

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CONTRATTO ISTITUZIONALE DI SVILUPPO PER LA REALIZZAZIONE DELLA DIRETTRICE FERROVIARIA NAPOLI-BARI-LECCE-TARANTO

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO ESECUTIVO

LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO

SOTTOPROGETTO 2 - ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE

LOTTO 4 - OPERE AGGIUNTIVE PER OTTEMPERANZA PRESCRIZIONI DI CDS ISTRUTTORIA - CAVALCAFERROVIA NV08 NEI COMUNI DI RIONERO IN VULTURE E BARILE

NW08 - Viadotto ad archi - Relazione di calcolo campata E/F

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	A	4	K	4	2	E	7	8	C	L	N	W	0	8	0	0	0	0	5	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione esecutiva	A. D'Alterio	Novembre 2021	S. Ballerini <i>SB</i>	Novembre 2021	G. Lestingi <i>Lestingi</i>	Novembre 2021	D. Tiberti Novembre 2021	

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Paolo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10878

File: IA4K42E78CLNW0800005A

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTE E PARETI IN C.A.	10
4.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI IN C.A.	10
4.3	ACCIAIO ORDINARIO PER BARRE E RETI ELETTRORISALDATE	11
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	12
6	MODELLO DI CALCOLO	13
6.1	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA VERTICALE	16
6.2	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE	17
7	ANALISI DEI CARICHI	19
7.1	CONDIZIONI DI CARICO	19
7.1.1	Peso proprio (G1)	20
7.1.2	Carichi permanenti (G2)	21
7.1.3	Ritiro del calcestruzzo (D).....	23
7.1.4	Carichi da traffico (Q1).....	24
7.1.5	Incremento dinamico dei carichi stradali in corrispondenza dei giunti (Q2)	26
7.1.6	Azione di frenatura (Q3)	27
7.1.7	Azione centrifuga (Q4).....	28
7.1.8	Azione del vento (Q5).....	29
7.1.9	Azione Termica (Q7)	32
7.1.10	Urto di veicolo in svio (Q8)	34
7.1.11	Azione sismica (E)	35
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	39
7.2.1	Gruppi di carico	39
7.2.2	Coefficienti parziali e di combinazione	41
7.2.3	Combinazione delle azioni per i diversi stati limite	42
8	CRITERI DI VERIFICA	44
8.1	VERIFICHE SLU.....	44
8.2	VERIFICHE SLE	47
8.2.1	Limiti tensionali in esercizio	47
8.2.2	Verifica di fessurazione.....	47

9	RISULTATI ANALISI E VERICHE.....	50
9.1	RISULTATI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	51
9.1.1	SOLETTONE.....	51
9.1.2	PARETI	87
9.2	RISULTATI ANALISI MODALE	141
9.3	RISULTATI E VERIFICHE SOLETTONE IMPALCATO - SLU.....	145
9.3.1	SLU - Sollecitazioni	145
9.3.2	SLV - Sollecitazioni.....	147
9.3.3	Verifiche strutturali SLU/SLV	151
9.3.4	Verifiche strutturali sbalzo SLU.....	165
9.3.5	Verifiche strutturali soletta spalla SLU/SLV.....	169
9.4	RISULTATI E VERIFICHE SOLETTONE IMPALCATO - SLE.....	177
9.4.1	SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara.....	177
9.4.2	SLE – Sollecitazioni Combinazione QP	178
9.4.3	Verifiche strutturali SLE	179
9.4.4	Verifiche strutturali sbalzo SLE	191
9.4.5	Verifiche strutturali soletta spalla SLE.....	195
9.5	RISULTATI E VERIFICHE PARETI - SLU.....	202
9.5.1	SLU - Sollecitazioni	202
9.5.2	SLV - Sollecitazioni.....	205
9.5.3	Verifiche strutturali SLU/SLV	211
9.5.4	Verifiche strutturali pareti spalla SLU/SLV	230
9.6	RISULTATI E VERIFICHE PARETI - SLE.....	232
9.6.1	SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara.....	232
9.6.2	SLE – Sollecitazioni Combinazione QP	234
9.6.3	Verifiche strutturali SLE	236
9.6.4	Verifiche strutturali pareti spalla SLE	250
9.7	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	253
9.8	VERIFICA VARCO DEL GIUNTO	254

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale del viadotto ad archi facente parte del progetto di potenziamento e l'adeguamento delle opere sostitutive, civili e impiantistiche, del PL da sopprimere alla pk 73+295 della linea ferroviaria Foggia-Potenza (figura 1). Nello specifico l'opera denominata "NW08" ricadente all'interno del Lotto 4 – Opere aggiuntive per ottemperanza prescrizioni di CdS istruttoria, relativo all'intervento di Ammodernamento della linea ferroviaria Potenza – Foggia / Sottoprogetto 2 "Elettrificazione, rettifiche di tracciato, soppressione passaggi a livello e consolidamento sede", riguarda la realizzazione di un sistema viario, ubicata nei Comuni di Rionero in Vulture e Barile, sostitutiva del Passaggio a Livello esistente sopra menzionato ubicato in corrispondenza dell'intersezione tra la ex SS 93 Appulo – Lucana e la linea ferroviaria Potenza – Foggia alla progressiva chilometrica 73+295.



Figura 1: Area soggetta ad intervento.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di opere sostitutive per la soppressione dell'attuale Passaggio a Livello. Queste consistono nella realizzazione di opere di scavalco della linea ferroviaria con interventi di modifica planimetrici e/o altimetrici delle viabilità esistenti, unitamente al ripristino dei relativi collegamenti. Oltre quanto sopra, si è reso necessario provvedere alla modifica di alcune delle intersezioni oggi presenti di cui la principale è quella tra la ex SS93 e via Padre Pio.

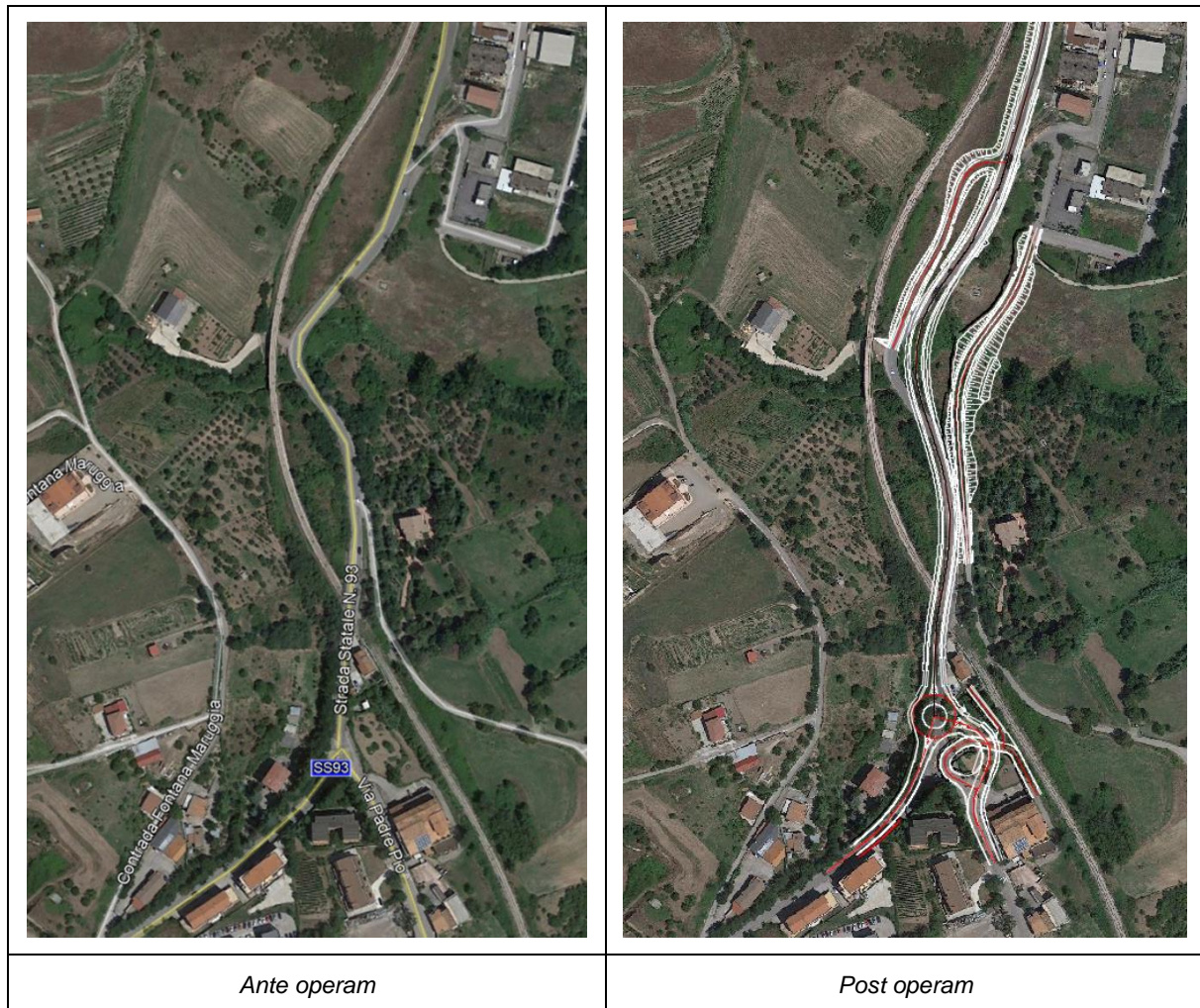


Figura 2: Riconfigurazione viabilità esistente.

Nel presente documento vengono riportati il dimensionamento, le analisi e le verifiche della campata E/F del viadotto ad archi.

L'opera si estende dalla pk 0+095 circa alla pk 0+270 circa e presenta n° 5 campate di luce paria a 20 m circa. L'impalcato è costituito da un solettone in c.a. sostenuto da pareti in c.a. disposte in direzione longitudinale al viadotto. Le pareti presentano una sagoma "ad arco" e sono fondate mediante plinti su pali di diametro $\Phi 1200$.

Lo spessore del solettone e delle pareti è pari da 1 m mentre i plinti di fondazione presentano spessori pari a 2m.

Ogni campata è sconnessa dalle altre mediante un giunto strutturale mentre i plinti di fondazione sono unici. Si riportano nel seguito alcuni stralci degli elaborati di progetto con particolare riferimento alla campata in esame.

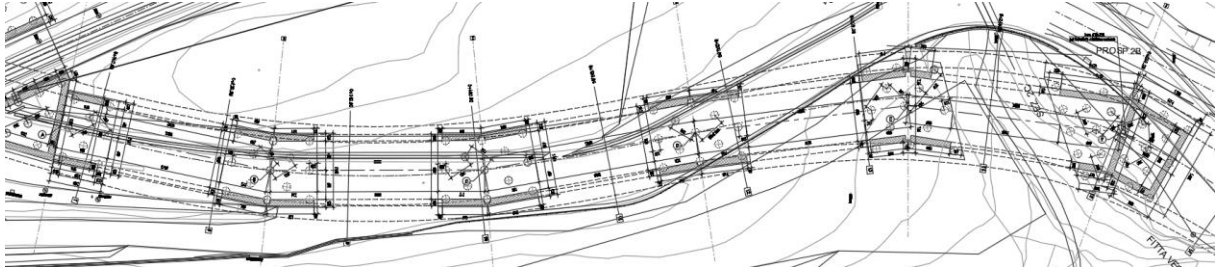


Figura 3: Stralcio della planimetria di progetto.

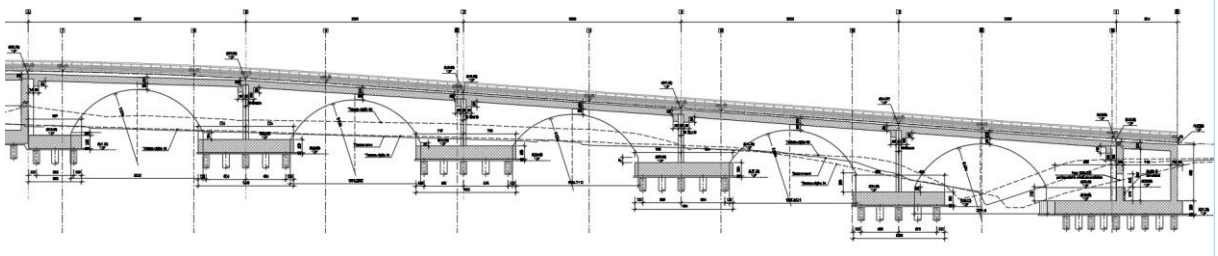


Figura 4: Stralcio della sezione longitudinale di progetto.

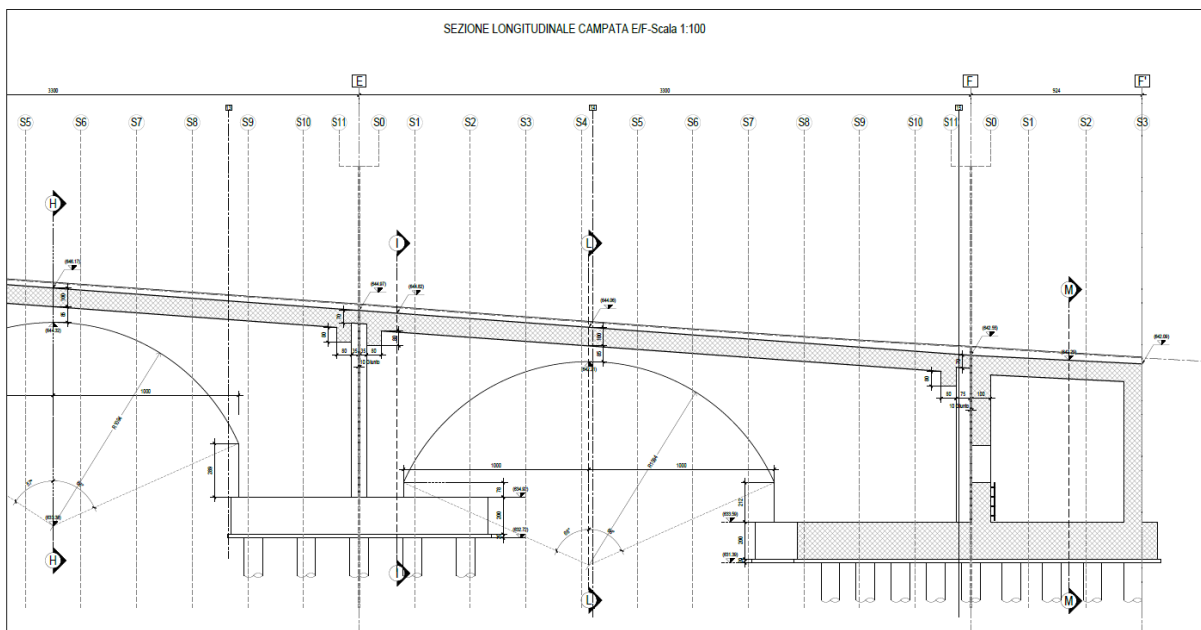


Figura 5: Sezione longitudinale – Campata E/F.

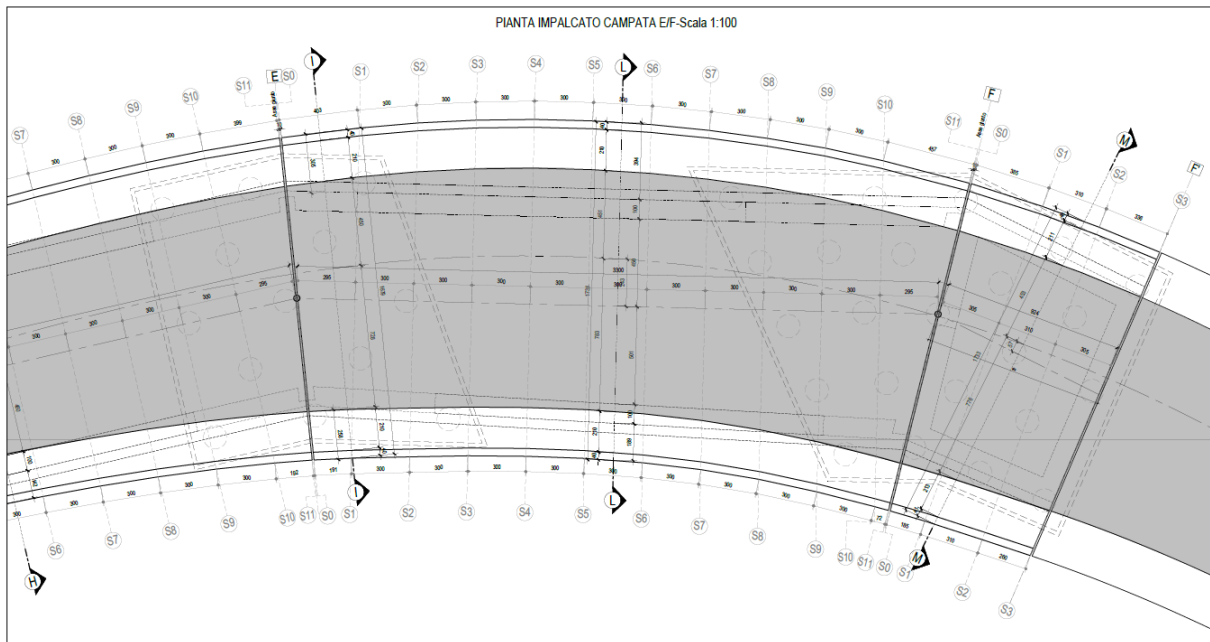


Figura 6: Pianta impalcato – Campata E/F.

SEZIONE M-M-Scala 1:100

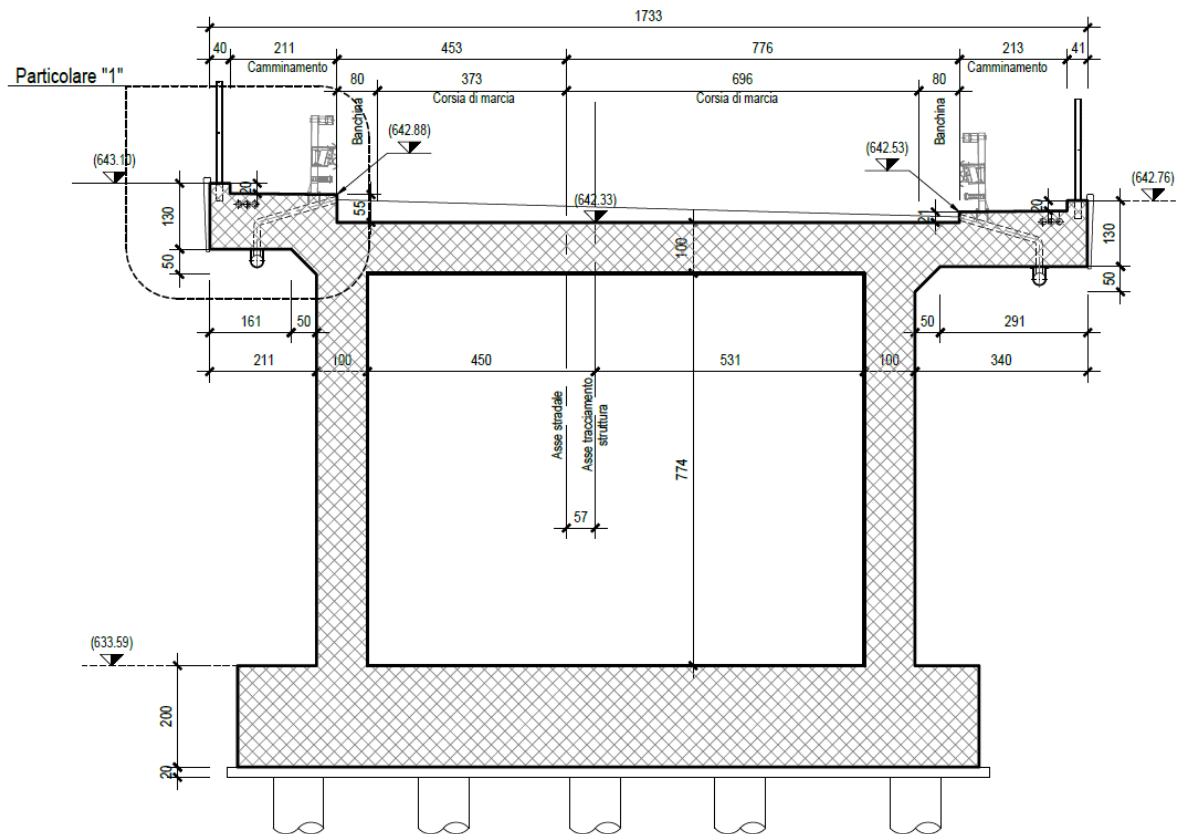


Figura 7: Sezione trasversale in corrispondenza del plinto C – Campata E/F.

SEZIONE L-L-Scala 1:100

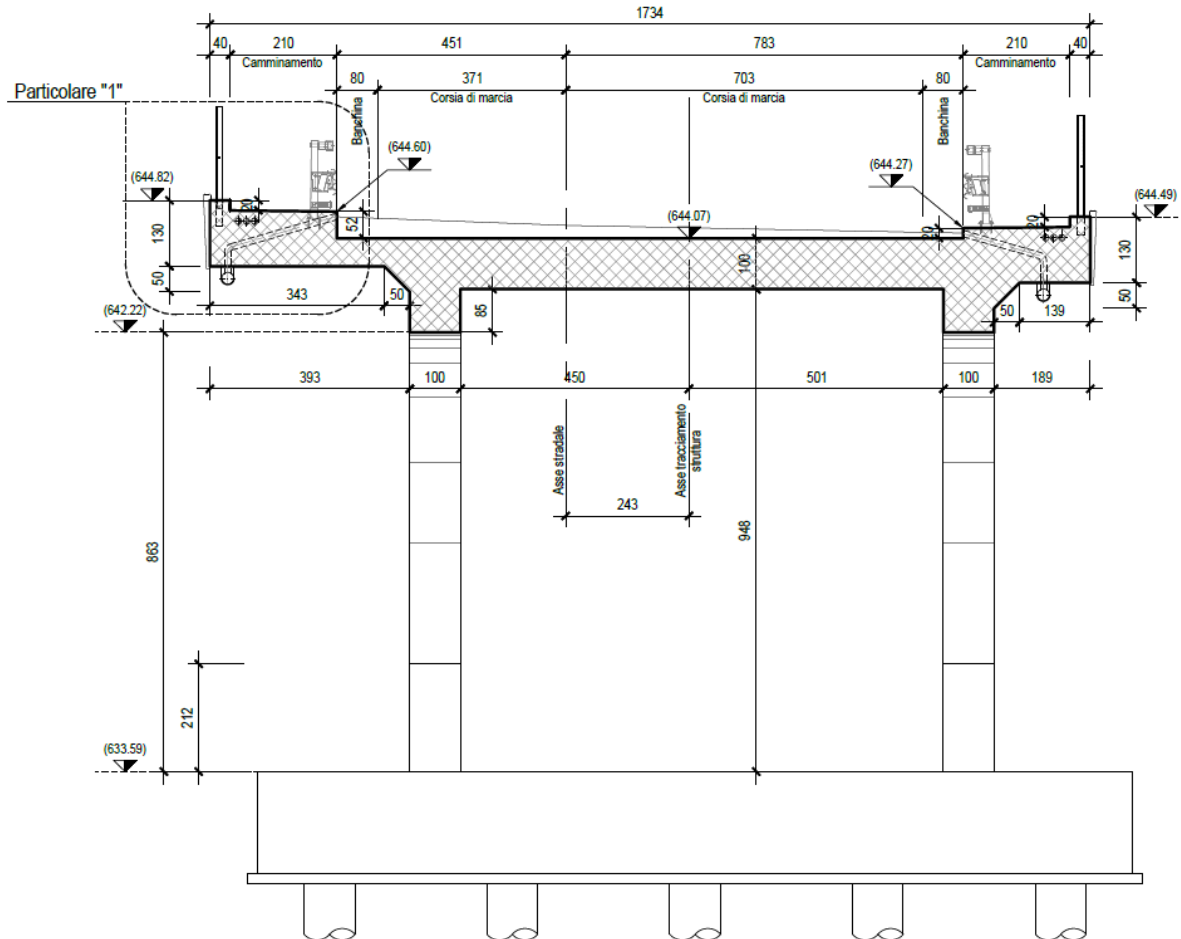



Figura 8: Sezione trasversale in corrispondenza della mezzeria – Campata E/F.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

3 NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO

- [N.1]. D.M. 17-01-2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N.2]. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- [N.4]. EN 1990 (Eurocodice 0) – Criteri generali di progettazione strutturale;
- [N.5]. EN 1991 (Eurocodice 1) – Azioni sulle strutture;
- [N.6]. EN 1992 (Eurocodice 2) – Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- [N.7]. EN 1993 (Eurocodice 3) – Progettazione delle strutture in acciaio;
- [N.8]. EN 1997 (Eurocodice 7) – Progettazione geotecnica;
- [N.9]. EN 1998 (Eurocodice 8) – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- [N.10]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea;
- [N.11]. Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione, del 16 maggio 2019, che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione.
- [N.12]. RFI DTC SI MA IFS 001 D – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 20-12-2019.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTE E PARETI IN C.A.


Classe di resistenza		C32/40
Classe di esposizione		XC4
Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	40 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	32 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	38 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	33346 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C =$	1.5
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	3.02 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2.12 MPa
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.41 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	3.63 MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2.54 MPa

4.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI IN C.A.

Classe di resistenza		C25/30
Classe di esposizione		XC2
Contenuto minimo cemento		340 kg/m ³
Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	25 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	33 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	31476 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C =$	1.5
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	2.56 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	1.80 MPa
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.20 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	3.08 MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2.15 MPa

4.3 ACCIAIO ORDINARIO PER BARRE E RETI ELETTRISALDATE

Classe		B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_s =$	1.15
Modulo Elastico	$E_s =$	210'000 MPa

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il profilo stratigrafico è stato ottenuto mediante i risultati dei sondaggi realizzati nell'area interessata dall'opera. Difatti, le prove sono state eseguite fino ad una profondità di 40m e confrontate con quanto emerso dalle prove penetrometriche e sismiche. In particolare, le tipologie di terreno rinvenute durante i sondaggi sono:

- I. *Unità LA – limo argilloso sabbioso*: copertura limoso argilloso sabbiosa che sovrasta la formazione del Flysch rosso.
- II. *Unità FYR2 – Flysch rosso*: argille, argille marnose e argilliti di colore grigio rossastro con subordinate intercalazioni di calcari marnosi e calcareniti (unità C).
- III. *Unità PAA – Serra Palazzo*: calciscisti grigio chiari con interstrati di marne calcaree; l'unità è a profondità maggiore di 40 m da p.c. (non intercettata dalle indagini).

Tabella 1: Parametri geotecnici

N° strato	STRATIGRAFIA	
1	LIMO ARGILLOSO SABBIOSO	
	Parametri	
	ϕ'	26°
	Y_{SAT}	19 kN/m ³
	c'	0 kPa
	E_{vc}	30 MPa
	E_{ur}	90 MPa
2	FLYSH ROSSO (z<10m)	
	Parametri	
	ϕ'	27°
	Y_{SAT}	20 kN/m ³
	c'	10 kPa
	E_{vc}	40 MPa
	E_{ur}	120 MPa
3	FLYSH ROSSO (z>10m)	
	Parametri	
	ϕ'	27°
	Y_{SAT}	20 kN/m ³
	c'	10 kPa
	E_{vc}	120 MPa
	E_{ur}	360 MPa

Il livello della falda di progetto, sulla base delle informazioni disponibili, risultato essere ad una quota pari a -6 m dal piano campagna.

Da un punto di vista sismico, la categoria stratigrafica di riferimento da assumere per il sito in esame è la Categoria B.

6 MODELLO DI CALCOLO

Per l'analisi della struttura è stata implementato un unico modello di calcolo F.E.M. costituito da elementi plate 2D. Nel modello sono stati considerati anche i plinti di fondazione a cui sono stati assegnate le condizioni di vincolo tenendo conto della disposizione geometrica dei pali e della rigidezza degli stessi definita nel seguito.

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del software MIDAS/CIVIL 2020 (v3.2), un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla MIDAS Information Technology Co., Ltd., capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.

Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche, le sollecitazioni complessive agenti sull'opera al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

La direzione longitudinale dell'opera corrisponde all'asse X del modello di calcolo, la direzione trasversale corrisponde all'asse Y mentre la direzione verticale corrisponde all'asse Z.

Nel seguito vengono riportate alcune immagini del modello di calcolo.

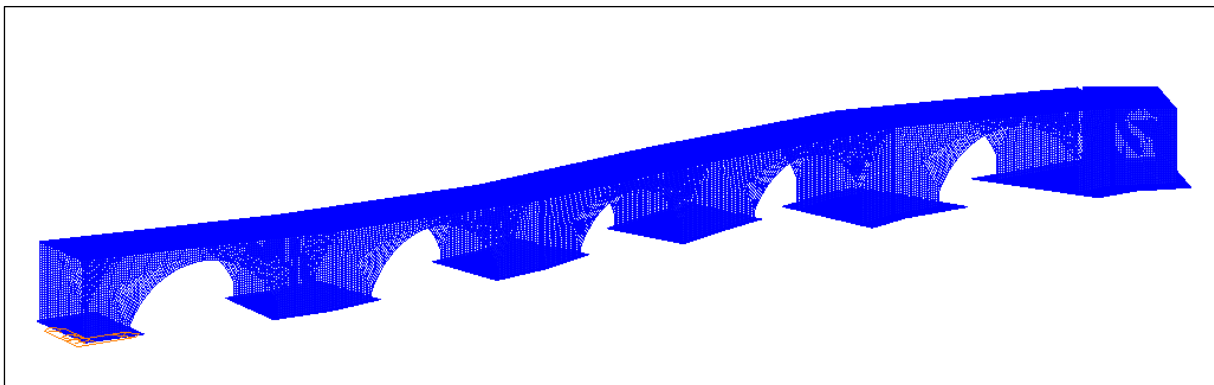


Figura 9: Modello: Vista globale.

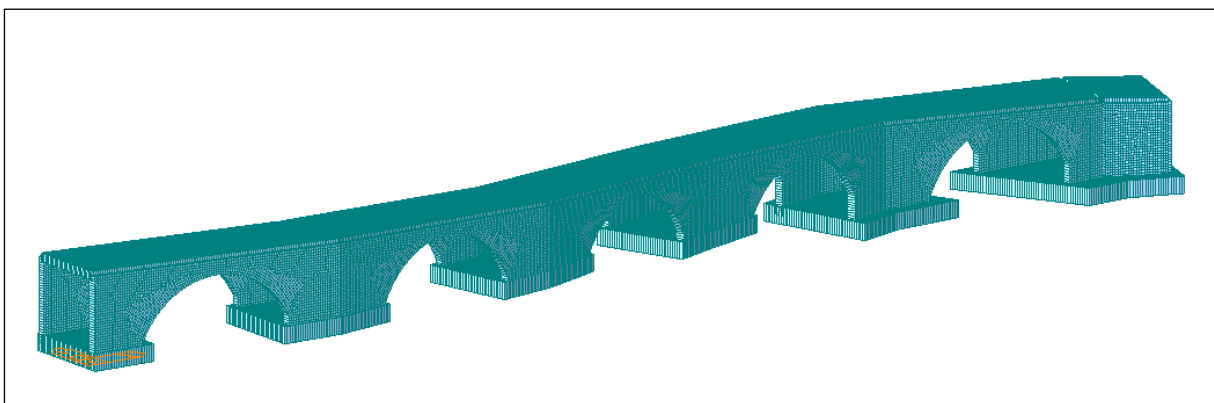


Figura 10: Modello: Vista globale con spessori elementi strutturali

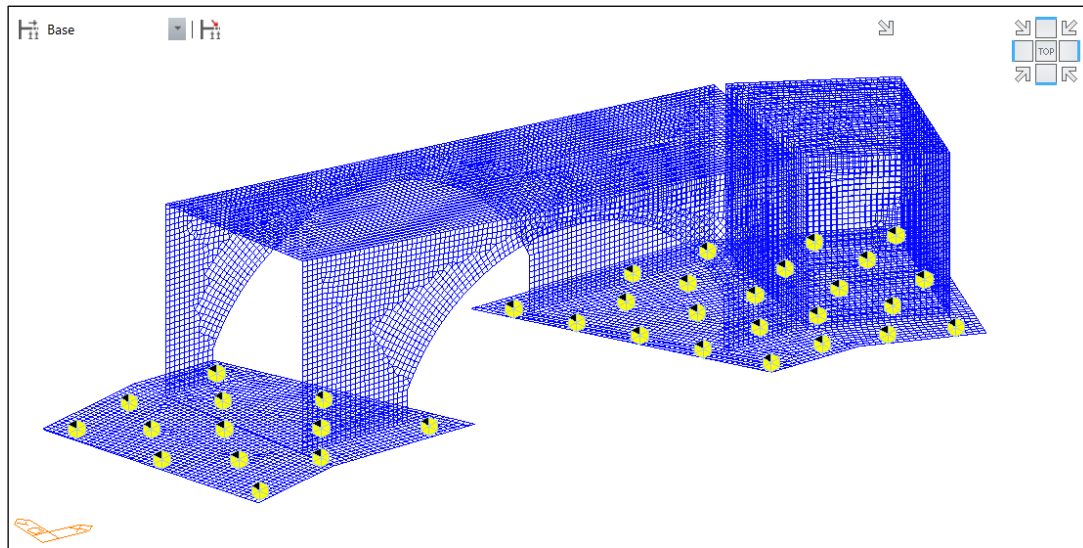



Figura 11: Modello: Vista Campata E/F con vincoli

Legenda  Vincoli con molle, direzioni vincolate:

X - Longitudinale

Y - Trasversale

Z - Verticale

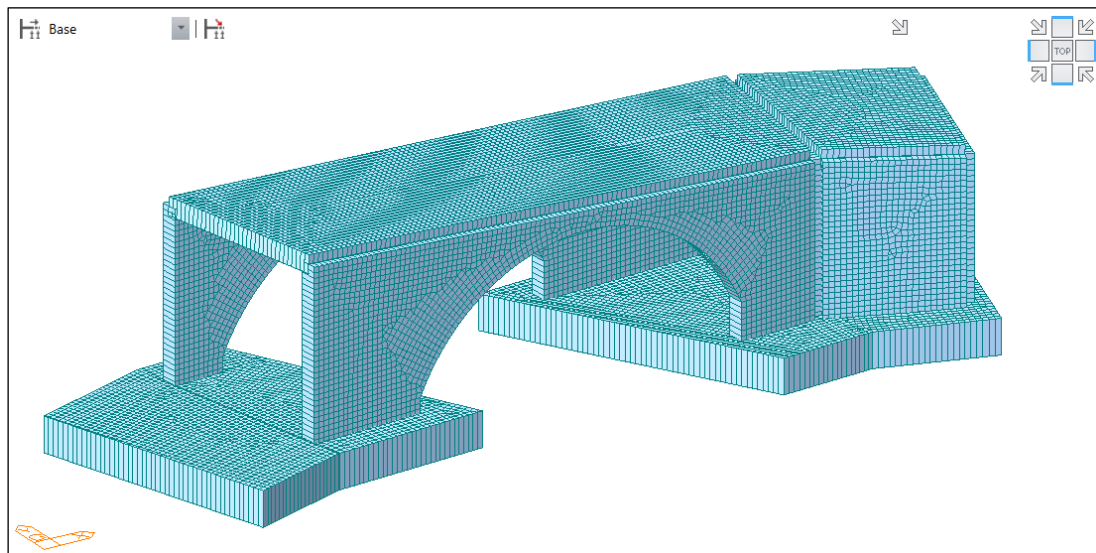


Figura 12: Modello: Vista Campata E/F con spessori elementi strutturali

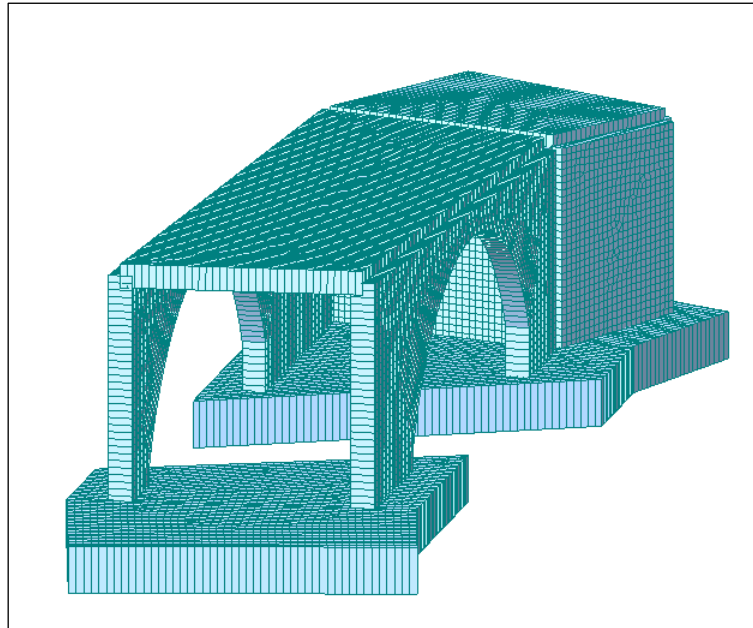


Figura 13: Modello: Vista longitudinale Campata E/F

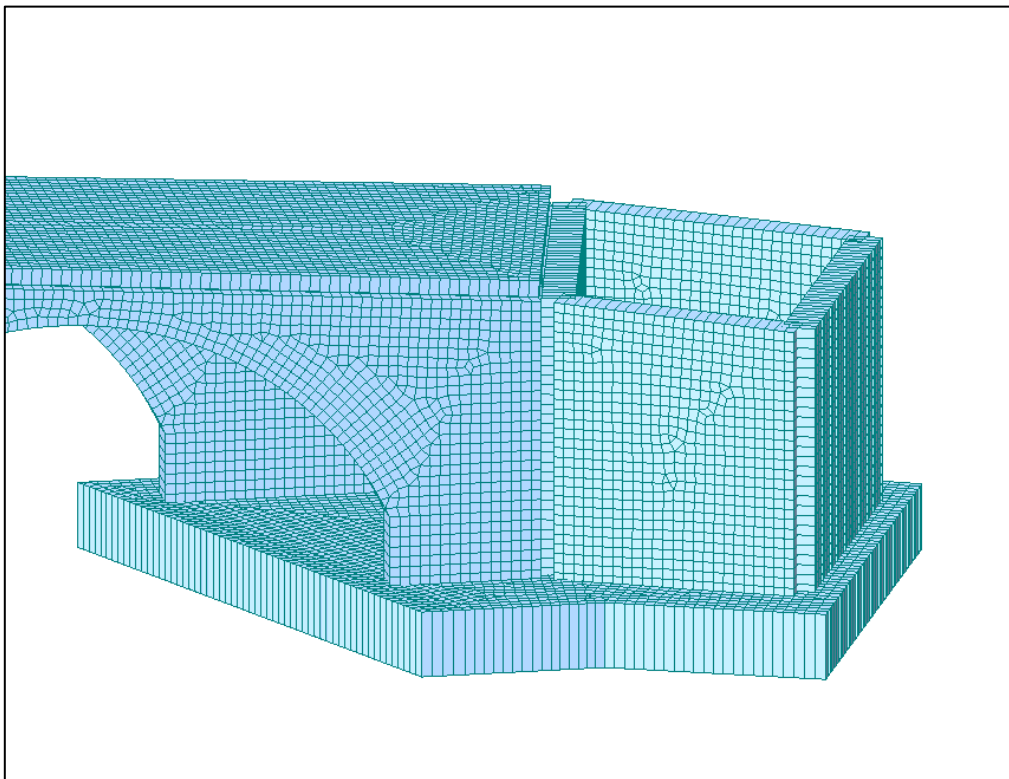



Figura 14: Modello: Particolare giunto strutturale

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

Le condizioni di vincolo della struttura sono state simulate mediante molle elastiche dotate di opportuna rigidità disposte geometricamente in corrispondenza di ciascun palo di fondazione. Nel seguito si riporta la stima dei valori di rigidità dei vincoli.

6.1 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA VERTICALE

La rigidità verticale del palo è data dalla somma di 2 contributi, il primo relativo alla rigidità di base del palo, il secondo relativo invece alla rigidità laterale:

$$k_v = k_{v,b} + k_{v,l}$$

Per il calcolo delle 2 rigidità si adotta il metodo analitico/approssimato proposto nel testo "Fondazioni" di Carlo Viggiani.

CALCOLO DEL CONTRIBUTO BASE $k_{v,b}$

$$k_{v,b} = \frac{P}{W_b} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$$

In cui:

P carico alla base


w_b cedimento alla base

r_b raggio della base

G_b modulo di elasticità trasversale suolo alla base

ν modulo di poisson suolo alla base

Rigidità verticale pali di fondazioni - Contributo base					
D	r_b	$E_{0,op}$	ν	G_b	$k_{v,b}$
[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]
1.2	0.6	150'000	0.25	60'000	192'000

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

CALCOLO CONTRIBUTO LATERALE K_v, L

$$K_{v,l} = \frac{S}{W_s} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G}{\zeta}$$

S carico sul palo

w_s cedimento interfaccia palo/terreno

L lunghezza del palo

G modulo di elasticità trasversale medio

ζ coefficiente compreso tra 3 e 5

Rigidezza verticale pali di fondazioni - Contributo laterale					
L (lunghezza stimata)	$E_{0,op}$	ν	G	ζ	$k_{v,b}$
[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m]
30	150'000	0.25	60'000	5	2'260'800

RIGIDEZZA TOTALE $K_v = 2'452'800$ kN/m

6.2 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE

Nel seguito si riporta la valutazione della rigidezza orizzontale alla quota testa pali implementata nel modello agli elementi finiti. Tale valutazione è stata sviluppata sulla base della metodologia di Matlock e Reese. Nel seguito si riportano i valori dei moduli di reazione del terreno e per ulteriori approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica.

Prof. m	E kN/m ²
.000	26250.00
1.000	26250.00
1.100	24000.00
13.000	120000.00
38.000	120000.00

Figura 15: Moduli di reazione del terreno

Al fine di calcolare il valore della rigidezza orizzontale alla quota testa pali è stato implementato un modello FEM del singolo palo mediante elementi di tipo frame. Lungo lo sviluppo

longitudinale del palo sono state applicate delle molle elastiche con rigidezza associata ai moduli di reazione sopra illustrati.

In testa è presente un vincolo tipo “doppio pendolo” in grado di vincolare la direzione verticale e le rotazioni. Alla sommità dell’elemento frame viene applicata una forza pari a 1'000 kN.

Si riportano nel seguito alcune illustrazioni del modello adottato e i risultati delle analisi in termini di spostamenti orizzontali:

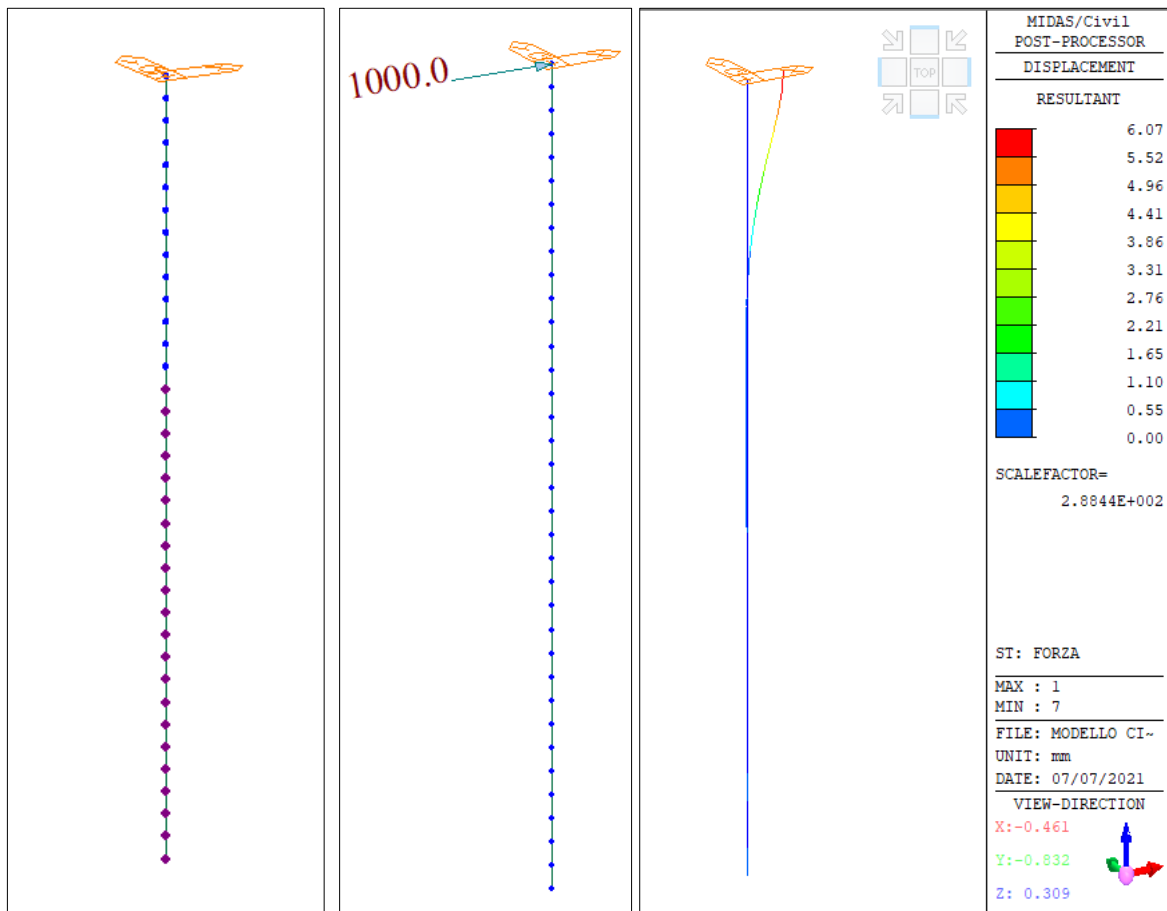


Figura 16: Calcolo rigidezza orizzontale palo: Modello FEM e risultati

La forza applicata in testa al palo è pari a 1'000 kN.

Lo spostamento δ in testa al palo risulta essere pari a 6.07 mm.

Pertanto la rigidezza orizzontale è pari a:

$$k_h = F / \delta = 1'000 \text{ kN} / 0.00607 \text{ m} = 165'000 \text{ kN/m}$$

7 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi agenti sull'opera, le singole condizioni di carico e le combinazioni adottate.

7.1 CONDIZIONI DI CARICO

Si riepilogano di seguito le condizioni di carichi utilizzate nella modellazione delle opere di progetto:

Tipo di carico	Condizione di carico		
	n°	Tipo di azione	Simbolo
Pesi propri strutturali	1	Struttura portante	G1,1
	2	Sbalzi	G1,2
Pesi propri non strutturali	3	Pavimentazione	G2,1
	4	Guard rail	G2,2
	5	Rete di protezione	G2,3
	6	Velette	G2,4
Carichi da traffico	7	Schemi di carico	Q1
	8	Folla	Q1,b
	9	Incremento dinamico su giunti	Q2
	10	Azione da frenatura	Q3
Azione del vento	11	Azione centrifuga	Q4
	12	Vento a ponte scarico	Q5,1
Azione termica	13	Vento a ponte carico	Q5,2
	14	Dilatazione termica uniforme	Q7,1a
	15	Contrazione termica uniforme	Q7,1b
Ritiro	16	Variazione termica lineare	Q7,2
	17	Ritiro del calcestruzzo	D
Azione sismica	18	Sisma longitudinale	Ex
	19	Sisma trasversale	Ey
	20	Sisma verticale	Ez

7.1.1 Peso proprio (G1)

G1,1

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal software di calcolo. Il peso per unità di volume utilizzato per il c.a. comprensivo di armatura è pari a 25 kN/m³.

G1,2

Gli sbalzi laterali sono stati invece implementati come carichi per metro lineare ed applicati sul bordo della soletta:

$$G1,2 = 0.8 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}$$

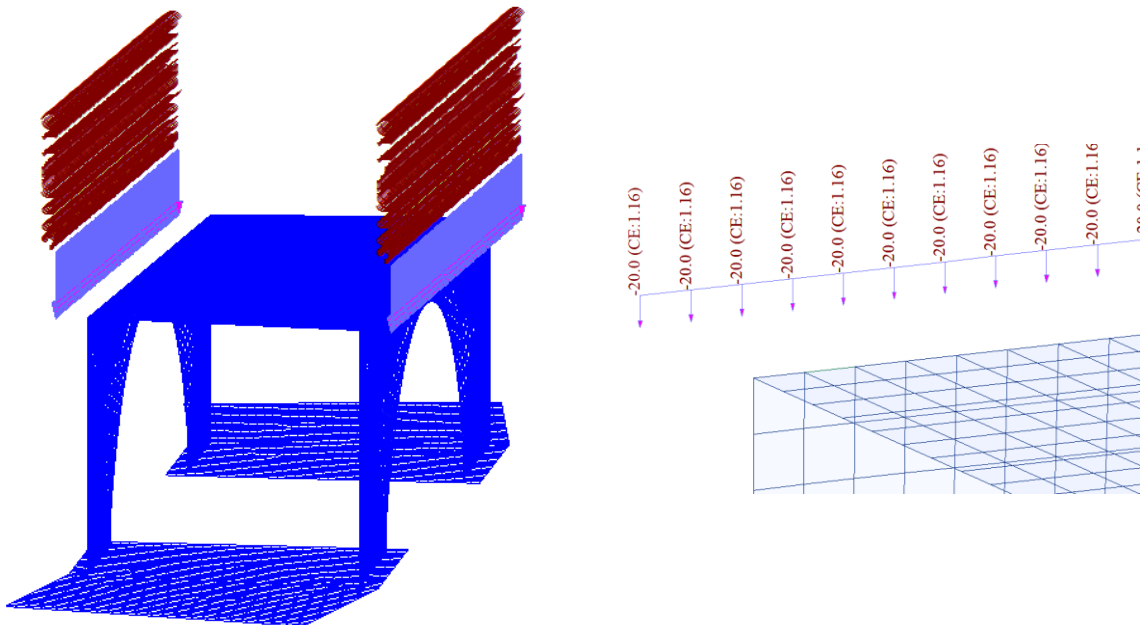


Figura 17: Carico sbalzi laterali

7.1.2 Carichi permanenti (G2)

I carichi permanenti sono costituiti da:

G.2.1 Pavimentazione, si utilizza un peso pari a 20 kN/m^3 . Cautelativamente si considera uno spessore pari a 15 cm.

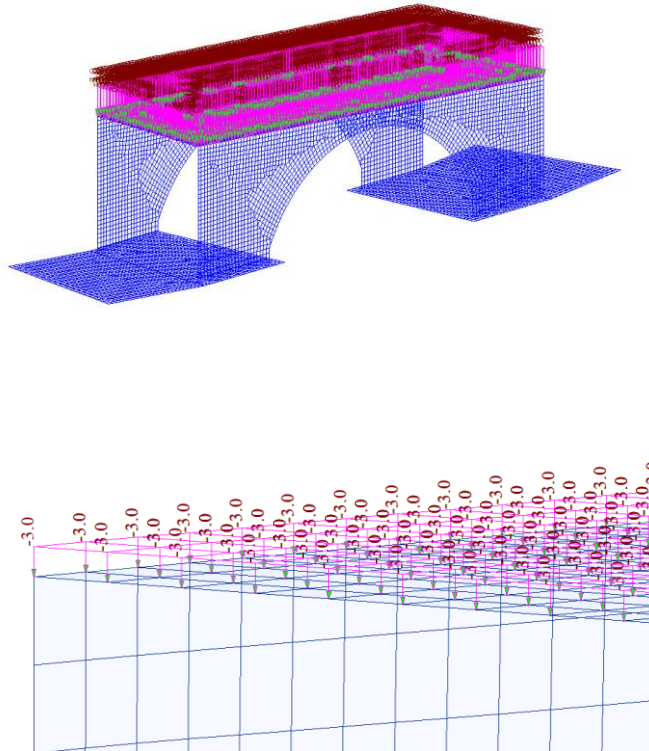


Figura 18: Carichi pavimentazione

G.2.2 Guard rail, si utilizza una forza per metro pari a 1.05 kN/m ;

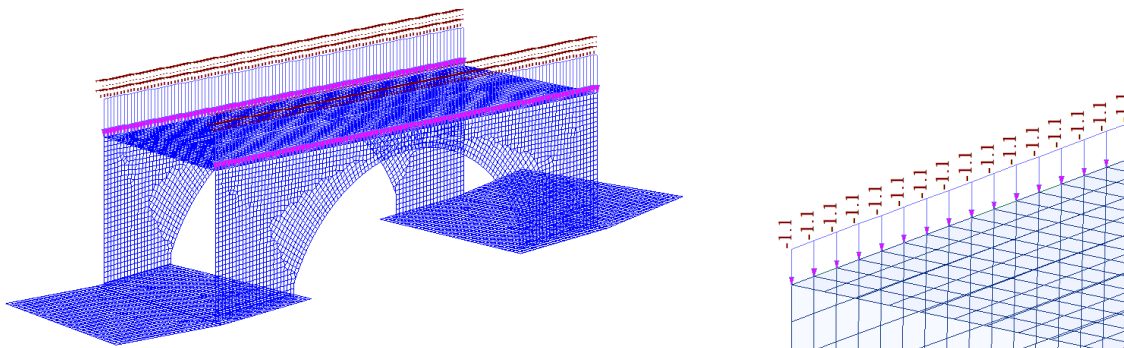


Figura 19: Carichi Guard Rail

G.2.3 Rete protezione, si utilizza una forza per metro pari a 0.5 kN/m;

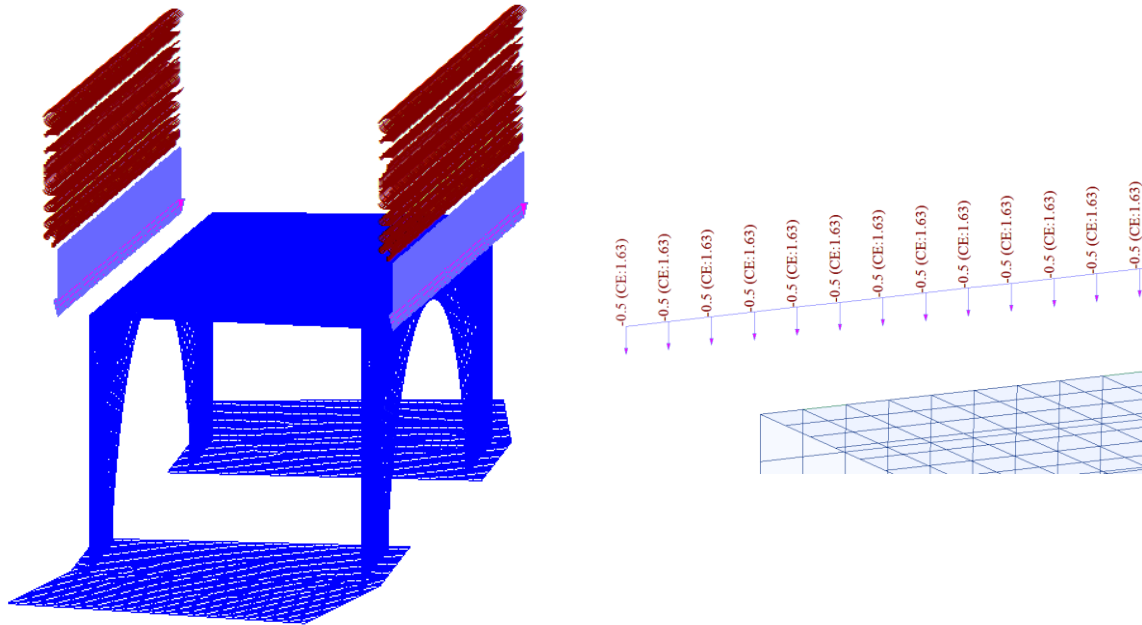


Figura 20: Carichi rete protezione

G.2.4 Velette, viene calcolato come $0.1 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^2 = 2.5 \text{ kN/m}$

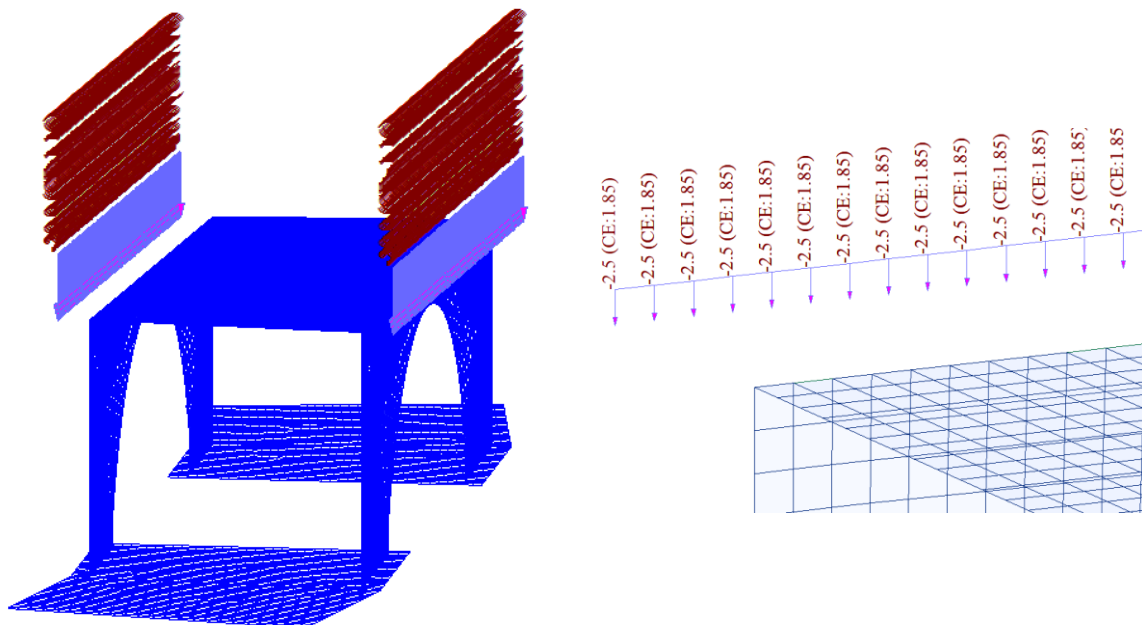


Figura 21: Carichi velette

7.1.3 Ritiro del calcestruzzo (D)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro del calcestruzzo è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Deformazione da ritiro - NTC2018 - 11.2.10.6			
1 - Deformazione per ritiro da essiccamento (NTC2018 - 11.2.10.6)			
umidità relativa	U_r	[%]	60.0
deformazione da ritiro	$\epsilon_{c,0}$	[‰]	0.38
area calcestruzzo	A_c	[mm ²]	48000000
perimetro esposto all'aria	u	[mm]	62000
dimensione fittizia	h_0	[mm]	1548
	k_h	[-]	0.7
deformazione da ritiro a $t \infty$	$\epsilon_{cd,\infty}$	[‰]	0.266

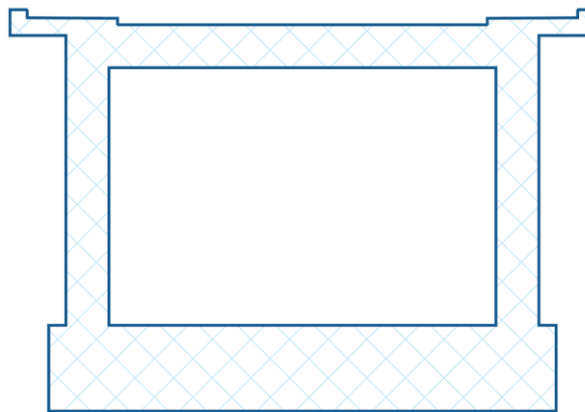


Figura 22: area di calcestruzzo



Figura 23: perimetro esposto all'aria

2 - Deformazione per ritiro autogeno (NTC2018 - - 11.2.10.6)			
resistenza cilindrica cls	f_{ck}	[MPa]	32.0
deformazione da ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty}$	[‰]	0.055

3 - Deformazione totale da ritiro			
deformazione da ritiro	ϵ_{cs}	[‰]	0.321

La deformazione da ritiro calcolata è stata implementata nel modello come una azione termica equivalente, considerando una riduzione di modulo elastico a lungo termine pari a ($n_{lg}/n_{bt}=6/15=0.4$):

Variazione termica equivalente			
coeff. variazione termica cls	α	[1/°C]	0.000012
Variazione termica equivalente	ΔT	[°C]	27
Variazione termica equivalente a lungo termine	ΔT	[°C]	10.8

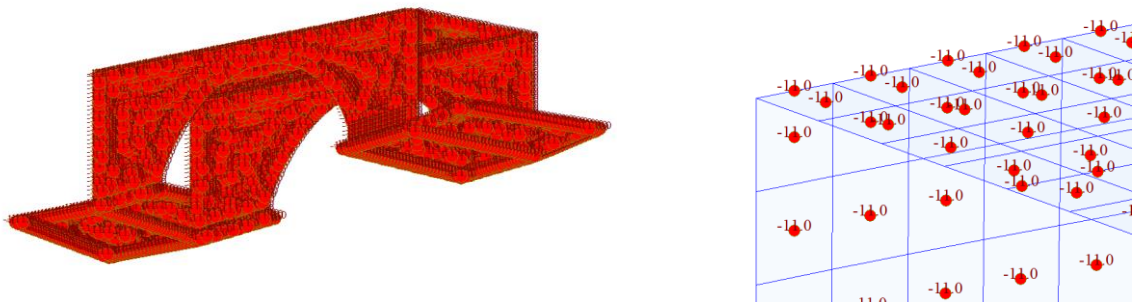


Figura 24: Carichi da ritiro

7.1.4 Carichi da traffico (Q1)

I carichi da traffico considerati sono riconducibili allo Schema di Carico 1 per le verifiche sia locali che globali definito dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.3.3.

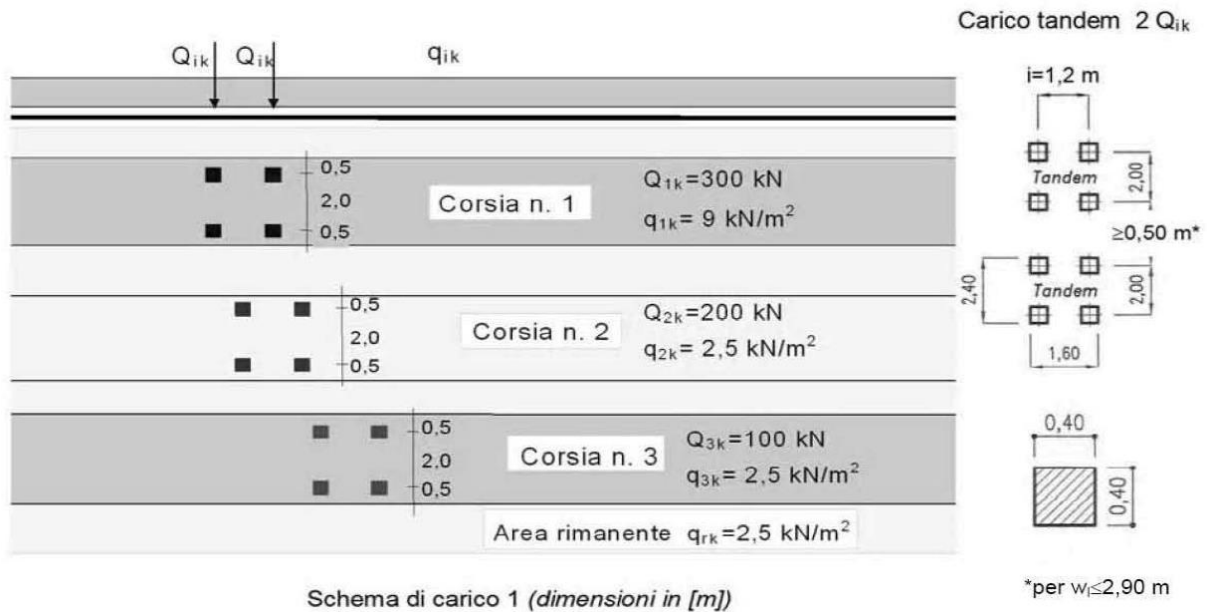
Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem Q_{ik} , applicati su un'impronta di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm, e da carichi uniformemente distribuiti q_{ik} .

Tale schema viene riproposto per tutte le corsie di carico, che la normativa prescrive di larghezza convenzionale di 3 m e di numero tale da ricoprire l'intera larghezza della superficie carrabile dell'impalcato, come indicato al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC 2018. L'area rimanente della larghezza di superficie carrabile di impalcato è soggetta ad un carico distribuito q_{rk} .

Nel caso in oggetto si impiegano 2 corsie di carico costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale $Q1k$ di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito $q1k$ di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di $Q1k$ e 2.5 kN/m² di $q1k$ e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di $Q1k$ e 2.5 kN/m² di $q1k$ e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;

- una colonna di carico per l'ingombro rimanente $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.



Si riporta nel seguito la schematizzazione grafica delle corsie di carico adottate:

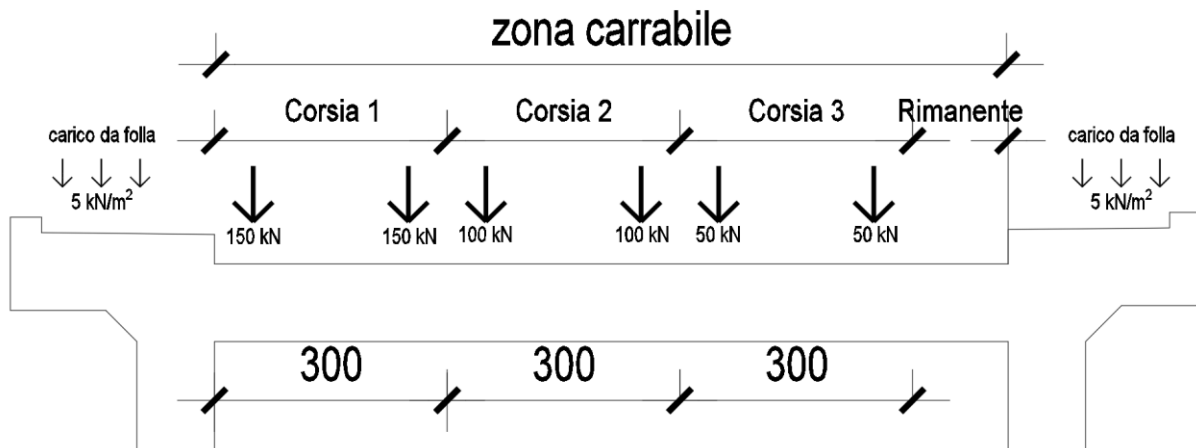


Figura 25: Carichi da traffico

I carichi concentrati vengono distribuiti a 45° nello spessore della pavimentazione e in metà spessore della soletta. Considerando uno spessore di distribuzione della pavimentazione pari a 10 cm e uno spessore di distribuzione nella soletta pari a 50 cm si ottiene una impronta di carico pari a $1.2 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$ per ogni forza applicata.

Pertanto si ottengono le seguenti pressioni in funzione della forza su ciascuna ruota:

$$p_1 = 150 \text{ kN} / 1.44 \text{ m}^2 = 104 \text{ kPa}$$

$$p_2 = 100 \text{ kN} / 1.44 \text{ m}^2 = 69 \text{ kPa}$$

$$p_3 = 50 \text{ kN} / 1.44 \text{ m}^2 = 35 \text{ kPa}$$

Nel seguito viene riportato una rappresentazione del modello con i carichi tandem applicati:

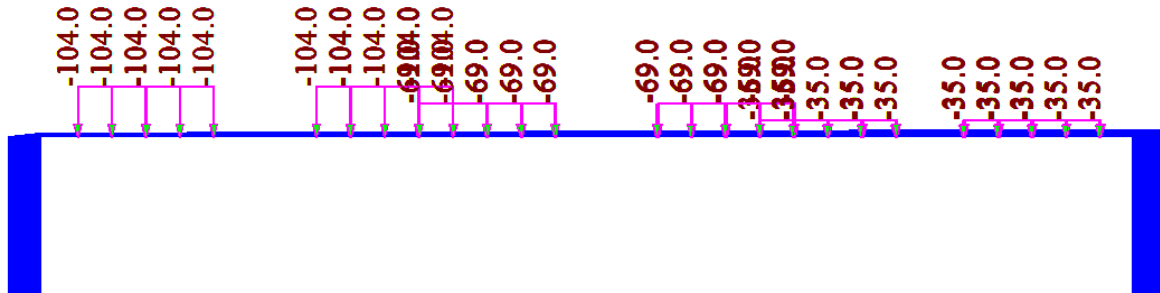


Figura 26: Carichi tandem da traffico

Inoltre, sono state considerate diverse disposizioni dei carichi tandem al fine di massimizzare gli effetti sulla struttura. In particolare per considerare la variazione longitudinale vengono analizzate le seguenti configurazioni di carico:

Carichi disposti in corrispondenza del bordo

Carichi disposti in corrispondenza della mezzeria

Carichi disposti in corrispondenza delle reni

Nel seguito vengono riportati gli schemi adottati nel modello:

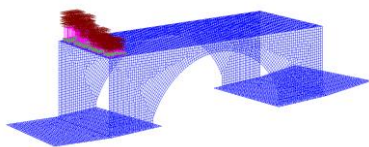


Figura 27: Carichi tandem in corrispondenza del bordo

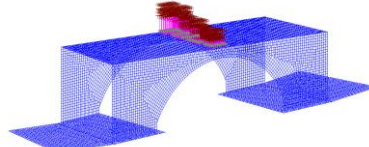


Figura 28: Carichi tandem in corrispondenza della mezzeria

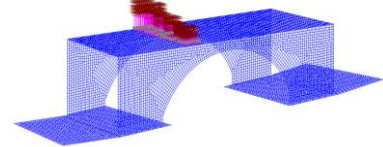


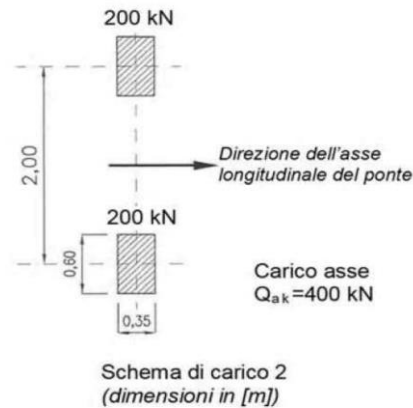
Figura 29: Carichi tandem in corrispondenza delle reni

7.1.5 Incremento dinamico dei carichi stradali in corrispondenza dei giunti (Q2)

In accordo con il D.M. 17/01/2018 è necessario tenere in conto l'amplificazione dinamica dei carichi da traffico in corrispondenza dei giunti. A tal fine è stato adottato lo schema di carico 2 definito al 5.1.3.3.3 della NTC2018.

Schema di Carico 2:

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



I carichi concentrati vengono distribuiti a 45° nello spessore della pavimentazione e in metà spessore della soletta. Considerando uno spessore di distribuzione della pavimentazione pari a 10 cm e uno spessore di distribuzione nella soletta pari a 50 cm si ottiene una impronta di carico pari a 1.8 m x 1.55 m per ogni forza applicata.

Pertanto si ottiene la seguente pressione su ciascuna ruota:

$$p = 200 \text{ kN} / 2.8 \text{ m}^2 = 71 \text{ kPa}$$

7.1.6 Azione di frenatura (Q3)

In accordo con il D.M. 17/01/2018 al paragrafo 5.1.3.5, l'azione longitudinale di frenamento è stata calcolata come funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

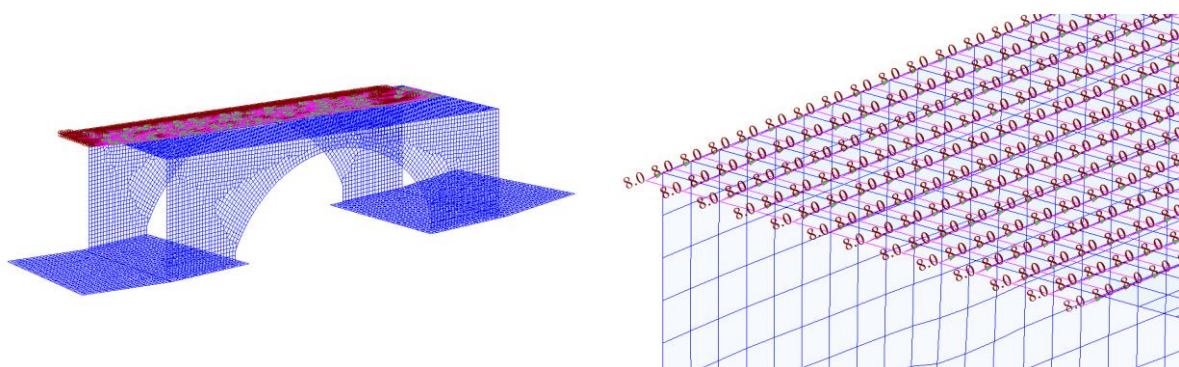
$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 812 \text{ kN}$$

L'azione di frenamento viene considerata nel modello di calcolo come una pressione uniformemente distribuita sul solettone di valore pari a:

$$q_3 = 812 \text{ kN} / (3\text{m} \times 34\text{m}) = 8 \text{ kN/m}^2$$




 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

Figura 30: Azione di frenatura

7.1.7 Azione centrifuga (Q4)

In accordo al par. 5.1.3.6 del DM 17/01/2018 l'azione centrifuga totale risulta pari a:

$$\begin{aligned}
 R < 200 \text{ m} & \quad Q4 = 0.2 \times Qv \\
 200 \leq R \leq 1500 \text{ m} & \quad Q4 = 40 Qv / R \\
 R > 1500 \text{ m} & \quad Q4 = 0
 \end{aligned}$$

Dove $Qv = \sum 2 Q1k$

Per l'opera in esame il raggio minimo è inferiore a 200 m per cui l'azione centrifuga è pari a:

$$Q4 = 0.2 Q1$$

Pertanto si ha:

$$Q4,1 = 30 \text{ kN}$$

$$Q4,1 = 15 \text{ kN}$$

$$Q4,1 = 10 \text{ kN}$$

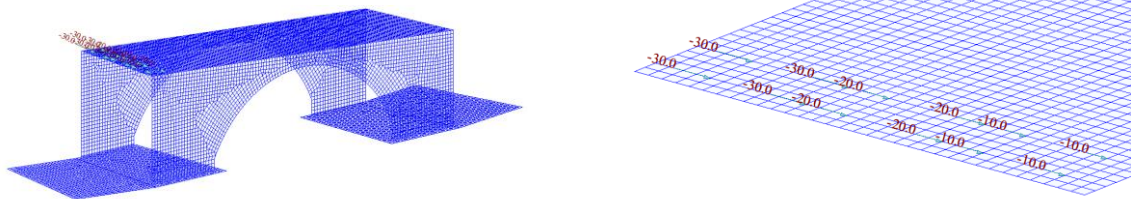


Figura 31: Azione centrifuga

7.1.8 Azione del vento (Q5)

In accordo con il paragrafo 3.3 del DM. 17/01/2018. La pressione del vento è calcolata come segue:

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

dove:

q_r = è la pressione cinetica di riferimento;

c_e = è il coefficiente di esposizione;

c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;

c_d = è il coefficiente dinamico.

Pressione del vento - NTC2018			
1 - Velocità base di riferimento (NTC2018 - 3.3.1)			
Velocità base di riferimento	$v_{b,0}$	[m/s]	27.0
	k_s	[-]	0.37
altitudine sito	a_s	[m]	650
altitudine riferimento	a_0	[m]	500
Coefficiente altitudine	c_a	[-]	1.11
Velocità base di riferimento	v_b	[m/s]	30.0
2 - Velocità di riferimento (NTC2018 - 3.3.2)			
Periodo di ritorno	T_R	[anni]	50.0
Coefficiente di ritorno	c_r	[-]	1.00
Velocità di riferimento	v_r	[m/s]	30.0
3 - Pressione cinetica di riferimento (NTC2018 - 3.3.6)			
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	q_r	[kN/m ²]	0.56
4 - Coefficiente di esposizione (NTC2018 - 3.3.7)			
Classe rugosità terreno		[-]	D
Categoria esposizione		[-]	III
	k_r	[-]	0.20
	z_0	[m]	0.10
	z_{min}	[m]	5.00
altezza sul suolo considerata	z	[m]	10.00
Coefficiente di topografia	c_t	[-]	1.00

Coefficiente esposizione	c_e	[-]	2.14
5 - Pressione del vento (NTC2018 - 3.3.4)			
Pressione cinetica di riferimento	q_r	[kN/m ²]	0.56
Coefficiente di esposizione	c_e	[-]	2.14
Coefficiente di pressione	c_p	[-]	1.00
Coefficiente dinamico	c_d	[-]	1.00
Pressione del vento	p	[kN/m ²]	1.20

Il coefficiente di esposizione è stato calcolato mediante la seguente formula (3.3.7 NTC2018):

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

Nel caso in esame la pressione del vento viene applicata ad entrambe le pareti verticali considerandole di fatto due elementi indipendenti.

La condizione a ponte scarico viene definita Q5,1.

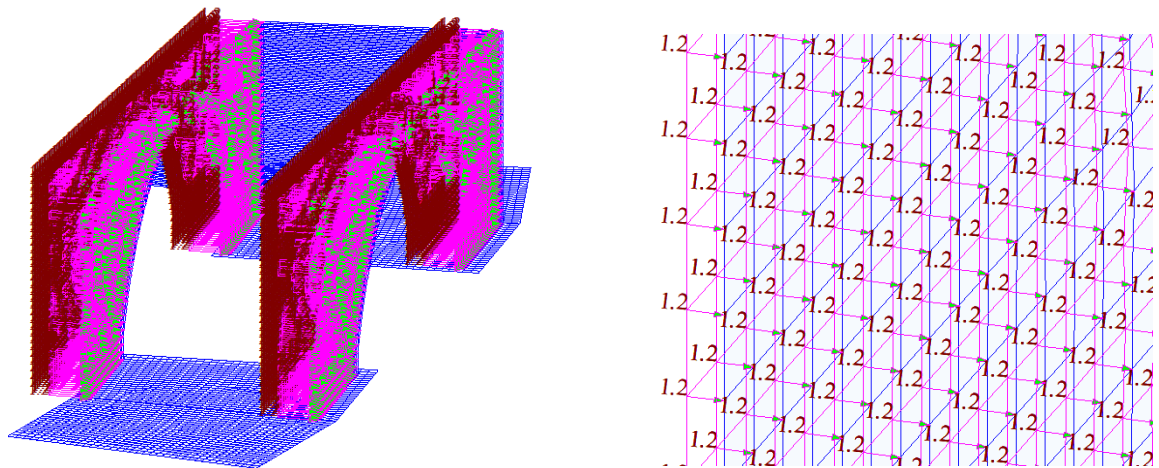


Figura 32: Azione del vento a ponte scarico

7.1.8.1 Vento a ponte carico (Q5,2)

A ponte carico, la pressione del vento va considerata agente sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitanti, assimilati ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale.

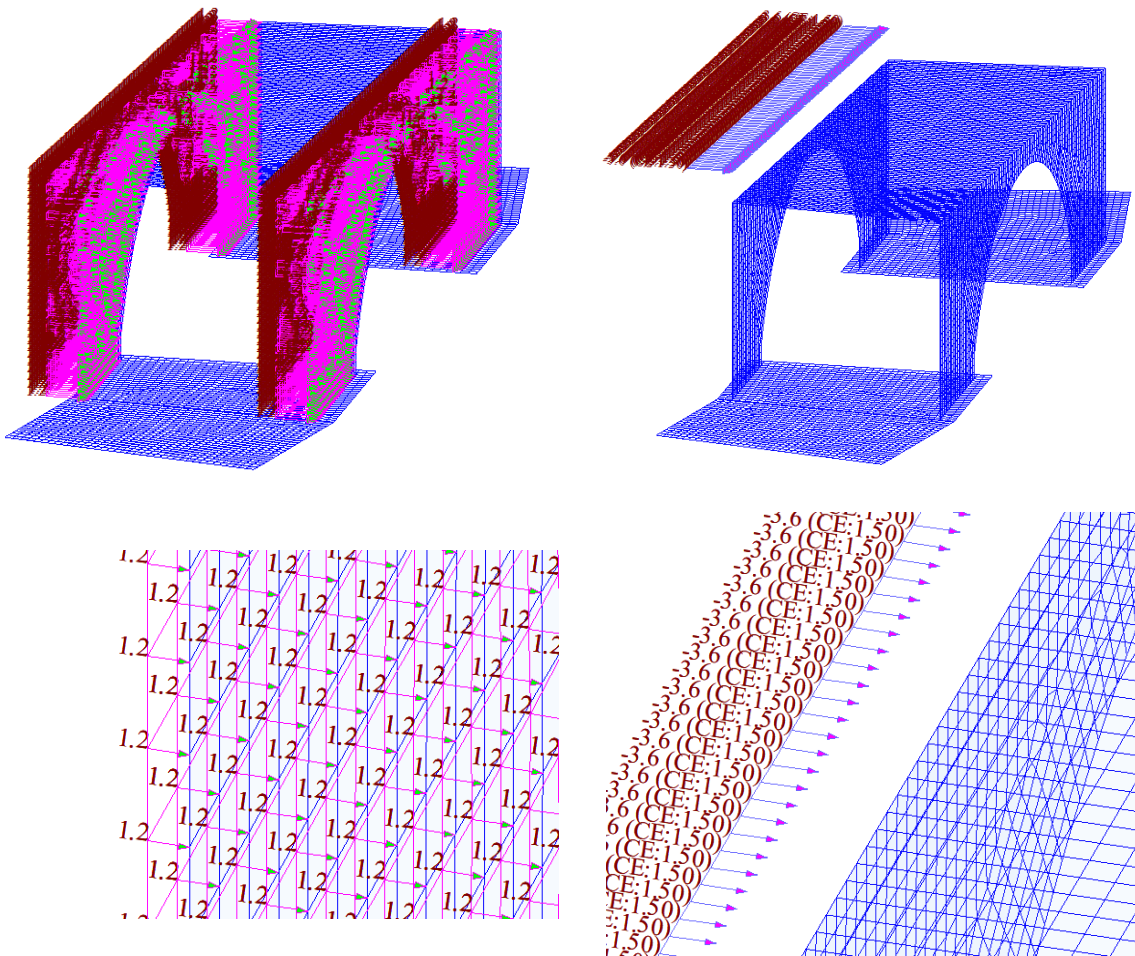


Figura 33: Azione del vento a ponte carico

7.1.9 Azione Termica (Q7)

Per la definizione dell'azione termica uniforme si fa riferimento al 2.5.1.4.4.1.1 del MdP RFI.

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche sono da assumersi pari a:

-Strutture in calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^\circ \text{C}$

Inoltre è stata considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento lineare tra l'estradosso e l'intradosso dell'impalcato.

Pertanto sono state definite le seguenti condizioni di carico:

Q7,1a: dilatazione termica uniforme

Q7,1b: contrazione termica uniforme

Q7,2: variazione termica lineare

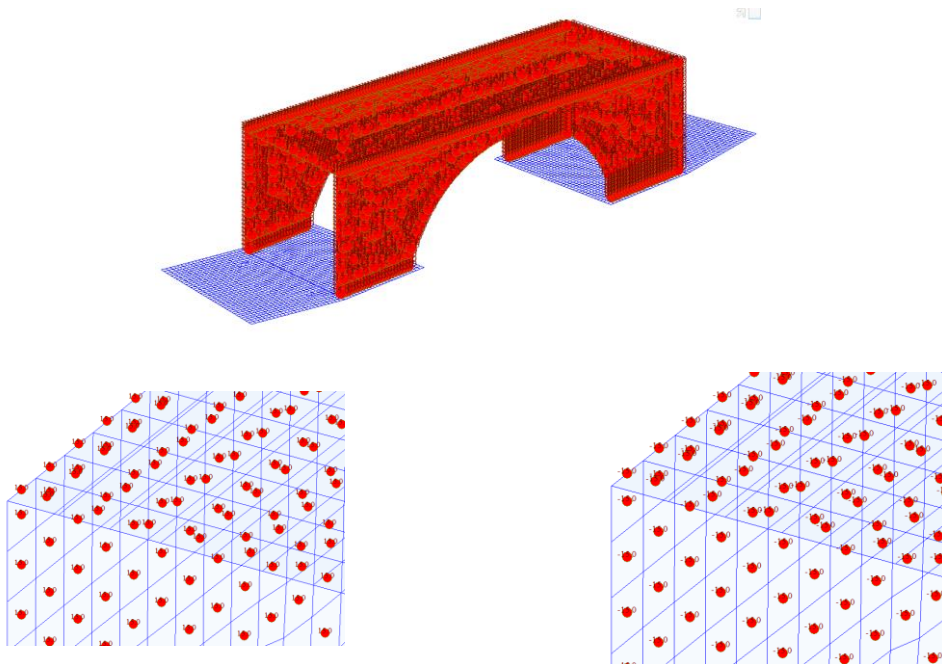


Figura 34: Azione termica uniforme

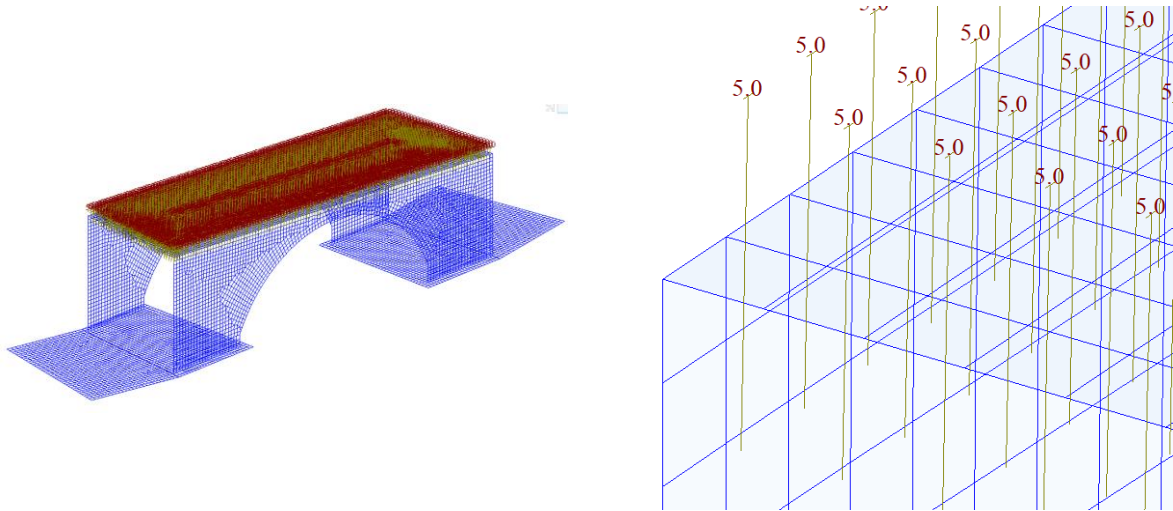


Figura 35: Vaziazione termica lineare

7.1.10 Urto di veicolo in svio (Q8)

In ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.10, nella verifica dell'impalcato deve essere considerata una particolare combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione dell'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Come indicato al 3.6.3.3.2 della NTC2018 viene considerata una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

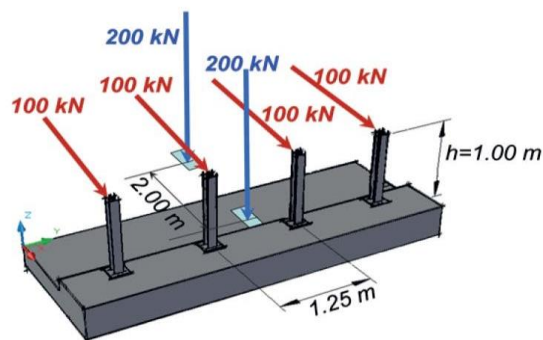


Figura 36: schema di carico azione d'urto

In accordo con gli schemi statici forniti dalle NTC2018, si considera che tale azione d'urto sia esercitata singolarmente su 4 paletti consecutivi posti ad un interasse di 1.25m, pertanto lo sviluppo lineare di barriera coinvolta dall'azione d'urto è pari a 3.75m.

Per le verifiche strutturali si ipotizza una distribuzione a 45° degli sforzi

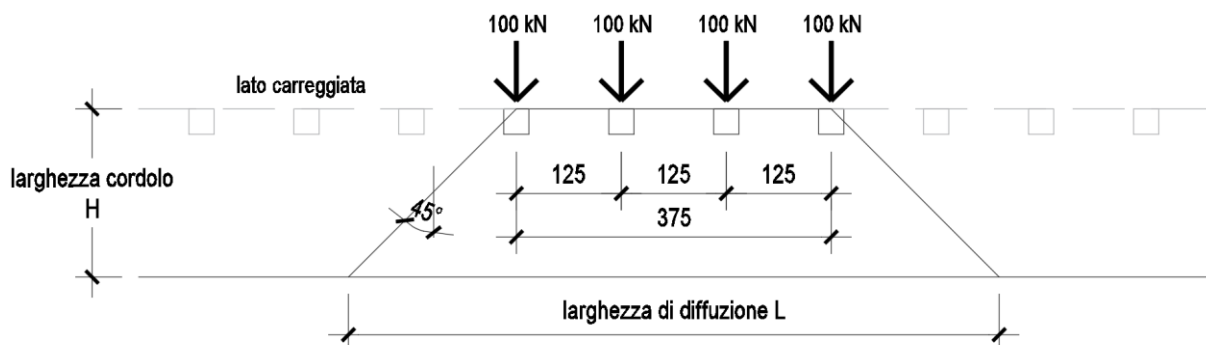



Figura 37: schema di redistribuzione del carico d'urto a 45°

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

7.1.11 Azione sismica (E)

L'opera in oggetto è stata progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso II; da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 1.0.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco ag (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- ag, accelerazione orizzontale massima del terreno
- F0, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- TC*, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale VN = 50 anni;

Classe d'uso = II;

Coefficiente d'uso Cu = 1.0;

Periodo di riferimento VR = 50 anni;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.177 g
F_0	2.489
T_C^*	0.431 s
S_S	1.200
C_C	1.302
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.187 s
T_C	0.561 s
T_D	2.307 s

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

Categoria di suolo = B;

Categoria topografica = T1;

S_s , fattore stratigrafico = 1.2;

S_T , fattore topografico = 1.00;

C_c , fattore correttivo del periodo $T_C^* = 1.302$.

Per la verifica della parte in elevazione si adotta un fattore di struttura $q = 1.5$.

Per la verifica della parte in fondazione si adotta un fattore di struttura $q = 1.0$.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto:

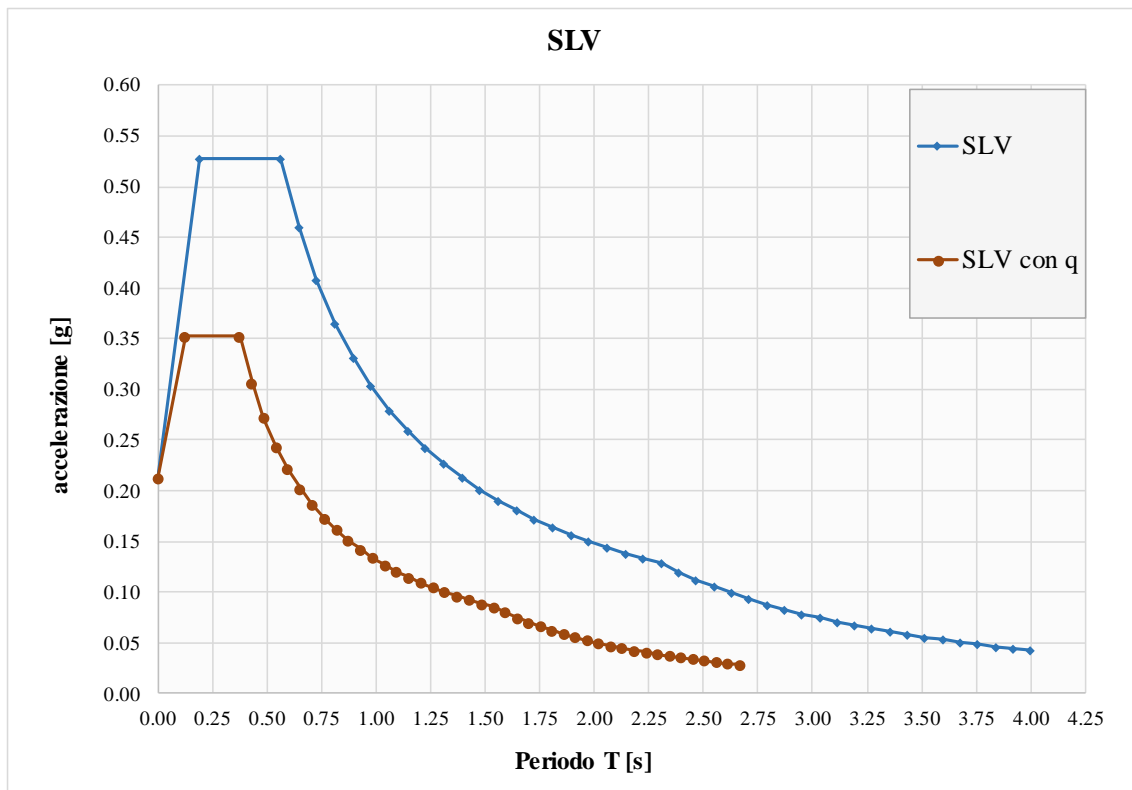


Figura 38: Spettro di progetto – Sisma orizzontale

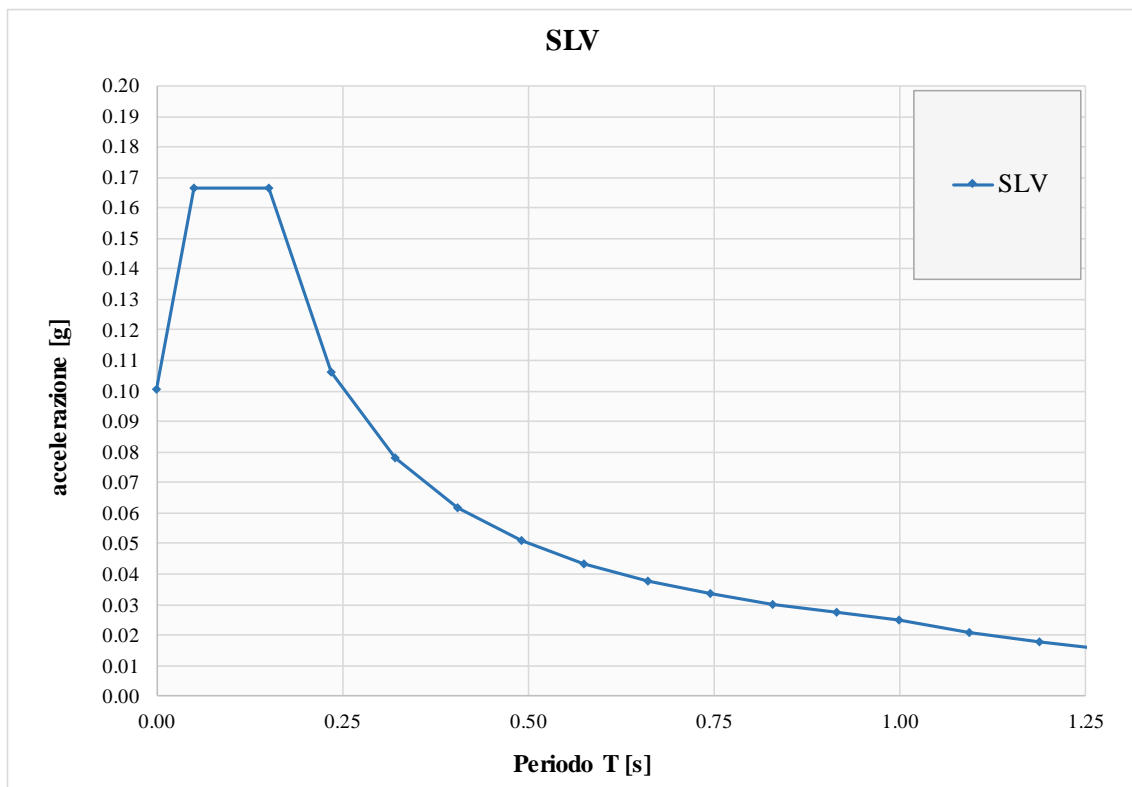



Figura 39: Spettro di progetto – Sisma verticale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

7.1.11.1 Variabilità spaziale dell'azione sismica

Viene tenuto conto degli effetti sulla sovrastruttura dovuti alla variabilità spaziale dell'azione sismica applicando degli spostamenti delle fondazioni sia in direzione longitudinale che trasversale.

Gli effetti di tali spostamenti impressi vengono combinati con quelli relativi alla analisi dinamica di risposta spettrale.

Come indicato al 3.2.3.3 ed al 3.2.4.2 delle NTC2018 viene calcolato il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo d_g mediante la seguente espressione:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad [3.2.12 \text{ NTC2018}]$$

Pertanto nel caso in esame si ottiene:

$$d_g = 0.025 \cdot 0.177 \cdot 1.2 \cdot 0.561 \cdot 2.307 = 0.0069 \text{ m} = 6.9 \text{ mm}$$

Come indicato al 3.2.4.2 per valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto il valore dello spostamento relativo tra 2 punti i e j può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ijmax} = 1.25 \cdot \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

Pertanto considerando lo spostamento dei 2 punti i e j uguale e pari a d_g si ottiene:

$$d_{ijmax} = 1.25 \cdot \sqrt{6.9^2 + 6.9^2} = 12.1 \text{ mm}$$

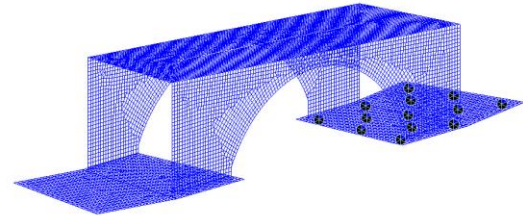
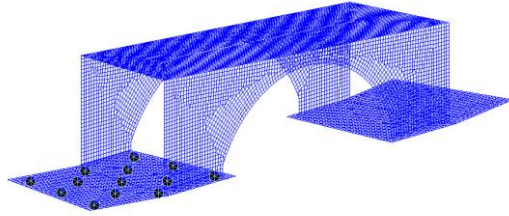
In assenza di forti discontinuità orografiche e per punti che ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato con la seguente espressione:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ijmax}}{v_s} \cdot 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D}$$

Considerando una distanza x pari a circa 20 m ed il valore della velocità delle onde di taglio pari a 460 m/s, si calcola lo spostamento relativo:

$$d_{ij} = \frac{12.1 \text{ mm}}{460 \text{ m/s}} \cdot 3 \cdot 20 \text{ m} = 1.6 \text{ mm}$$

Vengono di seguito mostrati gli input dati al programma di calcolo.



Node	Load Case	Flag	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Rx ((rad))	Ry ((rad))	Rz ((rad))
18567	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18567	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
18581	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18581	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
18596	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18596	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
18715	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18715	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
18769	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18769	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
19088	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19088	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
19142	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19142	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
19250	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19250	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
19571	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19571	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
19595	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19595	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00

Node	Load Case	Flag	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Rx ((rad))	Ry ((rad))	Rz ((rad))
20058	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
20092	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20092	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
20179	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20179	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
28413	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28413	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
28478	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28478	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
28940	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28940	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29023	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29023	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29074	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29074	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29125	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29125	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29140	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29140	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29155	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29155	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29251	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29251	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29340	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29340	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29639	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29639	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29723	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29723	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
29810	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29810	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00

**Figura 40: Spostamenti orizzontali impressi
Fondazione B**

**Figura 41: Spostamenti orizzontali impressi
Fondazione C**

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

7.2.1 Gruppi di carico

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.IV del D.M.17/01/2018, sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

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

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

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Gruppi di carico	n°	Nome gruppo	Q1	Q1,b	Q2	Q3	Q4
Carichi da traffico	1	Gr.1	si	si	no	no	no
	2	Gr.2a	si	no	no	si	no
	3	Gr.2b	si	no	no	no	si

7.2.2 Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, 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 della colonna A2.


⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio 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 validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

7.2.3 Combinazione delle azioni per i diversi stati limite

Di seguito si esplicitano in maniera sintetica le formulazioni utilizzate per definire le diverse combinazioni di carico agli stati limite ultimi (SLU/SLV) e di esercizio (SLE), utilizzando i coefficienti di sicurezza e combinazione riassunti al paragrafo precedente.

Per le combinazioni in condizioni ultime da utilizzarsi per le verifiche strutturali di resistenza si considerano:

- Combinazioni fondamentali

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

- Combinazioni sismiche o eccezionali

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

Per le combinazioni di esercizio agli SLE si considerano:

- Combinazioni rare (caratteristiche):

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

- Combinazioni frequenti:

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

- Combinazioni quasi permanenti:

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

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali agli SLU e agli SLE

Combinazioni di carico	n°	Azione dominante	G1	G2	D	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5,1	Q5,2	Q71,a	Q71,b	Q72	Ex	Ey	Ez
SLU	1	Gr.1	1.35	1.35	1.2	1.35	0	0	0	0.9	0.72	0	0.72	0	0	0
	2	Gr.2a	1.35	1.35	1.2	0	1.35	0	0	0.9	0.72	0	0.72	0	0	0
	3	Gr.2b	1.35	1.35	1.2	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0	0.72	0	0	0
	4	Q5,1	1.35	1.35	1.2	0	0	0	1.5	0	0.72	0	0.72	0	0	0
	5	Q5,2	1.35	1.35	1.2	0	0	1.35*ψ0	0	1.5	0.72	0	0.72	0	0	0
	6	Q7,1b	1.35	1.35	1.2	1.35*ψ0	0	0	0	0.9	0	1.5	0	0	0	0
Rara (caratteristica)	1	Gr.1	1	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0.6	0	0	0
	2	Gr.2a	1	1	1	0	1	0	0	0.6	0.6	0	0.6	0	0	0
	3	Gr.2b	1	1	1	0	0	1	0	0.6	0.6	0	0.6	0	0	0
	4	Q5,1	1	1	1	0	0	0	1	0	0.6	0	0.6	0	0	0
	5	Q5,2	1	1	1	0	0	1*ψ0	0	1	0.6	0	0.6	0	0	0
	6	Q7,1b	1	1	1	1*ψ0	0	0	0	0.6	0	1	0	0	0	0

Combinazioni di carico	n°	Azione dominante	G1	G2	D	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5,1	Q5,2	Q71,a	Q71,b	Q72	Ex	Ey	Ez
Frequente	1	Gr.1	1	1	1	1*ψ1	0	0	0	0.6	0.6	0	0.6	0	0	0
	2	Gr.2a	1	1	1	0	1*ψ1	0	0	0.6	0.6	0	0.6	0	0	0
	3	Gr.2b	1	1	1	0	0	1*ψ1	0	0.6	0.6	0	0.6	0	0	0
	4	Q5,1	1	1	1	0	0	0	1	0	0.6	0	0.6	0	0	0
	5	Q5,2	1	1	1	0	0	1*ψ1	0	1	0.6	0	0.6	0	0	0
	6	Q7,1b	1	1	1	1*ψ1	0	0	0	0.2	0	1	0	0	0	0
Quasi permanente	1	Q7,1a	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0	0	0	
	2	Q7,1b	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	
Sismica	1	Ex	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0.5	1	0.3	0.3	
	2	Ey	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0.3	1	0.3	
	3	Ez	1	1	1	0	0	0	0	0.5	0	0.5	0.3	0.3	1	

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 VERIFICHE SLU

Per le sezioni in c.a. la determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

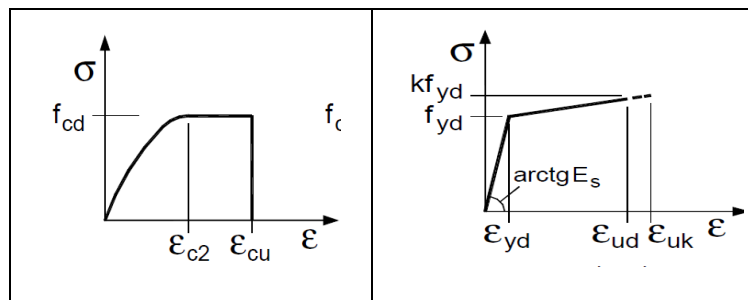


Figura 42: Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

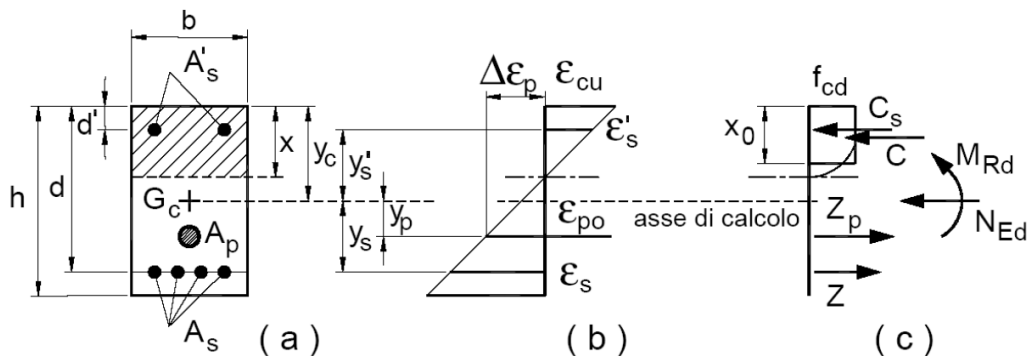



Figura 43: Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione.

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Dove

- M_{rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{ed} ;
- N_{ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

In condizioni sismiche, in accordo a quanto previsto al §7.3.6.1 delle NTC2018, si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità di resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV. Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Inoltre al §7.4.1 si chiarisce che nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata con le regole di cui al §4.1 delle NTC2018, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al §4.1.2.3.4.2.

Pertanto, la verifica delle strutture non dissipative va differenziata tra campo statico (SLU) e sismico (SLV) come segue:

1. **Condizioni statiche (SLU):** $M_{Rd} = M_{Ud}$ (il momento resistente di progetto è pari al momento resistente massimo della sezione in campo plastico);
2. **Condizioni sismiche (SLV):** $M_{Rd} = M_{Yd}$ (il momento resistente di progetto è pari al momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico)

Il momento resistente elastico M_y è pari al valore minimo tra il momento resistente elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo calcolati limitando rispettivamente la deformazione allo snervamento dell'armatura tesa ϵ_s e la deformazione della fibra di calcestruzzo al valore $\epsilon_{c2}=0.2\%$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio V_{Ed} è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

[NTC – 4.1.2.3.5.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).


[NTC – 4.1.2.3.5.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5 f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

8.2 VERIFICHE SLE

Nel seguito vengono riportati i criteri di verifica allo SLE nei riguardi delle tensioni e dell'apertura delle fessure.

8.2.1 Limiti tensionali in esercizio

Le limitazioni alla compressione nel calcestruzzo sono fornite dalla NTC2018 al 4.1.2.2.5:

Per il calcestruzzo delle strutture in elevazione

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 40 = 18 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Per il calcestruzzo delle strutture di fondazione

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ Pa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 30 = 13.5 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La massima tensione dell'acciaio è fornita dalla NTC2018 al 4.1.2.2.5:

$$\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara).}$$

8.2.2 Verifica di fessurazione

Per lo stato limite di fessurazione di sezioni in calcestruzzo armato, la normativa vigente al paragrafo 4.1.2.2.4 prescrive quanto riportato nella tabella seguente.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Figura 44: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Nel caso in esame, in condizioni aggressive ed armatura poco sensibile (armatura ordinaria) si hanno i seguenti limiti:

$$\text{Apertura limite delle fessure: } w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad \text{per combinazione quasi permanente;}$$

$$\text{Apertura limite delle fessure: } w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad \text{per combinazione frequentente;}$$

Inoltre si fa riferimento al Manuale di Progettazione RFI che al 2.5.1.8.3.2.4, che viene nel seguito ripreso, indica limiti più stringenti:

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- a) *stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;*
- b) *stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:*

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

Dove f_{ctm} è definito nel 11.2.10.2

- c) *stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:*

$$w1 = 0.2 \text{ mm}; w2 = 0.3 \text{ mm}; w3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.”

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:


- *armature sensibili;*
- *armature poco sensibili.*

Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

Stato limite di apertura delle fessure

“L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:


	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

a) $\delta f \leq w1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b) $\delta f \leq w2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

In definitiva, quindi, si adotta la seguente limitazione:

Apertura limite delle fessure: $w1 = 0.2 \text{ mm}$ per combinazione Rara, per tutte le strutture;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

9 RISULTATI ANALISI E VERICHE

Nel seguito vengono riportati i risultati delle analisi strutturali e le verifiche di sicurezza.

Nel seguito vengono indicati i tipi di output illustrati:

Mxx: Momento flettente per metro lineare nella direzione x espresso in kNm/m

Myy: Momento flettente per metro lineare nella direzione y espresso in kNm/m

Vxx: Taglio per metro lineare nella direzione x espresso in kN/m

Vyy: Taglio per metro lineare nella direzione y espresso in kN/m

Fxx: Forza assiale per metro lineare nella direzione x espresso in kN/m

Fyy: Forza assiale per metro lineare nella direzione y espresso in kN/m

Come prima specificato, la direzione longitudinale dell'opera corrisponde all'asse X del modello di calcolo, la direzione trasversale corrisponde all'asse Y mentre la direzione verticale corrisponde all'asse Z.

Per il solettone dell'impalcato e per i plinti di fondazione:

L'asse locale x degli elementi 2D corrisponde con l'asse globale X

L'asse locale y degli elementi 2D corrisponde con l'asse globale Y

Per le pareti:

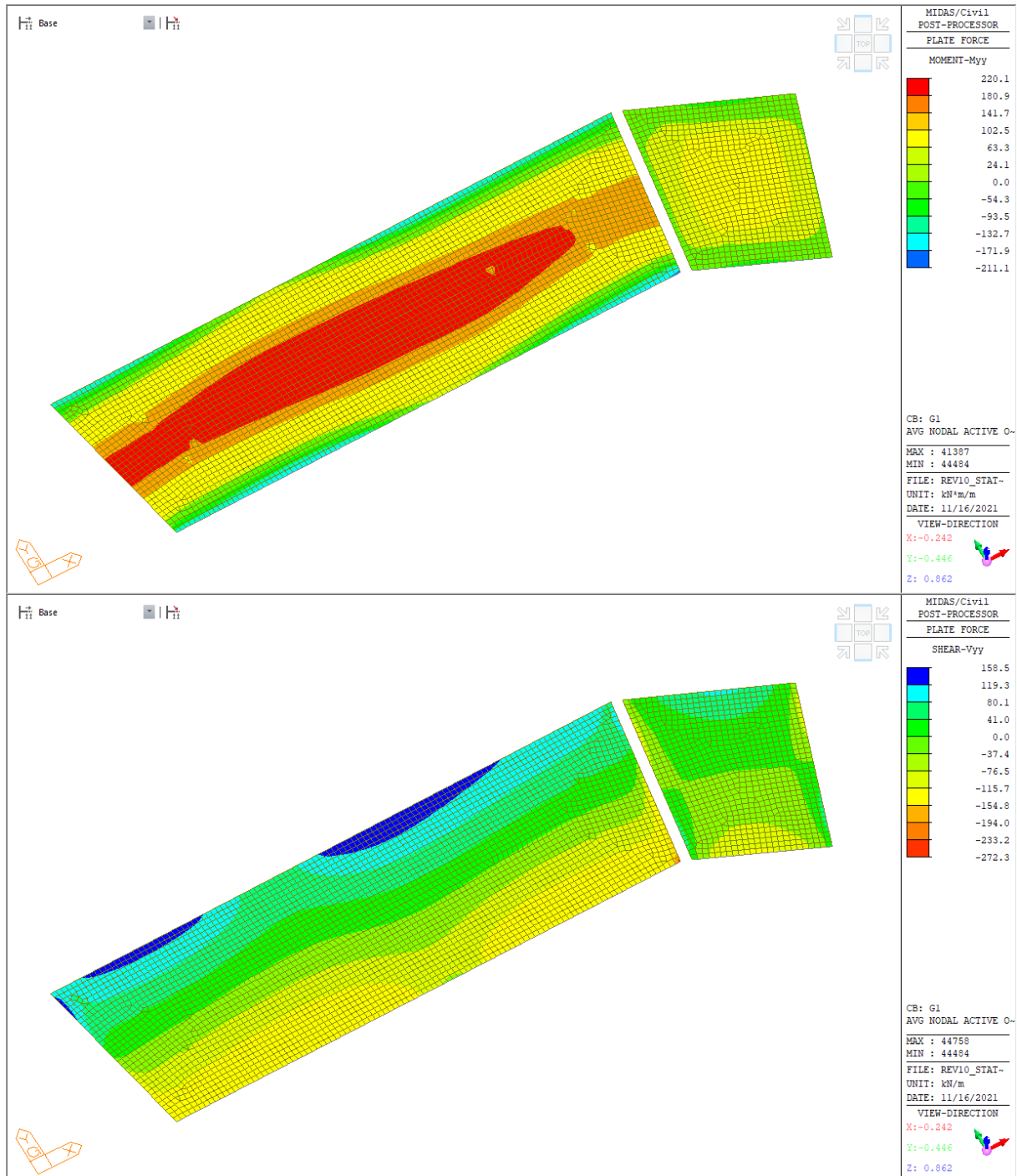
L'asse locale x degli elementi 2D corrisponde con l'asse globale X

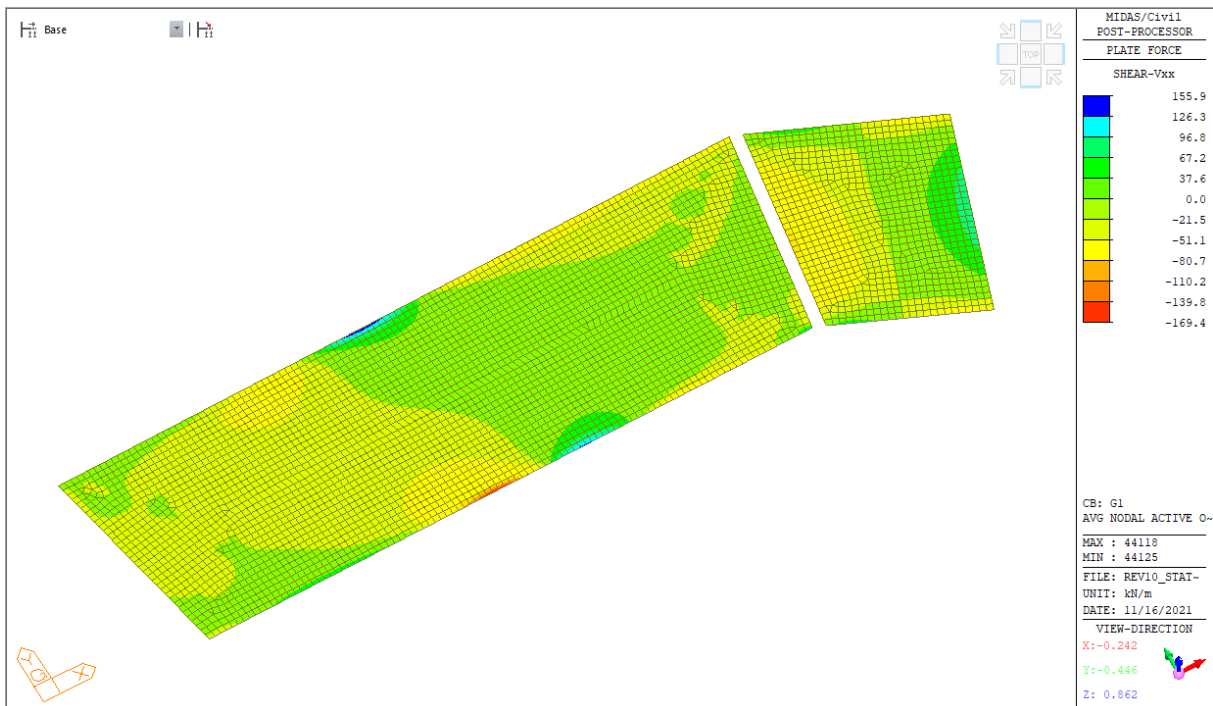
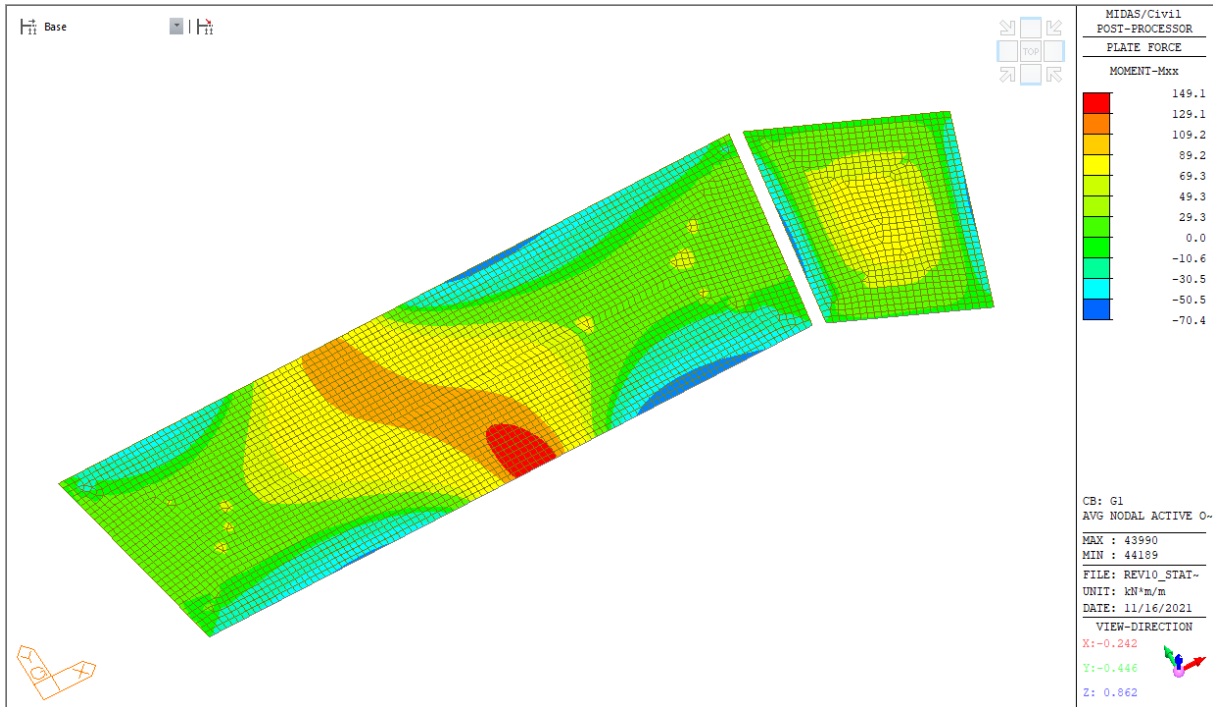
L'asse locale y degli elementi 2D corrisponde con l'asse globale Z

9.1 RISULTATI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

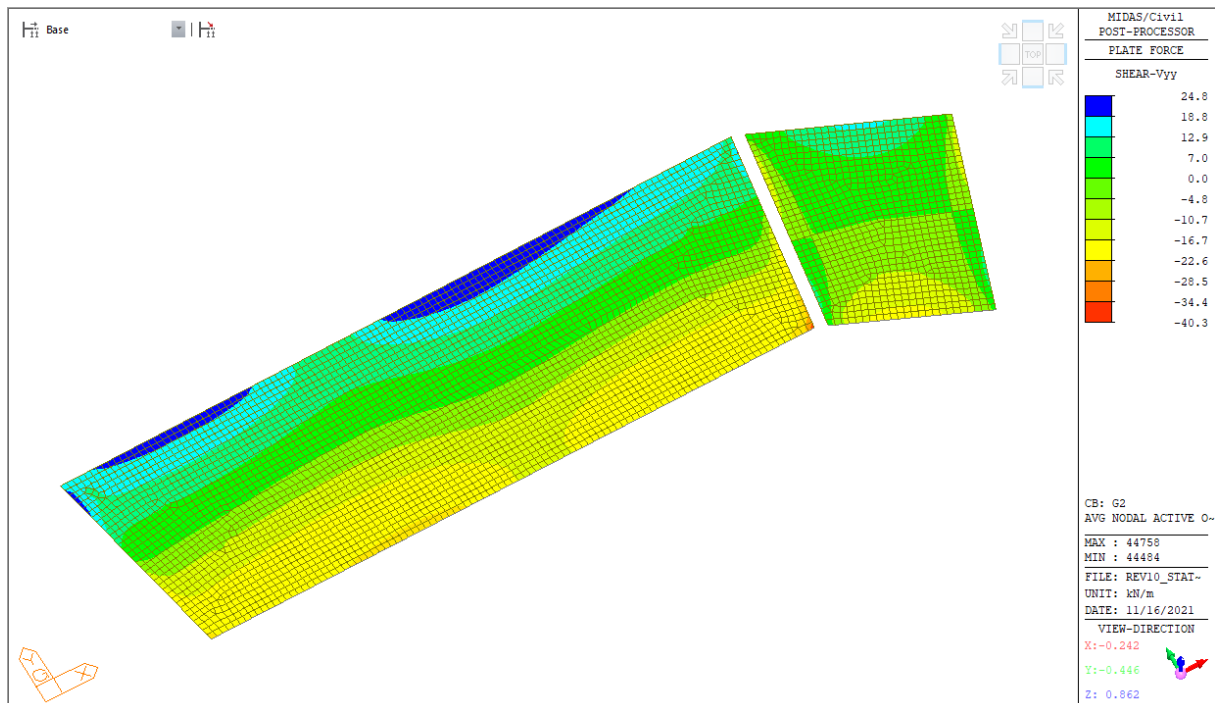
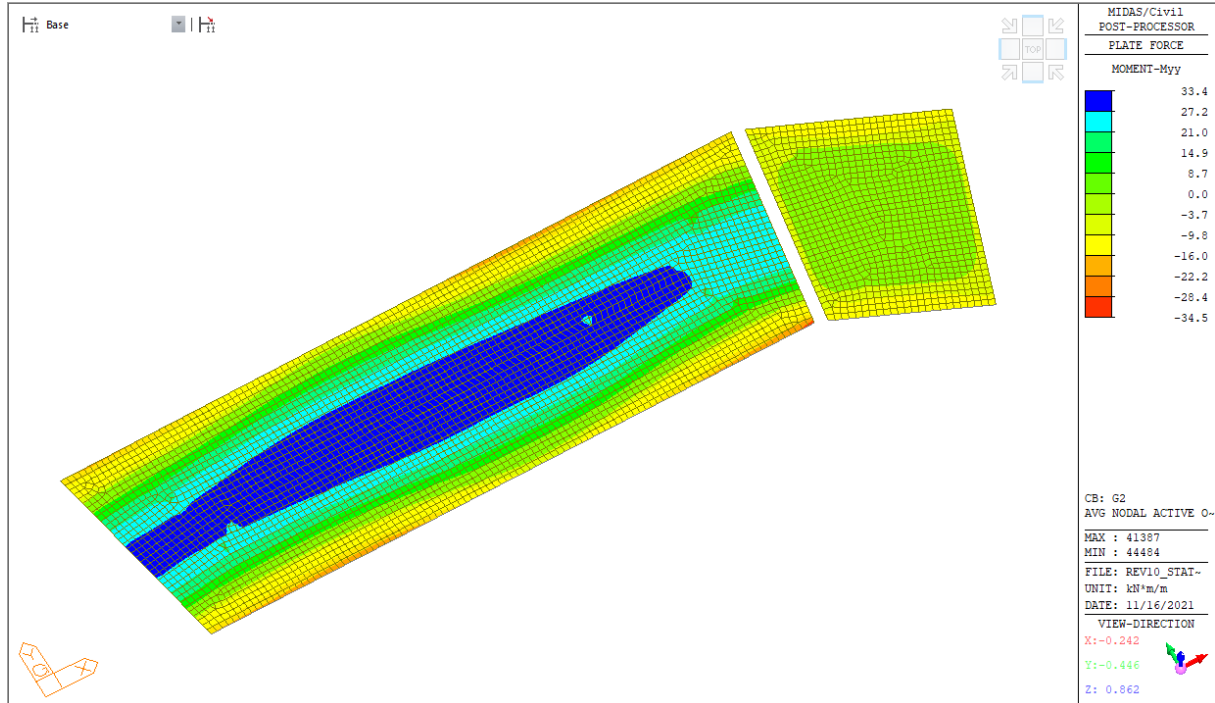
9.1.1 SOLETTONE

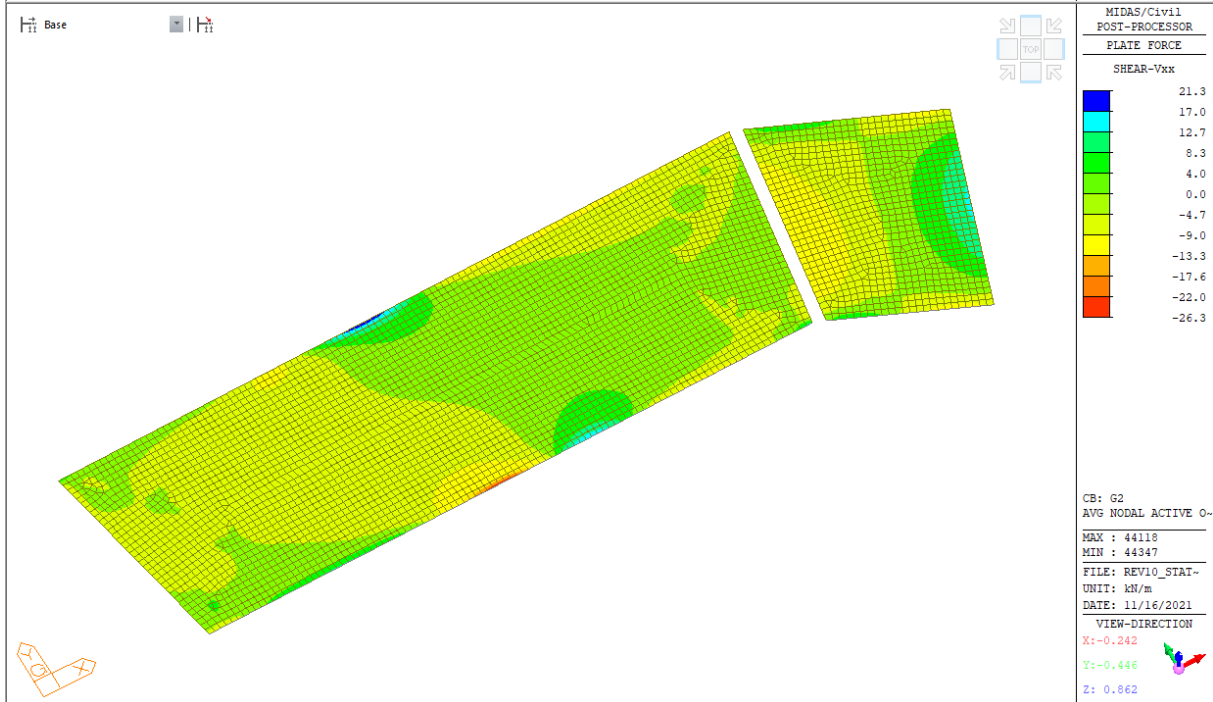
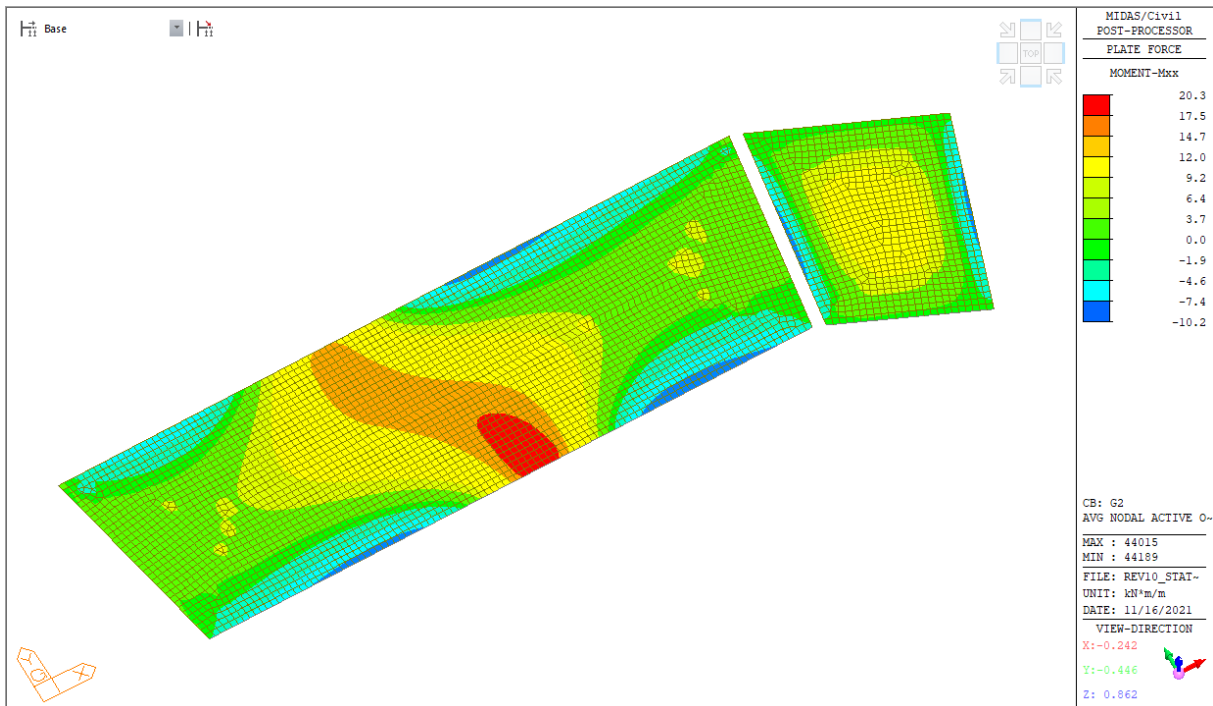
9.1.1.1 Pesi propri strutturali - G1



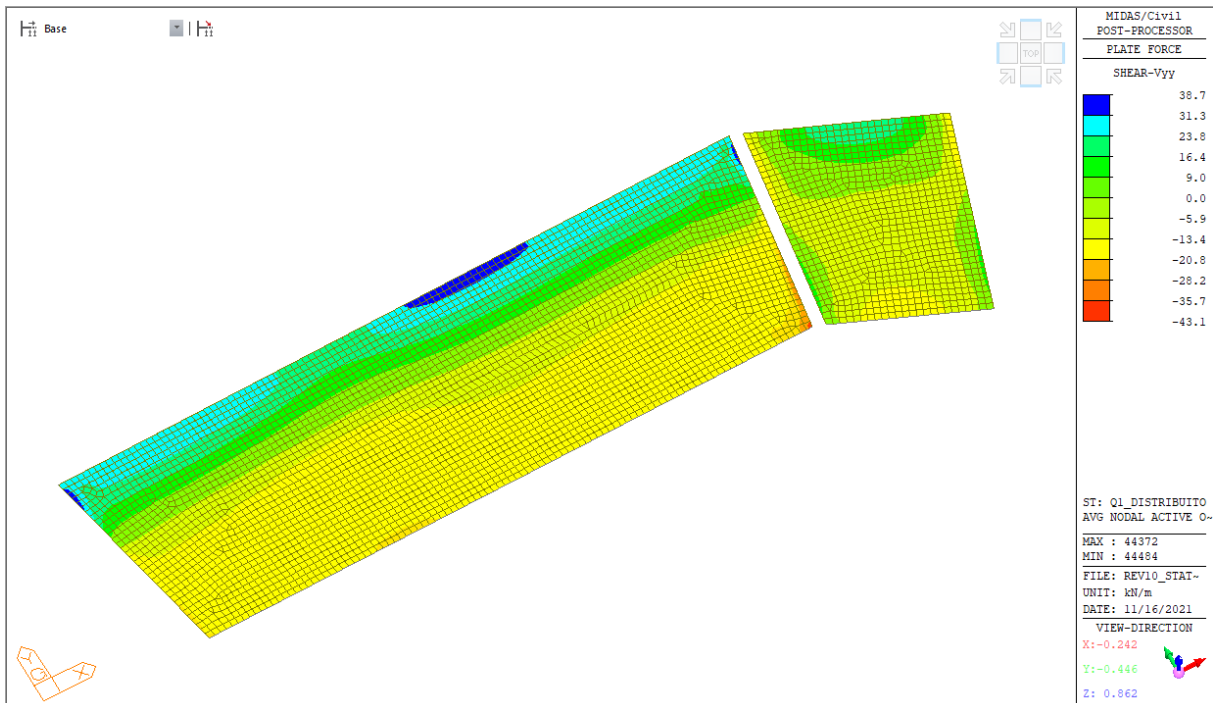
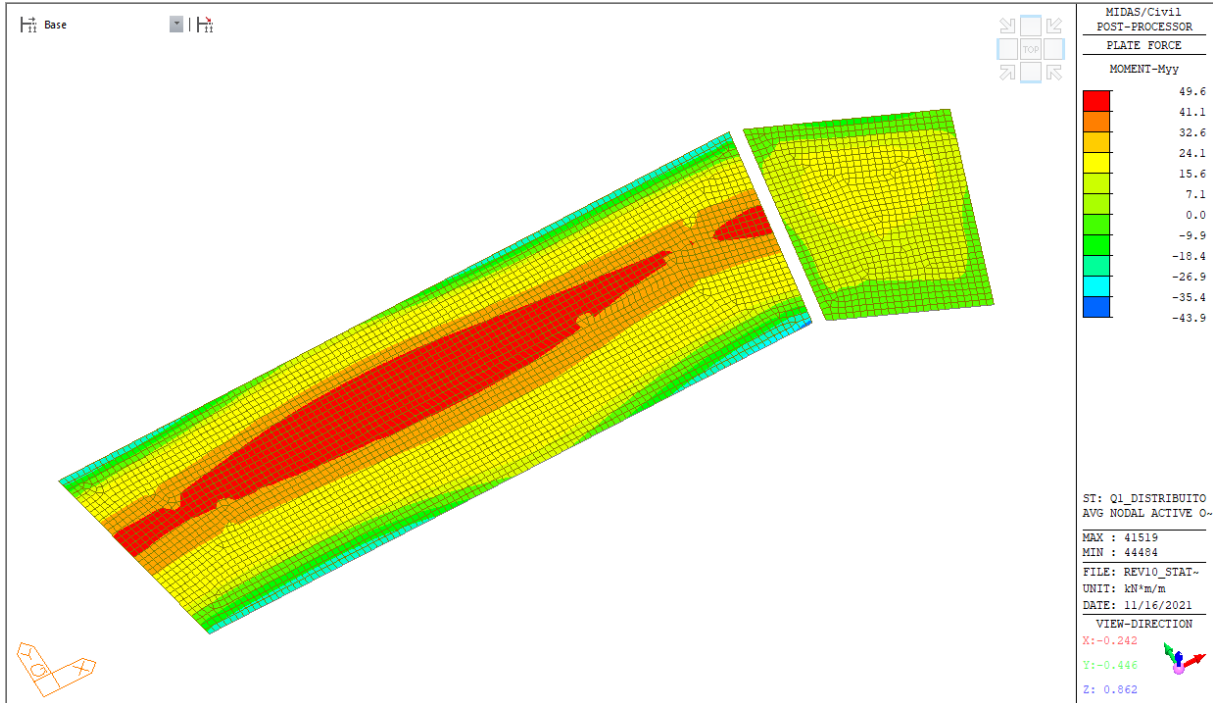


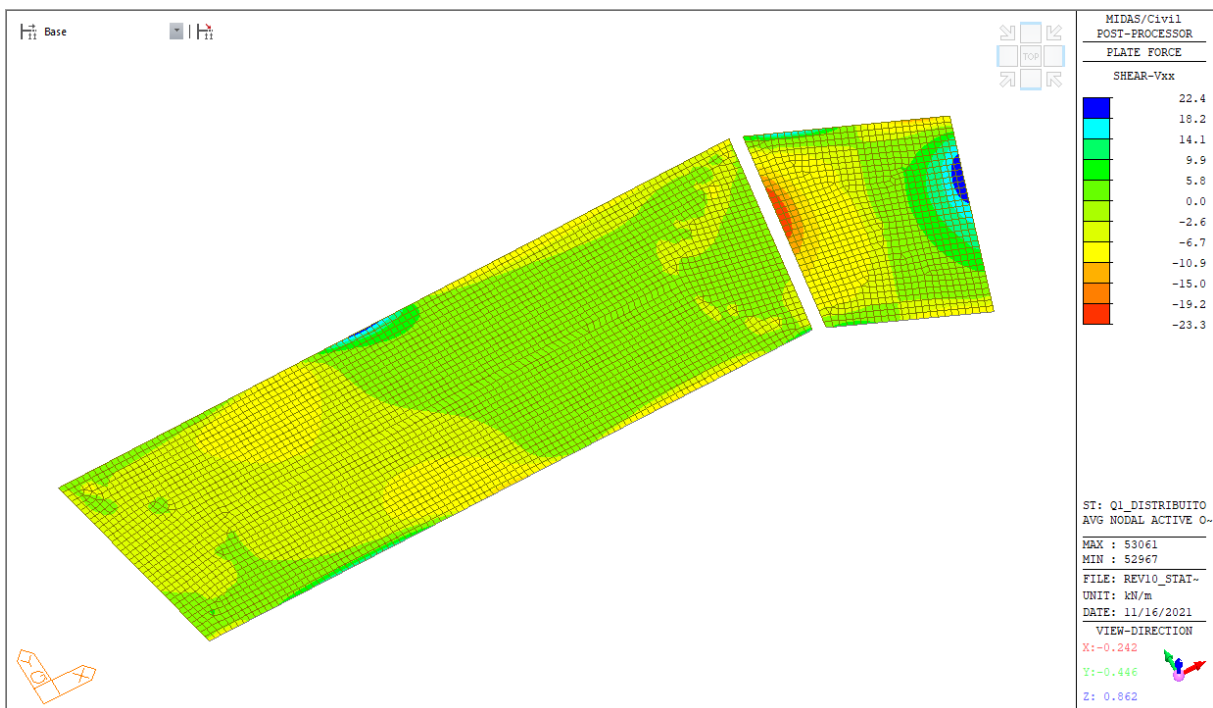
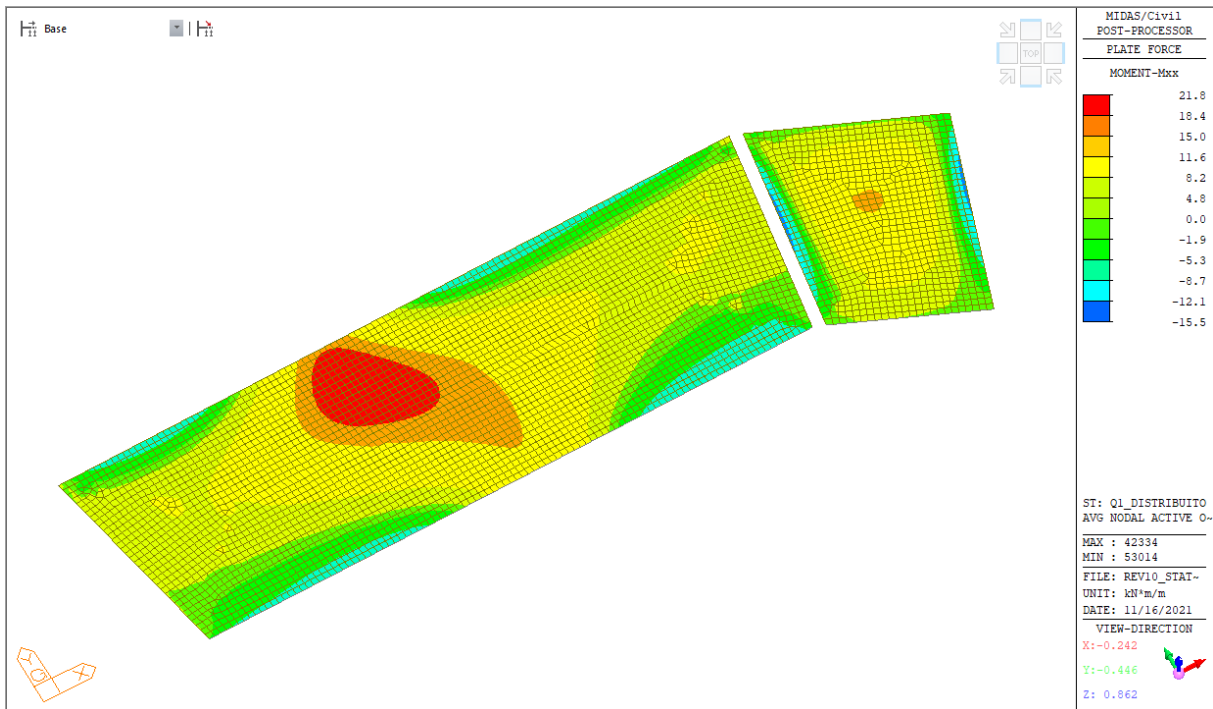
9.1.1.2 Pesi propri non strutturali - G2



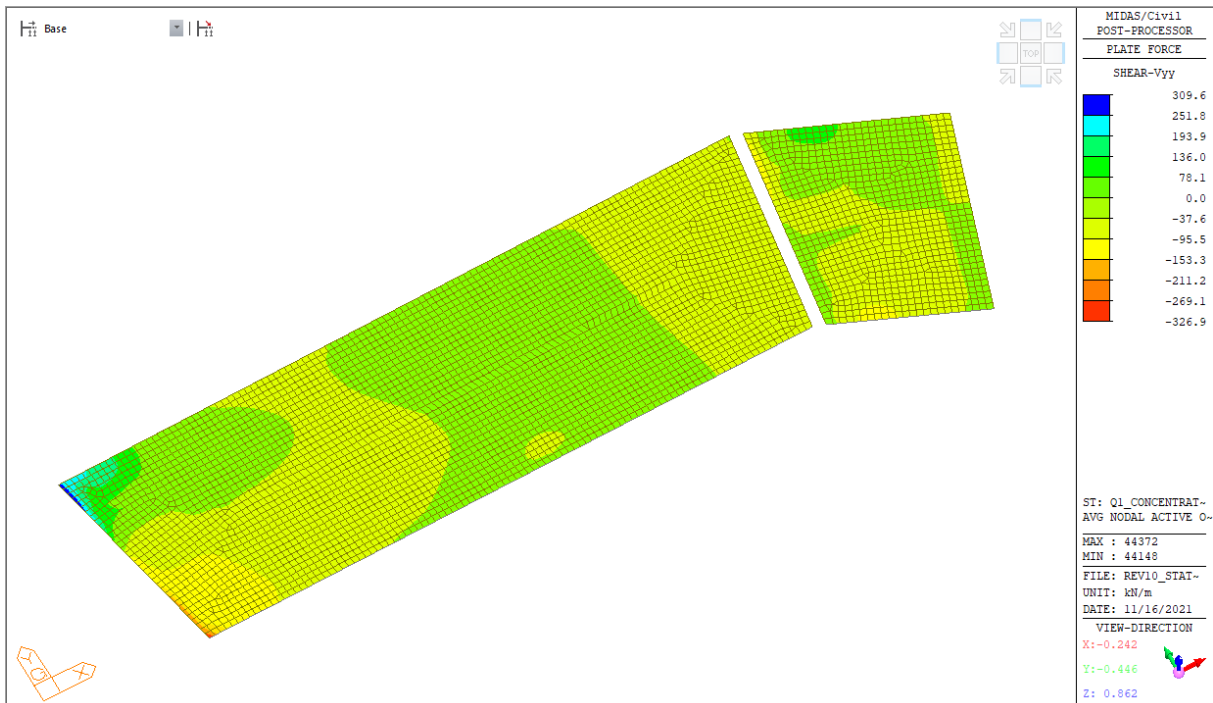
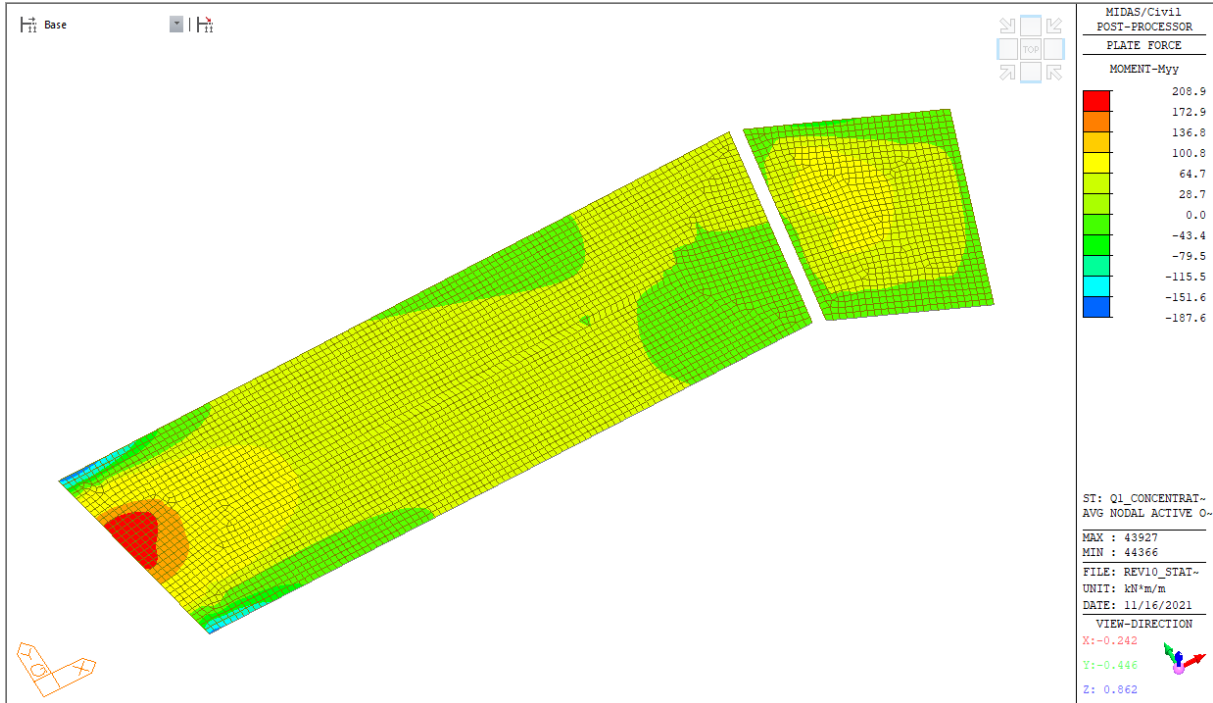


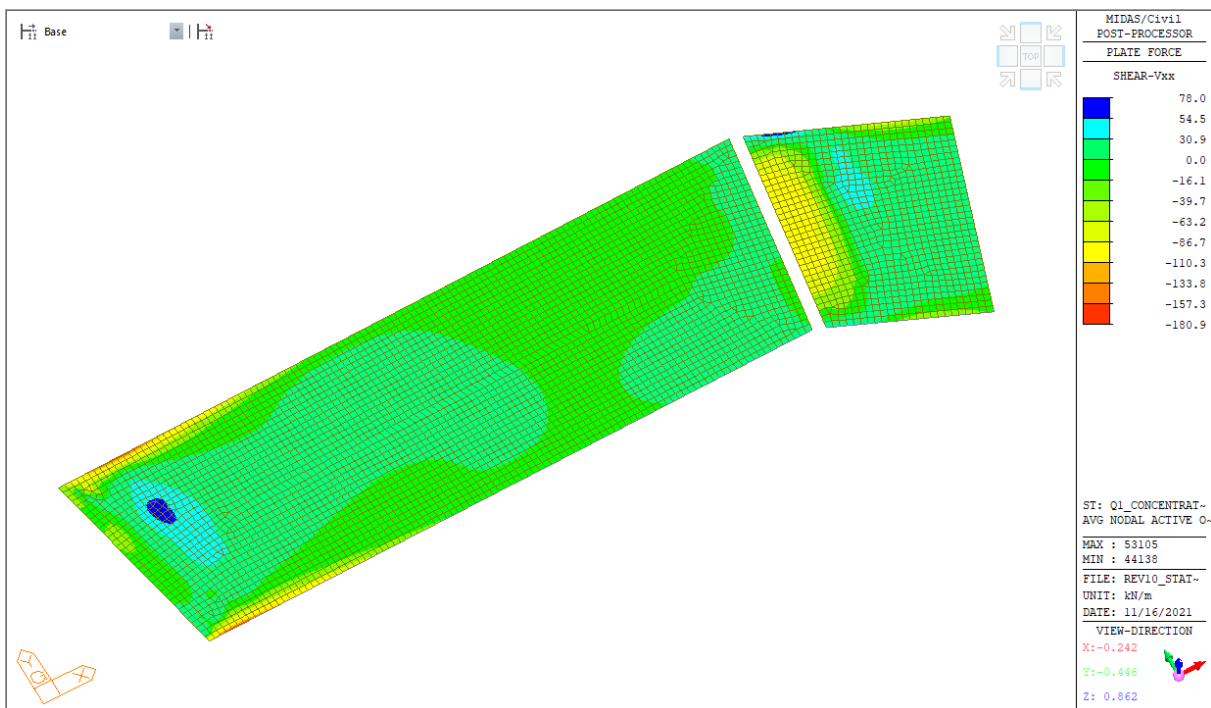
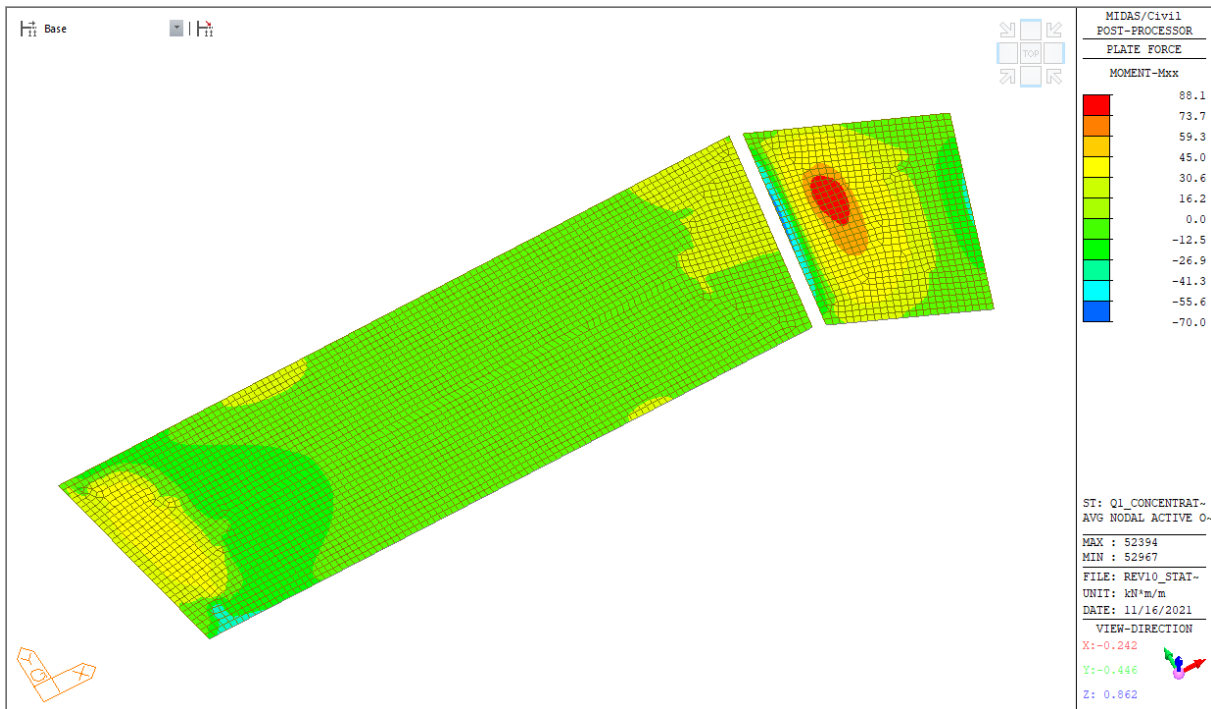
9.1.1.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti



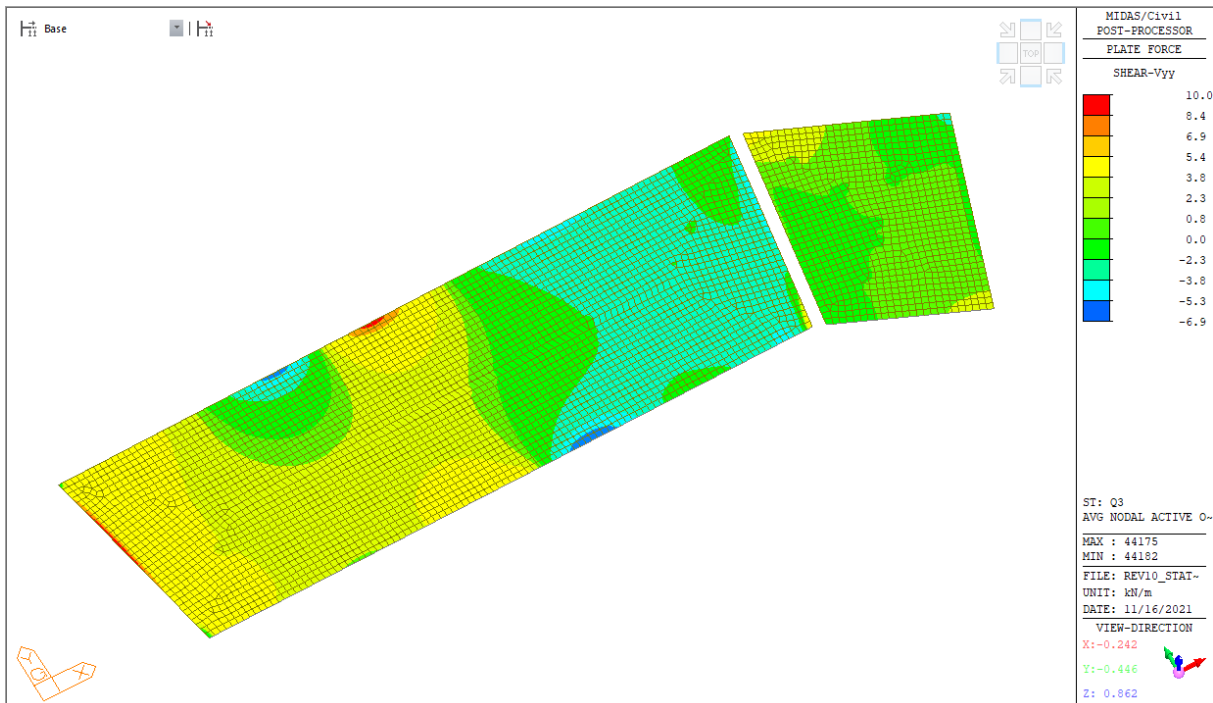
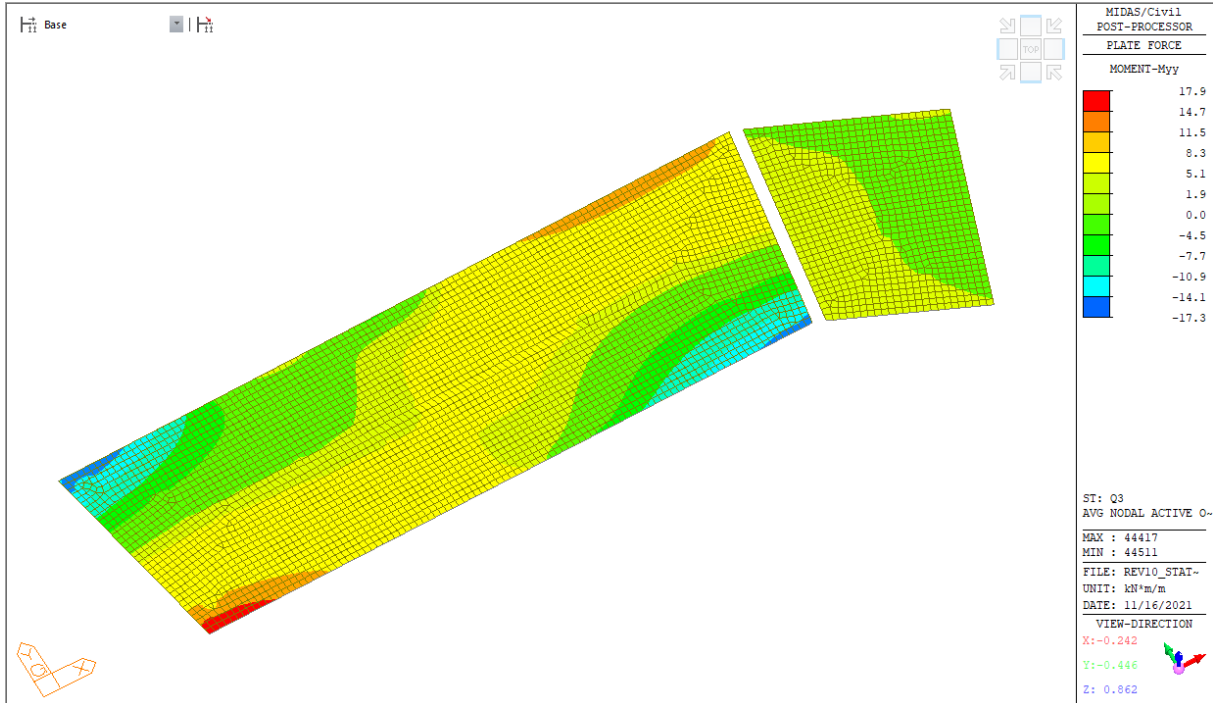


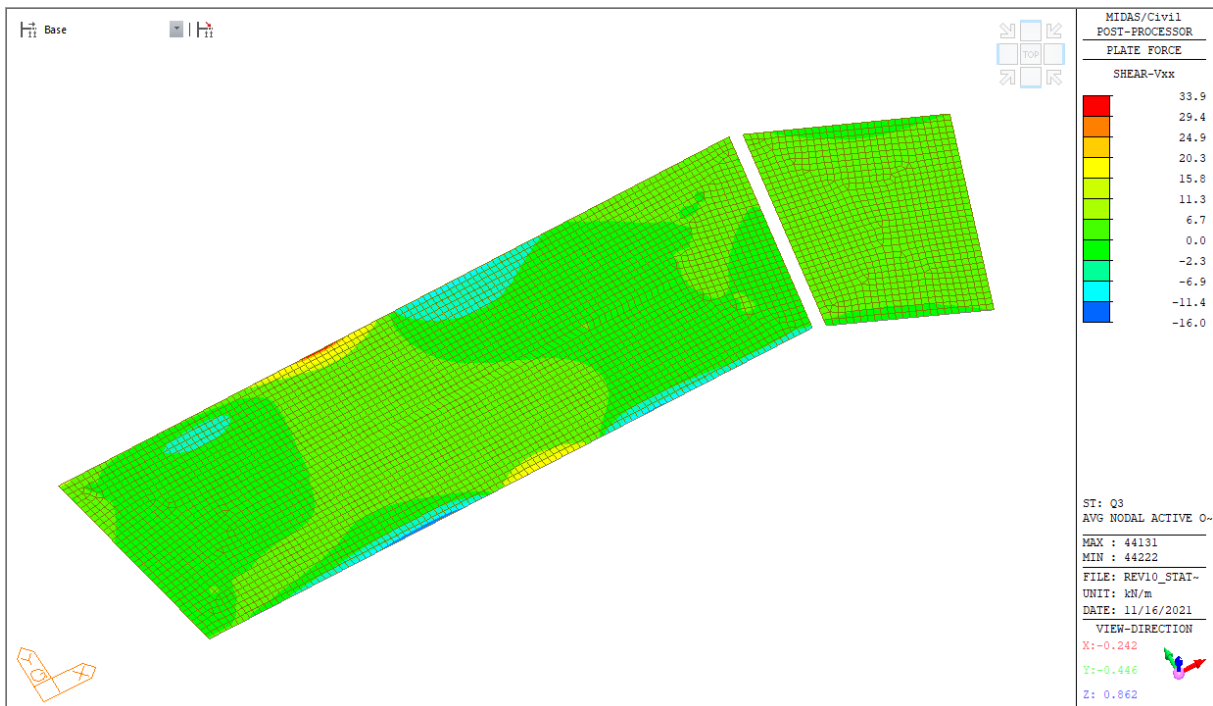
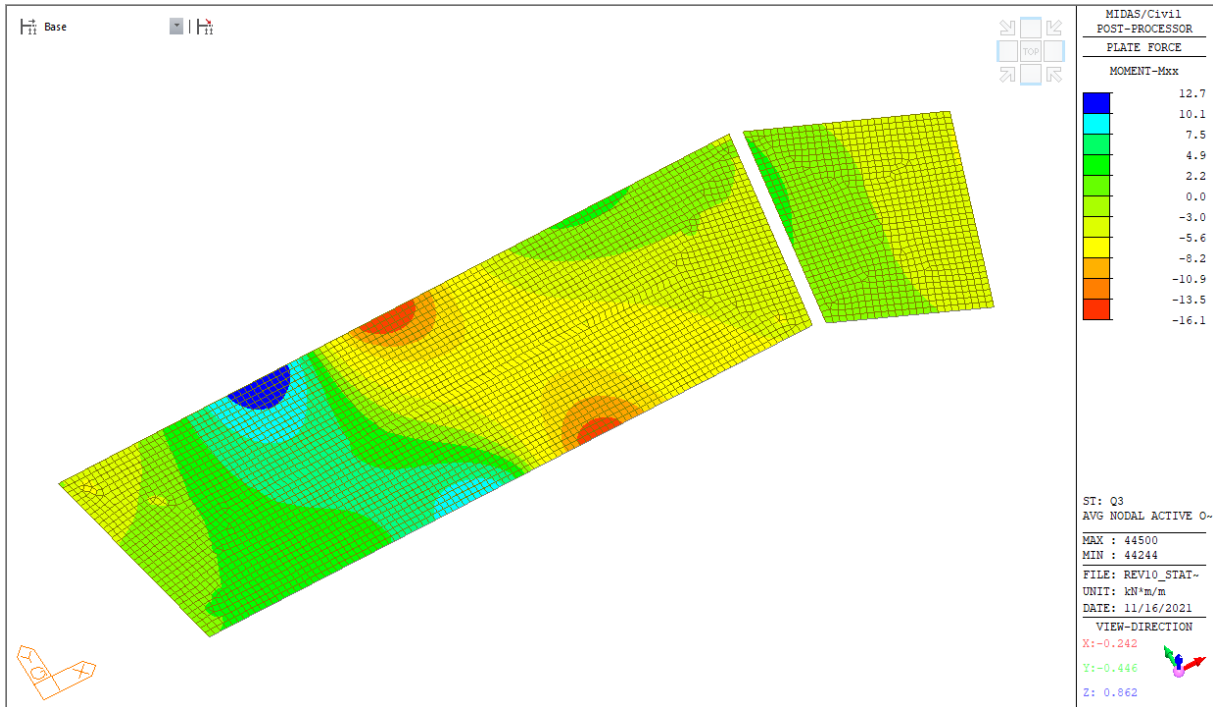
9.1.1.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



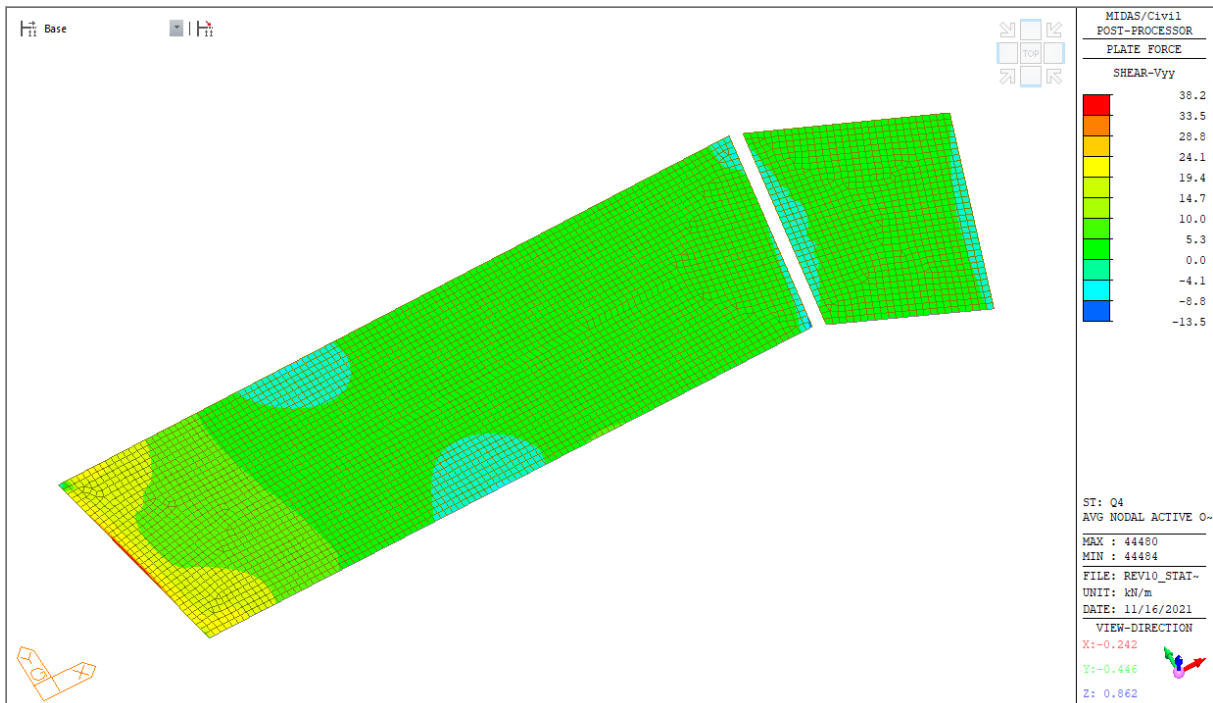
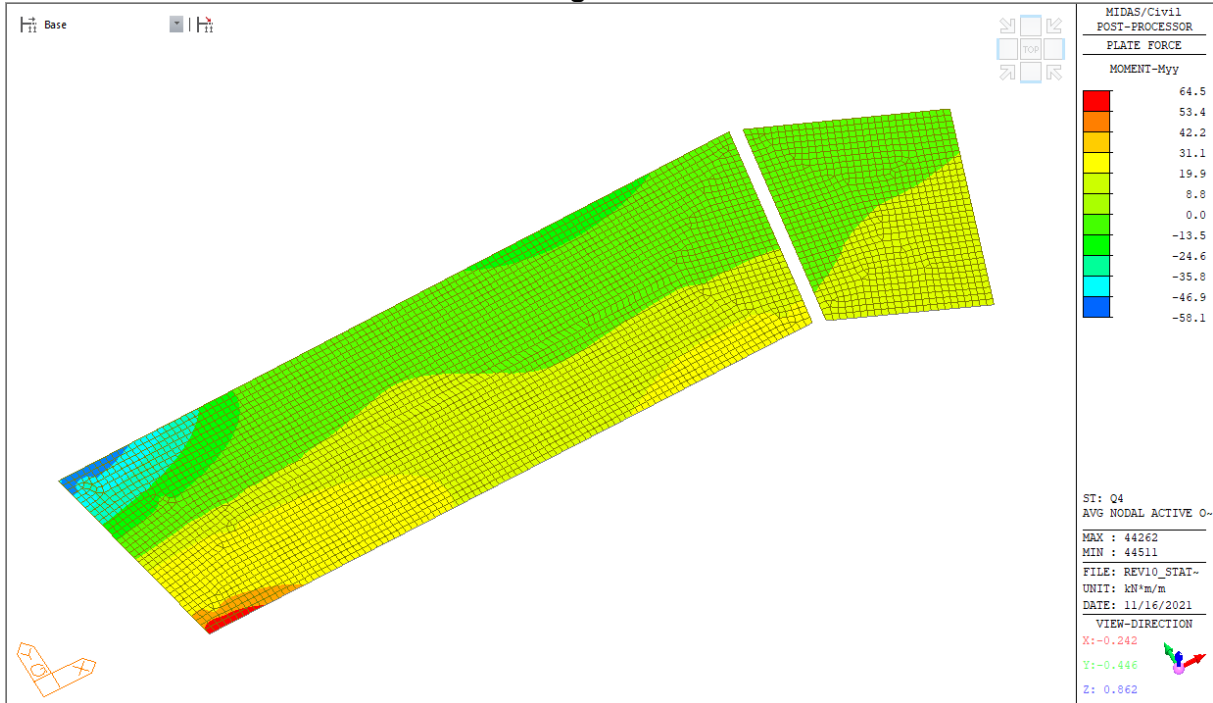


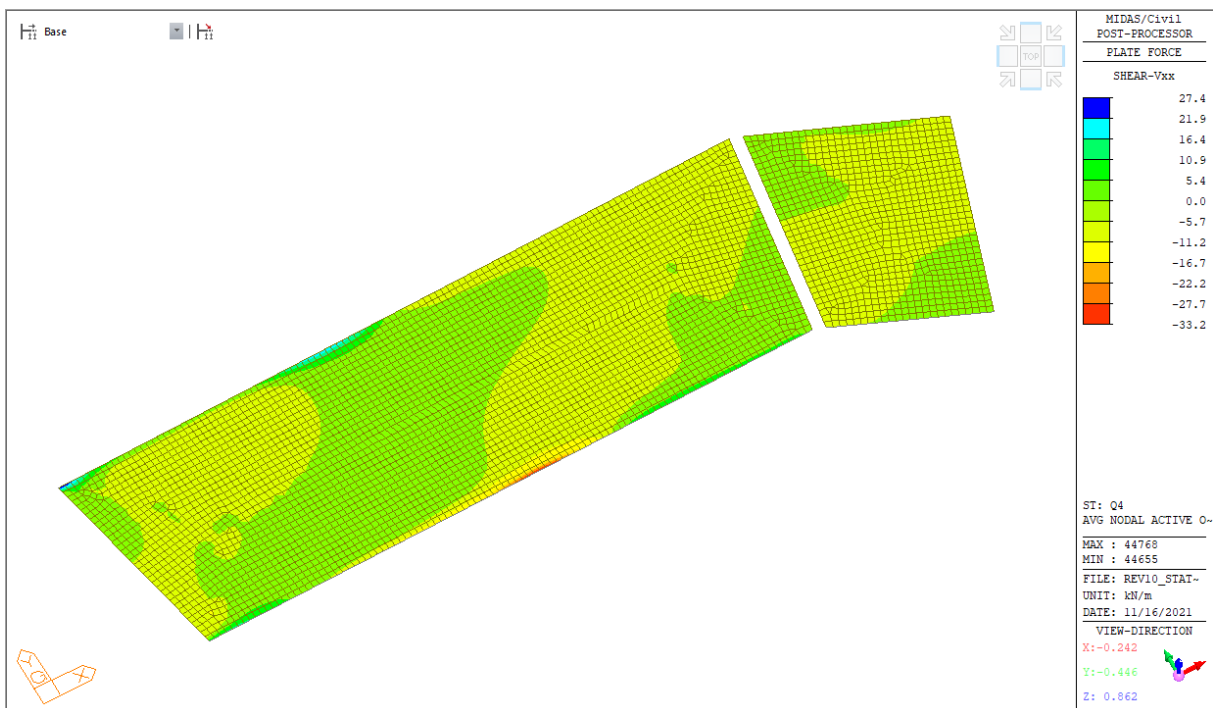
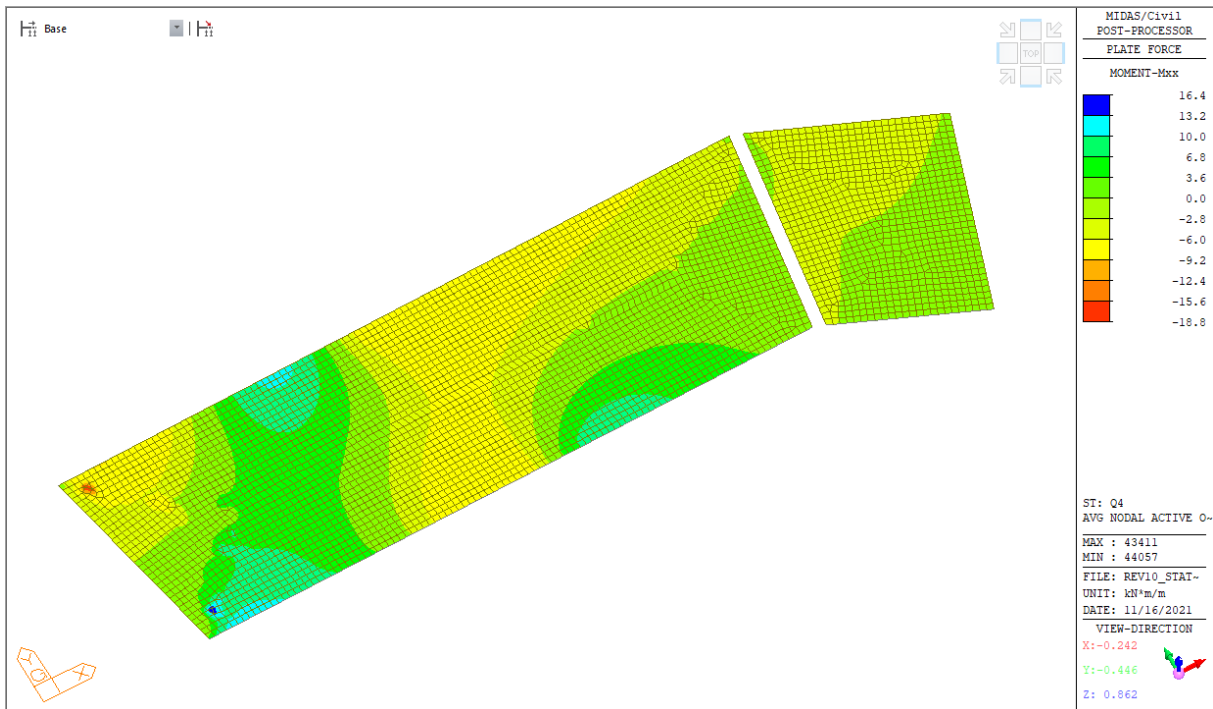
9.1.1.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



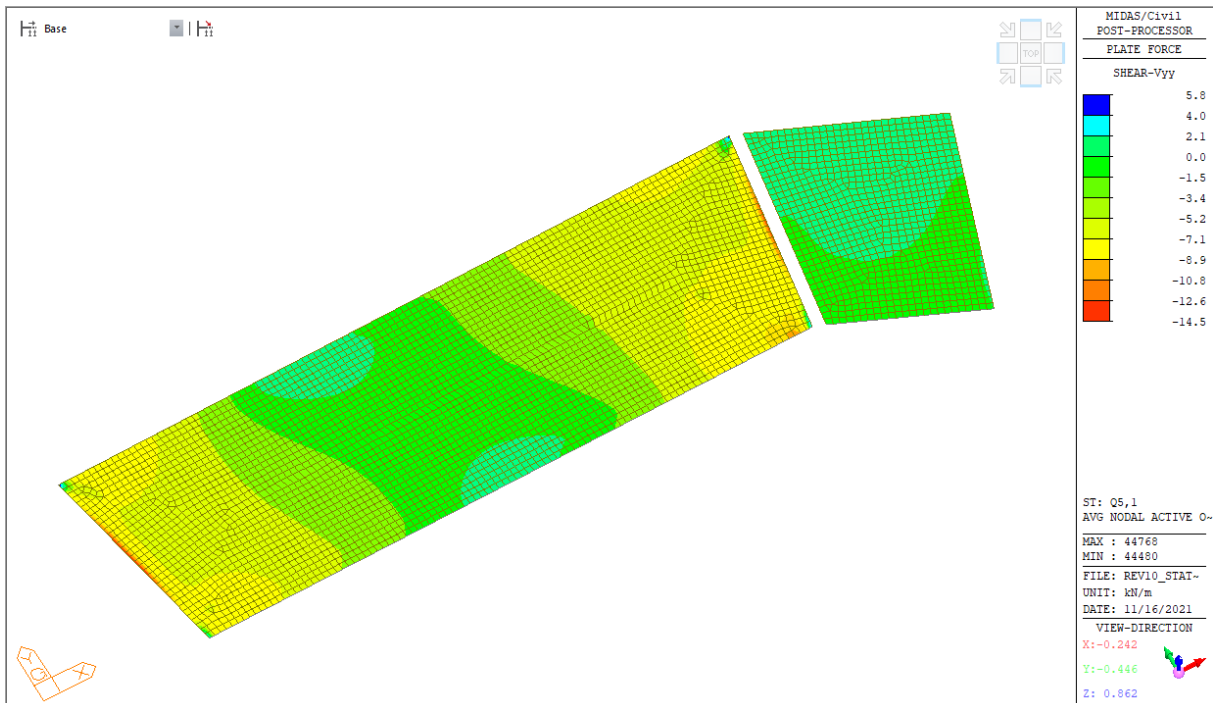
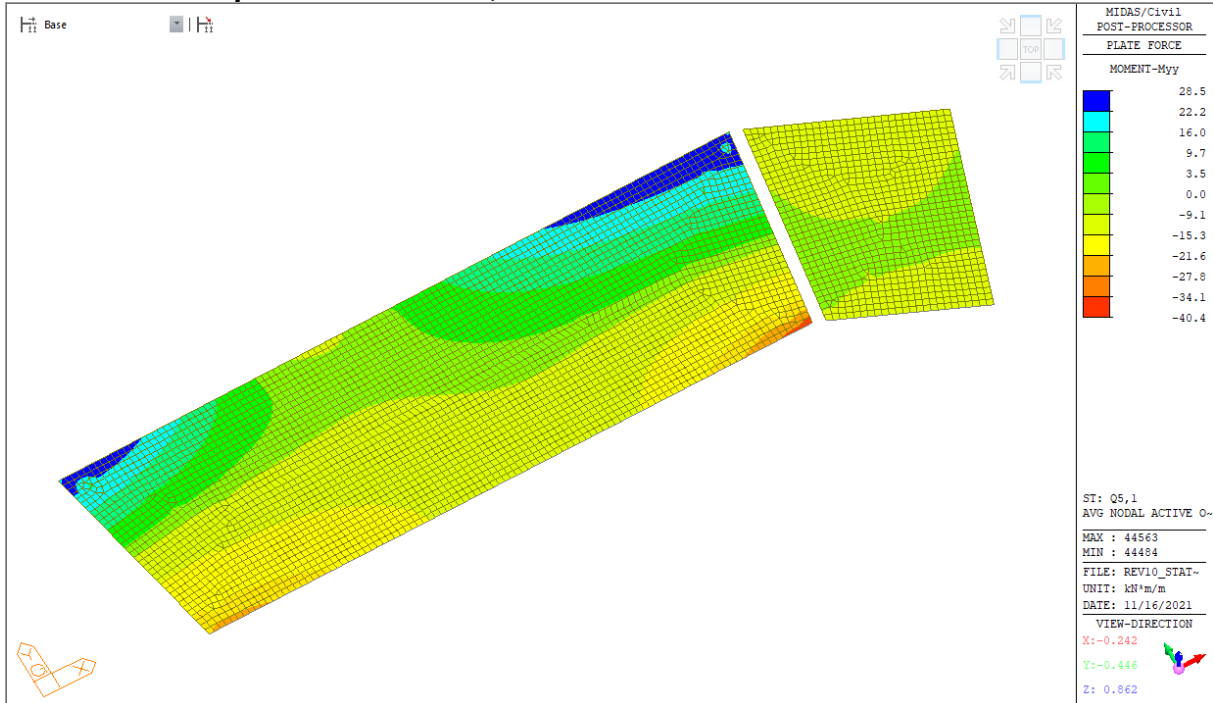


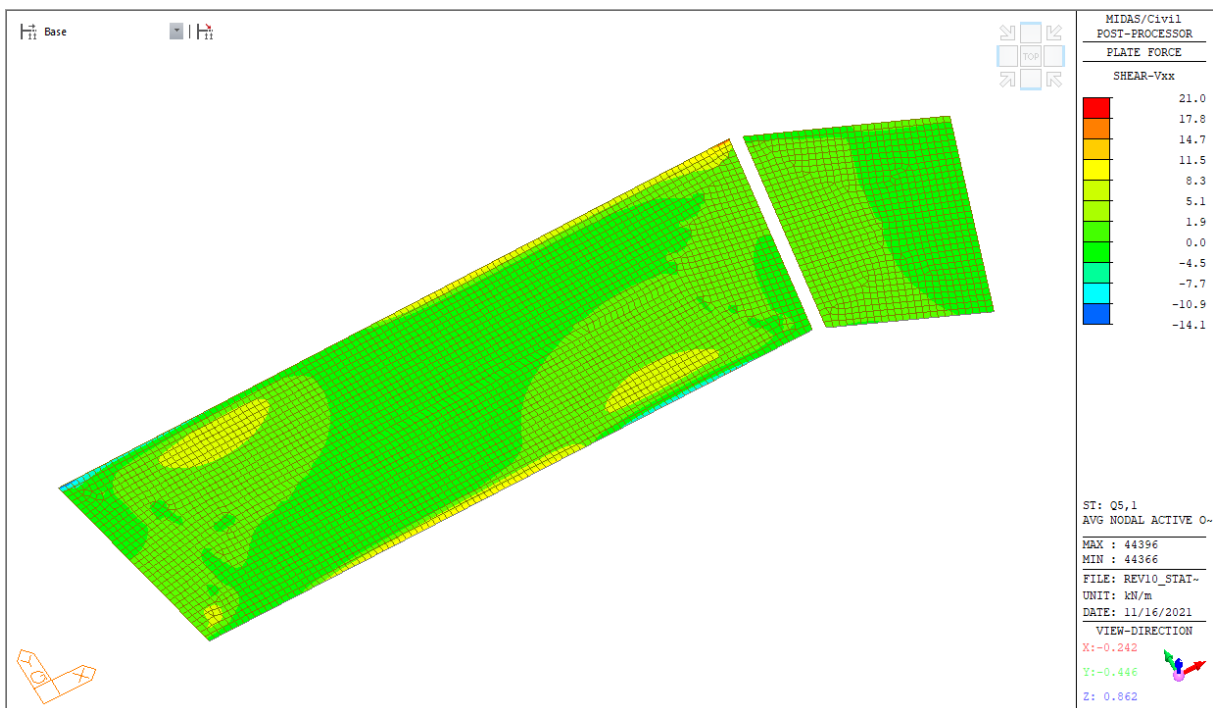
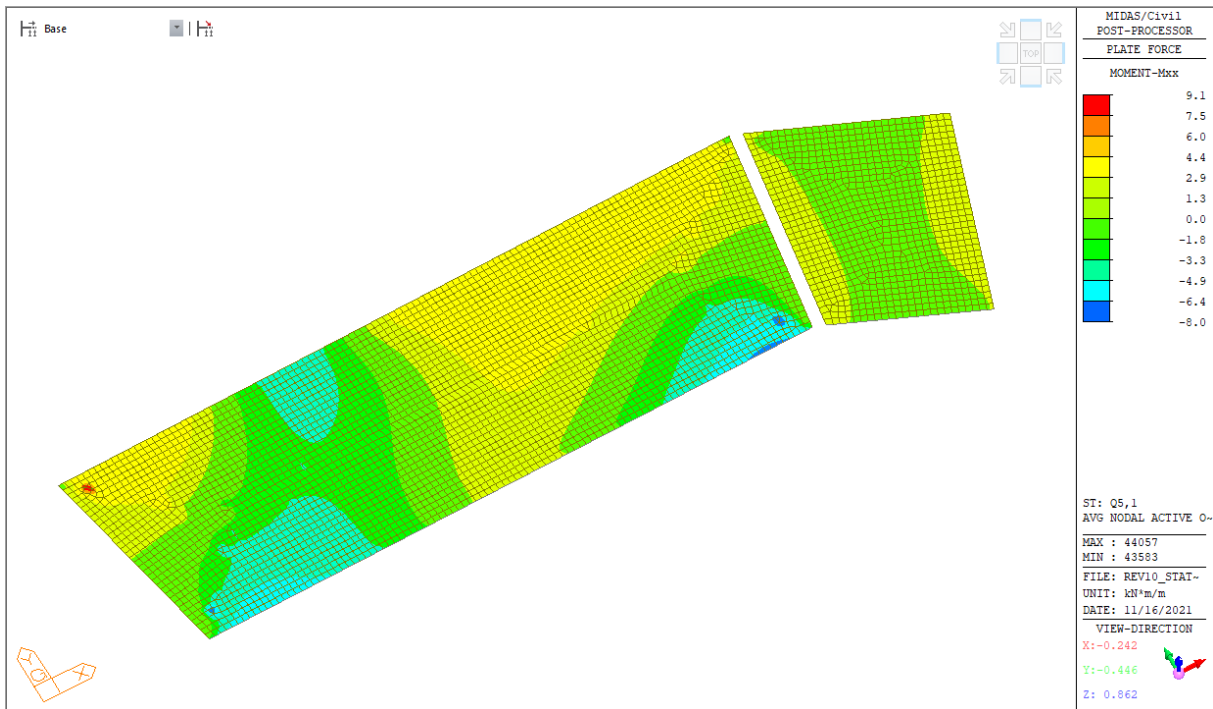
9.1.1.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



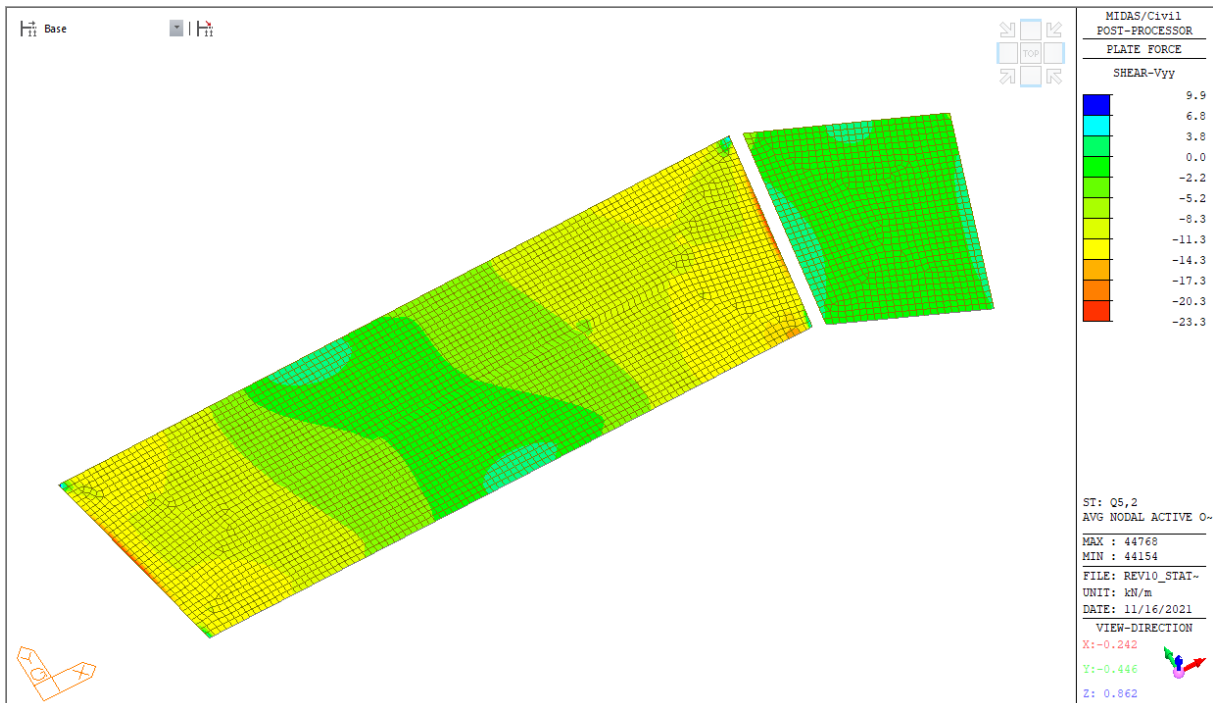
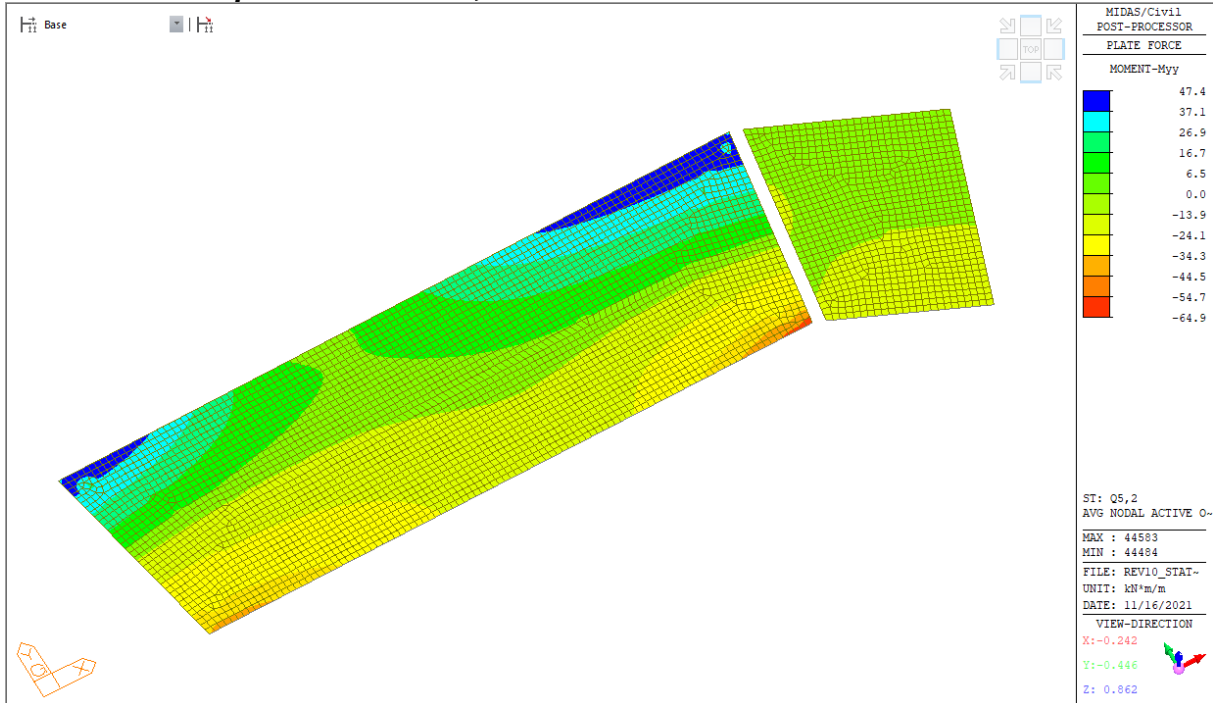


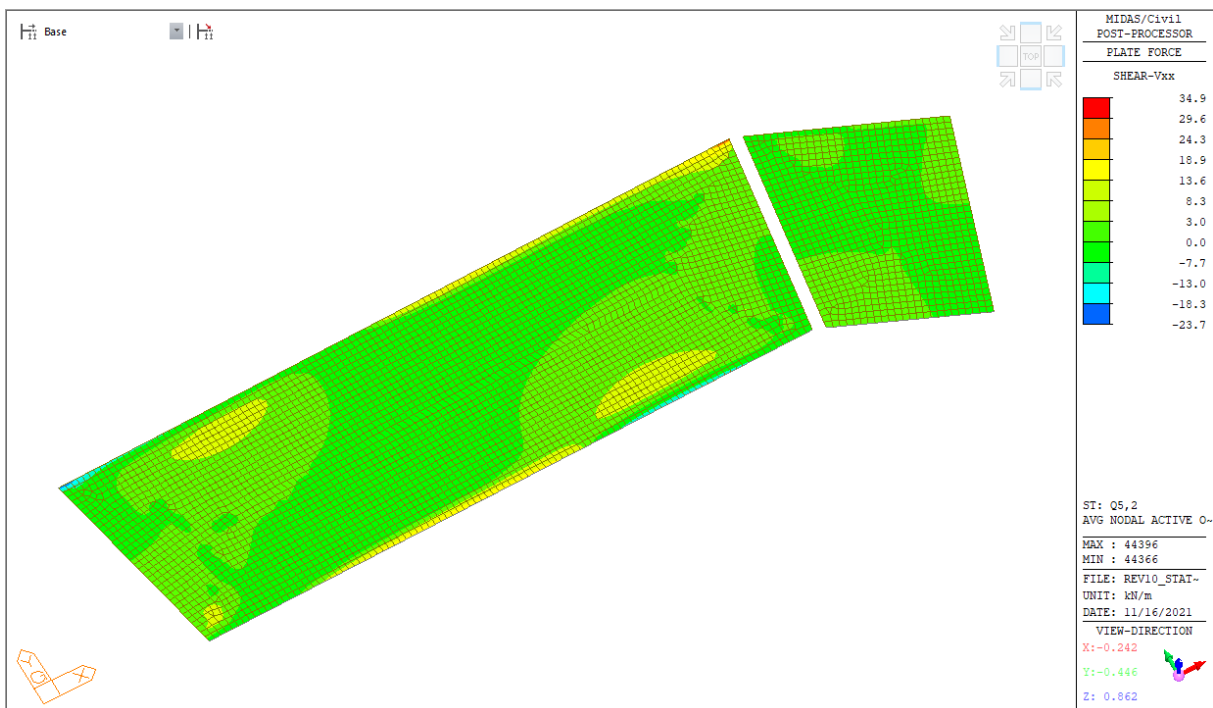
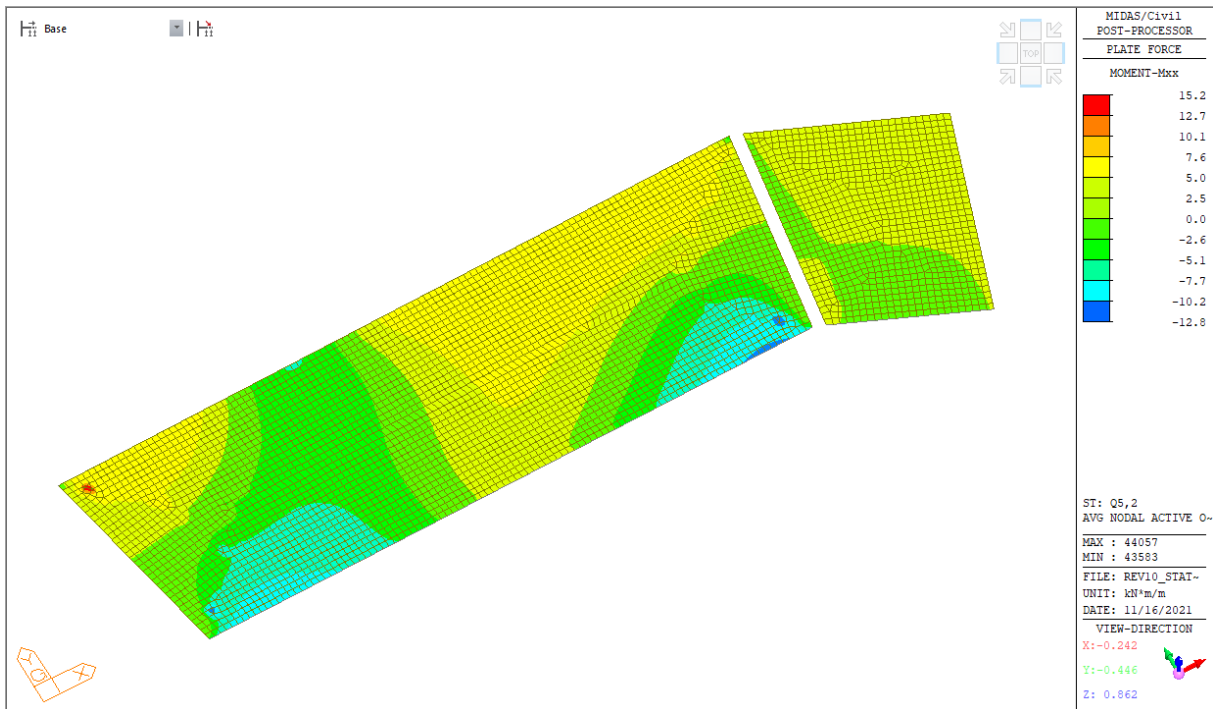
9.1.1.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



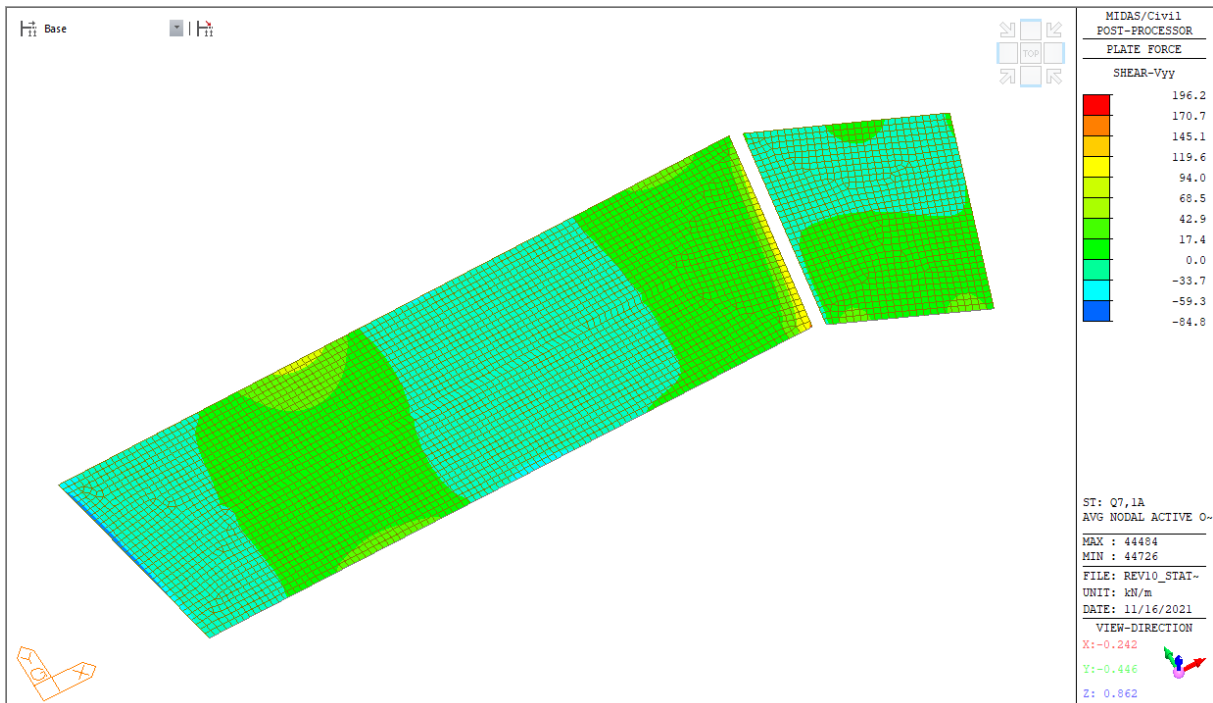
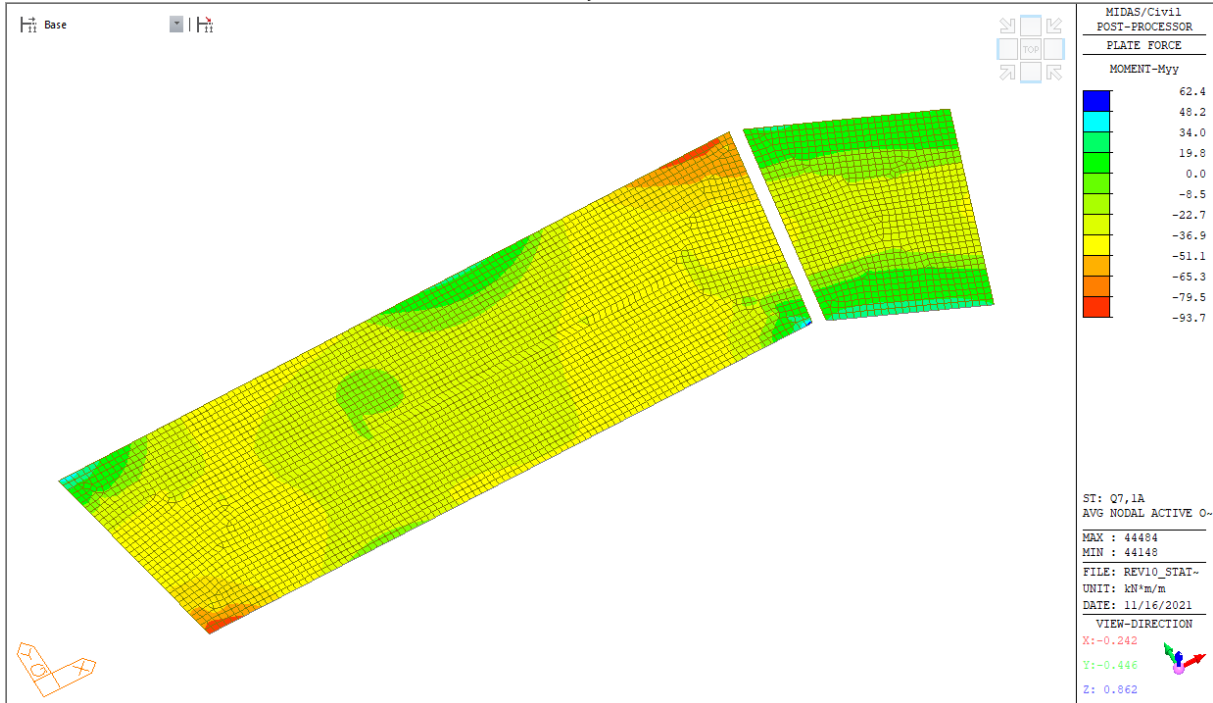


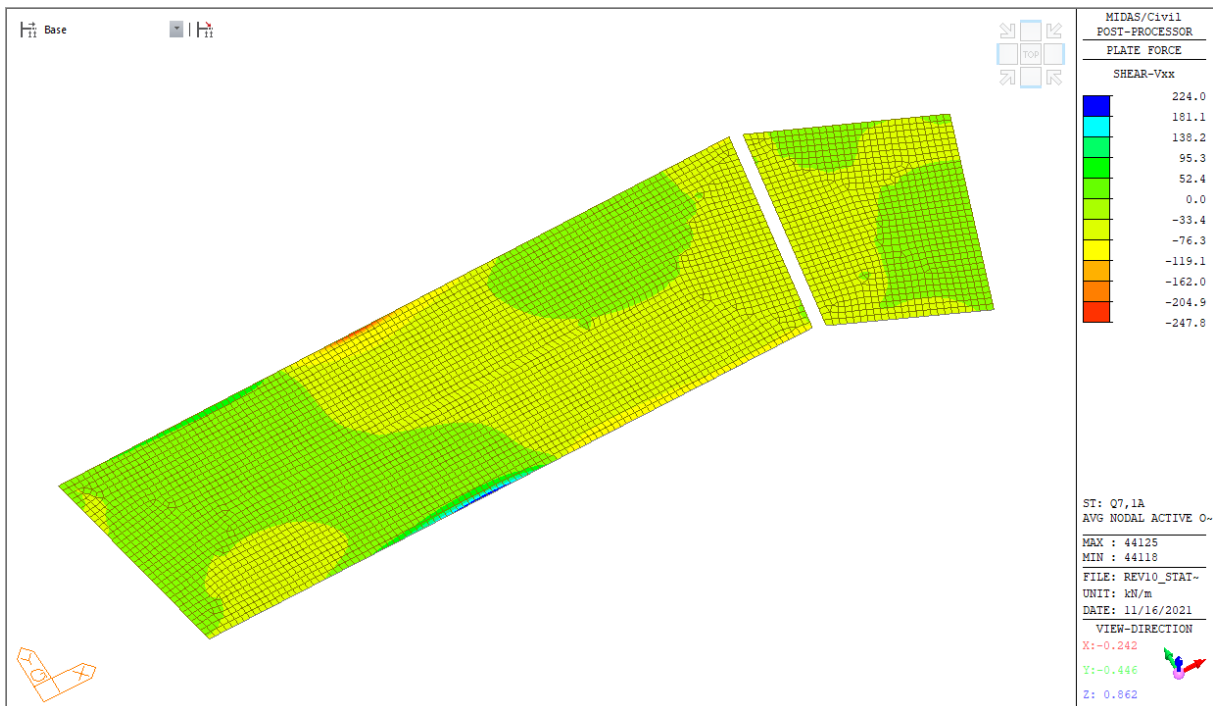
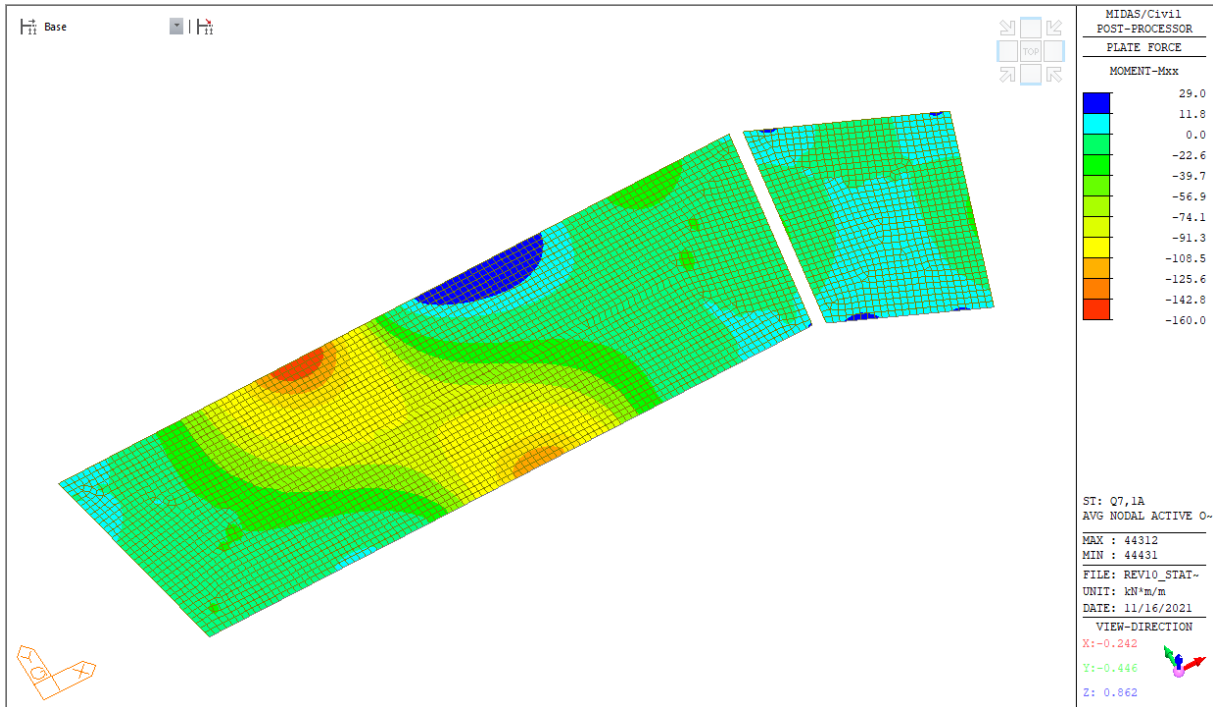
9.1.1.8 Vento a ponte carico - Q5,2



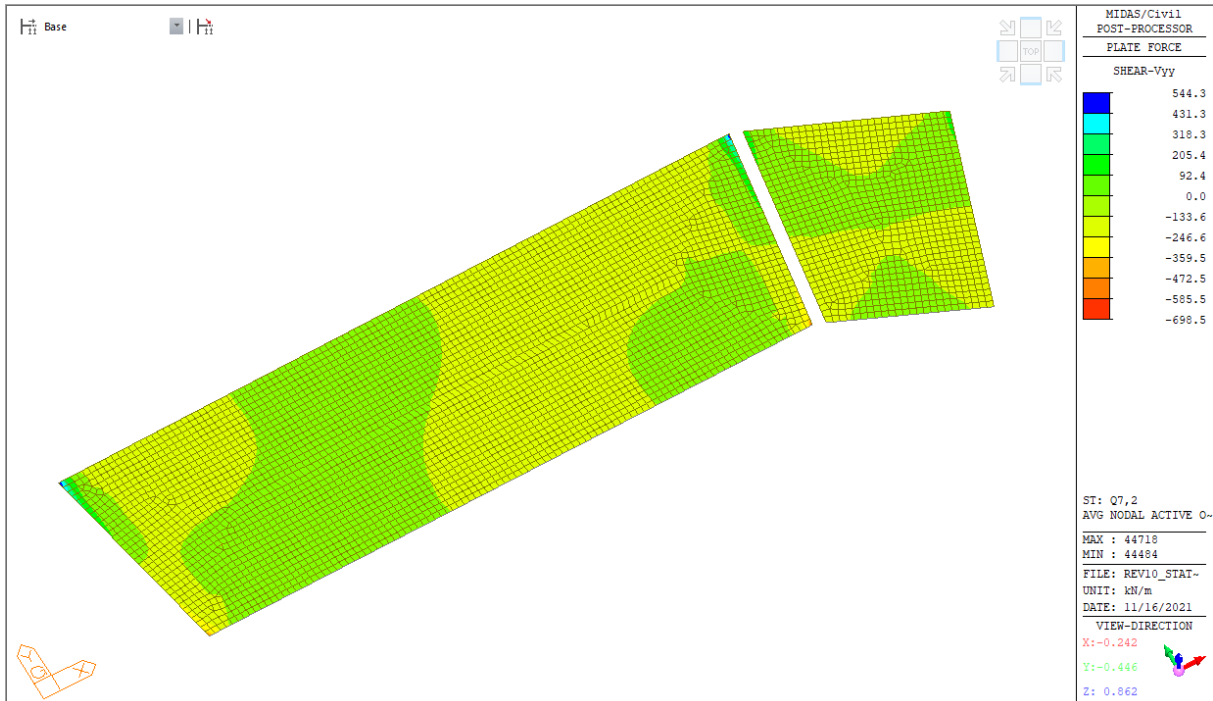
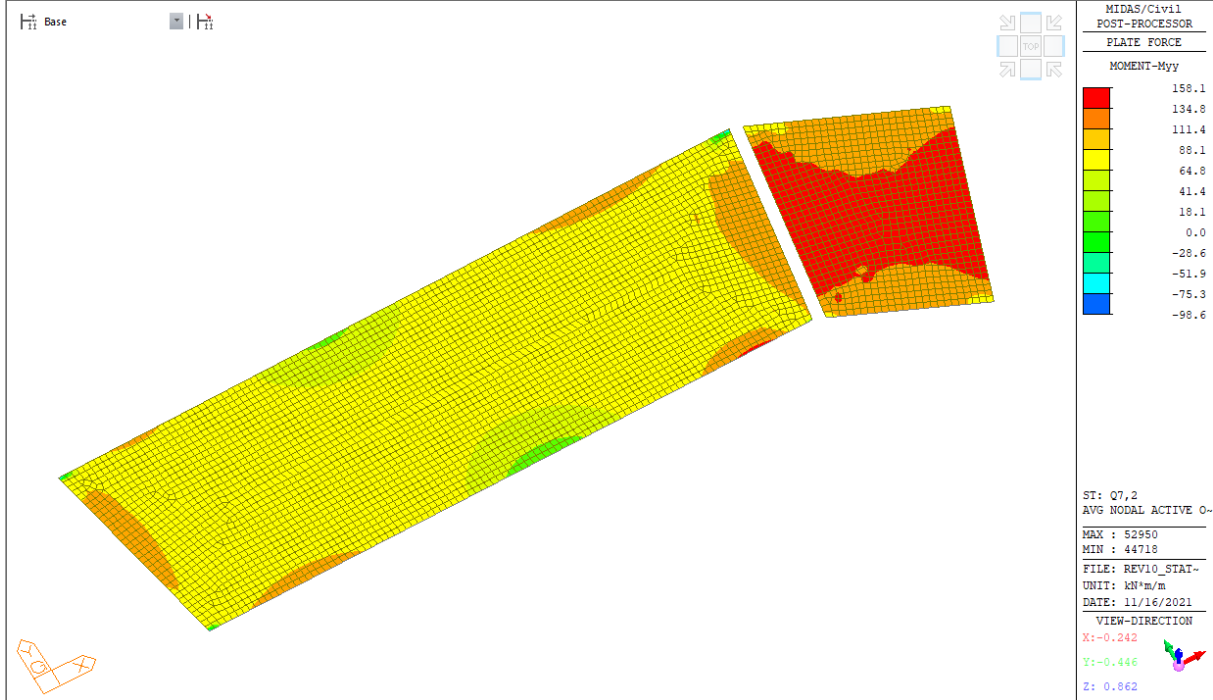


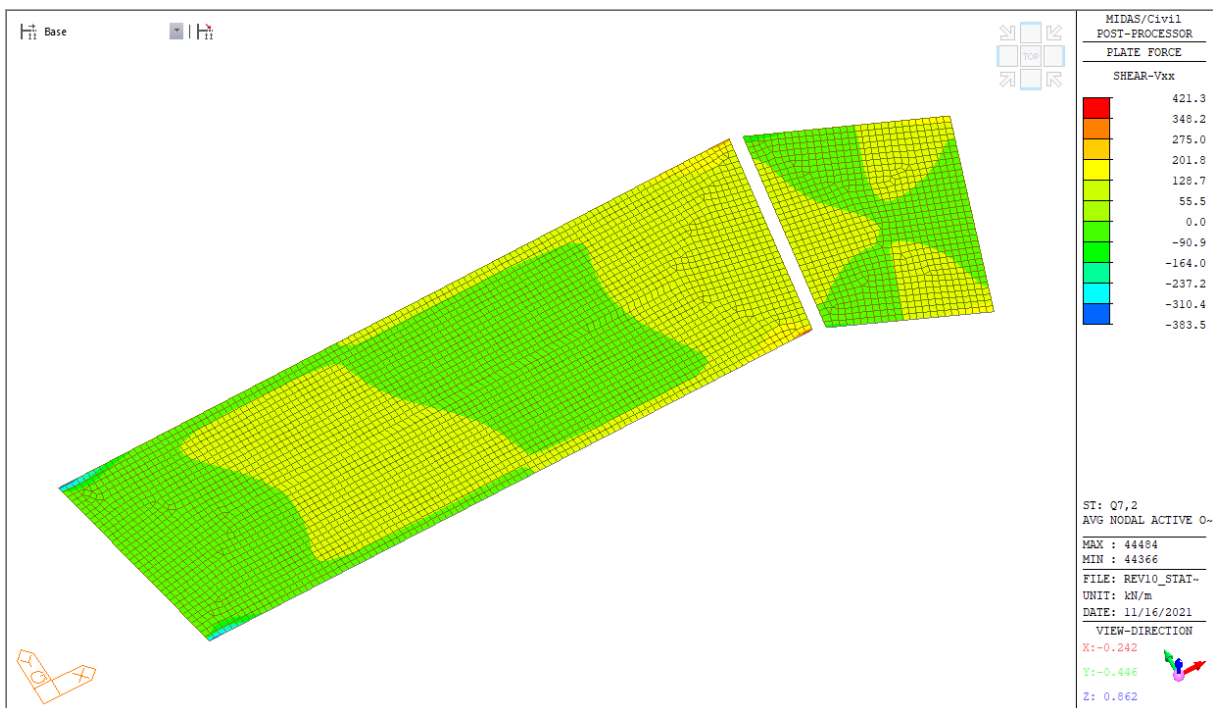
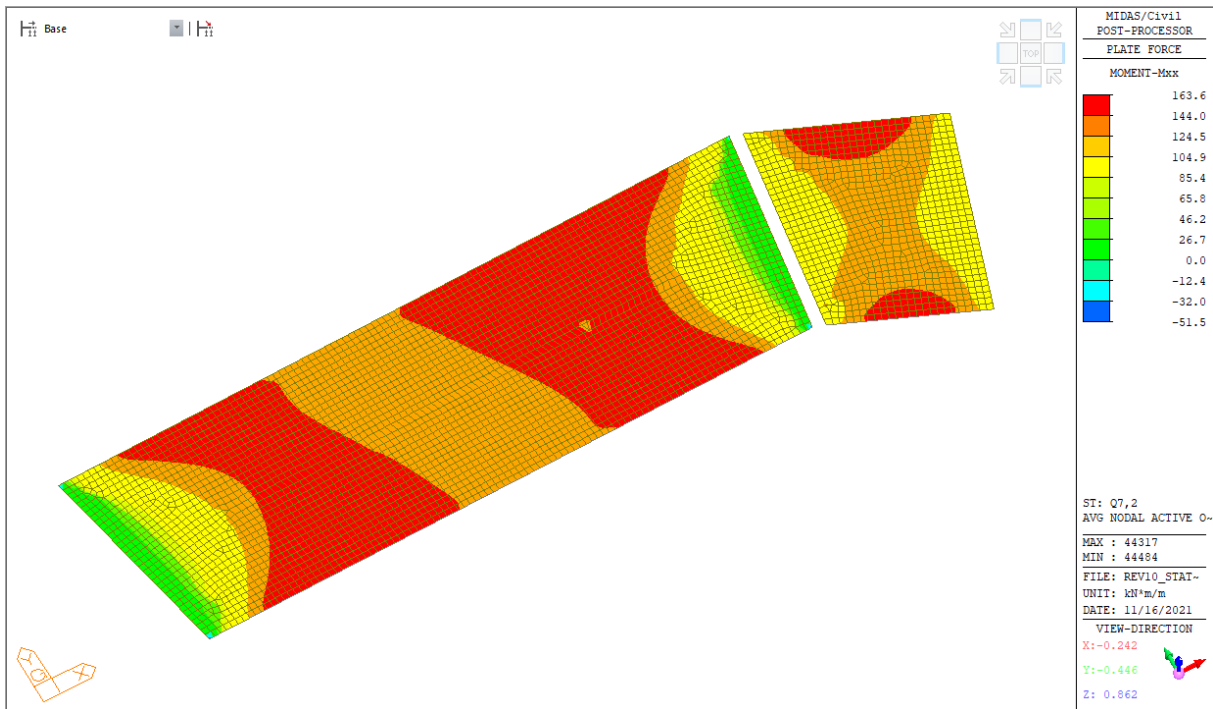
9.1.1.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



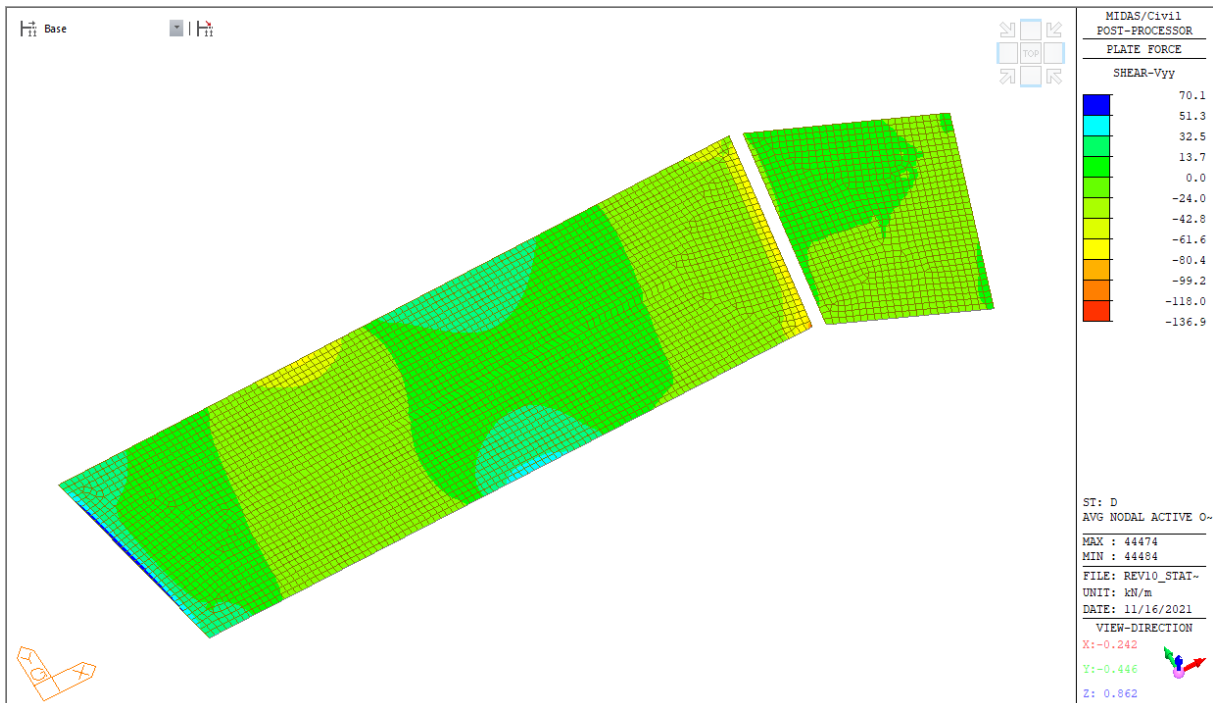
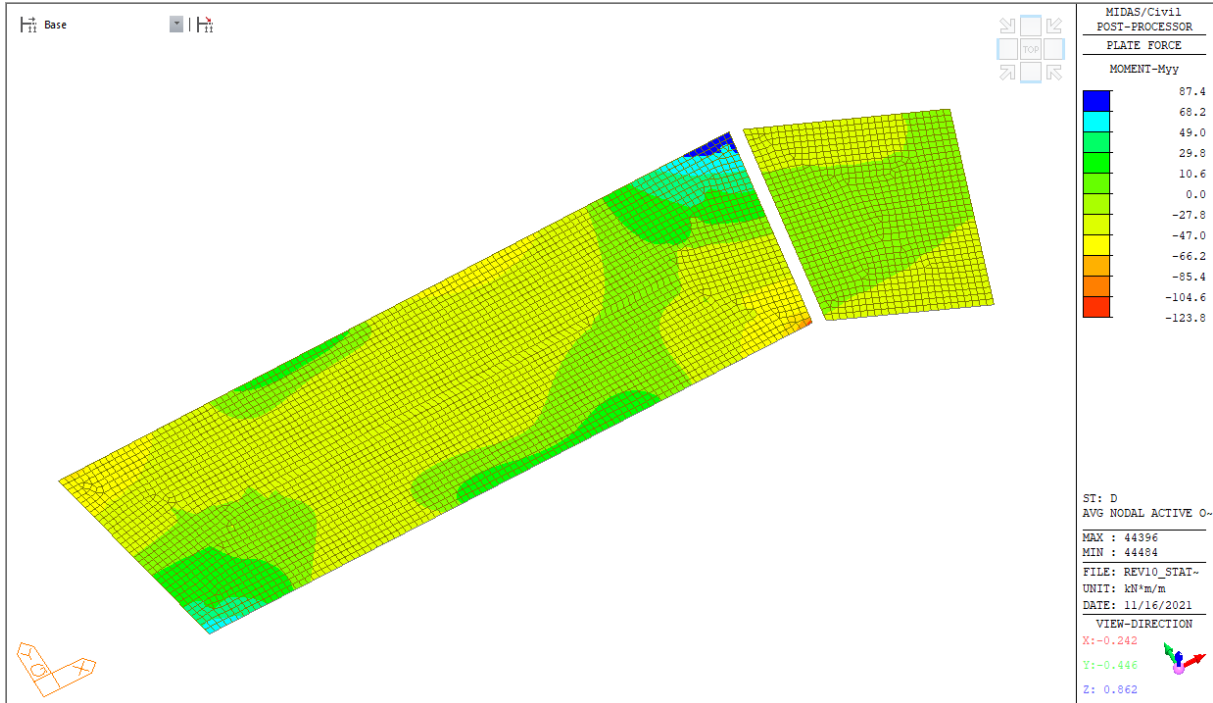


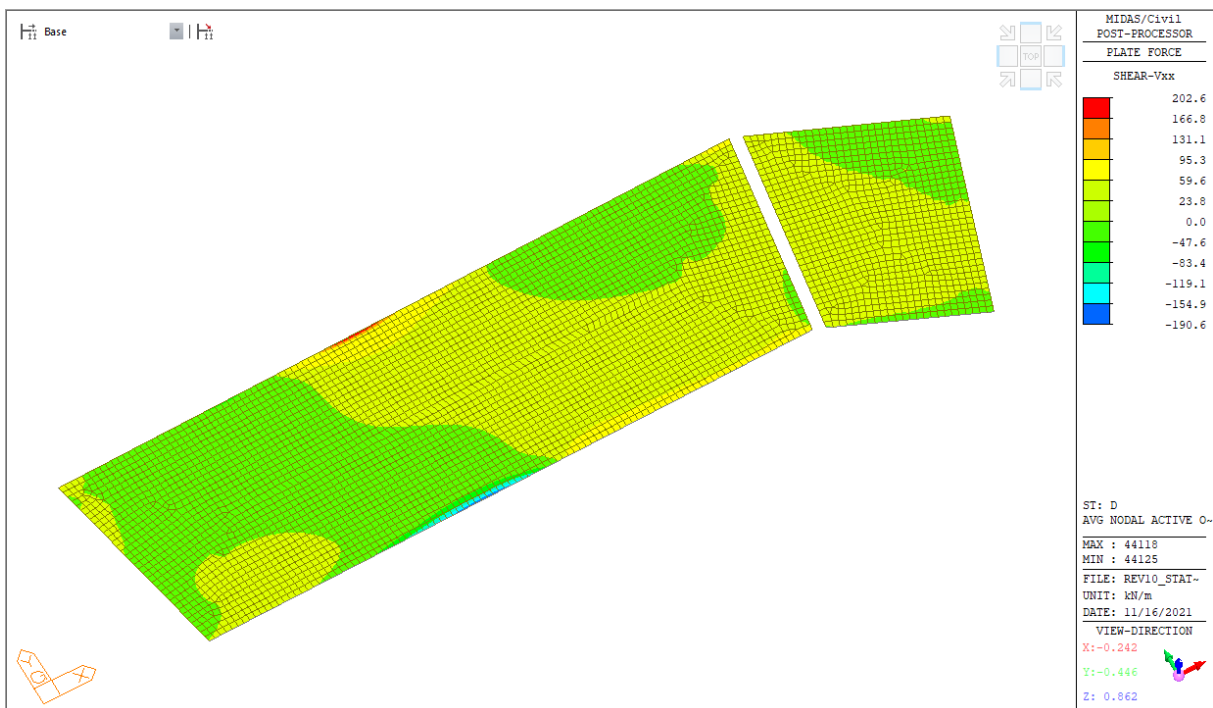
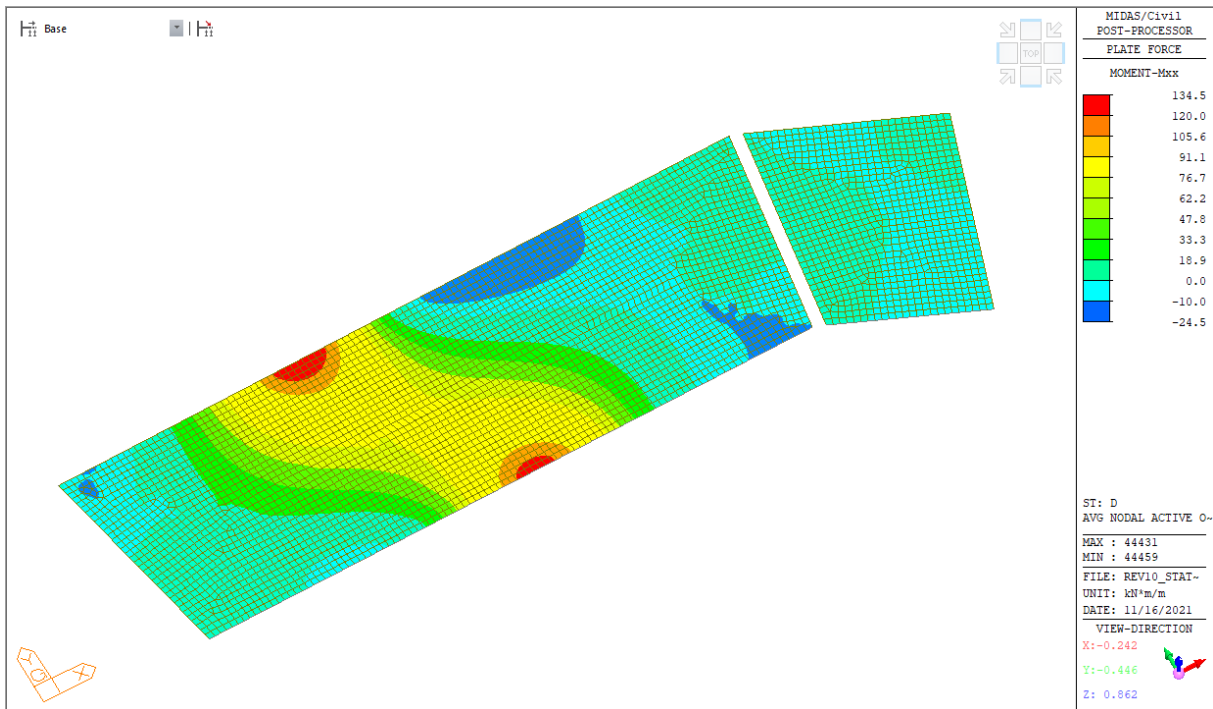
9.1.1.10 *Variazione termica lineare - Q7,2*



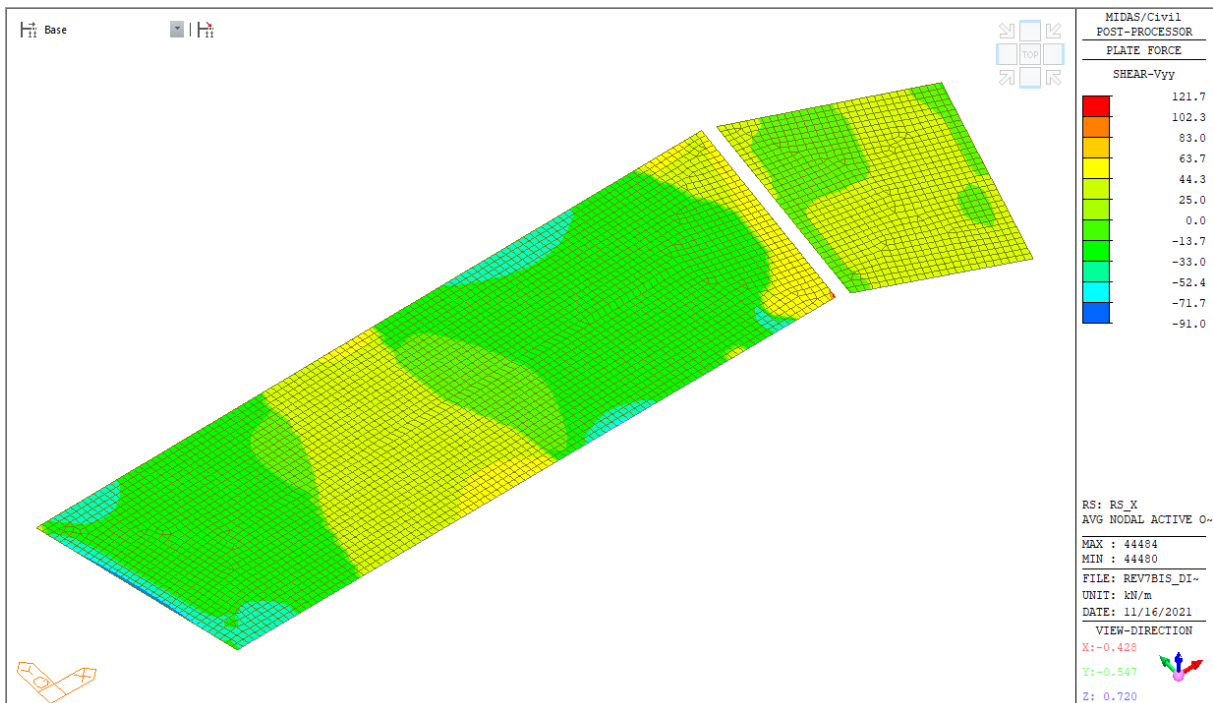
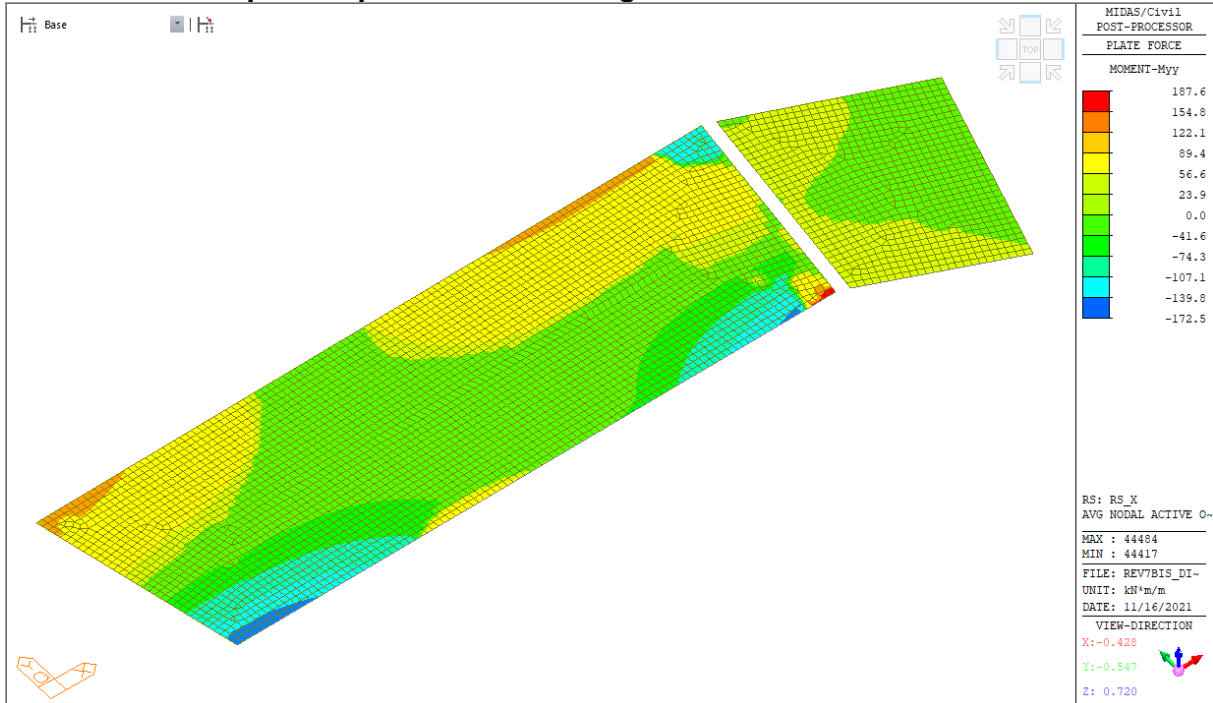


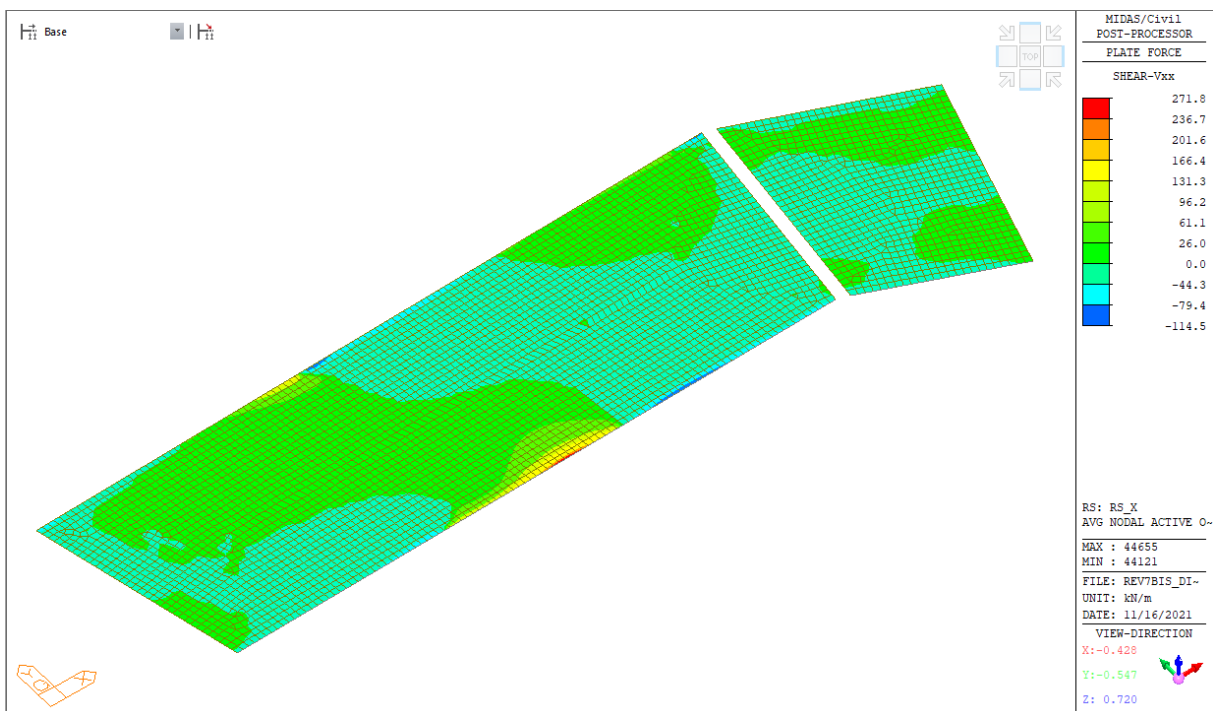
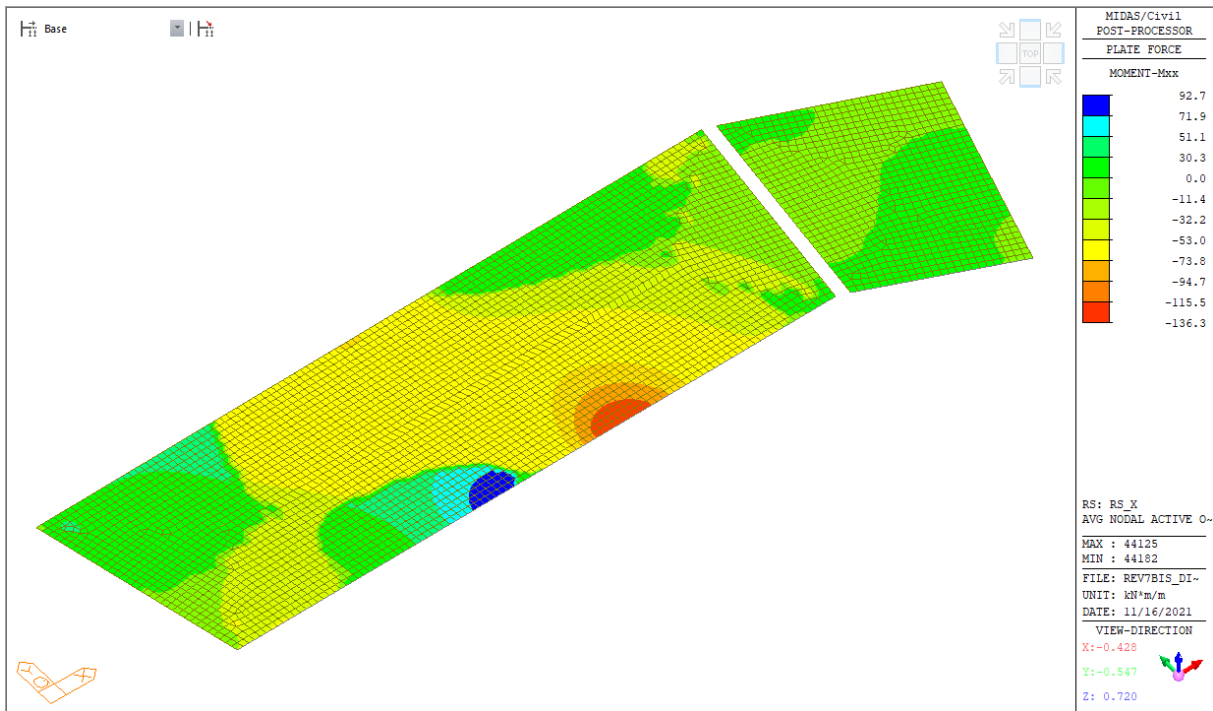
9.1.1.11 Ritiro del calcestruzzo - D



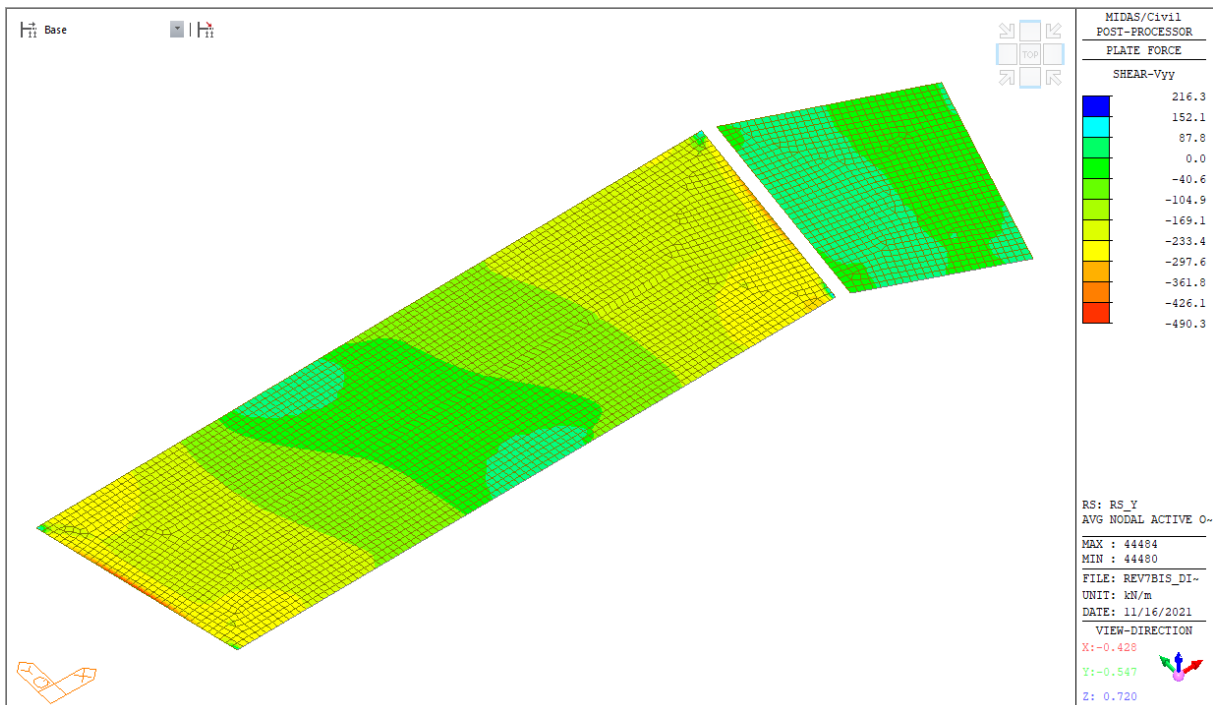
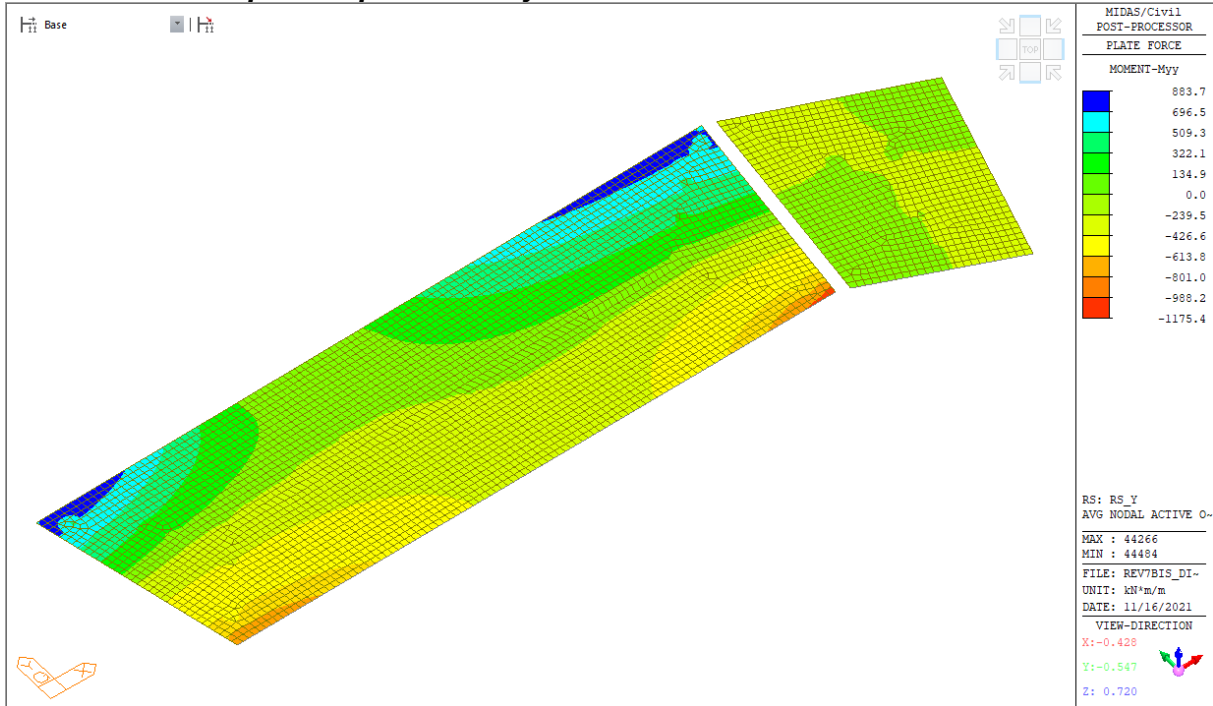


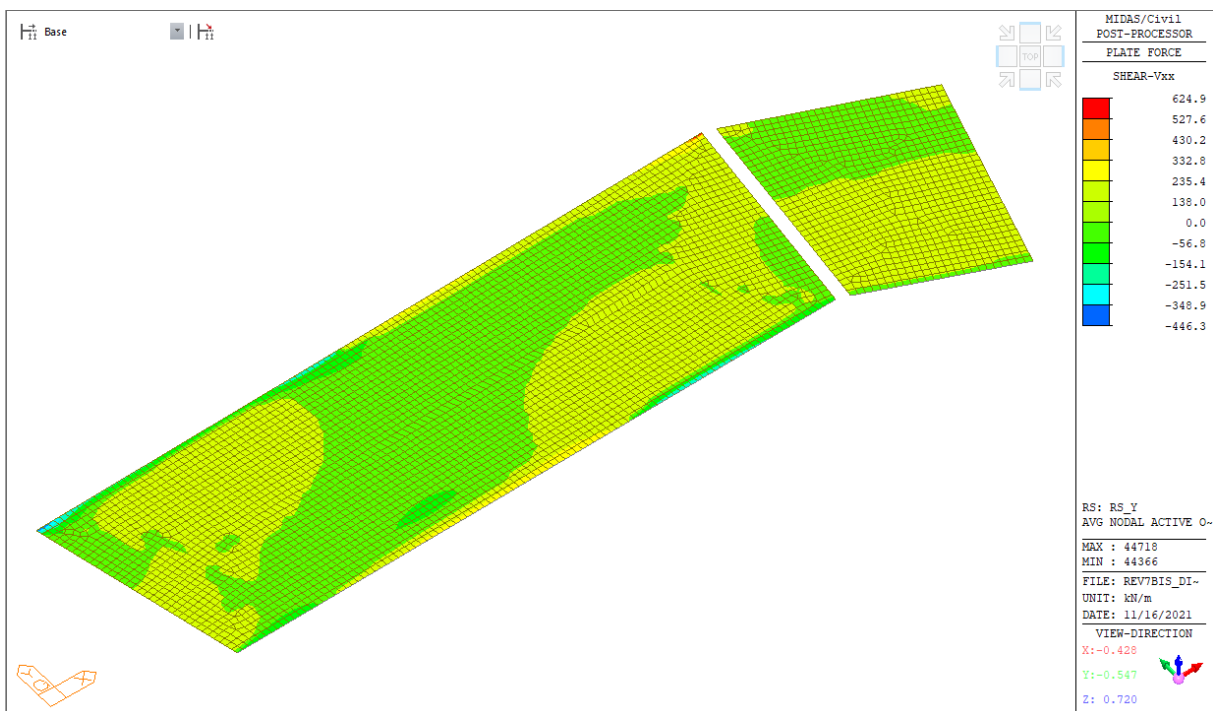
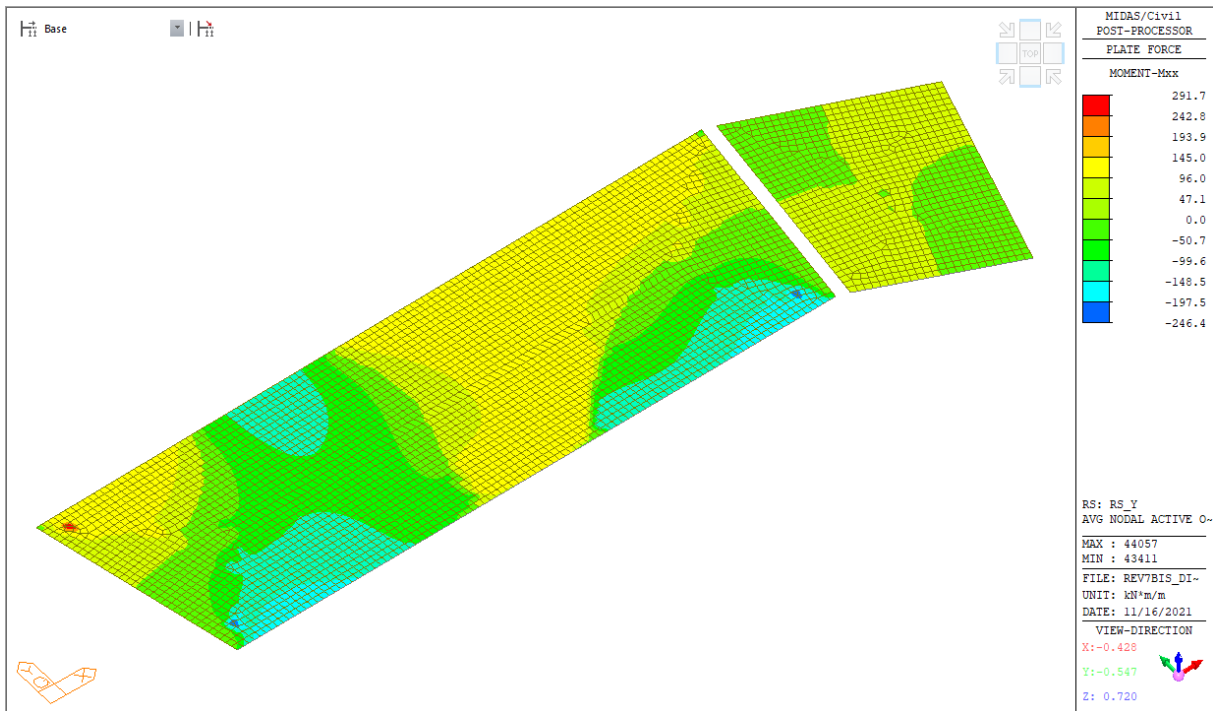
9.1.1.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale



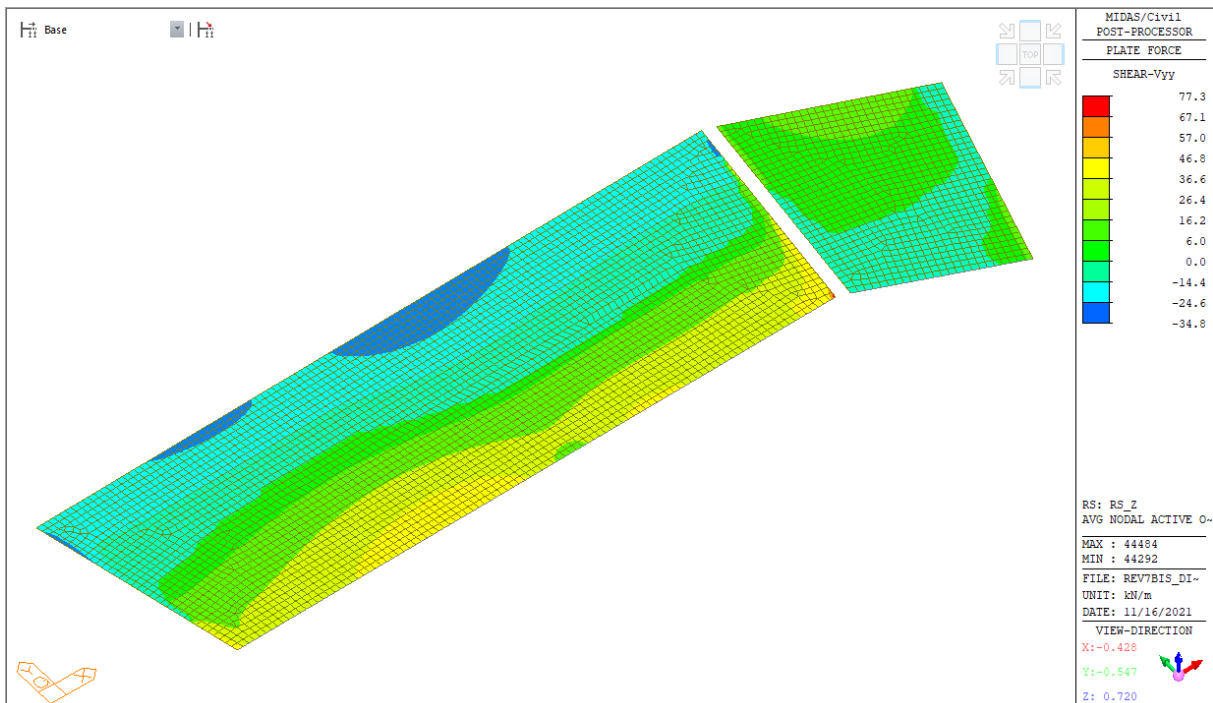
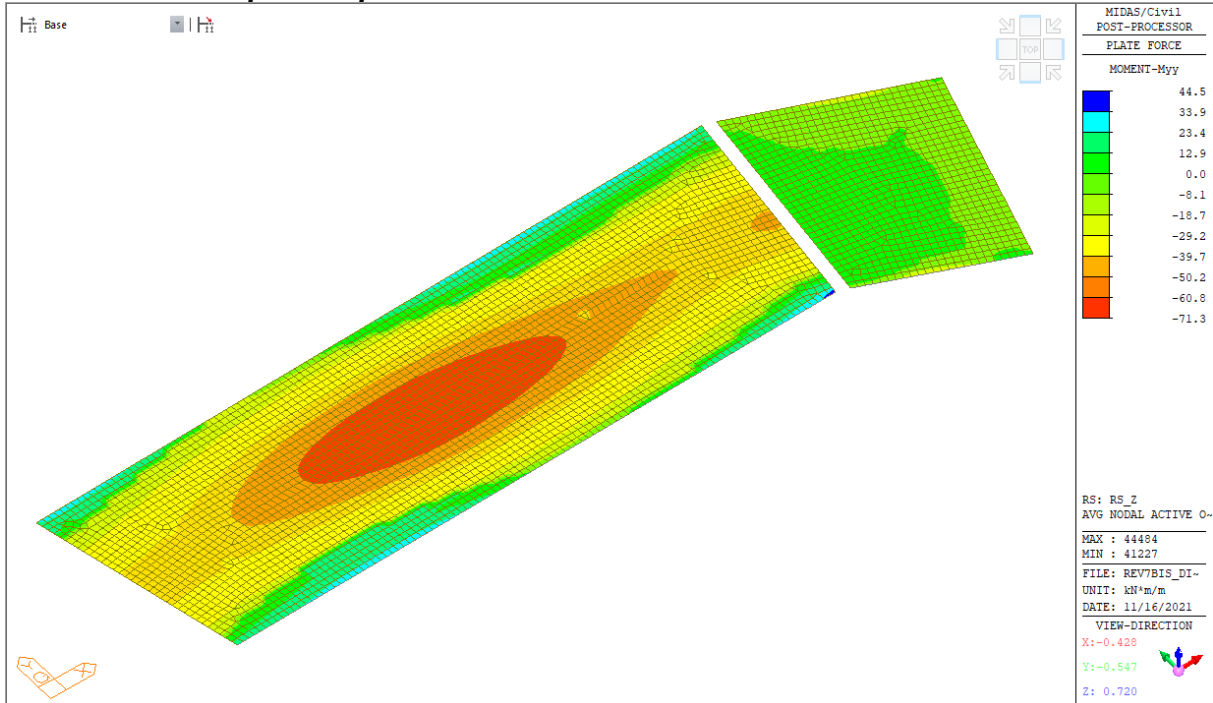


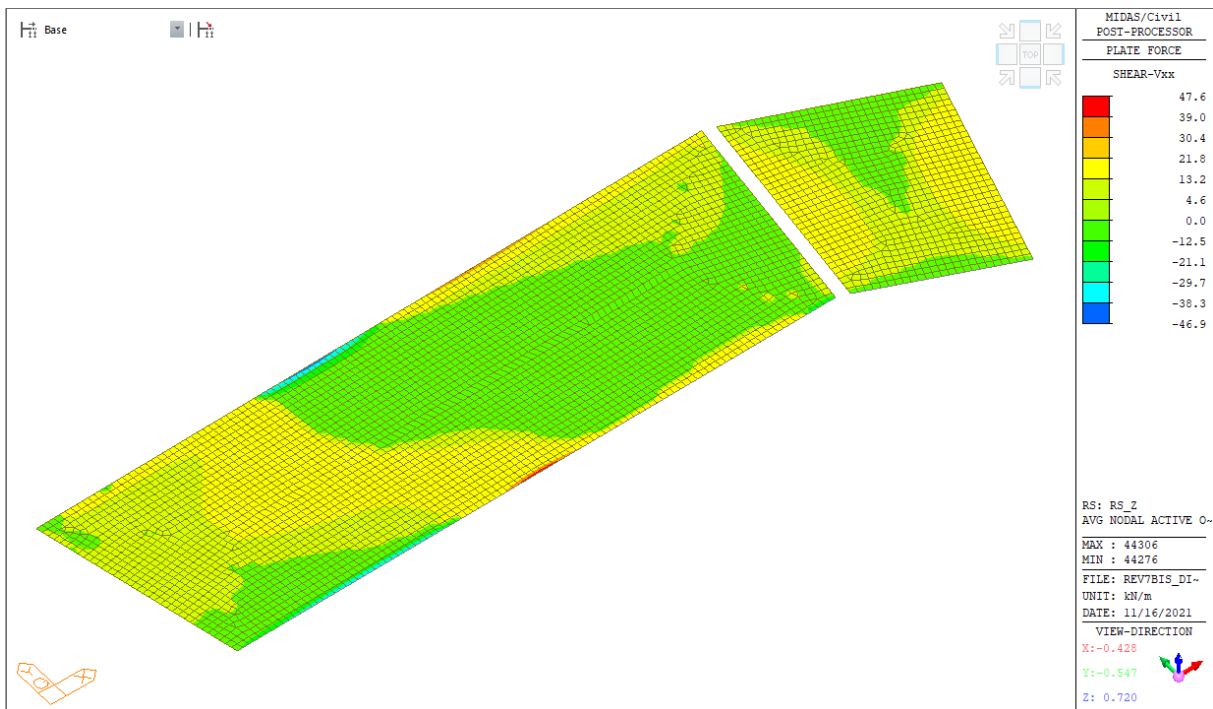
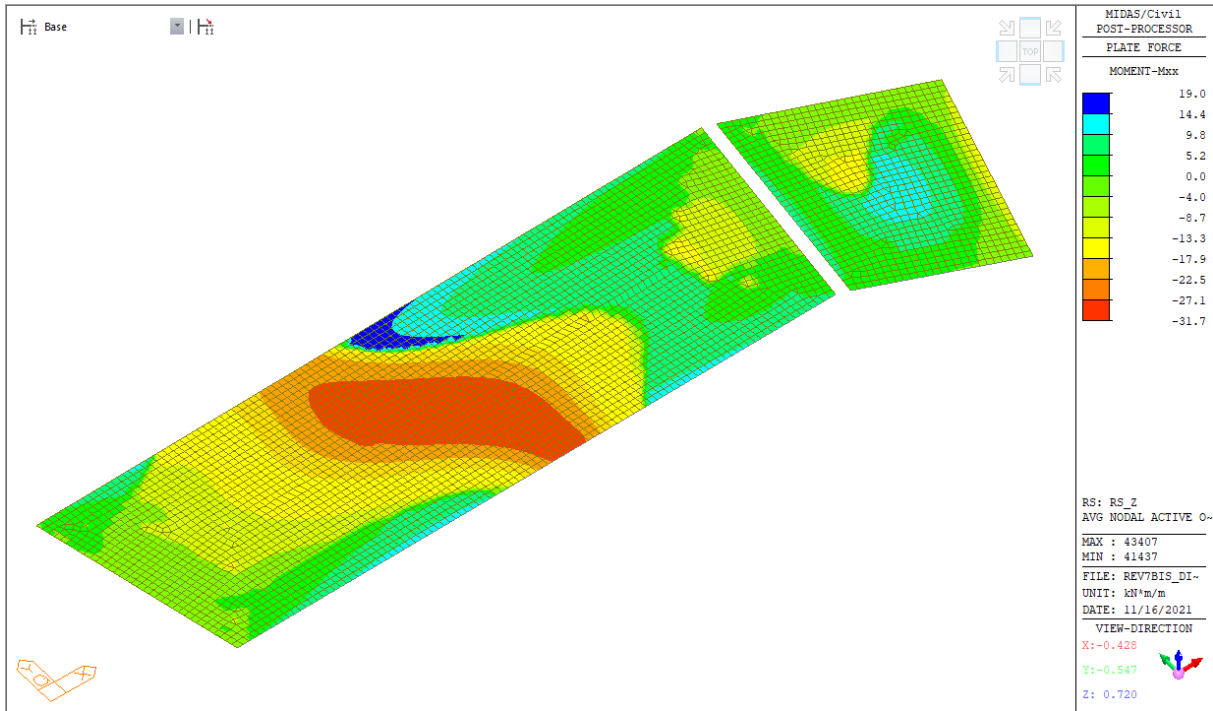
9.1.1.13 Response spectrum - Ry - Trasversale



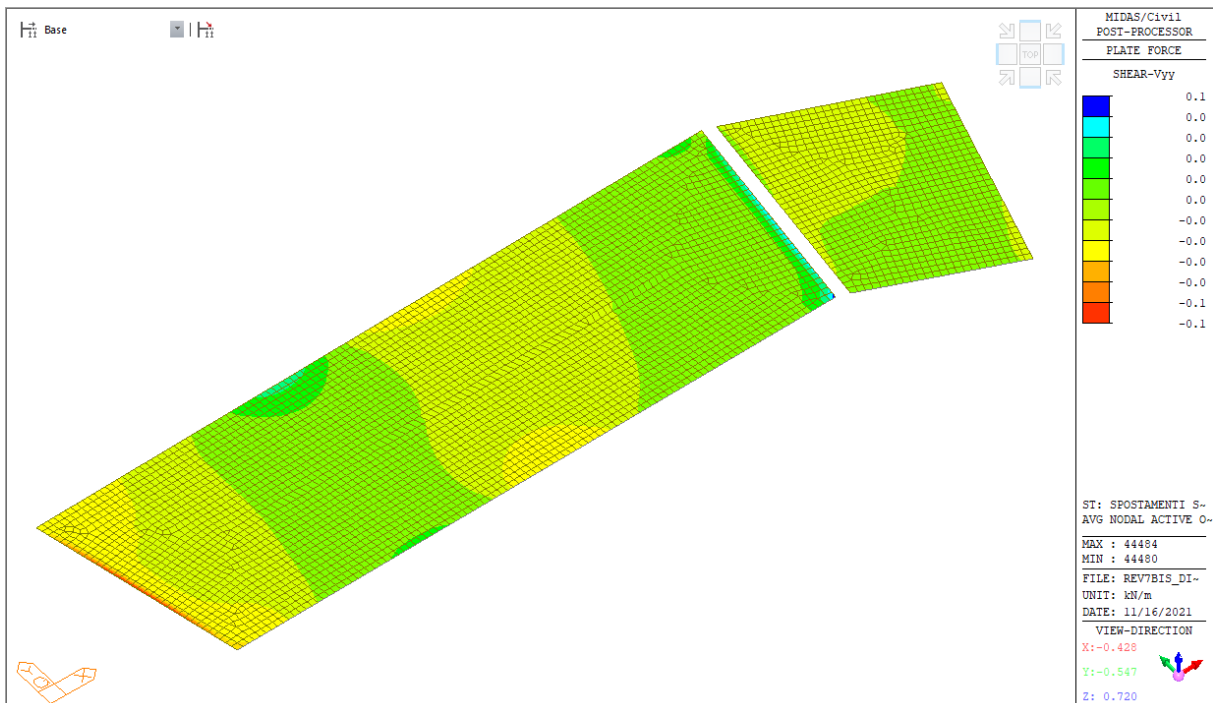
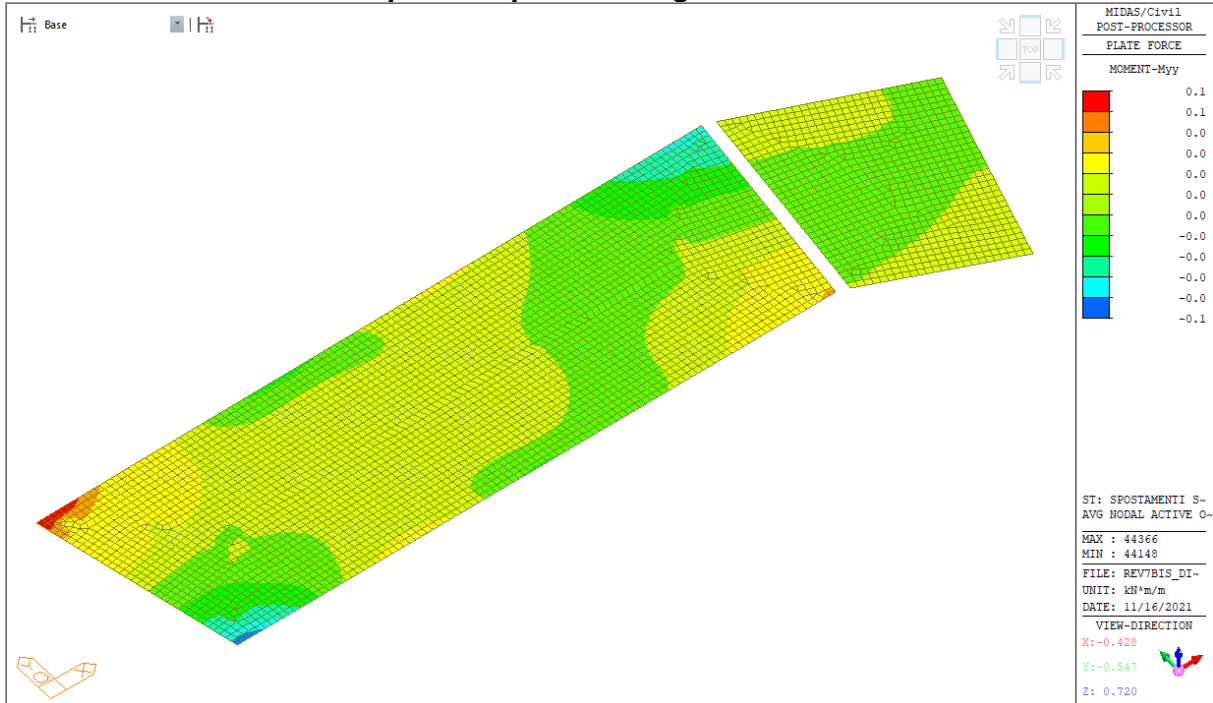


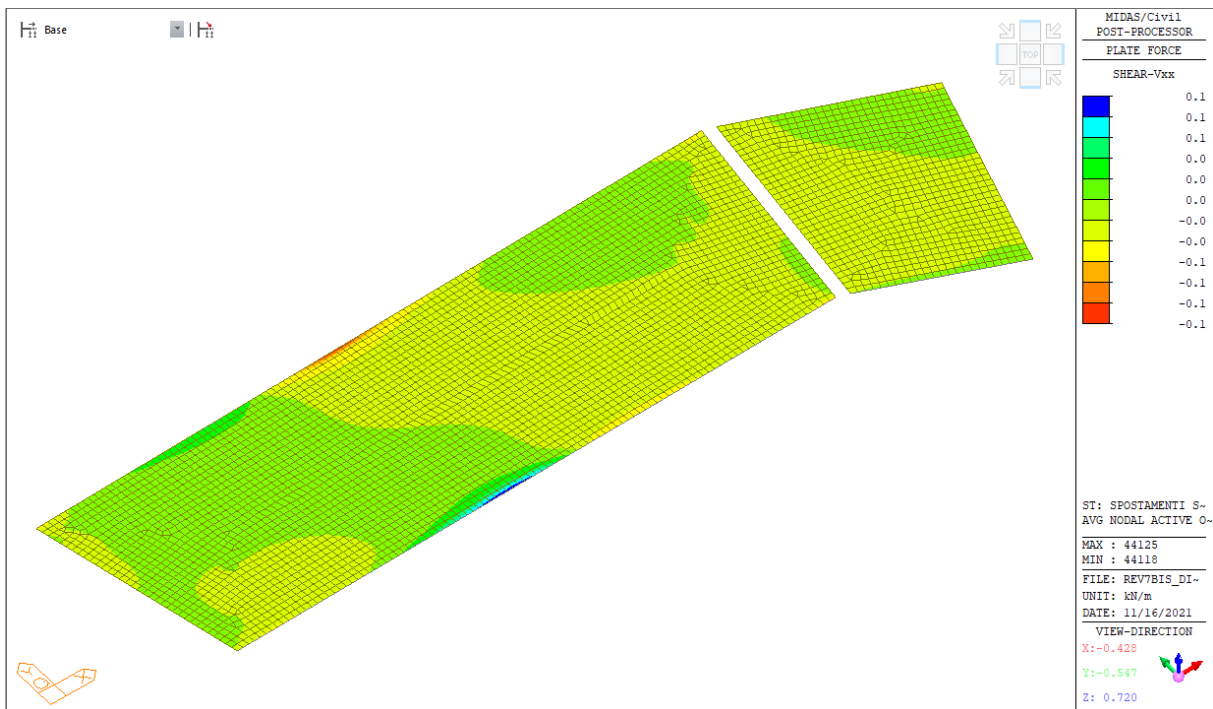
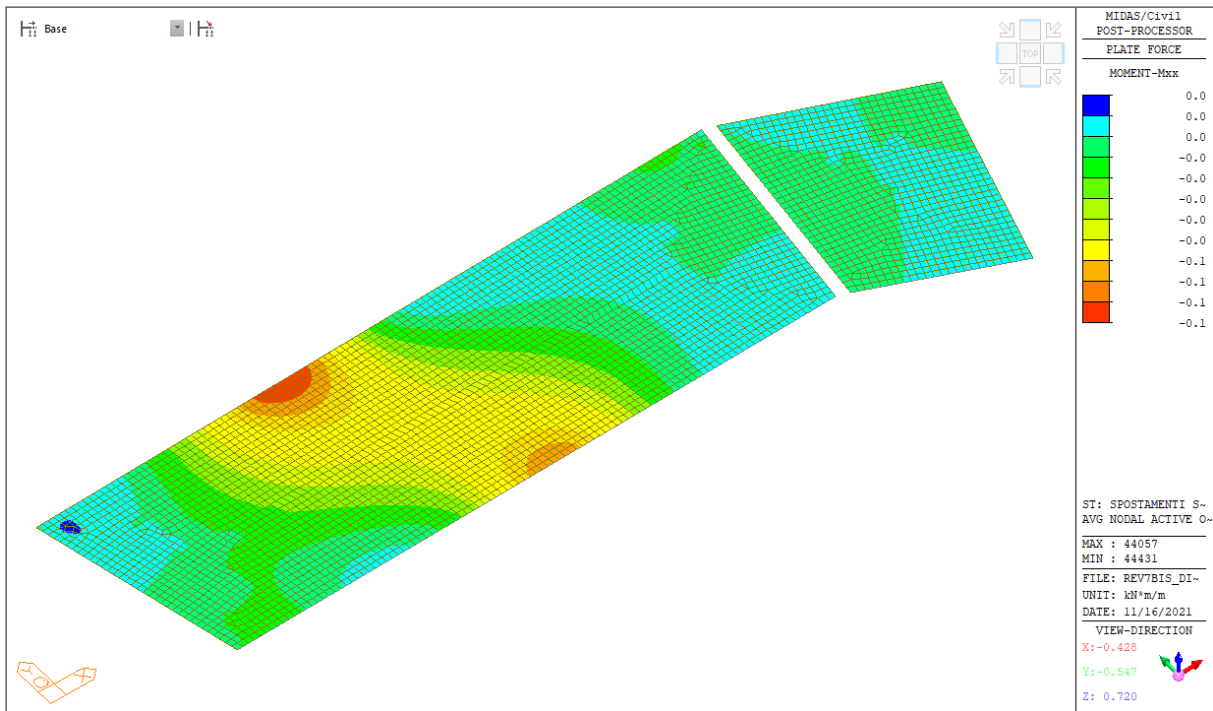
9.1.1.14 Response spectrum - Rz - Verticale



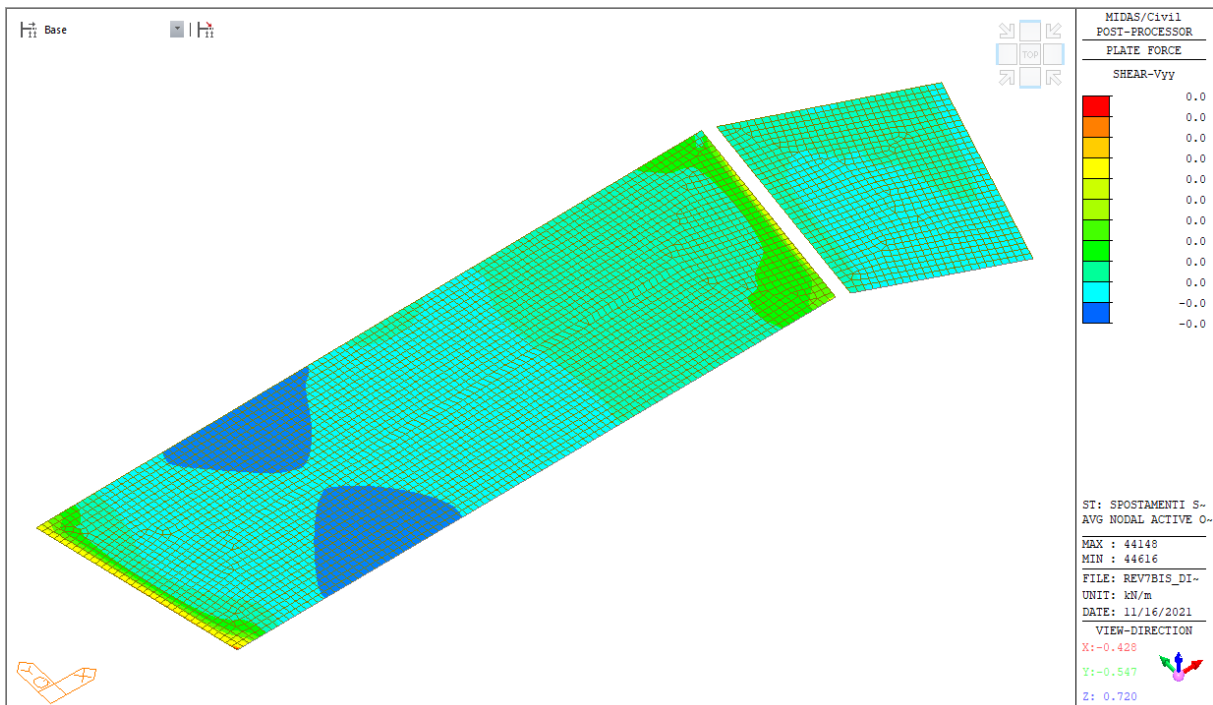
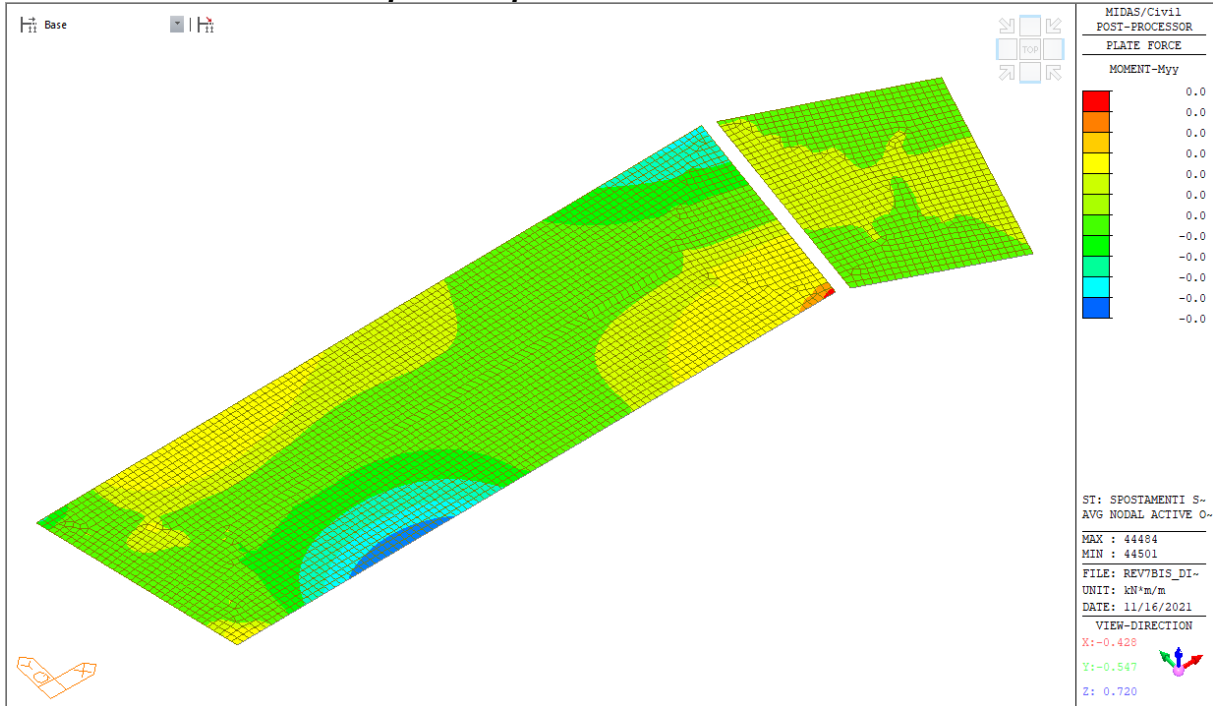


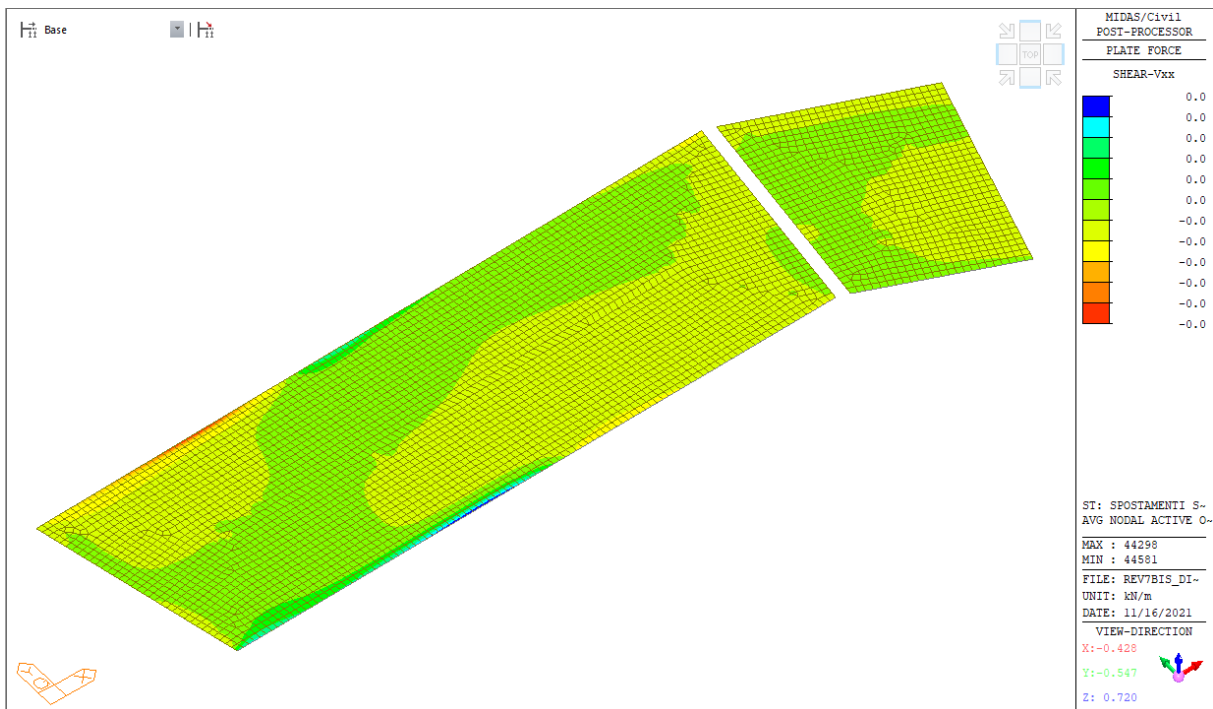
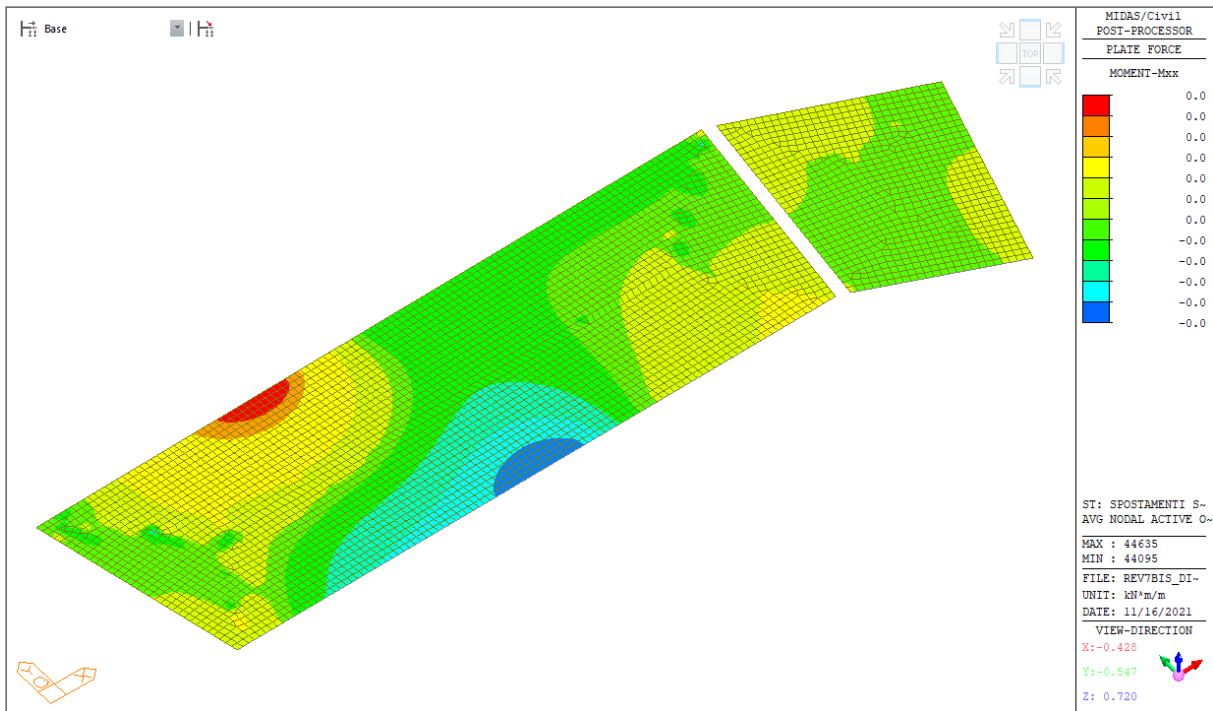
9.1.1.15 Cedimento impresso Sp1 - X - Longitudinale



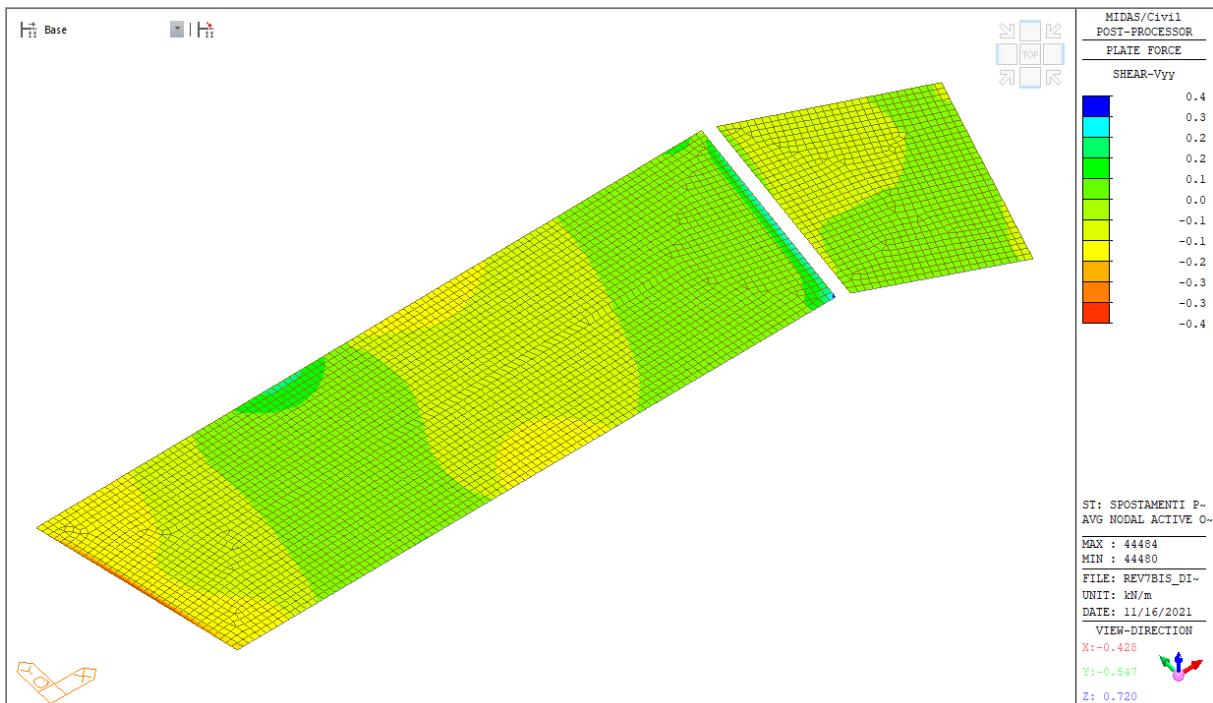
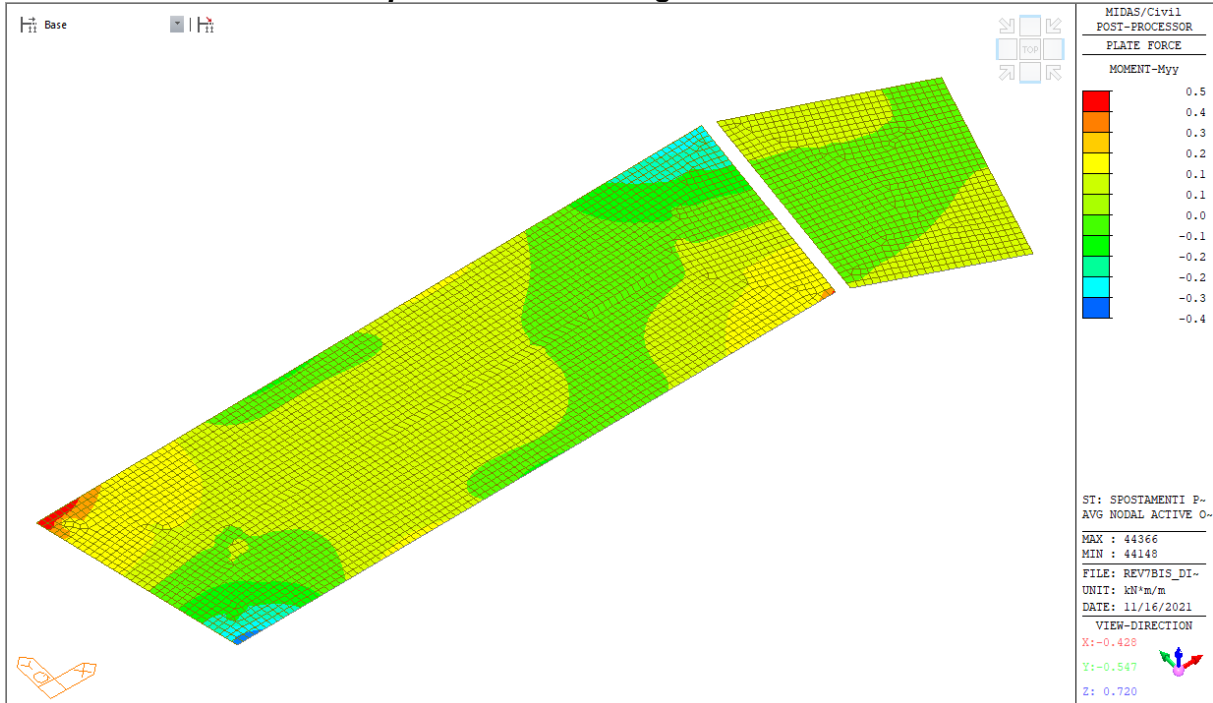


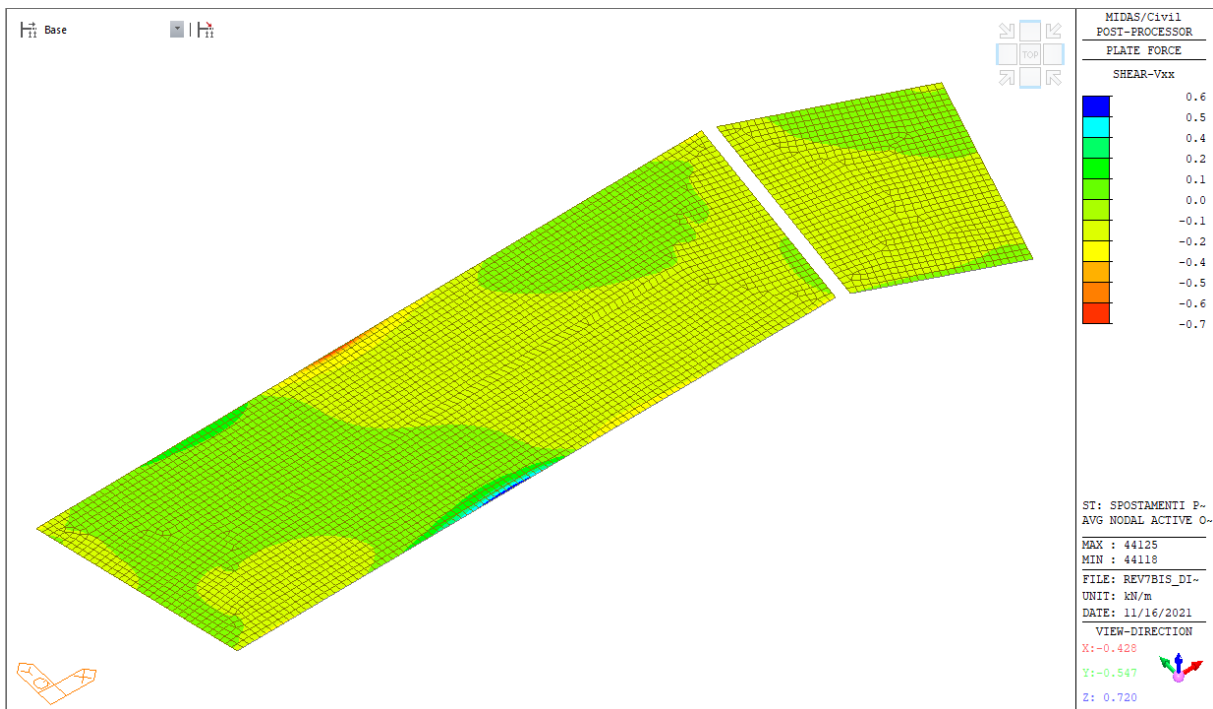
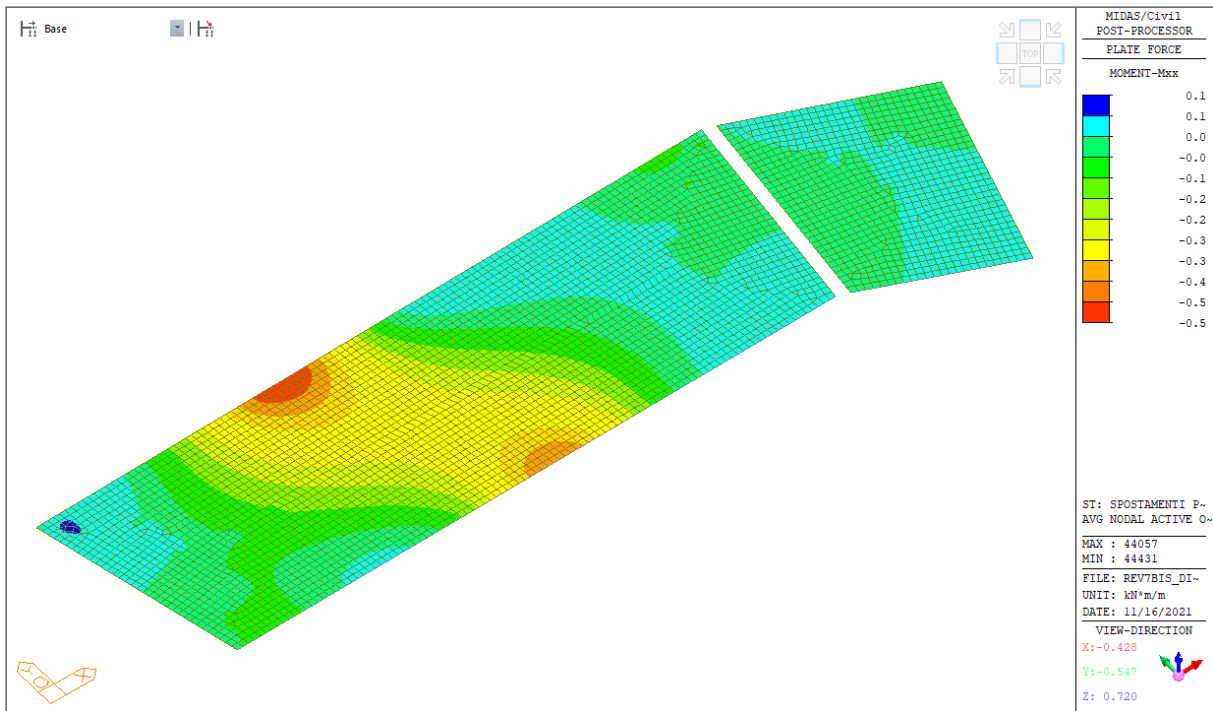
9.1.1.16 Cedimento impresso Sp1 - Y - Trasversale



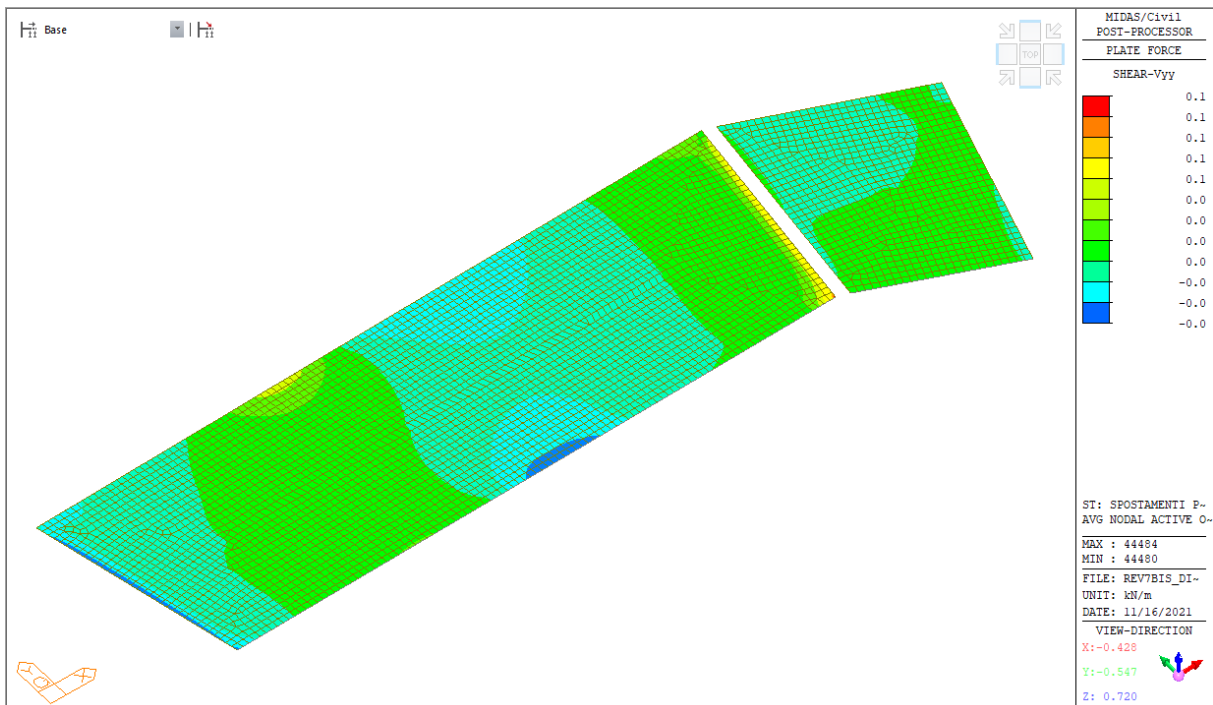
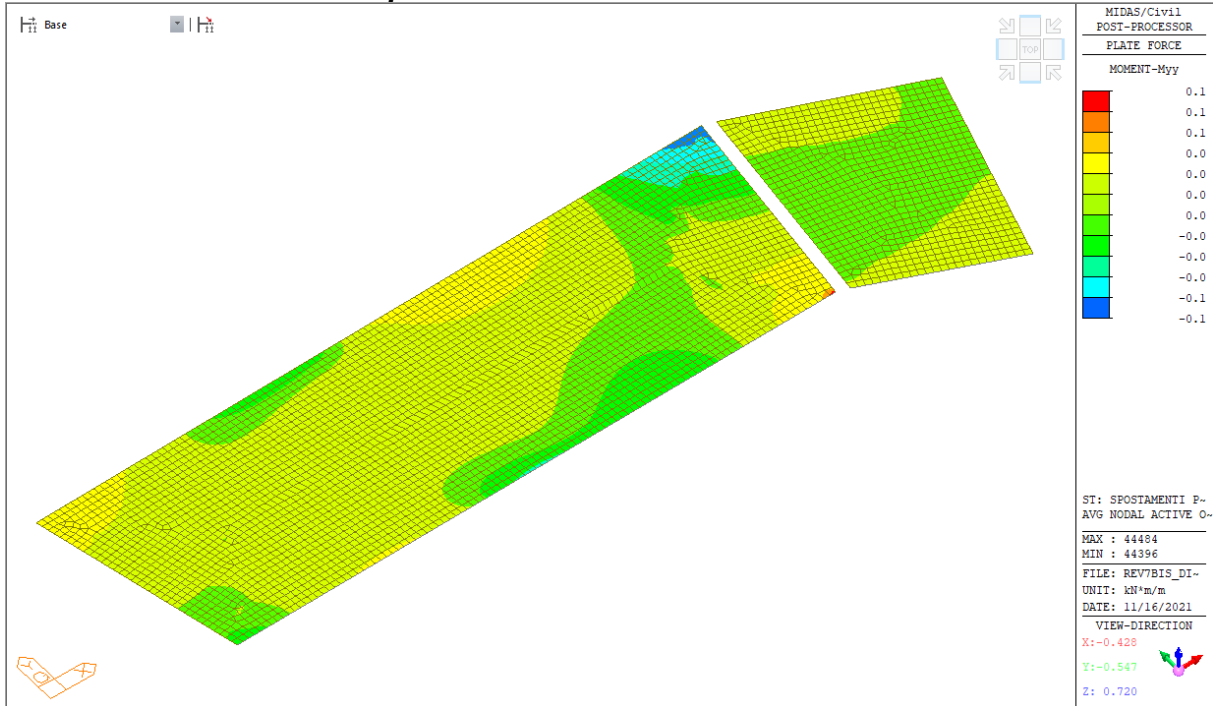


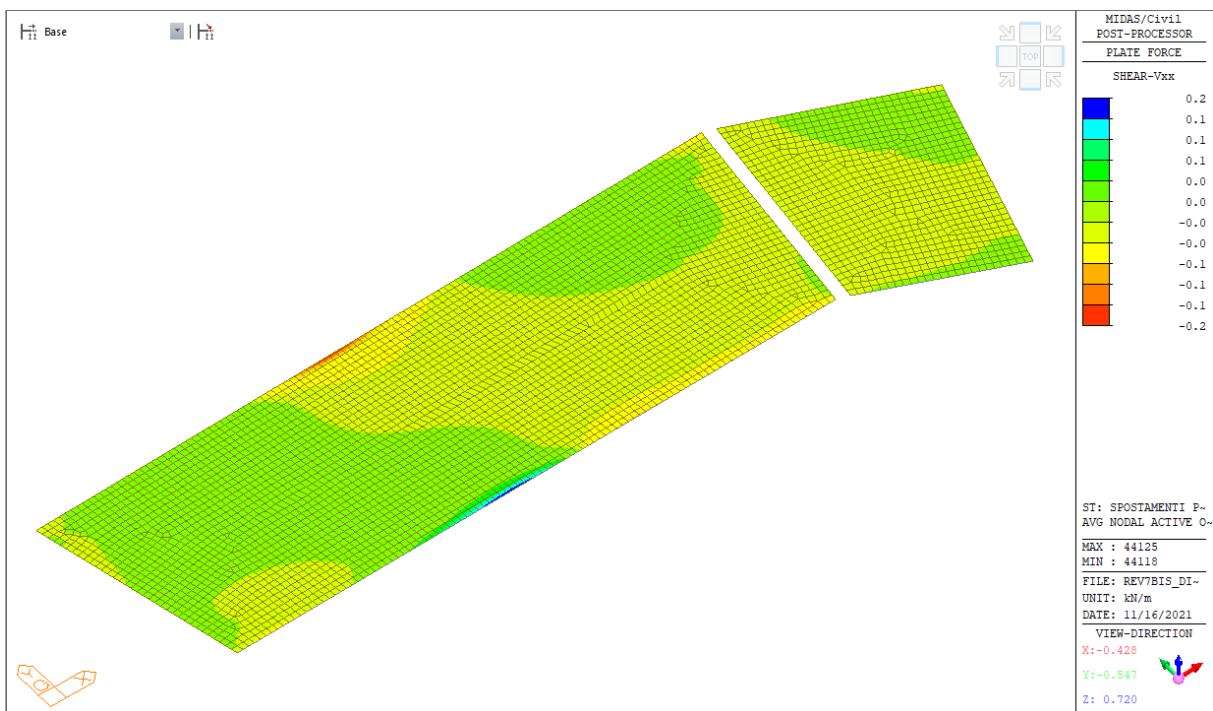
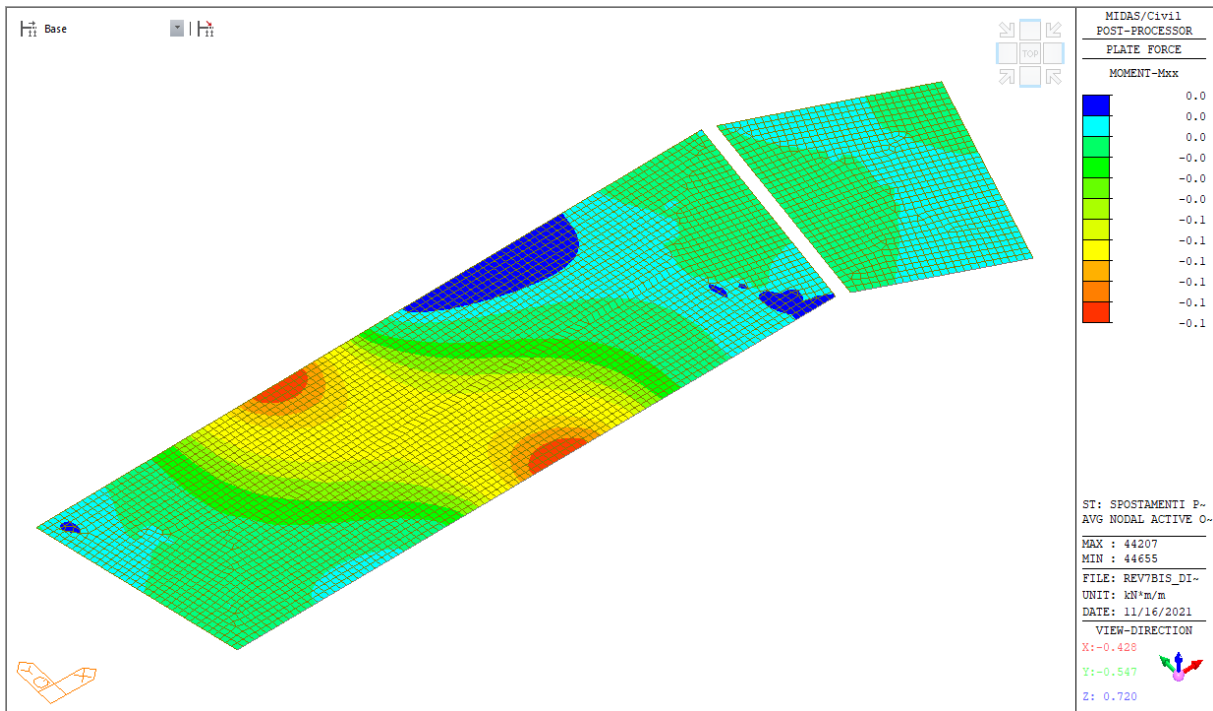
9.1.1.17 Cedimento impresso P1 - X - Longitudinale





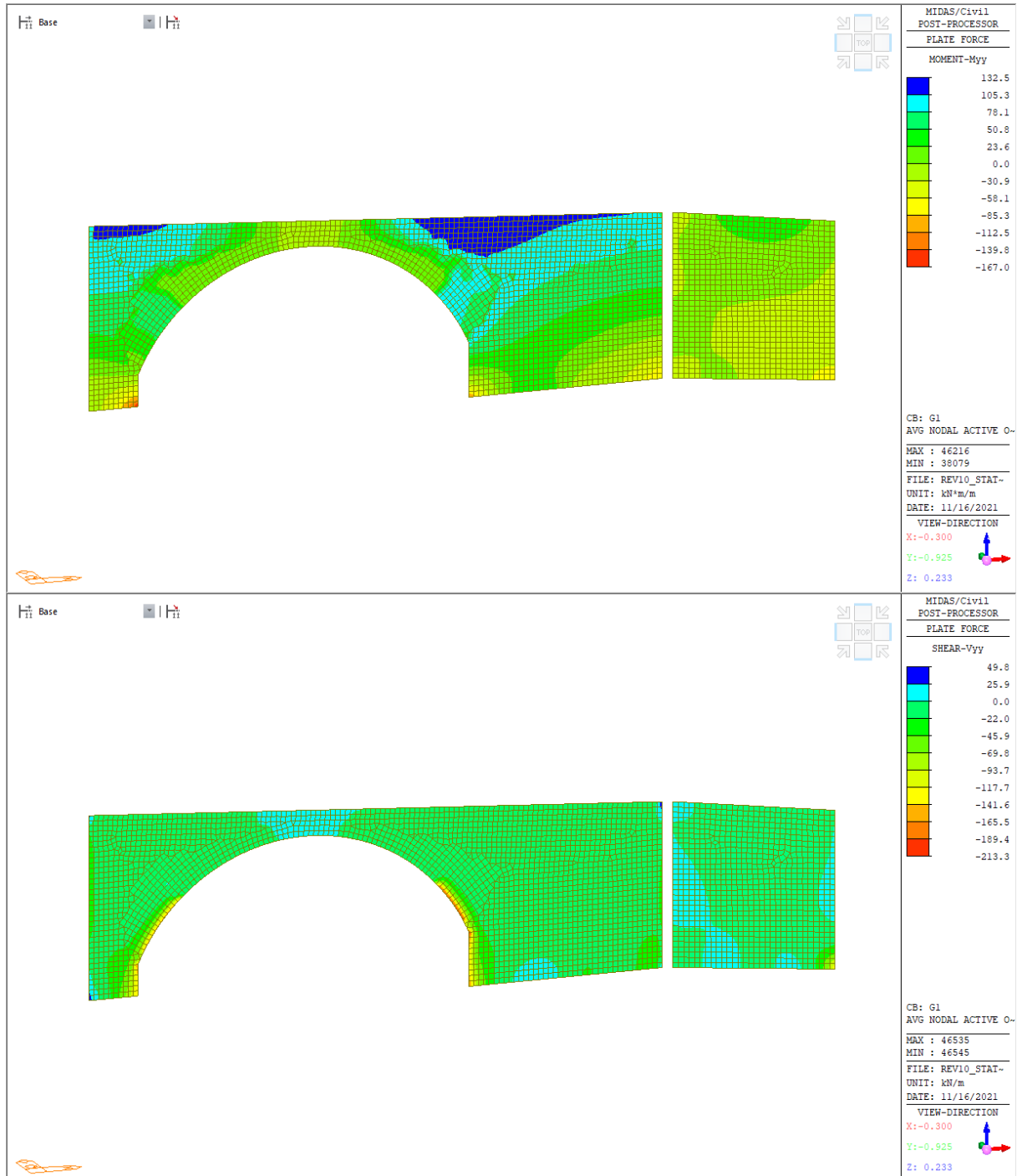
9.1.1.18 Cedimento impresso P1 - Y - Trasversale

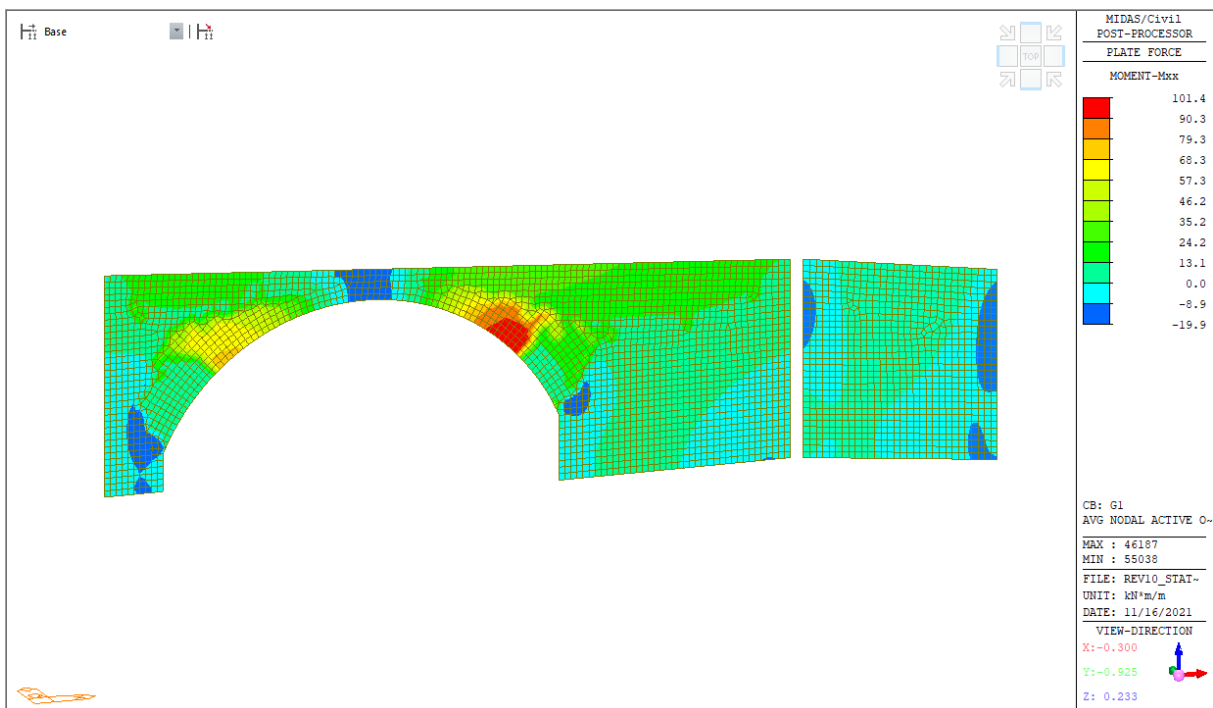
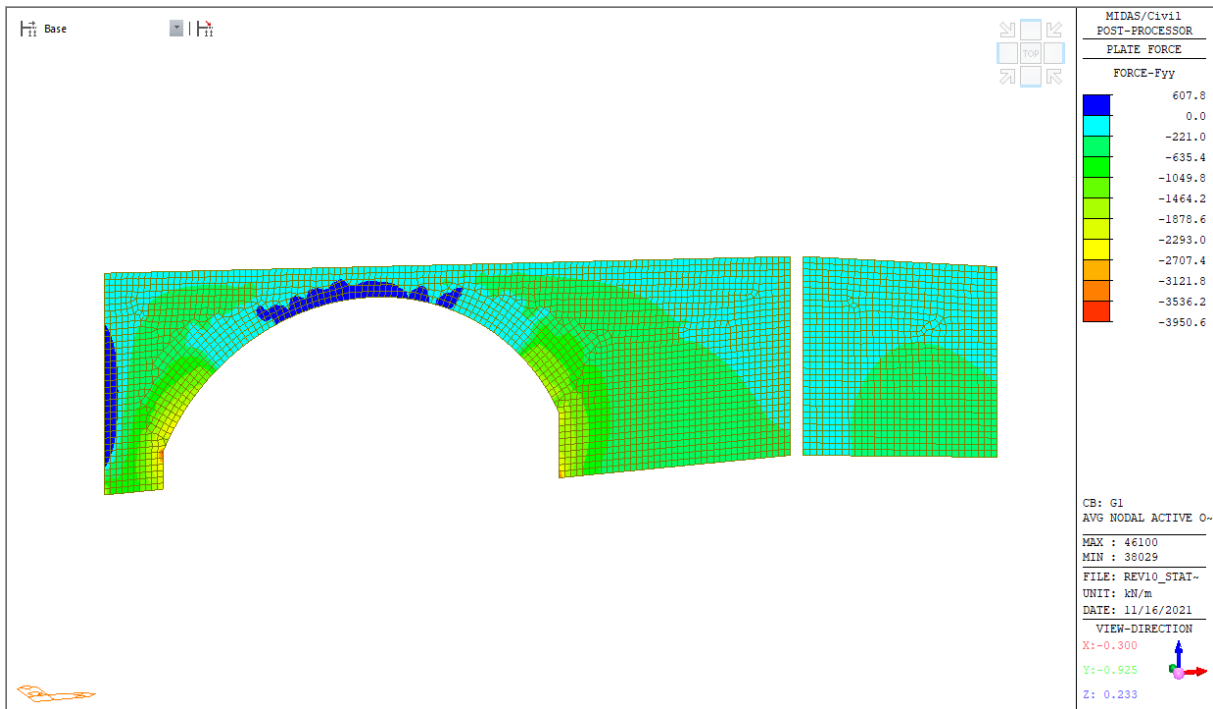


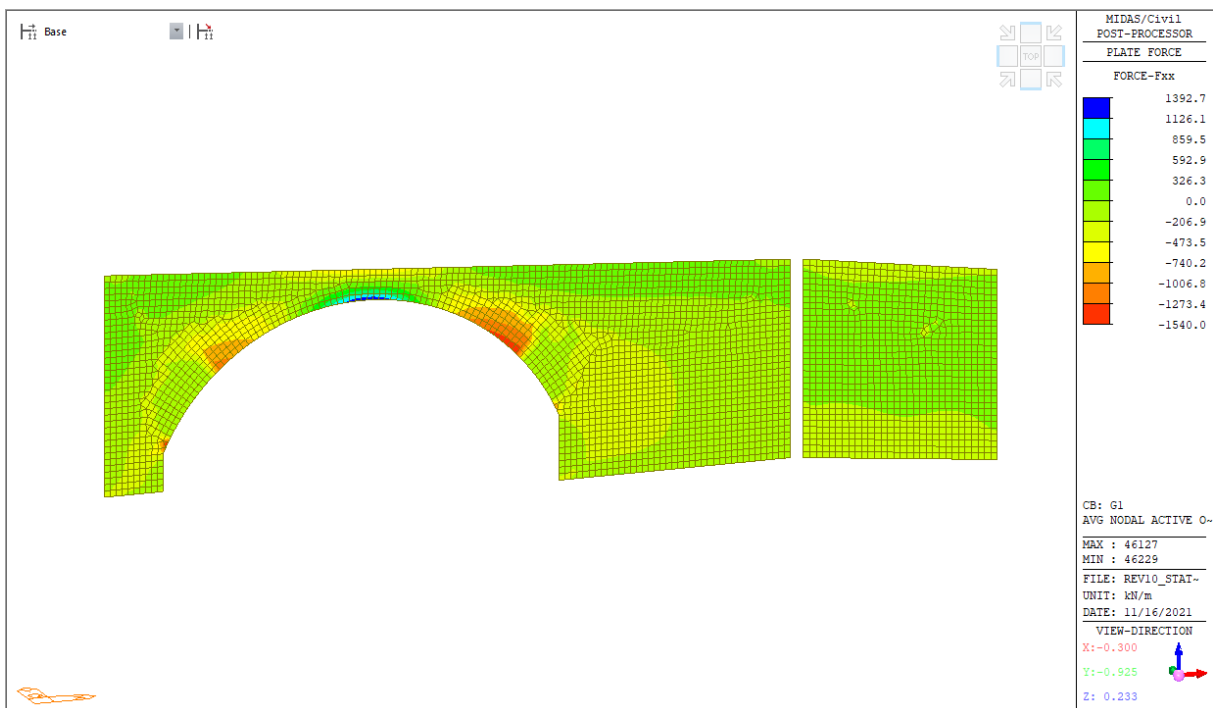
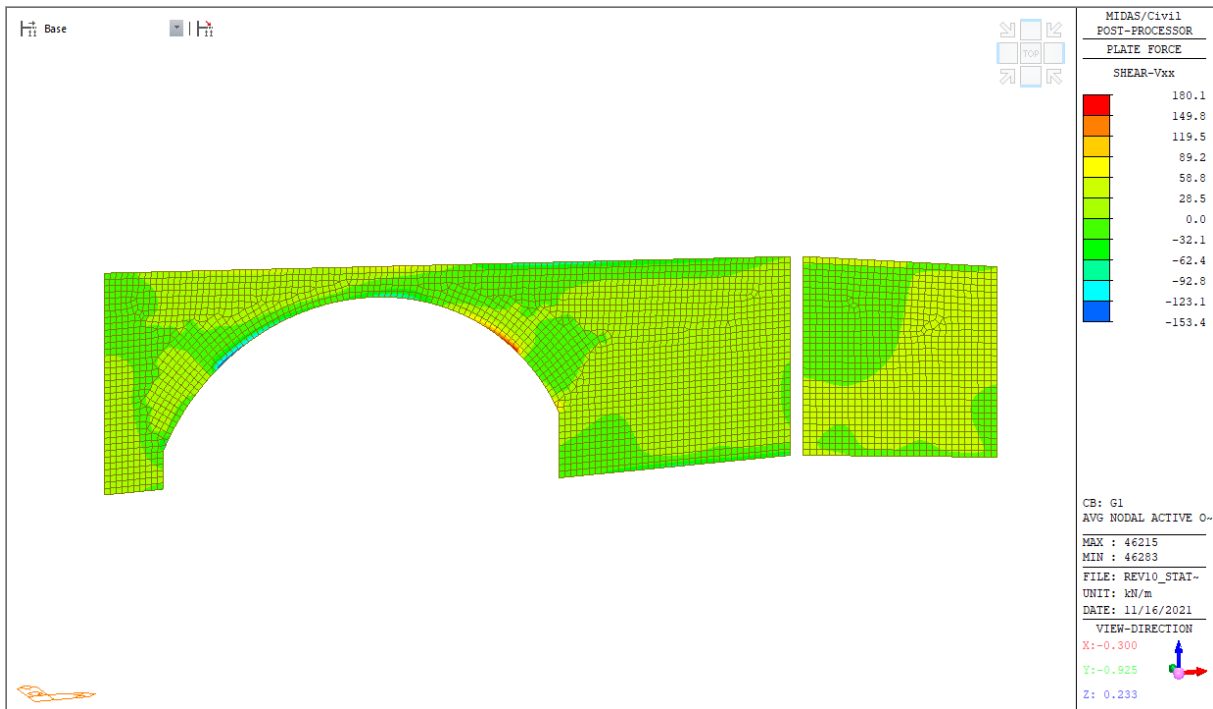


9.1.2 PARETI

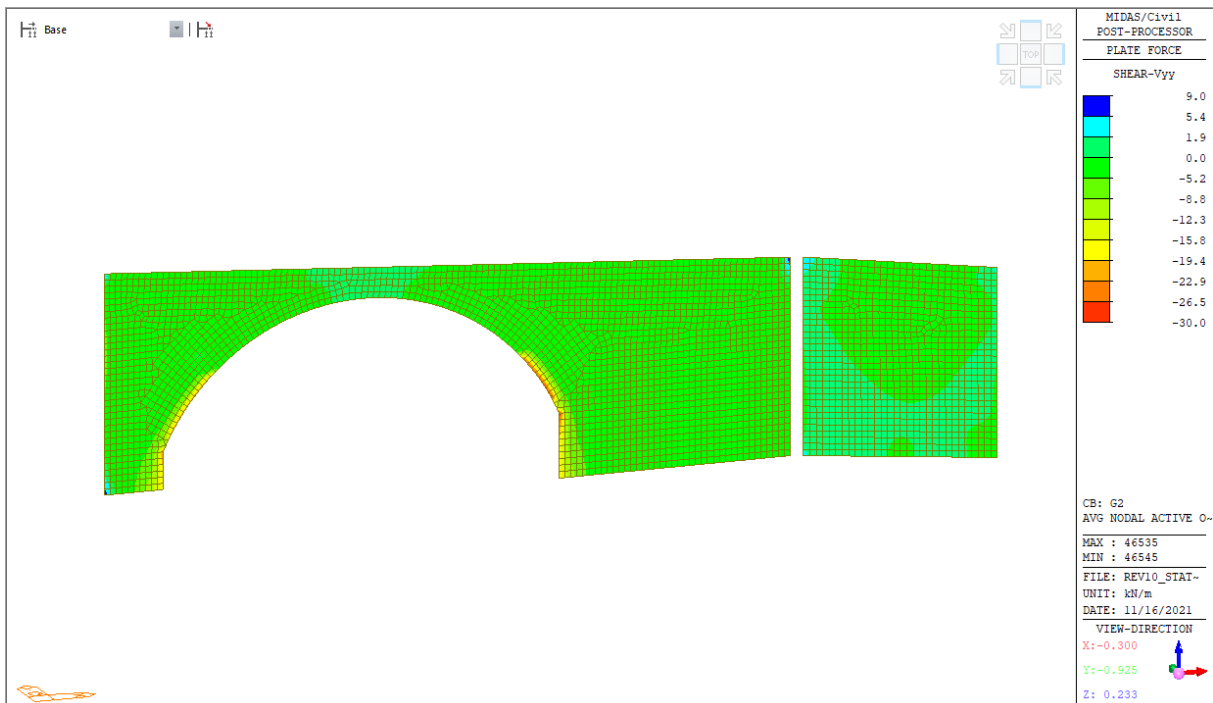
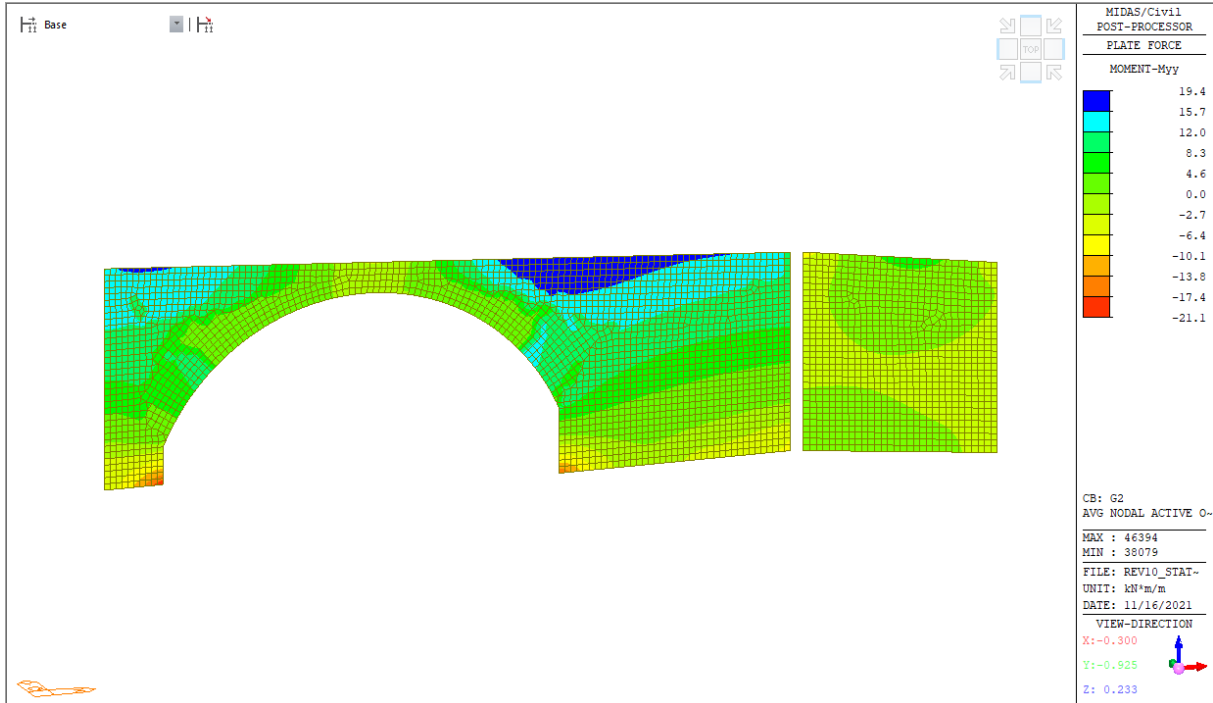
9.1.2.1 Pesì propri strutturali - G1

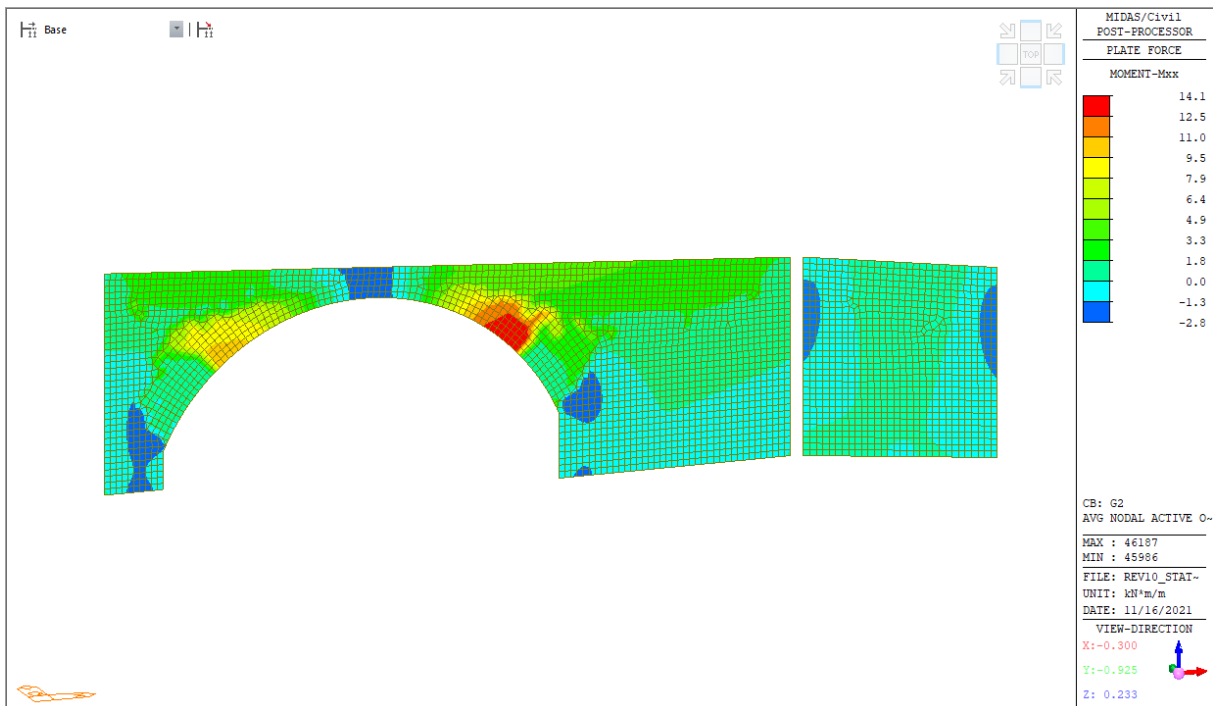
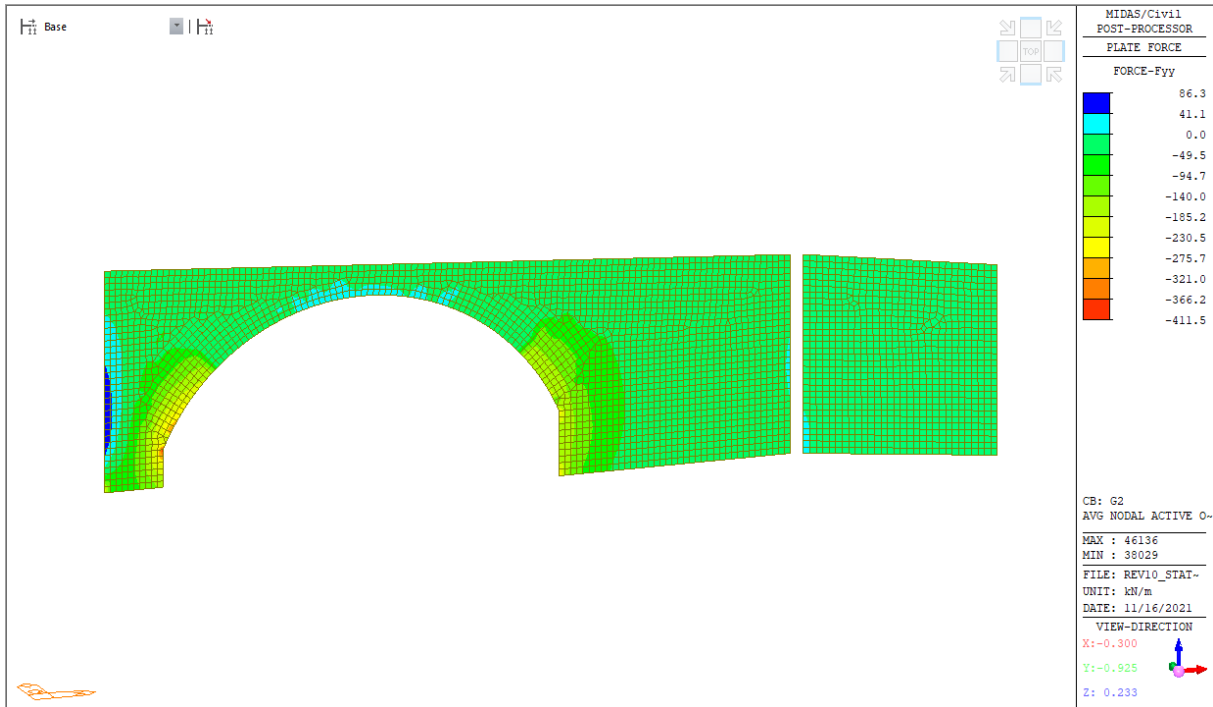


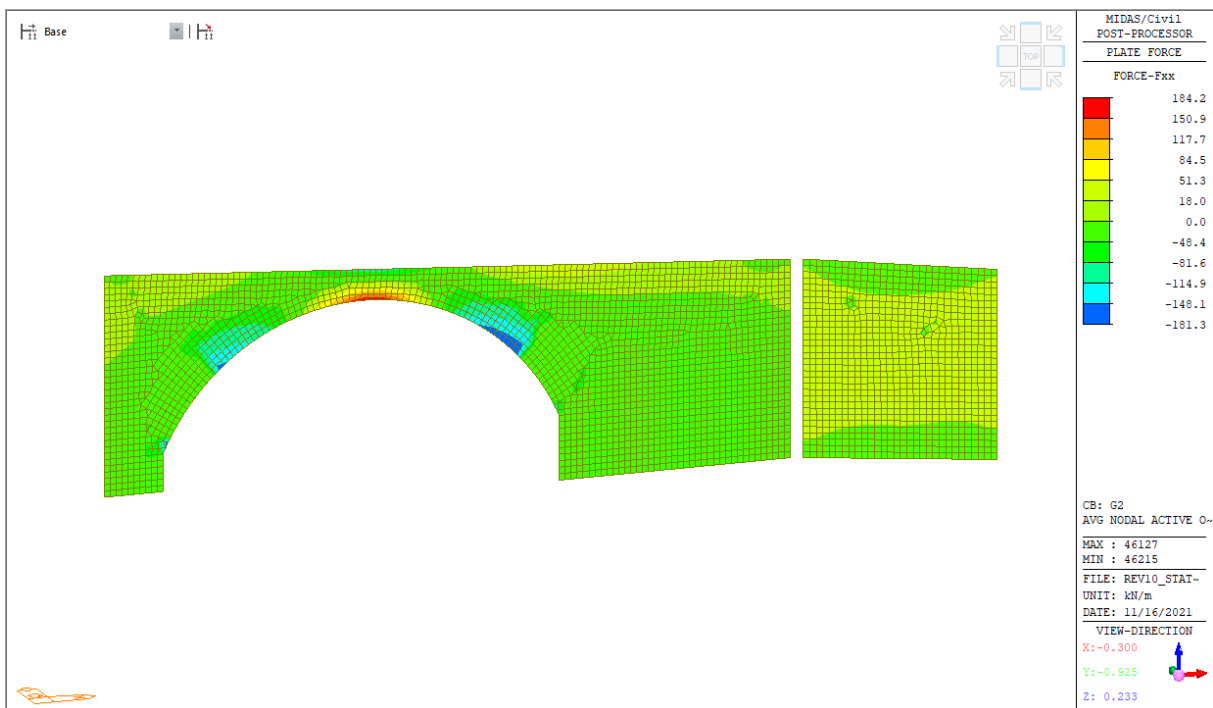
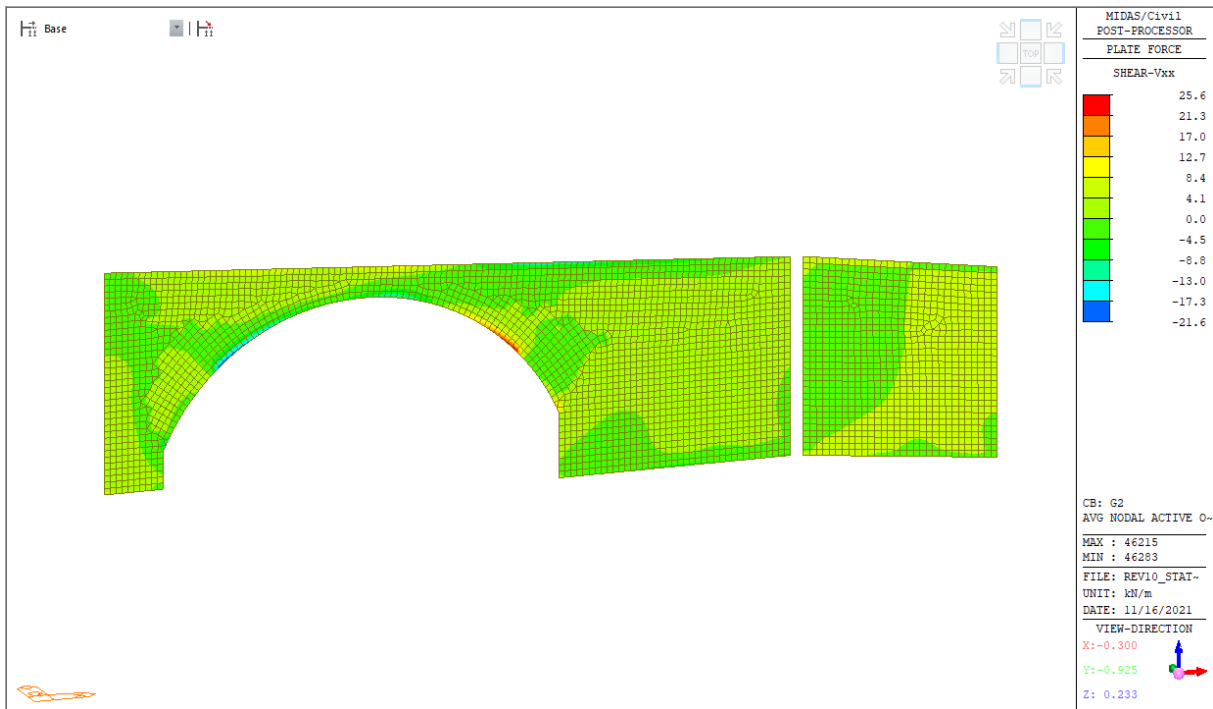




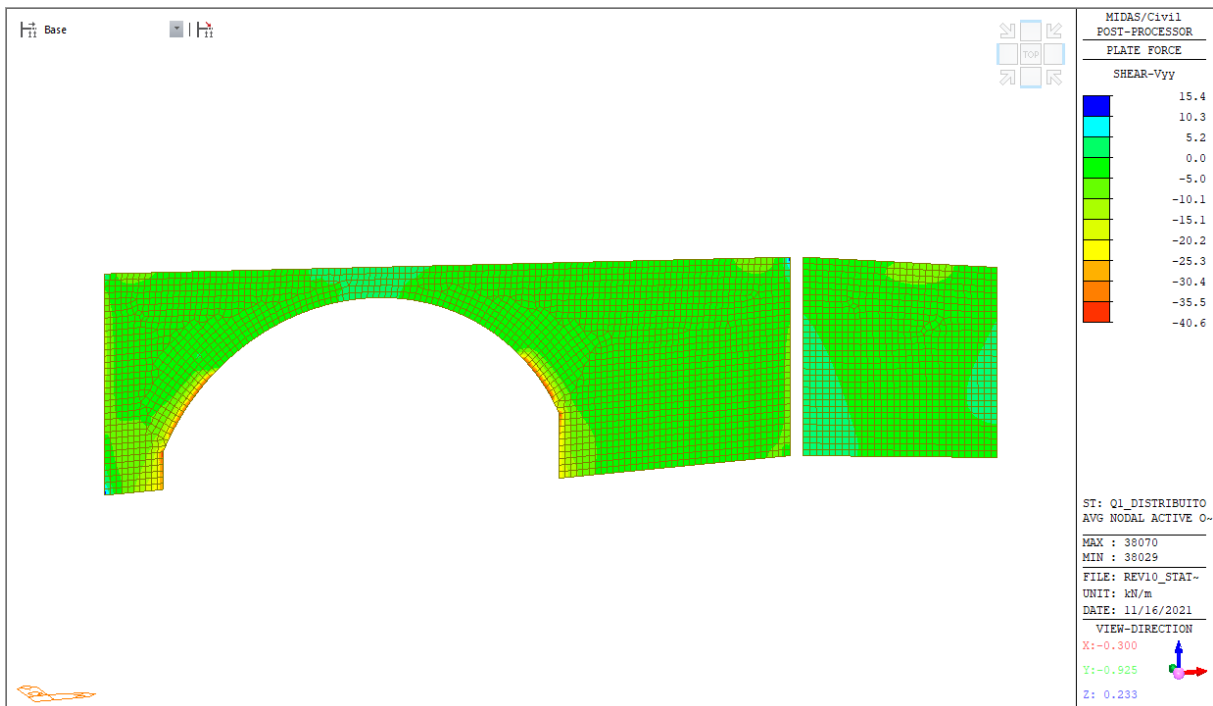
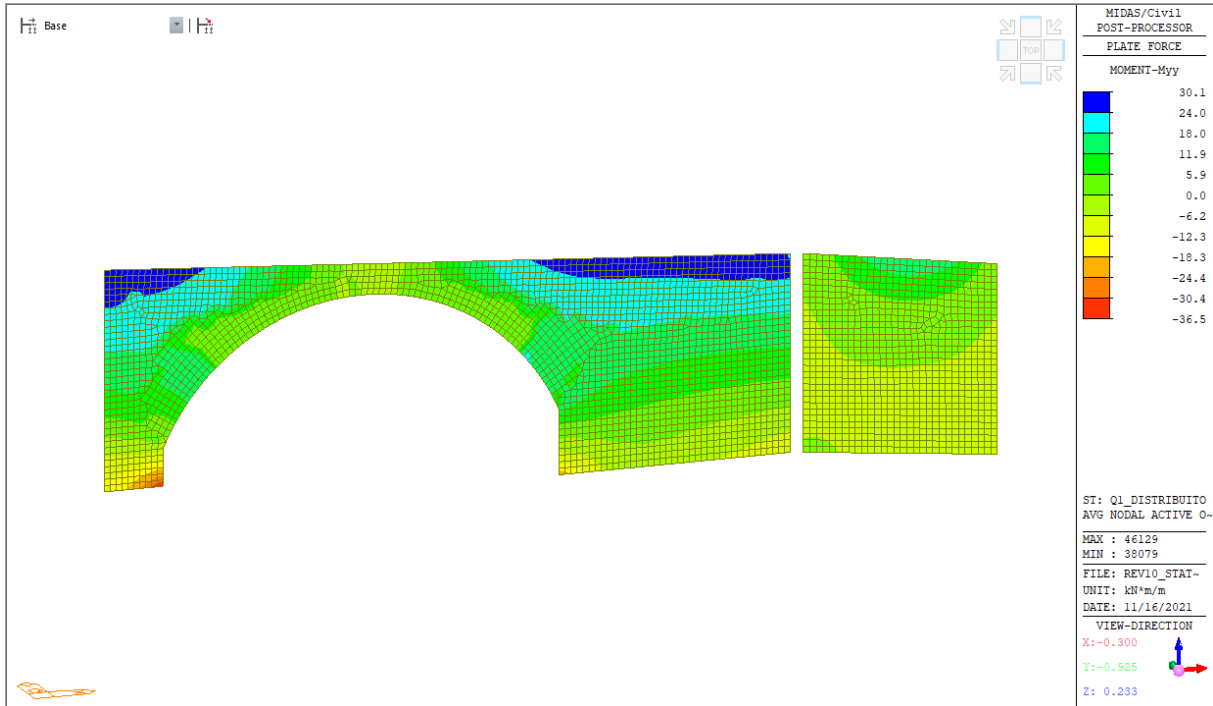
9.1.2.2 Pesi propri non strutturali - G2

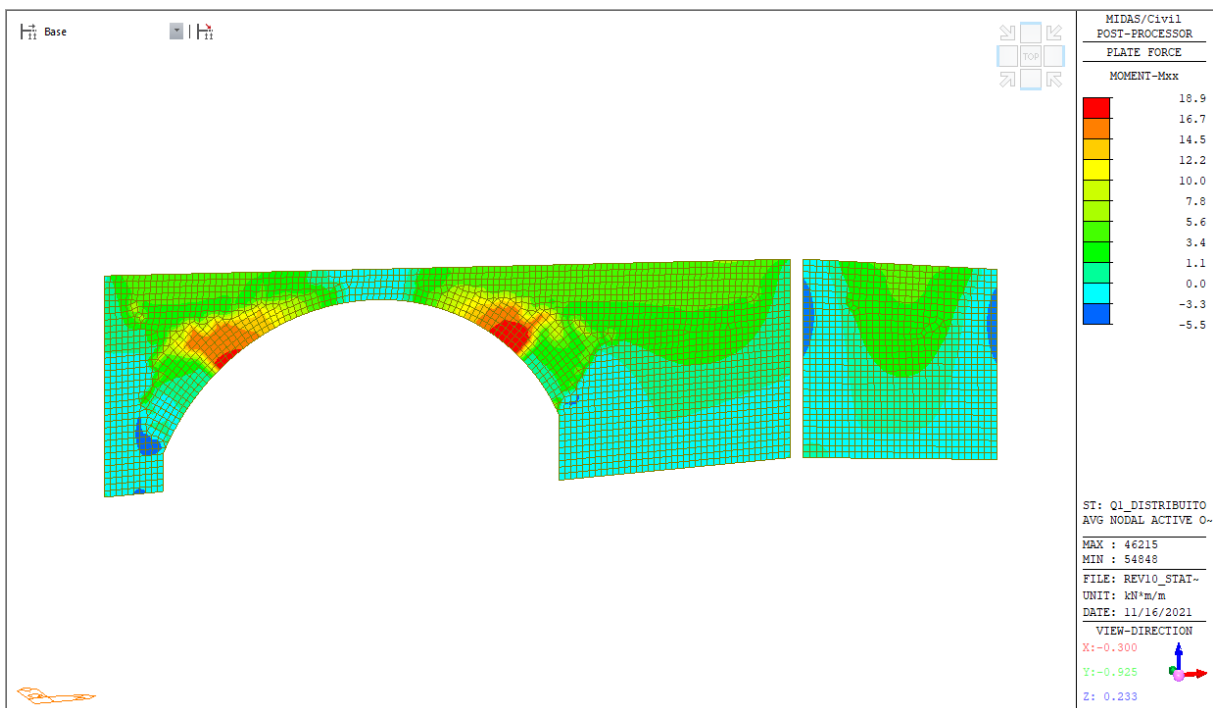
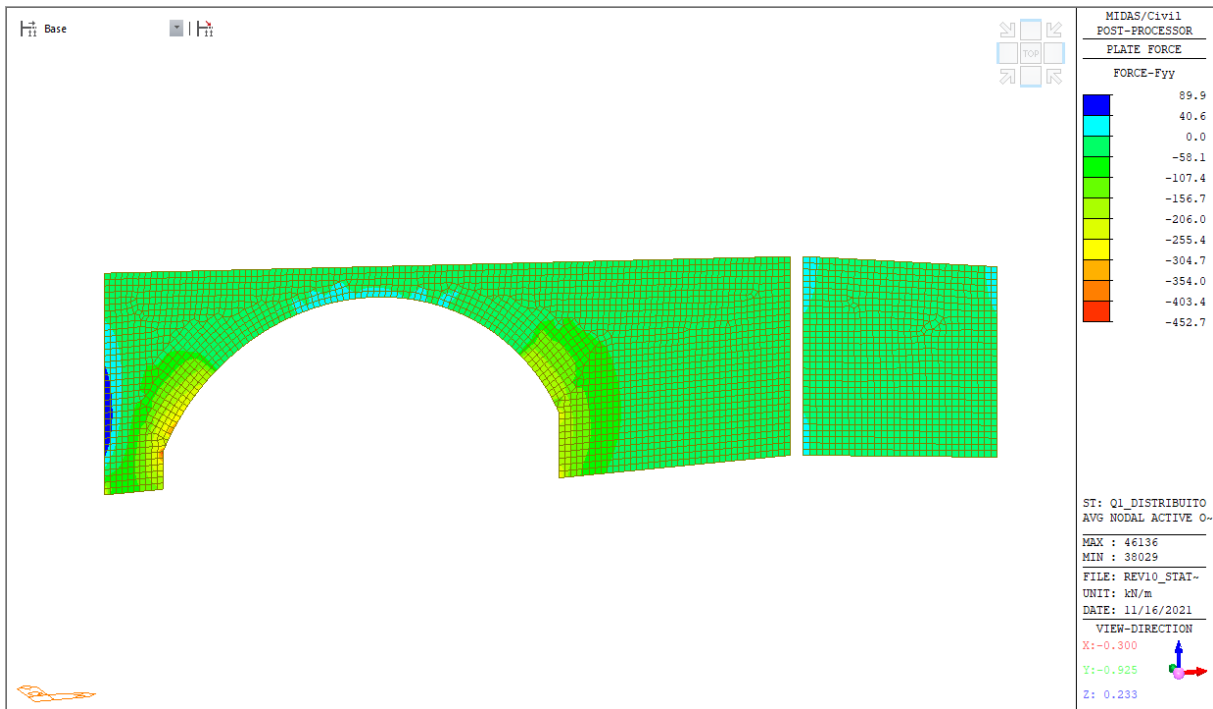


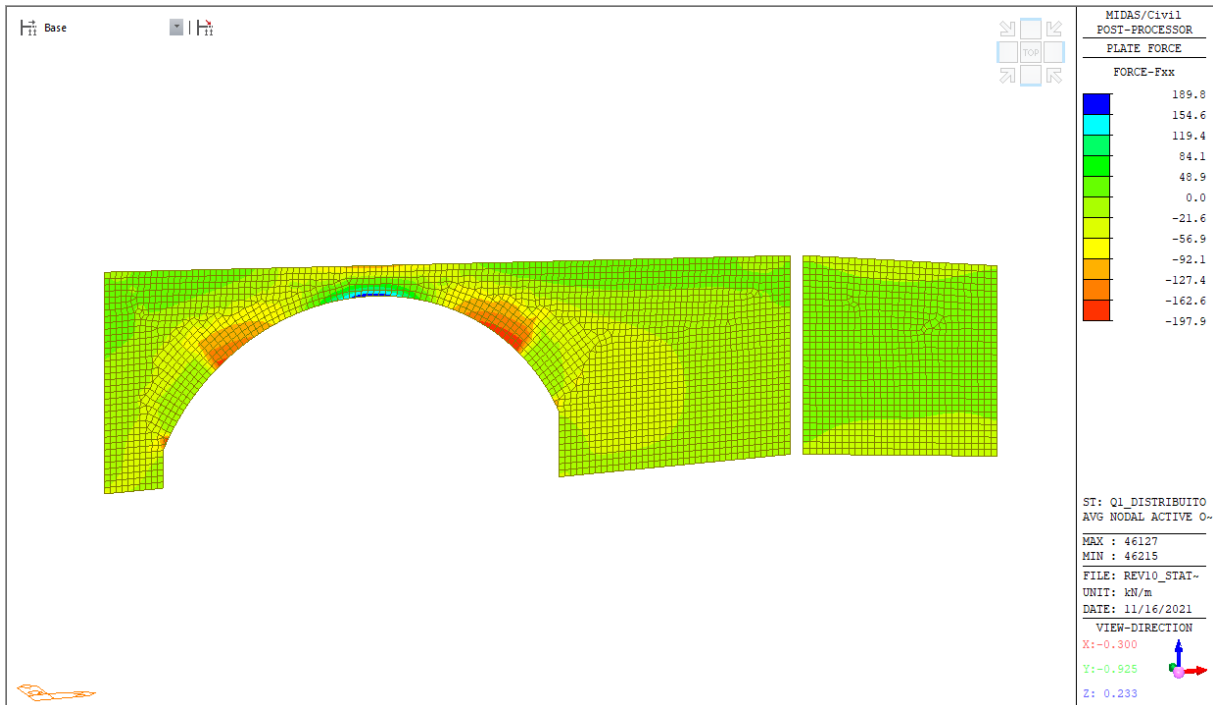
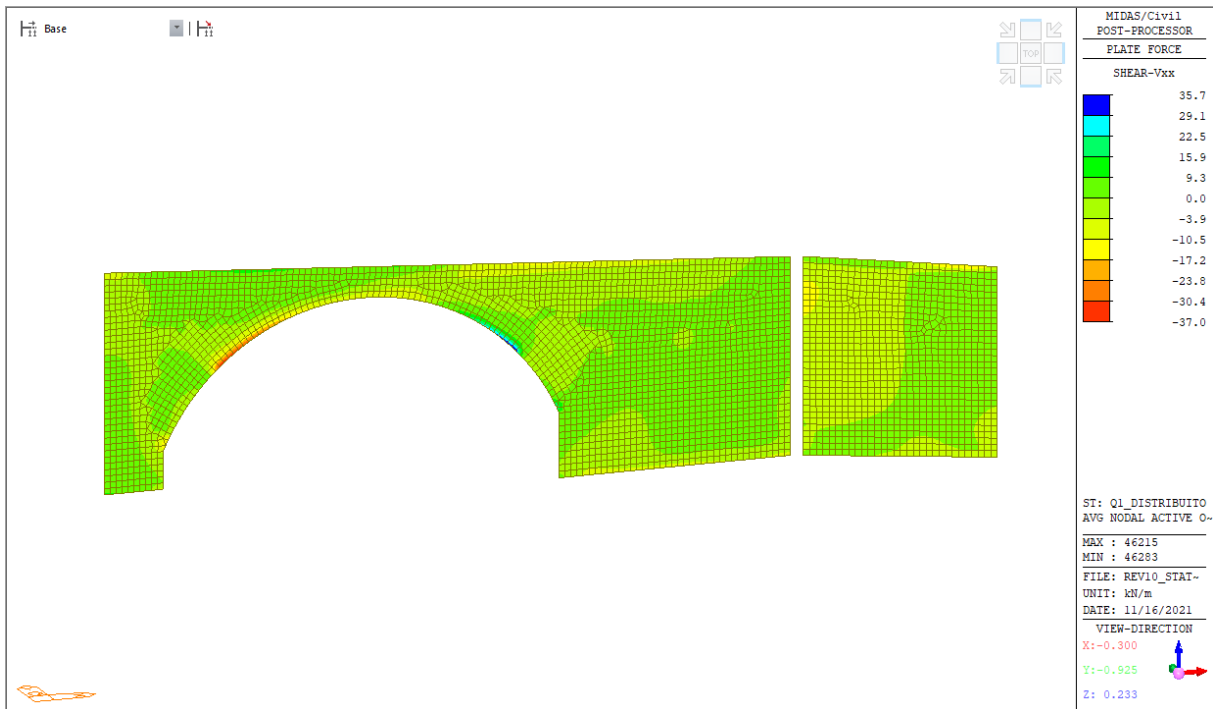




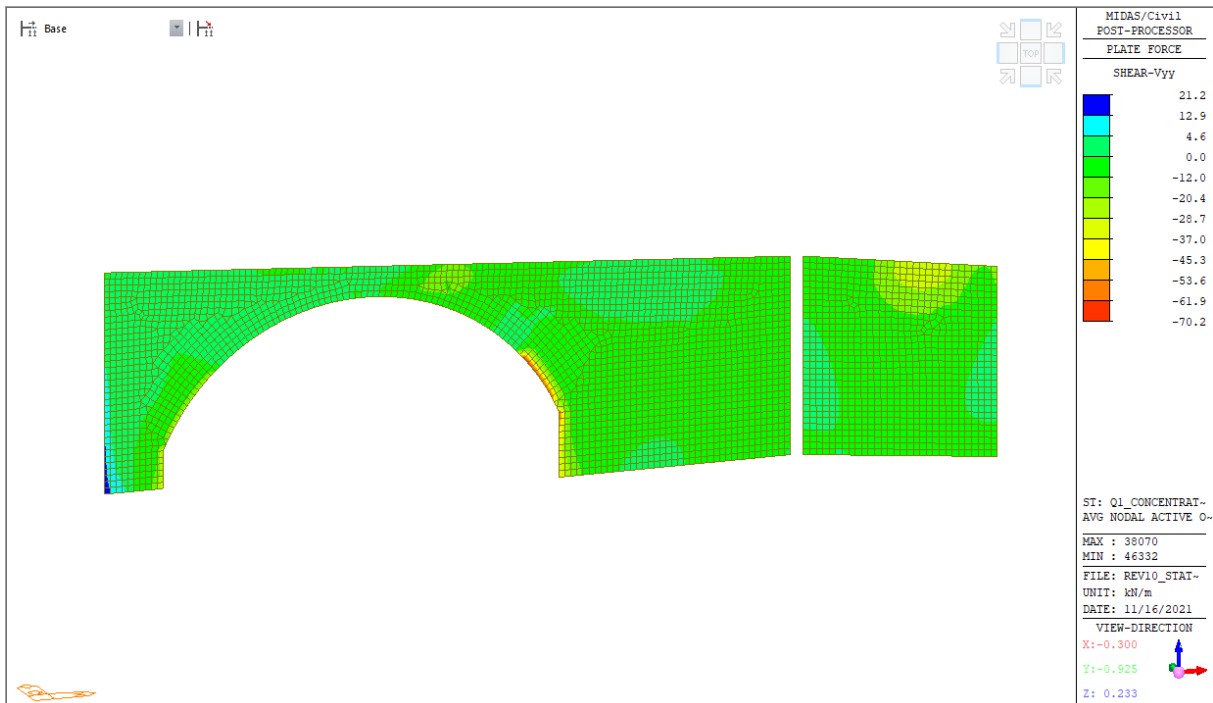
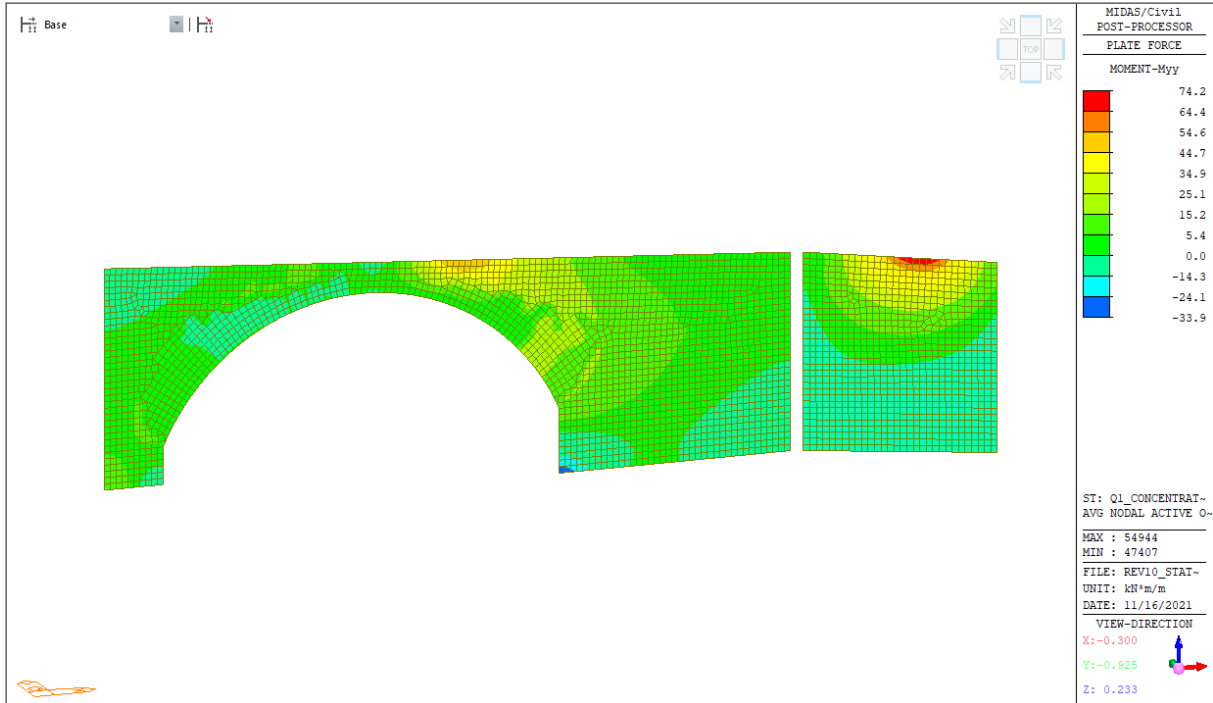
9.1.2.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti

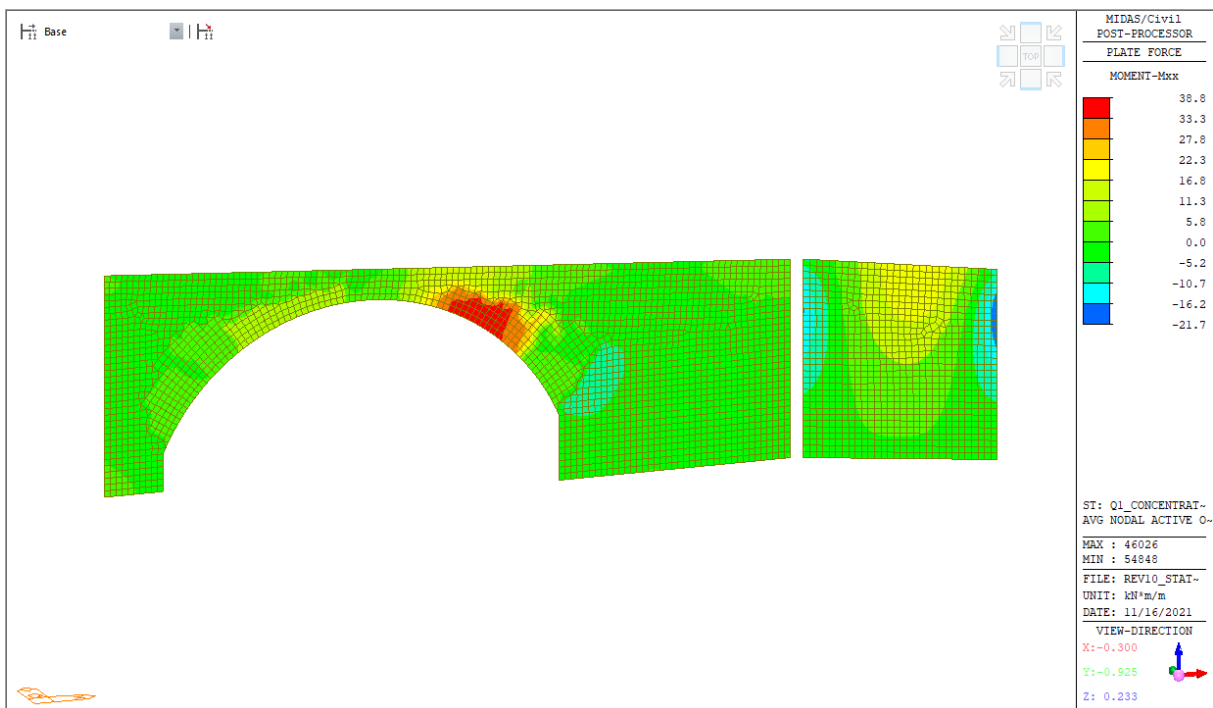
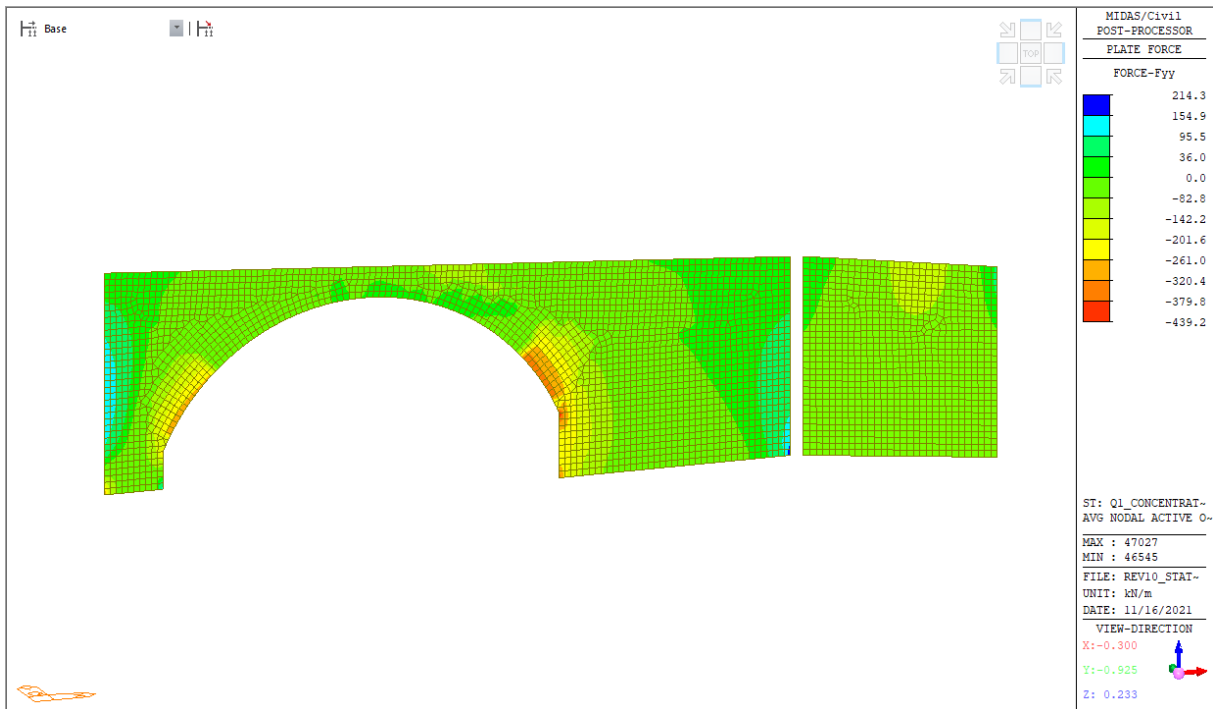


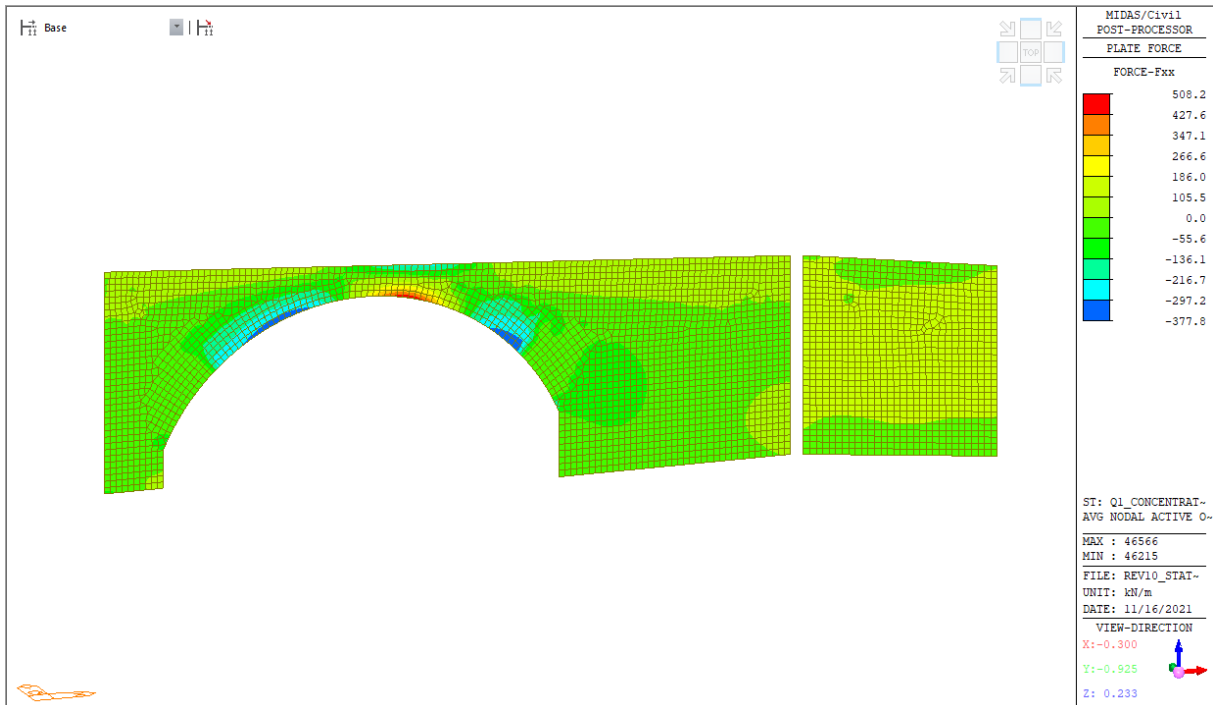
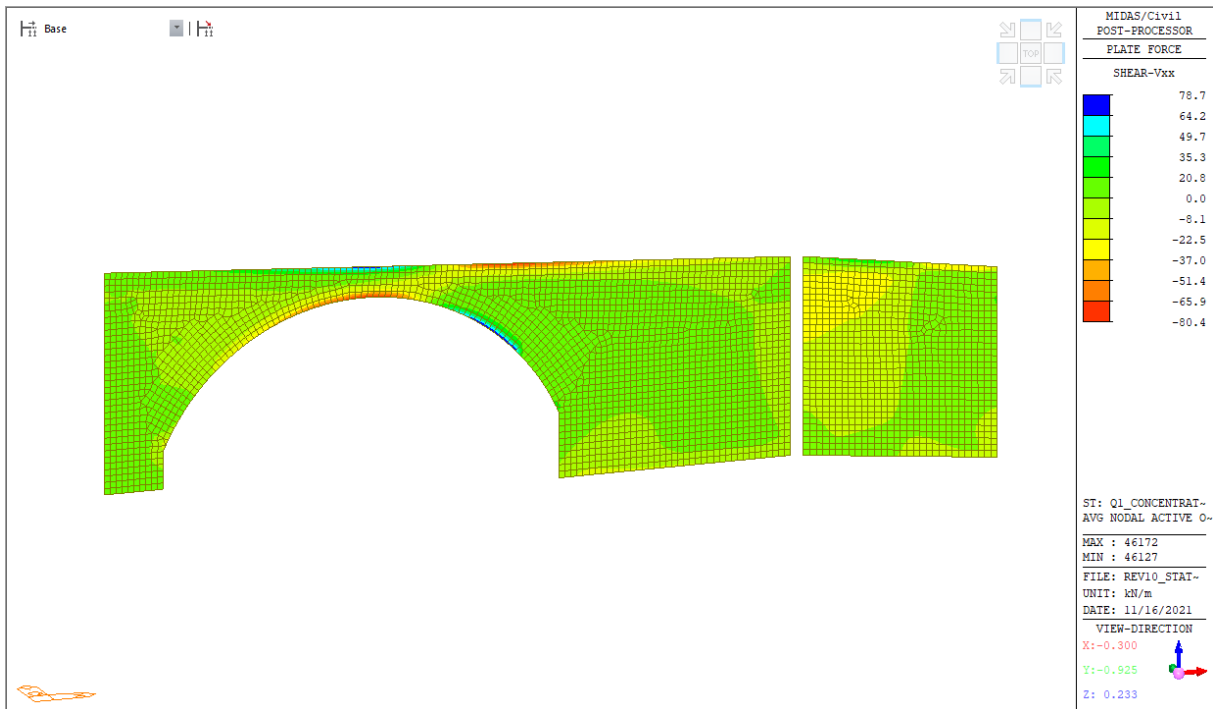




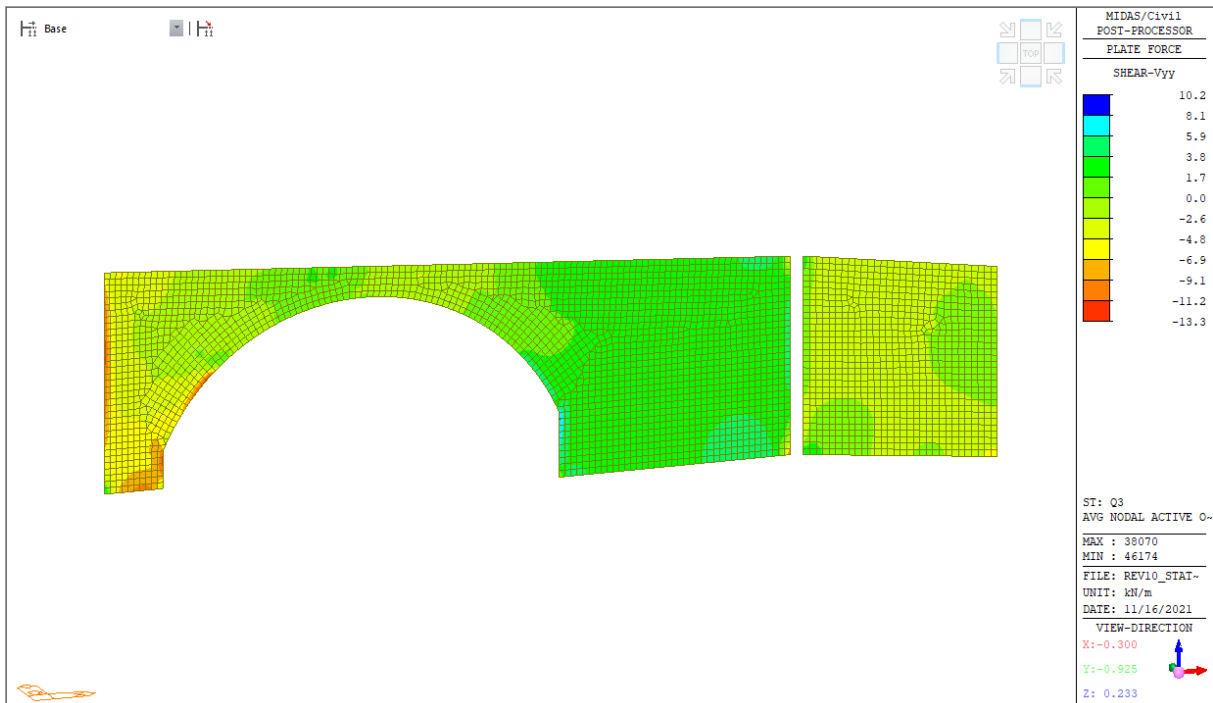
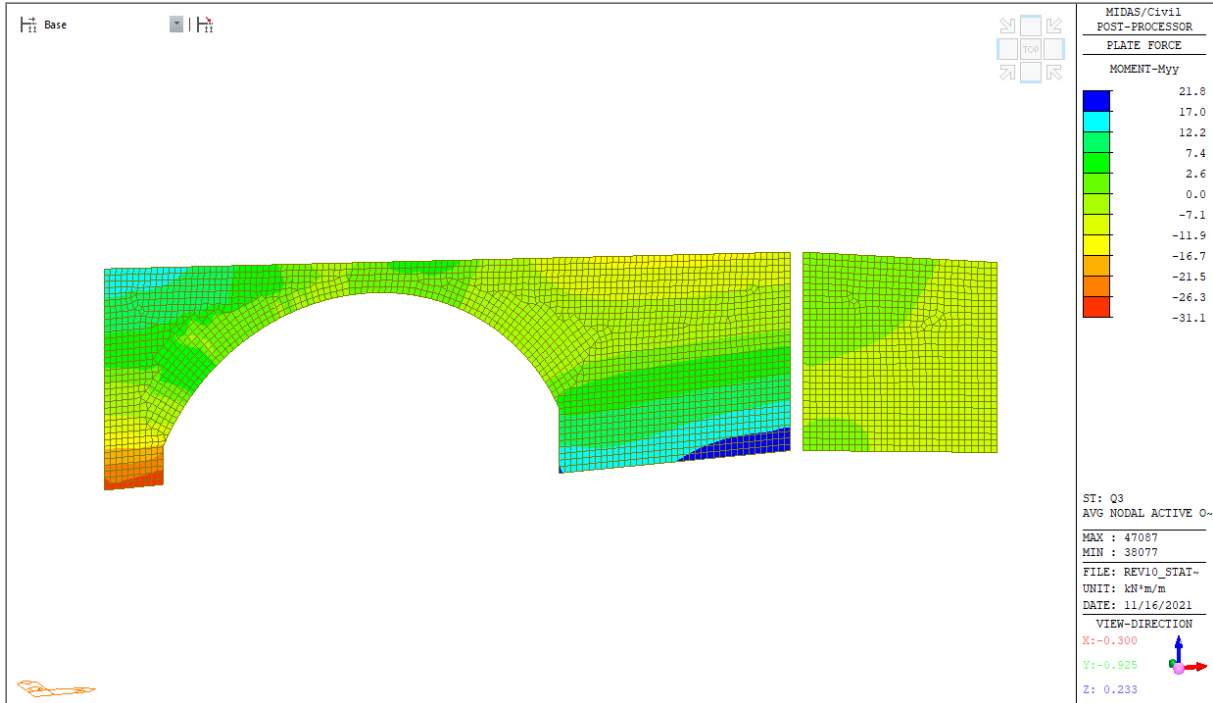
9.1.2.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati

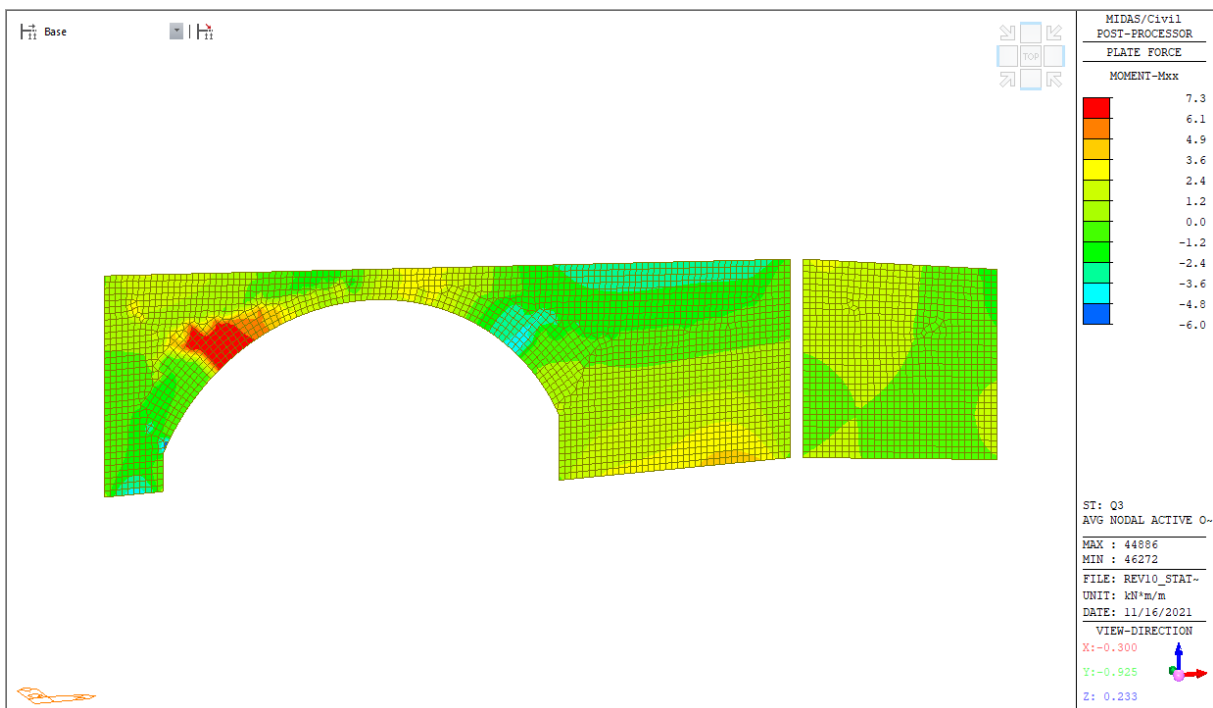
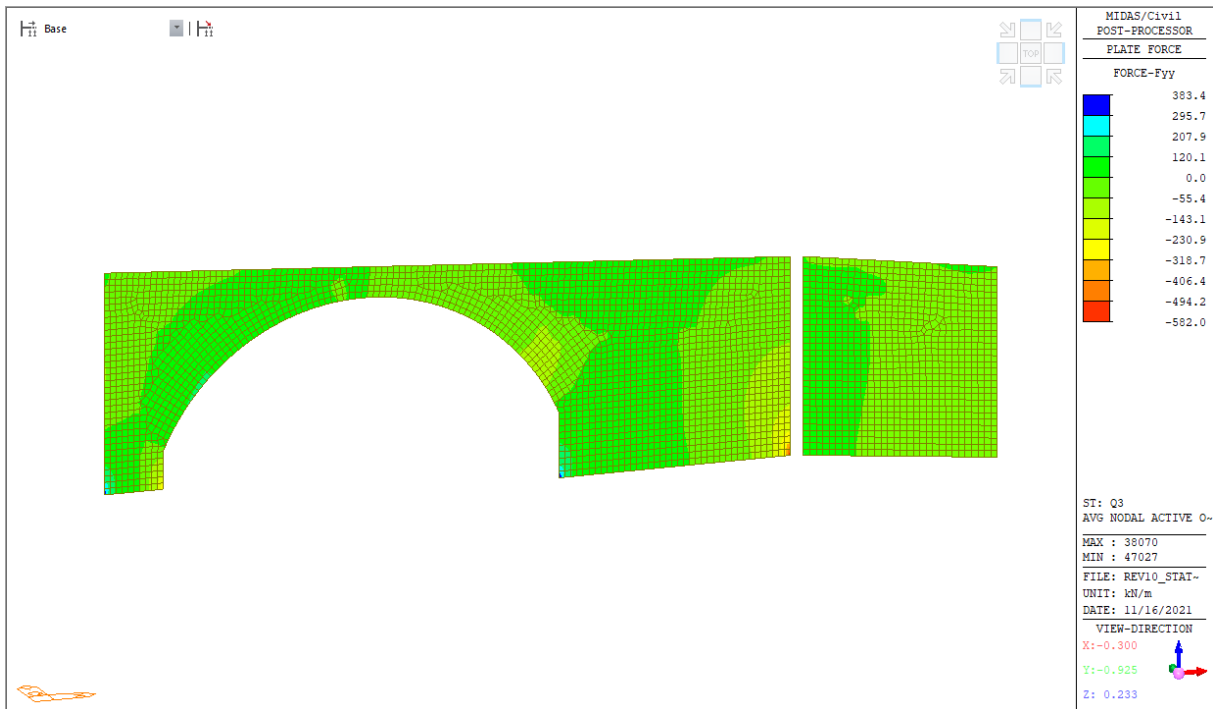


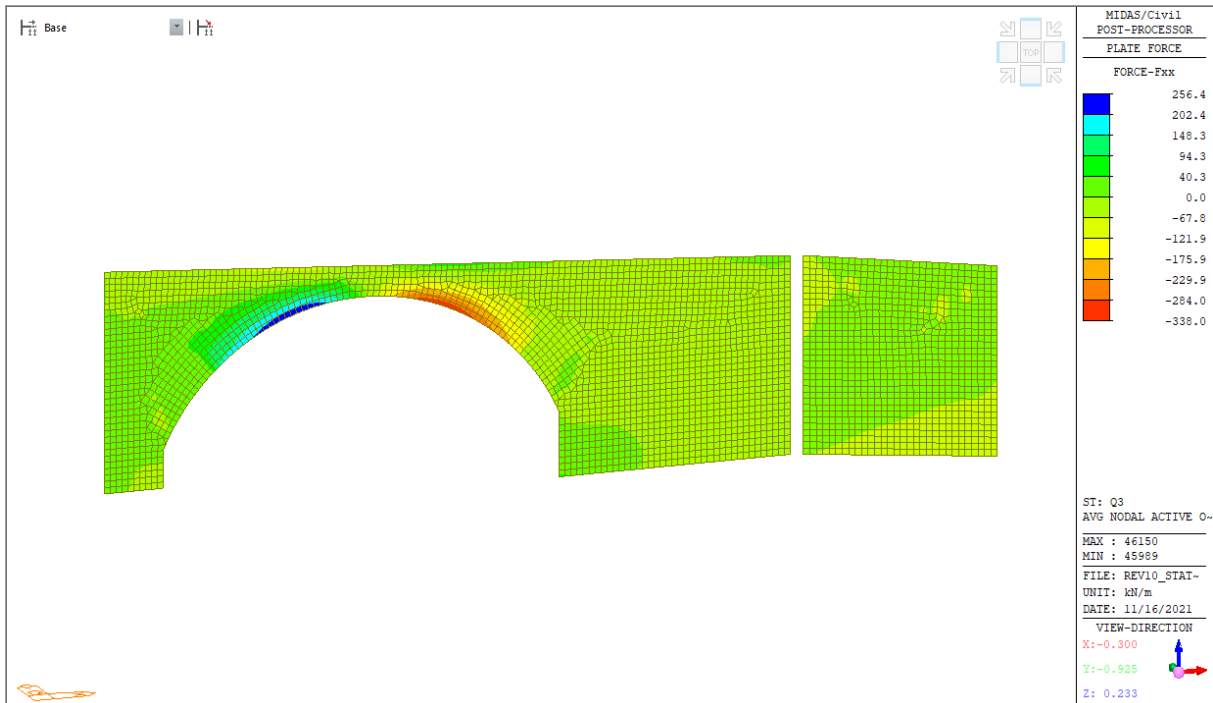
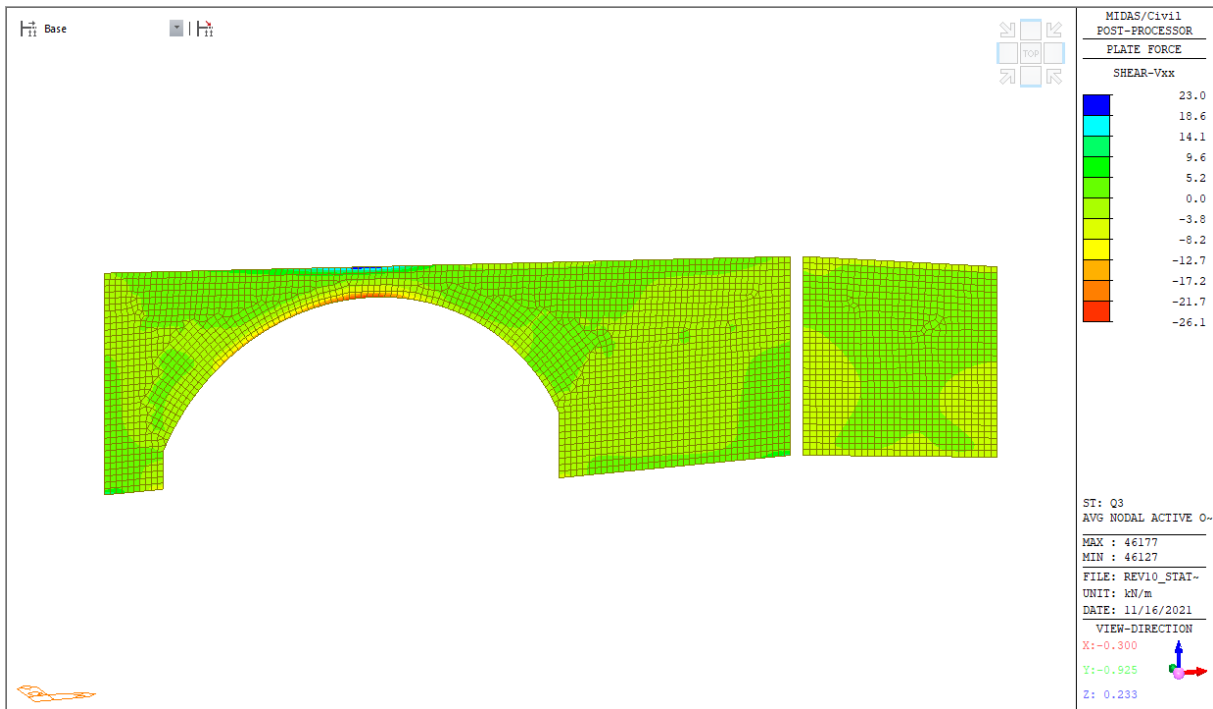




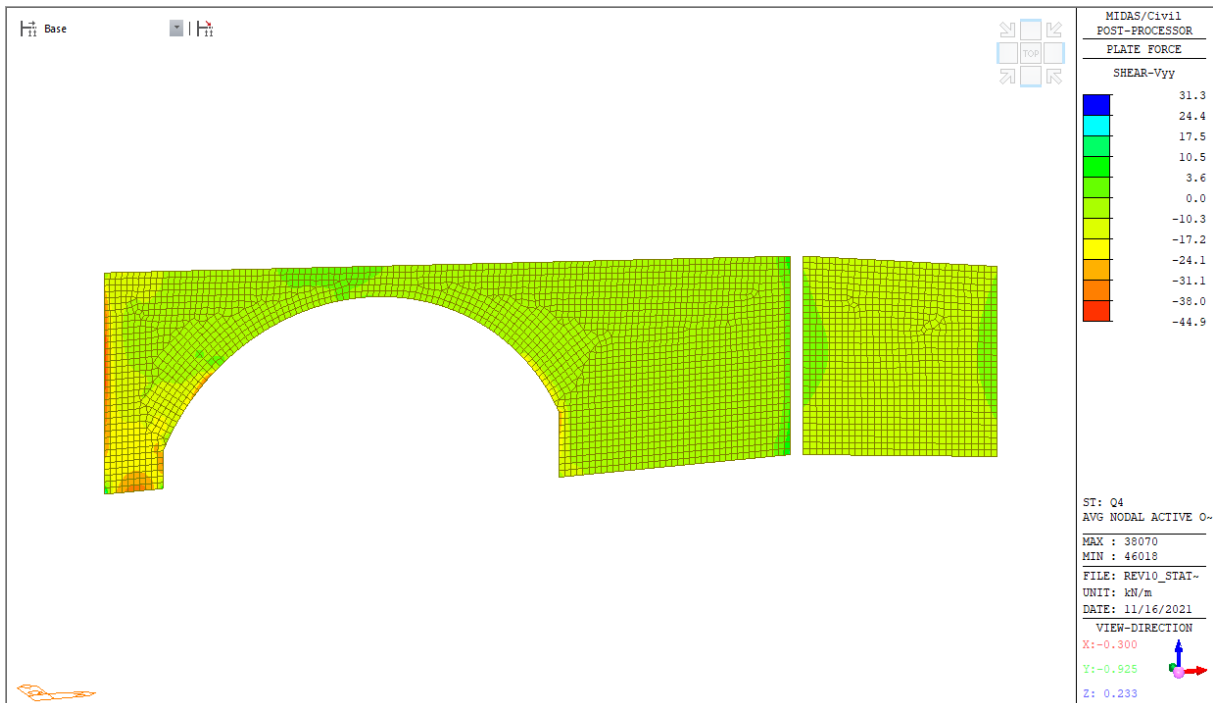
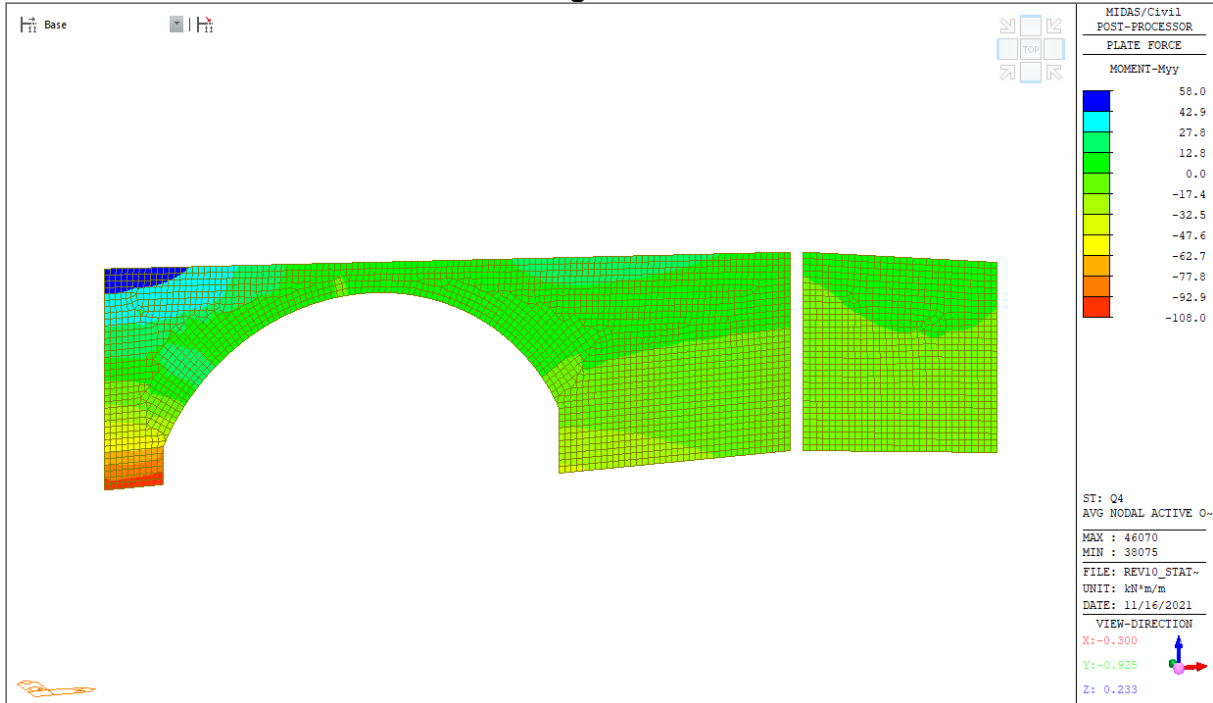
9.1.2.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura

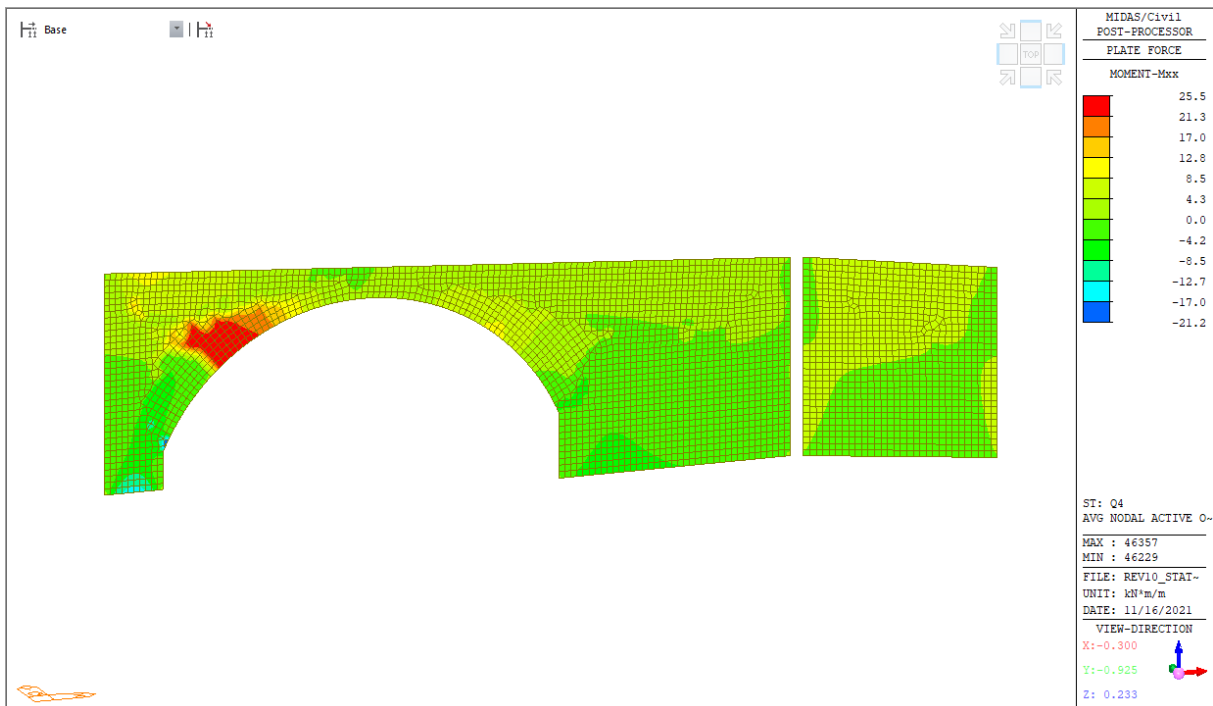
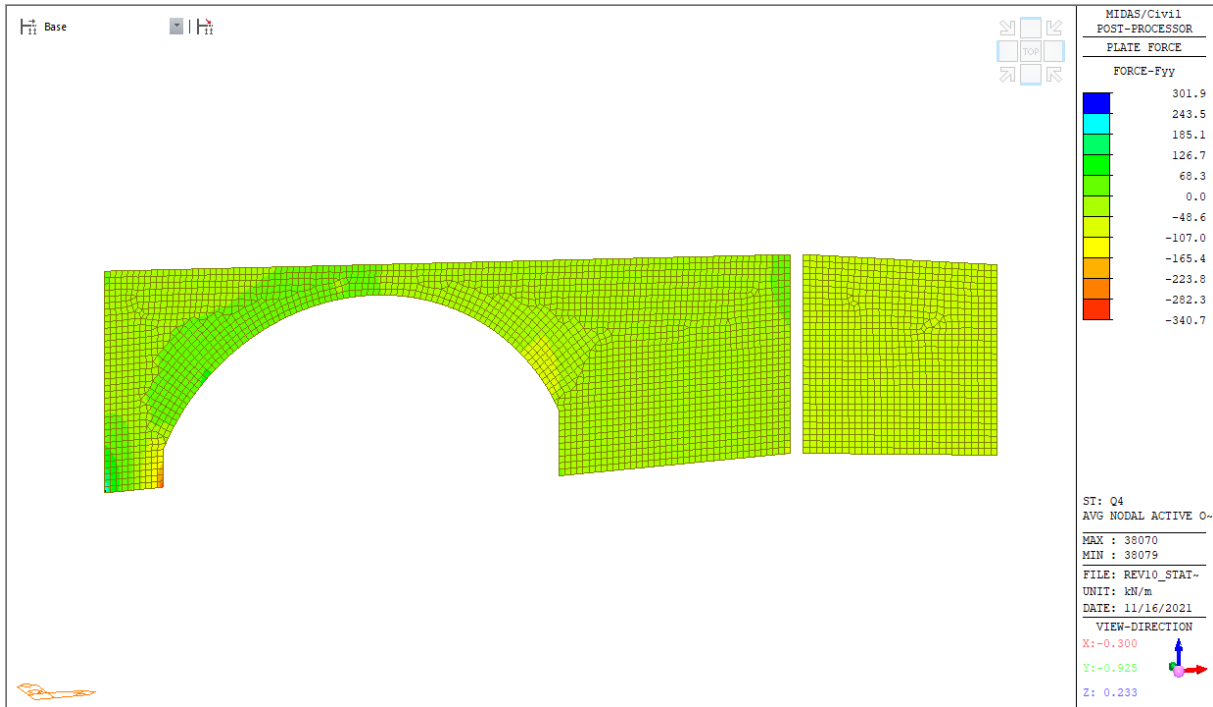


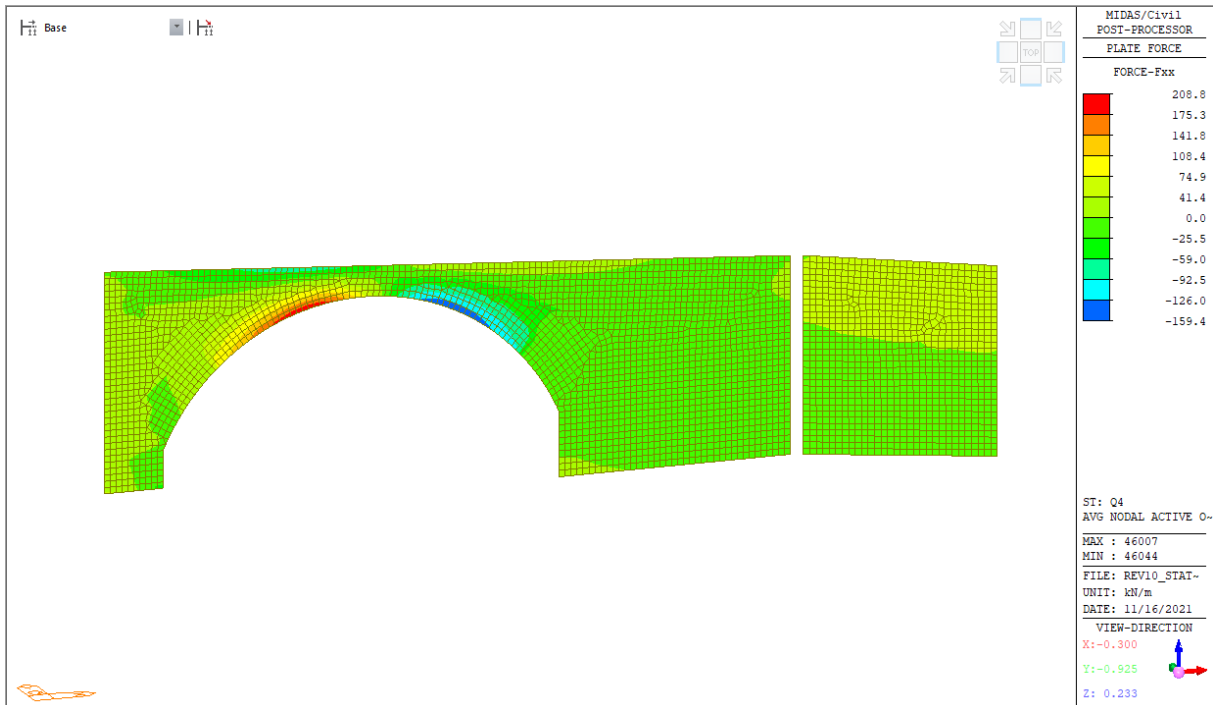
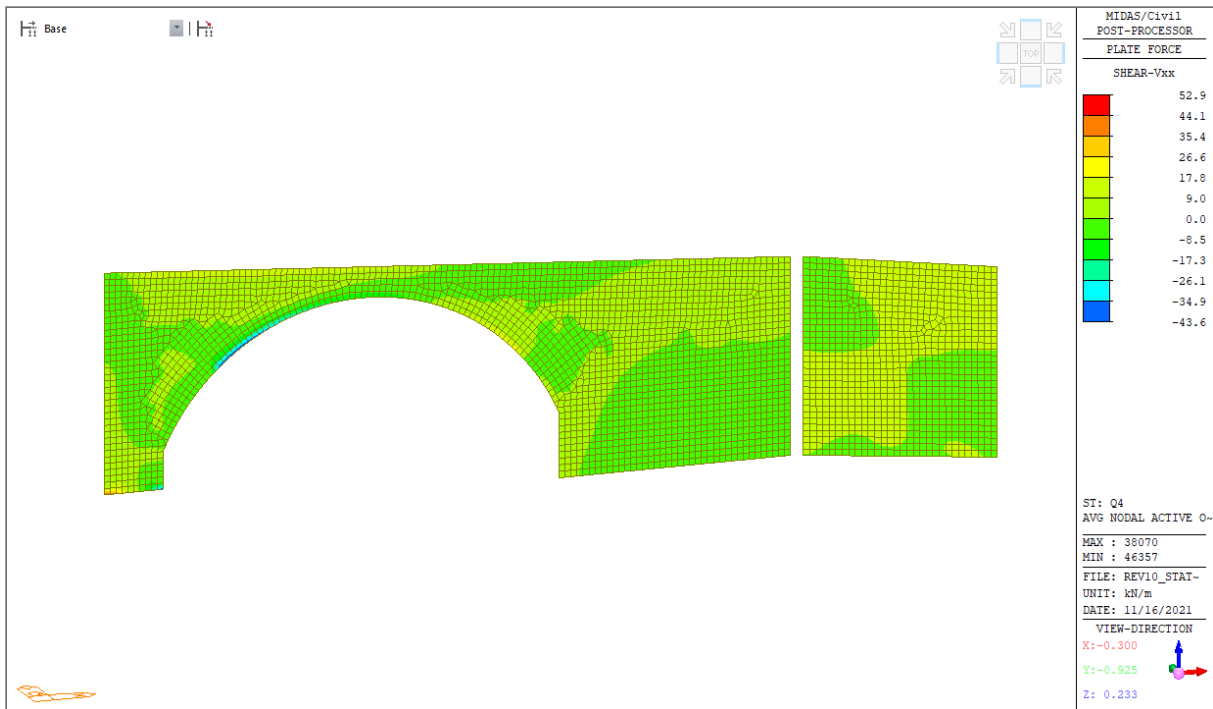




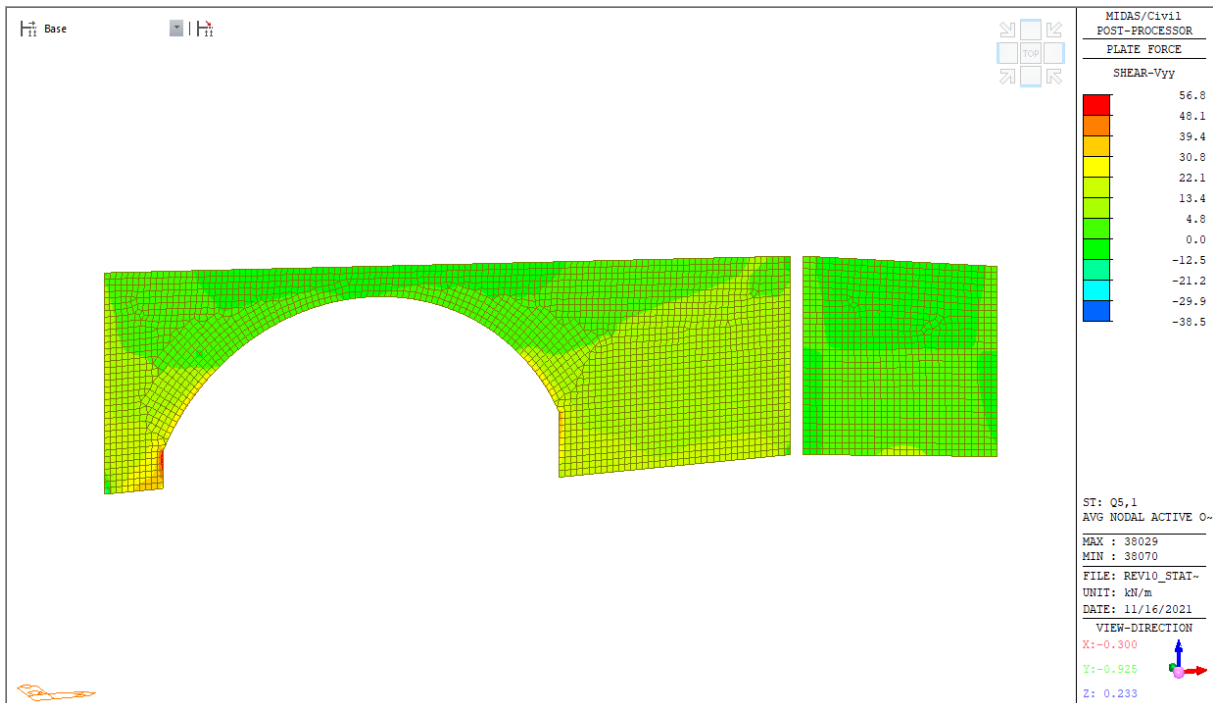
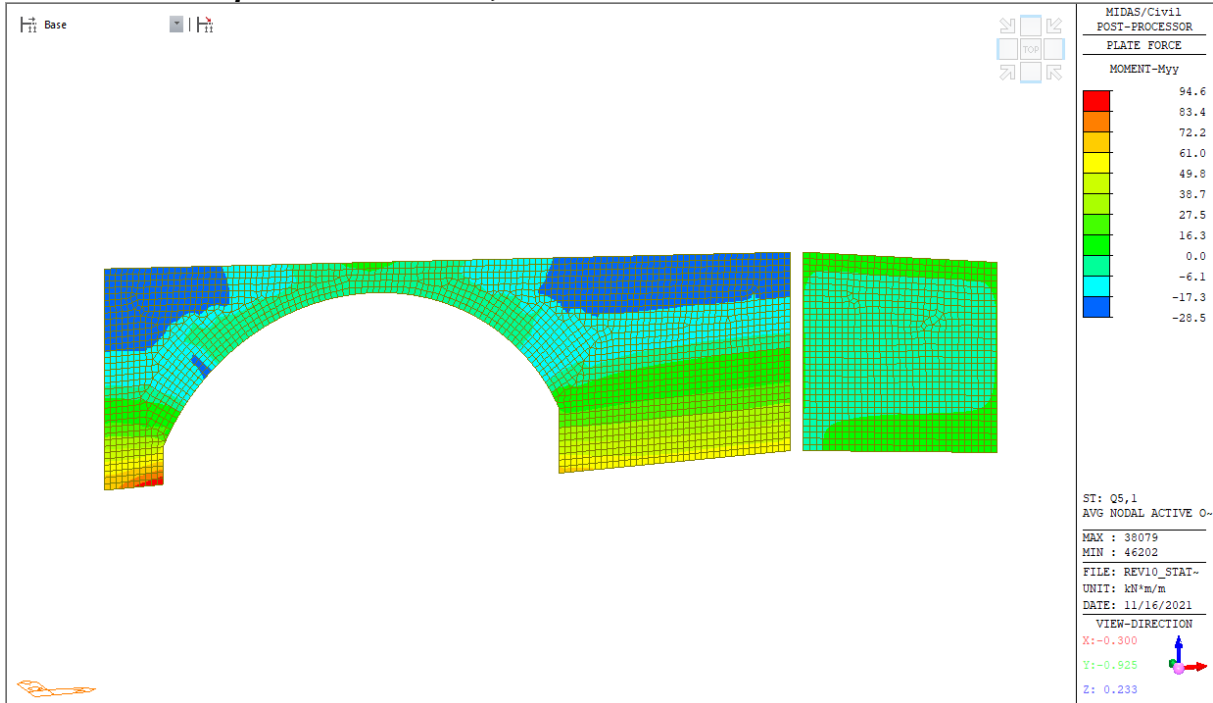
9.1.2.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga

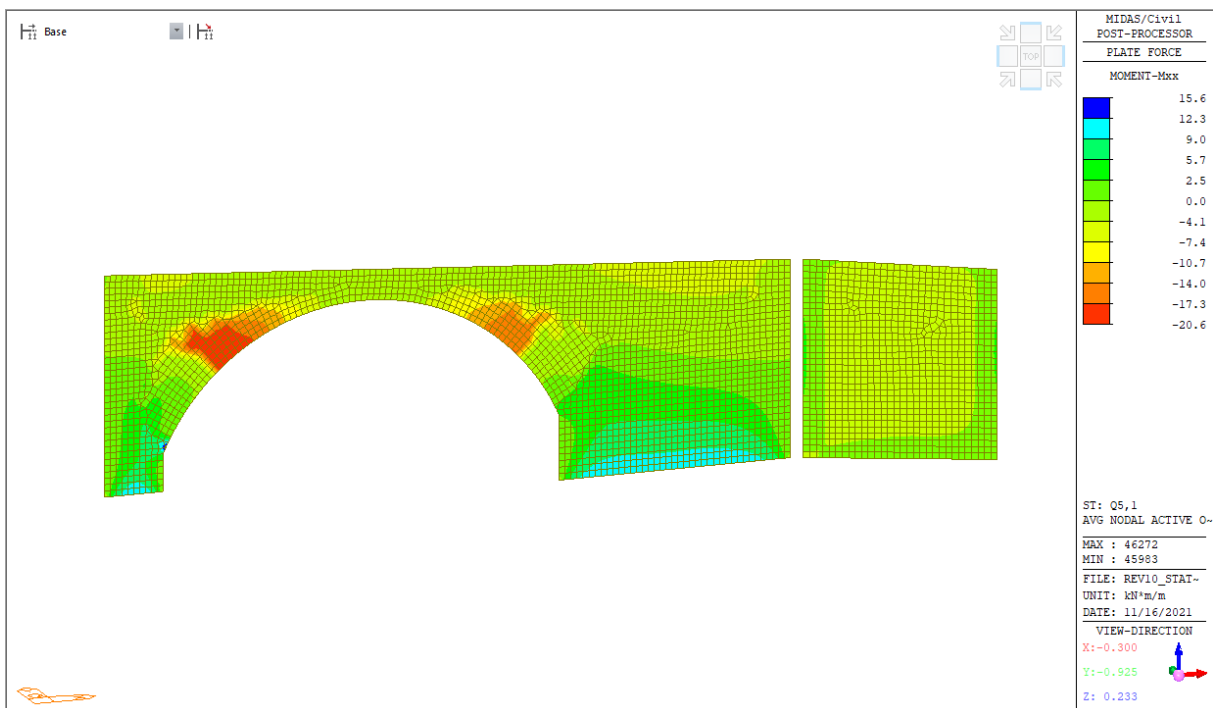
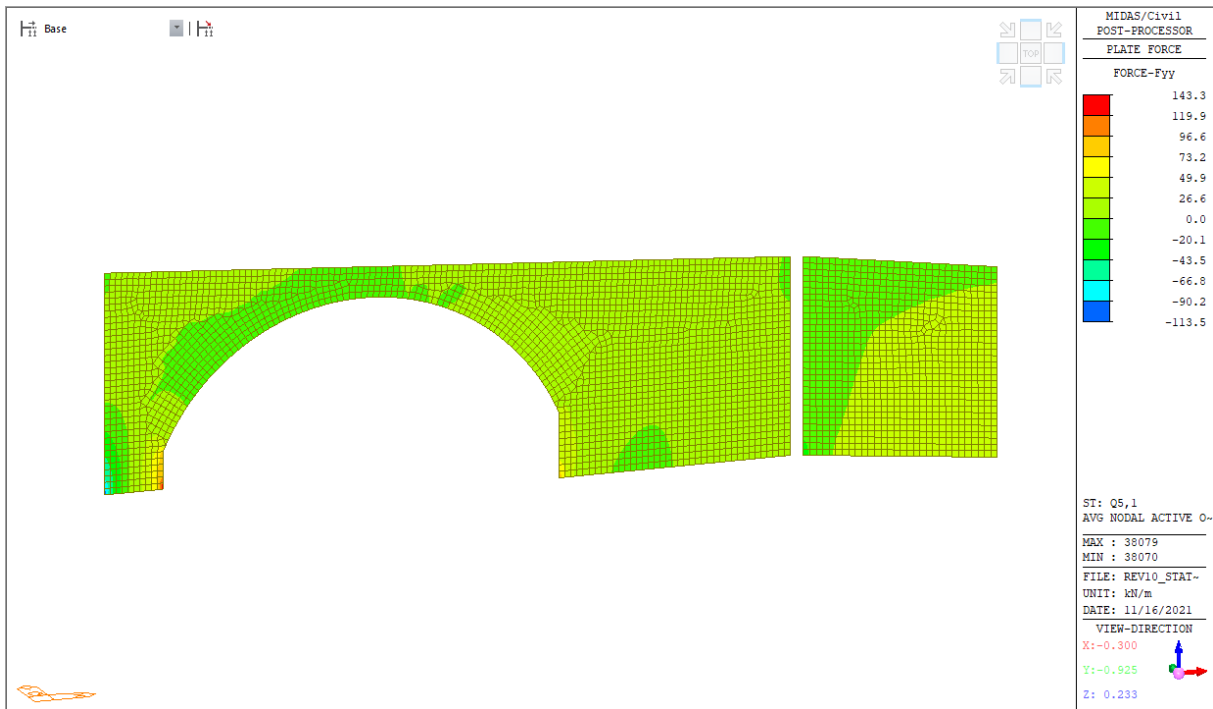


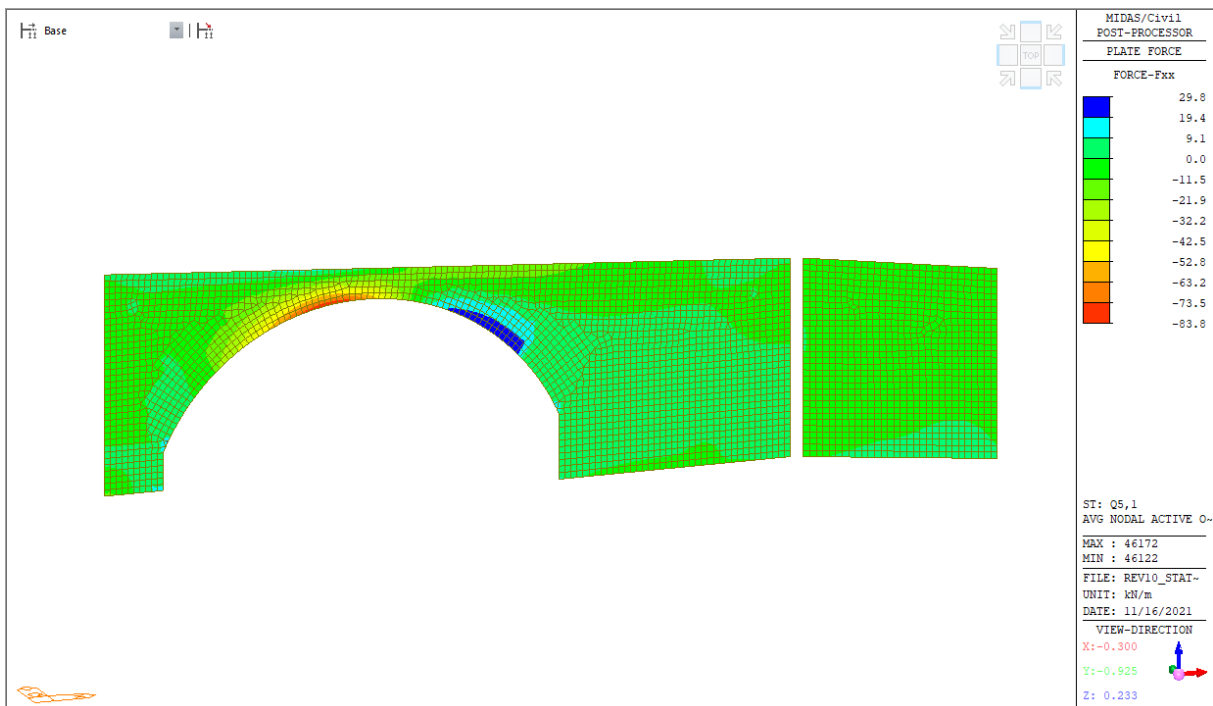
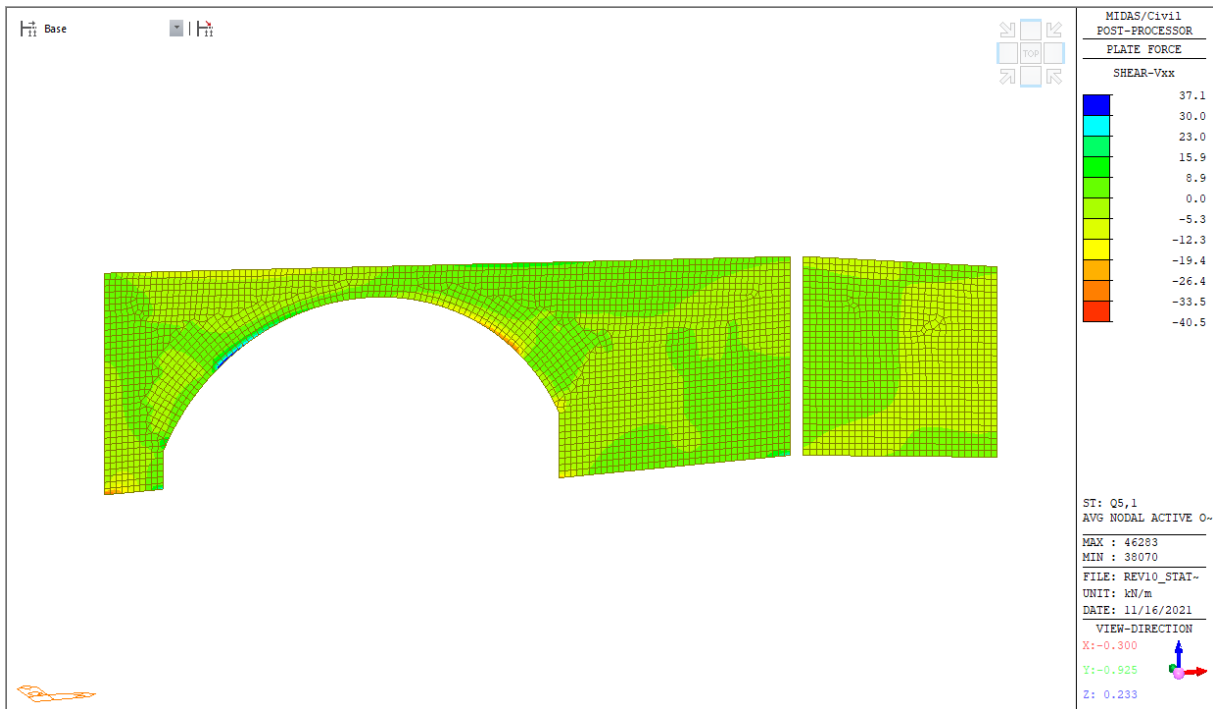




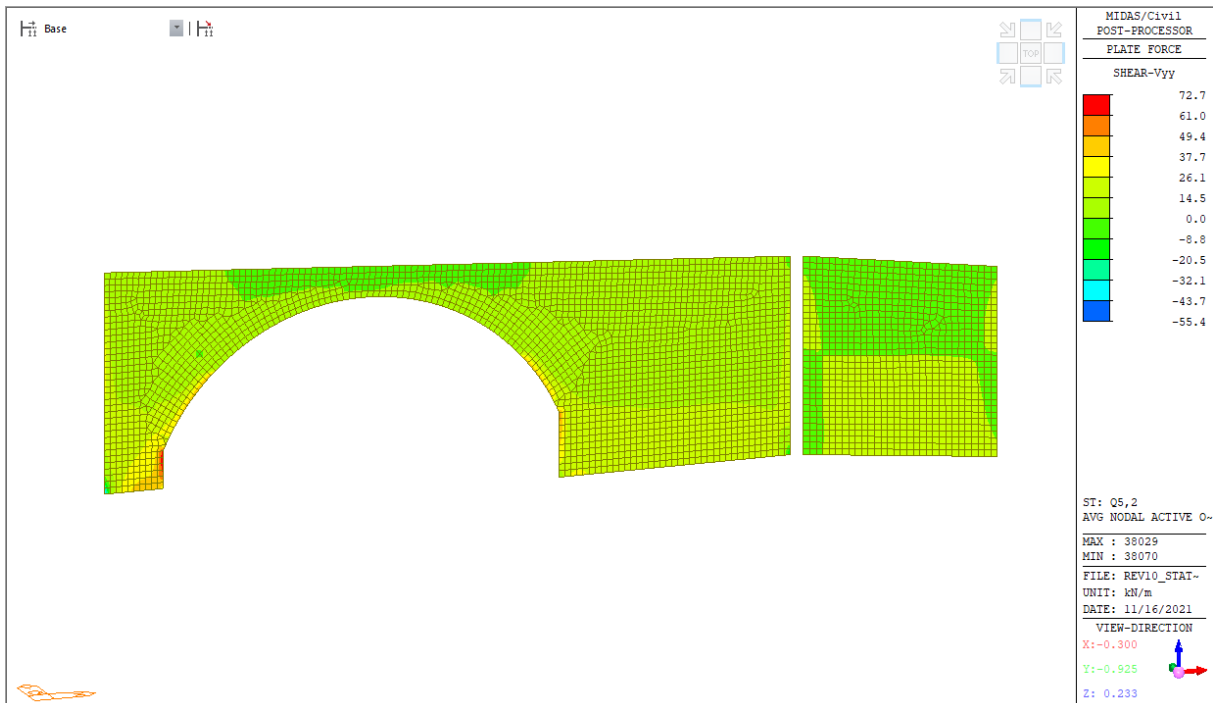
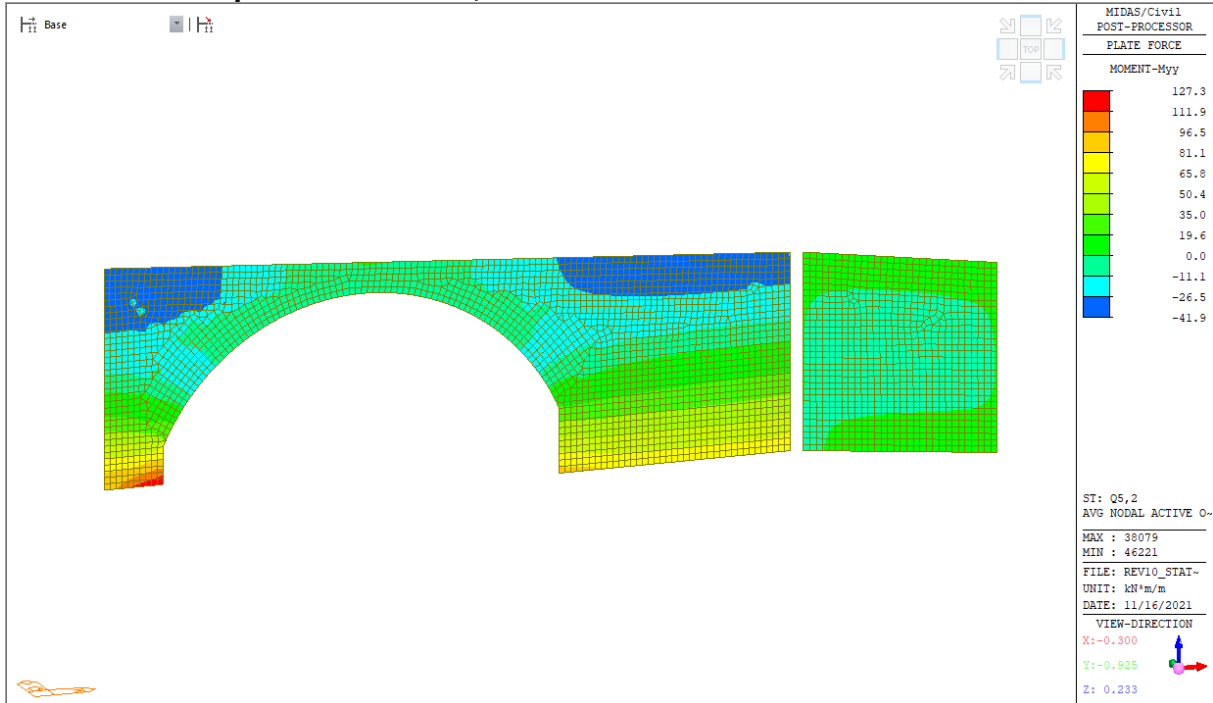
9.1.2.7 Vento a ponte scarico - Q5,1

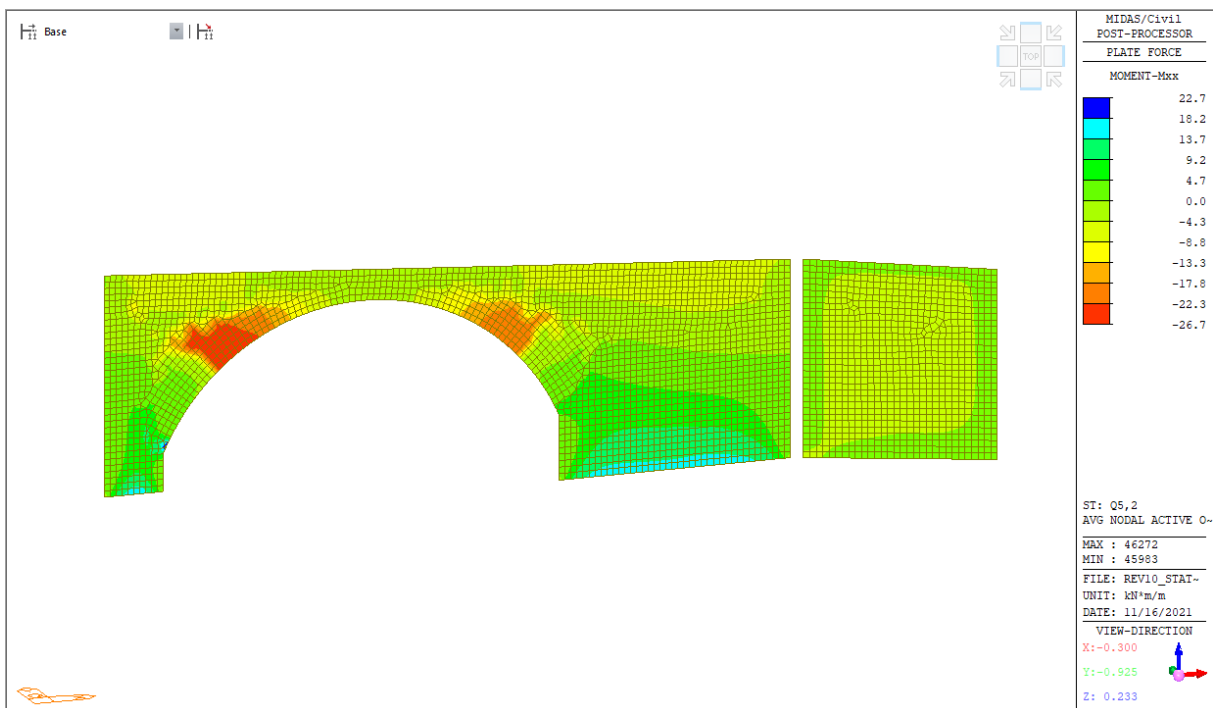
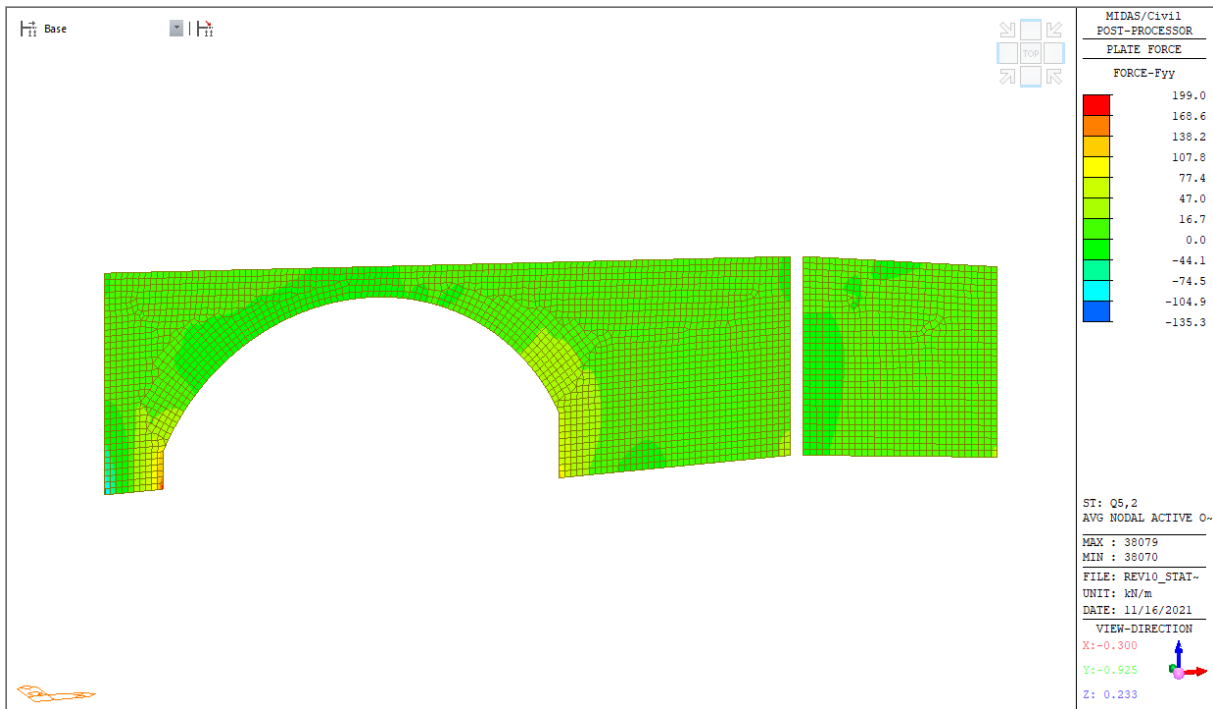


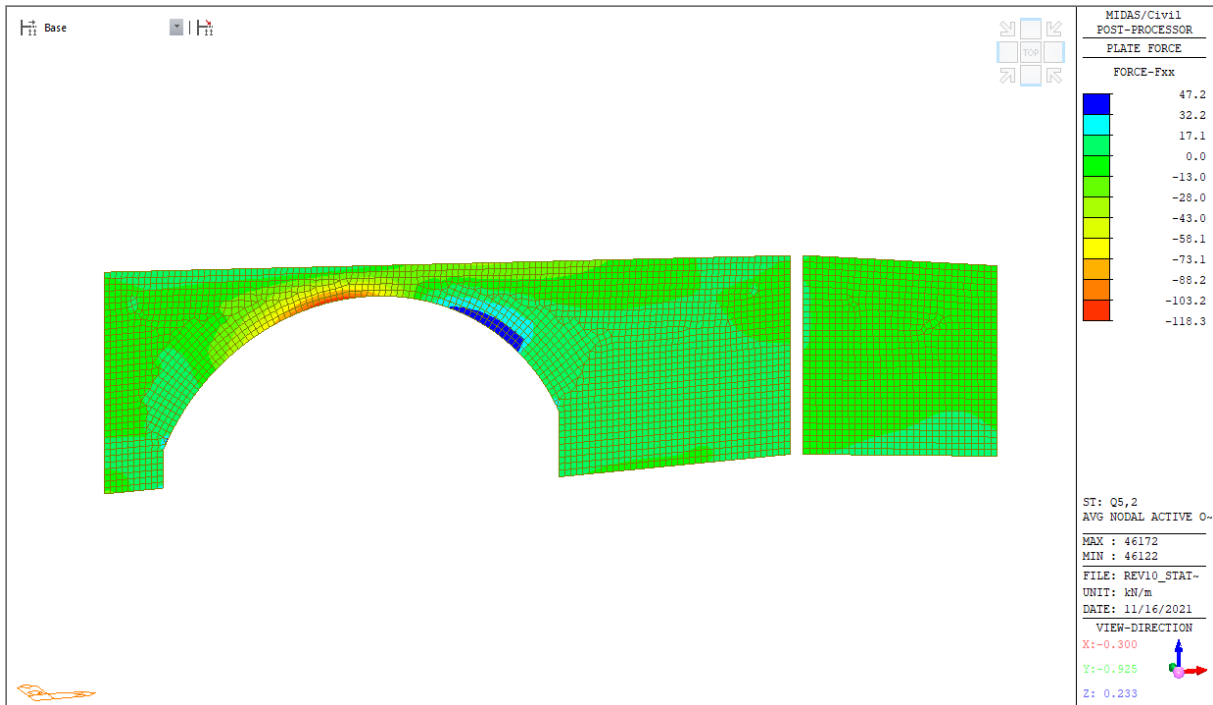
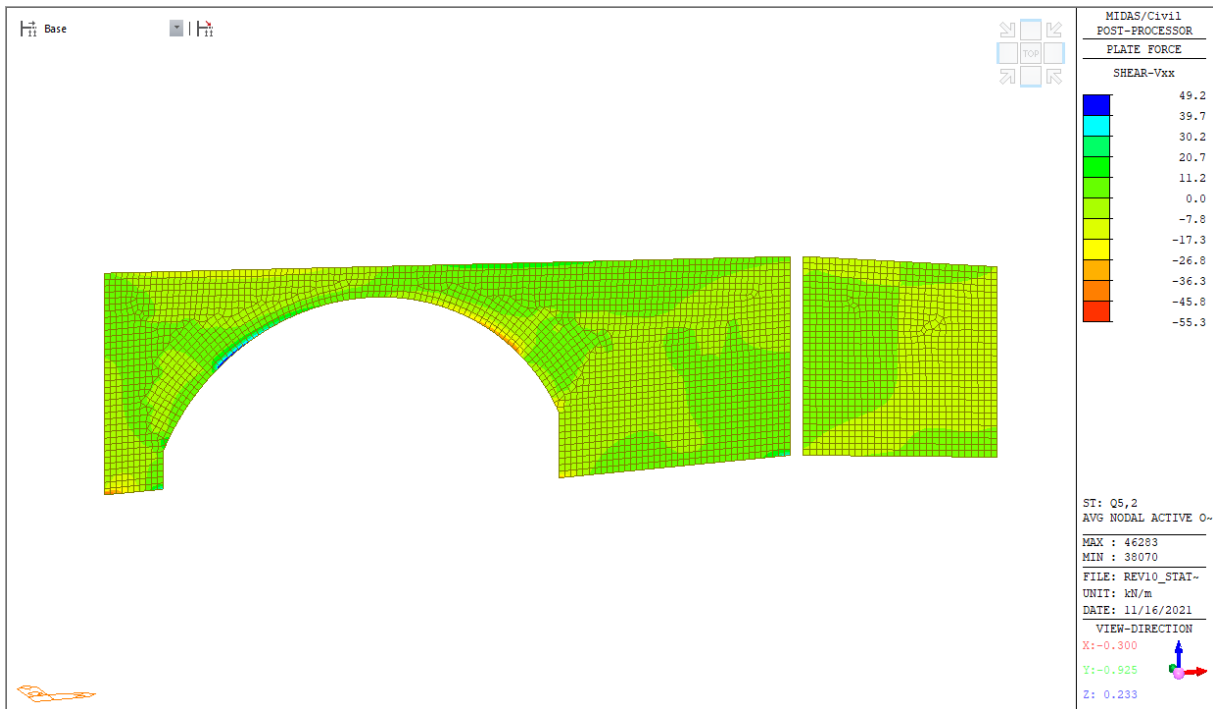




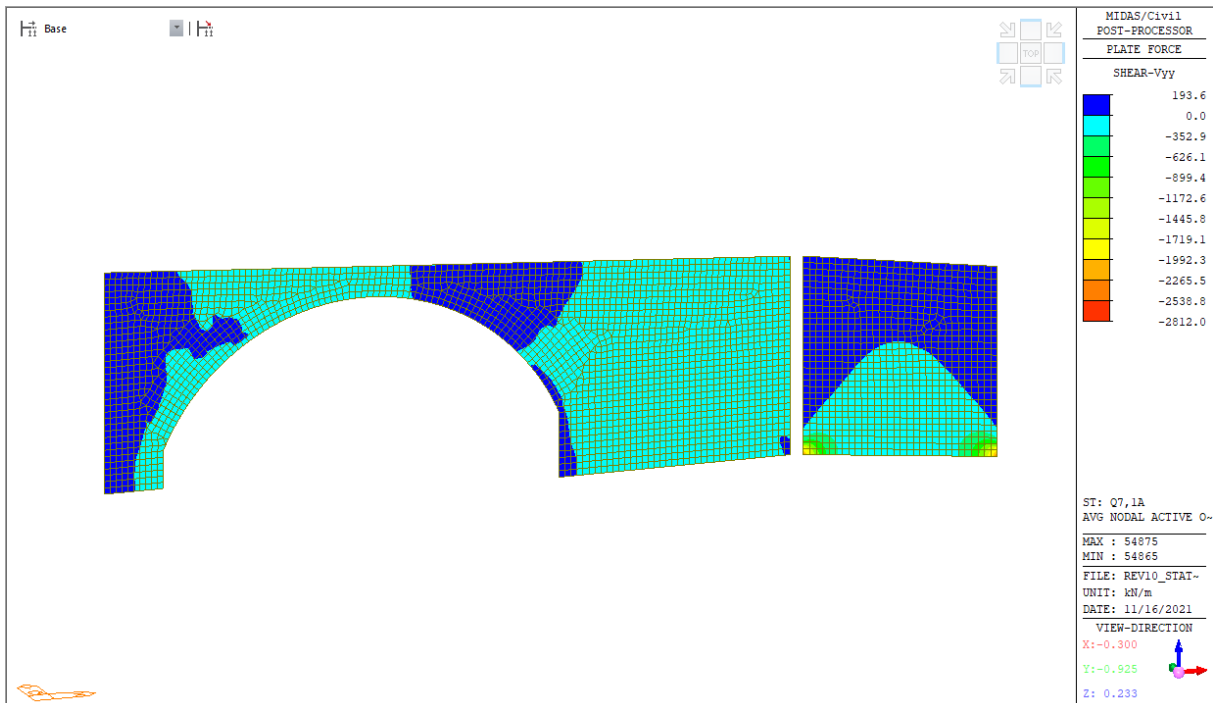
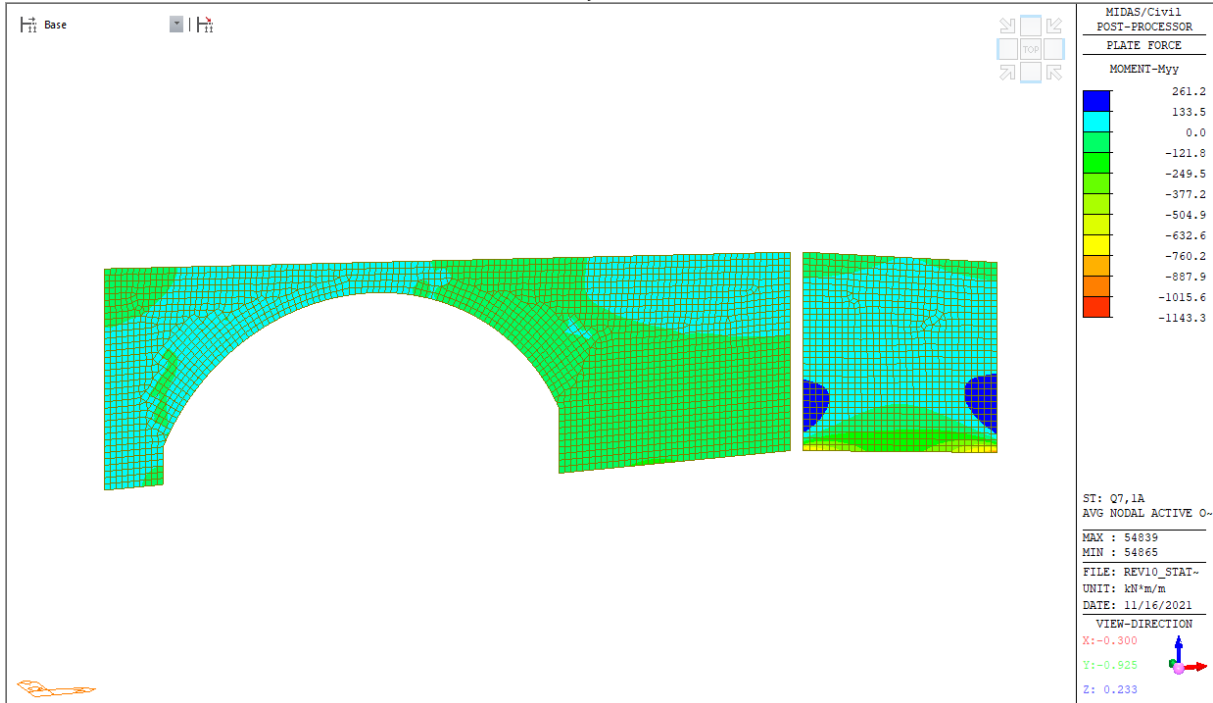
9.1.2.8 Vento a ponte carico - Q5,2

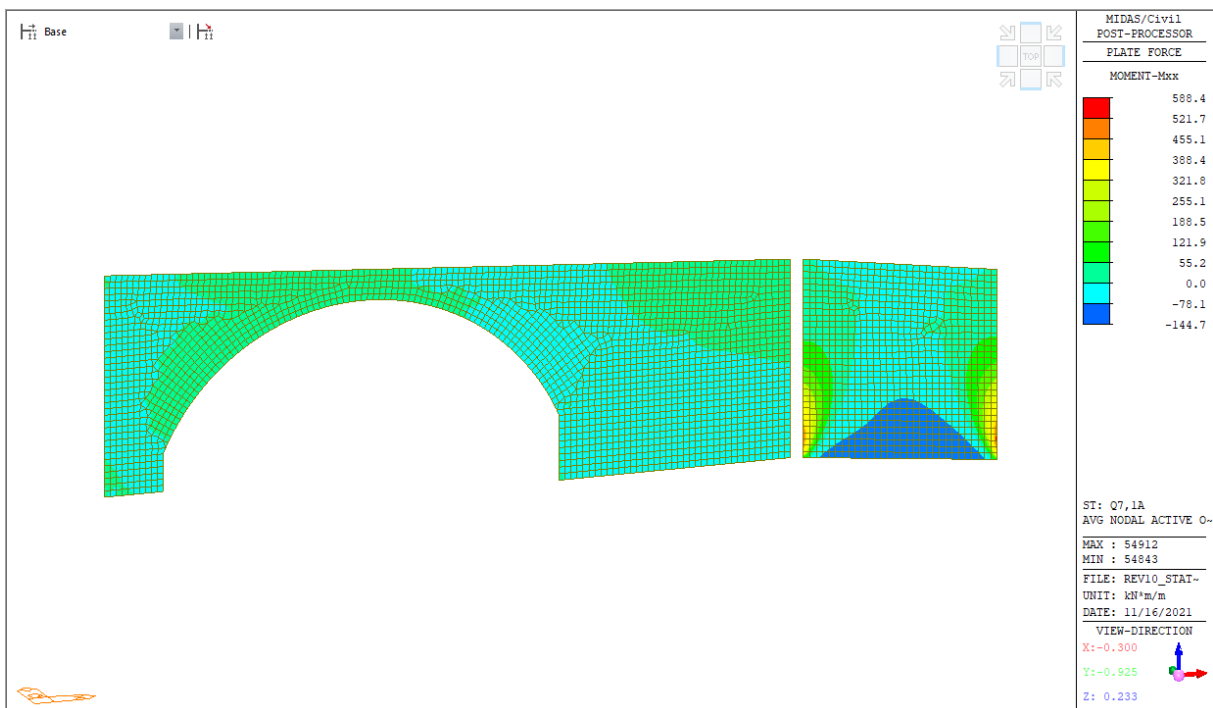
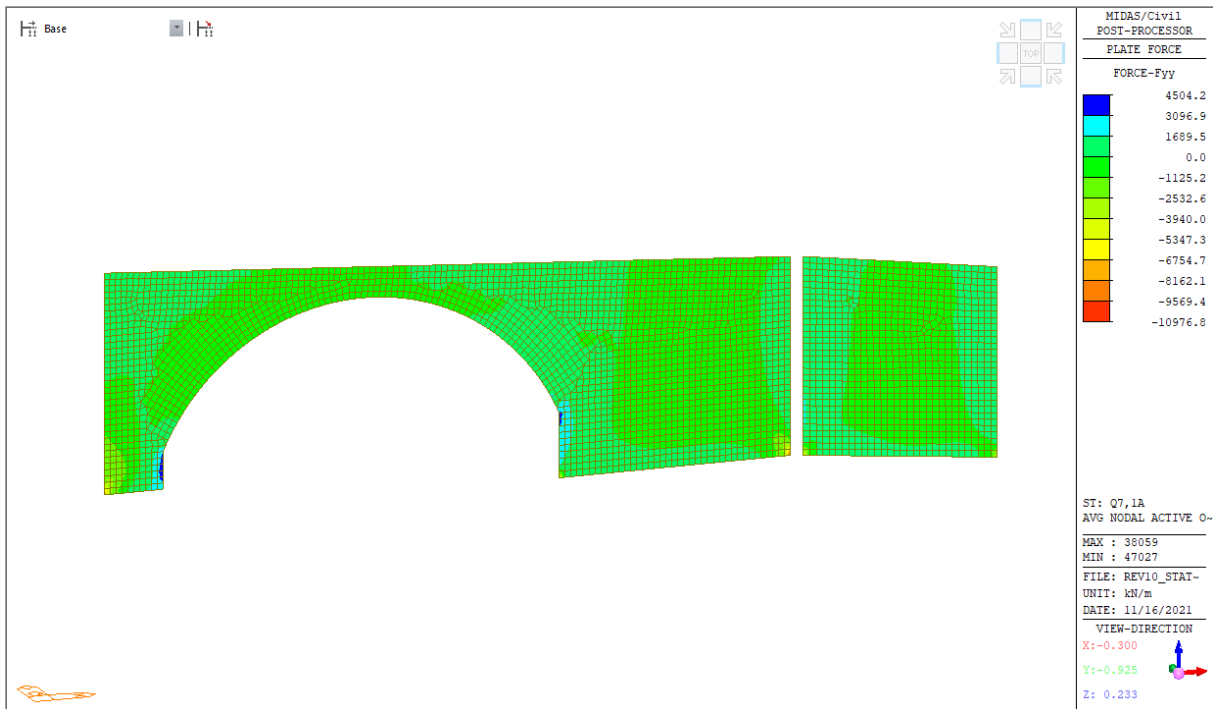


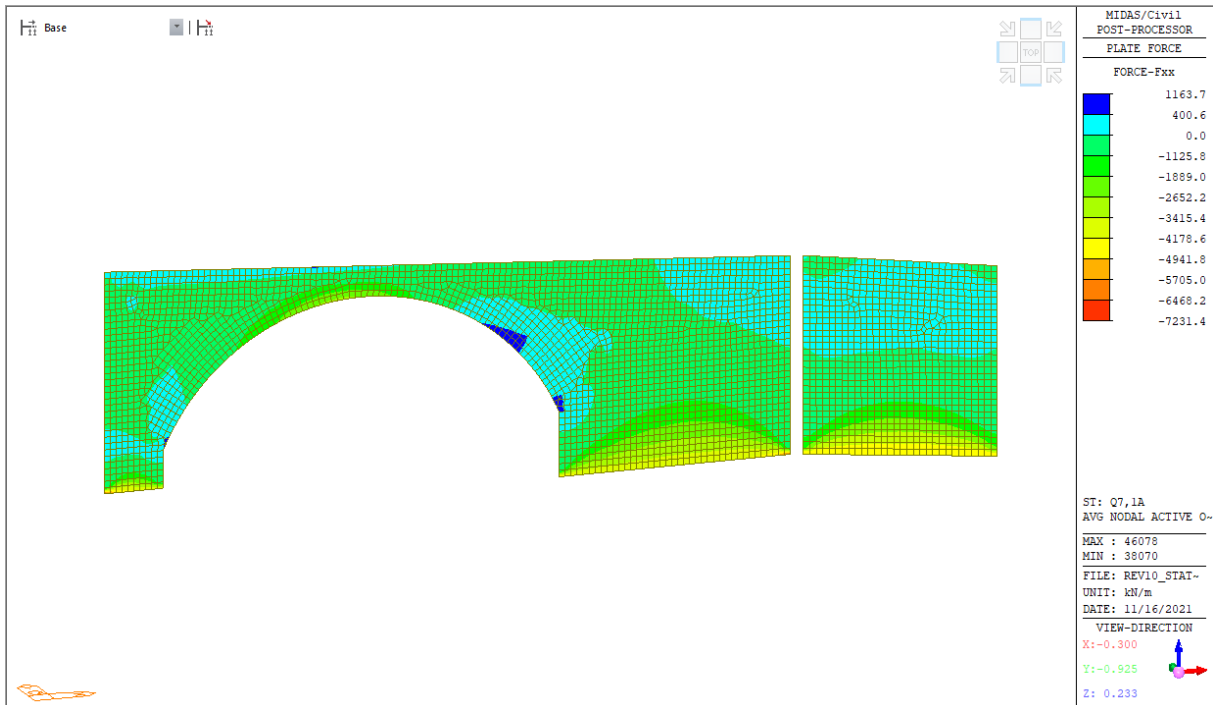
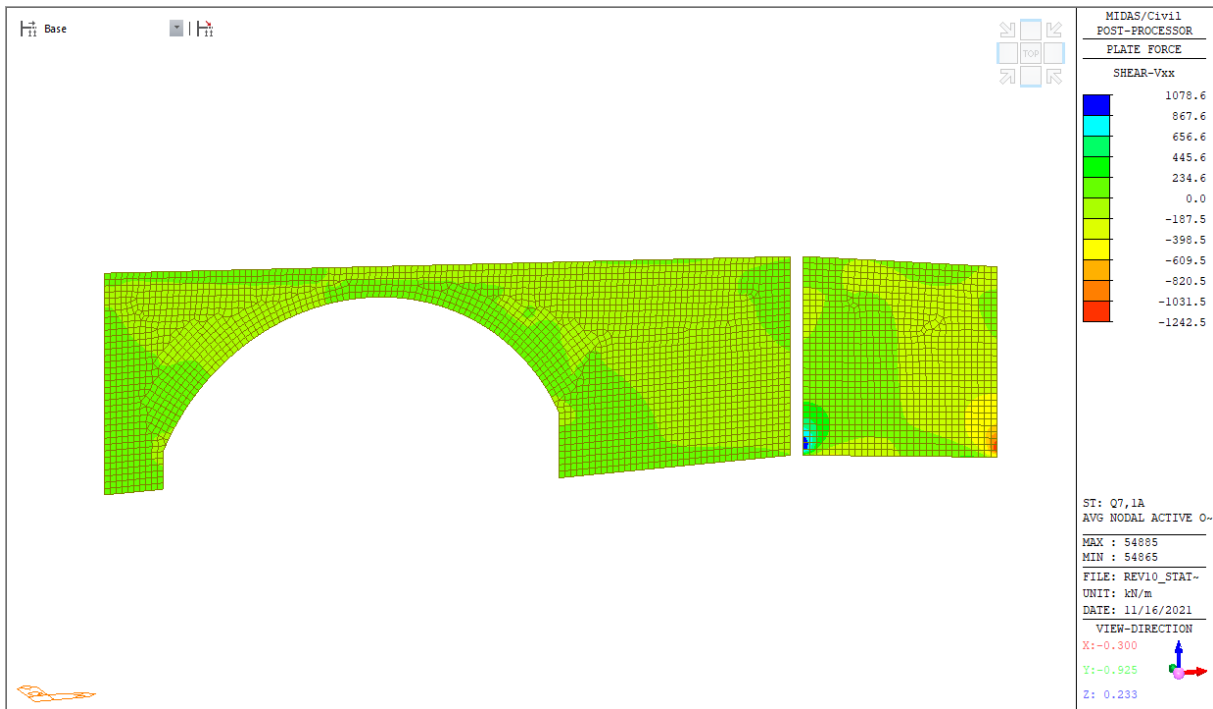




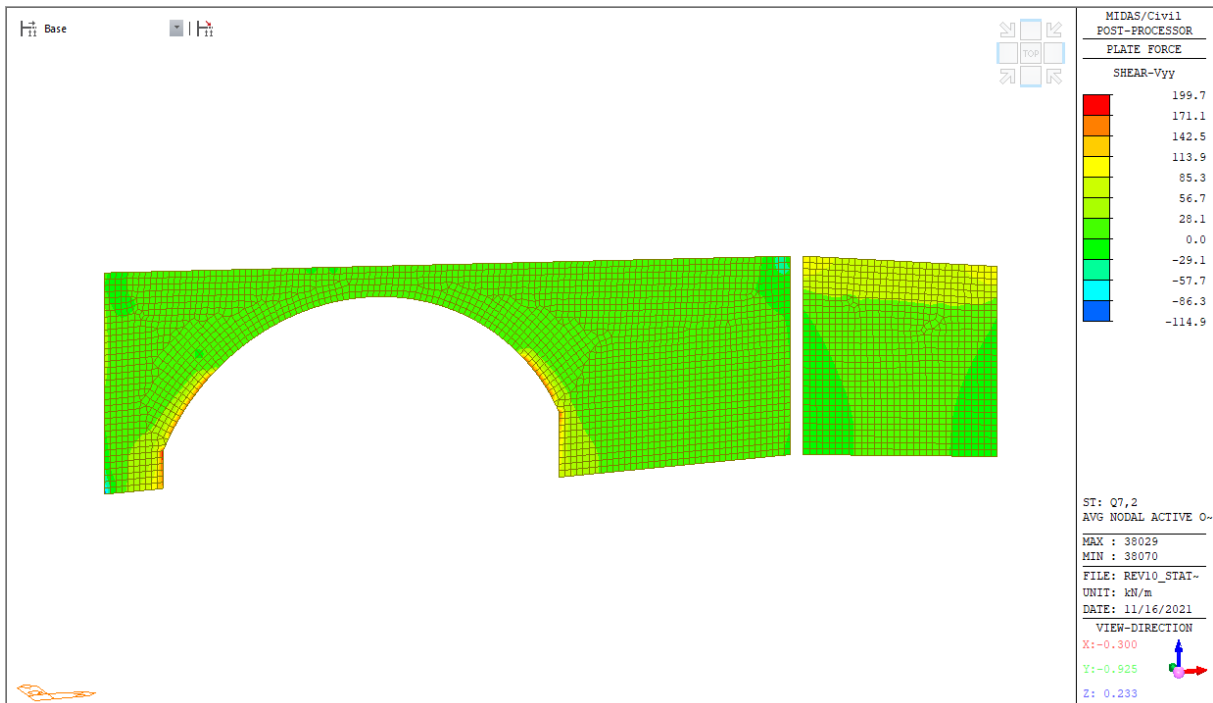
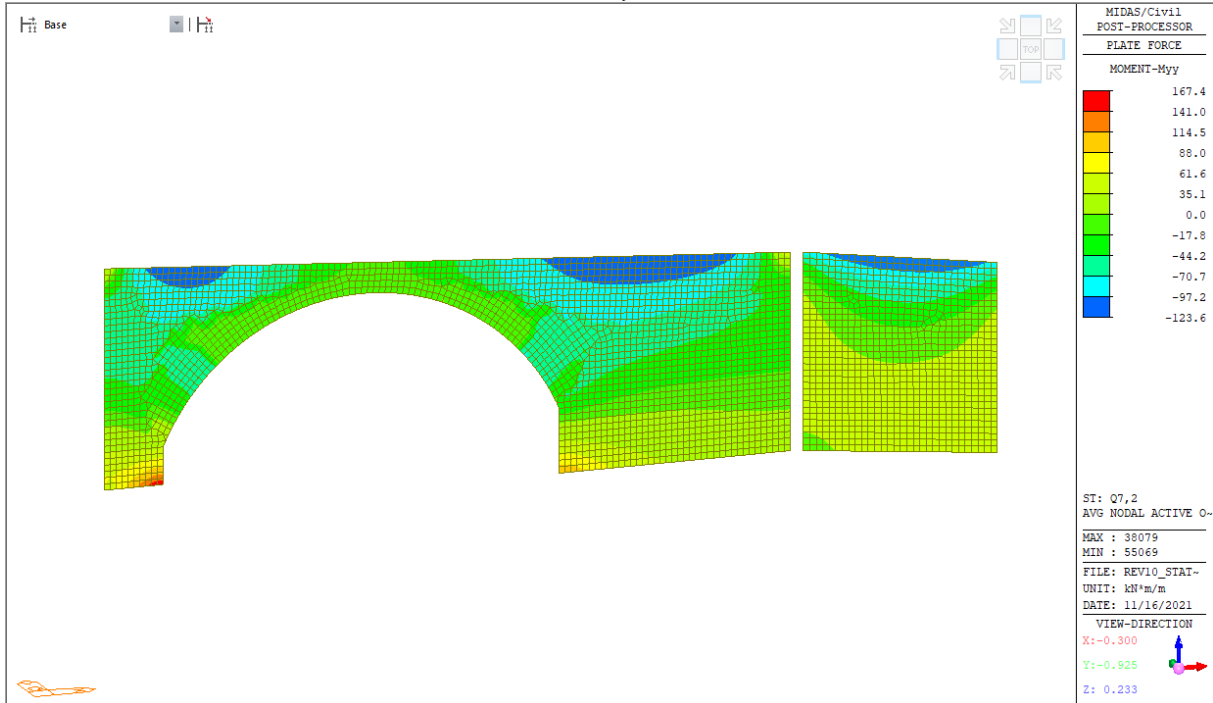
9.1.2.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a

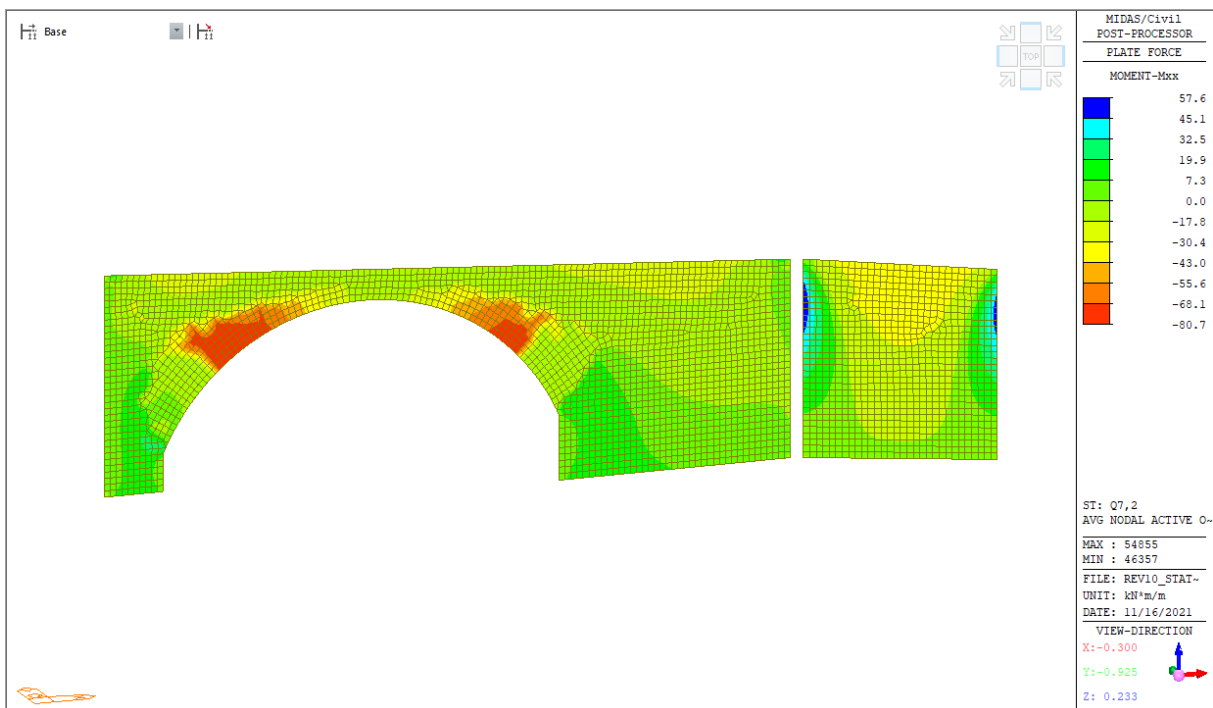
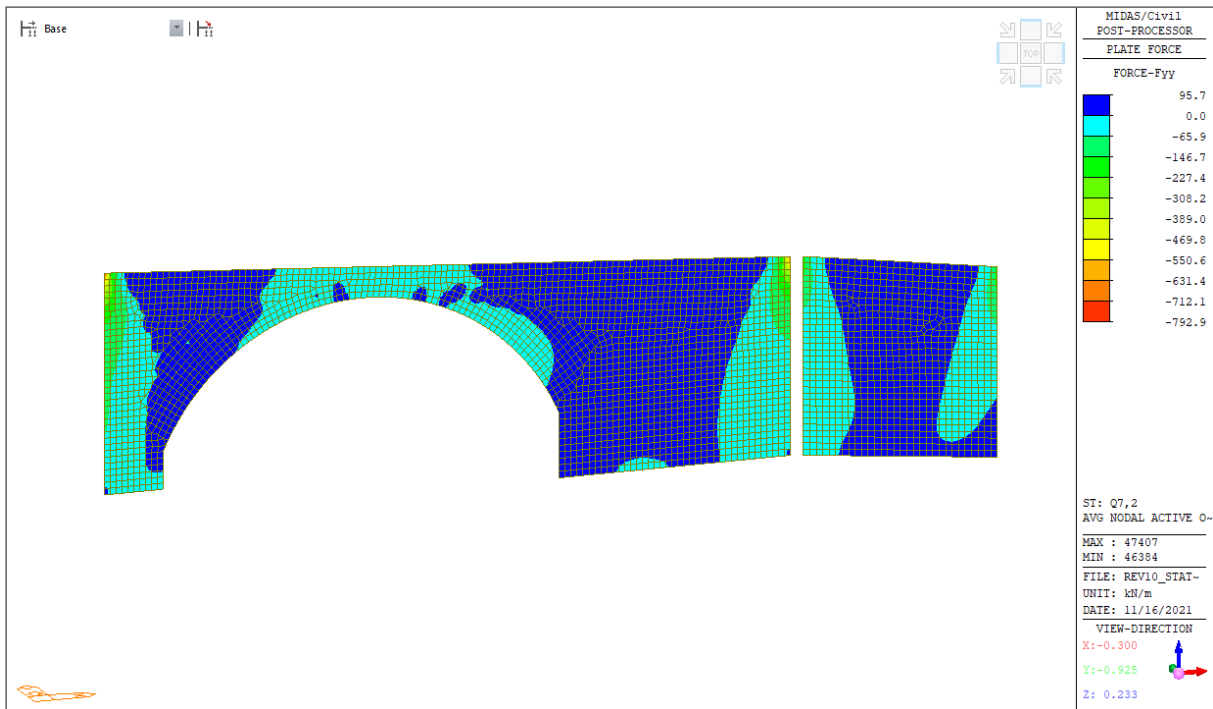


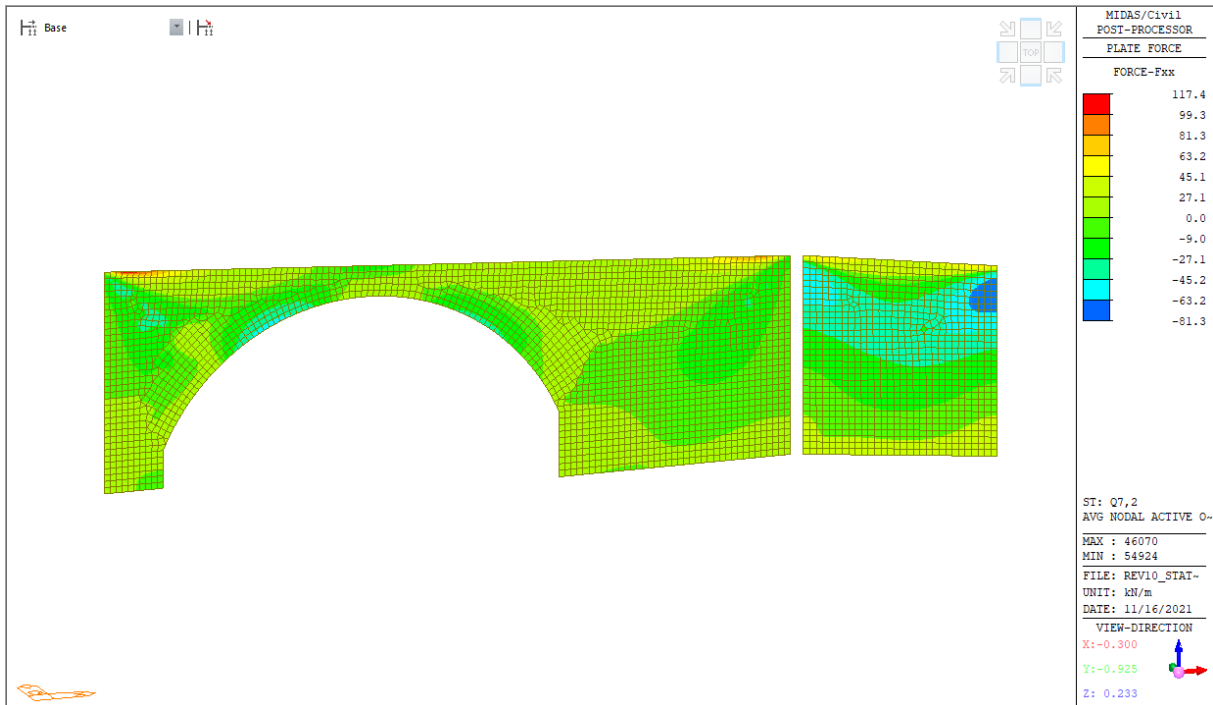
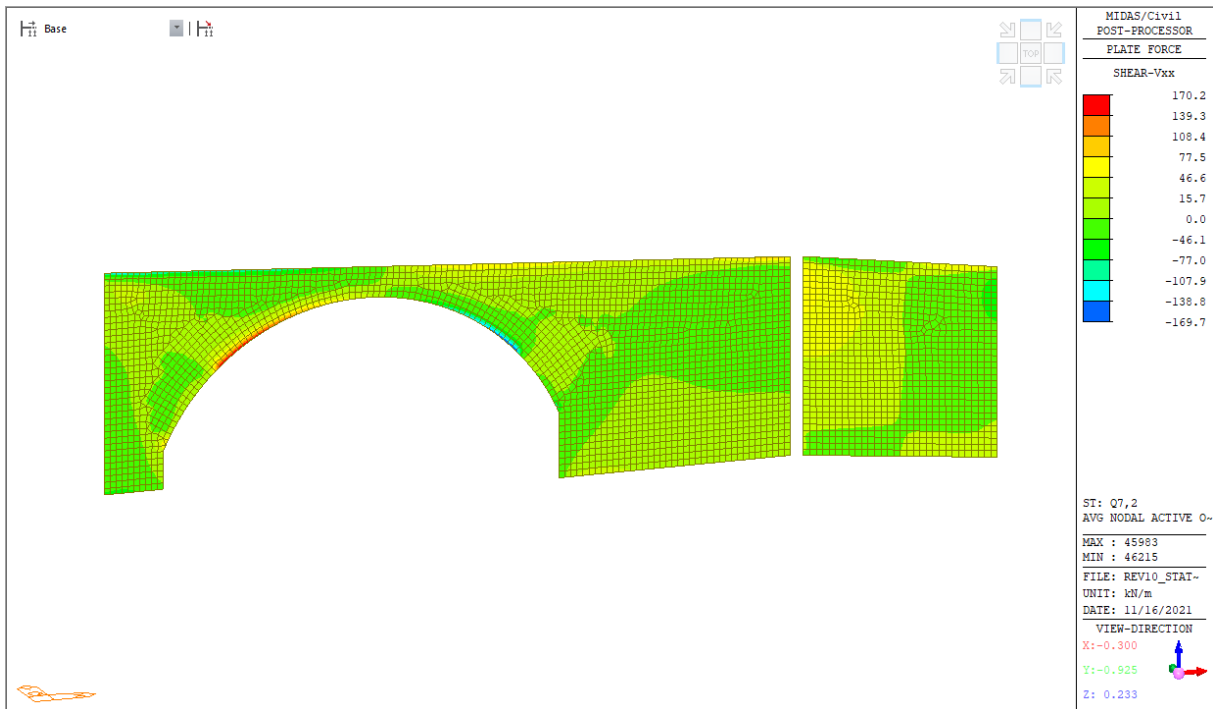




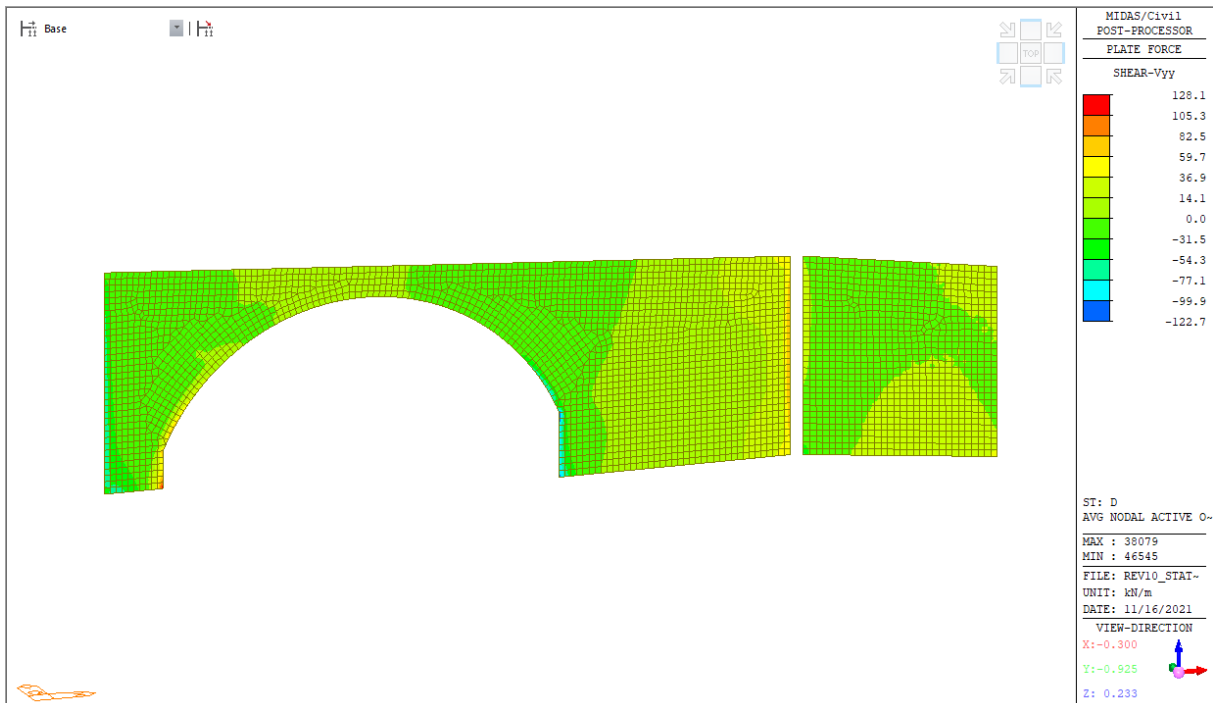
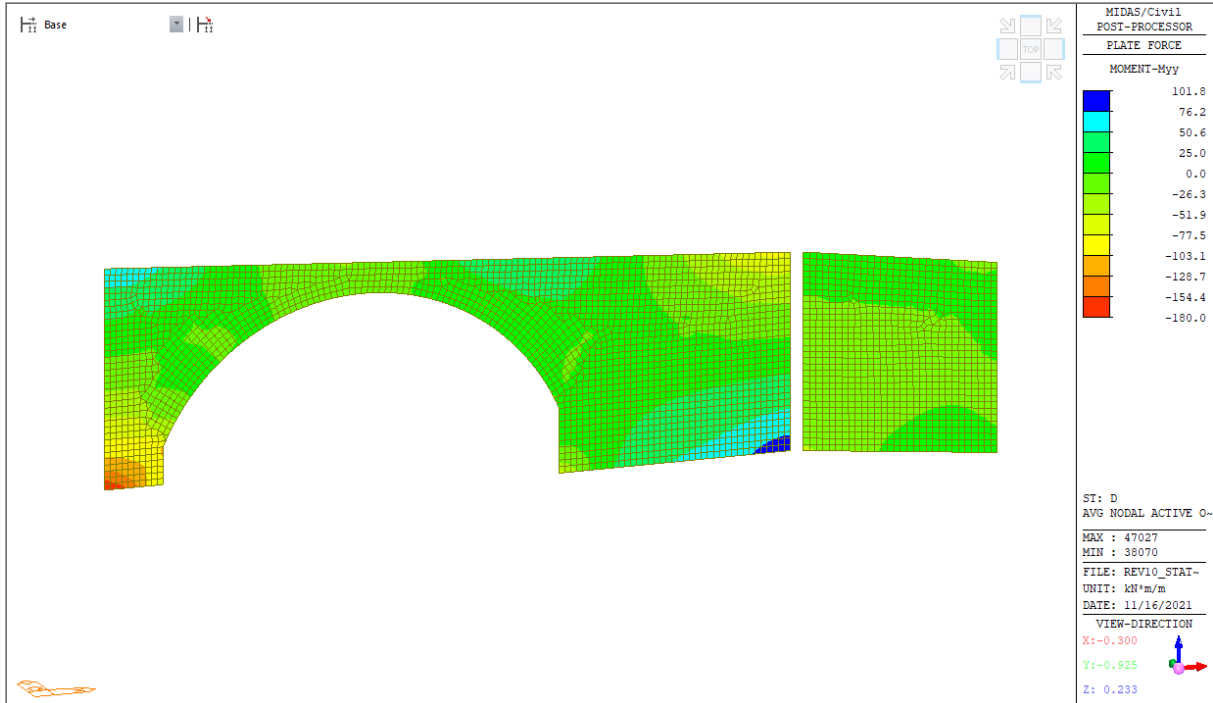
9.1.2.10 *Variazione termica lineare - Q7,2*

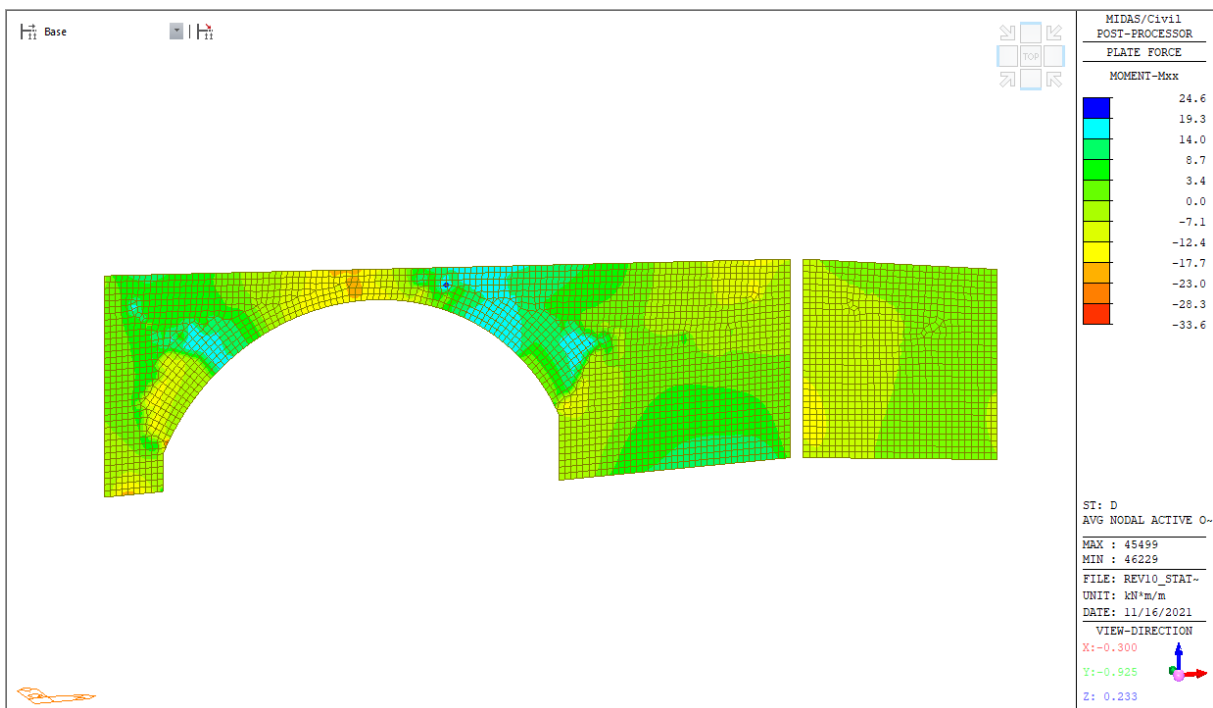
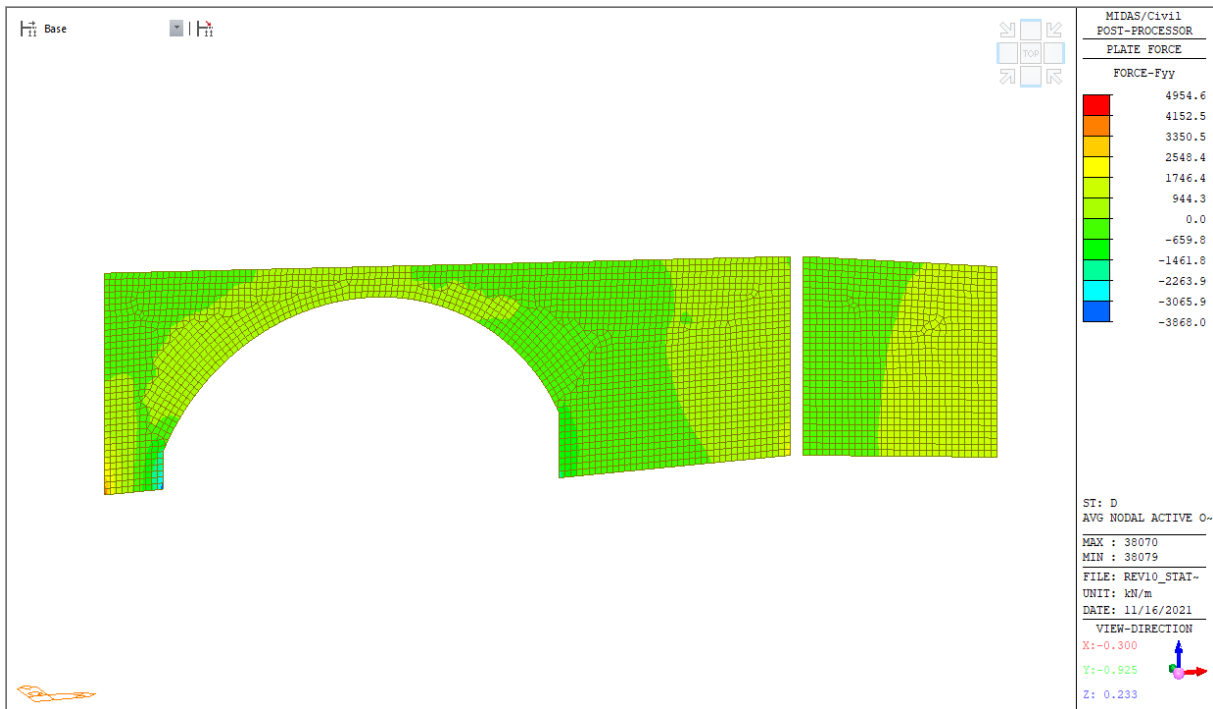


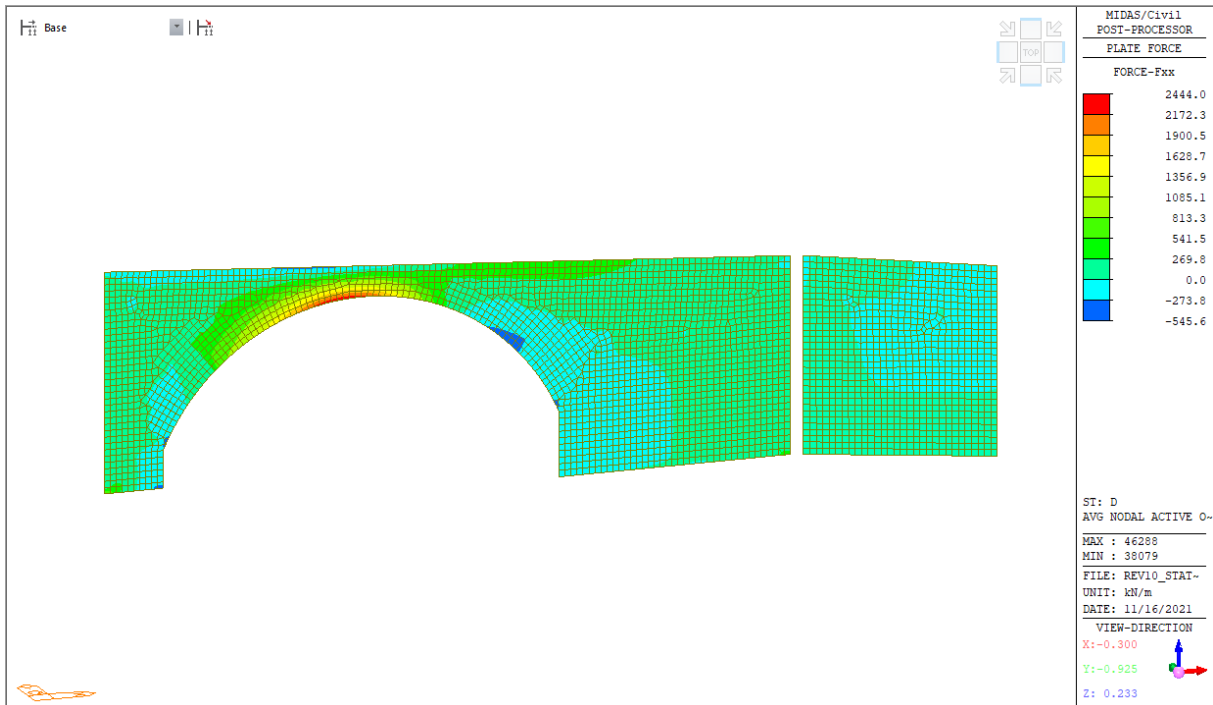
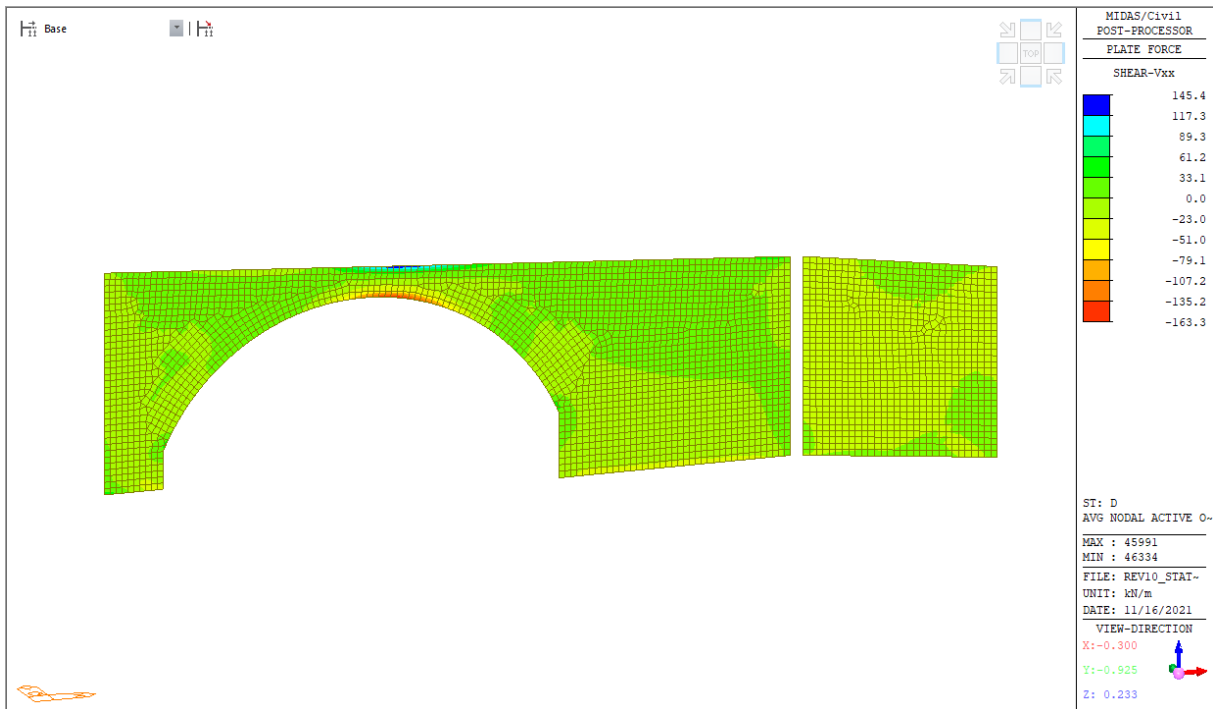




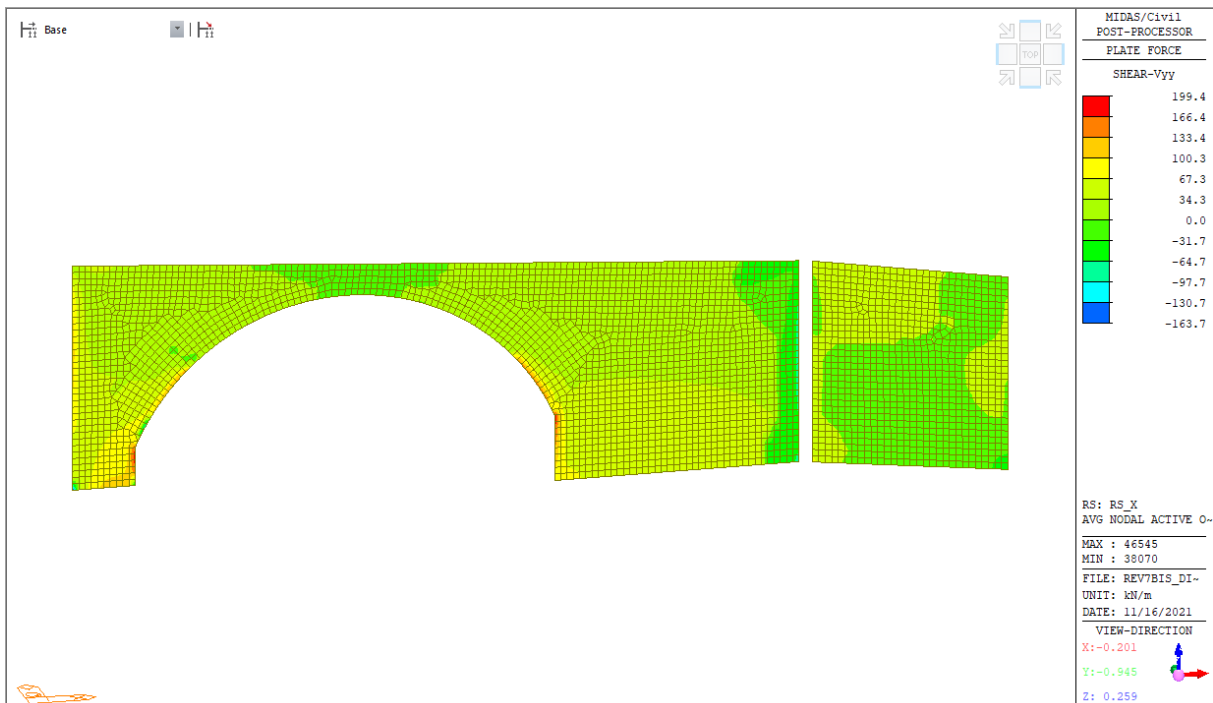
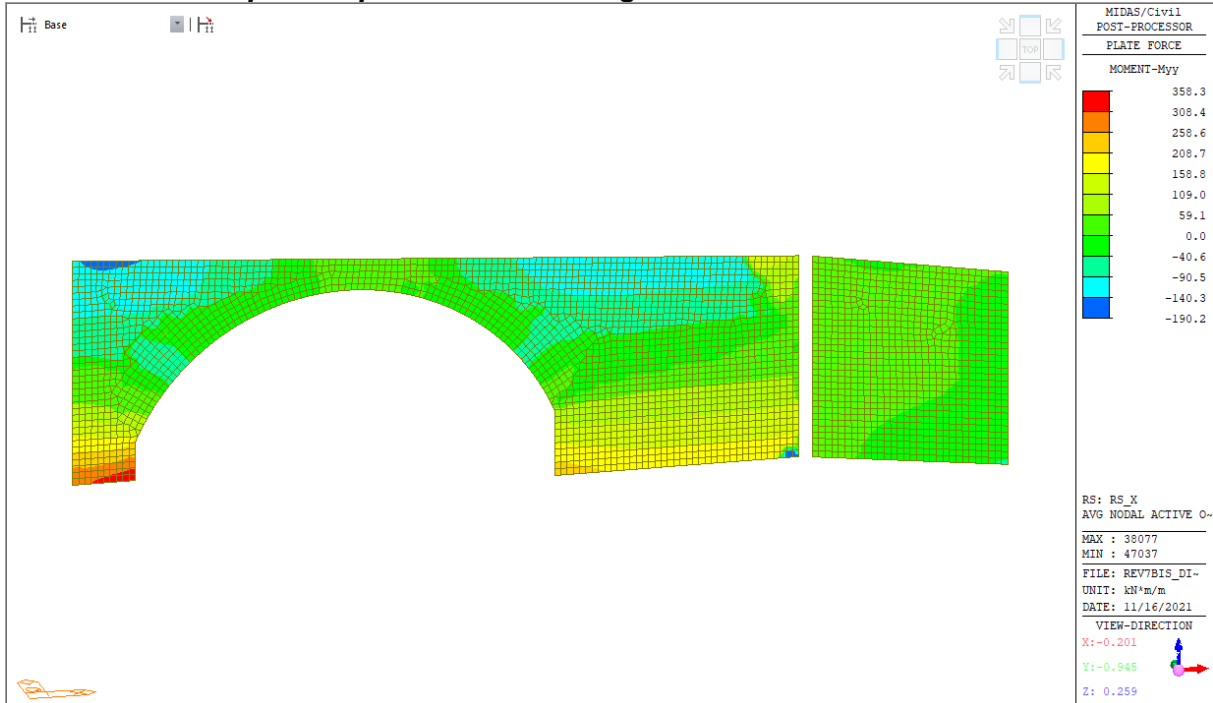
9.1.2.11 Ritiro del calcestruzzo - D

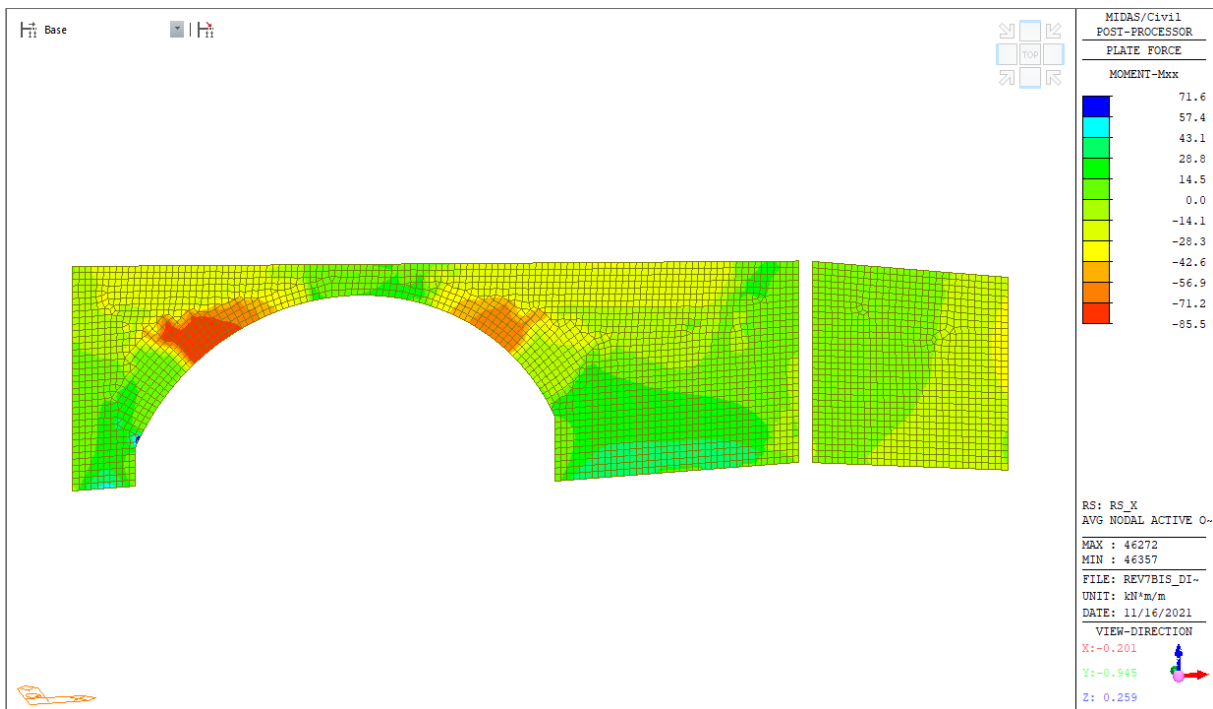
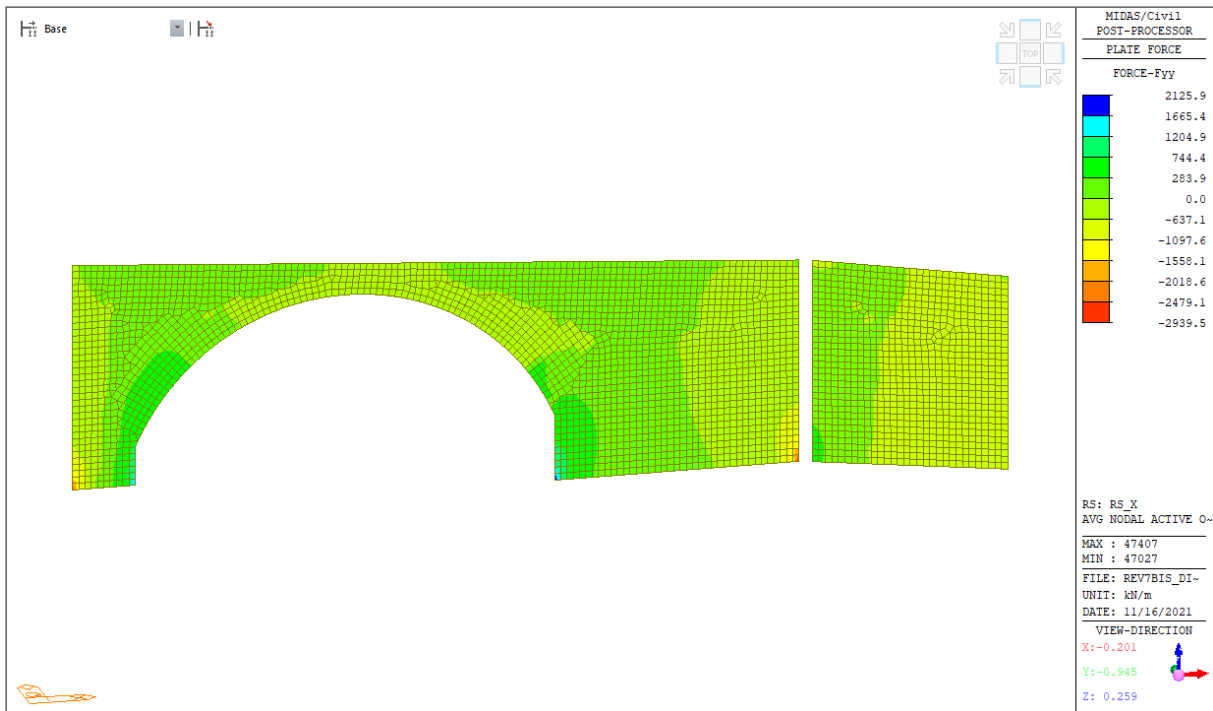


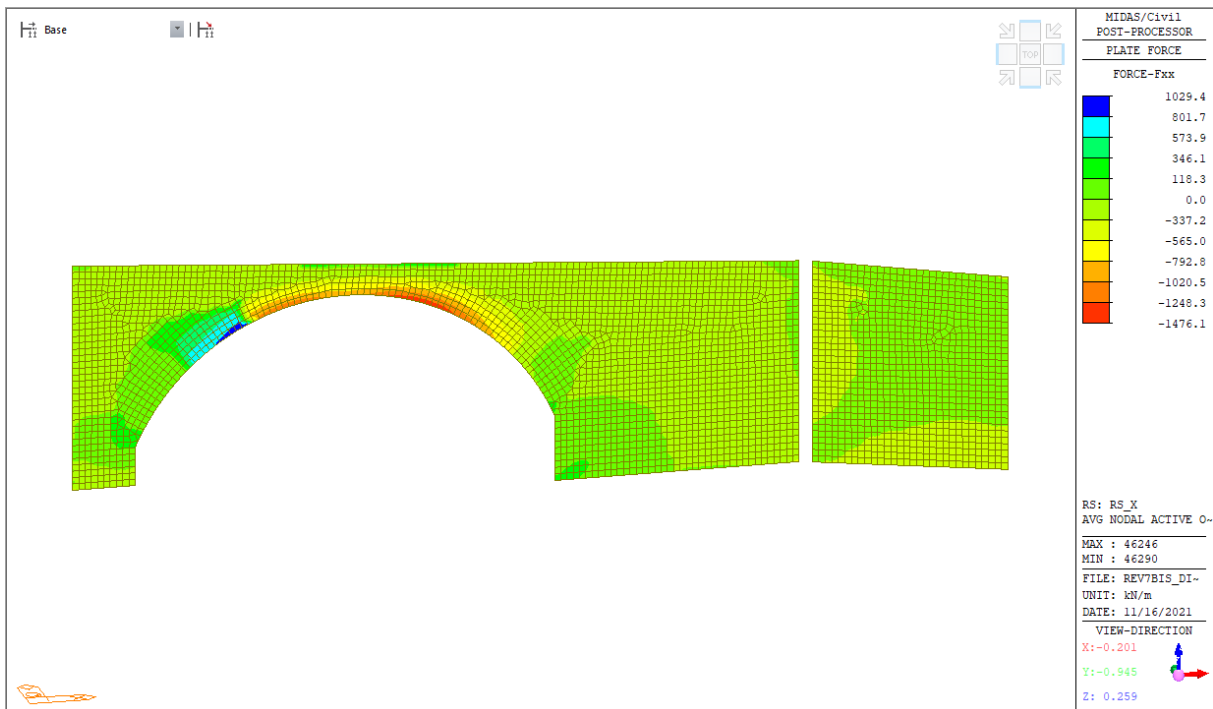
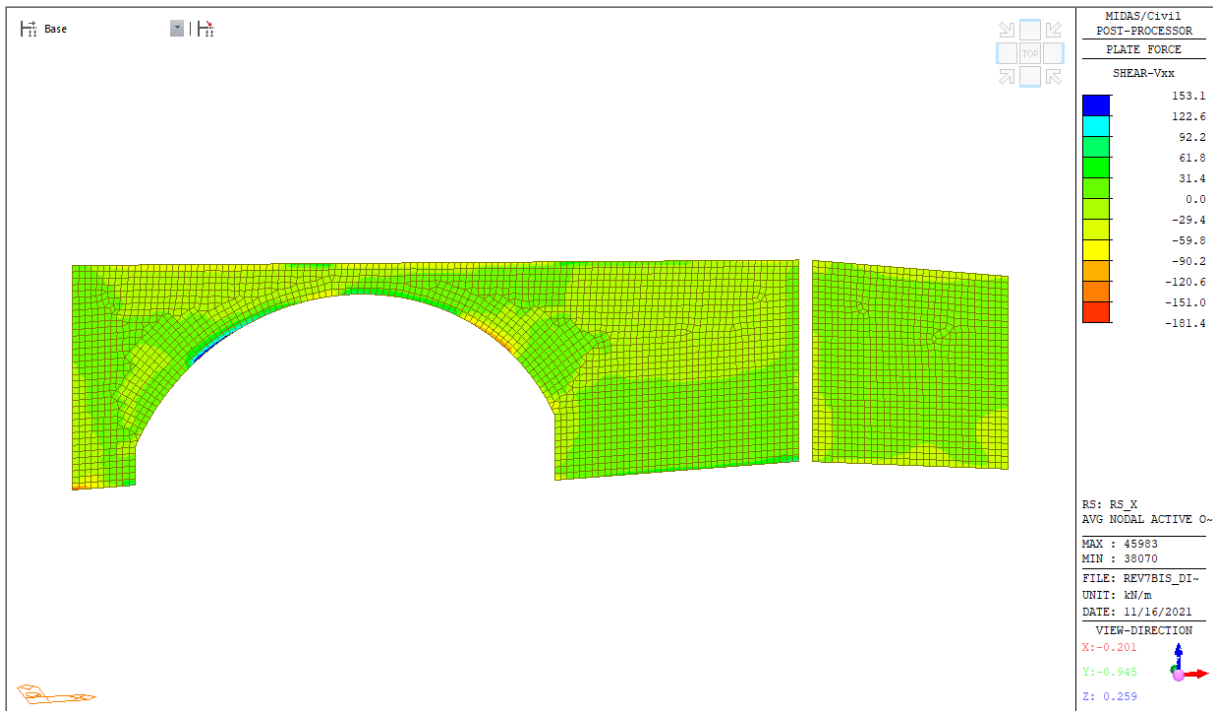




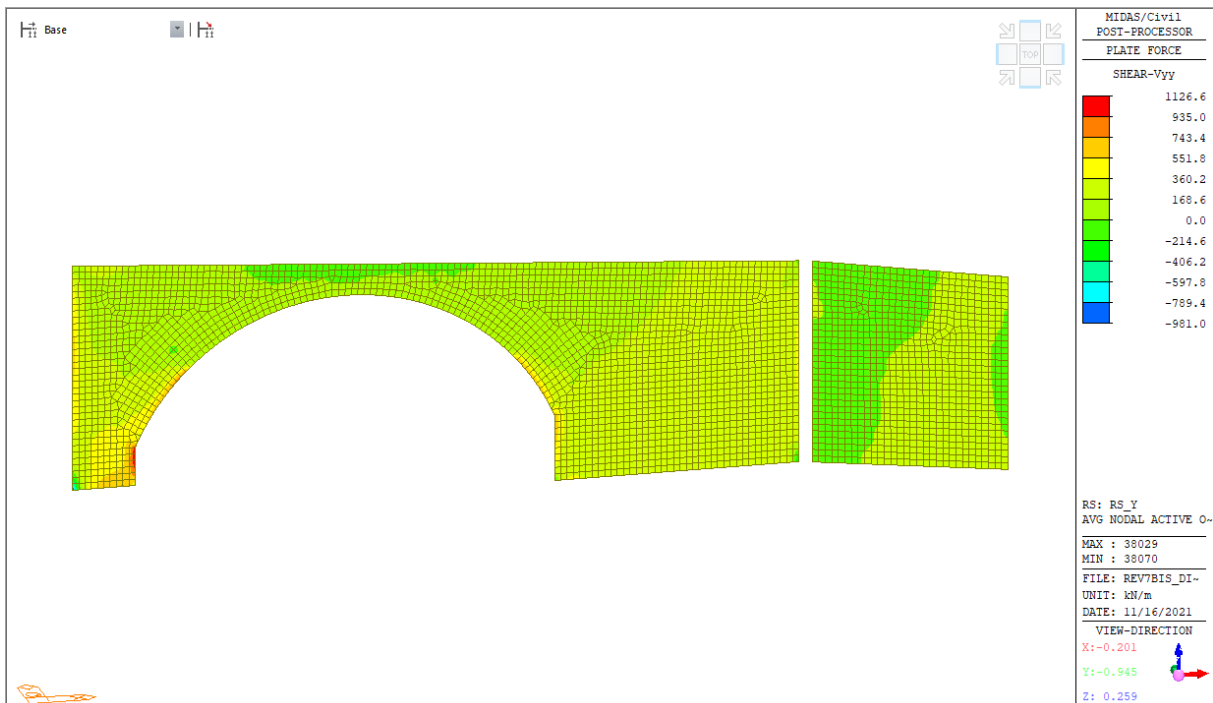
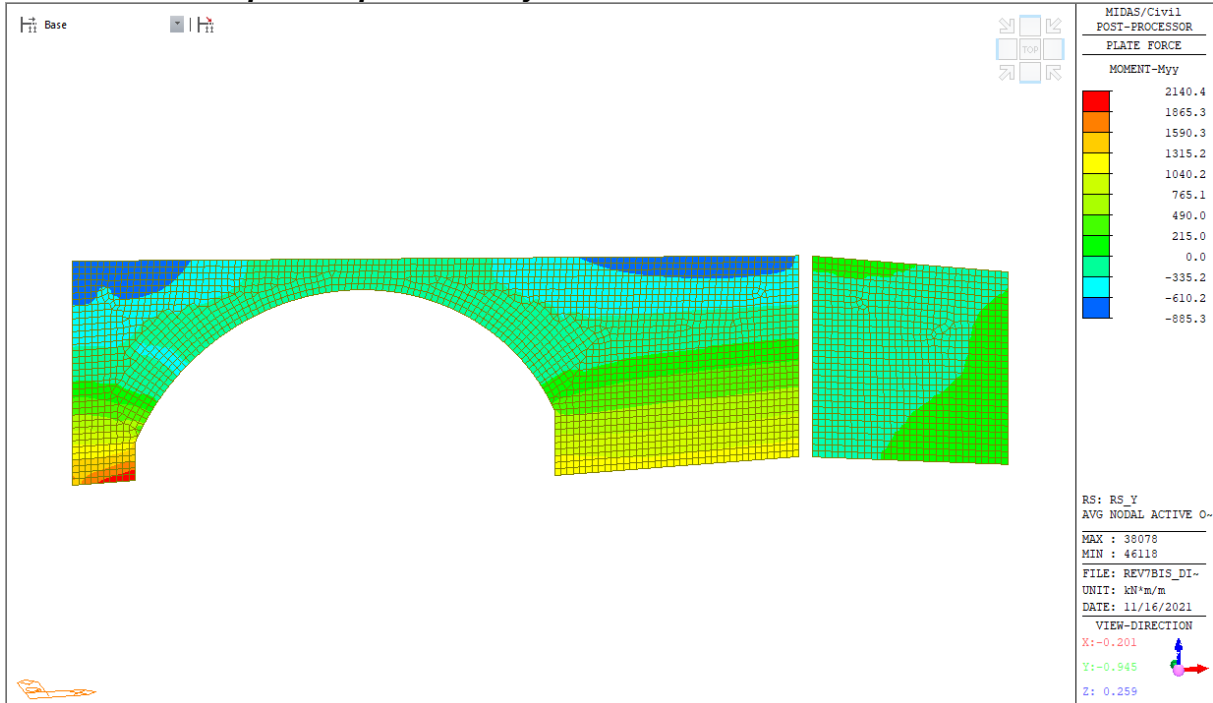
9.1.2.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale

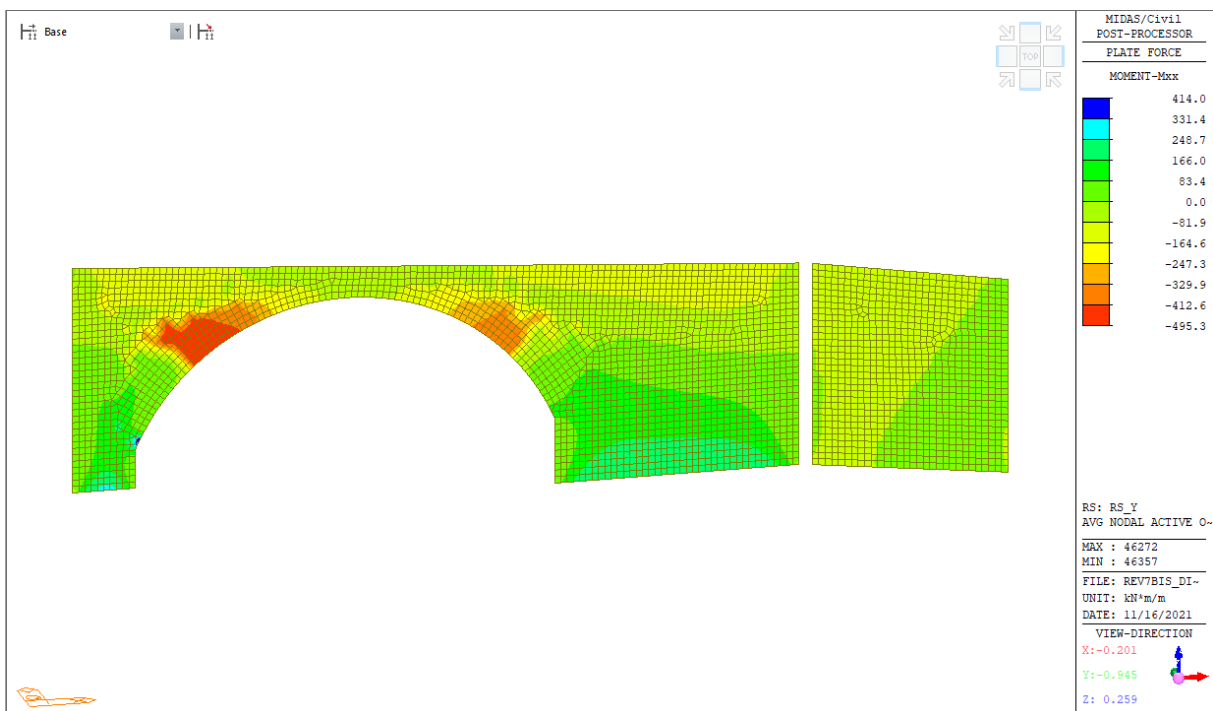
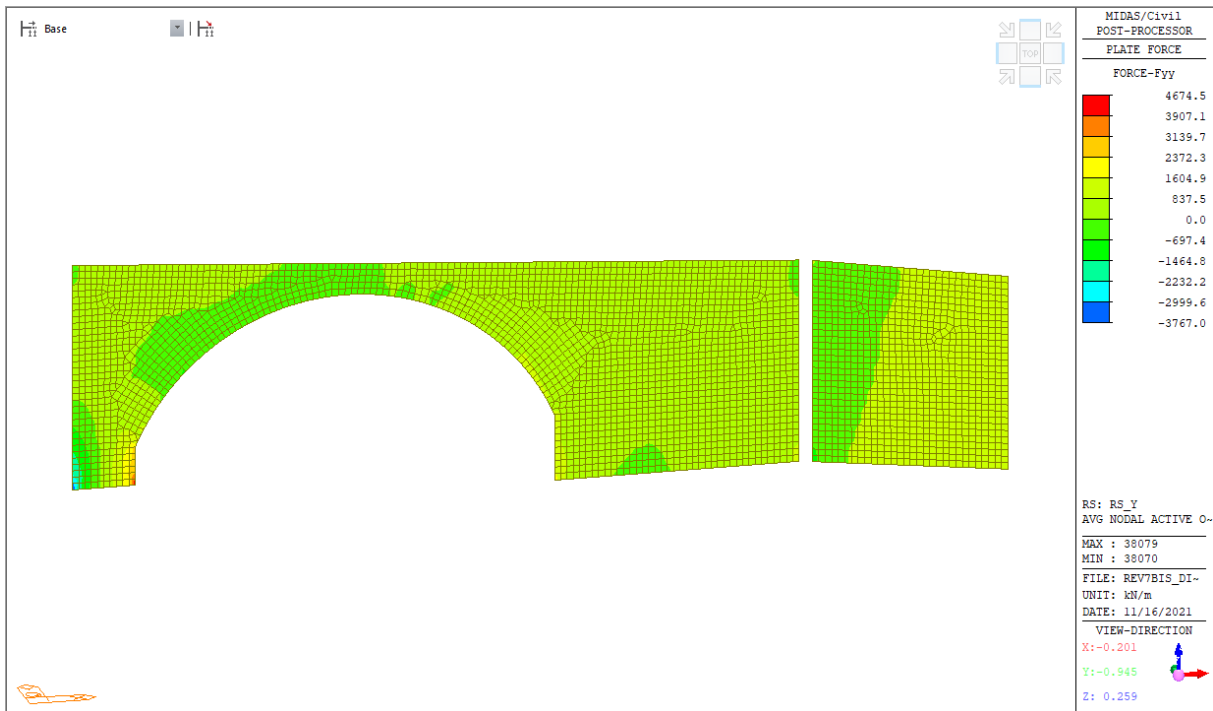


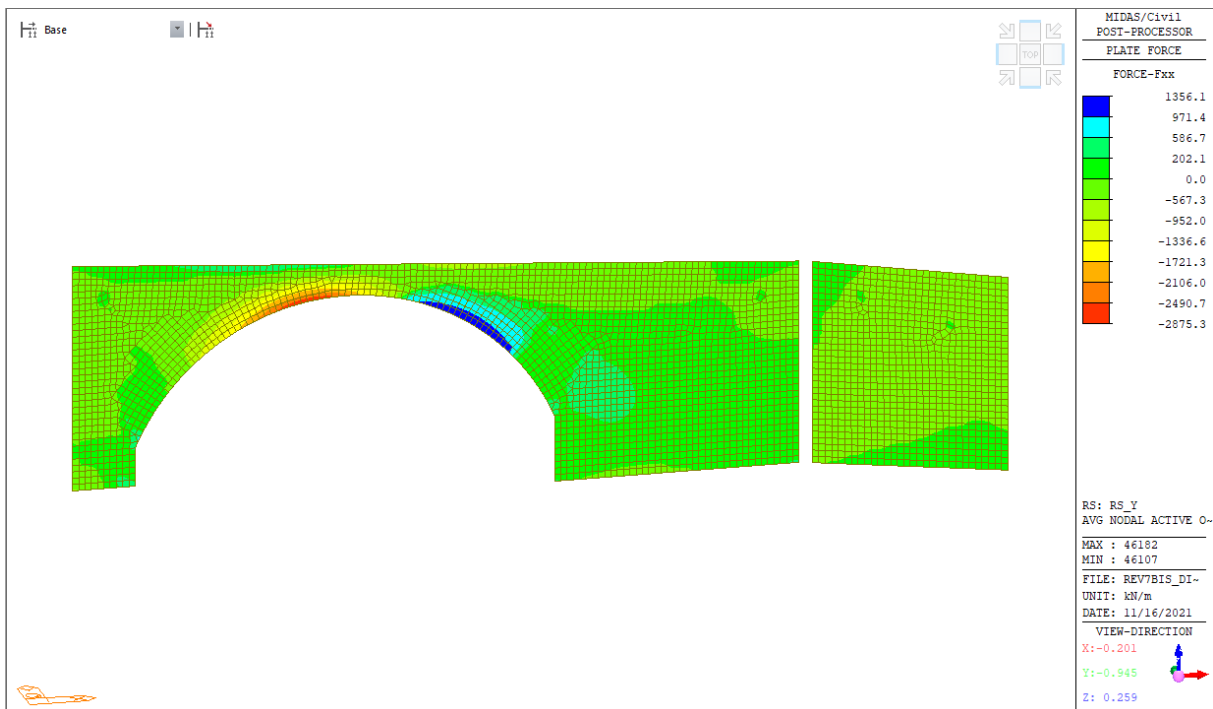
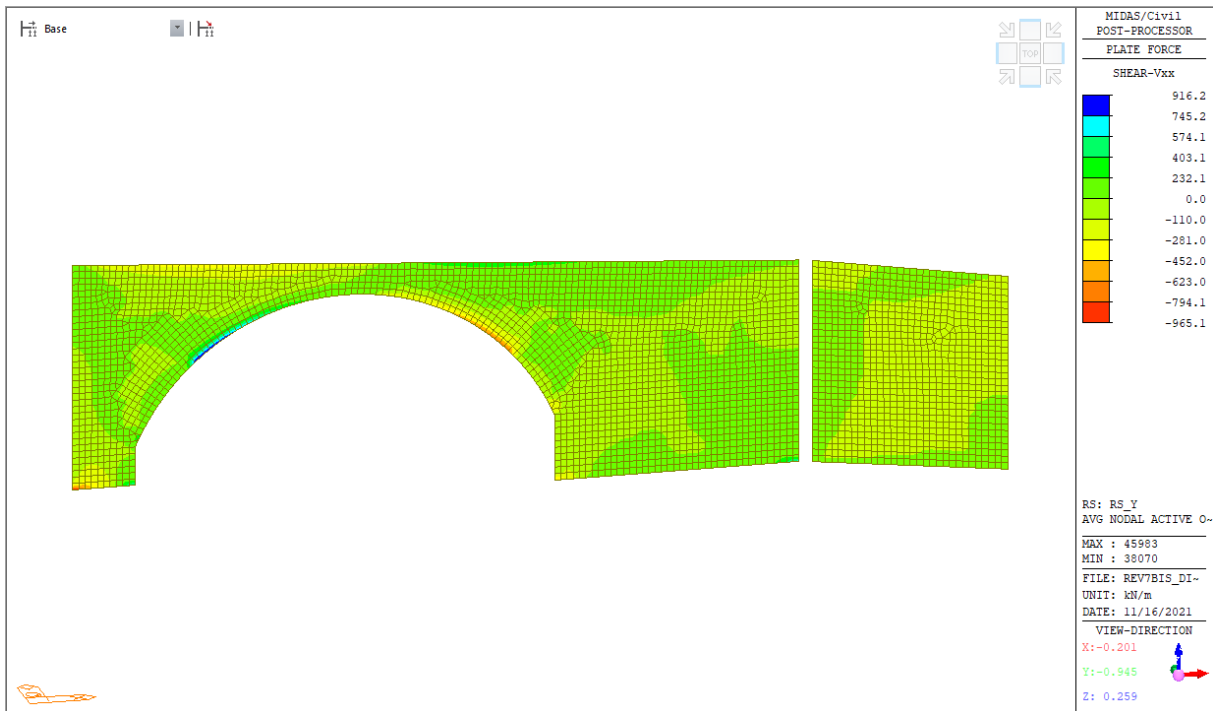




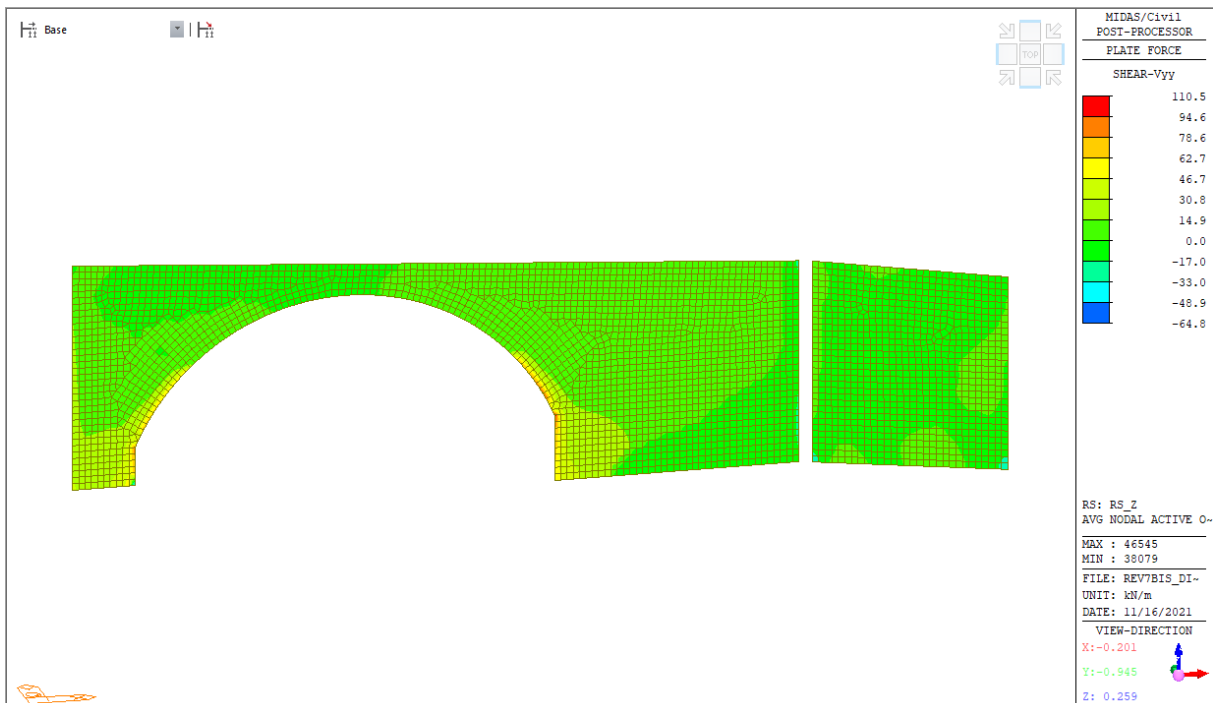
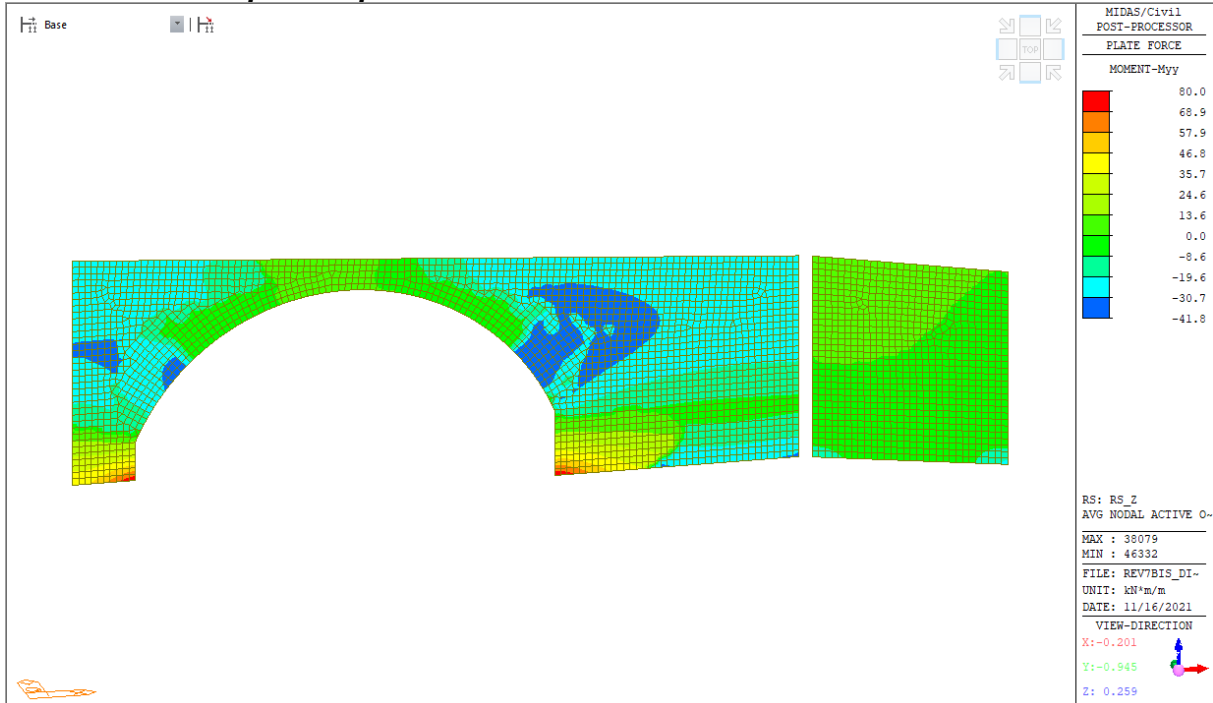
9.1.2.13 Response spectrum - Ry - Trasversale

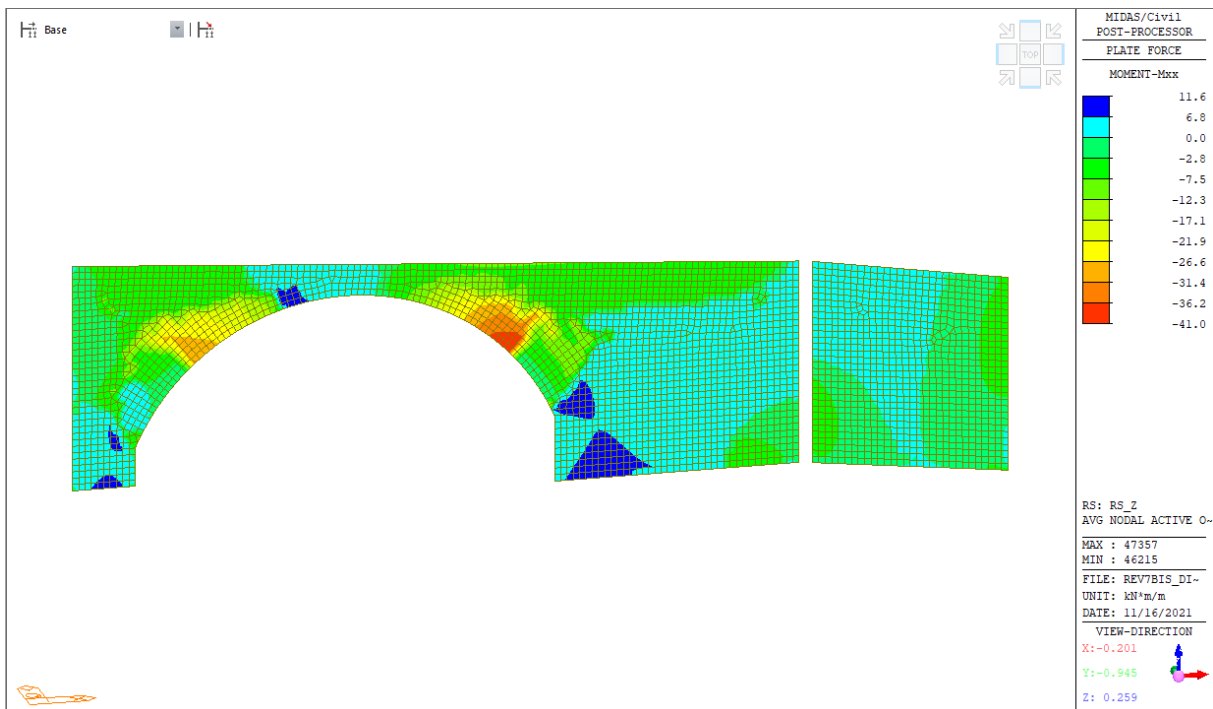
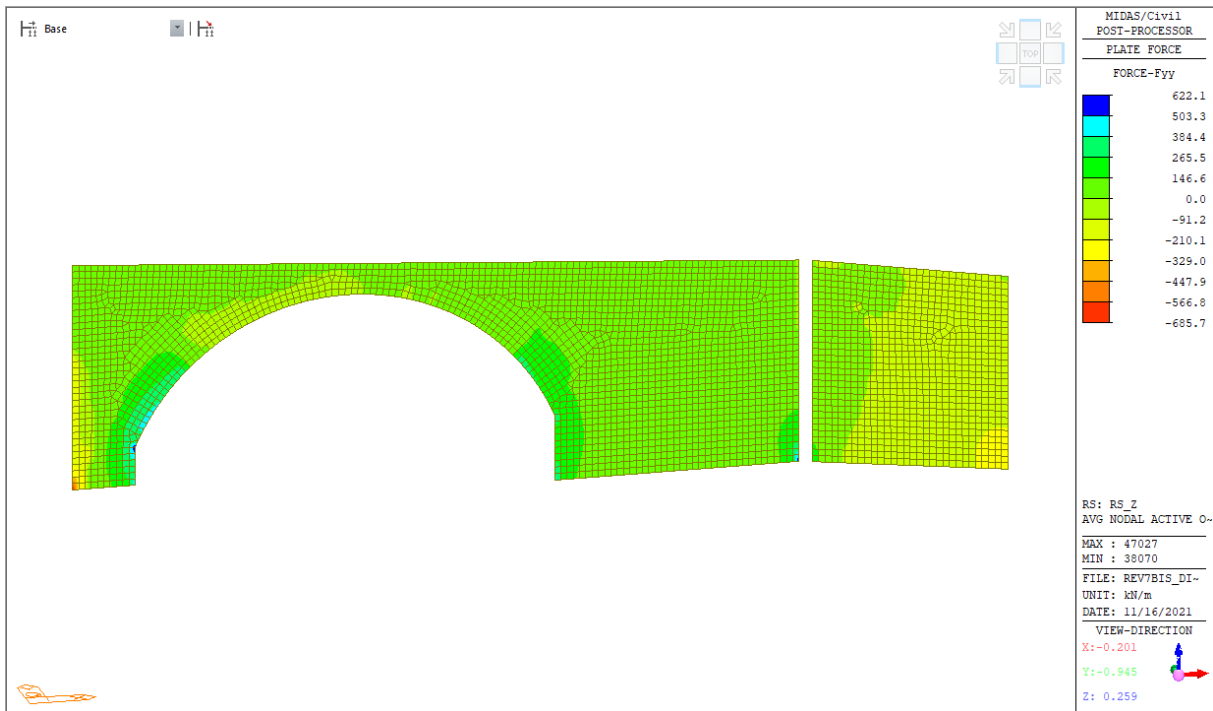


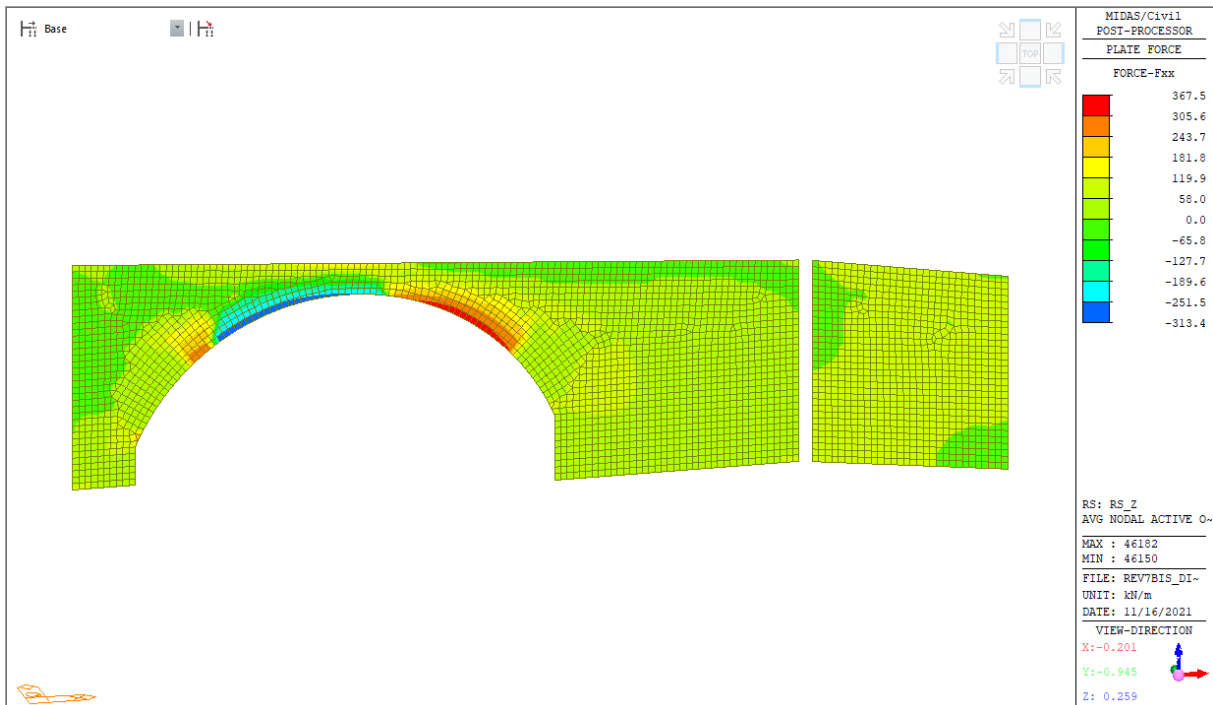
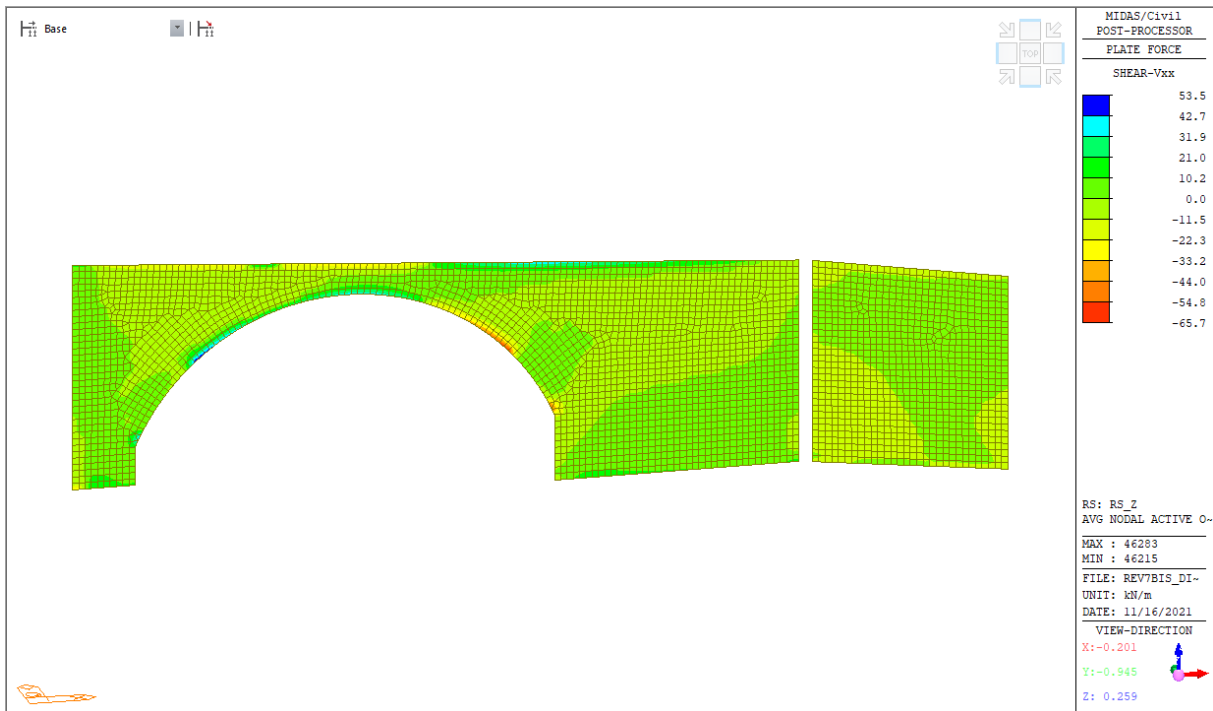




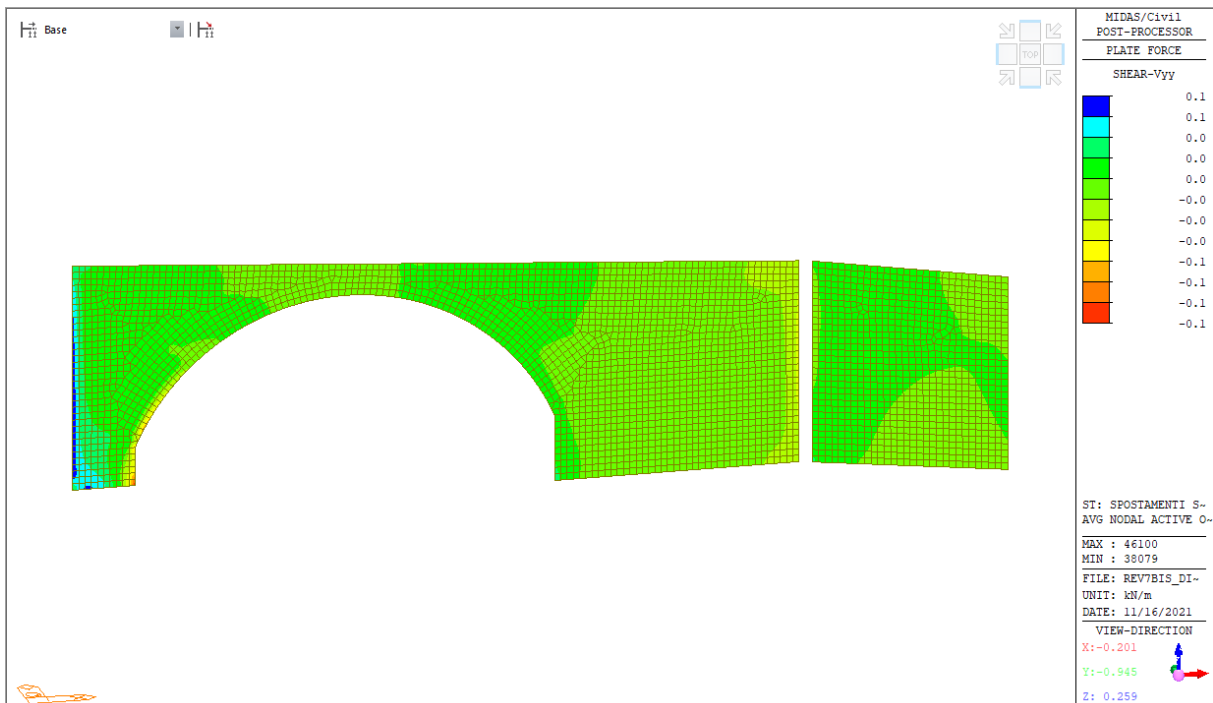
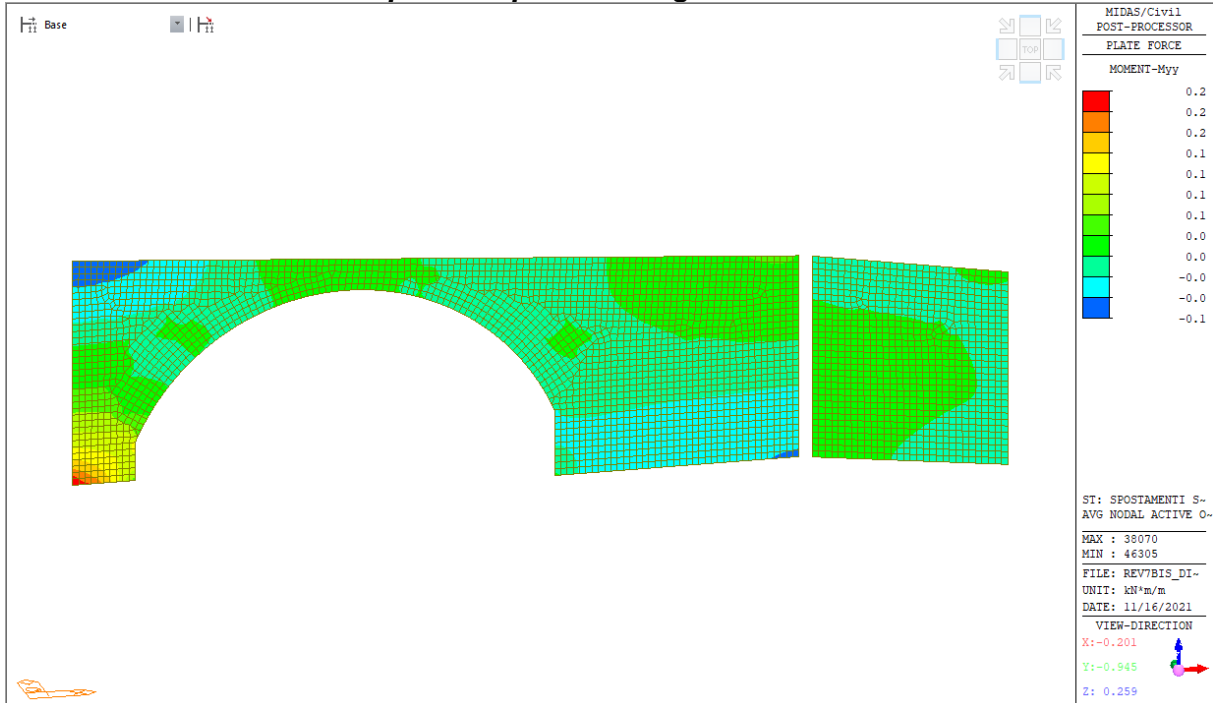
9.1.2.14 Response spectrum - Rz - Verticale

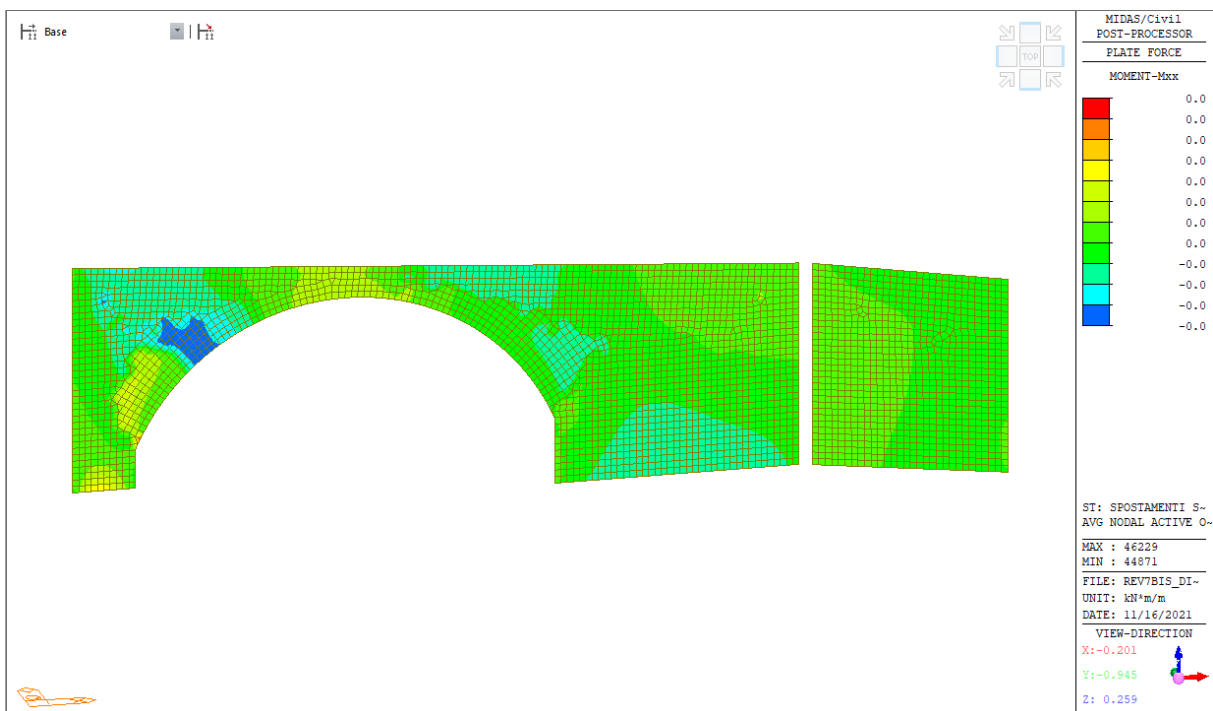
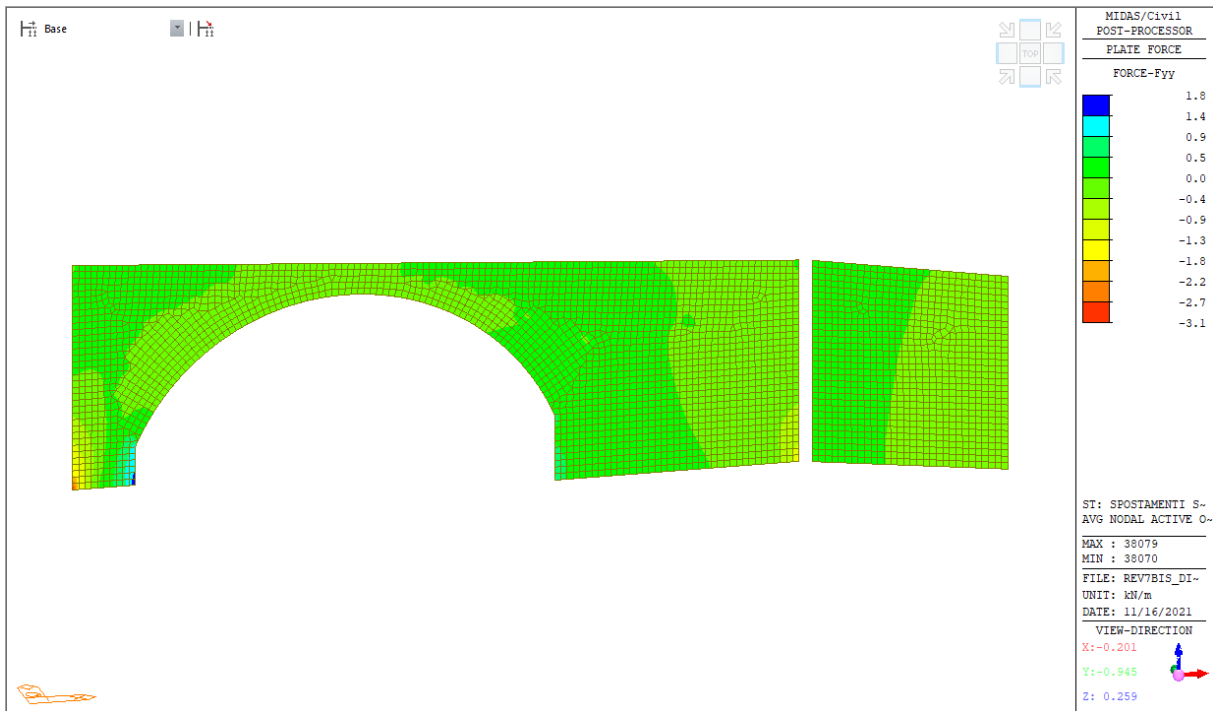


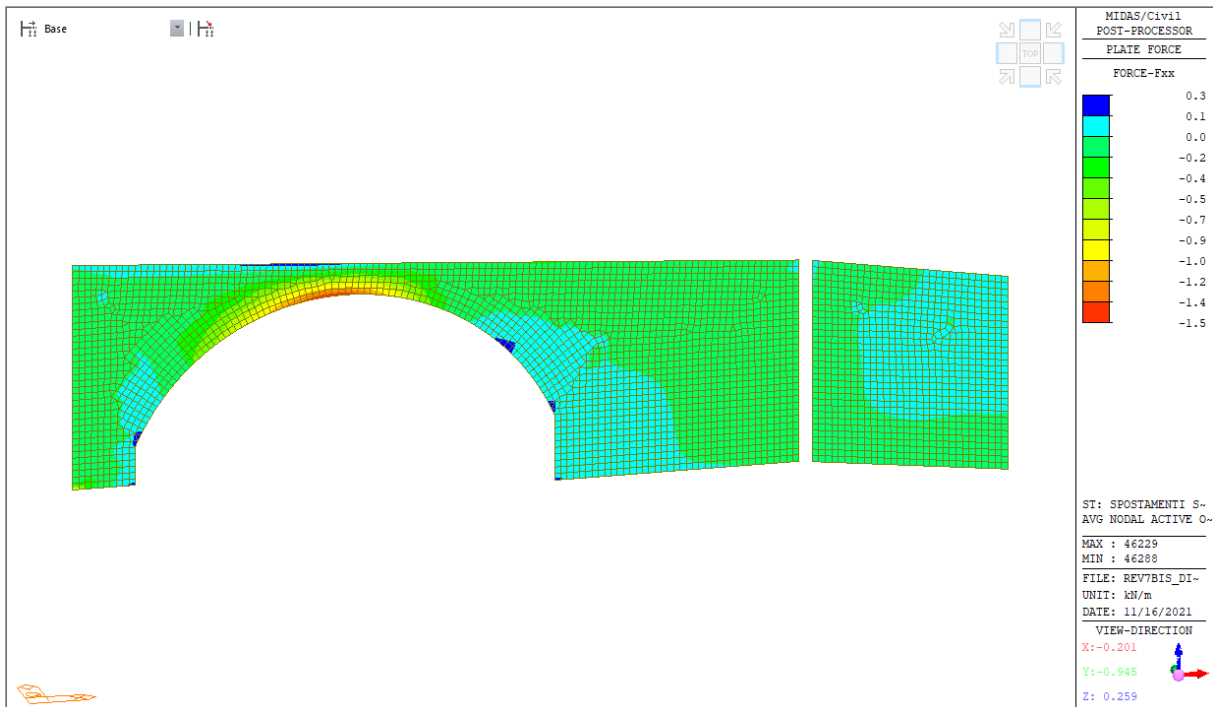
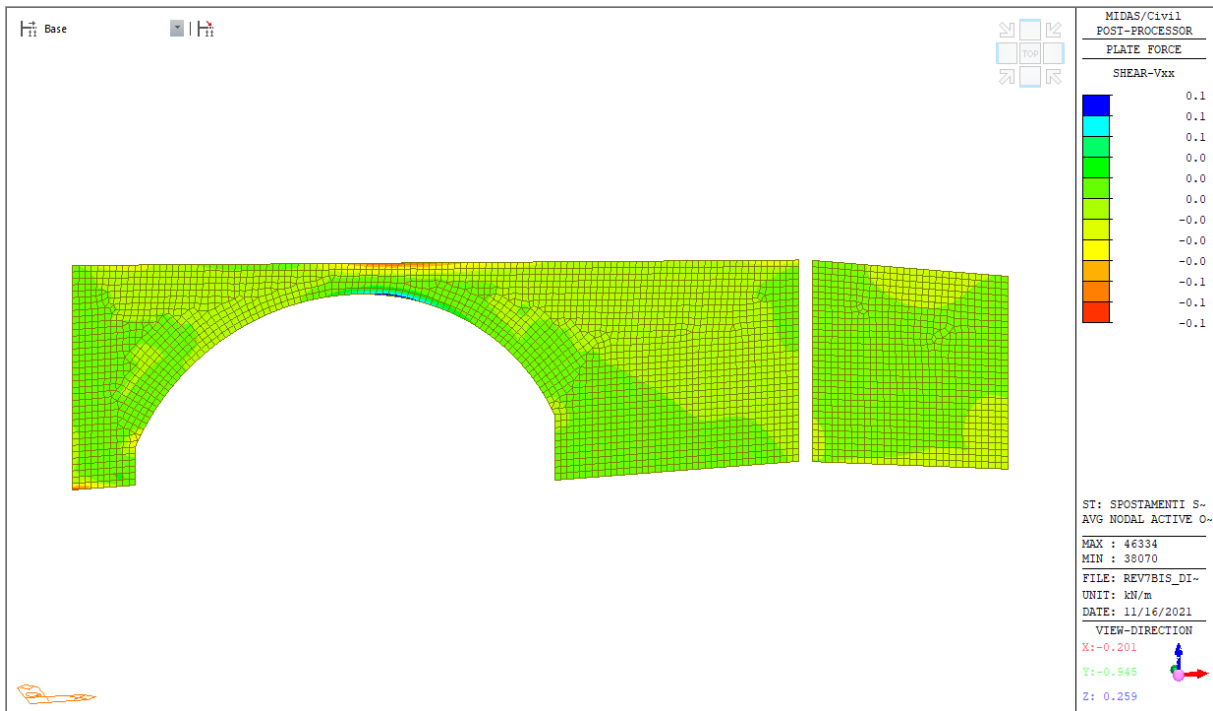




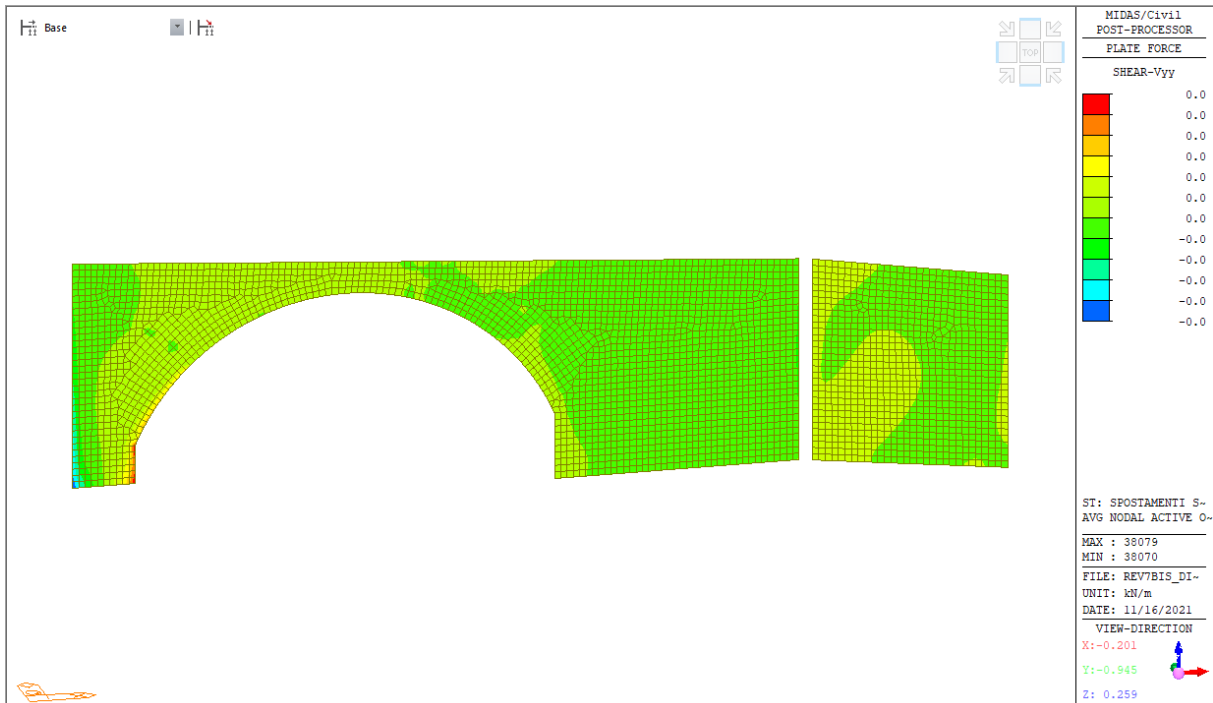
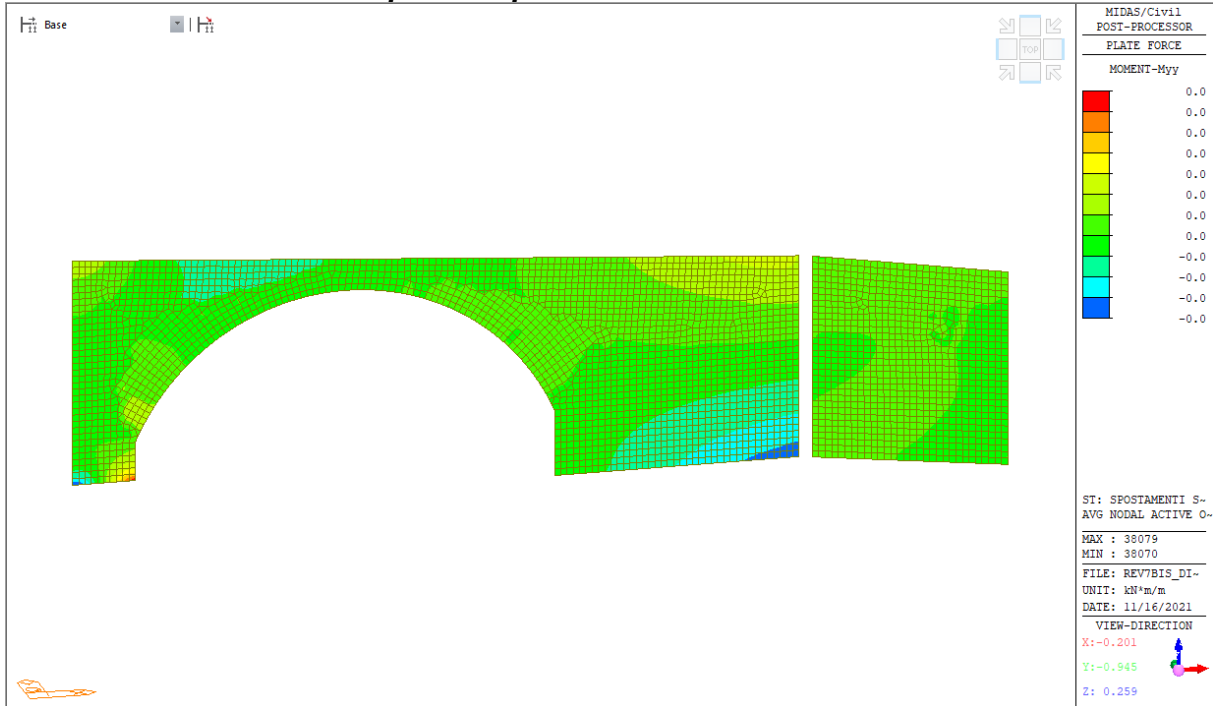
9.1.2.15 Cedimento impresso Sp1 - X - Longitudinale

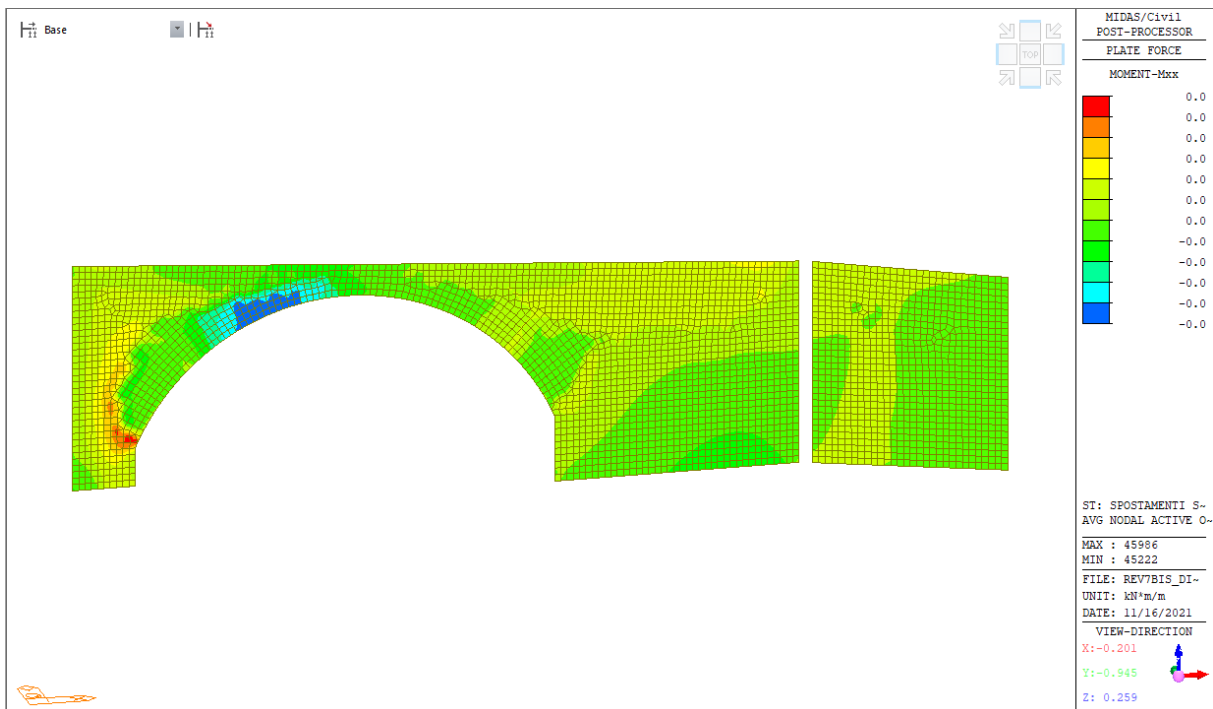
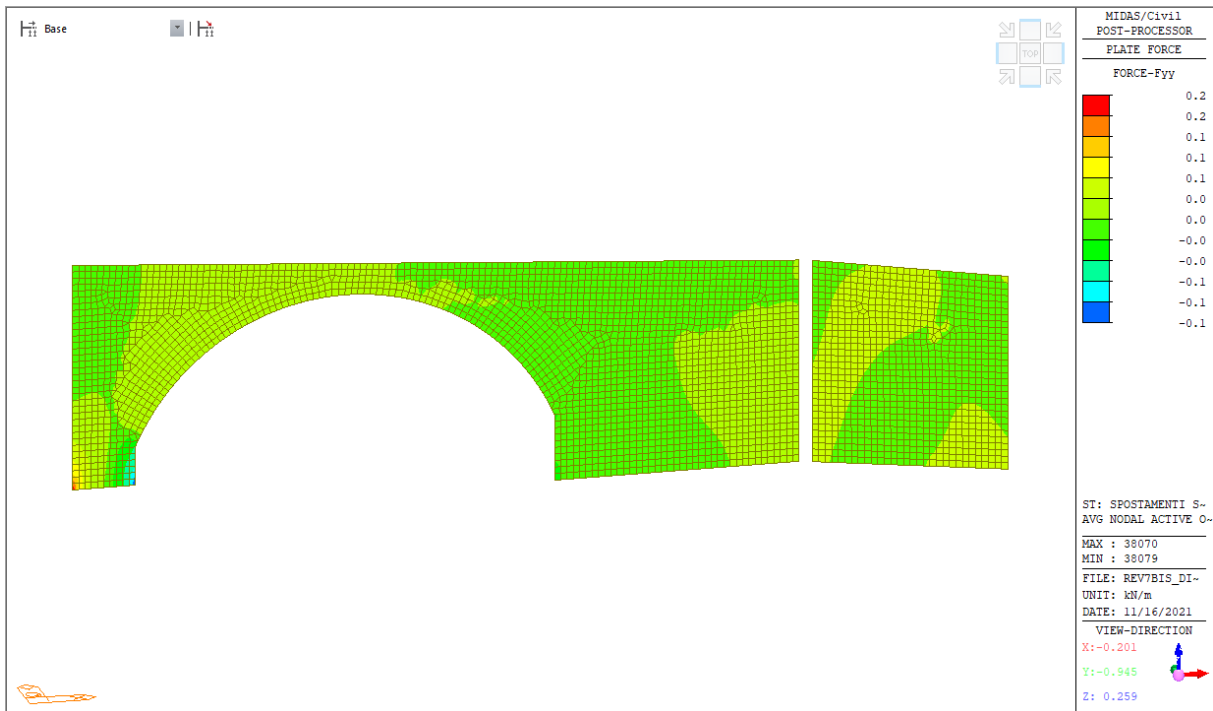


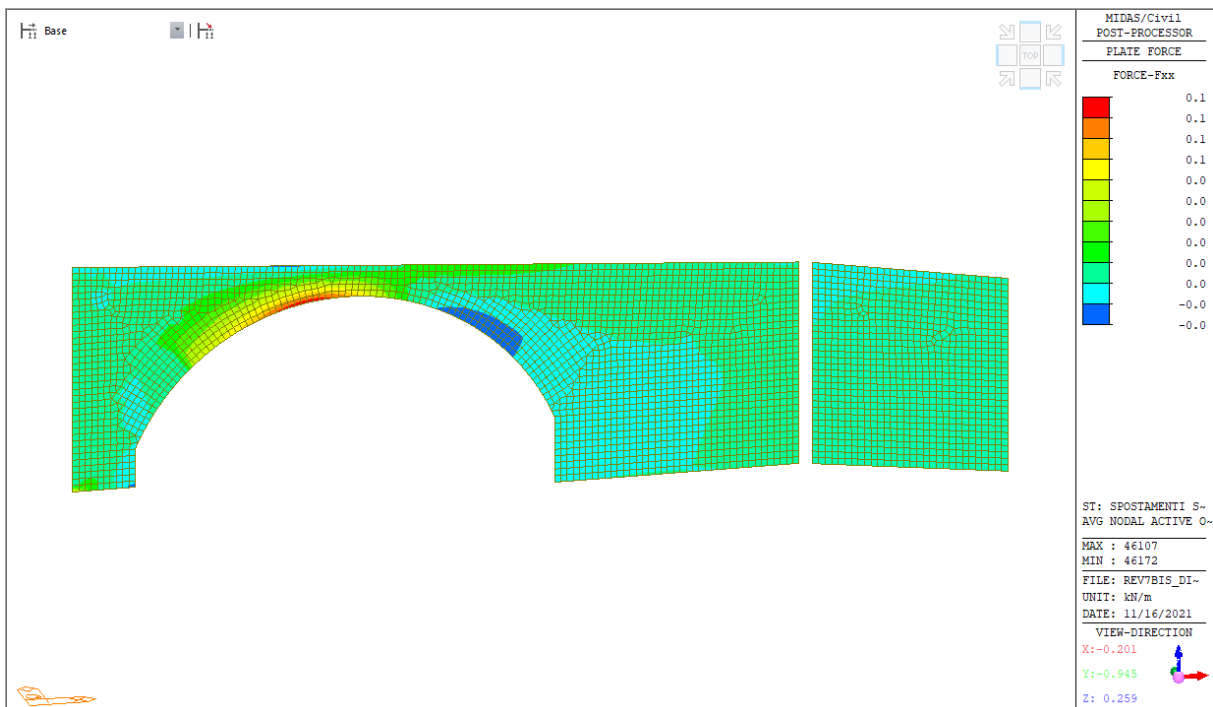
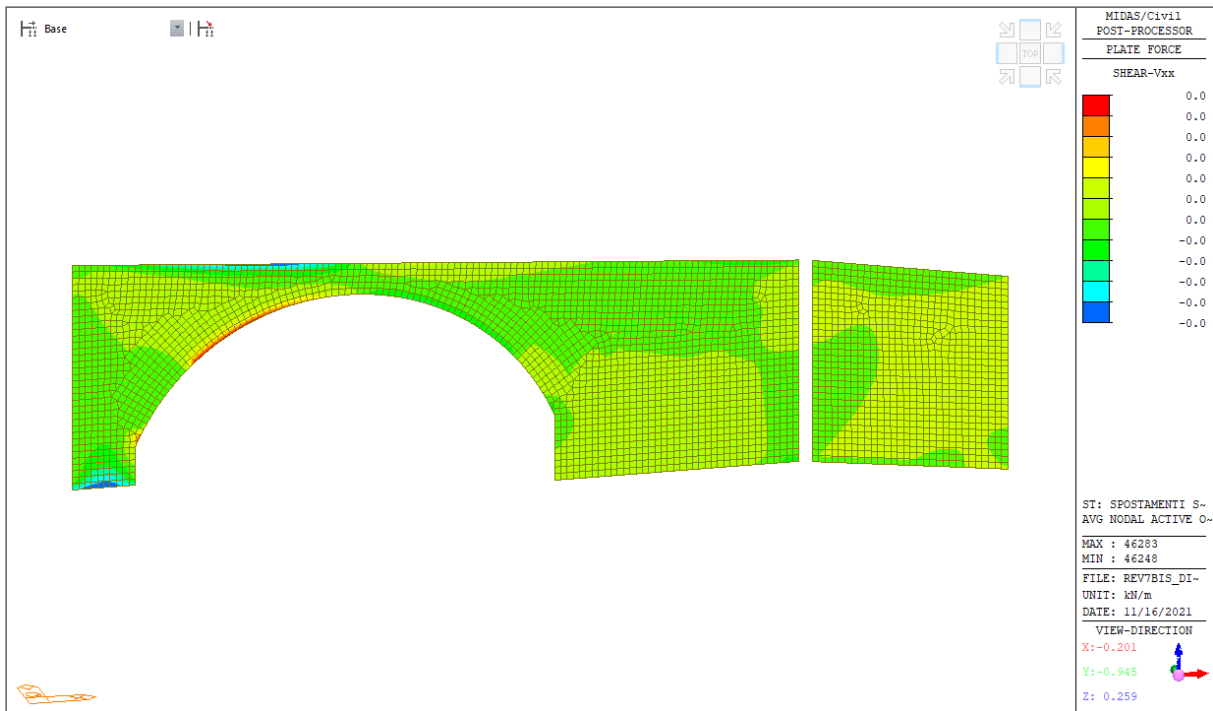




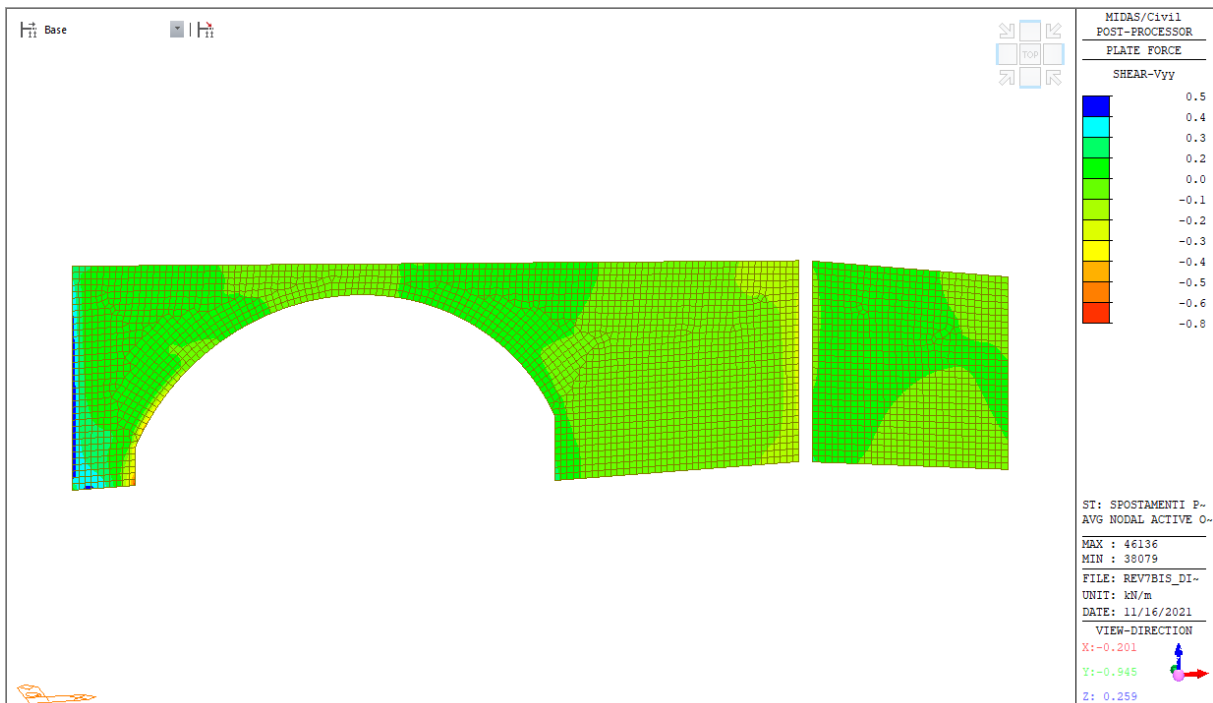
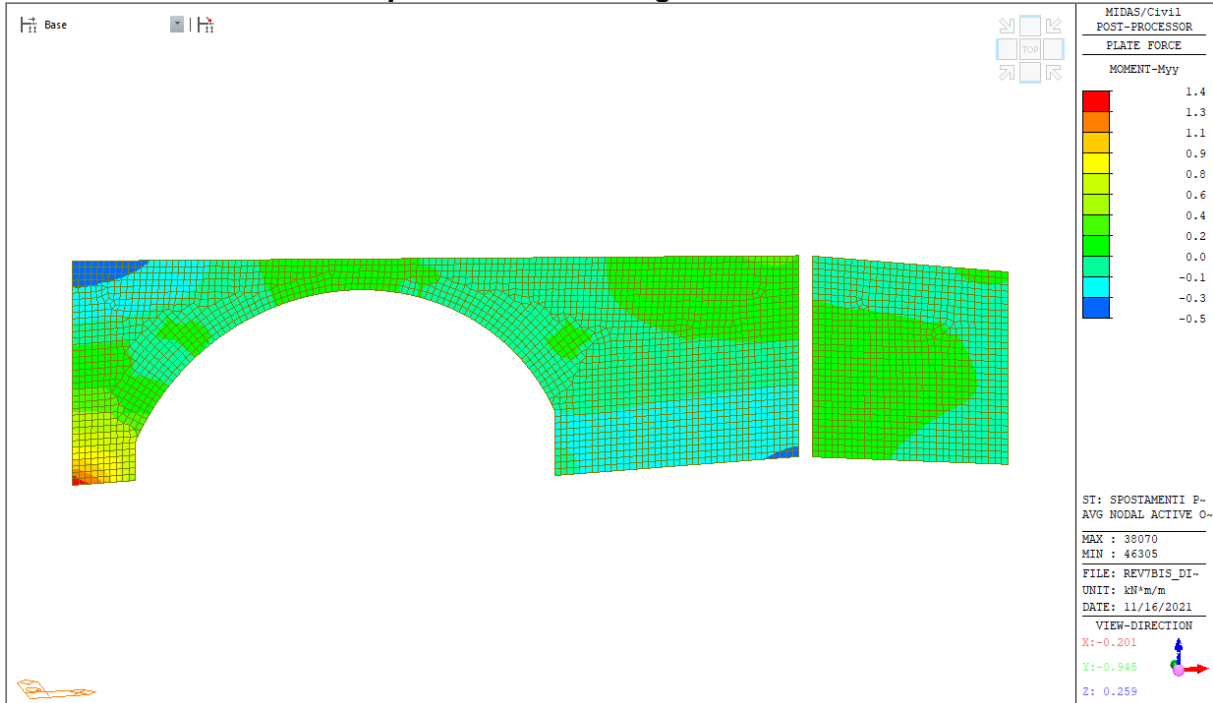
9.1.2.16 Cedimento impresso Sp1 - Y - Trasversale

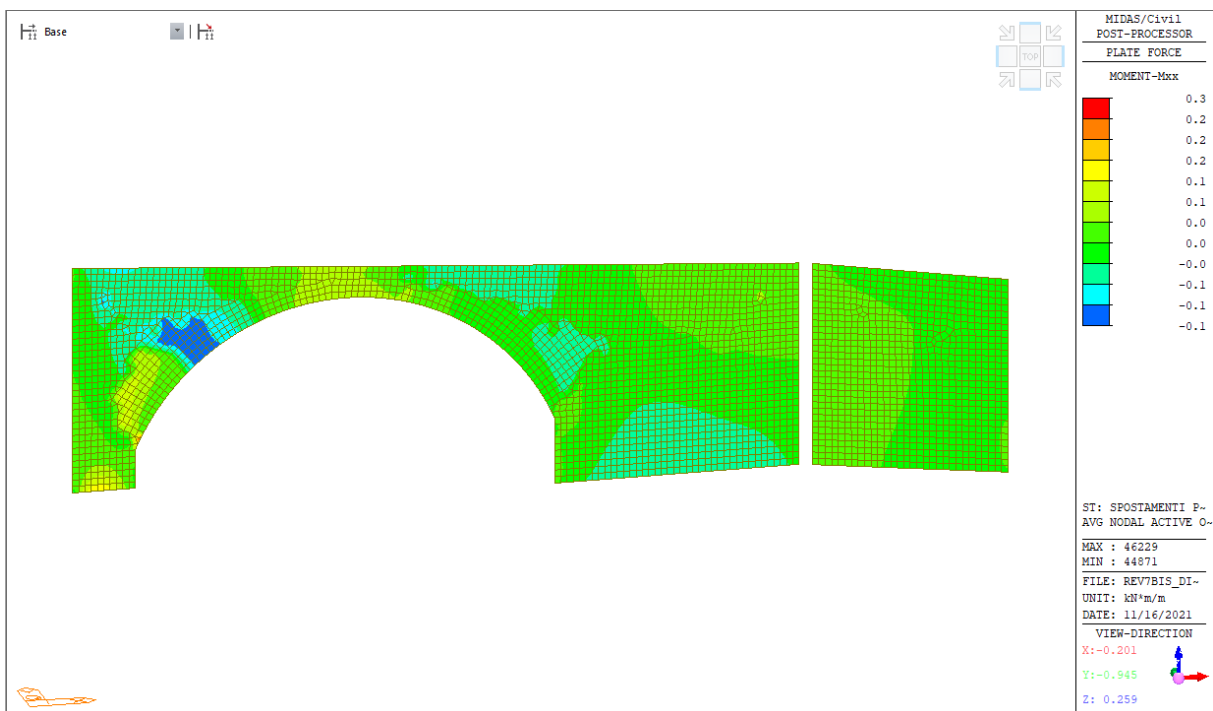
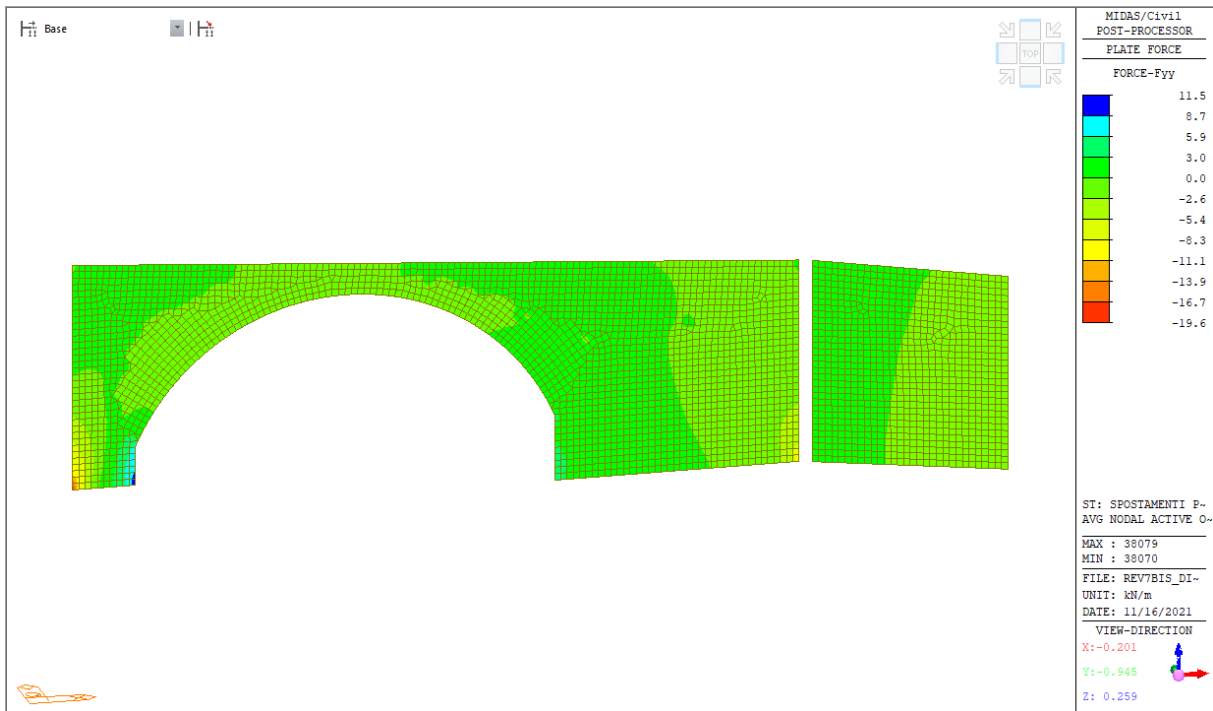


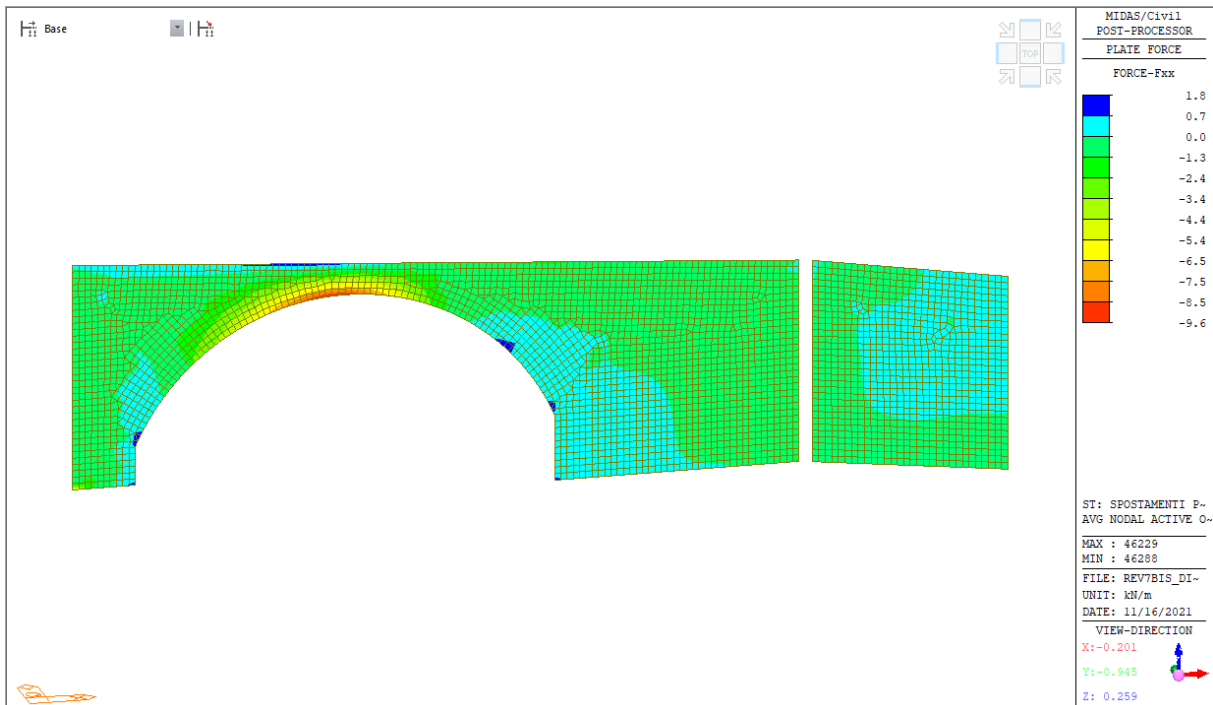
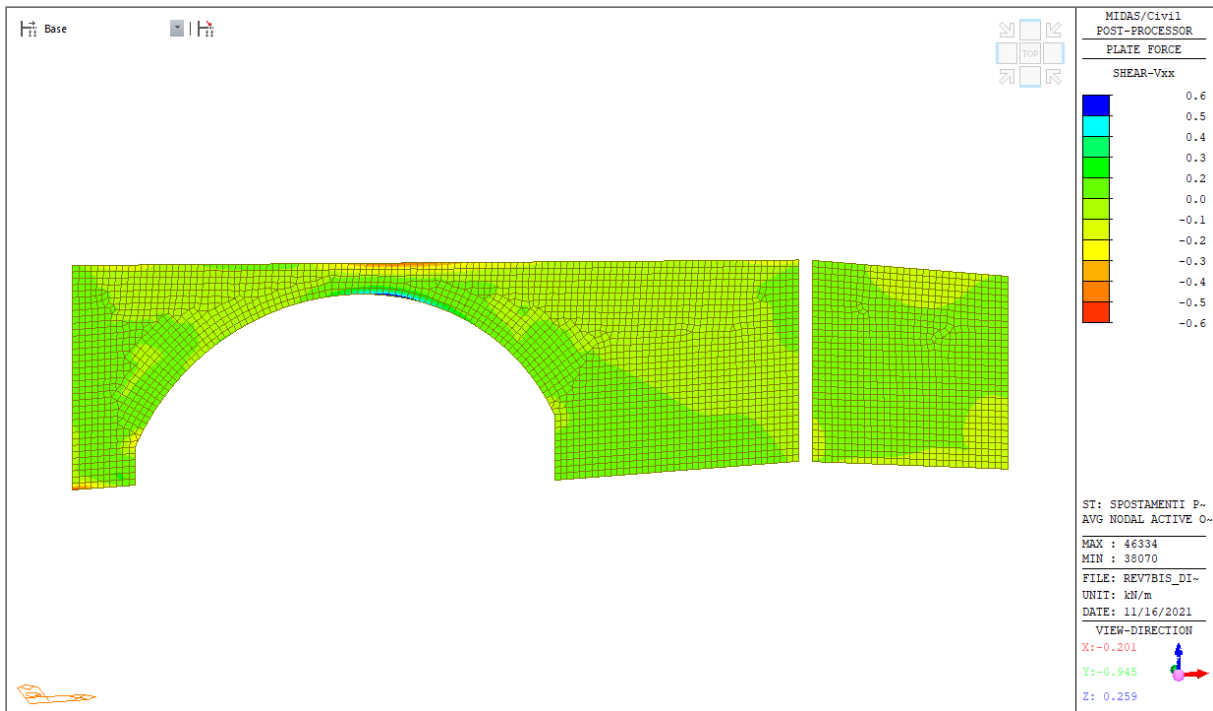




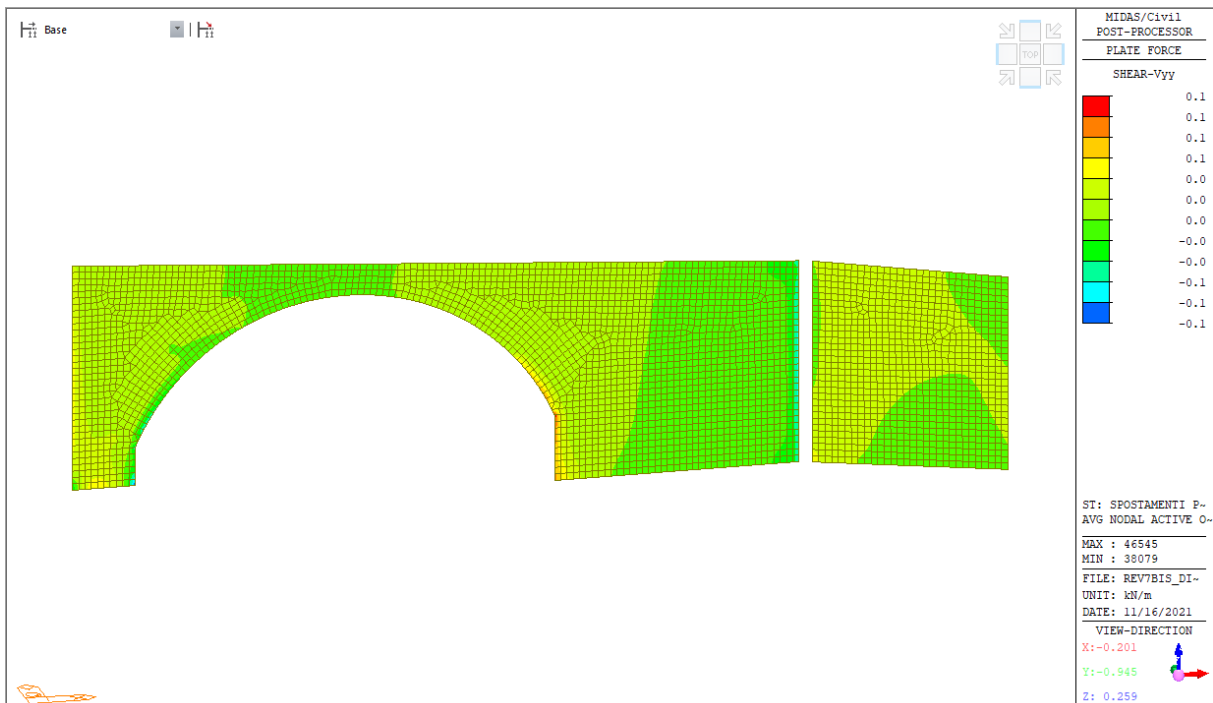
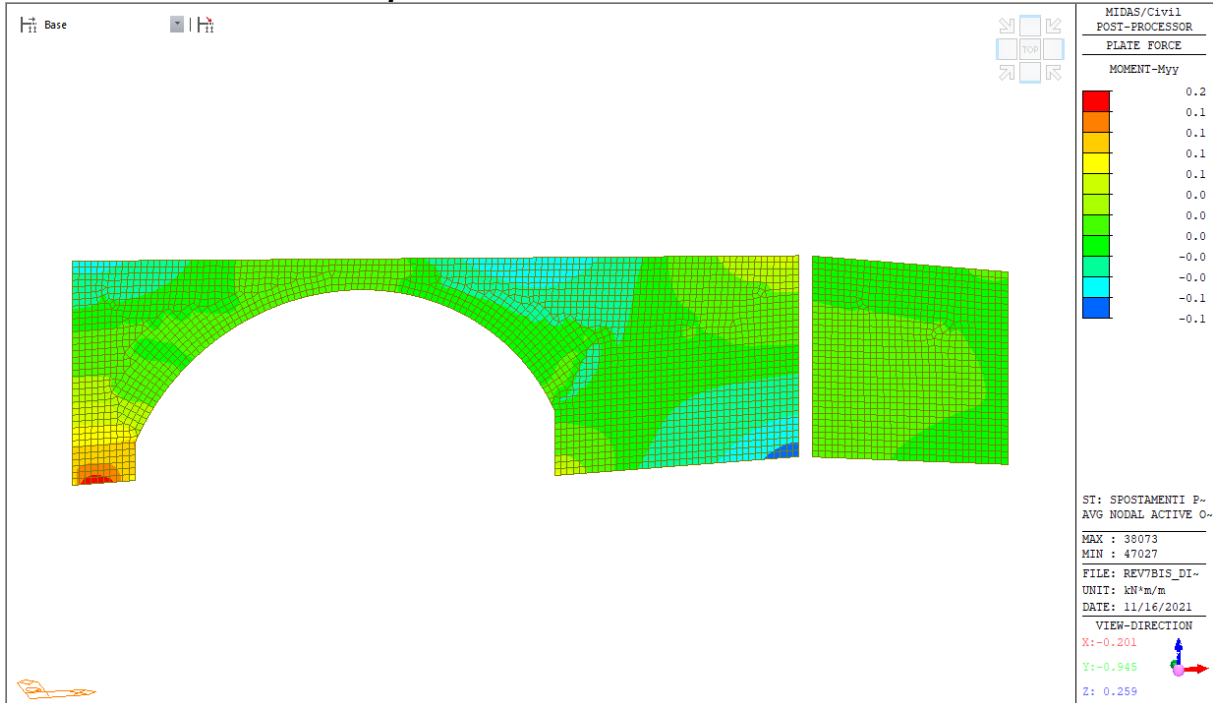
9.1.2.17 Cedimento impresso P1 - X - Longitudinale

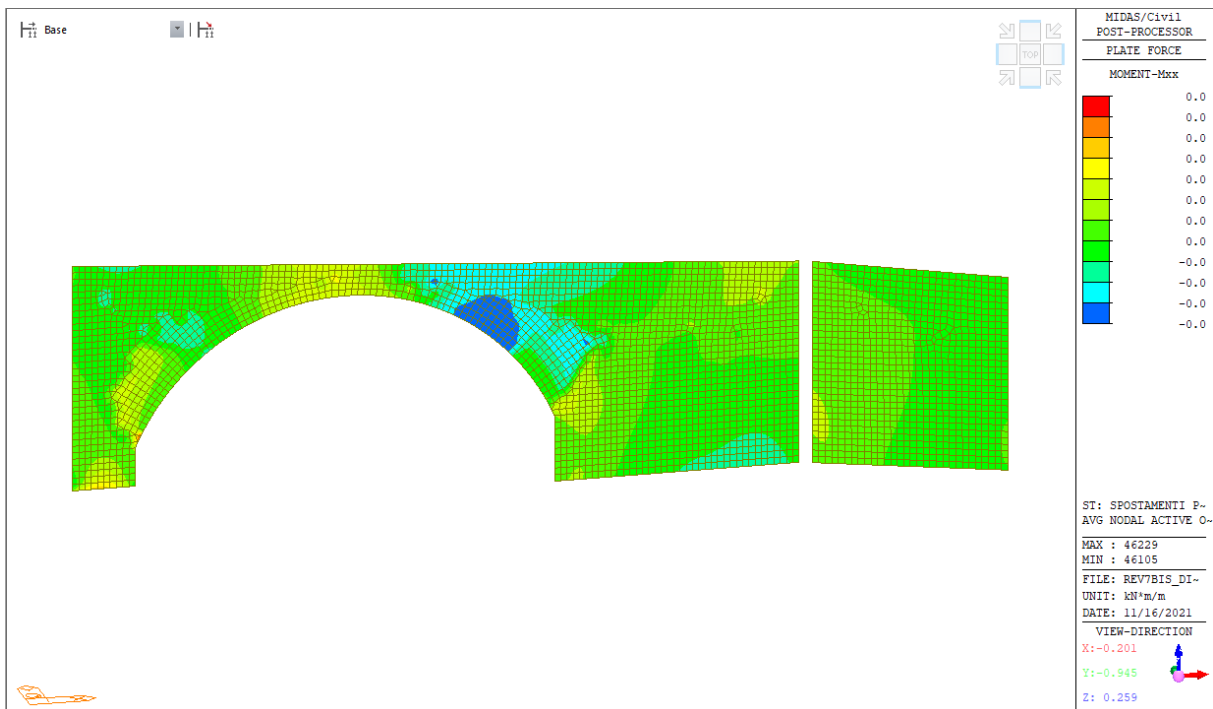
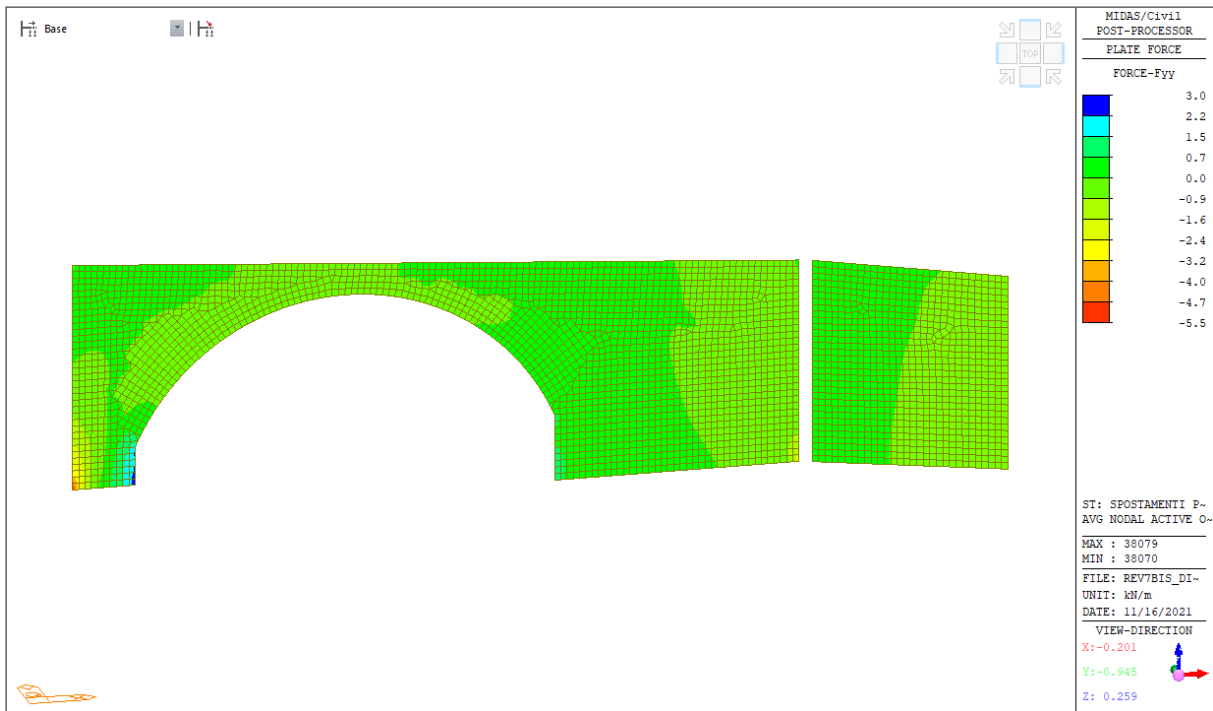


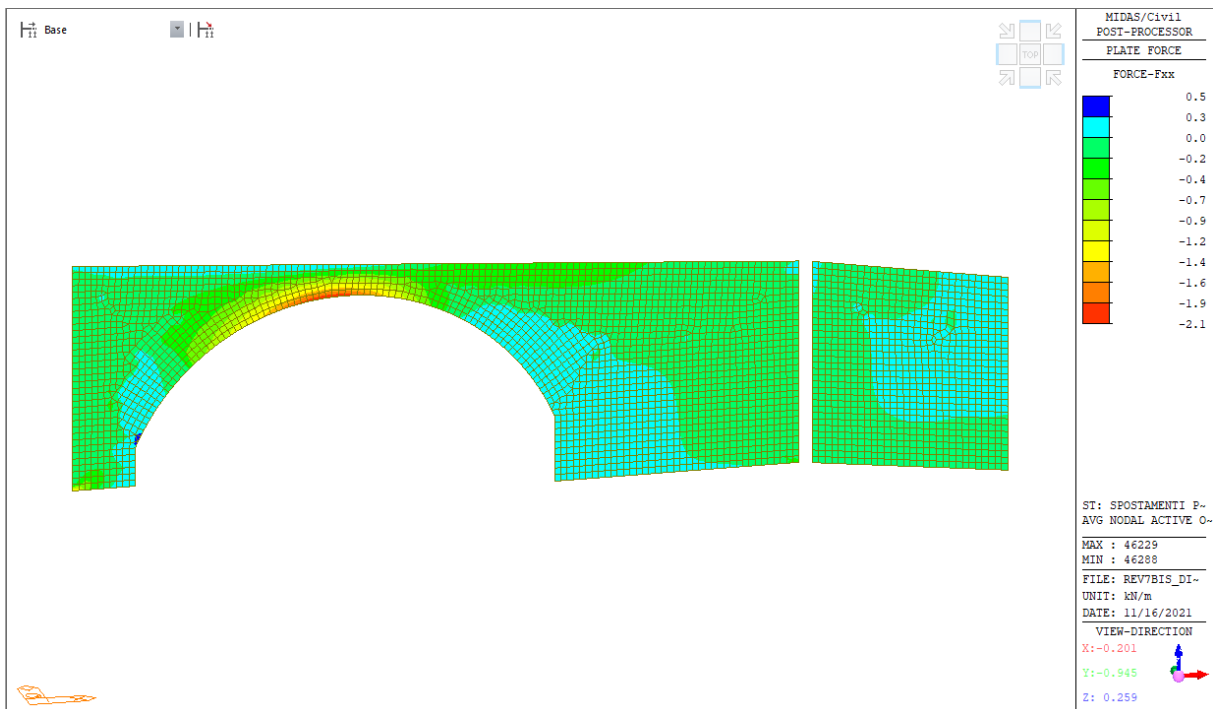
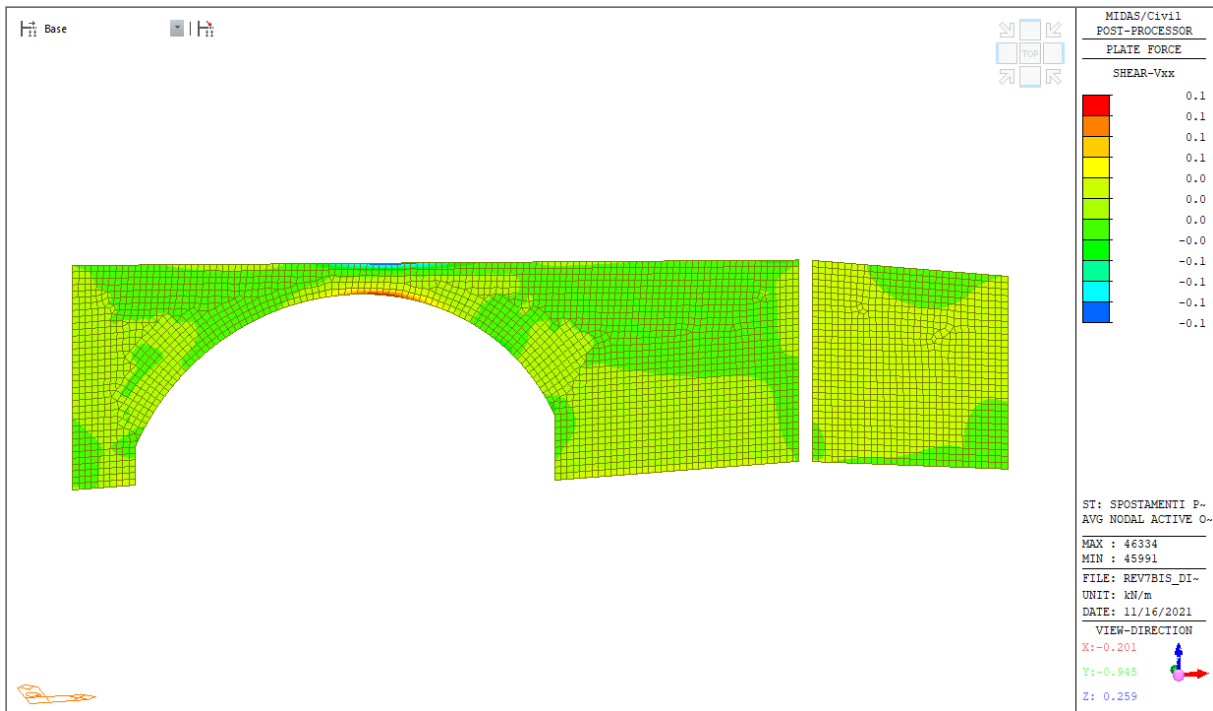





9.1.2.18 Cedimento impresso P1 - Y - Trasversale







 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

9.2 RISULTATI ANALISI MODALE

Al fine di tenere conto di tutti i modi significativi della struttura sono stati analizzati i primi 100 modi di vibrazione. Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati della analisi modale in termini di frequenza, periodi di vibrazione e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrare in vengono evidenziati i principali modi che interessano la campata in esame:

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode No	Frequency		Period (sec)
	(rad/sec)	(cycle/sec)	
1	17.34	2.76	0.36
2	17.81	2.83	0.35
3	19.06	3.03	0.33
4	19.54	3.11	0.32
5	21.86	3.48	0.29
6	26.50	4.22	0.24
7	29.12	4.63	0.22
8	29.76	4.74	0.21
9	30.33	4.83	0.21
10	32.64	5.19	0.19
11	36.77	5.85	0.17
12	37.80	6.02	0.17
13	38.87	6.19	0.16
14	39.96	6.36	0.16
15	41.52	6.61	0.15
16	44.08	7.02	0.14
17	46.64	7.42	0.13
18	48.29	7.68	0.13
19	52.71	8.39	0.12
20	52.78	8.40	0.12
21	54.83	8.73	0.11
22	55.84	8.89	0.11
23	59.19	9.42	0.11
24	64.19	10.22	0.10
25	65.82	10.48	0.10
26	68.09	10.84	0.09
27	69.57	11.07	0.09
28	71.52	11.38	0.09
29	72.10	11.47	0.09
30	73.94	11.77	0.08

Figura 45: Risultati analisi modale: Primi 30 modi di vibrare

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.02	0.02	19.67	19.67	0.00	0.00	5.24	5.24	0.00	0.00	39.54	39.54
2	1.26	1.28	35.84	55.51	0.00	0.00	0.01	5.24	0.00	0.00	12.95	52.49
3	2.54	3.81	3.92	59.43	0.00	0.00	1.04	6.29	0.01	0.01	4.71	57.20
4	0.40	4.22	8.43	67.86	0.00	0.00	0.62	6.91	0.01	0.02	1.00	58.20
5	0.30	4.52	1.27	69.13	0.00	0.00	0.04	6.94	0.00	0.02	0.00	58.20
6	76.39	80.91	2.56	71.69	0.02	0.03	0.01	6.95	0.09	0.11	0.49	58.69
7	11.69	92.60	0.27	71.96	0.18	0.21	0.03	6.98	0.64	0.74	6.13	64.83
8	0.06	92.66	0.40	72.36	0.04	0.25	0.00	6.98	0.11	0.85	0.20	65.03
9	0.05	92.71	7.60	79.96	0.01	0.25	1.71	8.70	0.09	0.94	13.43	78.45
10	5.26	97.96	0.13	80.09	0.00	0.26	0.28	8.98	0.26	1.20	0.18	78.63
11	0.00	97.97	0.52	80.61	0.03	0.28	0.01	8.99	0.03	1.23	0.00	78.64
12	0.33	98.30	0.07	80.68	0.24	0.52	0.10	9.09	0.16	1.39	0.00	78.64
13	0.02	98.32	0.47	81.14	0.02	0.54	0.15	9.25	0.00	1.39	1.20	79.84
14	0.05	98.36	5.12	86.27	0.00	0.54	0.99	10.24	0.18	1.58	5.31	85.14
15	0.01	98.37	0.05	86.32	0.00	0.54	0.22	10.45	0.01	1.59	2.04	87.18
16	0.21	98.59	1.12	87.44	0.15	0.70	2.14	12.59	1.28	2.87	0.82	88.00
17	0.00	98.59	0.23	87.67	0.41	1.11	0.01	12.59	0.52	3.38	0.65	88.65
18	0.02	98.61	0.84	88.51	0.02	1.13	0.29	12.89	0.09	3.47	0.01	88.66
19	0.25	98.86	0.86	89.37	0.29	1.42	1.39	14.27	0.01	3.48	5.74	94.40
20	0.27	99.13	8.84	98.21	0.13	1.55	0.99	15.26	0.71	4.19	3.14	97.54
21	0.06	99.19	0.00	98.22	0.09	1.64	0.01	15.27	0.02	4.22	0.84	98.37
22	0.09	99.28	1.35	99.57	0.00	1.64	0.92	16.20	0.19	4.41	1.14	99.52
23	0.00	99.29	0.06	99.63	0.01	1.64	0.00	16.20	0.00	4.41	0.08	99.60
24	0.00	99.29	0.05	99.67	0.01	1.65	1.95	18.15	3.30	7.71	0.03	99.62
25	0.00	99.29	0.03	99.70	3.27	4.92	0.55	18.70	1.13	8.84	0.01	99.63
26	0.03	99.32	0.01	99.71	1.31	6.23	0.22	18.93	0.02	8.86	0.01	99.64
27	0.01	99.33	0.00	99.71	0.49	6.72	12.57	31.49	11.40	20.25	0.06	99.70
28	0.00	99.33	0.02	99.73	9.50	16.22	10.54	42.04	7.36	27.62	0.03	99.73
29	0.00	99.33	0.05	99.77	14.43	30.65	3.91	45.95	3.57	31.18	0.03	99.75
30	0.00	99.33	0.08	99.86	26.92	57.57	7.30	53.25	4.01	35.19	0.05	99.80

Figura 46: Risultati analisi modale: Primi 30 modi di vibrare – Masse partecipanti

Inoltre si riportano le deformate modali dei primi modi di vibrazione significativi per la campata in esame:

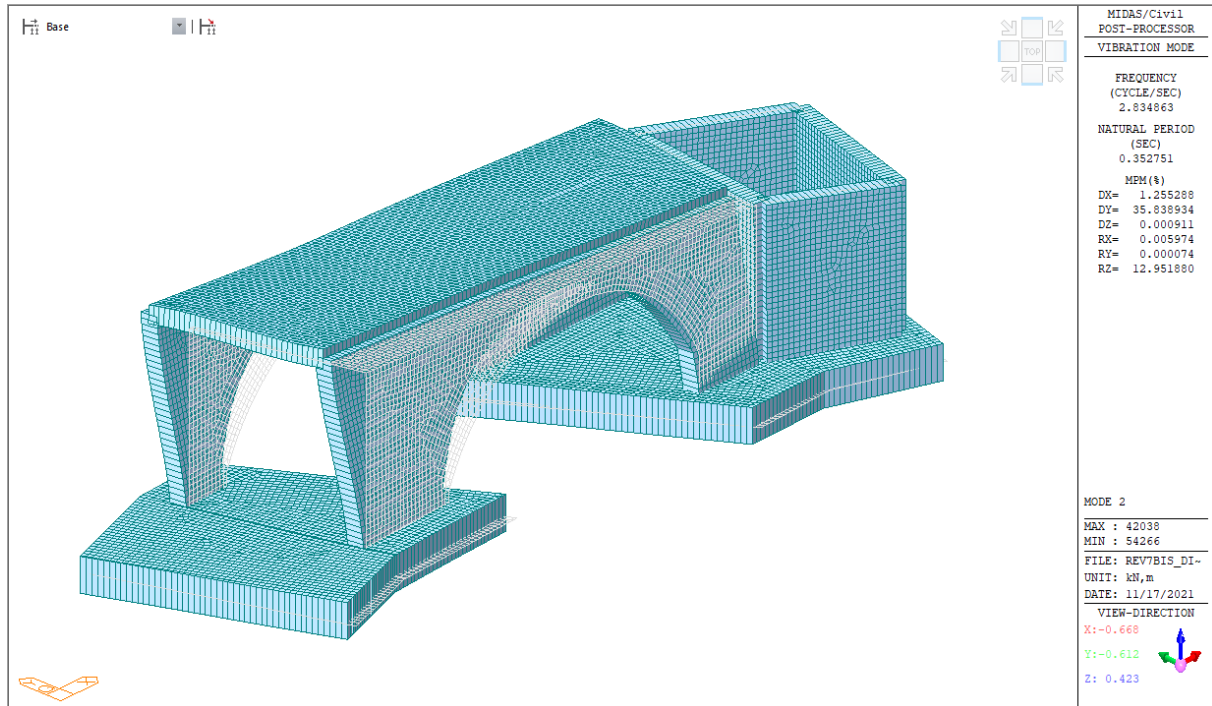


Figura 47: Deformata modo di vibrazione n° 2

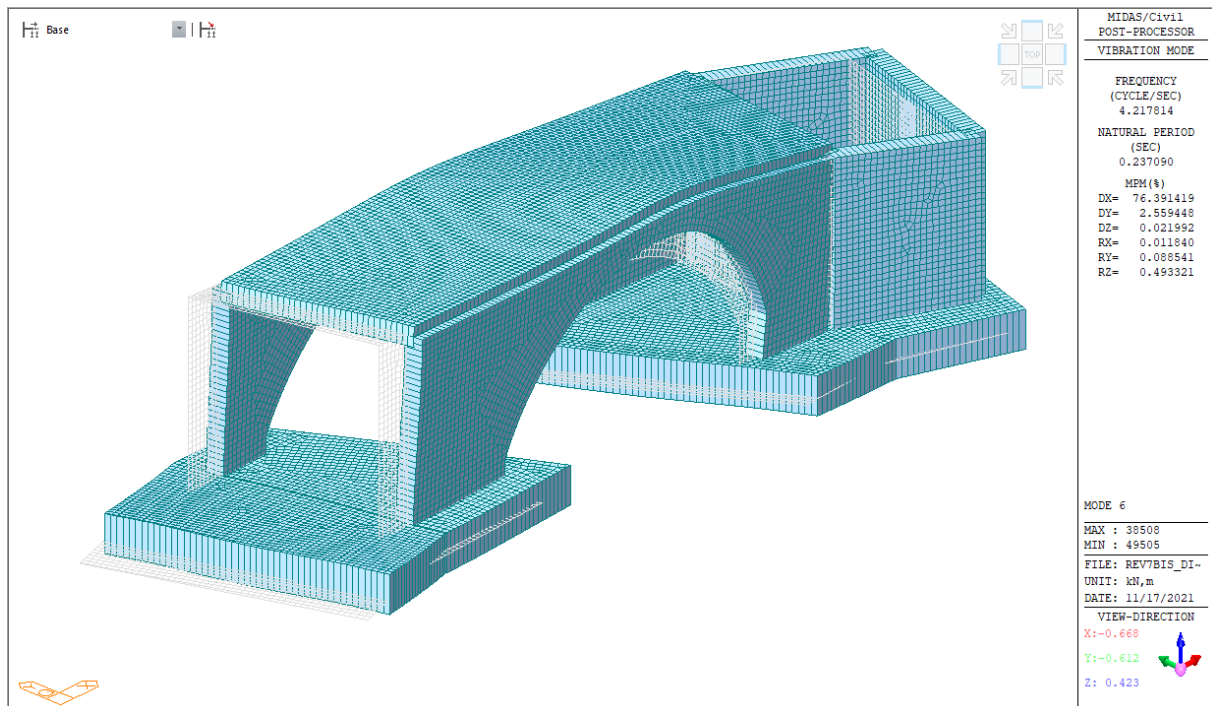


Figura 48: Deformata modo di vibrazione n° 6

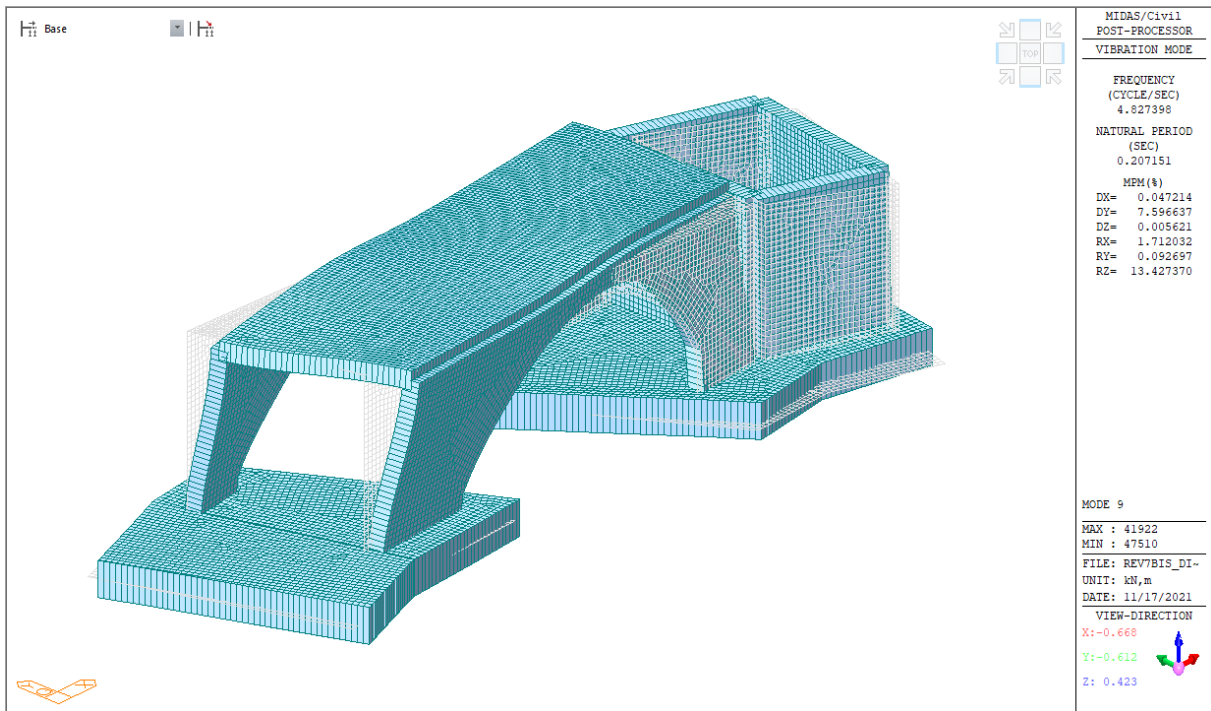


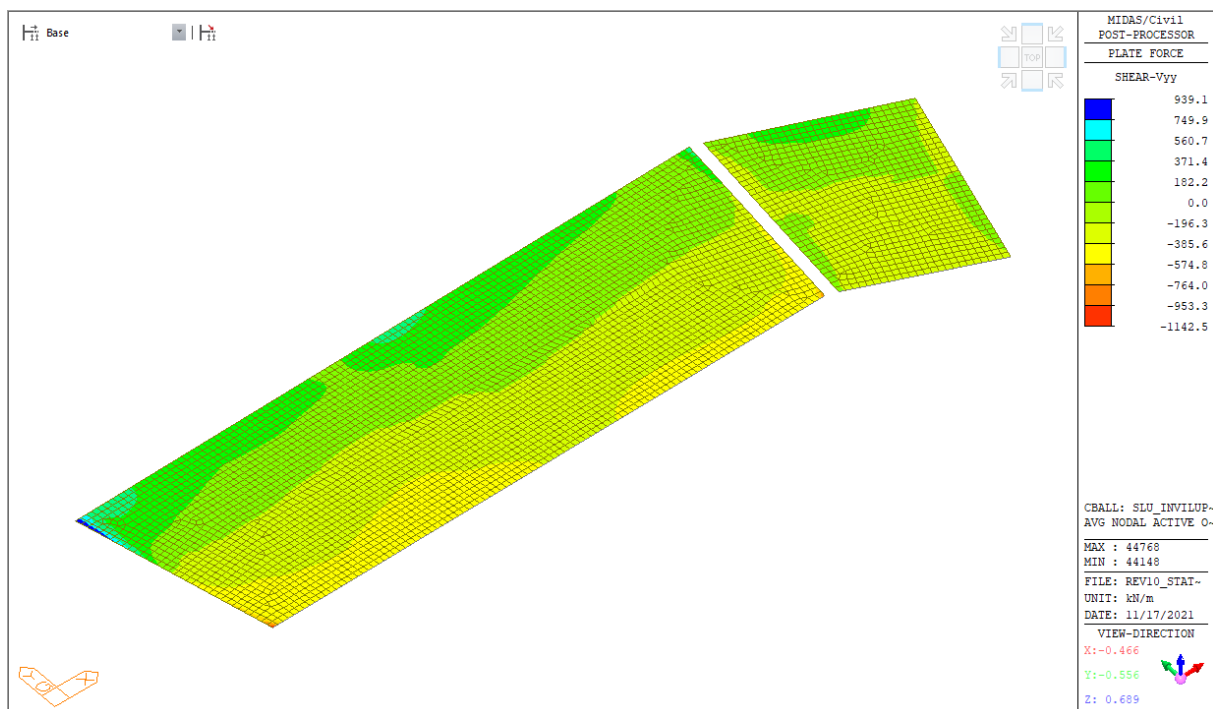
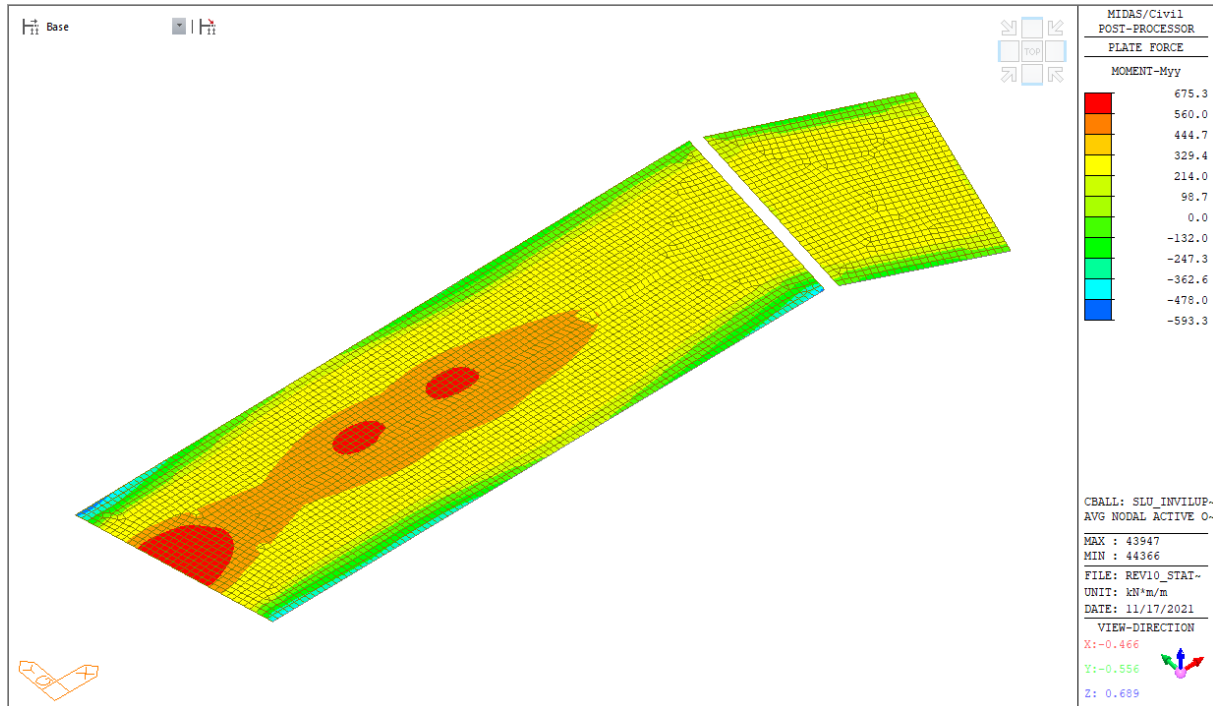
Figura 49: Deformata modo di vibrazione n° 9

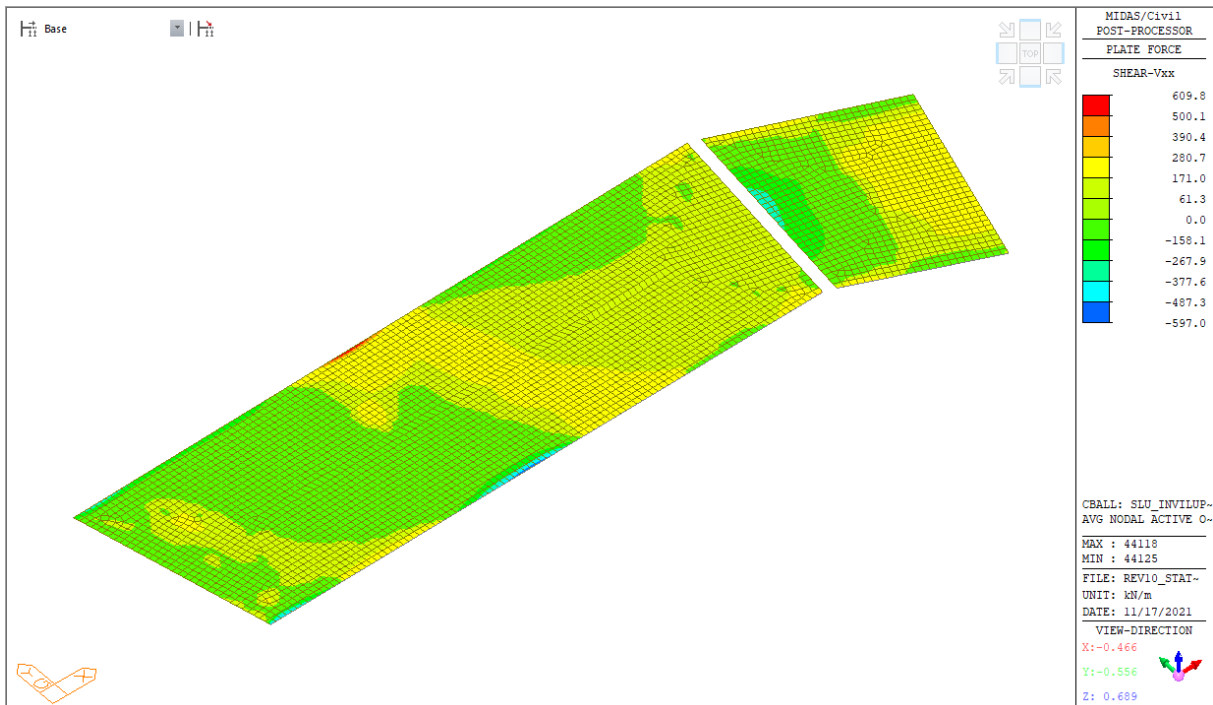
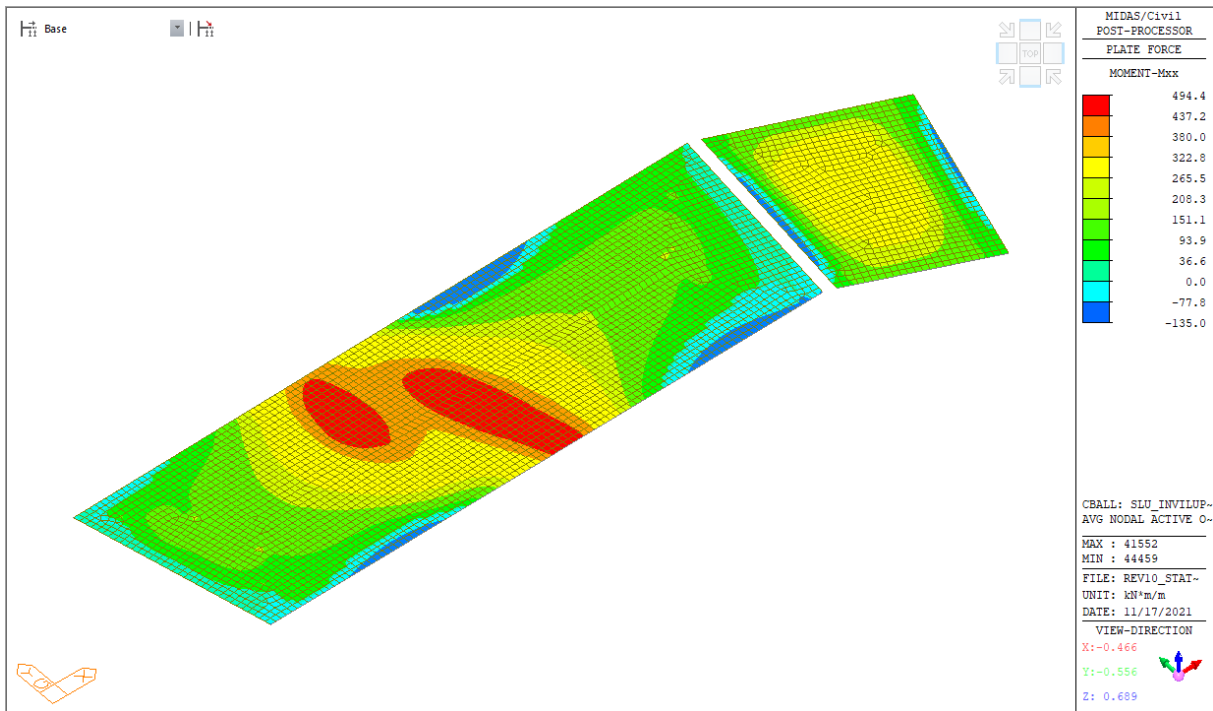
9.3 RISULTATI E VERIFICHE SOLETTONE IMPALCATO - SLU

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali.

9.3.1 SLU - Sollecitazioni

Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando i massimi e minimi valori dall'inviluppo delle combinazioni di carico.

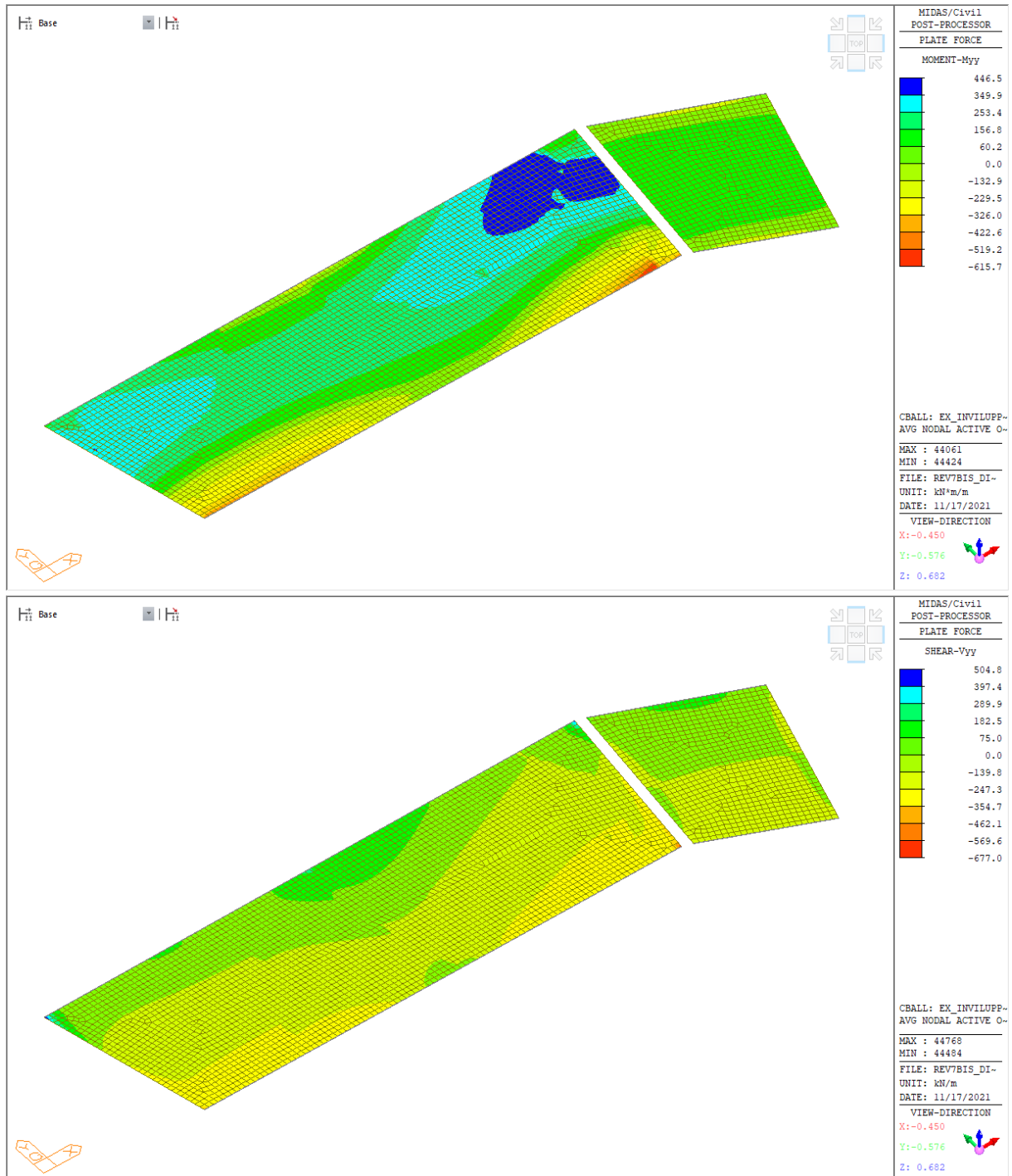


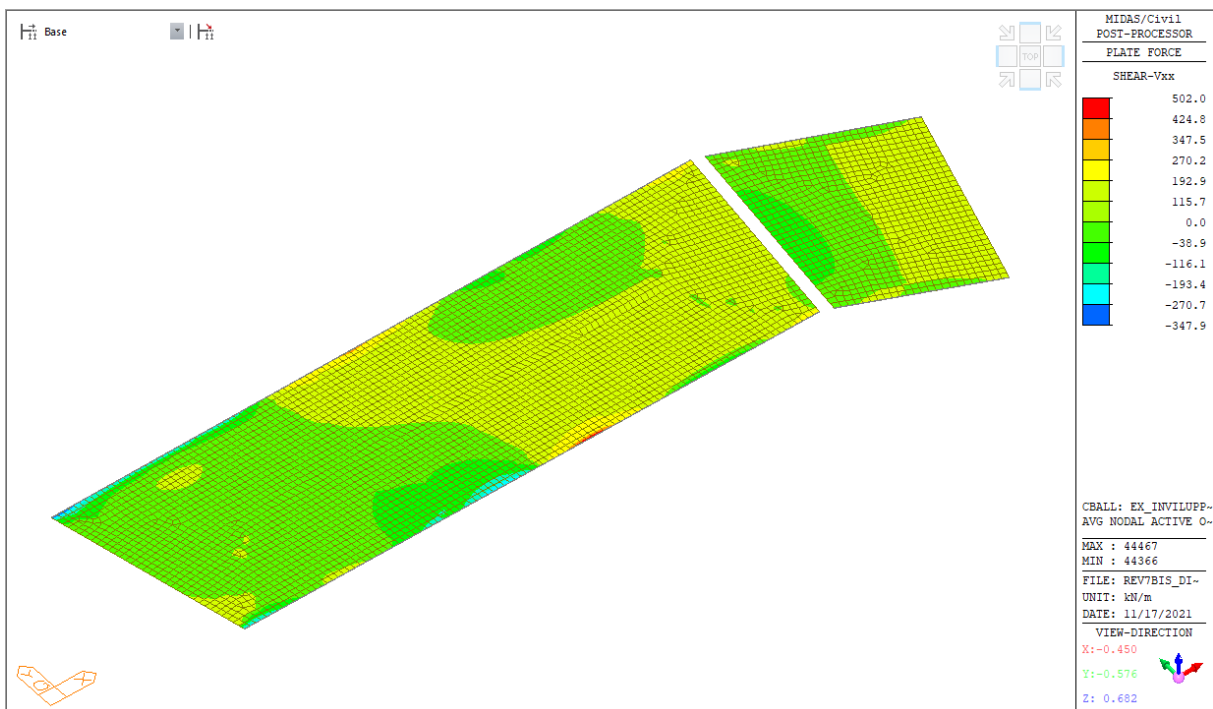
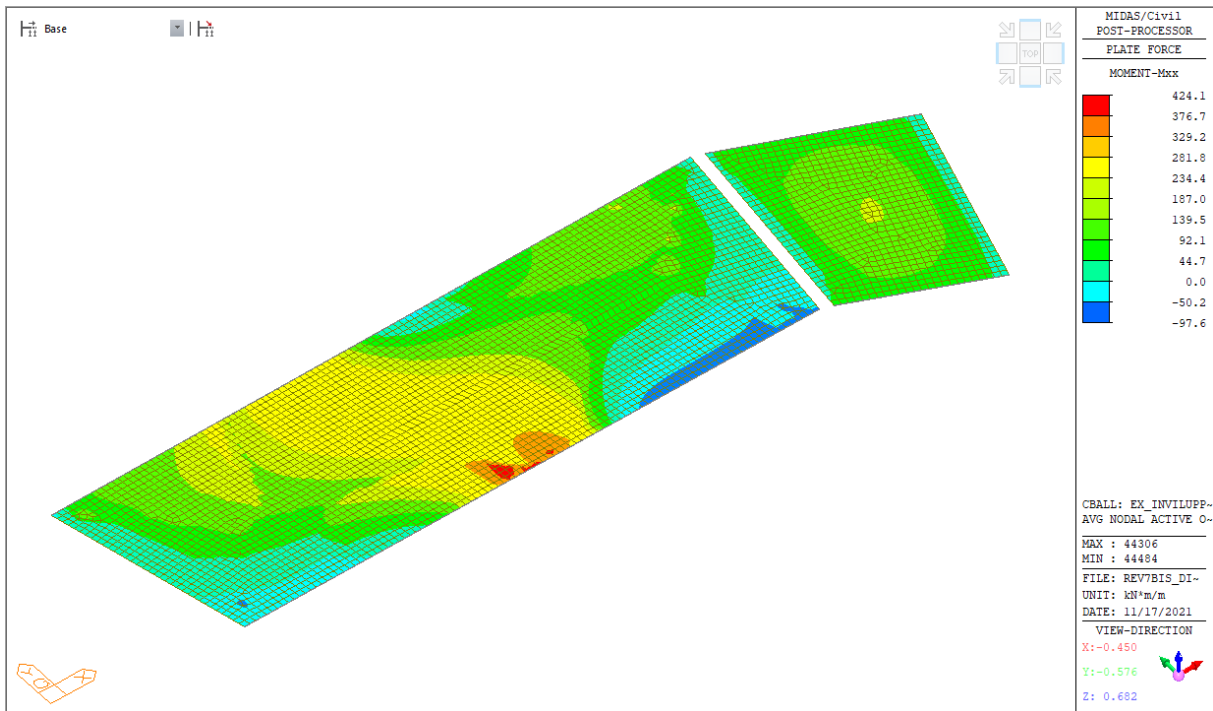


9.3.2 SLV - Sollecitazioni

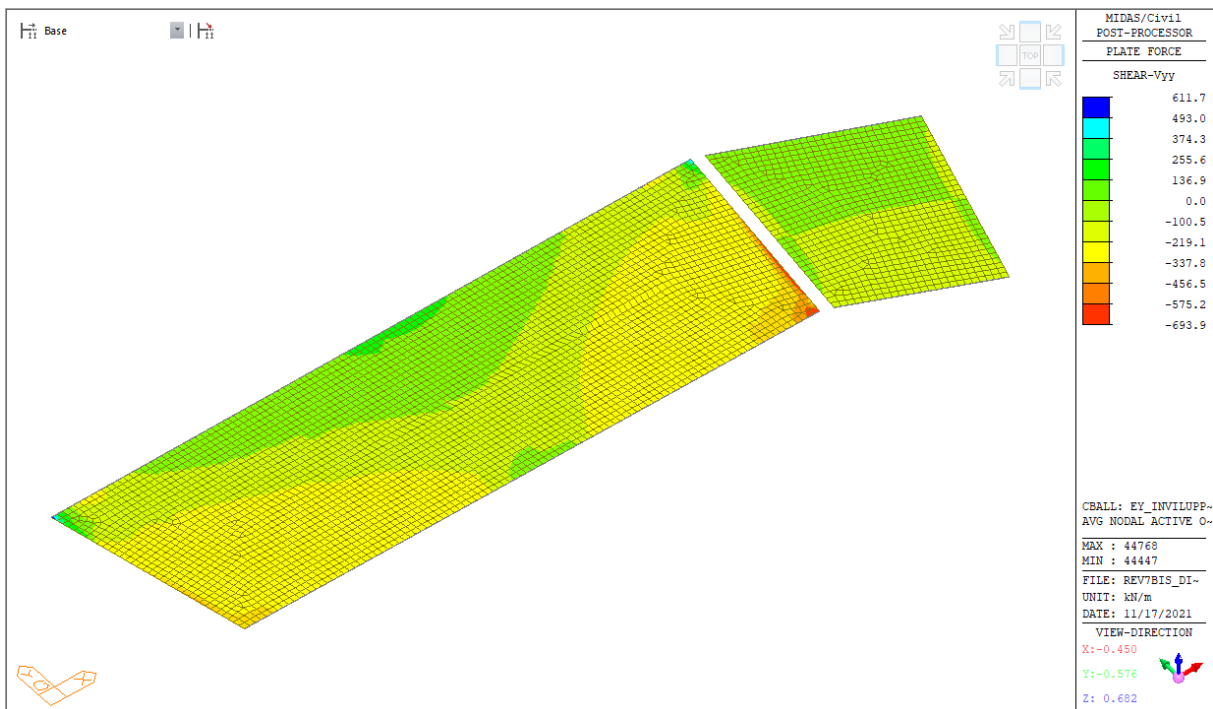
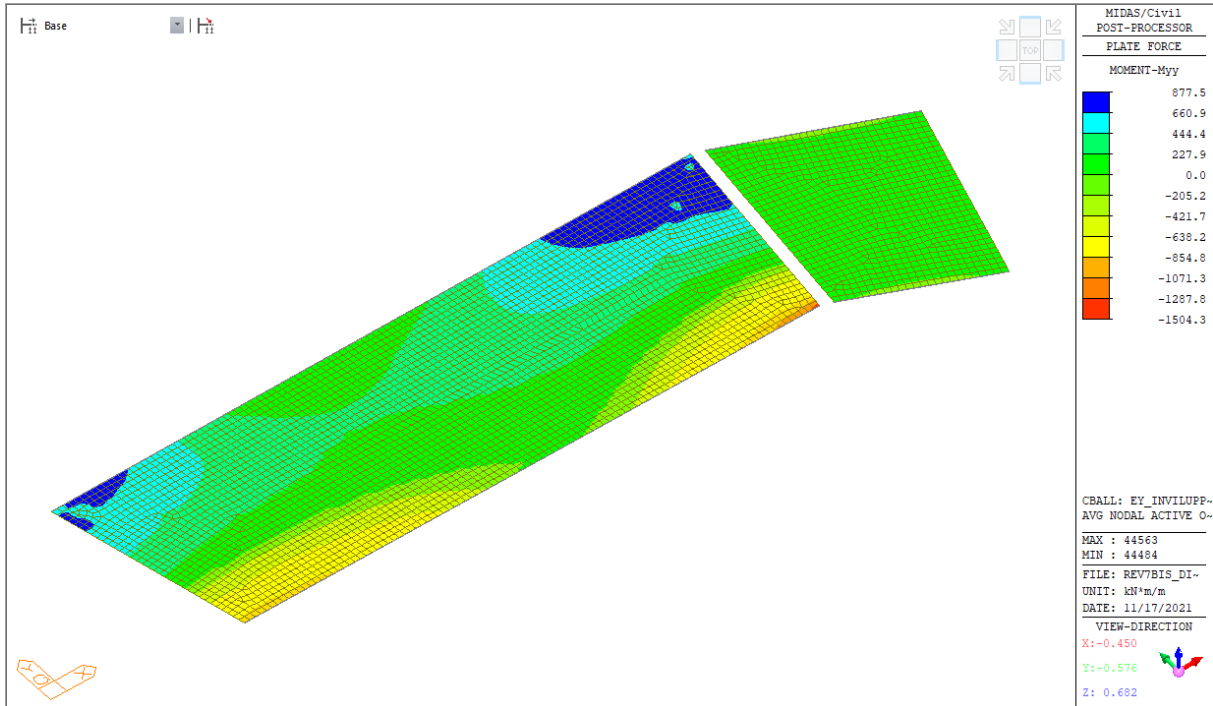
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando le combinazioni più gravose rappresentate da Ex (sisma longitudinale) ed Ey (sisma trasversale).

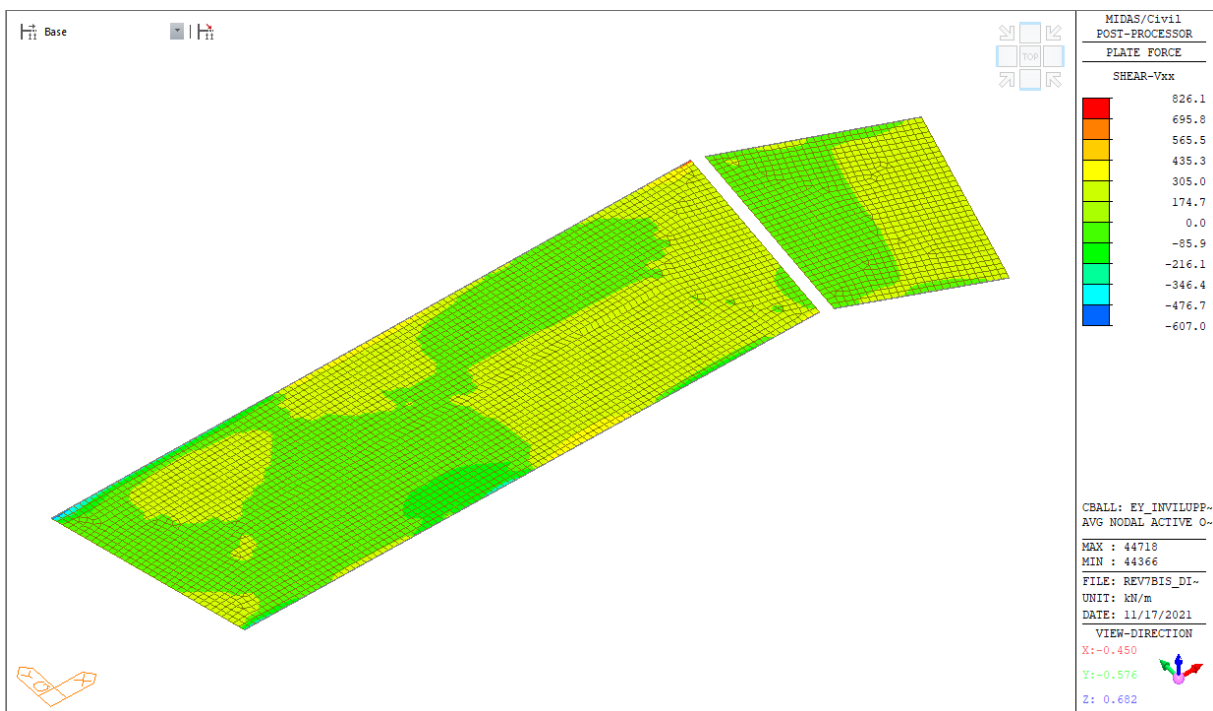
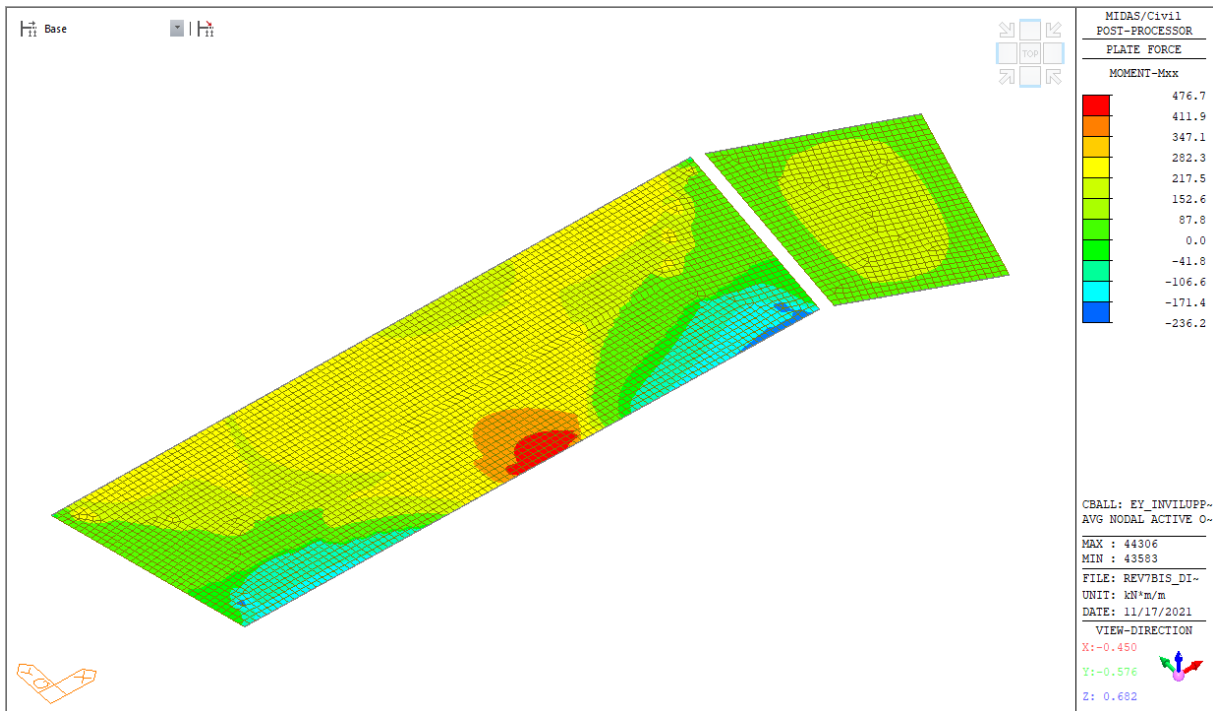
9.3.2.1 Combinazione Ex - Sollecitazioni





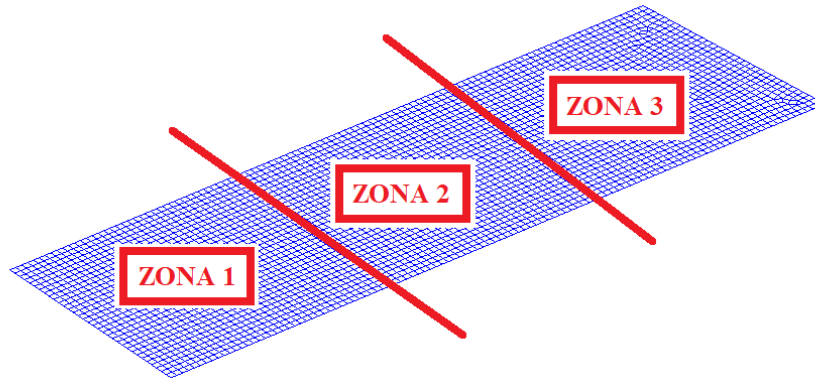
9.3.2.2 Combinazione Ey - Sollecitazioni





9.3.3 Verifiche strutturali SLU/SLV

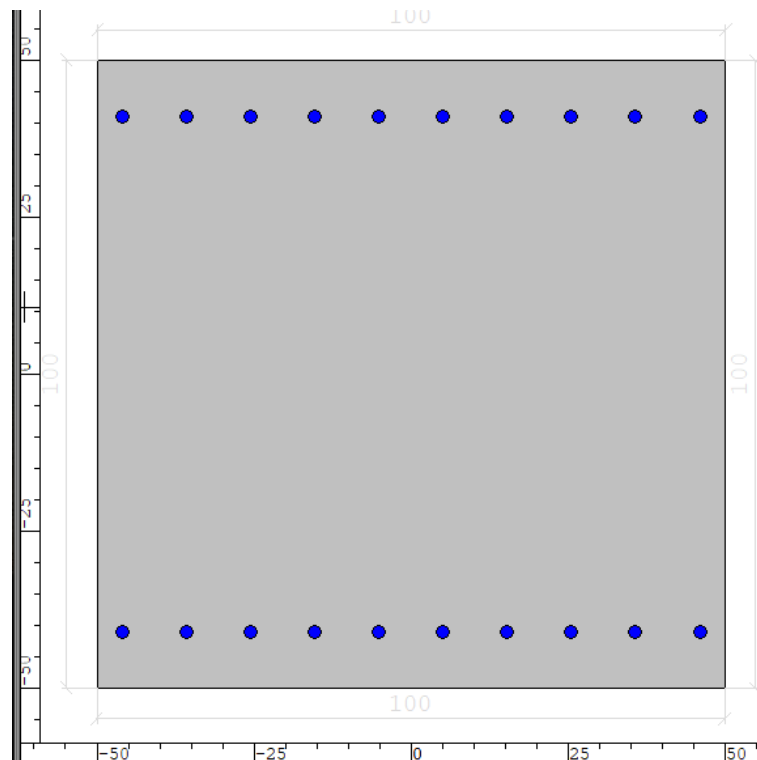
Le verifiche vengono condotte in funzione alle zone omogenee in termini di armatura:



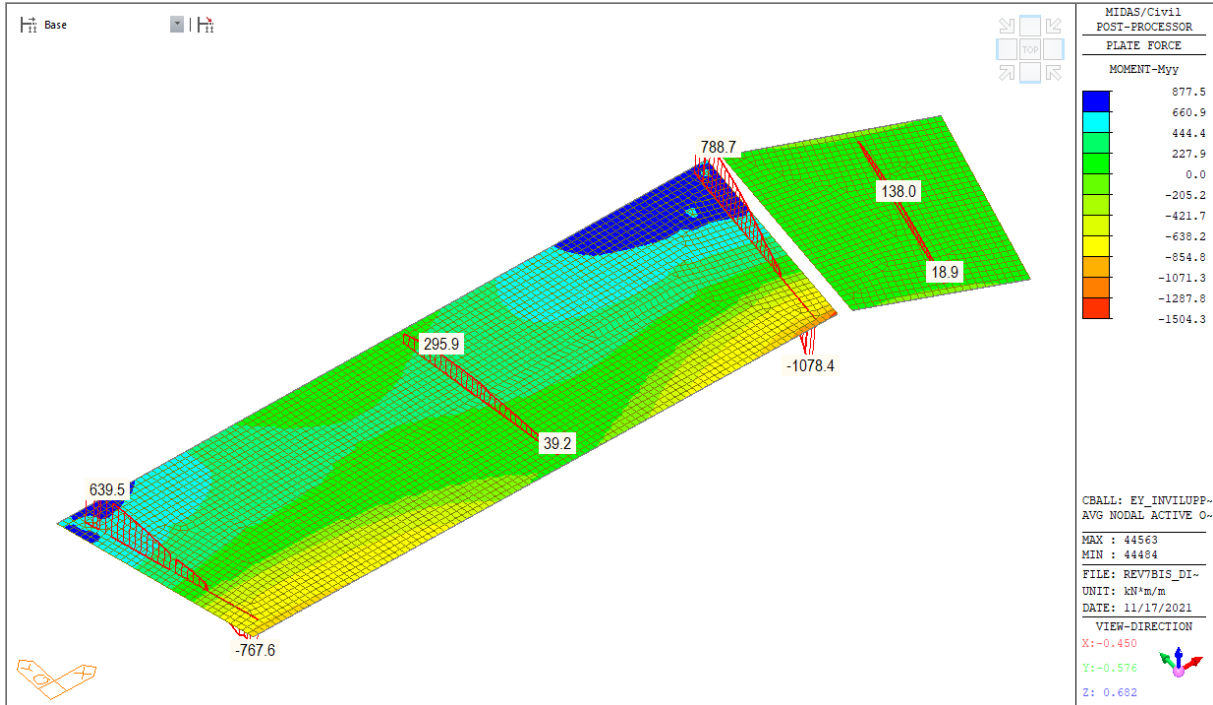
9.3.3.1 Verifica Zona 1 e Zona 3

Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

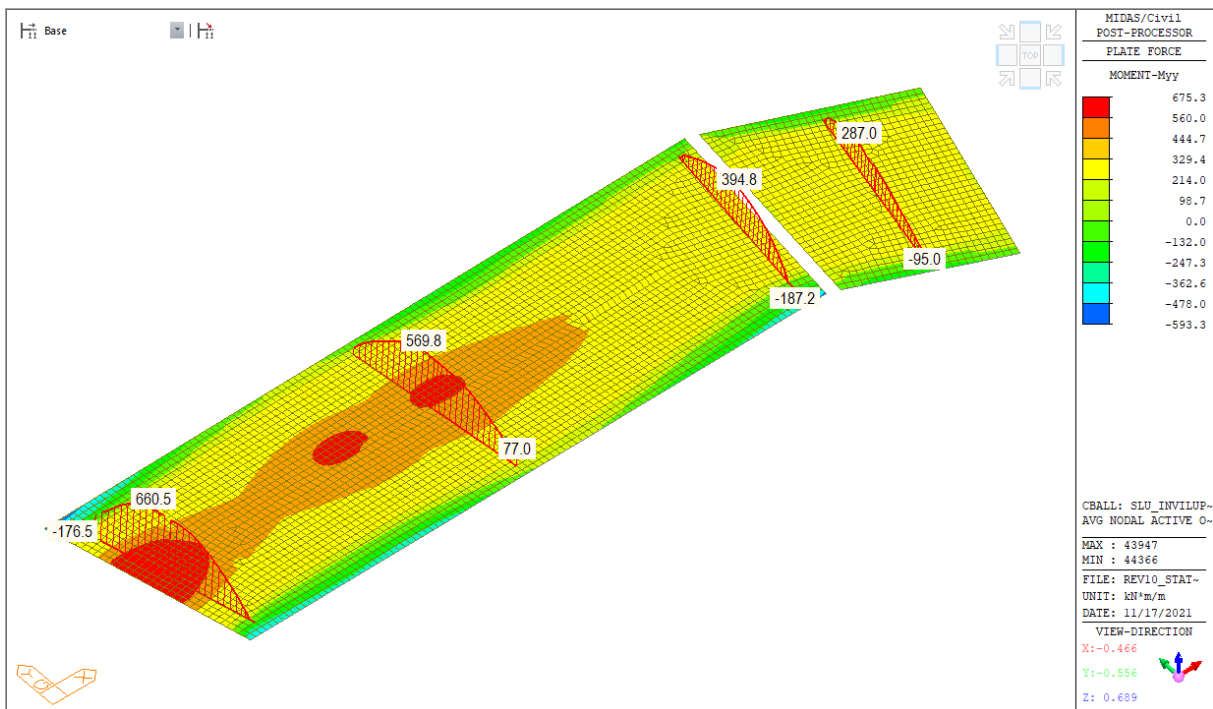
Copriferro in asse = 9 cm

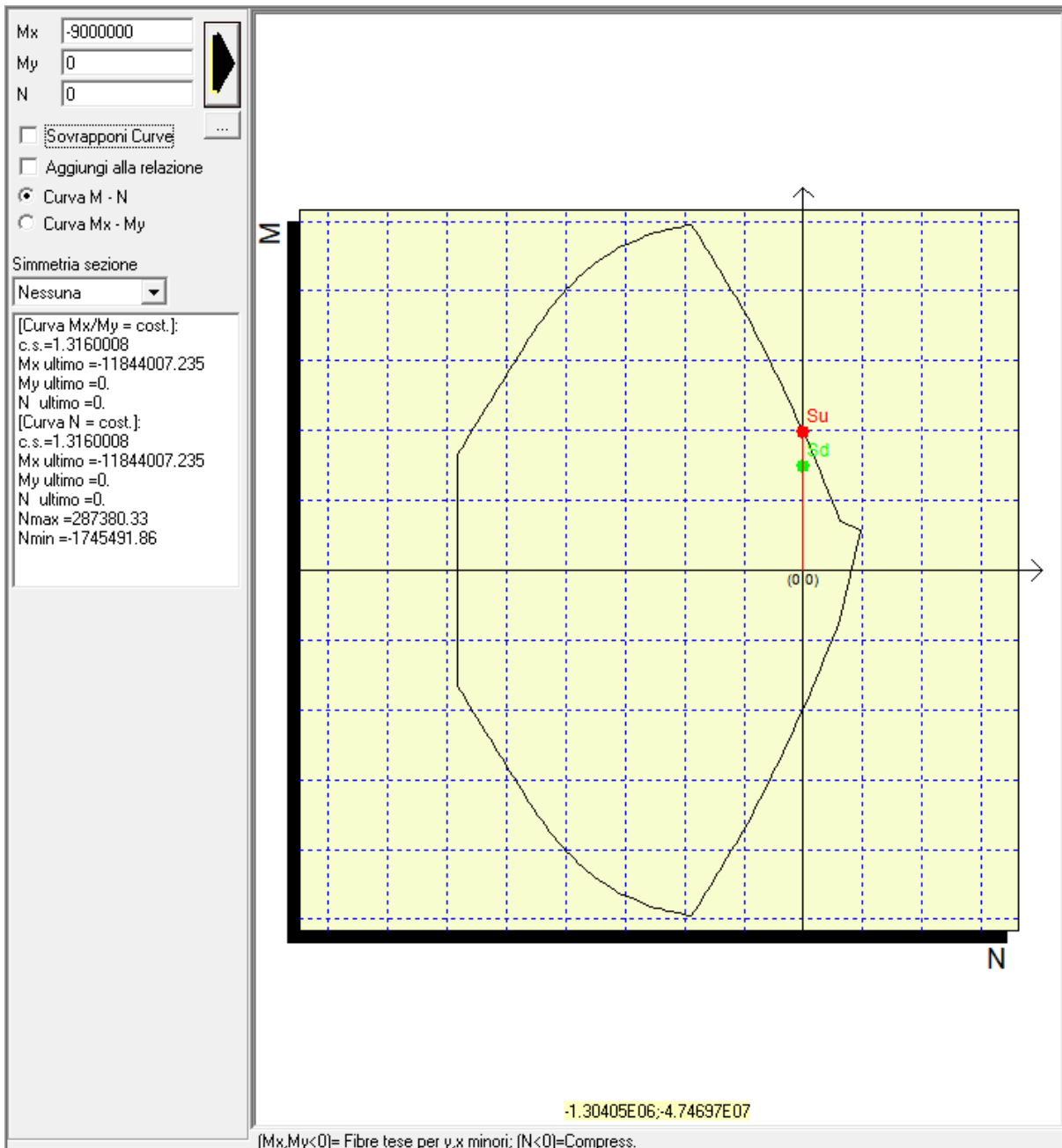


Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale



Combinazione: Involuppo SLU

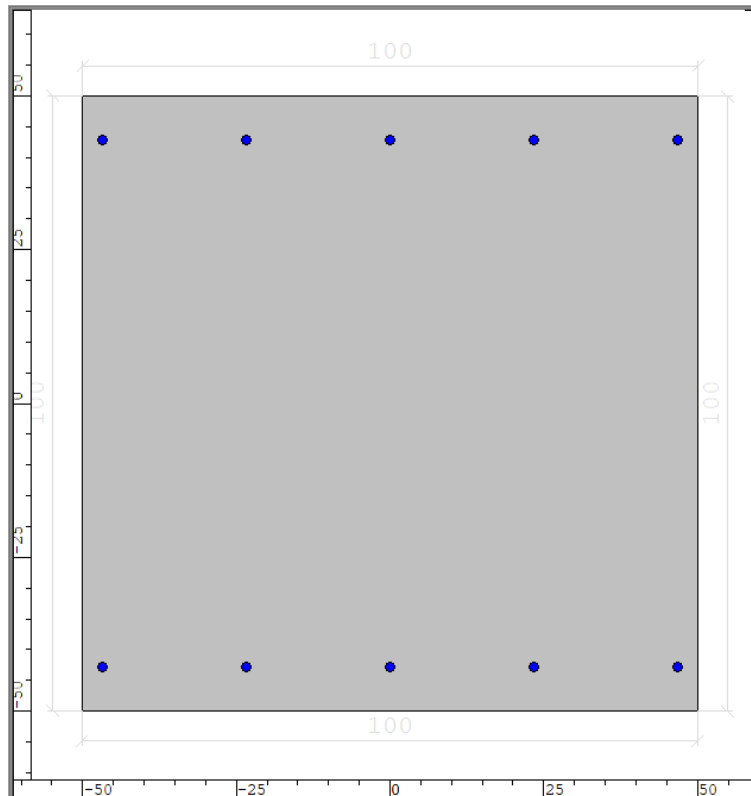




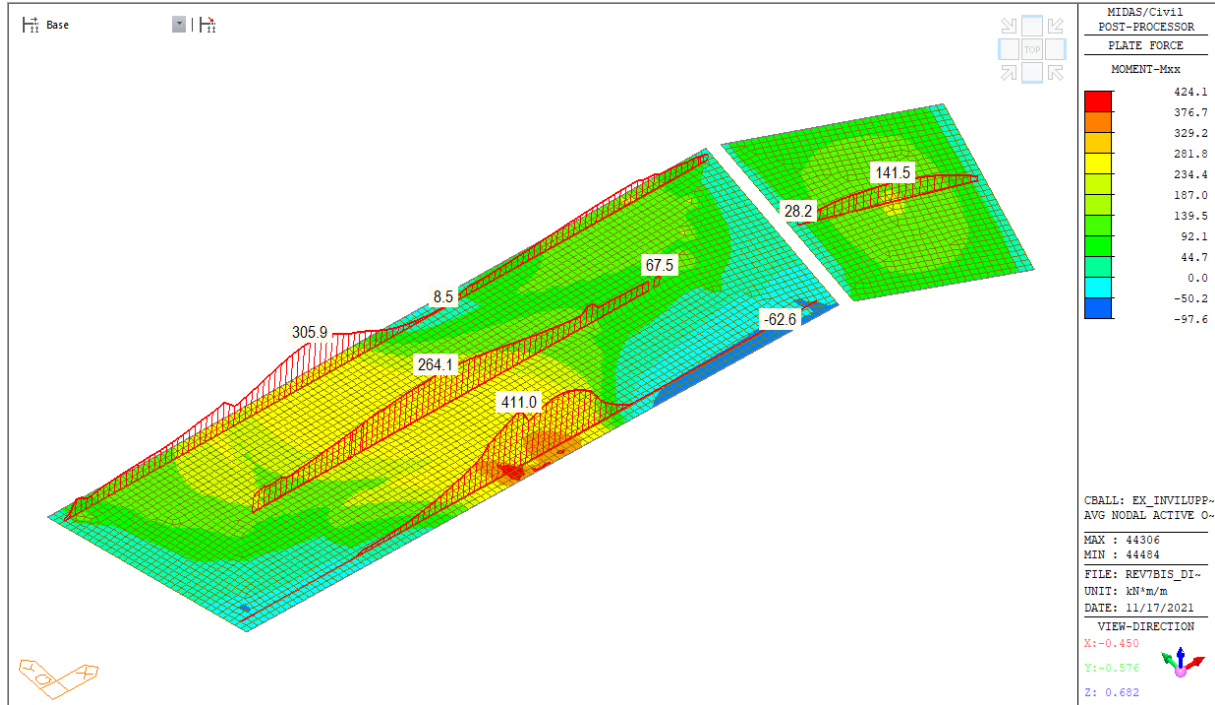
Verifica a flessione			
M_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
900	10 ϕ 22 superiore 10 ϕ 22 inferiore	1190	1.32

Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale), armatura secondaria:

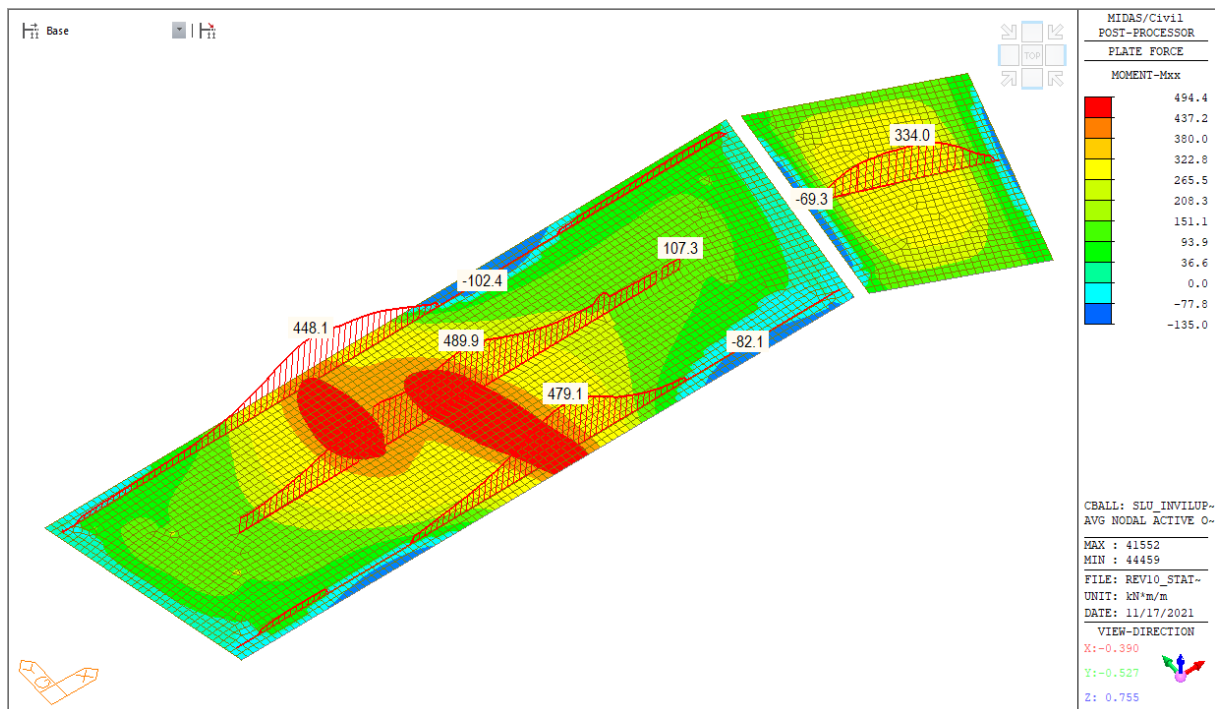
Copriferro in asse = 7 cm

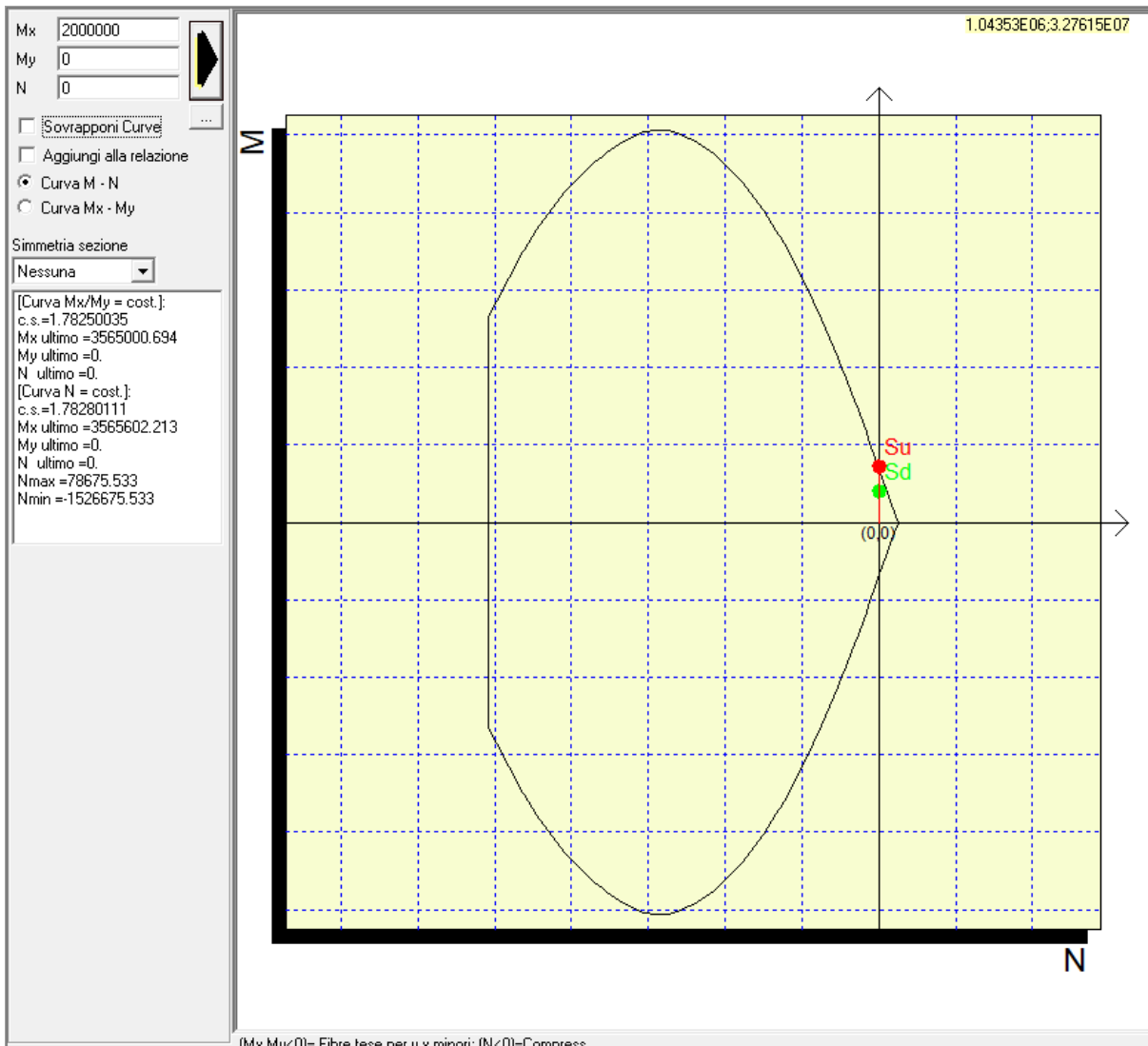


Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale



Combinazione: Involuppo SLU



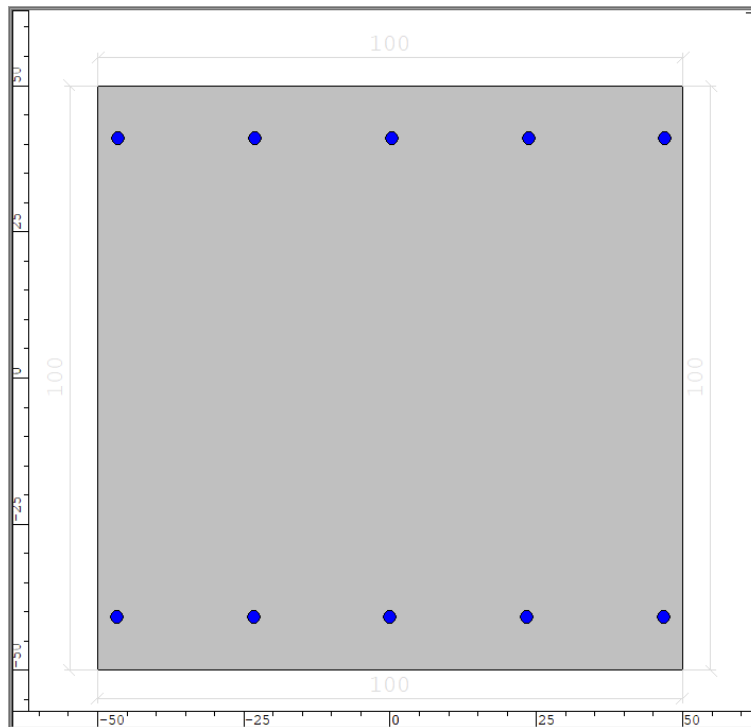


Verifica a flessione			
M_{Ed}	Armatura tesa	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
200	5φ16 superiore 5φ16 inferiore	355	1.78

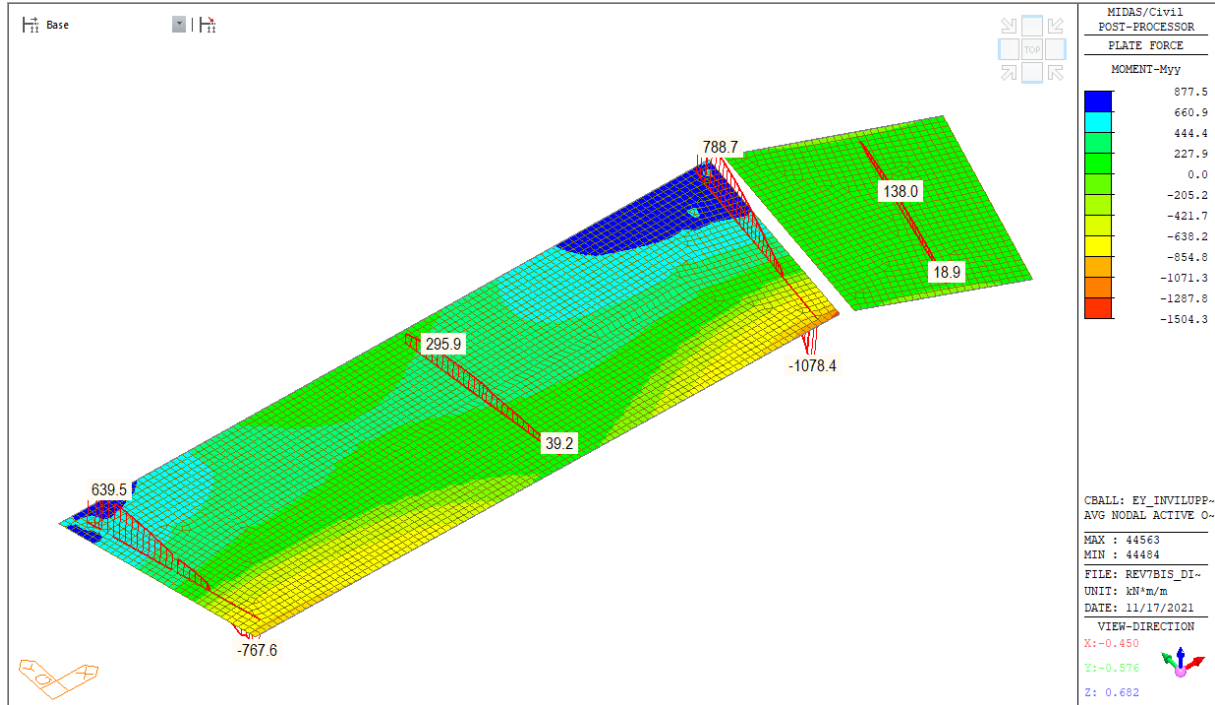
9.3.3.2 Verifica Zona 2

Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

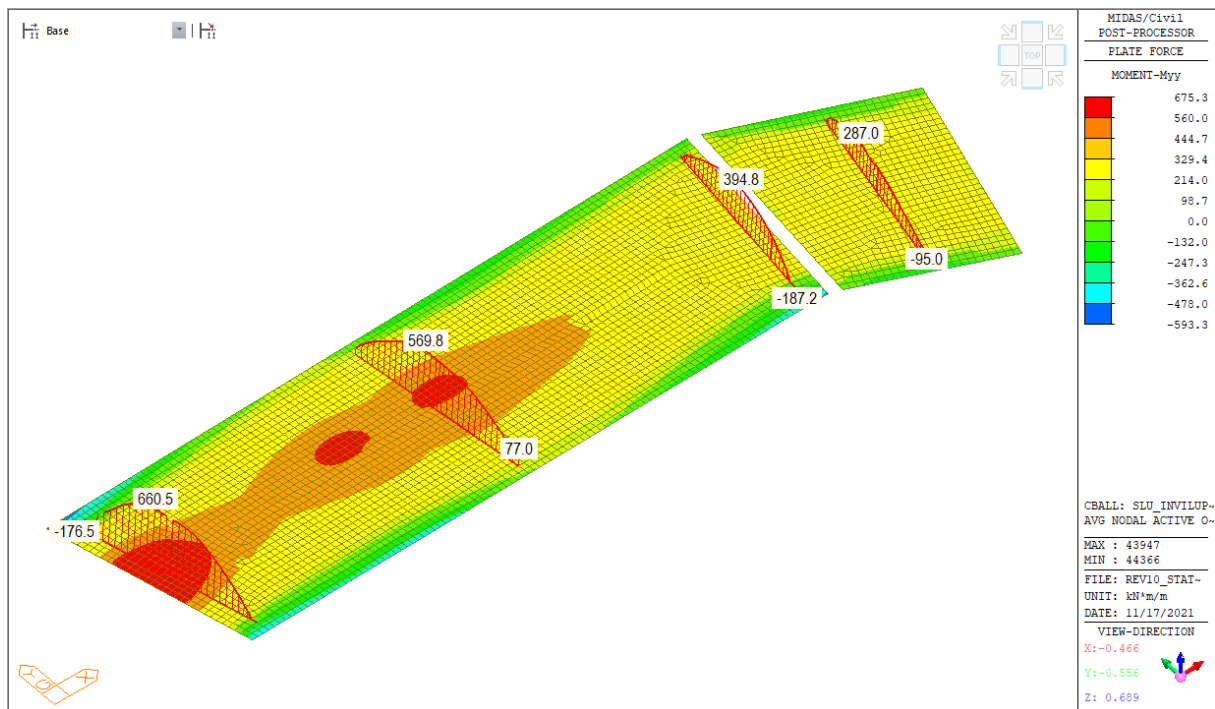
Copriferro in asse = 9 cm

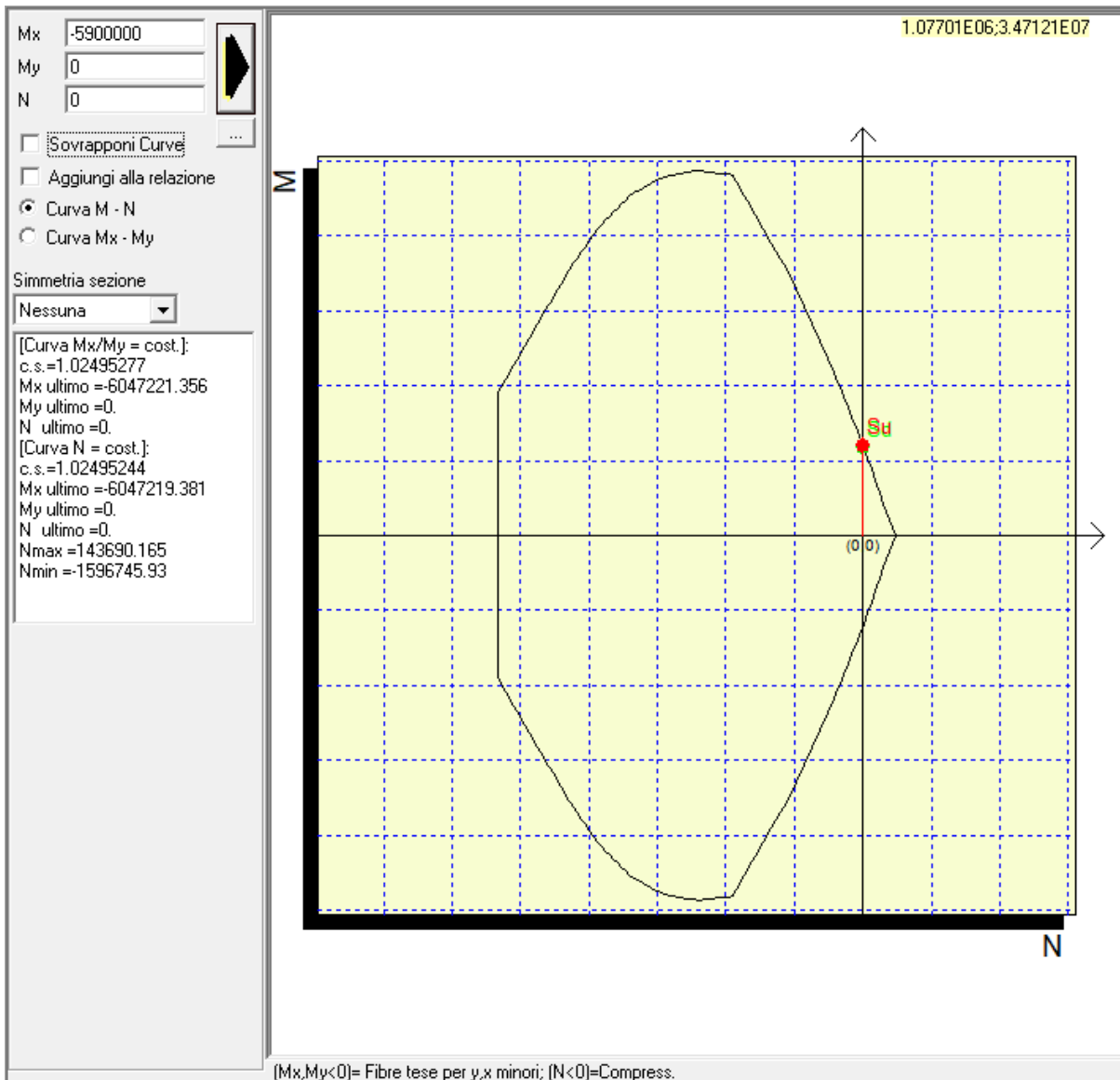


Combinazione: Inviluppo Sisma Dir Y Trasversale



Combinazione: Inviluppo SLU

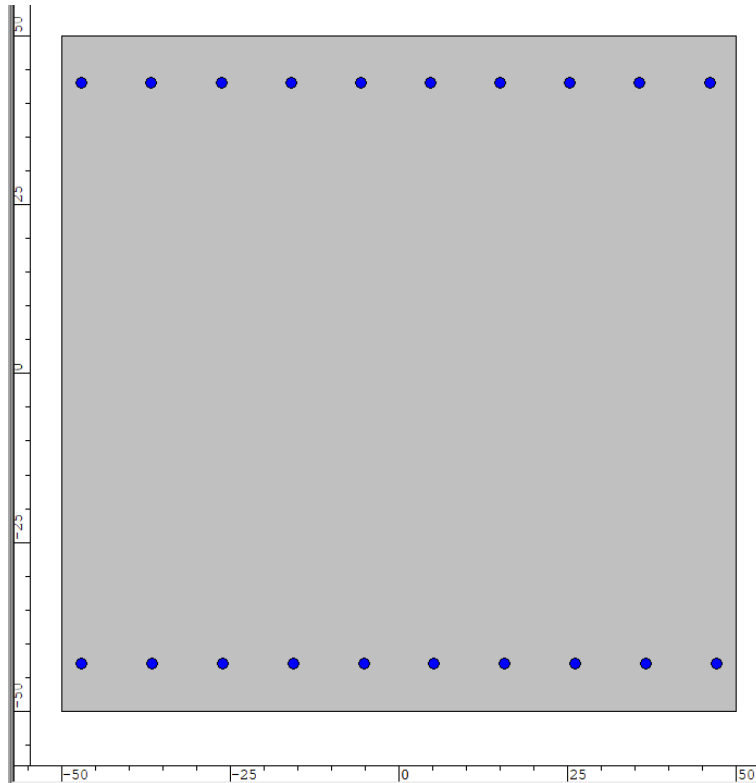




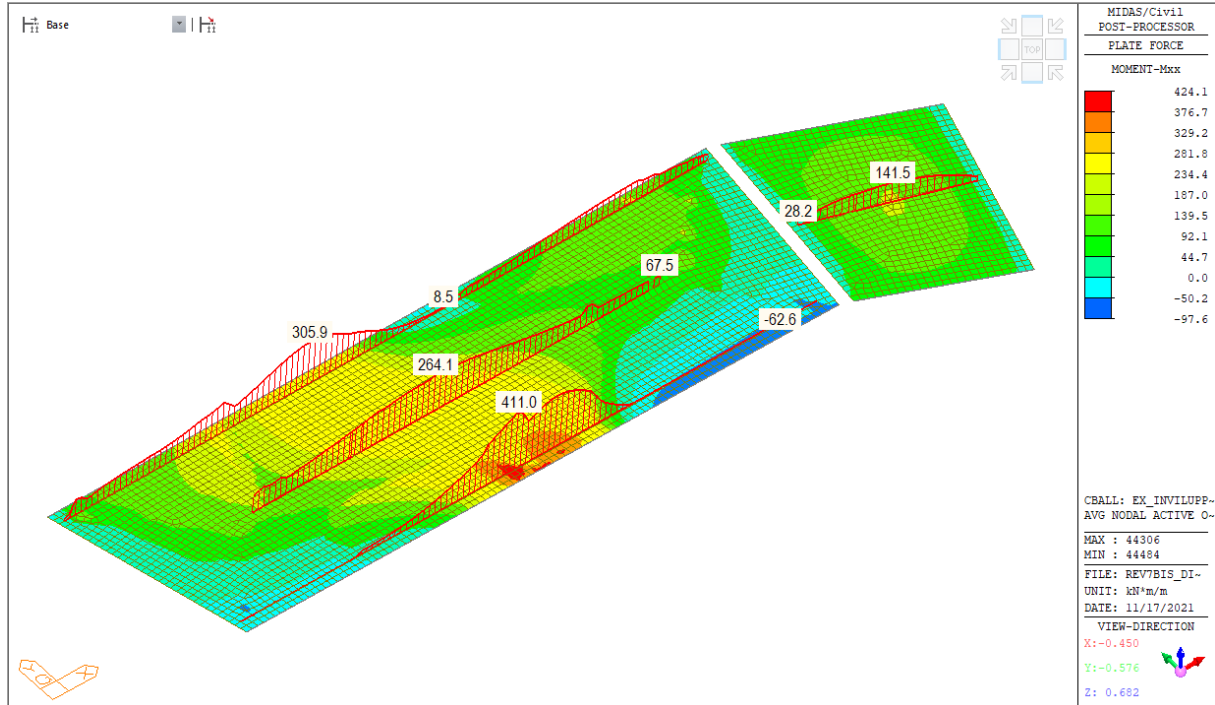
Verifica a flessione			
M_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
590	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	610	1.03

Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale), armatura secondaria:

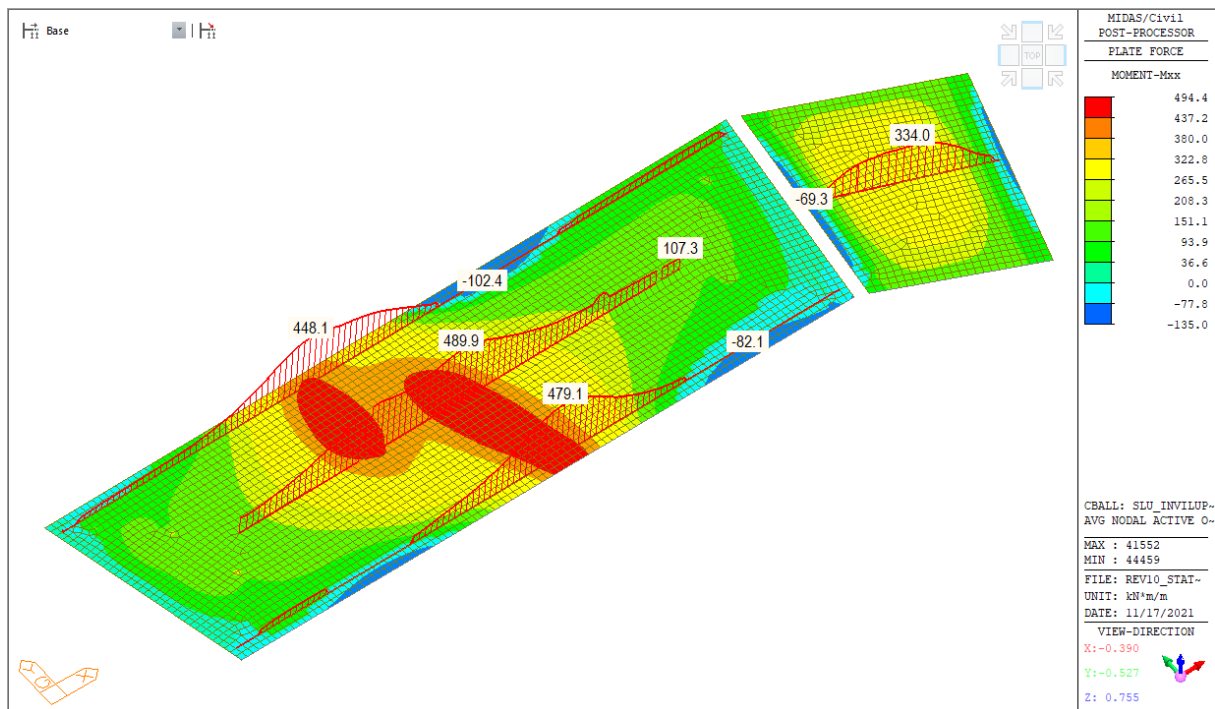
Copriferro in asse = 7 cm

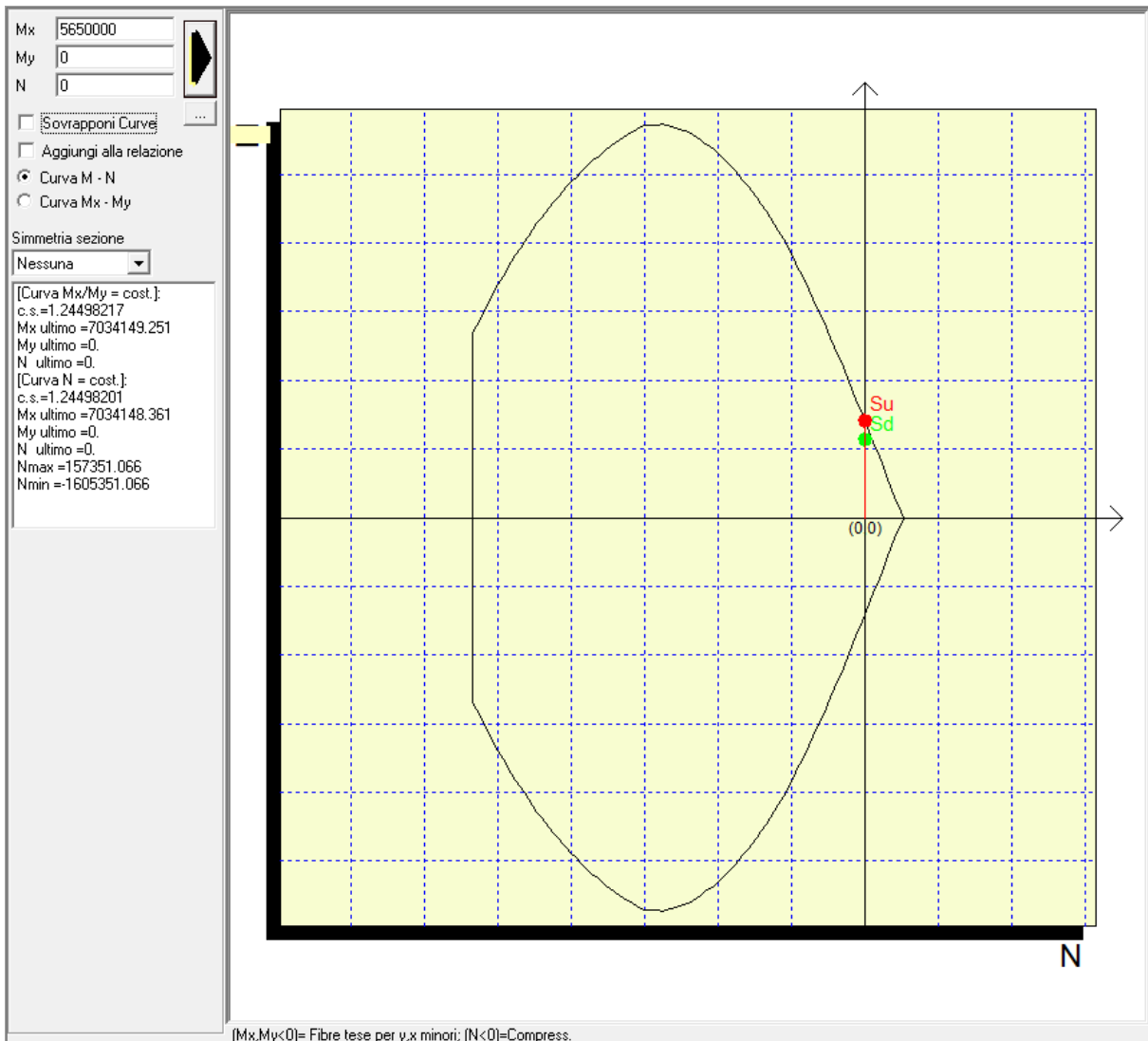


Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale



Combinazione: Involuppo SLU

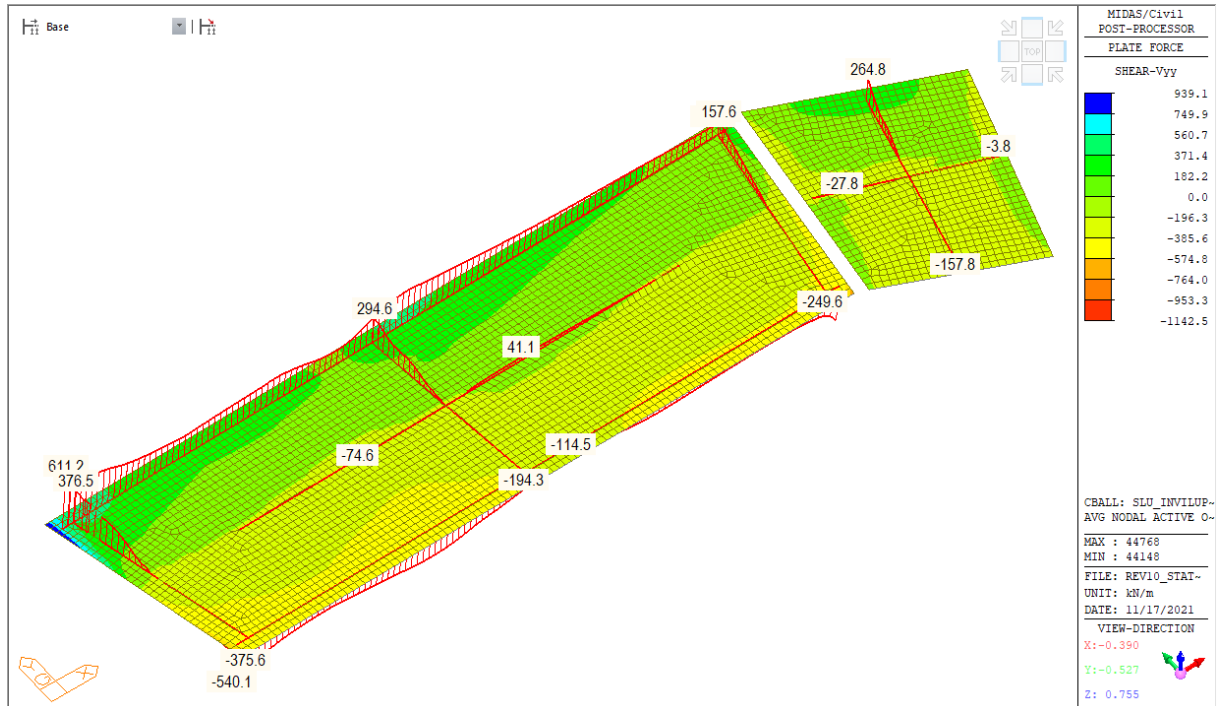




Verifica a flessione			
M_{Ed}	Armatura tesa	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
565	10 ϕ 16 superiore 10 ϕ 16 inferiore	705	1.25

9.3.3.3 Verifiche a taglio per le Zone 1, 2 e 3:

Combinazione: Involuppo SLU



Calcolo resistenza:

Geometria Sezione

H=	1.00	m	Altezza della Sezione
B=	1.00	m	Larghezza della Sezione
A_c=	1.00	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)
n=	15		Coefficiente di omogeneizzazione
A_{id}=	1.05	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
x_g=	0.50	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
I_g=	0.09	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
W_{sup}=	0.18	m ³	
e_{lim,cls}=	0.18	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
e_{1-lim,acc}=	0.20	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
e_{2-lim,acc}=	0.20	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

Armatura Trasversale

φ =	12	mm	Diametro Staffe
n_b=	2.50		Numero bracci
A_{sw}=	0.00028	m ²	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
s=	0.4	m	Passo Staffe

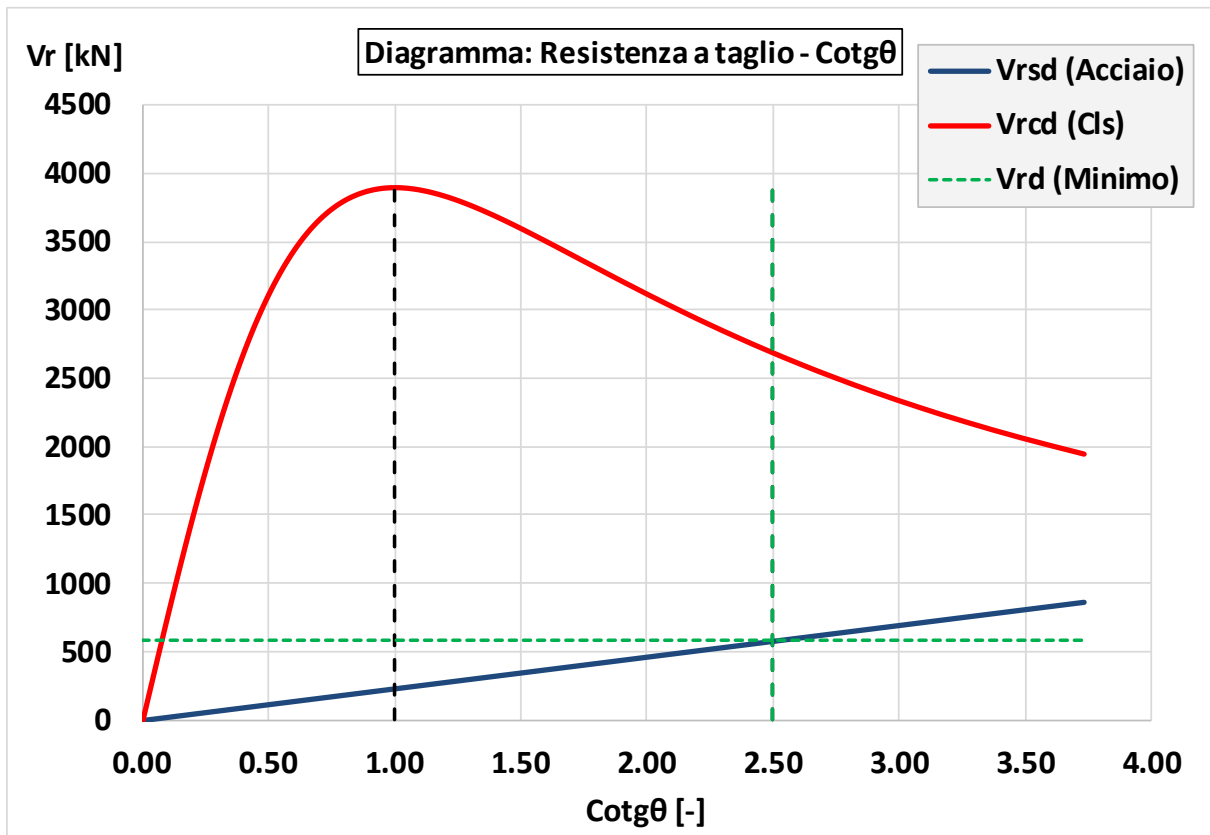
Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

$\alpha =$	90	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
$\theta =$	22	°	Inclinazione del puntone compresso [22° ≤ α ≤ 45°]
$f_{y,staffe}/f_{yk}$	1.00		

Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

$V_{Rd,s} =$ 579 kN Resistenza a taglio della sola armatura

$V_{Rd,max} =$ 2686 kN Resistenza a taglio della sola biella

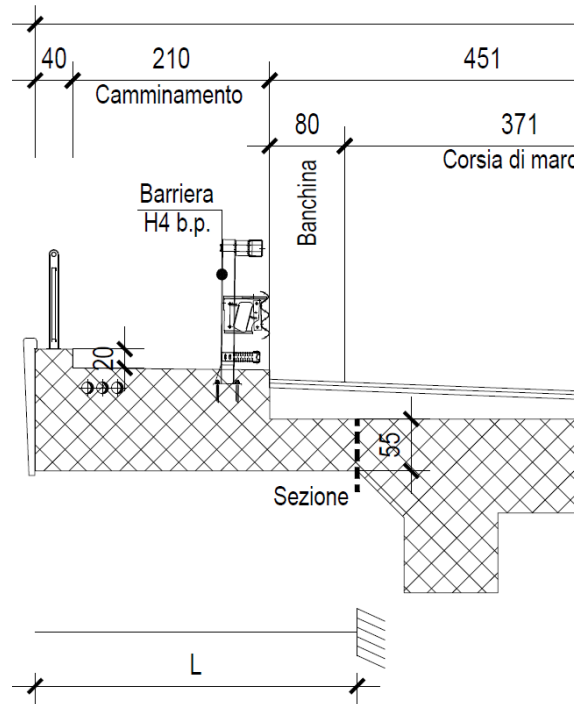


Verifica a taglio			
V_{Ed}	Armatura	V_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
480	φ12-2.5 br./0.4 m	579	1.21

9.3.4 Verifiche strutturali sbalzo SLU

Si riporta nel seguito il calcolo e la verifica strutturale degli sbalzi laterali.

Le sollecitazioni vengono calcolate adottando un modello a mensola e la verifica viene eseguita nella sezione più gravosa come riportato nel seguente schema:



Si riporta il calcolo delle sollecitazioni:

Geometria		
Luce	[m]	3.43
Larghezza	[m]	1.0

Carichi		
Peso proprio	[kN/m]	25.00
Guard Rail	[kN]	1.05
Rete di protezione	[kN]	0.50
Veletta	[kN]	2.50
Folla	[kN/m]	2.50
Schema di carico 2	[kN/m]	87.91
Forza da urto	[kNm/m]	80.00

Braccio rispetto all'incastro		
Peso proprio	[m]	1.72
Guard Rail	[m]	1.40
Rete di protezione	[m]	3.25
Veletta	[m]	3.25
Folla	[m]	1.72
Schema di carico 2	[m]	0.48
Forza da urto	[m]	1.00

Coefficienti di combinazione		
γ_{G1}	[-]	1.35
γ_{G2}	[-]	1.5
γ_Q	[-]	1.5

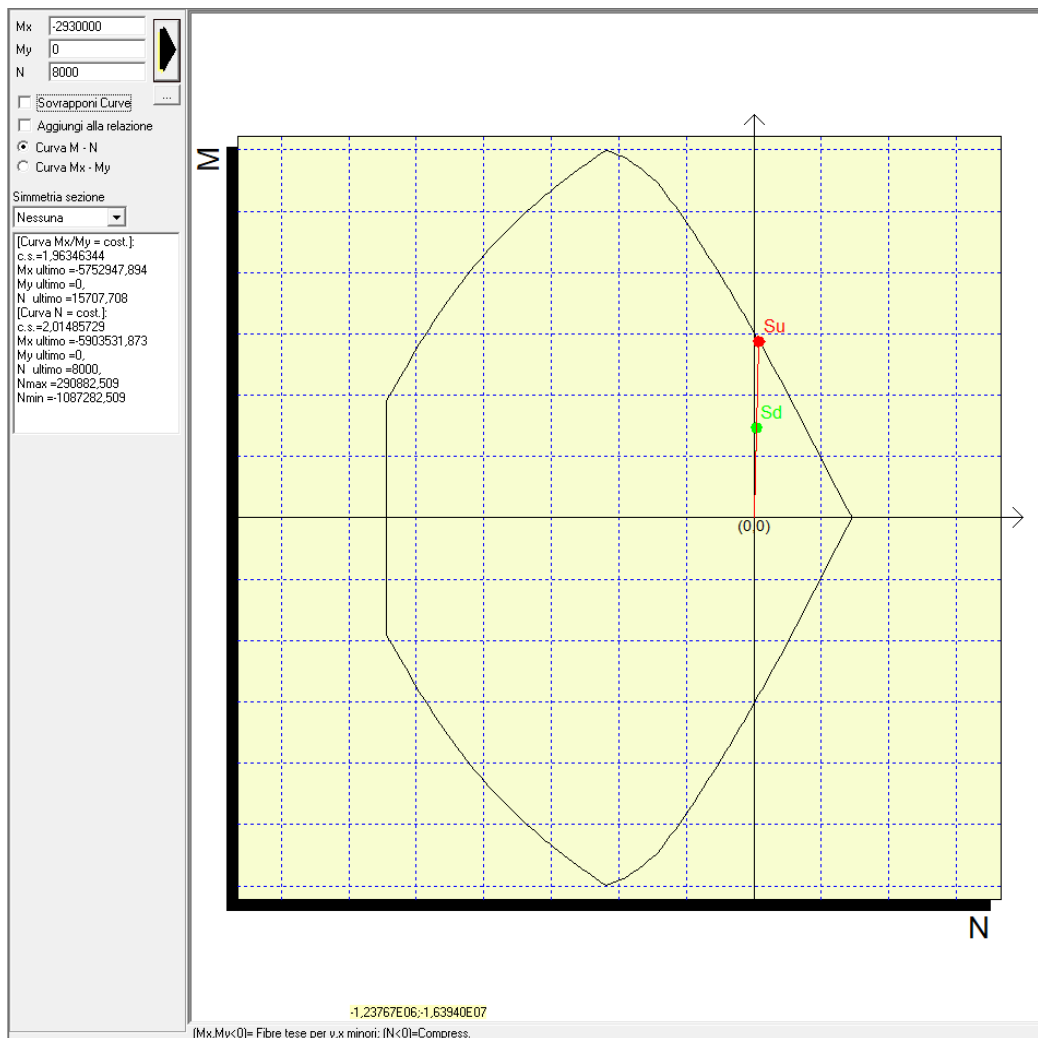
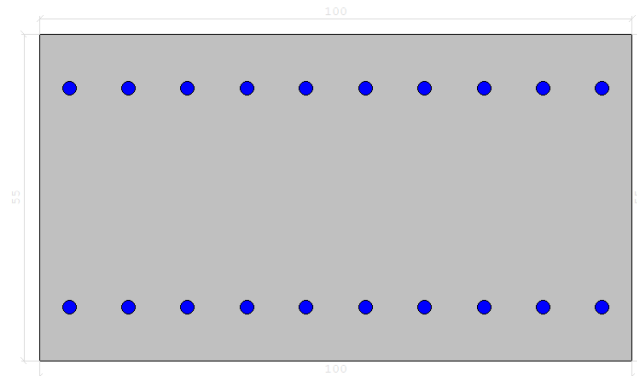
Calcolo sollecitazioni SLU		
V	[kN]	260.0
M	[kNm]	296.9
N	[kN]	0.0

Calcolo sollecitazioni combinazione eccezionale da urto		
V	[kN]	181.9
M	[kNm]	292.7
N	[kN]	80.0

Vengono eseguite le verifiche più gravose a taglio e tensoflessione.

Verifiche a tensoflessione in combinazione eccezionale da urto:

Copriferro in asse = 9 cm



Verifica a tensoflessione - Combinazione eccezionale da urto

M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
293	80.0	$\phi 22/10$ cm	590	2.02

Verifiche a taglio in combinazione SLU:

Geometria Sezione

H =	0.55	m	Altezza della Sezione
B =	1.00	m	Larghezza della Sezione
A_c =	0.55	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)
n =	15		Coefficiente di omogeneizzazione
A_{id} =	0.66	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
x_g =	0.28	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
I_g =	0.02	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso

Armatura Longitudinale Tesa

I° Strato

n° barre =	10		Numero Barre
φ =	22	mm	Diametro Barre dello strato
A_f =	0.00380	m ²	Area Armatura dello strato
c_{teso} =	0.09	m	Copriferro Armatura Tesa dal Lembo Teso (Asse Barre)

Armatura Longitudinale Compressa

I° Strato

n° barre =	10		Numero Barre
φ =	22	mm	Diametro Barre dello strato
A_f =	0.00380	m ²	Area Armatura dello strato
c_{comp} =	0.09	m	Copriferro Armatura Compressa dal Lembo Compresso (Asse Barre)

Verifica per Elementi che non richiedono Armatura a Taglio

d =	0.46	m	Altezza Utile della sezione
b_w =	1.00	m	Larghezza della membratura resistente a taglio
k =	1.66		
A_{sl} =	0.00380	m ²	Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata secondo normativa
r_i =	0.01		A _{sl} /(b _w d)
N_{Ed} =	0.0	kN	Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione (Positivo di Compressione)
s_{cp} =	0.00	Mpa	N _{Ed} /A _{id}
v_{min} =	0.42	MPa	

V_{Rd,c-min} =	194.68	kN	
V_{Rd,c} =	272.89	kN	Taglio Ultimo

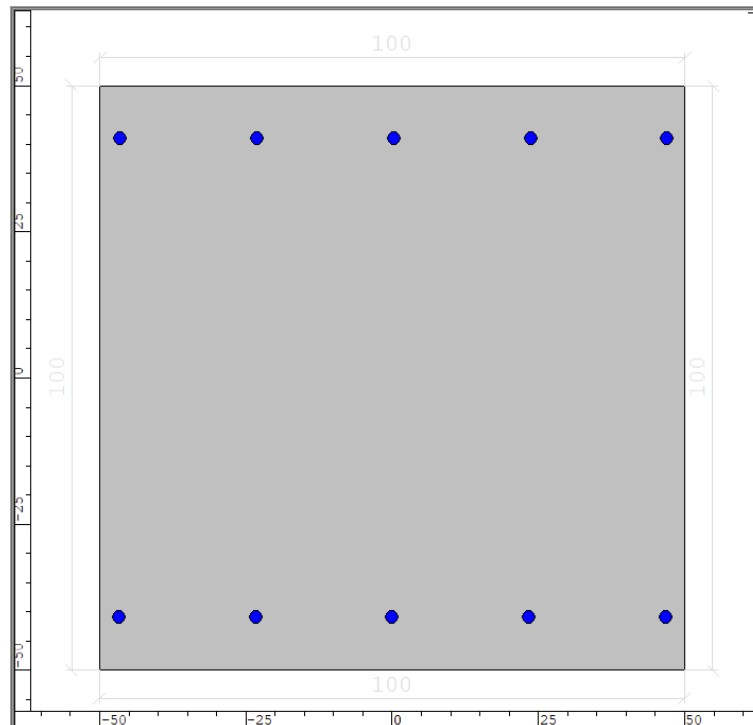
Verifica a taglio - SLU			
V _{Ed}	Armatura	V _{Rd}	FS
[kN]	[-]	[kN]	[-]
260	non necessaria specifica armatura a taglio	273	1.05

9.3.5 Verifiche strutturali soletta spalla SLU/SLV

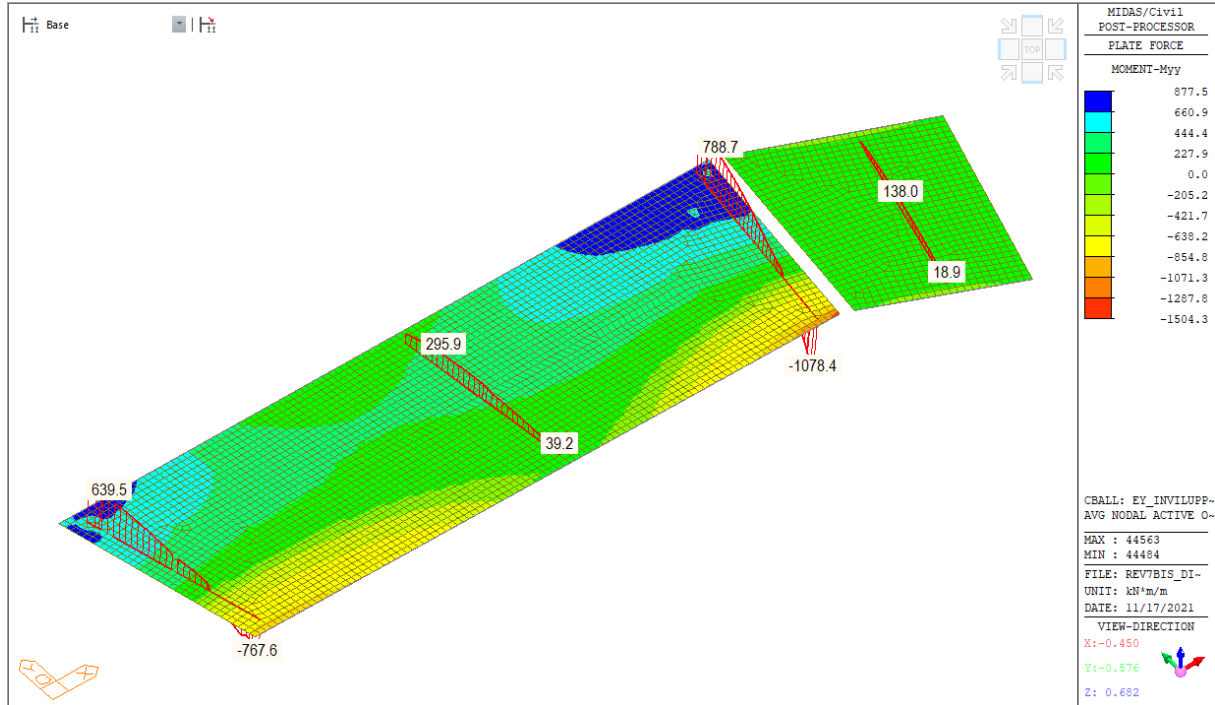
Si riporta nel seguito il calcolo e la verifica strutturale della soletta della spalla allo SLU/SLV.

Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

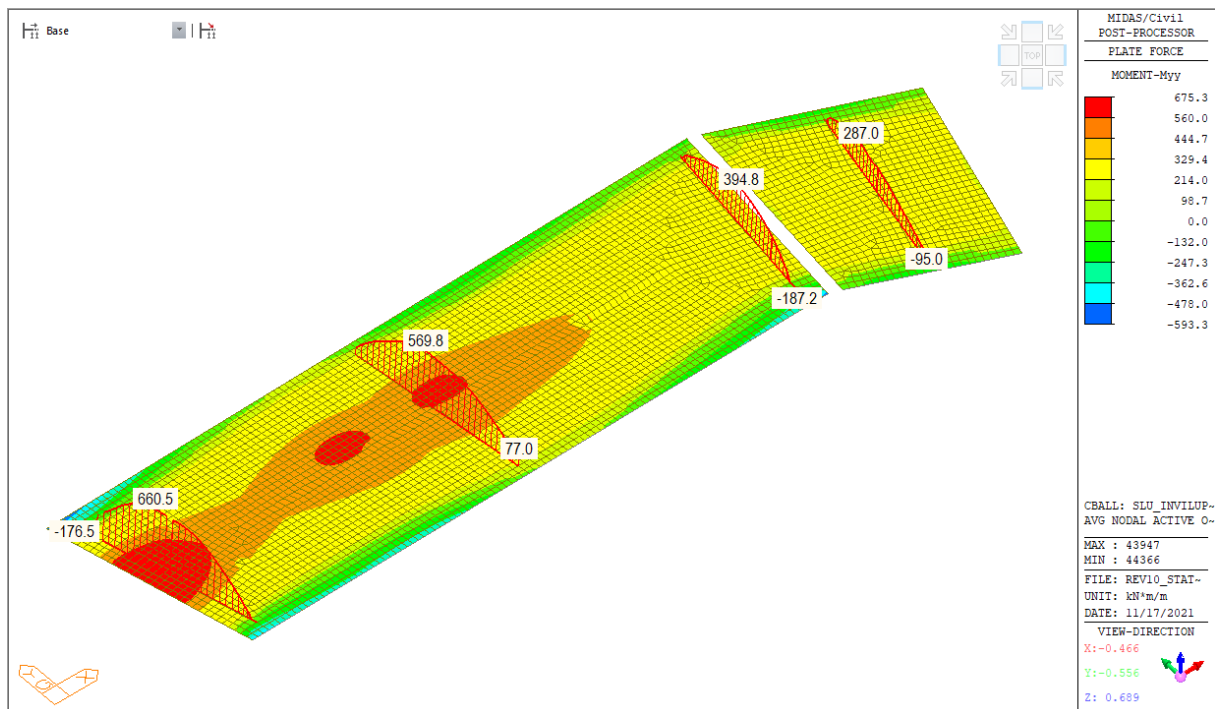
Copriferro in asse = 9 cm

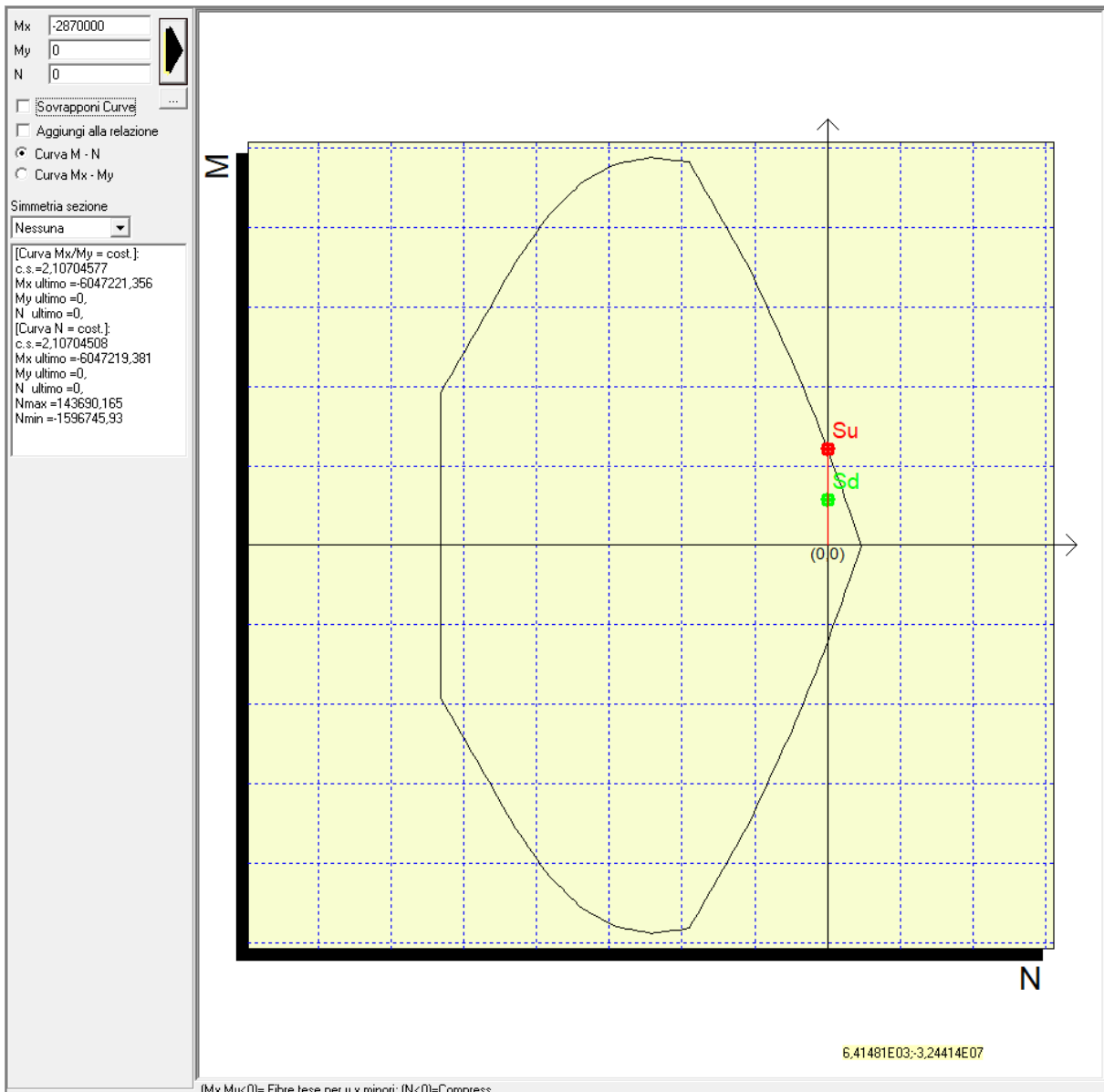


Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale



Combinazione: Involuppo SLU

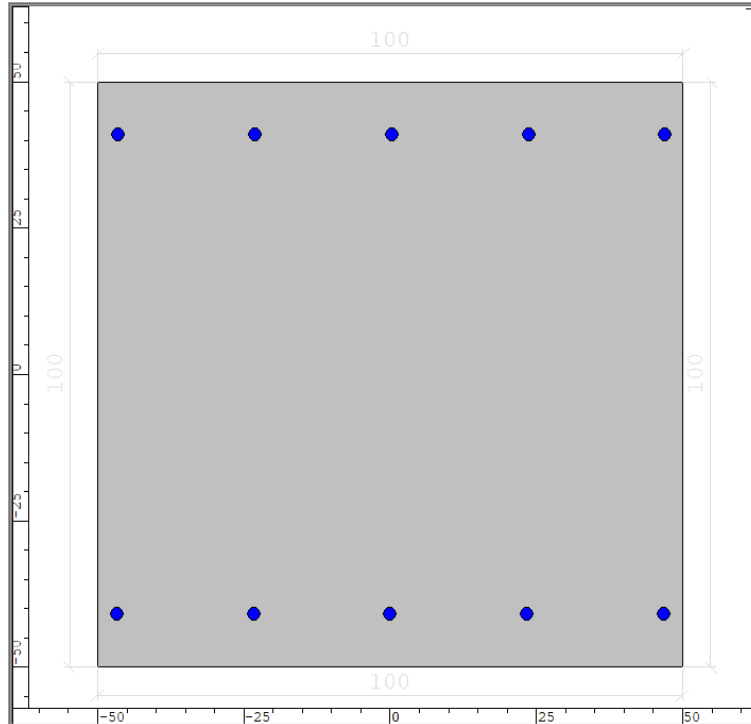




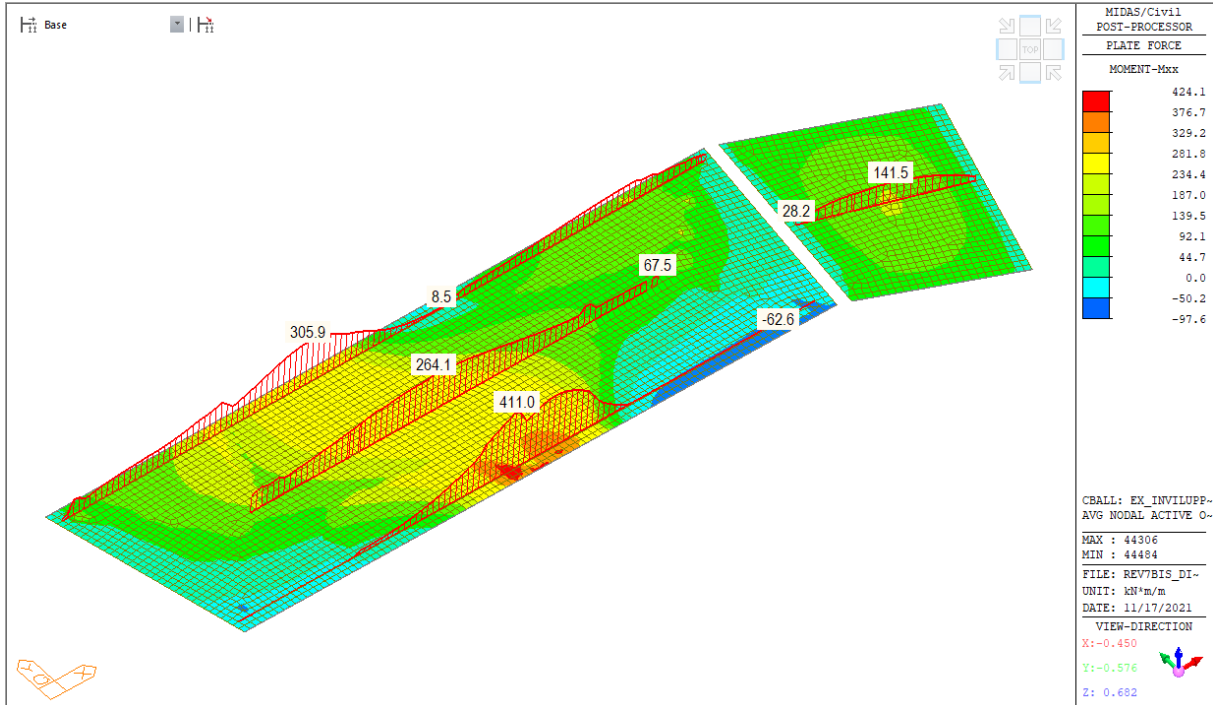
Verifica a flessione			
M_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
287	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	605	2.11

Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale), armatura secondaria:

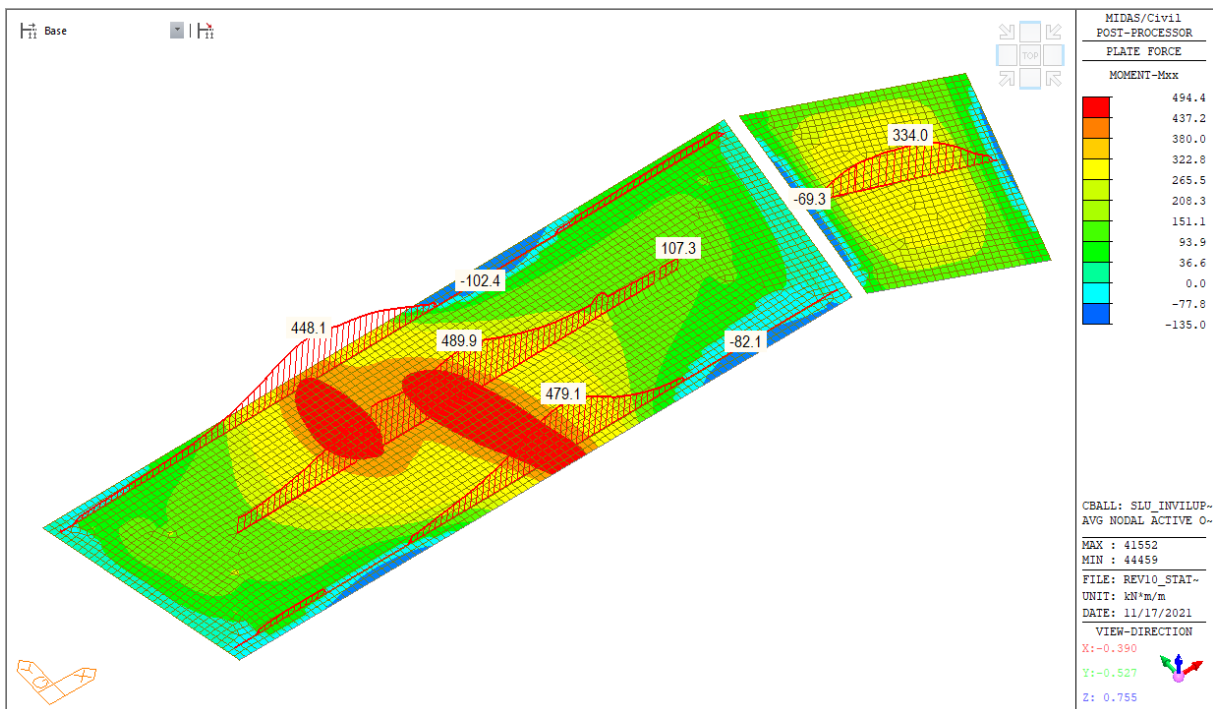
Copriferro in asse = 7 cm

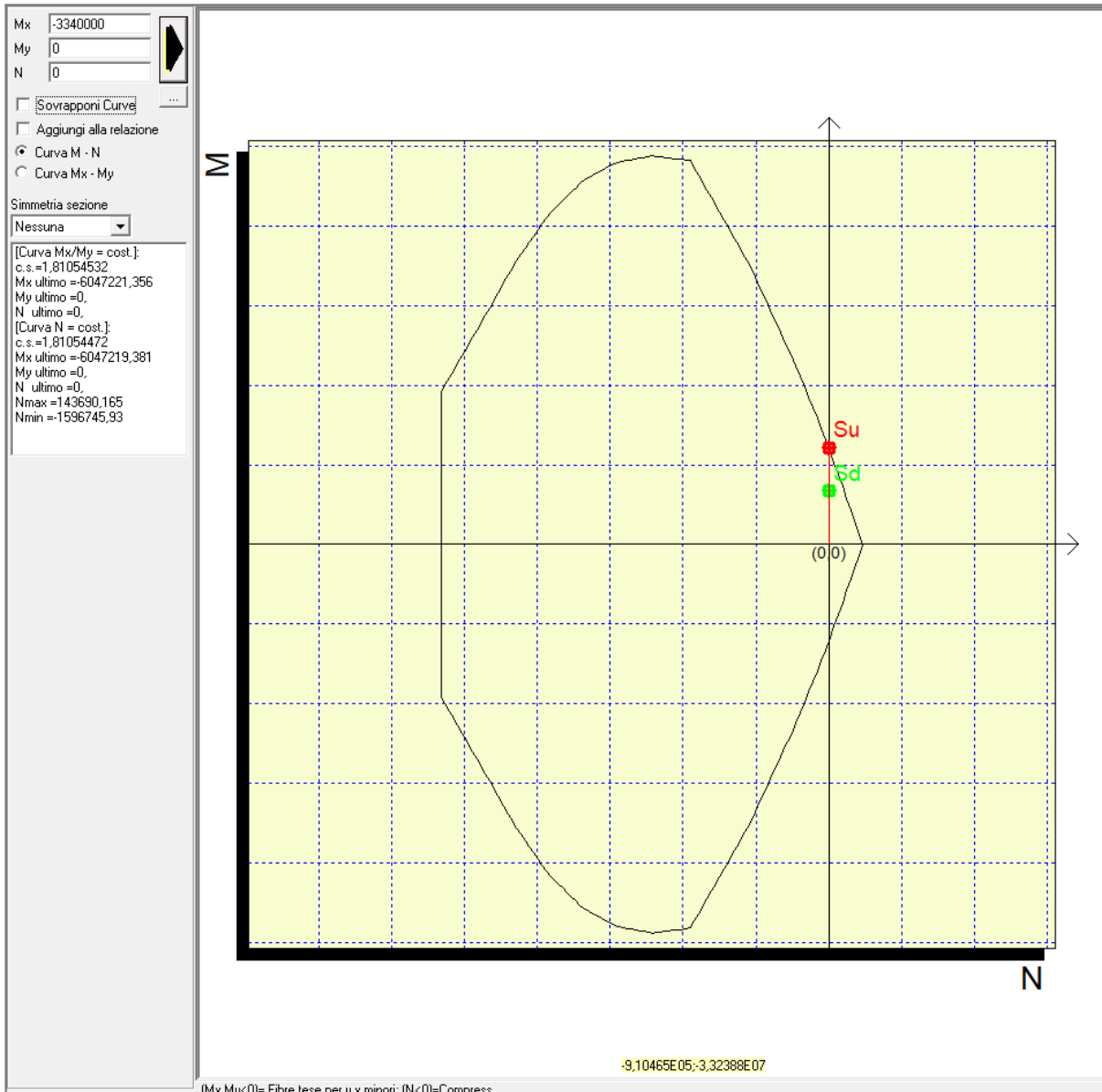


Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale



Combinazione: Involuppo SLU

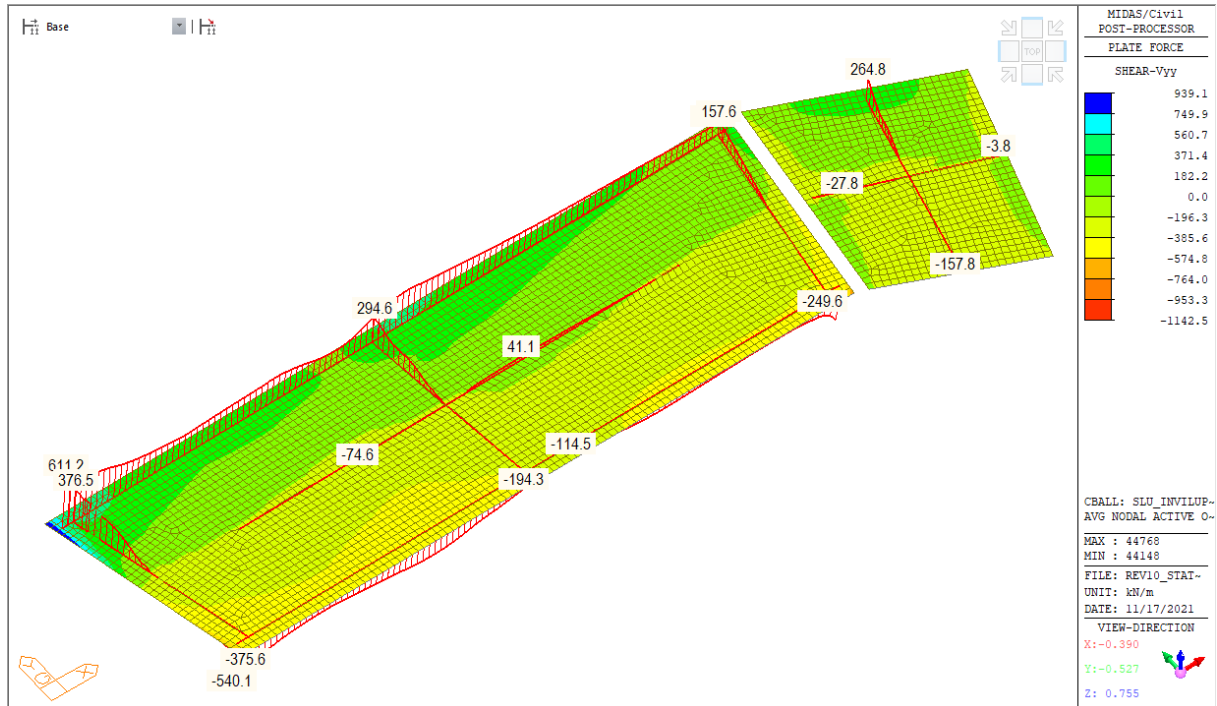




Verifica a flessione			
M_{Ed}	Armatura tesa	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
334	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	605	1.81

Verifiche a taglio

Combinazione: Inviluppo SLU



Calcolo resistenza:

Geometria Sezione

H=	1.00	m	Altezza della Sezione
B=	1.00	m	Larghezza della Sezione
A_c=	1.00	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)
n=	15		Coefficiente di omogeneizzazione
A_{id}=	1.05	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
x_g=	0.50	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
I_g=	0.09	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
W_{sup}=	0.18	m ³	
e_{lim,cls}=	0.18	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
e_{1-lim,acc}=	0.20	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
e_{2-lim,acc}=	0.20	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

Armatura Trasversale

φ =	12	mm	Diametro Staffe
n_b=	2.50		Numero bracci
A_{sw}=	0.00028	m ²	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
s=	0.4	m	Passo Staffe

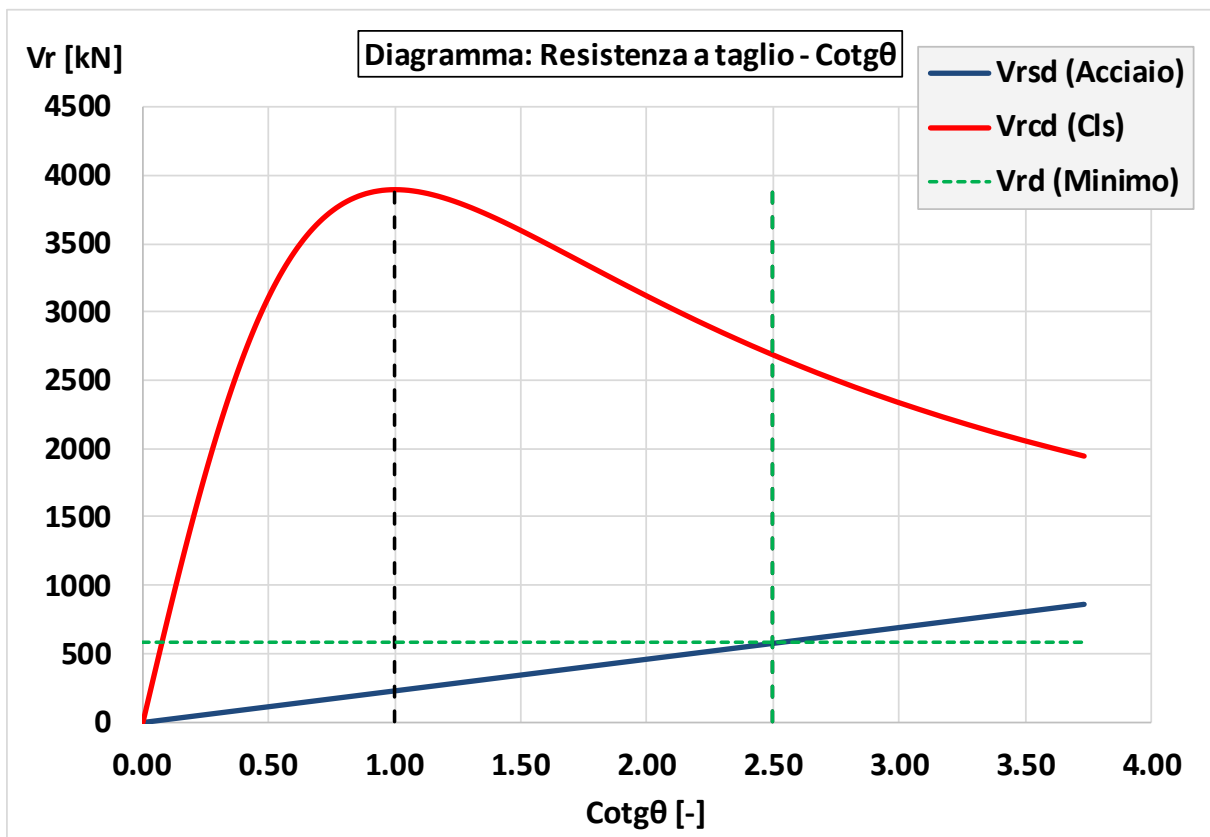
Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

$\alpha =$	90	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
$\theta =$	22	°	Inclinazione del puntone compresso [22° ≤ α ≤ 45°]
$f_{y,staffe}/f_{yk}$	1.00		

Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

$V_{Rd,s} =$ **579** kN Resistenza a taglio della sola armatura

$V_{Rd,max} =$ **2686** kN Resistenza a taglio della sola biella



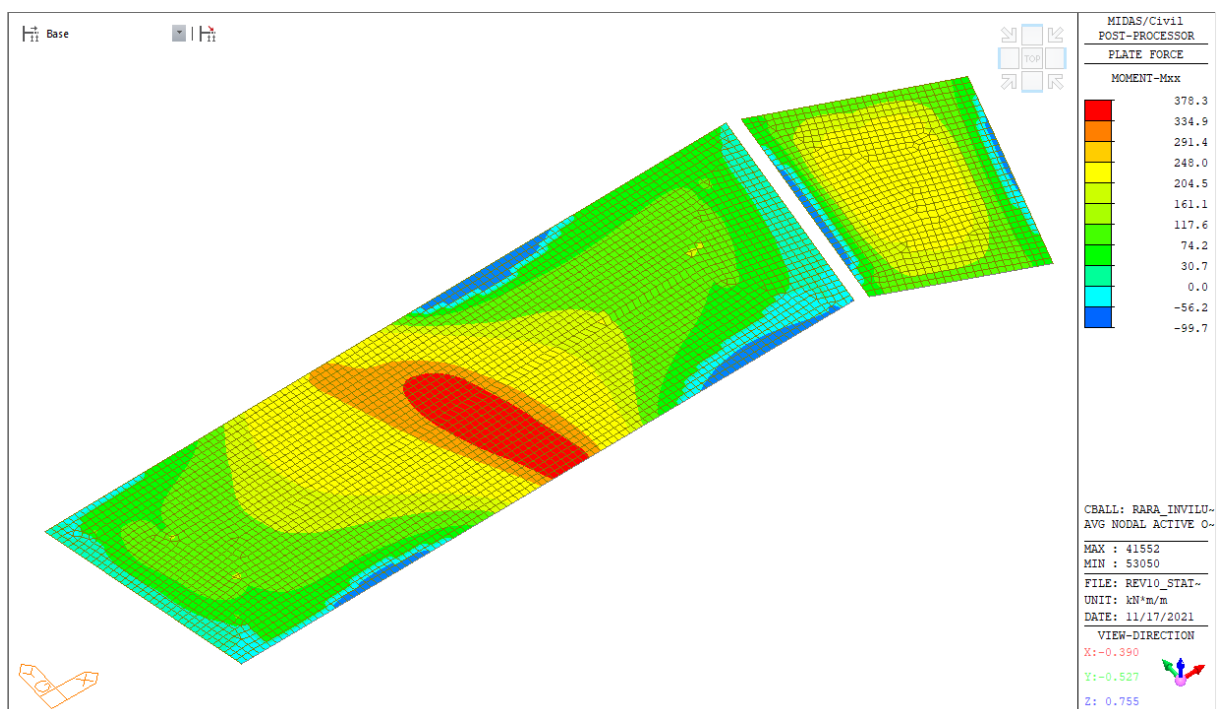
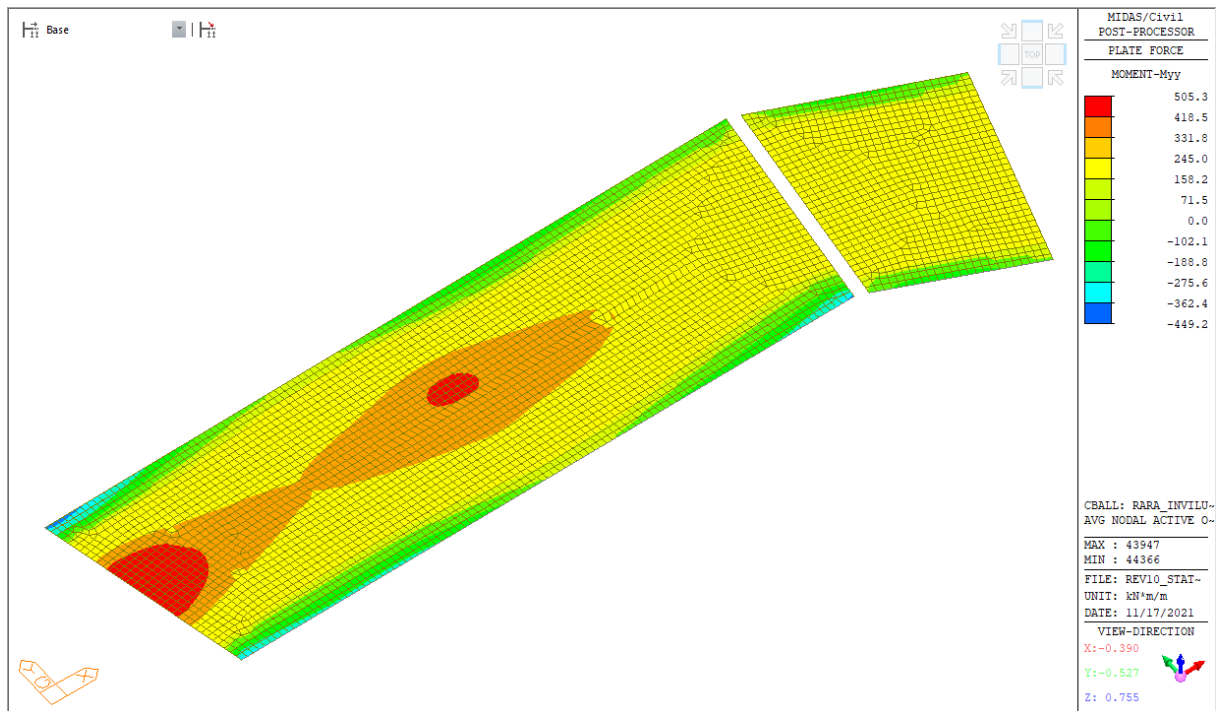
Verifica a taglio			
V_{Ed}	Armatura	V_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
265	φ12-2.5 br./0.4 m	579	2.18

9.4 RISULTATI E VERIFICHE SOLETTONE IMPALCATO - SLE

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali.

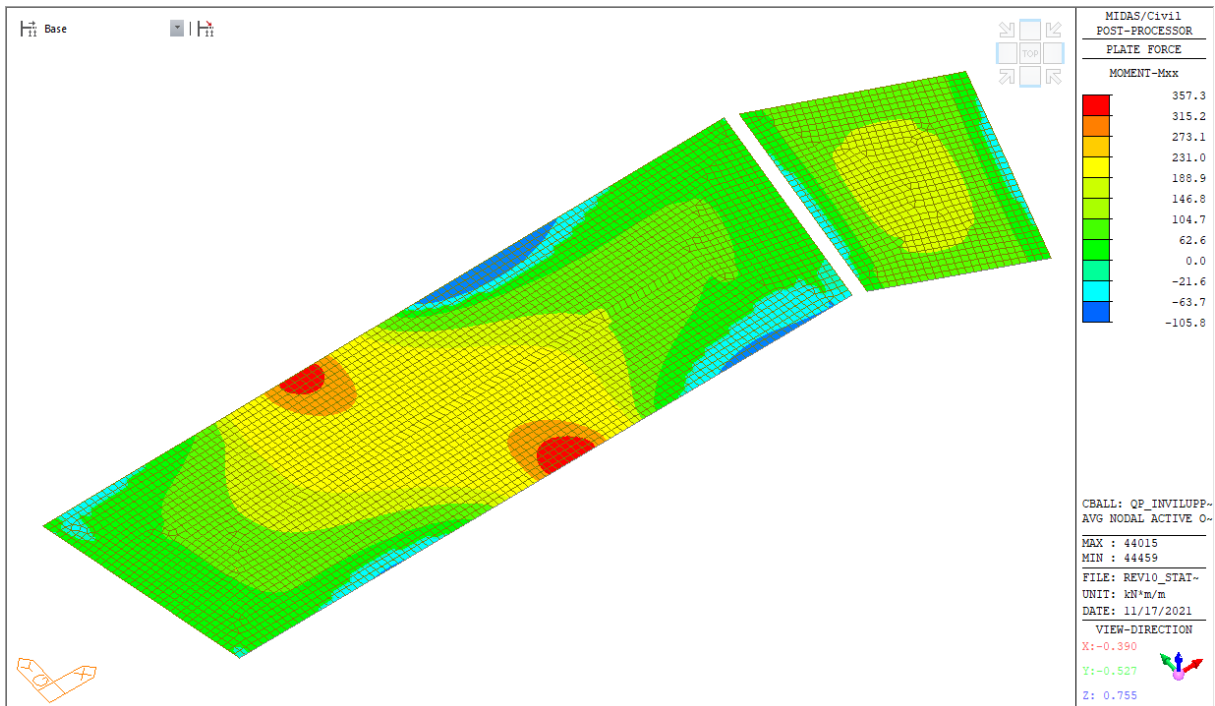
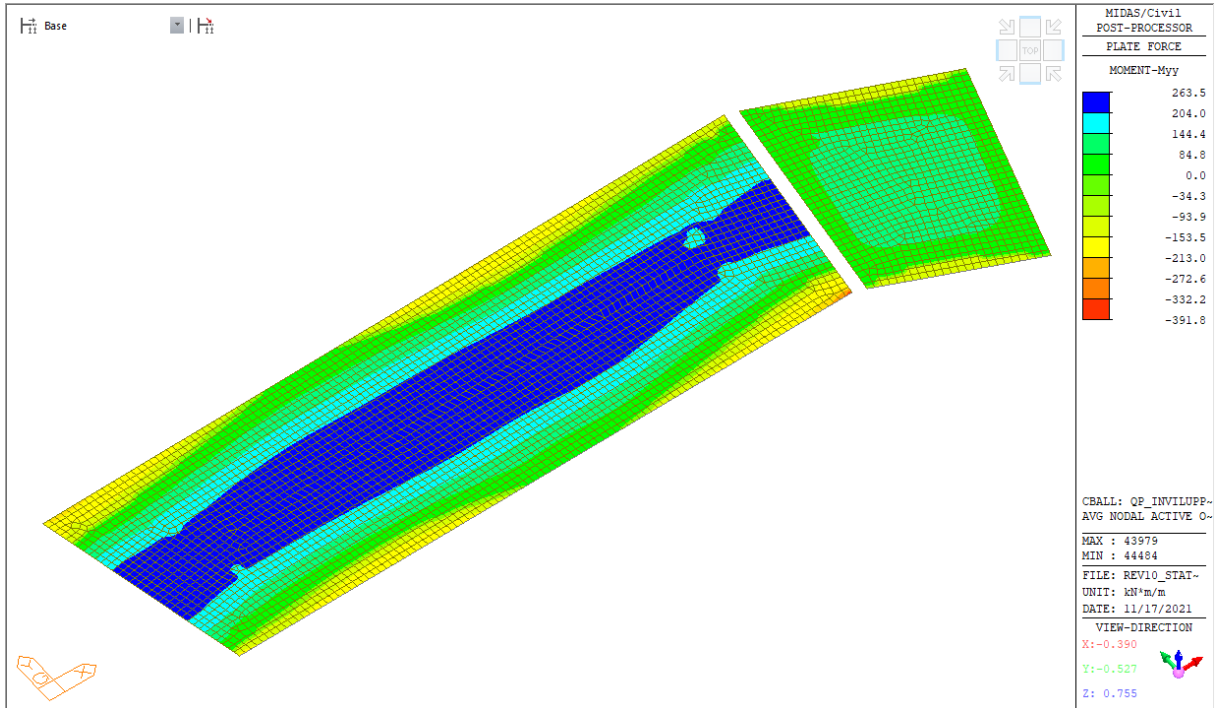
9.4.1 SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara


Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando i massimi e minimi valori dall'involuppo delle combinazioni di carico.



9.4.2 SLE – Sollecitazioni Combinazione QP

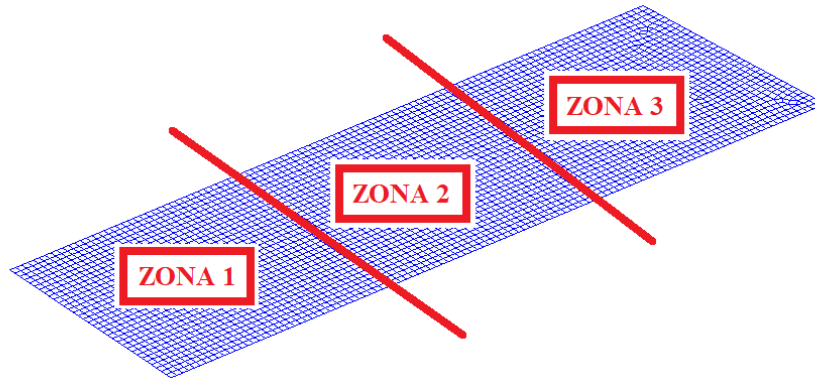
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando i massimi e minimi valori dall'inviluppo delle combinazioni di carico.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A

9.4.3 Verifiche strutturali SLE

Le verifiche vengono condotte in funzione alle zone omogenee in termini di armatura:

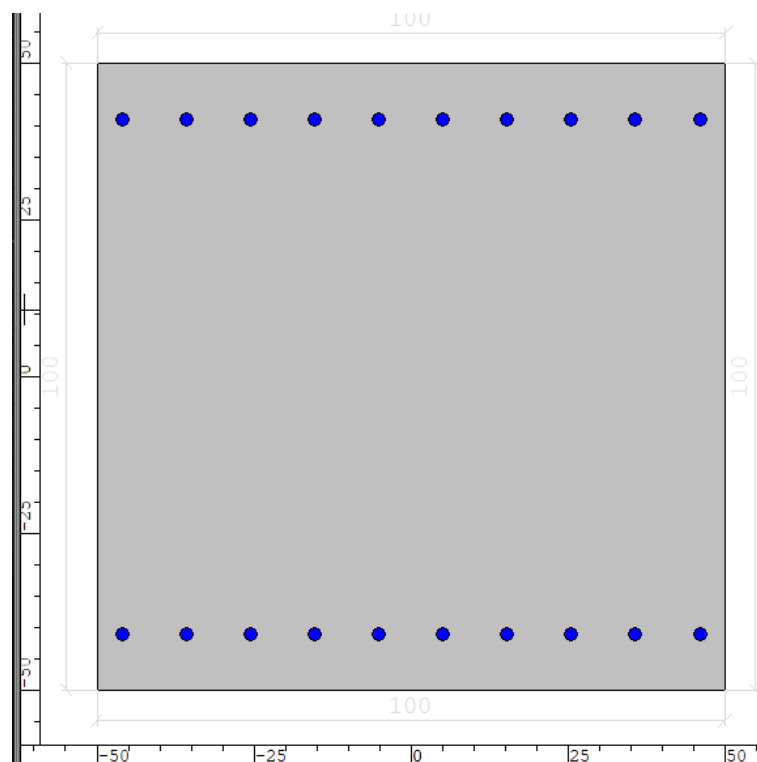


Le verifiche allo SLE vengono condotte, cautelativamente, per la condizione più gravosa rappresentata dalla combinazione rara.

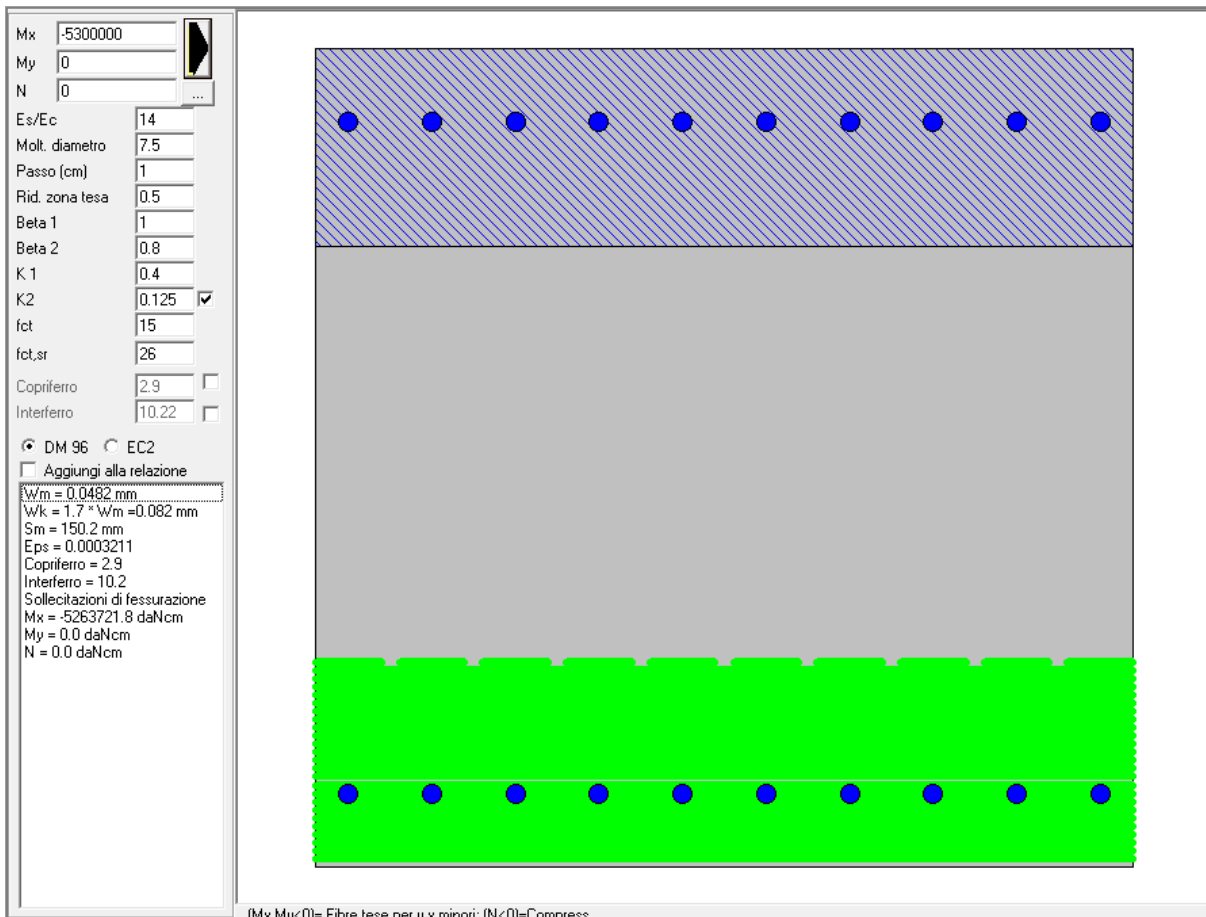
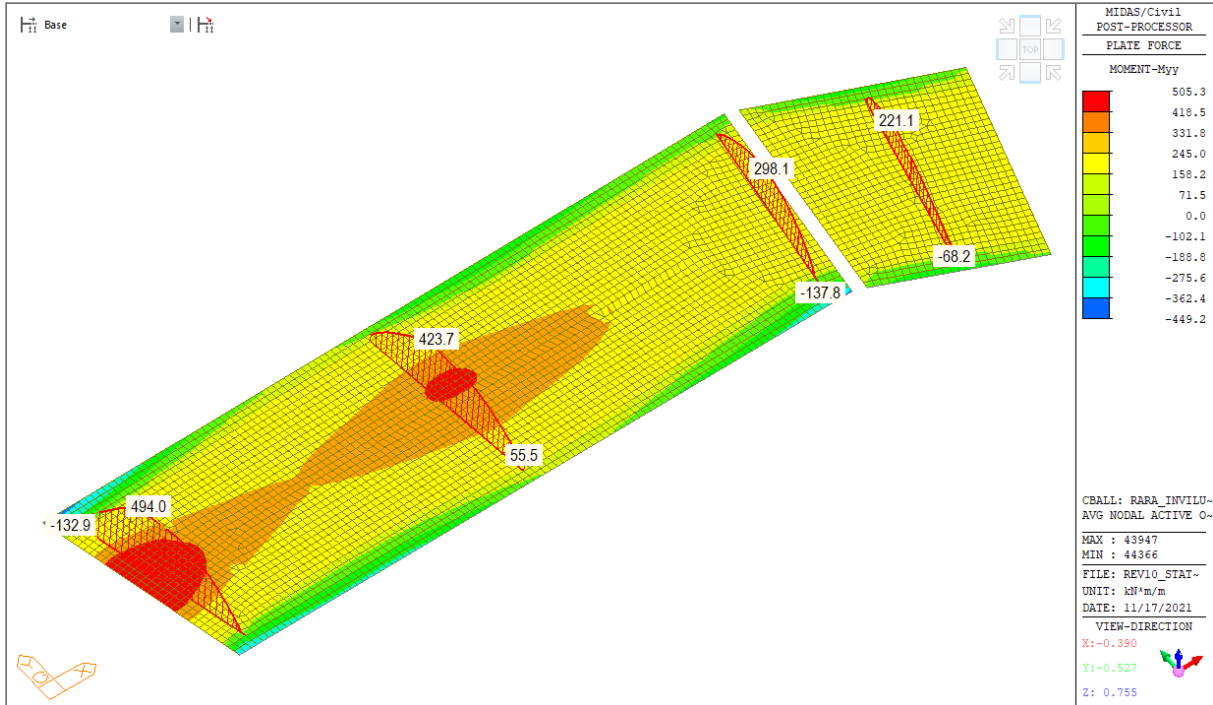
9.4.3.1 Verifica Zona 1 e Zona 3

Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo Rara



Mx: -5300000
My: 0
N: 0

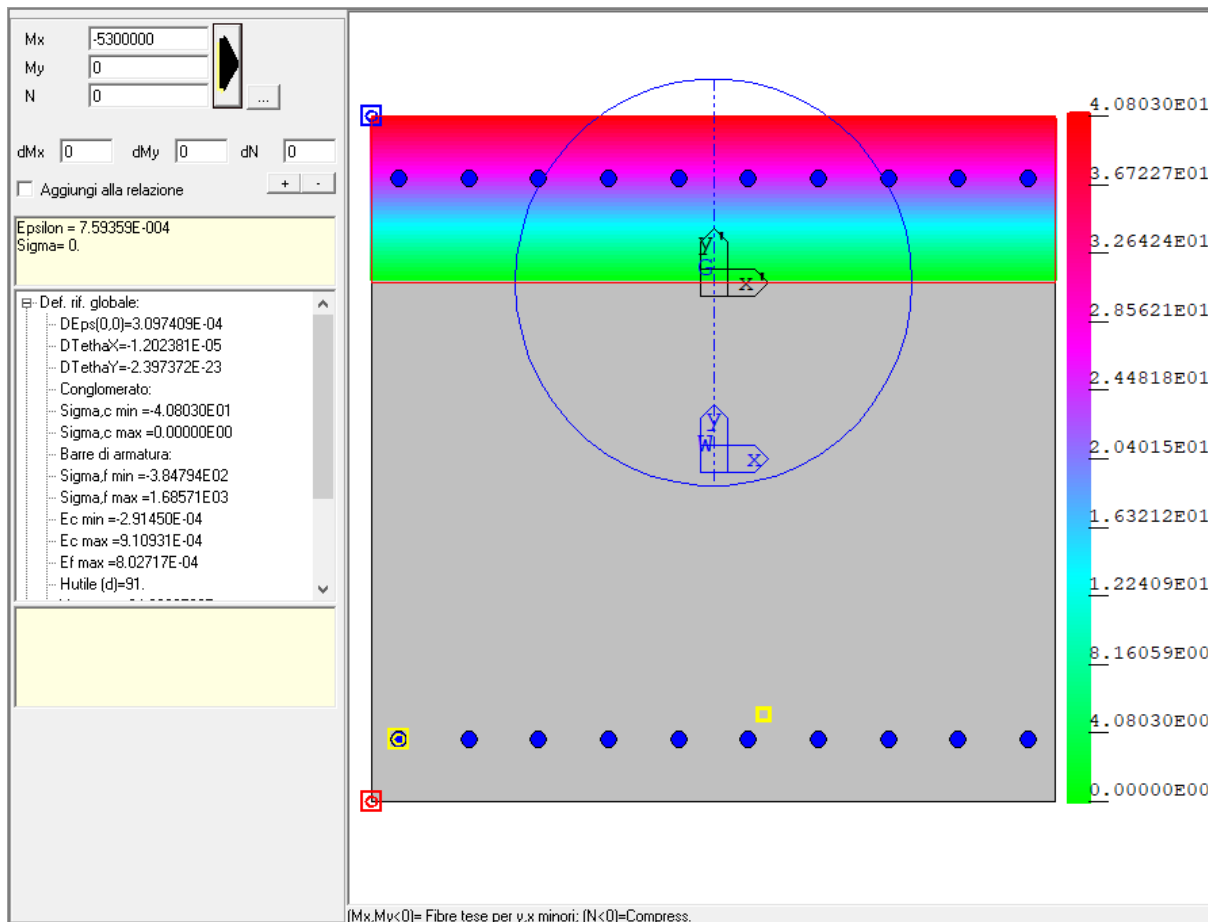
Es/Ec: 14
Molt. diametro: 7.5
Passo (cm): 1
Rid. zona tesa: 0.5
Beta 1: 1
Beta 2: 0.8
K 1: 0.4
K 2: 0.125
fct: 15
fct,sr: 26
Copriferro: 2.9
Interferro: 10.22

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Wm = 0.0482 mm
Wk = 1.7 * Wm = 0.082 mm
Sm = 150.2 mm
Eps = 0.0003211
Copriferro = 2.9
Interferro = 10.2
Solicitazioni di fessurazione
Mx = -5263721.8 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = 0.0 daNcm

(Mx,My<0)= Fibre tese per y,x minori; (N<0)=Compress.

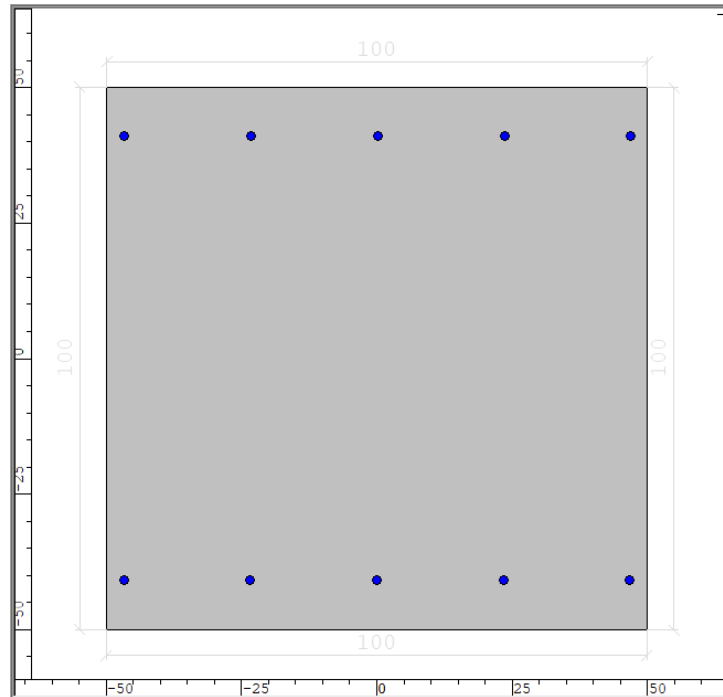
Verifica a fessurazione		
M_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
530	10 ϕ 22 superiore 10 ϕ 22 inferiore	0.08



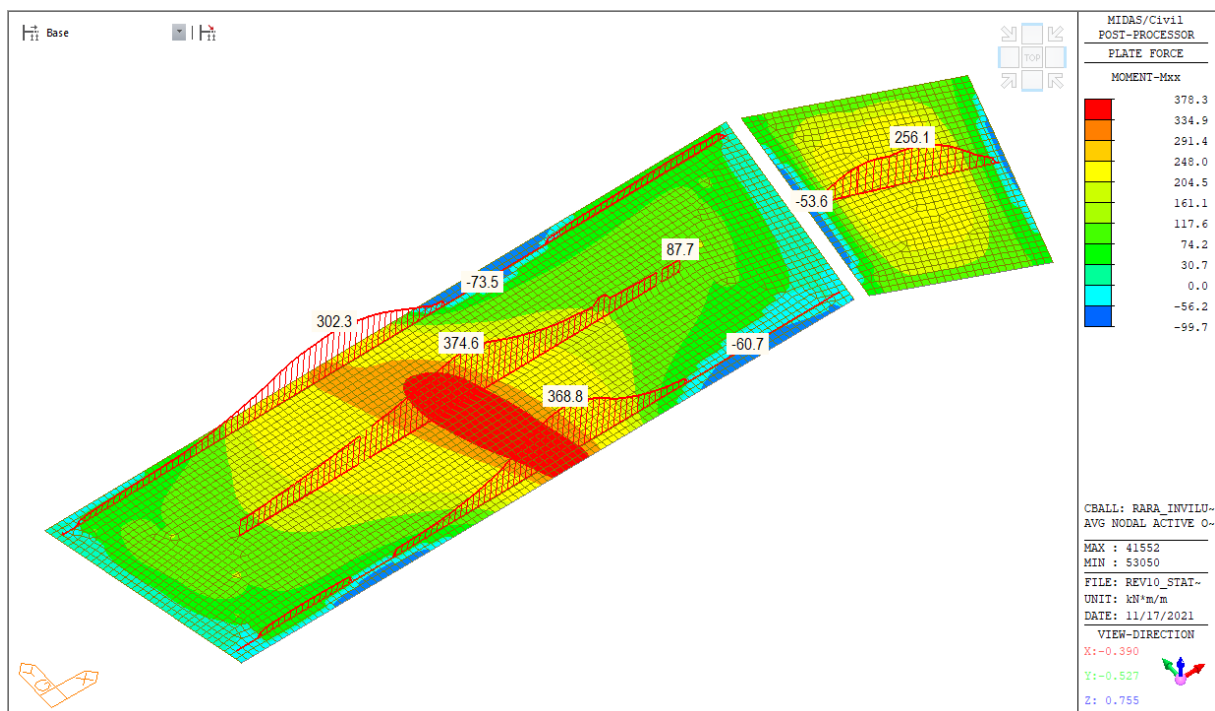
Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura tesa	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
530	10 ϕ 22 superiore 10 ϕ 22 inferiore	4.1	169

Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale), armatura secondaria:

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Rara



Mx: -1600000

My: 0

N: 0

Es/Ec: 14

Molt. diametro: 7.5

Passo (cm): 1

Rid. zona tesa: 0.5

Beta 1: 1

Beta 2: 0.8

K 1: 0.4

K 2: 0.125

fct: 15

fct,sr: 26

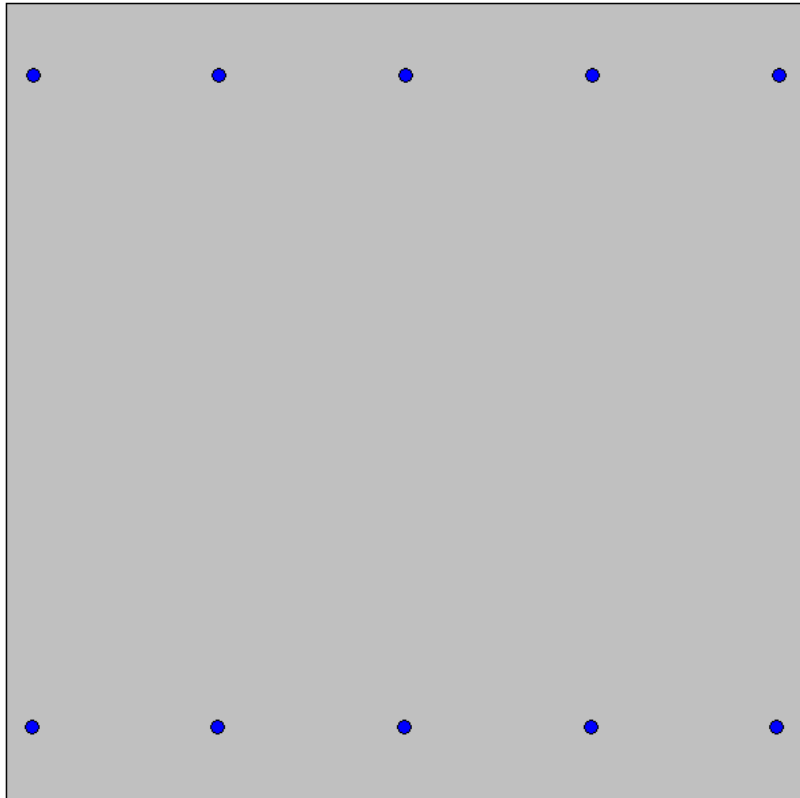
Copriferro: 0

Interferro: 0

DM 96 EC2

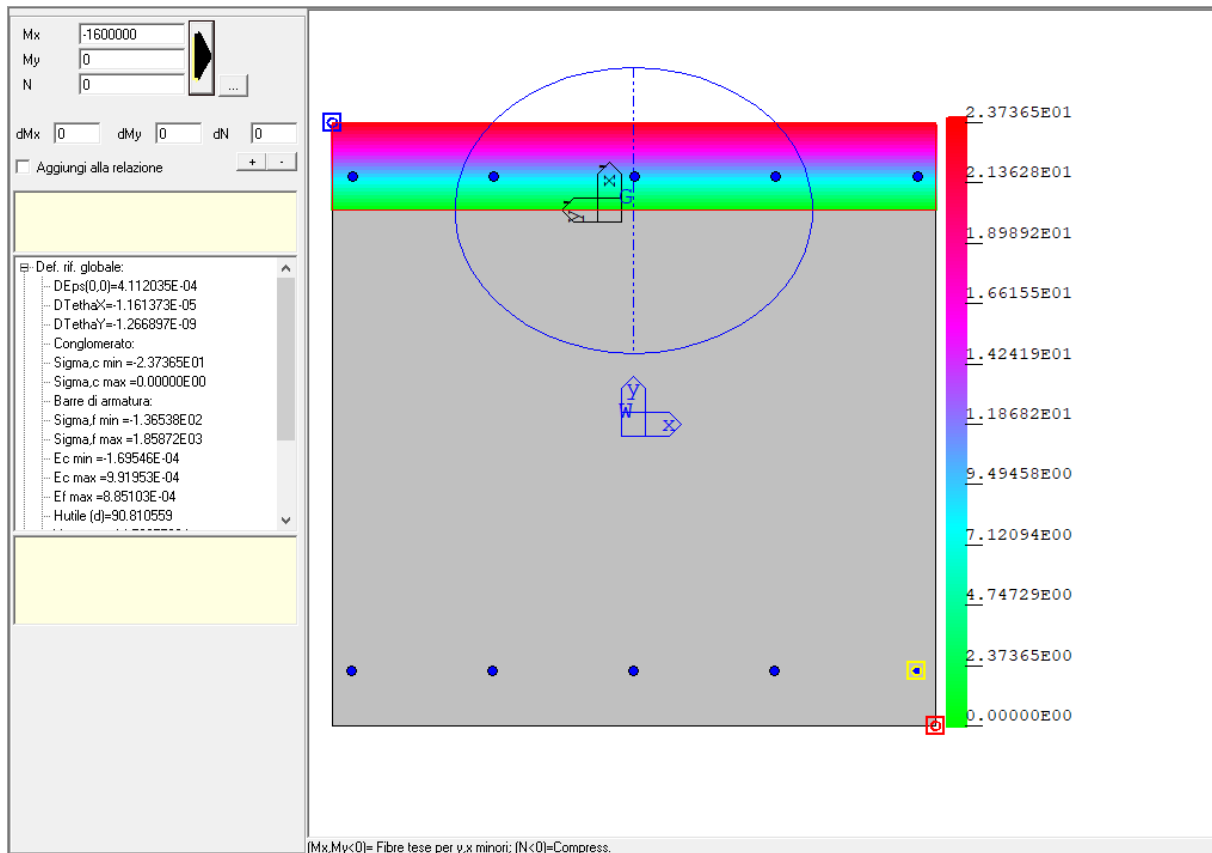
Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Solllecitazioni di fessurazione
Mx = -2641263.0 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = 0.0 daNcm
Eps,max acciaio = 0.000049



(Mx,My<0)= Fibre tese per y,x minori; (N<0)=Compress.

Verifica a fessurazione		
M_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
160	5φ16 superiore 5φ16 inferiore	0.00



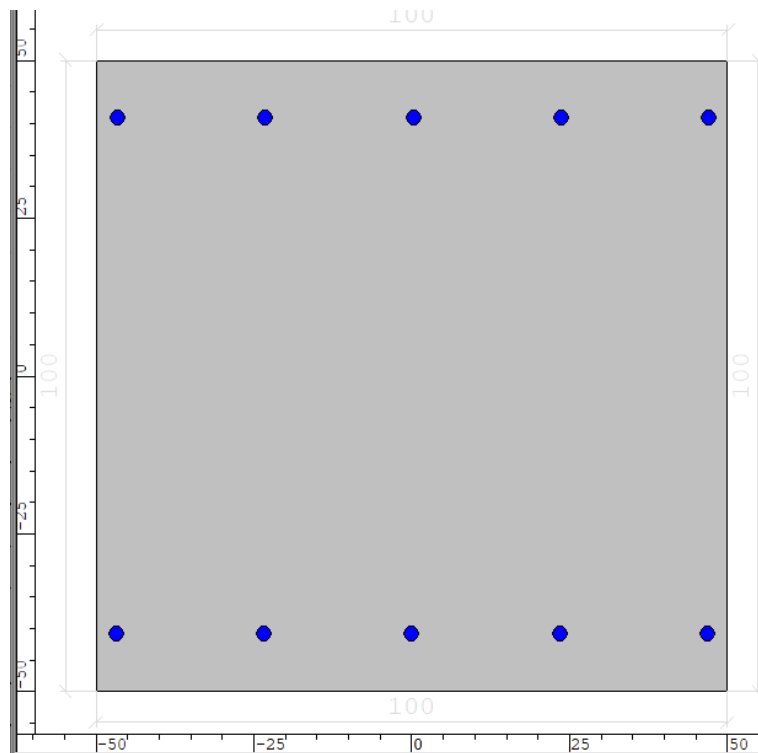
Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
160	5 ϕ 16 superiore 5 ϕ 16 inferiore	2.4	186

Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

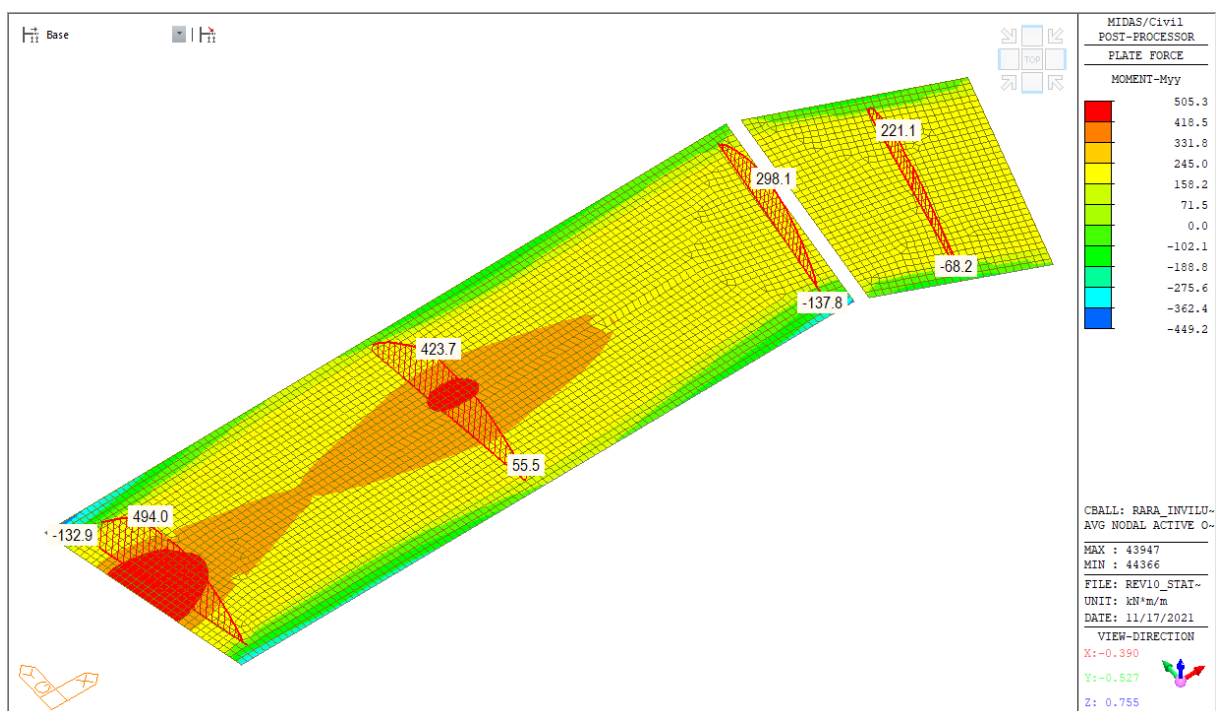
9.4.3.2 Verifica Zona 2

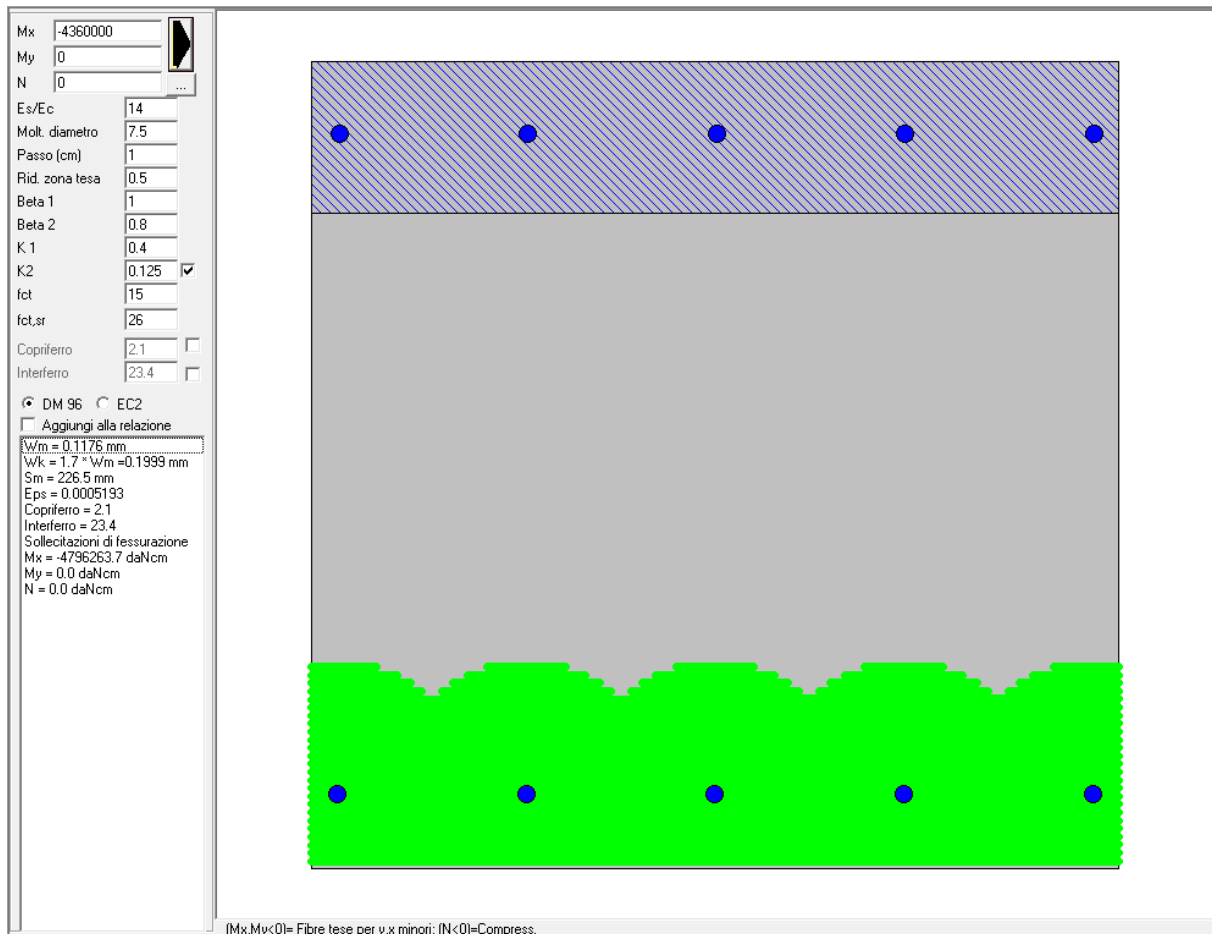
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm

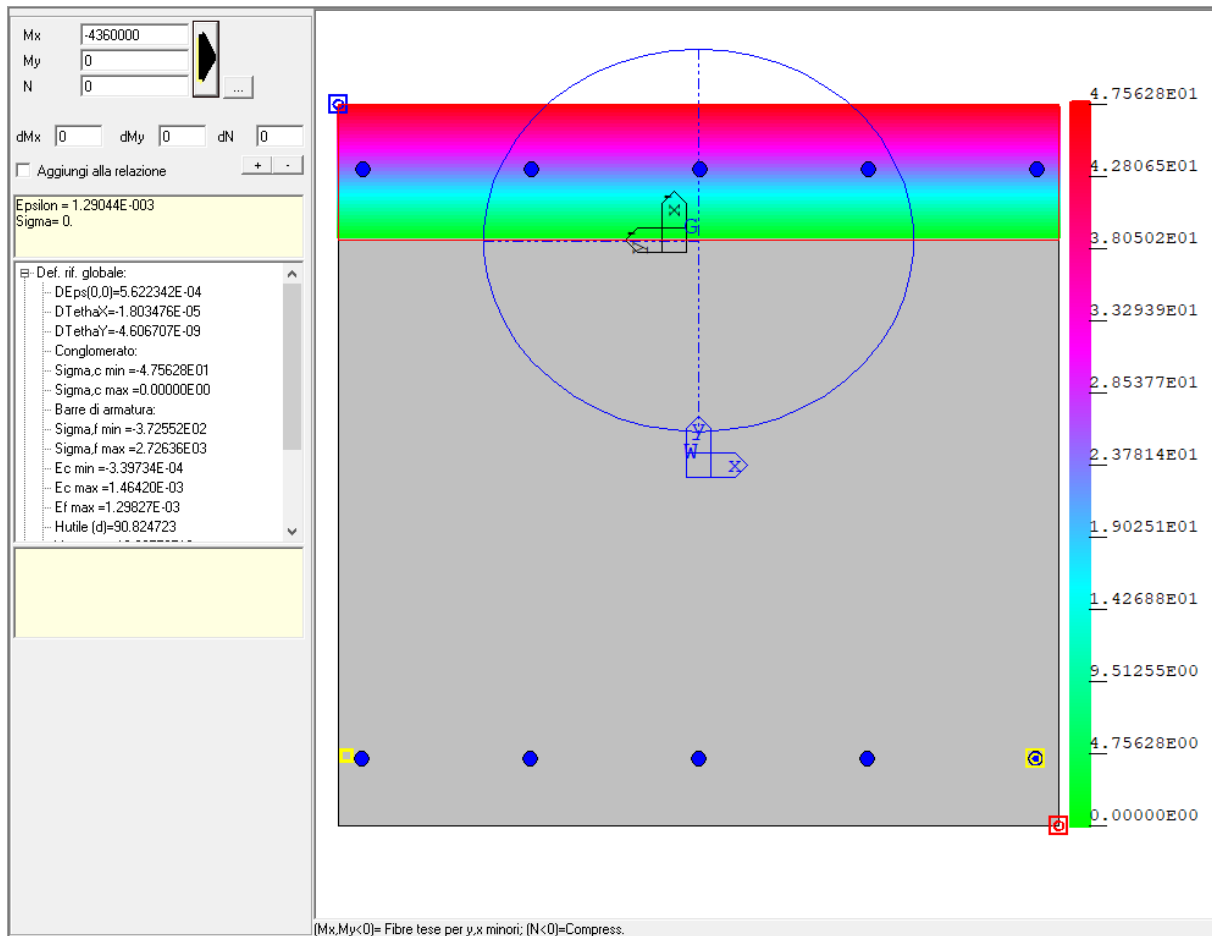


Combinazione: Inviluppo Rara





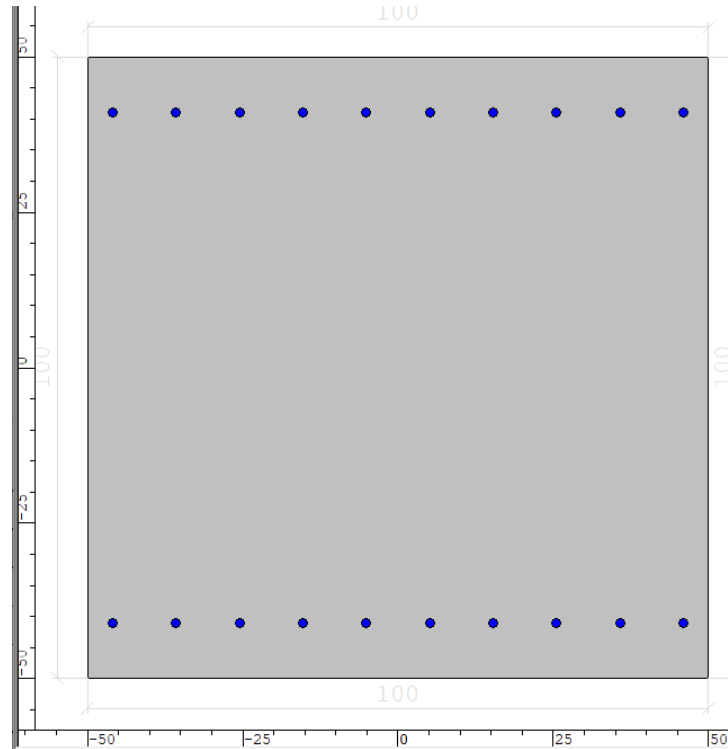
Verifica a fessurazione		
M_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
436	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	0.20



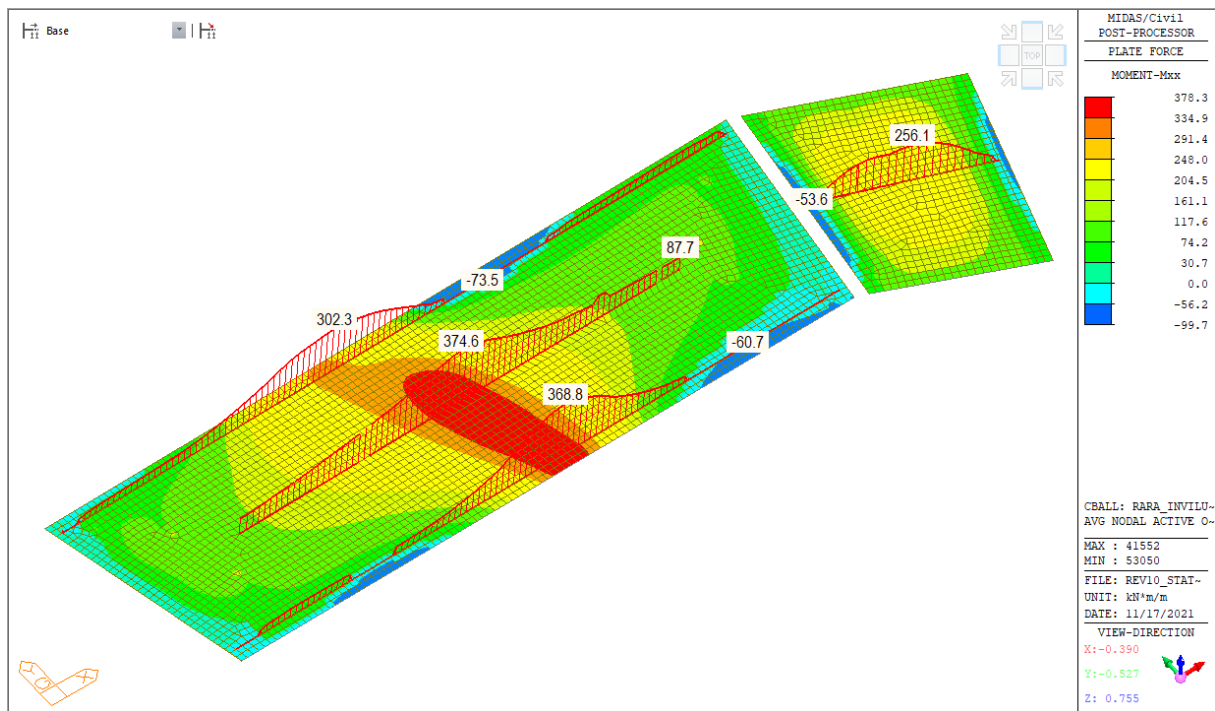
Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura tesa	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
436	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	4.7	272

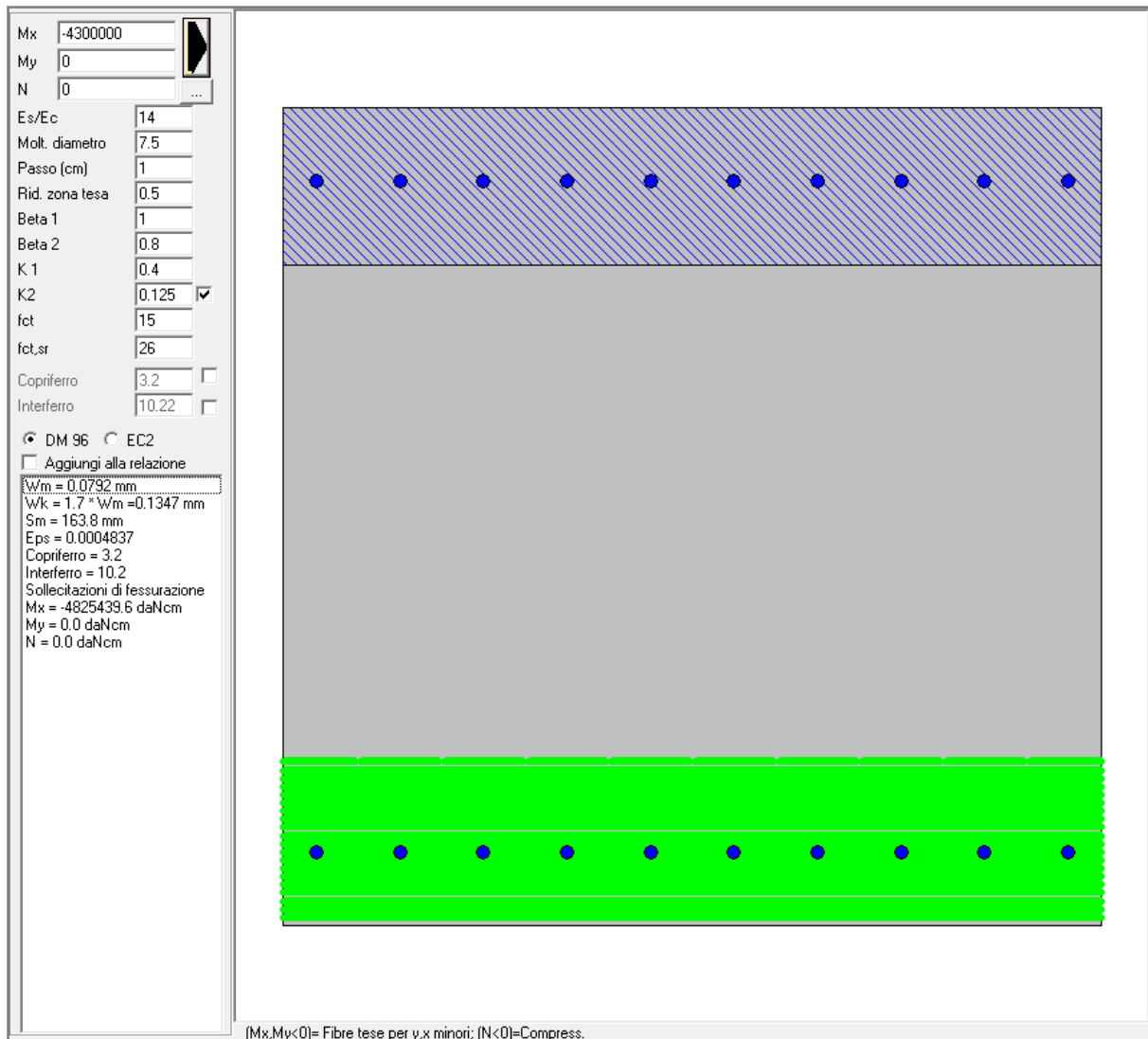
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale), armatura secondaria:

Copriferro in asse = 7 cm

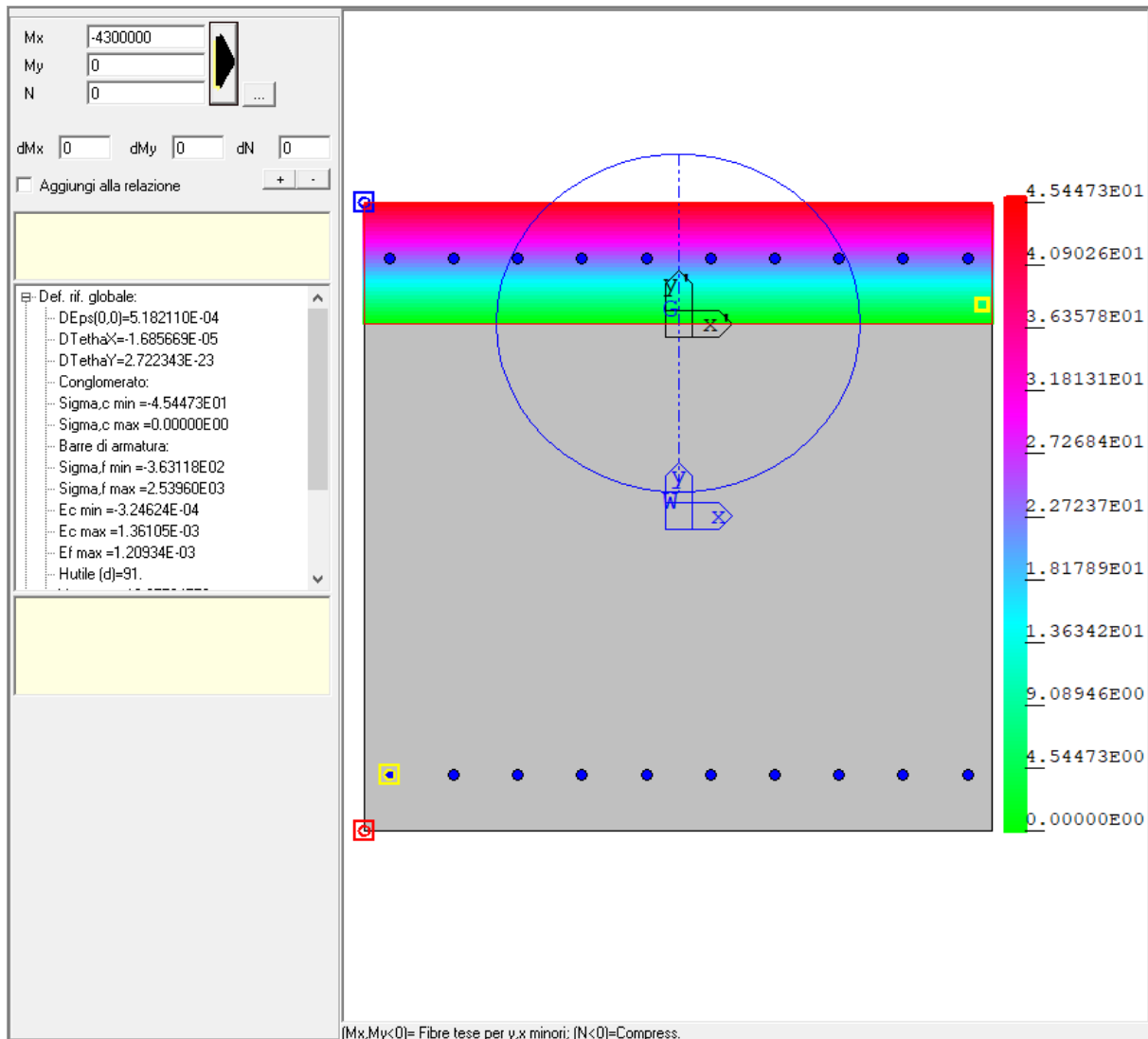


Combinazione: Involuppo Rara





Verifica a fessurazione		
M _{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
430	10φ16 superiore 10φ16 inferiore	0.14



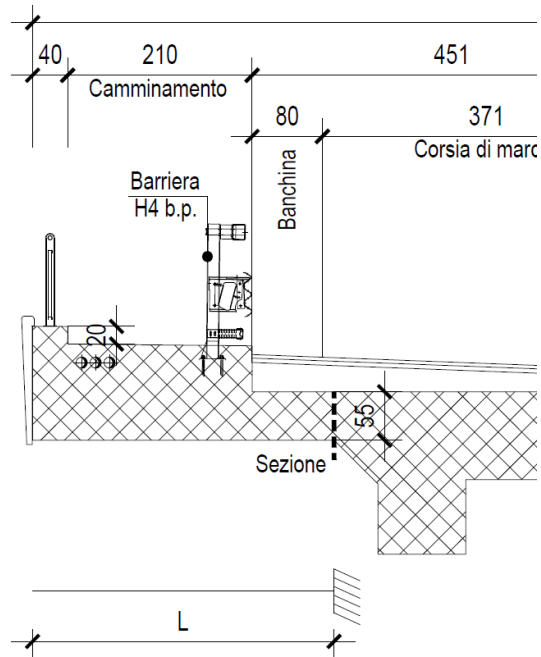
Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
430	10 ϕ 16 superiore 10 ϕ 16 inferiore	4.5	254

Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

9.4.4 Verifiche strutturali sbalzo SLE

Si riporta nel seguito il calcolo e la verifica strutturale degli sbalzi laterali.

Le sollecitazioni vengono calcolate adottando un modello a mensola e la verifica viene eseguita nella sezione più gravosa come riportato nel seguente schema:



Si riporta il calcolo delle sollecitazioni:

Geometria		
Luce	[m]	3.43
Larghezza	[m]	1.0

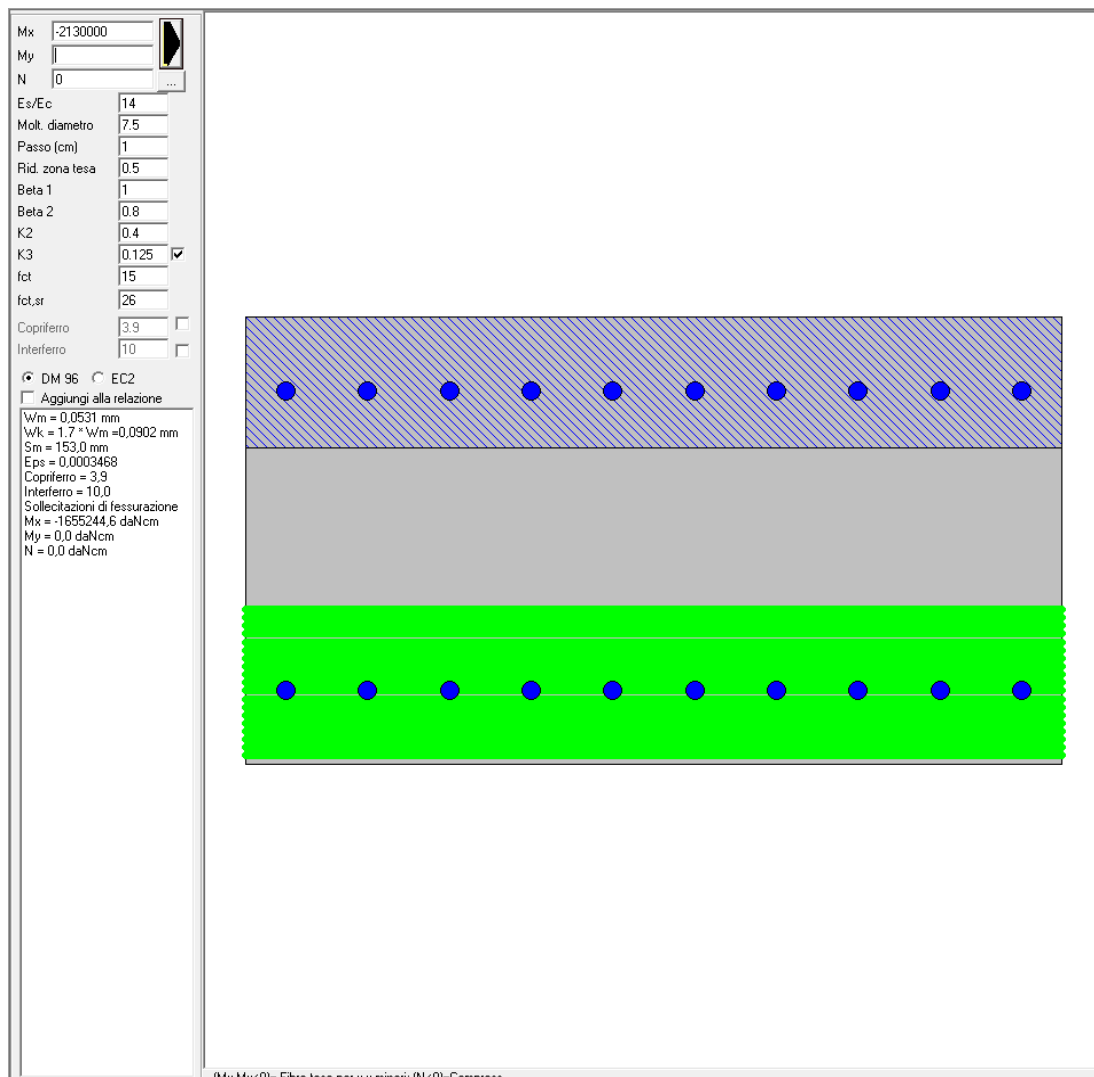
Carichi		
Peso proprio	[kN/m]	25.00
Guard Rail	[kN]	1.05
Rete di protezione	[kN]	0.50
Veletta	[kN]	2.50
Folla	[kN/m]	2.50
Schema di carico 2	[kN/m]	87.91

Braccio rispetto all'incastro		
Peso proprio	[m]	1.72

Guard Rail	[m]	1.40
Rete di protezione	[m]	3.25
Veletta	[m]	3.25
Folla	[m]	1.72
Schema di carico 2	[m]	0.48

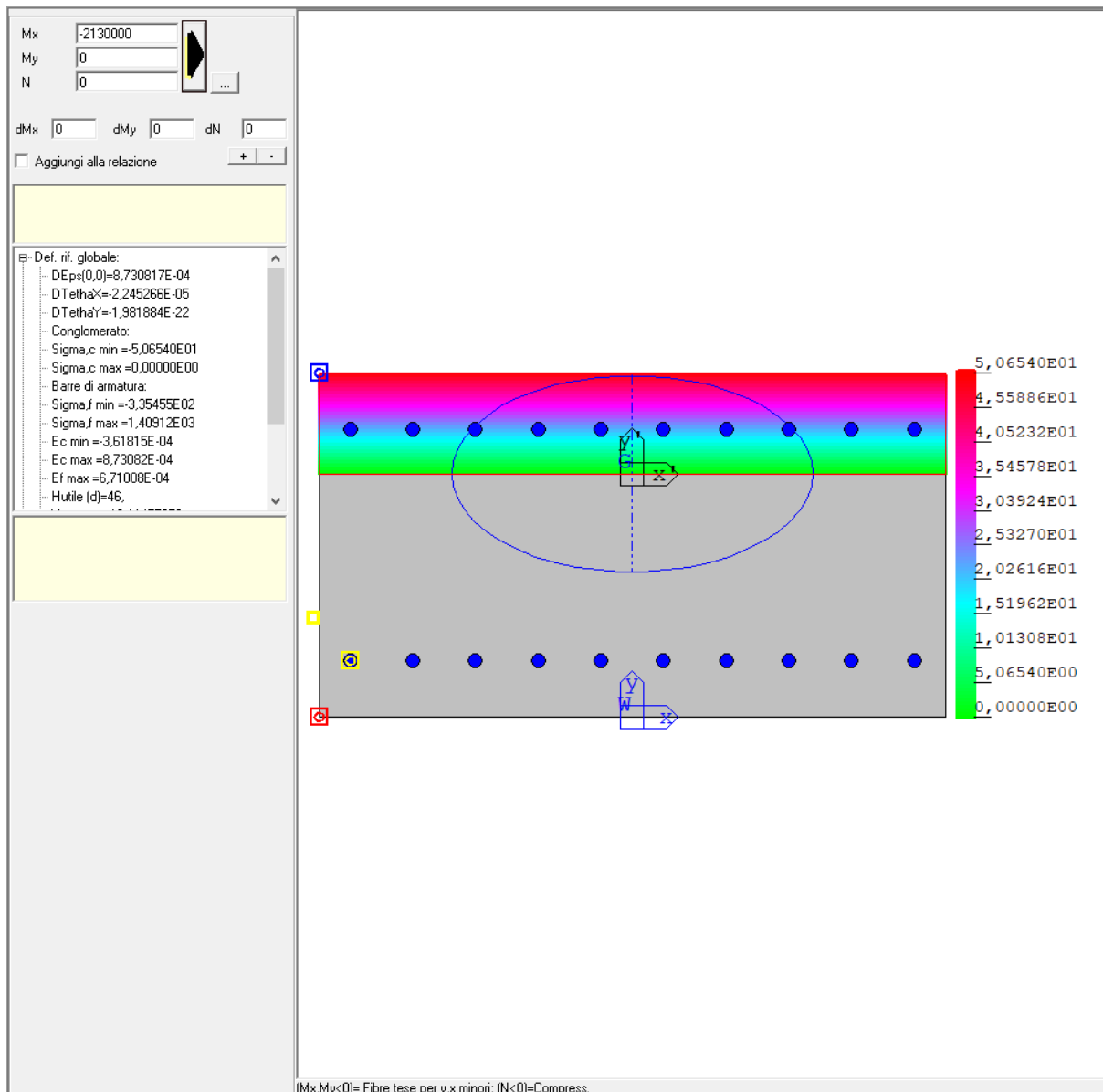
Calcolo sollecitazioni SLE - rara		
V	[kN]	182
M	[kNm]	213
N	[kN]	0

Verifica stato limite di fessurazione:



Verifica a fessurazione		
M_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
213	10 $\phi 22$ superiore 10 $\phi 22$ inferiore	0.09

Verifica stato limite tensionale:



Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura tesa	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
213	10 ϕ 22 superiore 10 ϕ 22 inferiore	5.07	141

Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

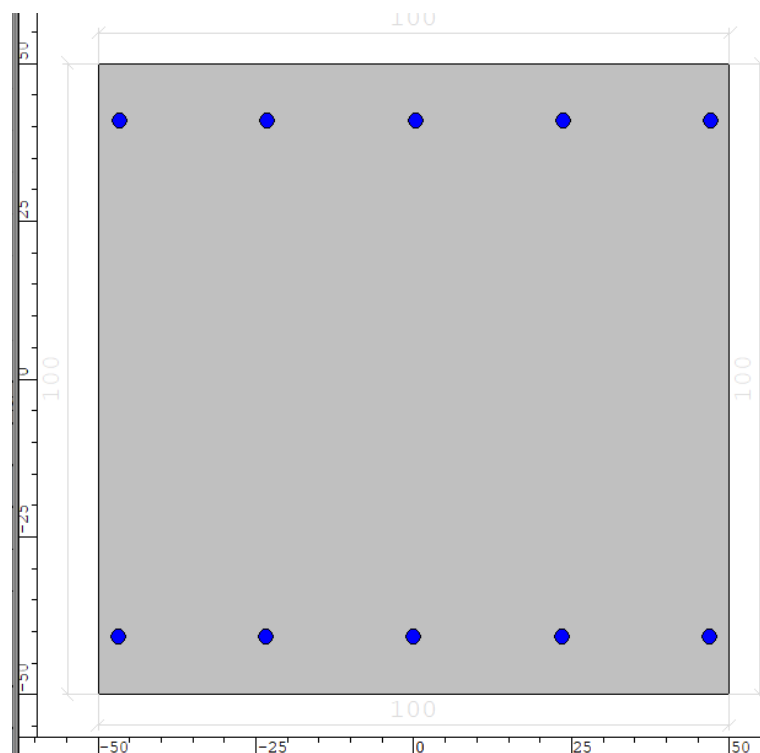
9.4.5 Verifiche strutturali soletta spalla SLE

Si riporta nel seguito il calcolo e la verifica strutturale della soletta della spalla alla SLE.

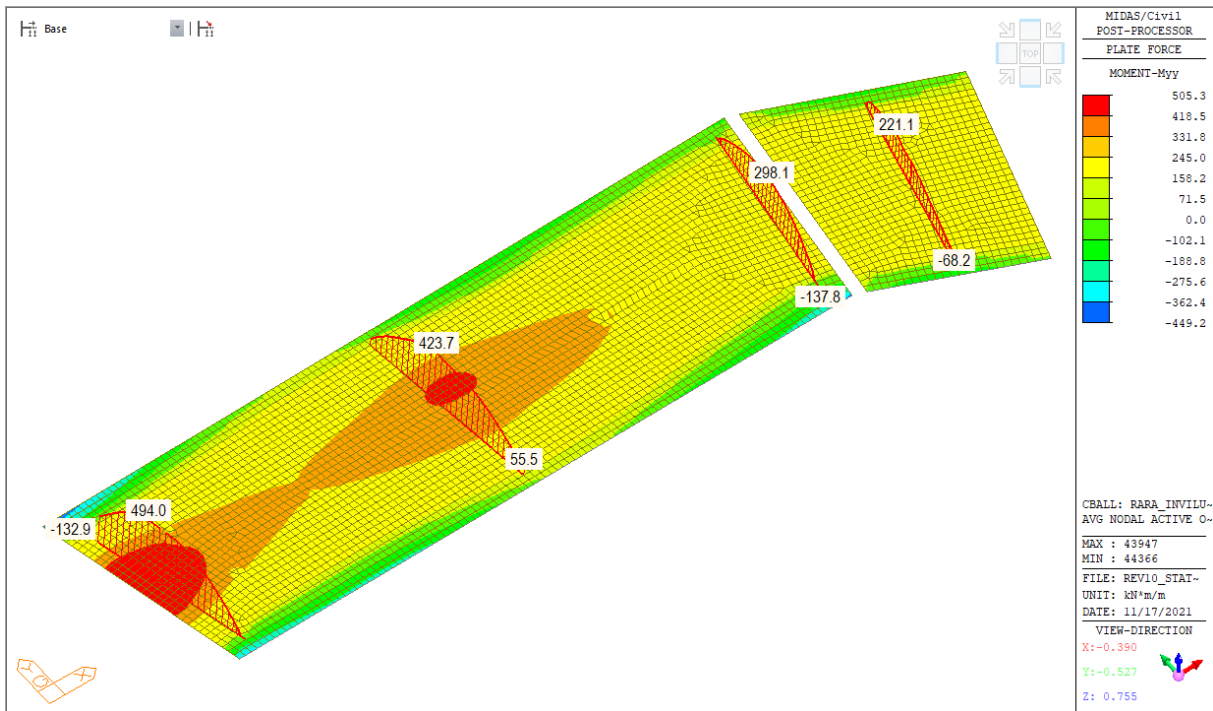
Le verifiche allo SLE vengono condotte, cautelativamente, per la condizione più gravosa rappresentata dalla combinazione rara.

Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo Rara

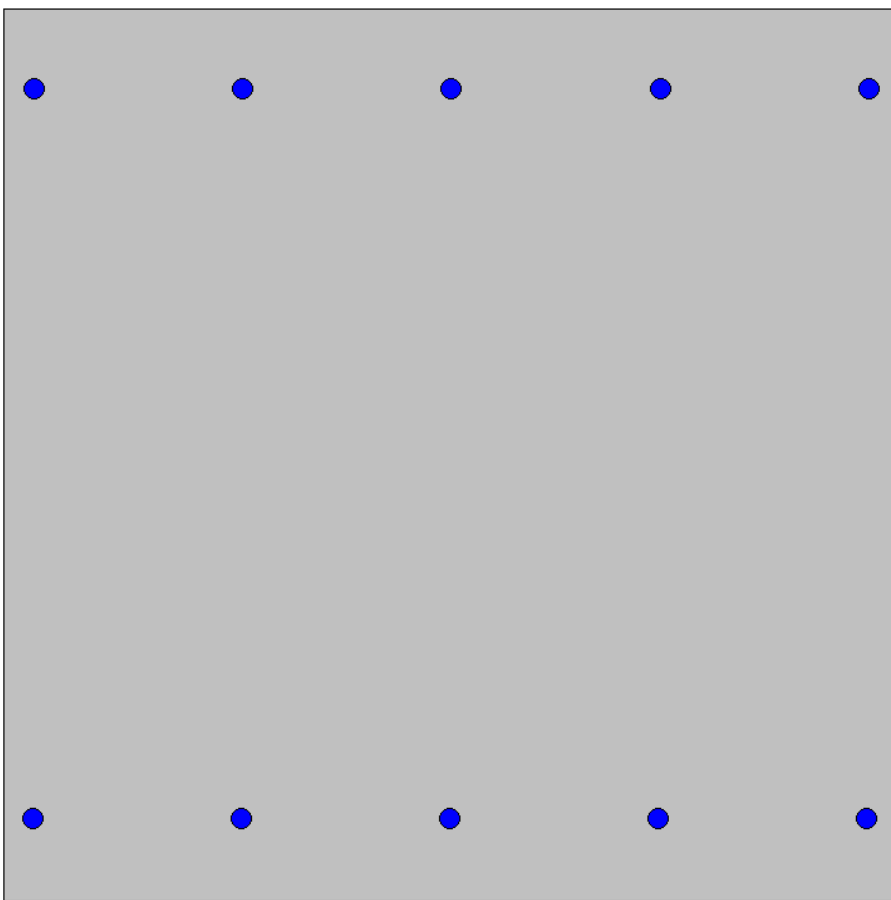


Mx: -2210000
My: 0
N: 0

Es/Ec: 14
Molt. diametro: 7.5
Passo (cm): 1
Rid. zona tesa: 0.5
Beta 1: 1
Beta 2: 0.8
K 1: 0.4
K 2: 0.125
fct: 15
fct,sr: 26
Copri ferro: 2.1
Interferro: 23.4

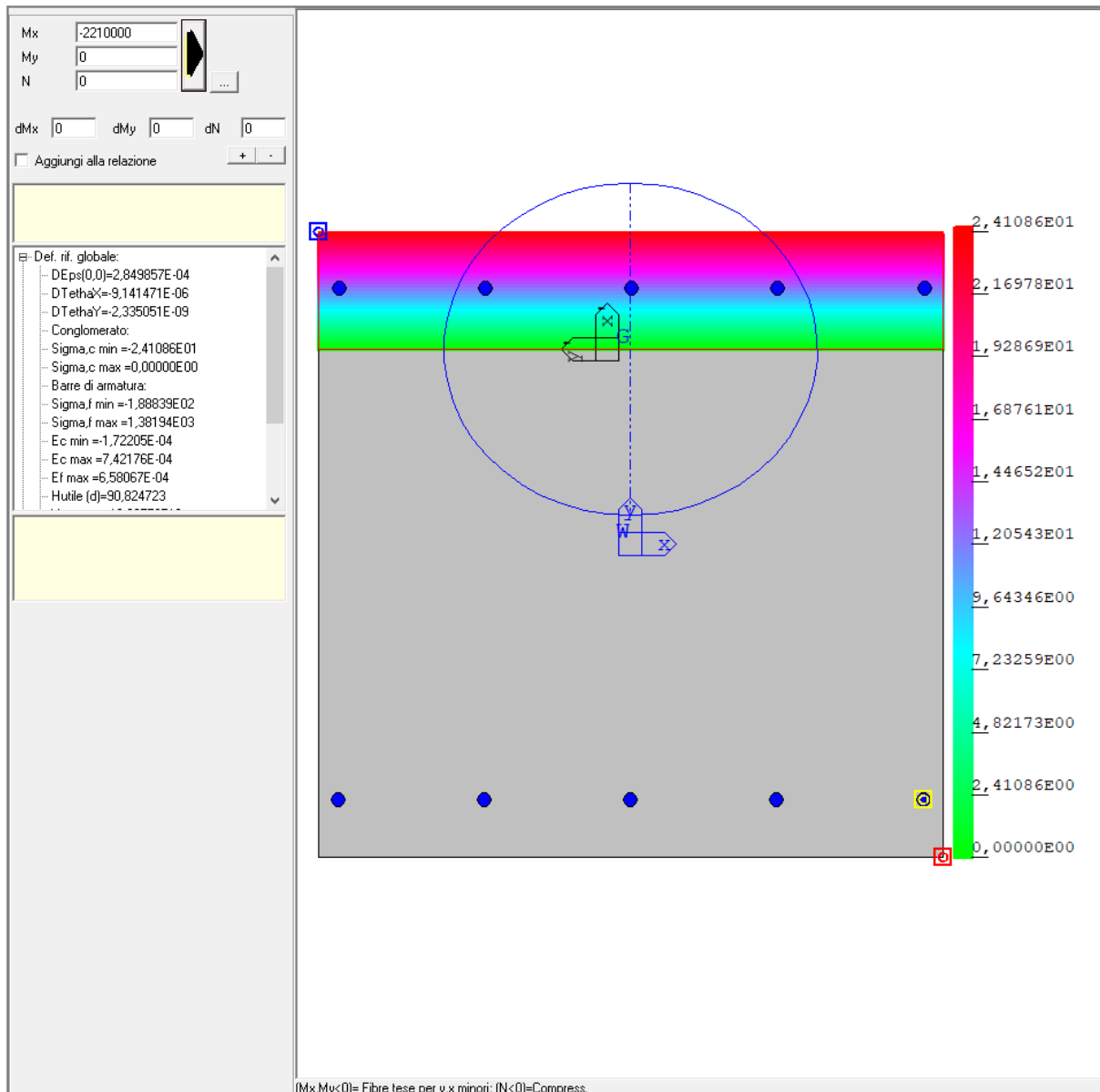
DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione
Mx = -2767075.2 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = 0.0 daNcm
Eps,max acciaio = 0.000065



[Mx,My<0]= Fibre tese per y,x minori; [N<0]=Compress.

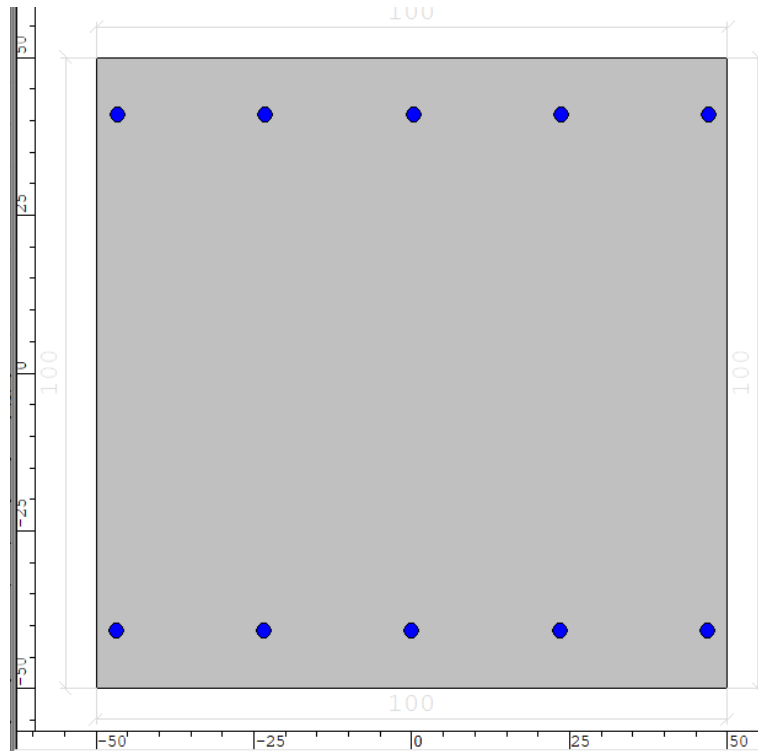
Verifica a fessurazione		
M_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
221	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	0.00



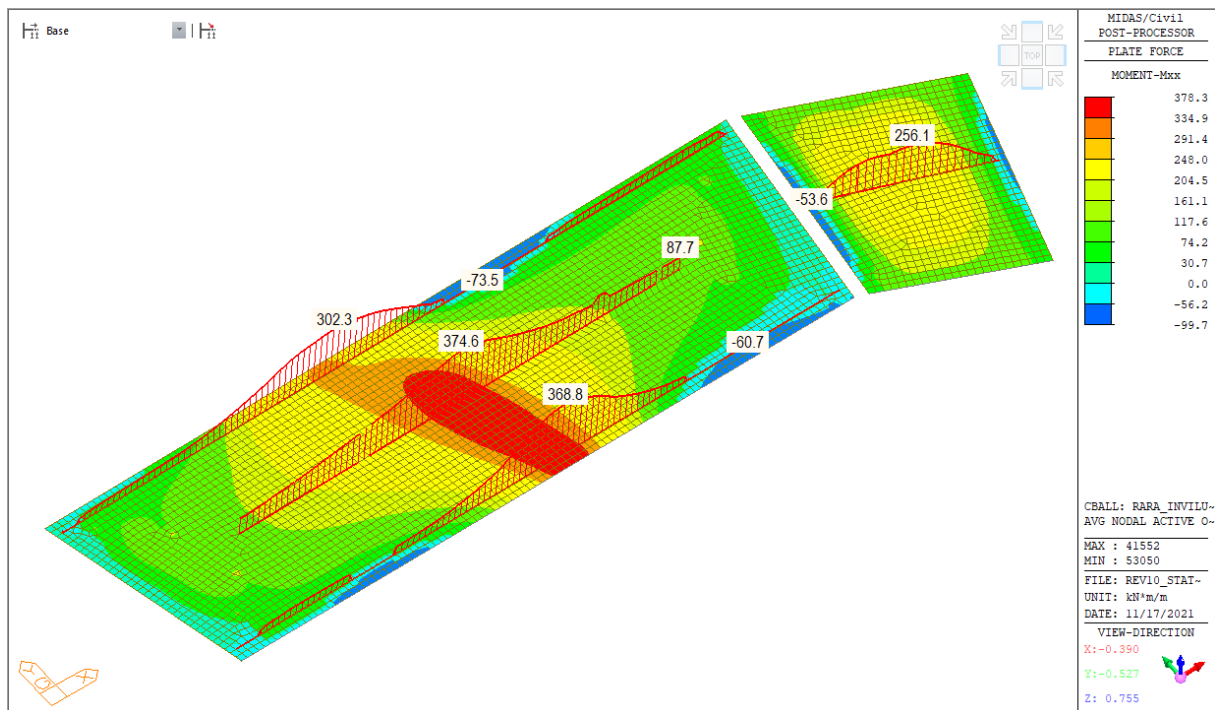
Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura tesa	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
436	5 $\phi 22$ superiore 5 $\phi 22$ inferiore	2.4	138

Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale), armatura secondaria:

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Rara

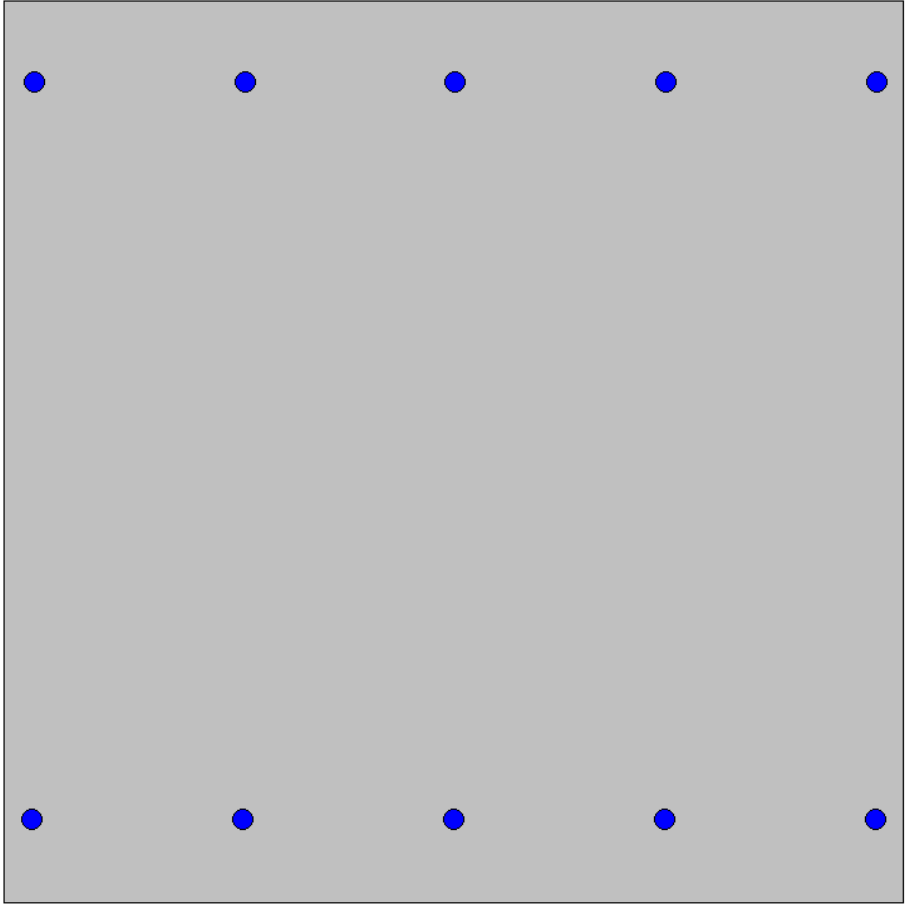


Mx: -2560000
My: 0
N: 0

Es/Ec: 14
Molt. diametro: 7.5
Passo (cm): 1
Rid. zona tesa: 0.5
Beta 1: 1
Beta 2: 0.8
K 1: 0.4
K 2: 0.125
fct: 15
fct,sr: 26
Copiferro: 0
Interferro: 0

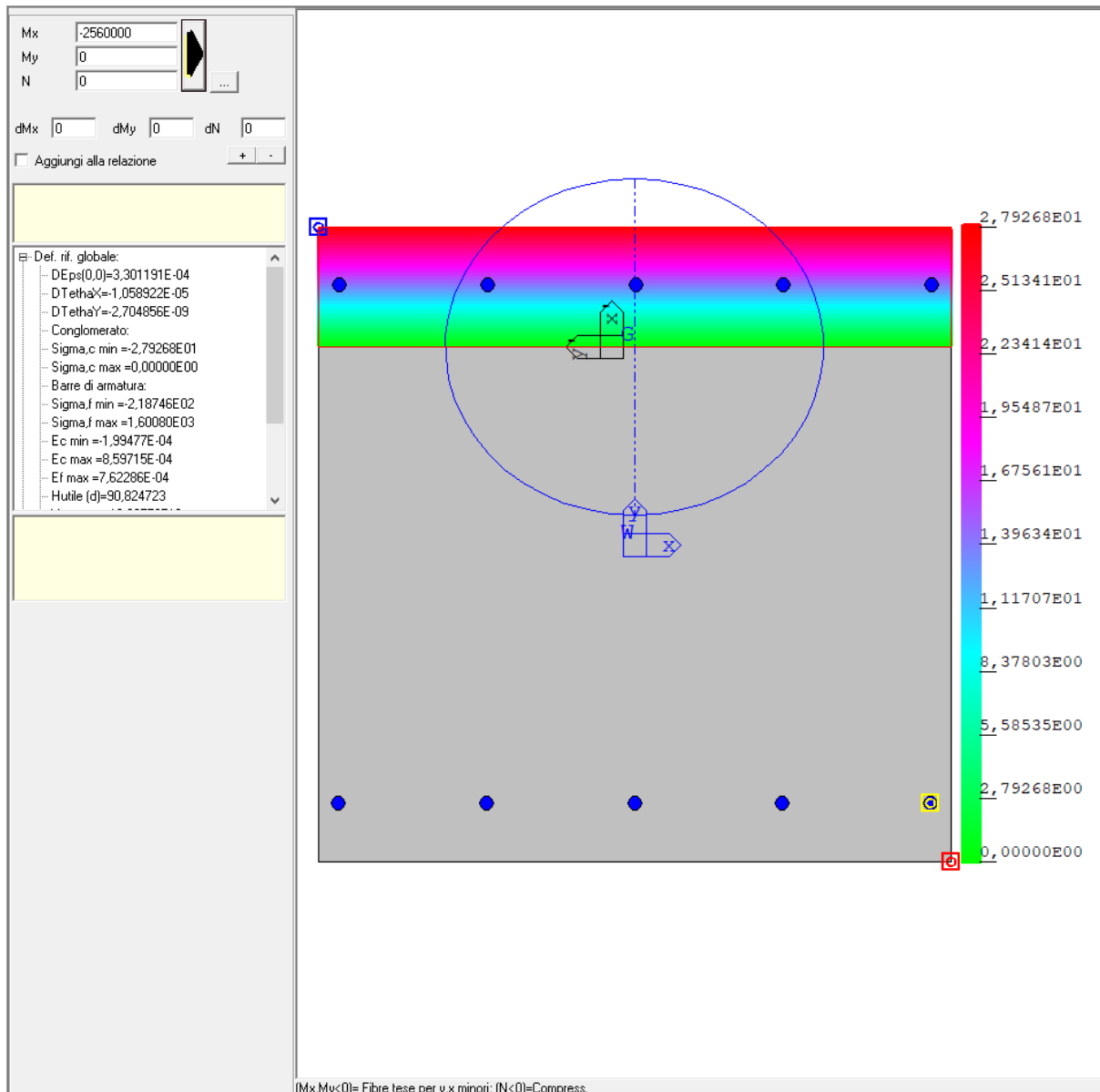
DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione
Mx = -2767075.2 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = 0.0 daNcm
Eps,max acciaio = 0.000075



[Mx,My<0]= Fibre tese per y,x minori; [N<0]=Compress.

Verifica a fessurazione		
M_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
256	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	0.00



Verifica stato tensionale			
M_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
256	5 $\phi 22$ superiore 5 $\phi 22$ inferiore	2.8	160

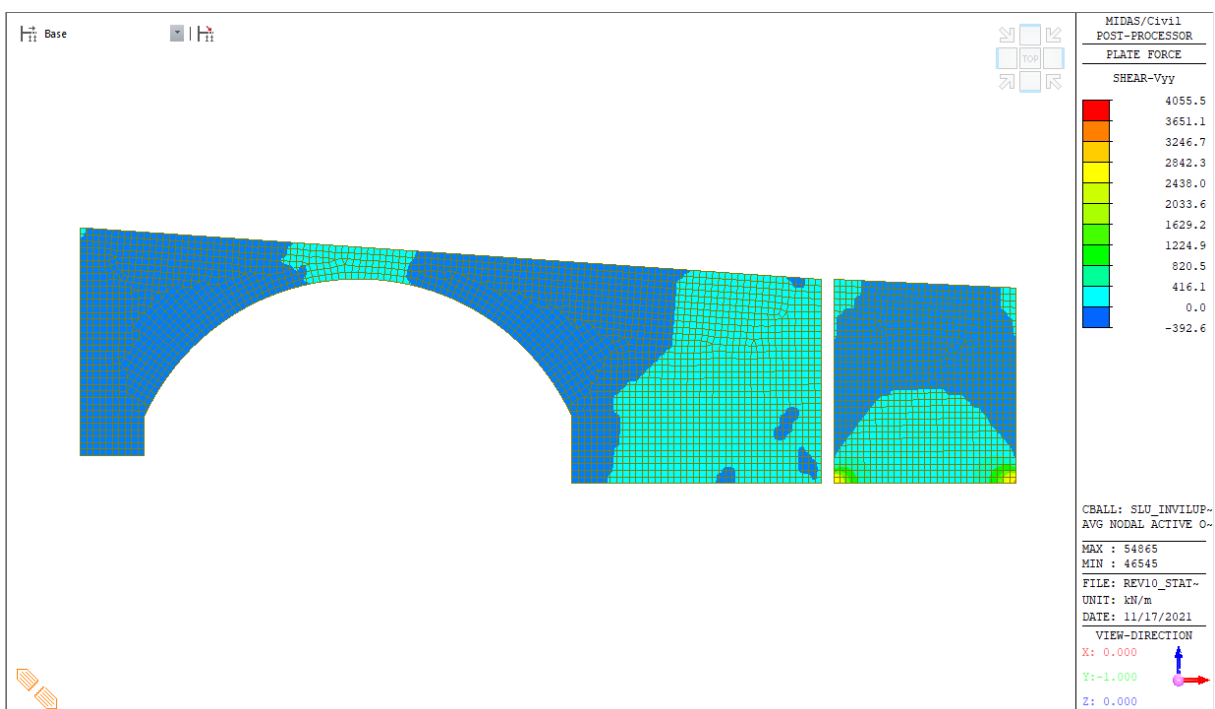
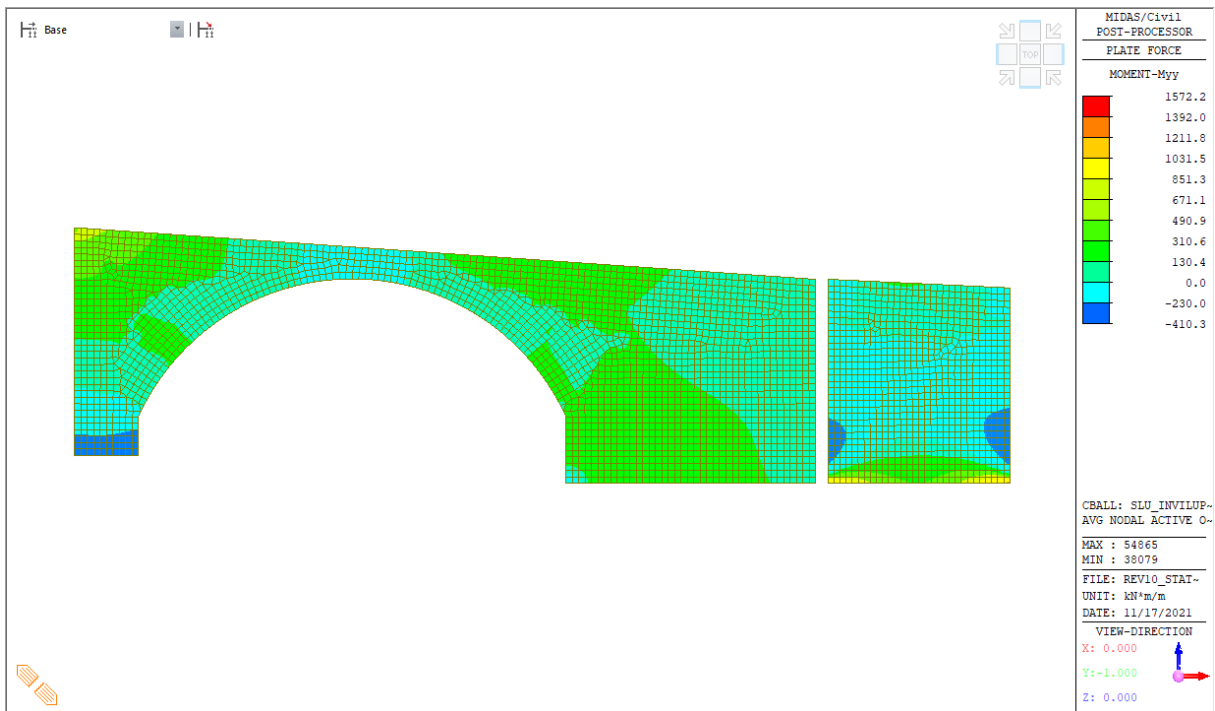
Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

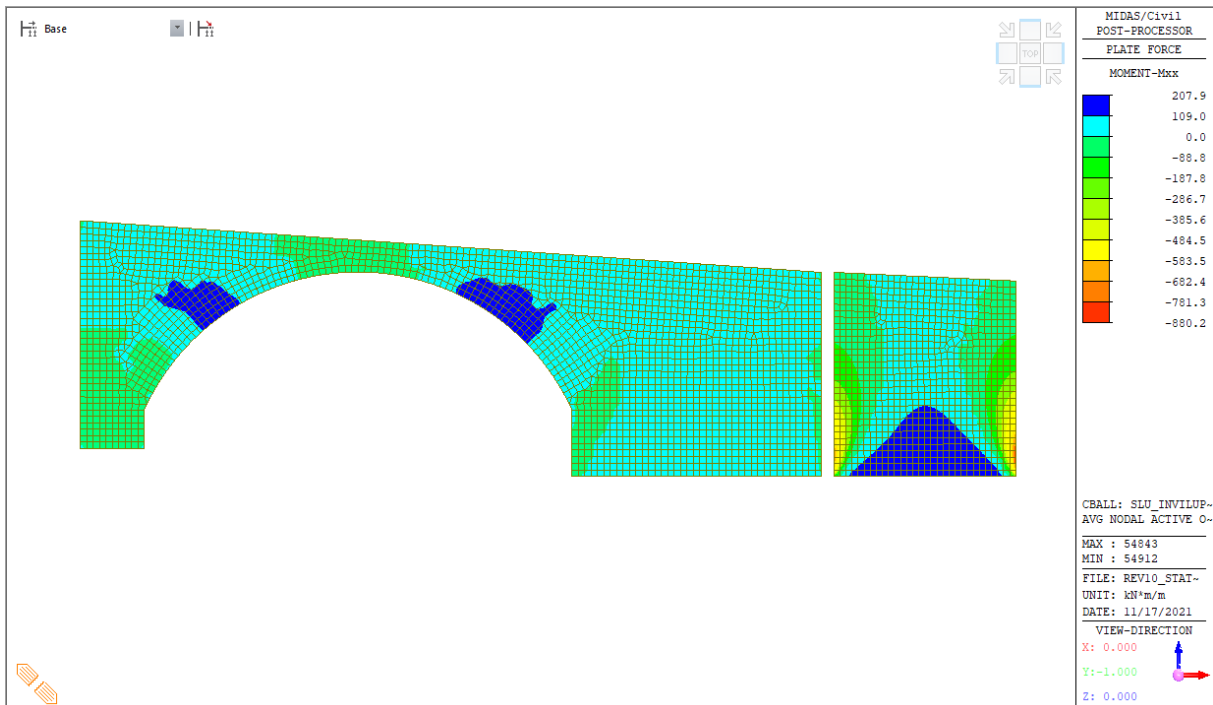
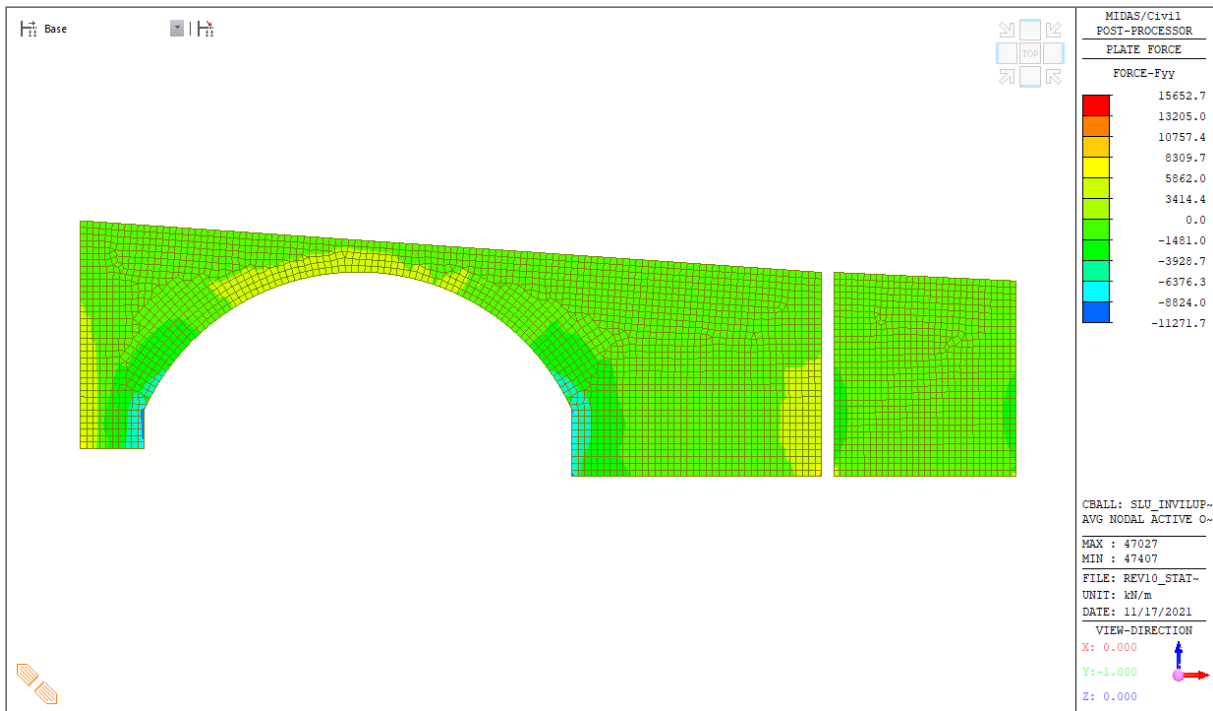
9.5 RISULTATI E VERIFICHE PARETI - SLU

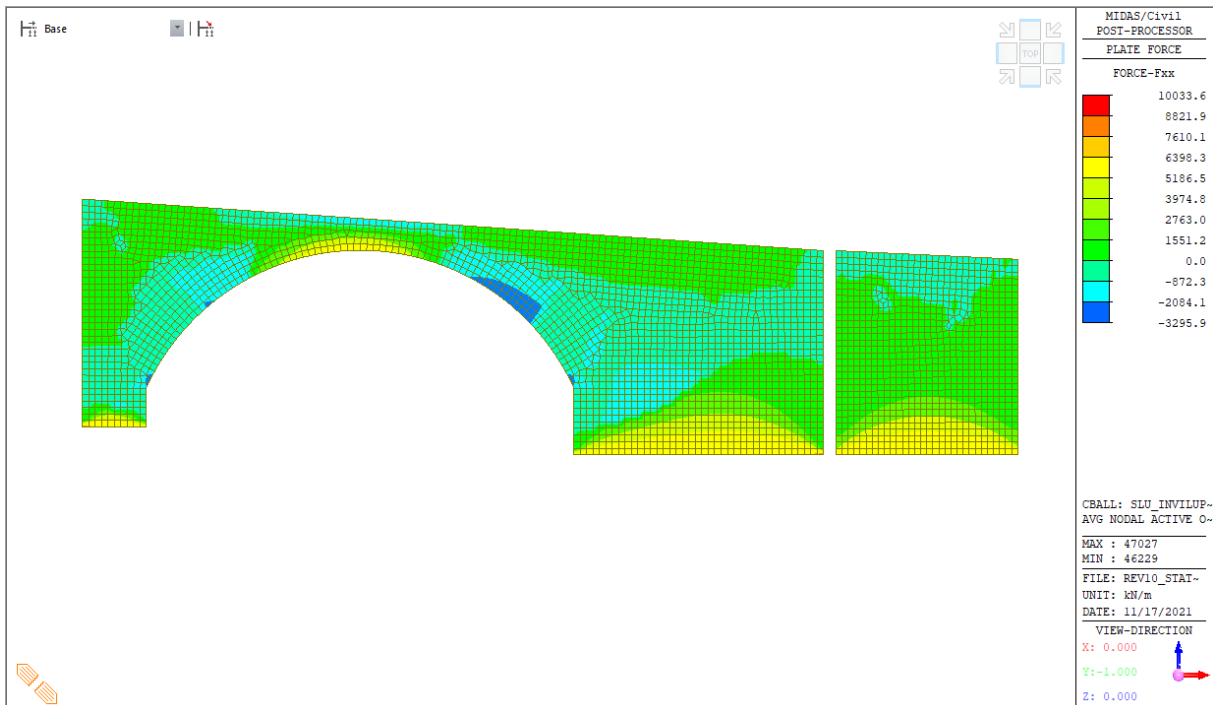
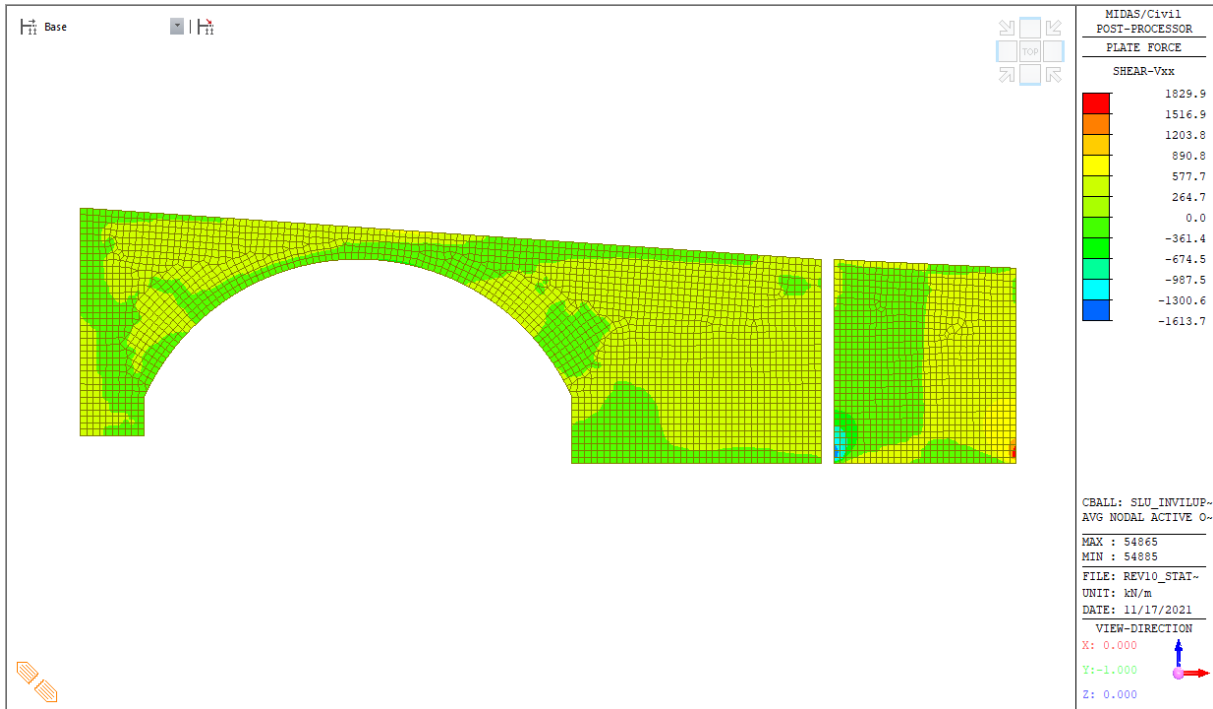
Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali.

9.5.1 SLU - Sollecitazioni

Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando i massimi e minimi valori dall'involuppo delle combinazioni di carico.



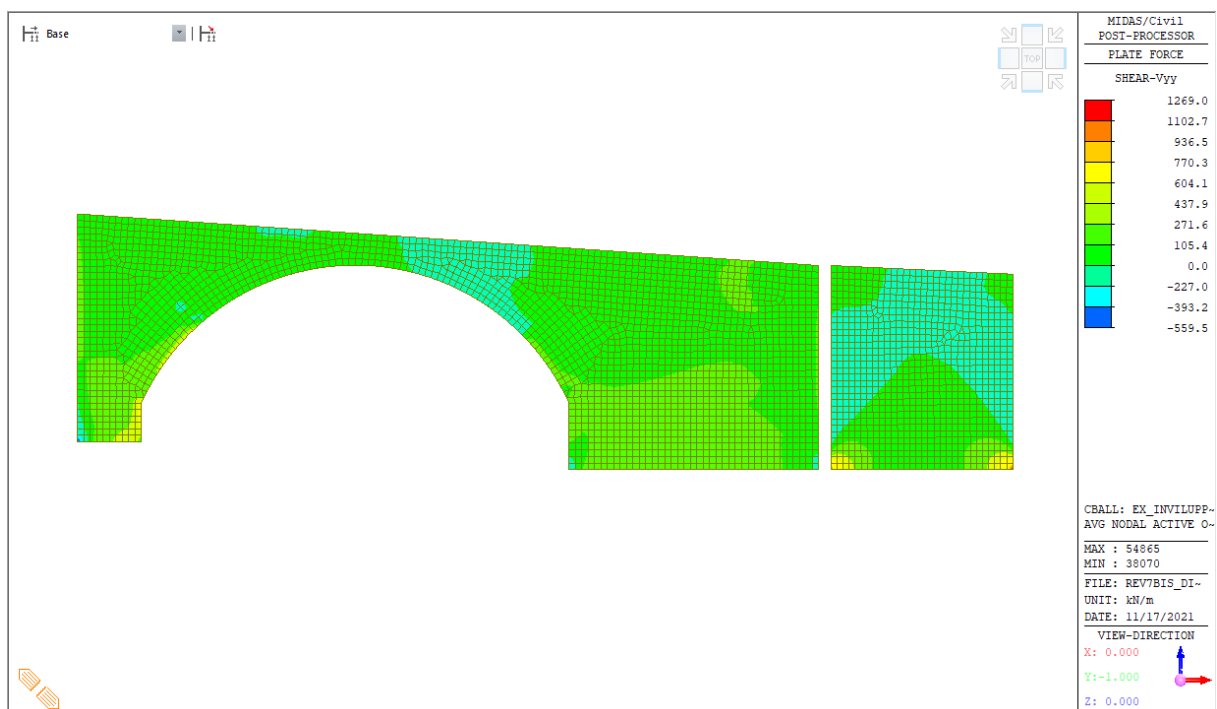
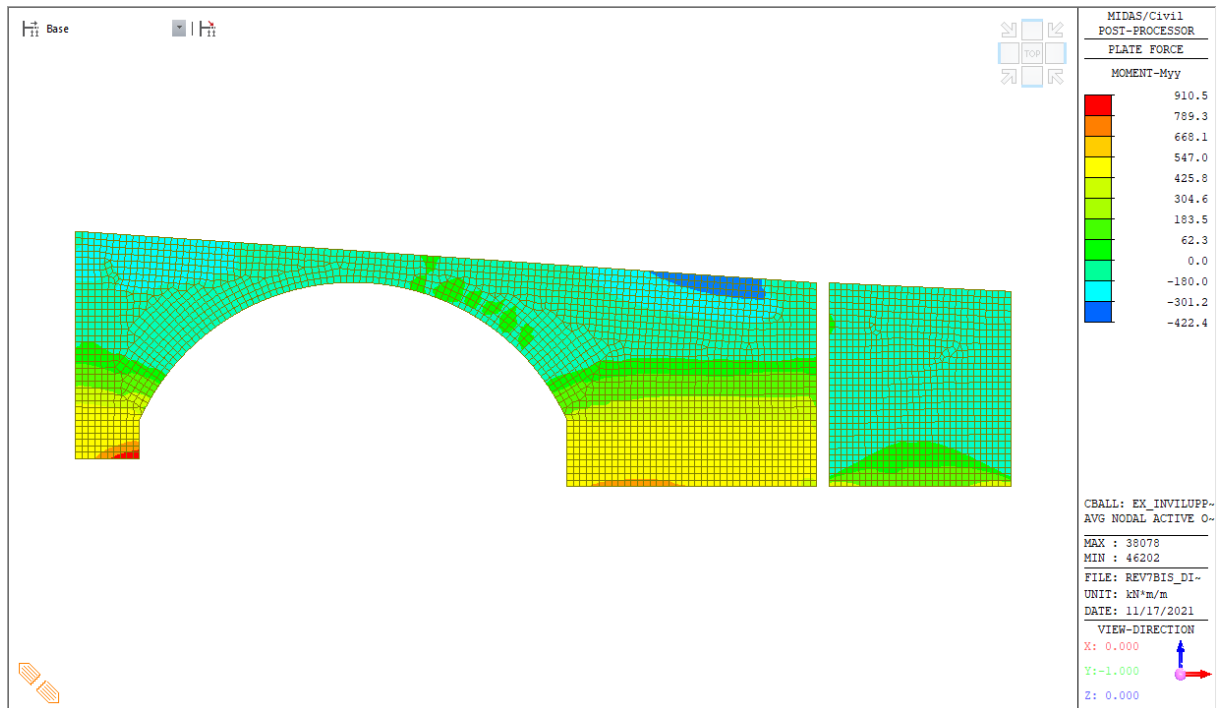


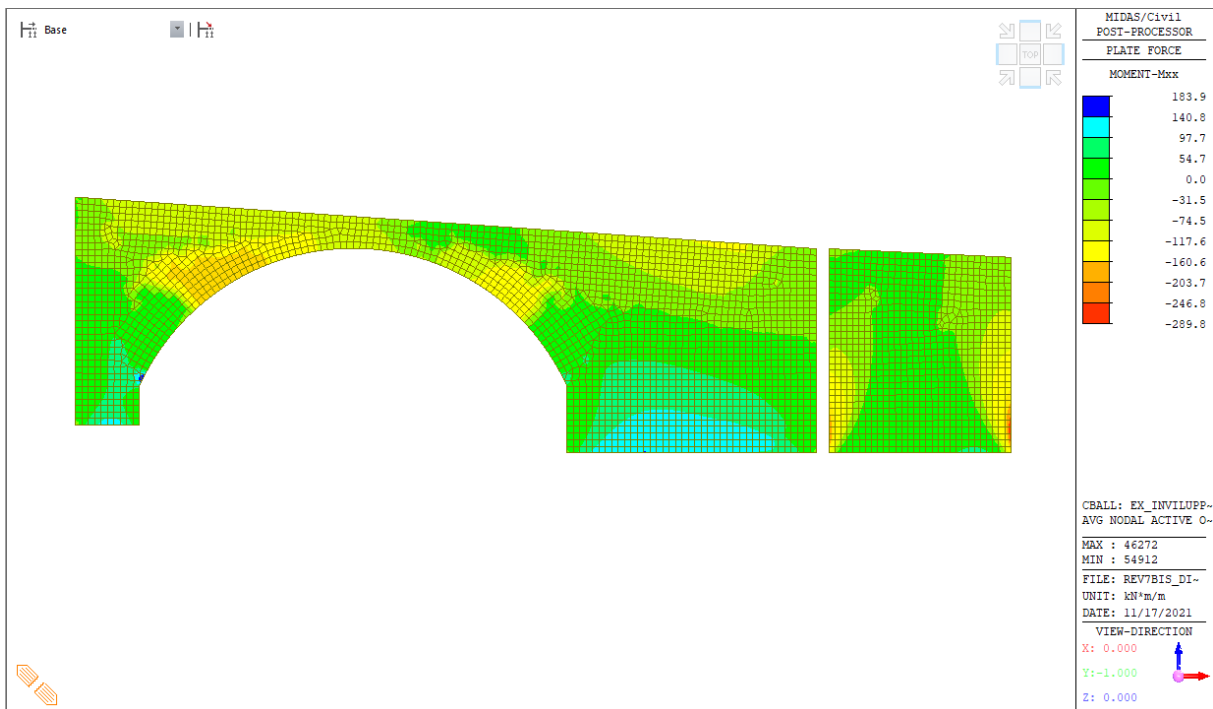
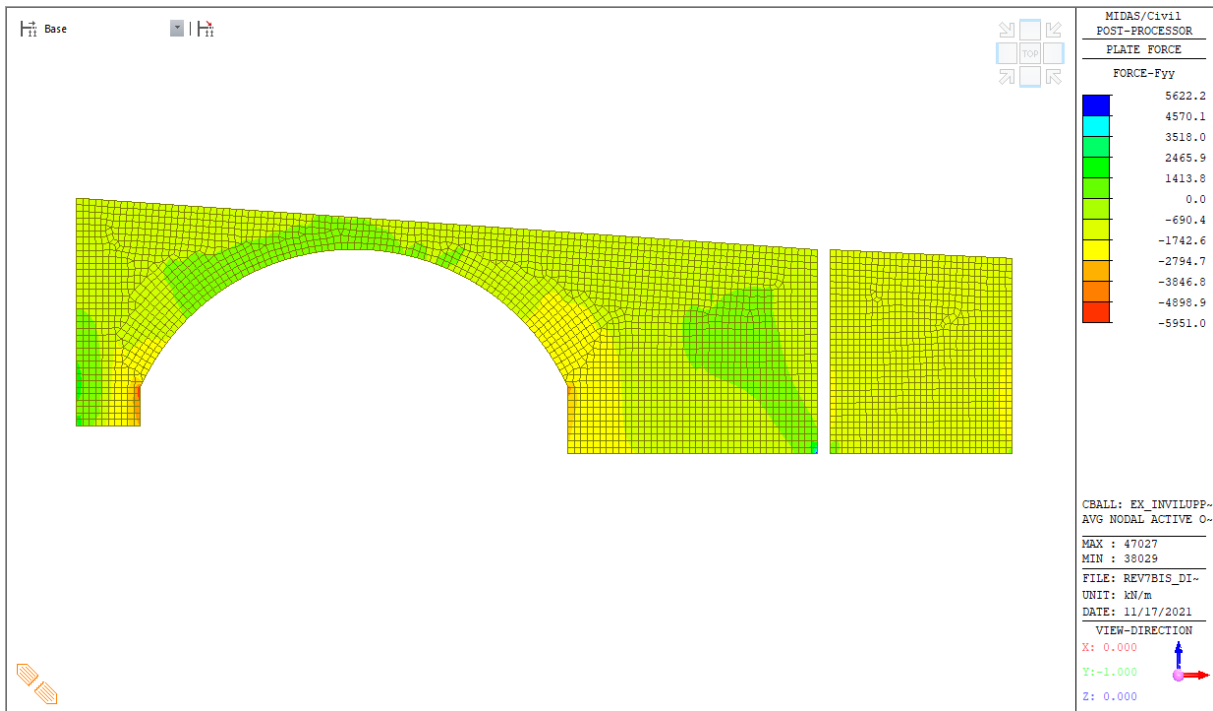


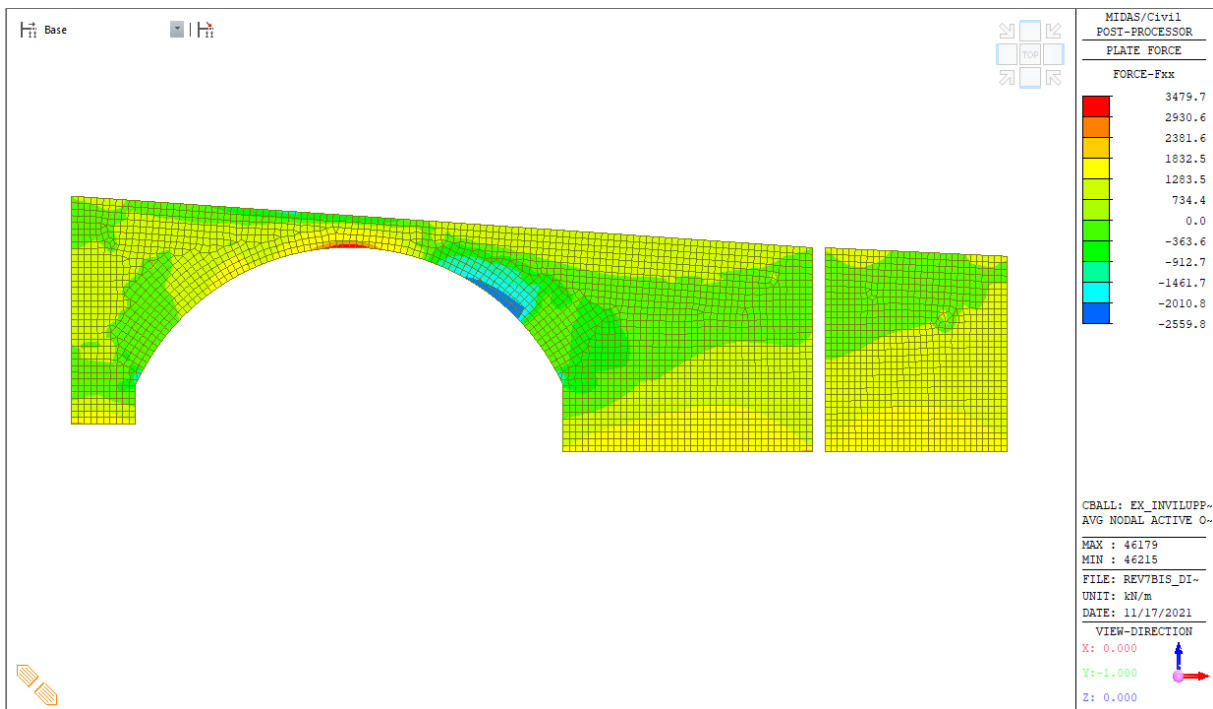
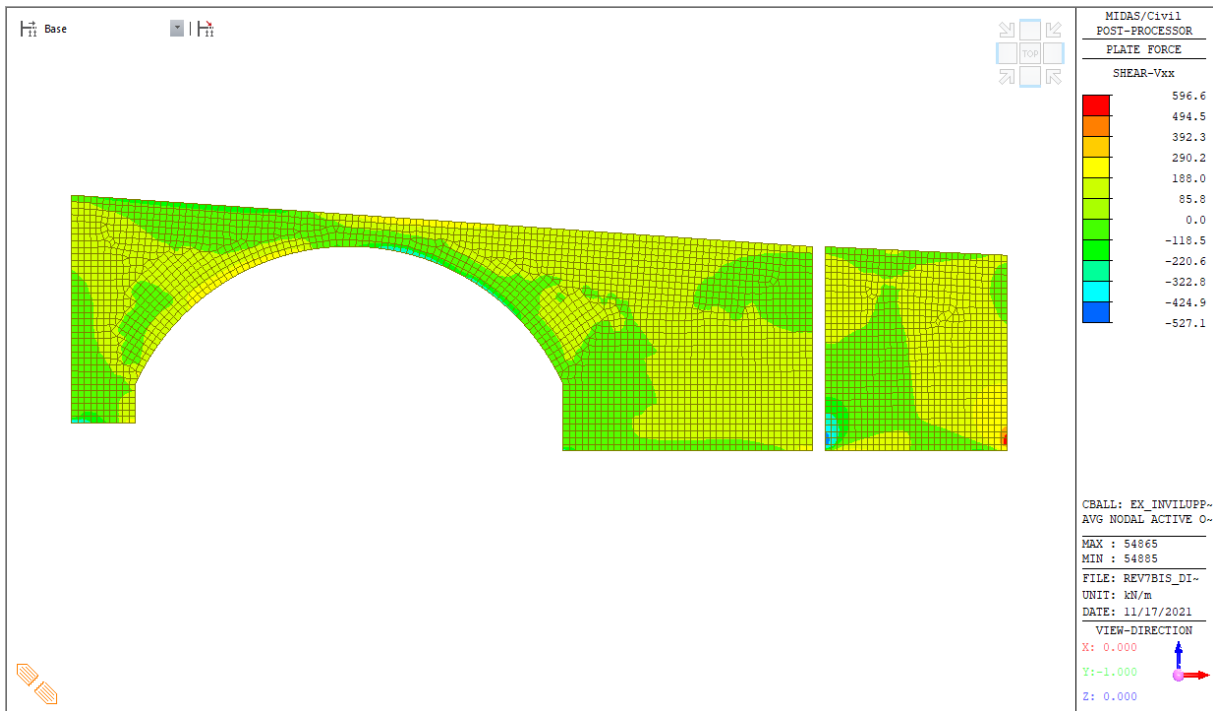
9.5.2 SLV - Sollecitazioni

Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando le combinazioni più gravose rappresentate da Ex (sisma longitudinale) ed Ey (sisma trasversale)

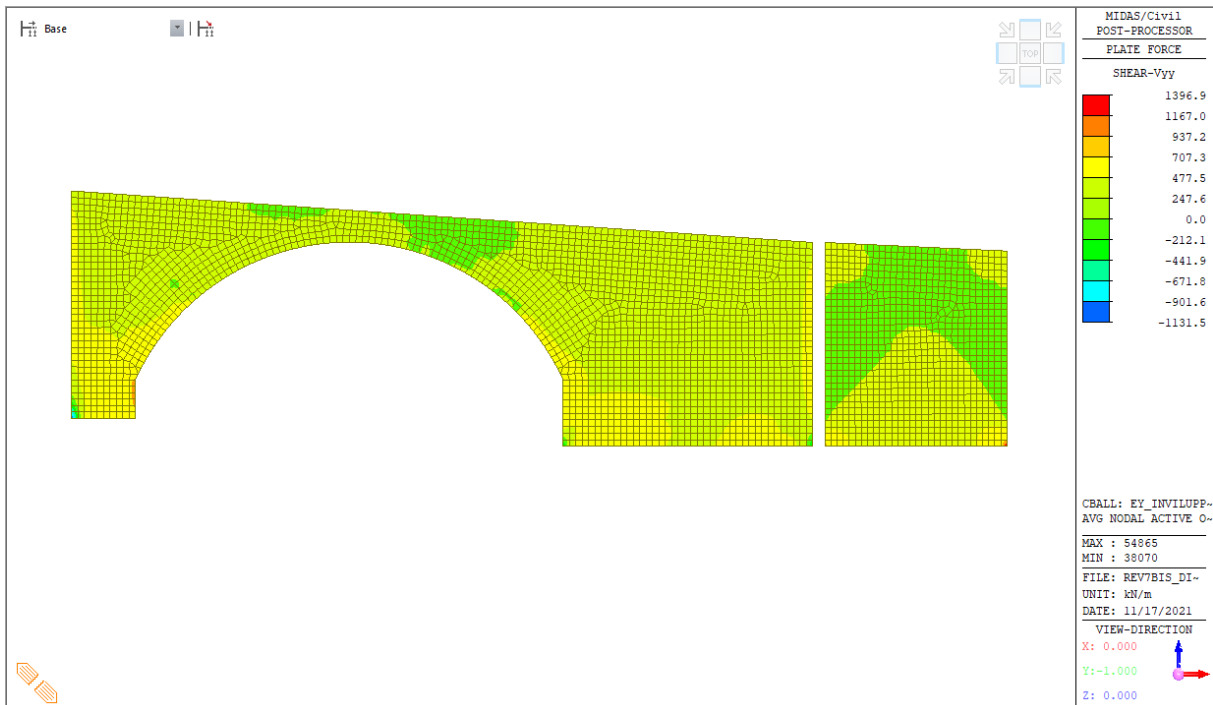
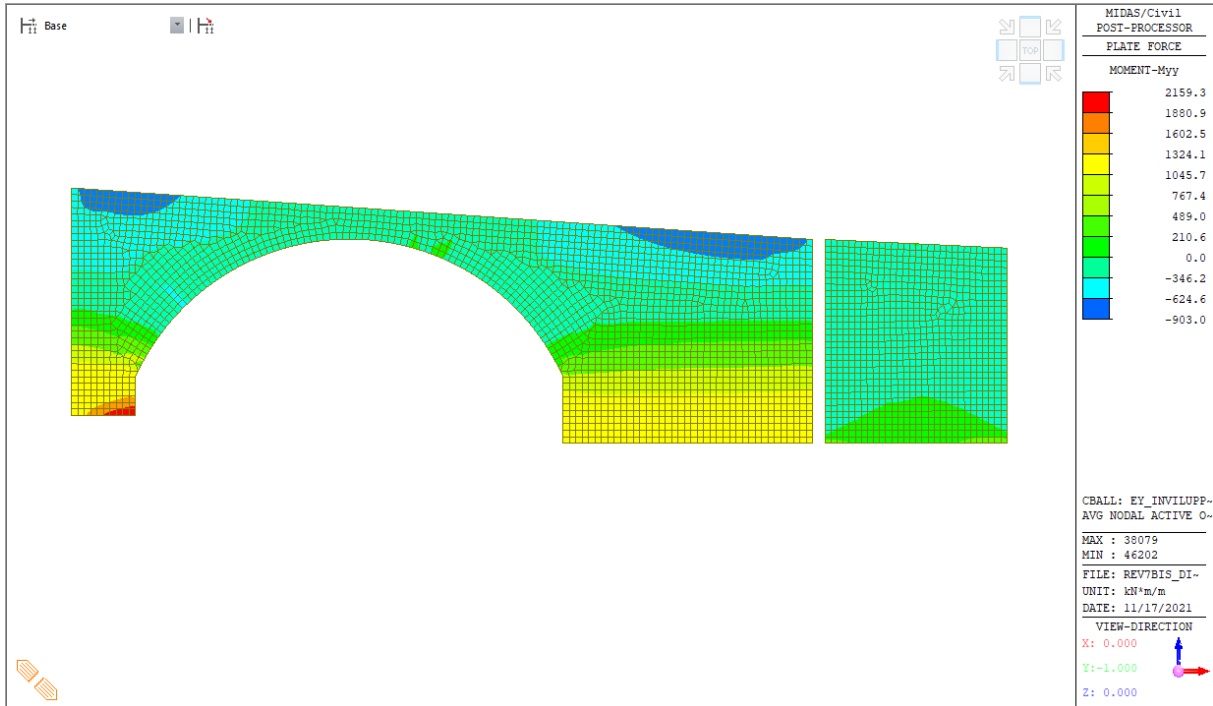
9.5.2.1 Combinazione Ex - Sollecitazioni

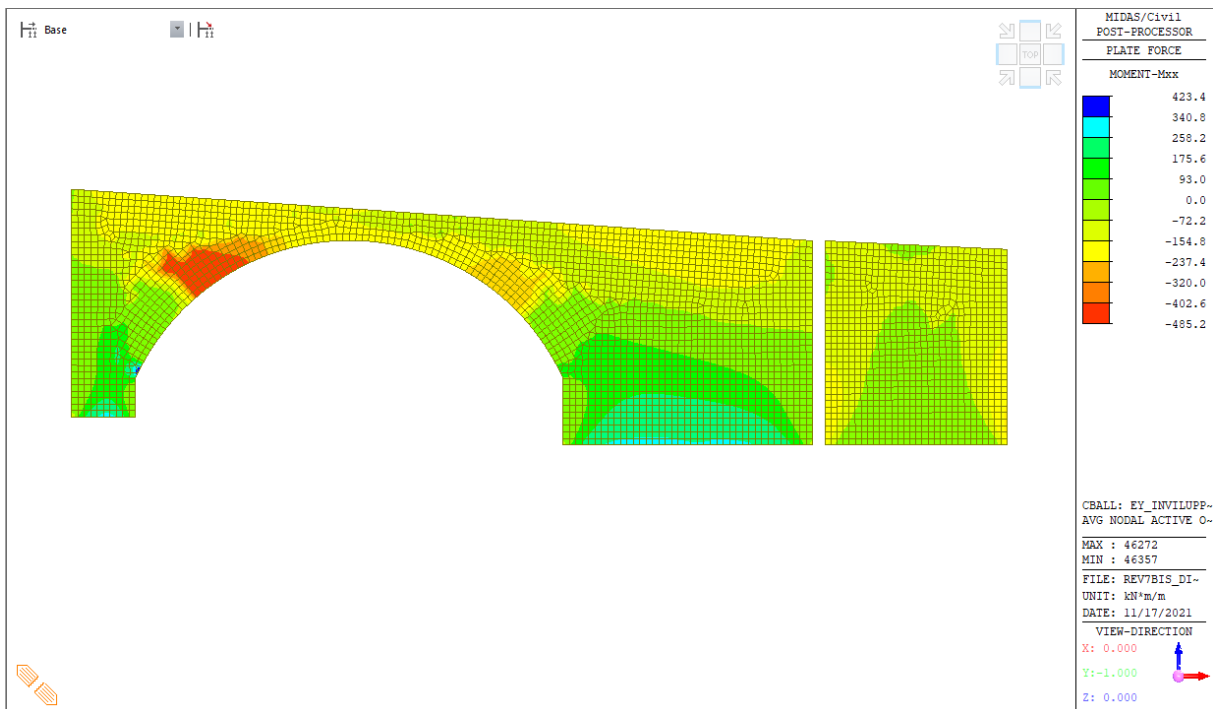
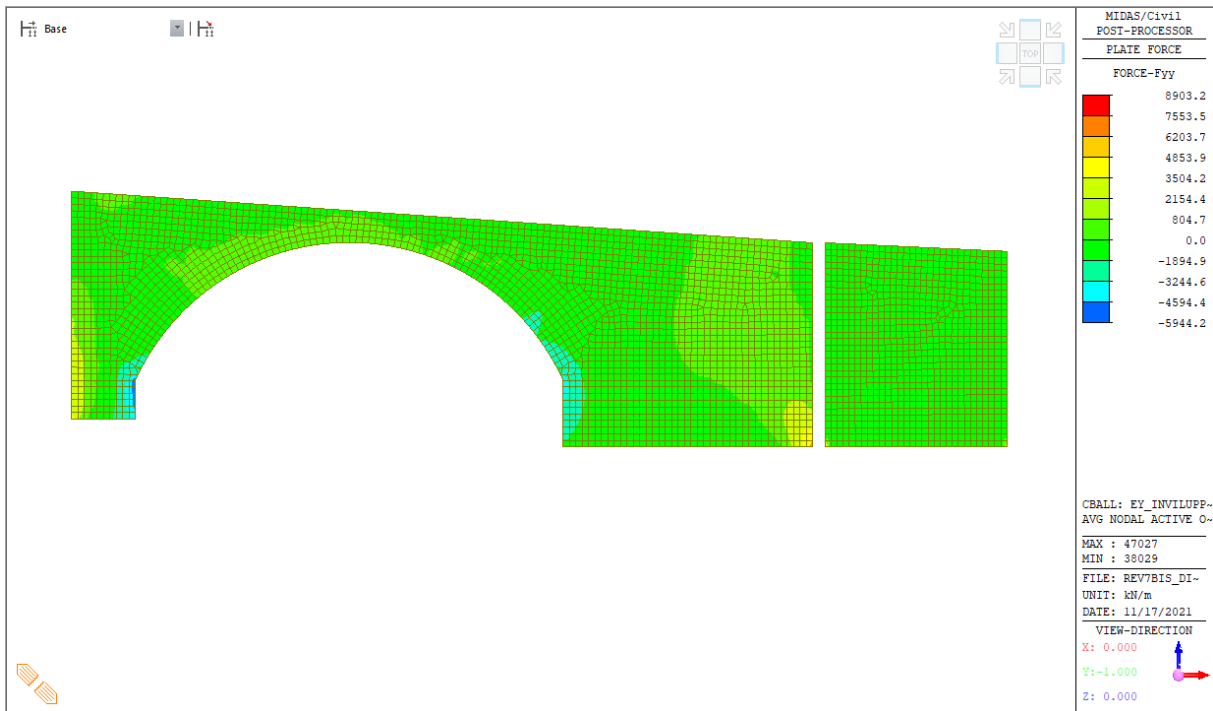


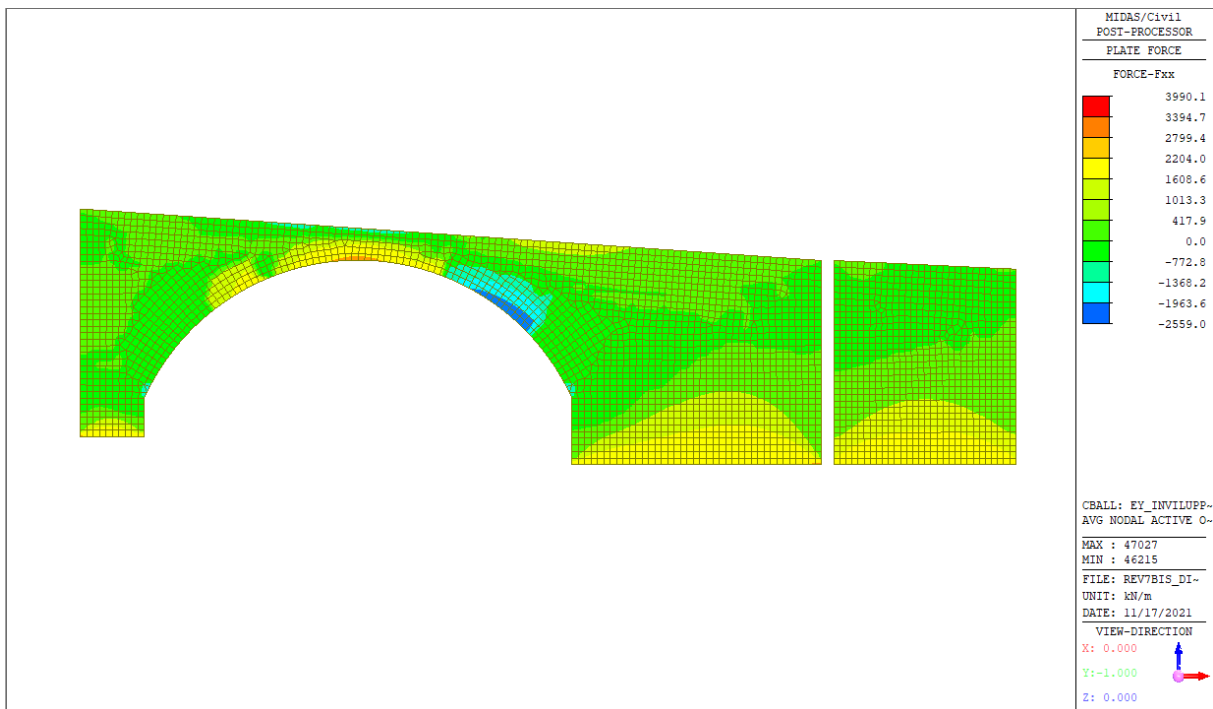
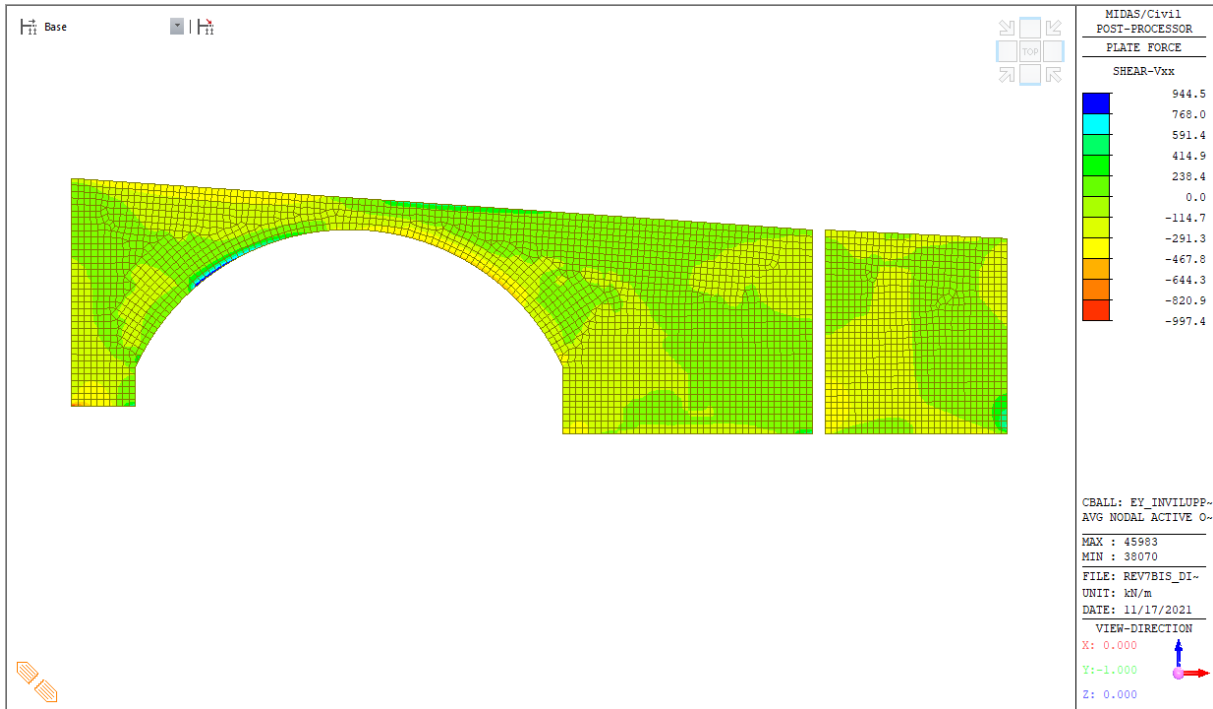




9.5.2.2 Combinazione Ey - Sollecitazioni

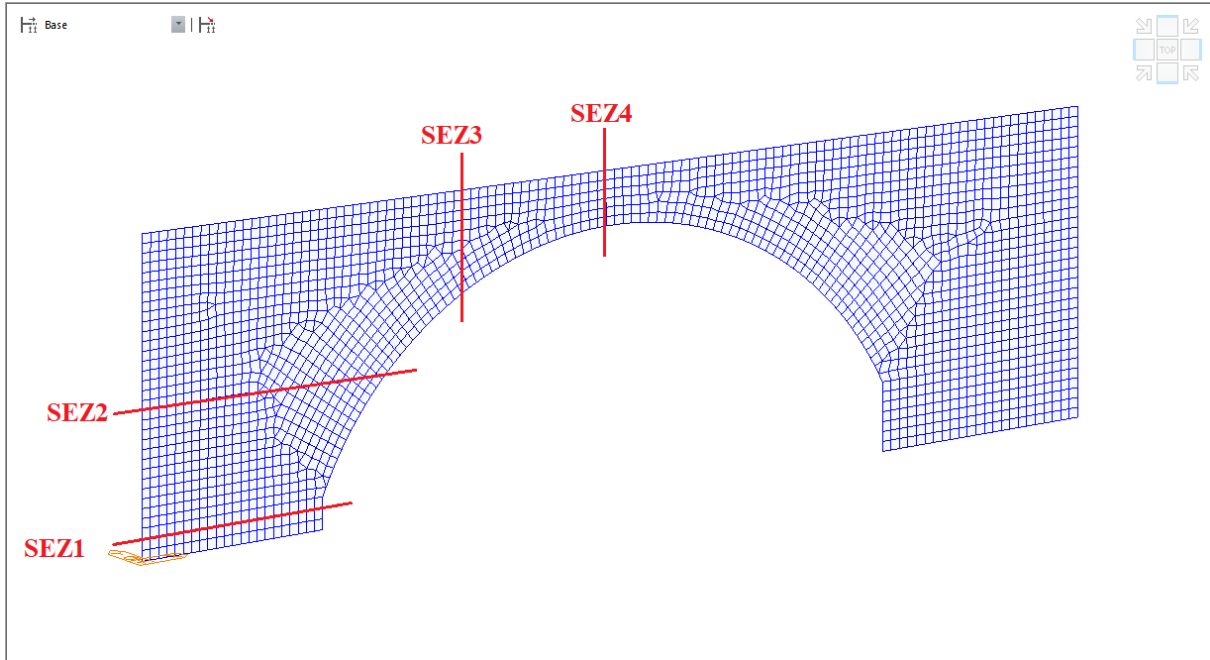






9.5.3 Verifiche strutturali SLU/SLV

Vengono verificate le sezioni maggiormente sollecitate riportate nello schema seguente:

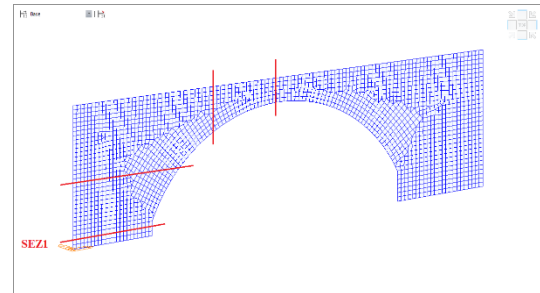
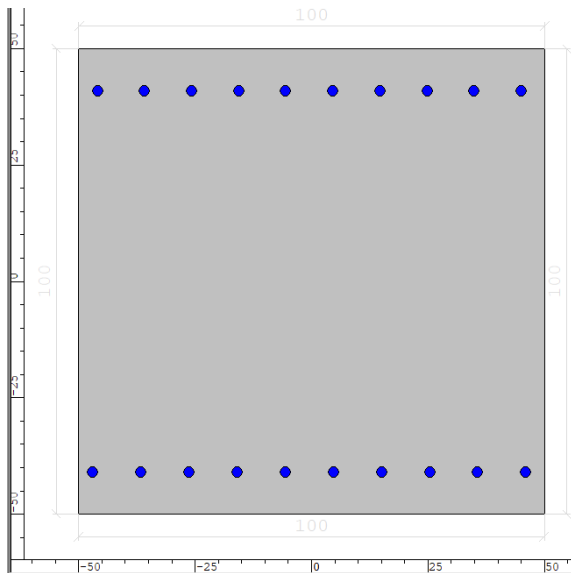


Le sezioni indicate vengono verificate per flessione e taglio, sia nei riguardi delle azioni sollecitazioni nel piano che fuori dal piano della piastra.

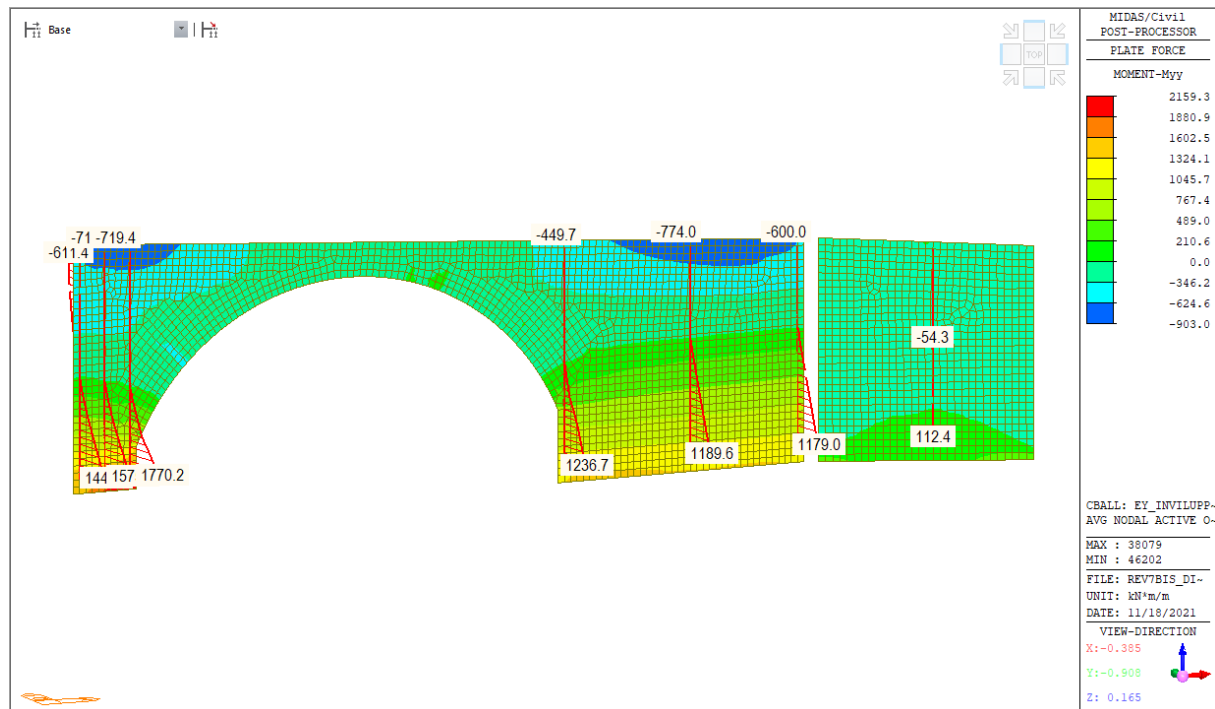
9.5.3.1 Sezione 1 - Verifiche

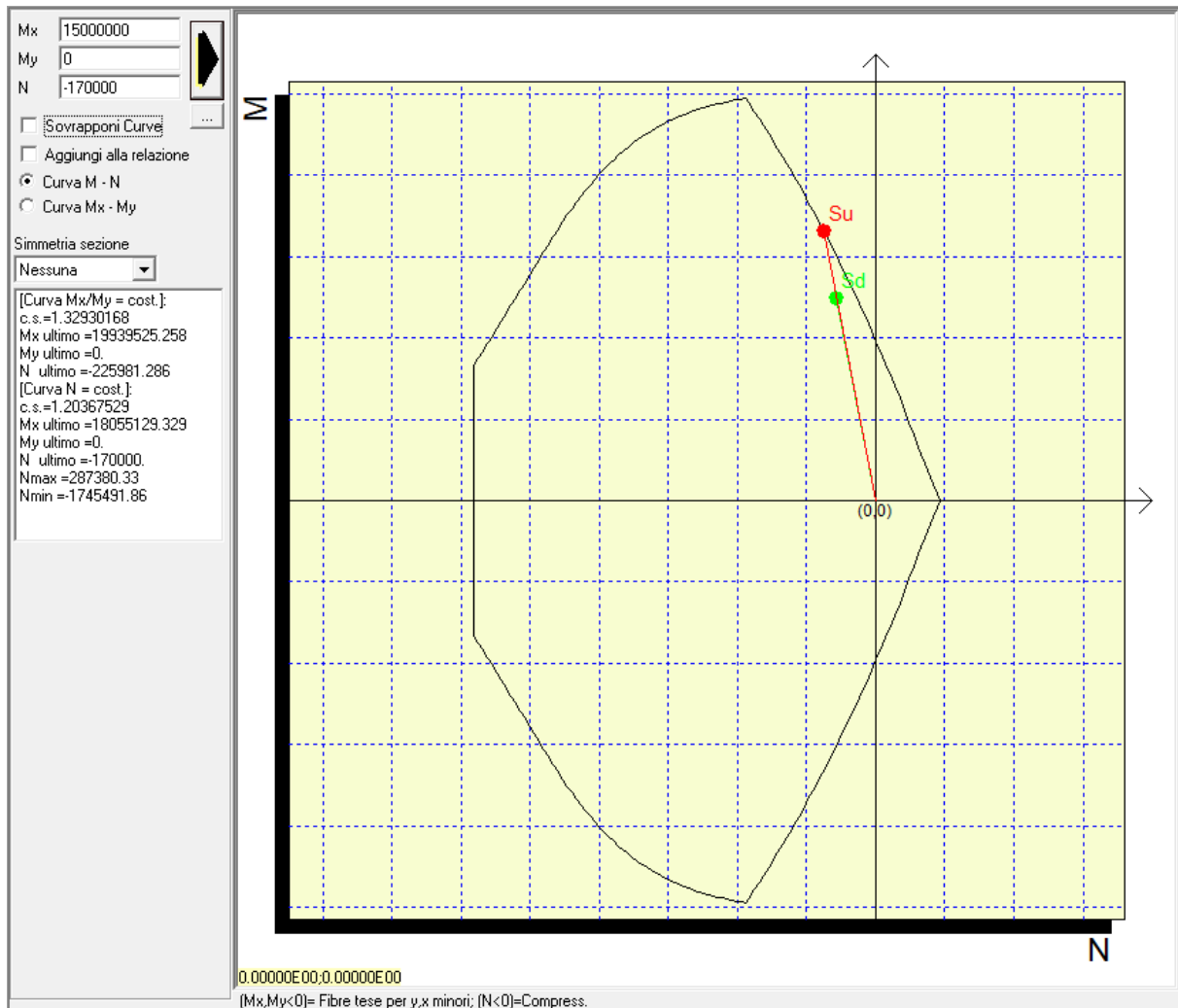
Verifica a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

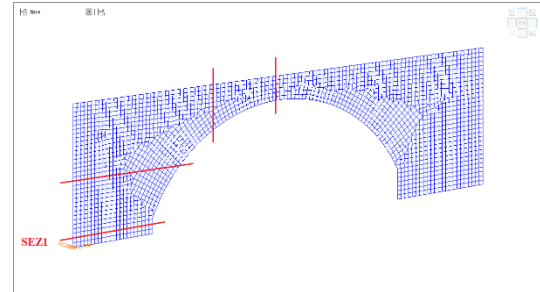
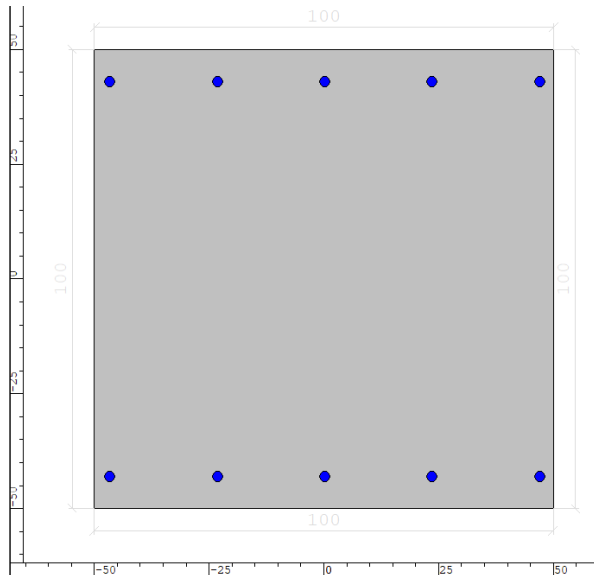




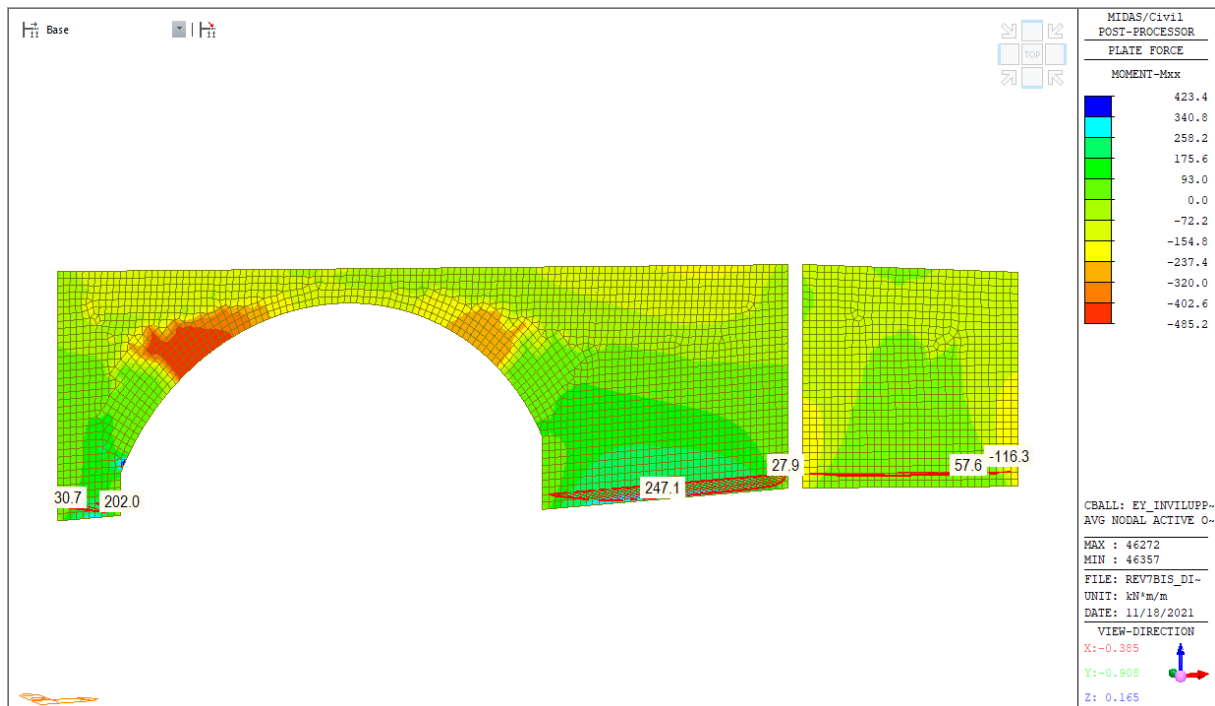
Verifica a pressoflessione - Sezione 1				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
1700	-1700	10 ϕ 22 superiore 10 ϕ 22 inferiore	1800	1.06

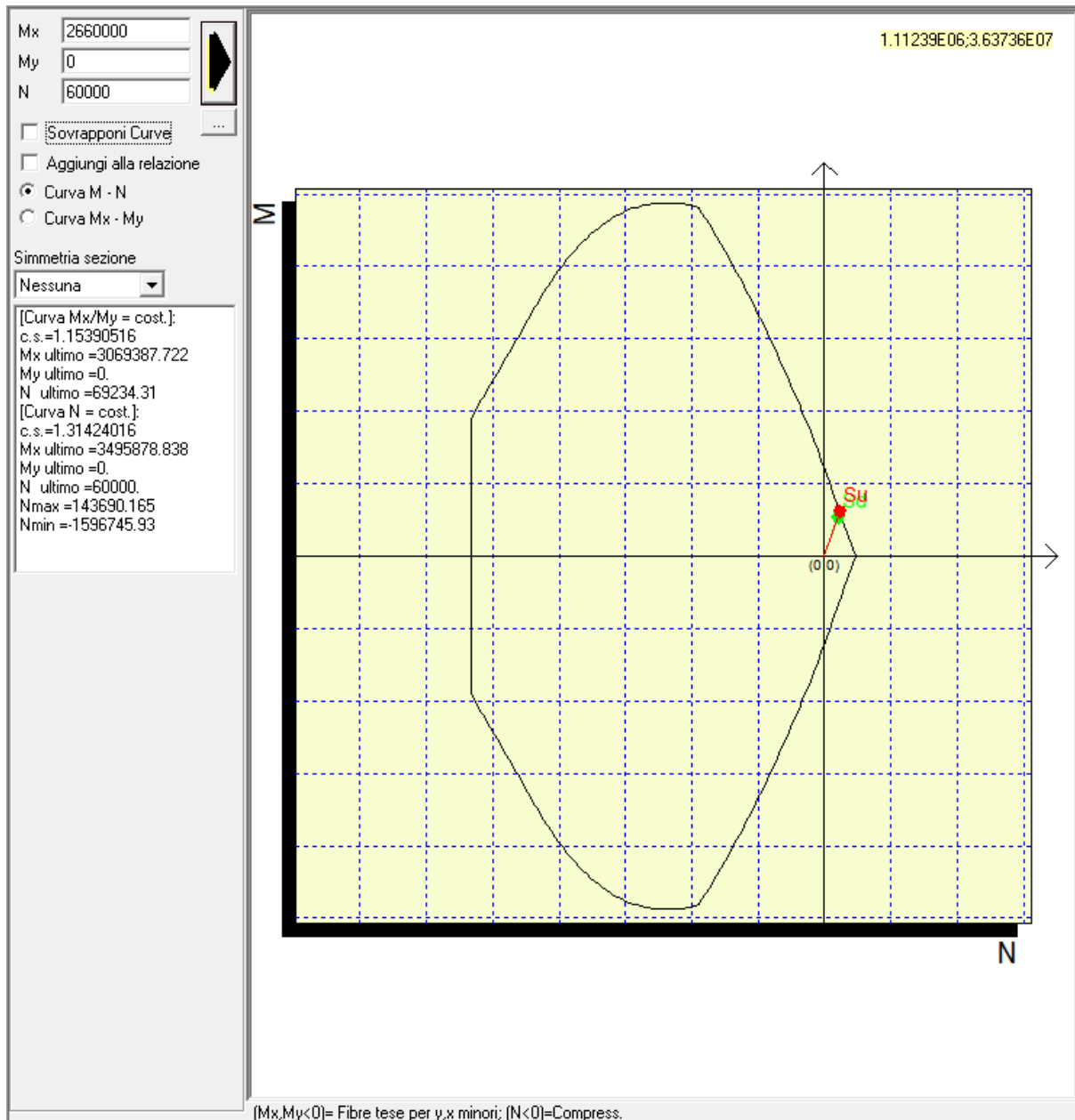
Verifica a flessione in direzione Y (trasversale), armatura secondaria:

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

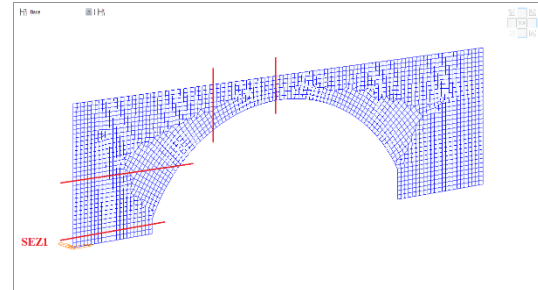
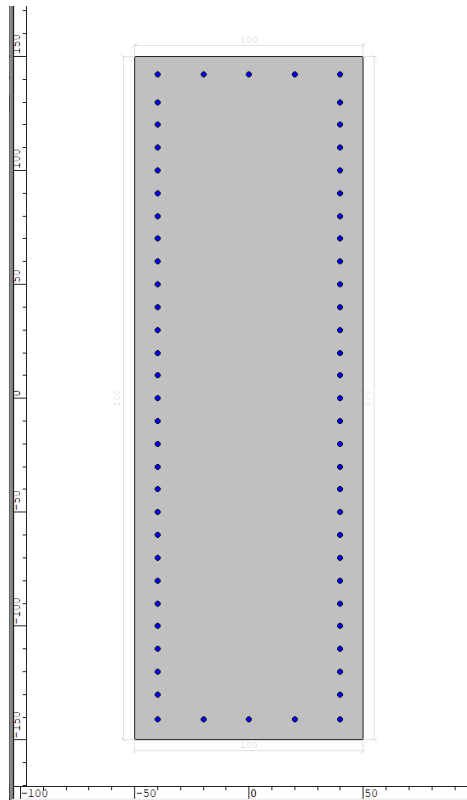




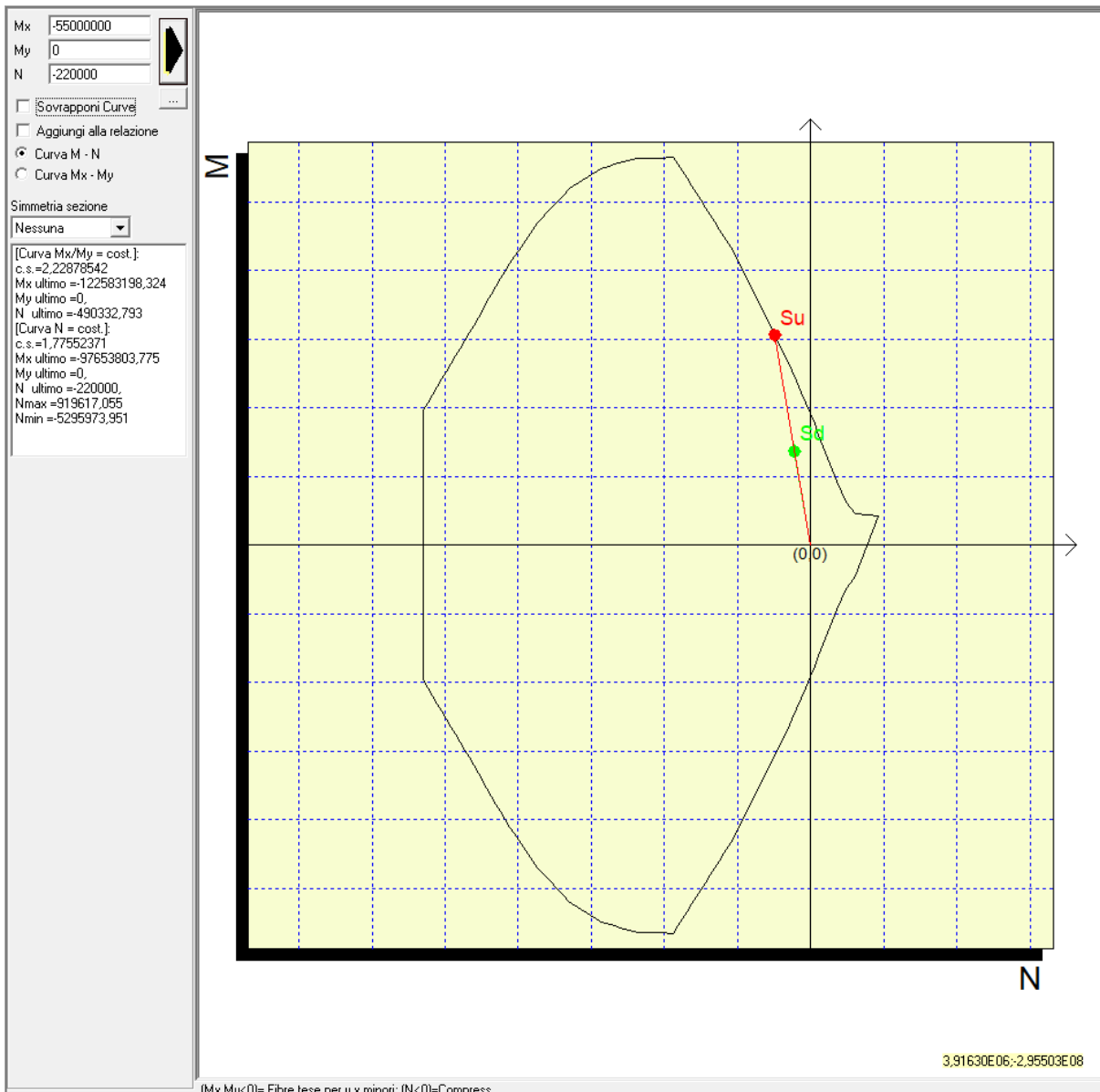
Verifica a pressoflessione - Sezione 1				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
266	600	5φ22 superiore 5φ22 inferiore	305	1.15

Verifica a flessione nel piano della piastra, in direzione X (longitudinale), armature di forza:

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale

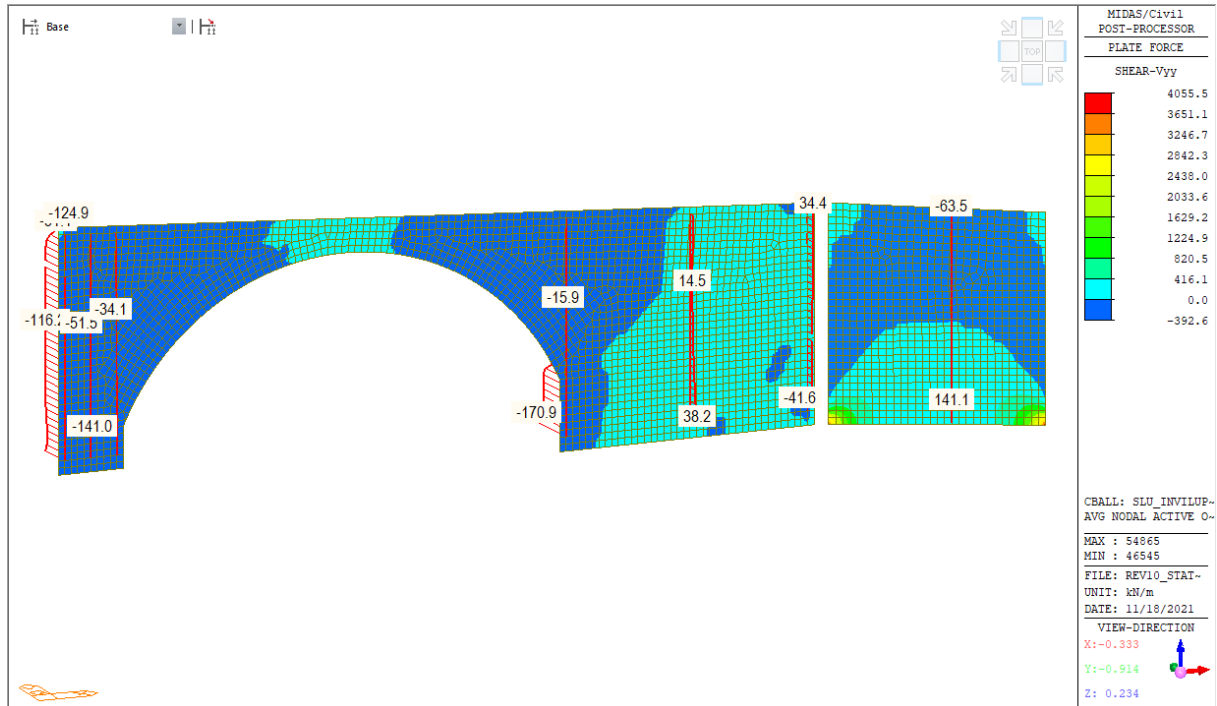


Verifica a pressoflessione - Sezione 1

M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
5471	-2281	φ22/10 cm	9760	1.78

Verifiche a taglio:

Combinazione: Inviluppo SLU



Calcolo resistenza:

Geometria Sezione

H=	1.00	m	Altezza della Sezione
B=	1.00	m	Larghezza della Sezione
A_c=	1.00	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)
n=	15		Coefficiente di omogeneizzazione
A_{id}=	1.05	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
x_g=	0.50	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
I_g=	0.09	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
W_{sup}=	0.18	m ³	
e_{lim,cls}=	0.18	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
e_{1-lim,acc}=	0.20	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
e_{2-lim,acc}=	0.20	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

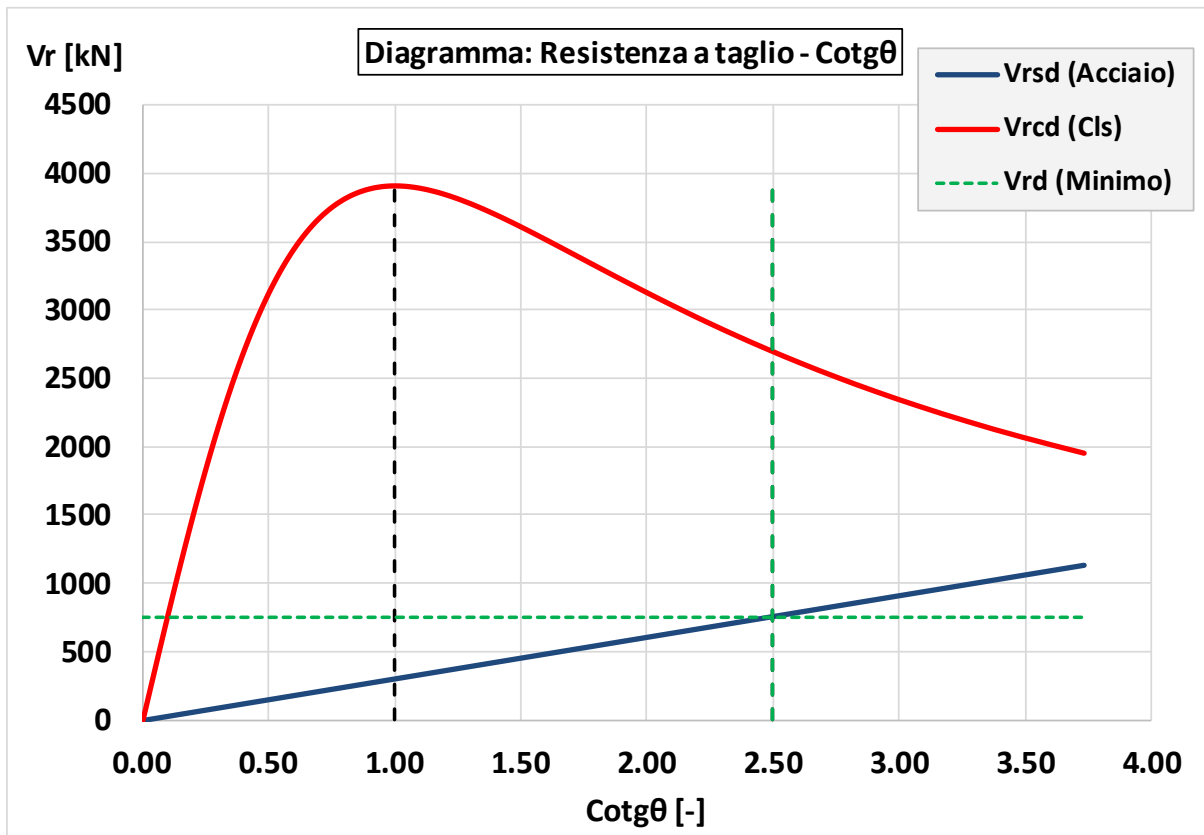
Armatura Trasversale

φ =	12	mm	Diametro Staffe
n_b=	3.33		Numero bracci
A_{sw}=	0.00038	m ²	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
s=	0.4	m	Passo Staffe

Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

$\alpha =$	90	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
$\theta =$	22	°	Inclinazione del puntone compresso [22° ≤ α ≤ 45°]
$f_{y,staffe}/f_{yk}$	1.00		

Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima
 $V_{Rd,s} =$ **755** kN Resistenza a taglio della sola armatura

 $V_{Rd,max} =$ **2691** kN Resistenza a taglio della sola biella


Verifica a taglio - Sezione 1				
V_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	V_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
540	-1700	φ16-2.5 br./0.4 m	755	1.40

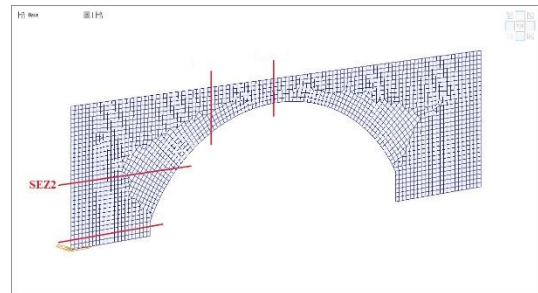
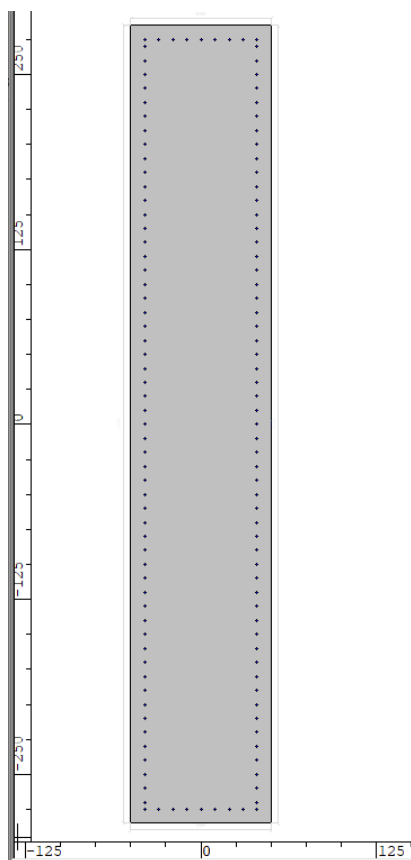
9.5.3.2 Sezione 2 - Verifiche

Per la verifica a flessione in direzione Y (trasversale) per l'armatura di forza si rimanda alla sezione 1 in quanto per la sezione 2 le sollecitazioni sono molto minori.

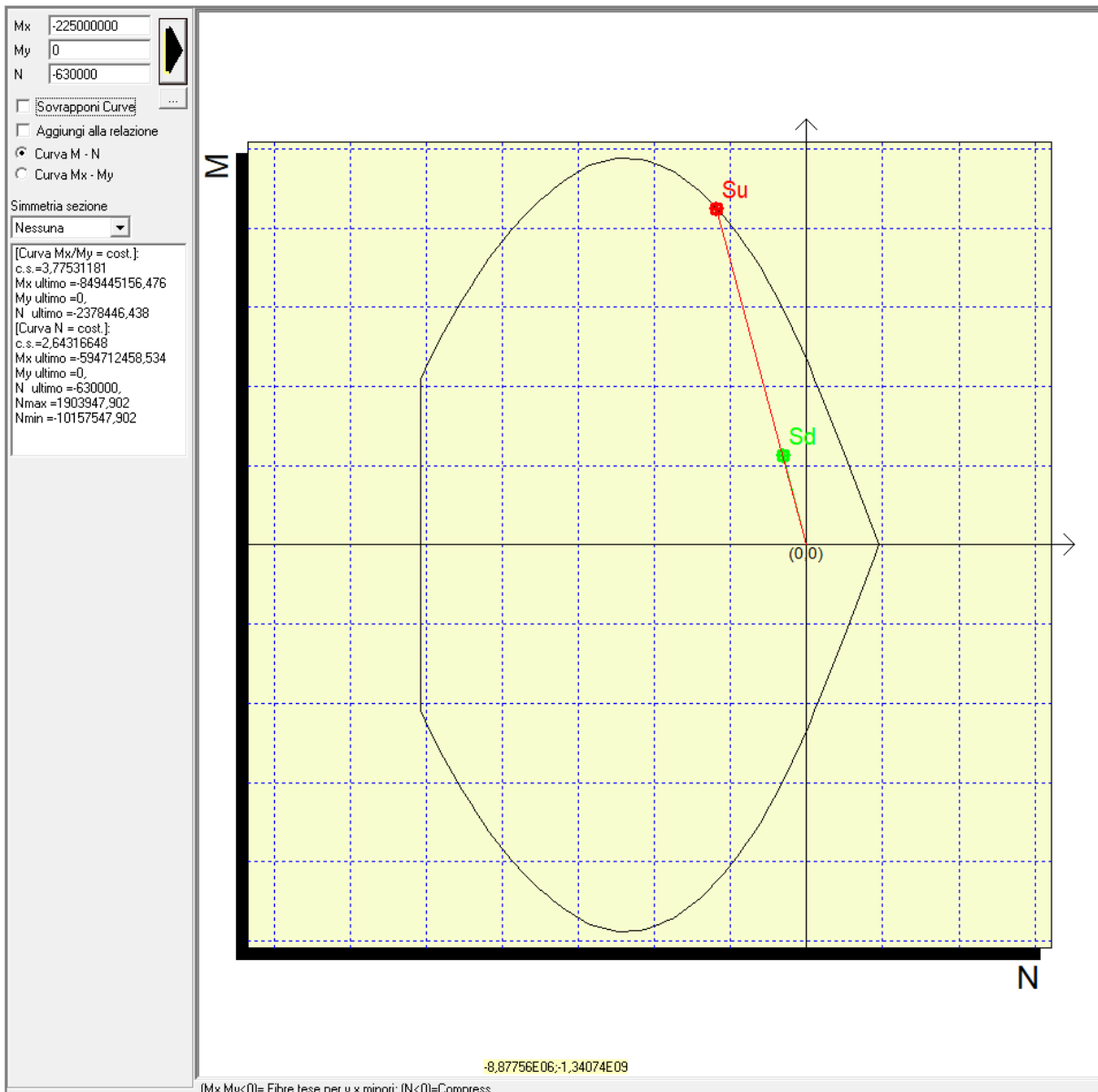
Per la verifica a flessione in direzione X (longitudinale) per l'armatura secondaria si rimanda alla sezione 1 in quanto per la sezione 2 le sollecitazioni sono molto minori.

Verifica a flessione nel piano della piastra, in direzione X (longitudinale), armature di forza:

Copriferro in asse = 9 cm




Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale



Verifica a pressoflessione - Sezione 2

M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
22406	-4141	φ22/10 cm	59400	2.65

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A	FOGLIO 222 di 254

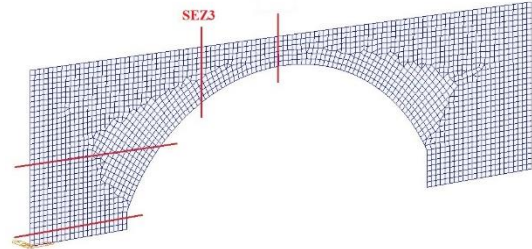
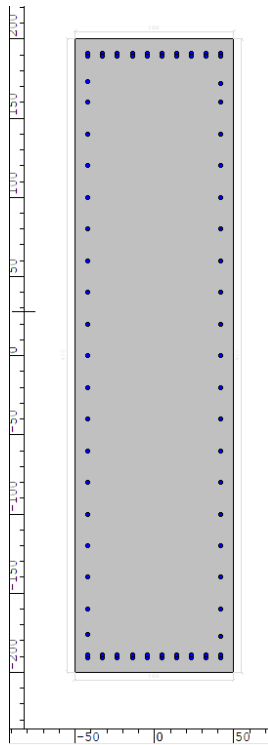
Verifiche a taglio:

Per la verifica a taglio si rimanda alla verifica della sezione 1 in quanto più gravosa.

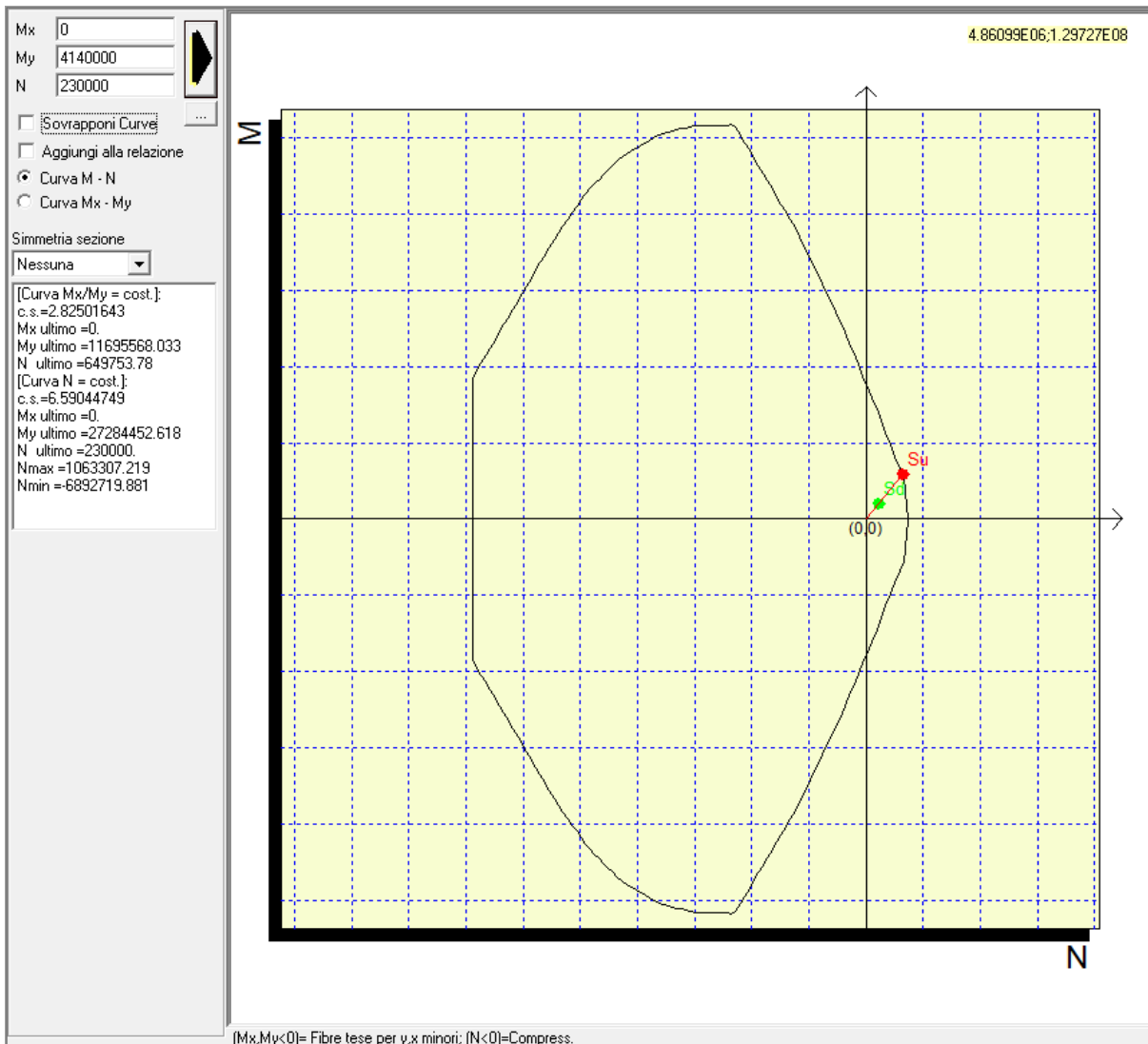
9.5.3.3 Sezione 3 - Verifiche

Verifica a flessione in direzione Y (trasversale), armatura secondaria:

Copriferro in asse = 7 cm



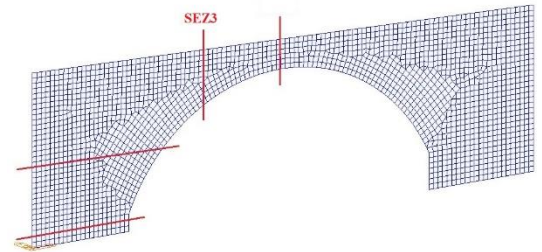
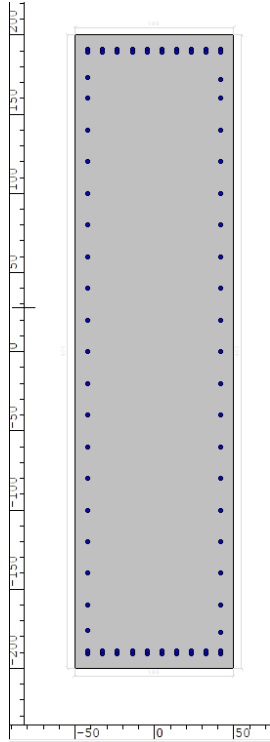
Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale



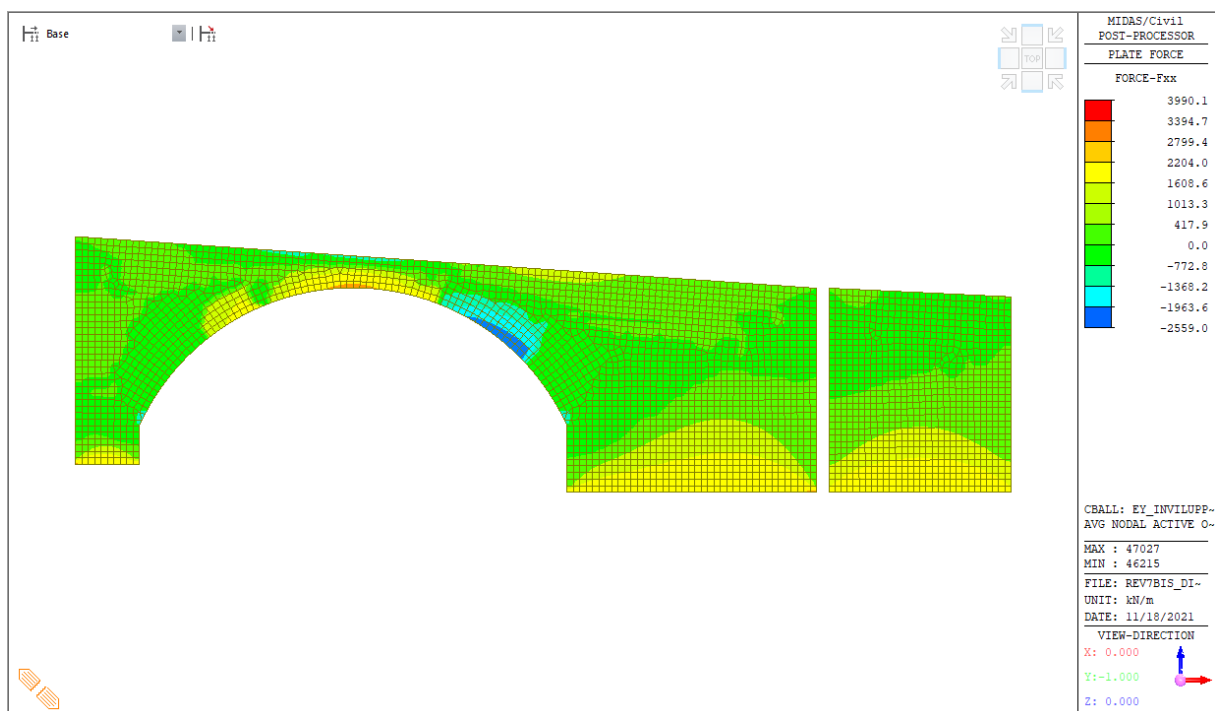
Verifica a pressoflessione - Sezione 3				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
414	-2321	$\phi 22 / 20$ cm	1160	2.80

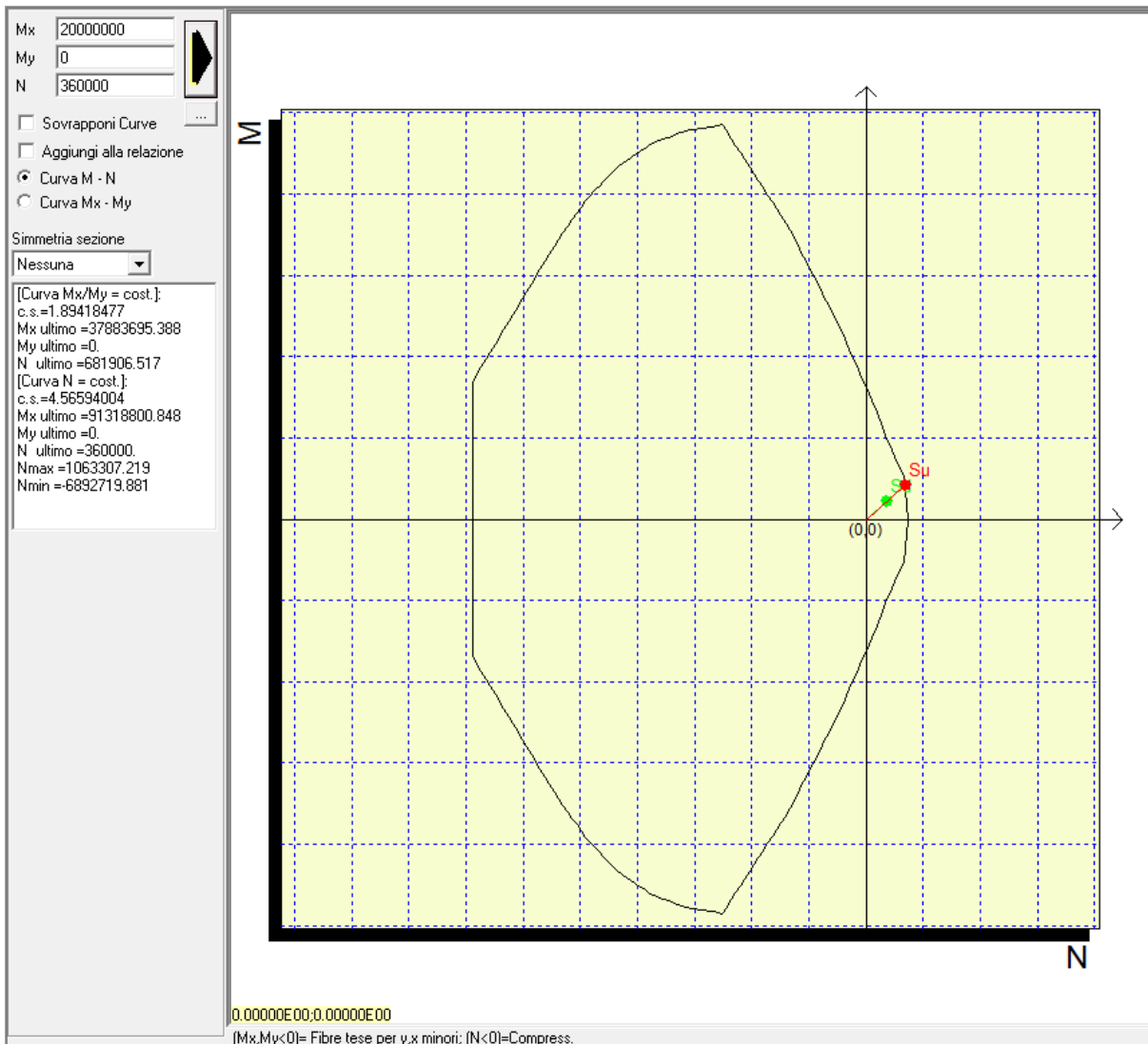
Verifica a flessione nel piano della piastra, in direzione X (longitudinale), armature secondarie e armature di forza:

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale



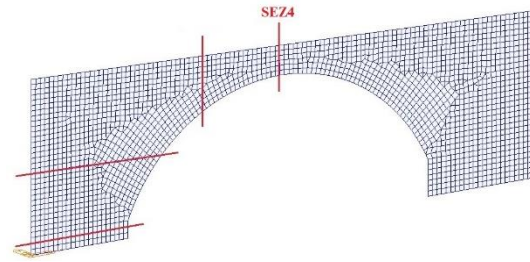
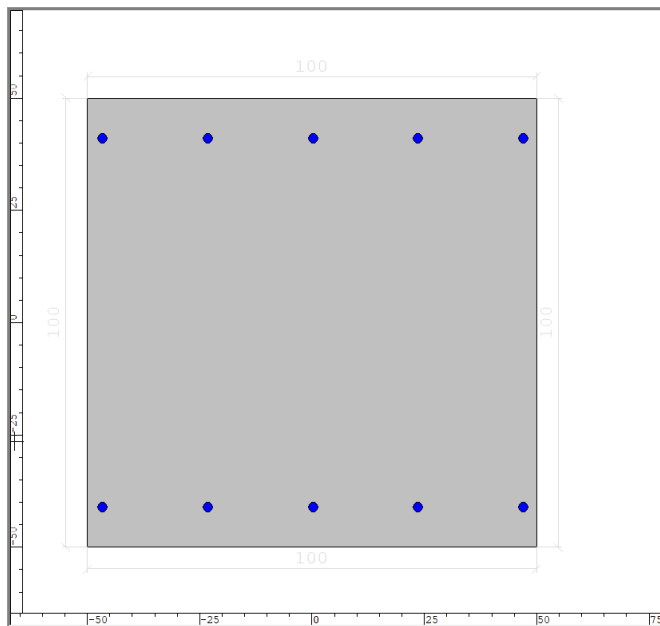


Verifica a pressoflessione - Sezione 3				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
1951	-3622	10+10 ϕ 22 superiore 10+10 ϕ 22 inferiore ϕ 22 / 20 cm laterale	3680	1.89

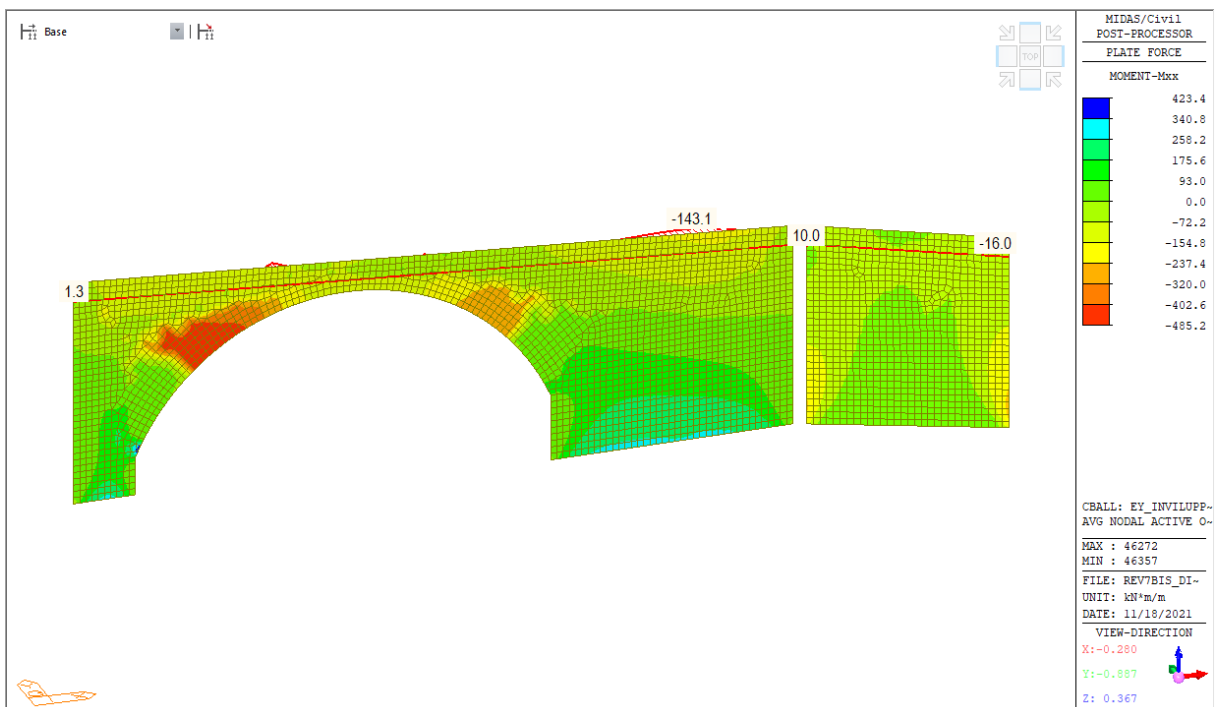
9.5.3.4 Sezione 4 - Verifiche

La verifica a flessione in direzione X (trasversale) relativa all'armatura secondaria si omette in quanto le sollecitazioni sono molto basse come si evince dalla mappatura riportate di seguito:

Copriferro in asse = 9 cm

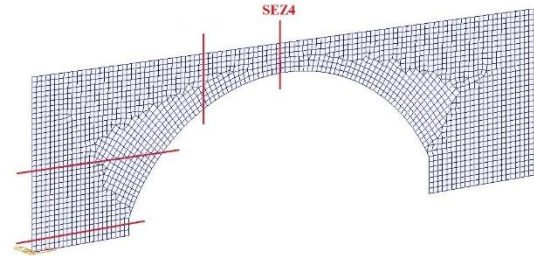
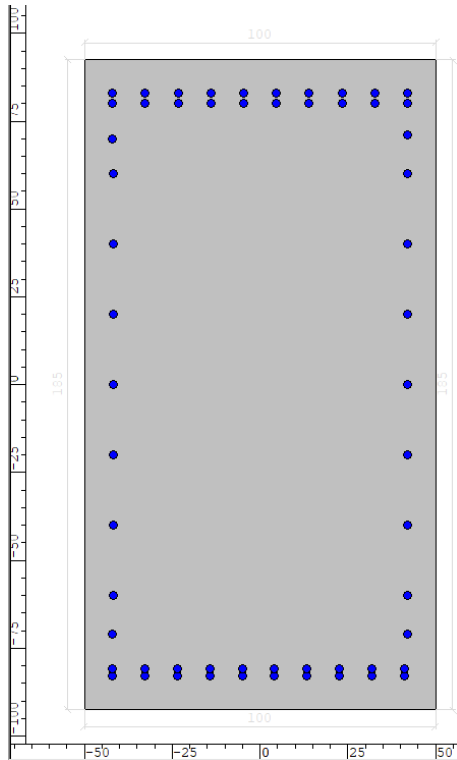


Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

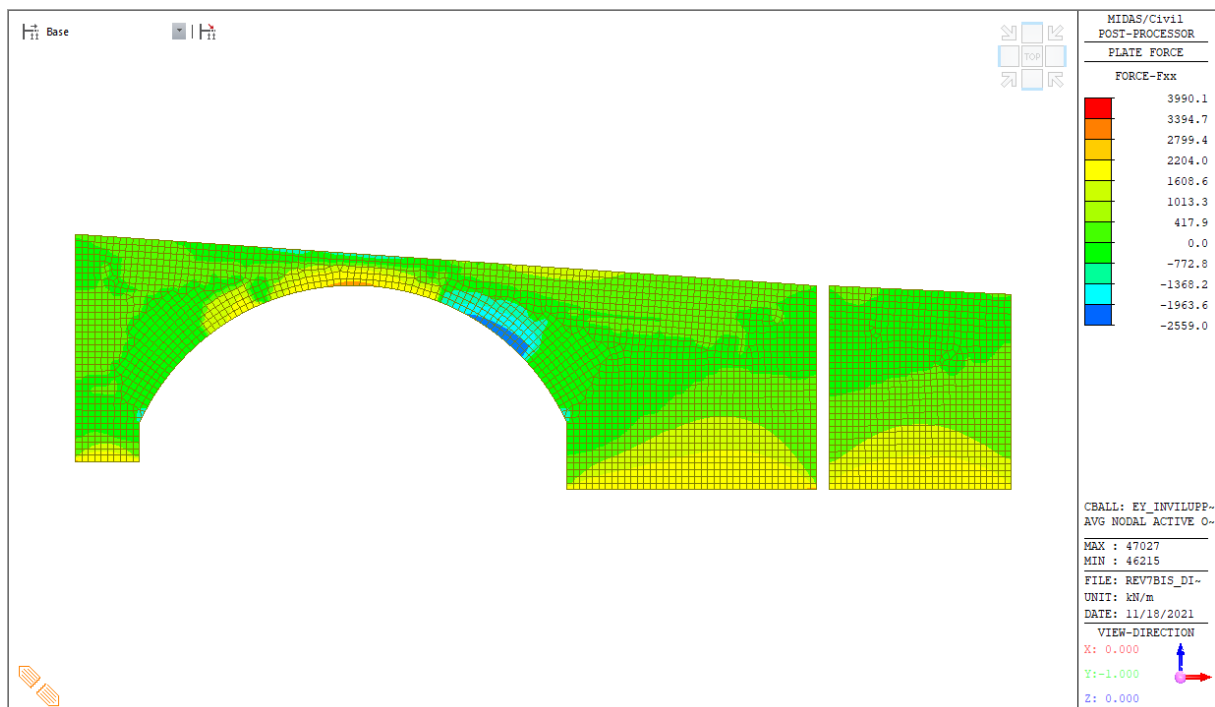


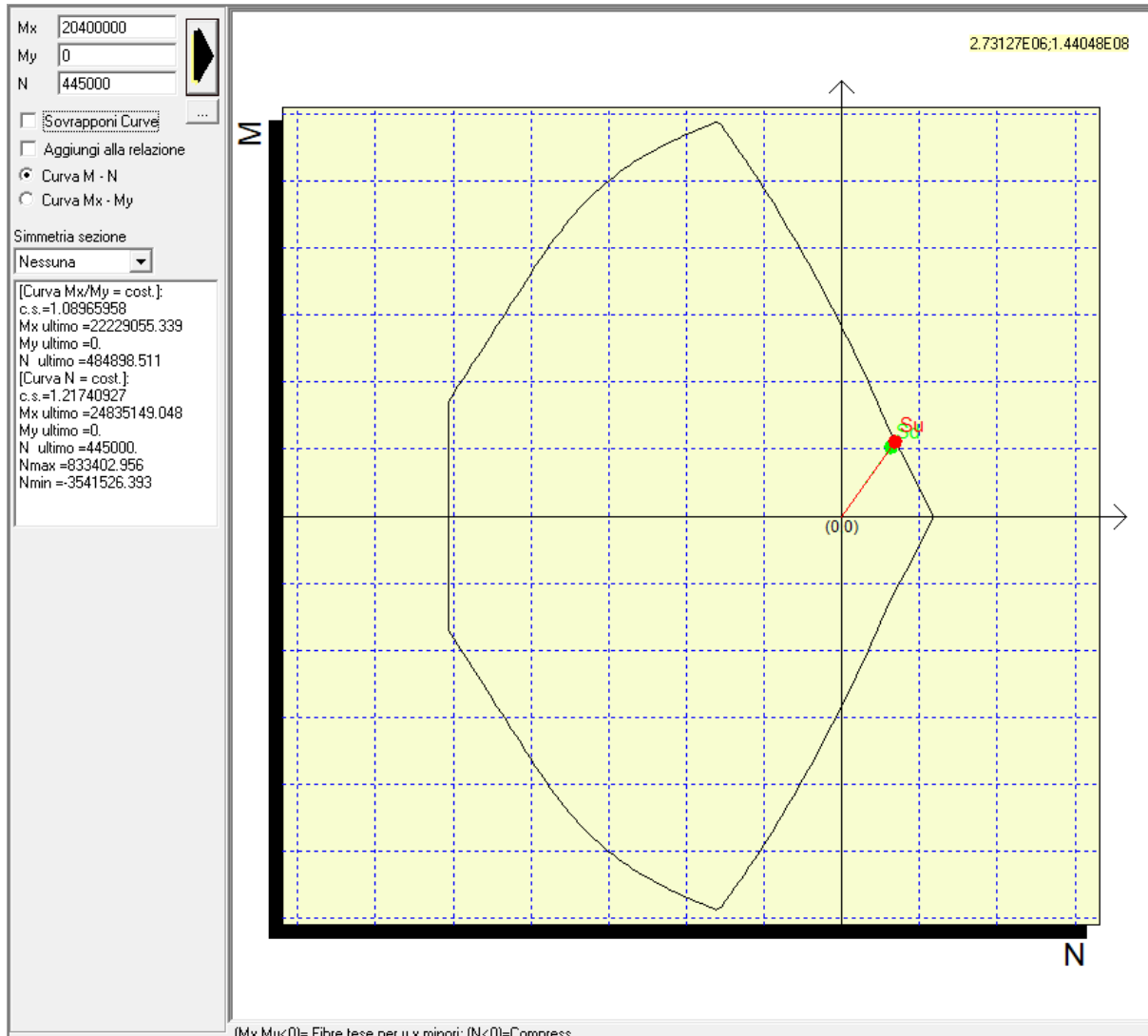
Verifica a flessione nel piano della piastra, in direzione X (longitudinale), armature di forza:

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir X Longitudinale





Verifica a pressoflessione - Sezione 4				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
2037	-4431	10+10 ϕ 22 superiore 10+10 ϕ 22 inferiore ϕ 22 / 20 cm laterale	2190	1.08

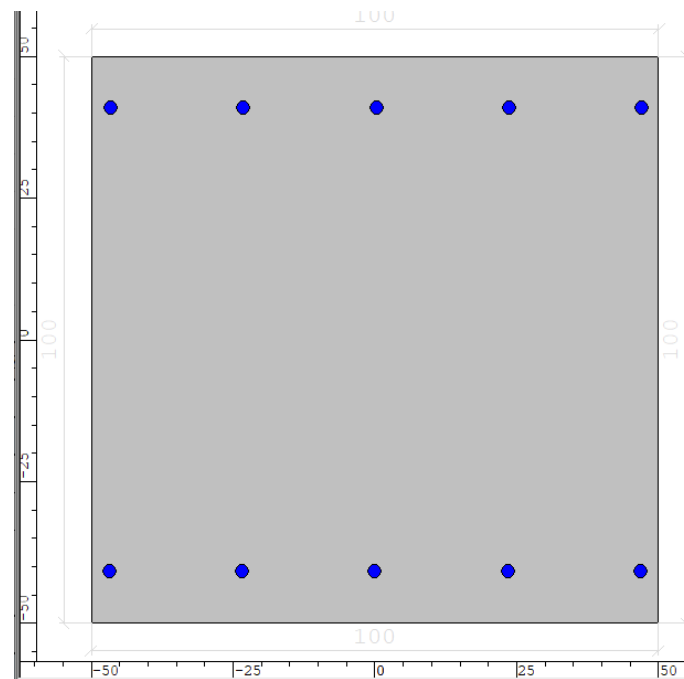
9.5.4 Verifiche strutturali pareti spalla SLU/SLV

Si riporta di seguito la verifica per le pareti della spalla.

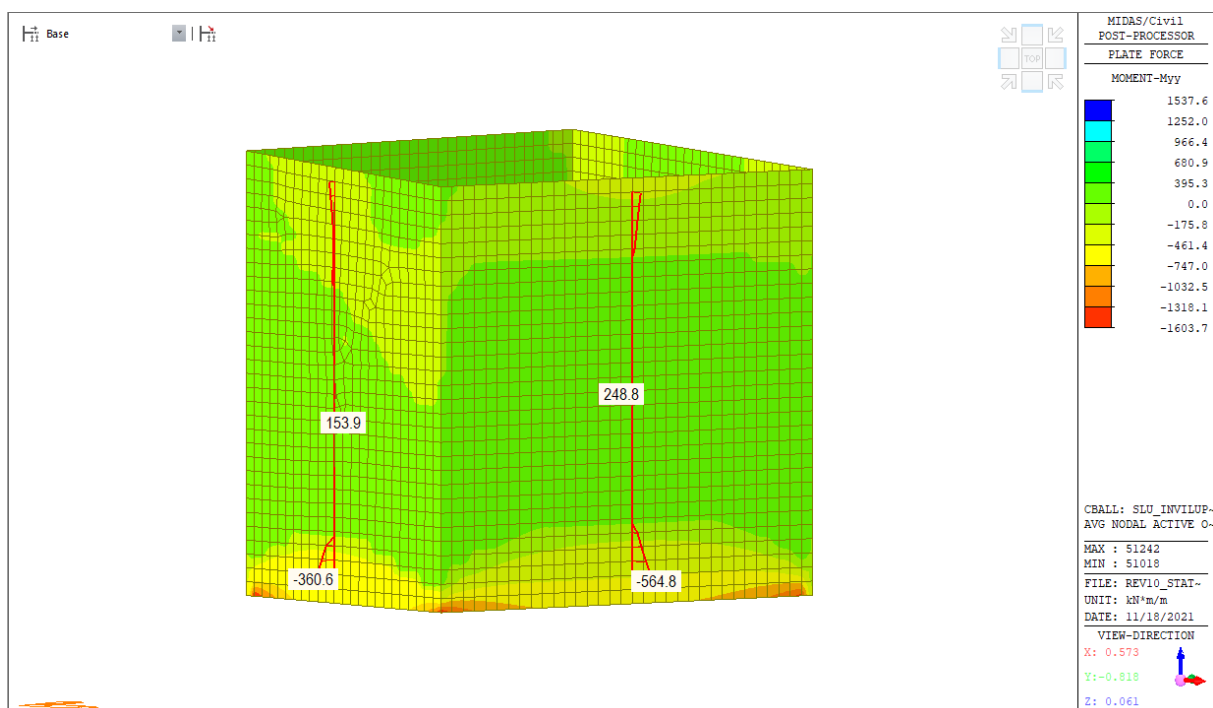
Si è considerato per il calcolo il massimo valore tra le sollecitazioni agenti allo SLU e SLV.

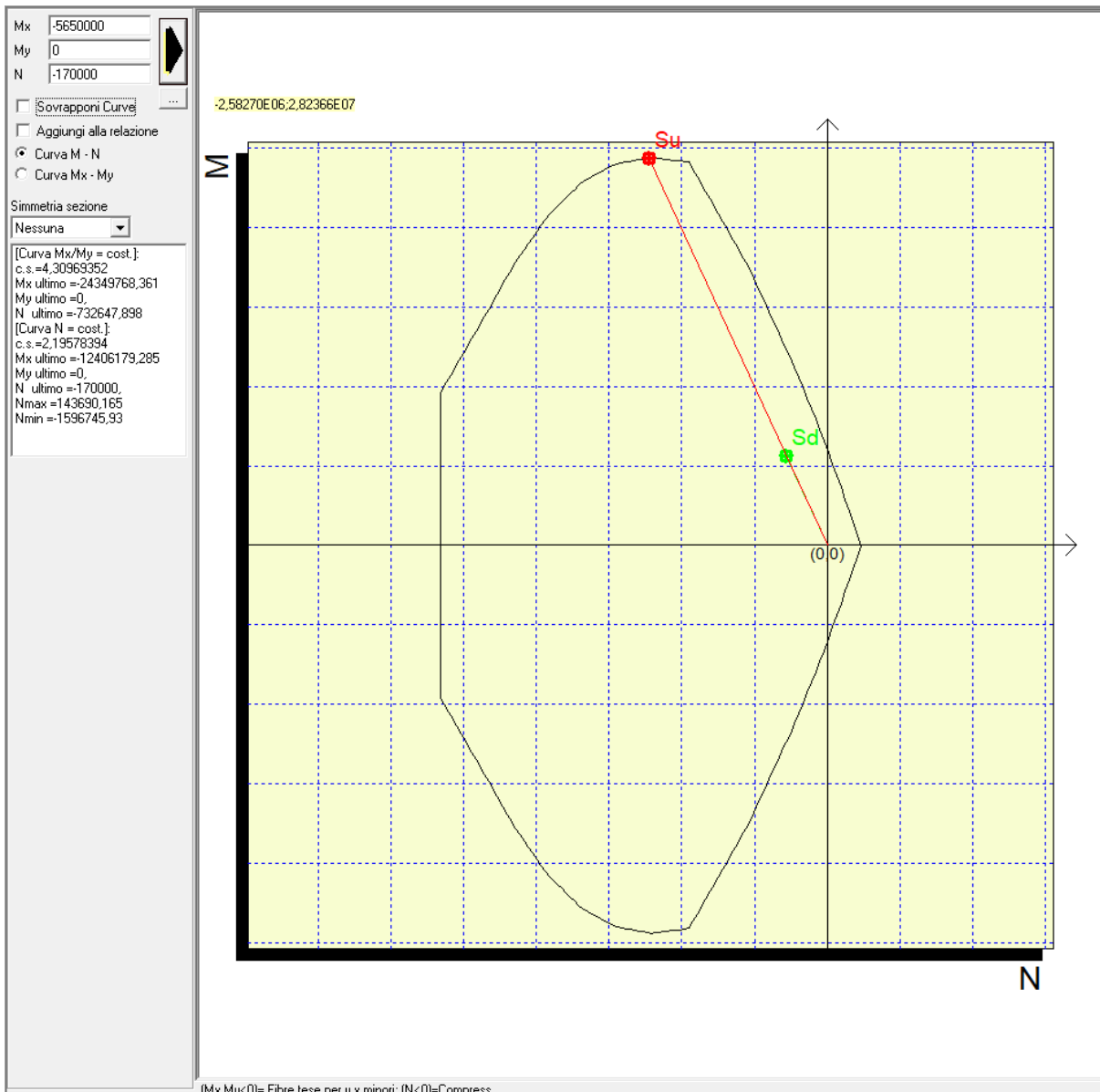
Verifica a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo SLU





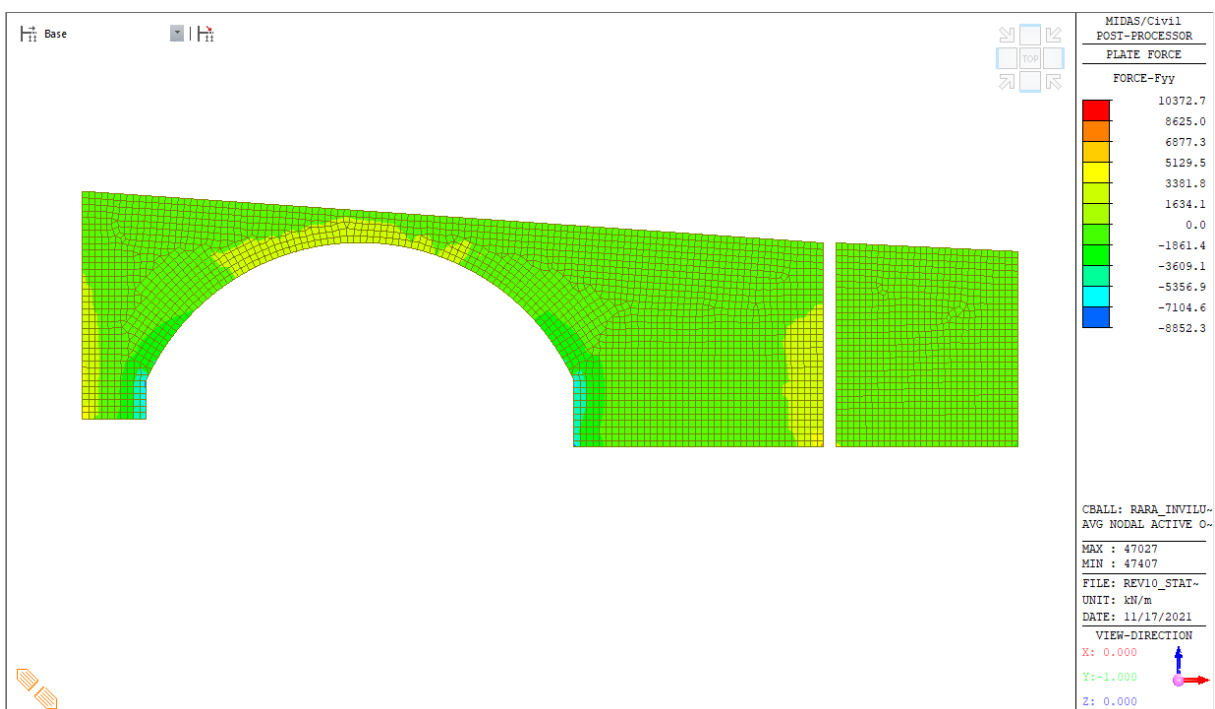
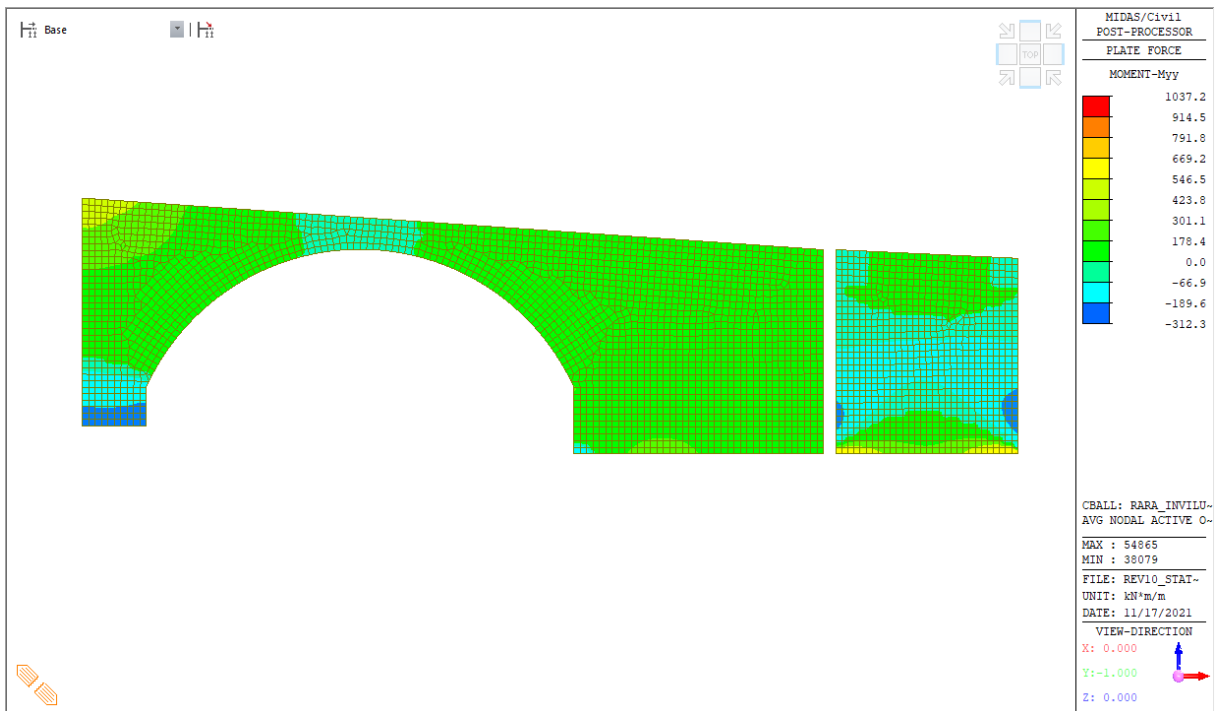
Verifica a pressoflessione				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[-]
565	-1700	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	1240	2.20

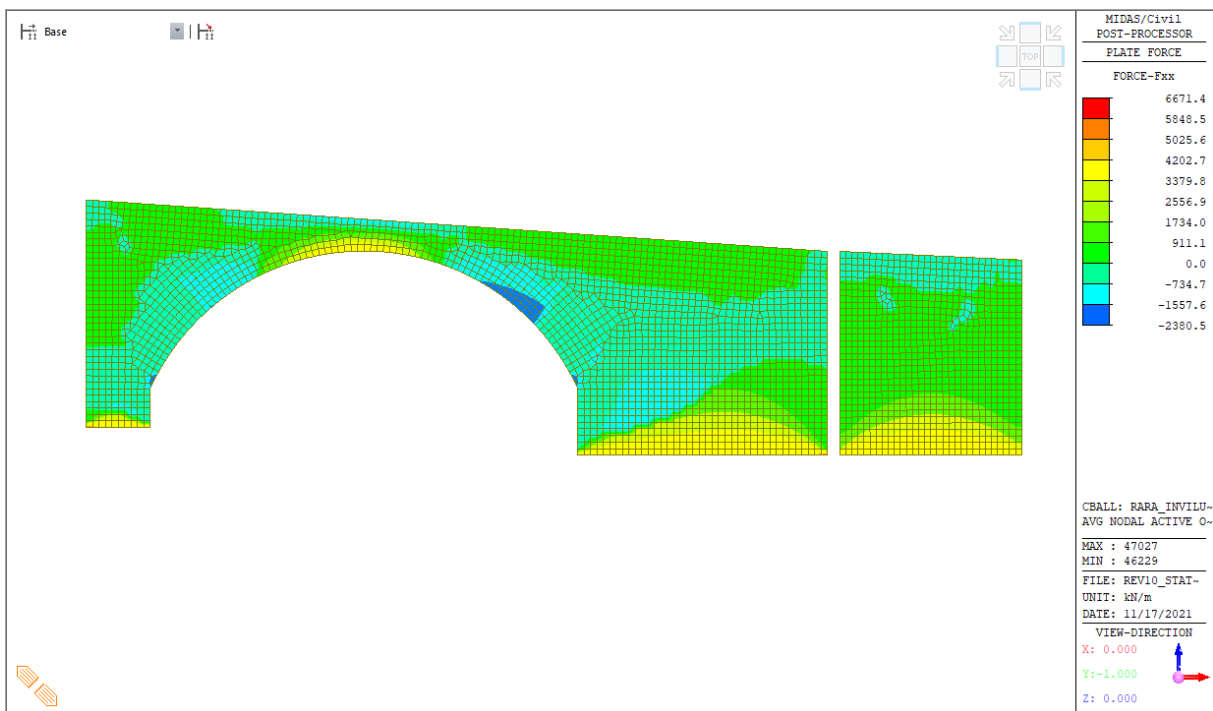
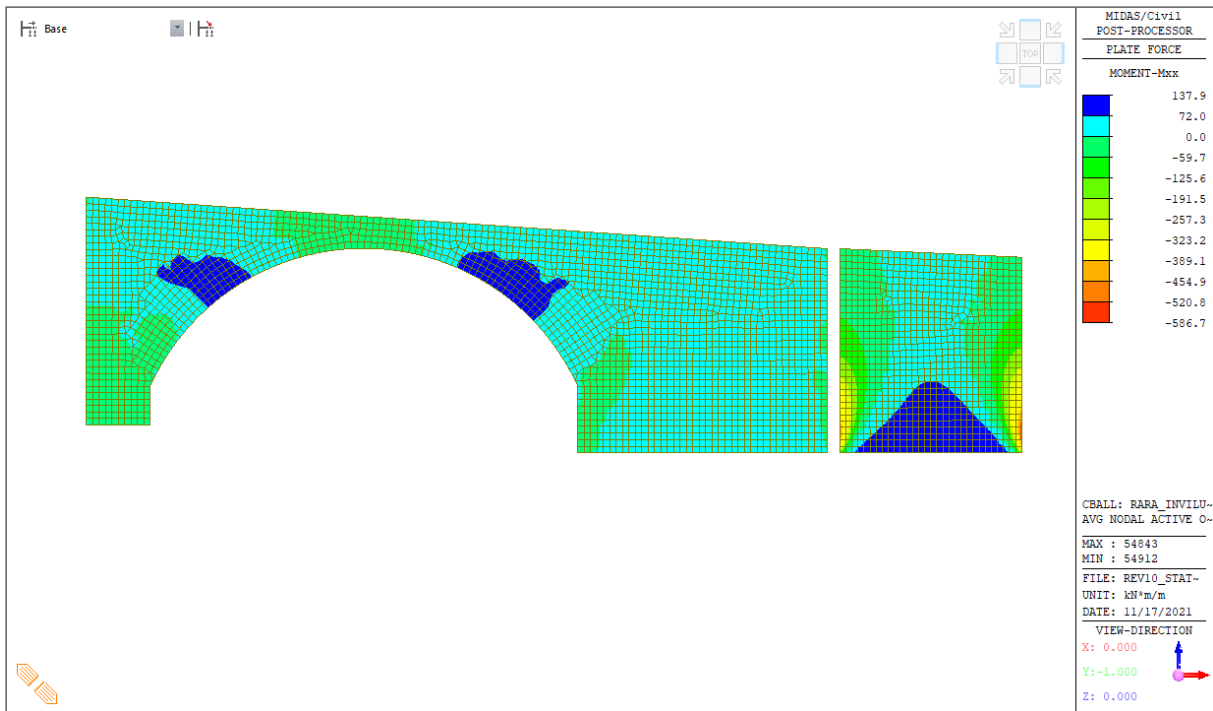
9.6 RISULTATI E VERIFICHE PARETI - SLE

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali.

9.6.1 SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara

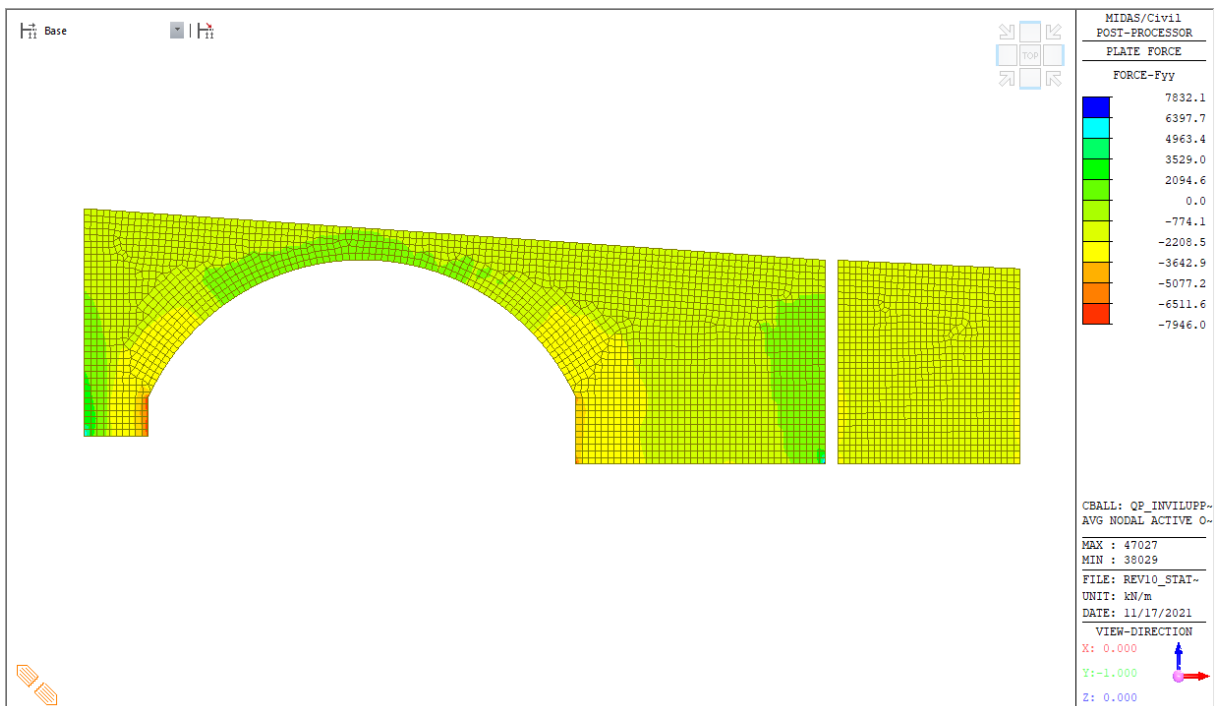
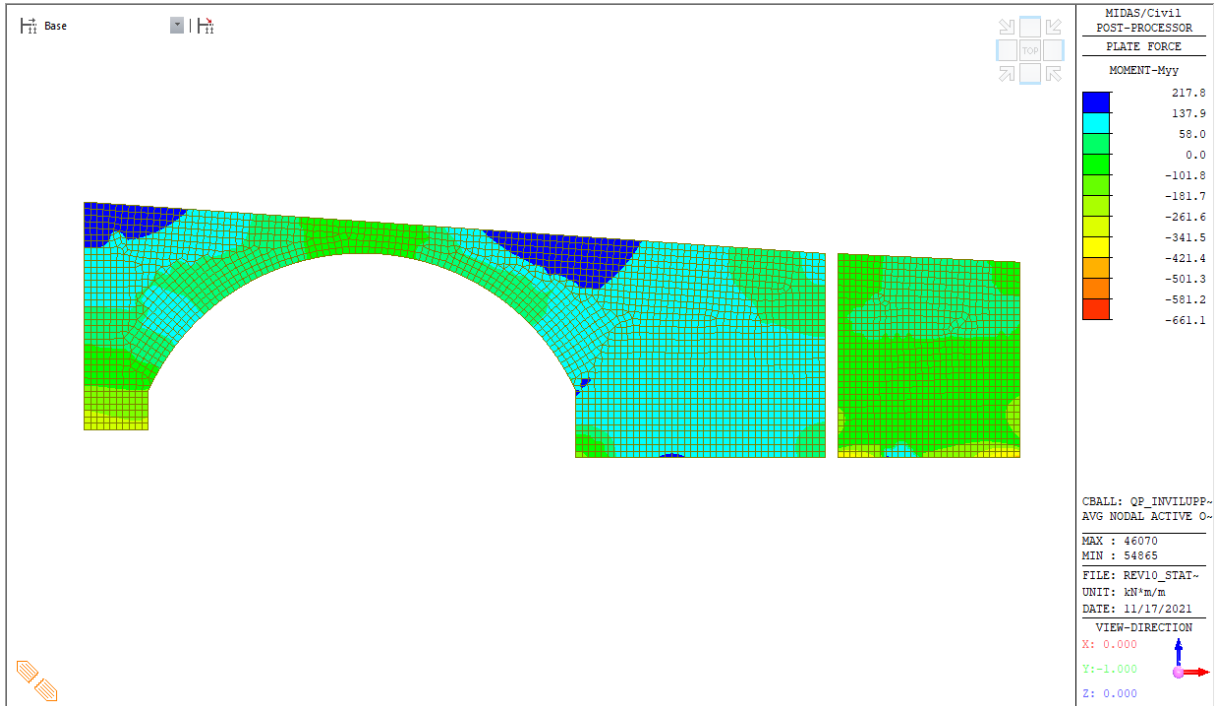
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando i massimi e minimi valori dall'involuppo delle combinazioni di carico.

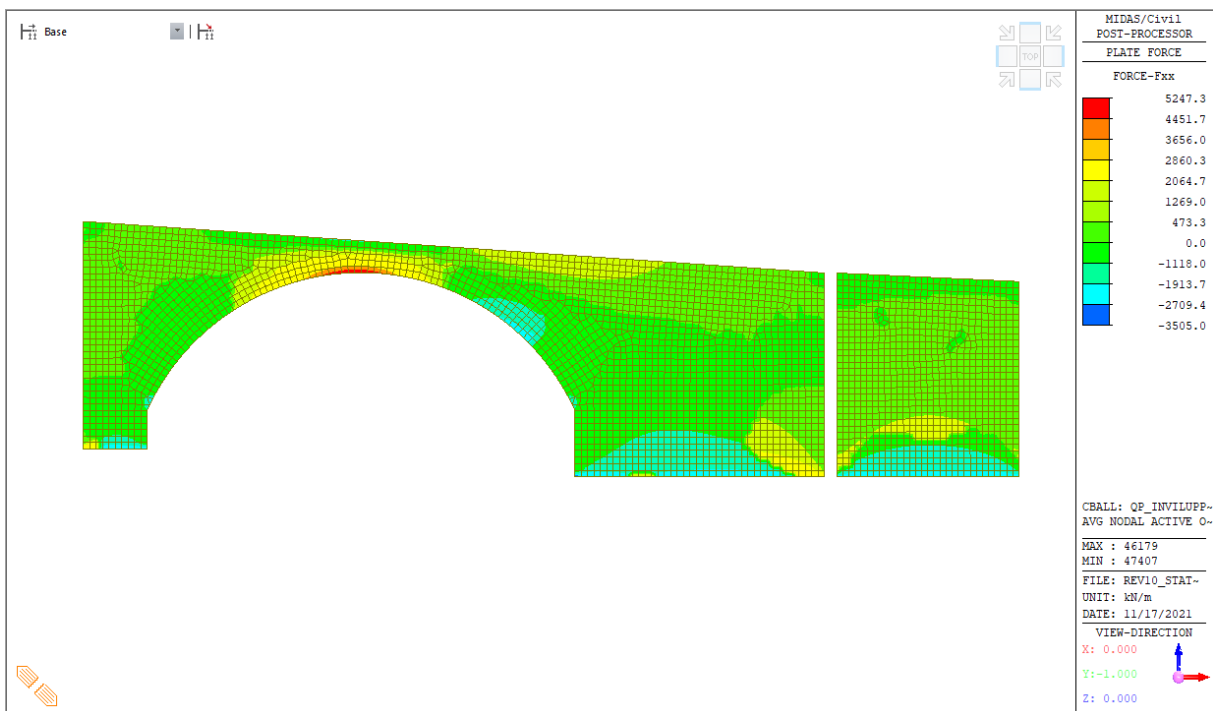
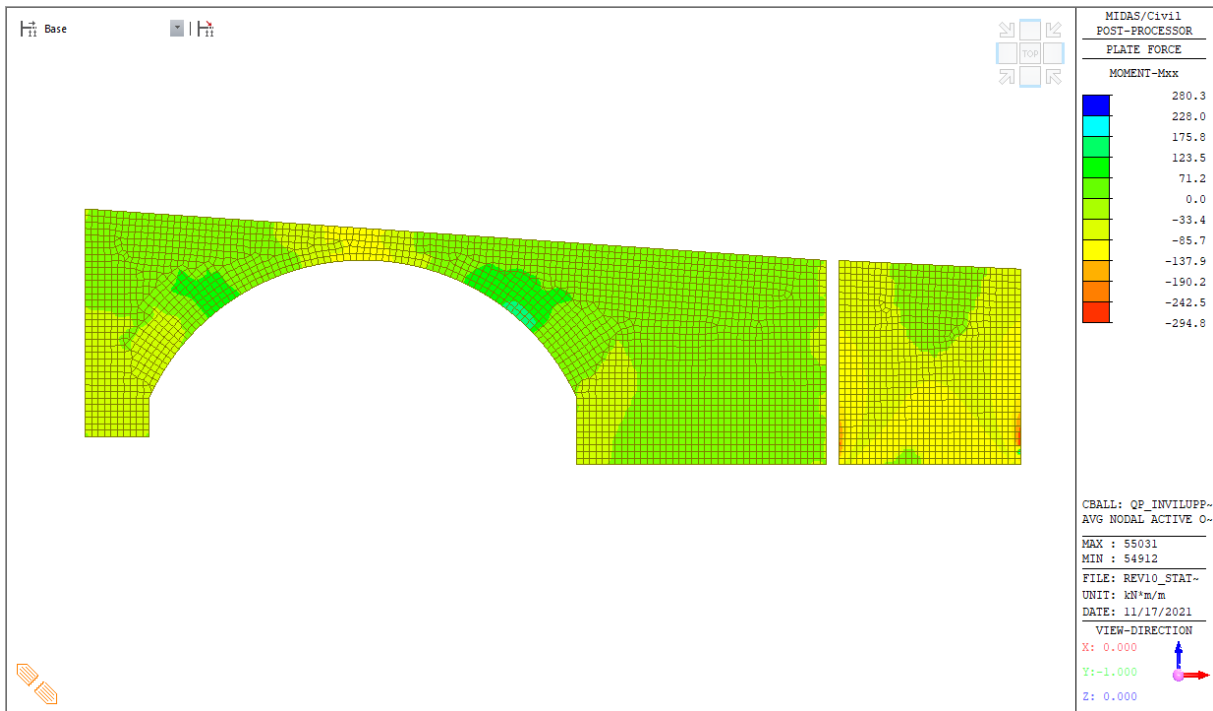




9.6.2 SLE – Sollecitazioni Combinazione QP

Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando i massimi e minimi valori dall'inviluppo delle combinazioni di carico.



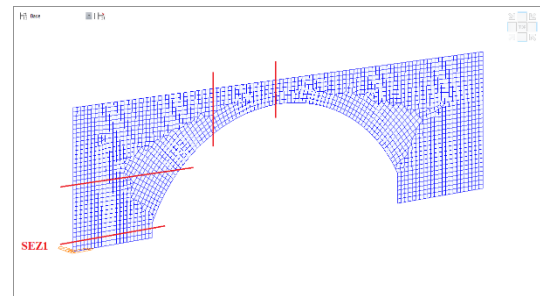
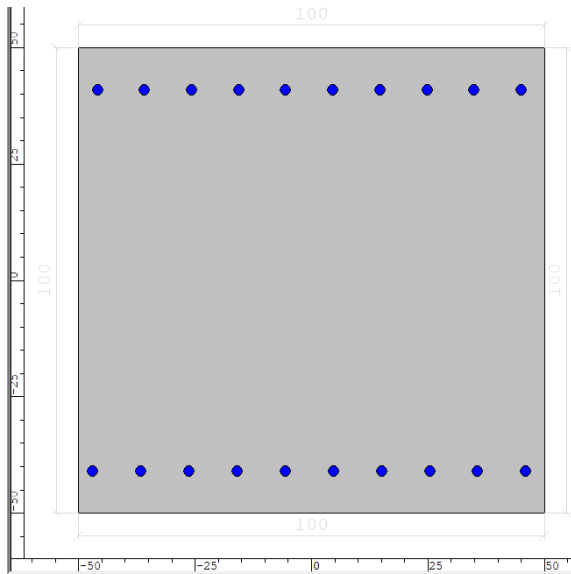


9.6.3 Verifiche strutturali SLE

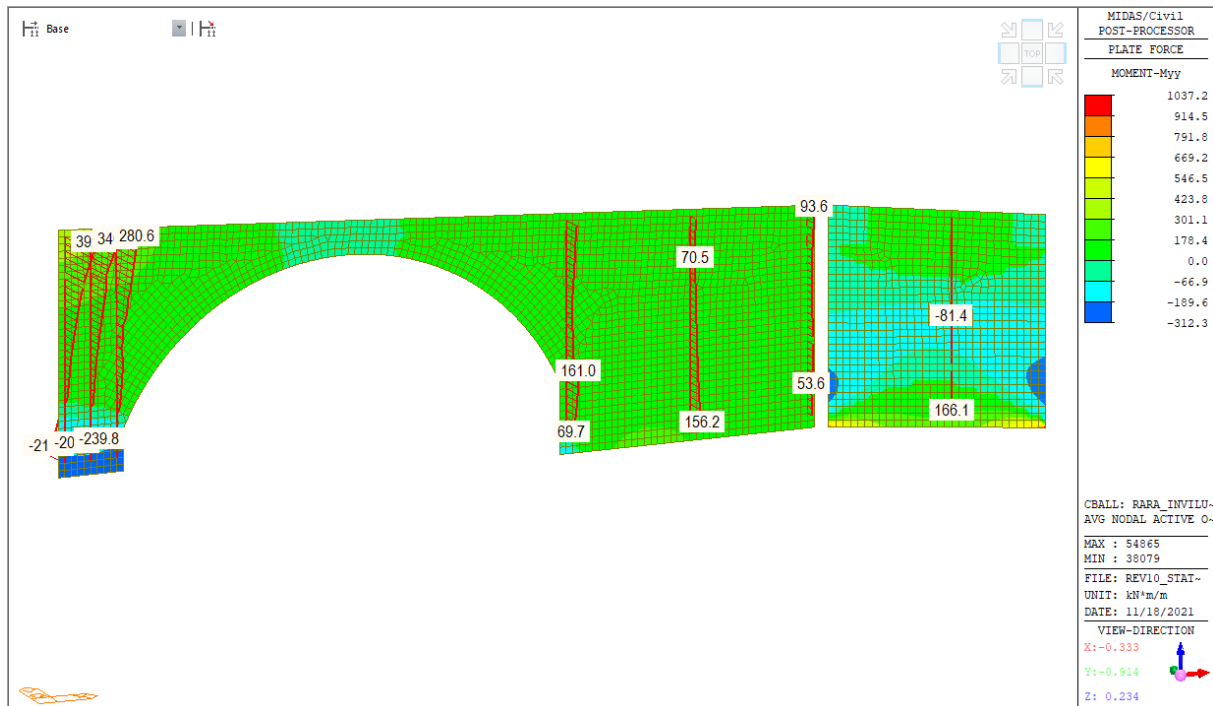
9.6.3.1 Sezione 1 - Verifiche

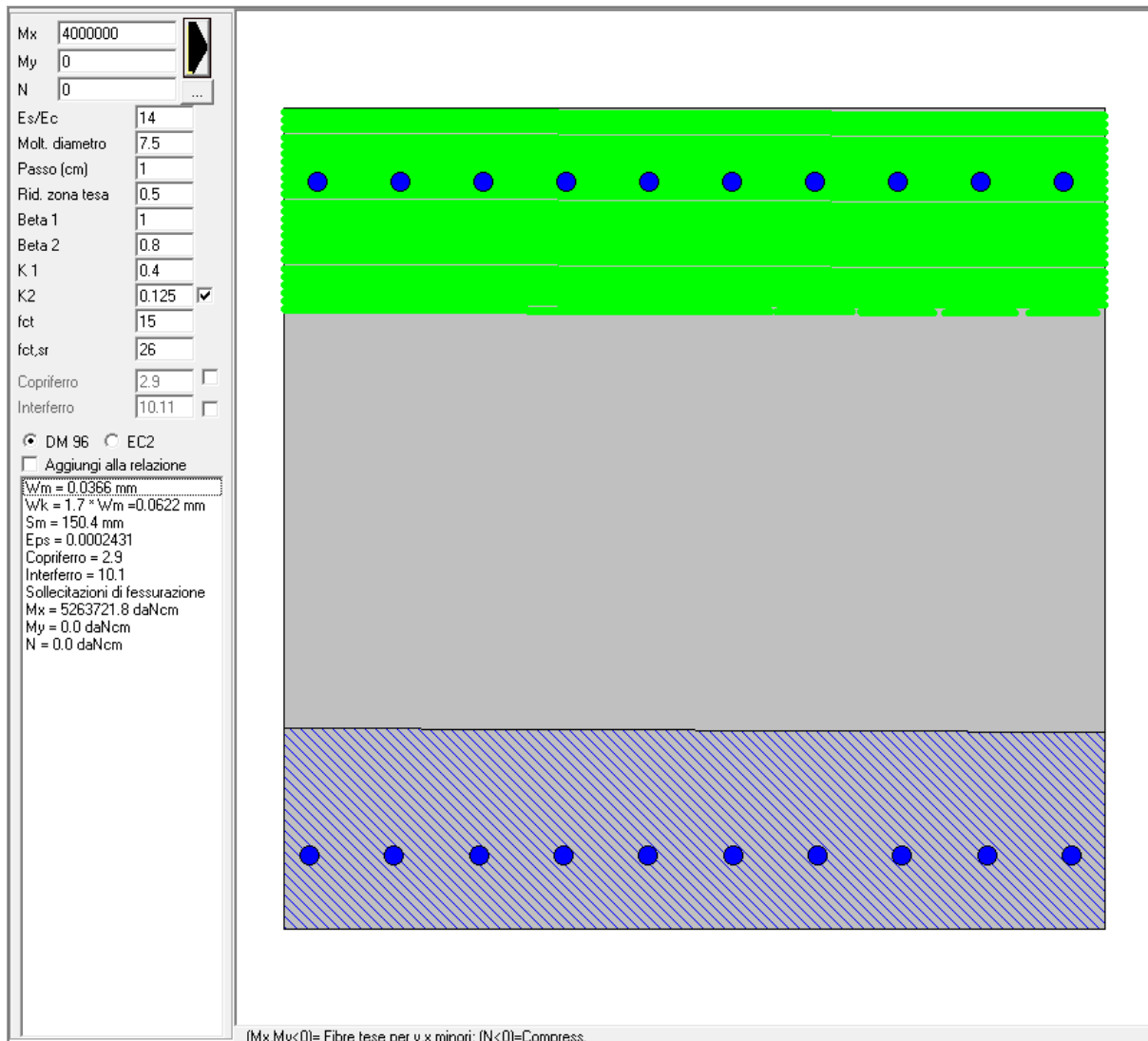
Verifica a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm

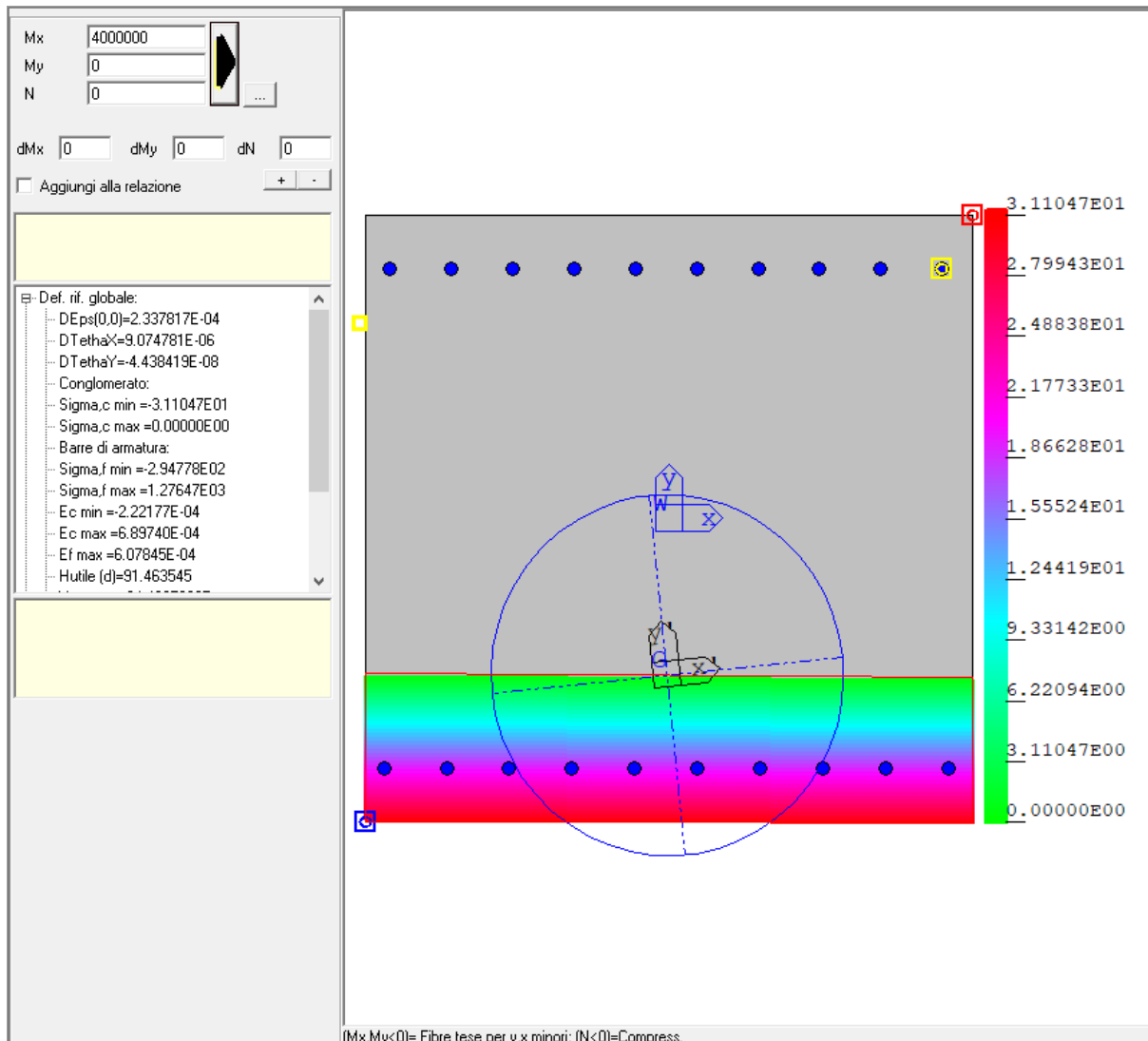


Combinazione: Inviluppo Rara





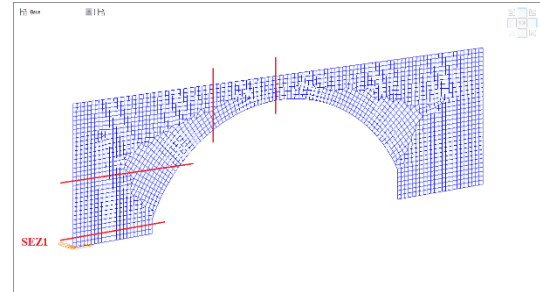
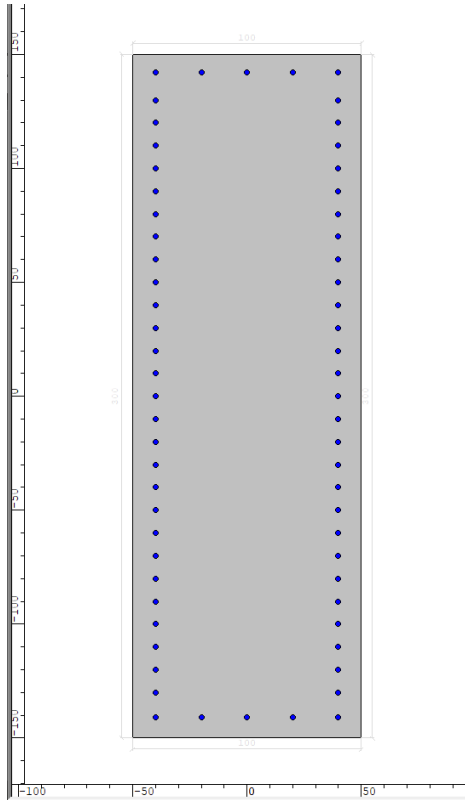
Verifica a fessurazione			
M _{Ed}	N _{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[kNm]	[-]	[mm]
400	0	10φ22 superiore 10φ22 inferiore	0.06



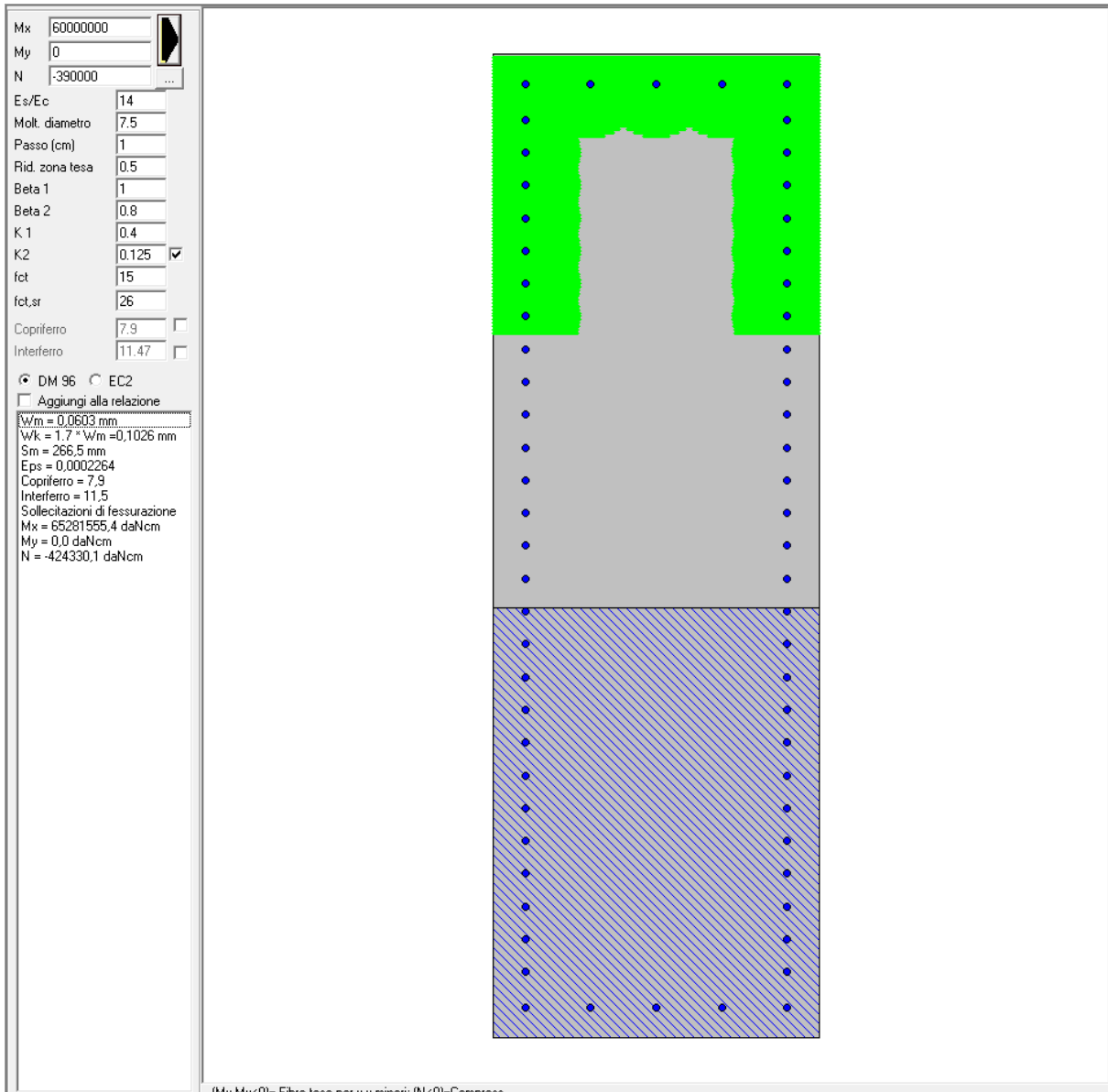
Verifica stato tensionale				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
400	0	10φ22 superiore 10φ22 inferiore	3.1	127

La verifica a flessione nel piano della piastra, in direzione X (longitudinale), armature di forza:

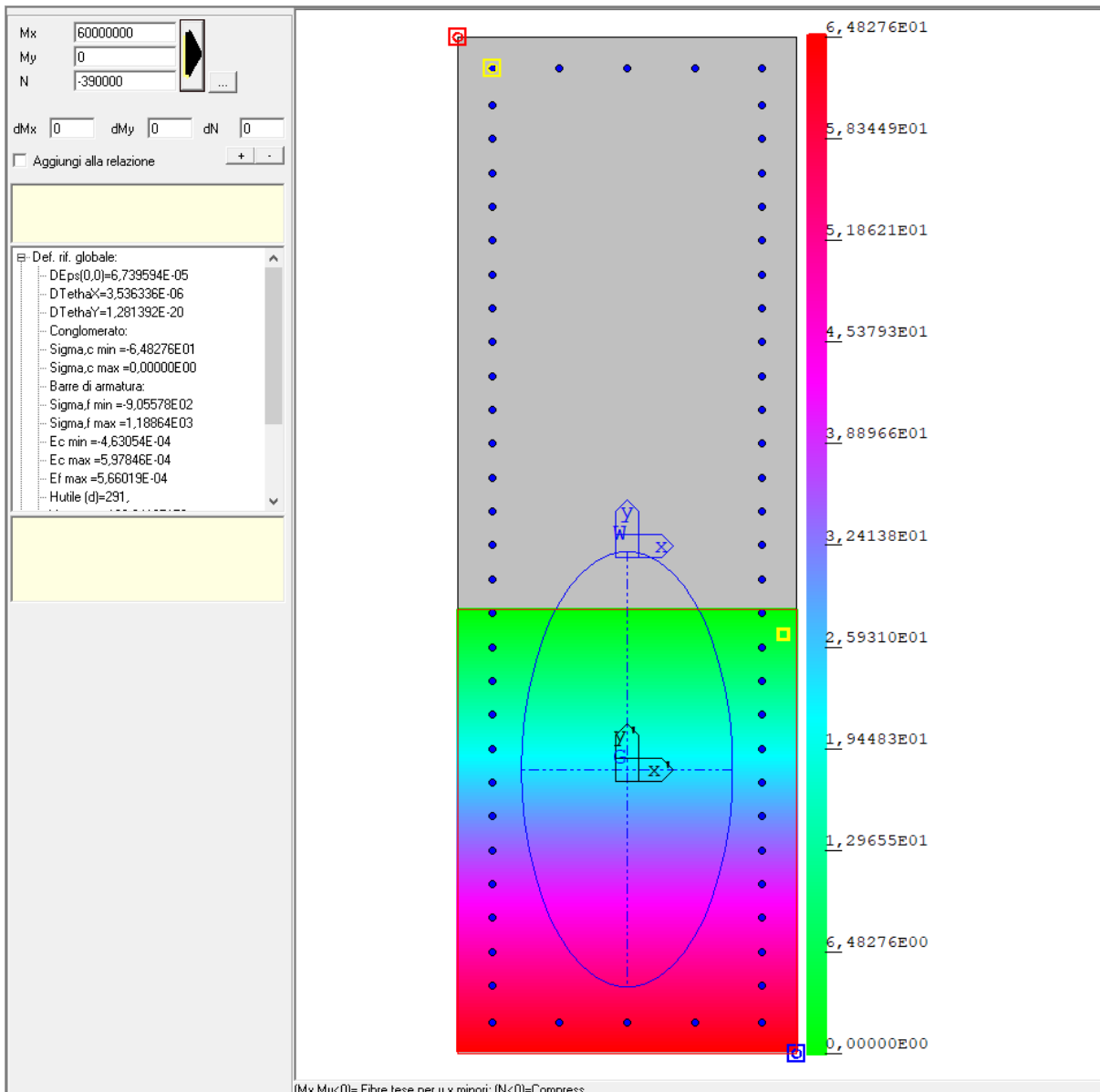
Copriferro in asse = 9 cm




Combinazione: Involuppo Rara



Verifica a fessurazione			
M _{Ed}	N _{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[kNm]	[-]	[mm]
5940	-3982	φ22 / 10 cm	0.10



Verifica stato tensionale				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
5940	-3982	$\phi 22 / 10 \text{ cm}$	6.5	119

	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
NW08 - Viadotto ad archi Relazione di calcolo campata E/F	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00005	REV. A	FOGLIO 242 di 254

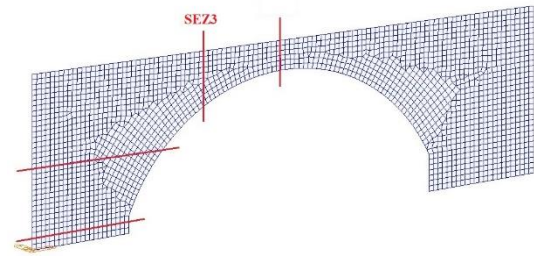
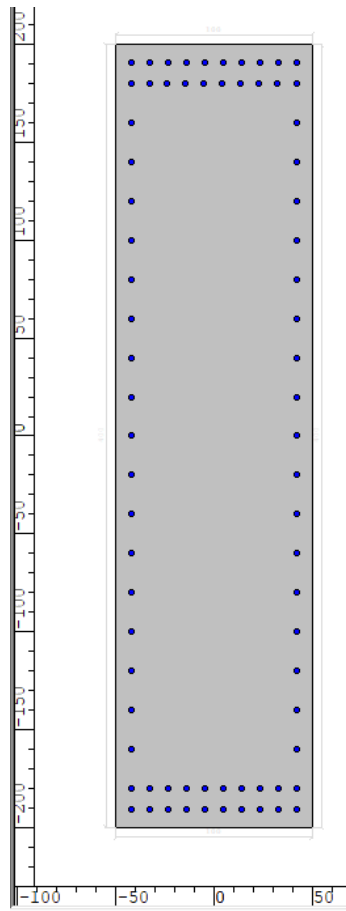
9.6.3.2 Sezione 2 - Verifiche

Per la verifica a flessione in direzione Y (trasversale) dell'armatura armatura di forza e per la verifica a flessione nel piano della piastra si rimanda alla sezione 1, in quanto per la sezione 2 le sollecitazioni sono molto minori.

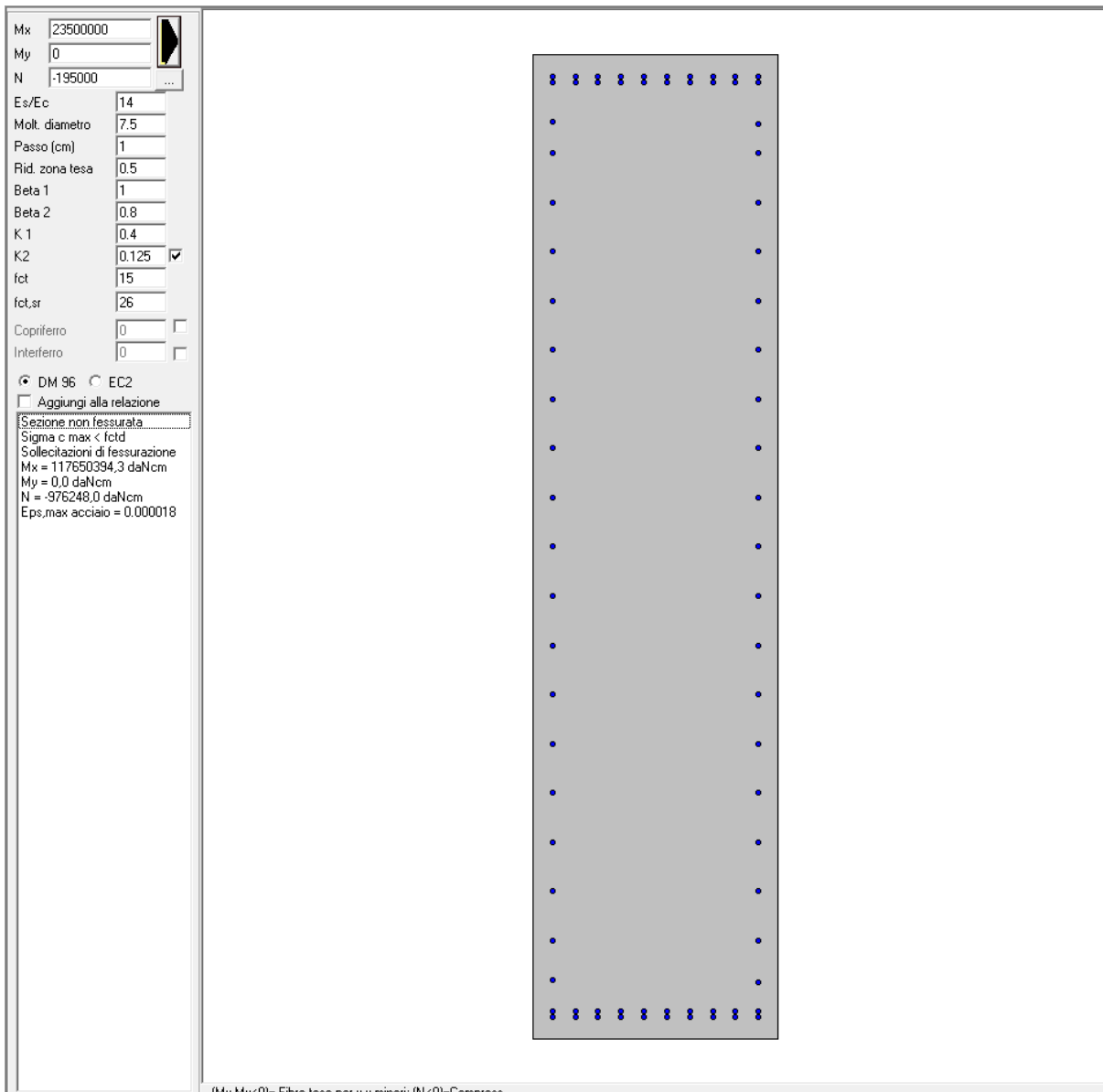
9.6.3.3 Sezione 3 - Verifiche

Verifica a flessione in direzione X (longitudinale), armatura secondaria, flessione nel piano della piastra:

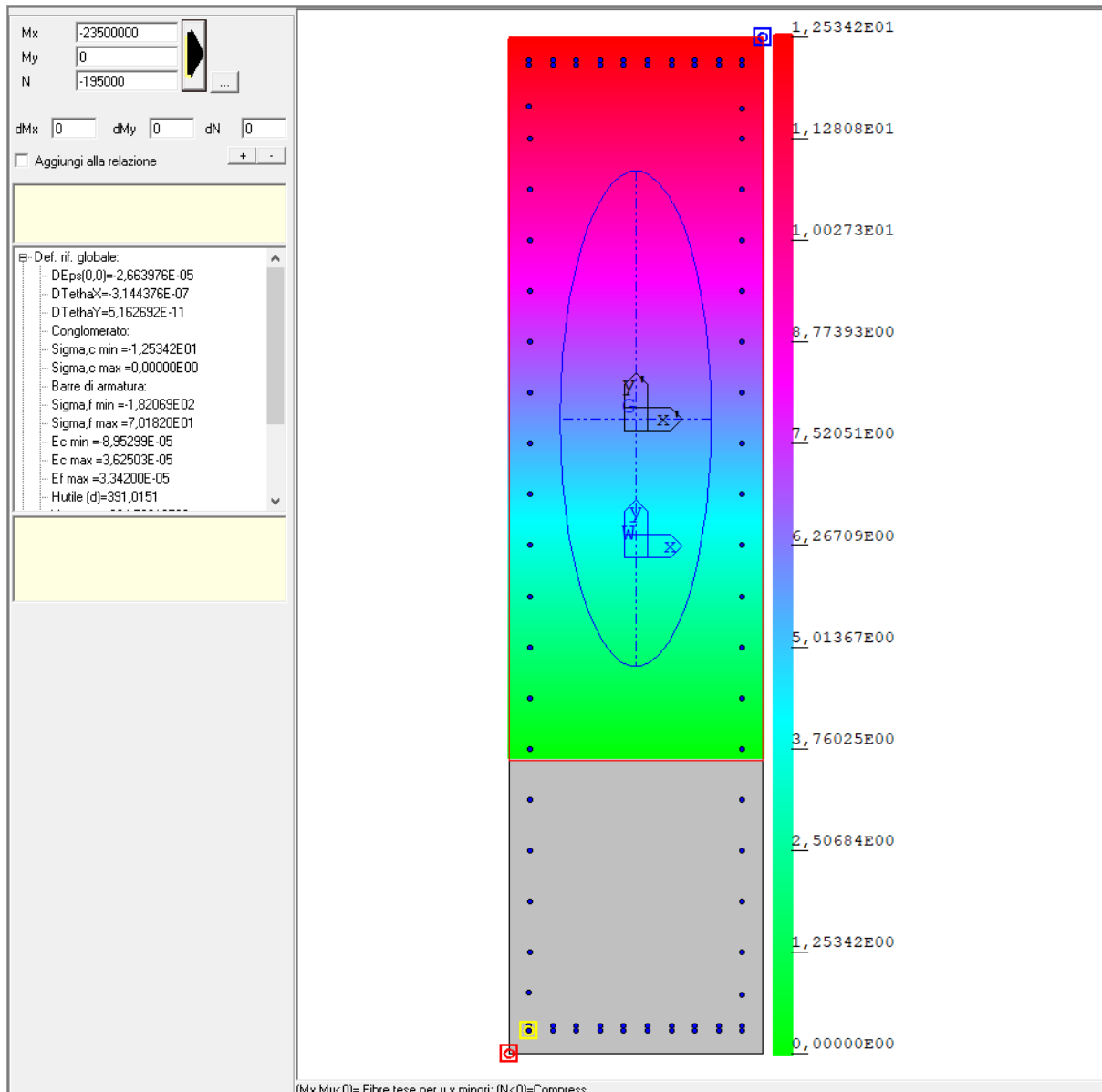
Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Inviluppo Rara



Verifica a fessurazione			
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[kNm]	[-]	[mm]
2350	-1950	$\phi 22$ passo 20	0.00

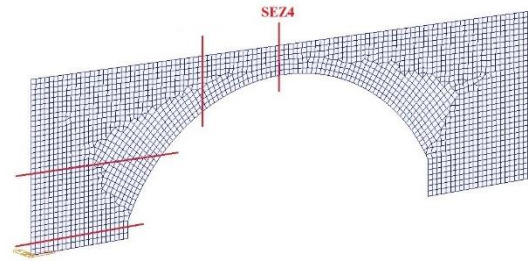
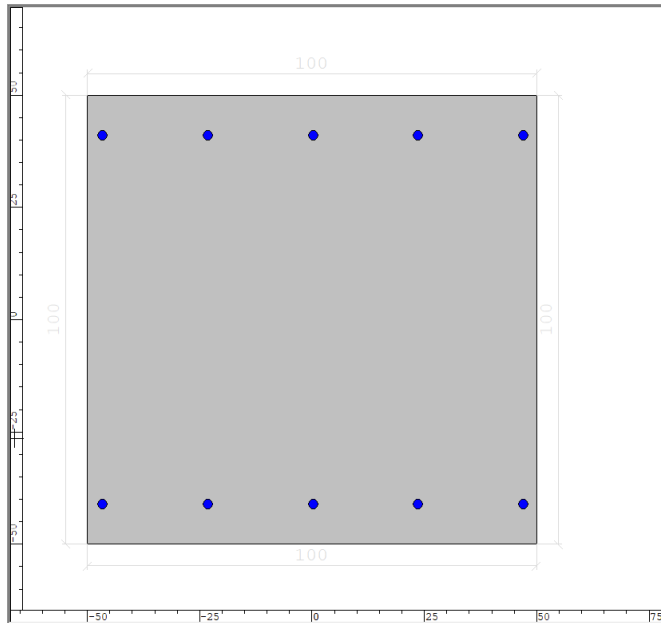


Verifica stato tensionale				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
2350	-1950	$\phi 22$ passo 20	1.2	18.2

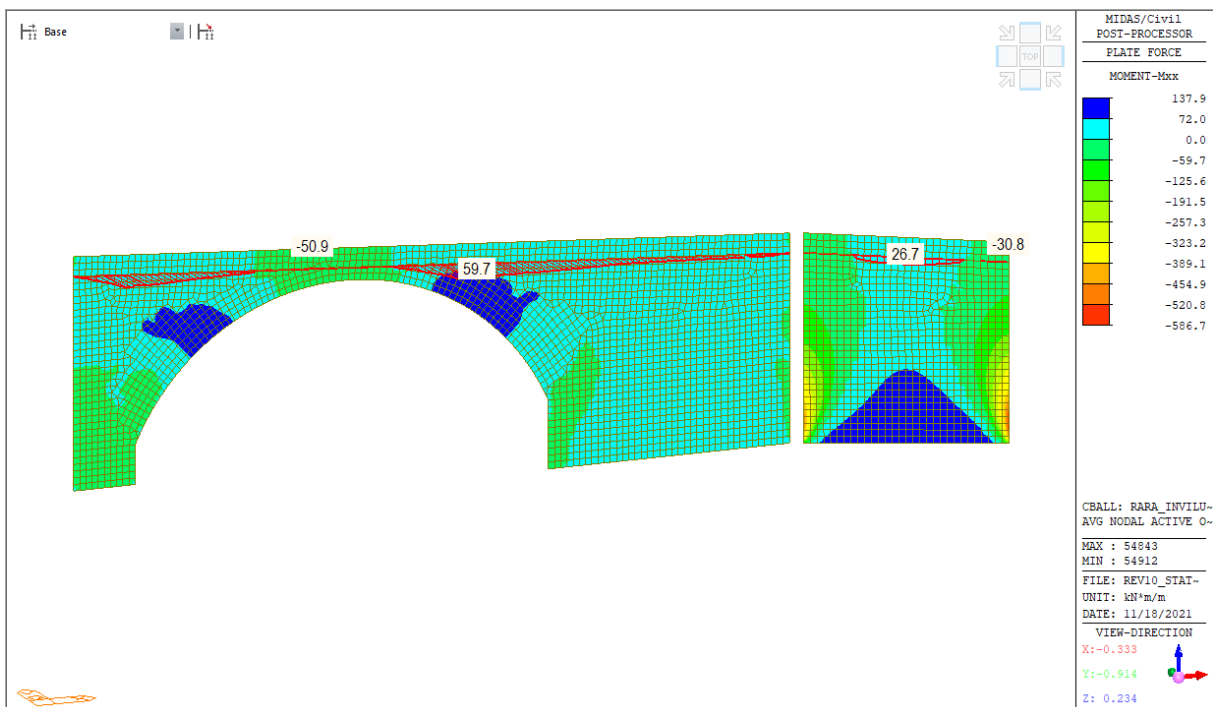
9.6.3.4 Sezione 4 - Verifiche

La verifica a flessione in direzione X (trasversale) relativa all'armatura secondaria si omette in quanto le sollecitazioni sono molto basse come si evince dalla mappatura riportate di seguito:

Copriferro in asse = 9 cm

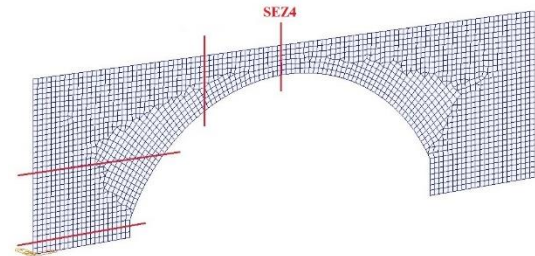
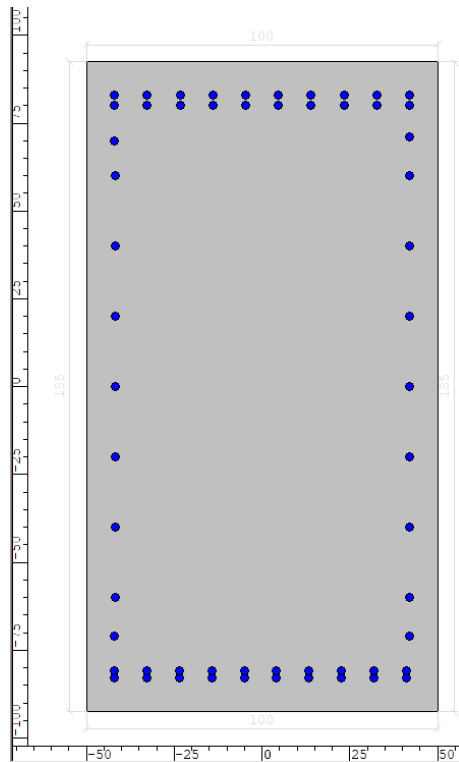


Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

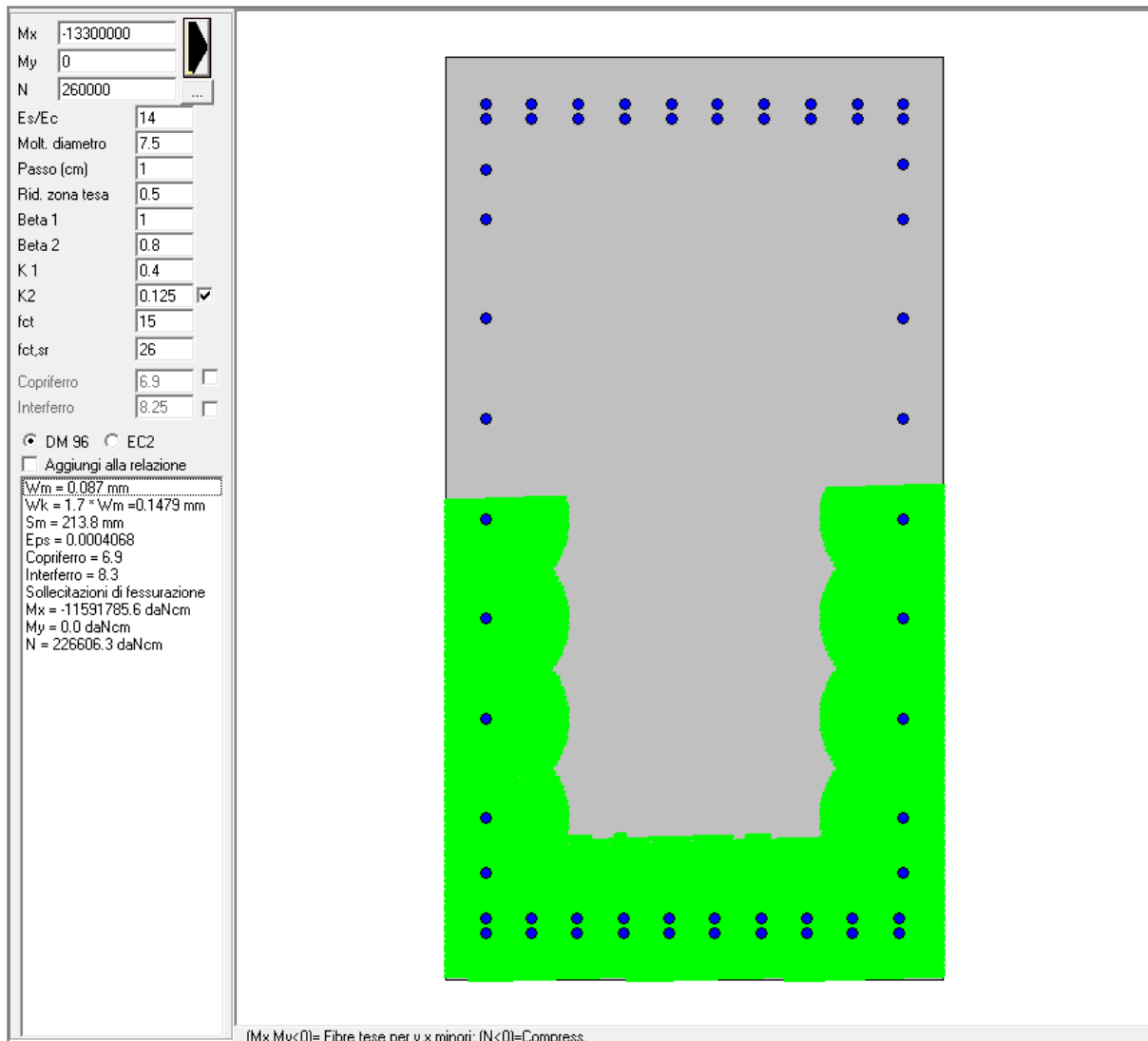


Verifica a flessione nel piano della piastra, in direzione X (longitudinale):

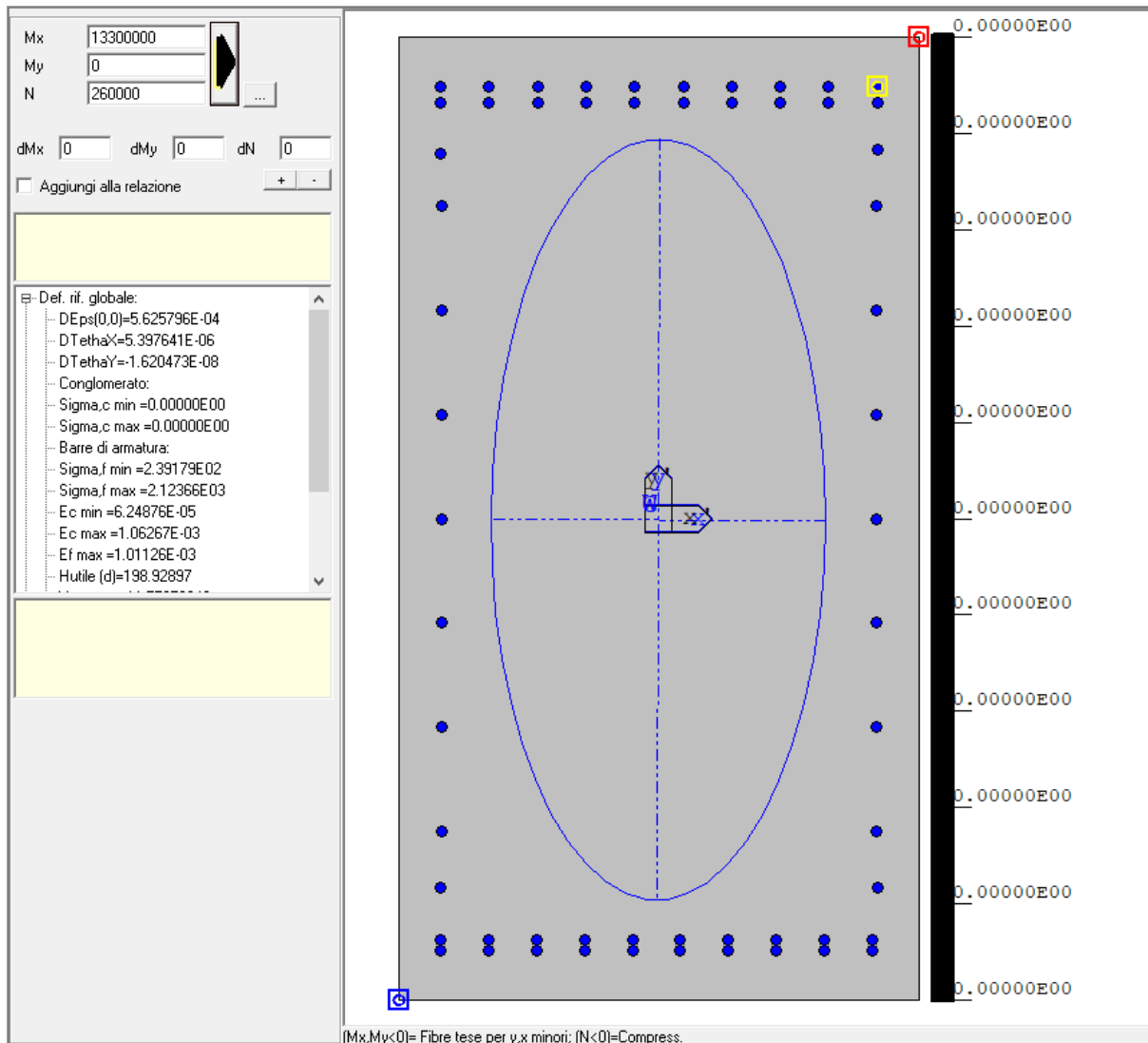
Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Rara



Verifica a fessurazione			
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[kNm]	[-]	[mm]
1326	2561	10+10φ22 superiore 10+10φ22 inferiore φ22 / 20 cm laterale	0.15



Verifica stato tensionale				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1326	2561	10+10 ϕ 22 superiore 10+10 ϕ 22 inferiore ϕ 22 / 20 cm laterale	-	240

Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

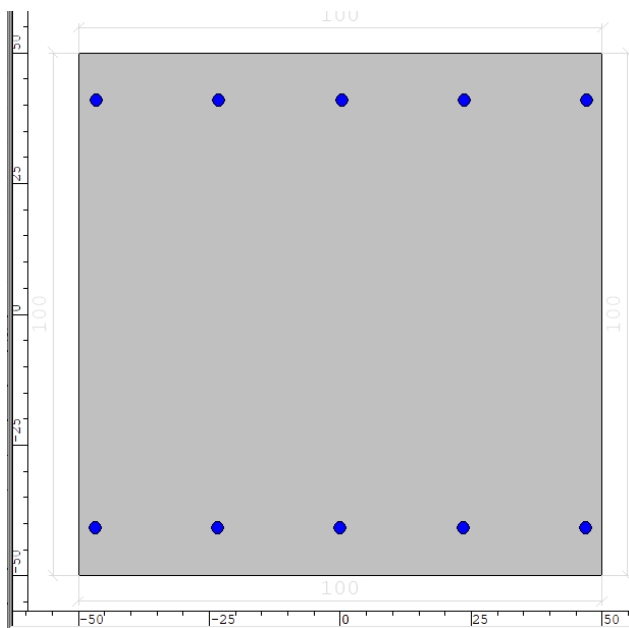
9.6.4 Verifiche strutturali pareti spalla SLE

Si riporta di seguito la verifica per le pareti della spalla.

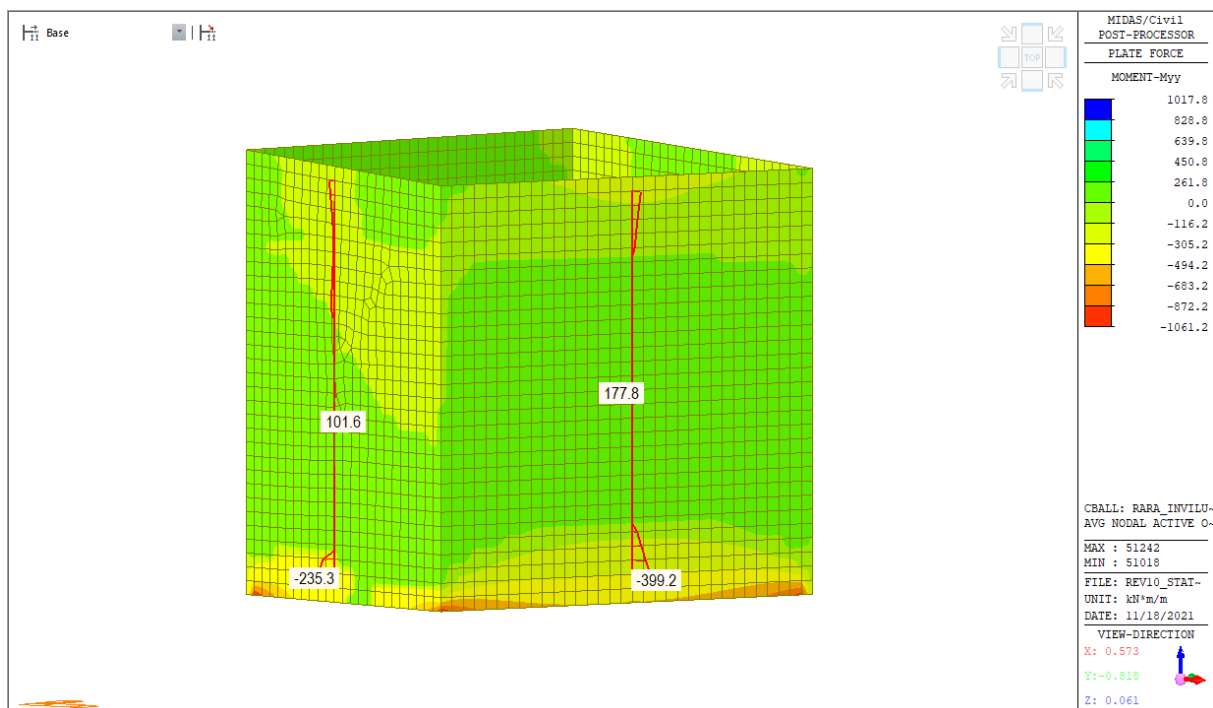
Si è considerato per il calcolo il massimo valore tra le sollecitazioni agenti allo SLE.

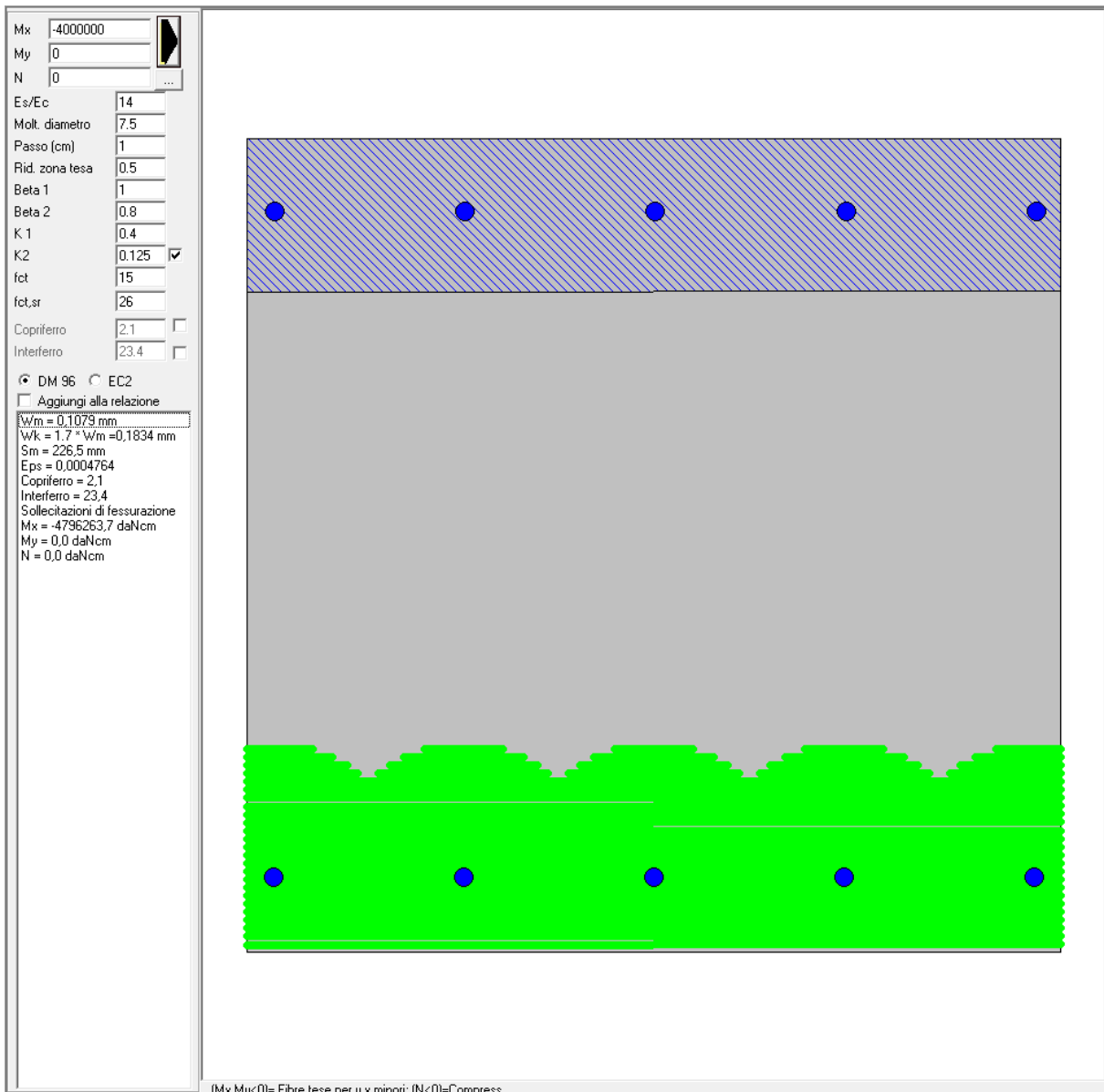
Verifica a flessione in direzione Y (trasversale), armatura di forza:

Copriferro in asse = 9 cm

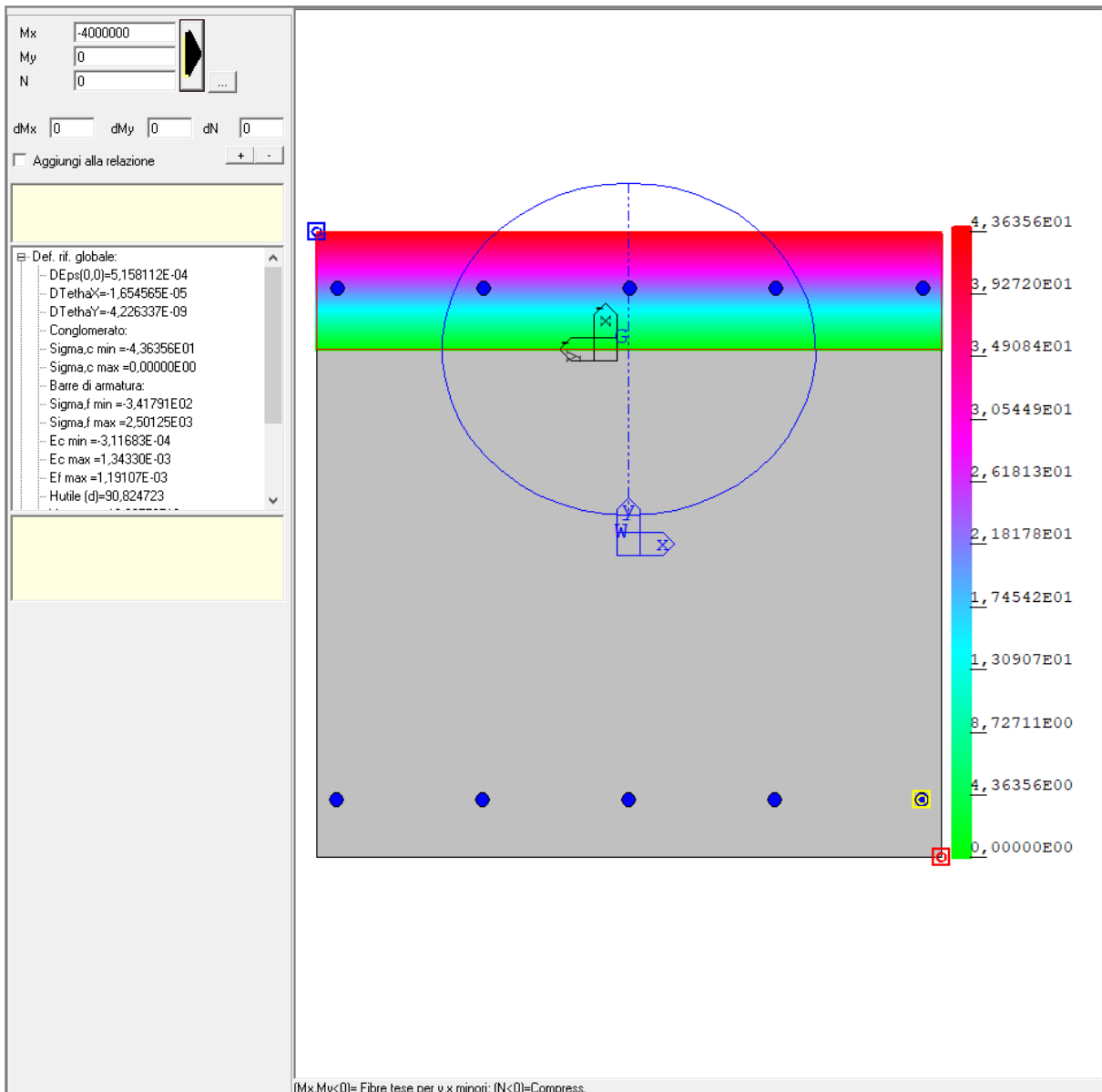


Combinazione: Inviluppo Rara





Verifica a fessurazione			
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	W
[kNm]	[kNm]	[-]	[mm]
400	0	5 $\phi 22$ superiore 5 $\phi 22$ inferiore	0.18



Verifica stato tensionale				
M_{Ed}	N_{Ed}	Armatura	σ_c	σ_s
[kNm]	[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
400	0	5 ϕ 22 superiore 5 ϕ 22 inferiore	4.4	250

Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

9.7 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

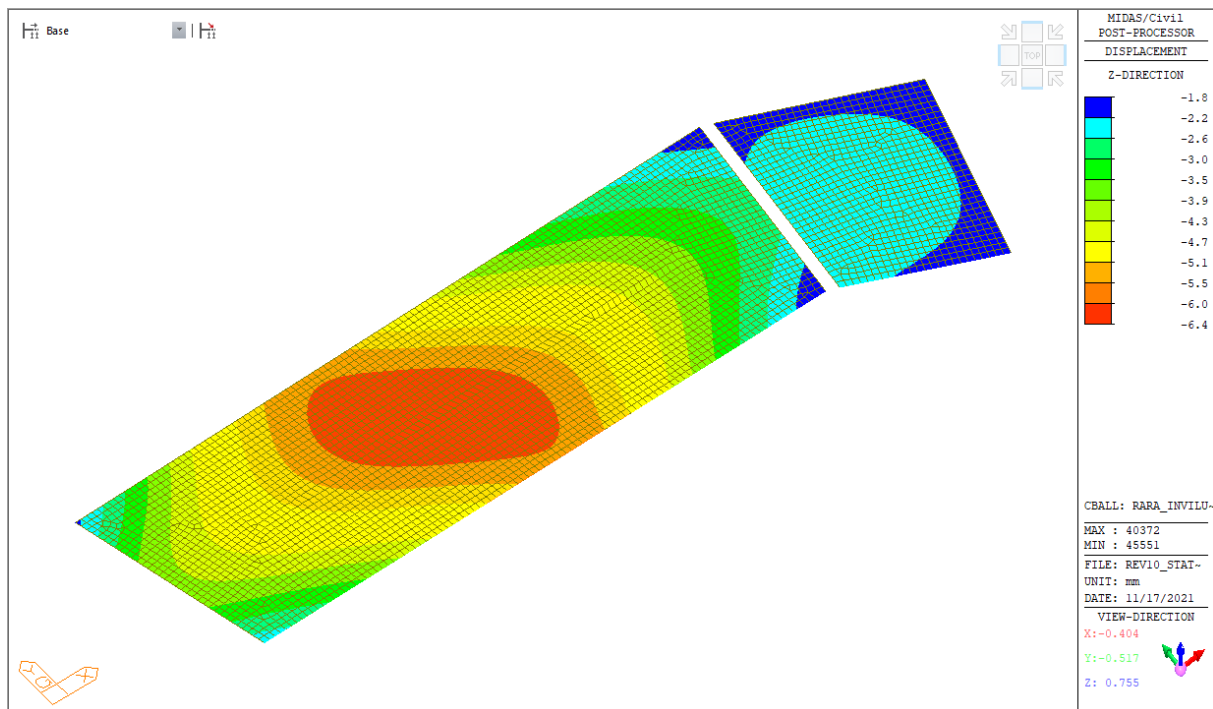
Nel presente paragrafo si riporta la verifica di deformabilità dell'impalcato.

La verifica allo stato limite di deformazione è stata condotta imponendo dei limiti massimi in relazione alle esigenze del traffico, all'aspetto della struttura.

Per le verifiche di deformabilità si è assunto come limite per il rapporto freccia/luce il valore 1/500 in combinazione caratteristica sotto carichi variabili da traffico.

Come luce viene considerata la larghezza trasversale dell'impalcato pari a 10m.

Si riportano gli spostamenti verticali massimi dell'impalcato dall'involuppo delle combinazioni rare:



Pertanto la verifica risulta soddisfatta:

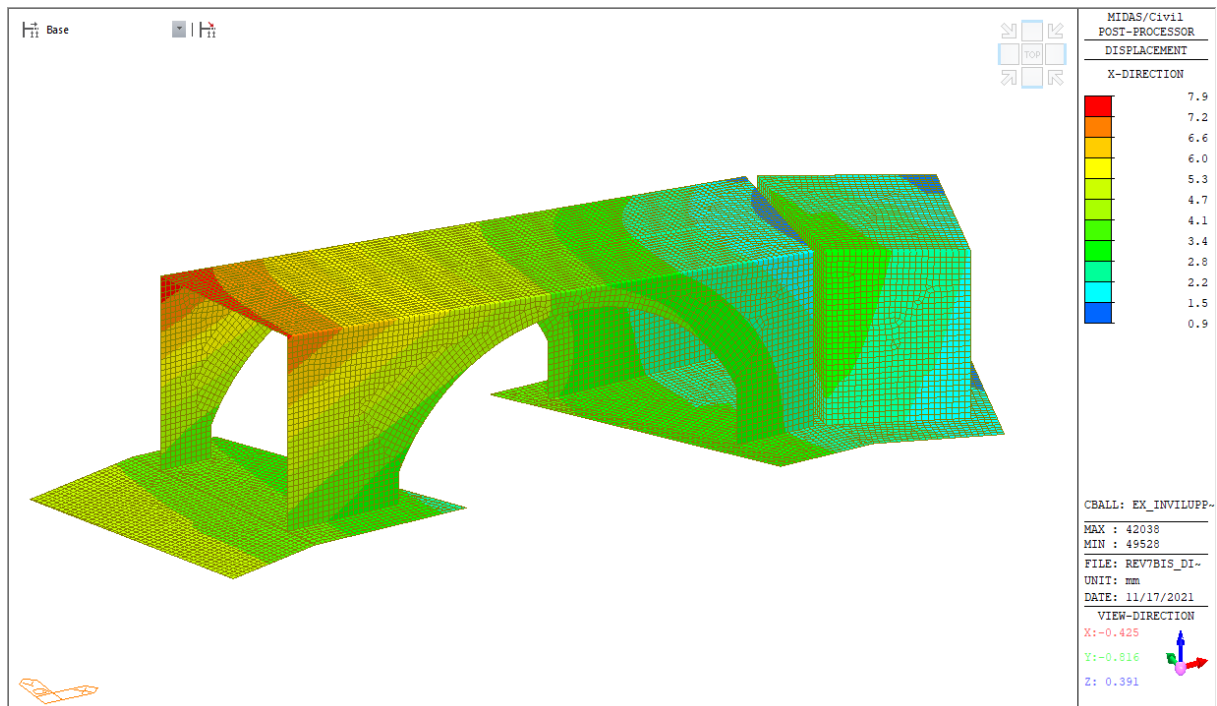
Verifica di deformabilità		
Luce di riferimento	Freccia limite L/500	Freccia massima
L	δ_{LIM}	δ_{MAX}
[m]	[mm]	[mm]
10	20	6.4

9.8 VERIFICA VARCO DEL GIUNTO

Nel presente paragrafo si riporta la verifica degli spostamenti in corrispondenza dei giunti.

La distanza minima tra le strutture in c.a. in corrispondenza dei giunti è pari a 100 mm.

Si riportano di seguito gli spostamenti orizzontali massimi come da involuppo delle azioni sismiche. Tali spostamenti, come indicato nei capitoli precedenti, tengono conto anche della variabilità spaziale del moto sismico.



Lo spostamento massimo relativo alla singola campata è pari a 8 mm. Pertanto considerando, cautelativamente, che 2 campate si spostino in contrapposizione di fase si ha uno spostamento massimo pari a 16 mm inferiore al varco disponibile pari a 100 mm. Pertanto la verifica è soddisfatta.