm ²]	
$\sigma_{ii,eff}$	222,26	[N/mm ²]	
VERIFICA (tensioni limite)			
σ_{ss}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ii}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

CONCIO S2

SOLLECITAZIONE			
M	11870	[kNm]	momento flettente (negativo tende fibre superiori)
V	2560	[kN]	taglio sollecitante (sempre positivo)
N	-1500	[kN]	sforzo assiale (negativo di compressione)
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1300	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	700	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	700	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	25	[mm]	spessore anima
S ₁	50	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	50	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	12,5	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	12,5	[mm]	spessore sald ala sup+anima
h _{anima}	1200	[mm]	altezza anima
A _{sup}	35000	[mm ²]	area flangia sup
A _{anima}	30000	[mm ²]	area anima
A _{inf}	35000	[mm ²]	area flangia inf
y _{g,sup}	25	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
y _{g,anima}	650	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
y _{g,inf}	1275	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
J _{sup}	7291666,667	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico flangia sup
J _{anima}	3600000000	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico anima
J _{inf}	7291666,667	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico flangia inf
A _a	100000,00	[mm ²]	Area profilo
y _{g,a}	650,00	[mm]	Baricentro profilo da lembo superiore
J _a	30958333333,33	[mm ⁴]	Momento d'inerzia rispetto a baricentro profilo

TENSIONI DA SOFISTIK			
σ_c		[N/mm ²]	
σ_{arm}		[N/mm ²]	
σ_{ss}	244,42	[N/mm ²]	
σ_s	234,00	[N/mm ²]	
σ_i	-266,00	[N/mm ²]	
σ_{ii}	-276,42	[N/mm ²]	
$\tau_{anima, sup}$	86,00	[N/mm ²]	
$\tau_{anima, inf}$	86,00	[N/mm ²]	
Fsc		[kN/m]	
VERIFICA (tensioni limite)			
σ_c	18,13	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{arm}	391,30	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ss}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_s	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_i	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ii}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
$\tau_{anima, sup}$	195,20	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
$\tau_{anima, sup}$	195,20	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

FLANGIA INFERIORE			
σ_m	239,21	[N/mm ²]	
ψ	1,00	[-]	
$k\sigma$	0,43	[-]	
ε	0,86	[-]	
λ_p	0,44	[-]	
b	700,00	[mm]	
ρ	1,00	[-]	
b _{eff}	700,00	[mm]	

ANIMA			
σ_i	-266,00	[N/mm ²]	
σ_s	234,00	[N/mm ²]	
ψ	-1,14	[-]	
$k\sigma$	27,30	[-]	
ε	0,83	[-]	

λ_p	0,39	[-]	
ρ	1,00	[-]	
bc	561,60	[mm]	
beff	561,60	[mm]	
be1	224,64	[mm]	
be2	336,96	[mm]	

CARATTERISTICHE SEZIONE			
bes	638,40	[mm]	Altezza anima reagente a trazione
bws	975,36	[mm]	bes+be2
Asup	35000,00	[mm ²]	Area ridotta flangia superiore
yg,sup	25,00	[mm]	
Jsup	7291666,67	[mm ⁴]	
Ainf	35000,00	[mm ²]	Area flangia inferiore
yg,inf	1275,00	[mm]	
Jinf	7291666,67	[mm ⁴]	
Aanima,inf	24384,00	[mm ²]	
yg,anima inf	762,32	[mm]	
Janima inf	1933096727,35	[mm ⁴]	
Aanima,sup	5616,00	[mm ²]	
yg,anima sup	162,32	[mm]	
Janima sup	23616744,65	[mm ⁴]	
ygs,eff	650,00	[mm]	
As,eff	100000,00	[mm ²]	
Js,eff	30958333333,33	[mm ⁴]	
Δy	0,00	[mm]	
Wss,eff	47628205,13	[mm ³]	
Wii,eff	-47628205,13	[mm ³]	
σ_N	-15,35	[N/mm ²]	
σ_M	259,76	[N/mm ²]	
N	-1534597,78	[N]	
M	12372028513,55	[N*mm]	
$\sigma_{ss,eff}$	244,42	[N/mm ²]	
$\sigma_{ii,eff}$	-275,11	[N/mm ²]	
VERIFICA (tensioni limite)			
σ_{ss}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ii}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

CONCIO S3

SOLLECITAZIONE			
M	3866	[kNm]	momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	950	[kN]	taglio sollecitante (sempre positivo)
N	0	[kN]	sforzo assiale (negativo di compressione)
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	900	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
s ₁	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
s ₂	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
hanima	820	[mm]	altezza anima
Asup	20000	[mm ²]	area flangia sup
Aanima	16400	[mm ²]	area anima
Ainf	20000	[mm ²]	area flangia inf
yg,sup	20	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
yg,anima	450	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
yg,inf	880	[mm]	baricentro rispetto a lembo superiore
Jsup	2666666,667	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico flangia sup
Janima	918946666,7	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico anima
Jinf	2666666,667	[mm ⁴]	momento d'inerzia baricentrico flangia inf
Aa	56400,00	[mm ²]	Area profilo
yg,a	450,00	[mm]	Baricentro profilo da lembo superiore
Ja	8320280000,00	[mm ⁴]	Momento d'inerzia rispetto a baricentro profilo

TENSIONI DA SOFISTIK			
σc		[N/mm ²]	
σarm		[N/mm ²]	
σss	-220,24	[N/mm ²]	
σs	-210,00	[N/mm ²]	
σi	210,00	[N/mm ²]	
σii	220,24	[N/mm ²]	

$\tau_{anima, sup}$	58,00	[N/mm ²]	
$\tau_{anima, inf}$	58,00	[N/mm ²]	
Fsc		[kN/m]	
VERIFICA (tensioni limite)			
σ_c	18,13	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{arm}	391,30	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ss}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_s	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_i	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ii}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
$\tau_{anima, sup}$	195,20	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
$\tau_{anima, sup}$	195,20	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

FLANGIA SUPERIORE			
σ_m	-215,12	[N/mm ²]	
ψ	1,00	[-]	
$k\sigma$	0,43	[-]	
ε	0,86	[-]	
λ_p	0,39	[-]	
b	500,00	[mm]	
ρ	1,00	[-]	Flangia con pioli
b_{eff}	500,00	[mm]	

ANIMA			
σ_i	210,00	[N/mm ²]	
σ_s	-210,00	[N/mm ²]	
ψ	-1,00	[-]	
$k\sigma$	23,90	[-]	
ε	0,83	[-]	
λ_p	0,35	[-]	
ρ	1,00	[-]	
bc	410,00	[mm]	
b_{eff}	410,00	[mm]	
be1	164,00	[mm]	
be2	246,00	[mm]	

CARATTERISTICHE SEZIONE

bes	410,00	[mm]	Altezza anima reagente a trazione
bws	656,00	[mm]	bes+be2
Asup	20000,00	[mm ²]	Area ridotta flangia superiore
yg,sup	20,00	[mm]	
Jsup	2666666,67	[mm ⁴]	
Ainf	20000,00	[mm ²]	Area flangia inferiore
yg,inf	880,00	[mm]	
Jinf	2666666,67	[mm ⁴]	
Aanima,inf	13120,00	[mm ²]	
yg,anima inf	532,00	[mm]	
Janima inf	470500693,33	[mm ⁴]	
Aanima,sup	3280,00	[mm ²]	
yg,anima sup	122,00	[mm]	
Janima sup	7351573,33	[mm ⁴]	
ygs,eff	450,00	[mm]	
As,eff	56400,00	[mm ²]	
Js,eff	8320280000,00	[mm ⁴]	
Δy	0,00	[mm]	
Wss,eff	18489511,11	[mm ³]	
Wii,eff	-18489511,11	[mm ³]	
σ_N	0,00	[N/mm ²]	
σ_M	-220,24	[N/mm ²]	
N	0,00	[N]	
M	-4072202081,30	[N*mm]	
$\sigma_{ss,eff}$	-220,24	[N/mm ²]	
$\sigma_{ii,eff}$	220,24	[N/mm ²]	
VERIFICA (tensioni limite)			
σ_{ss}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA
σ_{ii}	319,05	[N/mm ²]	VERIFICA SODDISFATTA

12.4.2.2 Stabilità anima sugli appoggi

Di seguito si riportano le verifiche di imbozzamento del pannello d'anima in corrispondenze degli apparecchi di appoggio.

Appoggio in pila

$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a snervamento acciaio
$\gamma_M := 1.10$	coefficiente parziale materiale
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 322.7 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a snervamento acciaio
$t := 25 \text{ mm}$	spessore del pannello d'anima
$l_0 := 1300 \text{ mm}$	altezza del pannello d'anima
$t_s := 20 \text{ mm}$	spessore dell'irrigidimento
$l_s := 330 \text{ mm}$	lunghezza dell'irrigidimento
$b_{eff} := 2 \cdot 12 \cdot t + t_s = 620 \text{ mm}$	larghezza efficace del pannello d'anima
$A_{eff} := b_{eff} \cdot t + t_s \cdot l_s = (2.2 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$	area efficace del pannello d'anima
$I_{eff} := b_{eff} \cdot \frac{t^3}{12} + t_s \cdot \frac{l_s^3}{12} + t_s \cdot l_s \cdot \left(\frac{l_s}{2}\right)^2 = (2.4 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$	momento di inerzia area efficace del pannello
$\rho_y := \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} = 104.3 \text{ mm}$	raggio di inerzia area efficace del pannello
$\lambda := \frac{l_0}{\rho_y} = 12.5$	snellezza area efficace del pannello
$\omega := 1.0$	coefficiente omega
$R := 5100 \text{ kN}$	massima reazione sull'appoggio
$\sigma := \frac{\omega \cdot R}{A_{eff}} = 230.8 \text{ MPa}$	tensione massima sull'appoggio
$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.72$	verifica di instabilità soddisfatta se < 1.0

Appoggio in spalla

$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a snervamento acciaio
$\gamma_M := 1.10$	coefficiente parziale materiale
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 322.7 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a snervamento acciaio
$t := 20 \text{ mm}$	spessore del pannello d'anima
$l_0 := 700 \text{ mm}$	altezza del pannello d'anima
$t_s := 15 \text{ mm}$	spessore dell'irrigidimento
$l_s := 240 \text{ mm}$	lunghezza dell'irrigidimento
$b_{eff} := 2 \cdot 12 \cdot t + t_s = 495 \text{ mm}$	larghezza efficace del pannello d'anima
$A_{eff} := b_{eff} \cdot t + t_s \cdot l_s = (1.4 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$	area efficace del pannello d'anima
$I_{eff} := b_{eff} \cdot \frac{t^3}{12} + t_s \cdot \frac{l_s^3}{12} + t_s \cdot l_s \cdot \left(\frac{l_s}{2}\right)^2 = (6.9 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$	momento di inerzia area efficace del pannello
$\rho_y := \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} = 71.7 \text{ mm}$	raggio di inerzia area efficace del pannello
$\lambda := \frac{l_0}{\rho_y} = 9.8$	snellezza area efficace del pannello
$\omega := 1.0$	coefficiente omega
$R := 2160 \text{ kN}$	massima reazione sull'appoggio
$\sigma := \frac{\omega \cdot R}{A_{eff}} = 160 \text{ MPa}$	tensione massima sull'appoggio
$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.5$	verifica di instabilità soddisfatta se < 1.0

12.5 Connessioni a taglio con pioli

Secondo le NTC2018, coerentemente a quanto previsto dall'Eurocodice 4 e dalle CNR 10016/2000, per le travi con soletta collaborante, si considerano sia le connessioni "complete" a taglio sia le connessioni "parziali" a taglio. Nel seguito viene discusso il concetto di connessione "completa" a taglio e vengono illustrate le limitazioni applicative. Si ha una connessione a taglio "completa" quando i connettori nel loro insieme sono così robusti che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale.

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico (*con collare di saldatura normale*), posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunto pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8f_t \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29\alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5}}{\gamma_v}$$

dove:

- γ_v è il fattore parziale definito al § 4.3.3 delle NTC2008;
- f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;
- d è il diametro del piolo (*compreso tra 16 e 25mm*);
- h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo.

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1.00 \quad \text{per} \quad \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo, calcolata per la soletta piena, deve essere convenientemente ridotta. Per lamiera disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo, la resistenza della connessione a taglio è moltiplicata per il fattore riduttivo:

$$k_t = \frac{0.6 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p)}{h_p^2} \leq 1.0$$

dove h_{sc} è l'altezza del connettore (minore di $h_p + 75\text{mm}$).

Se le greche sono orientate trasversalmente al profilo in acciaio, il fattore riduttivo è:

$$k_t = \frac{0.7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) \cdot \sqrt{n_r}}{h_p^2}$$

dove n_r è il numero dei pioli posti dentro ogni greca. Il valore di k_t deve essere sempre inferiore ai valori riportati nella Tab. 4.3.1 delle NTC2018; l'espressione di k_t è valida se $h_p \leq 85\text{mm}$ e $b_0 > h_p$ e con connettori di diametro massimo pari a 20mm, nel caso di saldatura attraverso la lamiera, od a 22mm, per lamiera forata.

Il calcolo della forza di scorrimento a taglio necessaria per il progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica sia la teoria plastica. Per le connessioni a completo ripristino di resistenza, in sezioni progettate utilizzando il calcolo plastico, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità è data da:

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

dove A_a , A_c ed A_{se} sono le aree, rispettivamente, del profilo in acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. La forza di scorrimento tra una sezione soggetta al minimo momento flettente e la sezione soggetta al massimo momento flettente (*appoggio intermedio e campata*) è pari a:

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

dove A_{ap} è l'area della lamiera grecata, da considerarsi solo se è dimostrata la sua efficacia, f_{yp} la sua tensione di snervamento e A_s ed f_{sk} sono, rispettivamente, l'area e la tensione di snervamento delle barre d'armatura in soletta. I connettori a piolo muniti di testa (*tipo Nelson*), se dimensionati secondo quanto prescritto dalla norma, posseggono in generale una sufficiente resistenza al distacco.

Le regole di progetto contenute nel §4.3.4 delle NTC2018, per la verifica delle travi in soluzione composta acciaio-calcestruzzo, riguardano elementi strutturali realizzati con connettori a taglio dotati di comportamento duttile. In particolare, tale condizione è imprescindibile allorquando si applichi il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave. Tale requisito di duttilità da parte della connessione a taglio tra trave e soletta si ritiene soddisfatto se i pioli hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm; tuttavia, tale valore deve essere "validato" attraverso apposite prove o comunque certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come "duttile" sull'intera luce di una trave d'impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76 mm ed un diametro pari a 19 mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;
- quando, nel caso si utilizzino lamiere grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

Sotto tali condizioni il grado di connessione η , definito al §C4.3.4.2, deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (1.0 - 0.04 \cdot L_e) \right]; 0.4 \right\} \quad \text{per } L_e \leq 25\text{m}$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25\text{m}$$

dove con L si è indicata la distanza (in metri) tra i punti di momento nullo nella parte di trave soggetta a momento positivo.

La spaziatura massima tra i connettori è pari a $S_{\max} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{235 / f_{yk}}$ per le travi collaboranti con solette piene o solette gettate su lamiere con greche parallele all'asse della trave; $S_{\max} = 15 \cdot t_f \cdot \sqrt{235 / f_{yk}}$ nel caso in cui le greche della lamiera siano ortogonali all'asse della trave, dove con t_f si è indicato lo spessore della piattabanda del profilo e con f_{yk} la tensione di snervamento della piattabanda del profilo. In ogni caso la spaziatura massima deve essere inferiore a 800mm. La spaziatura minima dei connettori a pioli deve essere non minore di 5 volte il diametro del gambo del connettore.

Ulteriori dettagli costruttivi sono previsti al § 4.3.4.3.4 delle NTC2018.

Il copriferro al di sopra dei connettori a piolo deve essere almeno di 20mm. Lo spessore del piatto a cui il connettore è saldato deve essere sufficiente per l'esecuzione della saldatura e per una efficace trasmissione delle azioni di taglio. La distanza minima tra il connettore e il bordo della piattabanda cui è collegato deve essere almeno 20mm. L'altezza complessiva del piolo dopo la saldatura deve essere almeno 3 volte il diametro del gambo del piolo (d). La testa del piolo deve avere diametro pari ad almeno 1,5 d e spessore pari ad almeno 0,4 d . Quando i connettori a taglio sono soggetti ad azioni che inducono sollecitazioni di fatica, il diametro del piolo non deve eccedere 1,5 volte lo spessore del piatto cui è collegato. Quando i connettori a piolo sono saldati sull'ala, in corrispondenza dell'anima del profilo in acciaio, il loro diametro non deve essere superiore a 2,5 volte lo spessore dell'ala.

12.5.1 Travi principali

Per garantire il comportamento composto vanno disposti sull'intera lunghezza della trave dei connettori a taglio ed idonea armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento. Il sistema di connessione adottato deve, inoltre, garantire una opportuna resistenza nei confronti del distacco della soletta di calcestruzzo. La forza di scorrimento va valutata con riferimento ad un tronco di trave compreso tra due sezioni critiche. Sono sezioni critiche (EC4, 6.2.1.2): le sezioni di massimo momento flettente, le sezioni in corrispondenza dei vincoli, le sezioni soggette a carichi concentrati o reazioni, le sezioni dove avvengono forti variazioni di sezione trasversale. Nel caso in esame, stante la simmetria della membratura, si rilevano quattro sezioni critiche e tre zone distinte in cui va effettuato il calcolo della connessione. Le sezioni critiche sono: l'appoggio di estremità, la sezione di massimo momento nella campata esterna, l'appoggio interno ed infine la sezione di massimo momento positivo della campata intermedia (*sezione di mezzeria*).

Per poter valutare la forza di scorrimento F_{cf} è necessario valutare la larghezza efficace delle travi composte in acciaio-clc. Seguendo le indicazioni riportate nel §4.3.2.3 delle NTC2018 è possibile ricavare le larghezze efficaci lungo il traverso trascurando l'eventuale distanza b_0 tra i connettori ($b_0 = 0$).

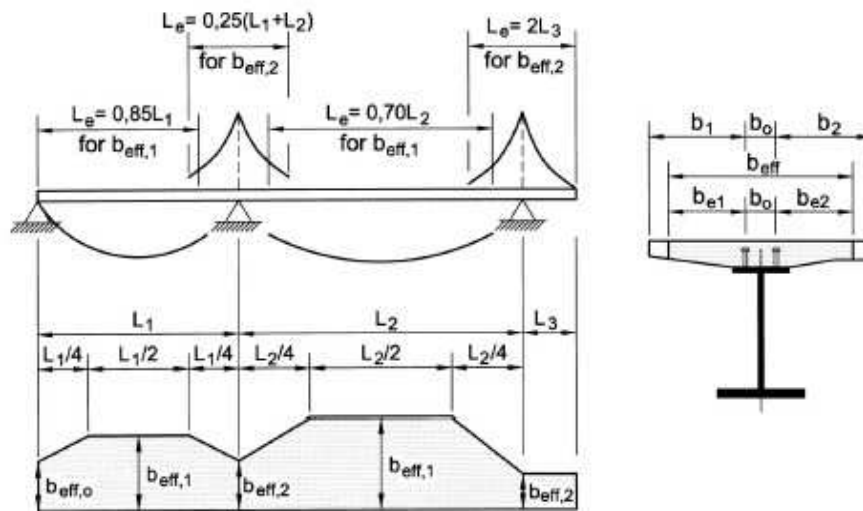


Figura 12-5: Larghezze efficaci

Nel caso in esame le lunghezze delle campate sono le seguenti:

$$L_1 = 19.90m$$

$$L_2 = 24.70m$$

$$L_3 = 19.90m$$

Pertanto, per $b_{eff,1}$ avremo che:

$$L_e = 0.85 \cdot L_1 = 16.92m$$

$$b_{eff,1} = \min \left[\left(\frac{L_e}{8} + \frac{L_e}{8} \right); i_{travi} \right] = 4.23m$$

$$L_e = 0.70 \cdot L_2 = 17.29m$$

$$b_{eff,1} = \min \left[\left(\frac{L_e}{8} + \frac{L_e}{8} \right); i_{travi} \right] = 4.32m$$

Pertanto, per $b_{eff,2}$ avremo che:

$$L_e = 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 11.15m$$

$$b_{eff,2} = \min \left[\left(\frac{L_e}{8} + \frac{L_e}{8} \right); i_{travi} \right] = 2.79m$$

Si riportano le caratteristiche dei connettori di tipo NELSON utilizzati.

Connettori muniti di testa tipo NELSON								
φ [mm]	hsc [mm]	ft [N/mm ²]	hsc/φ	α	γv	PRd,a [kN]	PRd,c [kN]	PRd [kN]
19	200	450	10.52	1	1.25	81.66	86.51	81.66

A questo punto è possibile calcolare la forza totale di scorrimento definita precedentemente.

SEZIONE CRITICA 1 (appoggio estremità)

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

Aa	As	beff	hc	Ac	Fcf1	Fcf2	Fcf
[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
58400	8499,79	4228,75	250,0	1057187,5	19745	22496	19745

Disponendo n° 3 connettori sulla flangia superiore di ciascuna trave in acciaio si è scelto un passo costante pari a 200mm.

F _{Ed,s} [kN]	P _{Rd} [kN]	n°conn	L _{trav} [cm]	S [mm]	S _{min} [mm]	S _{max} [mm]	S _d [mm]
19744,76	244,97	81,00	1990	246	95	488	200

SEZIONE CRITICA 2 (campata)

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\}$$

Aa	As	beff	hc	Ac	Fcf1	Fcf2	Fcf
[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
56400	8688,23	4322,5	250,0	1080625	19069	22995	19069

Disponendo n° 3 connettori sulla flangia superiore di ciascuna trave in acciaio si è scelto un passo costante pari a 200mm.

F _{Ed,s} [kN]	P _{Rd} [kN]	n°conn	L _{trav} [cm]	S [mm]	S _{min} [mm]	S _{max} [mm]	S _d [mm]
19068,57	244,97	78,00	2470	317	95	488	200

SEZIONE CRITICA 3 (appoggio in pila)

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

Aa	As	b_{eff}	hc	Ac	F_{cf1}	F_{cf2}	F_{cf}	F_{cf3}	V_{ld}
[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
100000	5602,875	2787,5	250,0	696875	33810	14829	14829	2192	17022

Disponendo n° 4 connettori sulla flangia superiore di ciascuna trave in acciaio si è scelto un passo costante pari a 150mm.

F_{Ed,s} [kN]	P_{Rd} [kN]	n°conn	L_{trav} [cm]	S [mm]	S_{min} [mm]	S_{max} [mm]	S_d [mm]
17021,53	326,63	53,00	800	151	95	610	150

12.5.2 Traversi

Anche per i traversi si è previsto l'inserimento, sulla piattabanda superiore, di una fila di connettori Ø19 con passo 200, al fine di aumentare il livello di connessione tra soletta e sottostante carpenteria metallica.

13 Verifiche trasversi

Le sollecitazioni di progetto agenti sugli elementi che collegano le travi principali dell'impalcato si ottengono dalle analisi globali effettuate per il ponte.

13.1 Traversi di spalla – verifica SLU

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza e stabilità del traverso di spalla, per la condizione di carico allo Stato Limite Ultimo.

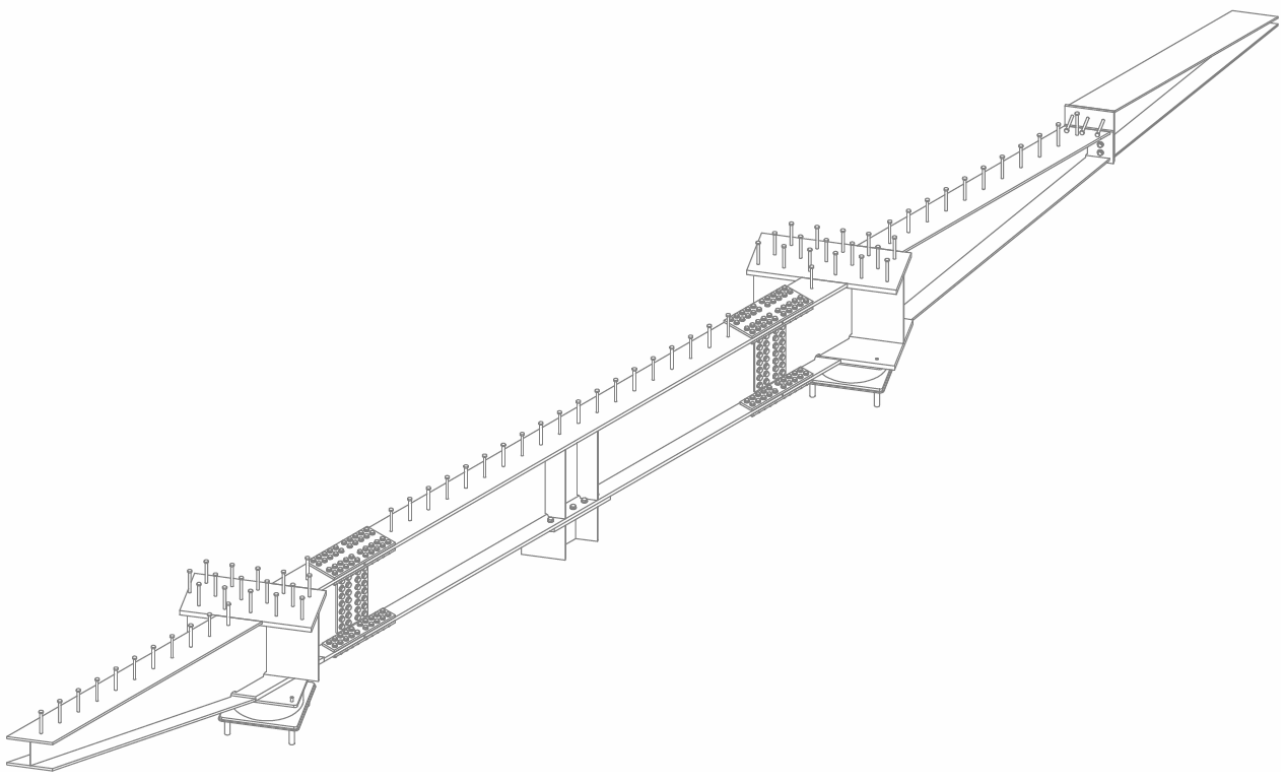


Figura 13-1: Traverso di spalla

SOLLECITAZIONE			
M	810	[kNm]	
V	530	[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	700	[mm]	altezza sezione trasversale

L_1	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L_2	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
S_{anima}	15	[mm]	spessore anima
S_1	30	[mm]	spessore flangia superiore
S_2	30	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S_1	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S_2	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h_i	640,00	[mm]	Altezza tra le ali
d	620,00	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	276,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
$A_{v,anima}$	96,00	[cm ²]	Area a taglio
I_{yy}	234908,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I_{zz}	13518,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
$W_{el1,yy}$	6711,66	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el2,yy}$	6711,66	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el,zz}$	901,20	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
$W_{pl,yy}$	7566,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
$W_{pl,zz}$	1386,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I_t	612,00	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I_w	15150375,00	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f_{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f_{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ϵ	0,81	[-]	
CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	620,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S_{anima}	15,00	[mm]	Spessore anima
C/S_{anima}	41,33	[-]	
$C/S_{anima}/\epsilon$	50,80	[-]	
Classe flessione	1		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		

Classe flessione+compressione 1 o 2	1		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	132,50	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S_1	30,00	[mm]	spessore flangia
C/S_1	4,42	[-]	
$C/S_1/\epsilon$	5,43	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	132,50	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S_2	30,00	[mm]	spessore flangia
C/S_1	4,42	[-]	
$C/S_1/\epsilon$	5,43	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
$M_{c,Rd}$	2558,03	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,32	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
$V_{c,Rd}$	1873,91	[kNm]	Taglio resistente
V_{Ed}	530,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,28	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V_{Ed}	530,00	<	936,96
$\rho_{instabilità}$	0,19		NO COMBO TAGLIO+FLEX
$M_{y,v,Rd}$	2558,03	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,32		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/S_{anima}	41,33	<	48,82
NO VERIFICA INSTABILITA'			

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	2,33	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
kc	0,94	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
Lcr	5,30	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
Mcr	3991942553, 50	[Nmm]	Momento critico
λ_{LT}	0,77	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α_{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	0,97	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,87	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	0,73	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
$M_{b,Rd}$	1779,82	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,46	[-]	Verifica di sicurezza D/C

13.2 Traversi di pila – verifica SLU

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza e stabilità del traverso di pila, per la condizione di carico allo Stato Limite Ultimo.

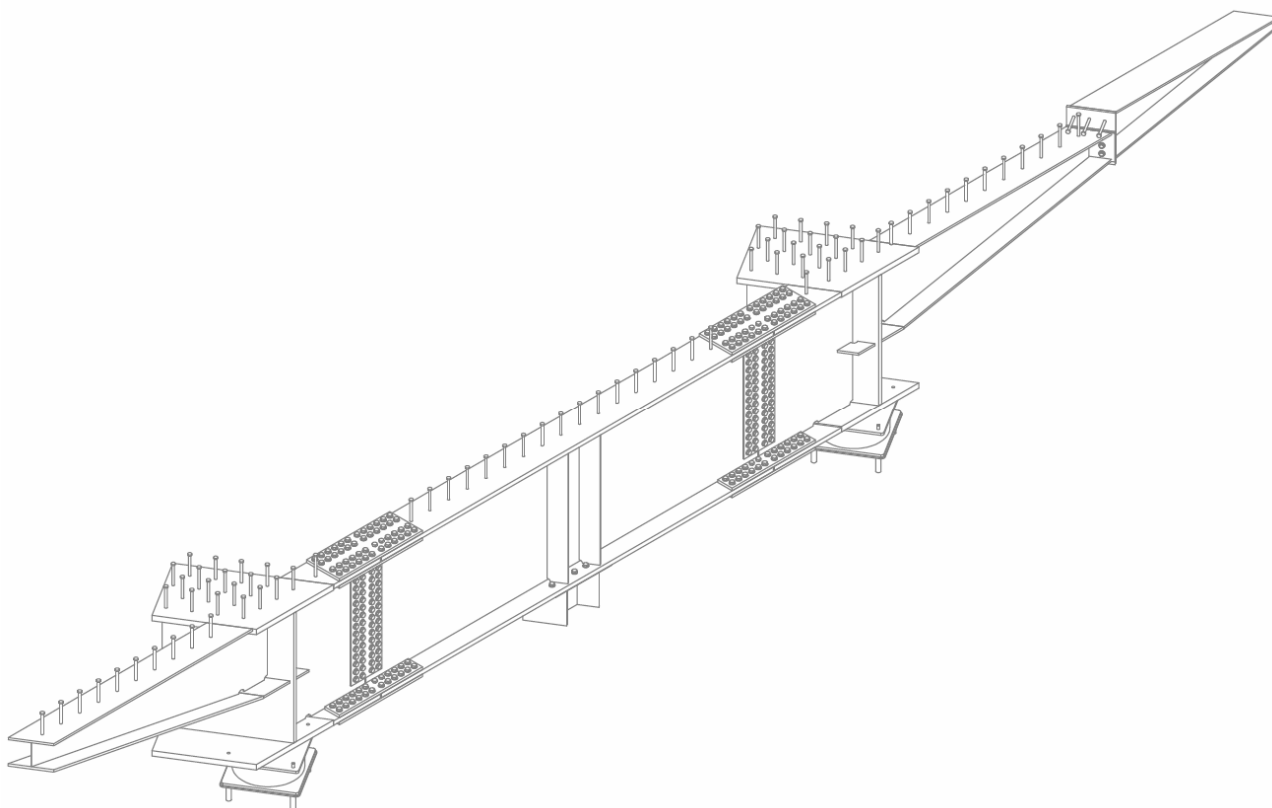


Figura 13-2: Traverso di pila

SOLLECITAZIONE			
M	810	[kNm]	
V	530	[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1300	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	350	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	350	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	1220,00	[mm]	Altezza tra le ali

d	1200,00	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	524,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	244,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	1414334,67	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	28664,67	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{e1,yy}	21758,99	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e2,yy}	21758,99	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e1,zz}	1637,98	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{pl,yy}	25082,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{pl,zz}	2572,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	1818,67	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	113447250,00	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,81	[-]	
CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	1200,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	20,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	60,00	[-]	
C/S _{anima} /ε	73,74	[-]	
Classe flessione	2		Parte soggetta flessione
Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	2		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	155,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S ₁	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S ₁	3,88	[-]	
C/S ₁ /ε	4,76	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	155,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi

S_2	40,00	[mm]	spessore flangia
C/S_1	3,88	[-]	
$C/S_1/\varepsilon$	4,76	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
$M_{c,Rd}$	8480,10	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,10	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
$V_{c,Rd}$	4762,86	[kNm]	Taglio resistente
V_{Ed}	530,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,11	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V_{Ed}	530,00	<	2381,43
$\rho_{instabilità}$	0,60		NO COMBO TAGLIO+FLEX
$M_{y,v,Rd}$	8480,10	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,10		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/S_{anima}	60,00	>	48,82
VERIFICA INSTABILITA'			

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	3,71	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
k_c	0,94	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
Lcr	5,30	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
Mcr	14394385287,83	[Nmm]	Momento critico

λ_{LT}	0,73	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α_{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	0,97	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,83	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale limite
χ_{LT}	0,76	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale
$M_{b,Rd}$	6138,49	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,13	[-]	Verifica di sicurezza D/C

Poiché la snellezza del pannello d'anima non rispettano il limite di norma, è necessario effettuare la verifica a instabilità per taglio del traverso.

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO (in presenza di travi principali)			
d/S_{anima}	60,00	>	49,52
			VERIFICA INSTABILITA'
Montante d'appoggio rigido (S/N)	N		
a	5300	[mm]	distanza tra le travi
a/hw	4,34	[-]	
κ_t	5,55	[-]	minimo coefficiente per instabilità a taglio (in assenza di irrigiditori longitudinali)
t	20,00	[mm]	spessore anima traverso
σ_E	51,06	[Mpa]	tensione critica euleriana
τ_{cr}	283,49	[Mpa]	tensione tangenziale critica
λ_w	0,85	[-]	parametro snellezza
χ_w (montanti d'appoggio rigidi)	0,98	[-]	
χ_w (montanti d'appoggio non rigidi)	0,98	[-]	
$V_{b,Rd}$	4437	[kN]	
bf	488	[mm]	larghezza efficace anima
tf	40	[mm]	spessore piattabanda di resistenza assiale minima
$f_{yf,sup}$	335	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia superiore
$f_{yf,inf}$	335	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia inferiore
f_{ya}	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica anima
A_{sup}	14000	[mm ²]	area lorda flangia superiore
A_{inf}	14000	[mm ²]	area lorda flangia inferiore
Ned	1140	[kN]	eventuale sforzo normale di progetto
yg	650	[mm]	baricentro sezione acciaio da lembo superiore
Mfk	5909400000	[Nmm]	momento resistente solo contributo flangia

Mf,red	4909800000	[Nmm]	momento resistente solo contribuito flangia+sforzo normale
Med	810	[kNm]	eventuale momento flettente di progetto
Vbf,Rd	62	[kN]	contributo resistente delle piattabande
V,Rd=Vb,Rd+Vbf,Rd	4499	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
V,Rd,max	5456	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti max
V,Rd	4499	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
V _{Ed}	530,00	[kN]	Taglio sollecitante
ρ	0,12	[-]	Verifica di sicurezza D/C

13.3 Traversi correnti – verifica SLU

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza e stabilità del traverso corrente, per la condizione di carico allo Stato Limite Ultimo.

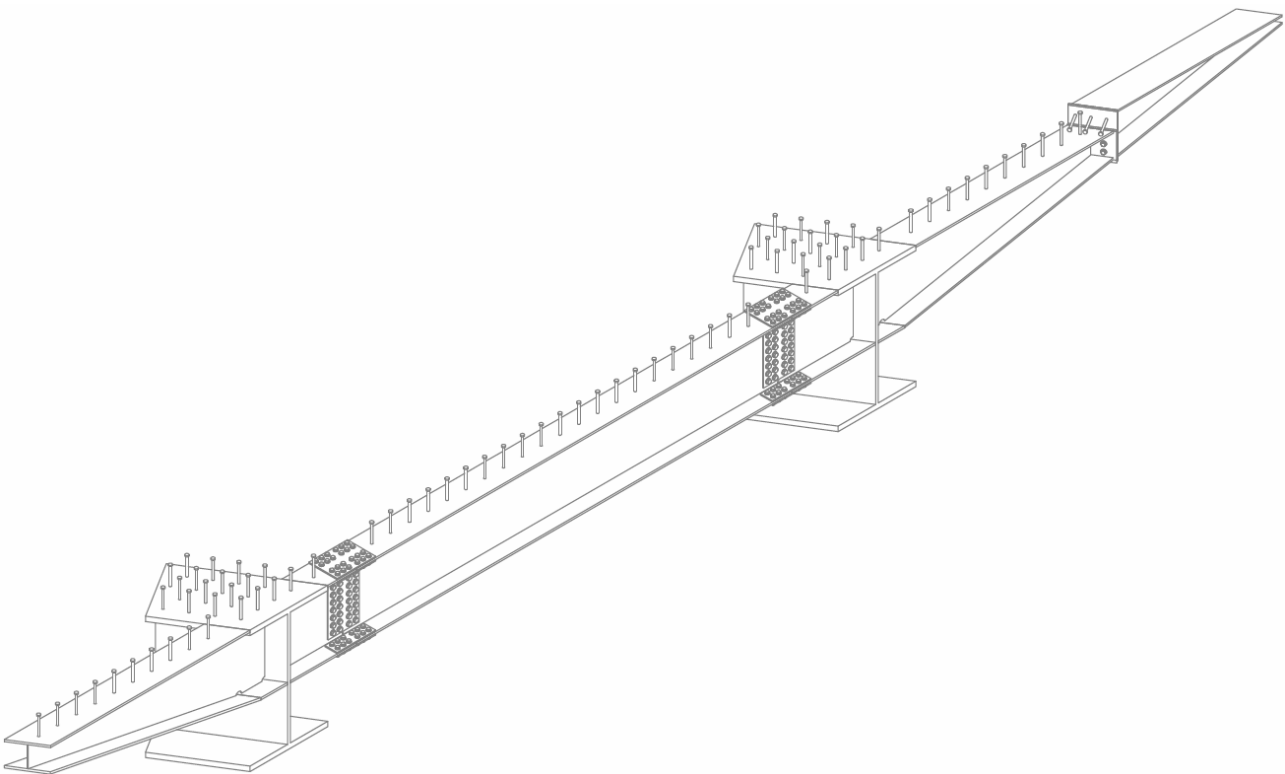


Figura 13-3: Traverso corrente

SOLLECITAZIONE			
M	810	[kNm]	
V	530	[kN]	

CARATTERISTICHE PROFILO			
h	700	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	10	[mm]	spessore anima
S ₁	20	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	20	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	7	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	7	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	660,00	[mm]	Altezza tra le ali
d	646,00	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	186,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	66,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	162718,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I _{zz}	9005,50	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
W _{e1,yy}	4649,09	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e2,yy}	4649,09	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
W _{e1,zz}	600,37	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
W _{p1,yy}	5169,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
W _{p1,zz}	916,50	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I _t	182,00	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I _w	10404000,00	[cm ⁶]	Costante di warping

CLASSIFICAZIONE SEZIONE			
f _{yk}	355	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
f _{tk}	510	[N/mm ²]	valore snervamento acciaio
ε	0,81	[-]	
CLASSIFICAZIONE ANIMA			
C	646,00	[mm]	Altezza anima depurata dalle saldature o dai raccordi
S _{anima}	10,00	[mm]	Spessore anima
C/S _{anima}	64,60	[-]	
C/S _{anima} /ε	79,40	[-]	
Classe flessione	2		Parte soggetta flessione

Classe compressione	4		Parte soggetta a compressione
α	0,50		
Classe flessione+compressione 1 o 2	2		Compressione al lembo superiore
ψ	-1,00		
Classe flessione+compressione 3			Compressione al lembo superiore
CLASSIFICAZIONE FLANGIA SUPERIORE			
C	138,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S_1	20,00	[mm]	spessore flangia
C/S_1	6,90	[-]	
$C/S_1/\epsilon$	8,48	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione
CLASSIFICAZIONE FLANGIA INFERIORE			
C	138,00	[mm]	Semi larghezza delle ali depurata dalle sald o dai raccordi
S_2	20,00	[mm]	spessore flangia
C/S_1	6,90	[-]	
$C/S_1/\epsilon$	8,48	[-]	
Classe	1		Piattabanda soggetta a compressione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
$M_{c,Rd}$	1747,61	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,46	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
$V_{c,Rd}$	1288,32	[kNm]	Taglio resistente
V_{Ed}	530,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,41	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V_{Ed}	530,00	<	644,16
$\rho_{instabilità}$	0,03		NO COMBO TAGLIO+FLEX
$M_{y,V,Rd}$	1747,61	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M_{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,46		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA

d/S _{anima}	64,60	>	48,82
			VERIFICA INSTABILITA'

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	2,33	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
kc	0,94	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kNm]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
L _{cr}	5,30	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
M _{cr}	2459465600, 52	[Nmm]	Momento critico
λ _{LT}	0,82	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
λ _{LT,0}	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α _{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	0,97	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
φ _{LT}	0,91	[-]	
χ _{LT,lim}	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ _{LT}	0,70	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
M _{b,Rd}	1160,15	[kNm]	Momento resistente
M _{Ed}	810,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,70	[-]	Verifica di sicurezza D/C

Poiché la snellezza del pannello d'anima non rispettano il limite di norma, è necessario effettuare la verifica a instabilità per taglio del traverso.

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO (in presenza di travi principali)			
d/S _{anima}	64,60	>	48,85
			VERIFICA INSTABILITA'
Montante d'appoggio rigido (S/N)	N		
a	5300	[mm]	distanza tra le travi
a/hw	8,03	[-]	
k _τ	5,40	[-]	minimo coefficiente per instabilità a taglio (in assenza di irrigiditori longitudinali)
t	10,00	[mm]	spessore anima traverso

σ_E	43,62	[Mpa]	tensione critica euleriana
τ_{cr}	235,63	[Mpa]	tensione tangenziale critica
λ_w	0,93	[-]	parametro snellezza
χ_w (montanti d'appoggio rigidi)	0,89	[-]	
χ_w (montanti d'appoggio non rigidi)	0,89	[-]	
$V_{b,Rd}$	1094	[kN]	
b_f	244	[mm]	larghezza efficace anima
t_f	20	[mm]	spessore piattabanda di resistenza assiale minima
$f_{yf,sup}$	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia superiore
$f_{yf,inf}$	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia inferiore
f_{ya}	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica anima
A_{sup}	6000	[mm ²]	area lorda flangia superiore
A_{inf}	6000	[mm ²]	area lorda flangia inferiore
N_{ed}	1040	[kN]	eventuale sforzo normale di progetto
y_g	350	[mm]	baricentro sezione acciaio da lembo superiore
M_{fk}	1448400000	[Nmm]	momento resistente solo contributo flangia
$M_{f,red}$	1025828571	[Nmm]	momento resistente solo contributo flangia+sforzo normale
M_{ed}	810	[kNm]	eventuale momento flettente di progetto
$V_{bf,Rd}$	1	[kN]	contributo resistente delle piattabande
$V_{Rd} = V_{b,Rd} + V_{bf,Rd}$	1096	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
$V_{Rd,max}$	1476	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti max
V_{Rd}	1096	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
V_{Ed}	530,00	[kN]	Taglio sollecitante
ρ	0,48	[-]	Verifica di sicurezza D/C

Cautelativamente tutti i traversi sono stati verificati per le massime sollecitazioni possibili. Di seguito si riportano gli involuppi del livello di sfruttamento (*rapporto tra sollecitazione e resistenza*) degli stessi nelle combinazioni allo SLU ed allo SLV.

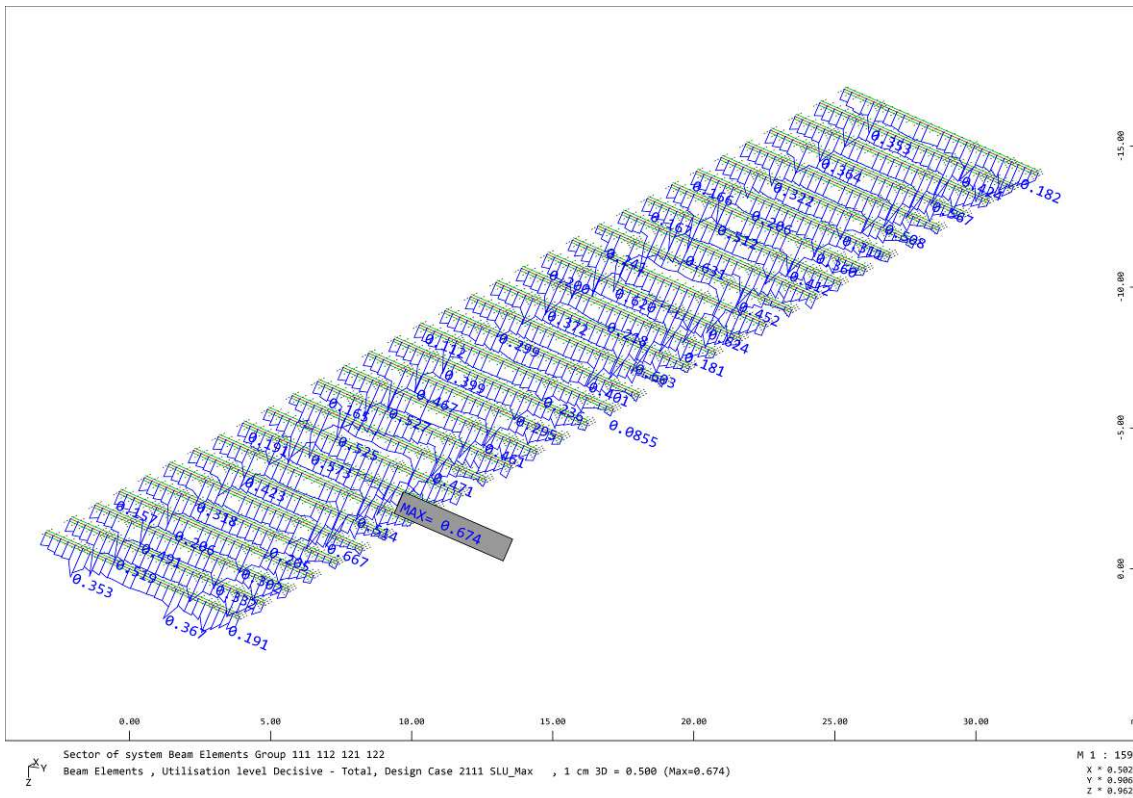


Figura 13-4: Livello di sfruttamento trasverso - SLU

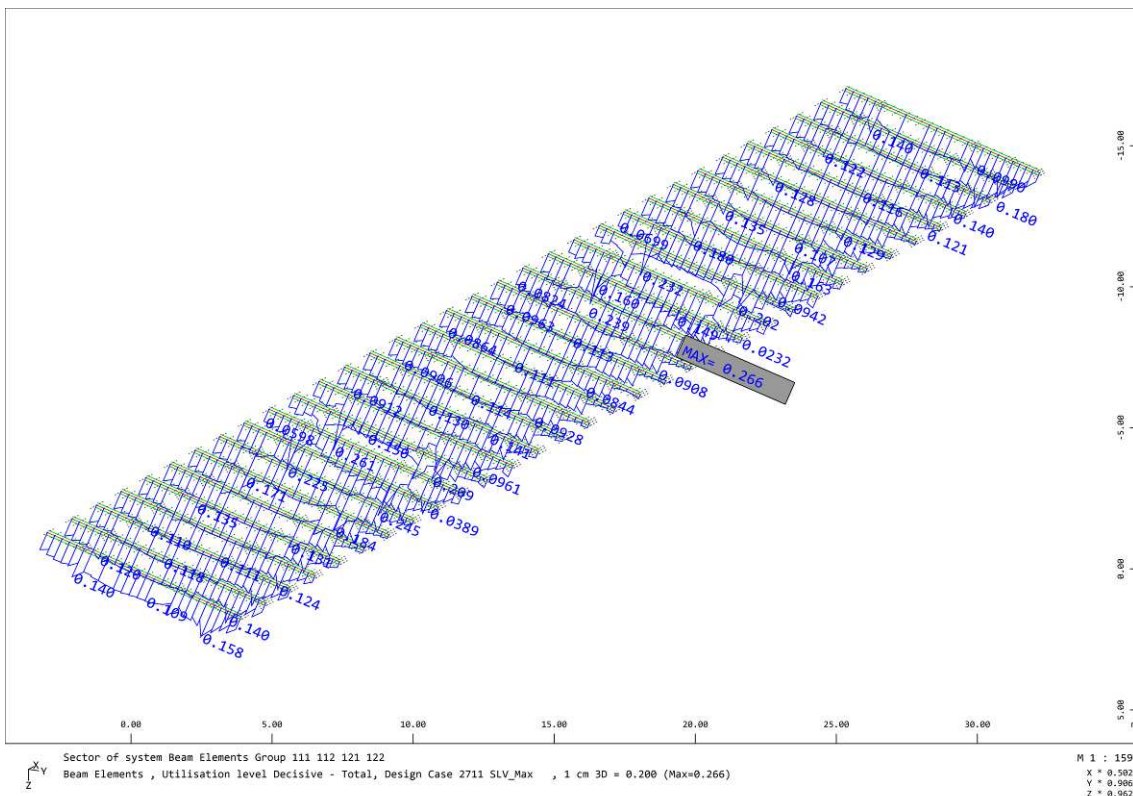


Figura 13-5: Livello di sfruttamento trasverso – SLV

14 Verifiche unioni bullonate

Di seguito si riportano le verifiche delle unioni bullonate previste per l'assemblaggio delle varie parti del ponte.

Si evidenzia come dette unioni siano state verificate sia ad attrito, per le massime sollecitazioni elastiche ottenute dall'analisi numerica, sia a completo ripristino di resistenza, per le massime sollecitazioni plastiche trasferibili dalle sezioni collegate.

14.1 Traverso di spalla

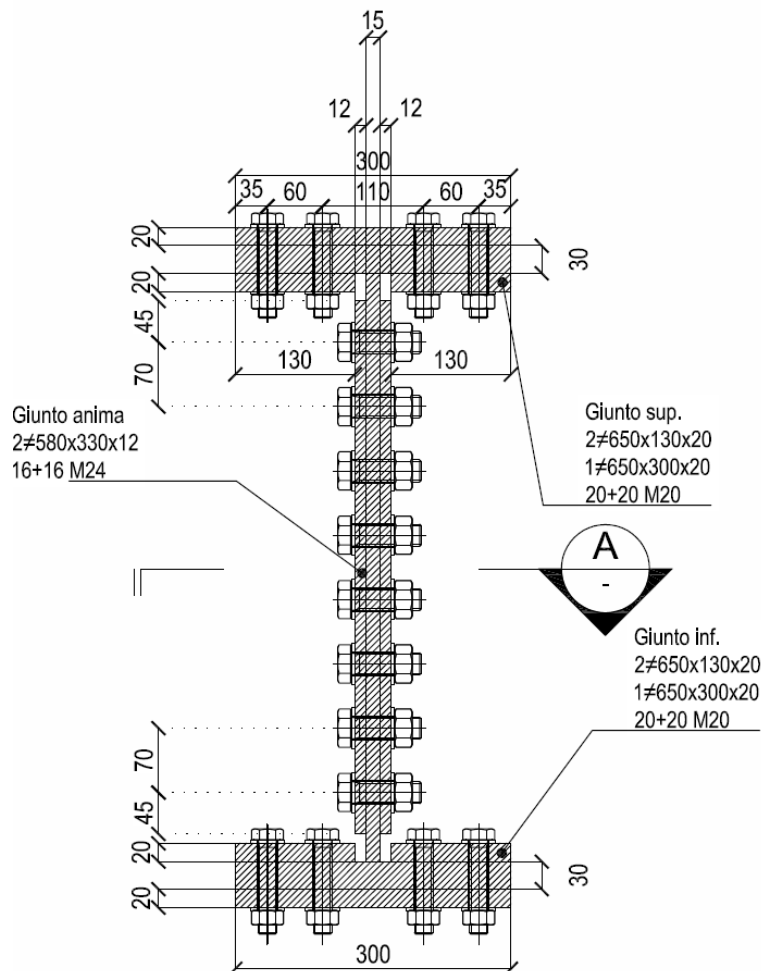


Figura 14-1: Unione bullonata traverso di spalla

14.1.1 Verifica a completo ripristino

TRAVERSO DI SPALLA CON TRAVE PRINCIPALE

Caratteristiche geometriche trave

tf =	30	mm
bf =	300	mm
tw =	15	mm
hw =	640	mm

Caratteristiche meccaniche trave

Acciaio	S355	
fy,f =	355	MPa
fy,w =	355	MPa

Calcolo azioni di progetto

γM0 =	1,05	
Af =	9000	mm ²
Npl,Rd =	3043	kN
Aw =	9600	mm ²
Vmax =	1874	kN

Collegamento di flangia

tp =	20	mm
n =	2	
nb =	20	
p1 =	60	mm
p2 =	60	mm
e1 =	40	mm
e2 =	35	mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	48	mm	OK
>	53	mm	OK
>	26	mm	OK
>	26	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica:

>	55	mm	OK
>	55	mm	OK
>	33	mm	OK
>	33	mm	OK

fu = 510 MPa

d =	20	mm
d0 =	22	mm

diametro bulloni

Lato piatto di flangia

Fv,Ed = 76 kN

Classe bullone 10.9 diametro d 20 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area 245.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 98 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 176.4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 76 F_{t,Sd} 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.776 + 0 = 0.776$ OK

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 20 mm

diametro foro d_o 22 mm

distanze bordo e₁ 40 e₂ 35

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0.606

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 209.8 kN Osservazioni

Lato piattabanda

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 152 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 30 mm

diametro foro d_o 22 mm

distanze bordo e₁ 40 e₂ 35

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0.606

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 314.7 kN Osservazioni

Collegamento di anima

tp = 12 mm
n = 2
nb = 16
p1 = 70 mm
p2 = 70 mm
e1 = 45 mm
e2 = 45 mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

> 59 mm OK
> 65 mm OK
> 32 mm OK
> 32 mm OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica

> 68 mm OK
> 68 mm OK
> 41 mm OK
> 41 mm OK

fu = 510 MPa

d = 24 mm
d0 = 27 mm

diametro bulloni

Lato piatto di anima

Fv,Ed = 59 kN

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

Sezione filettata
Sezione lorda 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)
F_{v,Sd} 59 F_{t,Sd} 0 kN
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0.418 + 0}{0.418} = 0.418$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 12 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0.556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 126.3 kN Osservazioni

Lato anima

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 117 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 15 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0.556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 157.8 kN Osservazioni

14.1.2 Verifica ad attrito

CARATTERISTICHE PROFILO TRAVERSO			
h	700	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	15	[mm]	spessore anima
S ₁	30	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	30	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	640	[mm]	Altezza tra le ali
d	620	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	276,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A ₁	276,00	[cm ²]	Area sezione trasversale+eventuale raccordo
A _{v,anima}	96,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	234908,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
W _{el1,yy}	6711,66	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y sup
W _{el2,yy}	6711,66	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y inf
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLU			
M	-595	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	530	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	350,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	88,65	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	80,89	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-80,89	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-88,65	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd, SUP}	762921	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd, INF}	762921	[N]	Azione assiale flangia inferiore
V _{sd}	530000	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-82827494	[Nmm]	Azione flettente anima
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLE			
M	-425	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	379	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	350,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	63,32	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	57,83	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-57,83	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-63,32	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd, SUP}	545209	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd, INF}	545209	[N]	Azione assiale flangia superiore
V _{sd}	378571,4286	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-59223039	[Nmm]	Azione flettente anima

COLLEGAMENTO FLANGIA SUPERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	300	[mm]
Ba	320	[mm]
t	20	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	40,00	[mm]
p1	60,00	[mm]
e2	35,00	[mm]
p2	60,00	[mm]
p3	110	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	4,00	[-]
nBa	5,00	[-]
Nbulloni	20,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	762921 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	38146 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,51	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,63	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	238324 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,16	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	38146 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,51	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLE - Unione ad attrito			
1.Verifica a scorrimento bulloni			
F_{sd}	545209 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	27260 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,32	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	545209 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	27260 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]		resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,14	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,63	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	238324 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,11	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	27260 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,32	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

COLLEGAMENTO FLANGIA INFERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	300	[mm]
Ba	320	[mm]
t	20	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	40,00	[mm]
p1	60,00	[mm]
e2	35,00	[mm]
p2	60,00	[mm]
p3	110	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	4,00	[-]
nBa	5,00	[-]
Nbulloni	20,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
F_{sd}	762921 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	38146 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiatte al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,51 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,63 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	238324 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,16 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	38146 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,51 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
F_{sd}	545209 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	27260 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiatte al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,32 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	545209 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	27260 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2 [-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,14 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,63 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	238324 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,11 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	27260 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,32 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

COLLEGAMENTO ANIMA

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	580	[mm]
Ba	165	[mm]
t	12	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	45,00	[mm]
p1	70,00	[mm]
e2	45,00	[mm]
p2	70,00	[mm]
p3	0	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	8,00	[-]
nBa	2,00	[-]
Nbulloni	16,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	53000 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	82827494 [Nmm]	momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	33125 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	49302 [N]	Max azione sui bulloni esterni dovuta al momento flett. in corrisp. dell'anima
$F_{sd,b}$	59397 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	[-] n° superfici a contatto
μ	0,3	[-] coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,55	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,59	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	148134 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,40	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	59397 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,55	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	378571 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	59223039 [Nmm]	forza dovuta al momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	23661 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	35252 [N]	azione dovuta al momento flettente di progetto singolo bullone
$F_{sd,b}$	42456 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	[-] n° superfici a contatto
μ	0,3	[-] coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-] coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,35	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	42456 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	23661 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-] n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,08	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,59	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	148134 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,29	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	42456 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,35	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

14.2 Traverso di pila

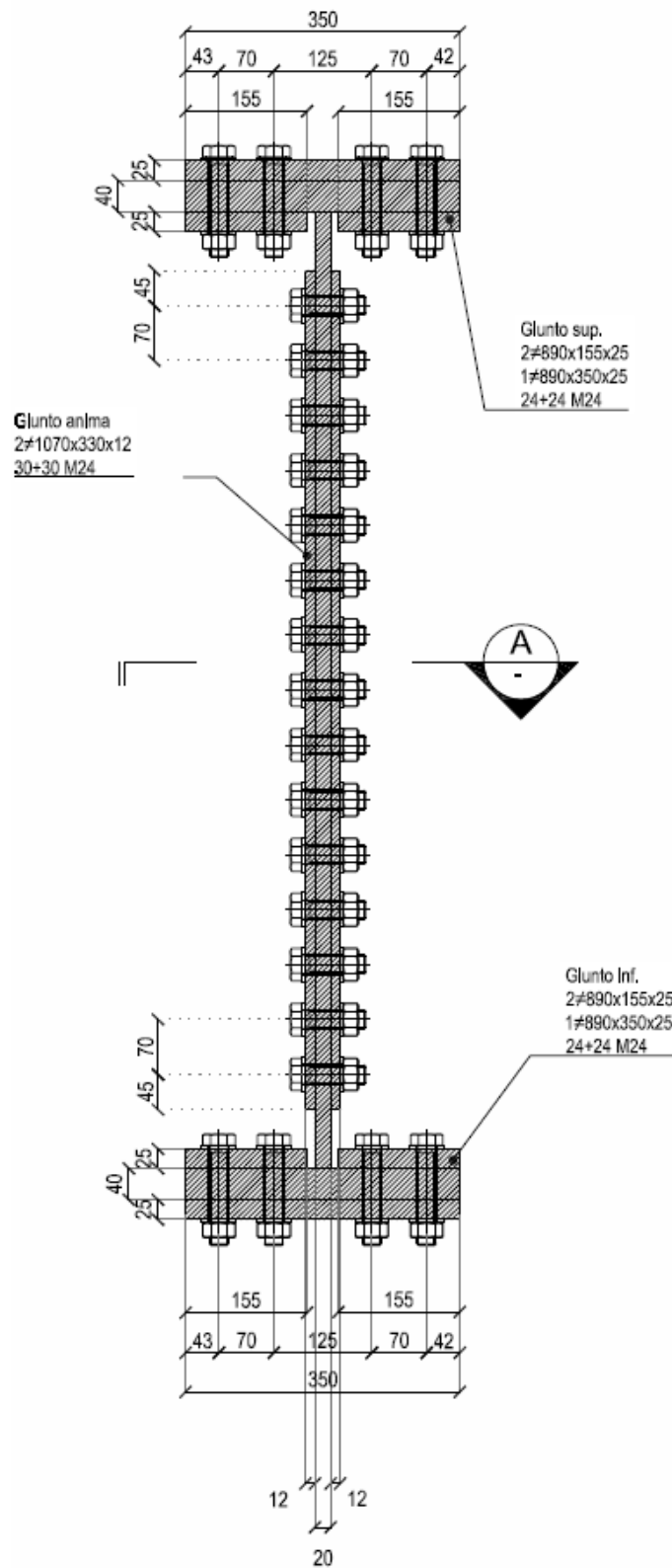


Figura 14-2: Unione bullonata traverso di pila

14.2.1 Verifica a completo ripristino

TRAVERSO DI PILA CON TRAVE PRINCIPALE

Caratteristiche geometriche trave

tf =	40	mm
bf =	350	mm
tw =	20	mm
hw =	1220	mm

Caratteristiche meccaniche trave

Acciaio	S355
fy,f =	355 MPa
fy,w =	355 MPa

Calcolo azioni di progetto

γM0 =	1,05
Af =	14000 mm ²
Npl,Rd =	4733 kN
Aw =	24400 mm ²
Vmax =	4763 kN

Collegamento di flangia

tp =	25	mm
n =	2	
nb =	24	
p1 =	70	mm
p2 =	70	mm
e1 =	42,5	mm
e2 =	42,5	mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	59	mm	OK
>	65	mm	OK
>	32	mm	OK
>	32	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica:

>	68	mm	OK
>	68	mm	OK
>	41	mm	OK
>	41	mm	OK

fu = 510 MPa

d =	24	mm
d0 =	27	mm

diametro bulloni

Lato piatto di flangia

Fv,Ed = 99 kN

Classe bullone 10,9 diametro d 24 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

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)

F_{v,Sd} 99 F_{t,Sd} 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.701 + 0 = 0.701$ [OK]

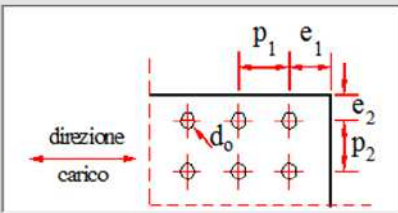
Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 25 mm
diametro foro d_o 27 mm
distanze bordo e₁ 42,5 e₂ 42,5
passo p₁ 70 p₂ 70

α 0,525

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 248,4 kN Osservazioni



Lato piattabanda

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 197 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 40 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 42,5 e₂ 42,5

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0,525

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 397,5 kN Osservazioni

Collegamento di anima

tp = 12 mm
n = 2
nb = 30
p1 = 70 mm
p2 = 70 mm
e1 = 45 mm
e2 = 45 mm

fu = 510 MPa

d = 24 mm
d0 = 27 mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	59	mm	OK
>	65	mm	OK
>	32	mm	OK
>	32	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica:

>	68	mm	OK
>	68	mm	OK
>	41	mm	OK
>	41	mm	OK

Lato piatto di anima

Fv,Ed = 79 kN

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

Sezione filettata
Sezione lorde

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)

F_{v,Sd} 79 F_{t,Sd} 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,559 + 0 = 0,559$$

OK

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 12 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0,556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 126,3 kN Osservazioni

Lato anima

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 159 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 20 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0,556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 210,4 kN Osservazioni

14.2.2 Verifica ad attrito

CARATTERISTICHE PROFILO TRAVERSO			
h	1300	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	350	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	350	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	14	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	14	[mm]	spessore sald ala sup+anima
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	1220	[mm]	Altezza tra le ali
d	1192	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	524,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A ₁	524,00	[cm ²]	Area sezione trasversale+eventuale raccordo
A _{v,anima}	244,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	1414334,67	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
W _{el1,yy}	21758,99	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y sup
W _{el2,yy}	21758,99	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y inf
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLU			
M	-595	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	530	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	650,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	27,35	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	25,66	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-25,66	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-27,35	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd, SUP}	371044	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd, INF}	371044	[N]	Azione assiale flangia inferiore
V _{sd}	530000	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-127314013	[Nmm]	Azione flettente anima
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLE			
M	-425	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	379	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	650,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	19,53	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	18,33	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-18,33	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-19,53	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd, SUP}	265034	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd, INF}	265034	[N]	Azione assiale flangia superiore
V _{sd}	378571,4286	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-90940306	[Nmm]	Azione flettente anima

COLLEGAMENTO FLANGIA SUPERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	350	[mm]
Ba	440	[mm]
t	25	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	4,00	[-]
nBa	6,00	[-]
Nbulloni	24,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	371044 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	15460 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,14	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,56	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,68	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	291467 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,05	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	15460 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	107825 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,14	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLE - Unione ad attrito			
1.Verifica a scorrimento bulloni			
F_{sd}	265034 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	11043 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	122529 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,09	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	265034 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	11043 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]		resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,04	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,56	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,68	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	291467 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,04	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	11043 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	122529 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,09	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

COLLEGAMENTO FLANGIA INFERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	350	[mm]
Ba	440	[mm]
t	25	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	42,50	[mm]
p1	71,00	[mm]
e2	42,50	[mm]
p2	70,00	[mm]
p3	125	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	4,00	[-]
nBa	6,00	[-]
Nbulloni	24,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
F_{sd}	371044 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	15460 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,14 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,56 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,68 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	291467 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,05 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	15460 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,14 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
F_{sd}	265034 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	11043 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,09 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	265034 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	11043 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2 [-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,04 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,56 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,68 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	291467 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,04 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	11043 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,09 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

COLLEGAMENTO ANIMA

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	1070	[mm]
Ba	165	[mm]
t	12	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	45,00	[mm]
p1	70,00	[mm]
e2	45,00	[mm]
p2	70,00	[mm]
p3	0	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	15,00	[-]
nBa	2,00	[-]
Nbulloni	30,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	530000 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	127314013 [Nmm]	momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	17667 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	22735 [N]	Max azione sui bulloni esterni dovuta al momento flett. in corrisp. dell'anima
$F_{sd,b}$	28792 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	[-] n° superfici a contatto
μ	0,3	[-] coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,27	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,59	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	148134 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,19	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	28792 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,27	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	378571 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	90940306 [Nmm]	forza dovuta al momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	12619 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	16239 [N]	azione dovuta al momento flettente di progetto singolo bullone
$F_{sd,b}$	20566 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	[-] n° superfici a contatto
μ	0,3	[-] coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-] coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,17	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	20566 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	12619 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-] n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,04	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,59	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	148134 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,14	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	20566 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,17	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

14.3 Traverso corrente

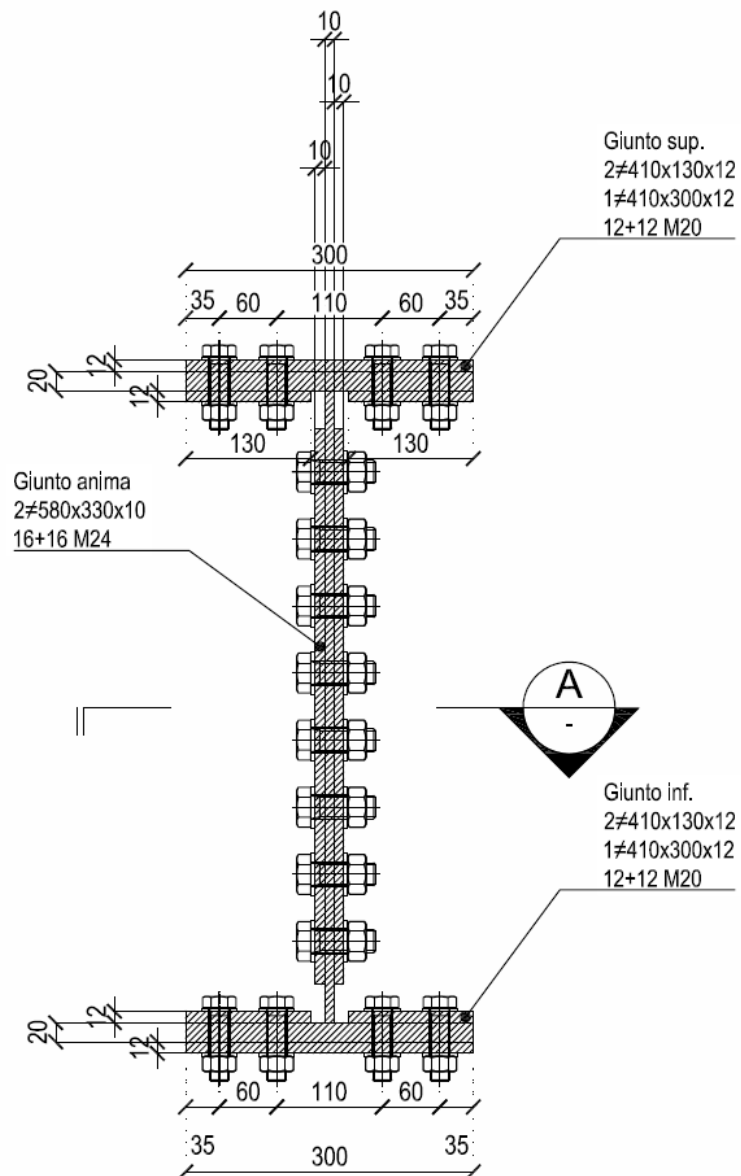


Figura 14-3: Unione bullonata traverso corrente

14.3.1 Verifica a completo ripristino

TRAVERSO ORDINARIO CON TRAVE PRINCIPALE

Caratteristiche geometriche trave

tf =	20	mm
bf =	300	mm
tw =	10	mm
hw =	660	mm

Caratteristiche meccaniche trave

Acciaio	S355	
fy,f =	355	MPa
fy,w =	355	MPa

Calcolo azioni di progetto

γM0 =	1,05	
Af =	6000	mm ²
Npl,Rd =	2029	kN
Aw =	6600	mm ²
Vmax =	1288	kN

Collegamento di flangia

tp =	12	mm
n =	2	
nb =	12	
p1 =	60	mm
p2 =	60	mm
e1 =	40	mm
e2 =	35	mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	48	mm	OK
>	53	mm	OK
>	26	mm	OK
>	26	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica:

>	55	mm	OK
>	55	mm	OK
>	33	mm	OK
>	33	mm	OK

fu = 510 MPa

d =	20	mm
d0 =	22	mm

diametro bulloni

Lato piatto di flangia

Fv,Ed = 85 kN

Classe bullone: 10.9 | diametro d: 20 | f_{yb}: 900 | f_{ub}: 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorde

Area: 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 98 kN
Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 176,4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)
F_{v,Sd}: 85 | F_{t,Sd}: 0 kN
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0,867}{1} + \frac{0}{1.4 \cdot 176,4} = 0,867 + 0 = 0,867$$
 [OK]

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) | f_u: 510 N/mm²

spessore t: 12 mm
diametro foro d_o: 22 mm
distanze bordo e₁: 40 | e₂: 35
passo p₁: 60 | p₂: 60

α: 0,606 | Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 125,9 kN [Osservazioni]

Lato piattabanda

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 169 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 20 mm

diametro foro d_o 22 mm

distanze bordo e₁ 40 e₂ 35

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0,606

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 209,8 kN Osservazioni

Collegamento di anima

tp = 10 mm
n = 2
nb = 16
p1 = 70 mm
p2 = 70 mm
e1 = 45 mm
e2 = 45 mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

> 59 mm OK
> 65 mm OK
> 32 mm OK
> 32 mm OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica

> 68 mm OK
> 68 mm OK
> 41 mm OK
> 41 mm OK

fu = 510 MPa

d = 24 mm
d0 = 27 mm

diametro bulloni

Lato piatto di anima

Fv,Ed = 40 kN

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

Sezione filettata
Sezione lorda 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)
F_{v,Sd} 40 F_{t,Sd} 0 kN
 $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{40}{141.2} + \frac{0}{1.4 \cdot 254.2} = 0.283 + 0 = 0.283$ OK

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 10 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0,556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 105,2 kN Osservazioni

Lato anima

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 81 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 10 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 70 p₂ 70

α 0,556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 105,2 kN Osservazioni

14.3.2 Verifica ad attrito

CARATTERISTICHE PROFILO TRAVERSO			
h	700	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	10	[mm]	spessore anima
S ₁	20	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	20	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	7	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	7	[mm]	spessore sald ala sup+anima
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	660	[mm]	Altezza tra le ali
d	646	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	186,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A ₁	186,00	[cm ²]	Area sezione trasversale+eventuale raccordo
A _{v,anima}	66,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	162718,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
W _{el1,yy}	4649,09	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y sup
W _{el2,yy}	4649,09	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y inf
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLU			
M	-595	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	530	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	350,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	127,98	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	120,32	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-120,32	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-127,98	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd, SUP}	744920	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd, INF}	744920	[N]	Azione assiale flangia inferiore
V _{sd}	530000	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-87355591	[Nmm]	Azione flettente anima
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLE			
M	-425	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	379	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	350,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	91,42	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	86,07	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-86,07	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-91,42	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd, SUP}	532457	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd, INF}	532457	[N]	Azione assiale flangia superiore
V _{sd}	378571,4286	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-62486778	[Nmm]	Azione flettente anima

COLLEGAMENTO FLANGIA SUPERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	300	[mm]
Ba	200	[mm]
t	12	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	4,00	[-]
nBa	3,00	[-]
Nbulloni	12,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	744920 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	62077 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,83	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,63	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	142994 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,43	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	62077 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,83	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLE - Unione ad attrito			
1.Verifica a scorrimento bulloni			
F_{sd}	532457 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	44371 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,52	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	532457 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	44371 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]		resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,23	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,63	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	142994 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,31	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	44371 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,52	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

COLLEGAMENTO FLANGIA INFERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	300	[mm]
Ba	200	[mm]
t	12	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	40,00	[mm]
p1	60,00	[mm]
e2	35,00	[mm]
p2	60,00	[mm]
p3	110	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	4,00	[-]
nBa	3,00	[-]
Nbulloni	12,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
F_{sd}	744920 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	62077 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,83 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,63 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	142994 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,43 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	62077 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,83 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
F_{sd}	532457 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	44371 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,52 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	532457 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	44371 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2 [-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,23 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,63 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	142994 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,31 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	44371 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,52 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

COLLEGAMENTO ANIMA

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	580	[mm]
Ba	165	[mm]
t	10	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	45,00	[mm]
p1	70,00	[mm]
e2	45,00	[mm]
p2	70,00	[mm]
p3	0	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	8,00	[-]
nBa	2,00	[-]
Nbulloni	16,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	53000 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	8735591 [Nmm]	momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	33125 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	51997 [N]	Max azione sui bulloni esterni dovuta al momento flett. in corrisp. dell'anima
$F_{sd,b}$	61652 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,57 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,59 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	123445 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,50 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	61652 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{,Rd}$	107825 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,57 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	378571 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	62486778 [Nmm]	forza dovuta al momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	23661 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	37195 [N]	azione dovuta al momento flettente di progetto singolo bullone
$F_{sd,b}$	44082 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,36 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	44082 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	23661 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2 [-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,08 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,59 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,14 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	123445 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,36 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	44082 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{,Rd}$	122529 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,36 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

14.4 Giunto di continuità Gb1

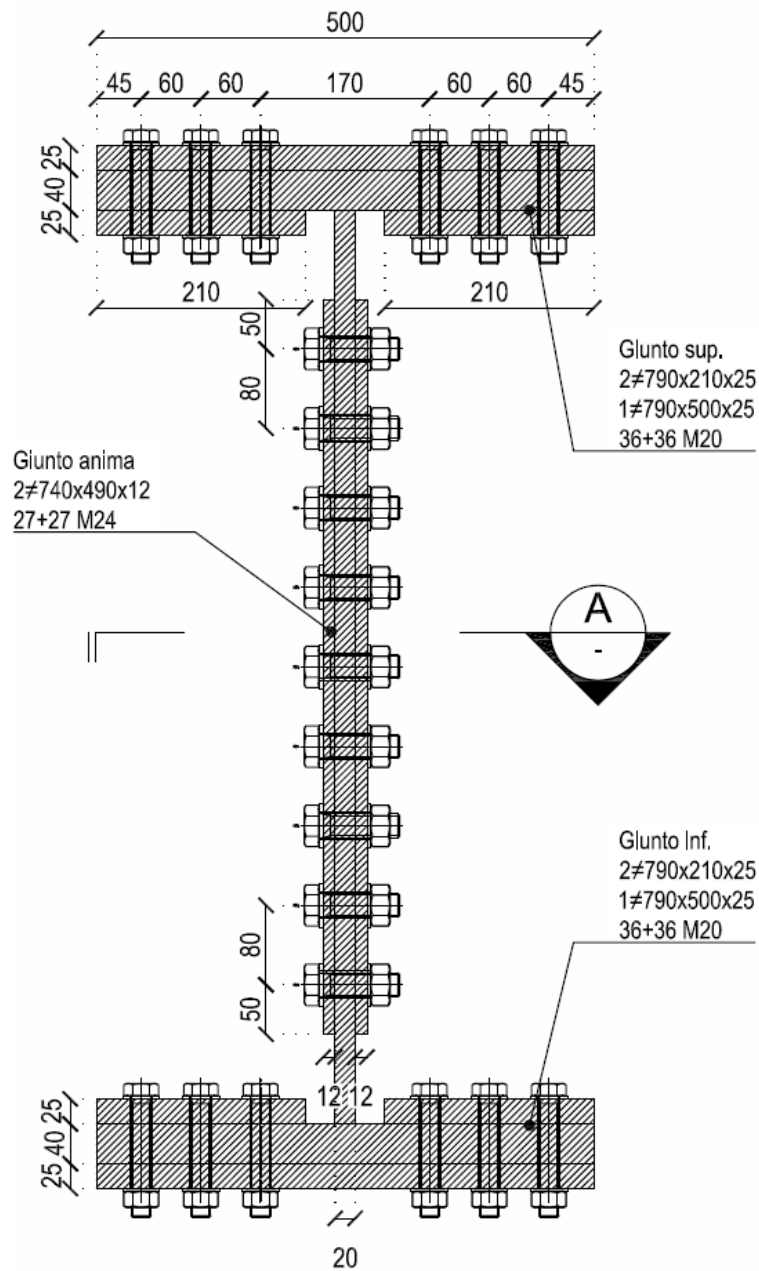


Figura 14-4: Unione bullonata giunto di continuità Gb1

14.4.1 Verifica a completo ripristino

GIUNTO Gb1 TRAVE PRINCIPALE

Caratteristiche geometriche trave

tf =	40	mm
bf =	500	mm
tw =	20	mm
hw =	920	mm

Caratteristiche meccaniche trave

Acciaio	S355	
fy,f =	355	MPa
fy,w =	355	MPa

Calcolo azioni di progetto

γM0 =	1,05	
Af =	20000	mm ²
Npl,Rd =	6762	kN
Aw =	18400	mm ²
Vmax =	3592	kN

Collegamento di flangia

tp =	25	mm
n =	2	
nb =	36	
p1 =	60	mm
p2 =	60	mm
e1 =	45	mm
e2 =	45	mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	48	mm	OK
>	53	mm	OK
>	26	mm	OK
>	26	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica:

>	55	mm	OK
>	55	mm	OK
>	33	mm	OK
>	33	mm	OK

fu = 510 MPa

d =	20	mm
d0 =	22	mm

diametro bulloni

Lato piatto di flangia

Fv,Ed = 94 kN

Classe bullone: 10.9 diametro d 20 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 98 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 176,4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 94 F_{t,Sd} 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,959 + 0 = 0,959$$

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 25 mm

diametro foro d_o 22 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0,659

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 285,2 kN Osservazioni

Lato piattabanda

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 188 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 40 mm

diametro foro d_o 22 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0,659

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 456,3 kN Osservazioni

Collegamento di anima

tp = 12 mm
n = 2
nb = 27
p1 = 80 mm
p2 = 70 mm
e1 = 50 mm
e2 = 50 mm

fu = 510 MPa

d = 24 mm
d0 = 27 mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	59	mm	OK
>	65	mm	OK
>	32	mm	OK
>	32	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatiche:

>	68	mm	OK
>	68	mm	OK
>	41	mm	OK
>	41	mm	OK

Lato piatto di anima

Fv,Ed = 67 kN

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

Sezione filettata
 Sezione lorda

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)

F_{v,Sd} 67 F_{t,Sd} d kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,475 + 0 = 0,475$ OK

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 12 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 50 e₂ 50

passo p₁ 80 p₂ 70

α 0,617

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 140,3 kN Osservazioni

Lato anima

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 133 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 20 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 50 e₂ 50

passo p₁ 80 p₂ 70

α 0,617

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 233,8 kN Osservazioni

14.4.2 Verifica ad attrito

CARATTERISTICHE PROFILO TRAVE			
h	1000	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	14	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	14	[mm]	spessore sald ala sup+anima
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	920	[mm]	Altezza tra le ali
d	892	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	584,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A ₁	584,00	[cm ²]	Area sezione trasversale+eventuale raccordo
A _{v,anima}	184,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	1051914,67	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
W _{el1,yy}	21038,29	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y sup
W _{el2,yy}	21038,29	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y inf
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLU			
M	-2500	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	1500	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	500,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	118,83	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	109,14	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-109,14	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-118,83	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd,SUP}	2279723	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd,INF}	2279723	[N]	Azione assiale flangia inferiore
V _{sd}	1500000	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-307924082	[Nmm]	Azione flettente anima
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLE			
M	-1786	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	1071	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	500,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	84,88	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	78,02	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-78,02	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-84,88	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd,SUP}	1629021	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd,INF}	1629021	[N]	Azione assiale flangia superiore
V _{sd}	1071428,571	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-220128635	[Nmm]	Azione flettente anima

COLLEGAMENTO FLANGIA SUPERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	500	[mm]
Ba	390	[mm]
t	25	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	6,00	[-]
nBa	6,00	[-]
Nbulloni	36,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	2279723 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	63326 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,85	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,71	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,19	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	63326 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,85	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLE - Unione ad attrito			
1.Verifica a scorrimento bulloni			
F_{sd}	1629021 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	45251 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,53	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	1629021 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	45251 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]		resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,23	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,71	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,14	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	45251 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,53	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

COLLEGAMENTO FLANGIA INFERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	500	[mm]
Ba	390	[mm]
t	25	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	45,00	[mm]
p1	60,00	[mm]
e2	45,00	[mm]
p2	60,00	[mm]
p3	170	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	6,00	[-]
nBa	6,00	[-]
Nbulloni	36,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
F_{sd}	2279723 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	63326 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiatte al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,85 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,71 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,19 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	63326 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,85 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
F_{sd}	1629021 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	45251 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N [-]	
Giunzioni sabbiatte al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N [-]	
n	2 [-]	n° superfici a contatto
μ	0,3 [-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1 [-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,53 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	1629021 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	45251 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2 [-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,23 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,71 [-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70 [-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50 [-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30 [-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25 [-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,14 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	45251 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,53 [-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

COLLEGAMENTO ANIMA

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	740	[mm]
Ba	245	[mm]
t	12	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	50,00	[mm]
p1	70,00	[mm]
e2	50,00	[mm]
p2	80,00	[mm]
p3	0	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	9,00	[-]
nBa	3,00	[-]
Nbulloni	27,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	150000 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	307924082 [Nmm]	momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	55556 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	85534 [N]	Max azione sui bulloni esterni dovuta al momento flett. in corrisp. dell'anima
$F_{sd,b}$	101993 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	n° superfici a contatto
μ	0,3	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,95	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,65	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,50	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	192000 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,53	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	101993 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,95	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	1071429 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	220128635 [Nmm]	forza dovuta al momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	39683 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	61147 [N]	azione dovuta al momento flettente di progetto singolo bullone
$F_{sd,b}$	72895 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	n° superfici a contatto
μ	0,3	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,59	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	72895 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	39683 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,14	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,65	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,50	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	192000 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,38	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	72895 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,59	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

14.5 Giunto di continuità Gb2

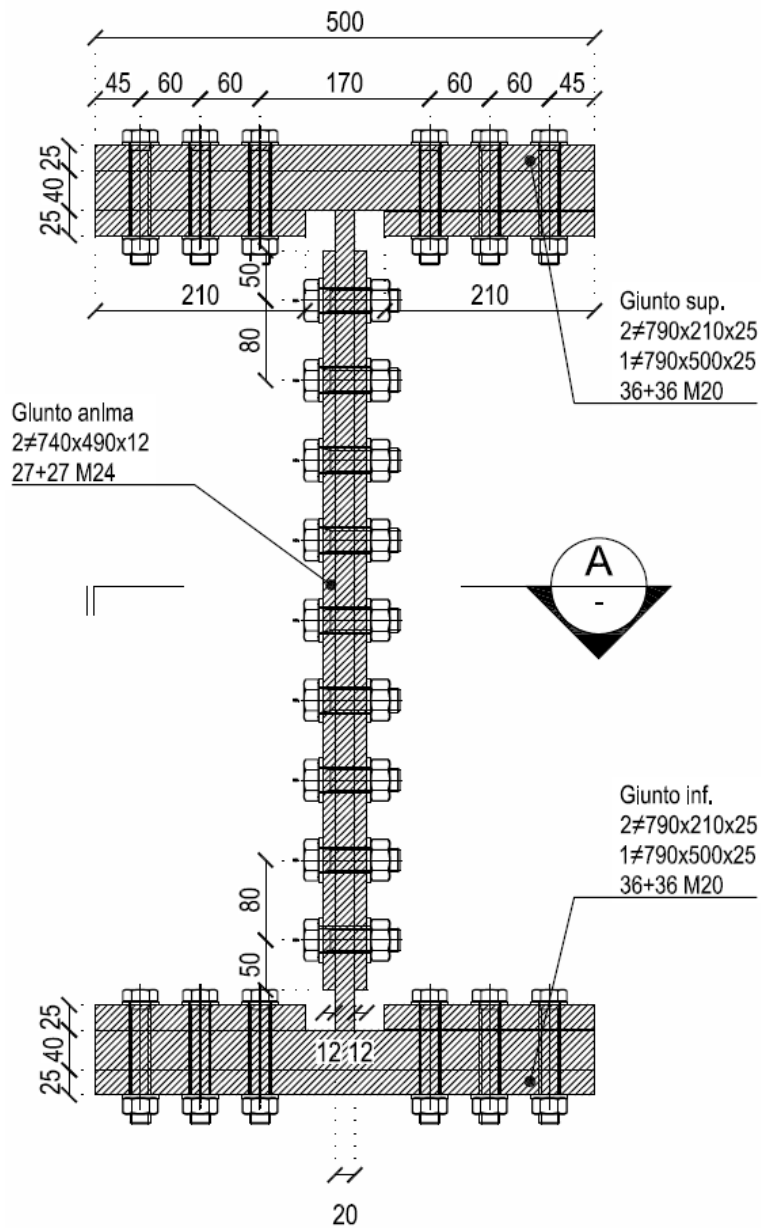


Figura 14-5: Unione bullonata giunto di continuità Gb2

14.5.1 Verifica a completo ripristino

GIUNTO Gb2 TRAVE PRINCIPALE

Caratteristiche geometriche trave

tf =	40	mm
bf =	500	mm
tw =	20	mm
hw =	820	mm

Caratteristiche meccaniche trave

Acciaio	S355	
fy, f =	355	MPa
fy, w =	355	MPa

Calcolo azioni di progetto

γM0 =	1,05	
Af =	20000	mm ²
Npl, Rd =	6762	kN
Aw =	16400	mm ²
Vmax =	3201	kN

Collegamento di flangia

tp =	25	mm
n =	2	
nb =	36	
p1 =	60	mm
p2 =	60	mm
e1 =	45	mm
e2 =	45	mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

>	48	mm	OK
>	53	mm	OK
>	26	mm	OK
>	26	mm	OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica:

>	55	mm	OK
>	55	mm	OK
>	33	mm	OK
>	33	mm	OK

fu = 510 MPa

d =	20	mm
d0 =	22	mm

diametro bulloni

Lato piatto di flangia

Fv,Ed = 94 kN

Classe bullone: 10.9 diametro d 20 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 98 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 176,4 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 94 F_{t,Sd} 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,959 + 0 = 0,959$$

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 25 mm

diametro foro d₀ 22 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0,659

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 285,2 kN Osservazioni

Lato piattabanda

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 188 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 40 mm

diametro foro d_o 22 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 45

passo p₁ 60 p₂ 60

α 0,659

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 456,3 kN Osservazioni

Collegamento di anima

tp = 12 mm
n = 2
nb = 27
p1 = 80 mm
p2 = 70 mm
e1 = 50 mm
e2 = 50 mm

numero superfici di taglio
numero bulloni

> 59 mm OK
> 65 mm OK
> 32 mm OK
> 32 mm OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica

> 68 mm OK
> 68 mm OK
> 41 mm OK
> 41 mm OK

fu = 510 MPa

d = 24 mm
d0 = 27 mm

diametro bulloni

Lato piatto di anima

Fv,Ed = 59 kN

Classe bullone 10,9 diametro d 24 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
Sezione lorda 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)

F_{v,Sd} 59 F_{t,Sd} 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{59}{141.2} + \frac{0}{1.4 \cdot 254.2} = 0.418 + 0 = 0.418$ OK

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 12 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 50 e₂ 50

passo p₁ 80 p₂ 70

α 0,617

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 140,3 kN Osservazioni

Lato anima

fu = 510 MPa
Fv,Ed = 119 kN

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) fu 510 N/mm²

spessore t 20 mm

diametro foro d_o 27 mm

distanze bordo e₁ 50 e₂ 50

passo p₁ 80 p₂ 70

α 0,617

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 233,8 kN Osservazioni

14.5.2 Verifica ad attrito

CARATTERISTICHE PROFILO TRAVE			
h	900	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	500	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	500	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	14	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	14	[mm]	spessore sald ala sup+anima
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	820	[mm]	Altezza tra le ali
d	792	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	564,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A ₁	564,00	[cm ²]	Area sezione trasversale+eventuale raccordo
A _{v,anima}	164,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	832028,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
W _{el1,yy}	18489,51	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y sup
W _{el2,yy}	18489,51	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y inf
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLU			
M	-2500	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	1500	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	450,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	135,21	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	122,82	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-122,82	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-135,21	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd,SUP}	2580295	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd,INF}	2580295	[N]	Azione assiale flangia inferiore
V _{sd}	1500000	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-275275439	[Nmm]	Azione flettente anima
TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLE			
M	-1786	[kNm]	Momento flettente (positivo tende fibre inferiori)
V	1071	[kN]	Taglio (da inserire sempre positivo)
y _g	450,00	[mm]	baricentro da lembo inferiore flangia inferiore
σ _{ss}	96,58	[N/mm ²]	tensione superiore flangia superiore
σ _{si}	87,86	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia superiore
σ _{is}	-87,86	[N/mm ²]	tensione superiore flangia inferiore
σ _{ii}	-96,58	[N/mm ²]	tensione inferiore flangia inferiore
N _{sd,SUP}	1844405	[N]	Azione assiale flangia superiore
N _{sd,INF}	1844405	[N]	Azione assiale flangia superiore
V _{sd}	1071428,571	[N]	Azione di taglio su anima
N _{sd}	0	[N]	Azione assiale anima
M _{sd}	-196925092	[Nmm]	Azione flettente anima

COLLEGAMENTO FLANGIA SUPERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	500	[mm]
Ba	390	[mm]
t	25	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	6,00	[-]
nBa	6,00	[-]
Nbulloni	36,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	2580295 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	71675 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,96	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,71	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,22	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	71675 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,96	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLE - Unione ad attrito			
1.Verifica a scorrimento bulloni			
F_{sd}	1844405 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	51233 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,60	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	1844405 [N]		forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	51233 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000 [N]		resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,26	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,71	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557 [N]		Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,16	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	51233 [N]		azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041 [N]		Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,60	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

COLLEGAMENTO FLANGIA INFERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	500	[mm]
Ba	390	[mm]
t	25	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	45,00	[mm]
p1	60,00	[mm]
e2	45,00	[mm]
p2	60,00	[mm]
p3	170	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	20-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	20	[mm]
d ₀	21	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	98000	[N]
Fp,Cd	155909	[N]
nLa	6,00	[-]
nBa	6,00	[-]
Nbulloni	36,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	2580295	[N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	71675	[N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	74836	[N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,96	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,71	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557	[N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,22	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	71675	[N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	74836	[N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,96	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLE - Unione ad attrito			
1.Verifica a scorrimento bulloni			
F_{sd}	1844405	[N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala inferiore
$F_{sd,b}$	51233	[N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]	
Giunzioni sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]	
n	2	[-]	n° superfici a contatto
μ	0,3	[-]	coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-]	coefficiente parziale di sicurezza allo SLE
$F_{s,Rd}$	85041	[N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,60	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	1844405	[N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	51233	[N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	98000	[N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,26	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,71	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,70	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,30	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	329557	[N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,16	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	51233	[N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	85041	[N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,60	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

COLLEGAMENTO ANIMA

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
fyk	355	[N/mm ²]
ftk	510	[N/mm ²]
La	740	[mm]
Ba	245	[mm]
t	12	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L ₀		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	50,00	[mm]
p1	70,00	[mm]
e2	50,00	[mm]
p2	80,00	[mm]
p3	0	[mm]
Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10,9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d ₀	26	[mm]
fy,b	900	[N/mm ²]
ft,b	1000	[N/mm ²]
Fv,Rd	141200	[N]
Fp,Cd	224636	[N]
nLa	9,00	[-]
nBa	3,00	[-]
Nbulloni	27,00	[-]

Verifica SLU - Unione ad attrito		
1.Verifica bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	150000 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	275275439 [Nmm]	momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	55556 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	76465 [N]	Max azione sui bulloni esterni dovuta al momento flett. in corrisp. dell'anima
$F_{sd,b}$	94517 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	[-] n° superfici a contatto
μ	0,3	[-] coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,88	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,65	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,50	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	192000 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,49	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
3.Verifica SLU - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	94517 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	107825 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLU
$\rho=D/C$	0,88	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

Verifica SLE - Unione ad attrito		
1.Verifica a scorrimento bulloni		
$F_{N,sd}$	0 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'anima
$F_{V,sd}$	1071429 [N]	forza di taglio in corrispondenza dell'anima
$F_{M,sd}$	196925092 [Nmm]	forza dovuta al momento flettente in corrispondenza dell'anima
$F_{Nsd,b}$	0 [N]	azione dovuta allo sforzo normale di progetto singolo bullone
$F_{Vsd,b}$	39683 [N]	azione dovuta al taglio di progetto singolo bullone
$F_{Msd,b}$	54701 [N]	azione dovuta al momento flettente di progetto singolo bullone
$F_{sd,b}$	67579 [N]	azione di progetto singolo bullone (combinazione di N+V+M)
Serraggio controllato (S/N)	N	[-]
Giunzioni sabbiolate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni (S/N)	N	[-]
n	2	[-] n° superfici a contatto
μ	0,3	[-] coefficiente di attrito
γ_{M3}	1,1	[-] coefficiente parziale di sicurezza allo SLU
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza di scorrimento allo SLU
$\rho=D/C$	0,55	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
2.Verifica a taglio bulloni		
F_{sd}	67579 [N]	forza assiale in corrispondenza dell'ala superiore
$F_{sd,b}$	39683 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200 [N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	2	[-] n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,14	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra		
α_1	0,65	[-] per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	0,67	[-] per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-] per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
k2	2,50	[-] per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-] coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	192000 [N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,35	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLE - unione bullonata		
$F_{sd,b}$	67579 [N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{s,Rd}$	122529 [N]	Resistenza allo scorrimento dell'unione bullonata allo SLE
$\rho=D/C$	0,55	[-] $\rho=F_{sd,b}/F_{s,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA		

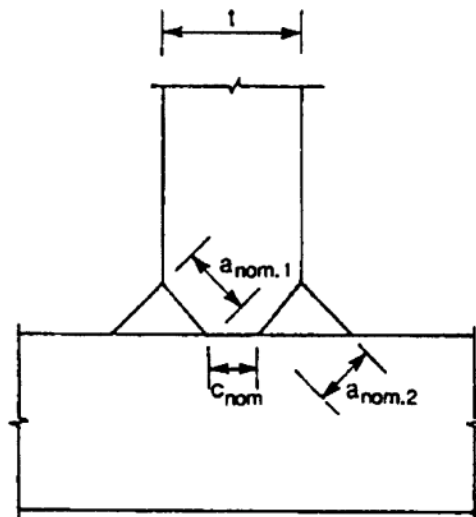
15 Controlli sulle saldature

Si riportano di seguito i controlli sulle saldature, con riferimento sia agli aspetti geometrici che a quelli strutturali.

Per tutte le tipologie di saldatura, a completa penetrazione ed a cordone d'angolo si prevede il completo ripristino della sezione resistente.

- **Controlli geometrici**

Ai sensi di quanto indicato al §4.7.3 dell'EN 1993-1-8, affinché una saldatura possa ritenersi a completa penetrazione è necessario rispettare le seguenti condizioni:



$$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t$$

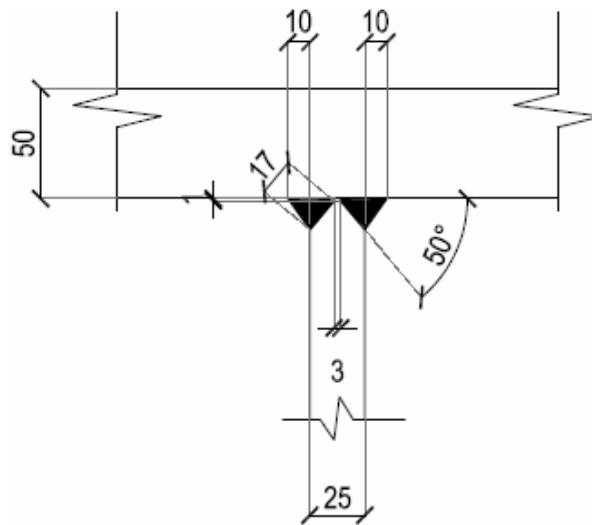
$$c_{nom} \leq \min (t/5 ; 3 \text{ mm})$$

Nel caso specifico, le due condizioni sono rispettate avendosi:

- Piatto da 25mm su piatto da 50mm

$$17+17 = 34\text{mm} > 25\text{mm}$$

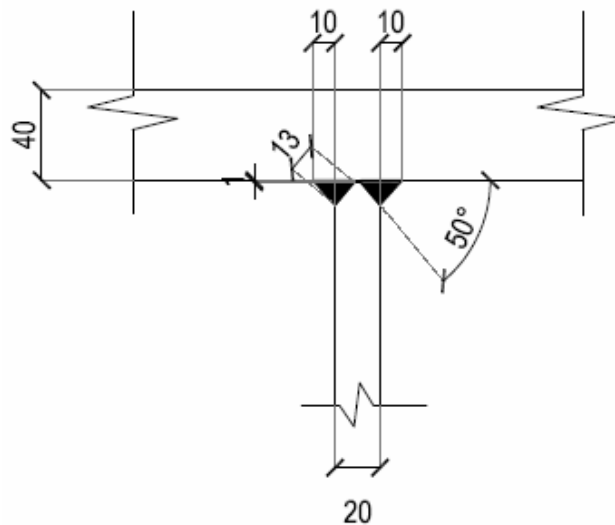
$$c_{nom} = 3\text{mm}$$



- Piatto da 20mm su piatto da 40mm

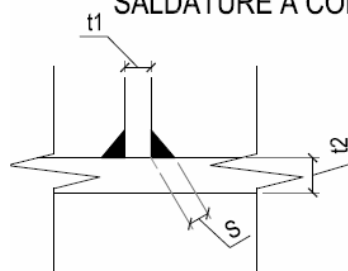
$$13+13 = 26\text{mm} > 20\text{mm}$$

$$C_{nom} = 3\text{mm}$$



Per le saldature a cordone d'angolo, invece, è stata adottata la regola seguente:

SALDATURE A CORDONI D'ANGOLO



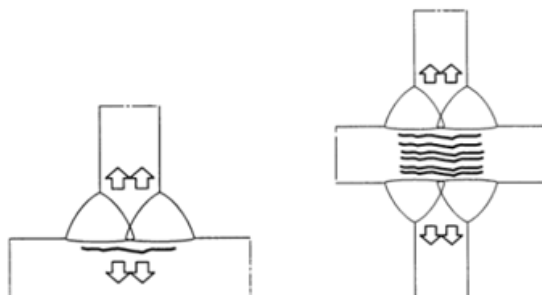
Salvo dove diversamente specificato
si intende:

$$S=0,7 t_{min.}$$

t= spessore degli elementi collegati
S= spessore di gola del cordone

• **Controlli sugli strappi lamellari**

Ai sensi del §3.2 dell'EN 1993-1-10, per spessori saldati significativi è necessario effettuare la verifica a strappo lamellare (*lamellar tearing*).



Nel caso specifico, la verifica è stata eseguita sia per le saldature a T a completa penetrazione sia per quelle a cordone d'angolo, come di seguito riportato:

STRAPPO LAMELLARE - Tabella 3.2 - EN 1993-1-10:2005

Saldature a cordone d'angolo			Saldature a completa penetrazione		
Piatti da 20mm su piatti da 25mm			Piatti da 20mm su piatti da 40mm		
a	14 mm		a _{eff}	11 mm	
Z _a	6,00		Z _a	6,00	
Z _b	0,00	Z _{ed}	Z _b	3,00	Z _{ed}
Z _c	6,00	12,00	Z _c	8,00	17,00
Z _d	0,00		Z _d	0,00	
Z _e	0,00	Z ₁₅ ✓	Z _e	0,00	Z ₁₅ ✓
Piatti da 10mm su piatti da 20mm			Piatti da 25mm su piatti da 50mm		
a	7 mm		a _{eff}	14 mm	
Z _a	3,00		Z _a	6,00	
Z _b	0,00	Z _{ed}	Z _b	3,00	Z _{ed}
Z _c	4,00	7,00	Z _c	10,00	19,00
Z _d	0,00		Z _d	0,00	
Z _e	0,00	Z ₋ ✓	Z _e	0,00	Z ₁₅ ✓

Ai sensi della EN 10164, è necessario utilizzare almeno un acciaio del tipo Z_{rd} 15 per spessori superiori a 20mm.

Cautelativamente, per spessori superiori a 20mm, si adotta un acciaio del tipo Z_{rd} 25.

16 Verifiche a fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche. Per la scelta dello spettro di carico che interessa il ponte si è fatto riferimento ai modelli riportati al §5.1.4.3 delle NTC2018.

16.1 Verifiche per vita illimitata

Le verifiche per vita illimitata possono essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio medesimo. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{max}$ è stato considerato il modello di carico a fatica n.2 rappresentato nella tabella 5.1.VII delle NTC2018.

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti


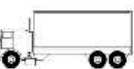



SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 16-1: Modello carico di fatica

Nella verifica s'impiegheranno i delta di tensione di calcolo $\Delta\sigma_{i,d}$, ottenuti amplificando i $\Delta\sigma_{max}$ per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf} pari a 1.35 (*Strutture sensibili alla rottura per fatica, con conseguenze della rottura per fatica significative*). I valori dei $\Delta\sigma_{res}$ dei dettagli sono stati calcolati utilizzando le curve S-N riportate nella Circ. n.7 al § 4.2.4.1.4.3 e tenendo conto della loro riduzione al variare dello spessore dell'elemento considerato. La classe

del dettaglio costruttivo viene scelta mediante apposite tabelle presenti nella Circolare alle NTC2018.

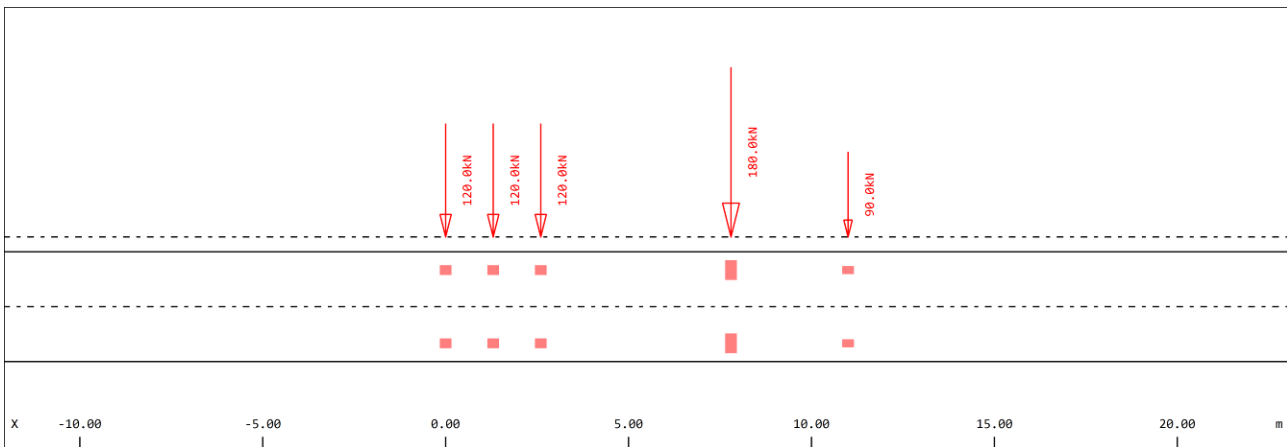


Figura 16-2: Modello carico di fatica

I dettagli verificati sono i seguenti:

- Dettaglio 125: saldatura di ripristino tra anima e piattabanda delle travi saldate

Tabella C4.2.XIII - Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		<p>Saldature longitudinali continue</p> <p>1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati</p> <p>2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)</p>	<p>1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione</p>

- Dettaglio 80: saldatura di ripristino tra i conci delle travi

80		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>
----	--	--	--

- Dettaglio 112: saldature adiacenti a zone di transizione

Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Giunti trasversali in piatti e lamiera 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiera 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>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0,2}$	<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>

- Dettaglio 112: coprigiunti bullonati

Tabella C4.2.XII.d - Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati</p>	<p>$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda</p>

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} < \Delta\sigma_D$$

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione. Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile (spessore $t > 25$ mm), la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula seguente:

$$\Delta\sigma_{,eff,D} = k_s \cdot \Delta\sigma_D$$

Indicando con t lo spessore in mm, il coefficiente è pari a:

$$k_s = \sqrt[4]{\frac{25}{t}} \leq 1$$

Il coefficiente di sicurezza è dato dal seguente rapporto $\rho = \frac{\Delta\sigma_{,max,d}}{\Delta\sigma_{,eff,D}}$.

Di seguito si riporta il riepilogo delle verifiche a fatica per i dettagli sopra evidenziati. In maniera cautelativa, tutti i dettagli sono stati verificati considerando la massima escursione tensionale presente sul ponte per effetto del carico di fatica considerato.

Per la determinazione della massima escursione tensionale si è fatto riferimento alle sollecitazioni ricavate nella combinazione permanente ed in quella per fatica:

- Cmb QP $\rightarrow \sigma_{QP}$
- Cmb FAT $\rightarrow \sigma_{FAT}$

$$\Delta\sigma_{max} = \sigma_{FAT} - \sigma_{QP}$$

	My kNm	Vz kN
SLF_max	2045	1221
SLF_min	-5700	1335

SL_QP_max	1821	903
SL_QP_min	-5310	995

		Wel mm ³	Av mm ²
sez. su pila	PRS 700*50/1200*25/700*50	47628000	30000
sez. in campata	PRS 500*40/820*20/500*40	18490000	16400

Tensioni normali in campata

	MPa	delta
SLF_max	111	12
SL_QP_max	98	

Tensioni normali in pila

	MPa	delta
SLF_min	-120	8
SL_QP_min	-111	

Tensioni tangenziali in pila

	MPa	delta
SLF_max	41	11
SL_QP_max	30	

	MPa	delta
SLF_min	45	11
SL_QP_min	33	

- Dettaglio 125

Saldatura di riprisitno anima - piattabanda

N, σ	5 [-]	n° cicli*10 ⁶
m, σ	3 [-]	pendenza a N
$\Delta\sigma,c$	125,00 [MPa]	
$\Delta\sigma,d$	92,13 [MPa]	Limite N=5
$\Delta\sigma,effettivo$	92,10 [MPa]	

FLANGIA SUPERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma,D$	[MPa]	92,13	92,13	92,13	92,13	92,13
$\Delta\sigma,eff,D$	[MPa]	81,91	77,47	81,91	77,47	81,91
$\Delta\sigma_{max},d$	[MPa]	16,35	11,05	16,35	11,05	16,35
ρ	[-]	0,20	0,14	0,20	0,14	0,20
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

FLANGIA INFERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma,D$	[MPa]	92,13	92,13	92,13	92,13	92,13
$\Delta\sigma,eff,D$	[MPa]	81,91	77,47	81,91	77,47	81,91
$\Delta\sigma_{max},d$	[MPa]	16,35	11,05	16,35	11,05	16,35
ρ	[-]	0,20	0,14	0,20	0,14	0,20
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

- Dettaglio 80

Saldatura conci travi		
N, σ	5 [-]	n° cicli*10 ⁶
m, σ	3 [-]	pendenza a N
$\Delta\sigma,c$	80,00 [MPa]	
$\Delta\sigma,d$	58,96 [MPa]	Limite N=5
$\Delta\sigma,effettivo$	58,94 [MPa]	

FLANGIA SUPERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma,D$	[MPa]	58,96	58,96	58,96	58,96	58,96
$\Delta\sigma,eff,D$	[MPa]	52,42	49,58	52,42	49,58	52,42
$\Delta\sigma_{max},d$	[MPa]	0,00	11,05	0,00	11,05	0,00
ρ	[-]	0,00	0,22	0,00	0,22	0,00
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

FLANGIA INFERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma, D$	[MPa]	58,96	58,96	58,96	58,96	58,96
$\Delta\sigma, \text{eff}, D$	[MPa]	52,42	49,58	52,42	49,58	52,42
$\Delta\sigma_{\text{max}, d}$	[MPa]	0,00	11,05	0,00	11,05	0,00
ρ	[-]	0,00	0,22	0,00	0,22	0,00
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

- Dettaglio 112

Saldatura vicino rastremazioni			
N, σ	5 [-]		n° cicli*10 ⁶
m, σ	3 [-]		pendenza a N
$\Delta\sigma, c$	112,00 [MPa]		
$\Delta\sigma, d$	82,54 [MPa]		Limite N=5
$\Delta\sigma, \text{effettivo}$	82,52 [MPa]		

FLANGIA SUPERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma, D$	[MPa]	82,54	82,54	82,54	82,54	82,54
$\Delta\sigma, \text{eff}, D$	[MPa]	73,39	69,41	73,39	69,41	73,39
$\Delta\sigma_{\text{max}, d}$	[MPa]	16,35	11,05	16,35	11,05	16,35
ρ	[-]	0,22	0,16	0,22	0,16	0,22
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

FLANGIA INFERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma, D$	[MPa]	82,54	82,54	82,54	82,54	82,54
$\Delta\sigma, \text{eff}, D$	[MPa]	73,39	69,41	73,39	69,41	73,39
$\Delta\sigma_{\text{max}, d}$	[MPa]	16,35	11,05	16,35	11,05	16,35
ρ	[-]	0,22	0,16	0,22	0,16	0,22
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

- Dettaglio 112

Coprigiunti bullonati			
N, σ	5 [-]		n° cicli*10 ⁶
m, σ	3 [-]		pendenza a N
$\Delta\sigma, c$	112,00 [MPa]		
$\Delta\sigma, d$	82,54 [MPa]		Limite N=5
$\Delta\sigma, \text{effettivo}$	82,52 [MPa]		

FLANGIA SUPERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma_D$	[MPa]	82,54	82,54	82,54	82,54	82,54
$\Delta\sigma_{eff,D}$	[MPa]	73,39	69,41	73,39	69,41	73,39
$\Delta\sigma_{max,d}$	[MPa]	16,35	11,05	16,35	11,05	16,35
ρ	[-]	0,22	0,16	0,22	0,16	0,22
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
FLANGIA INFERIORE						
t	[mm]	40	50	40	50	40
$\Delta\sigma_D$	[MPa]	82,54	82,54	82,54	82,54	82,54
$\Delta\sigma_{eff,D}$	[MPa]	73,39	69,41	73,39	69,41	73,39
$\Delta\sigma_{max,d}$	[MPa]	16,35	11,05	16,35	11,05	16,35
ρ	[-]	0,22	0,16	0,22	0,16	0,22
		VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

17 Verifiche di deformabilità

La deformazione di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico quasi permanente e frequente, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché dei vincoli ed i dispositivi di giunto previsti.

In particolare, le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada. E' necessario controllare che spostamenti e vibrazioni siano contenuti entro limiti prestabiliti allo scopo di scongiurare danni alle finiture e agli elementi non strutturali, in modo tale che la funzionalità della struttura non sia pregiudicata. Per tale verifica si considera la combinazione di carico "frequente". I limiti di deformabilità fanno riferimento al §4.2.4.2.1 delle NTC2018. Si precisa che le deformazioni derivanti dai carichi permanenti ed il 25% delle azioni da traffico verranno eliminate in sede di costruzione prevedendo idonee contro monte. Si prevede una contro monta di costruzione per evitare di soddisfare la verifica di deformabilità nei confronti degli spostamenti dovuti ai sovraccarichi accidentali. In particolare, risulta che per le

campate in esame si ha $\frac{\delta_2}{L} \leq \frac{1}{700}$:

- per la campata Sp1-P1: $\delta_2 \cong 21.00 \leq \frac{L}{700} \cong 28.5mm$
- per la campata P1-P2: $\delta_2 \cong 28.3 \leq \frac{L}{700} \cong 35.3mm$
- per la campata P2-Sp2: $\delta_2 \cong 21.00 \leq \frac{L}{700} \cong 28.5mm$

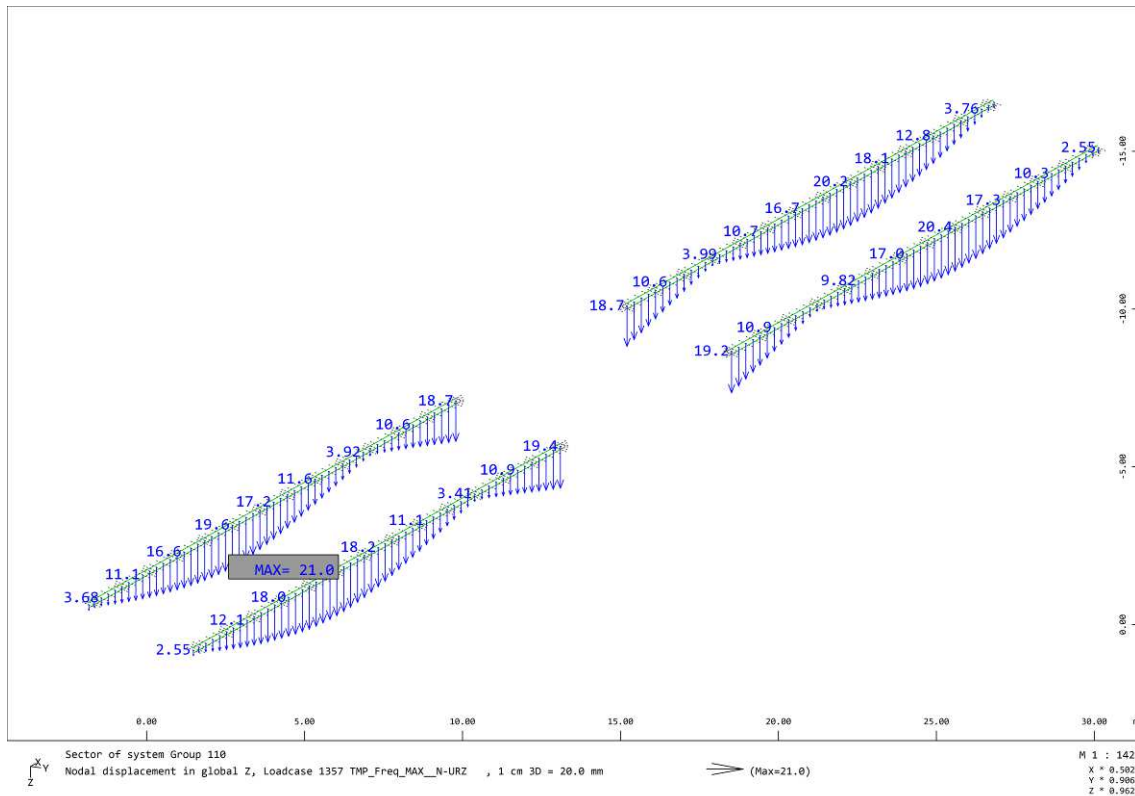


Figura 17-1: Abbassamenti campate laterali dovuti al carico da traffico – cmb frequente

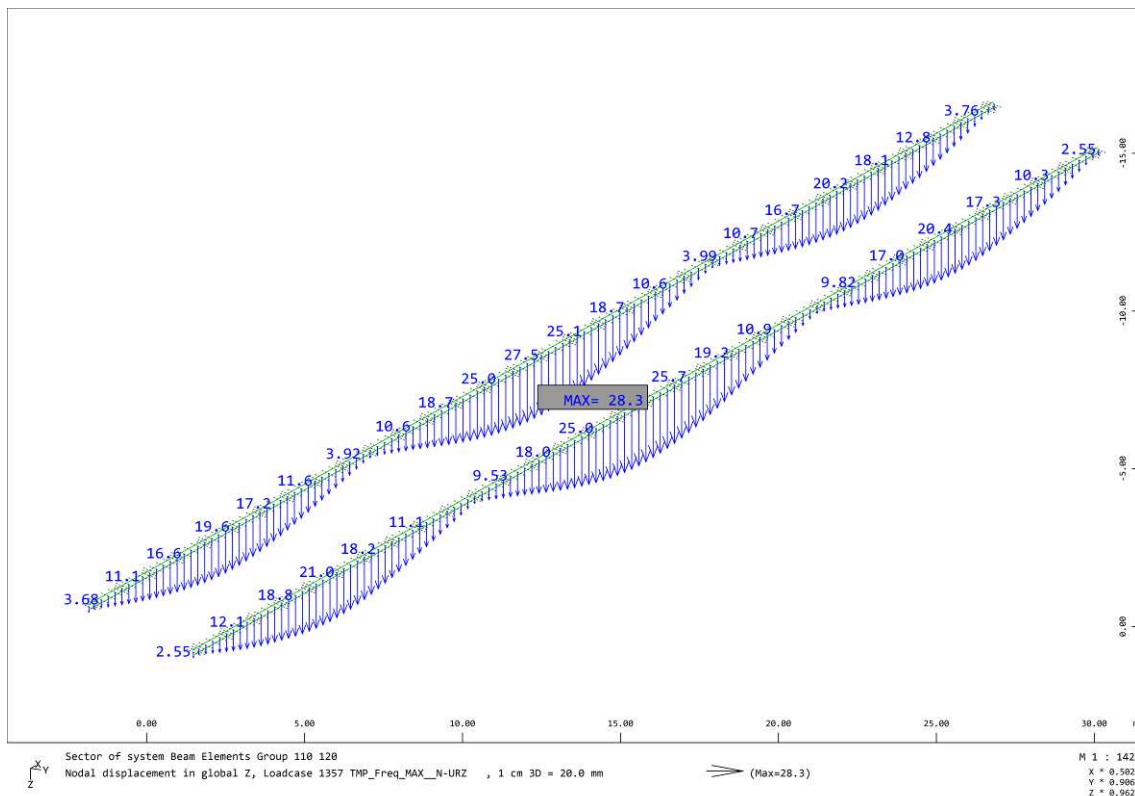


Figura 17-2: Abbassamenti campata centrale dovuti al carico da traffico – cmb frequente

Si riportano di seguito i diagrammi degli spostamenti verticali delle travi longitudinali al termine della costruzione del ponte (Fase 0), per le combinazioni S.L.E. quasi permanente, frequente e rara.

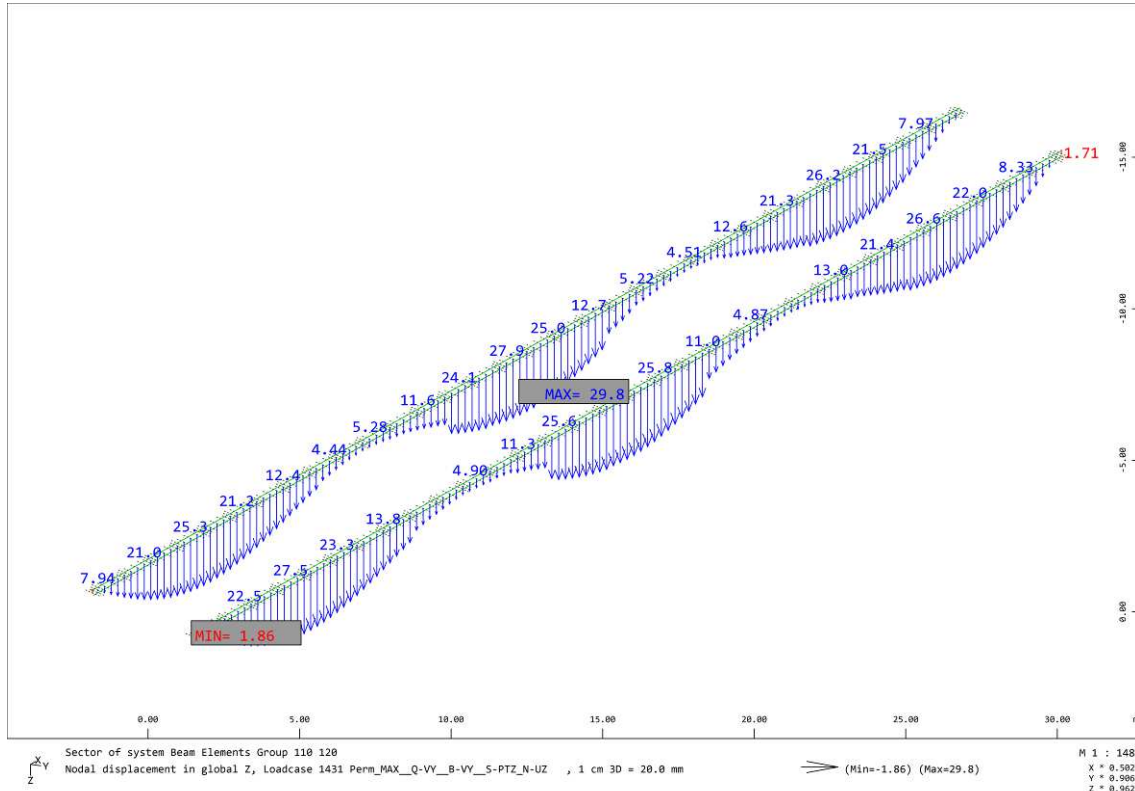


Figura 17-3: Abbassamenti – cmb permanente

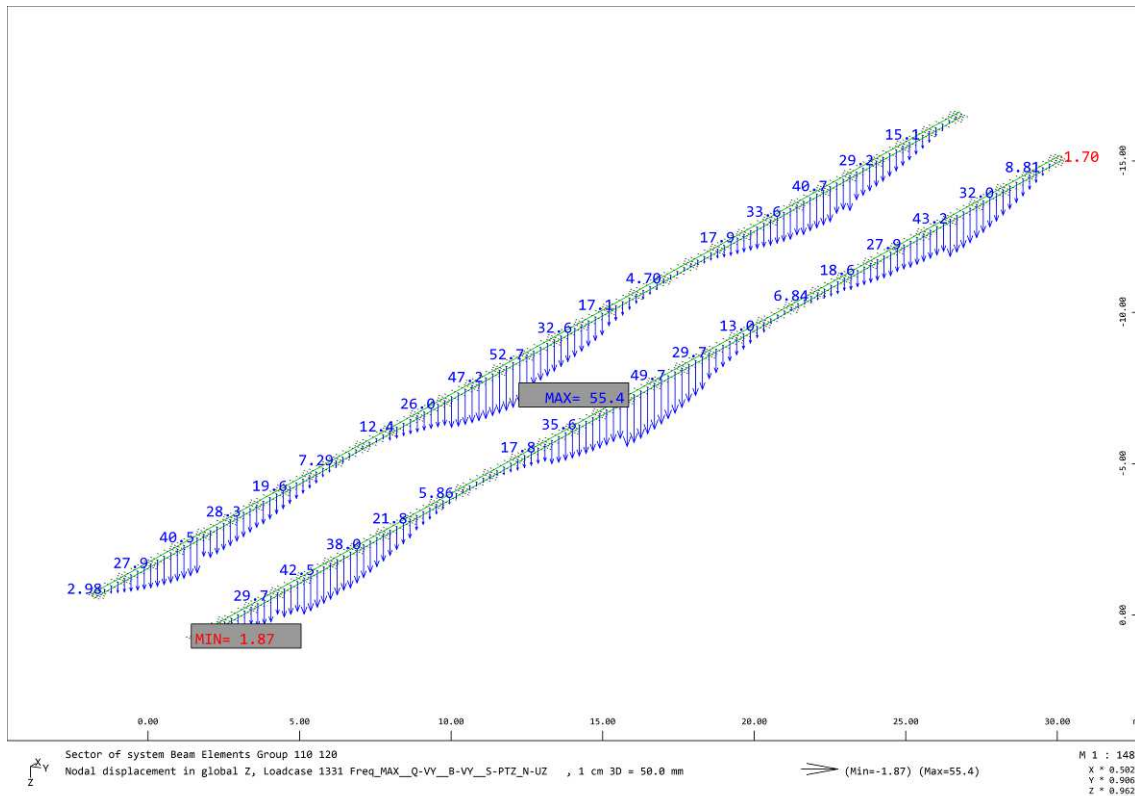


Figura 17-4: Abbassamenti – cmb frequente

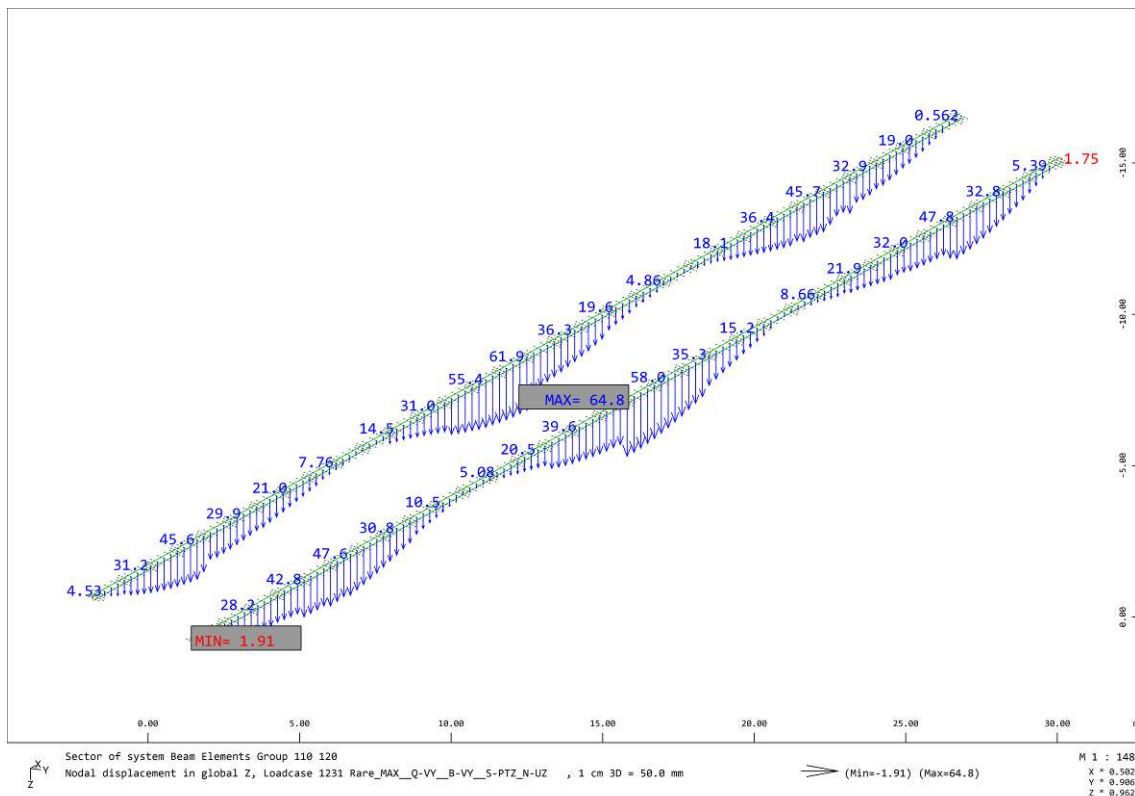


Figura 17-5: Abbassamenti – cmb rara

17.1 Contro monte di progetto

Come anticipato nel precedente paragrafo, le deformazioni derivanti dai carichi permanenti ed il 25% delle azioni da traffico verranno eliminate in sede di costruzione prevedendo idonee contro monte.

Le contro monte di progetto sono pari a:

- Campate laterali:
 - Sp.QP = 27.5mm
 - Sp. Traffico – 21mm
 - Contro monta $\rightarrow 27.5+0.25*21 = 33\text{mm}$
 - **Contro monta effettiva $\rightarrow 35\text{mm}$**

- Campata centrale:
 - Sp.QP = 29.8mm
 - Sp. Traffico – 28.3mm
 - Contro monta $\rightarrow 29.8+0.25*28.3 = 37\text{mm}$
 - **Contro monta effettiva $\rightarrow 40\text{mm}$**

18 Verifica ritegni antisismici orizzontali

Al fine di evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi si è previsto, su ciascuna spalla e ciascuna pila, un ritegno antisismico (*chiave di taglio*).

Questo è costituito da un profilo in composizione saldata, il quale è a sua volta imbullonato ai traversi di spalla e di pila (*l'anima del profilo è allineata con il traverso in appoggio*). Esso ha la funzione di bloccare l'impalcato nell'eventualità che, durante l'evento sismico, i dispositivi elastomerici non riescano a contenere gli spostamenti per i quali sono stati progettati.

Di seguito di riportano le verifiche della chiave di taglio e della relativa bullonatura.

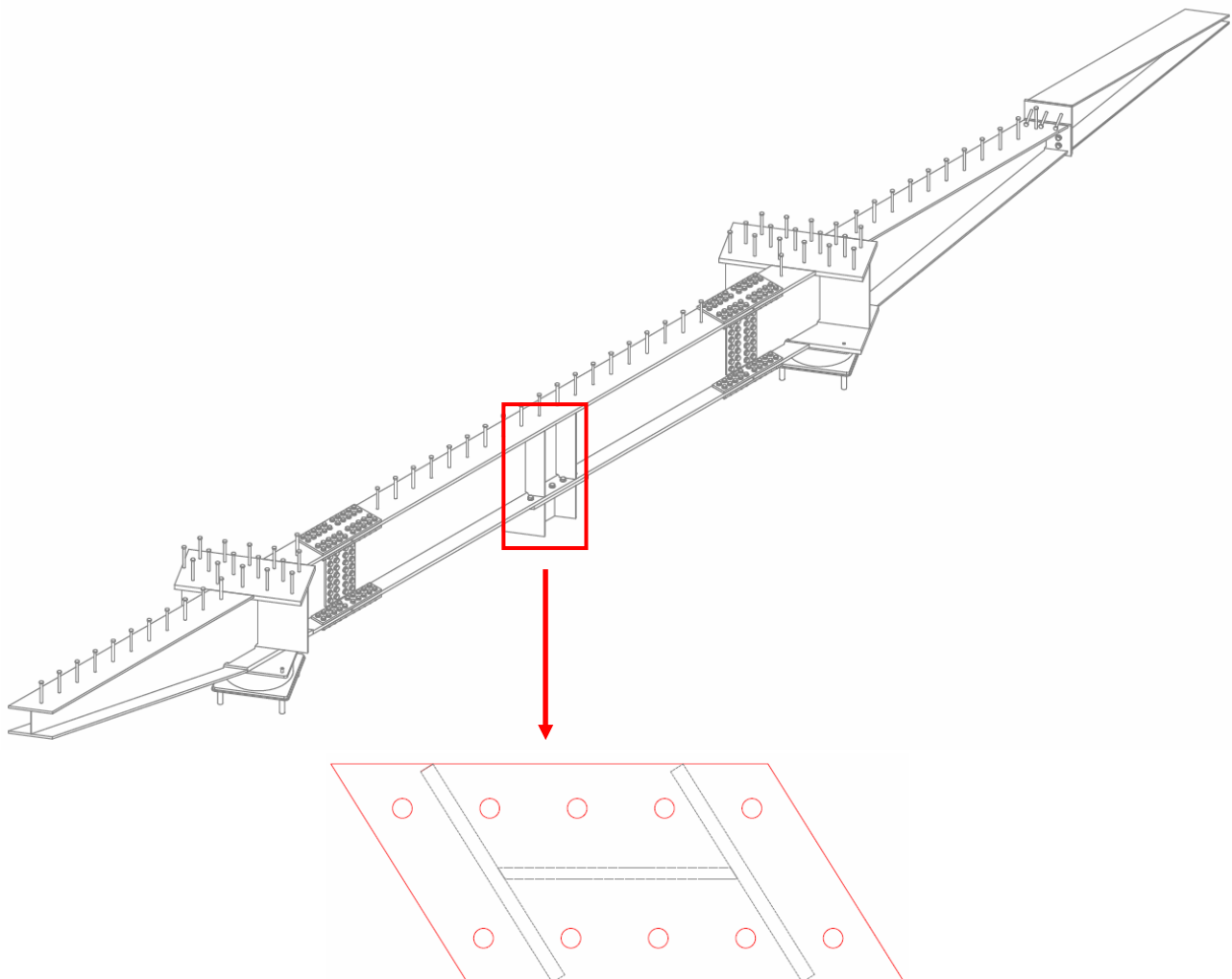


Figura 18-1: Chiave di taglio

CALCOLO CHIAVE DI TAGLIO A COMPLETO RIPRISTINO
Forza sismica di progetto

M_imp	890 ton		massa impalcato
T_iso	1,5 s		periodo ponte isolato
acc_SLC	2,83 m/s ²		accelerazione di progetto allo SLC
F_sis_imp	2518,7 kN	M_imp*acc_SLC	forza sismica massima allo SLC
k_iso	1,91 kN/mm		rigidezza isolatore
d_iso	200 mm		spostamento massimo isolatore
n_iso	2 -		numero isolatori su ciascun spalla/pila
F_sis_iso	764 kN	k_iso*d_iso*n_iso	forza massima trasferibile dagli isolatori per ogni spalla/pila

Forza sismica su chiavi di taglio

n_sp	2 -		numero spalle
n_pil	2 -		numero pile
F_prog	764 kN	max(F_sis_imp/n_sp/n_pil;F_sis_iso)	forza di progetto

Verifica chiavi di taglio

h	0,4 m		altezza chiave di taglio
M_ed	305,6 kNm	F_prog*h	momento flettente di progetto
V_ed	764 kN	F_prog	taglio di progetto
Profilo	Composto -		tipo profilo
Acciaio	S355J2W -		tipo acciaio
M_rd	815 kNm		momento resistente
V_rd	940 kN		taglio resistente
pM	0,37 -	M_ed/M_rd	verifica a flessione soddisfatta
pV	0,81 -	V_ed/V_rd	verifica a taglio soddisfatta
Verifica interazione taglio - flessione			
p	0,39 -		coefficiente di riduzione resistenza a flessione
M_rd,rid	496 kNm	(1-p)*M_rd	momento resistente ridotto
pV_M	0,62 -	M_ed/M_rd,rid	Verifica a taglio - flessione soddisfatta

CARATTERISTICHE PROFILO RITEGNO SISMICO			
h	360	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	15	[mm]	spessore anima
S ₁	20	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	20	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala sup+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
h _i	320	[mm]	Altezza tra le ali
d	300	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	168,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A ₁	168,00	[cm ²]	Area sezione trasversale+eventuale raccordo
A _{v,anima}	48,00	[cm ²]	Area a taglio
I _{yy}	43190,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
W _{e1,yy}	2400,00	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y sup
W _{e2,yy}	2400,00	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y inf

TENSIONI INDOTTE DA MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SLU			
M	306	[kNm]	Momento flettente
σ _{s,max}	127,5	[N/mm ²]	Tensione massima di trazione indotta da M
V	764	[kN]	Taglio

COLLEGAMENTO FLANGIA SUPERIORE

Caratteristiche geometriche e meccaniche Piastra		
Acciaio Tipo	S355	
f _{yk}	355	[N/mm ²]
f _{tk}	510	[N/mm ²]
La	300	[mm]

Ba	600	[mm]
t	30	[mm]
Instabilità locale piastra	NO	
L_0		[mm]
Elementi collegati resistenti alla corrosione (S/N)	S	
e1	60,00	[mm]
p1	120,00	[mm]
e2	60,00	[mm]
p2	180,00	[mm]
p3	0	[mm]

Caratteristiche geometriche e meccaniche Bulloni		
Tipo	24-10.9	[-]
Piano di taglio interessa parte filettata (S/N)	S	[-]
d	24	[mm]
d_0	26	[mm]
$f_{y,b}$	900	[N/mm ²]
$f_{t,b}$	1000	[N/mm ²]
$F_{v,Rd}$	141200	[N]
$F_{p,Cd}$	224636	[N]
$F_{t,Rd}$	254160	[N]
nLa	2,00	[-]
nBa	5,00	[-]
Nbulloni	10,00	[-]

Verifica SLU - TAGLIO			
1.Verifica bulloni			
F_{sd}	764000	[N]	forza di taglio
$F_{sd,b}$	76400	[N]	azione tagliente di progetto singolo bullone
2.Verifica a taglio bulloni			
F_{sd}	764000	[N]	forza di taglio
$F_{sd,b}$	76400	[N]	azione tagliente di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200	[N]	resistenza a taglio dei bulloni
n	1	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,54	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
α_1	0,78	[-]	per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α_2	1,00	[-]	per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k1	2,50	[-]	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato

k2	2,50	[-]	per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$F_{b,Rd}$	576000	[N]	Resistenza a rifollamento della piastra
$\rho=D/C$	0,13	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{b,Rd}$
4.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{sd,b}$	76400	[N]	azione tagliante di progetto singolo bullone
$F_{v,Rd}$	141200	[N]	Resistenza a taglio dell'unione bullonata
$\rho=D/C$	0,54	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLU - TRAZIONE			
2.Verifica a taglio bulloni			
$F_{td,b}$	48450	[N]	Azione di trazione singolo bullone
$F_{t,Rd}$	254160	[N]	Resistenza a trazione dei bulloni
n	1	[-]	n° sezioni resistenti
$\rho=D/C$	0,19	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
3.Verifica rifollamento piastra			
dm	25,50	[mm]	diametro medio
tp	30,00	[mm]	spessore piastra
γ_{M2}	1,25	[-]	coefficiente parziale di sicurezza
$B_{p,Rd}$	588332	[N]	Resistenza a punzonamento della piastra
$\rho=D/C$	0,08	[-]	$\rho=F_{td,b}/B_{p,Rd}$
4.Verifica SLU - unione bullonata			
$F_{td,b}$	48450	[N]	Azione di trazione singolo bullone
$F_{t,Rd}$	254160	[N]	Resistenza a trazione dell'unione bullonata
$\rho=D/C$	0,19	[-]	$\rho=F_{sd,b}/F_{v,Rd}$
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica SLU - TAGLIO+TRAZIONE			
$F_{sd,b}$	76400	[N]	
$F_{v,Rd}$	141200	[N]	
$F_{td,b}$	48450	[N]	
$F_{t,Rd}$	254160	[N]	
Verifica	0,68	[-]	

OK

Per il collegamento tra la chiave di taglio e la piastra di supporto sp. 30mm si prevede una saldatura a completa penetrazione.

19 Verifica dispositivi di isolamento

Per l'isolamento sismico del ponte in oggetto si prevede l'utilizzo di isolatori elastomerici ad alto smorzamento. Nella definizione dei dispositivi si è fatto riferimento a dei prodotti attualmente in commercio; tuttavia, si evidenzia che potranno esser adottati dei dispositivi fabbricati da un differente produttore, ovviamente a patto che questi ultimi siano dotati di caratteristiche tecniche del tutto equivalenti (comunque "non inferiori") a quelle di seguito definite:

TIPO	D (mm)	H _{tot} (mm)	LxL (mm)	T _g (mm)	S	K _v (kN/mm)	K _{eff} (kN/mm)	d _{bd} (mm)	H _{dbd} (kN)	N _{slu} (kN)	N _{slc} (kN)	d _{ed} (mm)
TDRI - 550 - NM - 104	550	200	600X600	104	15.4	1390	1,91	130	248	6000	4200	200

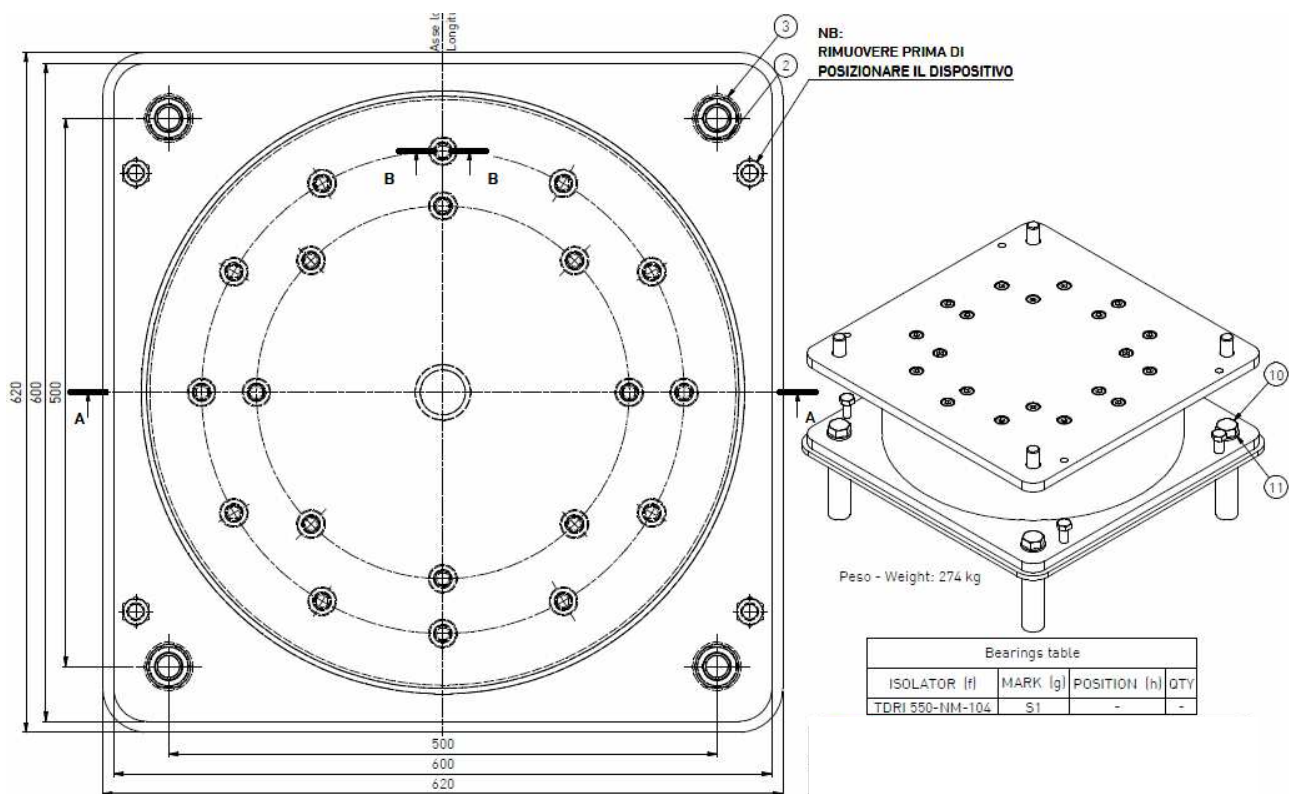


Figura 19-1: Isolatore previsto in progetto

Nei paragrafi seguenti, per i dispositivi elastomerici, si effettueranno le seguenti verifiche:

- verifica spostamenti allo SLC;
- verifica per carichi assiali per le combinazioni di carico SLU e SLC.

19.1 Verifica spostamenti

Nelle figure seguenti si illustrano i valori di spostamento massimi combinati allo SLC (nelle direzioni X ed Y del sistema globale) per i dispositivi sismici.

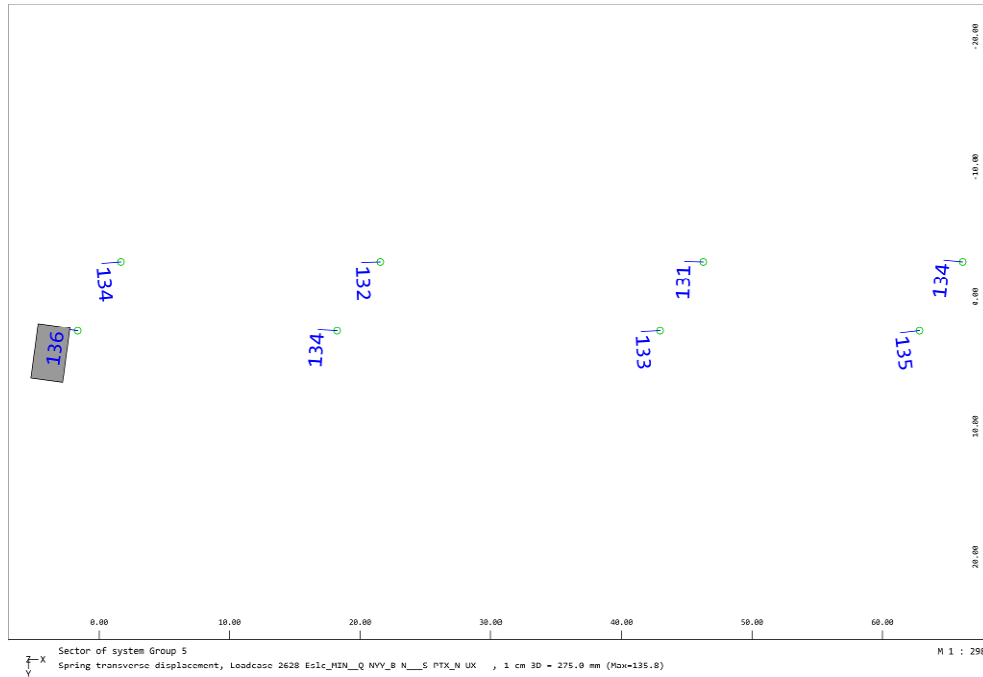


Figura 19-2: Spostamenti SLC - x

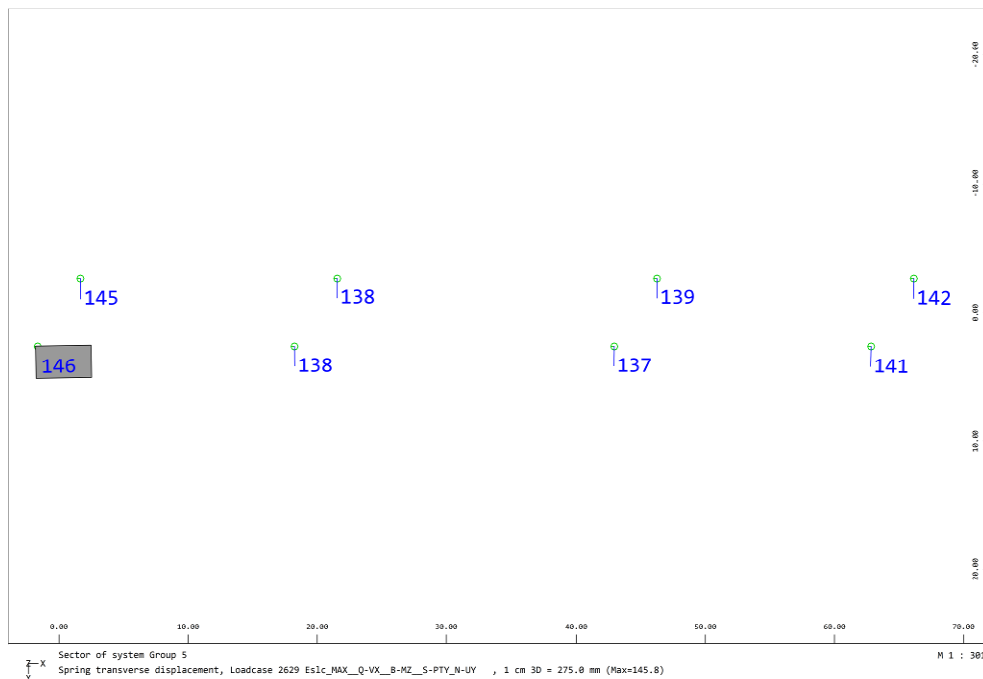


Figura 19-3: Spostamenti SLC - y

Per la verifica dell'isolatore, allo spostamento sismico è necessario sommare il 50% di quello dovuto alla variazione di temperatura.

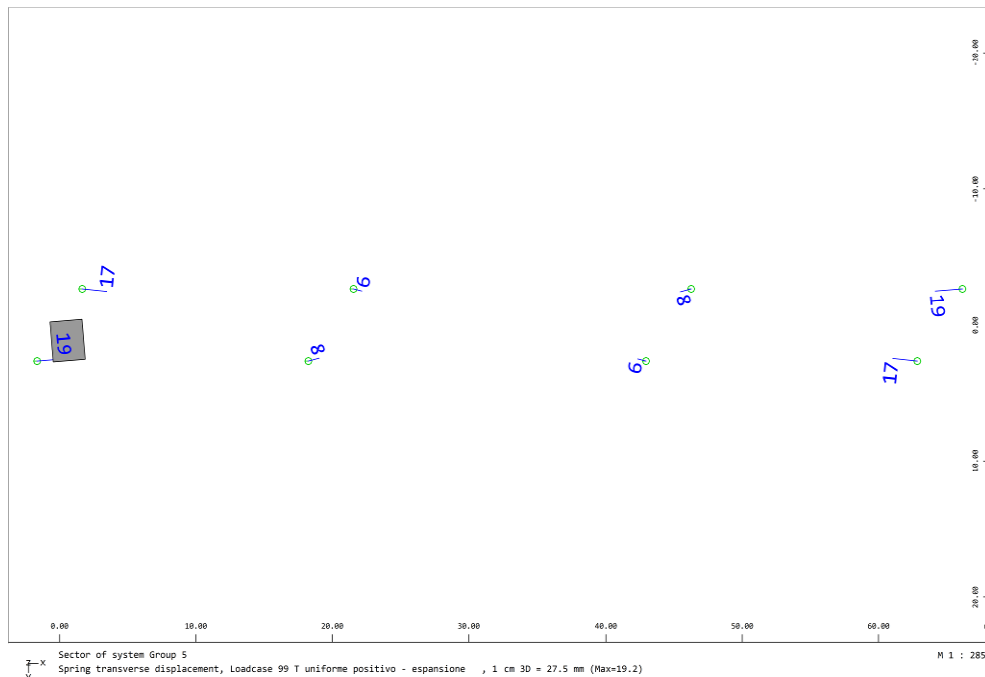


Figura 19-4: Spostamenti termici

Di seguito si riporta la verifica in termini di spostamento:

Caratteristiche isolatori

TIPO	D (mm)	H _{tot} (mm)	LxL (mm)	T _q (mm)	S	K _v (kN/mm)	K _{eff} (kN/mm)	d _{bd} (mm)	H _{dbd} (kN)	N _{slu} (kN)	N _{slc} (kN)	d _{ed} (mm)
TDR1 - 550 - NM - 104	550	200	600X600	104	15.4	1390	1,91	130	248	6000	4200	200

Spostamenti isolatori

Spostamenti SLC	
X	136 mm
Y	146 mm

Spostamenti termici	
X	19 mm

Spostamento di progetto	
X	145,5 mm
Y	146 mm

Verifica	146 mm	<	200 mm	OK
-----------------	---------------	-------------	---------------	-----------

Compatibilmente con gli isolatori sono previsti giunti di dilatazione in corrispondenza delle spalle che consentono spostamenti di ± 200 mm in entrambe le direzioni orizzontali.

19.2 Verifica azioni assiali

In accordo con le combinazioni di carico definite in precedenza si hanno i seguenti valori di sforzo normale (compressione) negli isolatori.

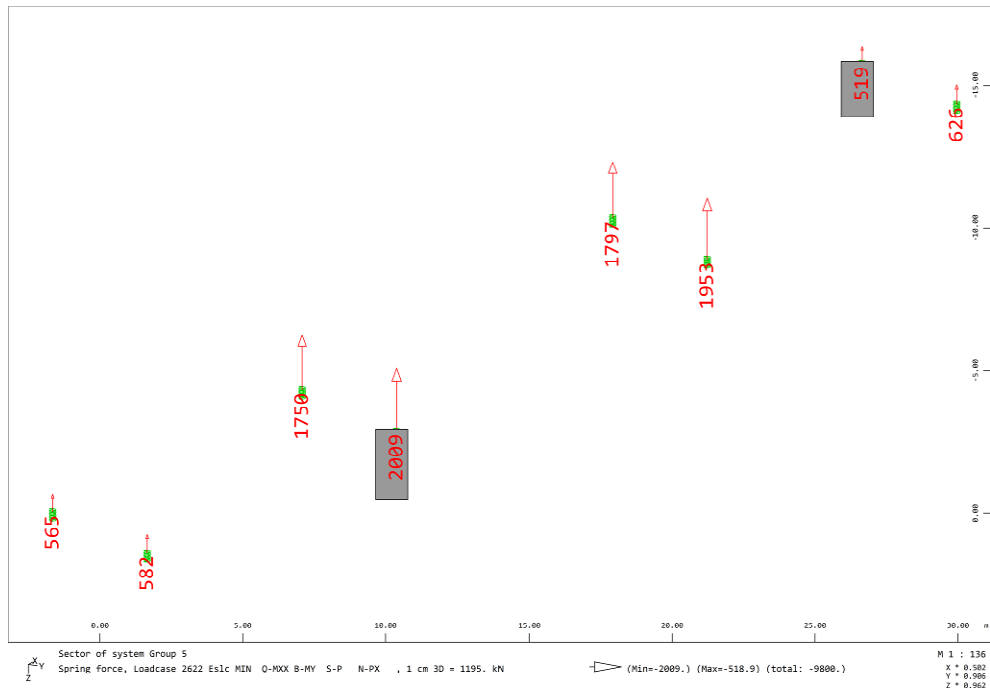


Figura 19-5: Azioni assiali SLC

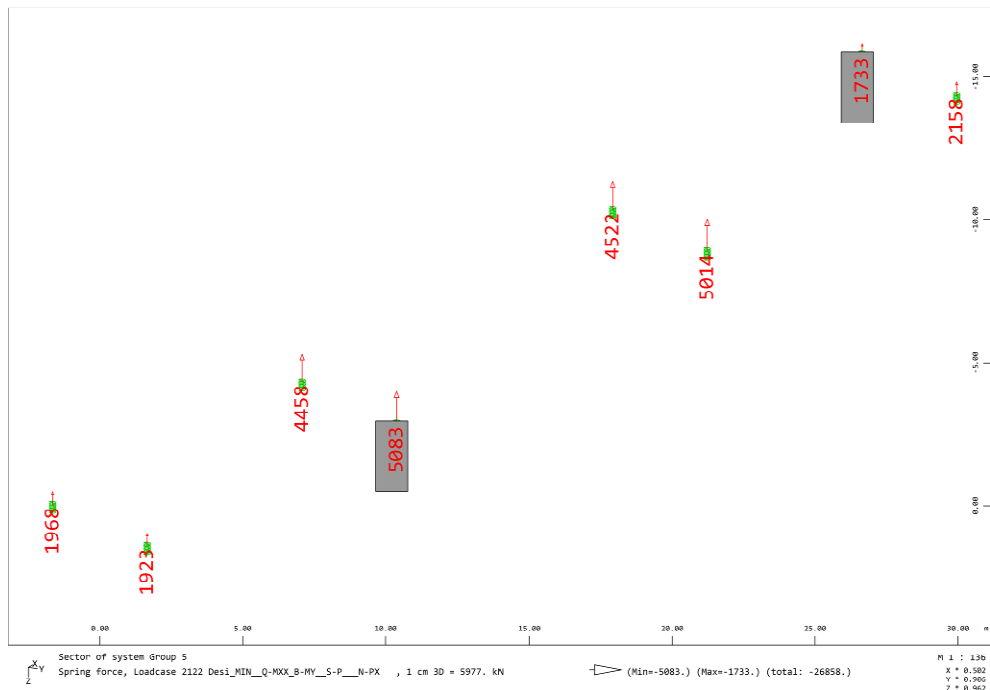


Figura 19-6: Azioni assiali SLU

Di seguito si riporta la verifica in termini di azioni assiali:

Caratteristiche isolatori

TIPO	D (mm)	H _{tot} (mm)	LxL (mm)	T _g (mm)	S	K _v (kN/mm)	K _{eff} (kN/mm)	d _{bd} (mm)	H _{dbd} (kN)	N _{slu} (kN)	N _{slc} (kN)	d _{ed} (mm)
TDRI - 550 - NM - 104	550	200	600X600	104	15.4	1390	1,91	130	248	6000	4200	200

Sollecitazioni isolatori

Azioni assiali					
SLC	2009	kN	<	4200	OK
SLU	5083	kN	<	6000	OK

19.3 Verifica baggioli

Tra il dispositivo di appoggio e le sottostrutture s'interpone un baggiolo di base quadrata di lato 700mm ed altezza circa pari a 150mm. Si ricorda che l'isolatore considerato (*di diametro 550mm*) presenta una base d'appoggio anch'essa quadrata di 620mm.

Caratteristiche meccaniche Cls ed armatura		
f _{ck}	32	[MPa]
γ _c	1.50	[-]
f _{cd}	18.13	[MPa]
f _{ctd}	1.15	[MPa]
f _{yk}	450	[MPa]
γ _f	1.15	[-]
f _{yd}	391.30	[MPa]
Caratteristiche geometriche baggiolo		
b1	700	[mm]
b2	700	[mm]
h	150	[mm]
d	40	[mm]

Per tale elemento si riportano le seguenti verifiche:

- Verifica a taglio [4.1.2.1.3.2 delle NTC2018]
- Verifica delle pressioni localizzate [6.7- EC2]

In luogo della verifica a taglio, in maniera cautelativa, si è effettuata la verifica a tranciamento delle barre inghisate.

19.3.1 Verifica a tranciamento

Di seguito si riporta la verifica a tranciamento delle barre $\varnothing 12$ inghisate, le quali devono assorbire la massima forza di taglio pari alla somma delle massime azioni orizzontali trasmissibili dai due isolatori.

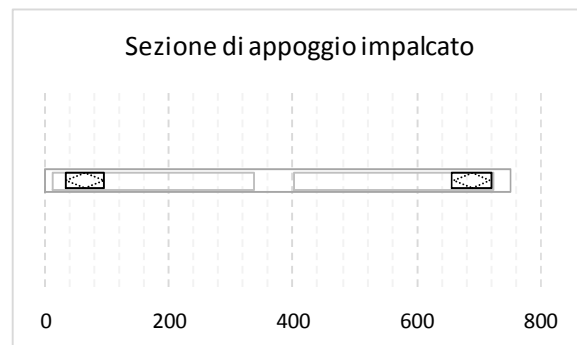
VERIFICA COLLEGAMENTO BAGGIOLO-PILA

Caratteristiche meccaniche materiali

CALCESTRUZZO	f_{ck}	32	MPa
	γ_c	1,50	
	f_{cd}	18,13	MPa
	f_{ctd}	1,41	MPa
ACCIAIO	f_{yk}	450	MPa
	γ_f	1,15	
	f_{vd}	391,30	Mpa

Caratteristiche geometriche sezione di appoggio per impalcato

ISOLATORE	l_{isol}	62	cm
	b_{isol}	62	cm
	d_{isol}	60	cm
BAGGIOLO	l_{bag}	324	cm
	b_{bag}	70	cm
PILA	l_w	753	cm
	b_w	95	cm



Azioni agenti di progetto

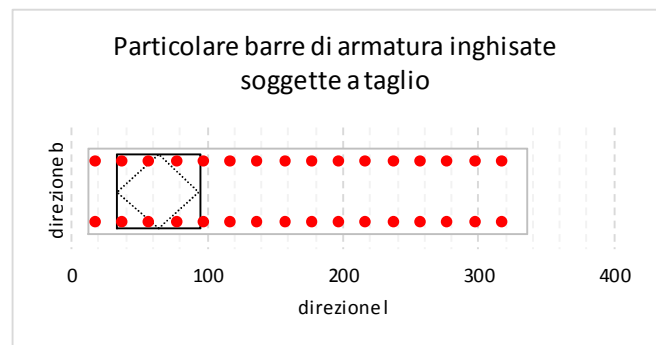
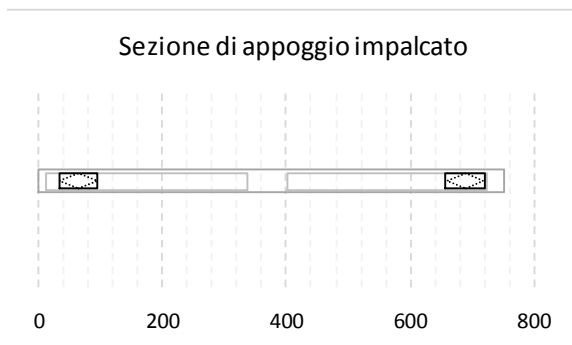
N_{max}	5083	kN
$V_{l,max}$	382	kN
$V_{b,max}$	382	kN

*sforzo assiale massimo agente su singolo isolatore
taglio massimo lungo l agente su singolo isolatore
taglio massimo lungo b agente su singolo isolatore*

Verifica taglio barre di armatura (baggiolo - pila)

Φ_s	12	mm
ρ_l	20	cm
ρ_b	50	cm
e_l	5	cm
e_b	10	cm
$n_{s,l}$	16	-
$n_{s,b}$	2	-
n_{tot}	32	-

diametro barre di collegamento baggiolo-pila
passo barre in direzione l
passo barre in direzione b
distanza armatura dal bordo in direzione l
distanza armatura dal bordo in direzione b
numero file barre in direzione l
numero file barre in direzione b
numero totale barre



$A_{s,res,l}$	3619	mm ²
$F_{v,Rd}$	849,71	kN

area resistente acciaio
forza ultima di taglio

ρ_T **1,11**

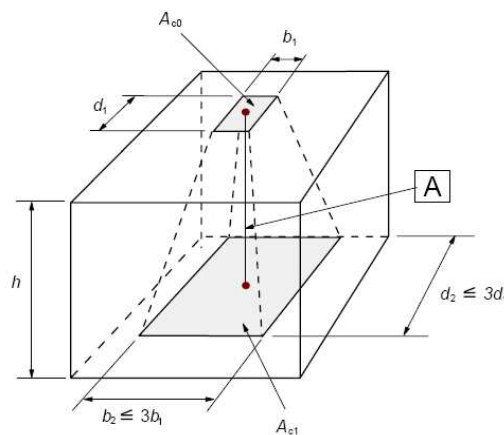
≥

1,00

Verificato

19.3.2 Verifica pressioni localizzate

In presenza di pressioni localizzate, è necessario cautelarsi nei confronti di rotture locali. Si assume che il carico risulti uniformemente distribuito, sull'area A_{c0} , e che le azioni di taglio siano trascurabili rispetto all'azione normale agente posta pari a 5083kN.



La forza di compressione ultima è determinata secondo il §6.63 – EC2:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

dove:

A_{c0} è l'area caricata

A_{c1} è la massima area di diffusione (omotetica ad A_{c0}) del carico utilizzata per il calcolo; tale area deve soddisfare le seguenti condizioni:

- l'altezza di diffusione del carico deve risultare maggiore o uguale della differenza dei lati in entrambe le direzioni, ovvero:

$$h \geq (b_2 - b_1)$$

$$h \geq (d_2 - d_1)$$

- il centro dell'area di diffusione A_{c1} e quello dell'area caricata A_{c0} sono situati sulla retta d'azione
- se agiscono più forze di compressione sull'area di calcestruzzo le aree di diffusione non devono sovrapporsi.

Di seguito si riporta la verifica delle pressioni localizzate:

VERIFICA COLLEGAMENTO BAGGIOLO-PILA
Caratteristiche meccaniche materiali

CALCESTRUZZO	f_{ck}	32	MPa
	γ_c	1,50	
	f_{cd}	18,13	MPa
	f_{ctd}	1,41	MPa
ACCIAIO	f_{yk}	450	MPa
	γ_f	1,15	
	f_{vd}	391,30	Mpa

Caratteristiche geometriche sezione di appoggio per impalcato

ISOLATORE	l_{isol}	62	cm
	b_{isol}	62	cm
	d_{isol}	60	cm
BAGGIOLO	l_{bae}	324	cm
	b_{bae}	70	cm
PILA	l_w	753	cm
	b_w	95	cm


Azioni agenti di progetto

N_{max}	5083	kN
$V_{l,max}$	382	kN
$V_{b,max}$	382	kN

sforzo assiale massimo agente su singolo isolatore
taglio massimo lungo l agente su singolo isolatore
taglio massimo lungo b agente su singolo isolatore

Verifica pressioni localizzate (piastra isolatore - baggiolo)

b_1	620	mm	<i>larghezza di progetto piastra isolatore</i>
b_2	700	mm	<i>larghezza di progetto baggiolo</i>
h	150	mm	<i>altezza baggiolo</i>
Ac_0	384400	mm ²	<i>area caricata</i>
Ac_1	490000	mm ²	<i>area di diffusione</i>
$F_{rdu.1}$	7869867	N	<i>forza di compressione ultima con Ac1</i>
$F_{rdu.min}$	20911360	N	<i>minimo Frdu con Ac1=3Ac0</i>
F_{rdu}	7869,87	kN	<i>forza di compressione ultima</i>

h	150 mm	≥	100,00 mm
ρ_T	1,55	≥	1,00

Verificato
Verificato

20 Verifica soletta

DESCRIZIONE DELLA SOLETTA

La soletta di impalcato è stata realizzata con un sistema tradizionale semi – prefabbricato a predalles metalliche con getto di completamento in opera.

Le predalles sono ordite ortogonalmente ai traversi di ripartizione, su una luce teorica massima asse trasverso – asse trasverso pari a circa 2100mm.

Le predalles hanno uno spessore di 5mm e sono armate con idonei tralicci.

Lo schema statico adottato per la verifica della singola predalle è quello di trave in semplice appoggio.

Per la progettazione della soletta sono state considerate le seguenti fasi costruttive:

- Fase 1: getto del cls fresco sulle predalles utilizzate come cassero a perdere; in questa condizione le predalles, unico elemento resistente, devono equilibrare il peso proprio, il peso del cls fresco e quello delle attrezzature di cantiere;
- Fase 2: una volta che il getto integrativo è diventato una soletta monolitica si applicano i carichi permanenti, i carichi variabili ed i carichi mobili; lo schema di calcolo è quello di trave continua avente lo spessore pari a quello della soletta finita (25cm).

MATERIALI DELLA SOLETTA

Per la realizzazione della soletta si è previsto l'utilizzo di un cls C32/40 – classe di esposizione: XC3+XD1+XF2.

Si prevede un copriferro di 40mm.

Per le barre di armatura si prevede l'utilizzo di acciaio B450C.

ANALISI DEI CARICHI FASE I

- | | |
|-------------------------------------|--|
| • Peso proprio predalle | $0.005 \cdot 78.5 = 0.40 \text{ kN/m}$ |
| • Peso proprio getto cls + armature | $0.25 \cdot 25 = 6.25 \text{ kN/m}$ |
| • Carico accidentale | 1.5 kN/m |

COMBINAZIONE DEI CARICHI IN FASE I

$$q = 1.3 \times 6.65 + 1.5 \cdot 1.5 = 11.0 \text{ kN/m}$$

SOLLECITAZIONI IN FASE I

- | | |
|---------------------------|---|
| • Momento massimo campata | $M_{\max}^- = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{11 \cdot 2.1^2}{8} \approx 6.1 \text{ kNm}$ |
| • Taglio massimo | $V_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{11 \cdot 2.1}{2} \approx 12 \text{ kN}$ |

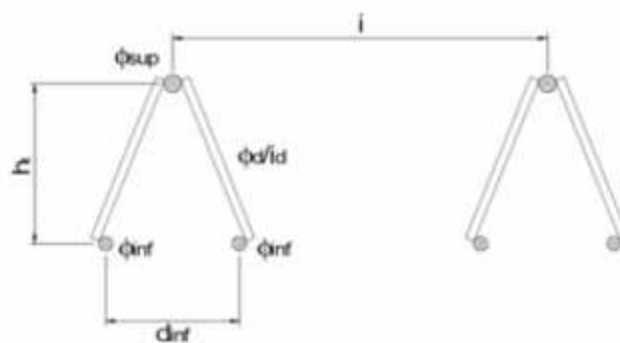
VERIFICHE SOLETTA IN FASE I

Di seguito si riporta la verifica della soletta in fase I, ovvero relativa alla sola predalle:

VERIFICA TRALICCIO PREDALLE_Fase I

CARATTERISTICHE TRALICCI

$h := 17 \text{ cm}$	altezza totale traliccio
$h_r := 15.7 \text{ cm}$	altezza utile traliccio
$d_{inf} := 13.8 \text{ cm}$	distanza ferri inferiori
$\phi_{sup} := 14 \text{ mm}$	diametro ferri superiori
$A_{sup} := 154 \text{ mm}^2$	area ferri superiori
$\phi_{inf} := 12 \text{ mm}$	diametro ferri inferiori
$A_{inf} := 113 \text{ mm}^2$	area ferri inferiori
$\phi_{diag} := 10 \text{ mm}$	diametro ferri diagonali
$A_{diag} := 79 \text{ mm}^2$	area ferri diagonali
$i := 40 \text{ cm}$	interasse tralicci
$i_{diag} := 20 \text{ cm}$	interasse diagonali



VERIFICA A MOMENTO POSITIVO

$M_{max} := 6.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$	momento massimo positivo per metro di soletta
$N := \frac{M_{max}}{h_r} = 39 \text{ kN}$	sforzo assiale nei correnti per metro di soletta
$N_{tralicci} := \frac{1}{1.2} \cdot \left(\frac{1.2 \text{ m}}{i} \right) = 2.5$	numero equivalente di tralicci per metro di soletta
$N_{corr_sup} := \frac{N}{N_{tralicci}} = 16 \text{ kN}$	sforzo di compressione nel corrente superiore
$N_{corr_inf} := \frac{N}{2} = 8 \text{ kN}$	sforzo di trazione nel corrente inferiore
$\sigma_{corr_sup} := \frac{N_{corr_sup}}{A_{sup}} = 101 \text{ MPa}$	tensione massima nel corrente superiore
$\frac{\sigma_{corr_sup}}{\left(\frac{450}{1.15} \text{ MPa} \right)} = 0.3$	verifica a compressione del corrente superiore - ok se < 1.0
$\sigma_{corr_inf} := \frac{N_{corr_inf}}{A_{inf}} = 69 \text{ MPa}$	tensione massima nel corrente inferiore
$\frac{\sigma_{corr_inf}}{\left(\frac{450}{1.15} \text{ MPa} \right)} = 0.2$	verifica a trazione del corrente inferiore - ok se < 1.0
$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$	tensione di snervamento acciaio B450C
$\gamma_{M1} := 1.10$	coefficiente parziale del materiale
$E := 200000 \text{ MPa}$	modulo elastico dell'acciaio
$l_0 := i_{diag} = 200 \text{ mm}$	lunghezza libera di inflessione del corrente superiore
$I_{min} := 0.189 \text{ cm}^4$	momento di inerzia del corrente superiore
$\beta := 1$	fattore di lunghezza per asta appoggiata-appoggiata
$N_{cr} := \pi^2 \frac{E \cdot I_{min}}{\beta \cdot l_0^2} = 93.3 \text{ kN}$	carico critico euleriano del corrente superiore
$\alpha := 0.49$	fattore di imperfezione - curva c
$\lambda := \sqrt{\frac{A_{inf} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 0.74$	snellezza del corrente superiore

$$\Phi := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = [0.9]$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = [0.7]$$

fattore di riduzione della resistenza assiale

$$N_{b_Rd} := \frac{\chi \cdot A_{inf} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = [32.4] \text{ kN}$$

carico critico di progetto

$$N_{Ed} := N_{corr_sup} = 16 \text{ kN}$$

carico sollecitante di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b_Rd}} = [0.5]$$

verifica ad instabilità del corrente superiore - ok se < 1.0

$$l_{diag} := 200 \text{ mm}$$

lunghezza libera di inflessione del diagonale

$$I_{min_diag} := 0.049 \text{ cm}^4$$

momento di inerzia del diagonale

$$\beta := 1$$

fattore di lunghezza per asta appoggiata-appoggiata

$$N_{cr} := \pi^2 \frac{E \cdot I_{min_diag}}{\beta \cdot l_{diag}^2} = 24.2 \text{ kN}$$

carico critico euleriano del diagonale

$$\alpha := 0.49$$

fattore di imperfezione - curva c

$$\lambda := \sqrt{\frac{A_{diag} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.21$$

snellezza del diagonale

$$\Phi := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = [1.5]$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = [0.4]$$

fattore di riduzione della resistenza assiale

$$N_{b_Rd} := \frac{\chi \cdot A_{diag} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = [13.8] \text{ kN}$$

carico critico di progetto

$$V_{max} := 12 \text{ kN}$$

taglio massimo per metro di soletta

$$N_{Ed} := \frac{V_{max}}{2 \cdot \sin(60^\circ)} = 6.9 \text{ kN}$$

carico sollecitante di progetto

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b_Rd}} = [0.5]$$

verifica ad instabilità del diagonale - ok se < 1.0

ANALISI DEI CARICHI FASE II

In questa fase la soletta può ritenersi interamente reagente:

- Peso proprio soletta 0.25*25 = 6.25kN/mq
- Peso proprio binder 0.15*20 = 3.00kN/mq
- Peso proprio tappeto di usura 0.04*13 = 0.5kN/mq
- Peso proprio cordolo 0.5*0.45*25 = 5.60kN/m
- Peso proprio sicurvia 1.5kN/m
- Carico neve 1.5kN/mq
- Schema di carico 1 2*Qik = 2 x 300kN
- Schema di carico 2 Qik = 400kN

COMBINAZIONE DEI CARICHI IN FASE II

Combination rule Number 101

SLS quasi-permanent combinatio

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.7

$$E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting Load Cases type SLS quasi-permanent combination

Load Case selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors						Fact	Type	Designation	
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	ψ_0	ψ_1	ψ_2				
G	G	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load	
	1							1.00	PERC	peso proprio, G1k	
G_2	G	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00			G non strutturali	
	2							1.00	PERC	carico permanente pavimentazione	
	3							1.00	PERC	carico permanente sicurvia, G2k	
Q_1	Q	1.50	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00			variable load	
	5							1.00	COND	schema di carico 1, Q2k	
S	Q	1.50	0.00	1.00	0.50	0.20	0.00			snow loading	
	4							1.00	COND	carico neve, Q1k	
Act	action								Fact	factor for load case	
Part	partition of the action								Type	type of the load case	
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	partial safety factors for unfavourable/favourable/accidental								PERC	permanent load grouped in load cases	
ψ_0, ψ_1, ψ_2	combination coefficients								COND	conditional load	
LC	number of the load case										

Combination rule Number 102

SLS frequent combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.5

$$E_{d,j\text{frequ}} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting Load Cases type SLS frequent combination

Load Case selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors						Fact	Type	Designation	
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	ψ_0	ψ_1	ψ_2				
G	G	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			dead load	
	1							1.00	PERC	peso proprio, G1k	
G_2	G	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00			G non strutturali	
	2							1.00	PERC	carico permanente pavimentazione	
	3							1.00	PERC	carico permanente sicurvia, G2k	
Q_1	Q	1.50	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00			variable load	
	5							1.00	COND	schema di carico 1, Q2k	
S	Q	1.50	0.00	1.00	0.50	0.20	0.00			snow loading	
	4							1.00	COND	carico neve, Q1k	
Act	action								Fact	factor for load case	
Part	partition of the action								Type	type of the load case	
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	partial safety factors for unfavourable/favourable/accidental								PERC	permanent load grouped in load cases	
ψ_0, ψ_1, ψ_2	combination coefficients								COND	conditional load	
LC	number of the load case										

Combination rule Number 103

ULS fundamental combination

Superposition according to manual MAXIMA formula 2.1

BOLINA INGEGNERIA S.r.l. * Via del Gazzato 20 * 30174 Mestre (VE)
SOFISTIK 2018-3.0 MAXIMA - COMBINAZIONI ED INVILUPPI

Page 2
2019-08

19_014 - Soletta_WP0

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Resulting Load Cases type ULS fundamental combination

Load Case selection and Actions

Act	Part LC	Superposition Factors						Fact	Type	Designation	
		$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	ψ_0	ψ_1	ψ_2				
G	G 1	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	PERC	dead load	
G_2	G 2	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	PERC	peso proprio, G1k	
	G 3							1.00	PERC	G non strutturali	
	G 3							1.00	PERC	carico permanente pavimentazione	
Q_1	Q 5	1.50	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00	1.00	COND	carico permanente sicurvia, G2k	
	Q 5							1.00	COND	variable load	
S	Q 4	1.50	0.00	1.00	0.50	0.20	0.00	1.00	COND	schema di carico 1, Q2k	
	Q 4							1.00	COND	snow loading	
	Q 4							1.00	COND	carico neve, Q1k	
Act	action								Fact	factor for load case	
Part	partition of the action								Type	type of the load case	
$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$	partial safety factors for unfavourable/favourable/accidental								PERC	permanent load grouped in load cases	
ψ_0, ψ_1, ψ_2	combination coefficients								COND	conditional load	
LC	number of the load case										

MODELLO SOLETTA FASE II

Di seguito si riporta il modello della soletta per l'analisi dello stato sollecitativo nella fase II, ovvero per effetto dei carichi permanenti, variabili e da traffico.

Si modellano due campi di soletta per una lunghezza complessiva di circa 2100 + 2100 mm.

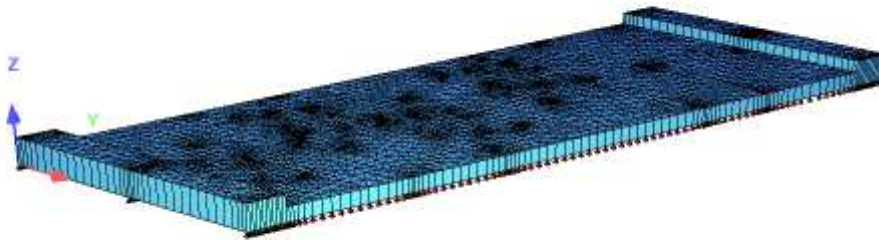
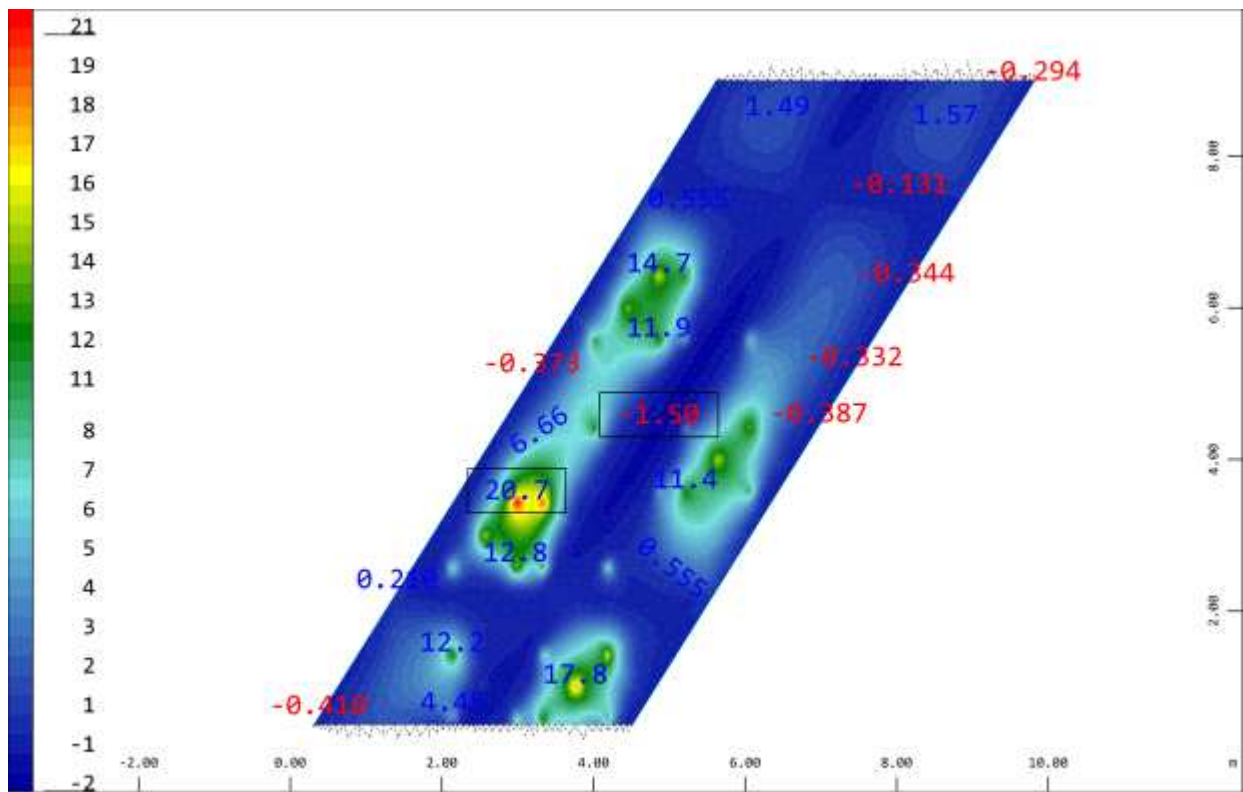


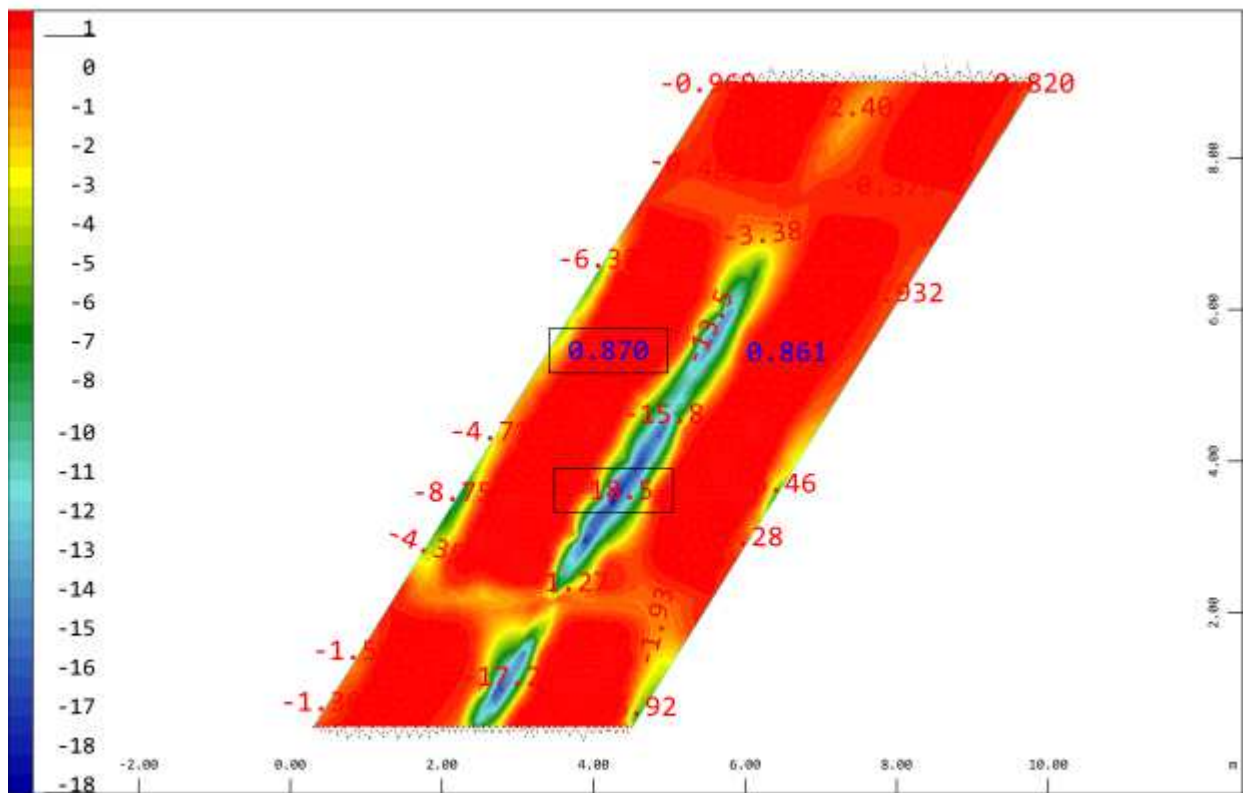
Figura 20-1: Modello locale soletta

SOLLECITAZIONI IN FASE II

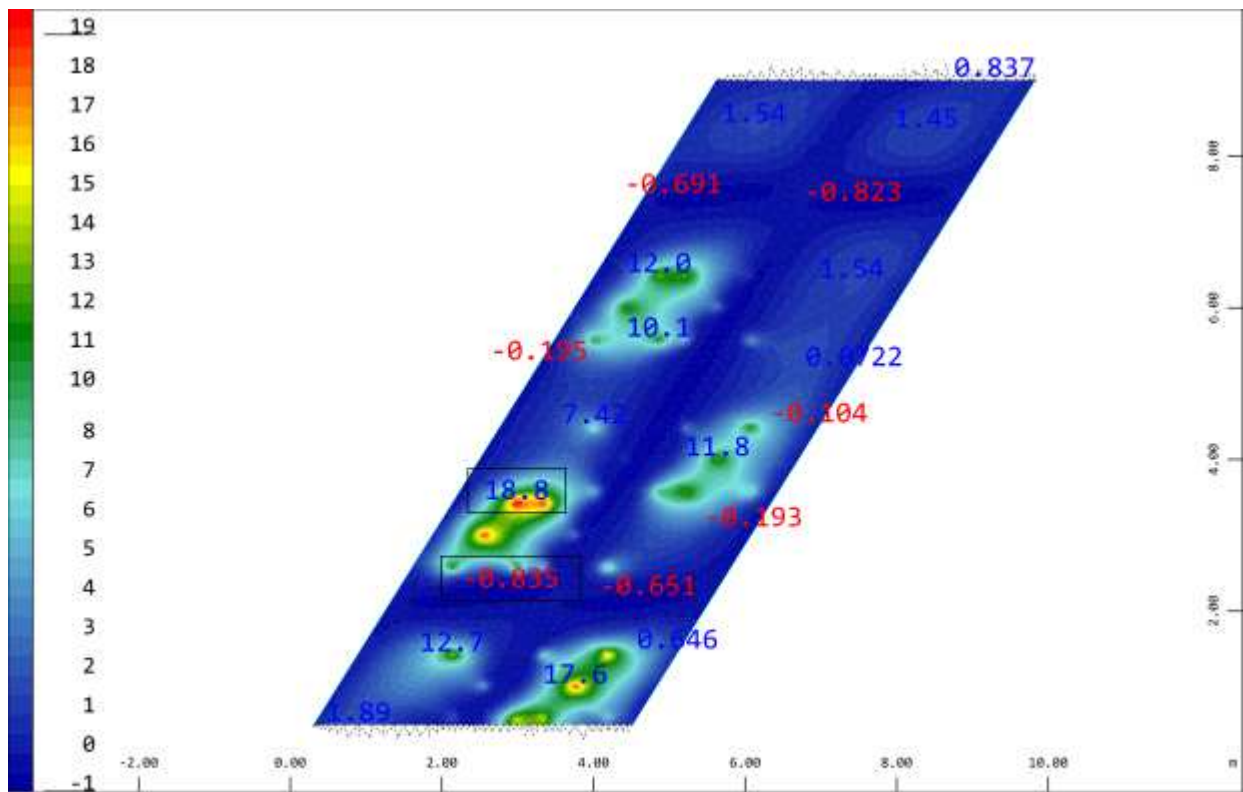
Di seguito si riportano gli involuipi delle sollecitazioni più gravose all'interno della soletta:



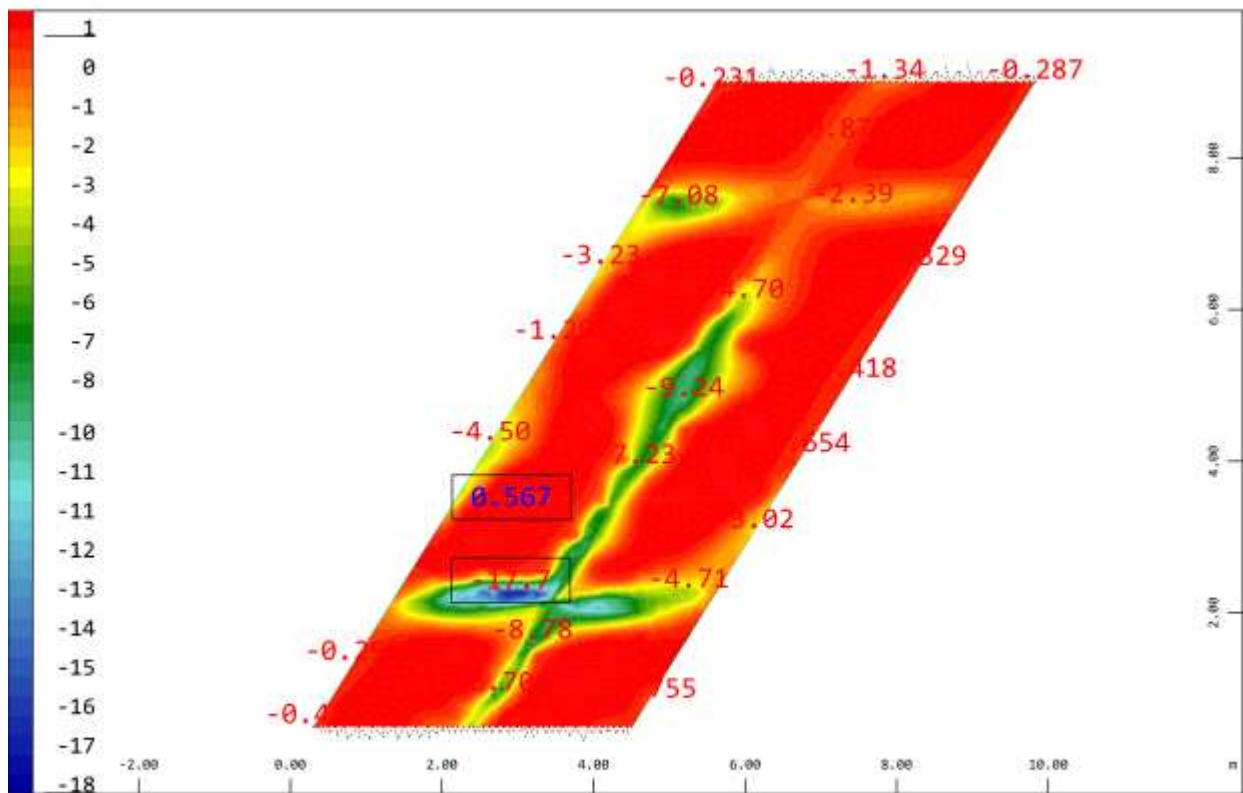
Sector of system Group 100
 \leftarrow Bending moment m_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -1.50 to 20.7 step 0.555 kNm/m \leftrightarrow , Loadcase 2101 MAX-MXX QUAD Forces H 1 : 91



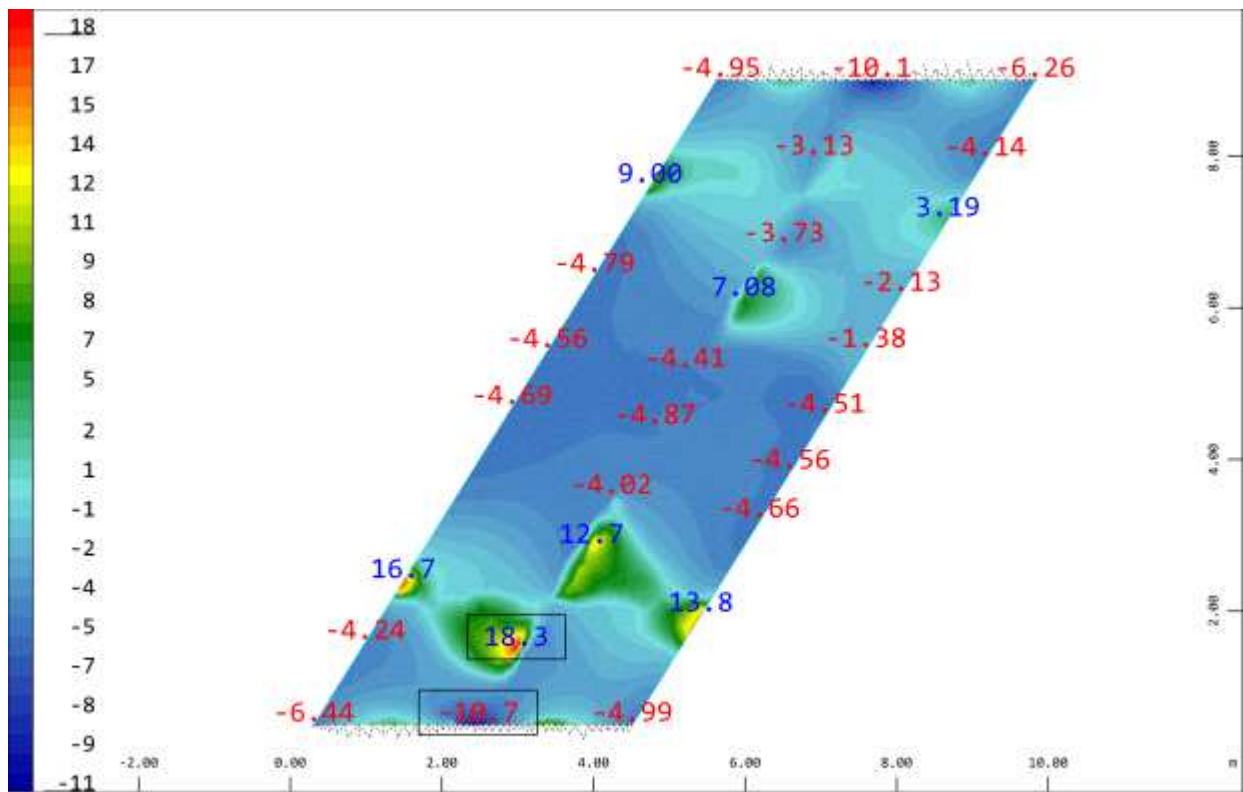
Sector of system Group 100
 \leftarrow Bending moment m_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -18.5 to 0.870 step 0.483 kNm/m \leftrightarrow , Loadcase 2102 MIN-MXX QUAD Forces H 1 : 91



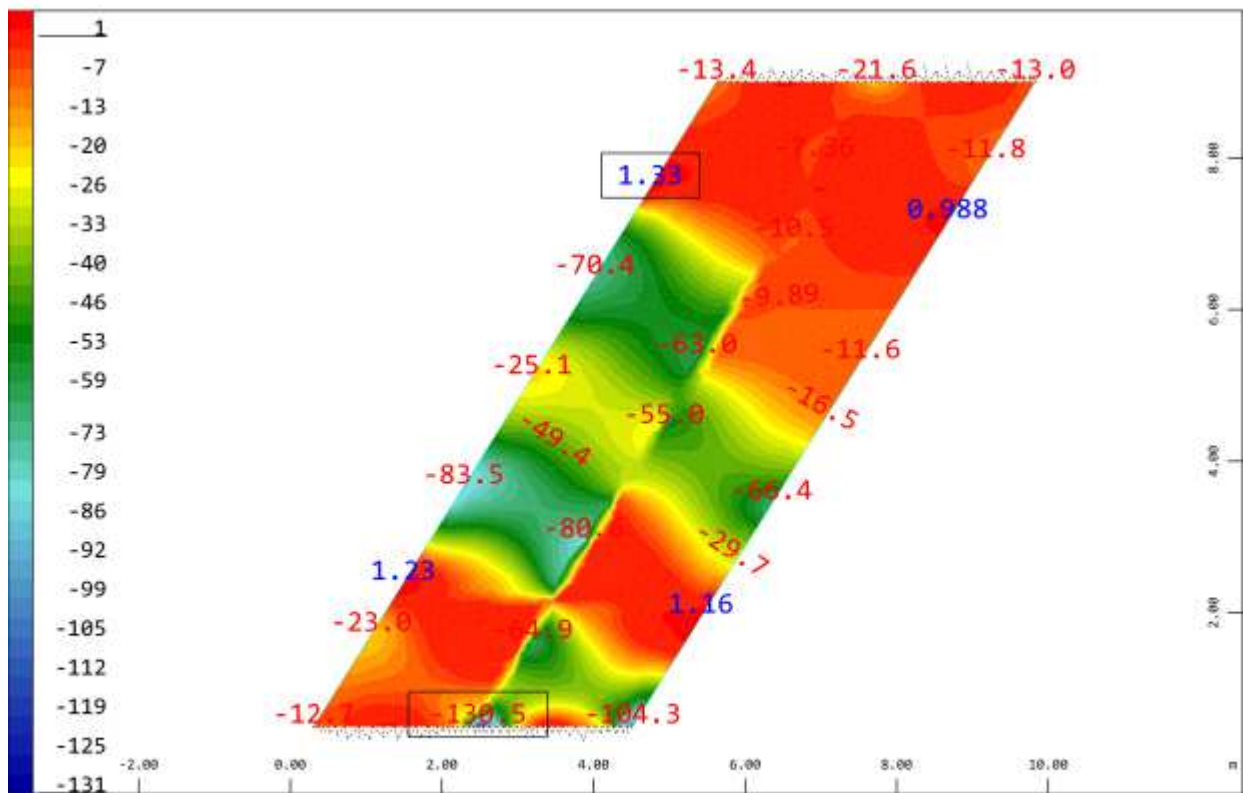
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -0.835 to 18.8 step 0.490 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2103 MAX-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



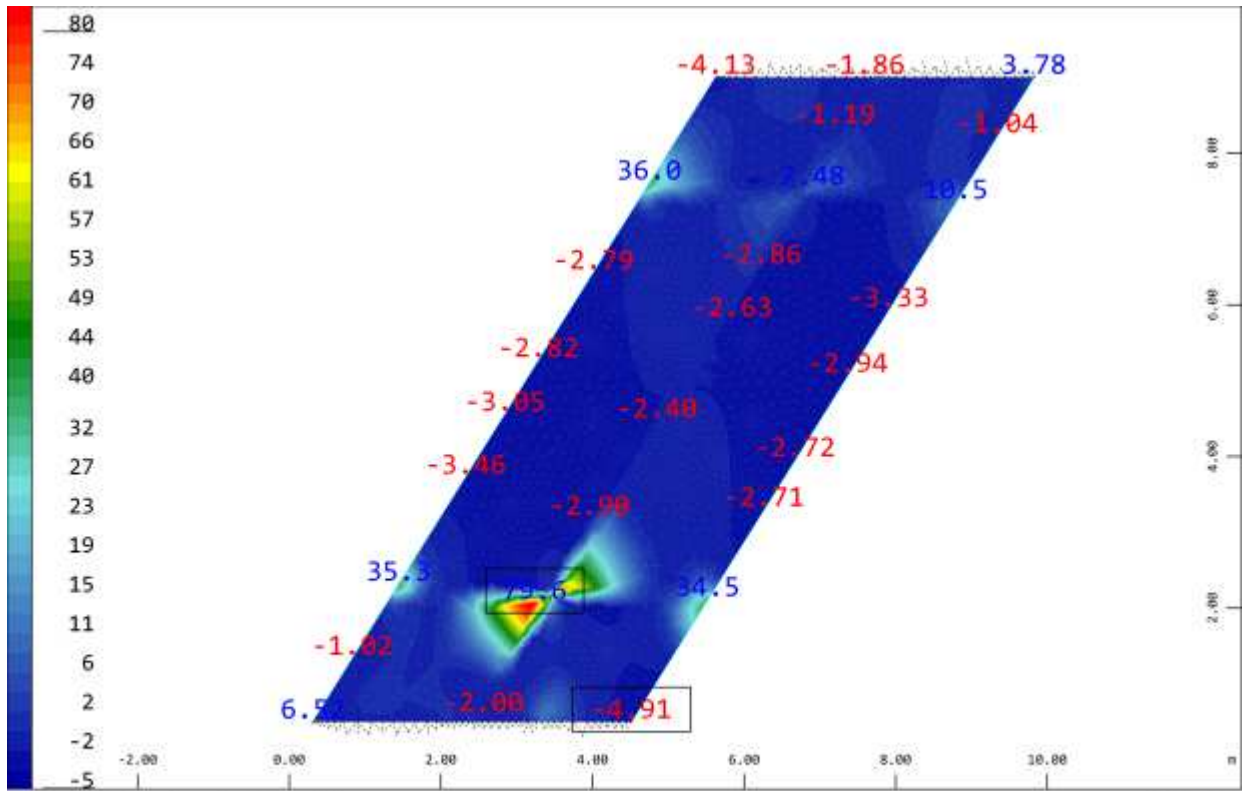
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -17.7 to 0.567 step 0.457 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2104 MIN-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



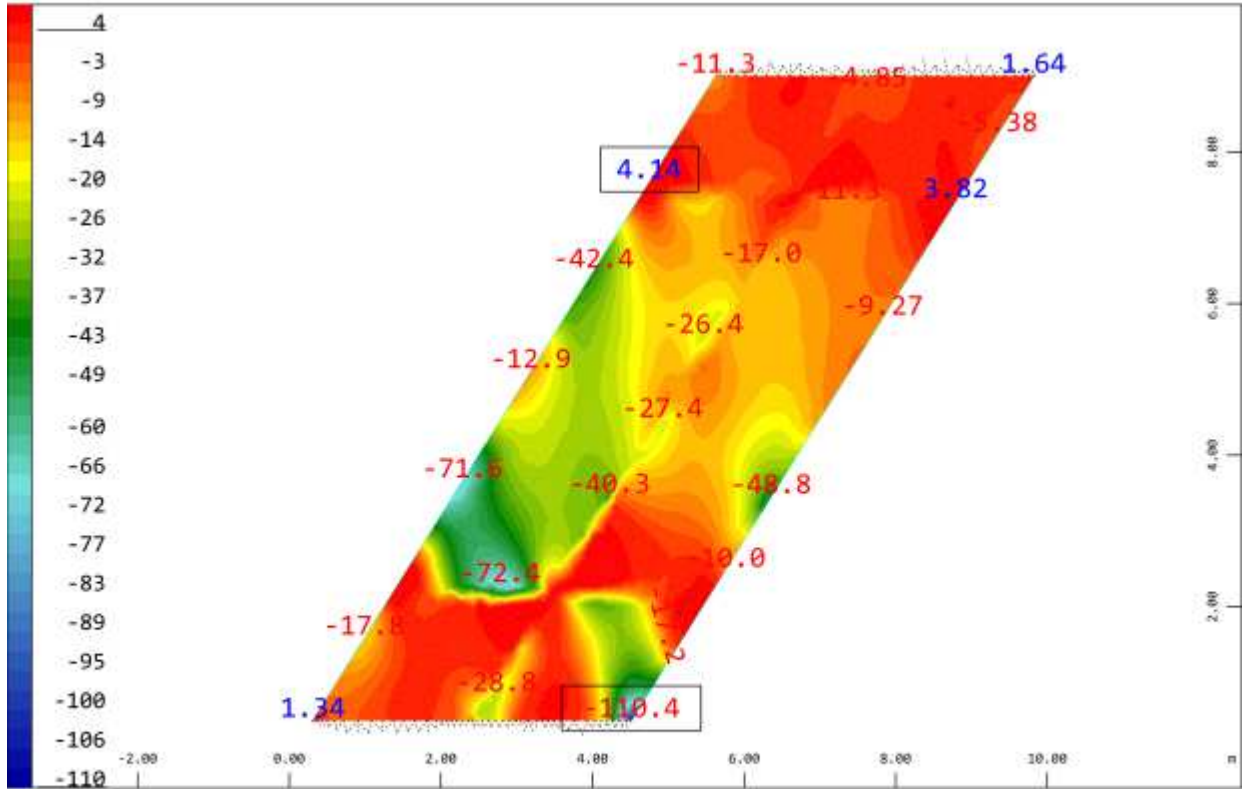
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -10.7 to 18.3 step 0.725 kN/m
 Loadcase 2111 MAX-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91



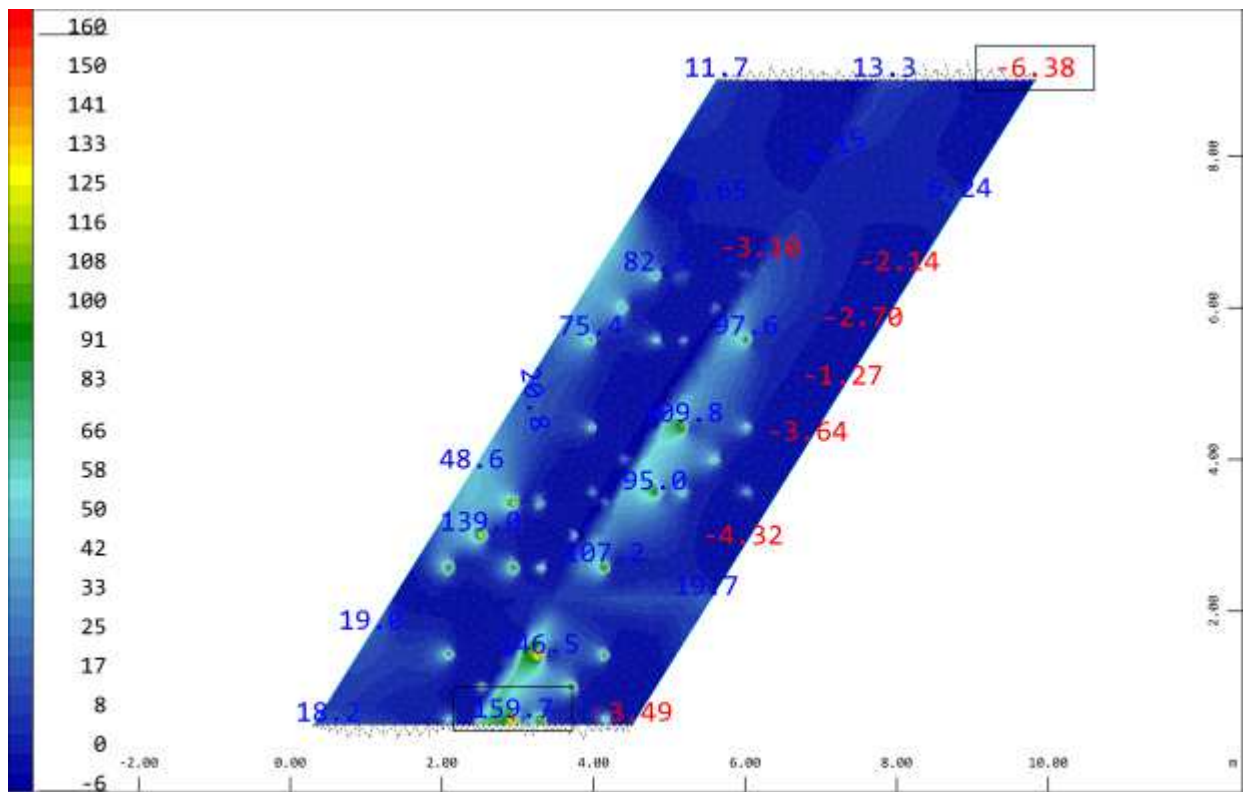
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -130.5 to 1.33 step 3.30 kN/m
 Loadcase 2112 MIN-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91



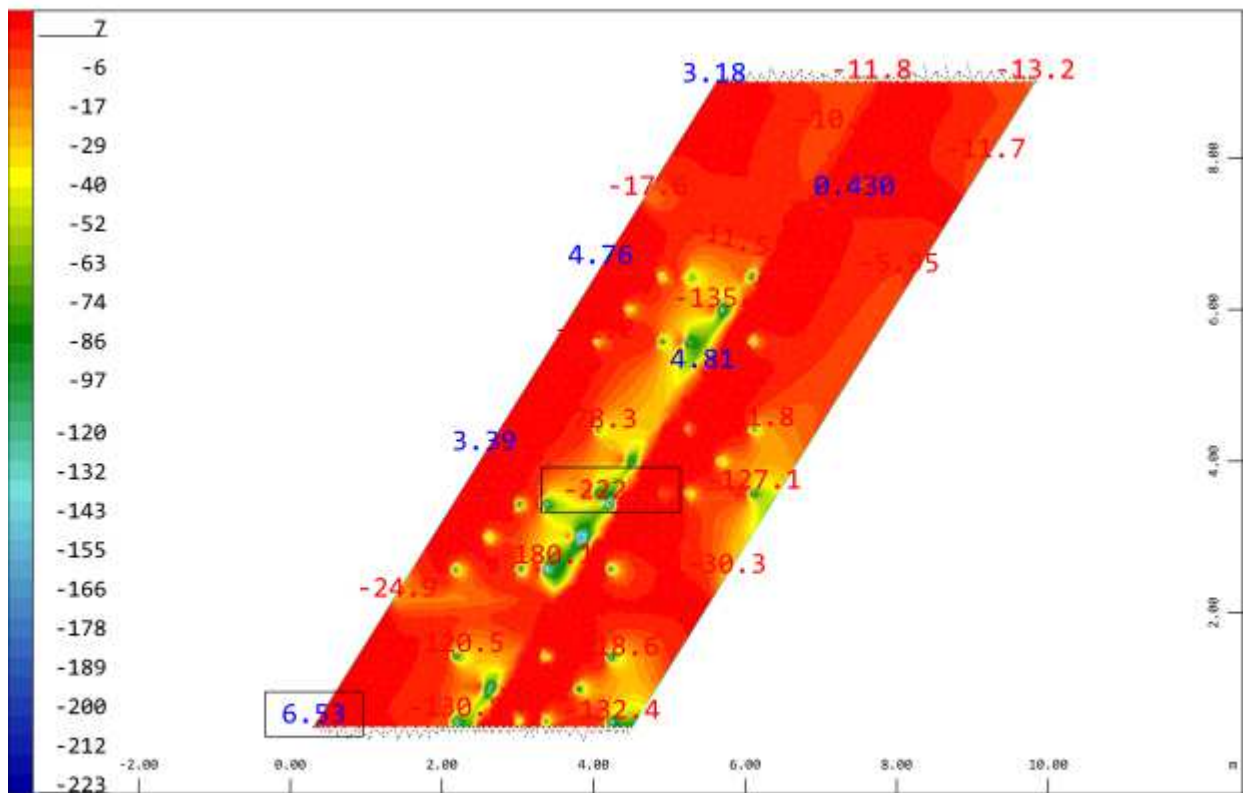
Sector of system Group 100
 Membrane force $n-yy$ in local y from middle of element in Quadrilat, from -4.91 to 79.6 step 2.11 kN/m
 Loadcase 2113 MAX-NYY QUAD Forces
 M 1 : 91



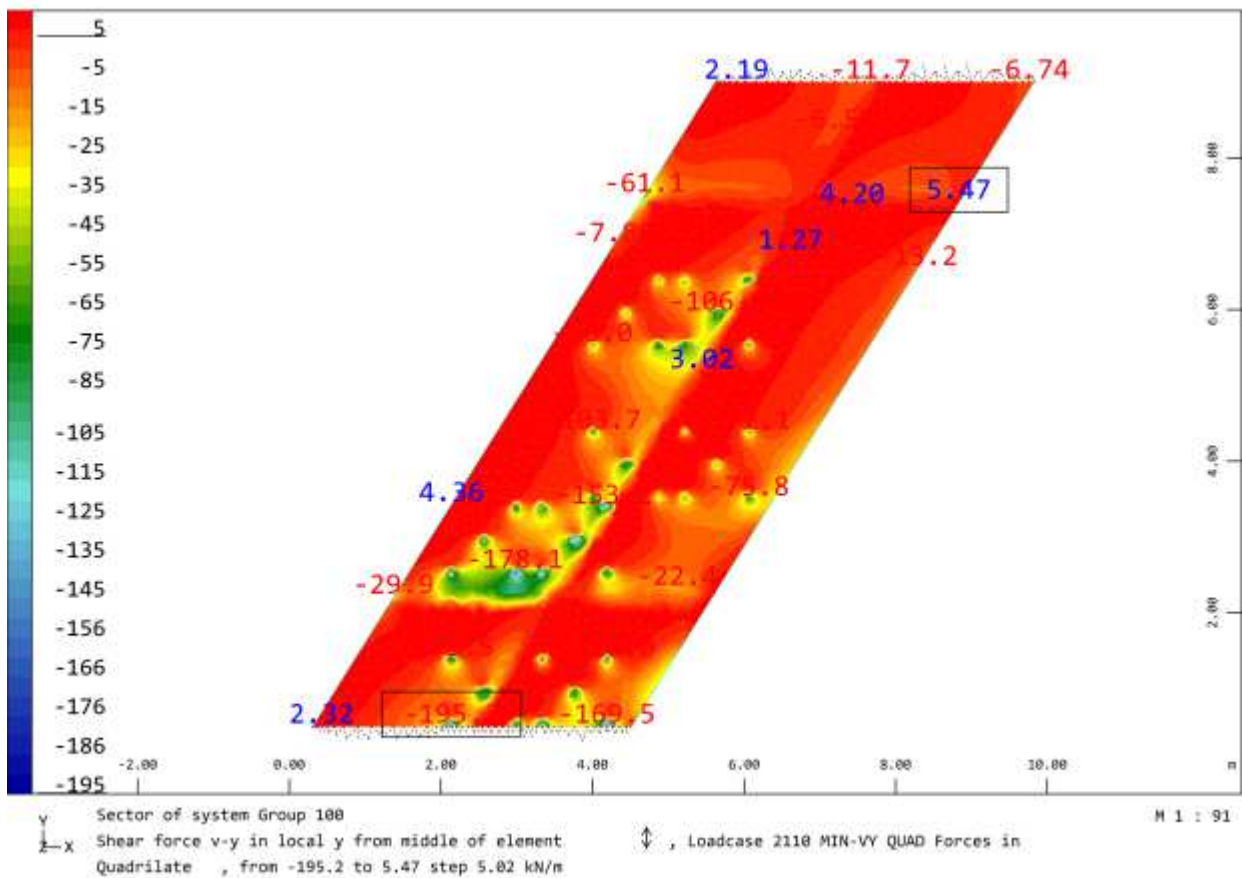
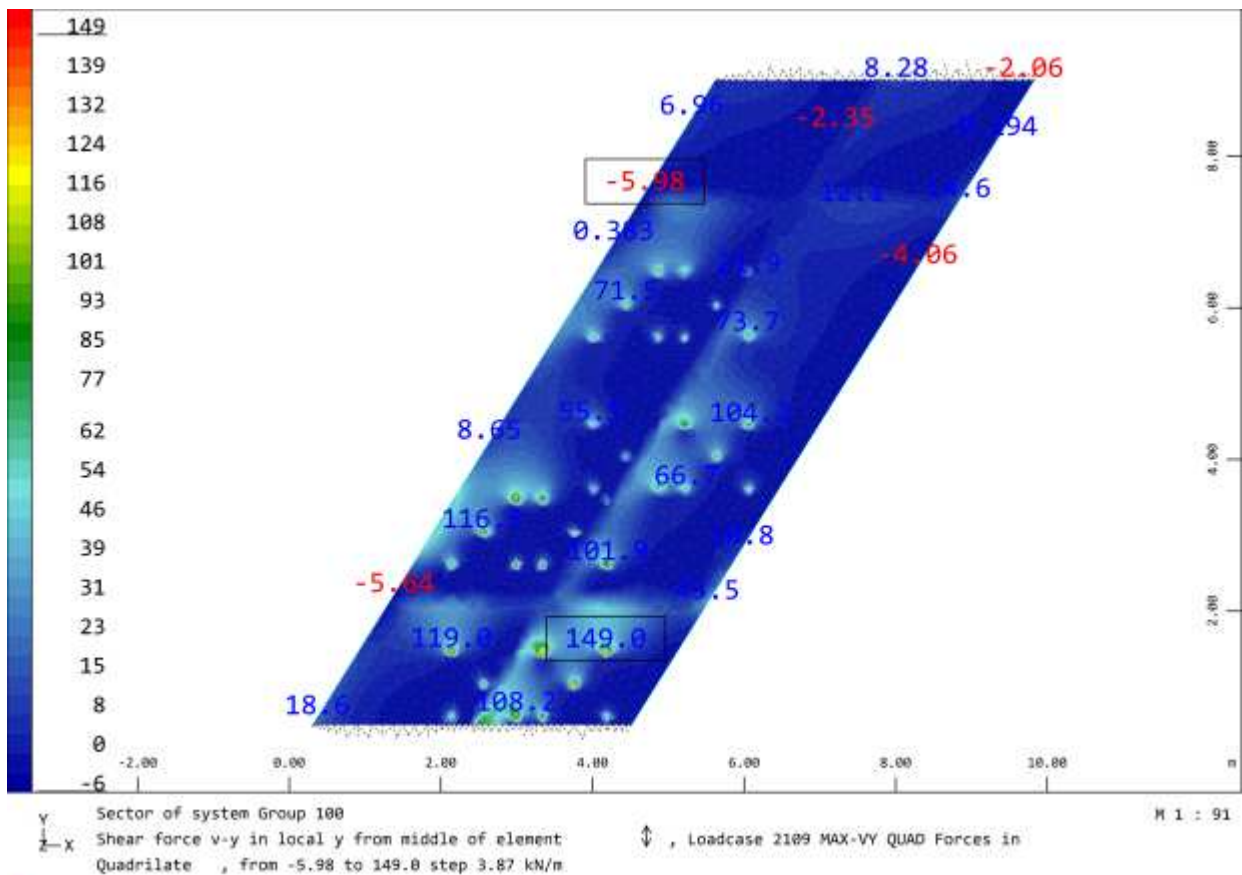
Sector of system Group 100
 Membrane force $n-yy$ in local y from middle of element in Quadrilat, from -110.4 to 4.14 step 2.86 kN/m
 Loadcase 2114 MIN-NYY QUAD Forces
 M 1 : 91

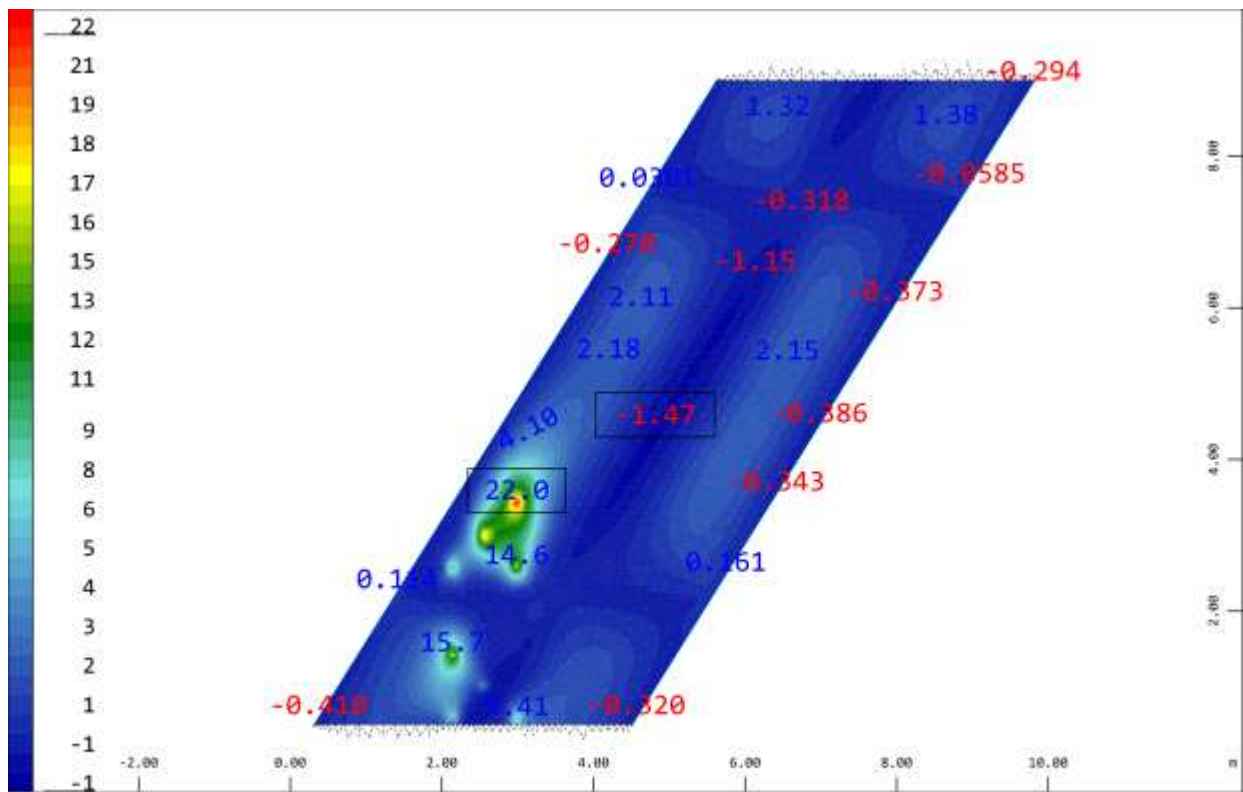


Y Sector of system Group 100 H 1 : 91
Z-X Shear force v-x in local x from middle of element Loadcase 2107 MAX-VX QUAD Forces in
Quadrilate , from -6.38 to 159.7 step 4.15 kN/m

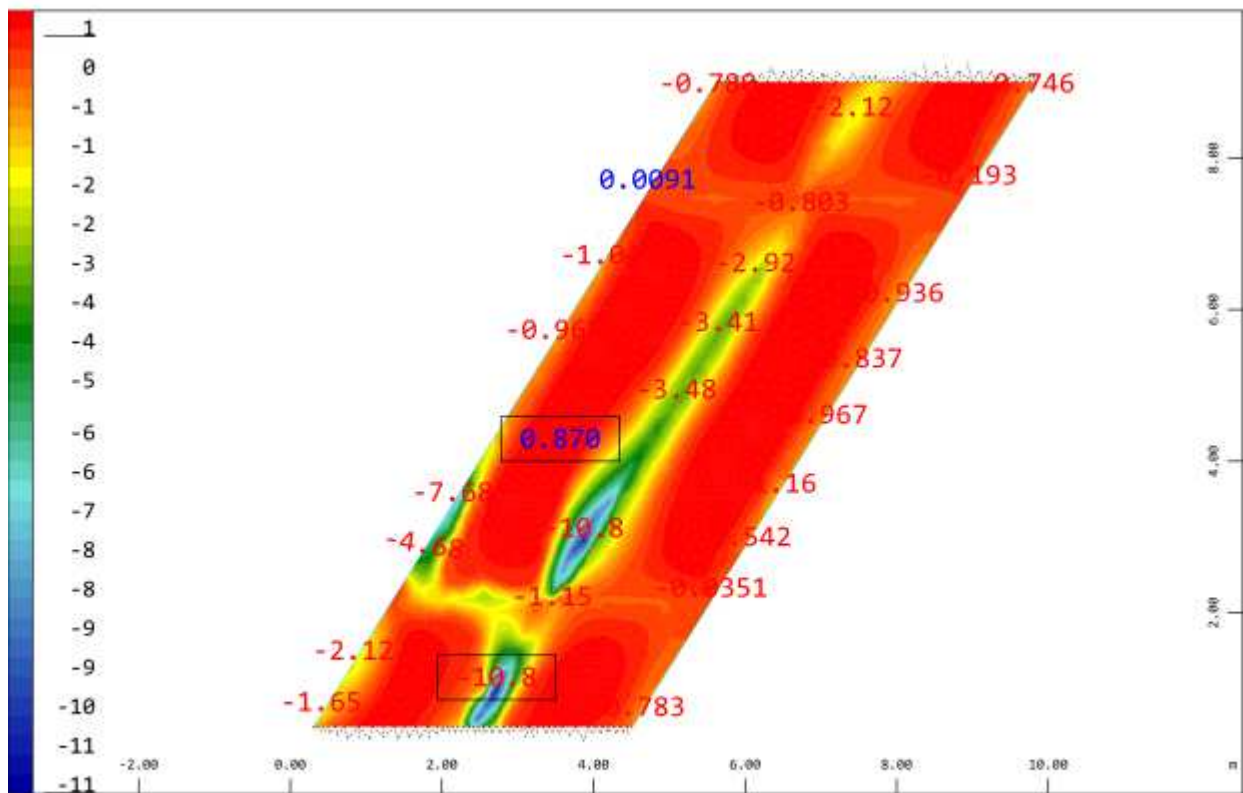


Y Sector of system Group 100 H 1 : 91
Z-X Shear force v-x in local x from middle of element Loadcase 2108 MIN-VX QUAD Forces in
Quadrilate , from -222.6 to 6.53 step 5.73 kN/m

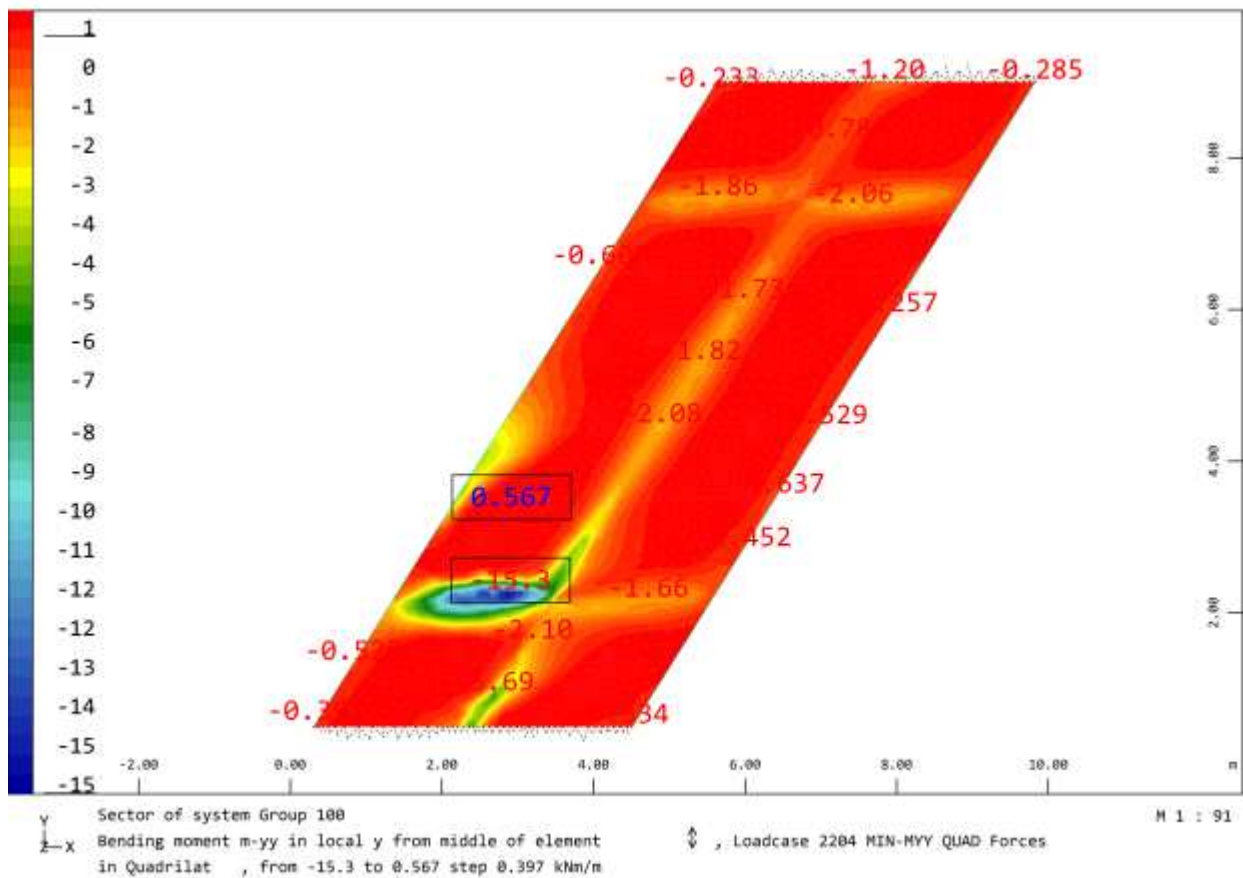
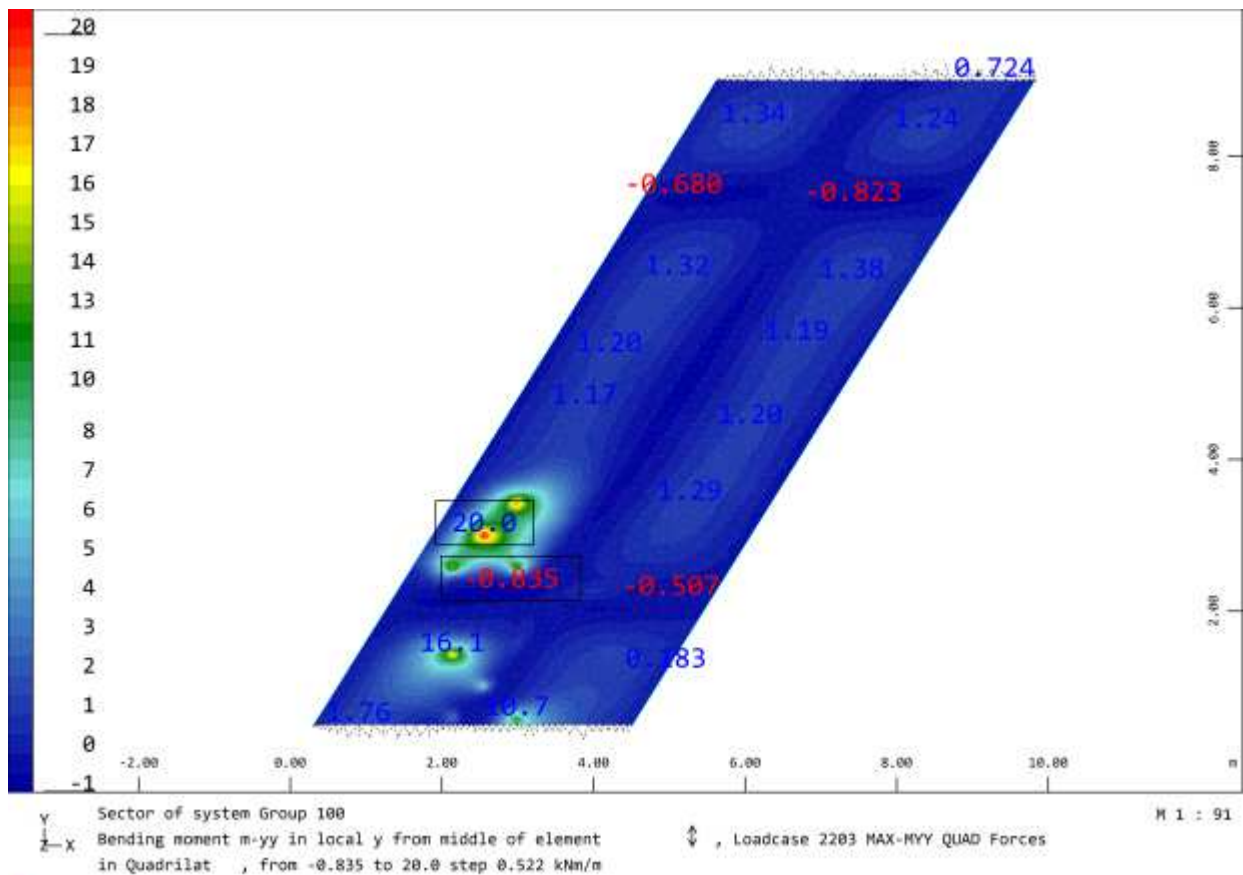


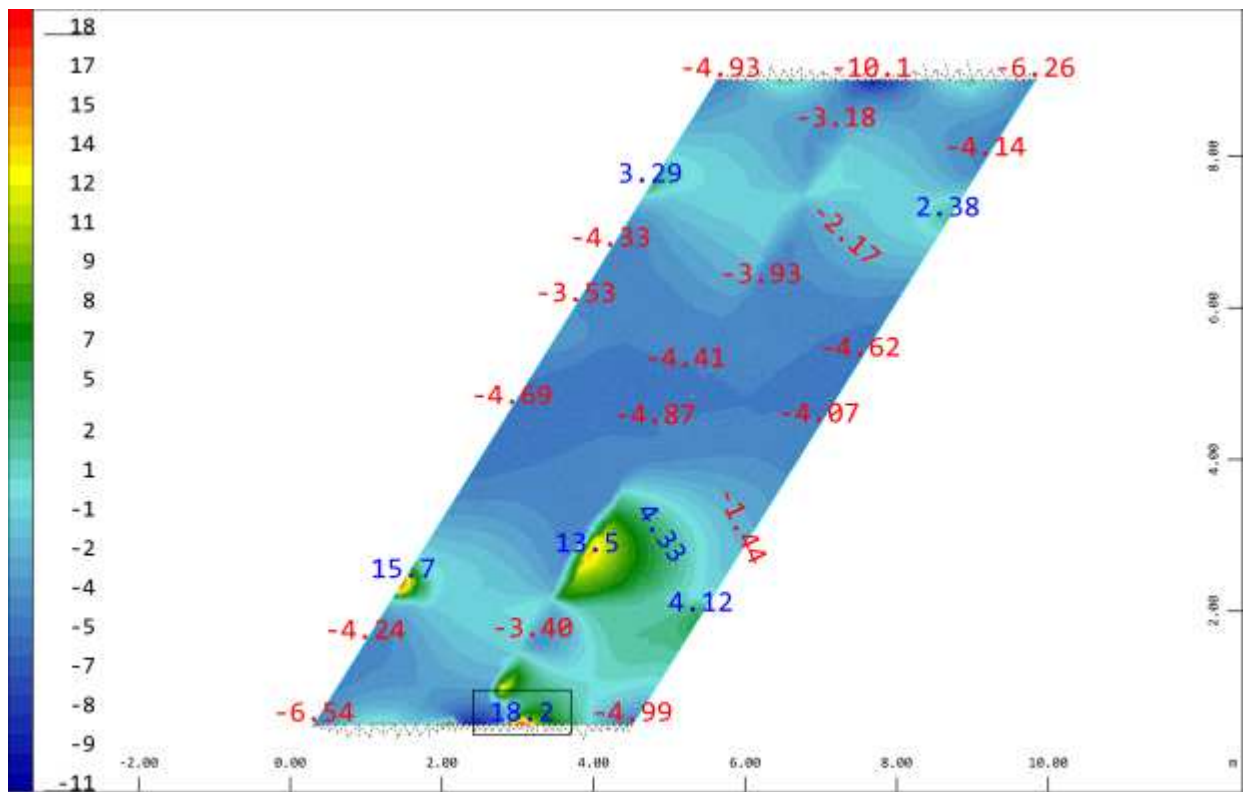


Sector of system Group 100
 Bending moment m_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -1.47 to 22.0 step 0.586 kNm/m
 Loadcase 2201 MAX-MXX QUAD Forces
 M 1 : 91

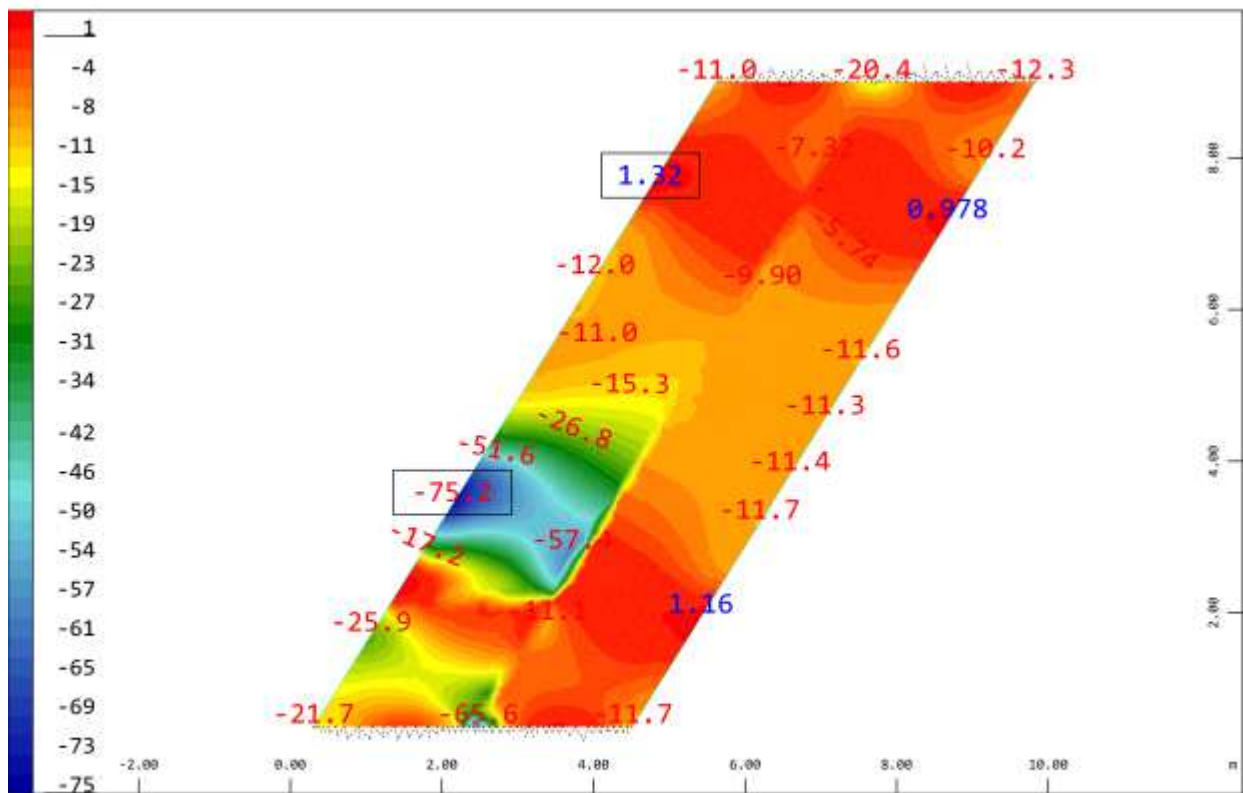


Sector of system Group 100
 Bending moment m_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -10.8 to 0.870 step 0.292 kNm/m
 Loadcase 2202 MIN-MXX QUAD Forces
 M 1 : 91

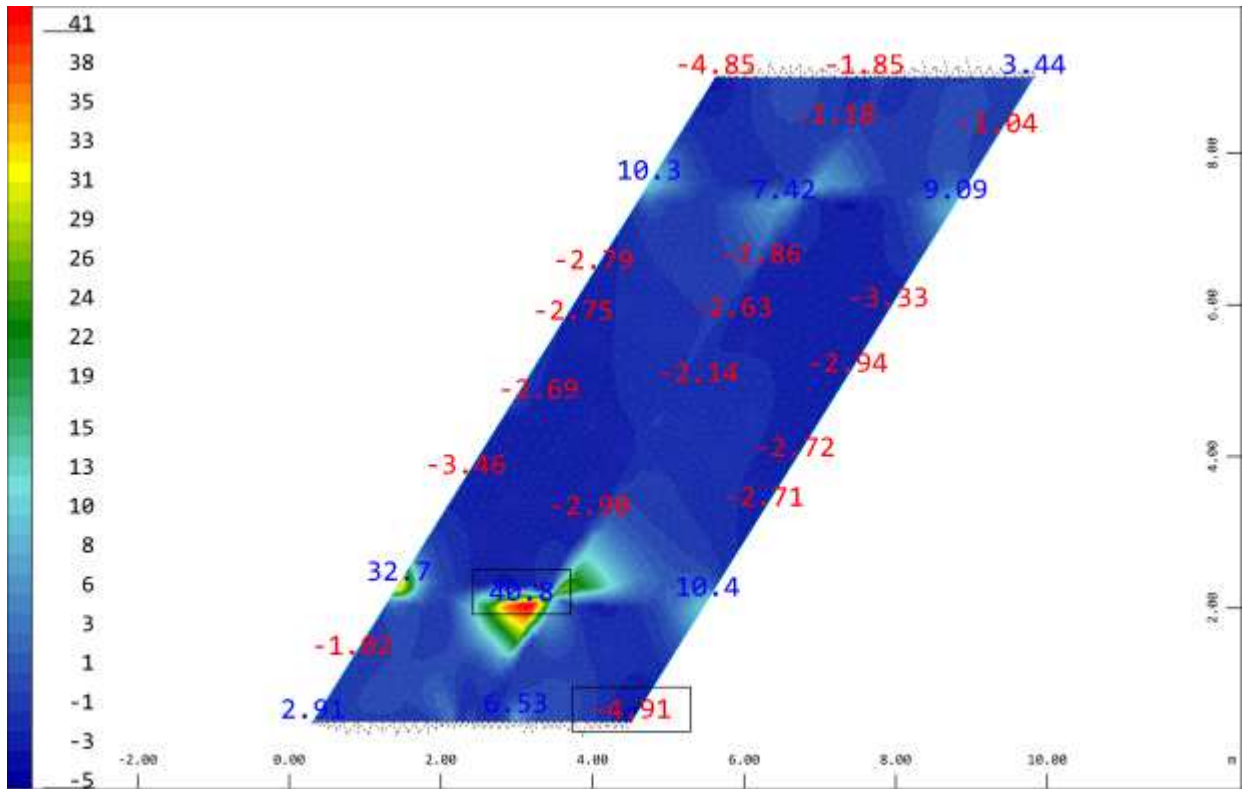




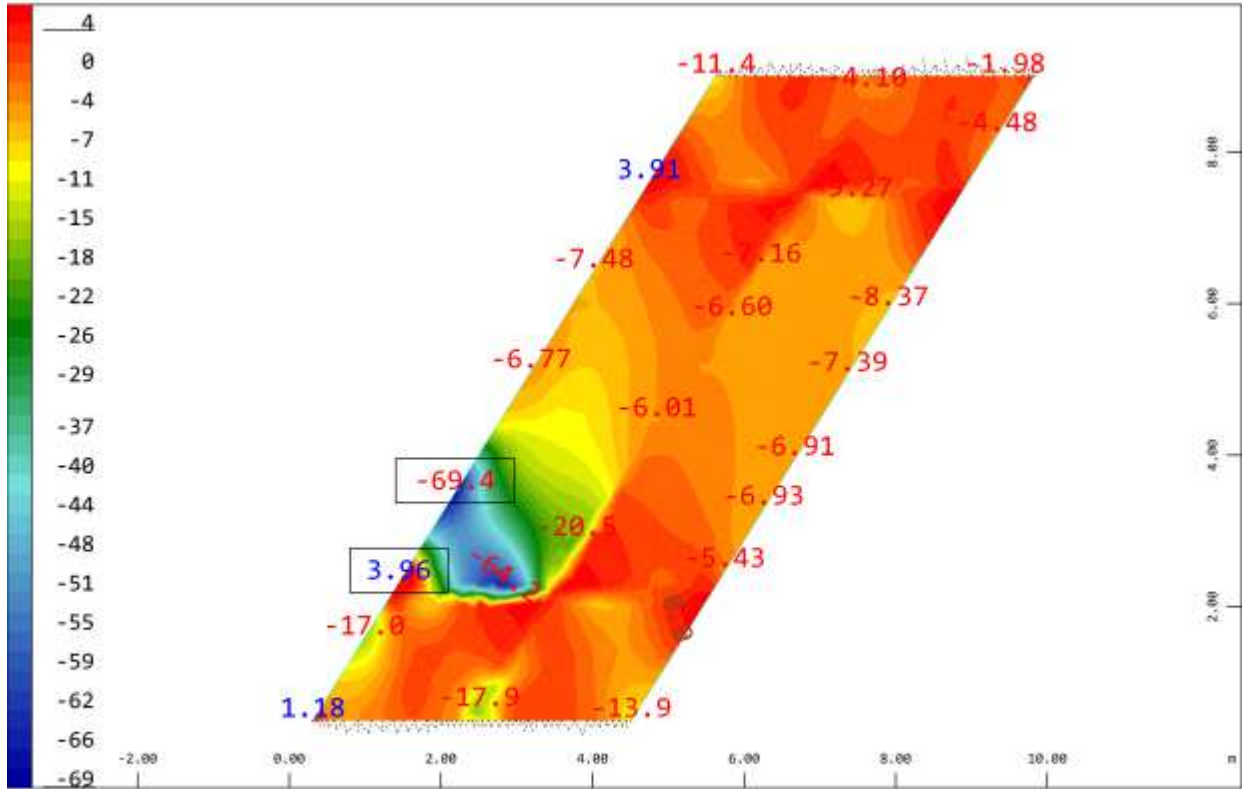
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -10.7 to 18.2 step 0.722 kN/m
 Loadcase 2211 MAX-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91



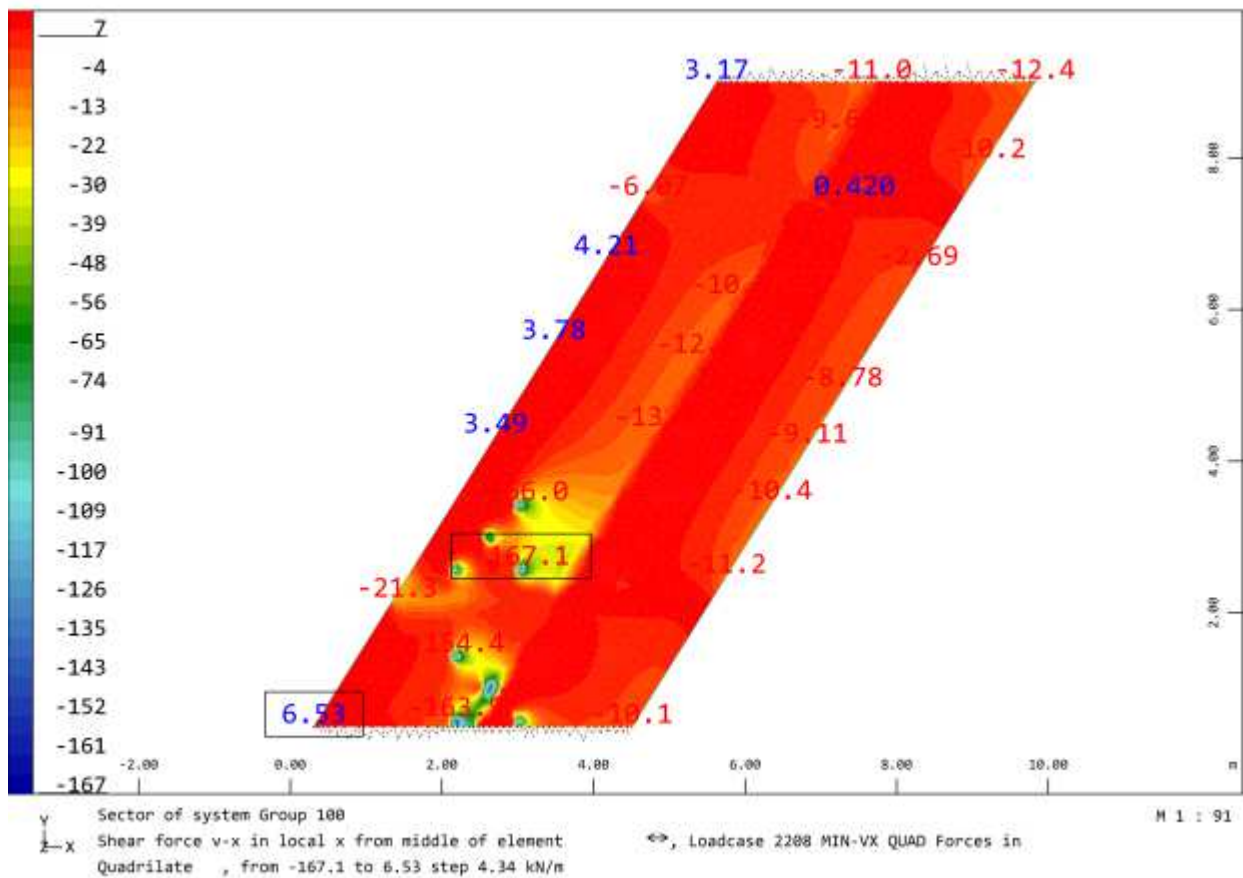
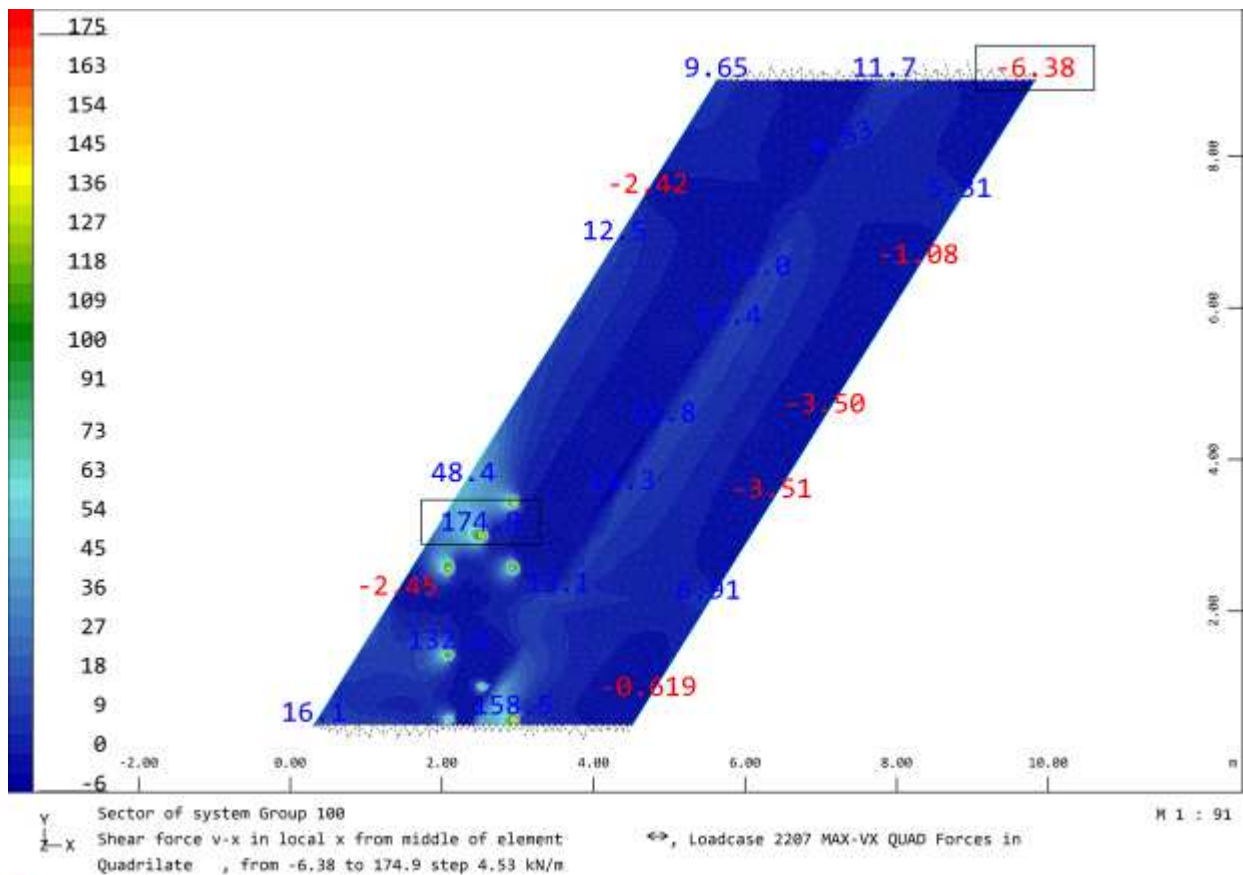
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -75.2 to 1.32 step 1.91 kN/m
 Loadcase 2212 MIN-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91

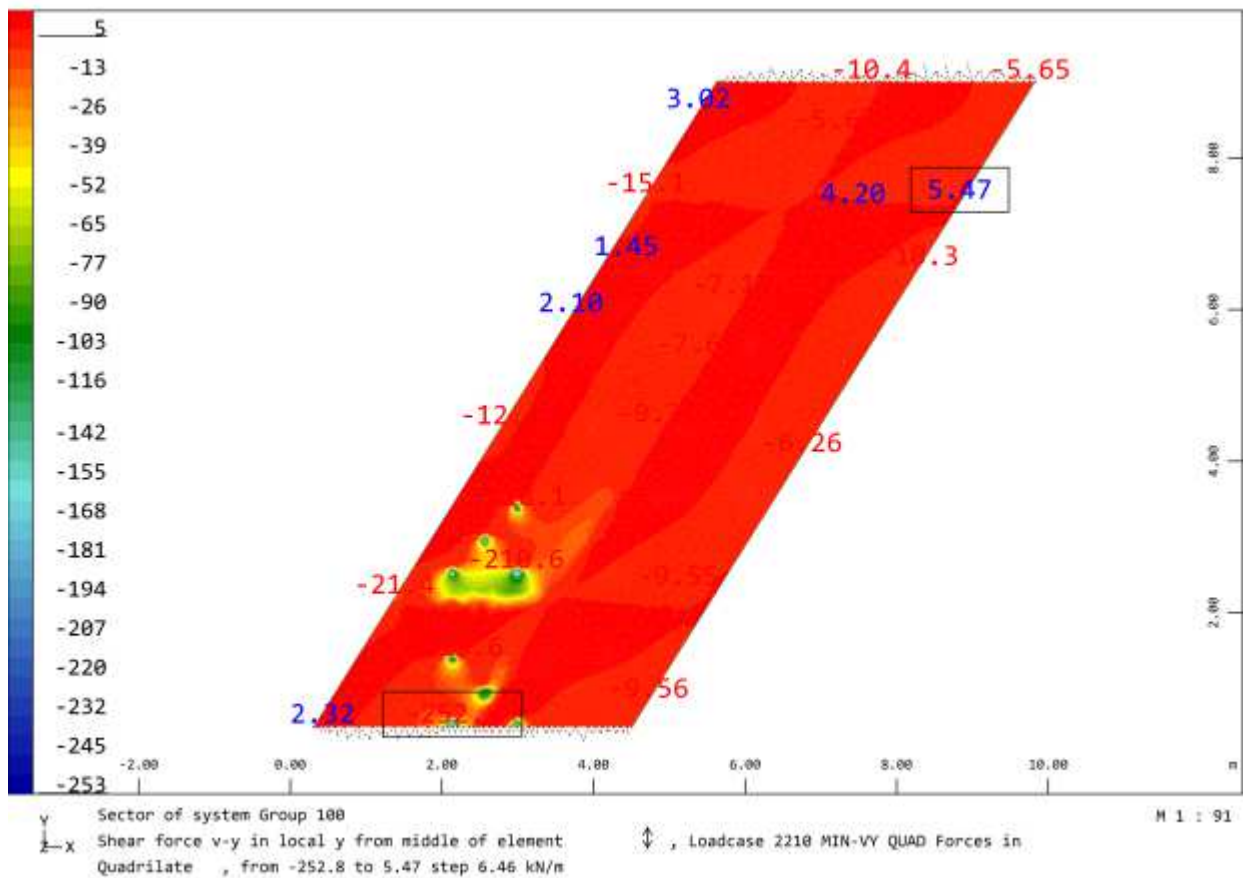
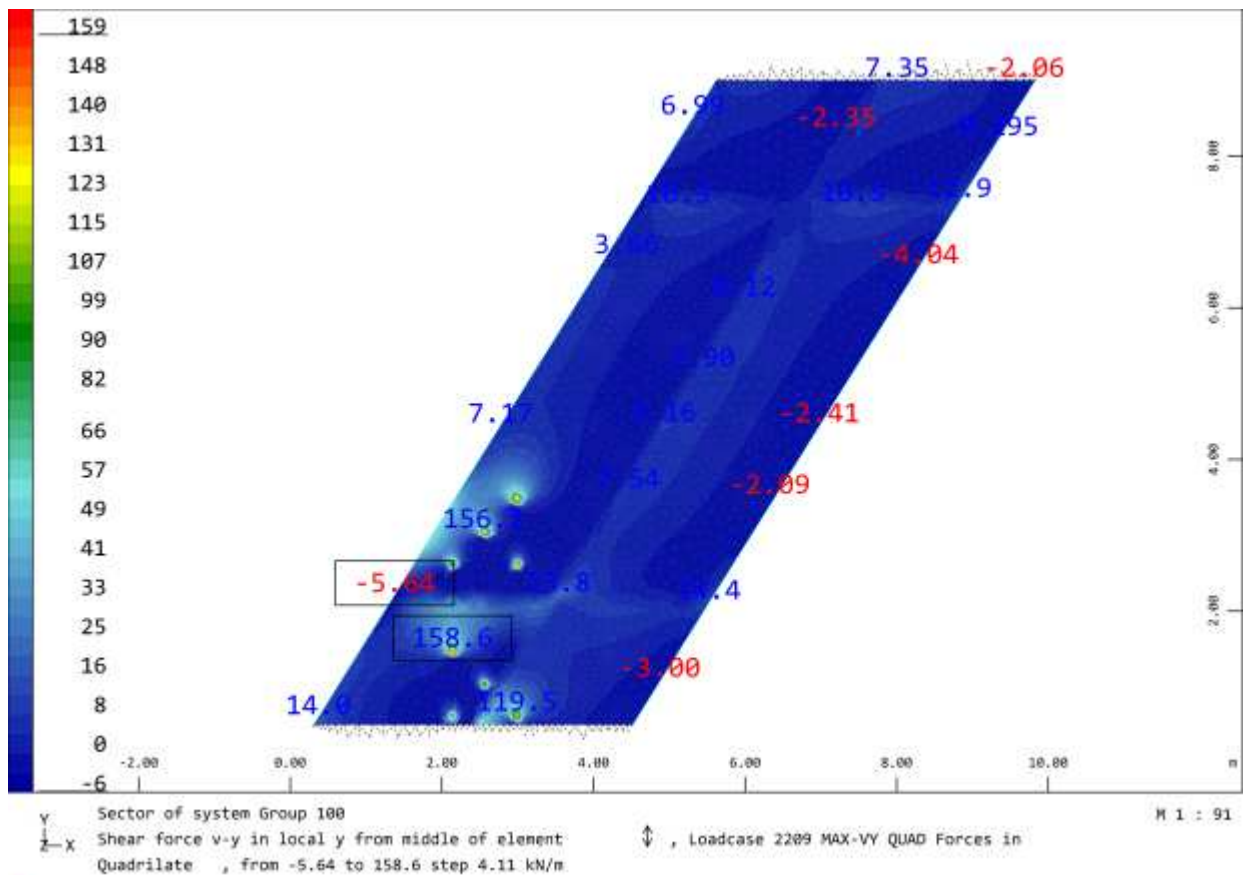


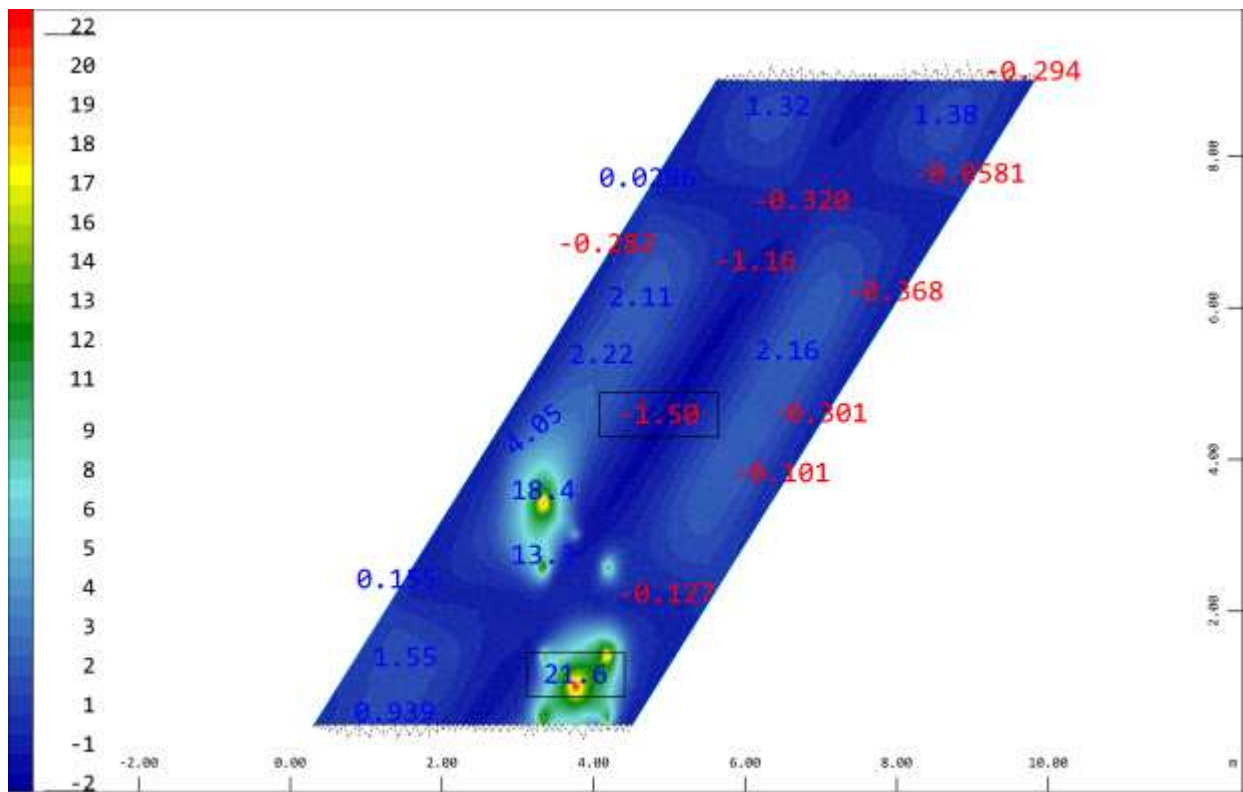
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat, from -4.91 to 40.8 step 1.14 kN/m
 Loadcase 2213 MAX-NYY QUAD Forces
 H 1 : 91



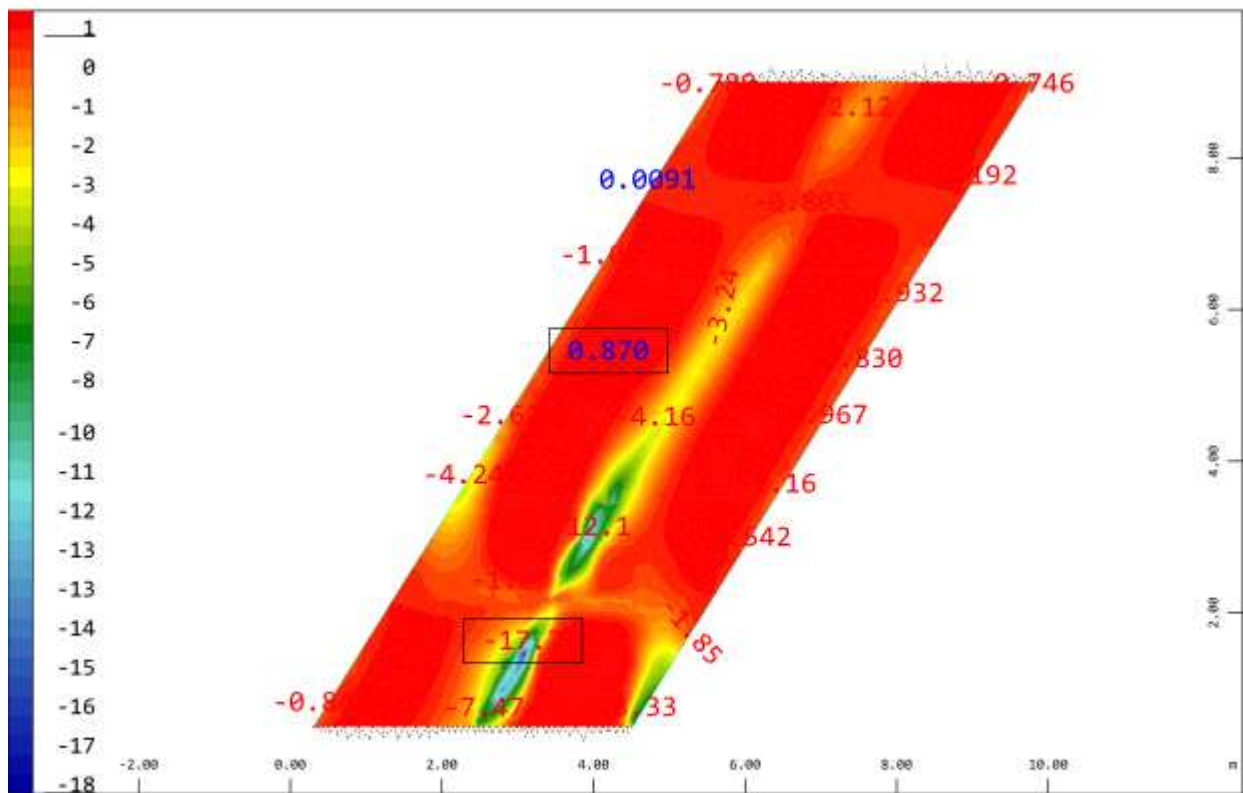
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat, from -69.4 to 3.96 step 1.83 kN/m
 Loadcase 2214 MIN-NYY QUAD Forces
 H 1 : 91



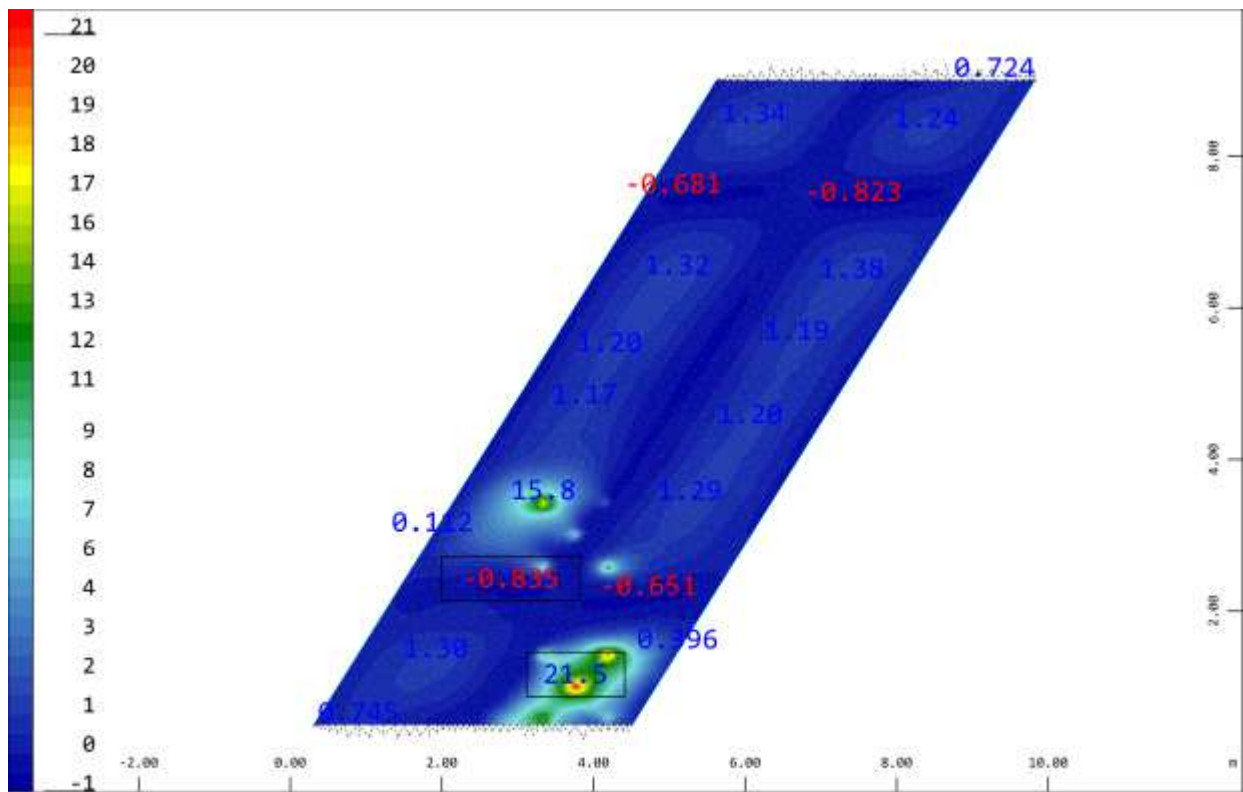




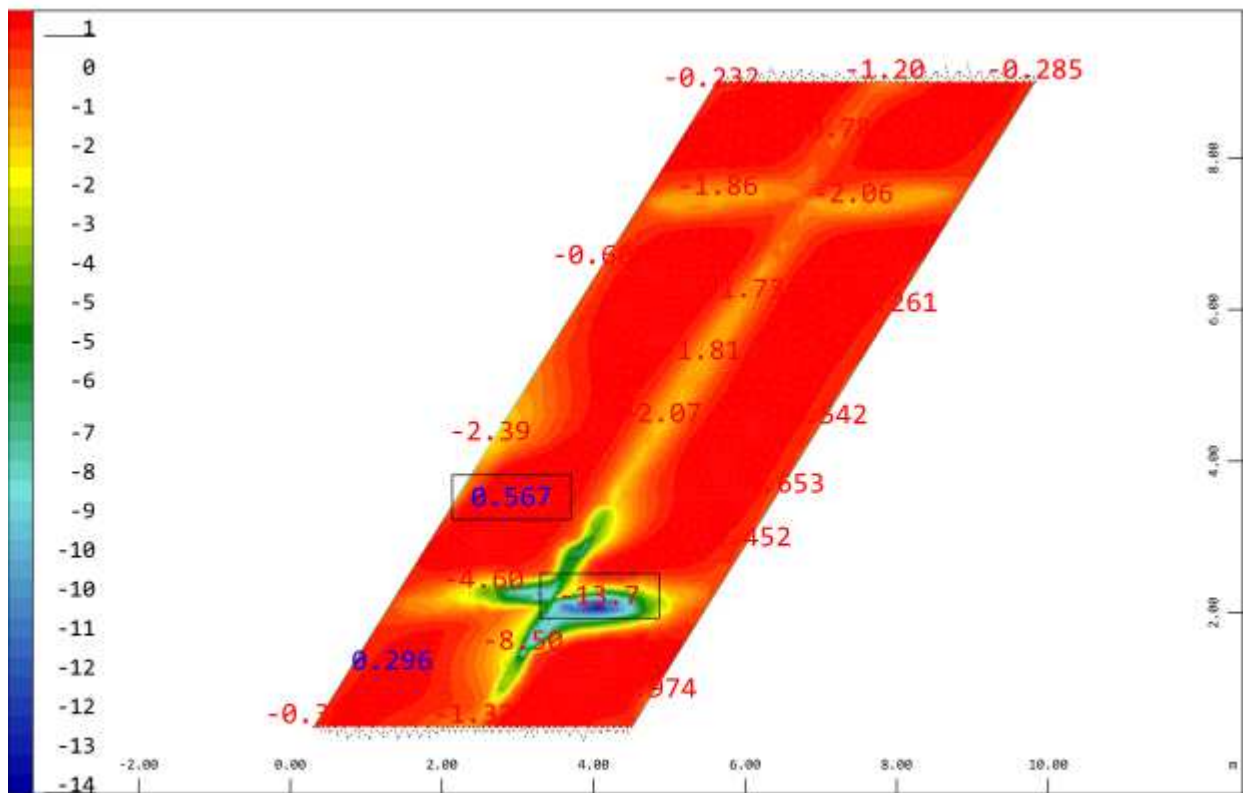
Sector of system Group 100
 \leftarrow Bending moment m_{-xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -1.50 to 21.6 step 0.578 kNm/m \leftrightarrow , Loadcase 2301 MAX-MXX QUAD Forces M 1 : 91



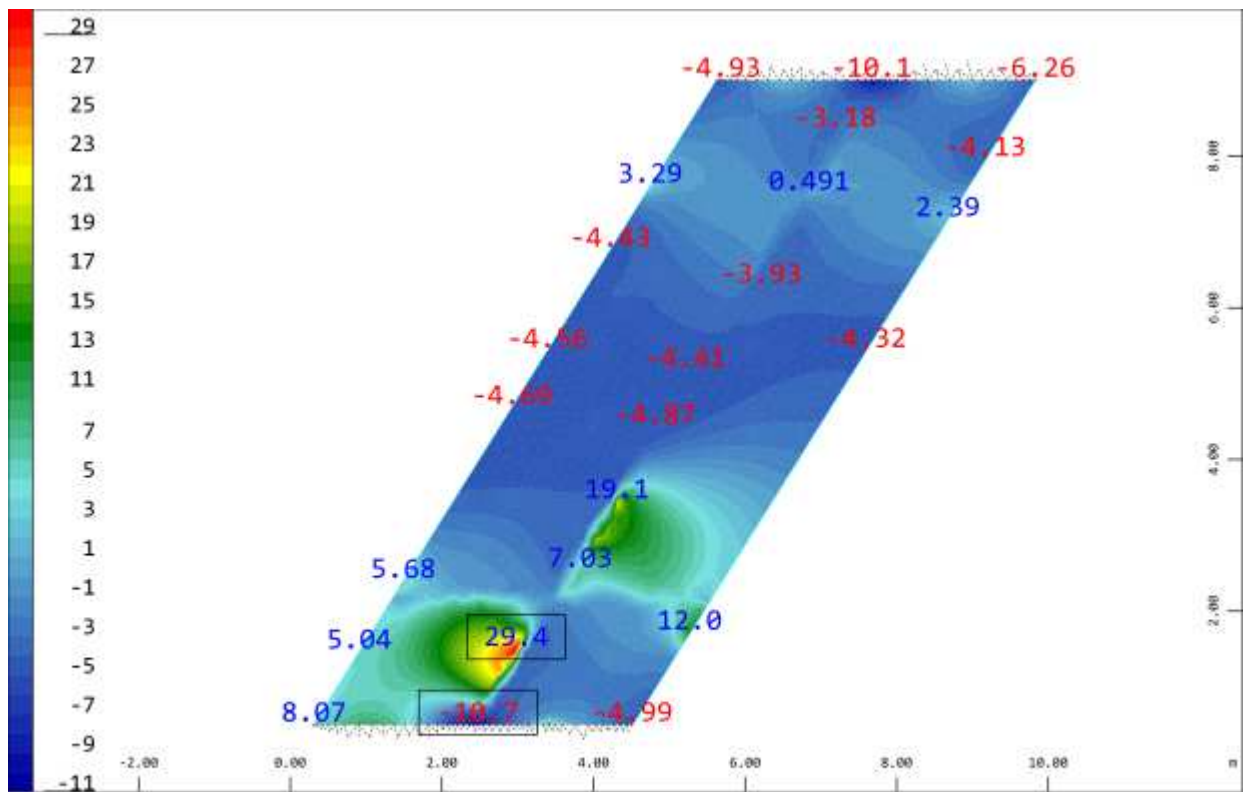
Sector of system Group 100
 \leftarrow Bending moment m_{-xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -17.7 to 0.870 step 0.463 kNm/m \leftrightarrow , Loadcase 2302 MIN-MXX QUAD Forces M 1 : 91



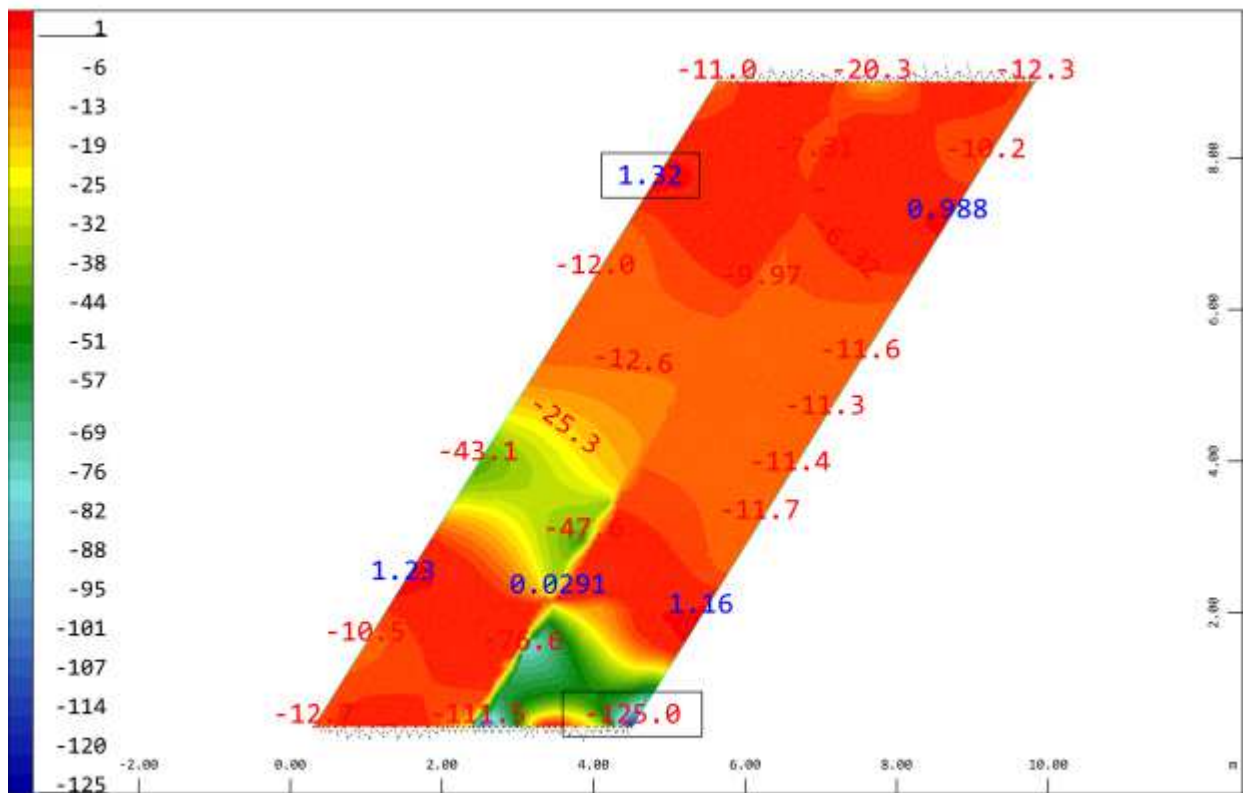
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -0.835 to 21.5 step 0.557 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2303 MAX-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



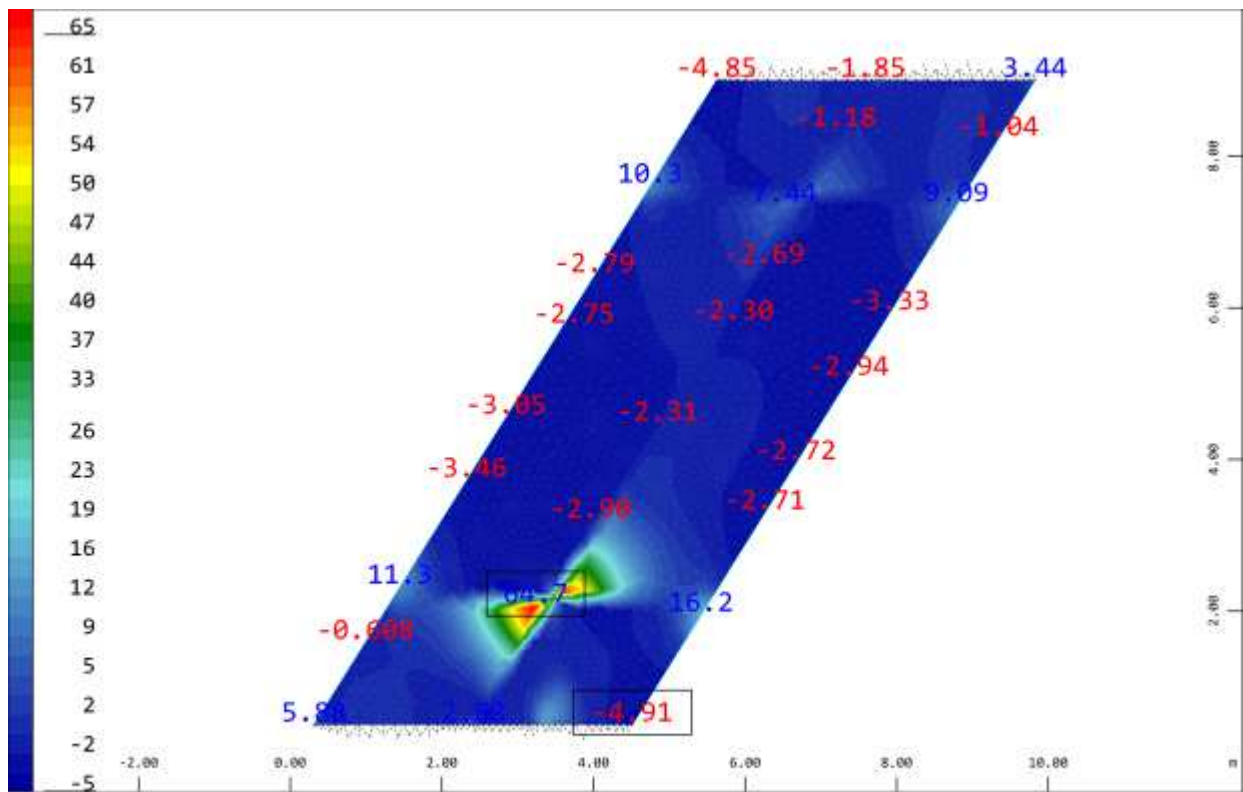
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -13.7 to 0.567 step 0.357 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2304 MIN-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



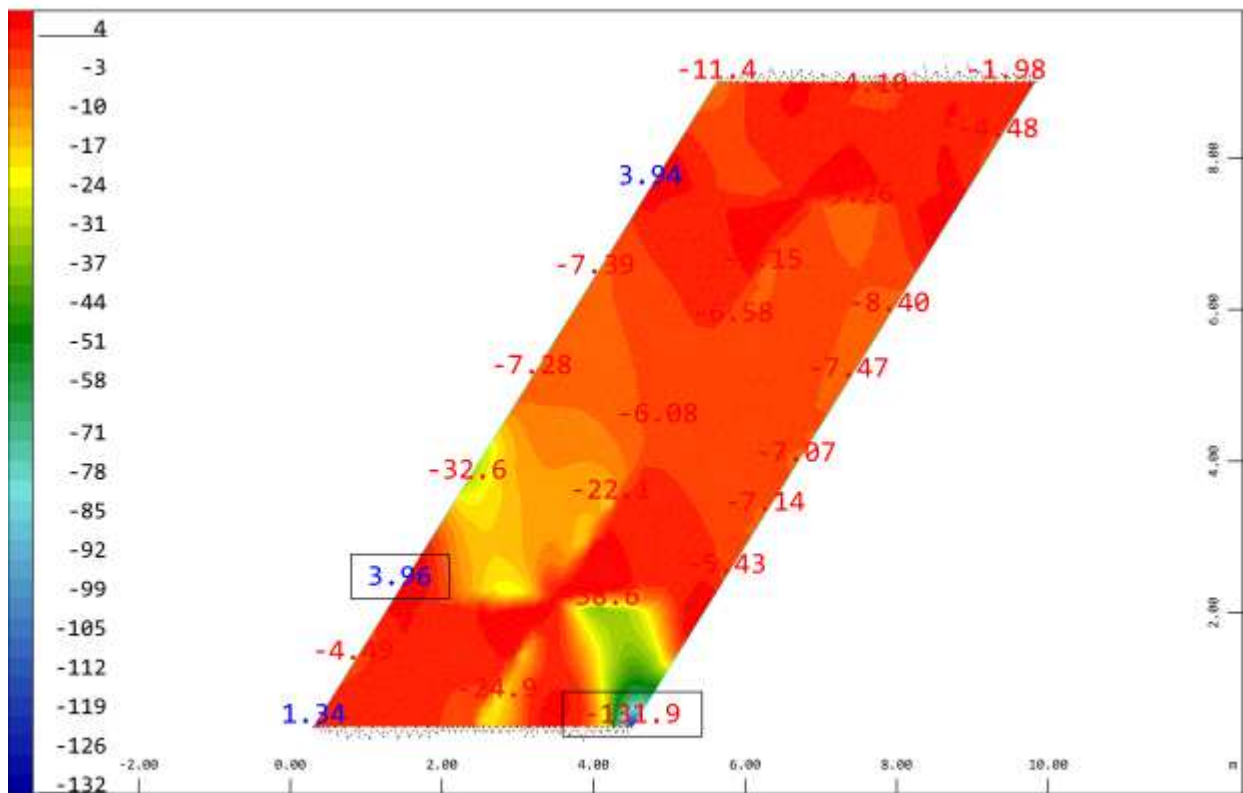
Sector of system Group 100
 Membrane force n-xx in local x from middle of element in Quadrilat , from -10.7 to 29.4 step 1.00 kN/m
 Loadcase 2311 MAX-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91



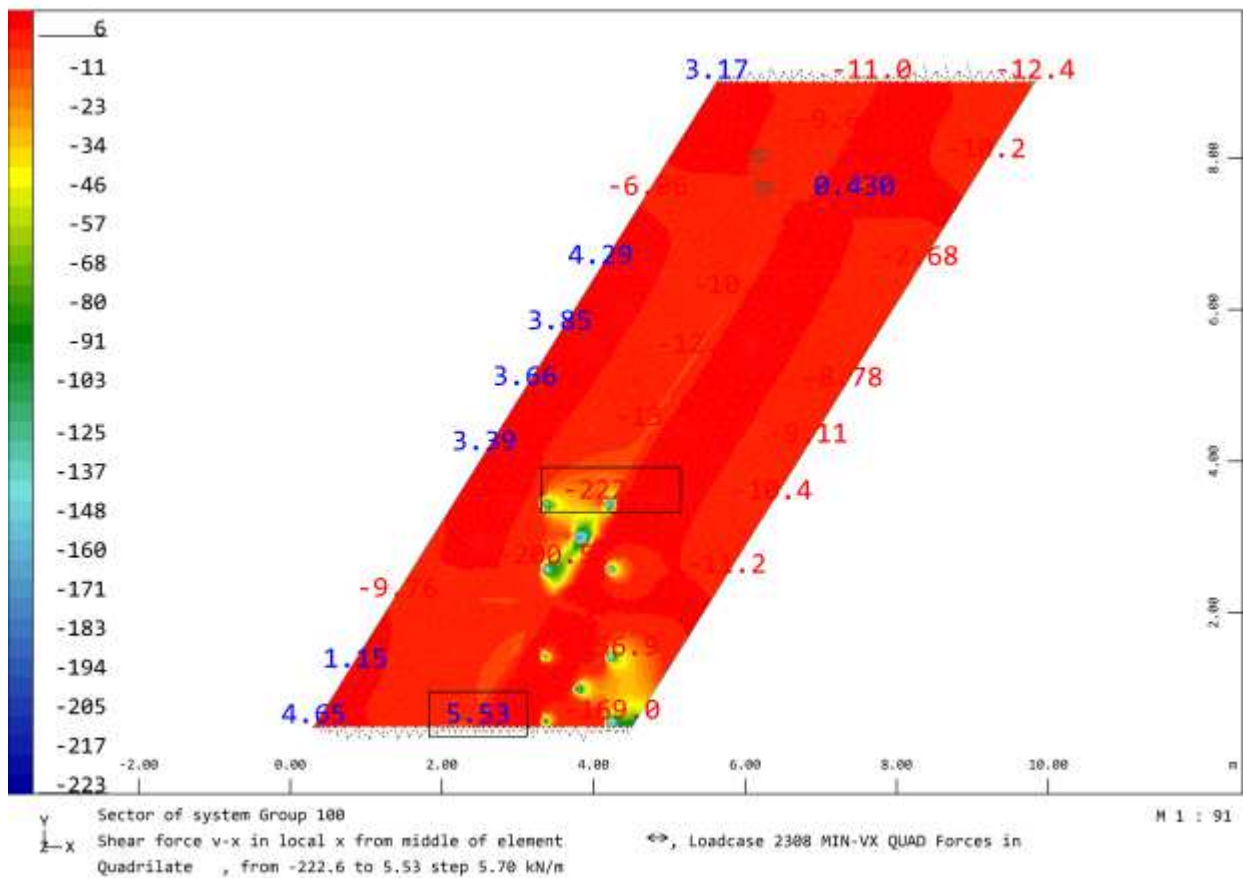
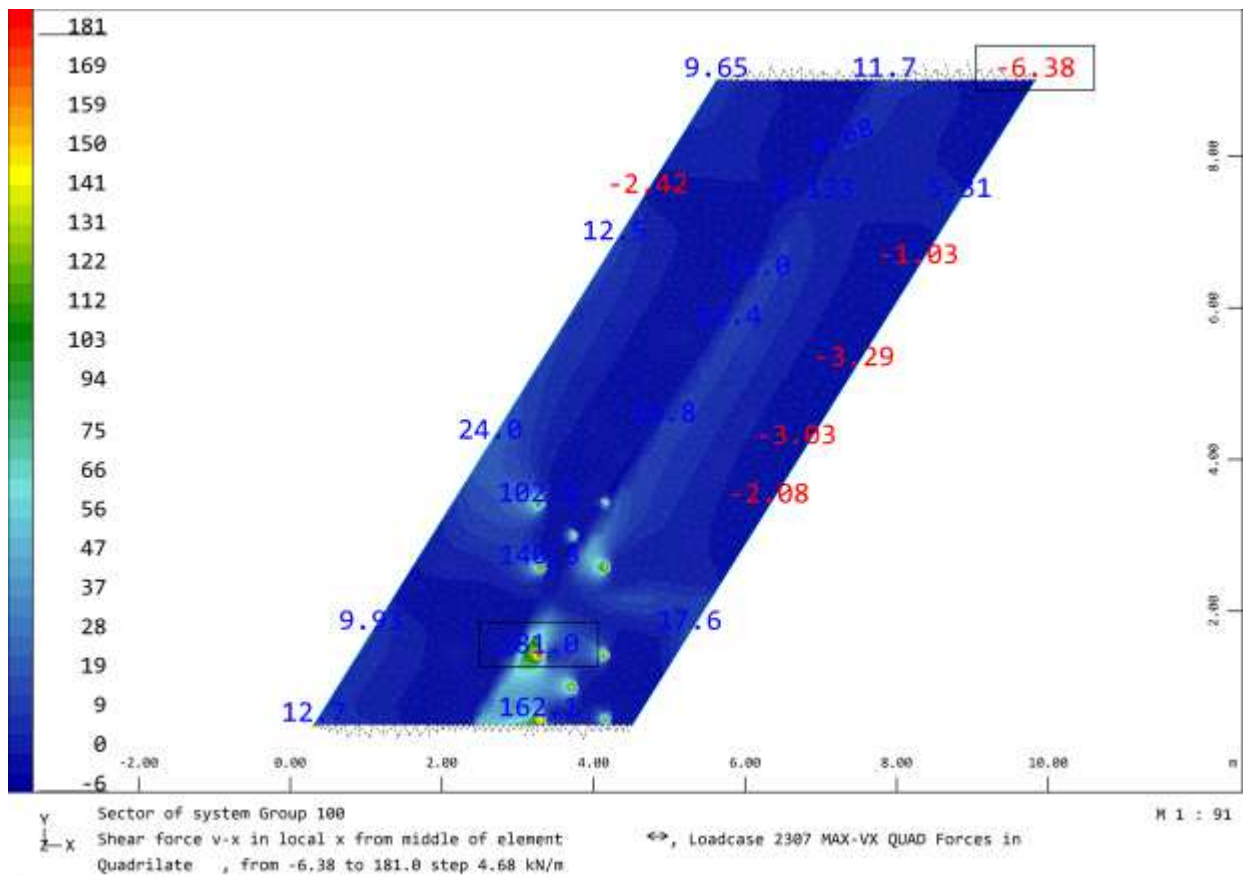
Sector of system Group 100
 Membrane force n-xx in local x from middle of element in Quadrilat , from -125.0 to 1.32 step 3.16 kN/m
 Loadcase 2312 MIN-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91

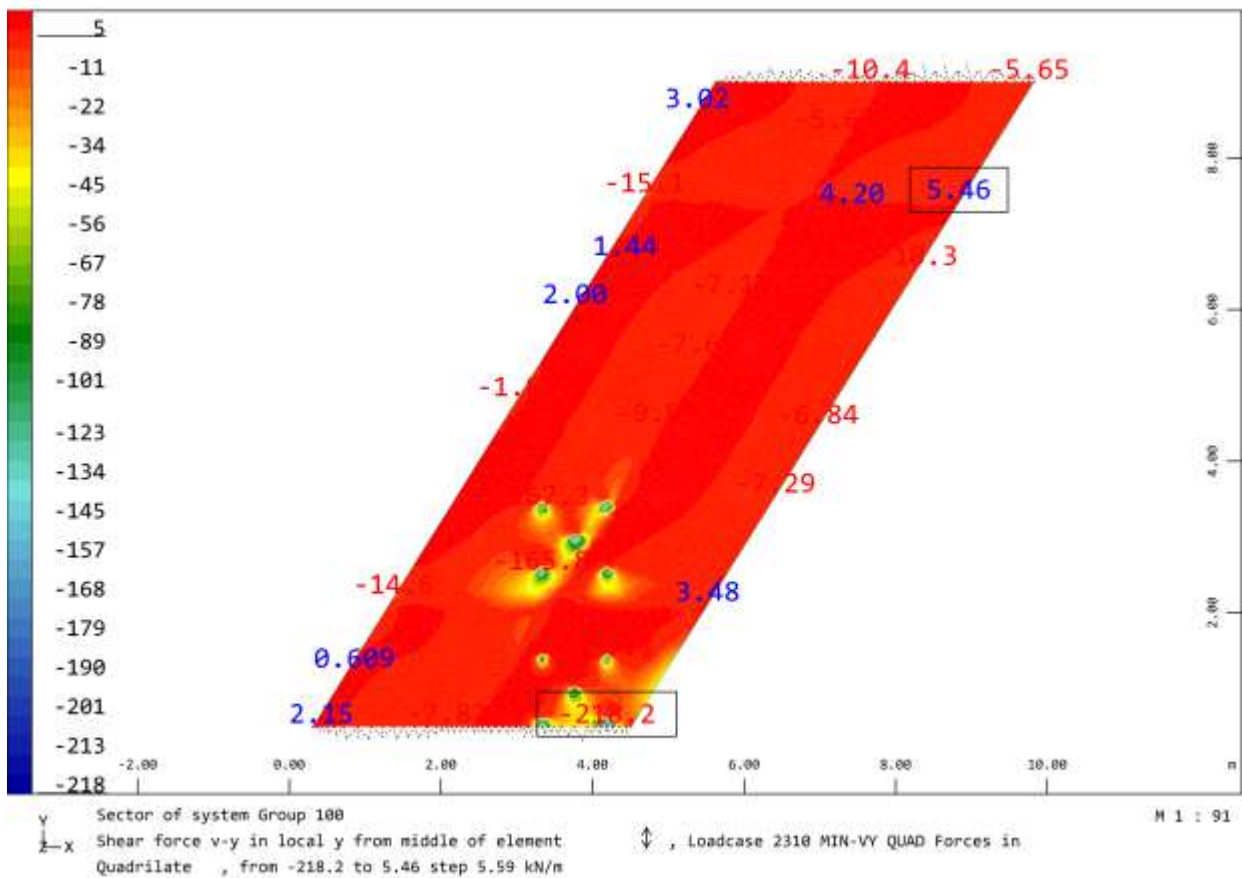
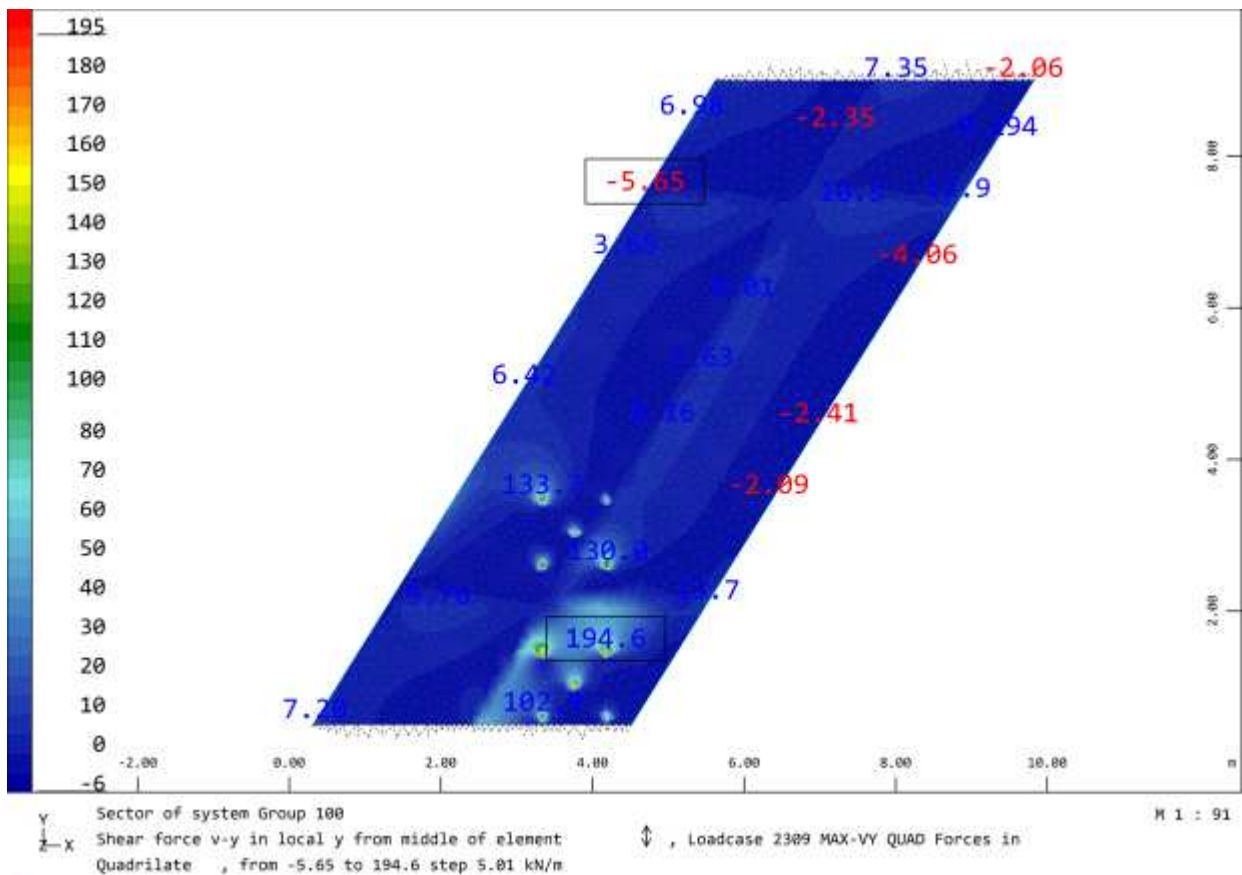


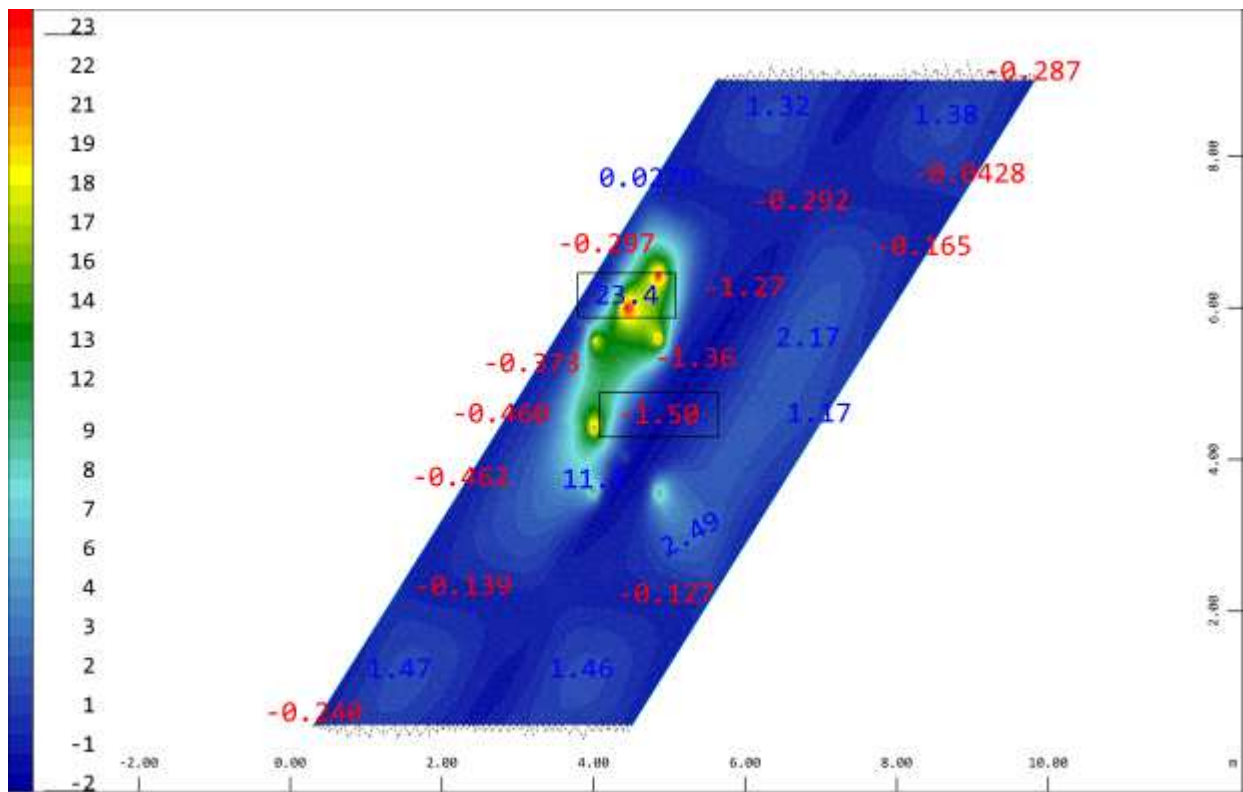
Sector of system Group 100
 Membrane force n-yy in local y from middle of element in Quadrilat , from -4.91 to 64.7 step 1.74 kN/m
 Loadcase 2313 MAX-NYY QUAD Forces
 H 1 : 91



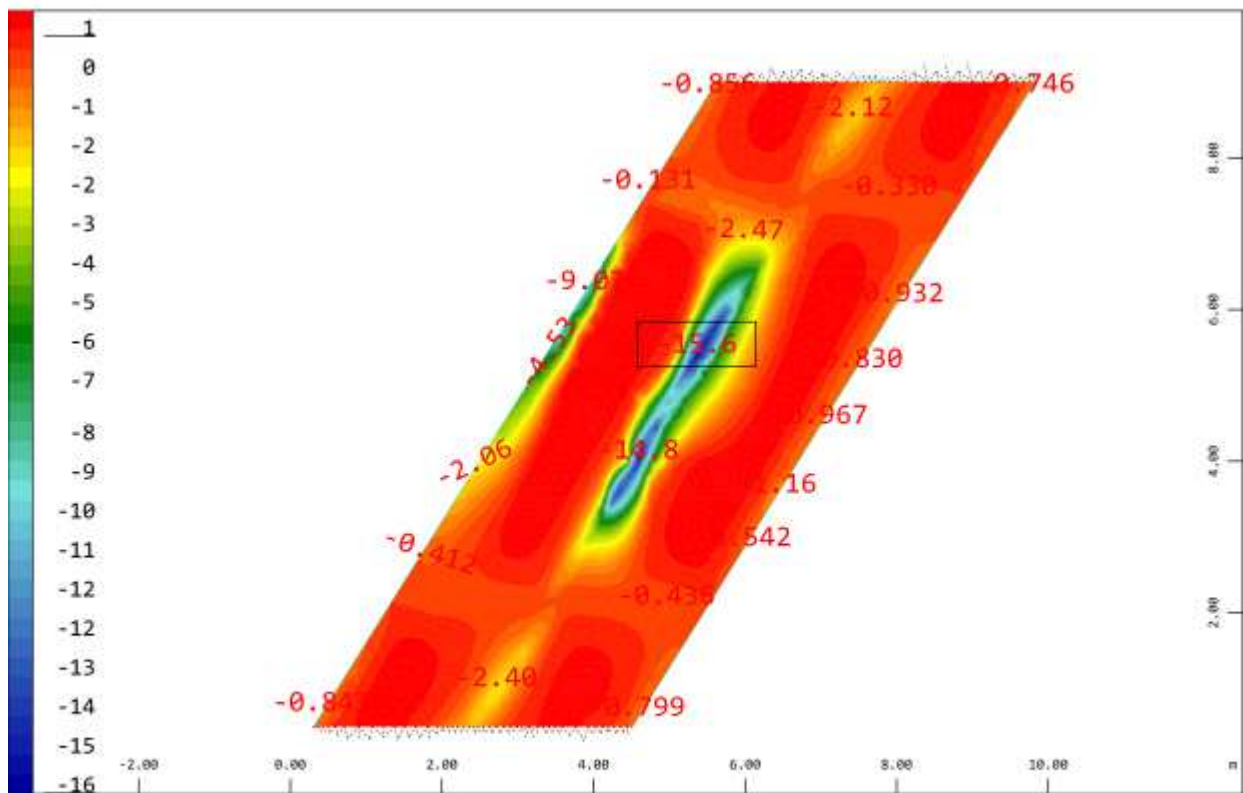
Sector of system Group 100
 Membrane force n-yy in local y from middle of element in Quadrilat , from -131.9 to 3.96 step 3.40 kN/m
 Loadcase 2314 MIN-NYY QUAD Forces
 H 1 : 91



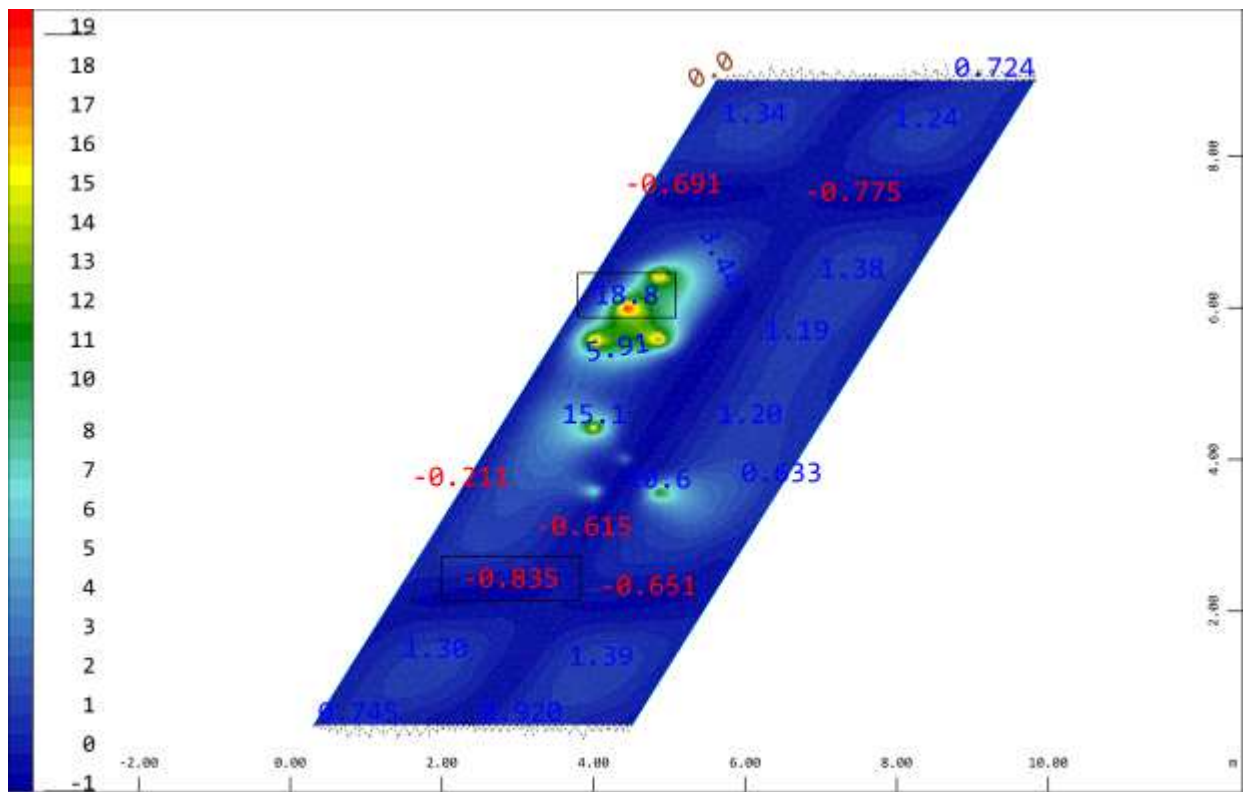




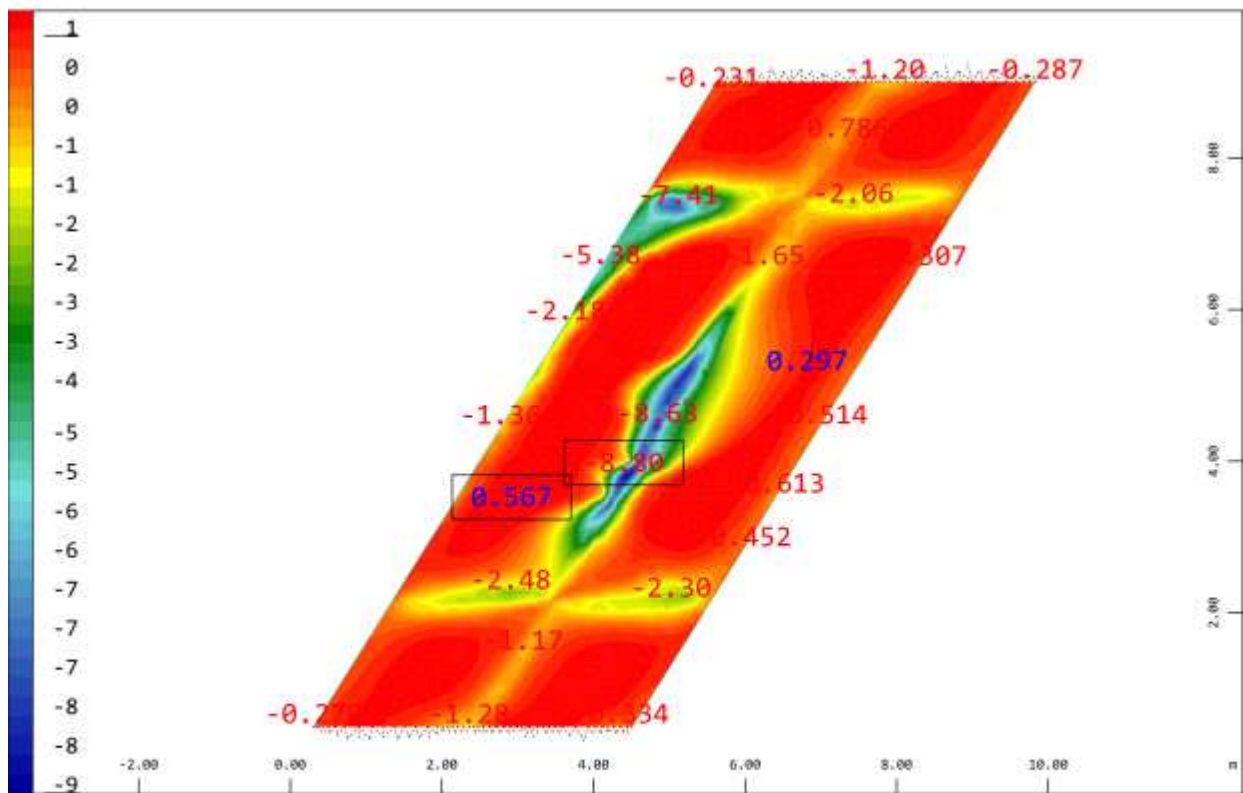
Sector of system Group 100
 \leftarrow Bending moment m_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -1.50 to 23.4 step 0.622 kNm/m \leftrightarrow , Loadcase 2481 MAX-MXX QUAD Forces M 1 : 91



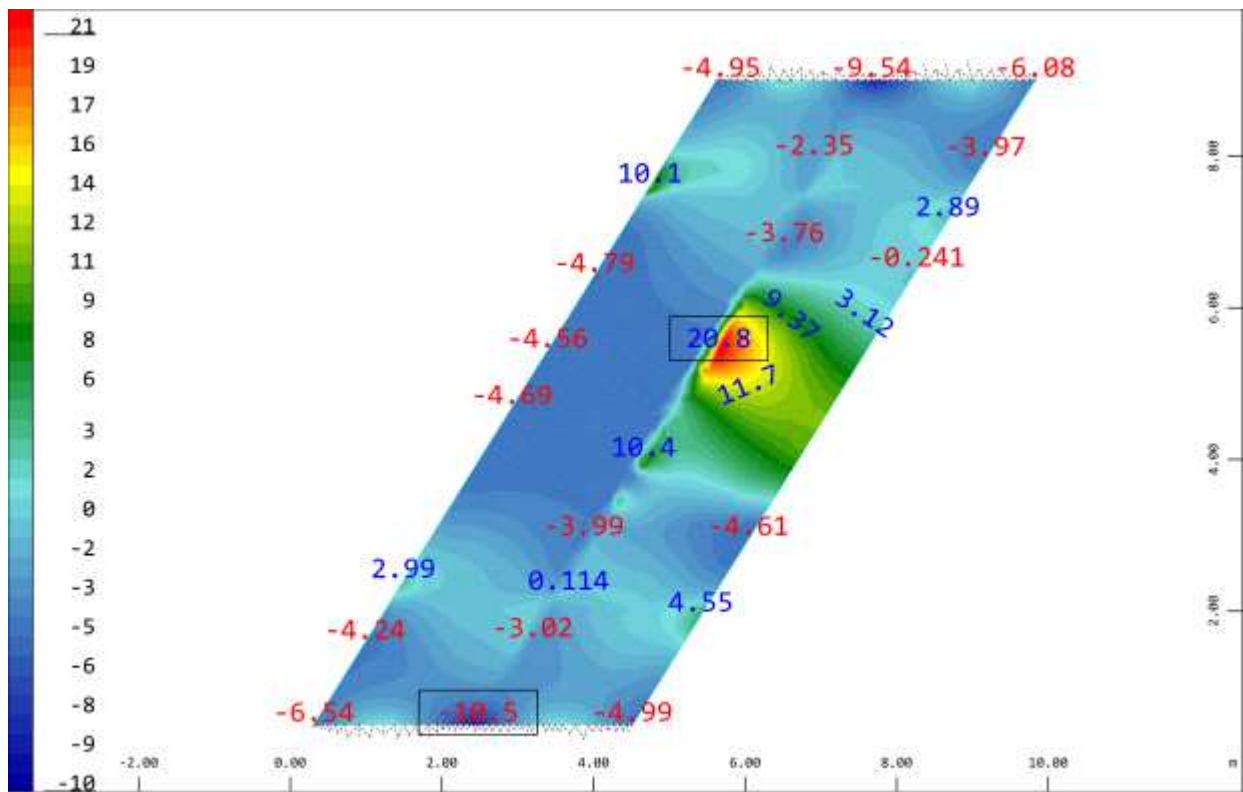
Sector of system Group 100
 \leftarrow Bending moment m_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -15.6 to 0.870 step 0.412 kNm/m \leftrightarrow , Loadcase 2482 MIN-MXX QUAD Forces M 1 : 91



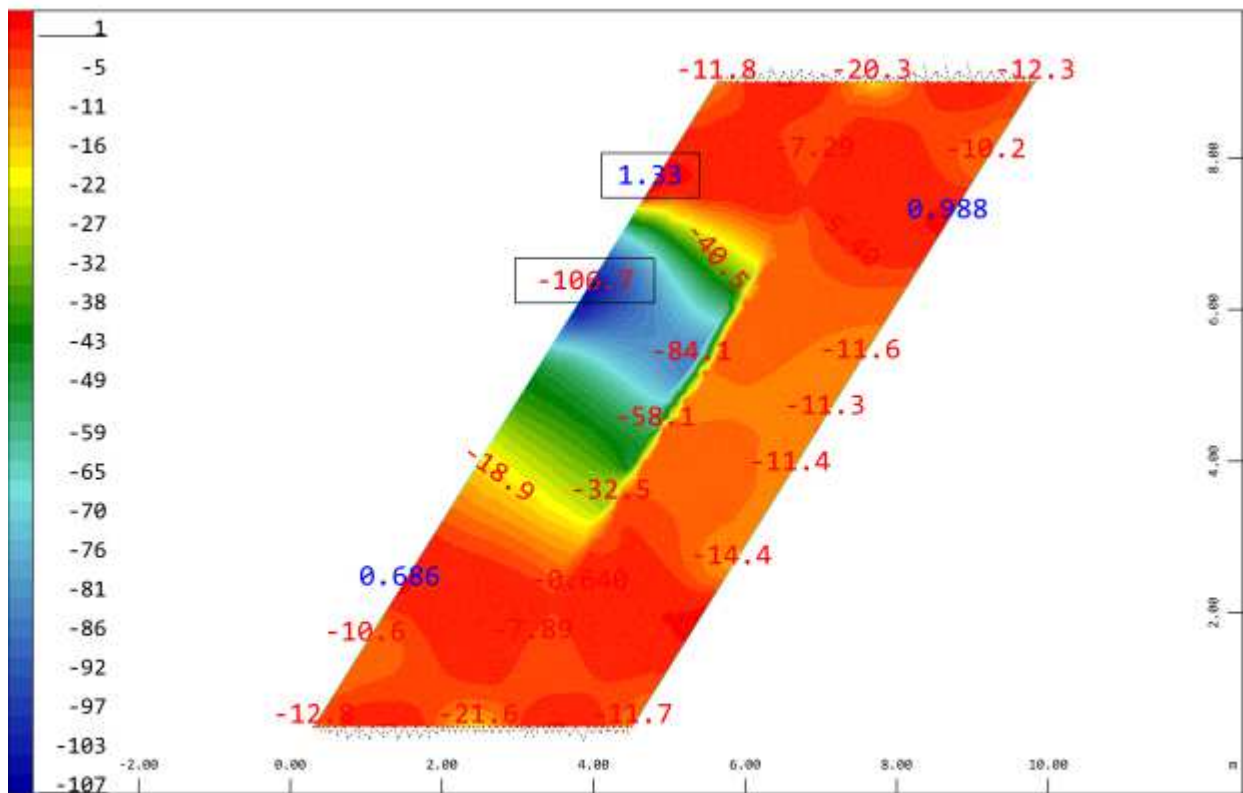
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -0.835 to 18.8 step 0.492 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2483 MAX-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



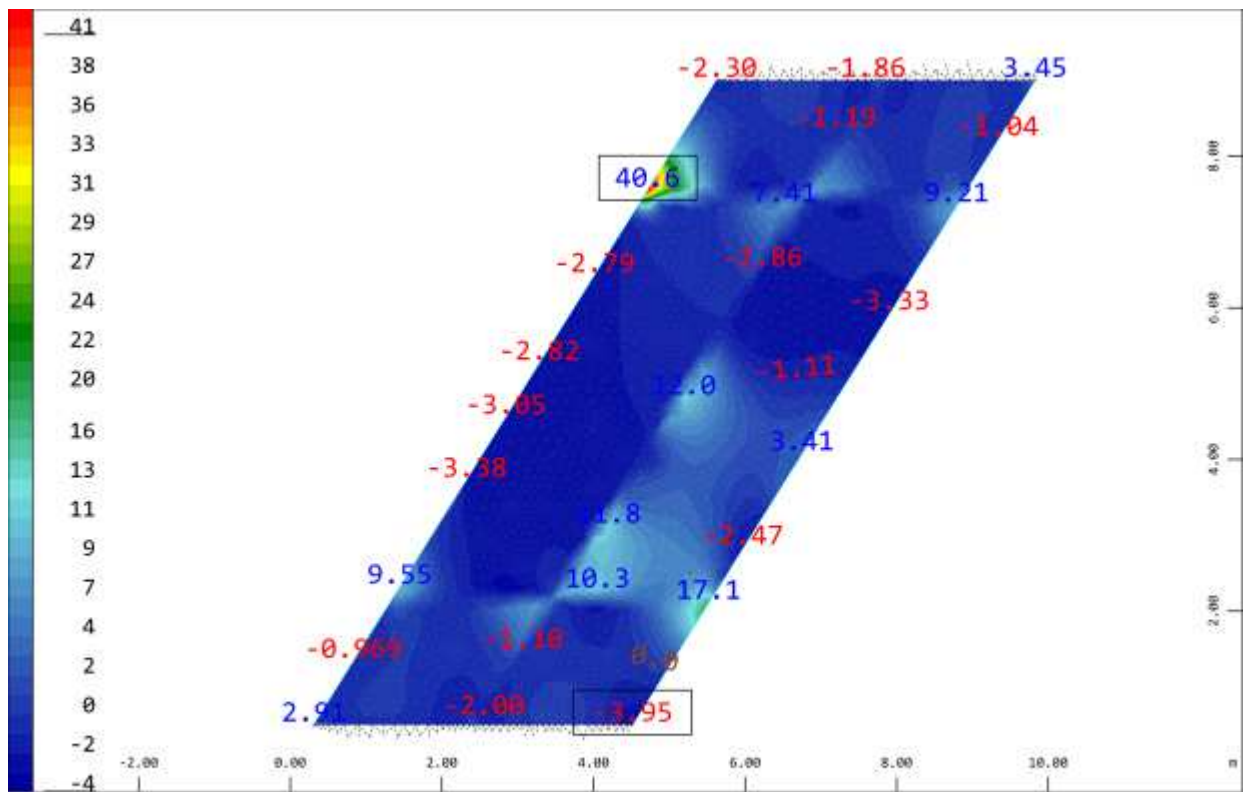
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -8.80 to 0.567 step 0.234 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2484 MIN-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



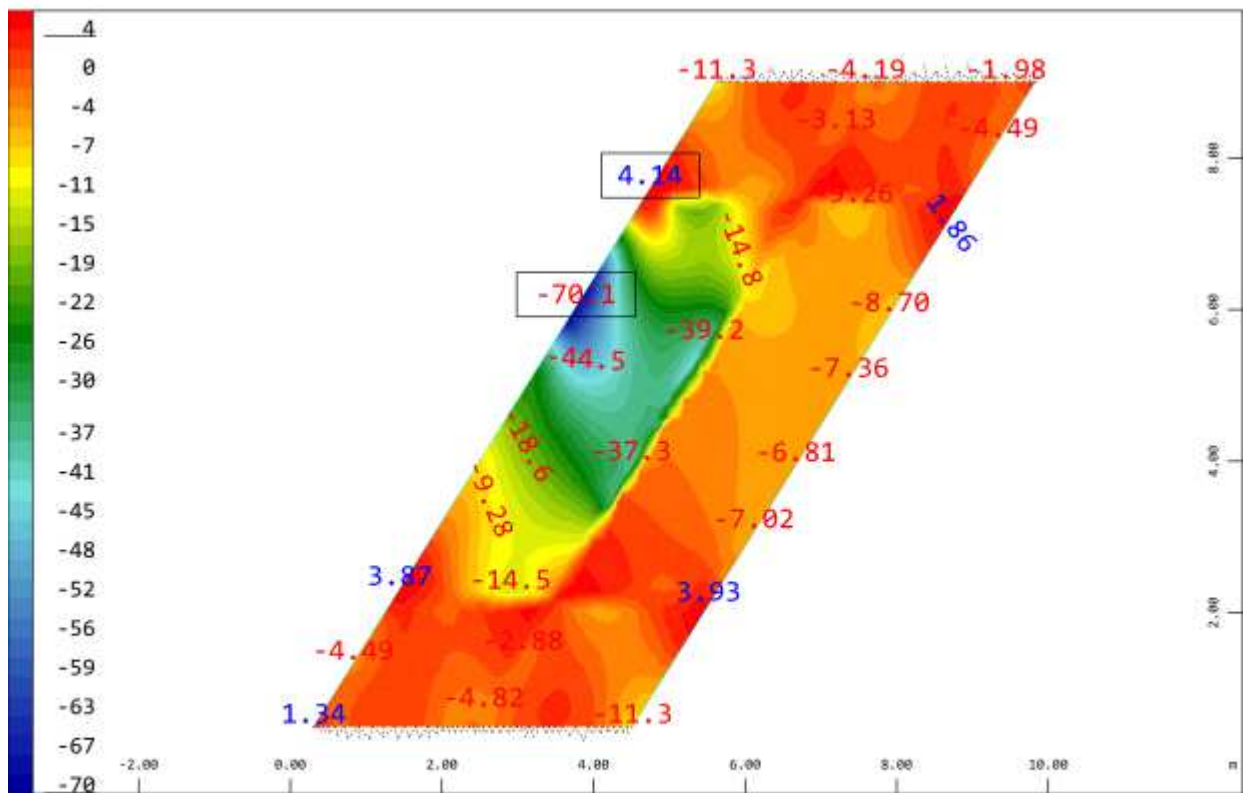
Sector of system Group 100
 Membrane force n-xx in local x from middle of element in Quadrilat , from -10.5 to 20.8 step 0.781 kN/m
 Loadcase 2411 MAX-NXX QUAD Forces
 M 1 : 91



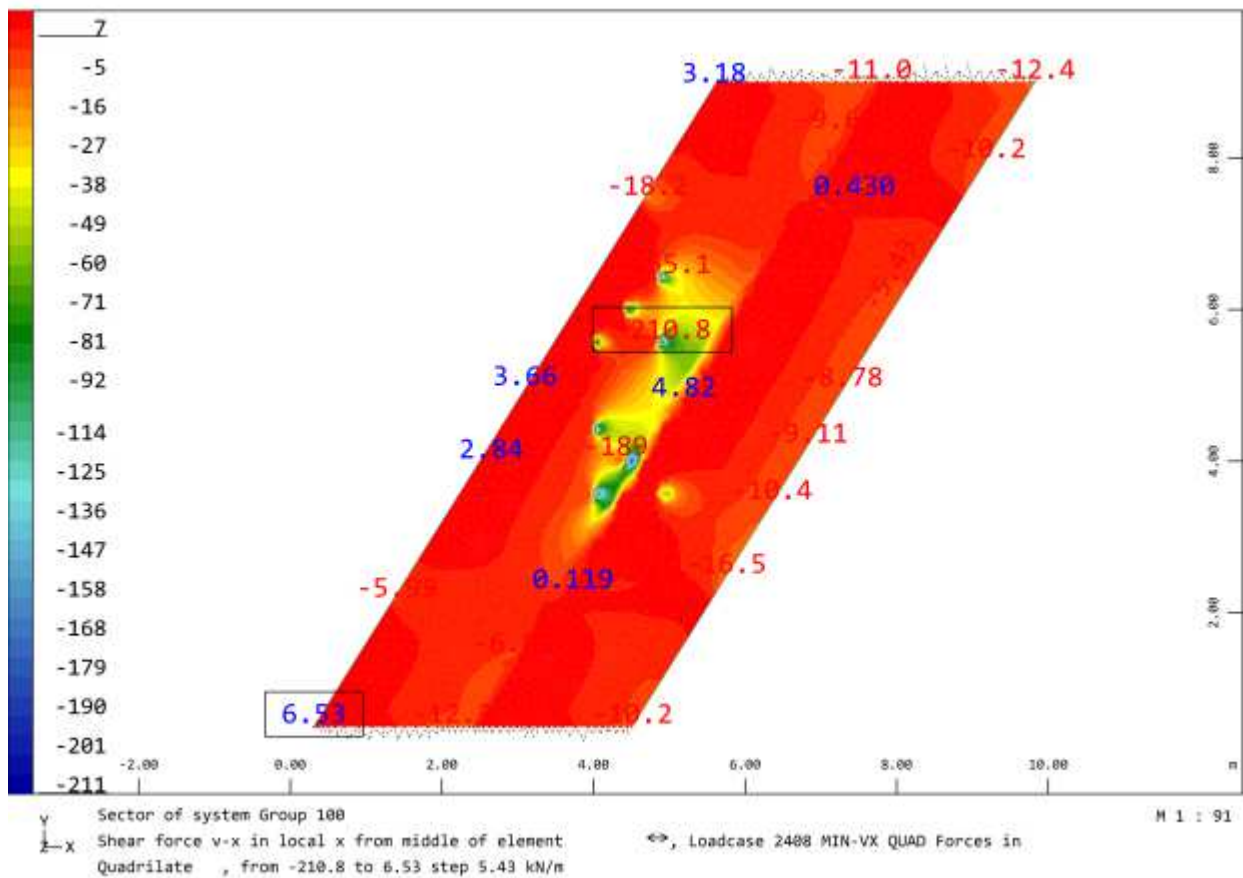
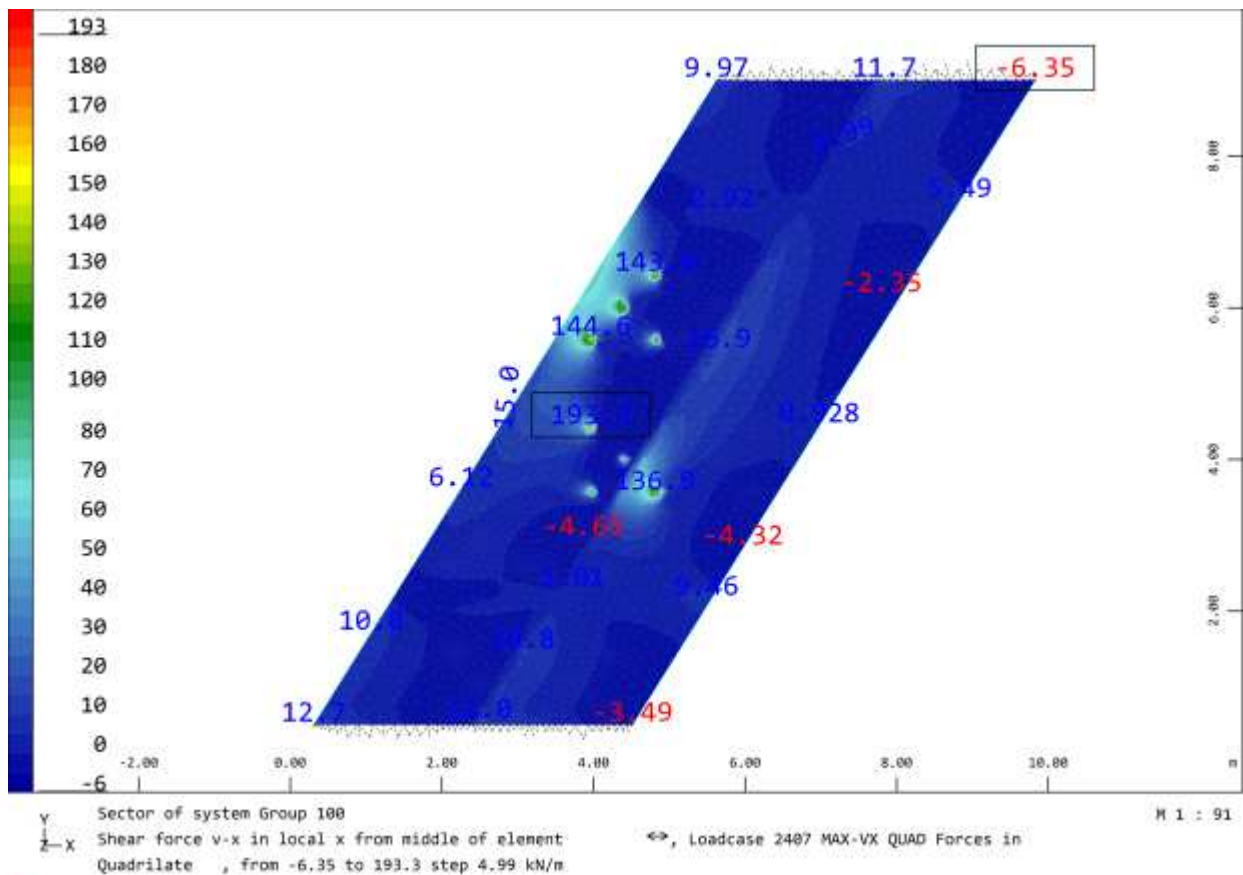
Sector of system Group 100
 Membrane force n-xx in local x from middle of element in Quadrilat , from -106.7 to 1.33 step 2.70 kN/m
 Loadcase 2412 MIN-NXX QUAD Forces
 M 1 : 91

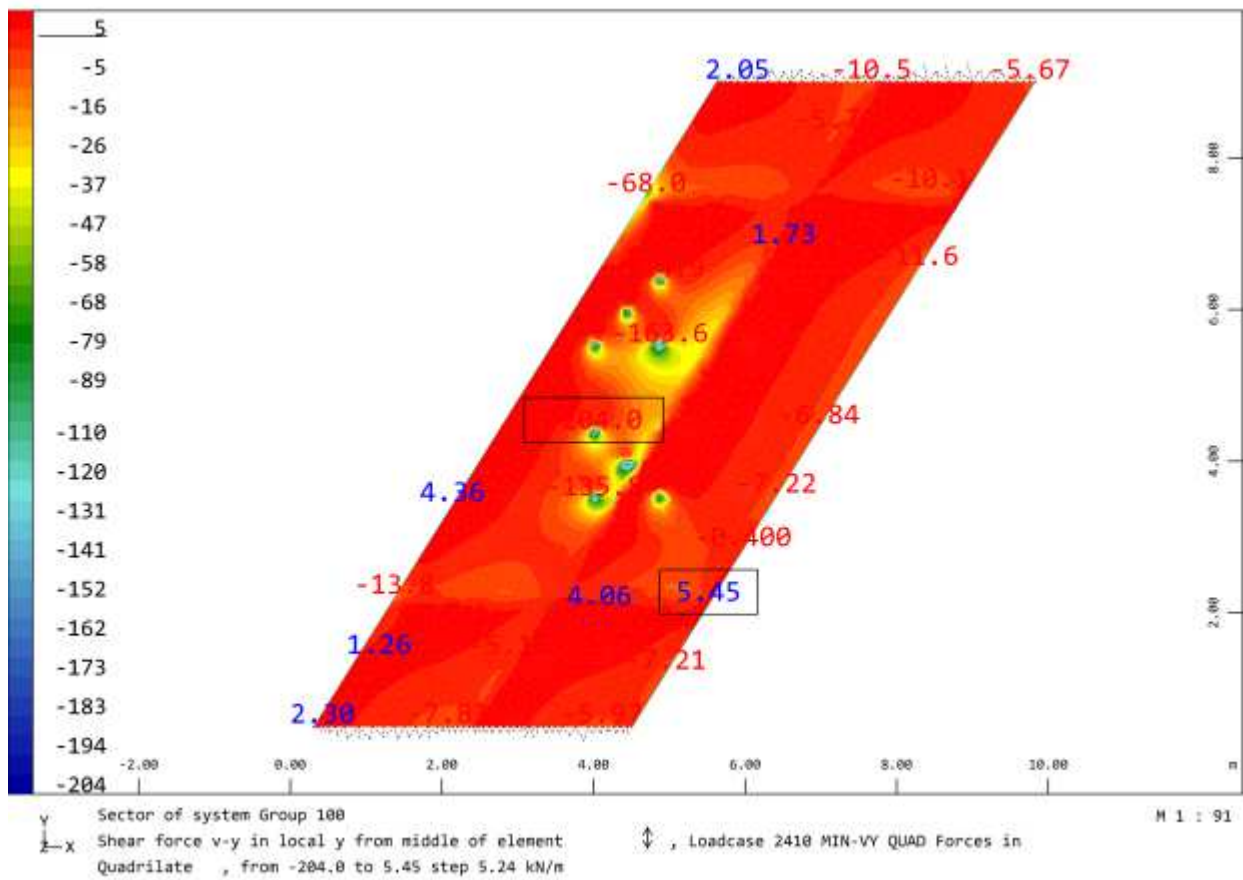
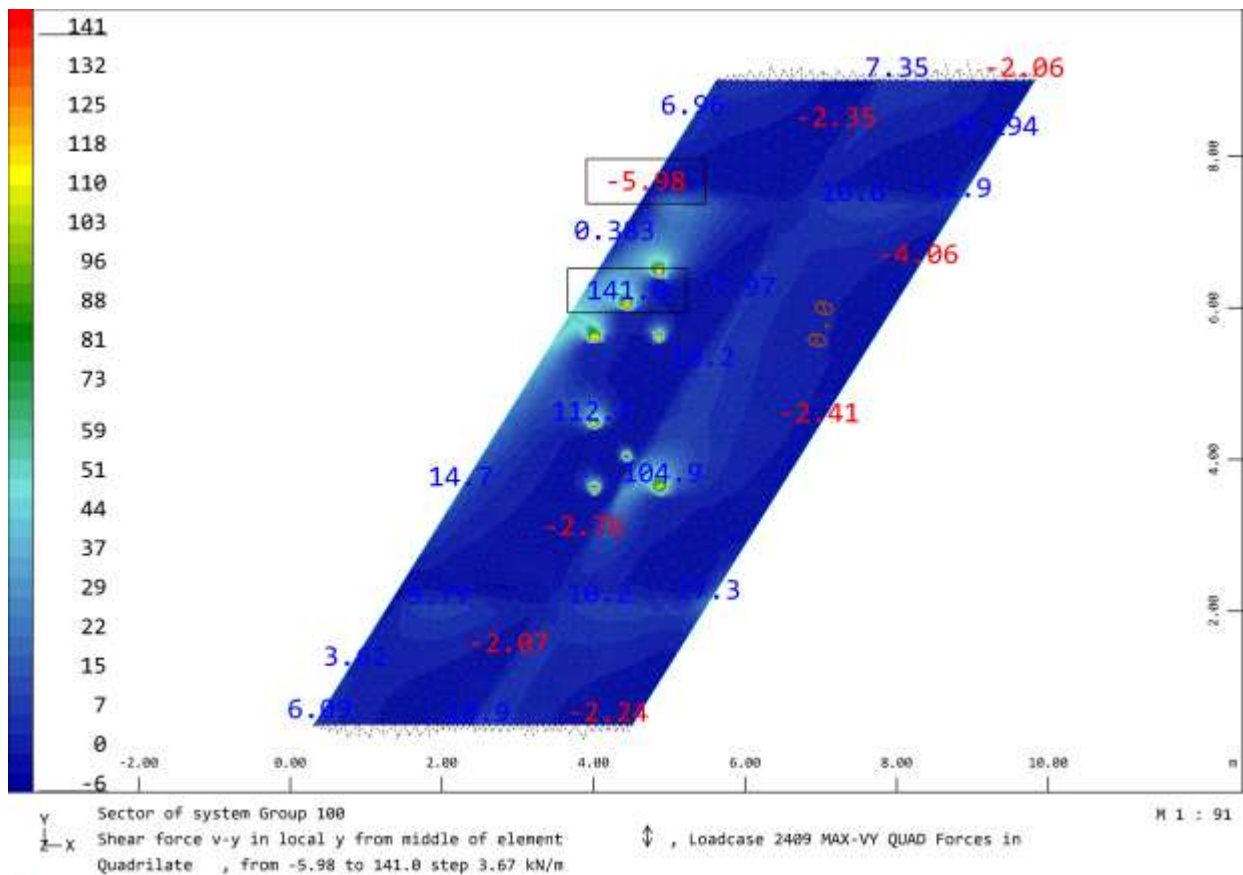


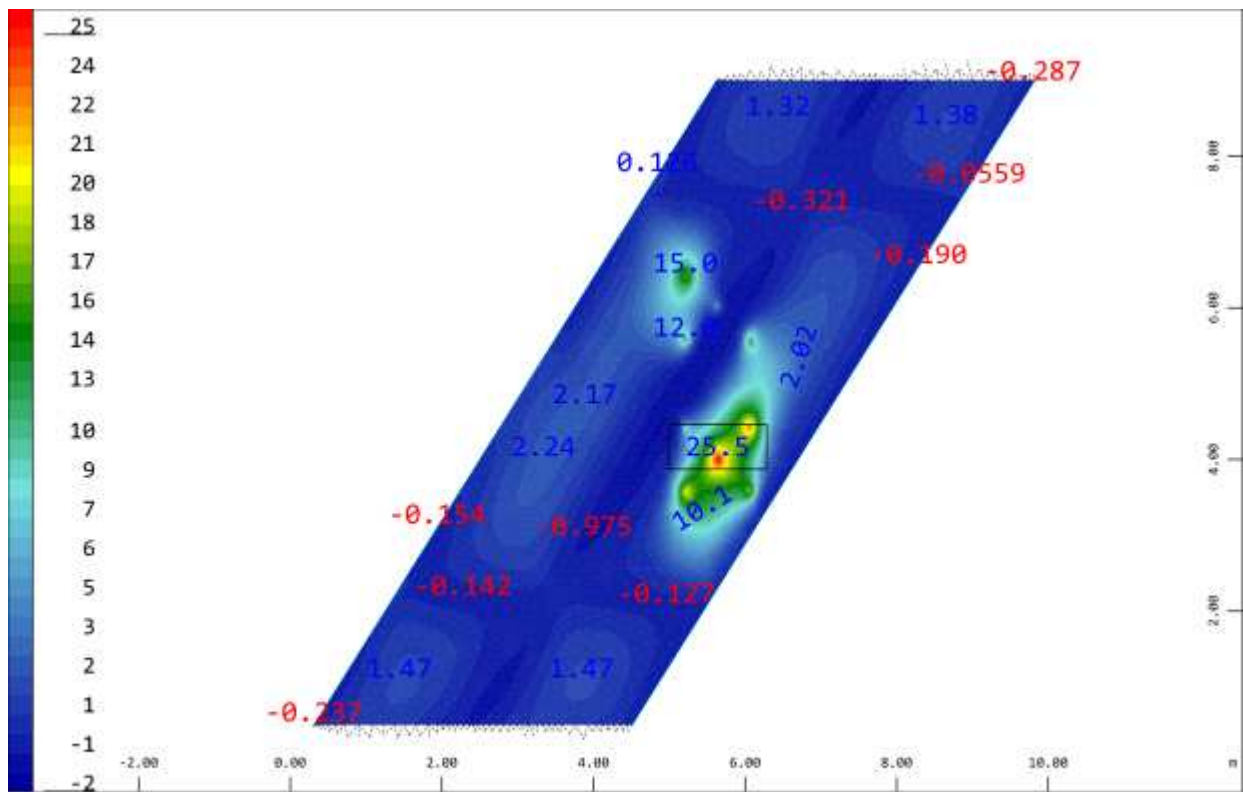
Sector of system Group 100
 Membrane force n-yy in local y from middle of element in Quadrilat , from -3.95 to 40.6 step 1.11 kN/m
 Loadcase 2413 MAX-NYY QUAD Forces
 H 1 : 91



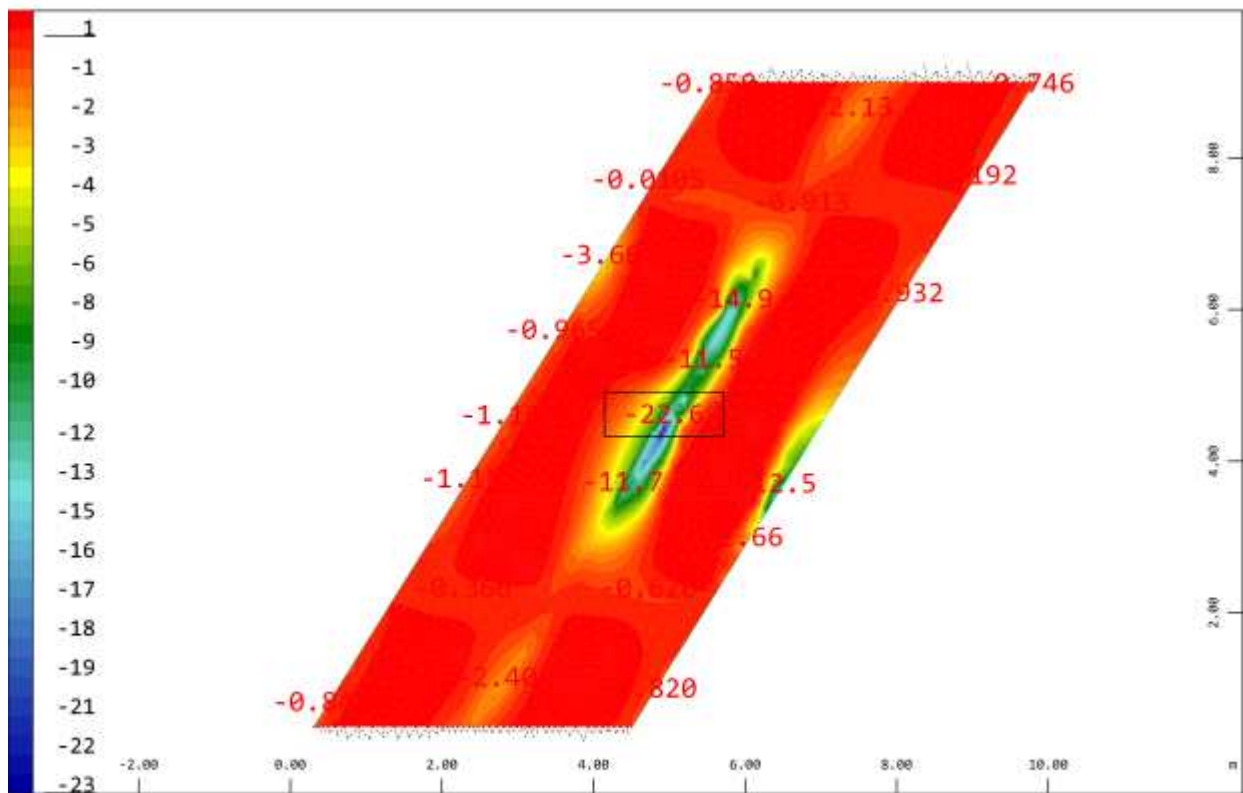
Sector of system Group 100
 Membrane force n-yy in local y from middle of element in Quadrilat , from -70.1 to 4.14 step 1.86 kN/m
 Loadcase 2414 MIN-NYY QUAD Forces
 H 1 : 91



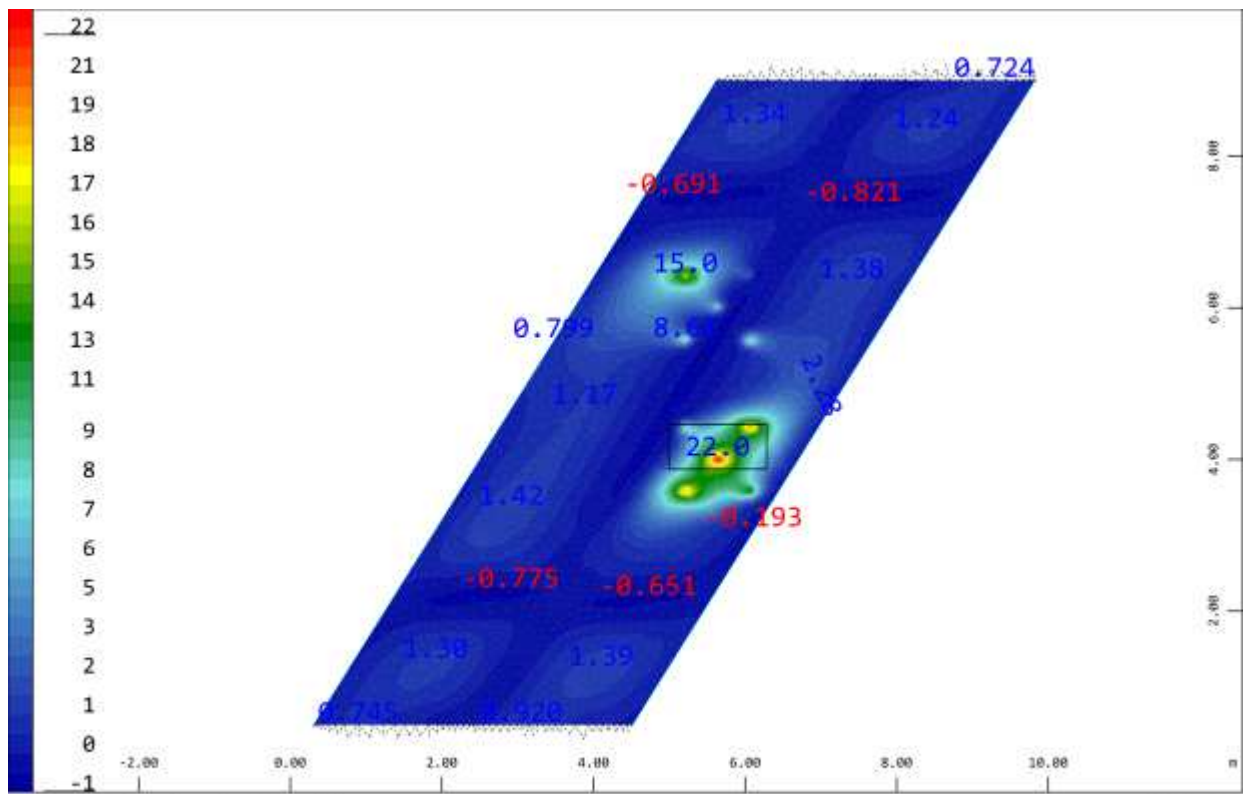




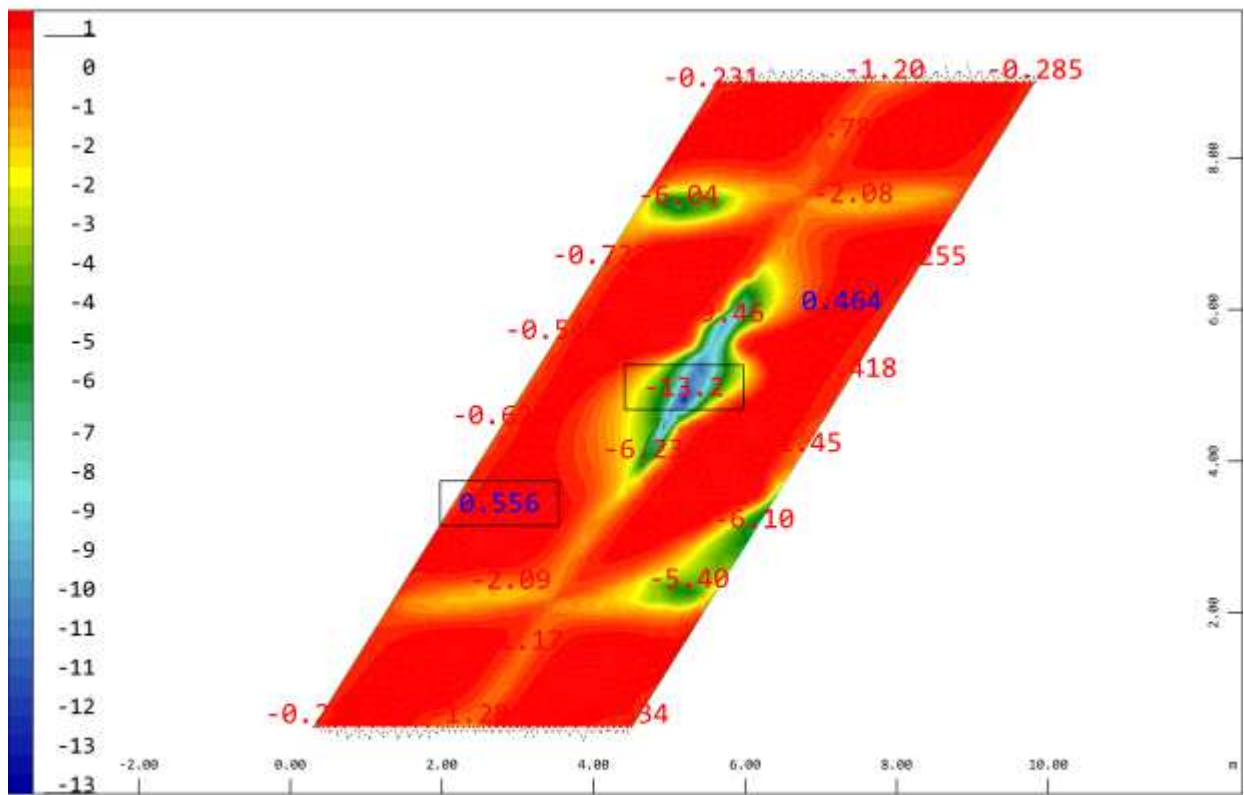
Sector of system Group 100
 Bending moment m-xx in local x from middle of element in Quadrilat , from -1.50 to 25.5 step 0.675 kNm/m
 Loadcase 2501 MAX-MXX QUAD Forces
 M 1 : 91



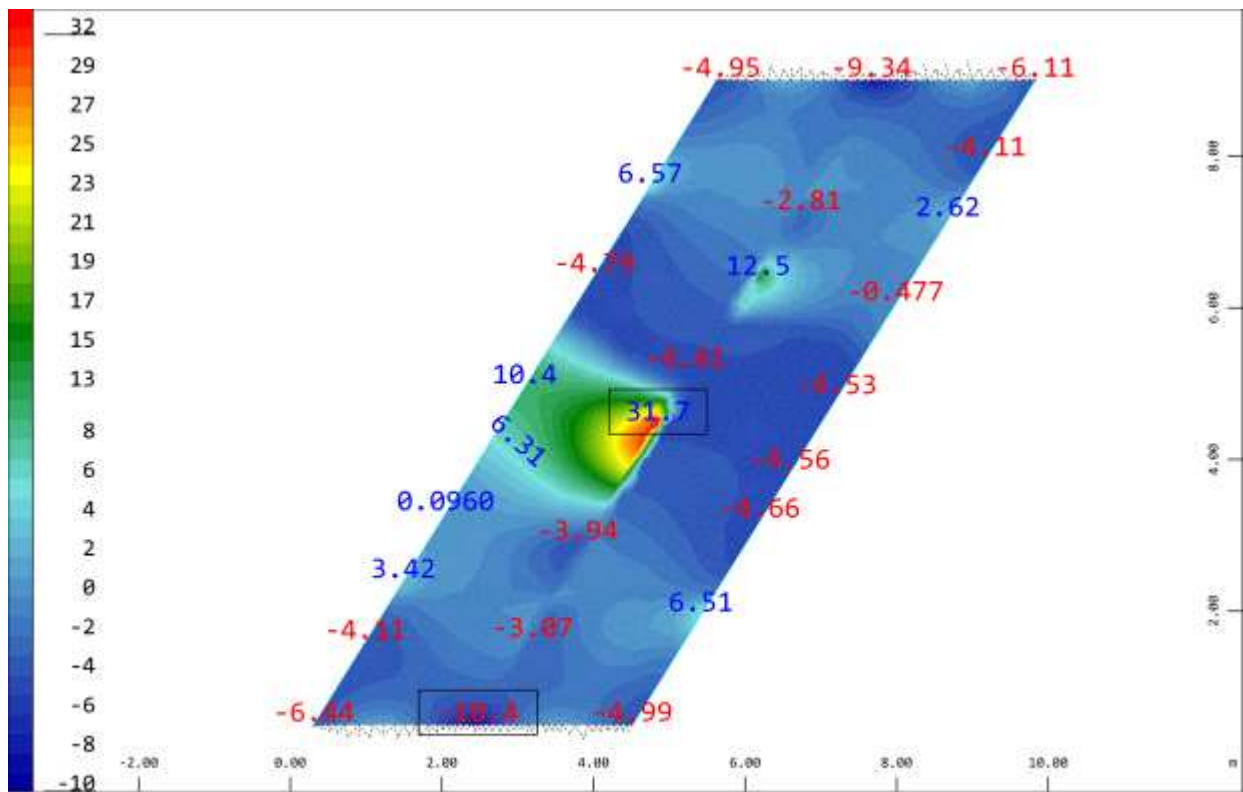
Sector of system Group 100
 Bending moment m-xx in local x from middle of element in Quadrilat , from -22.6 to 0.865 step 0.586 kNm/m
 Loadcase 2502 MIN-MXX QUAD Forces
 M 1 : 91



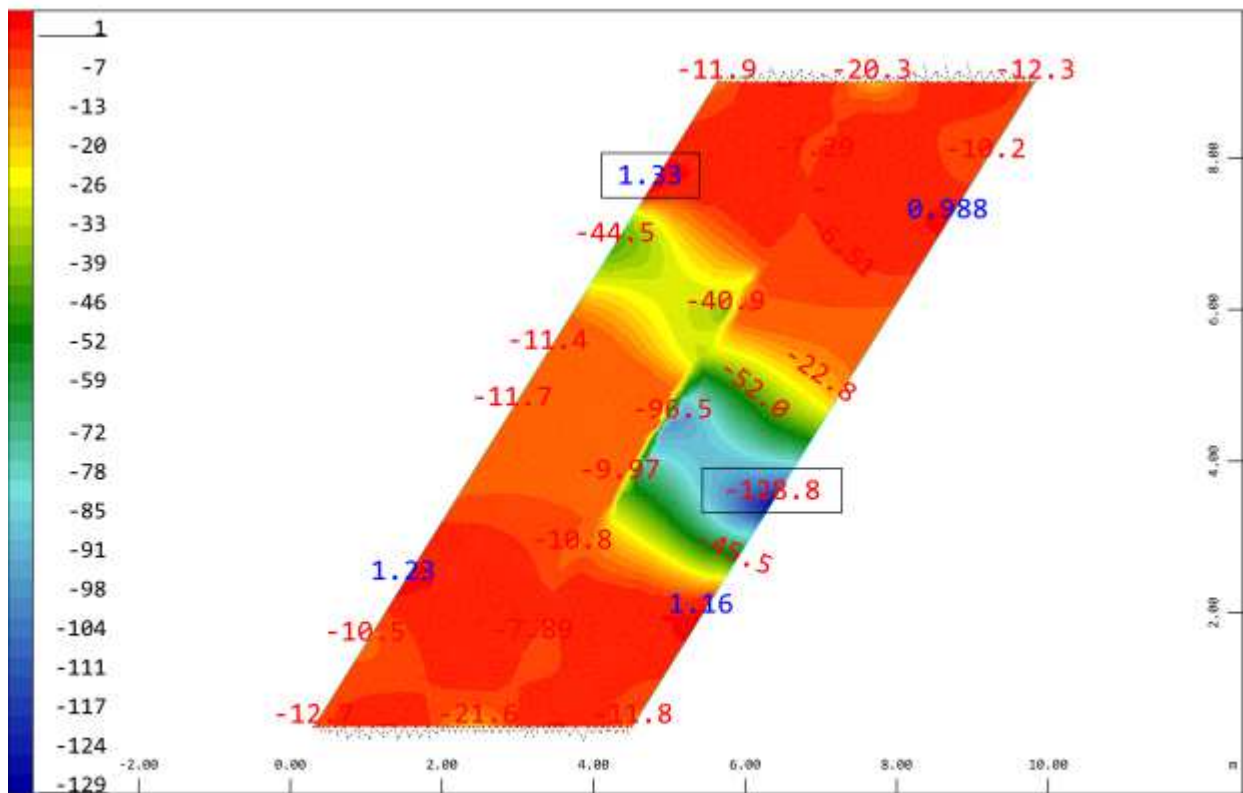
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -0.827 to 22.0 step 0.570 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2503 MAX-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



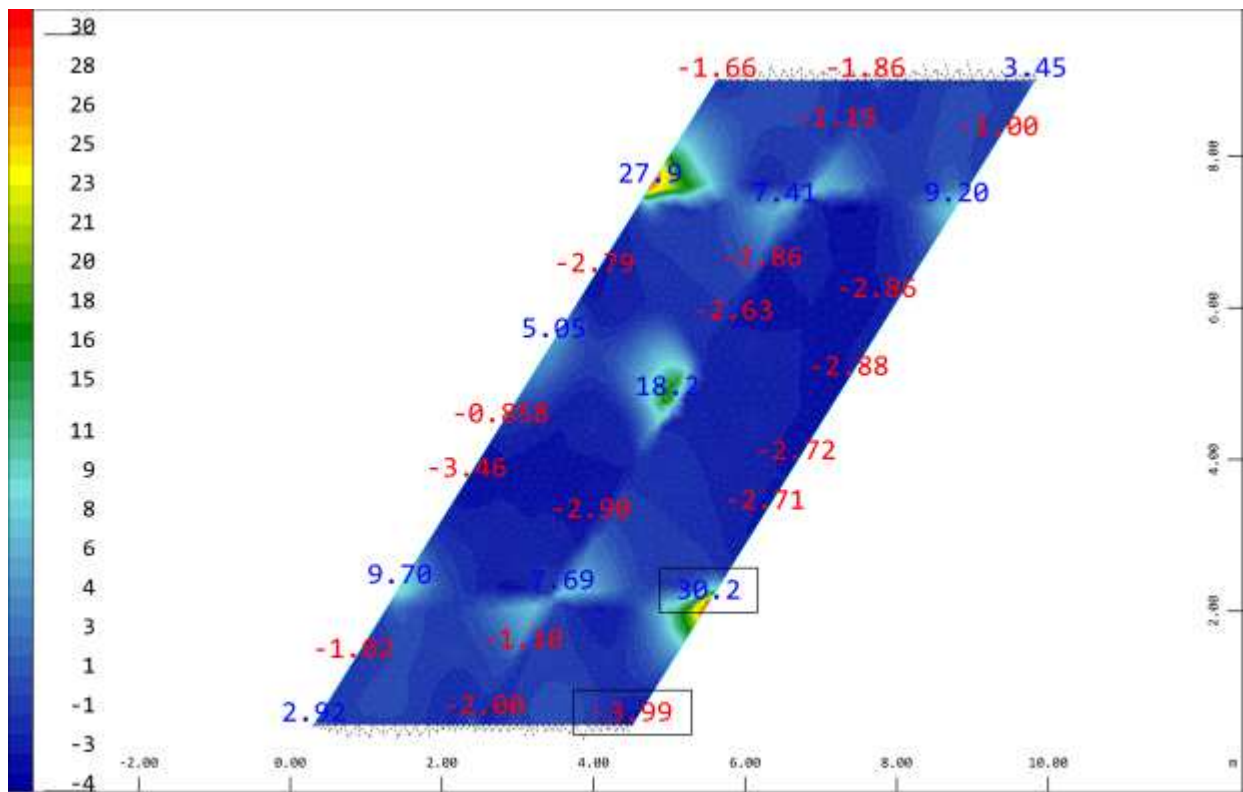
Sector of system Group 100
 Bending moment m_{yy} in local y from middle of element in Quadrilat , from -13.2 to 0.556 step 0.345 kNm/m
 ↓ , Loadcase 2504 MIN-MYY QUAD Forces
 M 1 : 91



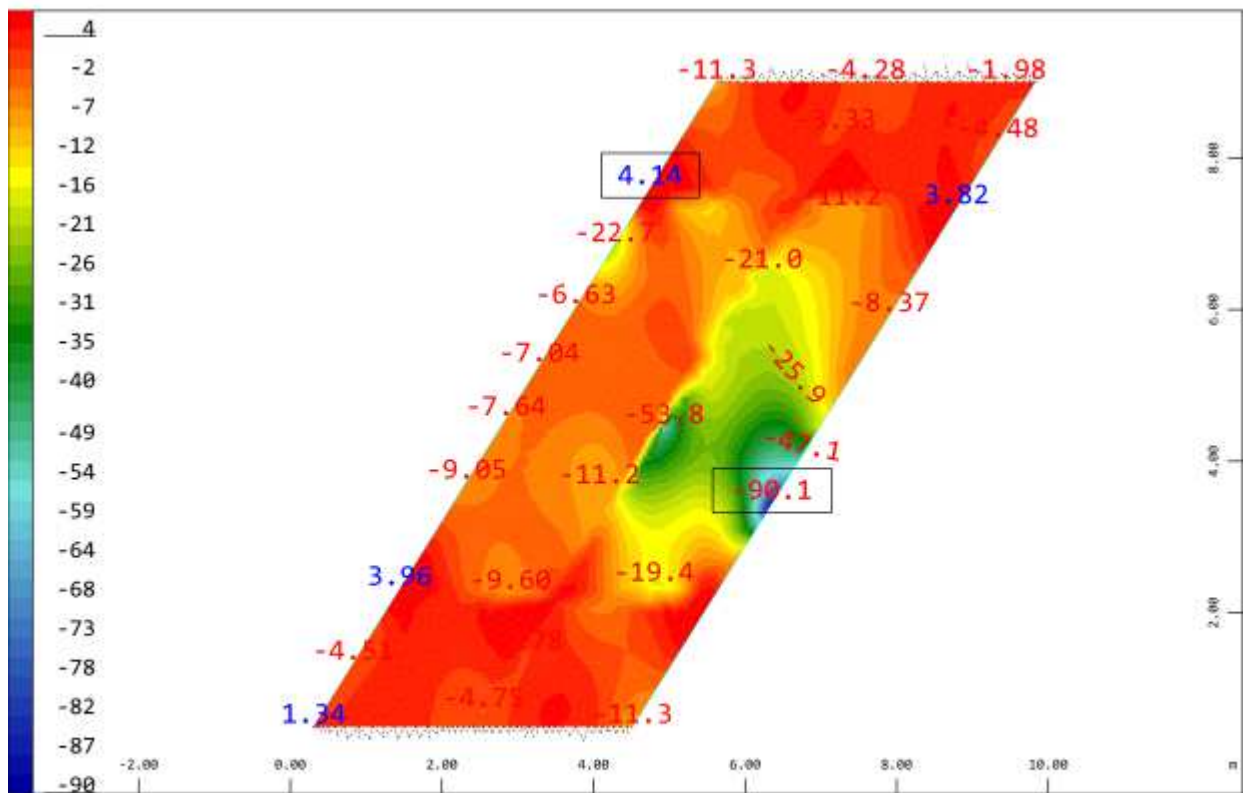
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -10.4 to 31.7 step 1.05 kN/m
 Loadcase 2511 MAX-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91



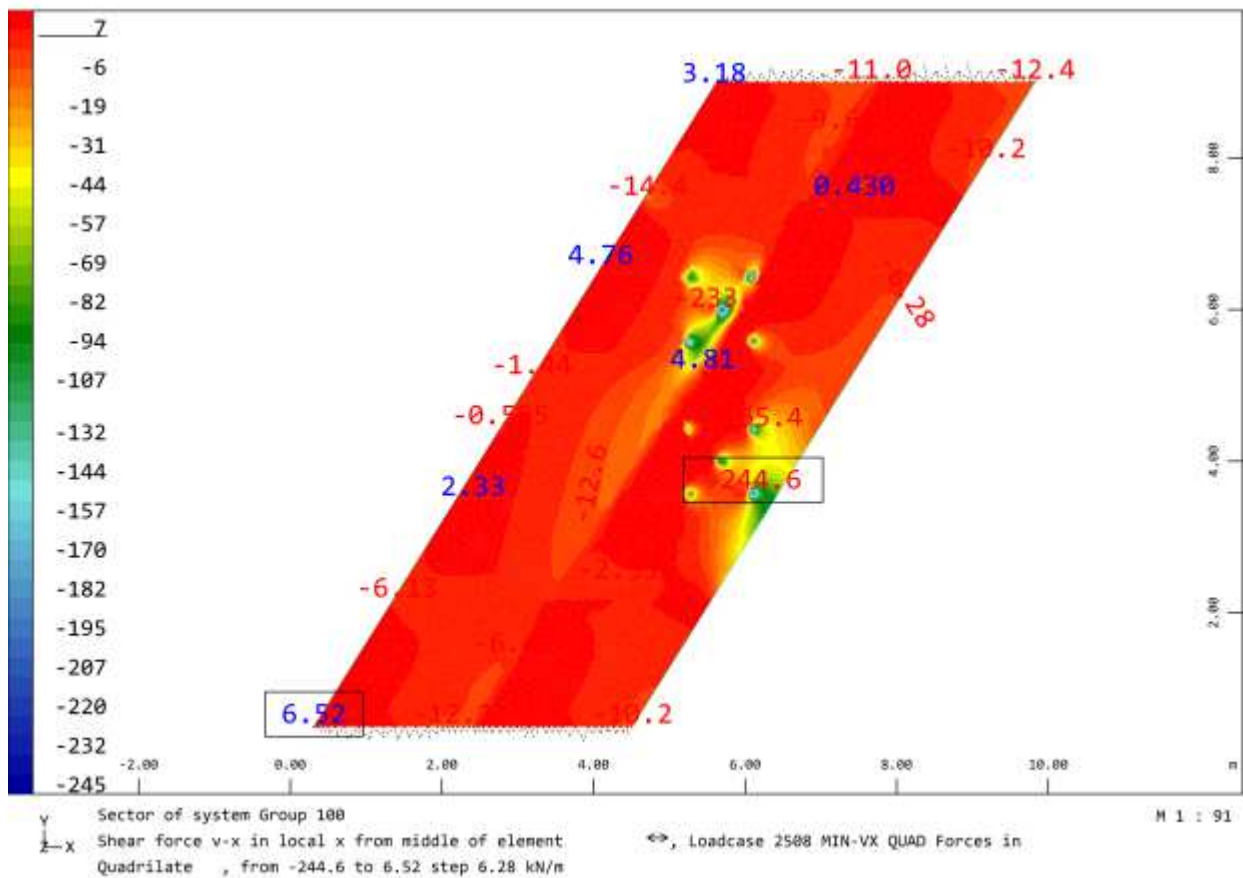
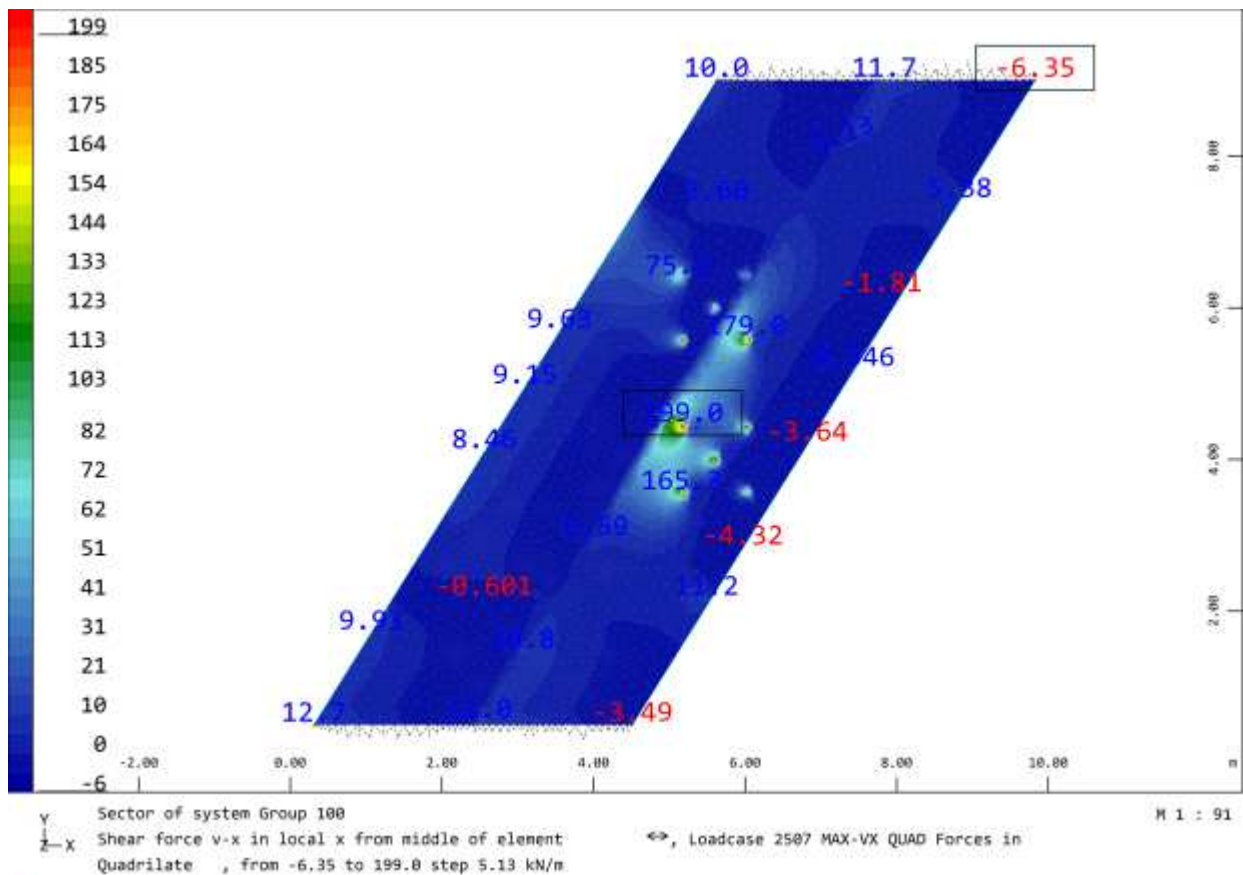
Sector of system Group 100
 Membrane force n_{xx} in local x from middle of element in Quadrilat , from -128.8 to 1.33 step 3.25 kN/m
 Loadcase 2512 MIN-NXX QUAD Forces
 H 1 : 91

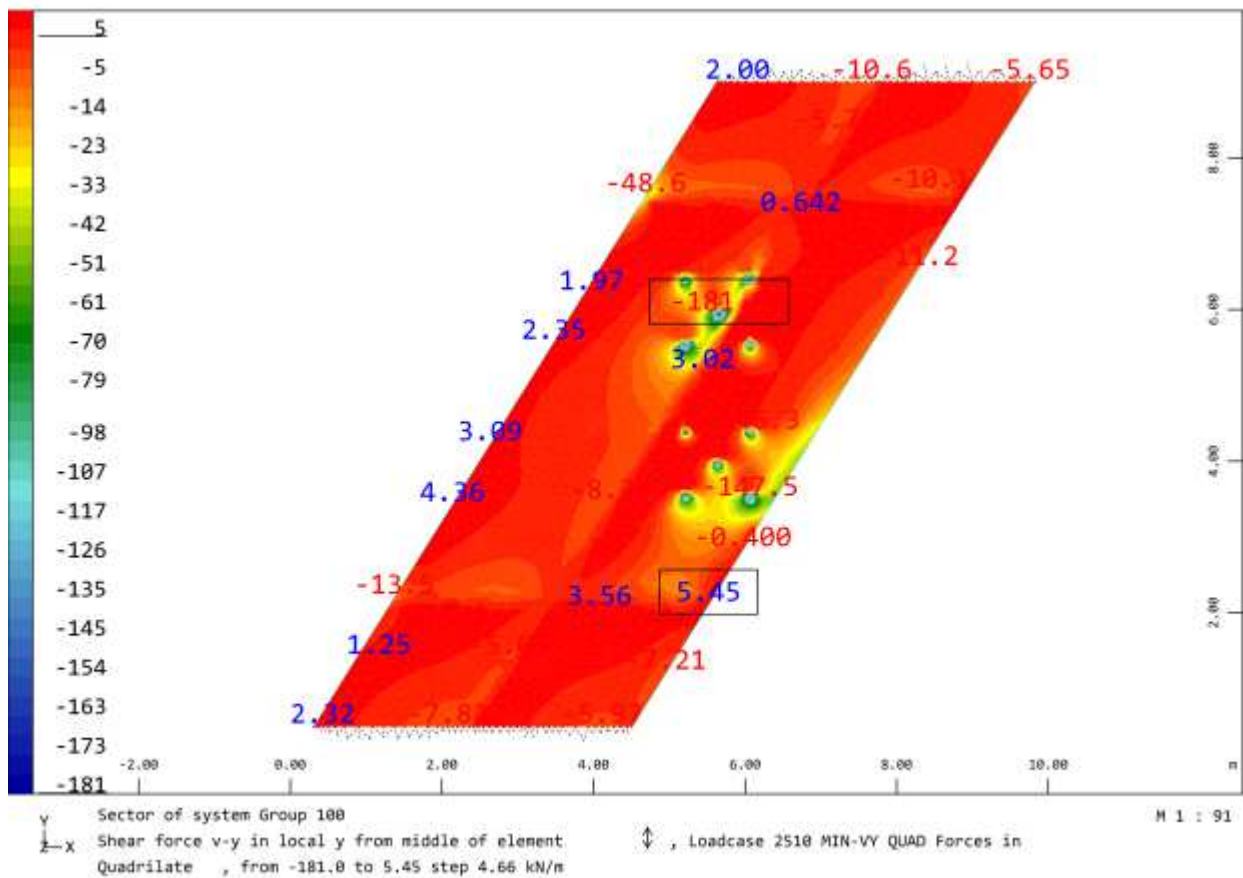
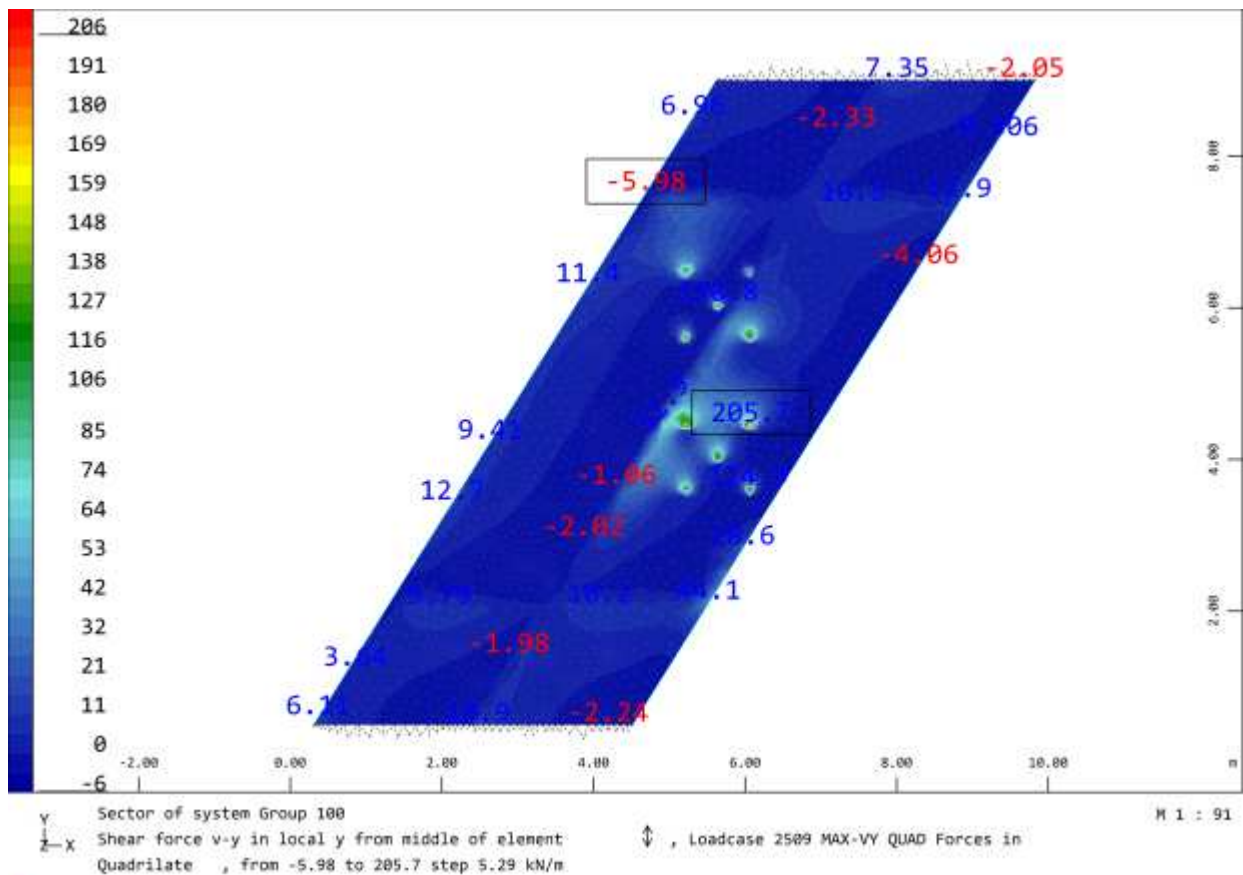


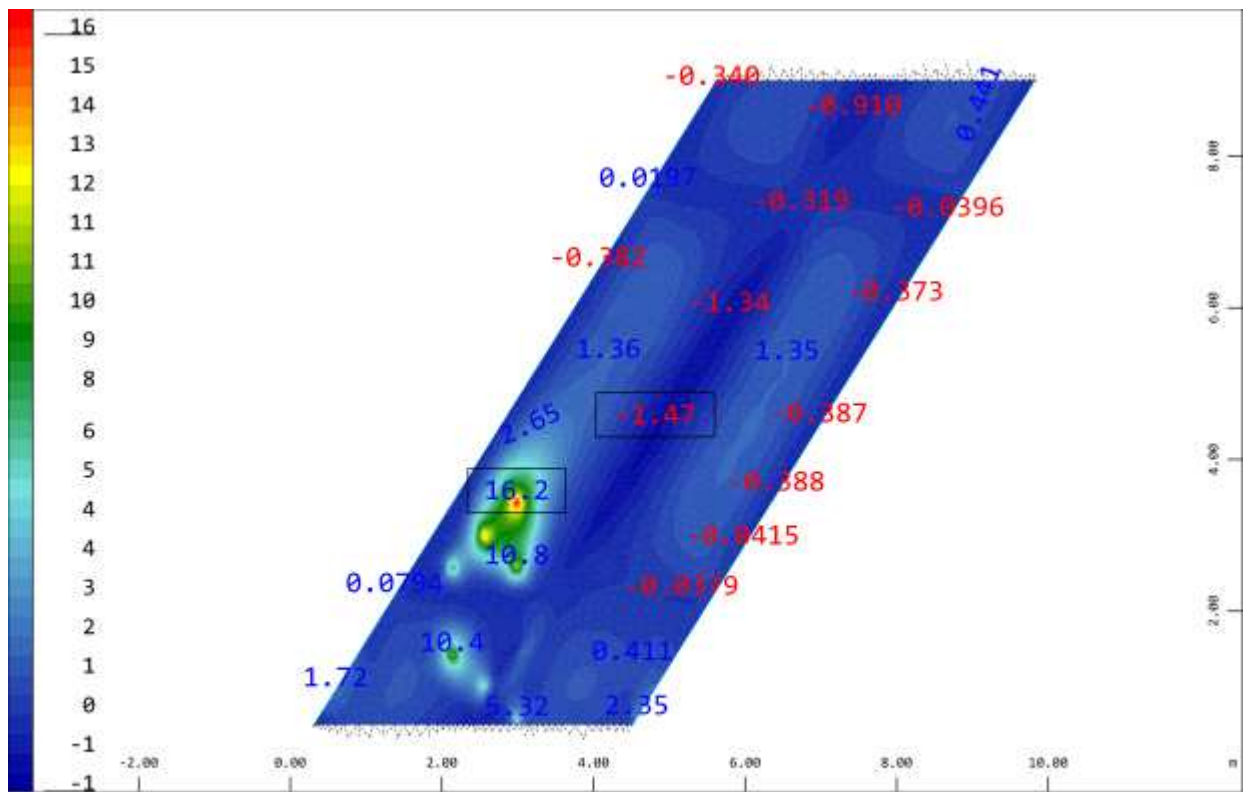
Sector of system Group 100
 Membrane force n-yy in local y from middle of element in Quadrilat , from -3.99 to 30.2 step 0.854 kN/m
 Loadcase 2513 MAX-NYY QUAD Forces
 M 1 : 91



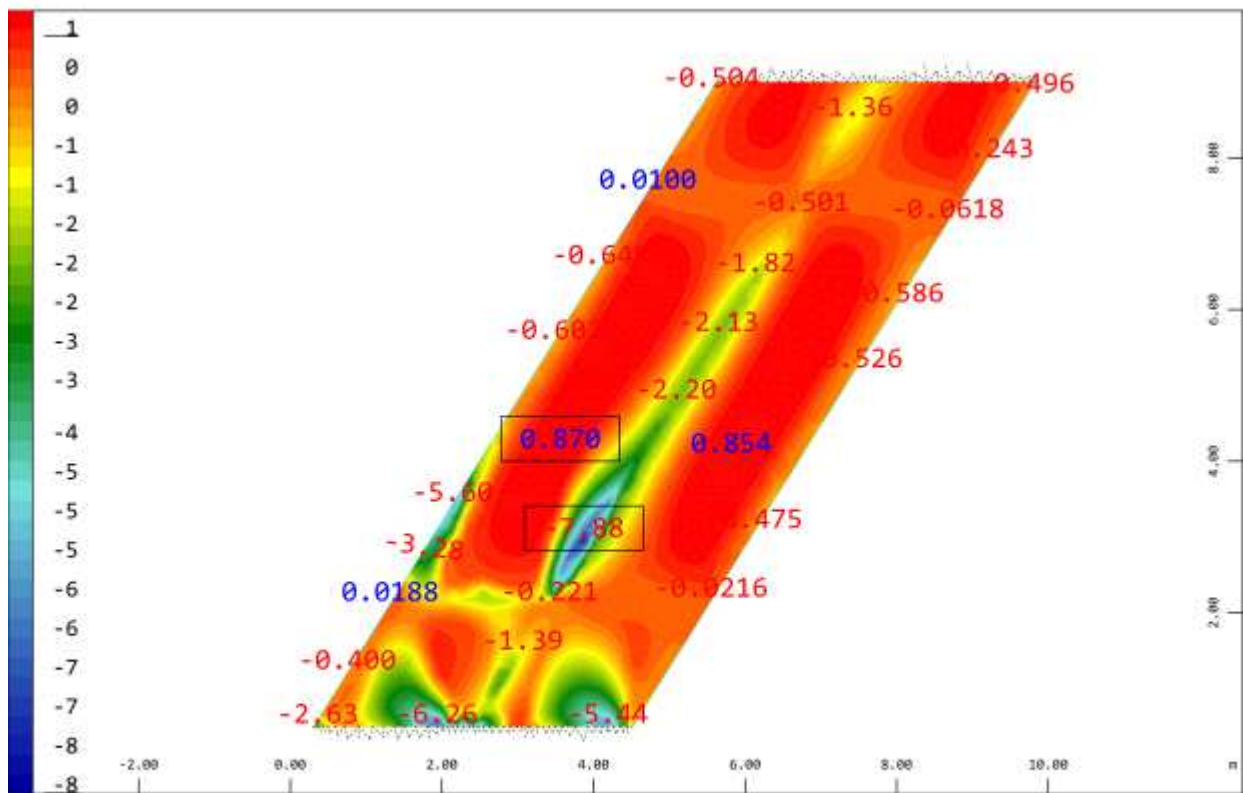
Sector of system Group 100
 Membrane force n-yy in local y from middle of element in Quadrilat , from -90.1 to 4.14 step 2.36 kN/m
 Loadcase 2514 MIN-NYY QUAD Forces
 M 1 : 91



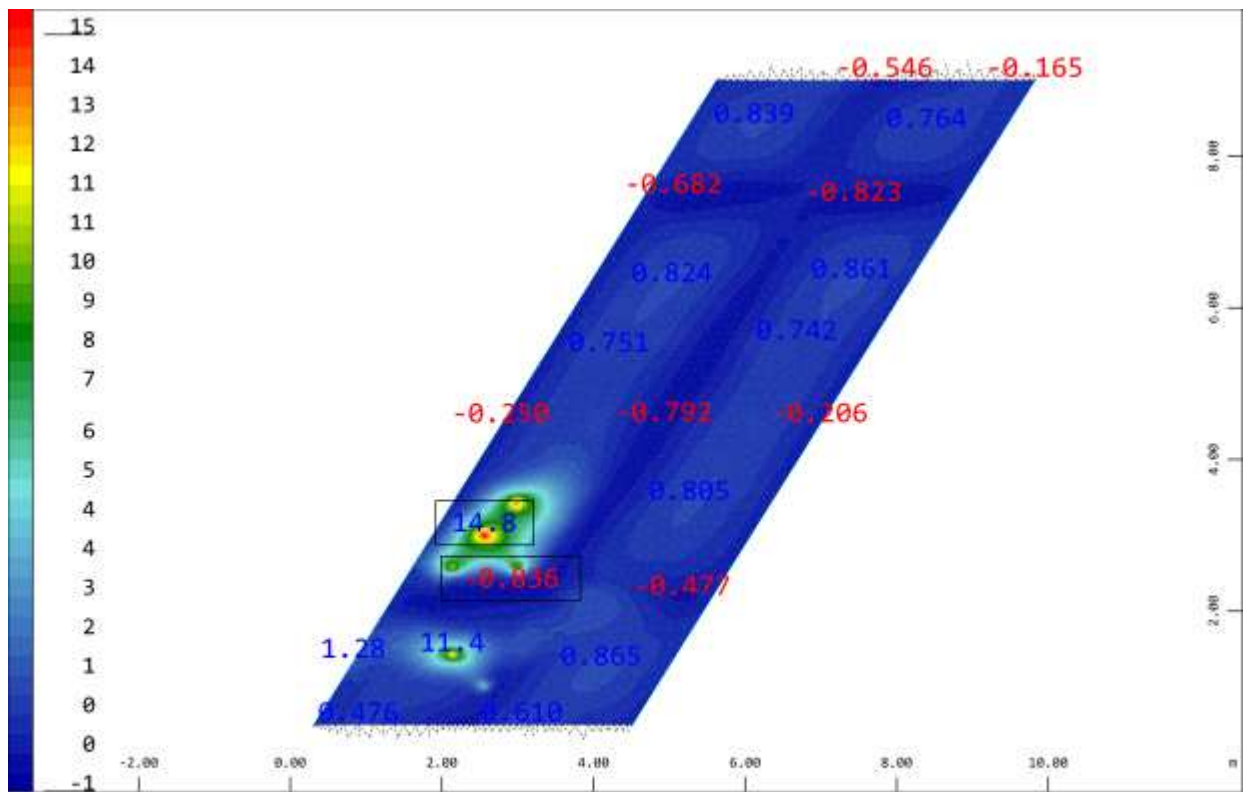




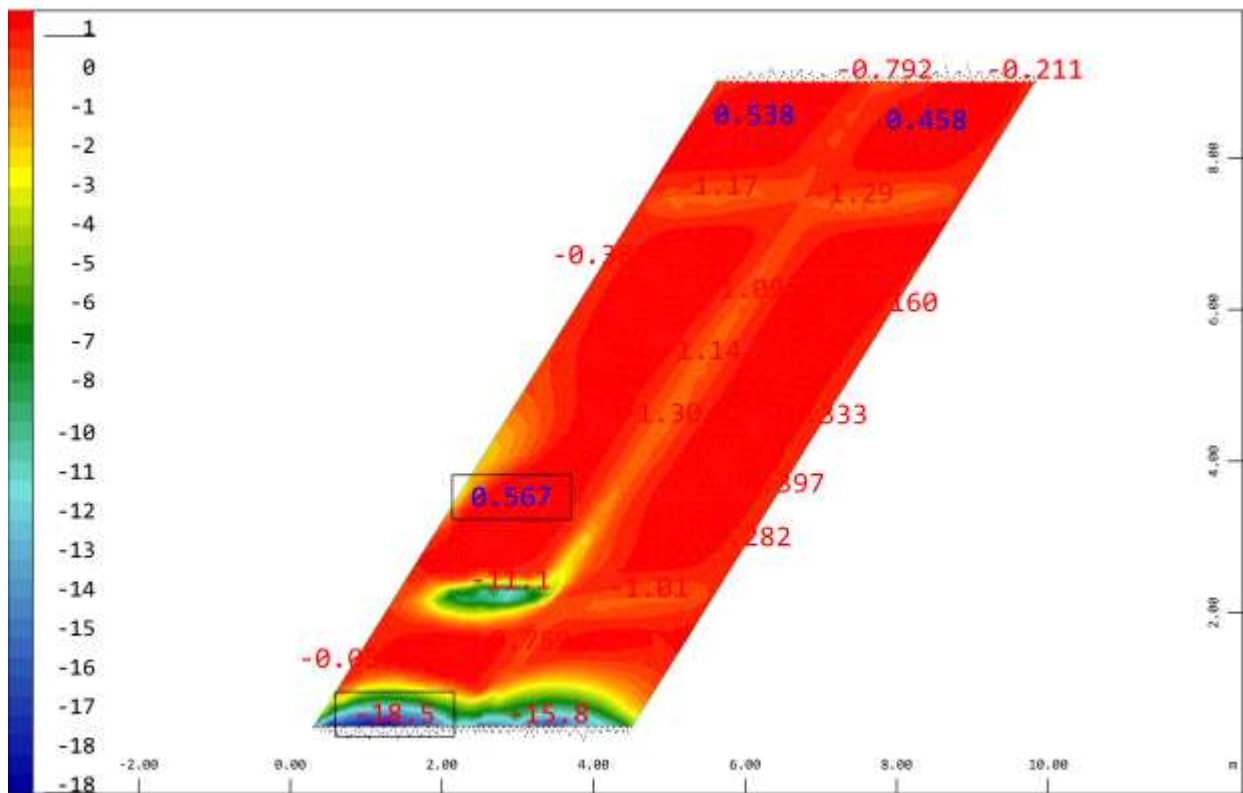
Sector of system Group 100
Bending moment m-xx in local x from middle of element in Quadrila , from -1.47 to 16.2 step 0.441 kNm/m
Loadcase 3101 MAXA-MXX QUAD Forces
M 1 : 91



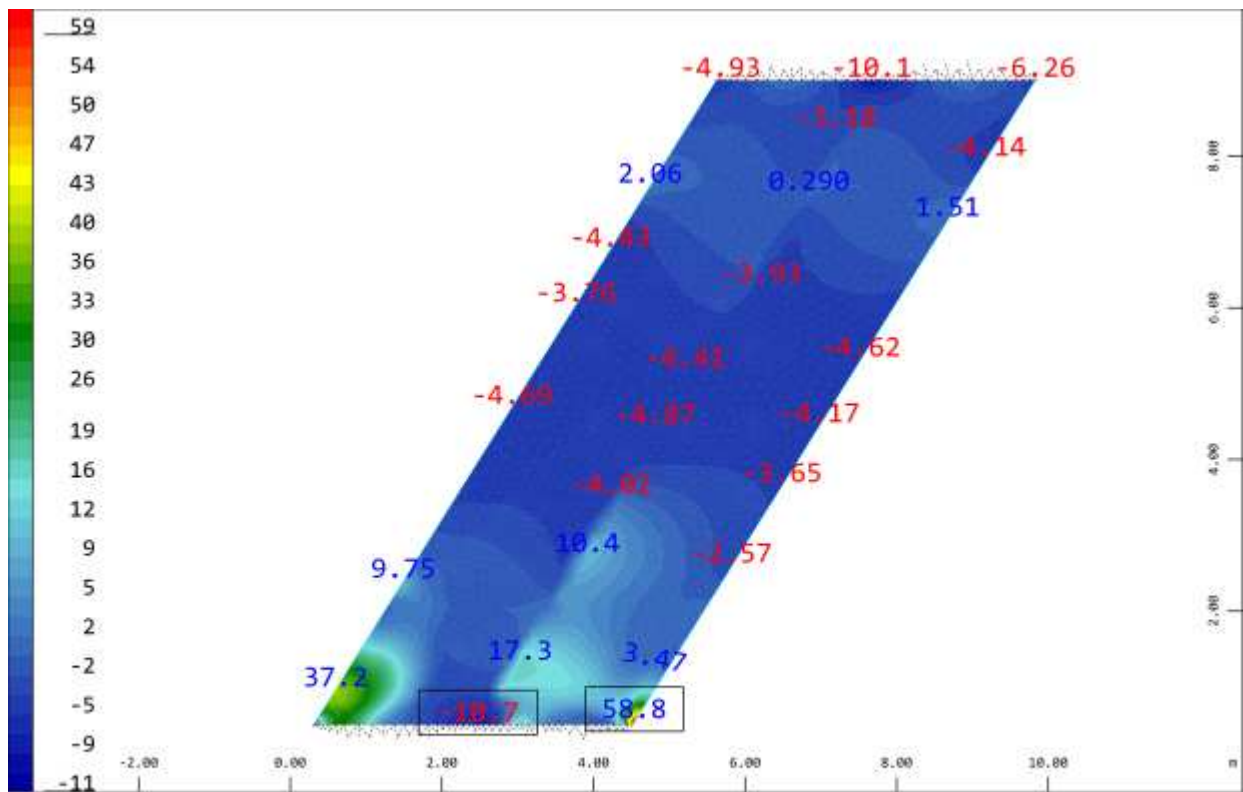
Sector of system Group 100
Bending moment m-xx in local x from middle of element in Quadrila , from -7.88 to 0.870 step 0.219 kNm/m
Loadcase 3102 MINA-MXX QUAD Forces
M 1 : 91



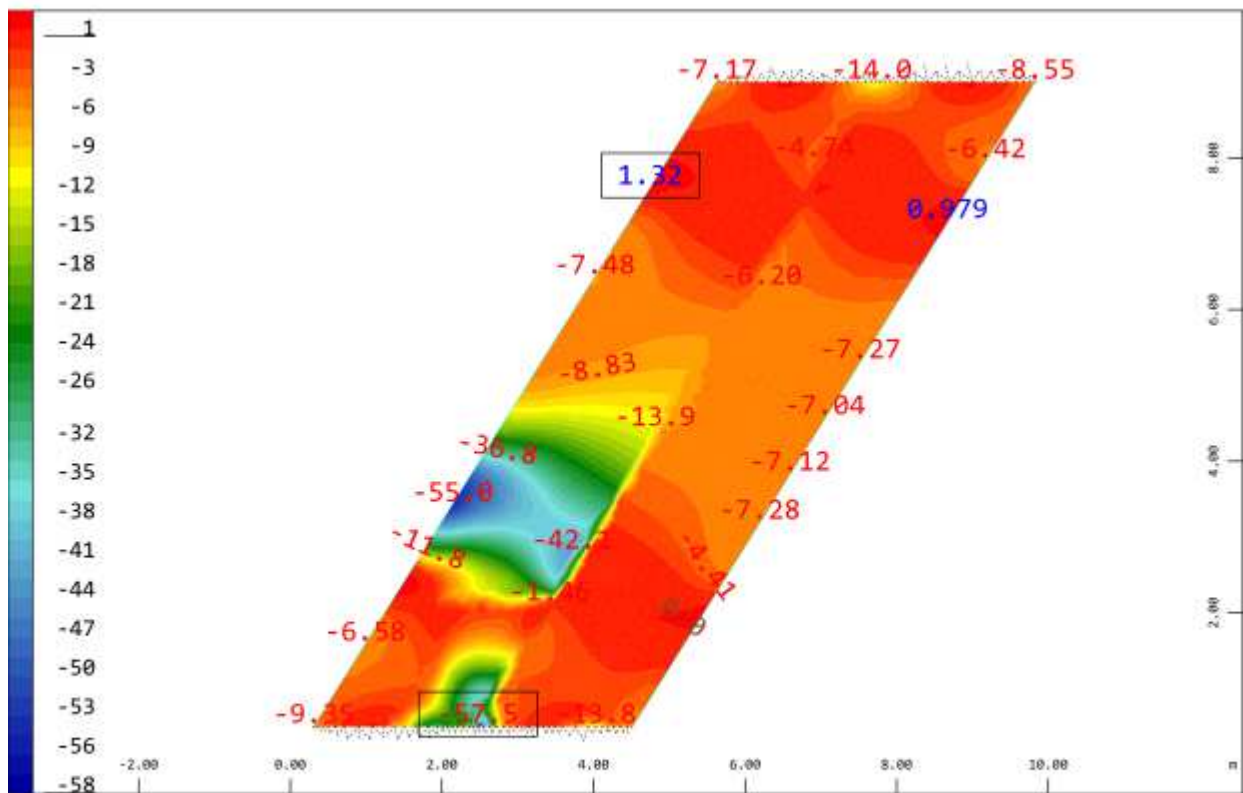
Sector of system Group 100
 Bending moment m-yy in local y from middle of element in Quadrila , from -0.836 to 14.8 step 0.398 kNm/m
 ↓ , Loadcase 3103 MAXA-MYY QUAD Forces
 H 1 : 91



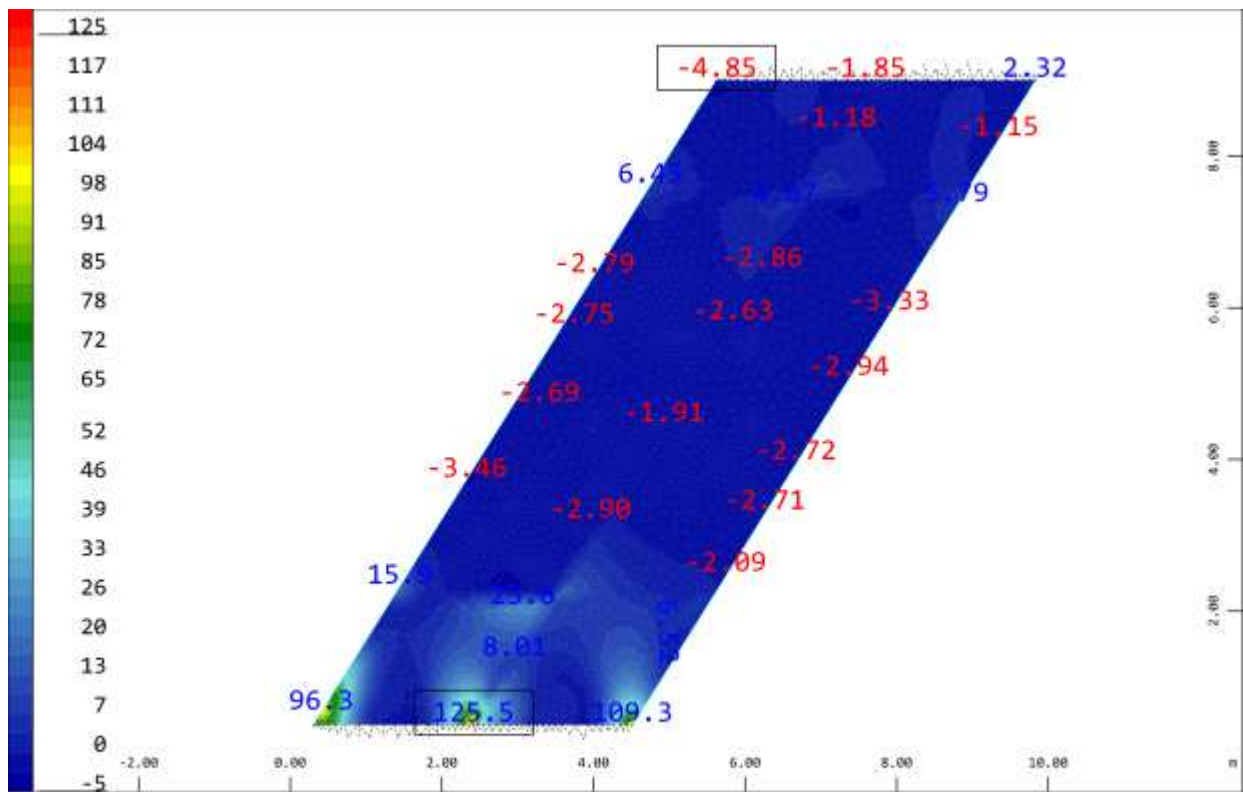
Sector of system Group 100
 Bending moment m-yy in local y from middle of element in Quadrila , from -18.5 to 0.567 step 0.476 kNm/m
 ↓ , Loadcase 3104 MINA-MYY QUAD Forces
 H 1 : 91



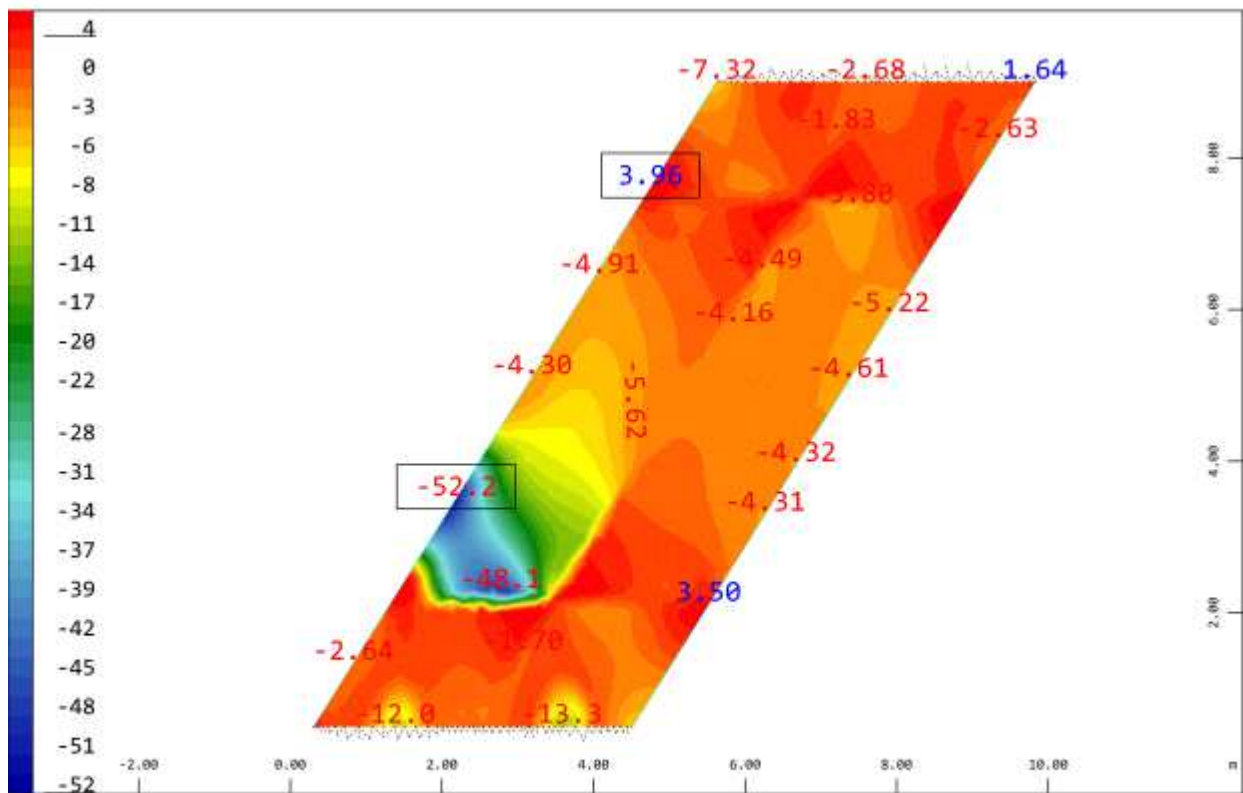
Y Sector of system Group 100 H 1 : 91
X Membrane force n-xx in local x from middle of element ↔, Loadcase 3111 MAXA-NXX QUAD Forces
in Quadrila , from -10.7 to 58.8 step 1.74 kN/m



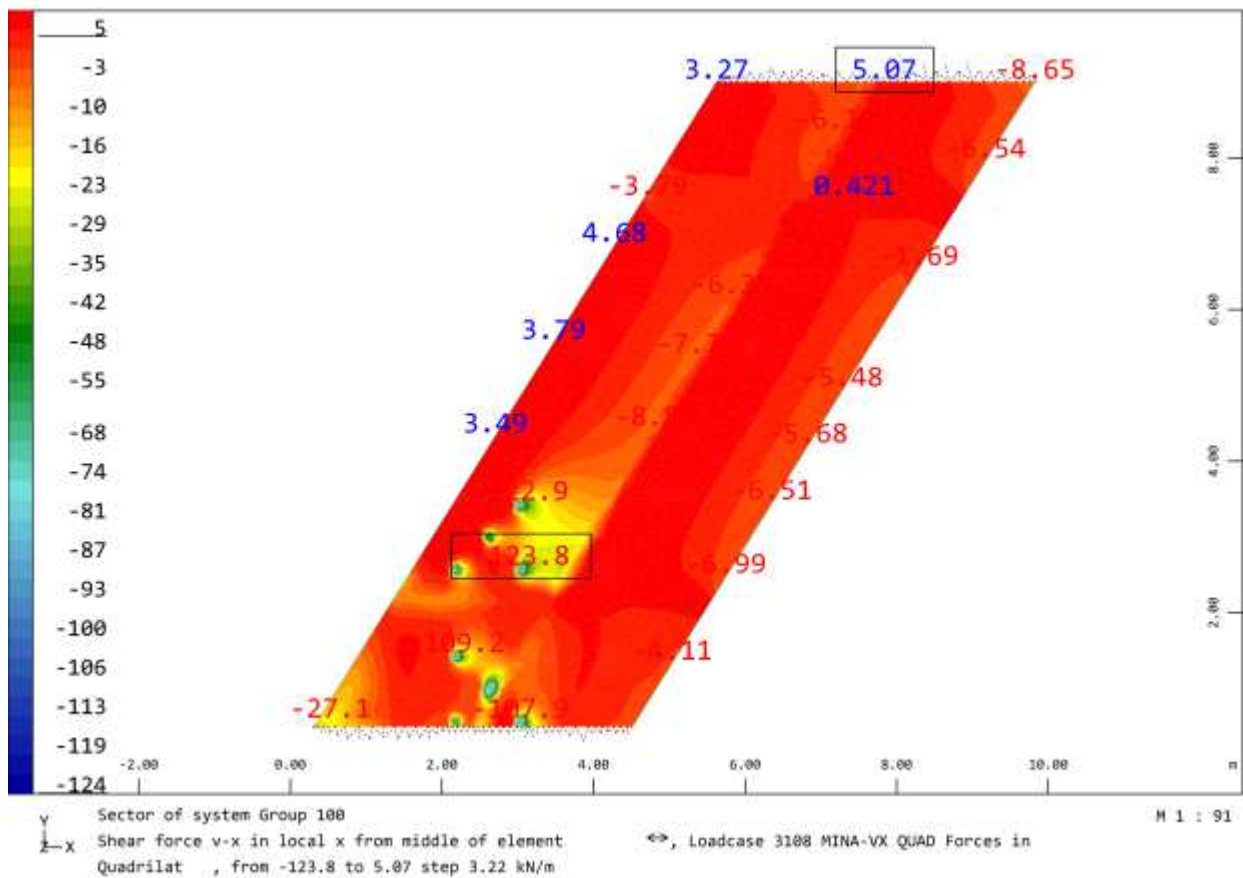
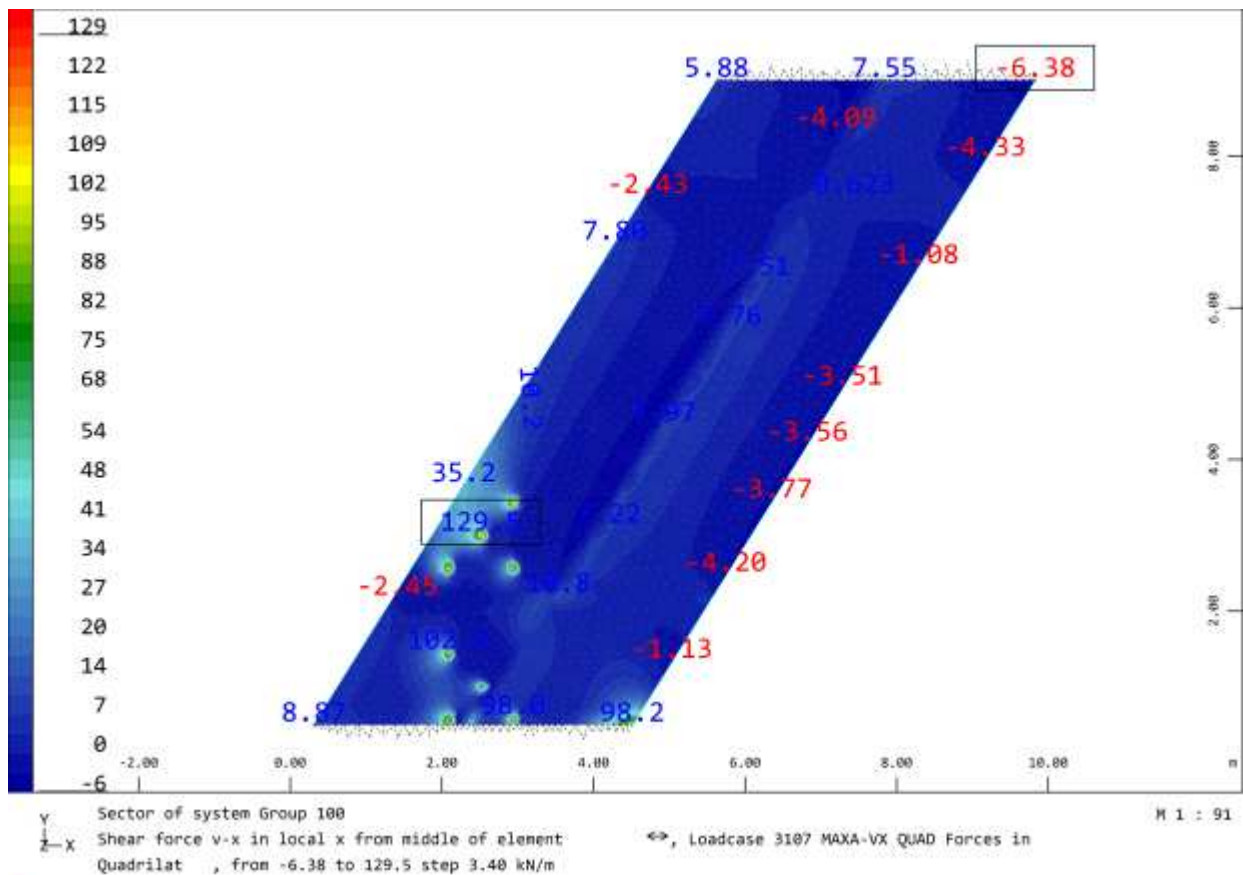
Y Sector of system Group 100 H 1 : 91
X Membrane force n-xx in local x from middle of element ↔, Loadcase 3112 MINA-NXX QUAD Forces
in Quadrila , from -57.5 to 1.32 step 1.47 kN/m

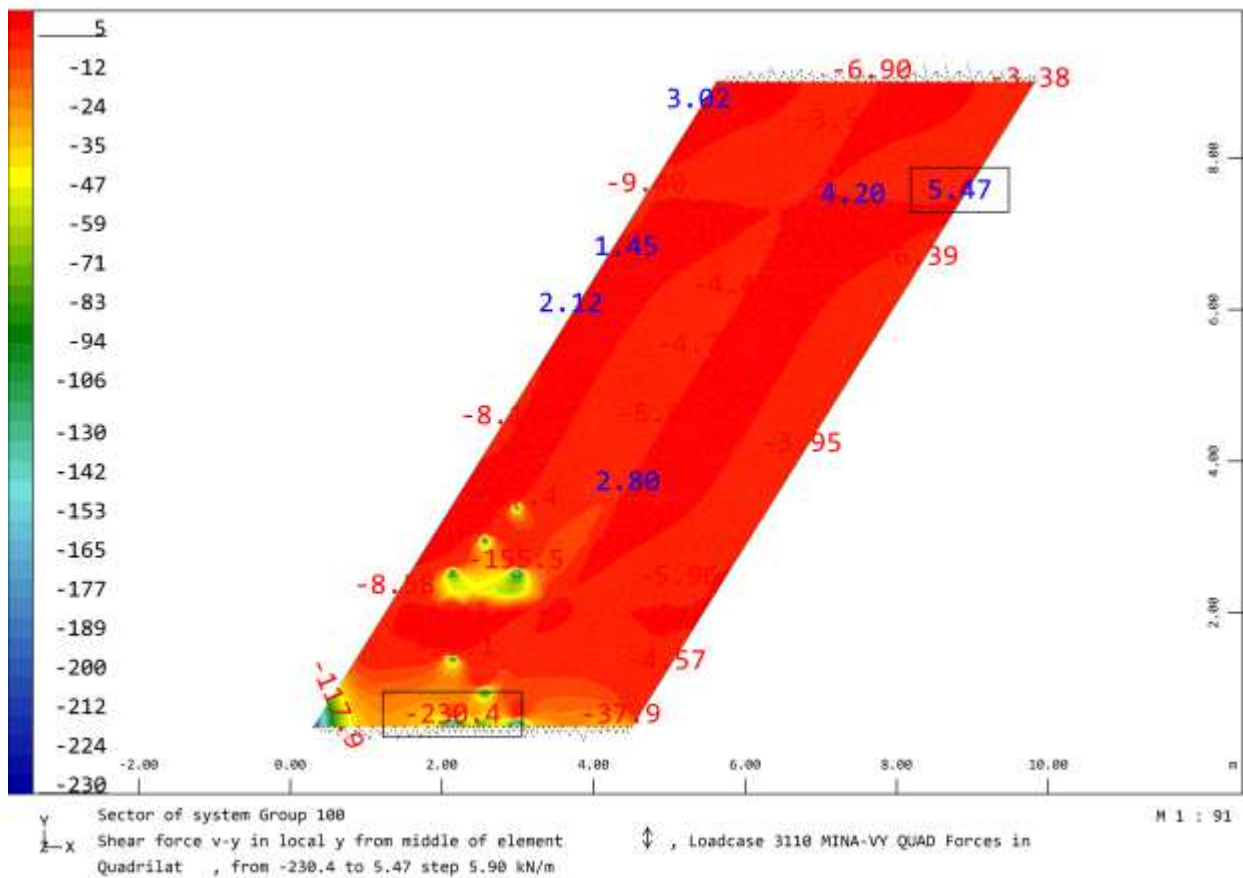
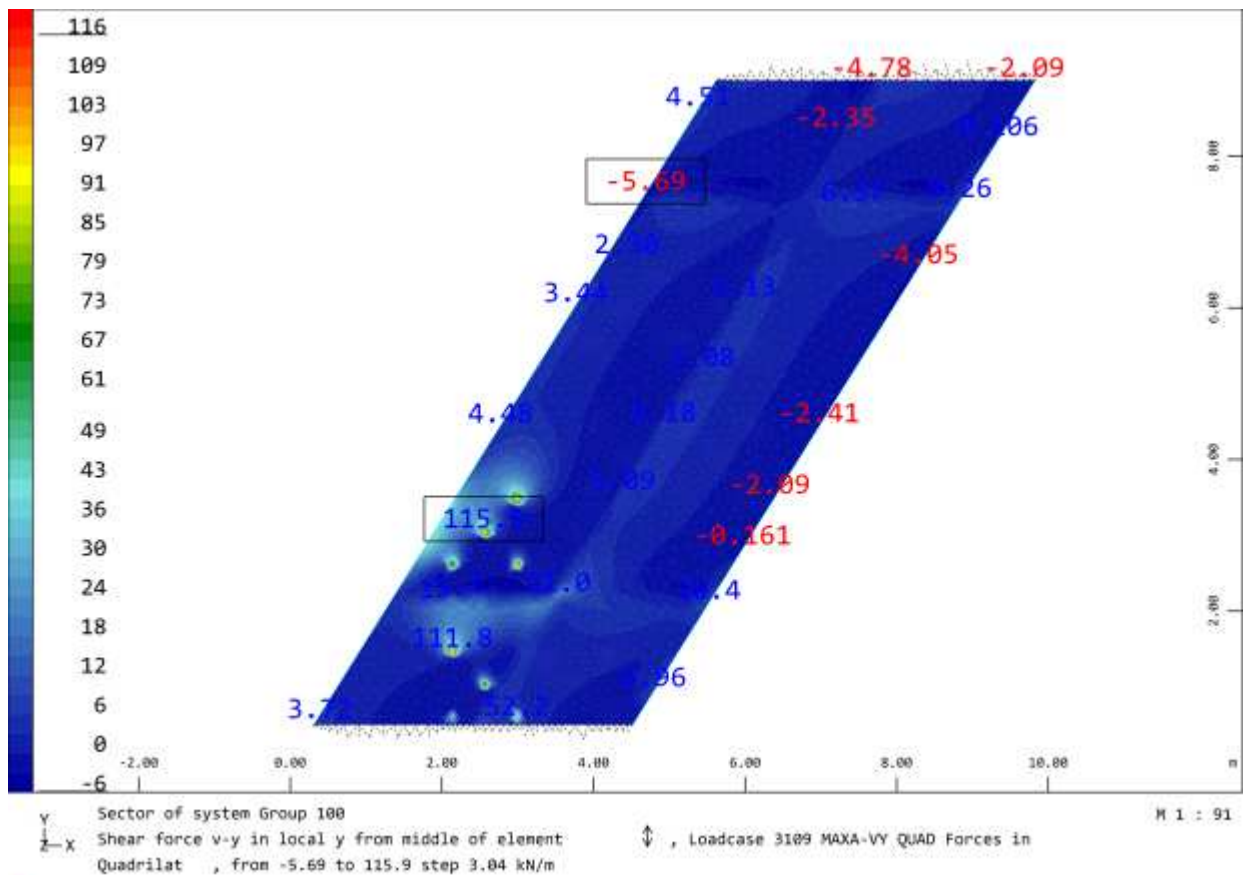


Y Sector of system Group 100 H 1 : 91
X Membrane force n-yy in local y from middle of element ↓ , Loadcase 3113 MAXA-NYY QUAD Forces
in Quadrila , from -4.85 to 125.5 step 3.26 kN/m

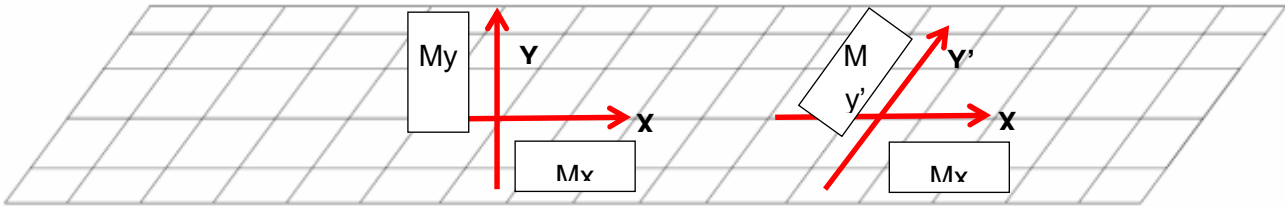


Y Sector of system Group 100 H 1 : 91
X Membrane force n-yy in local y from middle of element ↓ , Loadcase 3114 MINA-NYY QUAD Forces
in Quadrila , from -52.2 to 3.96 step 1.40 kN/m





Considerando di voler disporre l'armatura trasversale parallelamente al lato corto della soletta, le sollecitazioni flessionali in dir. Y devono essere opportunamente proiettate, tenendo conto dell'angolo di sghembo della soletta stessa :



- My, momento flettente in dir. Y
- My', momento flettente proiettato nella dir. Y'
- Angolo di sghembo 58°

$$My' = My / \cos (90^\circ - 58^\circ) \approx 1.20 My$$

Inoltre, considerando che, data la geometria sghemba della soletta, i momenti misti Mxy possono essere non trascurabili, si è deciso di applicare la teoria di Wood per la determinazione dei momenti di progetto allo SLU.

Di seguito si riporta la procedura seguita per la determinazione di detti momenti nelle direzioni X e Y':

- sollecitazioni flessionali ricavate dall'analisi numerica:
 - **Mx_max** **26kNm/m** *tende le fibre inferiori*
 - **Mx_min** **-23kNm/m** *tende le fibre superiori*
 - My_max 22kNm/m *tende le fibre inferiori*
 - **My'_max** **1.2*22 = 27kNm/m**
 - My_min -19kNm/m *tende le fibre superiori*
 - **My'_min** **1.2*(-19) = -23kNm/m**
 - **Mxy_max** **9kNm/m** *tende le fibre inferiori*
 - **Mxy_min** **-11kNm/m** *tende le fibre superiori*
- sollecitazioni flessionali di progetto ricavate applicando la teoria di Wood:
 - Verifica armatura inferiore

$$Med_x = Mx_{max} + Mxy_{max} = 26 + 9 = 35kNm/m$$

$$Med_{y'} = My'_{max} + Mxy_{max} = 27 + 9 = 36kNm/m$$

- Verifica armatura superiore

$$Med_x = Mx_{min} + Mxy_{min} = -23 - 11 = -34kNm/m$$

$$Med_{y'} = My'_{min} + Mxy_{min} = -23 - 11 = -34kNm/m$$

VERIFICHE SOLETTA IN FASE II - SLU

Di seguito si riportano le verifiche della soletta in fase II, ovvero in condizioni di esercizio:

VERIFICA A FLESSIONE DIR. X

- Cls C32/40
- Acciaio B450C
- Armatura superiore 5 + 5 fi 16 al metro
- Armatura inferiore 5 + 5 fi 16 al metro
- **Med_x = Mx_max + Mxy_max = 26 + 9 = 35kNm/m**
- **Med_x = Mx_min + Mxy_min = -23 - 11 = -34kNm/m**

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta dir. X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta_dir X**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	17	5
			2	10,05	22

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... (Visualizza sezione con diagrammi)

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	-31,7	0	kN
M _{xEd}	35	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} 84,4 kNm

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

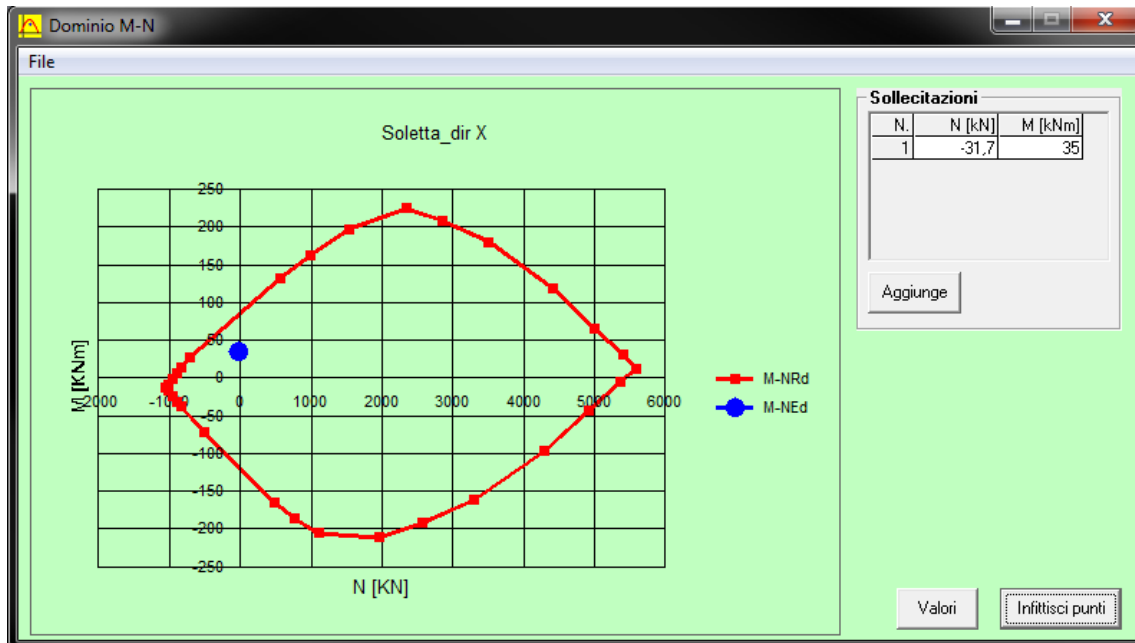
ε_c 3,5 ‰

ε_s 15,09 ‰

d 22 cm

x 4,142 x/d 0,1883

δ 0,7



Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta dir. X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Soletta_dir X

N* figure elementari: 1 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	17	5
2	10,05	22

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 131 0 kN
M_{xEd} -34 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -133,3 kN m

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 13,49 ‰
d 20 cm
x 4,12 x/d 0,206
δ 0,7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

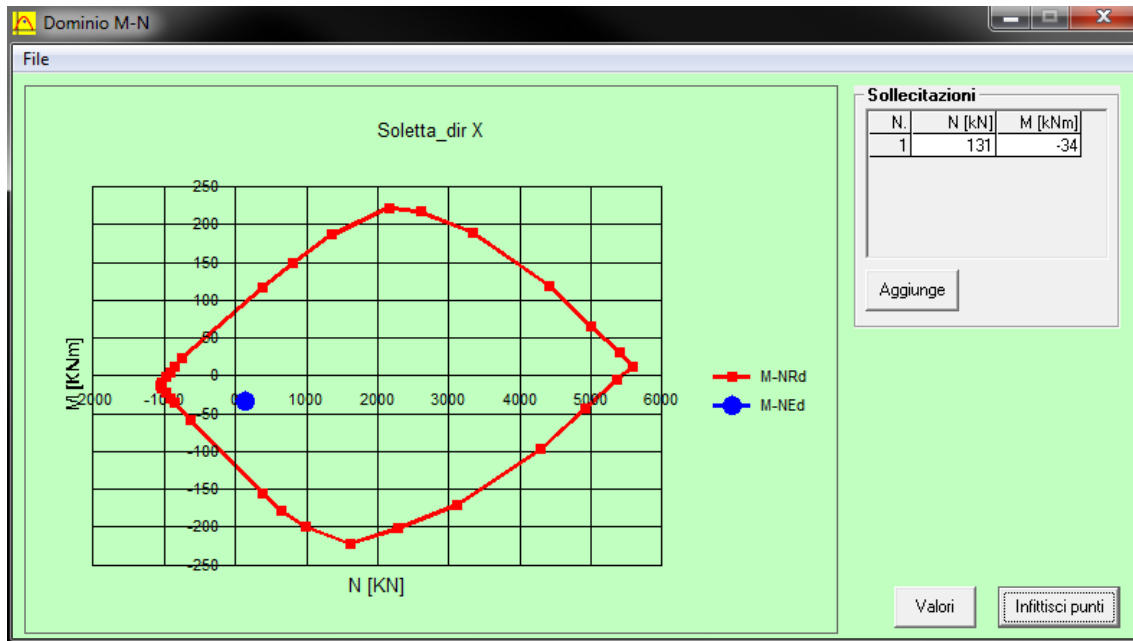
Retta Devia

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



VERIFICA A FLESSIONE DIR. Y'

- Cls C32/40
- Acciaio B450C
- Armatura superiore 5 + 5 fi 16 al metro
- Armatura inferiore 5 + 5 fi 16 al metro
- **Med_{y'} = My'_{max} + Mxy_{max} = 27 + 9 = 36kNm/m**
- **Med_{y'} = My'_{min} + Mxy_{min} = -23 - 11 = -34kNm/m**

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta dir. Y'

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

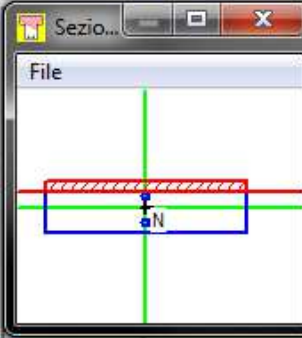
Titolo: **Soletta_dir Y'**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7
2	10,05	20

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...


Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -80 kN
M_{xEd} 36 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

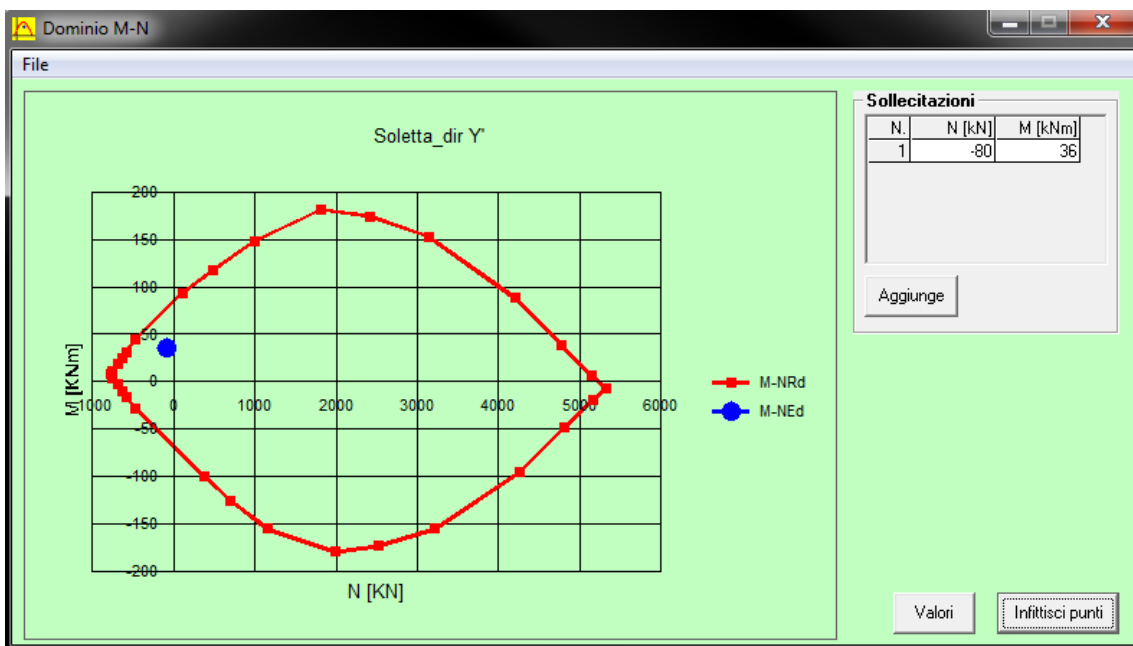
Precompresso

Materiali:

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8 ?
E _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} 81,13 kNm

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 11,68 ‰
d 20 cm
x 4,613 x/d 0,2306
δ 0,7283



Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta dir. Y'

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta_dir Y'

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7
2	10,05	20

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

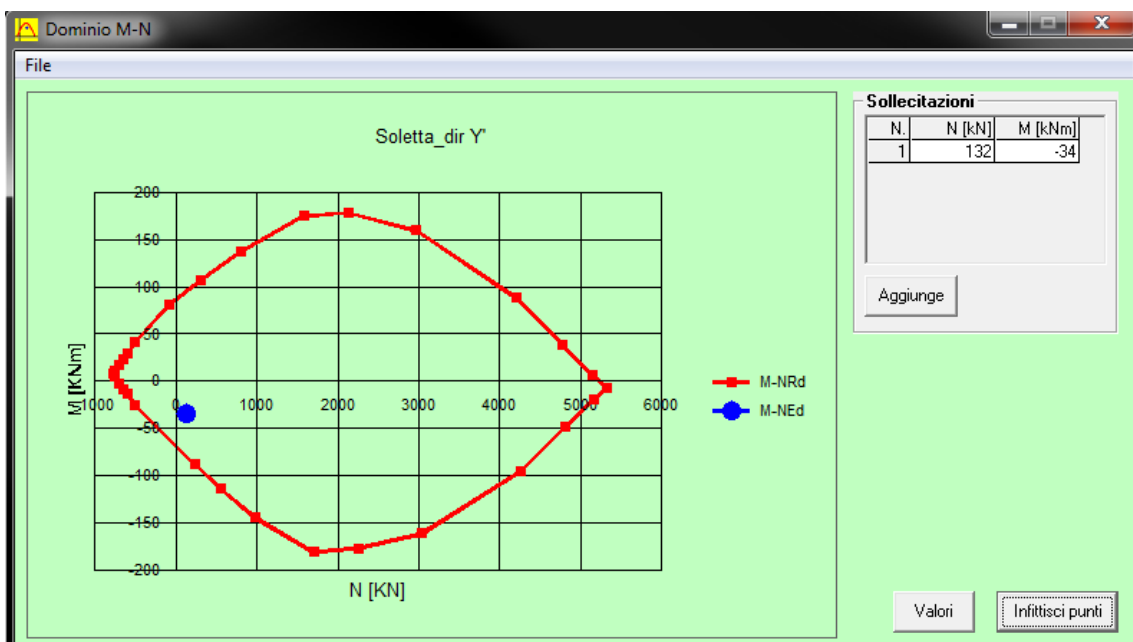
Materiali

B450C **C32/40**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm

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



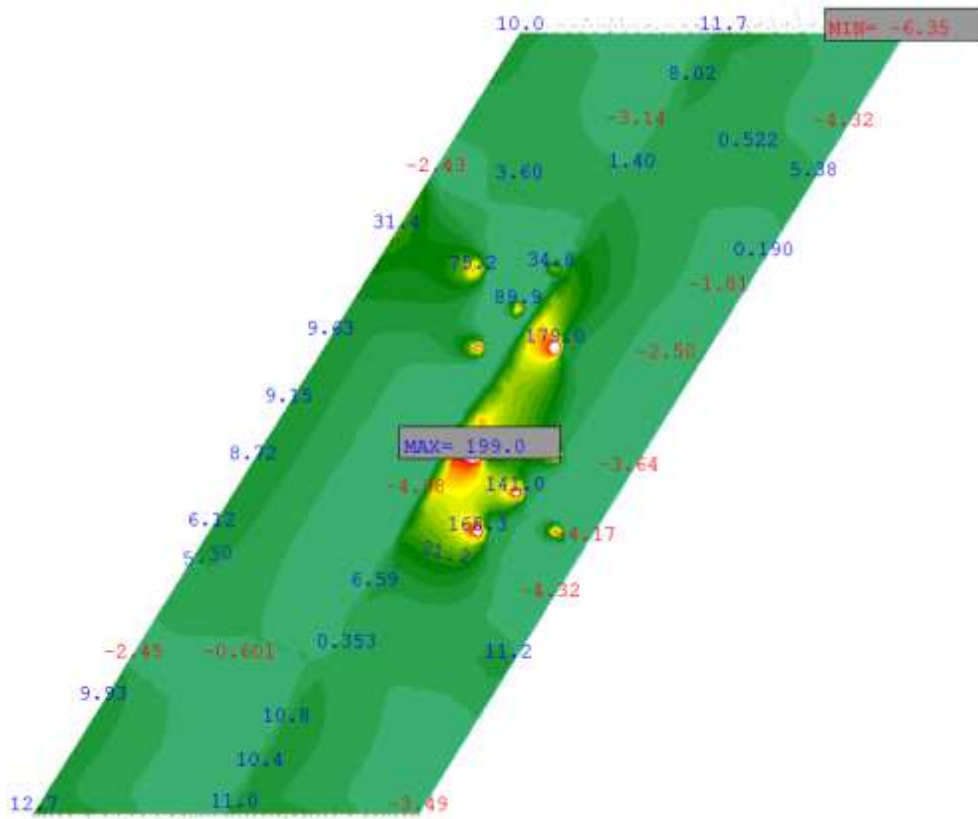
VERIFICA A TAGLIO DIR. X e Y'

- Cls C32/40
- Acciaio B450C
- Armatura superiore 5 + 5 fi 16 al metro
- Armatura inferiore 5 + 5 fi 16 al metro

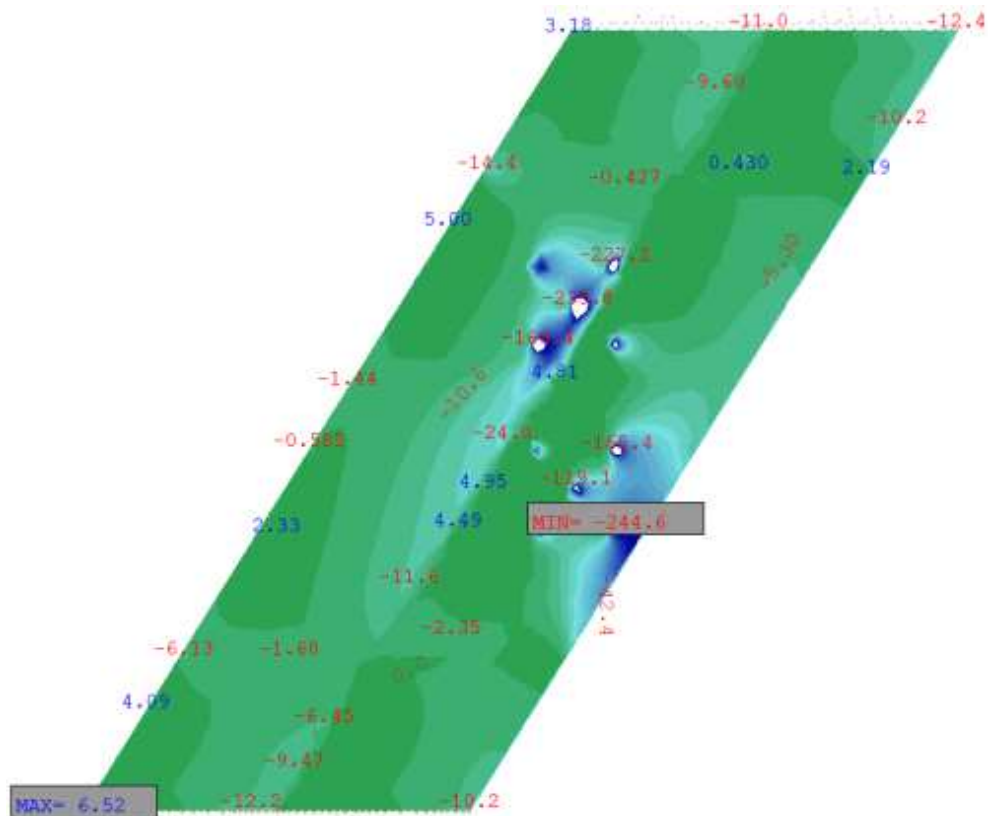
Considerando il minimo taglio resistente nelle due direzioni X ed Y', il cui calcolo di dettaglio è di seguito indicato, si riportano le mappe con le verifiche a taglio ottenute impostando come limiti di rappresentazione proprio i valori del taglio resistente (*eventuali parti bianche sulle mappe indicano aree non verificate, ovvero per le quali il taglio sollecitante è maggiore del taglio resistente impostato come soglia*).

DETERMINAZIONE TAGLIO RESISTENTE

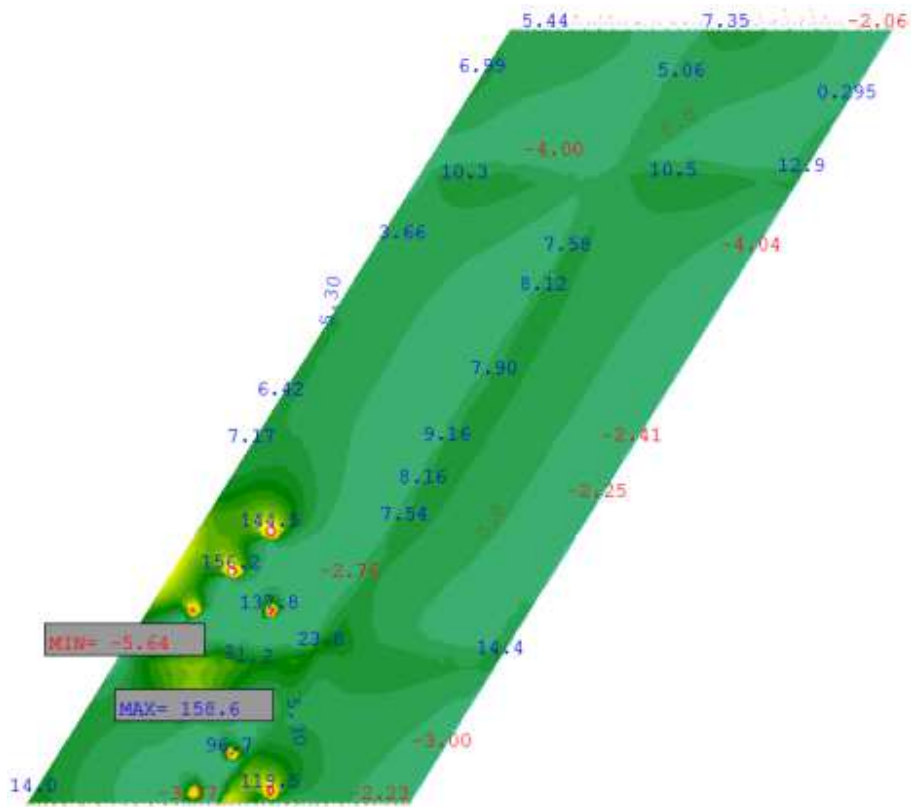
$b := 1000$	mm	larghezza unitaria soletta
$h := 250$	mm	altezza totale soletta
$d := 170$	mm	altezza utile minima
$f_{ck} := 32$	MPa	resistenza cilindrica caratteristica cls
$\gamma_c := 1.5$		coefficiente parziale del materiale
$A_{sup} := 1005$	mm^2	area armatura tesa per larghezza unitaria soletta
$\rho_l := \frac{A_{sup}}{b \cdot d} = 5.9 \cdot 10^{-3}$		% geometrica armatura tesa per larghezza unitaria soletta
$k := \min\left(1 + \sqrt{\left(\frac{200}{d}\right)}, 2.0\right) = 2$		
$v_{min} := 0.56$	MPa	resistenza minima a taglio
$V_1 := \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^3}{\gamma_c}\right) \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = 108.7$		kN
$V_2 := v_{min} \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = 95.2$		kN
$V_{rd} := \max(V_1, V_2) = 108.7$		kN taglio resistente di progetto



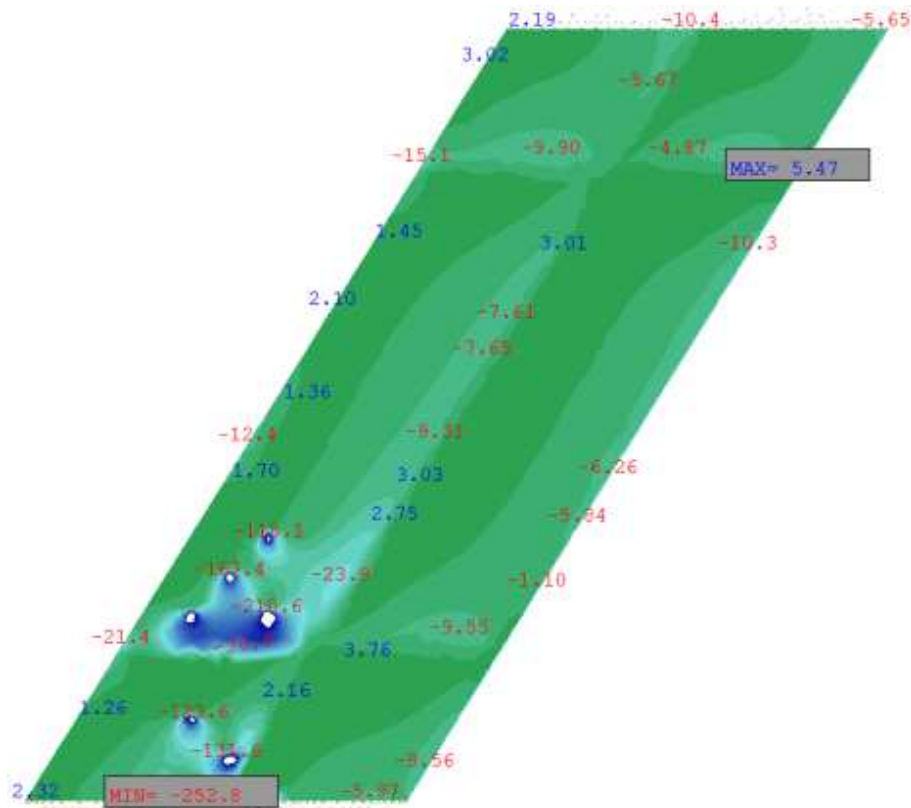
Vx_max



Vx_min



V_{y_max}



V_{y_min}

Le verifiche a taglio possono ritenersi sostanzialmente soddisfatte, poiché le parti evidenziate in bianco sulle mappe, sono riconducibili a picchi numerici dovuti all'applicazione, sul modello di calcolo, di forze concentrate simulanti gli effetti delle ruote dei veicoli transitanti sul ponte.

VERIFICHE SOLETTA IN FASE II - SLE

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione della soletta in fase II, ovvero in condizioni di esercizio, applicando la procedura semplificata prevista dall'EC2:

- Combinazione di carico frequente
- M_{xx_max} : 12kNm/m
- M_{xx_min} : -11kNm/m
- M_{yy_max} : 11kNm/m
- M_{yy_min} : -10kNm/m

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta dir. X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta_dir X

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	17	5
2	10,05	22

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	0	0	kN
M_{xEd}	0	12	kNm
M_{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -1,659 N/mm²
 σ_s 61,35 N/mm²
 ϵ_s 0,3067 ‰
d 22 cm
x 6,349 x/d 0,2886
 δ 0,8007

Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta dir. Y'

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

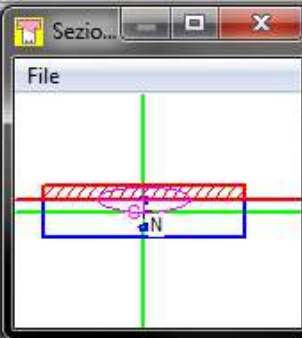
Titolo: **Soletta_dir Y'**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7
2	10,05	20

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...
 File


Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	11	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -1,949 N/mm²
 σ_s 60,76 N/mm²
 ϵ_s 0,3038 ‰
 d 20 cm
 x 6,498 x/d 0,3249
 δ 0,8461

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Facendo riferimento alla tabella C4.1.II, si deduce che il diametro massimo consentito per le barre è 25 mm. In questo caso le barre adottate hanno diametro di 16 mm, pertanto tale requisito risulta soddisfatto.

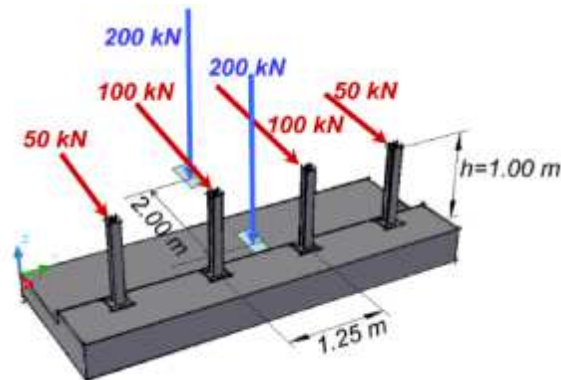
Facendo riferimento alla tabella C4.1.III risulta che per una tensione nell'acciaio pari a 62MPa, la spaziatura massima tra le barre non deve essere superiore di 200 mm. In questo caso la spaziatura tra le barre è 200 mm, pertanto anche questo requisito risulta soddisfatto.

La verifica risulta quindi essere soddisfatta.

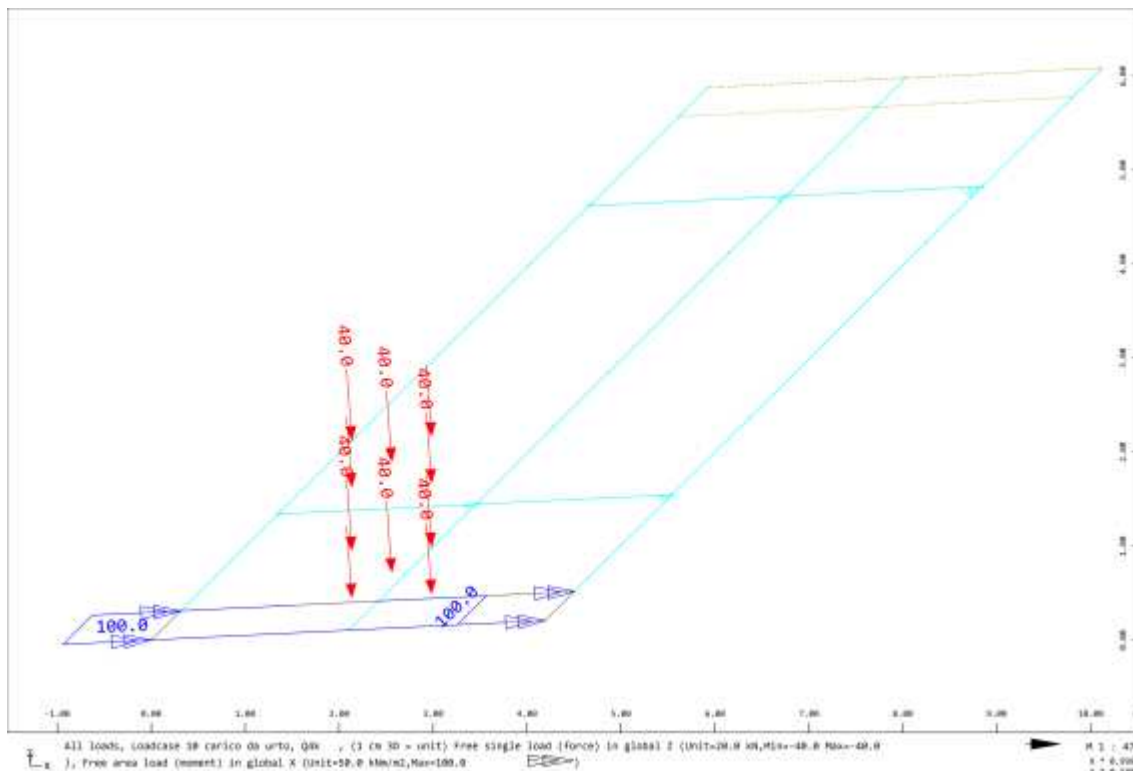
Infine, per tener conto del comportamento globale della soletta all'interno dell'impalcato, ovvero per considerare gli effetti del ritiro, della temperatura e delle fessurazioni a ridosso degli appoggi sulle pile e sugli sbalzi laterali, l'armatura corrente, in dette zone, è stata infittita aggiungendo ferri Ø16/200.

VERIFICHE CORDOLO BORDO PONTE

Di seguito si riporta la verifica del cordolo di bordo ponte, per cui si è fatto utile riferimento al Quaderno tecnico ANAS n. 4 che, in condizioni di progettazione ordinaria, suggerisce l'utilizzo del seguente schema di carico:



Nel modello numerico utilizzato per il calcolo della soletta, l'effetto del carico di collisione è stato simulato applicando una coppia torcente, per unità di lunghezza del cordolo, pari $100\text{kN}\cdot 1.00\text{m} = 100\text{kNm/m}$



Nonostante la modellazione numerica effettuata, tuttavia, nella progettazione delle armature del cordolo, si è fatto riferimento, cautelativamente, ad un meccanismo resistente di tipo torsionale (*più fragile rispetto a quello flessionale*) considerando un momento torcente pari a 100kNm/m .

Di seguito si riporta la determinazione del momento torcente resistente del cordolo:

- Armatura longitudinale: 8 fi 16
- Staffatura: fi 12/10

DETERMINAZIONE MOMENTO TORCENTE RESISTENTE DEL CORDOLO

$b := 500$	<i>mm</i>	larghezza cordolo
$h := 450$	<i>mm</i>	altezza cordolo
$A_c := b \cdot h = 2.3 \cdot 10^5$	<i>mm</i> ²	area sezione cordolo
$u := 2 \cdot (b + h) = 1.9 \cdot 10^3$	<i>mm</i>	perimetro cordolo
$t := \frac{A_c}{u} = 118.4$	<i>mm</i>	spessore fittizio sezione cava equivalente cordolo
$c := 40$	<i>mm</i>	copriferro
if ($t > 2 \cdot c$, "ok", "no") = "ok"		
$f_{ck} := 32$	<i>MPa</i>	resistenza cilindrica caratteristica cls
$\gamma_c := 1.0$		coefficiente parziale del materiale - cmb accidentale
$f_{yk} := 450$	<i>MPa</i>	resistenza a snervamento caratteristica acciaio
$\gamma_s := 1.0$		coefficiente parziale del materiale - cmb accidentale
$b_m := b - t = 381.6$	<i>mm</i>	base del perimetro medio
$h_m := h - t = 331.6$	<i>mm</i>	altezza del perimetro medio
$A := b_m \cdot h_m = 1.3 \cdot 10^5$	<i>mm</i> ²	area racchiusa nel perimetro medio
$u_m := 2 \cdot (b_m + h_m) = 1.4 \cdot 10^3$	<i>mm</i>	lunghezza perimetro medio
$A_s := 1 \cdot 113 = 113$	<i>mm</i> ²	area singolo braccio delle staffe - fi 12
$s := 100$	<i>mm</i>	passo delle staffe
$A_l := 8 \cdot 201 = 1.6 \cdot 10^3$	<i>mm</i> ²	area totale ferri longitudinali nel cordolo - fi 16
$a_1 := \frac{A_l}{u_m} = 1.1$		$\cot(\theta) := \left(\frac{a_1}{a_s}\right)^{\frac{1}{2}} = 1$
$a_s := \frac{A_s}{s} = 1.1$		
$T_{Rcd} := 2 \cdot A \cdot t \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \frac{1}{1+1^2} \cdot 10^{-6} = 479.5$	$\frac{kNm}{m}$	momento resistente cls
$T_{Rsd} := 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot 1.0 \cdot 10^{-6} = 128.7$	$\frac{kNm}{m}$	momento resistente staffe
$T_{Rld} := 2 \cdot A \cdot \frac{A_l}{u_m} \cdot \frac{f_{yk}}{1.0} \cdot 10^{-6} = 128.4$	$\frac{kNm}{m}$	momento resistente ferri longitudinali

$$T_{Rd} := \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) = 128.4 \quad \frac{kNm}{m} \quad \text{momento resistente di progetto}$$

$$T_{Ed} := 100 \quad \frac{kNm}{m} \quad \text{momento torcente di progetto}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = 0.8 \quad \text{verifica a torsione pura}$$

21 Dettagli passerella

Di seguito si riportano le verifiche dei dettagli della passerella.

GIUNTO Gb6 CANTILEVER

Caratteristiche geometriche di calcolo

it =	2,0	m	<i>interasse travi</i>
im =	2,0	m	<i>interasse montanti</i>
hm =	1,1	m	<i>altezza montante</i>

Caratteristiche meccaniche elementi strutturali

Acciaio	S355		
ro =	7850	kg/m ³	<i>peso specifico acciaio</i>
E =	200	GPa	<i>modulo elastico acciaio</i>
f _{y,f} =	355	MPa	<i>tensione di snervamento acciaio a flessione</i>
f _{y,w} =	355	MPa	<i>tensione di snervamento acciaio a taglio</i>

Valori unitari azioni di progetto

Carichi unitari permanenti strutturali

pc =	61,00	kg/m ²	<i>peso tavolato</i>
pi =	26,20	kg/m	<i>peso IPE220</i>
pp =	97,14	kg/m	<i>peso proprio trave</i>
Collegamenti	15%	%	<i>% pesi propri per collegamenti</i>
Imprevisti	10%	%	<i>% imprevisti</i>

Carichi unitari permanenti non strutturali

pm =	15,54	kg	<i>peso proprio montante</i>
pcor =	6,82	kg/m	<i>peso proprio corrimano</i>
pv =	60,00	kg/m	<i>peso proprio veletta</i>

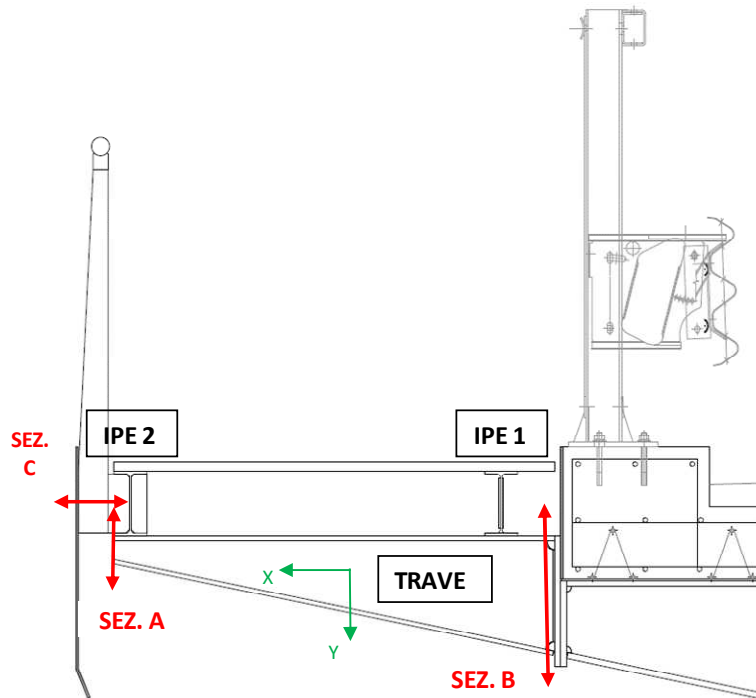
Carichi unitari accidentali

qv _f =	500,00	kg/m ²	<i>carico accidentale da folla (5kN/m²)</i>
qh _f =	150,00	kg/m	<i>carico accidentale su corrimano (1.5kN/m)</i>

Coefficienti parziali

	SLU	SLE
gg ₁ =	1,3	1,0
gg ₂ =	1,5	1,0
gq =	1,5	1,0

Azioni di progetto agenti sulle sezioni indicate (combinazione SLU)



Sezioni	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Sez. A	4,41	2,20	-	-	-	5,29
Sez. B	4,41	23,40	-	-	-	28,97
Sez. C	4,41	2,20	-	-	-	4,86

alfa = ° *angolo di rotazione rispetto l'asse y per il sistema (x',y',z')*

Sezioni	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Sez. B	2,34	23,40	-3,74	24,57	-	15,35

Verifiche trave

Caratteristiche geometriche trave (sezione variabile)

	Sez. A	Sez. B		
tf =	15	15	mm	<i>spessore flangia</i>
bf =	350	350	mm	<i>base flangia</i>
tw =	10	10	mm	<i>spessore anima</i>
hw =	65	375	mm	<i>altezza anima</i>
lt =	0,0	1,8	m	<i>Sezione trave</i>

Caratteristiche meccaniche trave

f _{yd} =	338,10	Mpa	<i>tensione assiale resistente di progetto</i>
tau _{yd} =	195,20	Mpa	<i>tensione tangenziale resistente di progetto</i>

Verifiche di resistenza

	Sez. A	Sez. B		
sigma ed max	13,23	7,75	Mpa	tensione assiale agente
tao ed max	3,39	12,36	Mpa	tensione tangenziale agente
	Sez. A	Sez. B		
Tenso-Flessione	OK	OK		verifica: $f_{yd} < \sigma_{ed \max}$
Taglio-Torsione	OK	OK		verifica: $\tau_{ed \max} < \tau_{tao}$

Verifica collegamento SEZ. B

tp =	20	mm			
n =	1				
nb =	6				
d =	22	mm			
d0 =	24	mm			
p1 =	75	mm	>	53	mm
p2 =	180	mm	>	58	mm
e1 =	50	mm	>	29	mm
e2 =	100	mm	>	29	mm

spessore piastra
numero superfici di taglio
numero bulloni

diametro bulloni
diametro fori bullone

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica

>	60	mm	OK
>	60	mm	OK
>	36	mm	OK
>	36	mm	OK

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 #6.5.5.

Classe bullone: 10.9 | diametro d: 22 | f_{yb} : 900 | f_{ub} : 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area: 303.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): $F_{v,Rd}$: 121.2 kN

Resistenza a trazione: $F_{t,Rd}$: 218.2 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 57 | $F_{t,Sd}$: 52 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.470 + 0.170 = 0.641$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) | f_u : 510 N/mm²

spessore t: 20 mm

diametro foro d₀: 24 mm

distanze bordo e₁: 50 | e₂: 100

passo p₁: 75 | p₂: 180

α : 0.694

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 311.7 kN

Osservazioni

Verifica collegamento SEZ. C

tp = 15 mm
n = 1
nb = 3

spessore piastra
numero superfici di taglio
numero bulloni

d = 16 mm
d0 = 18 mm

diametro bulloni
diametro fori bullone

p1 = 50 mm
p2 = - mm
e1 = 50 mm
e2 = - mm

> 40 mm OK
> 43 mm OK
> 22 mm OK
> 22 mm OK

UNI EN 1993-1-9 verifica a fatica

> 45 mm OK
> 45 mm OK
> 27 mm OK
> 27 mm OK

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 #6.5.5.

Classe bullone 10.9 diametro d 16 f_{yb} 900 f_{ub} 1000 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area 157.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 62.8 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 113.0 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 55 F_{t,Sd} 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.876 + 0 = 0.876$$

Rifollamento

Acciaio S355 (Fe510) f_u 510 N/mm²

spessore t 20 mm

diametro foro d_o 18 mm

distanze bordo e₁ 50 e₂ 0

passo p₁ 50 p₂ 0

α 0.676

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 220.6 kN Osservazioni

Verifica montante

hm = 120 mm
tm = 15 mm
Av = 18,00 cm²
Wel = 36,00 cm³

altezza sezione di verifica
spessore
area di taglio
modulo di resistenza elastico rispetto asse z (asse forte)

Verifiche di resistenza (SLU)

Sezioni	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Sez. A	4,41	2,20	-	-	-	4,86

MRd = 12,17 kNm *momento resistente elastico*
VRd = 351,36 kN *taglio resistente*

Flessione **OK** (Mz < MRd)
Taglio **OK** (Tz < VRd)

Verifica agli spostamenti orizzontali (SLE)

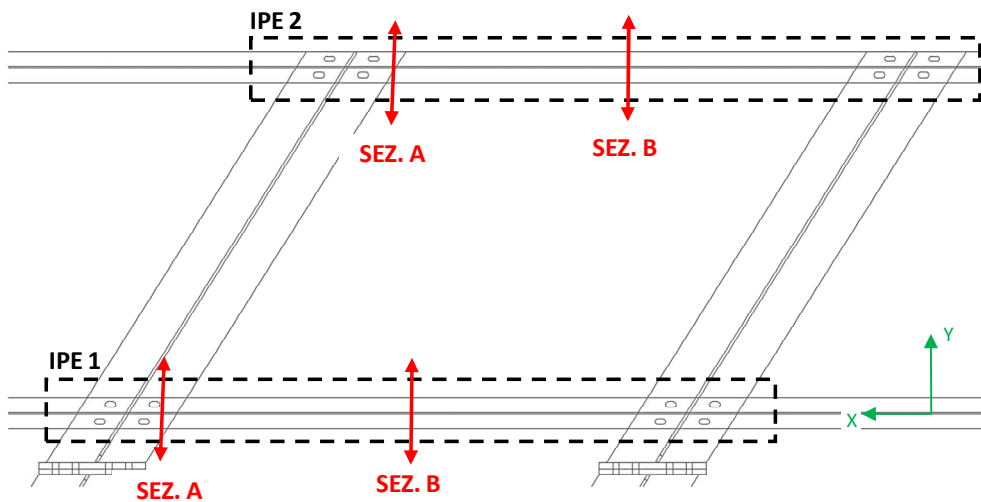
Sezioni	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Sez. A	2,94	1,46	-	-	-	3,24

Im = 76,77 cm⁴ *momento di inerzia rispetto asse z (asse forte)*

Sz,max = 8,50 mm *spostamento orizzontale massimo*
Sz,lim = 8,80 mm *spostamento orizzontale limite (2L/250)*

Verifica **OK** (Sz,max < Sz,lim)

Verifica IPE220



Azioni di progetto agenti sulla trave

Tipo di carico	Carico	Peso	
		kN/m	
G1	pc	0,67	<i>grigliato + collegamenti/imprevisti trasferiti dalla trave IPE1</i>
	pi	0,29	<i>IPE + collegamenti/imprevisti</i>
Q	qv	5,52	<i>carico accidentale da folla</i>

Verifiche di resistenza (SLU)

Sezioni	N	Vy	Vz	Mt	My	Mz
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Sez. A	-	-	9,53	-	0,00	-
Sez. B	-	-	0,00	-	4,76	-

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis ?

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per: Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione (m):
 l_{0y} 2 l_{0z} 2

N_{sd} [kN] 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 180	18.8	180	91	5.30	8.00	9.00
IPE 200	22.4	200	100	5.60	8.50	12.00
IPE 220	26.2	220	110	5.90	9.20	12.00
IPE 240	30.7	240	120	6.20	9.80	15.00
IPE 270	36.1	270	135	6.60	10.20	15.00
IPE 300	42.2	300	150	7.10	10.70	15.00
IPE 330	49.1	330	160	7.50	11.50	19.00

Plotta

Classe Sezione:
 Compressione 2
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1
 Presso-Flessione 1

Verifiche:
 Presso Flessione
 Svergolamento

g (Kg/m): 26.2
 h (mm): 220 r2 (mm): 0
 b (mm): 110 A (cm2): 33.37 iy (cm): 9.11 iz (cm): 2.48
 tw (mm): 5.9 ly (cm4): 2.772 lz (cm4): 204.9 IT (cm4): 9.07
 tf (mm): 9.2 Wy (cm3): 252 Wz (cm3): 37.25 lw (cm6): 22.670
 r1 (mm): 12 Wpl,y (cm3): 285.4 Wpl,z (cm3): 58.11

$N_{by,Rd}$ [kN] 1,056 $M_{oy,Rd}$ [kNm] 92.11
 $N_{bz,Rd}$ [kN] 605.5 $M_{oz,Rd}$ [kNm] 18.75
 $V_{ply,Rd}$ [kN] 295.9 $V_{plz,Rd}$ [kN] 377.1

Verifica agli spostamenti verticali (SLE)

$I_y = 2,77E-05 \text{ mm}^4$ inerzia IPE220 rispetto all'asse y

$S_{z,max} = 0,24 \text{ mm}$ spostamento verticale massimo
 $S_{z,lim} = 8,00 \text{ mm}$ spostamento verticale limite (L/250)

Verifica **OK** ($S_{z,max} < S_{z,lim}$)

Verifica corrimano 60.3x5.0

Tipo di carico	Carico	Peso
		kN/m
G1	pc	0,07
Q	qvf	1,47

*grigliato + collegamenti/imprevisti trasferiti dalla trave IPE1
carico accidentale orizzontale su corrimano*

Verifica di resistenza (combinazione SLU)

Sezioni	N	Vy	Vz	Mt	My	Mz
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Sez. mezzeria	-	0,00	0,00	-	0,03	0,74
Sez. appoggio	-	1,47	0,07	-	0,00	0,00

Wpl = 1,53E+01 cm³ modulo di resistenza plastico
Av = 8,69 cm² area di taglio

MRd = 5,17 kNm momento resistente plastico
VRd = 169,63 kN taglio resistente

Flessione **OK** (Mz < MRd)
Taglio **OK** (Tz < VRd)

Verifica agli spostamenti orizzontali (SLE)

Iy = 3,35E-07 mm⁴ Inerzia tubo 60.3x5.0

Sz,max = 4,58 mm spostamento orizzontale massimo
Sz,lim = 8,00 mm spostamento orizzontale limite (L/250)

Verifica **OK** (Sz,max < Sz,lim)

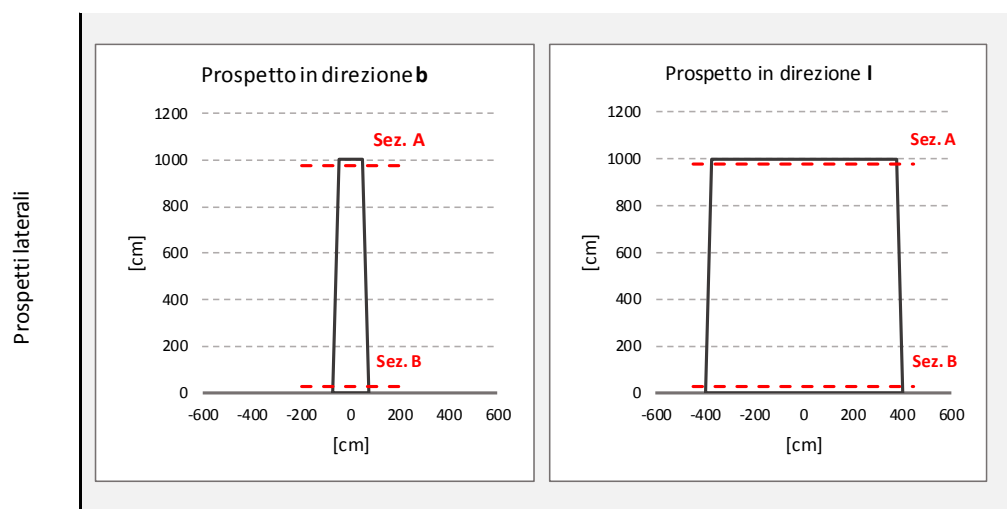
22 Verifica pila esistente

Di seguito si riportano le verifiche dei fusti delle pile esistenti sia allo SLU che allo SLV. Le sollecitazioni sismiche sono state ricavate considerando un fattore di struttura $q = 1.0$ dato che, per la pila, non si è ritenuto cautelativo fare affidamento su una capacità dissipativa.

VERIFICA DI RESISTENZE DELLE PILE - D. M. 17/01/2018

Dati di progetto

Geometria sezioni di verifica	sez. A		Sez. B		
b_w	95	147	cm		lunghezza in direzione b
l_w	753	803	cm		lunghezza in direzione l
A_c	71535	118041	cm ²		area CLS
c	5	5	cm		copriferro
I_c	0.538	2.126	cm ⁴		momento di inerzia minore sezione di calcestruzzo
h_w	0	1000	cm		altezza sezione pila da sezione di appoggio



Materiali di progetto

Livello di conoscenza	FC	1.2		fattore di confidenza (NTC18 - Tab. C8.5.IV)	
Resistenze medie	f_{cm}	13.5 MPa		resistenza media cls	
	f_{vm}	300.0 MPa		resistenza media acciaio	
Coefficienti parziali	γ_c	1.50		coeff. parziale di sicurezza cls (NTC18 - § 4.1.2.1.1.)	
	γ_s	1.15		coeff. parziale di sicurezza acciaio (NTC18 - § 4.1.2.1.1.)	
Resistenze di progetto		Meccanismo duttile	Meccanismo fragile		
	f_{cd}	11.25	7.50	MPa	resistenza di progetto del cls (NTC18 - § 8.7.2)
	f_{vd}	250.00	217.39	MPa	resistenza di progetto dell'acciaio (NTC18 - § 8.7.)

Azioni agenti di progetto

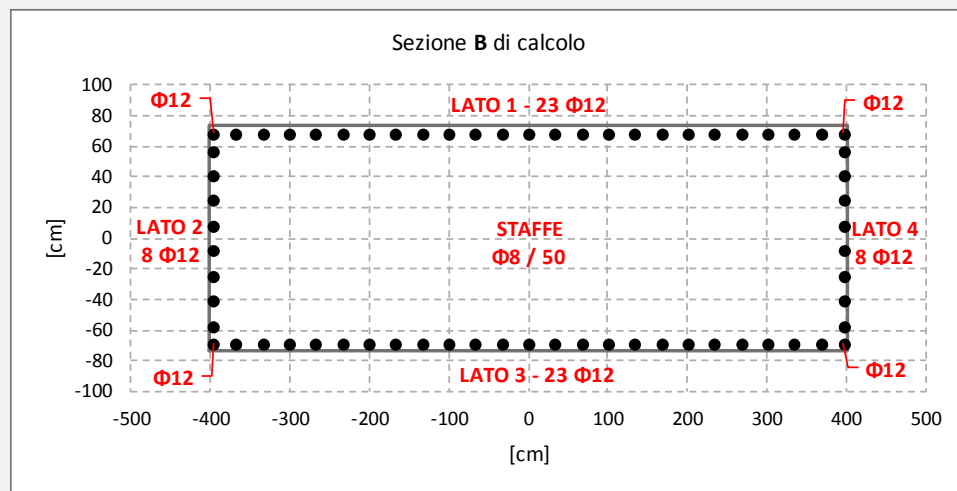
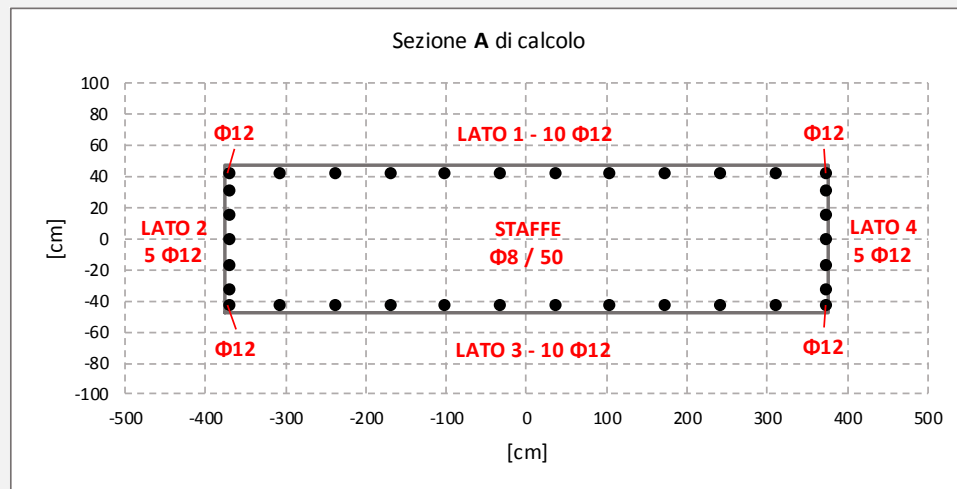
		sez. A	Sez. B		
VERIFICA SFORZO ASSIALE	N _{Ed}	-7939.5	-12944.8	Sforzo normale agente sulla sez. A in comb. SLU	
SEZ. A COMBINAZIONE SLU	N _{Ed}	-5244.5	-5024.3	-5024.3	Sforzo normale agente sulla sez. A in comb. SLU
	V _{Ed,l}	350.35	-	-	Taglio agente in direzione l sulla sez. A in comb. SLU
	V _{Ed,b}	-	238.72	-	Taglio agente in direzione b sulla sez. A in comb. SLU
	M _{Ed,T}	-	-	-	Momento torsionale agente sulla sez. A in comb. SLU
	M _{Ed,l}	-	-	95.49	Momento agente in direzione l sulla sez. A in comb. SLU
	M _{Ed,b}	-	-	7400.72	Momento agente in direzione b sulla sez. A in comb. SLU
SEZ. B COMBINAZIONE SLU	N _{Ed}	-9806.6	-9347.4	-9347.4	Sforzo normale agente sulla sez. B in comb. SLU
	V _{Ed,l}	350.35	-	-	Taglio agente in direzione l sulla sez. B in comb. SLU
	V _{Ed,b}	-	238.72	-	Taglio agente in direzione b sulla sez. B in comb. SLU
	M _{Ed,T}	-	-	-	Momento torsionale agente sulla sez. B in comb. SLU
	M _{Ed,l}	-	-	2530.42	Momento agente in direzione l sulla sez. B in comb. SLU
	M _{Ed,b}	-	-	10074.56	Momento agente in direzione b sulla sez. B in comb. SLU
SEZ. A COMBINAZIONE SLV	N _{Ed}	-3476.5	-3514.7	-3352.5	Sforzo normale agente sulla sez. A in comb. SLV
	V _{Ed,l}	454.92	-	-	Taglio agente in direzione l sulla sez. A in comb. SLV
	V _{Ed,b}	-	426.14	-	Taglio agente in direzione b sulla sez. A in comb. SLV
	M _{Ed,T}	-	-	-	Momento torsionale agente sulla sez. A in comb. SLV
	M _{Ed,l}	-	-	169.65	Momento agente in direzione l sulla sez. A in comb. SLV
	M _{Ed,b}	-	-	2967.65	Momento agente in direzione b sulla sez. A in comb. SLV
SEZ. B COMBINAZIONE SLV	N _{Ed}	-7184.2	-7222.4	-7206.5	Sforzo normale agente sulla sez. B in comb. SLV
	V _{Ed,l}	454.92	-	-	Taglio agente in direzione l sulla sez. B in comb. SLV
	V _{Ed,b}	-	426.14	-	Taglio agente in direzione b sulla sez. B in comb. SLV
	M _{Ed,T}	-	-	-	Momento torsionale agente sulla sez. B in comb. SLV
	M _{Ed,l}	-	-	4516.22	Momento agente in direzione l sulla sez. B in comb. SLV
	M _{Ed,b}	-	-	5837.78	Momento agente in direzione b sulla sez. B in comb. SLV

Resistenze di progetto

		sez. A	Sez. B	
VERIFICA SFORZO ASSIALE	N_{Rd}	-32190.75	-53118.45	<i>Sforzo normale resistente</i>
SEZ. A COMBINAZIONE SLU	N_{ed}	-5244.5	-5024.3	<i>Sforzo normale agente sulla sez. A in comb. SLU</i>
	$V_{Rd,l}$	2222.5	-	<i>Taglio resistente in direzione l sulla sez. A in comb. SLU</i>
	$V_{Rd,b}$	-	2304.8	<i>Taglio resistente in direzione b sulla sez. A in comb. SLU</i>
	$M_{Rd,T}$	-	-	<i>Momento torsionale resistente sulla sez. A in comb. SLU</i>
	$M_{Rd,l}$	-	-	2521 <i>Momento resistente in direzione l sulla sez. A in comb. SLU</i>
	$M_{Rd,b}$	-	-	20579 <i>Momento resistente in direzione b sulla sez. A in comb. SLU</i>
SEZ. B COMBINAZIONE SLU	N_{ed}	-9806.6	-9347.4	<i>Sforzo normale agente sulla sez. B in comb. SLU</i>
	$V_{Rd,l}$	3656.3	-	<i>Taglio resistente in direzione l sulla sez. B in comb. SLU</i>
	$V_{Rd,b}$	-	3775.2	<i>Taglio resistente in direzione b sulla sez. B in comb. SLU</i>
	$M_{Rd,T}$	-	-	<i>Momento torsionale resistente sulla sez. B in comb. SLU</i>
	$M_{Rd,l}$	-	-	7482 <i>Momento resistente in direzione l sulla sez. B in comb. SLU</i>
	$M_{Rd,b}$	-	-	41036 <i>Momento resistente in direzione b sulla sez. B in comb. SLU</i>
SEZ. A COMBINAZIONE SLV	N_{ed}	-3476.5	-3514.7	<i>Sforzo normale agente sulla sez. A in comb. SLV</i>
	$V_{Rd,l}$	1959.2	-	<i>Taglio resistente in direzione l sulla sez. A in comb. SLV</i>
	$V_{Rd,b}$	-	2090.3	<i>Taglio resistente in direzione b sulla sez. A in comb. SLV</i>
	$M_{Rd,T}$	-	-	<i>Momento torsionale resistente sulla sez. A in comb. SLV</i>
	$M_{Rd,l}$	-	-	1814 <i>Momento resistente in direzione l sulla sez. A in comb. SLV</i>
	$M_{Rd,b}$	-	-	14964 <i>Momento resistente in direzione b sulla sez. A in comb. SLV</i>
SEZ. B COMBINAZIONE SLV	N_{ed}	-7184.2	-7222.4	<i>Sforzo normale agente sulla sez. B in comb. SLV</i>
	$V_{Rd,l}$	3265.4	-	<i>Taglio resistente in direzione l sulla sez. B in comb. SLV</i>
	$V_{Rd,b}$	-	3467.37	<i>Taglio resistente in direzione b sulla sez. B in comb. SLV</i>
	$M_{Rd,T}$	-	-	<i>Momento torsionale resistente sulla sez. B in comb. SLV</i>
	$M_{Rd,l}$	-	-	6115 <i>Momento resistente in direzione l sulla sez. B in comb. SLV</i>
	$M_{Rd,b}$	-	-	33700 <i>Momento resistente in direzione b sulla sez. B in comb. SLV</i>

Sezioni di verifica

Arnature sezioni di verifica



Verifiche di resistenza

	sez. A	Sez. B		
COMB. SLU	N_{Ed}/N_{Rd}	0.25	0.24	Verifica sforzo normale
	$V_{Ed,l}/V_{Rd,l}$	0.16	0.10	Verifica taglio in direzione l
	$V_{Ed,b}/V_{Rd,b}$	0.10	0.06	Verifica taglio in direzione b
	M_{Ed}/M_{Rd}	0.34	0.50	Verifica presso-flessione deviata
	α	1.12	1.12	coefficiente α (§ 4.1.2.3.4.2.)
COMB. SLV	N_{Ed}/N_{Rd}	0.12	0.14	Verifica sforzo normale
	$V_{Ed,l}/V_{Rd,l}$	0.23	0.14	Verifica taglio in direzione l
	$V_{Ed,b}/V_{Rd,b}$	0.20	0.12	Verifica taglio in direzione b
	M_{Ed}/M_{Rd}	0.28	0.89	Verifica presso-flessione deviata

23 Verifica spalla esistente

Di seguito si riportano le verifiche della spalla esistente e delle opere demolite e ricostruite connesse sia allo SLU che allo SLV.

ANALISI DEI CARICHI

Per il dimensionamento della spalla sono stati considerati i seguenti carichi:

- Pesi propri

I carichi permanenti strutturali sono valutati automaticamente dal programma di calcolo.

- Spinta statica terreno

Si considera una distribuzione delle pressioni trapezoidale sulle pareti verticali della spalla, con quota del piano campagna a 0.3m dalla soletta di transizione.

L'equazione delle pressioni $p(z)$ è la seguente:

$$p(z) = -k \cdot \gamma_t \cdot z$$

dove:

$k_a = 0.22$ coefficiente di spinta attiva (angolo di attrito considerato pari a 35°)

$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ peso terreno

- Carico da traffico

Si considera un carico pari a 20kPa uniformemente distribuito sulla soletta di transizione. Inoltre, in corrispondenza degli appoggi dell'impalcato si implementano i carichi massimi, per le combinazioni SLU ed SLV, trasferiti dall'impalcato stesso.

- Incremento spinta terreno dovuto al sisma, in direzione X ed Y

L'incremento di spinta del terreno in condizioni sismiche è tenuto conto in accordo a quanto indicato al §7.11.6.2.1 del D.M. 17/01/18.

L'equazione delle pressioni p_2 è riportata nel seguito, dove, per brevità e a favore di sicurezza, si è considerato un andamento costante e pari al valore massimo:

$$p_2 = k_h \cdot W$$

in cui:

- $a_g/g = 0.234$
- $\beta_m = 0.28$

accelerazione di picco al suolo (Pga)

coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

- $a_{max}/g = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 1.361 \cdot 1 \cdot 0.234$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $\alpha = 90^\circ - \phi = 90^\circ - 35^\circ = 55^\circ$ complementare dell'angolo di attrito interno
- $W = h^2 \tan(\alpha)/2$ volume di terreno per unità di lunghezza

COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si adottano le seguenti combinazioni delle azioni precedentemente descritte:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

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

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

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni di carico riportate sono state implementate nel software di calcolo, precedentemente descritto e testato.

MODELLO SPALLA

Di seguito si riporta il modello di calcolo della spalla utilizzato per l'analisi dello stato sollecitativo, dovuto all'effetto dei carichi permanenti, variabili e da traffico.

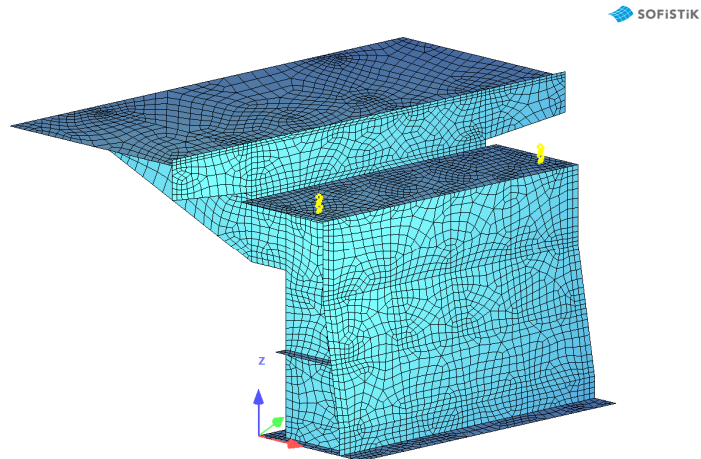


Figura 23-1: Modello locale spalla (vista frontale)

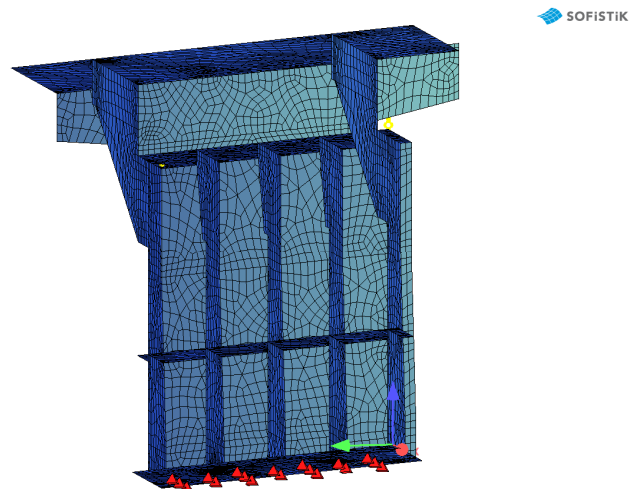
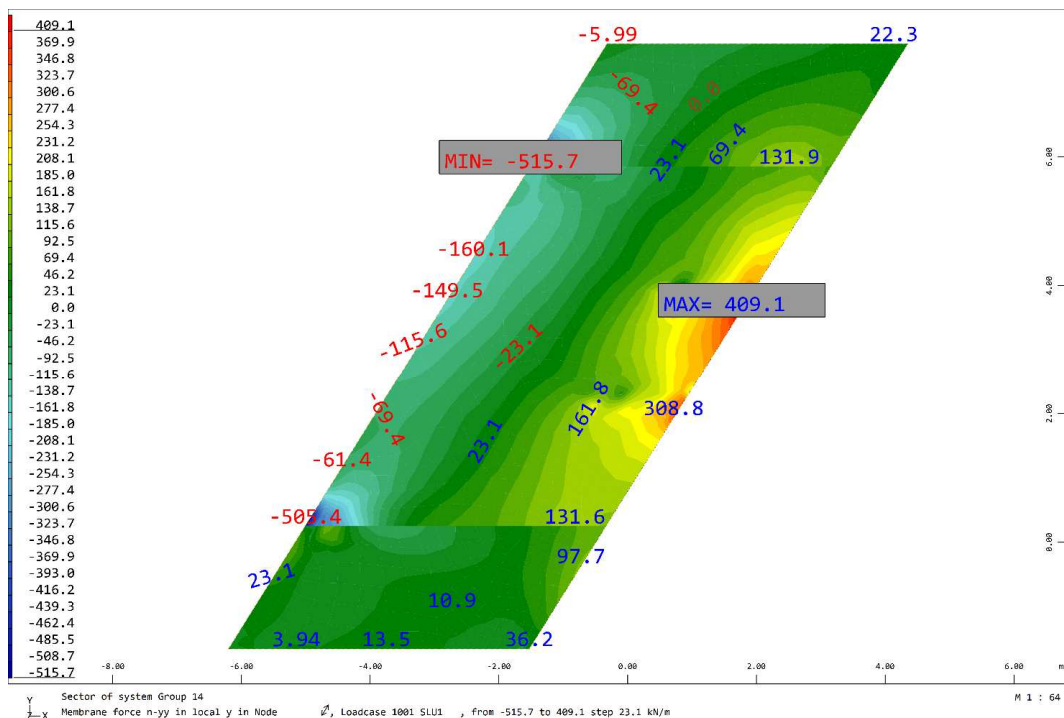
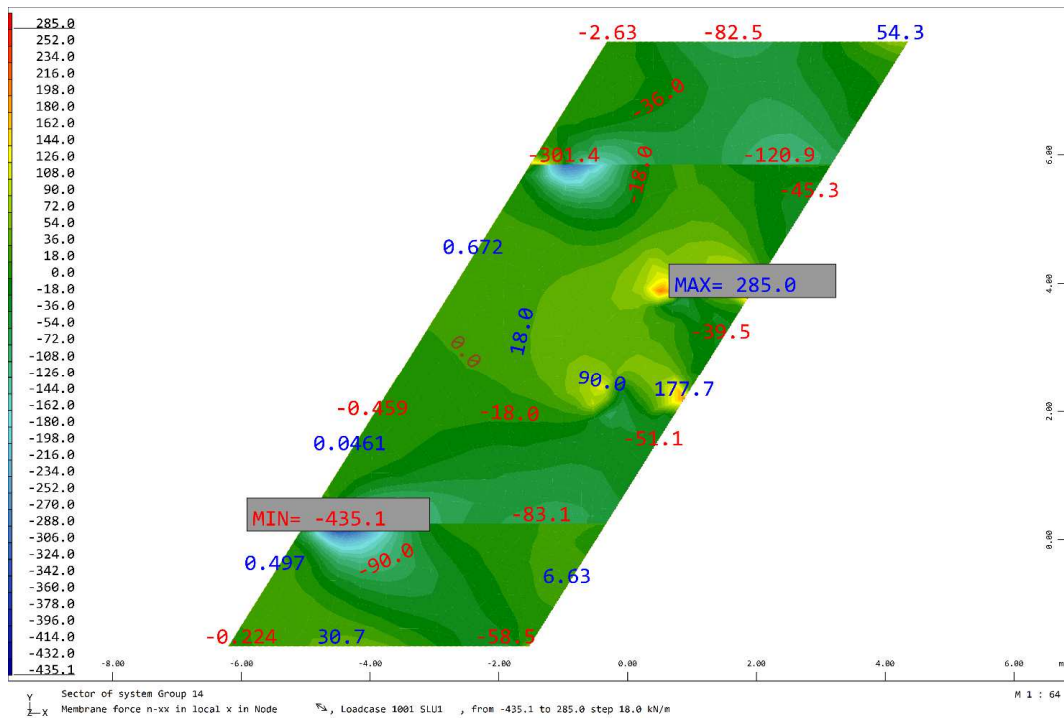


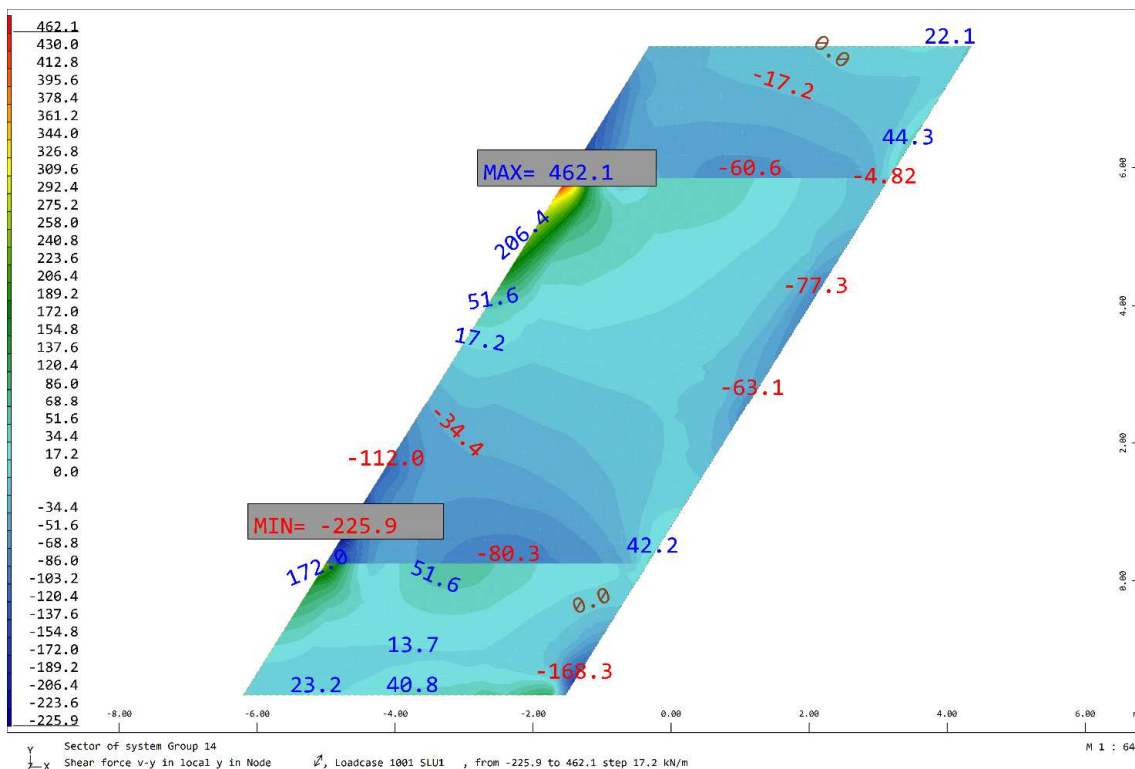
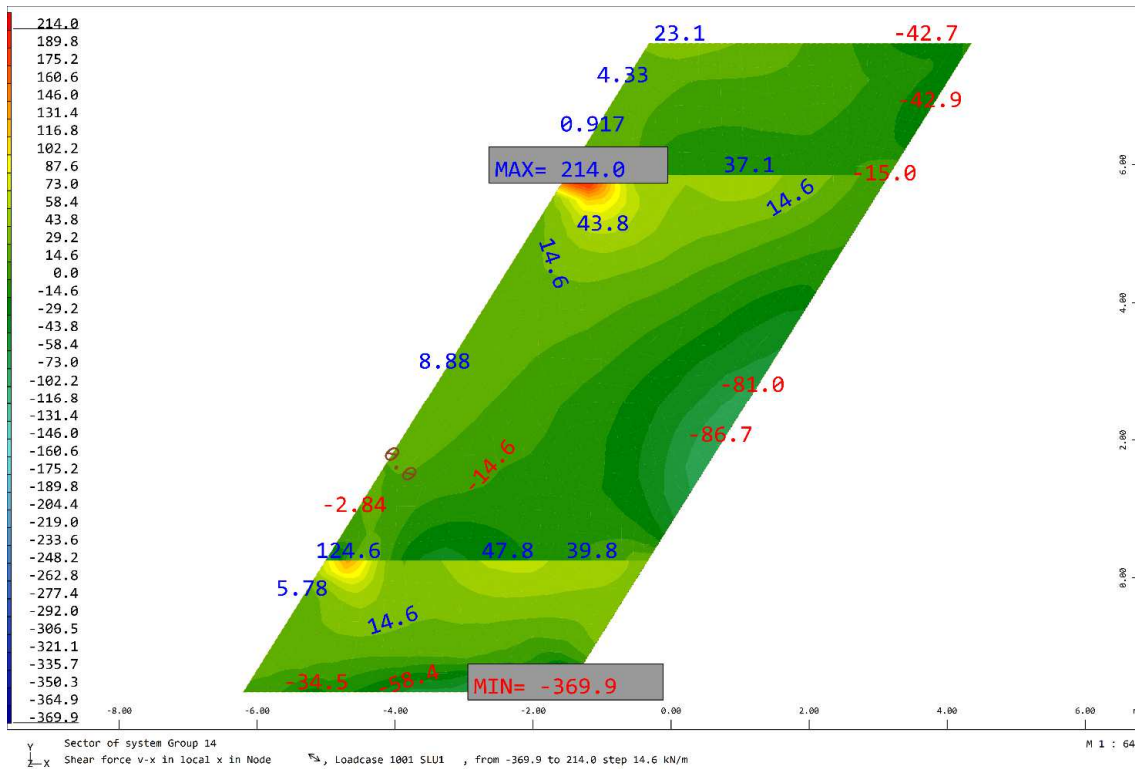
Figura 23-2: Modello locale spalla (vista retro)

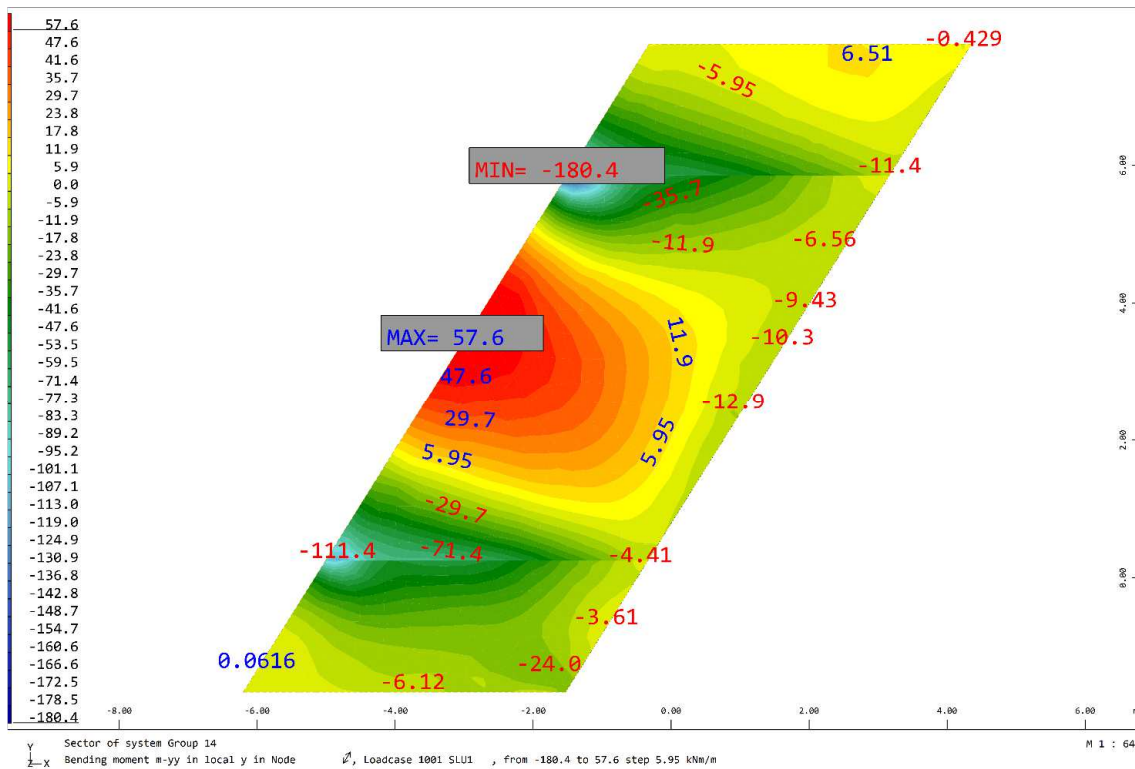
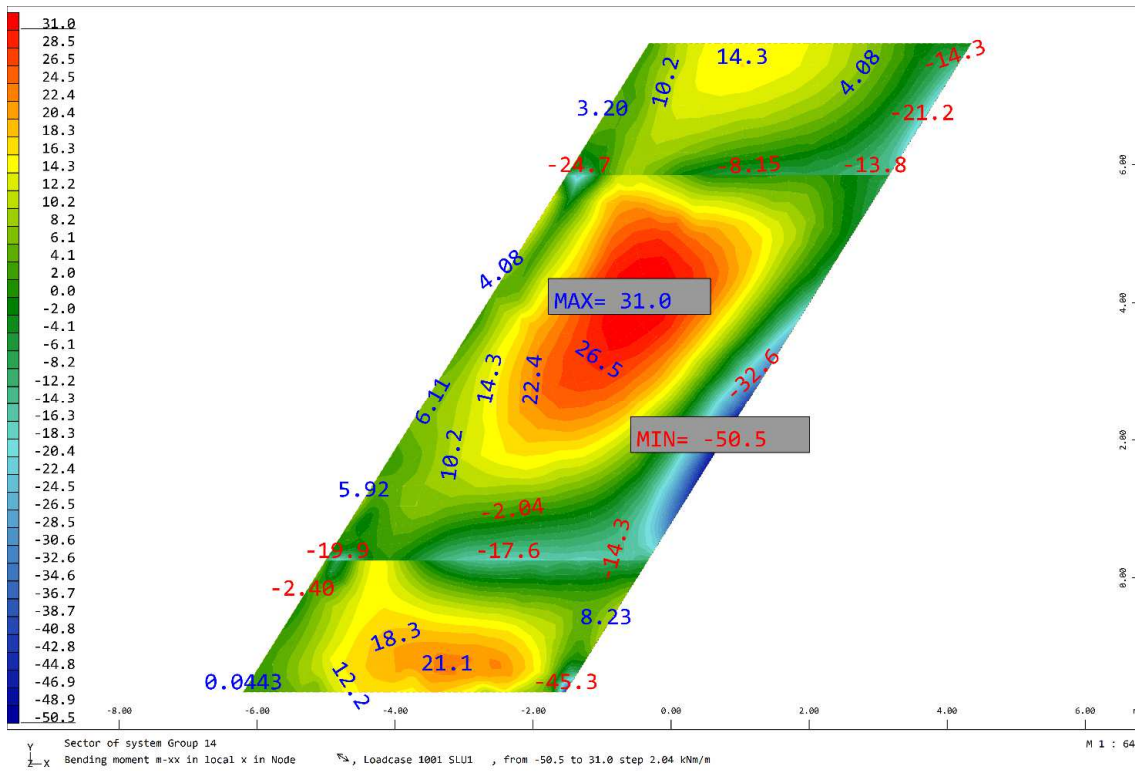
Di seguito si riportano le sollecitazioni più gravose all'interno delle parti strutturali della spalla e le corrispondenti verifiche.

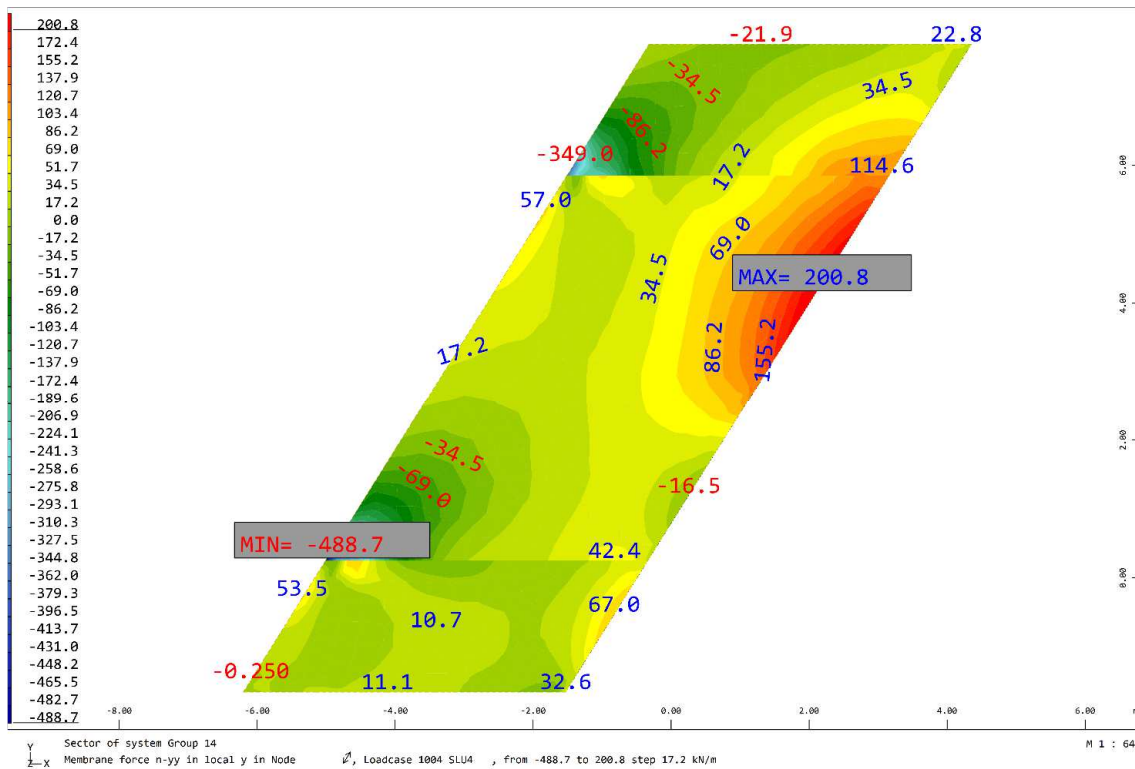
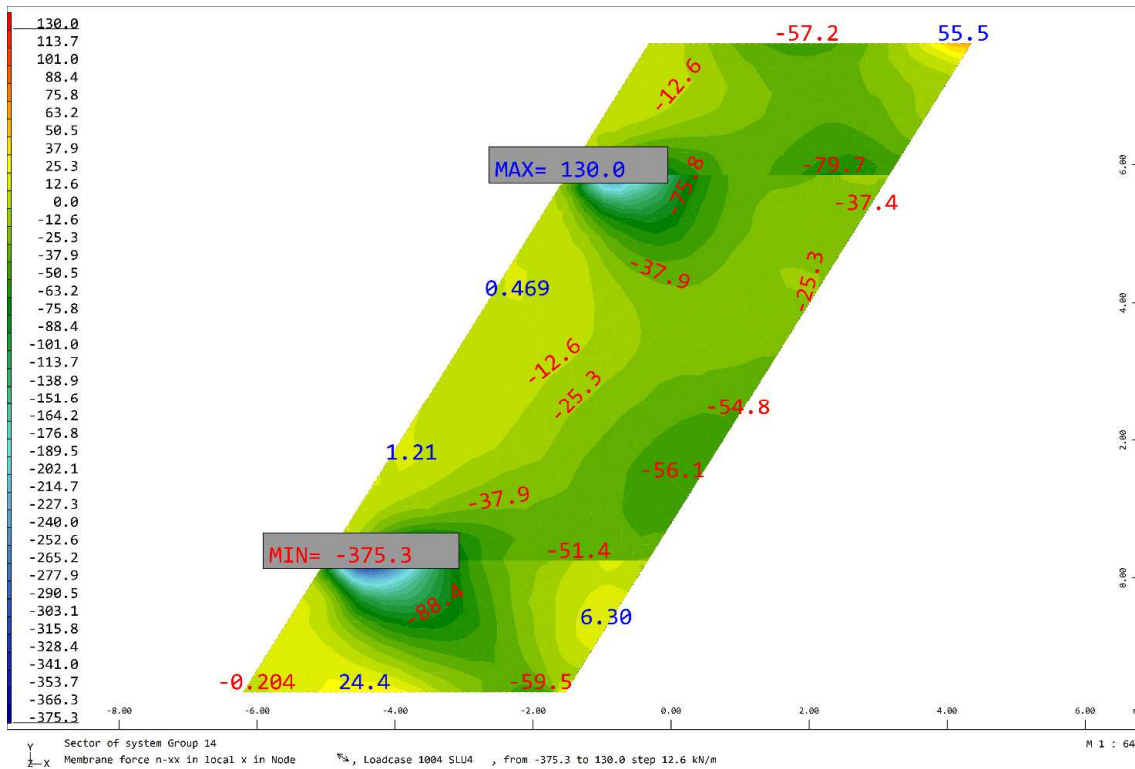
SOLETTA DI TRANSIZIONE

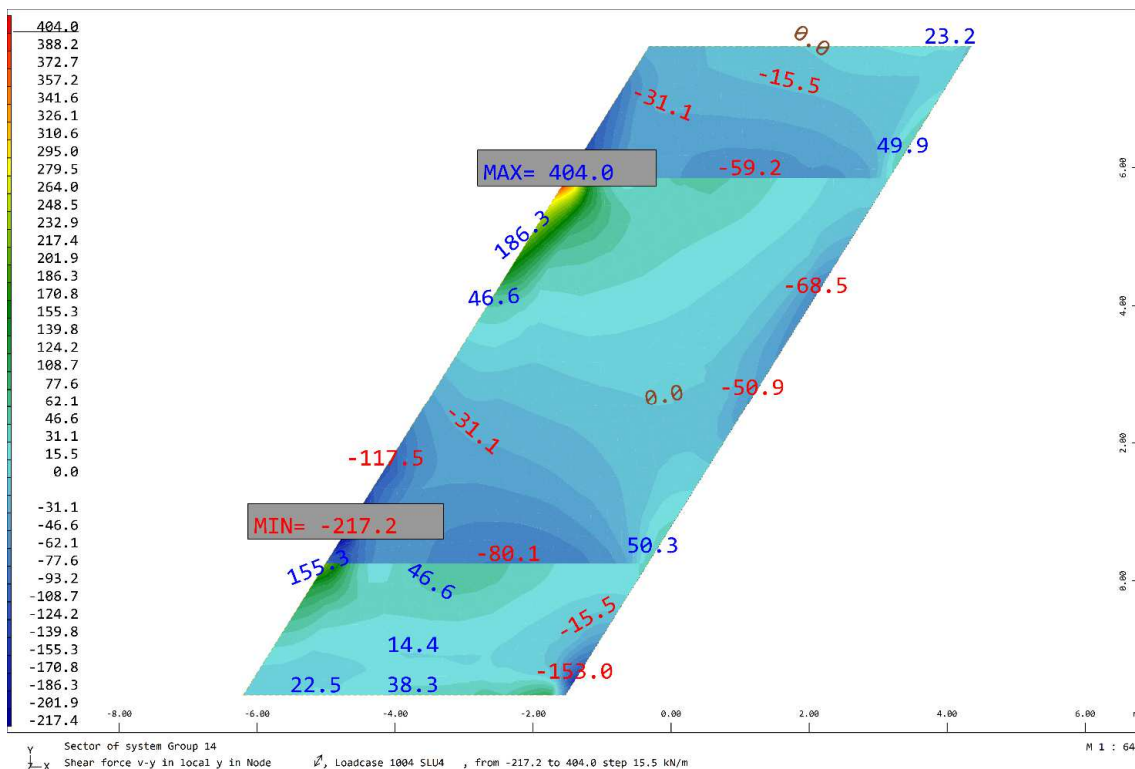
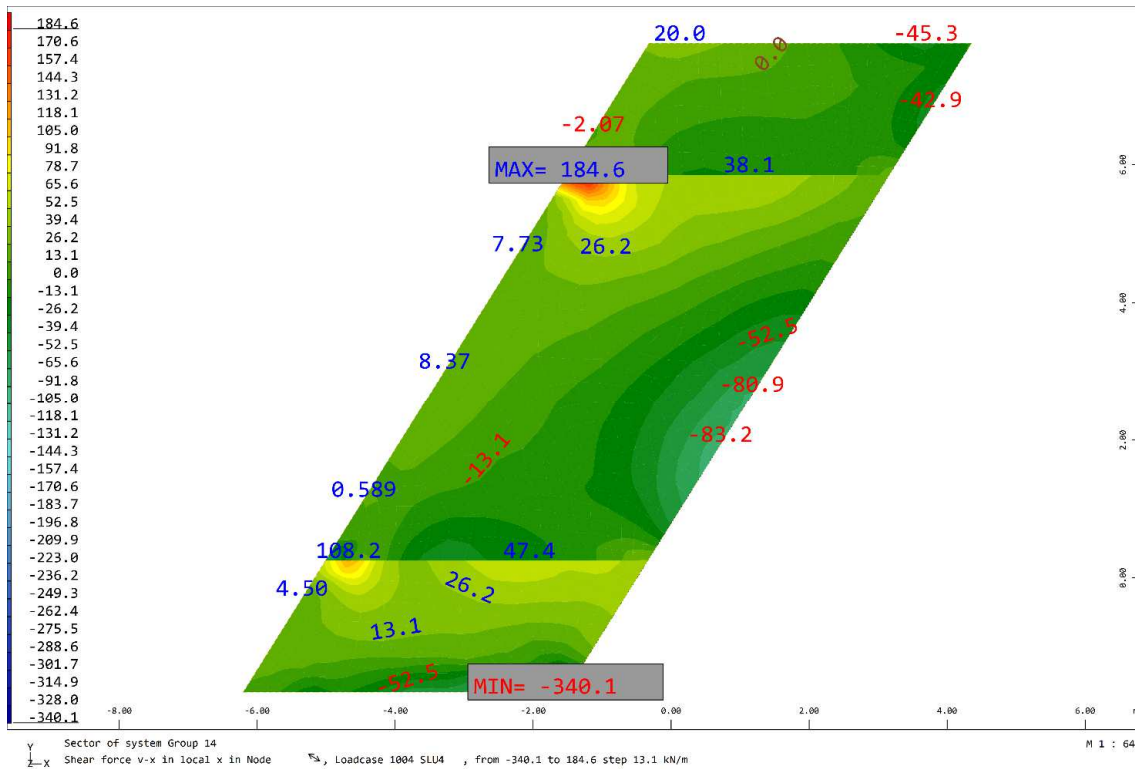
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni della combinazione più gravosa all'interno della soletta. Per la soletta di transizione la combinazione più gravosa risulta essere la SLU.

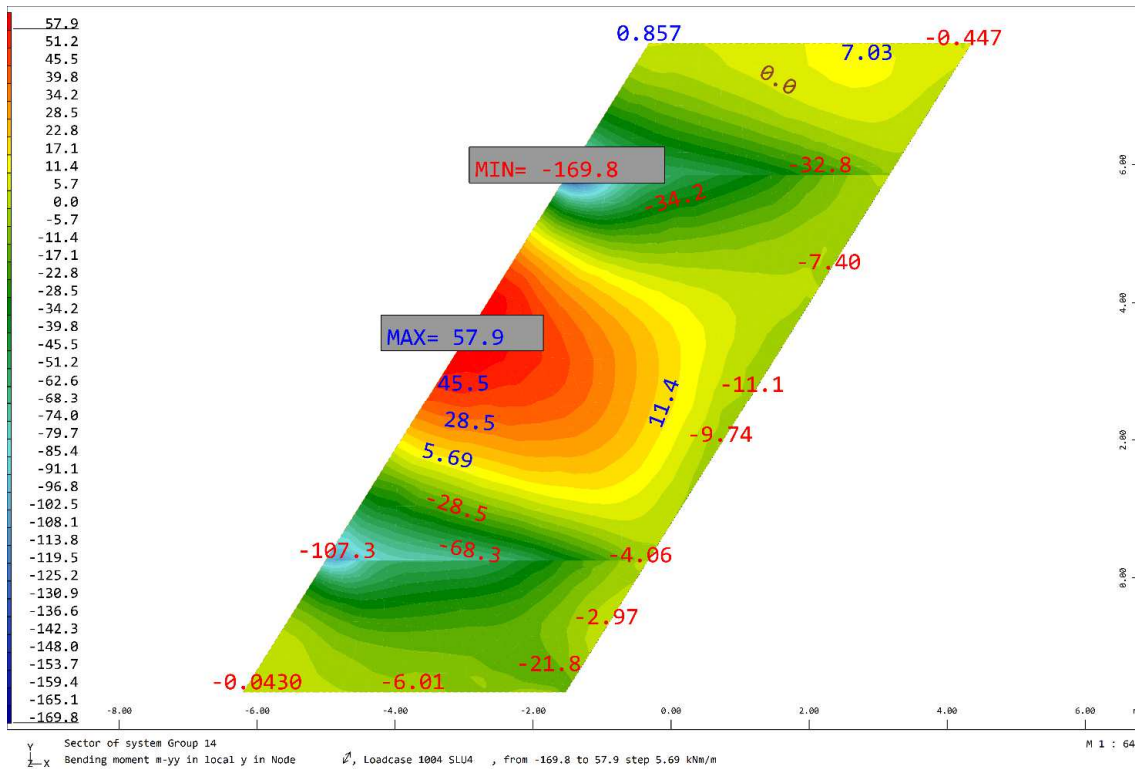
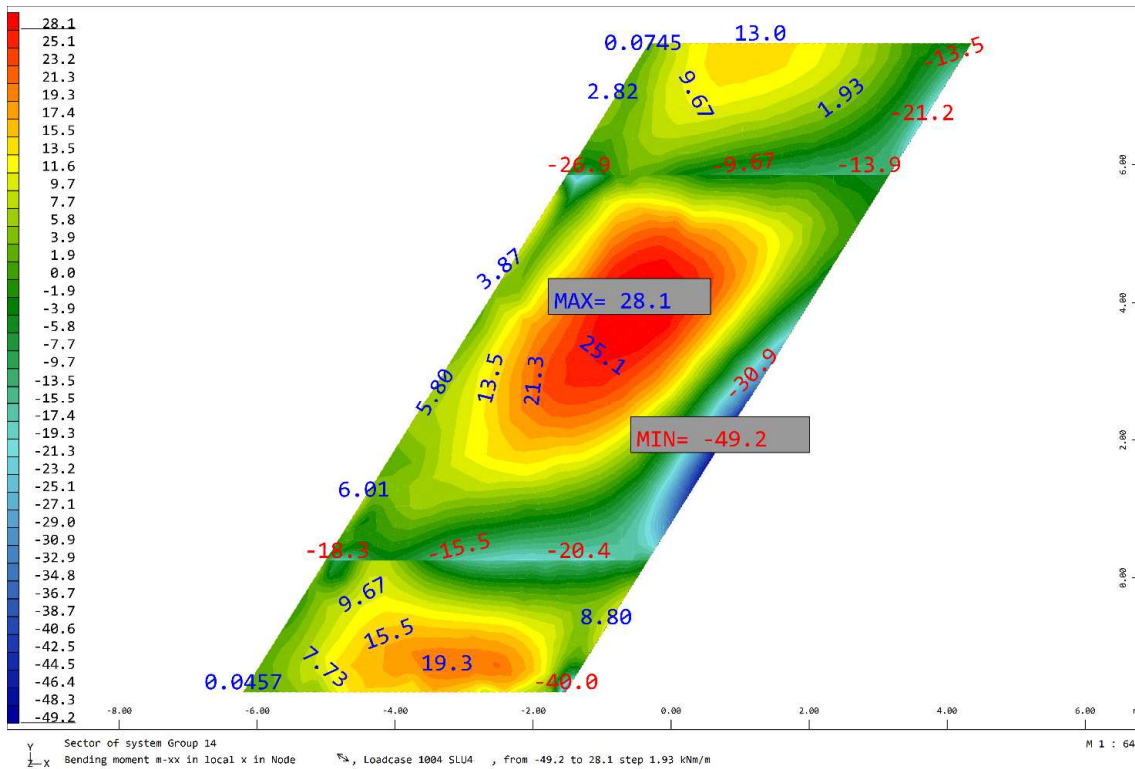












Verifica a pressoflessione (Myy)

- Armatura superiore: fi 16/10
- Armatura inferiore : fi 16/10

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta di transizione_Myy

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Soletta di transizione - Myy**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	5
2	20.11	25

Tipologia sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	515	0	kN
M _{xEd}	-180.4	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

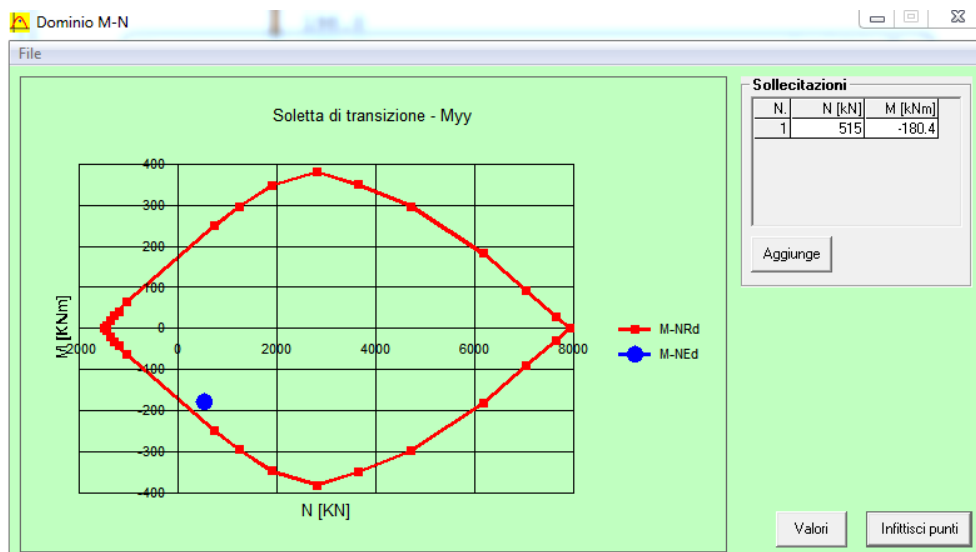
Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	375	N/mm²	ε _{cu}	3.5	‰
E _s	200,000	N/mm²	f _{cd}	21.33	
E _s /E _c	6.9		f _{cc} /f _{cd}	1	?
ε _{syd}	1.875	‰	σ _{c,adm}	12.25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.7333	
			τ _{cl}	2.114	

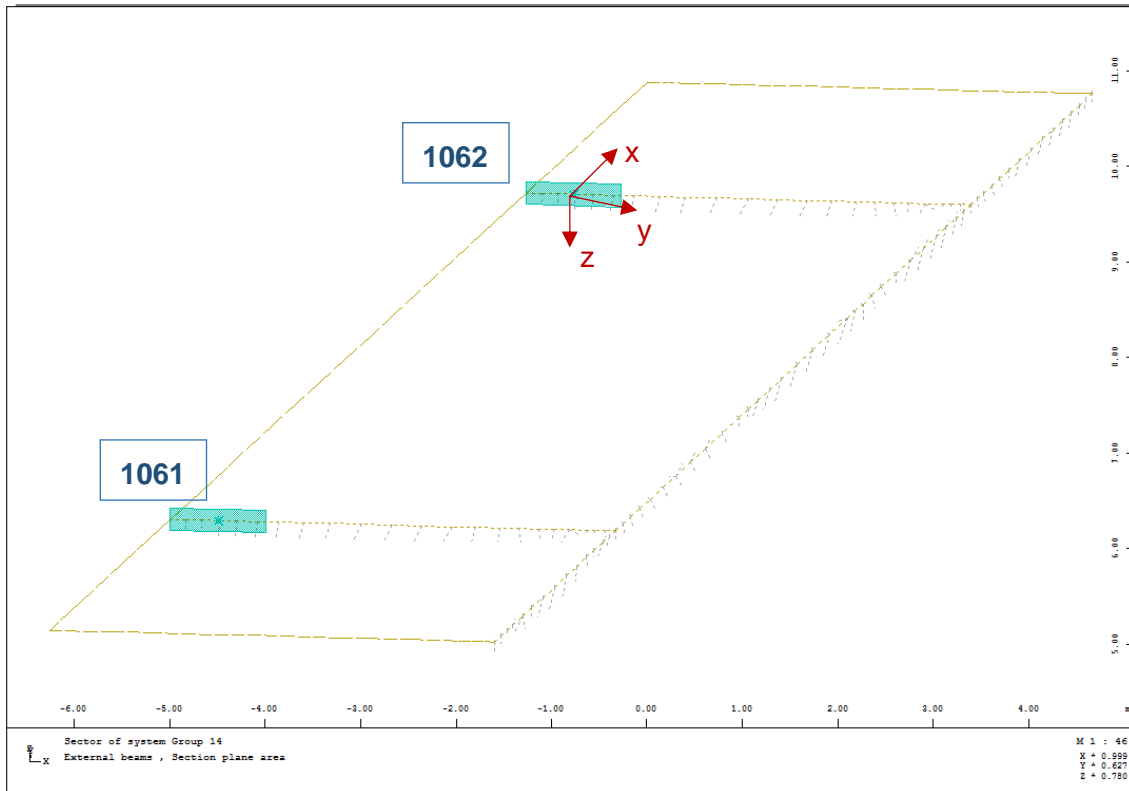
M_{xRd}: 228.3 kNm

σ_c: -21.33 N/mm²
 σ_s: 375 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 11.1 ‰
 d: 25 cm
 x: 5.995 x/d: 0.2398
 δ: 0.7397



Verifica a taglio (Vz)

Per le verifiche a taglio sul piano (y-z) si considerano le sezioni indicate nell'immagine successiva, essendo, per la combinazione indicata, le più sollecitate.



Section 1062 XS = 0.000

Sectional geometry

Coordinate	Centre[m]	Minimum[m]	Maximum[m]	Local direction		
X	-1.009	-0.001	0.001	0.000	1.000	0.000
Y	5.850	-0.500	0.500	1.000	0.000	0.000
Z	7.720	-0.001	0.001	0.000	0.000	-1.000

Forces and moments

LC	Type	Number	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]
1001	Sum		-75.9	42.52	-173.92	84.50	-88.58	-22.37
1002	Sum		-88.7	-24.05	-174.85	72.85	-105.52	-19.38
1003	Sum		5.2	59.34	-53.97	45.93	-4.07	-13.40
1004	Sum		-50.4	102.41	-173.19	71.83	-94.17	-12.68
1010	Sum		147.6	69.50	63.07	53.27	159.06	-4.96
1011	Sum		44.4	57.71	-8.78	67.21	56.88	-21.66

NORMA DI CALCOLO

D. M. 17/01/2018

ASTA FEM NUMERO	1
NODI DI ESTREMITA'	0 - 1

DATI DI PROGETTO SEZIONE

BASE	B [mm]	1000
ALTEZZA	H [mm]	300
AREA CLS	A_c [mm ²]	300000
COPRIFERRO	c [mm]	50
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	16
NUMERO BARRE SUP.	N°	10
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	16
NUMERO BARRE INF.	N°	10
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	4021.24
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	16
NUMERO BRACCIA	N°	1
PASSO STAFFE	s [mm]	200
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	1005.31

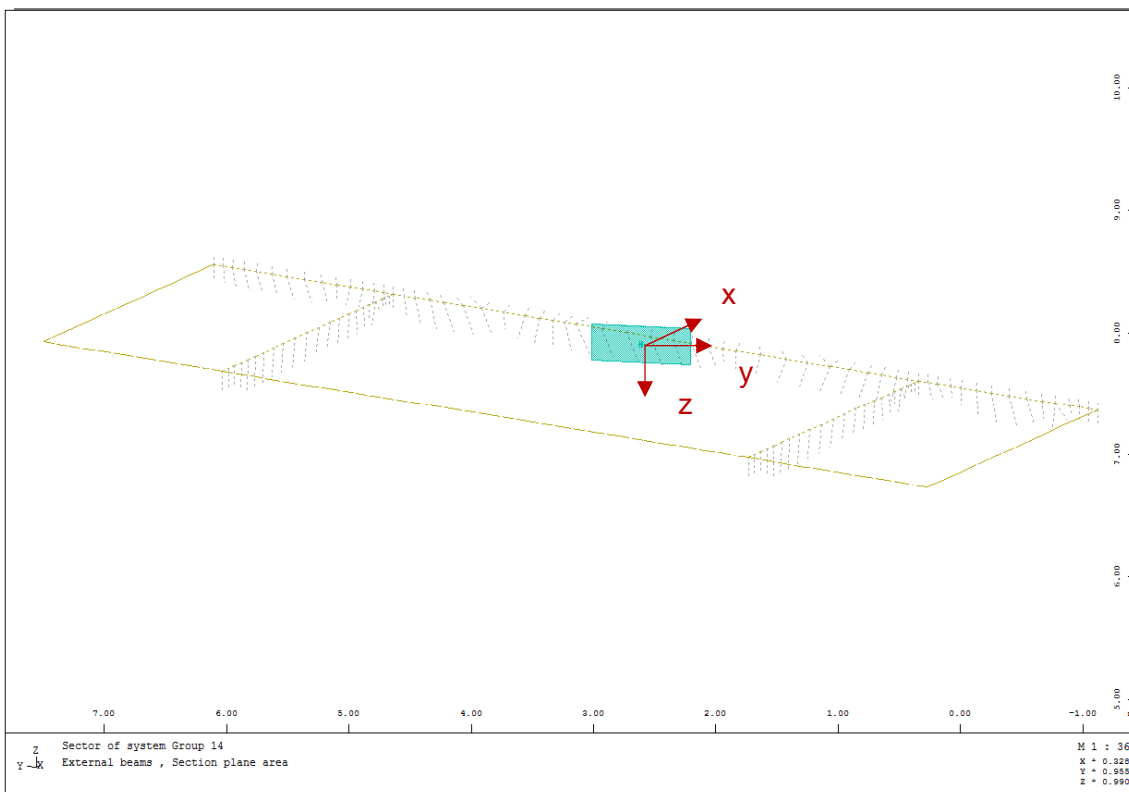
DATI DI PROGETTO MATERIALI

CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.1
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18.13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3.02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2.12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	450	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	-
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	450	-
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

Edifici nuovi	
CALCOLO DI PROGETTO	
SOLLECITAZIONE DI PROGETTO DEL TAGLIO	V_{Ed} [kN] 170.00
Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio	NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.2.3)
FATTORE k	k 1.894
ALTEZZA UTILE	d [mm] 250.00
RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE	ρ 0.0080
AREA ARMATURA TESA SUPERIORE	A_{sup} [mm ²] 2010.62
TENSIONE TANGENZIALE MINIMA	V_{min} [MPa] 0.52
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	V_{Rd} [kN] 230.30
VERIFICA	armatura minima a taglio

Verifica a pressoflessione (Mxx)

Per la verifica a pressoflessione rispetto all'asse x (sistema locale della soletta di transizione) si studia ad hoc una sezione di lunghezza un metro nel punto maggiormente sollecitato e ortogonale alla disposizione delle barre. La combinazione più gravosa risulta essere la SLU.



Sectional geometry

Coordinate	Centre [m]	Minimum [m]	Maximum [m]	Local direction		
X	1.009	-0.265	0.265	1.000	0.000	0.000
Y	3.050	-0.424	0.424	0.000	-1.000	0.000
Z	7.720	-999.999	999.999	0.000	0.000	-1.000

Forces and moments

LC	Type	Number	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1001	Sum		11.0	-83.18	-33.04	-1.07	-21.60	2.96
1002	Sum		54.5	-89.34	-26.23	-2.50	-17.93	1.56
1003	Sum		-53.1	-7.62	-61.77	1.81	-15.98	2.73
1004	Sum		-27.0	-40.00	-33.52	-0.52	-19.50	2.77
1010	Sum		-14.6	-8.33	-28.18	2.59	-7.05	-1.49
1011	Sum		70.0	-57.59	-8.48	-6.64	0.24	-2.65

- Armatura superiore: fi 16/20
- Armatura inferiore : fi 16/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta di transizione_Mxx

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta di transizione - Mxx

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	5
			2	10.05	25

Tipi Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 20 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipi flessione:
 Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd}	375 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 %
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd} 21.33
E_s/E_c	6.9	f_{cc}/f_{cd} 1
ϵ_{syd}	1.875 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
		τ_{c1} 2.114

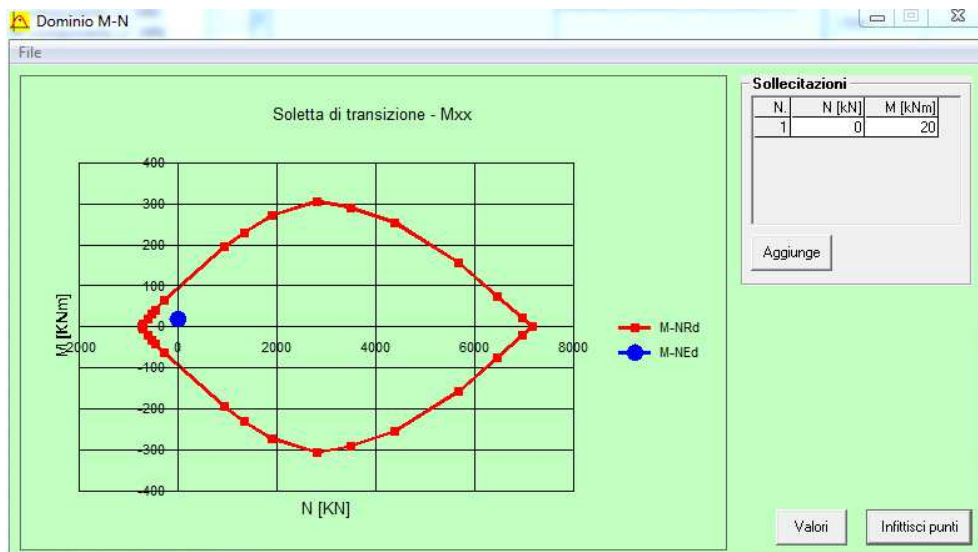
M_{xRd} 97.37 kNm

σ_c -21.33 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 20.38 %
d 25 cm
x 3.664 x/d 0.1466
 δ 0.7

Metodo di rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Verifica a Taglio (Vz)
NORMA DI CALCOLO

D. M. 17/01/2018

ASTA FEM NUMERO	1
NODI DI ESTREMITA'	0 - 1

DATI DI PROGETTO SEZIONE

BASE	B [mm]	1000
ALTEZZA	H [mm]	300
AREA CLS	A_c [mm ²]	300000
COPRIFERRO	c [mm]	50
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	16
NUMERO BARRE SUP.	N°	20
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	16
NUMERO BARRE INF.	N°	20
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	8042.48
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	16
NUMERO BRACCIA	N°	2
PASSO STAFFE	s [mm]	200
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	2010.62

DATI DI PROGETTO MATERIALI

CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.I
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18.13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3.02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2.12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	450	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	-
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	450	-
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

Edifici

nuovi

CALCOLO DI PROGETTO

SOLLECITAZIONE DI PROGETTO DEL TAGLIO

V_{Ed} [kN]

40.00

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio

NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.23)

FATTORE k

k

1.894

ALTEZZA UTILE

d [mm]

250.00

RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE

ρ

0.0161

AREA ARMATURA TESA SUPERIORE

A_{sup} [mm²]

4021.24

TENSIONE TANGENZIALE MINIMA

V_{min} [MPa]

0.52

TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS

V_{Rd} [kN]

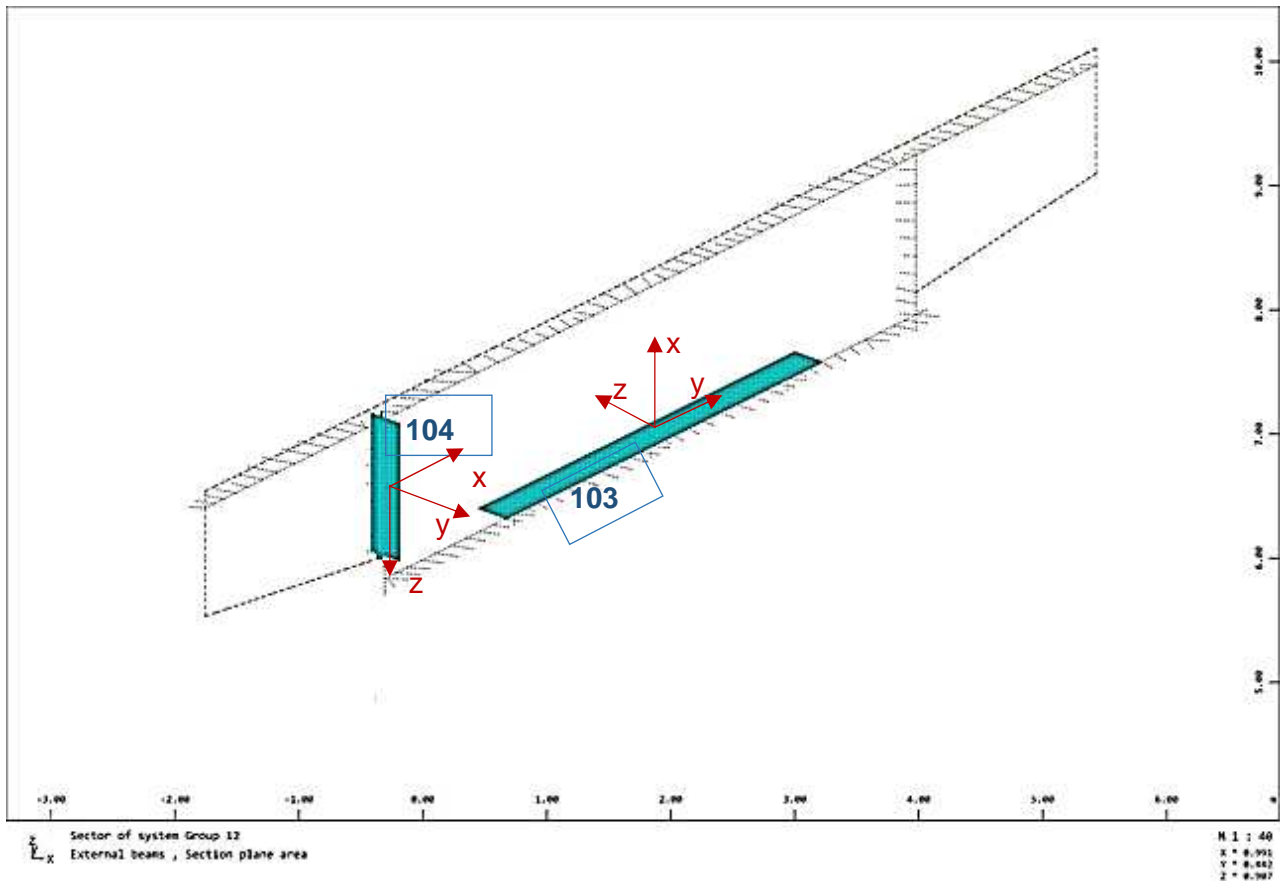
273.91

VERIFICA

armatura minima a taglio

MURO PARAGHIAIA

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella combinazione più gravosa all'interno del muro paraghiaia di nuova realizzazione. La combinazione più gravosa per le verifiche risulta essere la SLU3. Tale combinazione di carico massimizza il taglio ed il momento flettente fuori dal piano per la sezione di verifica 103. Inoltre, si riporta la verifica della sezione 104 (cfr. immagine sotto) della porzione di muro paraghiaia a sbalzo. Per tale verifica la combinazione più gravosa risulta essere la SLV in direzione Y rispetto al sistema globale.



Section **103** XS = 0.000
Sectional geometry

Coordinate	Centre [m]	Minimum [m]	Maximum [m]	Local direction		
X	1.410	-1.230	1.230	0.000	0.000	1.000
Y	3.050	-1.967	1.967	0.530	0.848	0.000
Z	6.400	-999.999	999.999	-0.848	0.530	0.000

Forces and moments

LC	Type	Number	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1001	Sum		-496.1	187.90	-197.97	33.07	138.78	13.74
1002	Sum		-453.6	54.33	-71.83	42.97	-4.83	-100.17
1003	Sum		-751.2	186.58	-250.19	19.11	158.55	-30.74
1004	Sum		-414.3	180.12	-181.65	42.66	130.87	9.39
1010	Sum		-313.6	45.45	-74.80	-27.70	9.94	89.98
1011	Sum		-401.9	-38.76	57.39	-37.24	-104.25	-22.89

Verifica a pressoflessione fuori dal piano (My) per la sezione 103

- Armatura superiore: 22 fi 16
- Armatura inferiore : 22 fi 16

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paraghiaia - Sez.103 - My

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Paraghiaia - Sez.103 - My

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	440	30	1	44.23	5
			2	44.23	25

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 751 0 kN
 M_{xEd} 160 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

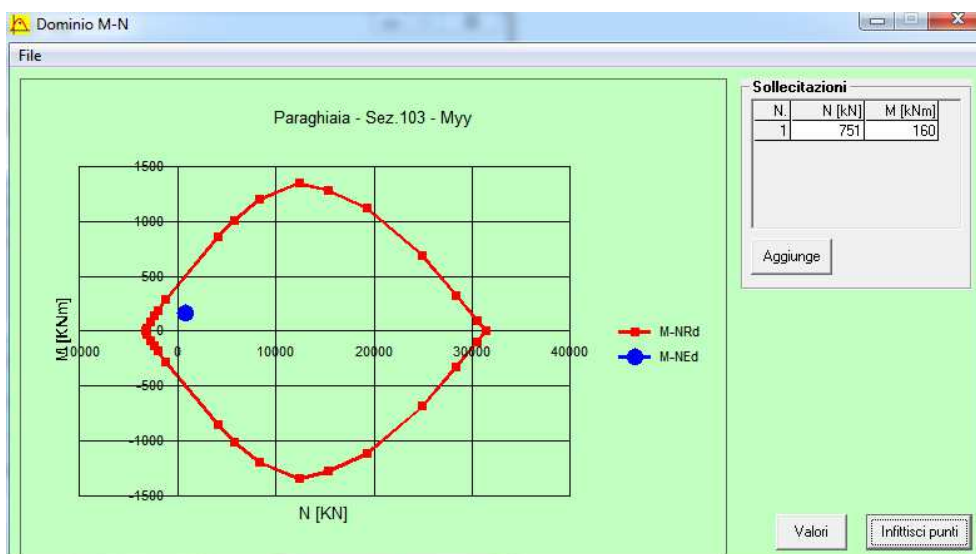
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 21.33
 E_s/E_c 6.9 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ε_{syd} 1.875 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 509.2 kN m
 σ_c -21.33 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 17.93 ‰
 d 25 cm
 x 4.083 x/d 0.1633
 δ 0.7



Verifica a taglio fuori dal piano (Vz) per la sezione 103

- Armatura superiore: 22 fi 16
- Armatura inferiore : 22 fi 16

NORMA DI CALCOLO			
D. M. 17/01/2018			
ASTA FEM NUMERO		1	
NODI DI ESTREMITA'		0 - 1	
DATI DI PROGETTO SEZIONE			
BASE	B [mm]	4440	
ALTEZZA	H [mm]	300	
AREA CLS	A_c [mm ²]	1332000	
COPRIFERRO	c [mm]	50	
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	16	
NUMERO BARRE SUP.	N°	5	
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	16	
NUMERO BARRE INF.	N°	5	
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	2010.62	
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	12	
NUMERO BRACCIA	N°	2	
PASSO STAFFE	s [mm]	200	
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	1130.97	
DATI DI PROGETTO MATERIALI			
CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.1
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18.13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3.02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2.12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	450	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	-
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	450	-
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

Edifici nuovi	
CALCOLO DI PROGETTO	
SOLLECITAZIONE DI PROGETTO DEL TAGLIO	V_{Ed} [kN] 250.00
Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.23)	
FATTORE k	k 1.894
ALTEZZA UTILE	d [mm] 250.00
RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE	ρ 0.0009
AREA ARMATURA TESA SUPERIORE	$A_{s,up}$ [mm ²] 1005.31
TENSIONE TANGENZIALE MINIMA	V_{min} [MPa] 0.52
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	V_{Rd} [kN] 573.04
VERIFICA	armatura minima a taglio

Section 104 XS = 0.000
 Sectional geometry

Coordinate	Centre[m]	Minimum[m]	Maximum[m]	Local direction		
X	-0.340	-0.001	0.001	0.530	0.848	0.000
Y	0.250	-0.001	0.001	0.848	-0.530	0.000
Z	7.110	-0.610	0.610	0.000	0.000	-1.000

Forces and moments

LC	Type	Number	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]
1001	Sum		-154.2	-9.56	-62.28	7.34	-66.93	5.44
1002	Sum		-114.0	-8.23	-40.69	4.88	-57.77	5.08
1003	Sum		-80.7	-8.34	-34.04	4.73	-36.81	4.11
1004	Sum		-156.6	-5.40	-49.73	6.72	-50.25	3.96
1010	Sum		-182.9	-32.32	-92.03	4.37	-87.28	23.11
1011	Sum		-142.6	-36.88	-77.45	3.15	-72.70	22.08

Verifica a pressoflessione (My) per la sezione 104

A vantaggio di sicurezza si considera la sezione con le seguenti armature:

- Armatura superiore: 2 fi 12
- Armatura inferiore : 2 fi 12

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave a sbalzo paraghiaia - Sez. 104 - My

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Trave a sbalzo paraghiaia - Sez. 104 - My**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	137

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	5
2	2.26	132

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 182.9 0 kN
 M_{xEd} -87.28 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baicentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 375 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 21.33
 E_s/E_c 6.9 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ε_{syd} 1.875 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{cl} 2.114

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -233.8 kN m
 σ_c -21.33 N/mm²
 σ_s 375 N/mm²
 ε_c 2.09 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 132 cm
 x 3.965 x/d 0.03004
 δ 0.7

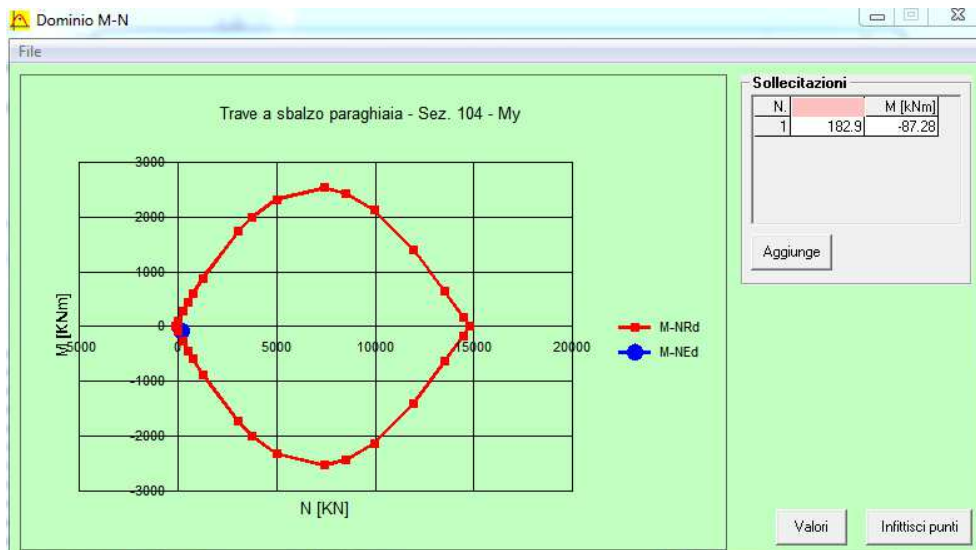
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



Verifica a taglio (Vz) per la sezione 104

- Armatura superiore: 2 fi 12
- Armatura inferiore : 2 fi 12

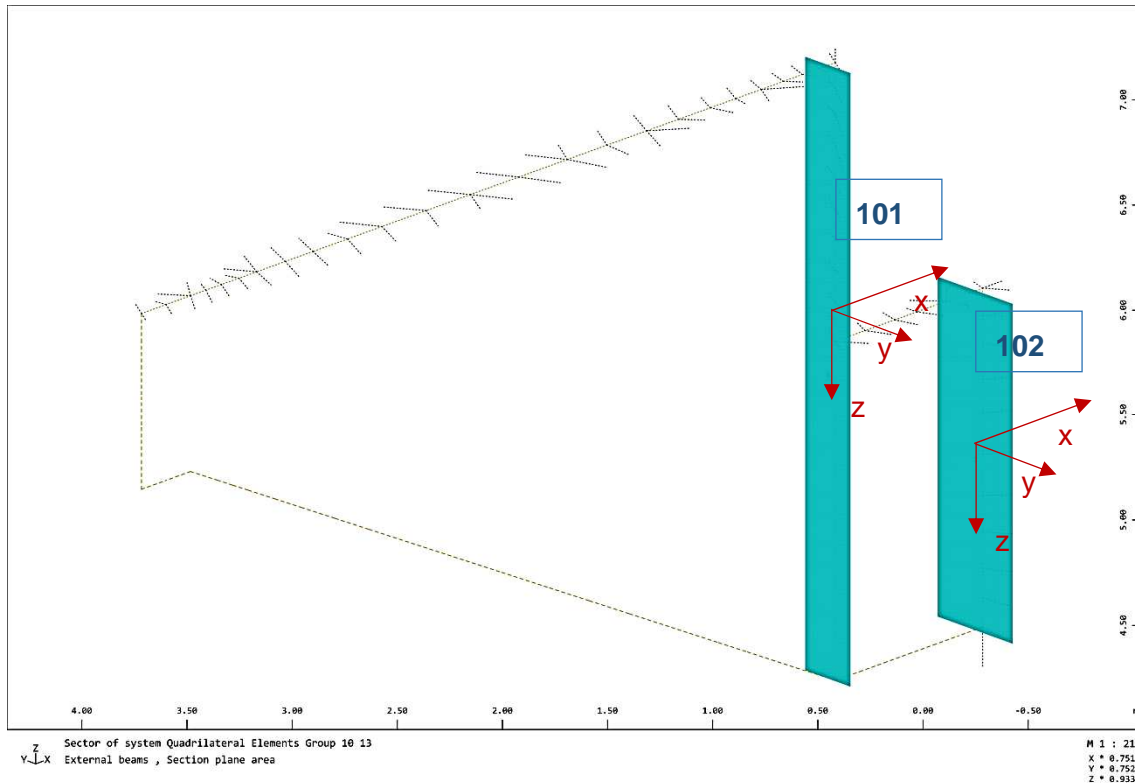
NORMA DI CALCOLO			
D. M. 17/01/2018			
ASTA FEM NUMERO		1	
NODI DI ESTREMITA'		0 - 1	
DATI DI PROGETTO SEZIONE			
BASE	B [mm]	300	
ALTEZZA	H [mm]	1370	
AREA CLS	A_c [mm ²]	411000	
COPRIFERRO	c [mm]	50	
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	12	
NUMERO BARRE SUP.	N°	2	
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	12	
NUMERO BARRE INF.	N°	2	
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	452.39	
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	12	
NUMERO BRACCIA	N°	2	
PASSO STAFFE	s [mm]	200	
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	1130.97	
DATI DI PROGETTO MATERIALI			
CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.1
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESIONE	f_{cd} [MPa]	18.13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3.02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2.12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	450	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	-
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	450	-
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

<i>Edifici nuovi</i>		
CALCOLO DI PROGETTO		
SOLLECITAZIONE DI PROGETTO DEL TAGLIO	V_{Ed} [kN]	92.00
<i>Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio</i>		
	NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.23)	
FATTORE k	k	1.389
ALTEZZA UTILE	d [mm]	1320.00
RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE	ρ	0.0006
AREA ARMATURA TESA SUPERIORE	A_{sup} [mm ²]	226.19
TENSIONE TANGENZIALE MINIMA	V_{min} [MPa]	0.32
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	V_{Rd} [kN]	128.38
VERIFICA	armatura minima a taglio	

MURI D'ALA E COLLEGAMENTO CON CONTRAFFORTE ESISTENTE

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella combinazione più gravosa all'interno dei muri d'ala di nuova realizzazione. La combinazione più gravosa per le verifiche della sezione in esame (sez. 101, v. imm.) risulta essere la SLV in direzione X (LC1010) per la verifica a pressoflessione, e la SLV in direzione Y per la verifica a taglio fuori dal piano.

Inoltre, si riporta la verifica del collegamento tra l'opera di nuova realizzazione con la struttura esistente (sez. 102, v. imm.) realizzato mediante l'inghisaggio di barre di armatura.



Section 101 XS = 0.000

Sectional geometry

Coordinate	Centre[m]	Minimum[m]	Maximum[m]	Local direction		
X	-0.390	-0.001	0.001	1.000	0.000	0.000
Y	0.250	-0.001	0.001	0.000	-1.000	0.000
Z	6.145	-1.575	1.575	0.000	0.000	-1.000

Forces and moments

LC	Type	Number	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm]
1001	Sum		406.1	-28.78	-249.31	-54.35	163.30	-21.75
1002	Sum		191.6	-45.74	-524.55	-42.09	-473.45	-2.31
1003	Sum		418.2	4.08	-155.34	-53.55	103.43	-54.40
1004	Sum		500.9	-37.31	-38.16	-41.86	400.45	-8.11
1010	Sum		586.4	82.35	37.57	-141.74	177.17	-164.73
1011	Sum		533.6	51.58	-439.84	-88.72	-570.97	-104.55

Verifica a pressoflessione deviata (Nx – My - Mz) per la sezione 101

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro d'ala -Sez101-Myz

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Muro d'ala -Sez101- My+Mz

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [0.002]	y [0.002]
1	0	0
2	300	0
3	300	3000
4	0	3000

N°	s [0.002]	x [0.002]	y [0.002]
1	226	50	50
2	226	50	200
3	226	50	350
4	226	50	500
5	226	50	650
6	226	50	800

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[0.002] xN
 yN

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Momento di calcolo:
 M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d 0.002
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

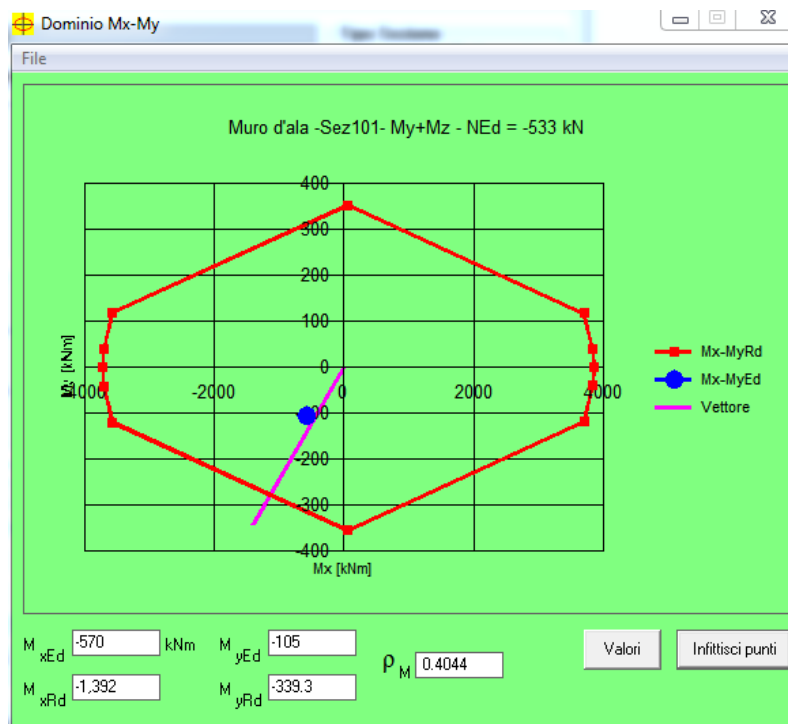
Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Verifica a taglio per la sezione 101

NORMA DI CALCOLO			
D. M. 17/01/2018			
ASTA FEM NUMERO	1		
NODI DI ESTREMITA'	0 - 1		
DATI DI PROGETTO SEZIONE			
BASE	B [mm]	3000	
ALTEZZA	H [mm]	300	
AREA CLS	Λ_c [mm ²]	900000	
COPRIFERRO	c [mm]	50	
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	12	
NUMERO BARRE SUP.	N°	20	
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	12	
NUMERO BARRE INF.	N°	20	
AREA ACCIAIO	$\Lambda_{s, tot}$ [mm ²]	4523.89	
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	12	
NUMERO BRACCIA	N°	2	
PASSO STAFFE	s [mm]	150	
AREA STAFFE	$\Lambda_{sw, tot}$ [mm ² /m]	1507.96	
DATI DI PROGETTO MATERIALI			
CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.1
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18.13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3.02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2.12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	450	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	450	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

Edifici nuovi	
CALCOLO DI PROGETTO	
SOLLECITAZIONE DI PROGETTO DEL TAGLIO	V_{Ed} [kN] 82.00
Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio NTC18 - § 4.1.2.3.3.1 (4.1.23)	
FATTORE k	k 1.894
ALTEZZA UTILE	d [mm] 250.00
RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE	ρ 0.0030
AREA ARMATURA TESA SUPERIORE	$A_{s,wp}$ [mm ²] 2261.95
TENSIONE TANGENZIALE MINIMA	V_{min} [MPa] 0.52
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	V_{Rd} [kN] 387.19
VERIFICA	armatura minima a taglio

Verifica a tranciamento barre di armatura inghisate

Section 102 XS = 0.000

Sectional geometry

Coordinate	Centre [m]	Minimum [m]	Maximum [m]	Local direction		
X	0.602	-0.001	0.001	1.000	0.000	0.000
Y	0.250	-0.001	0.001	0.000	-1.000	0.000
Z	5.435	-0.865	0.865	0.000	0.000	-1.000

Forces and moments

LC	Type	Number	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1001	Sum		110.0	43.68	-230.87	-42.68	-35.03	-46.55
1002	Sum		-323.8	37.73	-451.67	-20.09	-508.00	-35.90
1003	Sum		142.2	12.58	-247.22	-32.22	-124.64	-53.93
1004	Sum		314.9	34.59	-84.27	-22.56	165.42	-29.31
1010	Sum		359.2	-22.81	-43.13	-93.27	-27.47	-121.03
1011	Sum		-148.7	21.63	-347.25	-79.35	-627.30	-105.26

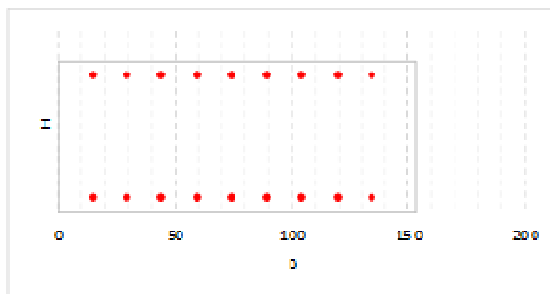
VERIFICA COLLEGAMENTO CONTRAFFORTE NUOVO-ESISTENTE (Sezione 102)

Caratteristiche meccaniche materiali

CALTALUZZO	f_{ck}	32	MPa
	γ_c	1.50	
	f_{ctd}	18.13	MPa
	f_{ctk}	1.41	MPa
ATTIMO	f_{yk}	450	MPa
	γ_s	1.15	
	f_{sd}	391.30	Mpa

Caratteristiche geometriche sezioni di collegamento

CONTRAFFORTE NUOVO	B_{es}	153	cm
	l_{es}	50	cm
Φ_s	16	mm	diámetro barre di collegamento
p_s	15	cm	passc barre in direzione B
p_t	40	cm	passc barre in direzione H
e_s	15	cm	distanza armatura dal bordo in direzione B
e_t	5	cm	distanza armatura dal bordo in direzione H
$n_{s,B}$	9	-	numero file barre in direzione E
$n_{s,t}$	2	-	numero file barre in direzione H (max 2)
$n_{L,t}$	18	-	numero totale barre



Azioni agenti di progetto

N_{max}	300	kN	sforzo assiale
$V_{s,max}$	452	kN	taglio massima in direzione B
$V_{t,max}$	40	kN	taglio massima in direzione H
V_{tot}	453.77	kN	taglio totale

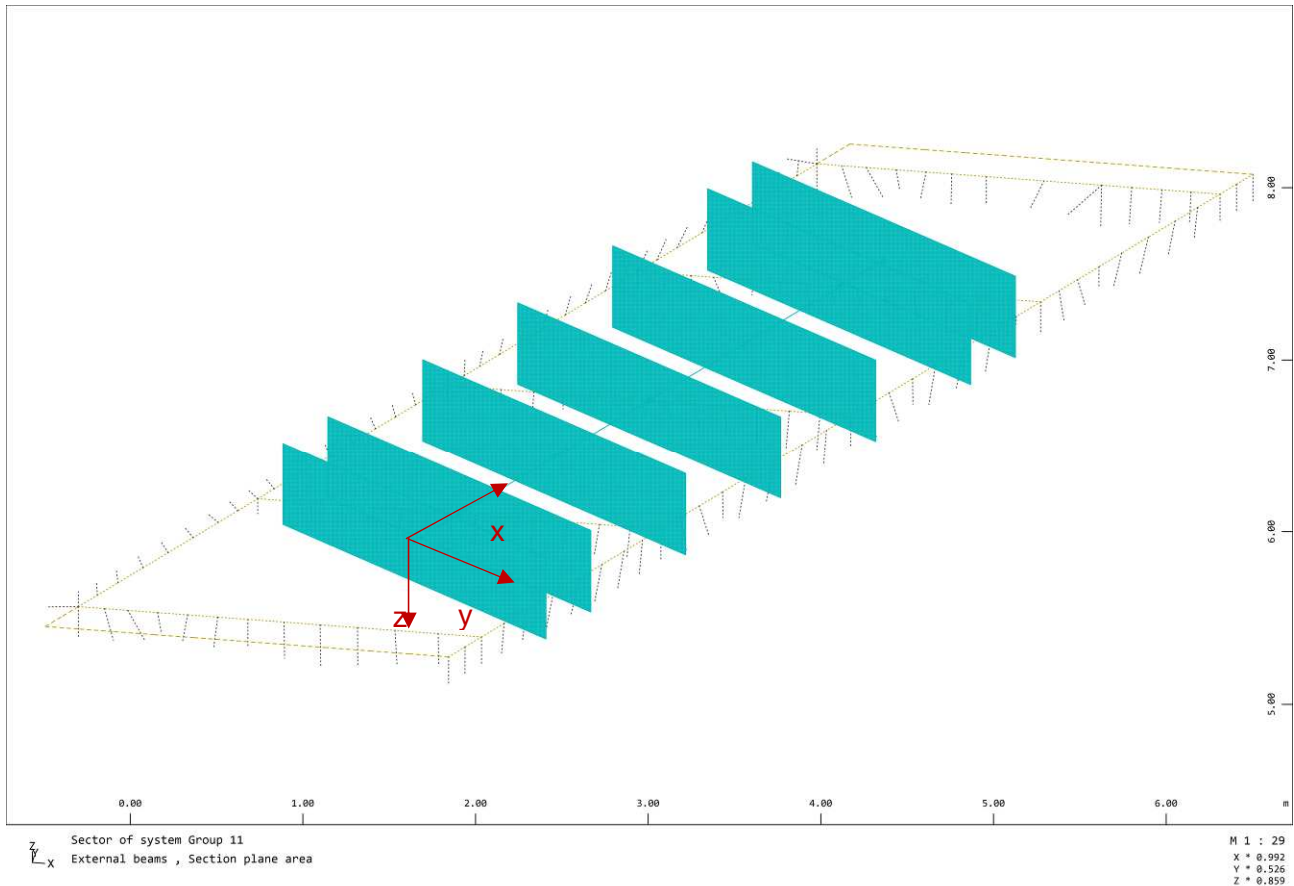
Verifica

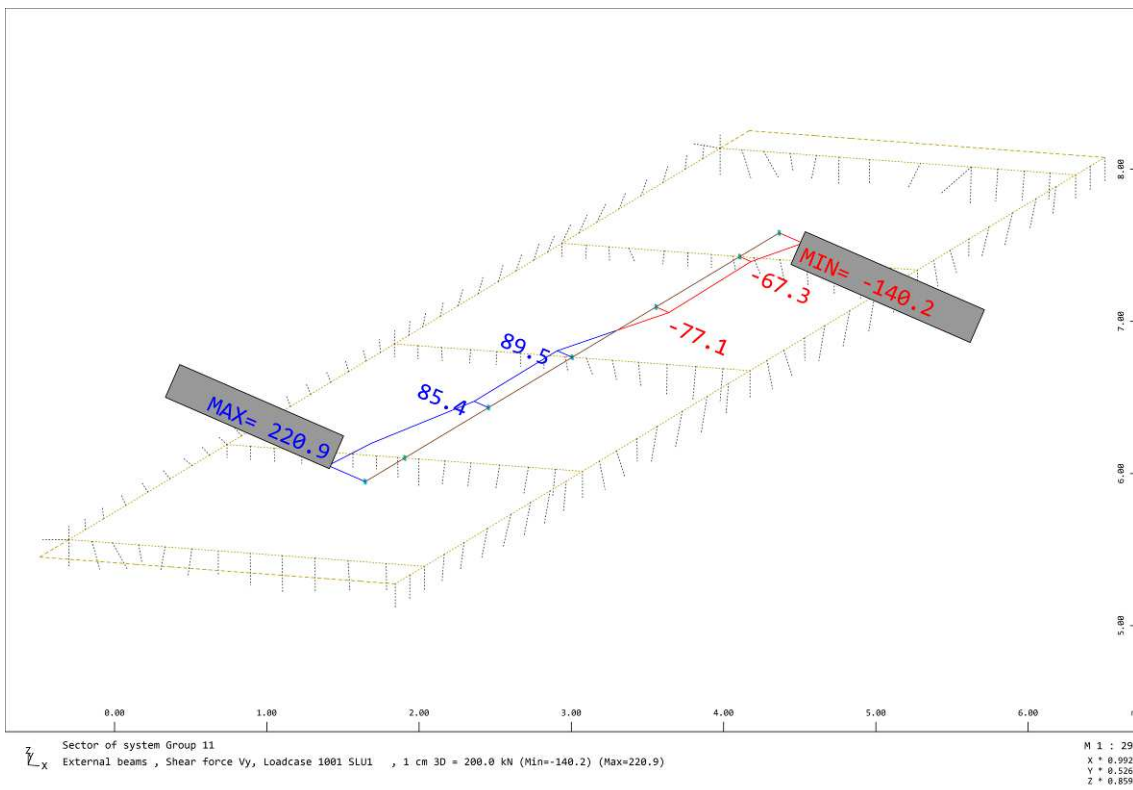
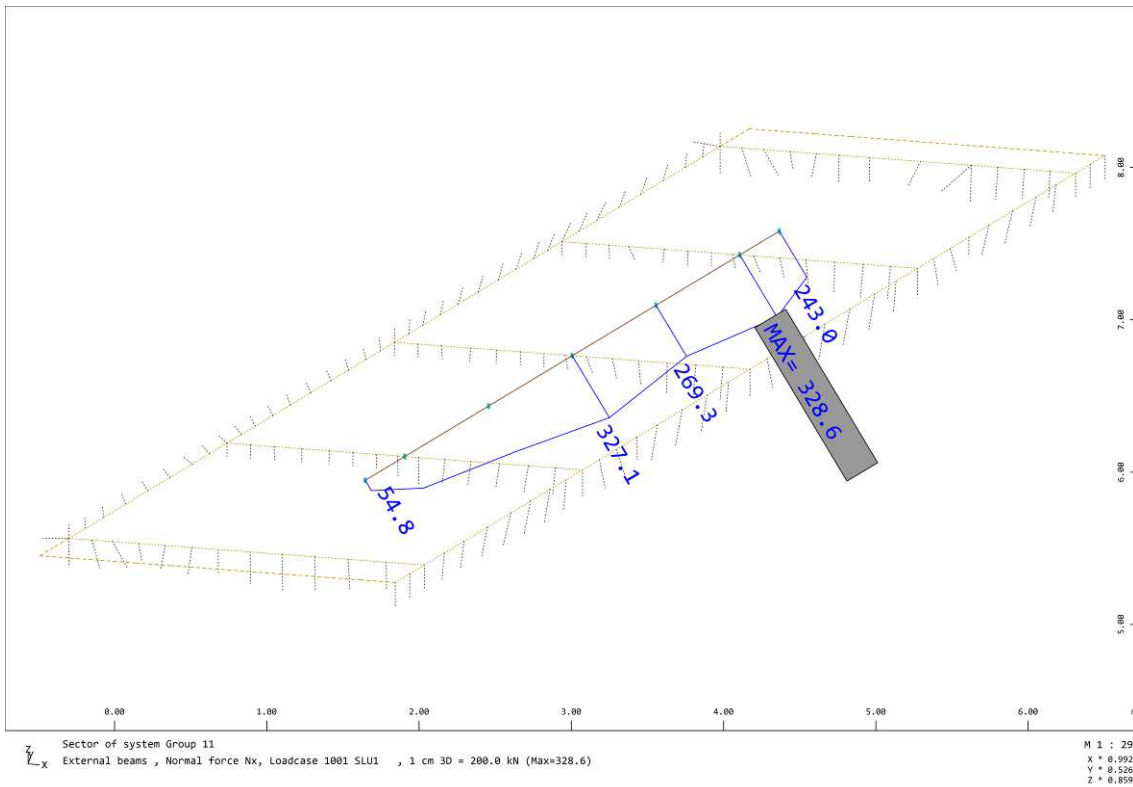
$A_{s,es}$	3619	mm ²	area resistente acciaio
$F_{v,kd}$	849.71	kN	forza ultima di taglio
P_f	1.87		
		≥	1.00

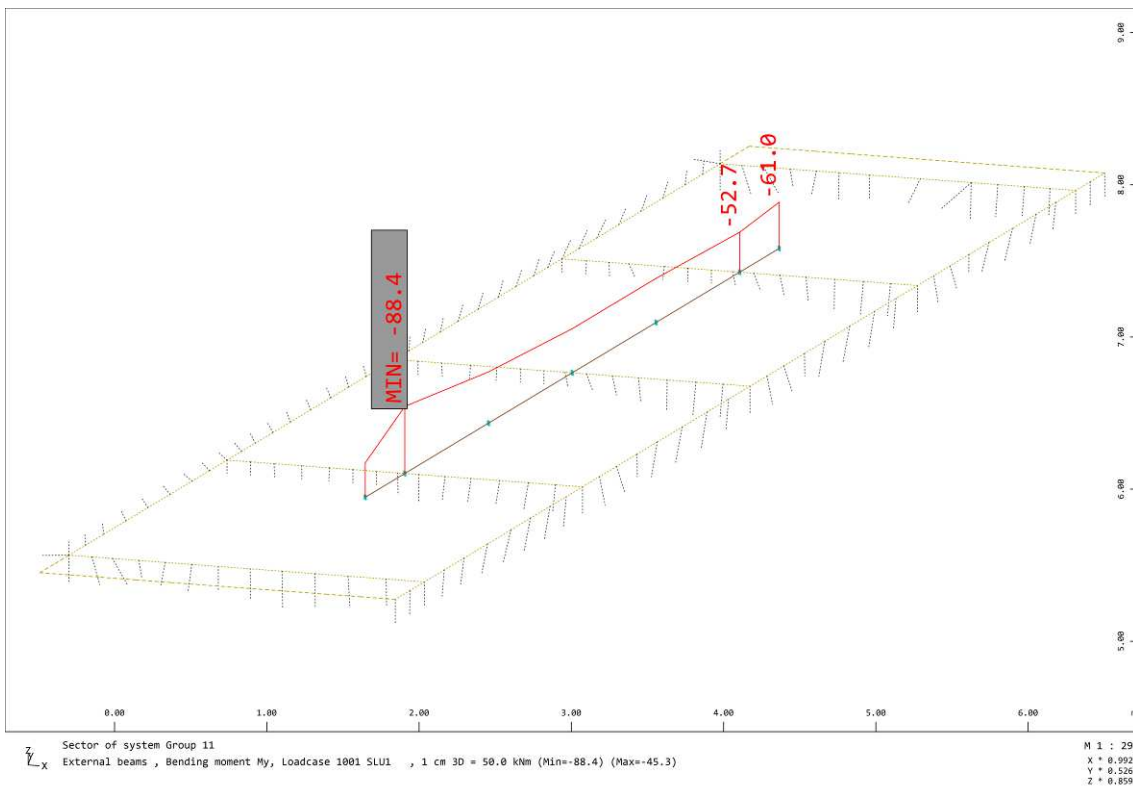
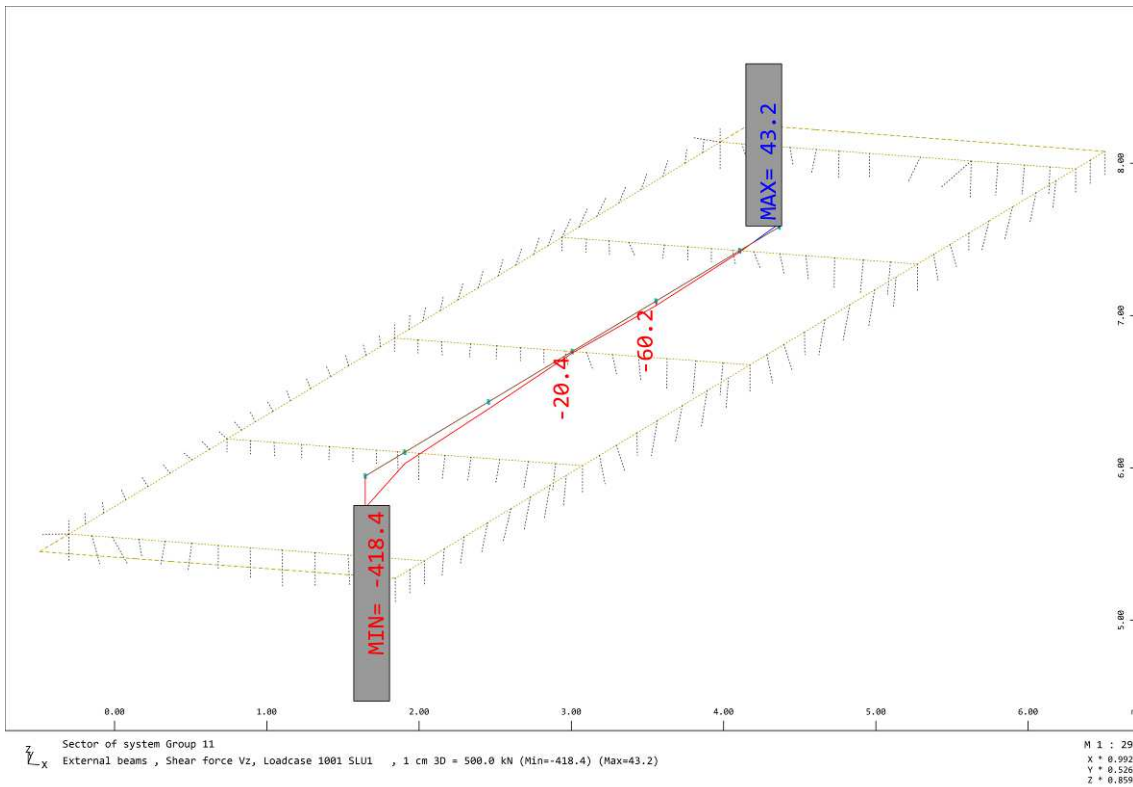
Verificato

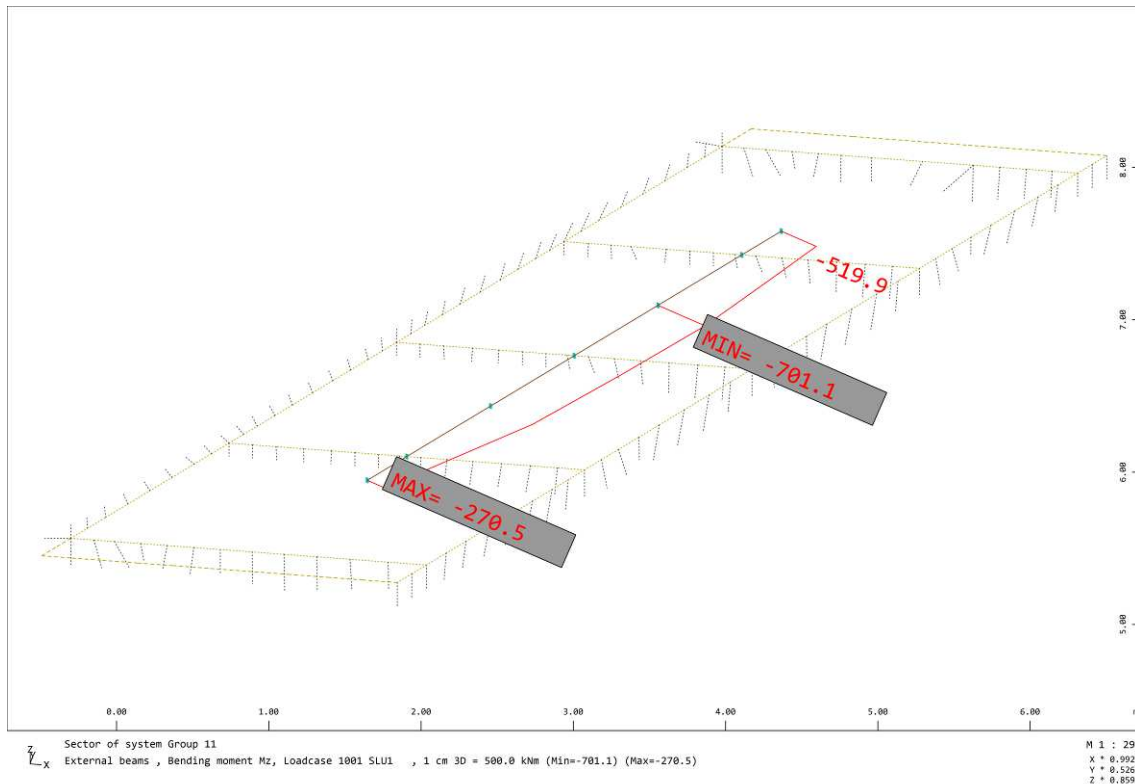
TRAVE CUSCINO

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella combinazione più gravosa all'interno della trave cuscino di nuova realizzazione. La combinazione più gravosa per le verifiche trave in esame risulta essere la SLU (LC1000)









Verifica a tensoflessione (N-Mz)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave cuscino - Mz

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Trave cuscino - Mz

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	210	55	1	22.12	5
			2	22.12	50

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -330 kN
M_{xEd} 89 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

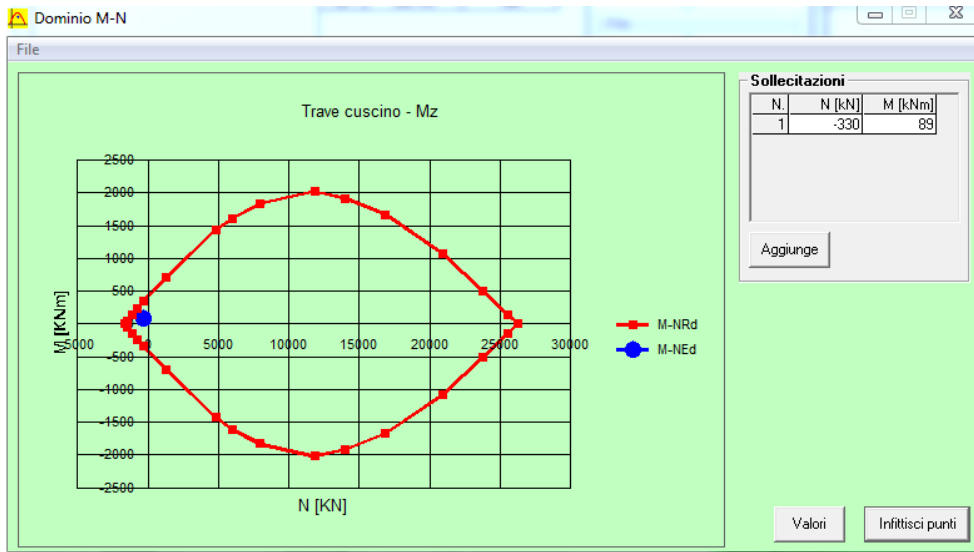
Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	375 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	21.33
E _s /E _c	6.9	f _{cc} /f _{cd}	1
ε _{syd}	1.875 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{cl}	2.114

M_{xRd} 343.2 kNm

σ_c -21.33 N/mm²
σ_s 375 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 48.12 ‰
d 50 cm
x 3.39 x/d 0.06781
δ 0.7



Verifica a taglio
NORMA DI CALCOLO

D. M. 17/01/2018

ASTA FEM NUMERO	1
NODI DI ESTREMITA'	0 - 1

DATI DI PROGETTO SEZIONE

BASE	B [mm]	2100
ALTEZZA	H [mm]	550
AREA CLS	A_c [mm ²]	1155000
COPRIFERRO	c [mm]	50
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	16
NUMERO BARRE SUP.	N°	11
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	16
NUMERO BARRE INF.	N°	11
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	4423.36
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	10
NUMERO BRACCIA	N°	4
PASSO STAFFE	s [mm]	200
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	1570.80

DATI DI PROGETTO MATERIALI

CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	32/40	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.I
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	32	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	40	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{cc}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	18.13	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.41	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.69	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	3.02	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.63	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	2.12	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.54	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	40.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	450	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	-
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	450	-
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

*Edifici
nuovi*

CALCOLO DI PROGETTO

SOLLECITAZIONE DI PROGETTO DEL TAGLIO

V_{Ed} [kN] 420.00

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio

NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.2.3)

FATTORE k

k 1.632

ALTEZZA UTILE

d [mm] 500.00

RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE

ρ 0.0021

AREA ARMATURA TESA SUPERIORE

A_{sup} [mm²] 2211.68

TENSIONE TANGENZIALE MINIMA

V_{min} [MPa] 0.41

TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS

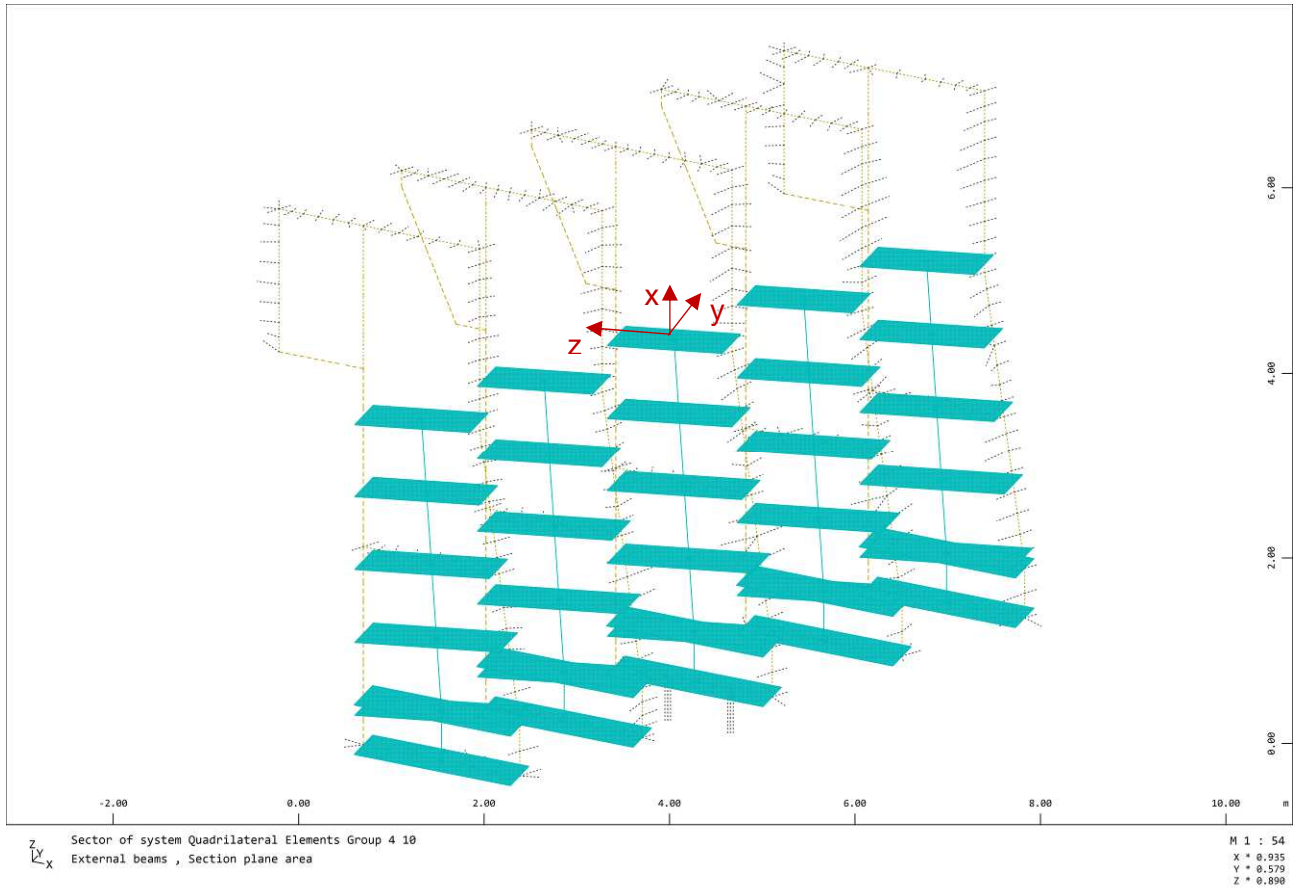
V_{Rd} [kN] 433.61

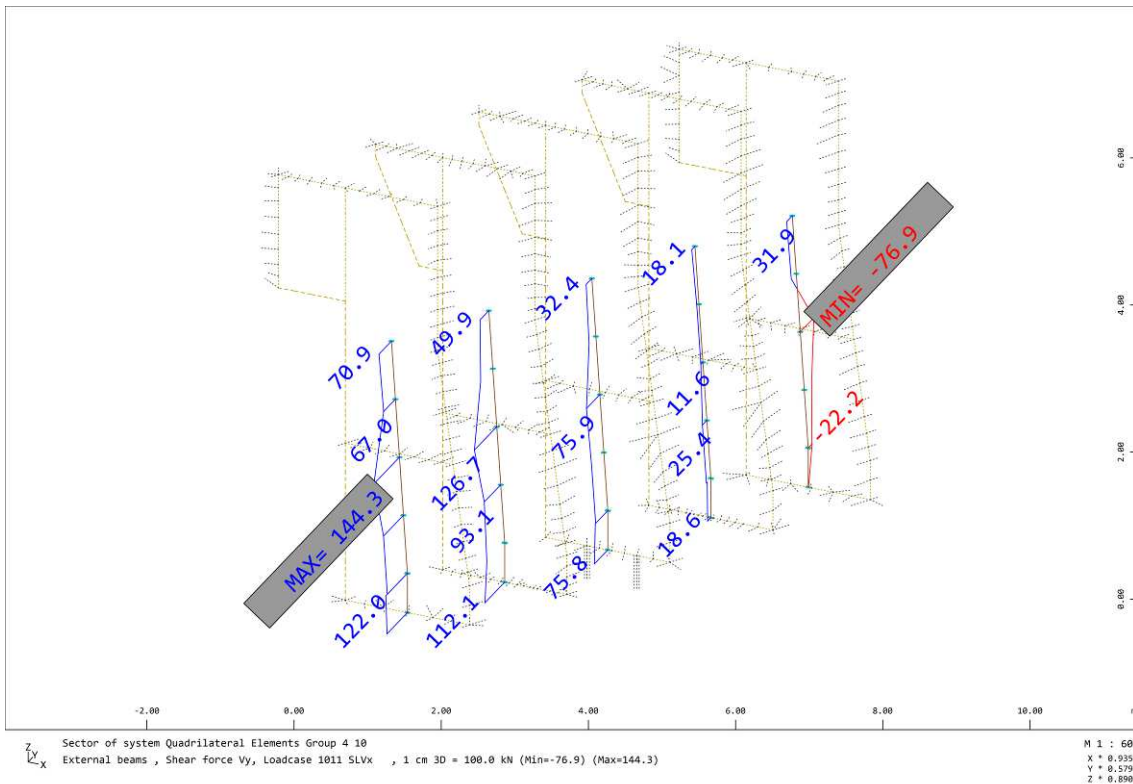
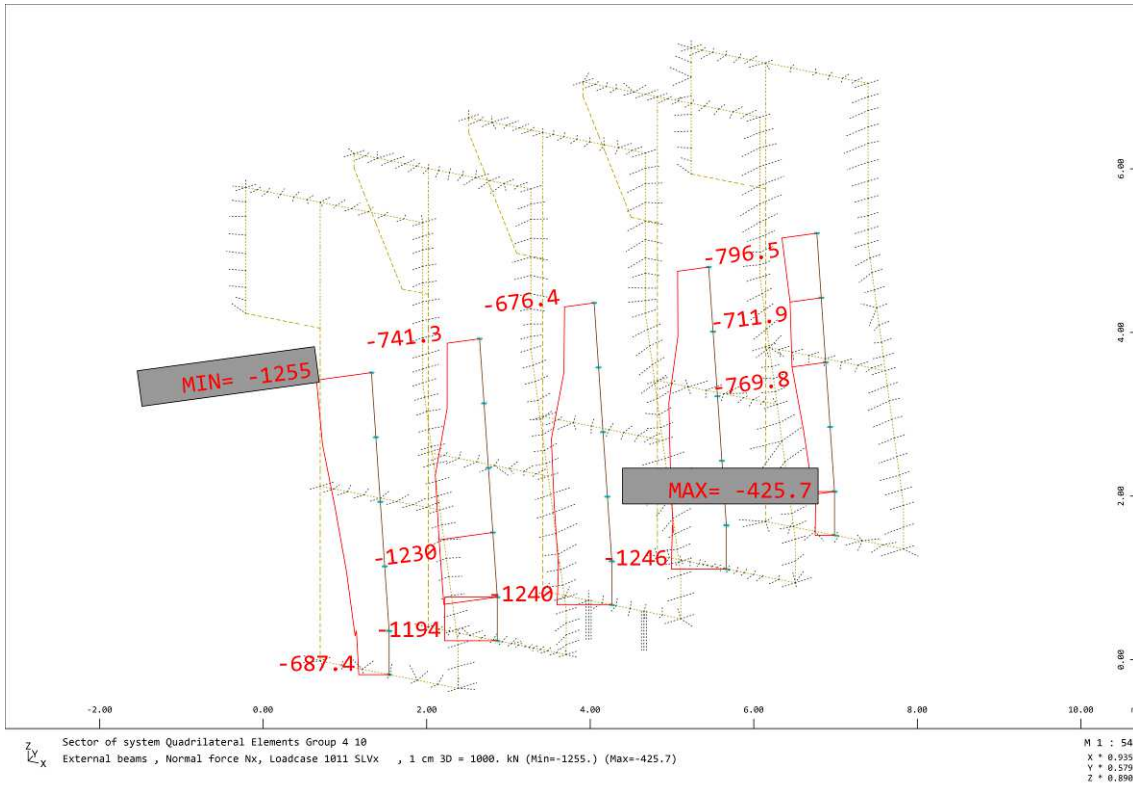
VERIFICA

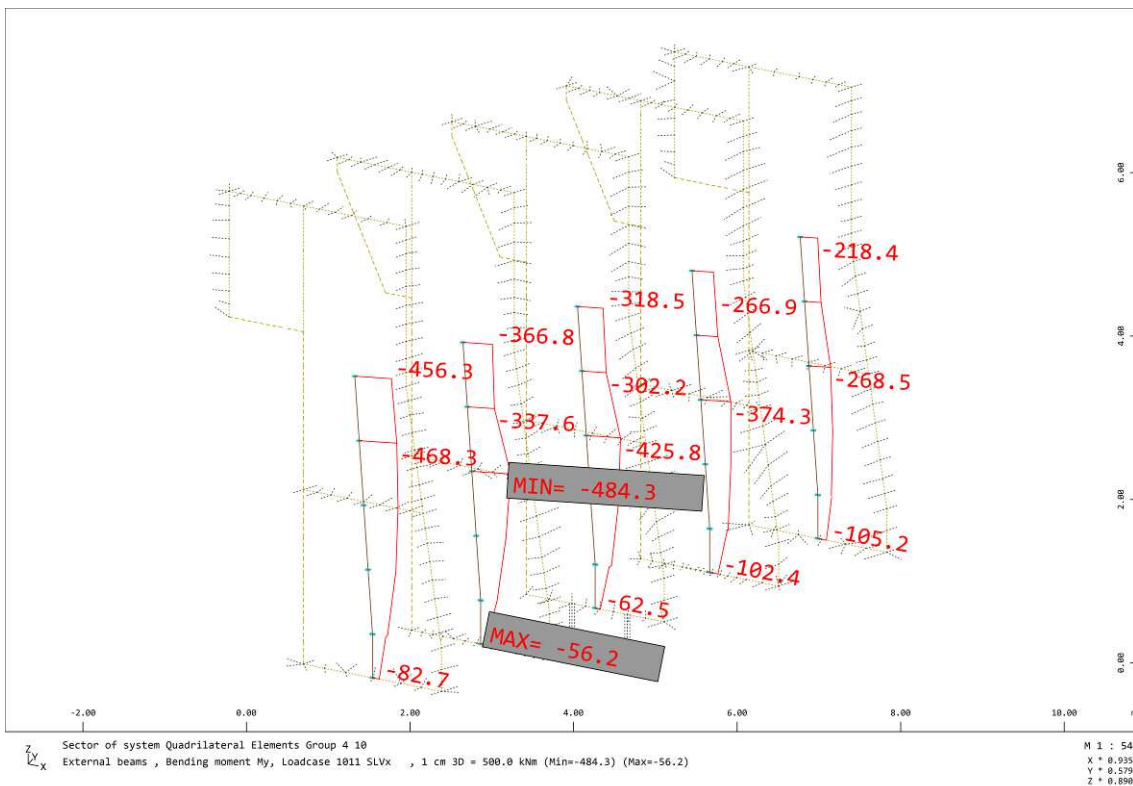
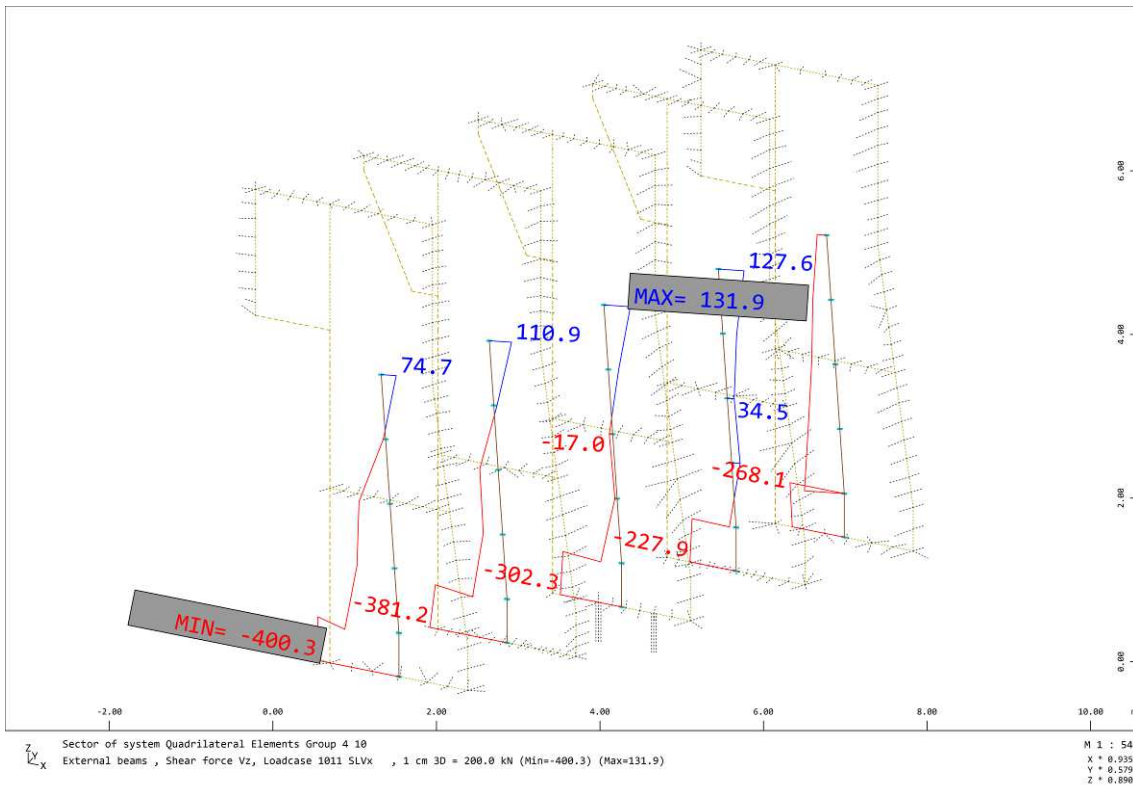
armatura minima a taglio

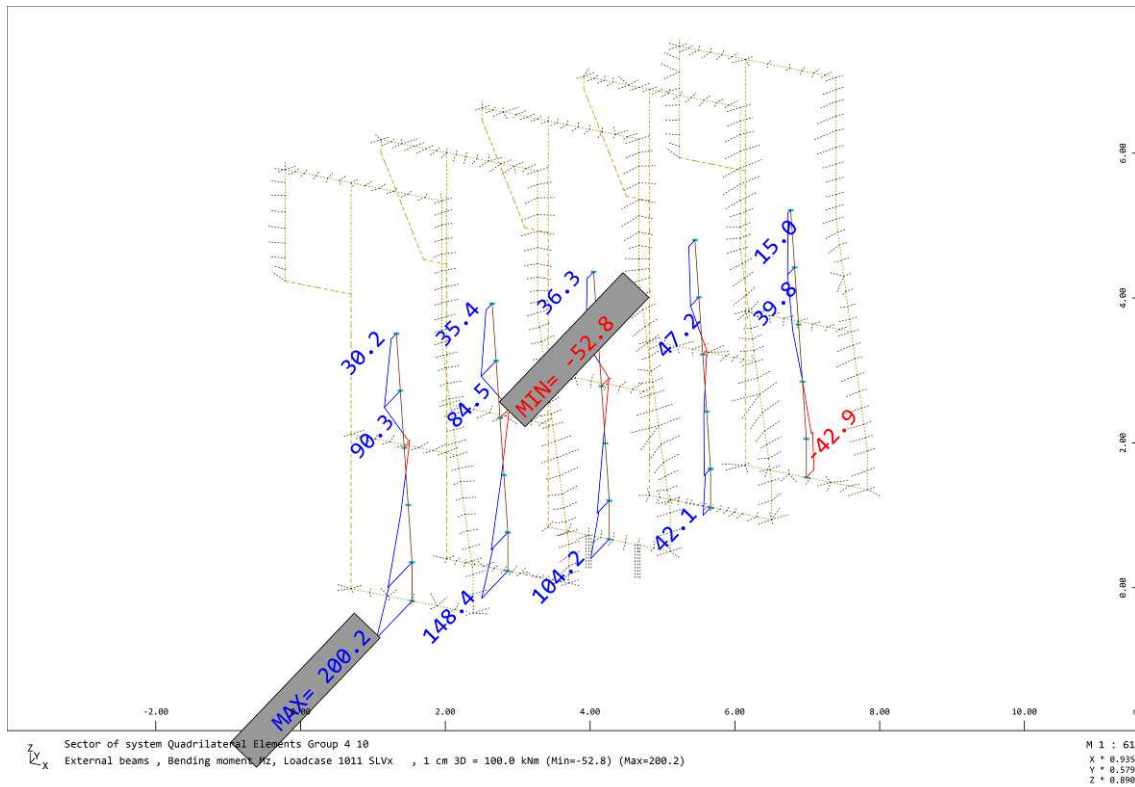
CONTRAFFORTE ESISTENTE

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella combinazione più gravosa all'interno del contrafforte esistente. La combinazione più gravosa risulta essere la SLV in direzione x (LC1011)









Verifica a flessione (My)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Contrafforte - My

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Contrafforte - My

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	4
2	2.26	126

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 800 kN
 M_{xEd}: 484 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

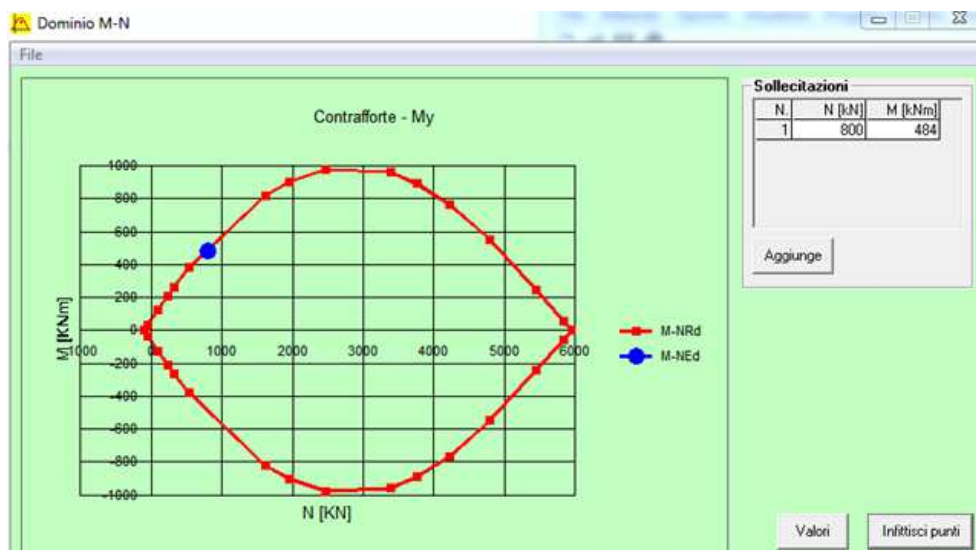
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 FeB32K_E: C25/30_Es
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 250 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 9 N/mm²
 E_s/E_c: 6.9 f_{cc}/f_{cd}: 1
 ε_{syd}: 1.25 ‰ σ_{c,adm}: 5.88 N/mm²
 σ_{s,adm}: 0 N/mm² τ_{co}: 0.3936
 τ_{c1}: 1.386

Parametri di calcolo:
 M_{xRd}: 515.8 kNm
 σ_c: -9 N/mm²
 σ_s: 250 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 16.59 ‰
 d: 126 cm
 x: 21.95 cm x/d: 0.1742
 δ: 0.7

Altri parametri:
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica a taglio (Vz)
NORMA DI CALCOLO

D. M. 17/01/2018

ASTA FEM NUMERO	1
NODI DI ESTREMITA'	0 - 1

DATI DI PROGETTO SEZIONE

BASE	B [mm]	1000
ALTEZZA	H [mm]	1750
AREA CLS	A_c [mm ²]	1750000
COPRIFERRO	c [mm]	30
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	18
NUMERO BARRE SUP.	N°	2
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	18
NUMERO BARRE INF.	N°	2
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	1017.88
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	8
NUMERO BRACCIA	N°	2
PASSO STAFFE	s [mm]	300
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	335.10

DATI DI PROGETTO MATERIALI

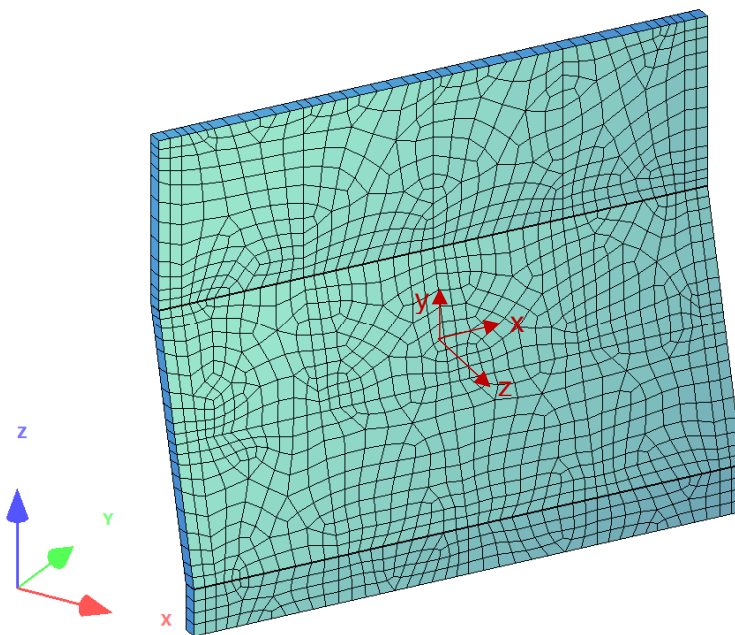
CLASSE DI RESISTENZA DEL CLS	C	25/30	NTC18 - § 4.1 - Tab. 4.1.1
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	25	
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck} [MPa]	30	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_C	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
COEFF. DI VISCOSITA'	α_{CC}	0.85	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE	f_{cd} [MPa]	14.17	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1 (4.1.3)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctd} [MPa]	1.20	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2 (4.1.4)
RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfd} [MPa]	1.44	NTC18 - § 4.1.2.1.1.2
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctm} [MPa]	2.56	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.3)
RESISTENZA MEDIA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfm} [MPa]	3.08	NTC18 - § 11.2.10.2 (11.2.4)
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE SEMPLICE	f_{ctk} [MPa]	1.80	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CARATTERISTICA A TRAZIONE PER FLESSIONE	f_{ctfk} [MPa]	2.15	NTC18 - § 11.2.10.2
RESISTENZA CILINDRICA MEDIA	f_{cm} [MPa]	33.00	NTC18 - § 11.2.10.1 (11.2.2)
TIPO DI ACCIAIO	B	300	NTC18 - § 11.3.2
Tensione caratteristica di rottura	f_t [MPa]	-	-
Tensione caratteristica di snervamento	f_y [MPa]	300	-
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_s	1.15	NTC18 - § 4.1.2.1.1.3

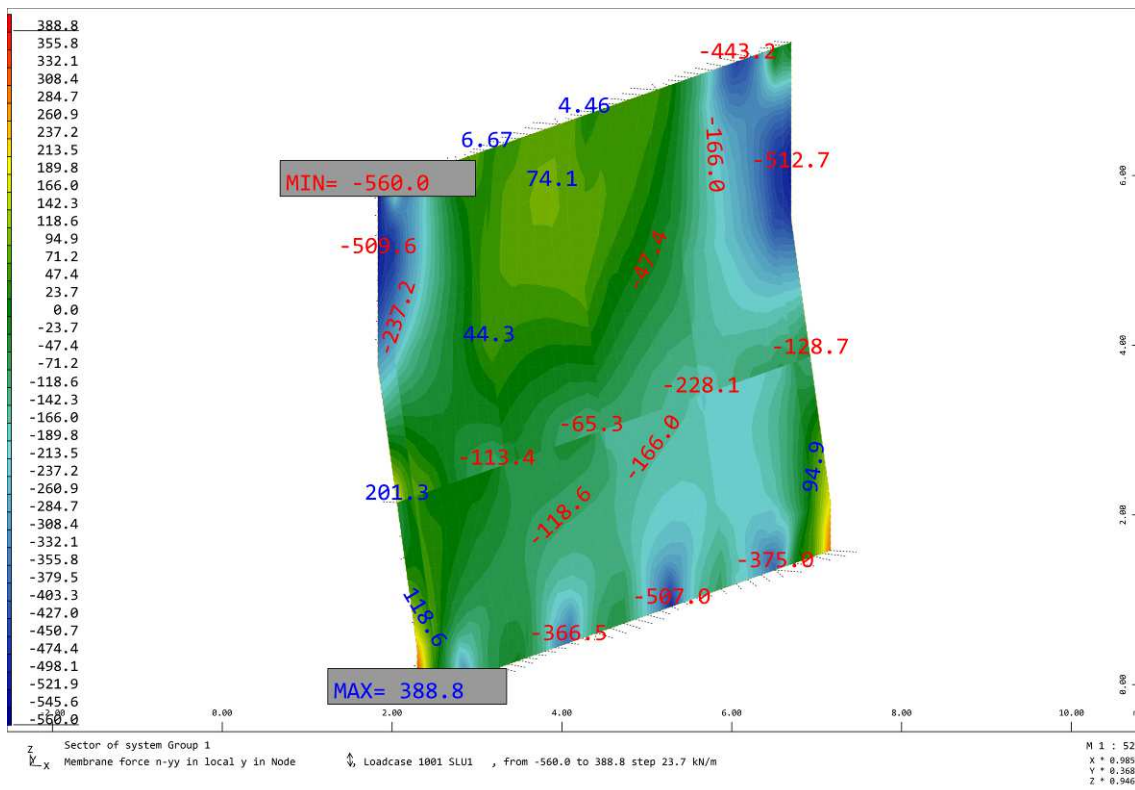
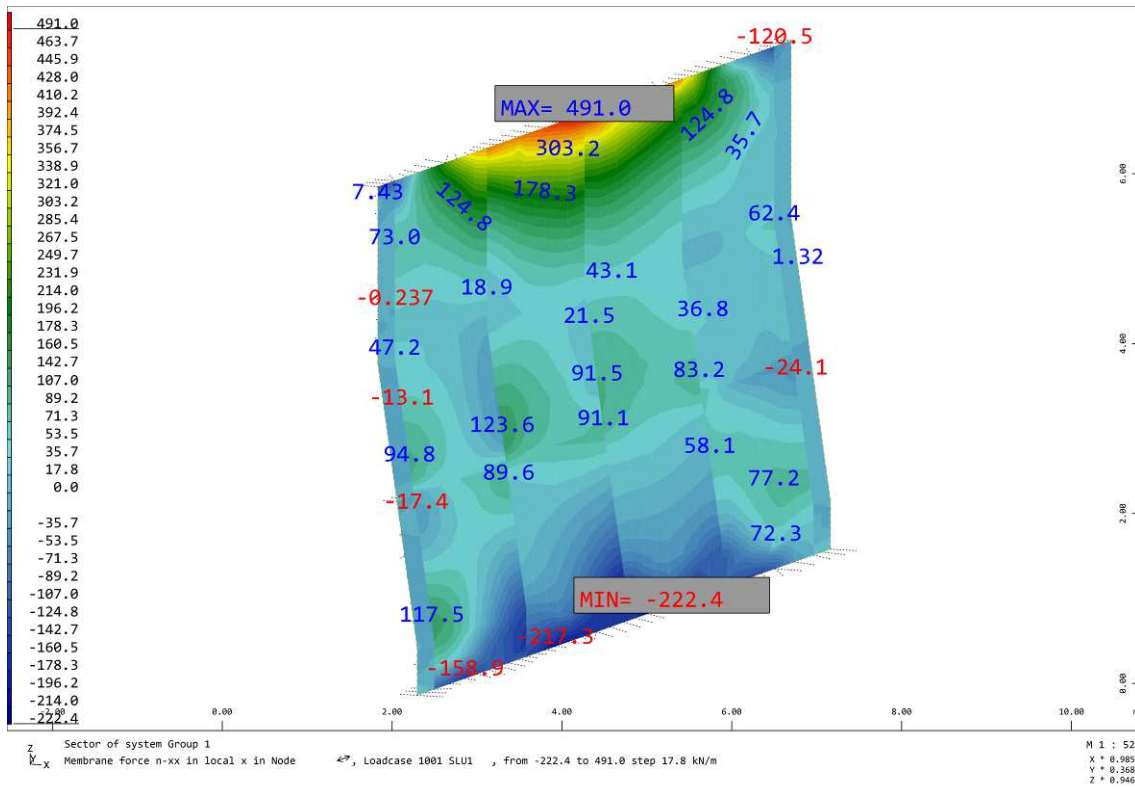
<i>Edifici esistenti</i>		C. 617/2009 - § C8.7.2.5	
RESISTENZA MEDIA DEL CLS	f_{cm} [MPa]	13.50	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_C	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
FATTORE DI CONFIDENZA	LC2	1.20	
<i>Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio</i>		NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.23)	
FATTORE k	k	1.341	
ALTEZZA UTILE	d [mm]	1720.00	
RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE	ρ	0.0003	
AREA ARMATURA TESA SUPERIORE	A_{sup} [mm ²]	508.94	
TENSIONE TANGENZIALE MINIMA	V_{min} [MPa]	0.20	
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	V_{Rd} [kN]	444.77	
VERIFICA	armatura minima a taglio		
<i>Elementi con armatura trasversale resistente a taglio</i>		NTC18 - § 4.1.2.3.5.2 (da 4.1.25 a 4.1.29)	
Meccanismo di Taglio - Trazione			
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	8	
NUMERO BRACCIA	N°	2	
PASSO STAFFE	s [mm]	300	
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ²]	100.53	
INCLINAZIONE PUNTO COMpresso (45°)	cot ϑ	1.00	
INCLINAZIONE STAFFE (90°)	cot α	0.00	
	sen α	1.00	
TAGLIO RESISTENTE SOLE ARMATURE	$V_{Rd,s}$ [kN]	112.77	
Meccanismo di Taglio - Compressione			
COEFFICIENTE MAGGIORATIVO	α_c	1.05	
RESISTENZA A COMPRESSIONE RIDOTTA	f'_{cd} [MPa]	3.75	
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	$V_{Rd,c}$ [kN]	3054.43	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	V_{Rd} [kN]	557.54	V_{Ed} [kN] 400.30
VERIFICA	Verifica soddisfatta		

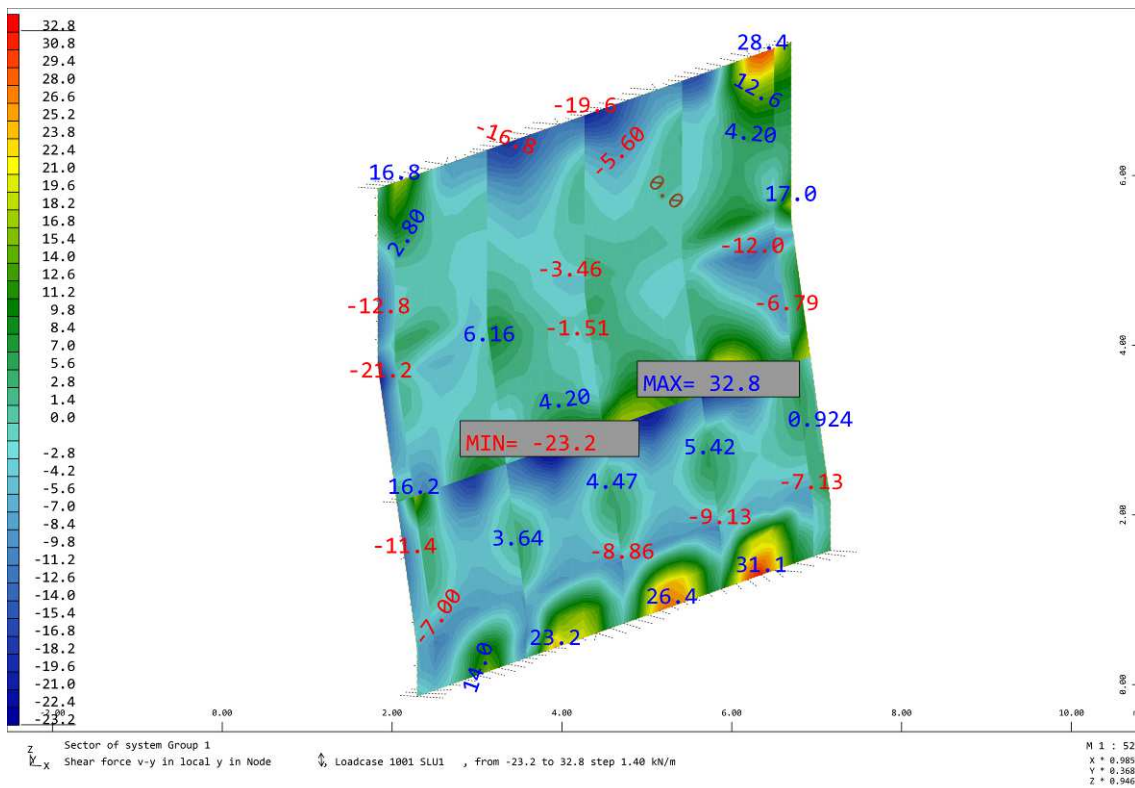
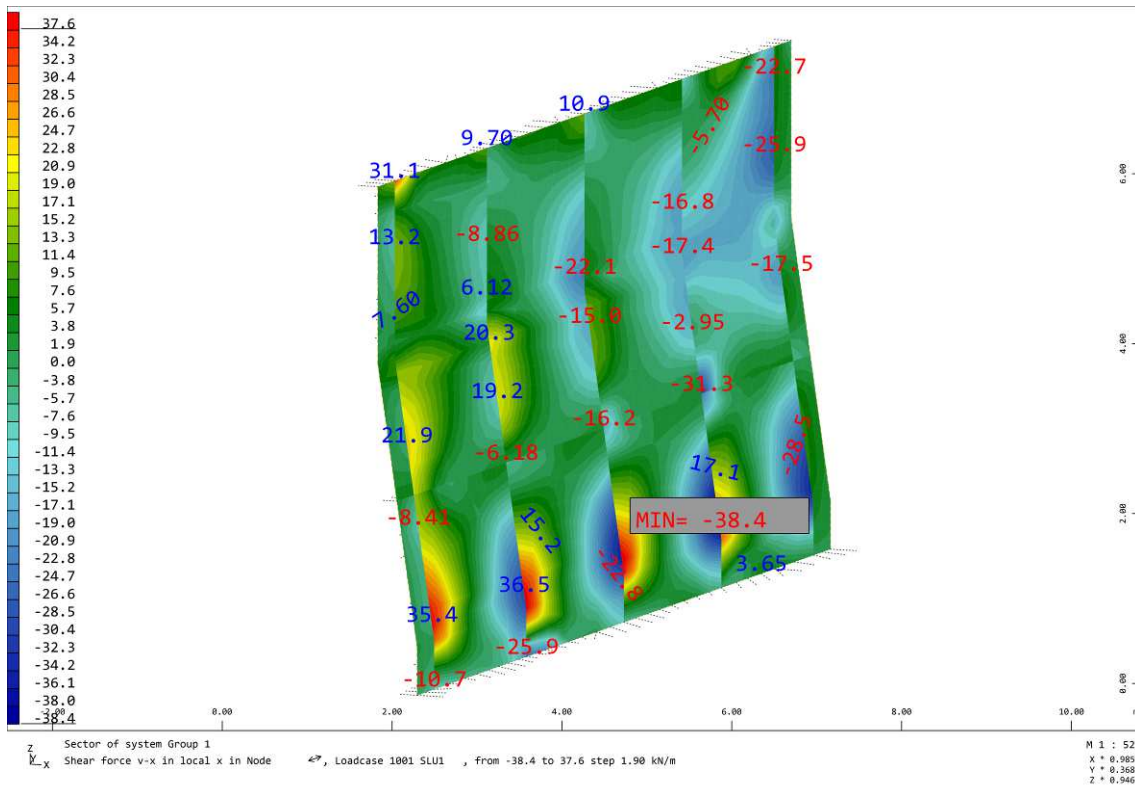
Per la verifica a taglio è stato considerato uno sforzo normale agente pari a 687 kN, come indicato per la combinazione di verifica.

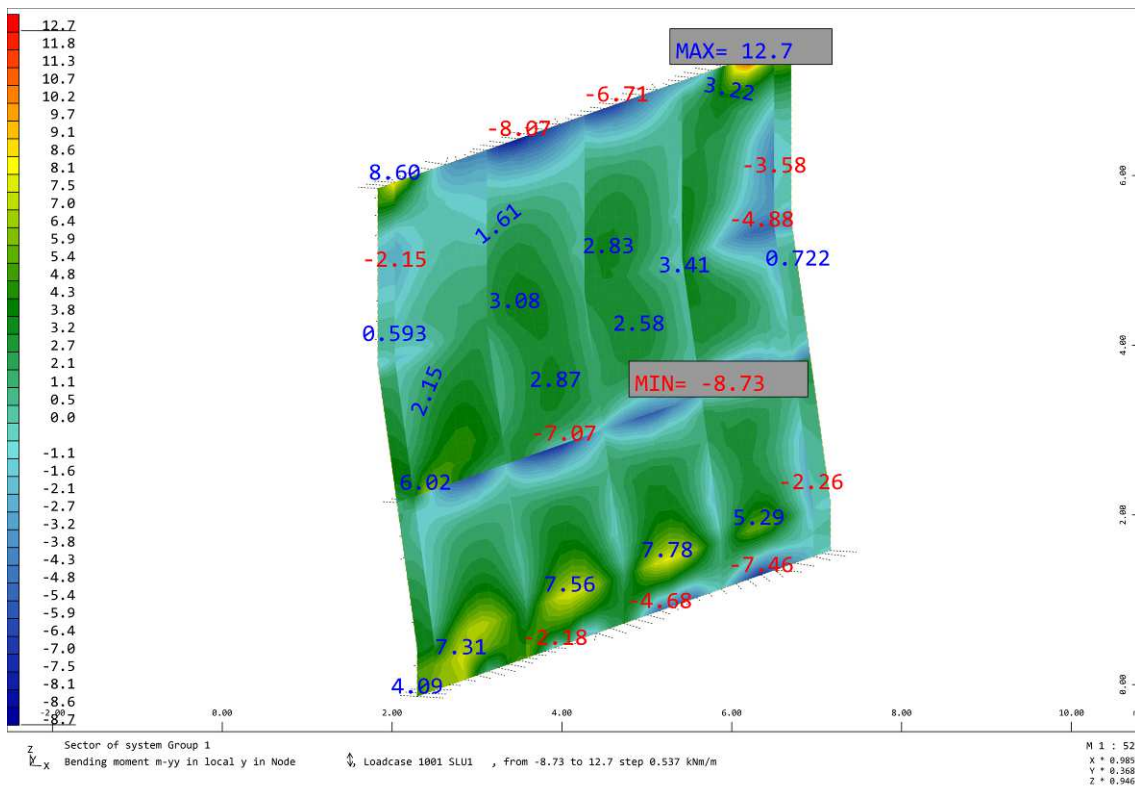
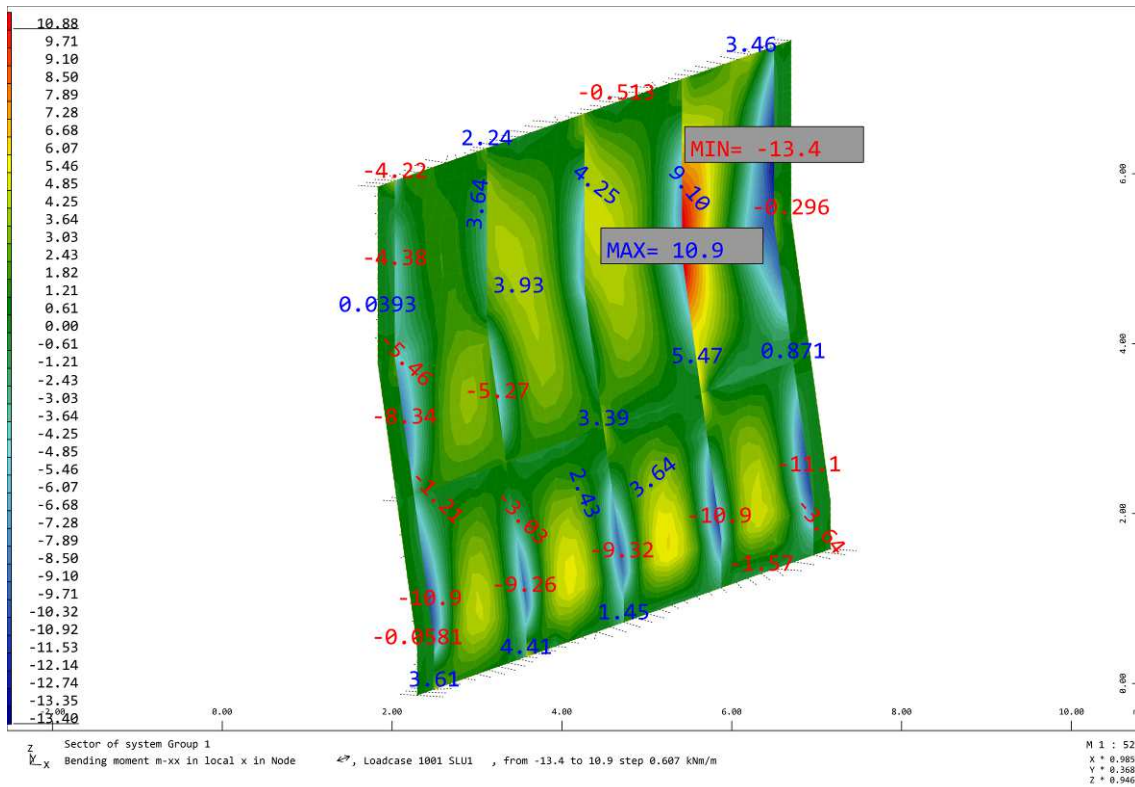
MURO ESISTENTE

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nella combinazione più gravosa all'interno del muro esistente. La combinazione più gravosa risulta essere la SLU (LC1001)

 SOFISTIK







Verifiche a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione muro esistente (ml)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Muro frontale esistente - Mx

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	3.77	5
			2	3.77	15

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 13.4 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 FeB32K_E C25/30_Es
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 9 ‰
 E_s/E_c 6.9 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ε_{syd} 1.25 ‰ σ_{c,adm} 5.88
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.3936
 τ_{c1} 1.386

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 16.82 kN m
 σ_c -9 N/mm²
 σ_s 250 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.81 ‰
 d 15 cm
 x 2.585 x/d 0.1723
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

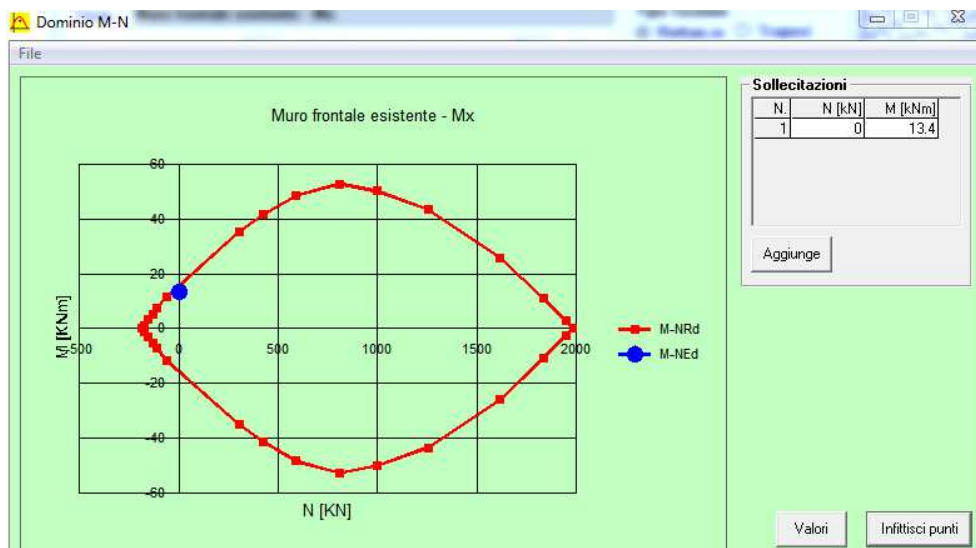
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione muro esistente - My

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Muro frontale esistente - My**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	2.26	5
			2	2.26	15

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 400 0 kN
 M_{xEd} 12.7 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

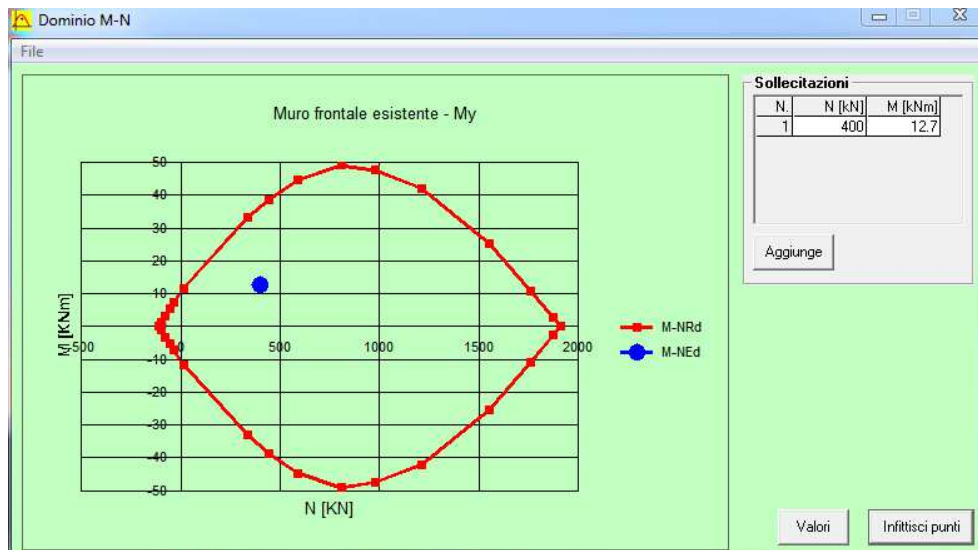
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 FeB32K_E C25/30_Es
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 9 ‰
 E_s/E_c 6.9 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
 ε_{syd} 1.25 ‰ σ_{c,adm} 5.88
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.3936
 τ_{c1} 1.386

M_{xRd} 36.59 kN m
 σ_c -9 N/mm²
 σ_s 250 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 5.36 ‰
 d 15 cm
 x 5.925 x/d 0.395
 δ 0.9338



Verifica a taglio

NORMA DI CALCOLO

D. M. 17/01/2018

ASTA FEM NUMERO
NODI DI ESTREMITA'

1

0 - 1

DATI DI PROGETTO SEZIONE

BASE	B [mm]	1000
ALTEZZA	H [mm]	200
AREA CLS	A_c [mm ²]	200000
COPRIFERRO	c [mm]	40
DIAMETRO BARRE SUP.	Φ [mm]	12
NUMERO BARRE SUP.	N°	3
DIAMETRO BARRE INF.	Φ [mm]	12
NUMERO BARRE INF.	N°	3
AREA ACCIAIO	$A_{s, tot}$ [mm ²]	678.58
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	8
NUMERO BRACCIA	N°	2
PASSO STAFFE	s [mm]	300
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ² /m]	335.10

<i>Edifici esistenti</i>		C. 617/2009 - § C8.7.2.5	
RESISTENZA MEDIA DEL CLS	f_{cm} [MPa]	13.50	
COEFF. PARZIALE DI SICUREZZA	γ_c	1.50	NTC18 - § 4.1.2.1.1.1
FATTORE DI CONFIDENZA	LC2	1.20	
<i>Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio</i>		NTC18 - § 4.1.2.3.5.1 (4.1.23)	
FATTORE k	k	2.000	
ALTEZZA UTILE	d [mm]	160.00	
RAPPORTO GEOMETRICO DI ARMATURA LONGITUDINALE	ρ	0.0021	
AREA ARMATURA TESA SUPERIORE	A_{sup} [mm ²]	339.29	
TENSIONE TANGENZIALE MINIMA	V_{min} [MPa]	0.36	
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	V_{Rd} [kN]	58.20	
VERIFICA	armatura minima a taglio		
<i>Elementi con armatura trasversale resistente a taglio</i>		NTC18 - § 4.1.2.3.5.2 (da 4.1.25 a 4.1.29)	
Meccanismo di Taglio - Trazione			
DIAMETRO STAFFA	Φ [mm]	8	
NUMERO BRACCIA	N°	2	
PASSO STAFFE	s [mm]	300	
AREA STAFFE	$A_{sw, tot}$ [mm ²]	100.53	
INCLINAZIONE PUNTONE COMPRESSO (45°)	$\cot \vartheta$	1.00	
INCLINAZIONE STAFFE (90°)	$\cot \alpha$	0.00	
	$\sin \alpha$	1.00	
TAGLIO RESISTENTE SOLE ARMATURE	$V_{Rd,s}$ [kN]	15.74	
Meccanismo di Taglio - Compressione			
COEFFICIENTE MAGGIORATIVO	α_c	1.00	
RESISTENZA A COMPRESSIONE RIDOTTA	f'_{cd} [MPa]	3.75	
TAGLIO RESISTENTE SOLO CLS	$V_{Rd,c}$ [kN]	270.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	V_{Rd} [kN]	73.93	V_{Ed} [kN] 38.40
VERIFICA	Verifica soddisfatta		

VERIFICA COLLEGAMENTO OPERE NUOVE CON STRUTTURA ESISTENTE

Si riporta di seguito la verifica delle armature di cucitura all'interfaccia tra i calcestruzzi delle sottostrutture esistenti e quelli nuovi gettati in opera.

La verifica consiste nel controllare che la massima forza di tranciamento agente sulle barre inghisate per effetto della massima forza orizzontale trasferibile dagli isolatori sia inferiore alla resistenza delle barre stesse per effetto spinotto.

In tal modo viene garantito l'equilibrio nei confronti della traslazione orizzontale tra le diverse parti collegate, ripristinando la continuità strutturale all'interfaccia tra i calcestruzzi esistenti e quelli nuovi gettati in opera.

La massima forza orizzontale che le barre inghisate devono equilibrare è pari a:

- Forza massima singolo isolatore: 382kN
- N. isolatori per spalla/pila: 2
- Angolo di sghemo: 58°
- Forza di tranciamento: $[382 \times \cos(58^\circ) + 382 \times \cos(32^\circ)] \times 2 = 1053 \text{ kN}$

VERIFICA COLLEGAMENTO OPERA NUOVA CON ESISTENTE

Caratteristiche meccaniche materiali (Acciaio B450C)

f_{yk}	450	MPa
γ_f	1.15	
f_{yd}	391.30	Mpa

Azioni agenti di progetto

N_{max}	0.00	kN	<i>sforzo assiale</i>
V_x	1052.77	kN	<i>taglio in direzione X (rif. locale)</i>
V_y	0.00	kN	<i>taglio in direzione Y (rif. locale)</i>
V_{tot}	1052.77	kN	<i>taglio totale</i>

Verifica tranciamento barre

Φ_s	16	mm	<i>diametro barre di collegamento</i>
n_{tot}	130	-	<i>numero totale barre</i>
$A_{s,res,l}$	26138	mm ²	<i>area resistente acciaio</i>
$F_{v,Rd}$	6136.76	kN	<i>forza ultima di taglio</i>

$$\rho_T \geq 1.00$$

Verificato

24 Verifica tavolato passerella

Per la realizzazione del piano di calpestio della passerella ciclo – pedonale si è prevista la realizzazione di un tavolato in legno massiccio del tipo C24.

Di seguito si riportano il modello di calcolo e le principali azioni considerate per la verifica dello stesso.

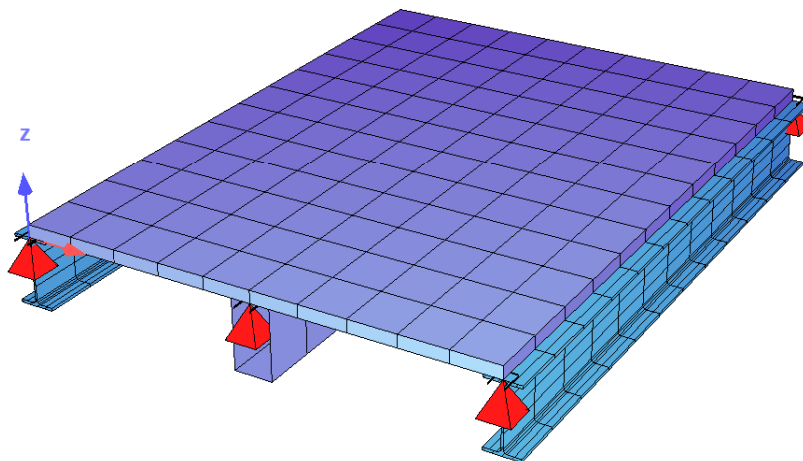


Figura 24-1: Modello di calcolo locale - passerella

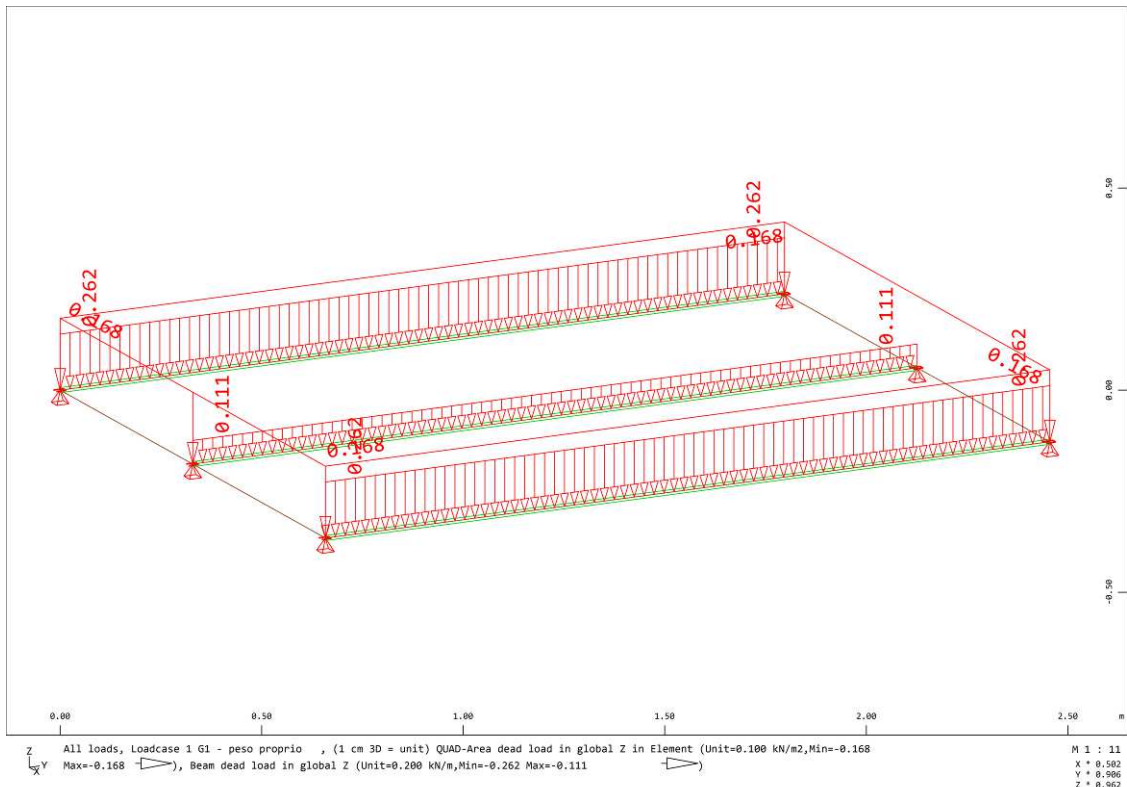


Figura 24-2: Peso proprio tavolato

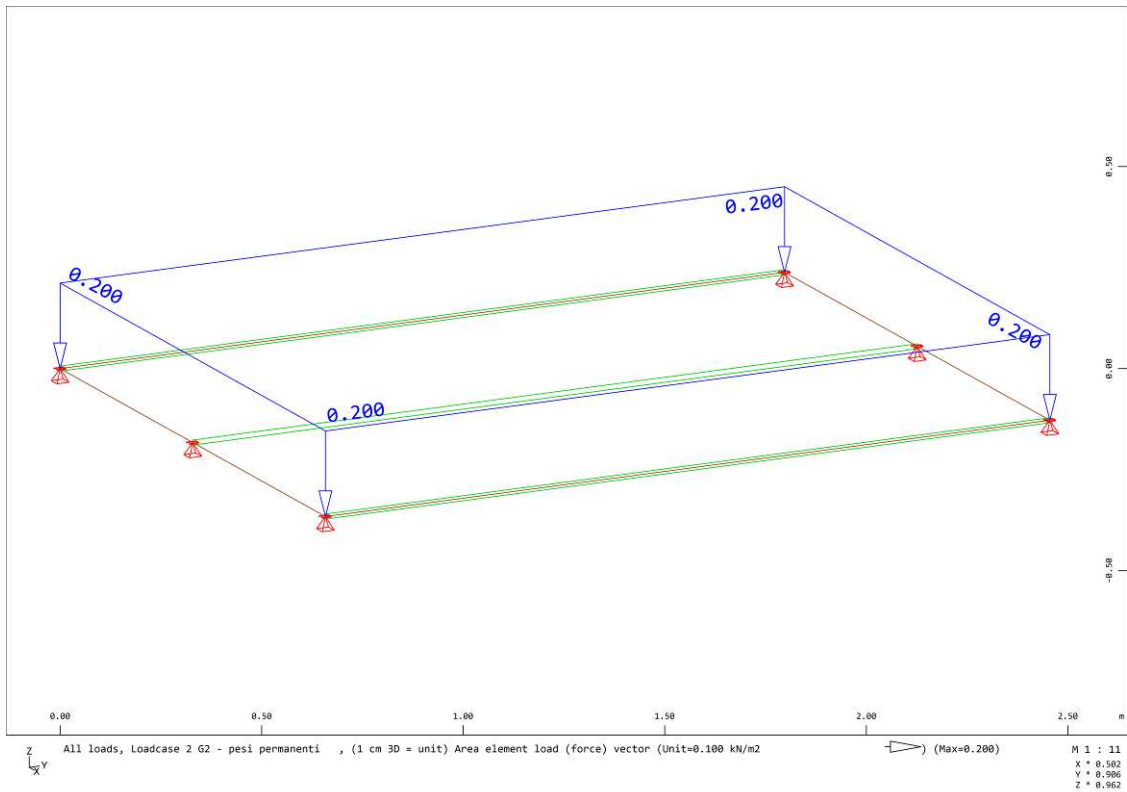


Figura 24-3: Permanenti

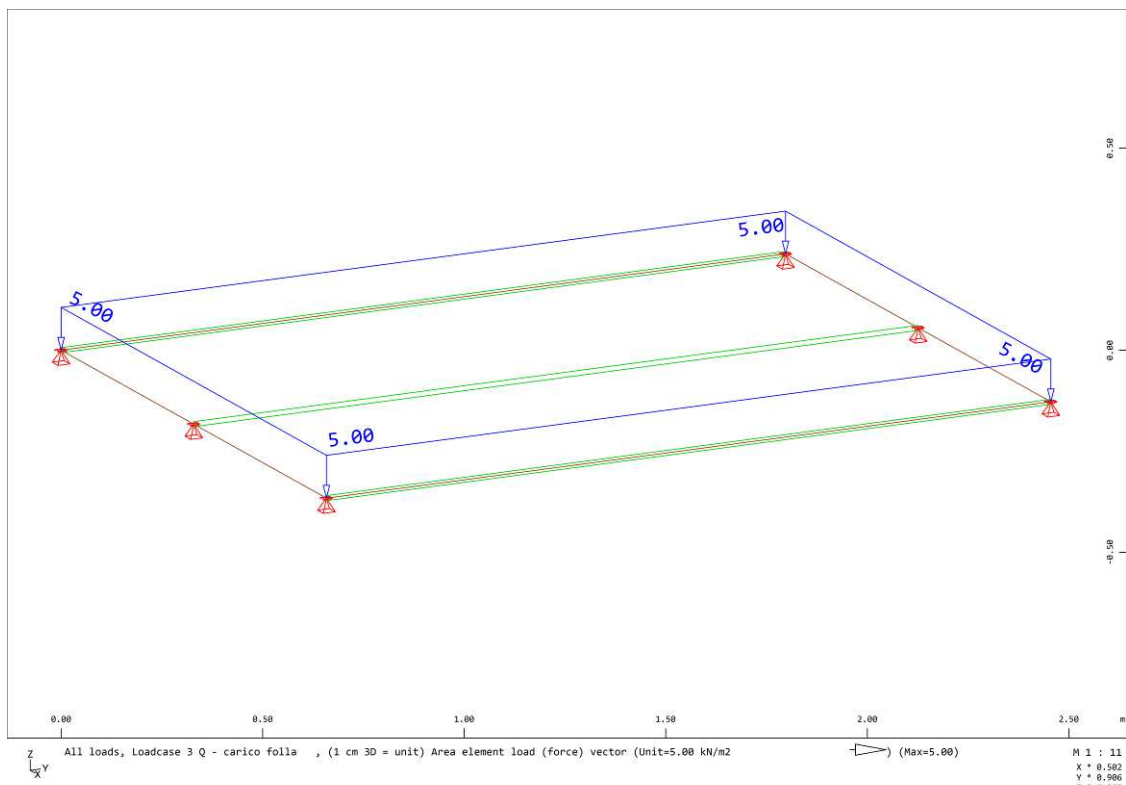


Figura 24-4: Carico folla

24.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le principali sollecitazioni allo SLU utilizzate per le verifiche del tavolato e della trave di spina 120x220mm:

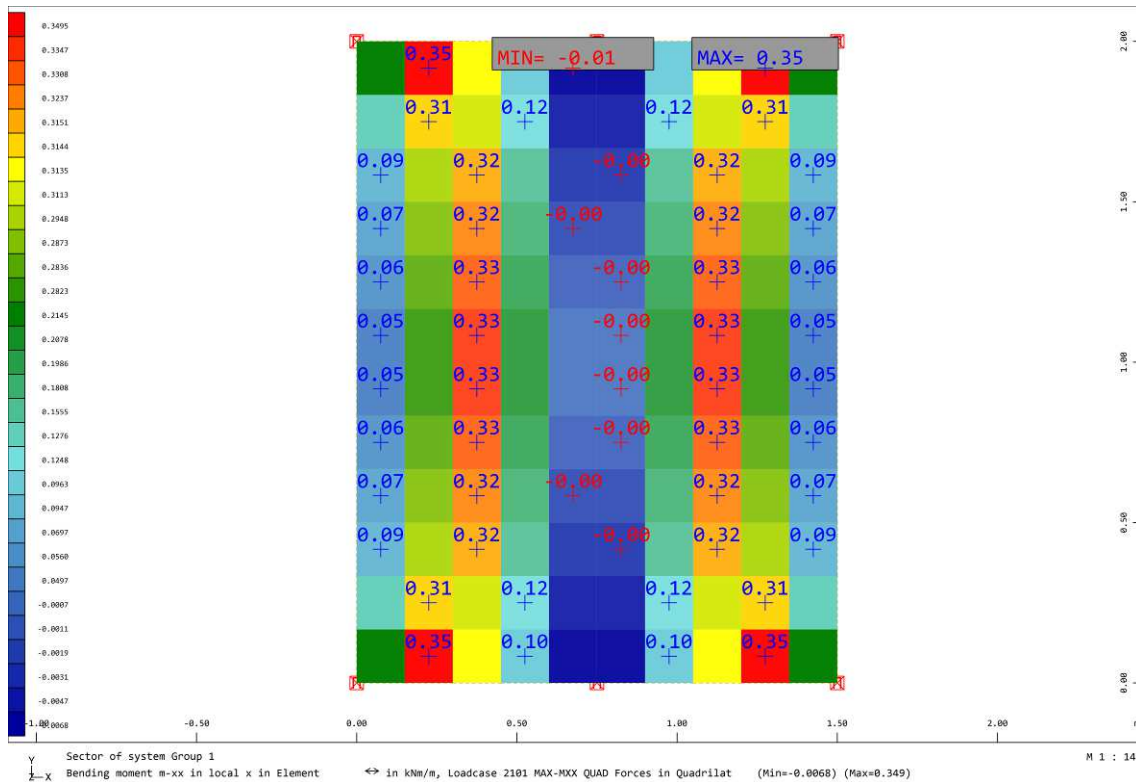


Figura 24-5: Involuppo momenti flettenti Mxx - tavolato

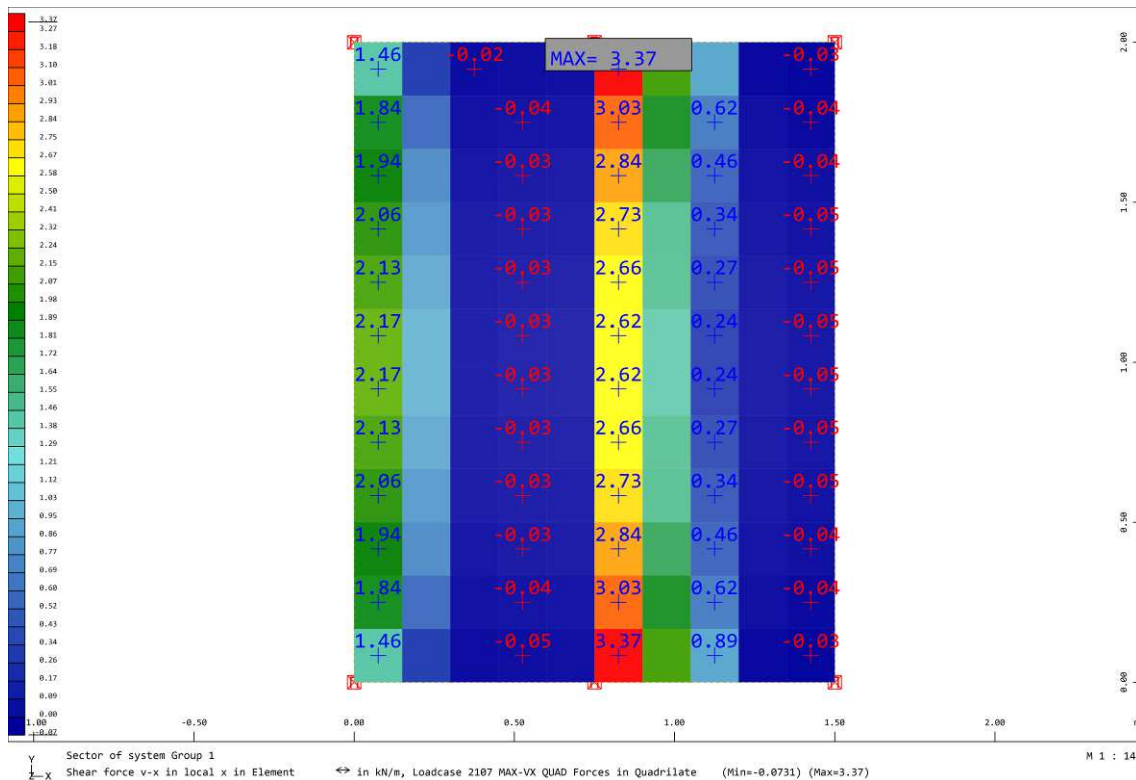


Figura 24-6: Involuppo sforzi di taglio Vxz - tavolato

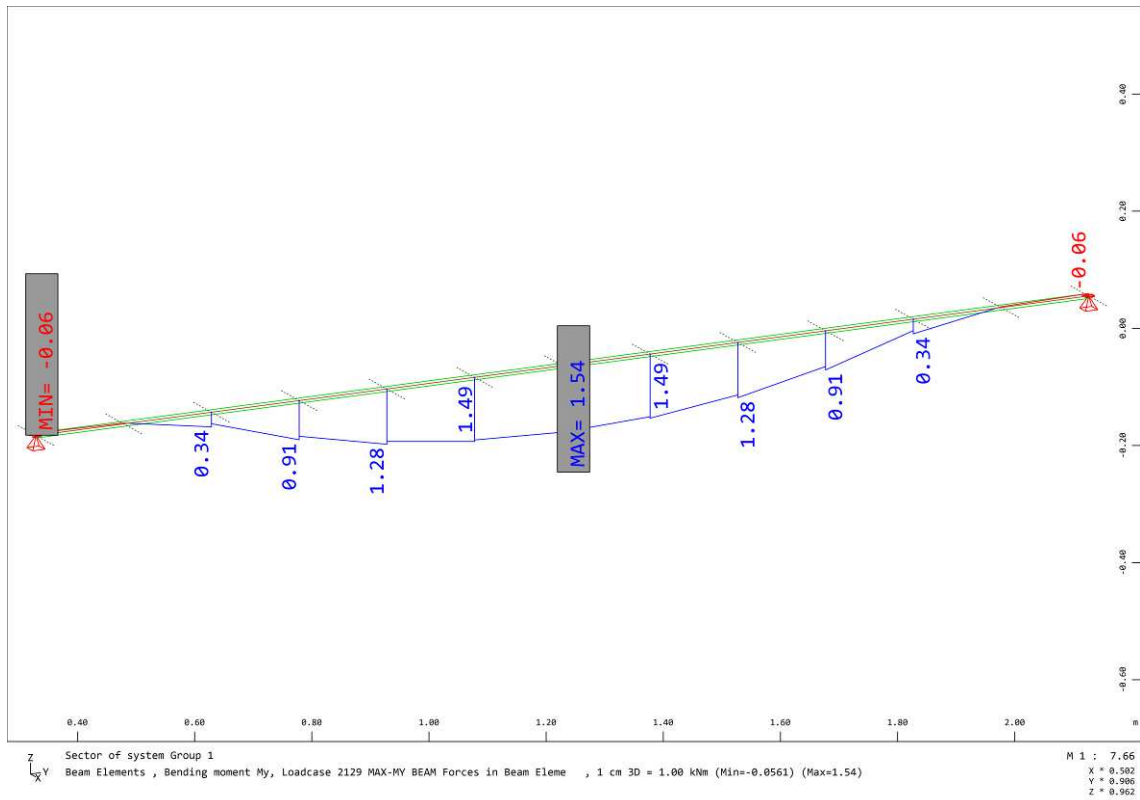


Figura 24-7: Involuppo momenti flettenti My – trave in legno

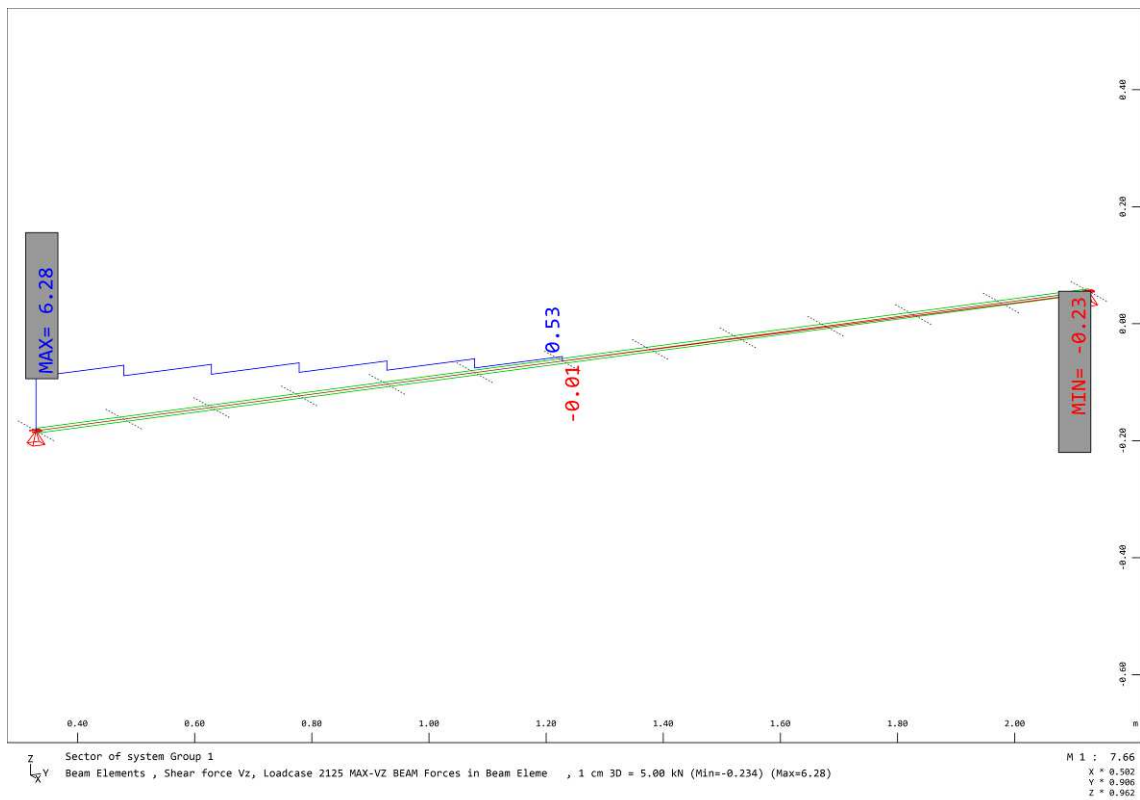


Figura 24-8: Involuppo sforzi di taglio Vz – trave in legno

24.2 Verifiche allo SLU

Di seguito si riportano le verifiche allo SLU degli elementi in legno:

- **Tavolato**

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO C24

Verifica a flessione e taglio del tavolato

$f_{mk} := 24 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a flessione
$f_{vk} := 2.5 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_M := 1.50$	coefficiente parziale materiale
$k_{mod} := 0.6$	coefficiente riduttivo per durata del carico - cl. servizio 1
$f_{md} := \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = 9.6 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a flessione
$f_{vd} := \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = 1 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a taglio
$b := 1000 \text{ mm}$	striscia unitaria di tavolato
$h := 40 \text{ mm}$	spessore del tavolato
$W_n := \frac{b \cdot h^2}{6} = (2.7 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$	modulo resistente striscia unitaria di tavolato
$M_{ed} := 0.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$	momento di progetto
$\sigma_{m,d} := \frac{M_{ed}}{W_n} = 1.3 \text{ MPa}$	tensione normale dovuta al momento flettente
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} = 0.14$	verifica a flessione soddisfatta se < 1.0
$A := b \cdot h = (4 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$	area striscia unitaria di tavolato
$V_{ed} := 3.37 \text{ kN}$	taglio di progetto
$\tau_d := \frac{1.5 \cdot V_{ed}}{A} = 0.1 \text{ MPa}$	tensione tangenziale dovuta al taglio
$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.13$	verifica a taglio soddisfatta se < 1.0

- Trave

Verifica a flessione e taglio della trave

$f_{mk} := 24 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a flessione
$f_{vk} := 2.5 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a taglio
$\gamma_M := 1.50$	coefficiente parziale materiale
$k_{mod} := 0.6$	coefficiente riduttivo per durata del carico - cl. servizio 1
$f_{md} := \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = 9.6 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a flessione
$f_{vd} := \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = 1 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a taglio
$b := 120 \text{ mm}$	base trave
$h := 220 \text{ mm}$	altezza trave
$W_n := \frac{b \cdot h^2}{6} = (9.7 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$	modulo resistente trave
$M_{ed} := 1.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$	momento di progetto
$\sigma_{m,d} := \frac{M_{ed}}{W_n} = 1.6 \text{ MPa}$	tensione normale dovuta al momento flettente
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} = 0.17$	verifica a flessione soddisfatta se < 1.0
$A := b \cdot h = (2.6 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$	area trave
$V_{ed} := 6.28 \text{ kN}$	taglio di progetto
$\tau_d := \frac{1.5 \cdot V_{ed}}{A} = 0.4 \text{ MPa}$	tensione tangenziale dovuta al taglio
$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.36$	verifica a taglio soddisfatta se < 1.0

24.3 Verifiche allo SLE

Di seguito si riporta la verifica della freccia massima per effetto del carico da folla in combinazione rara:

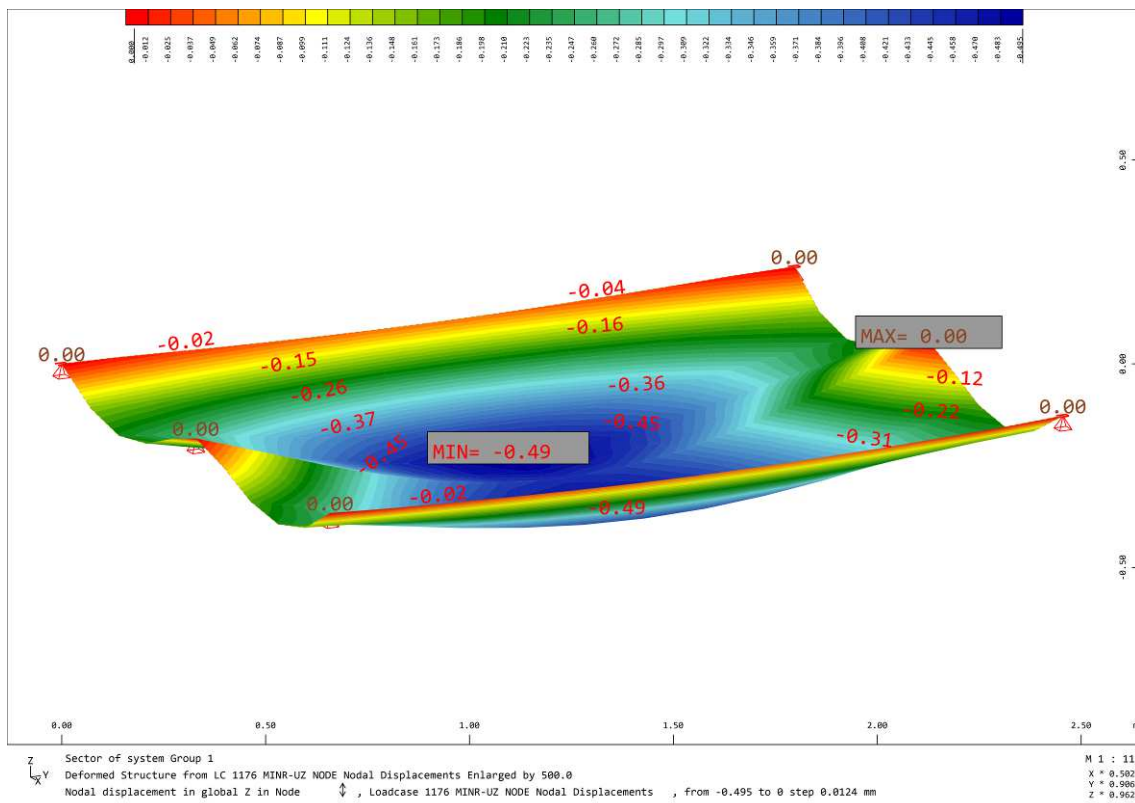


Figura 24-9: Abbassamenti in combinazione rara

Lo spostamento massimo è pari a 0.5mm, ovvero trascurabile.

25 Verifica in fase di sollevamento

Per la corretta manutenzione degli apparecchi di appoggio si è previsto l'utilizzo di specifici martinetti idraulici da doversi posizionare sotto i traversi di spalle e pile.

Durante le fasi di sollevamento si prevede che il ponte rimanga chiuso, quindi, non vengono considerati i carichi mobili, ma soltanto quelli ricavati dalla combinazione permanente.

Di seguito si riportano le reazioni elementari dovute ai singoli carichi permanenti:

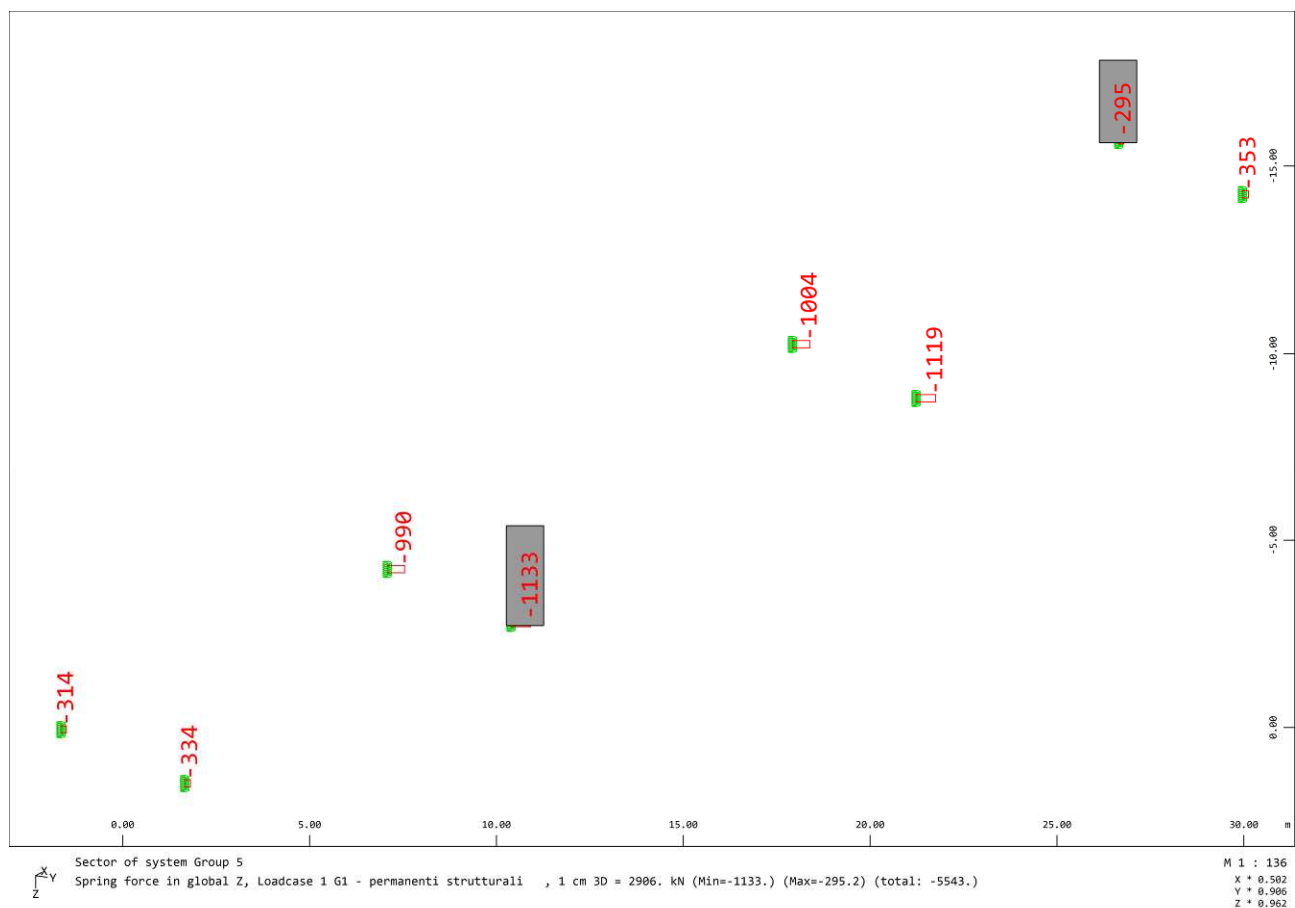


Figura 25-1: Carpenteria metallica + soletta in c.a.

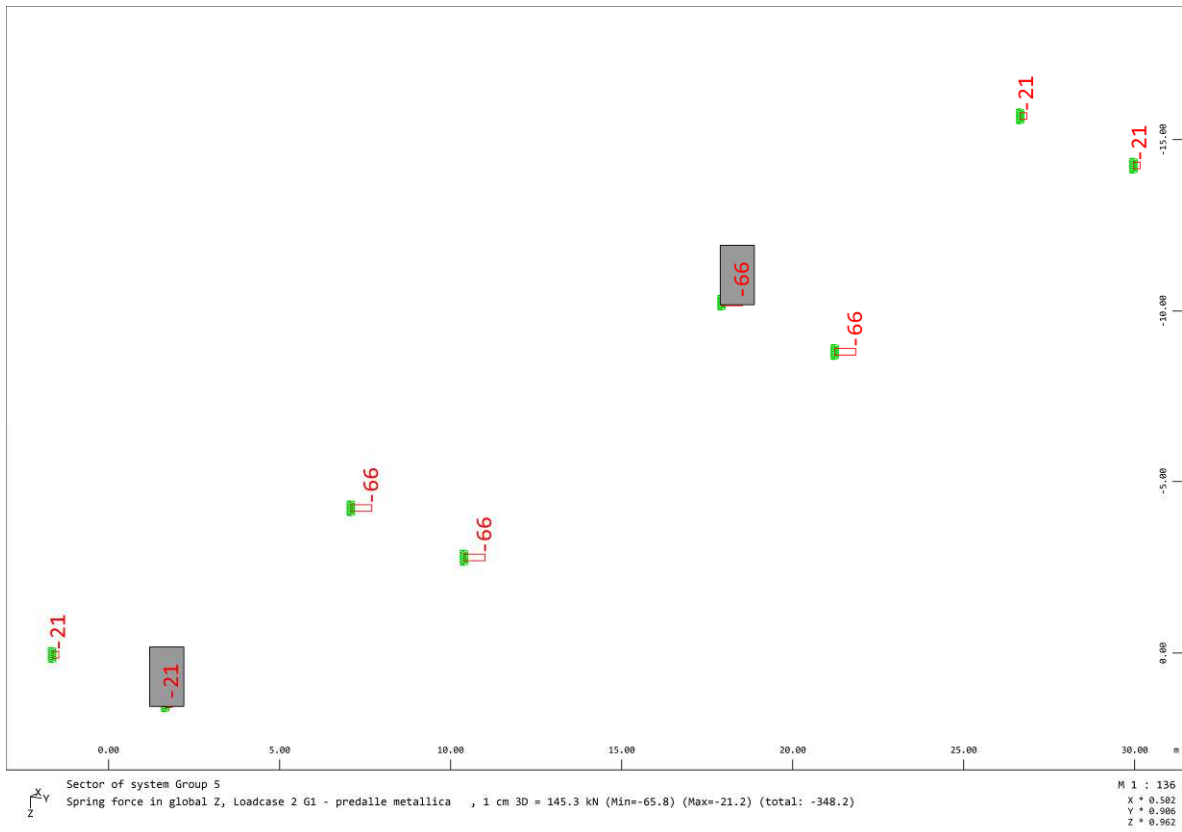


Figura 25-2: Predalles metalliche

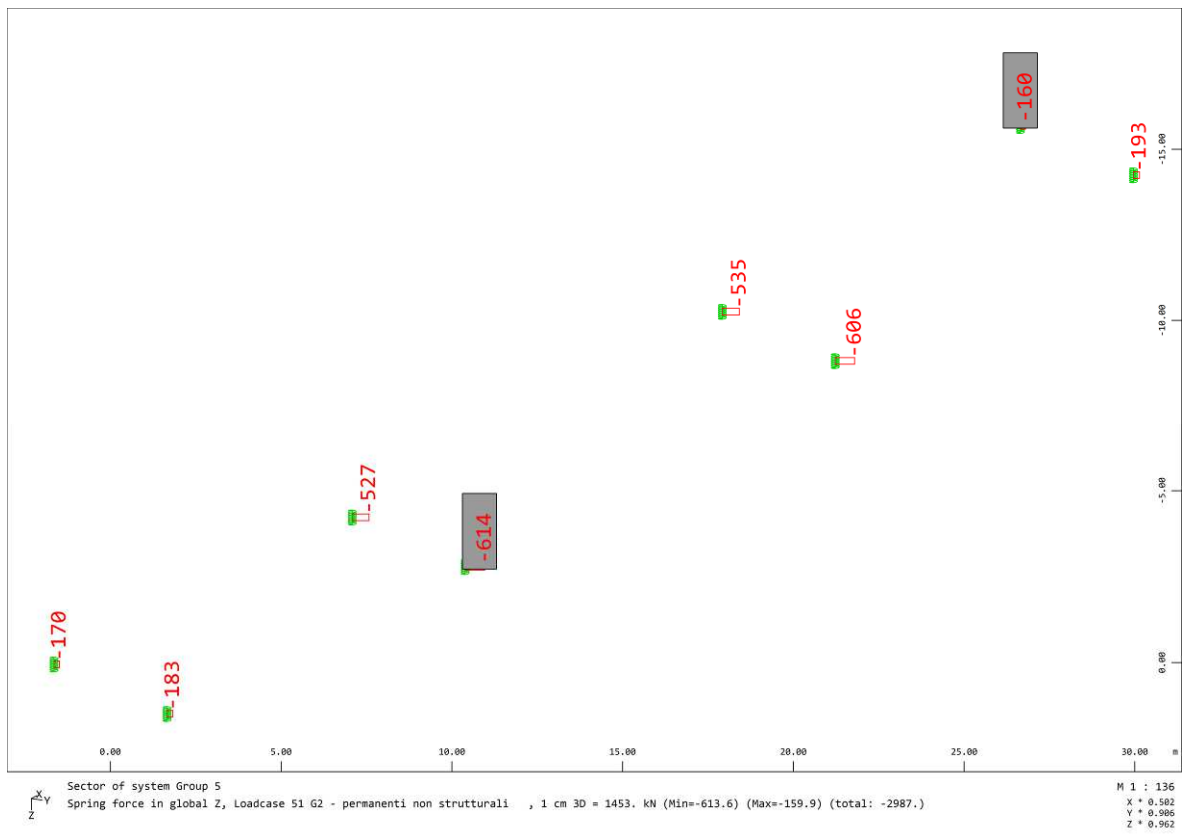


Figura 25-3: Permanenti non strutturali

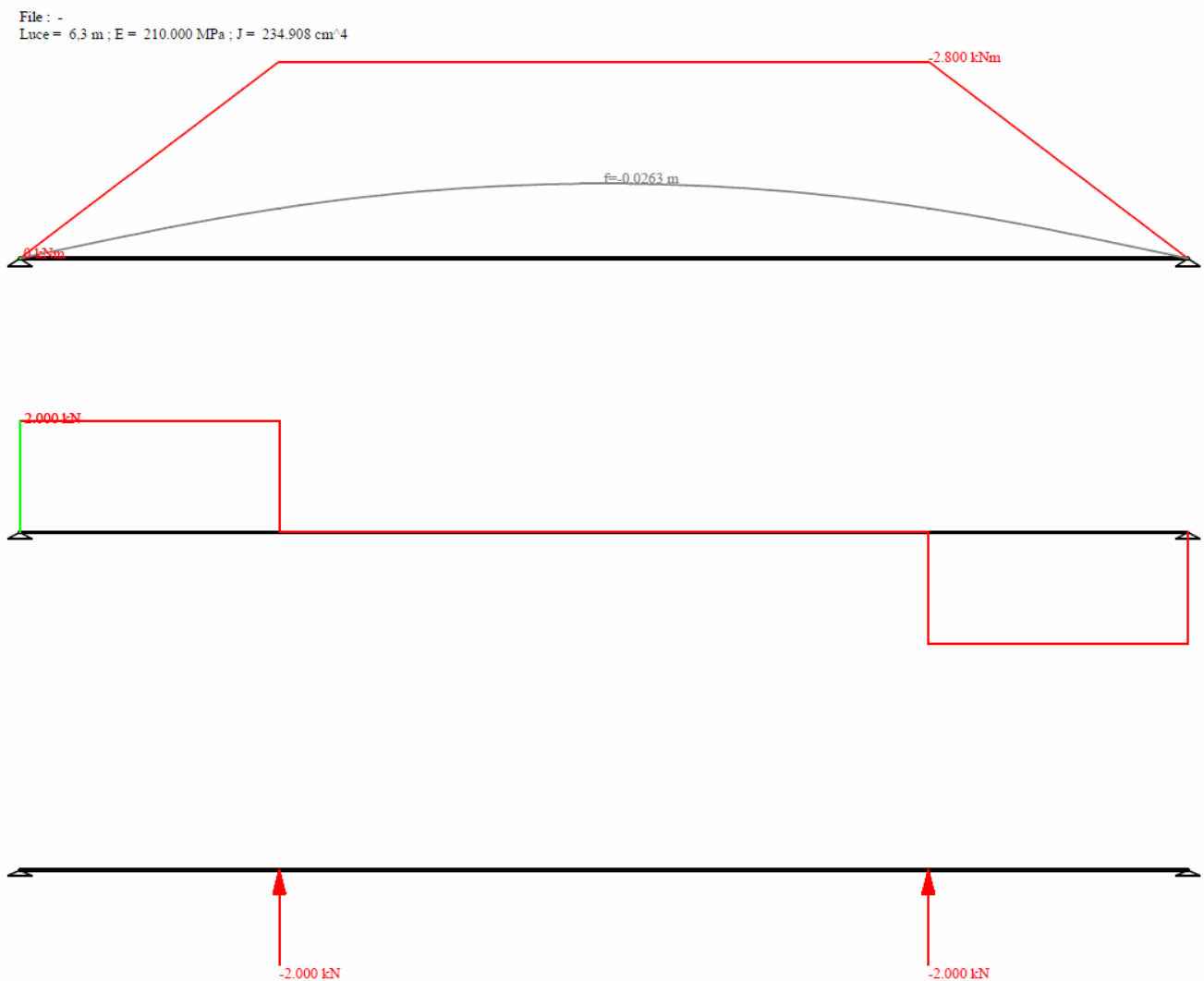
Sommando le massime reazioni sulle spalle e sulle pile si ricavano le massime forze che devono essere equilibrate dai martinetti:

- Spalle: $353 + 21 + 193 = 567\text{kN}$
- Pile: $1133 + 66 + 614 = 1813\text{kN}$

Si ipotizza di utilizzare un martinetto avente una portata minima pari a circa 2000kN , per esempio del tipo *HCR2002, 1985 kN Forza, 50 mm Corsa, A doppio effetto, Cilindri ad alto tonnellaggio* o similare.

Di seguito si riportano le verifiche dei traversi:

- **Traverso di pila**



il massimo momento flettente ed il massimo taglio allo SLU agenti sul traverso durante il sollevamento sono pari a:

$$M_{\max} = 1.3 \times 2800 = 3640 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 1.3 \times 2000 = 2600 \text{ kN}$$

facendo riferimento al traverso di pila, in quanto più sollecitato, si ricava la seguente tensione ideale massima:

PRS 350*40/1220*20/350*40		N [kN] by,Rd	14.011	M [kNm] cy,Rd	8.095
g (Kg/m):	411.3	N [kN] bz,Rd	14.011	M [kNm] cz,Rd	830.1
h (mm):	1.300	V [kN] pb,Rd	4.546	V [kN] pb,Rd	5.217
b (mm):	350	A (cm ²):	524	iy (cm):	51.95
tw (mm):	20	ly (cm ⁴):	1.414.335	iz (cm):	7.396
tf (mm):	40	Wy (cm ³):	21.759	IT (cm ⁴):	1.819
r (mm):	0	Wply (cm ³):	25.082	Wz (cm ³):	1.638
				lw (cm ⁶):	113.770.060
				Wpl.z (cm ³):	2.572

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w_{el}} = \frac{3640 \cdot 10^6}{21759 \cdot 10^3} = 167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{A_w} = \frac{2600 \cdot 10^3}{1200 \cdot 20} = 108 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{167^2 + 3 \cdot 108^2} = 251 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$$

SOLLECITAZIONE			
M	3640	[kNm]	
V	2600	[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	1300	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	350	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	350	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	20	[mm]	spessore anima
S ₁	40	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	40	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			

S_1	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S_2	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
hi	1220,00	[mm]	Altezza tra le ali
d	1200,00	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	524,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
$A_{v,anima}$	244,00	[cm ²]	Area a taglio
I_{yy}	1414334,67	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I_{zz}	28664,67	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
$W_{el1,yy}$	21758,99	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el2,yy}$	21758,99	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el,zz}$	1637,98	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
$W_{pl,yy}$	25082,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
$W_{pl,zz}$	2572,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I_t	1818,67	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I_w	113447250,00	[cm ⁶]	Costante di warping

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
$M_{c,Rd}$	8480,10	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	3640,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,43	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
$V_{c,Rd}$	4762,86	[kNm]	Taglio resistente
V_{Ed}	2600,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,55	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V_{Ed}	2600,00	>	2381,43
$\rho_{instabilità}$	0,01		COMBO TAGLIO+FLEX
$M_{y,V,Rd}$	8458,91	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M_{Ed}	3640,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,43		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/S_{anima}	60,00	>	48,82

VERIFICA INSTABILITA'

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	3,71	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilità			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilità	d		
kc	1	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
MB	100	[kN m]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
MA>MB	100	[kN m]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
Lcr	5,30	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
Mcr	143943852 87,83	[Nm m]	Momento critico
λ_{LT}	0,73	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α_{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	1,00	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,83	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	0,74	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
$M_{b,Rd}$	5956,01	[kN m]	Momento resistente
M_{Ed}	3640,00	[kN m]	Momento sollecitante
ρ	0,61	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO (in presenza di travi principali)			
d/S _{anima}	60,00	>	49,52
			VERIFICA INSTABILITA'
Montante d'appoggio rigido (S/N)	N		
a	5300	[mm]	distanza tra le travi
a/hw	4,34	[-]	
k _t	5,55	[-]	minimo coefficiente per instabilità a taglio (in assenza di irrigiditori longitudinali)
t	20,00	[mm]	spessore anima traverso

σ_E	51,06	[Mpa]	tensione critica euleriana
τ_{cr}	283,49	[Mpa]	tensione tangenziale critica
λ_w	0,85	[-]	parametro snellezza
χ_w (montanti d'appoggio rigidi)	0,98	[-]	
χ_w (montanti d'appoggio non rigidi)	0,98	[-]	
$V_{b,Rd}$	4437	[kN]	
b_f	488	[mm]	larghezza efficace anima
t_f	40	[mm]	spessore piattabanda di resistenza assiale minima
$f_{yf,sup}$	335	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia superiore
$f_{yf,inf}$	335	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica flangia inferiore
f_{ya}	355	[Mpa]	tensione snervamento caratteristica anima
A_{sup}	14000	[mm ²]	area lorda flangia superiore
A_{inf}	14000	[mm ²]	area lorda flangia inferiore
N_{ed}	0	[kN]	eventuale sforzo normale di progetto
y_g	650	[mm]	baricentro sezione acciaio da lembo superiore
M_{fk}	590940000	[Nm]	momento resistente solo contributo flangia
$M_{f,red}$	562800000	[Nm]	momento resistente solo contributo flangia+sforzo normale
M_{ed}	3640	[kNm]	eventuale momento flettente di progetto
$V_{bf,Rd}$	26	[kN]	contributo resistente delle piattabande
$V_{Rd} = V_{b,Rd} + V_{bf,Rd}$	4463	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
$V_{Rd,max}$	5456	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti max
V_{Rd}	4463	[kN]	Taglio resistente in assenza di irrigidimenti
V_{Ed}	2600,00	[kN]	Taglio sollecitante
ρ	0,58	[-]	Verifica di sicurezza D/C

Traverso in pila

$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a snervamento acciaio
$\gamma_M := 1.10$	coefficiente parziale materiale
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 322.7 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a snervamento acciaio
$t := 20 \text{ mm}$	spessore del pannello d'anima
$l_0 := 1300 \text{ mm}$	altezza del pannello d'anima
$t_s := 20 \text{ mm}$	spessore dell'irrigidimento
$l_s := 160 \text{ mm}$	lunghezza dell'irrigidimento
$b_{eff} := 650 \text{ mm}$	larghezza efficace del pannello d'anima
$A_{eff} := b_{eff} \cdot t + 4 \cdot t_s \cdot l_s = (2.6 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$	area efficace del pannello d'anima
$I_{eff} := b_{eff} \cdot \frac{t^3}{12} + 4 \cdot t_s \cdot \frac{l_s^3}{12} + 4 \cdot t_s \cdot l_s \cdot \left(\frac{l_s}{2}\right)^2 = (1.1 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$	momento di inerzia area efficace del pannello
$\rho_y := \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} = 65.2 \text{ mm}$	raggio di inerzia area efficace del pannello
$\lambda := \frac{l_0}{\rho_y} = 19.9$	snellezza area efficace del pannello
$\omega := 1.1$	coefficiente omega
$R := 2600 \text{ kN}$	massima reazione sul martinetto
$\sigma := \frac{\omega \cdot R}{A_{eff}} = 110.9 \text{ MPa}$	tensione massima sull'appoggio
$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.34$	verifica di instabilità soddisfatta se < 1.0

- **Traverso di spalla**

sfruttando la linearità del calcolo elastico, le sollecitazioni sul traverso di spalla possono ricavarsi direttamente da quelle ottenute per il traverso di pila, scalandole del rapporto tra le reazioni massime al martinetto, ovvero $567/1813 = 0.32$:

$$M_{max} = 0.32 \times 3640 = 1165 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 0.32 \times 2600 = 832 \text{ kN}$$

PRS 300*30/640*15/300*30	N [kN] by,Rd	8.366	M [kNm] cy,Rd	2.442
g (Kg/m):	216.7	N [kN] bz,Rd	8.366	M [kNm] cz,Rd
h (mm):	700	V [kN] pz,Rd	1.789	V [kN] pz,Rd
b (mm):	300	A (cm ²):	276	iy (cm):
tw (mm):	15	ly (cm ⁴):	234.908	iz (cm):
tf (mm):	30	Wy (cm ³):	6.712	Wz (cm ³):
r (mm):	0	Wply (cm ³):	7.566	Wpl.z (cm ³):
				IT (cm ⁴):
				lw (cm ⁶):

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w_{el}} = \frac{1165 \cdot 10^6}{6712 \cdot 10^3} = 174 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{A_w} = \frac{832 \cdot 10^3}{620 \cdot 15} = 90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{174^2 + 3 \cdot 90^2} = 234 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$$

SOLLECITAZIONE			
M	1165	[kNm]	
V	832	[kN]	
CARATTERISTICHE PROFILO			
h	700	[mm]	altezza sezione trasversale
L ₁	300	[mm]	larghezza flangia superiore
L ₂	300	[mm]	larghezza flangia inferiore
S _{anima}	15	[mm]	spessore anima
S ₁	30	[mm]	spessore flangia superiore
S ₂	30	[mm]	spessore flangia inferiore
r	0	[mm]	raggio di raccordo
PROFILO SALDATO			
S ₁	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima
S ₂	10	[mm]	spessore sald ala supi+anima

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
hi	640,00	[mm]	Altezza tra le ali
d	620,00	[mm]	Altezza della porzione saldabile
A	276,00	[cm ²]	Area sezione trasversale
A _{v,anima}	96,00	[cm ²]	Area a taglio

I_{yy}	234908,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno y-y
I_{zz}	13518,00	[cm ⁴]	Momento inerzia attorno z-z
$W_{el,yy}$	6711,66	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno y-y
$W_{el,zz}$	6711,66	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
$W_{pl,yy}$	901,20	[cm ³]	modulo resistenza elastico attorno z-z
$W_{pl,zz}$	7566,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno y-y
$W_{pl,zz}$	1386,00	[cm ³]	modulo resistenza plastico attorno z-z
I_t	612,00	[cm ⁴]	Momento inerzia torsionale
I_w	15150375,00	[cm ⁶]	Costante di warping

VERIFICA A FLESSIONE RETTA			
$M_{c,Rd}$	2558,03	[kNm]	Momento resistente
M_{Ed}	1165,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,46	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA A TAGLIO			
$V_{c,Rd}$	1873,91	[kNm]	Taglio resistente
V_{Ed}	832,00	[kNm]	Taglio sollecitante
ρ	0,44	[-]	Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA FLESSIONE e TAGLIO			
V_{Ed}	832,00	<	936,96
$\rho_{instabilit\grave{a}}$	0,01		NO COMBO TAGLIO+FLEX
$M_{y,V,Rd}$	2558,03	[kNm]	Momento resistente combinato con l'azione tagliante
M_{Ed}	1165,00	[kNm]	Momento sollecitante
ρ	0,46		Verifica di sicurezza D/C

VERIFICA INSTABILITA' A TAGLIO ANIMA			
d/S_{anima}	41,33	<	48,82
NO VERIFICA INSTABILITA'			

VERIFICA INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE			
h/b	2,33	[-]	
Sezione laminata ad I (S/N)	N	[-]	
curva instabilit\grave{a}			
Sezione composta saldata	S	[-]	
curva instabilit\grave{a}	d		

k_c	1	[-]	fattore correttivo dipende dall'andamento del momento
M_B	100	[kN m]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
$M_{A>MB}$	100	[kN m]	Momenti flettenti agenti alle estremità della trave
ψ	1,00	[-]	
L_{cr}	5,30	[m]	Lunghezza libera d'inflessione misurata tra due ritegni torsionali
M_{cr}	399194255 3,50	[Nm m]	Momento critico
λ_{LT}	0,77	[-]	coefficiente di snellezza adimensionale
$\lambda_{LT,0}$	0,40	[-]	consigliato per sezioni laminate e saldate
α_{LT}	0,76	[-]	fattore d'imperfezione
β	0,75		consigliato per sezioni laminate e saldate
f	1,00	[-]	fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali
ϕ_{LT}	0,87	[-]	
$\chi_{LT,lim}$	1,00	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale limite
χ_{LT}	0,71	[-]	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale
$M_{b,Rd}$	1726,50	[kN m]	Momento resistente
M_{Ed}	1165,00	[kN m]	Momento sollecitante
ρ	0,67	[-]	Verifica di sicurezza D/C

Traverso in spalla

$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a snervamento acciaio
$\gamma_M := 1.10$	coefficiente parziale materiale
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 322.7 \text{ MPa}$	resistenza di progetto a snervamento acciaio
$t := 15 \text{ mm}$	spessore del pannello d'anima
$l_0 := 700 \text{ mm}$	altezza del pannello d'anima
$t_s := 15 \text{ mm}$	spessore dell'irrigidimento
$l_s := 140 \text{ mm}$	lunghezza dell'irrigidimento
$b_{eff} := 525 \text{ mm}$	larghezza efficace del pannello d'anima
$A_{eff} := b_{eff} \cdot t + 4 \cdot t_s \cdot l_s = (1.6 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$	area efficace del pannello d'anima
$I_{eff} := b_{eff} \cdot \frac{t^3}{12} + 4 \cdot t_s \cdot \frac{l_s^3}{12} + 4 \cdot t_s \cdot l_s \cdot \left(\frac{l_s}{2}\right)^2 = (5.5 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$	momento di inerzia area efficace del pannello
$\rho_y := \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} = 58.1 \text{ mm}$	raggio di inerzia area efficace del pannello
$\lambda := \frac{l_0}{\rho_y} = 12$	snellezza area efficace del pannello
$\omega := 1.05$	coefficiente omega
$R := 832 \text{ kN}$	massima reazione sull'appoggio
$\sigma := \frac{\omega \cdot R}{A_{eff}} = 53.7 \text{ MPa}$	tensione massima sull'appoggio
$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.17$	verifica di instabilità soddisfatta se < 1.0