

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 fondazioni

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	6	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione esecutiva	A. D'Alterio	Ottobre 2021	S. Ballerini	Ottobre 2021	G. Lestingi	Ottobre 2021	D. Tiberti	Ottobre 2021

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

File: IA4K42E78CLNW0800006A

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>12</b>
4.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTE E PARETI IN C.A. ....	12
4.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E PALI IN C.A. ....	12
4.3	ACCIAIO ORDINARIO PER BARRE E RETI ELETTRICALI .....	13
<b>5</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>15</b>
6.1	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA VERTICALE .....	18
6.2	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE .....	20
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>22</b>
7.1	CONDIZIONI DI CARICO .....	22
7.1.1	Peso proprio (G1) .....	23
7.1.2	Carichi permanenti (G2) .....	24
7.1.3	Ritiro del calcestruzzo (D).....	26
7.1.4	Carichi da traffico (Q1).....	27
7.1.5	Incremento dinamico dei carichi stradali in corrispondenza dei giunti (Q2) .....	29
7.1.6	Azione di frenatura (Q3) .....	30
7.1.7	Azione centrifuga (Q4).....	31
7.1.8	Azione del vento (Q5).....	32
7.1.9	Azione Termica (Q7) .....	35
7.1.10	Urto di veicolo in svio (Q8) .....	37
7.1.11	Azione sismica (E) .....	38
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	42
7.2.1	Gruppi di carico .....	42
7.2.2	Coefficienti parziali e di combinazione .....	44
7.2.3	Combinazione delle azioni per i diversi stati limite .....	45
<b>8</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>47</b>
8.1	VERIFICHE SLU.....	47
8.2	VERIFICHE SLE .....	50
8.2.1	Limiti tensionali in esercizio .....	50
8.2.2	Verifica di fessurazione.....	50

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

<b>9</b>	<b>RISULTATI ANALISI E VERICHE.....</b>	<b>53</b>
9.1	RISULTATI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	60
9.1.1	PLINTO A.....	60
9.1.2	PLINTO A - PALI DI FONDAZIONE.....	88
9.1.3	PLINTO D.....	102
9.1.4	PLINTO D - PALI DI FONDAZIONE .....	130
9.1.5	PLINTO E.....	144
9.1.6	PLINTO E - PALI DI FONDAZIONE.....	172
9.1.7	PLINTO F .....	186
9.1.8	PLINTO F - PALI DI FONDAZIONE.....	214
9.2	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO A - SLU .....	229
9.2.1	SLU - Sollecitazioni .....	229
9.2.2	SLV - Sollecitazioni.....	231
9.2.3	Verifiche strutturali SLU/SLV .....	235
9.3	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO A - SLE .....	241
9.3.1	SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara.....	241
9.3.2	SLE – Sollecitazioni Combinazione QP .....	242
9.3.3	Verifiche strutturali SLE .....	243
9.4	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO D - SLU .....	249
9.4.1	SLU - Sollecitazioni .....	249
9.4.2	SLV - Sollecitazioni.....	251
9.4.3	Verifiche strutturali SLU/SLV .....	255
9.5	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO D - SLE .....	261
9.5.1	SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara.....	261
9.5.2	SLE – Sollecitazioni Combinazione QP .....	262
9.5.3	Verifiche strutturali SLE .....	263
9.6	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO E - SLU .....	269
9.6.1	SLU - Sollecitazioni .....	269
9.6.2	SLV - Sollecitazioni.....	271
9.6.3	Verifiche strutturali SLU/SLV .....	275
9.7	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO E - SLE .....	281
9.7.1	SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara.....	281
9.7.2	SLE – Sollecitazioni Combinazione QP .....	282
9.7.3	Verifiche strutturali SLE .....	283
9.8	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO F - SLU .....	289

9.8.1	SLU - Sollecitazioni .....	289
9.8.2	SLV - Sollecitazioni.....	291
9.8.3	Verifiche strutturali SLU/SLV .....	295
9.9	RISULTATI E VERIFICHE PLINTO F - SLE.....	301
9.9.1	SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara.....	301
9.9.2	SLE – Sollecitazioni Combinazione QP .....	302
9.9.3	Verifiche strutturali SLE .....	303
9.10	RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO A .....	309
9.10.1	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV .....	313
9.10.2	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE .....	319
9.10.3	Verifica carico limite verticale gruppo di pali.....	322
9.10.4	Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali .....	326
9.11	RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO D .....	328
9.11.1	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV .....	332
9.11.2	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE .....	339
9.11.3	Verifica carico limite verticale gruppo di pali.....	342
9.11.4	Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali .....	346
9.12	RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO E .....	348
9.12.1	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV .....	352
9.12.2	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE .....	359
9.12.3	Verifica carico limite verticale gruppo di pali.....	362
9.12.4	Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali .....	366
9.13	RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO F.....	368
9.13.1	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV .....	372
9.13.2	Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE .....	380
9.13.3	Verifica carico limite verticale gruppo di pali.....	383
9.13.4	Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali .....	387
9.14	VERIFICA CEDIMENTI DIFFERENZIALI .....	389

## 1 PREMESSA

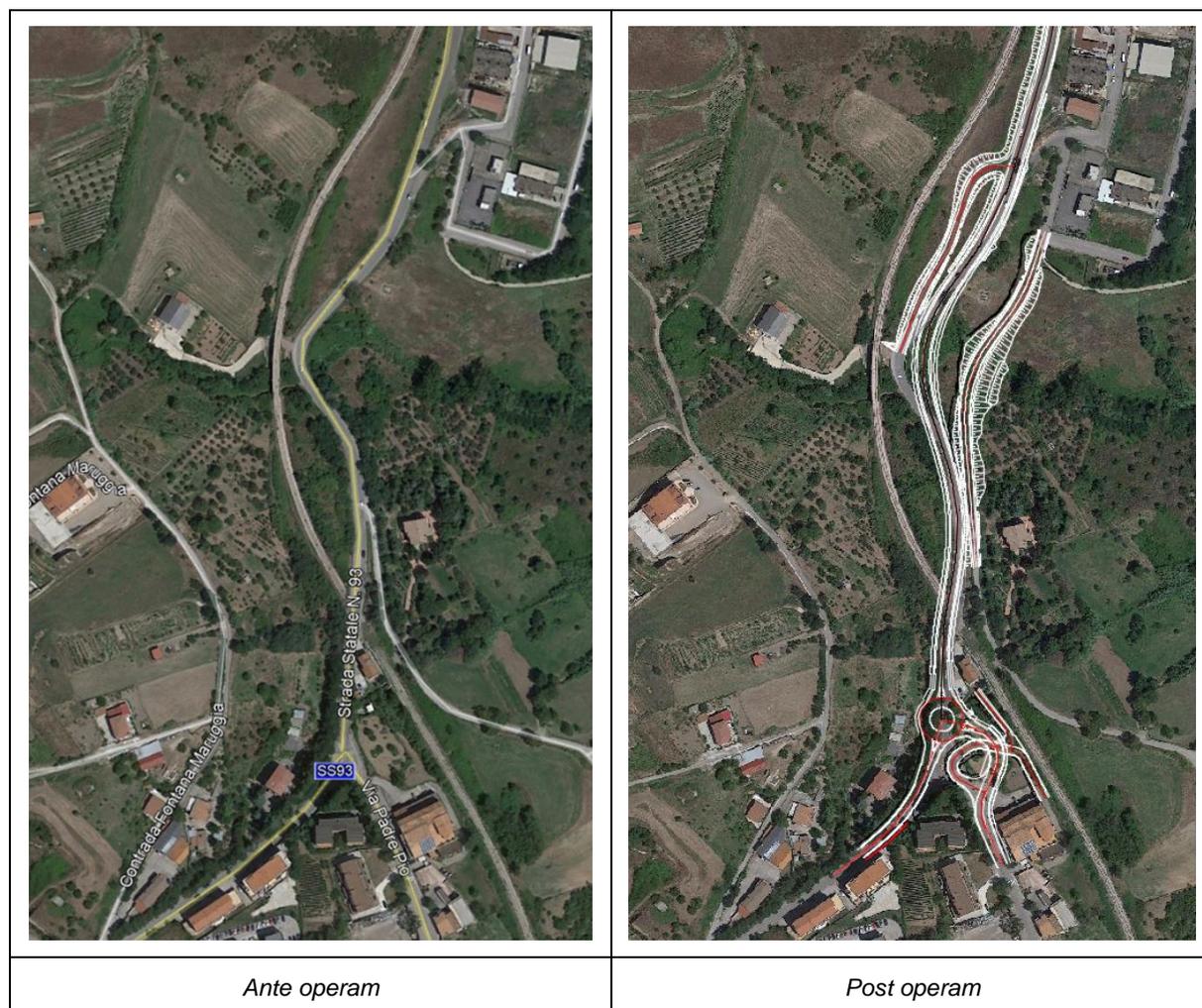
Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale del viadotto ad archi facente parte del progetto di potenziamento e l'adeguamento delle opere sostitutive, civili e impiantistiche, del PL da sopprimere alla pk 73+295 della linea ferroviaria Foggia-Potenza (figura 1). Nello specifico l'opera 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.



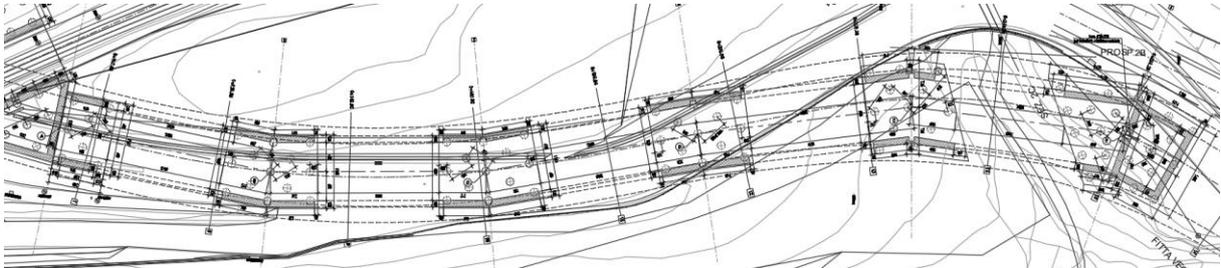
**Figura 2: Riconfigurazione viabilità esistente.**

Nel presente documento vengono riportati il dimensionamento, le analisi e le verifiche delle fondazioni del viadotto ad archi.

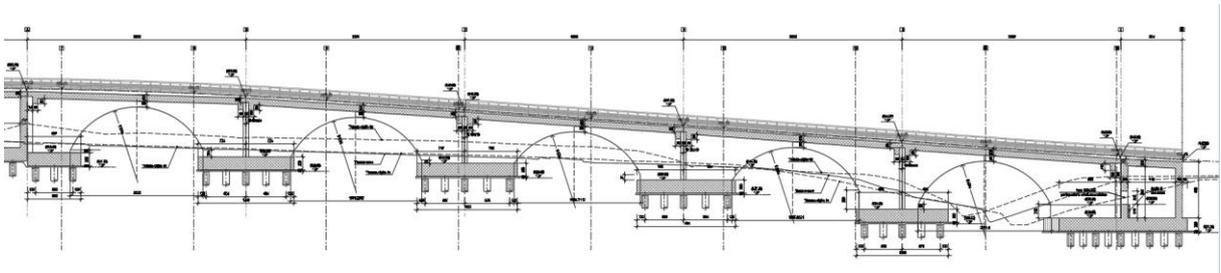
L'opera si estende dalla pk 0+095 circa alla pk 0+270 circa e presenta n° 5 campate di luce paria a 20 m circa. L'impalcato è costituito da un solettone in c.a. sostenuto da pareti in c.a. disposte in direzione longitudinale al viadotto. Le pareti presentano una sagoma "ad arco" e sono fondate mediante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

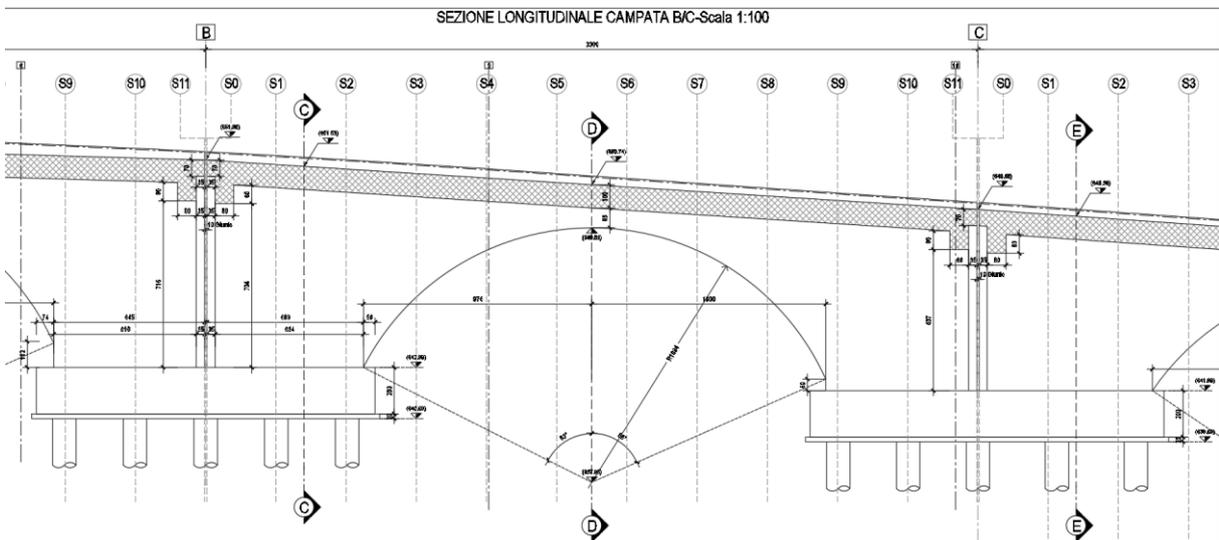
Ogni campata è sconsnessa dalle altre mediante un giunto strutturale mentre i plinti di fondazione sono unici. Si riportano nel seguito alcuni stralci degli elaborati di progetto con particolare riferimento alla campata in esame.



**Figura 3: Stralcio della planimetria di progetto.**

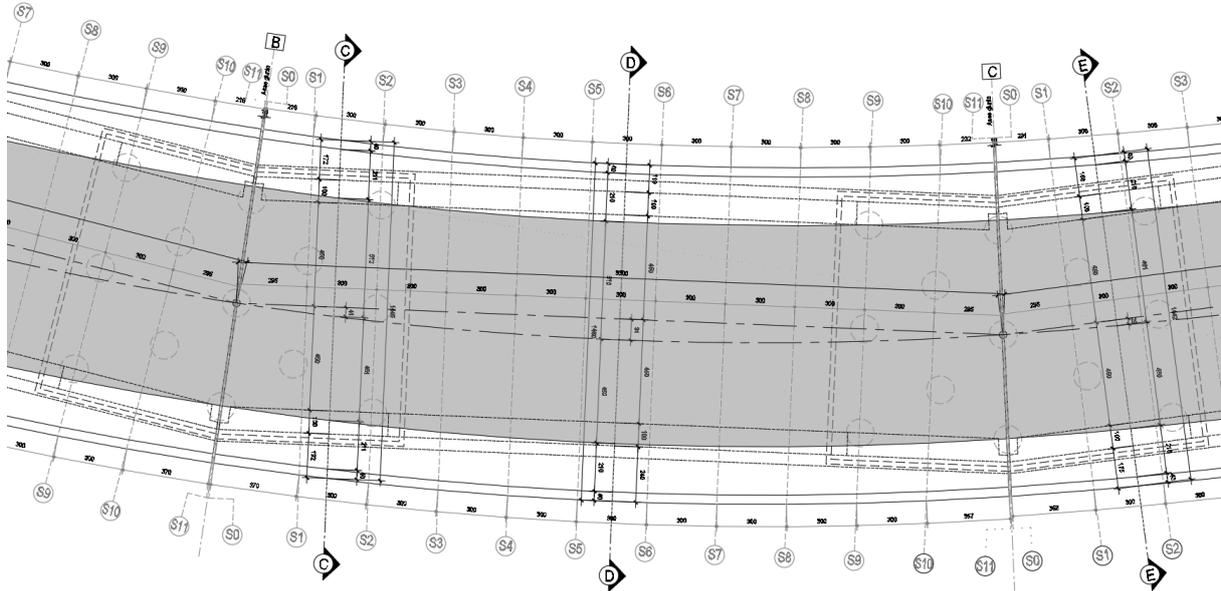


**Figura 4: Stralcio della sezione longitudinale di progetto.**



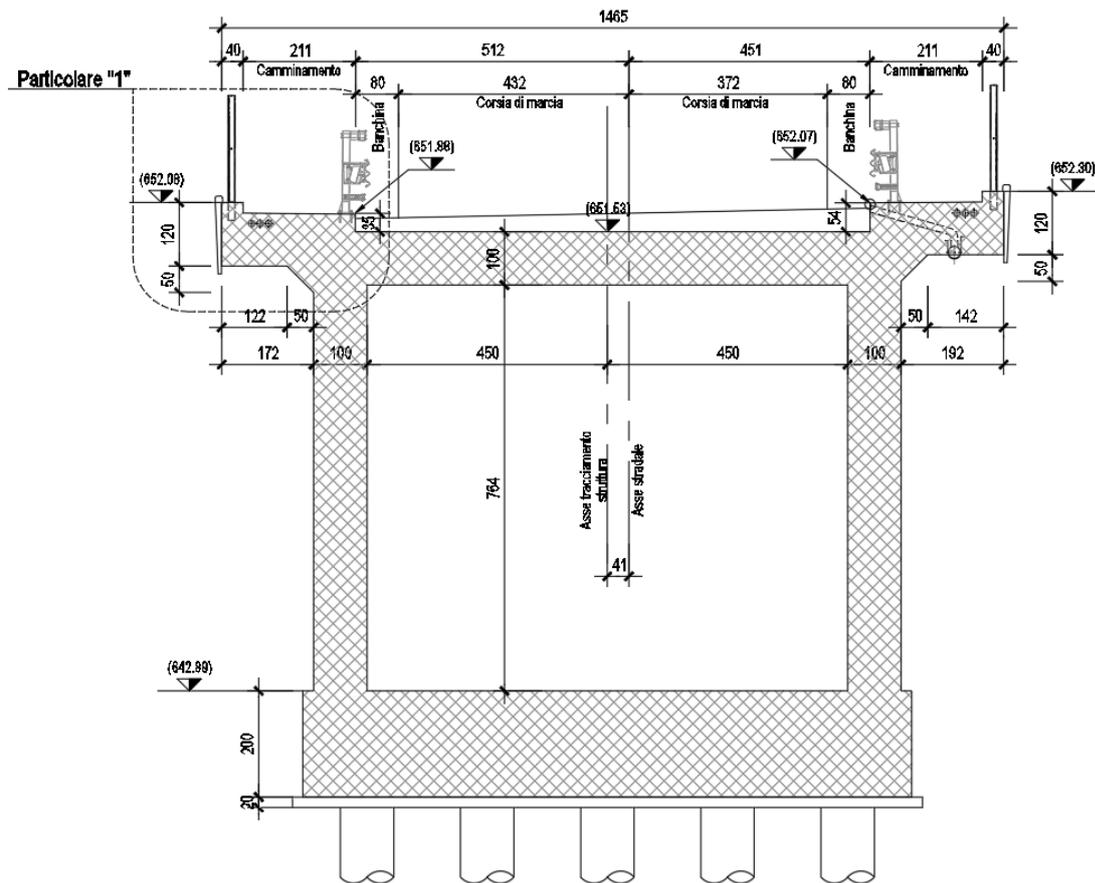
**Figura 5: Sezione longitudinale - Campata 2.**

PIANTA IMPALCATO CAMPATA B/C-Scala 1:100



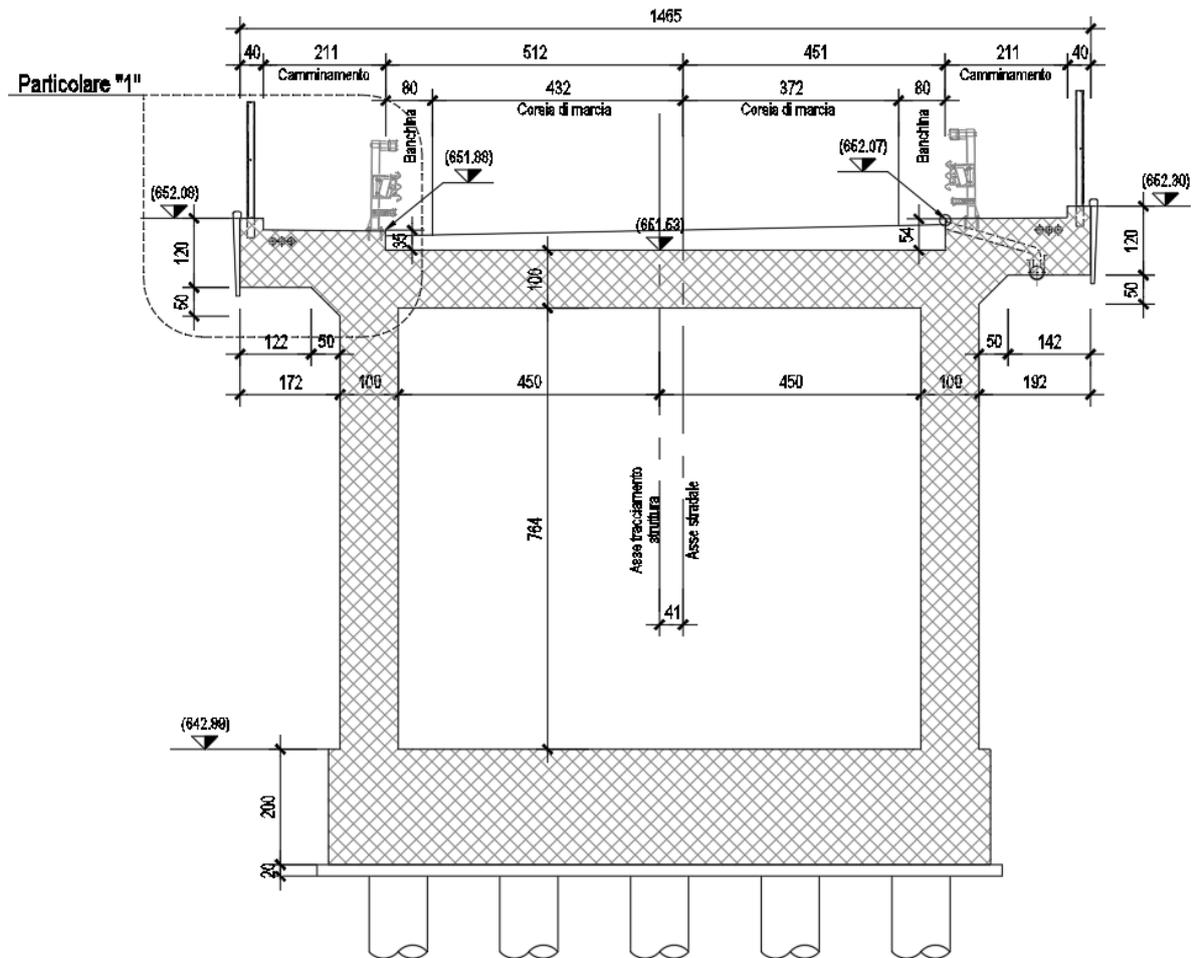
**Figura 6: Pianta impalcato – Campata 2.**

**SEZIONE C-C-Scala 1:100**



**Figura 7: Sezione trasversale in corrispondenza del plinto 2 – Campata 2.**

**SEZIONE C-C-Scala 1:100**



**Figura 8: Sezione trasversale in corrispondenza della mezzeria – Campata 2.**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

## 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 <sup>3</sup>
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 <sup>3</sup>
Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>
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 <sup>2</sup>
Tensione di rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_s =$	1.15
Modulo Elastico	$E_s =$	210'000 MPa

## 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	<b>LIMO ARGILLOSO SABBIOSO</b>	
	Parametri	
	$\phi'$	26°
	$Y_{SAT}$	19 kN/m <sup>3</sup>
	$c'$	0 kPa
	$E_{vc}$	30 MPa
	$E_{ur}$	90 MPa
2	<b>FLYSH ROSSO (z&lt;10m)</b>	
	Parametri	
	$\phi'$	27°
	$Y_{SAT}$	20 kN/m <sup>3</sup>
	$c'$	10 kPa
	$E_{vc}$	40 MPa
	$E_{ur}$	120 MPa
3	<b>FLYSH ROSSO (z&gt;10m)</b>	
	Parametri	
	$\phi'$	27°
	$Y_{SAT}$	20 kN/m <sup>3</sup>
	$c'$	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.

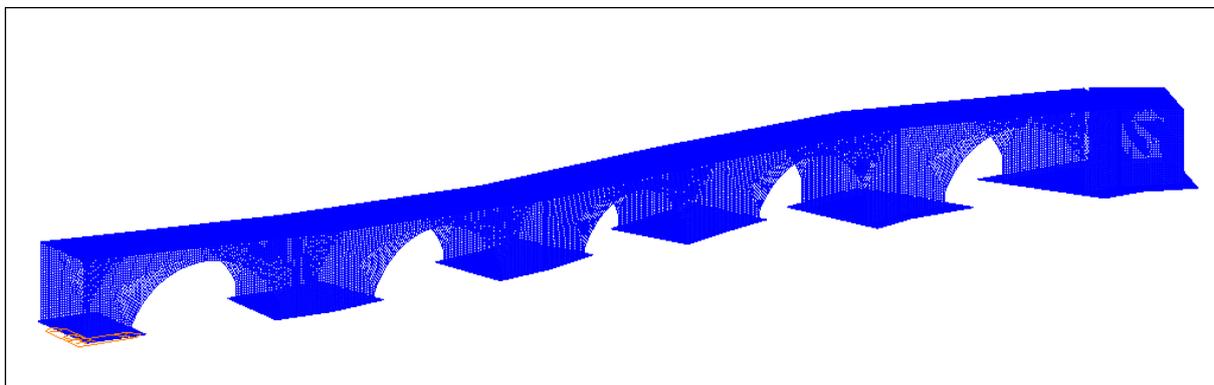


Figura 9:Modello: Vista globale.

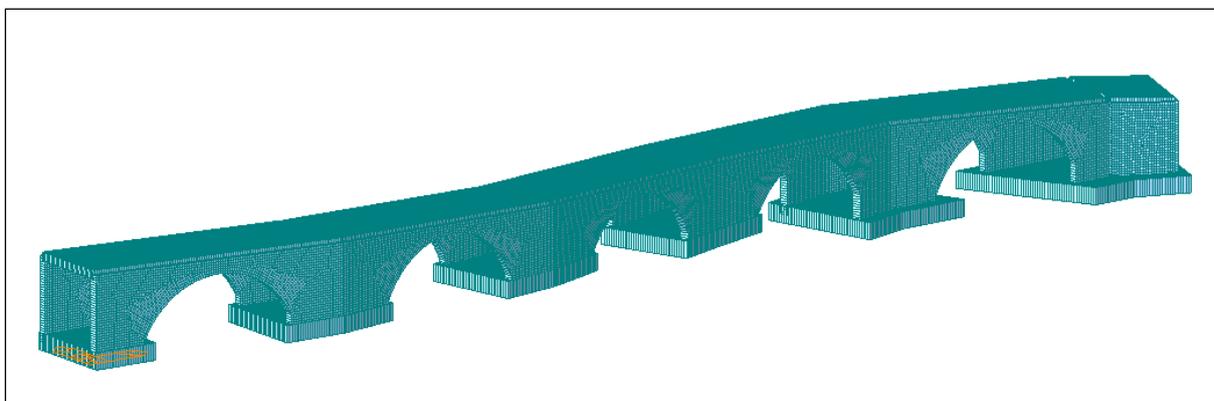
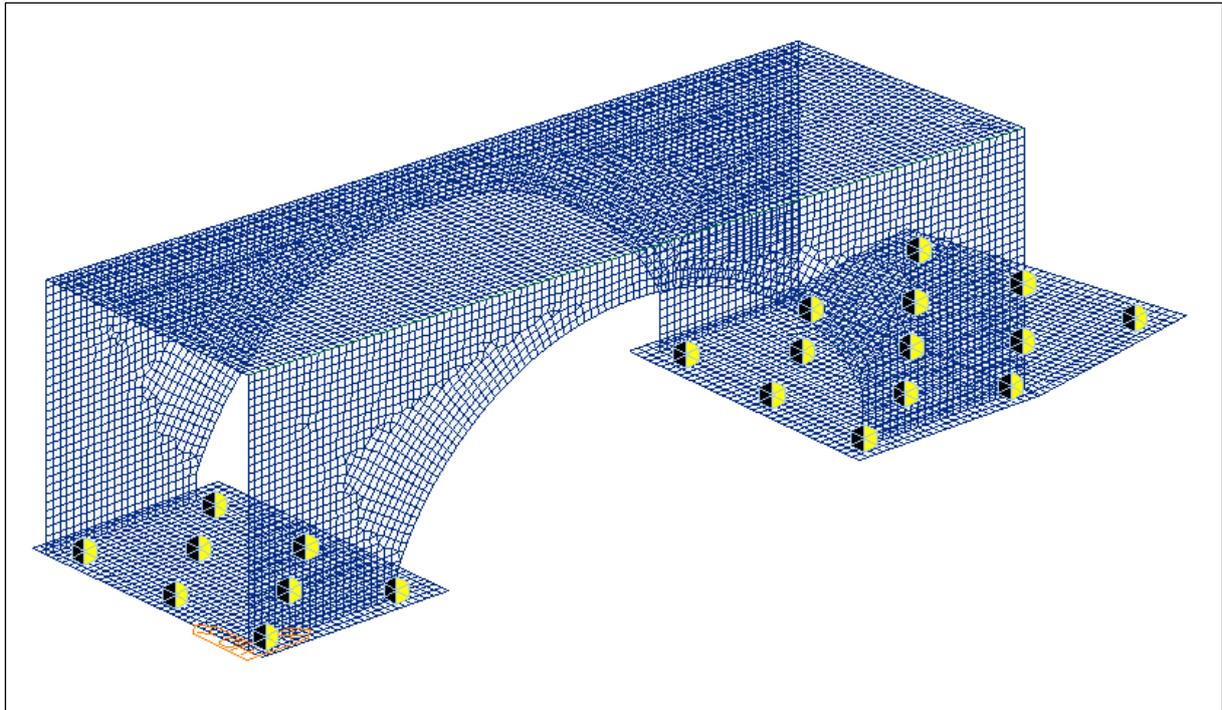


Figura 10:Modello: Vista globale con spessori elementi strutturali



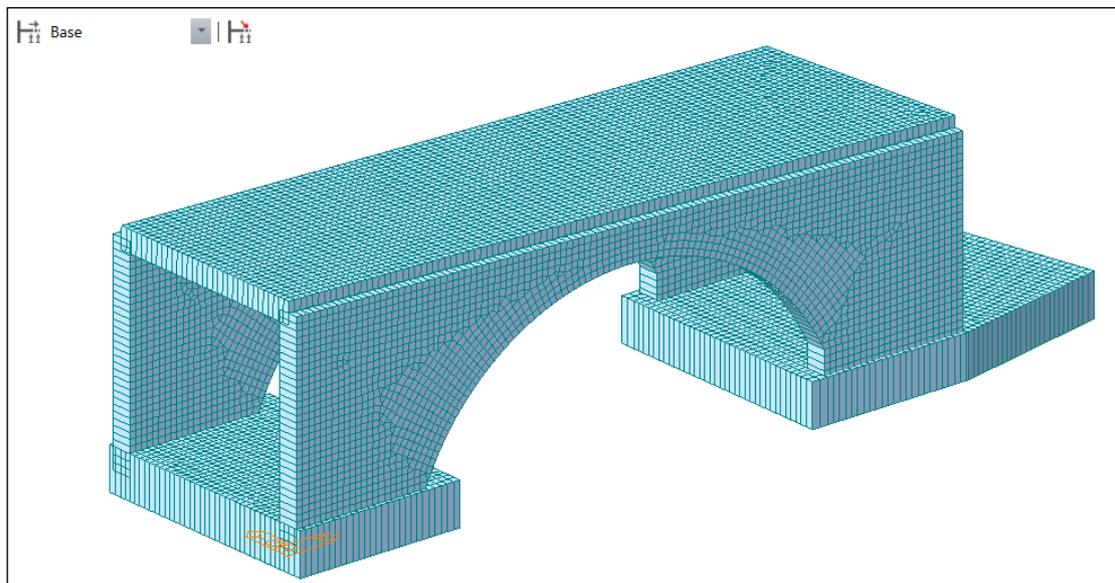
**Figura 11:Modello: Vista Campata 1 con vincoli**

Legenda  Vincoli con molle, direzioni vincolate:

X - Longitudinale

Y - Trasversale

Z - Verticale



**Figura 12:Modello: Vista Campata 1 con spessori elementi strutturali**

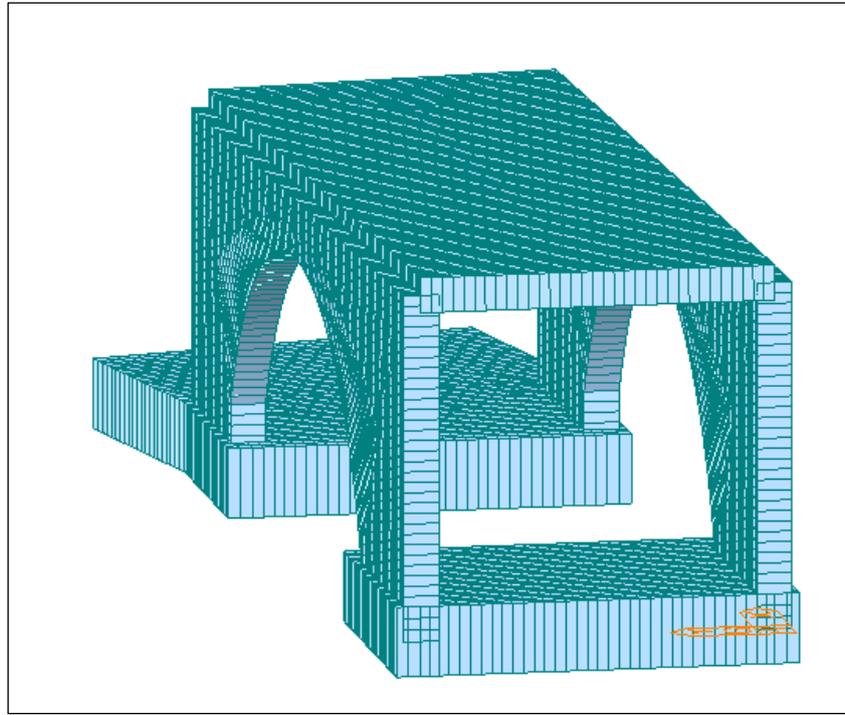


Figura 13:Modello: Vista longitudinale Campata 1

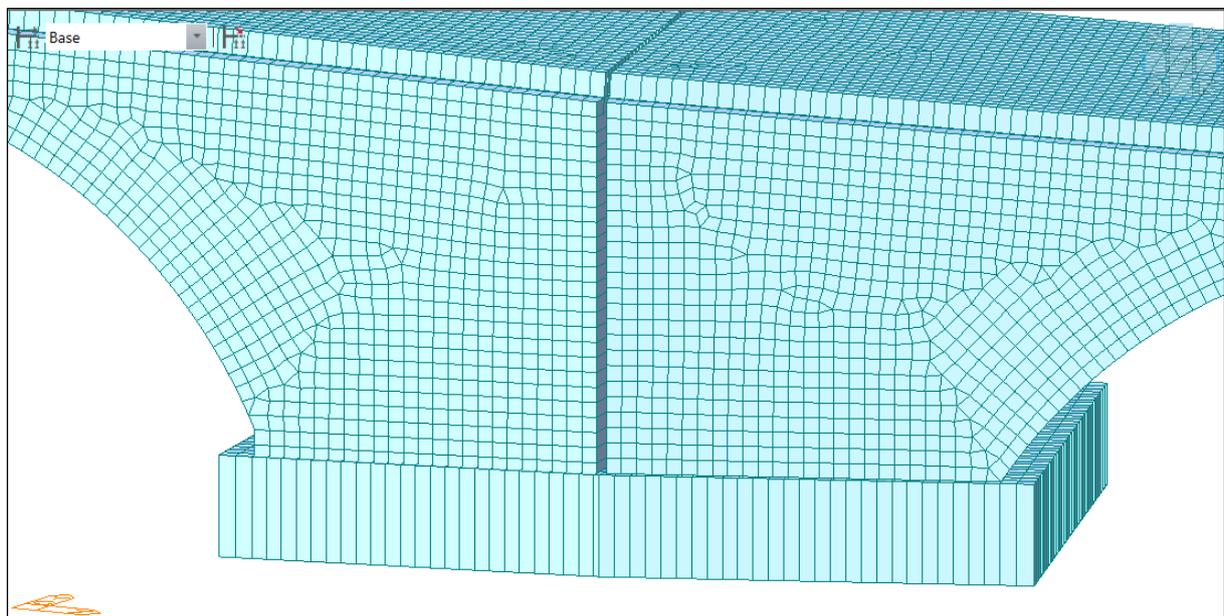


Figura 14:Modello: Particolare giunto strutturale

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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

$\nu$  modulo di poisson suolo alla base

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

### 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

$\zeta$  coefficiente compreso tra 3 e 5

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

## 6.2 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE

Nel seguito si riporta la valutazione della rigidità 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.

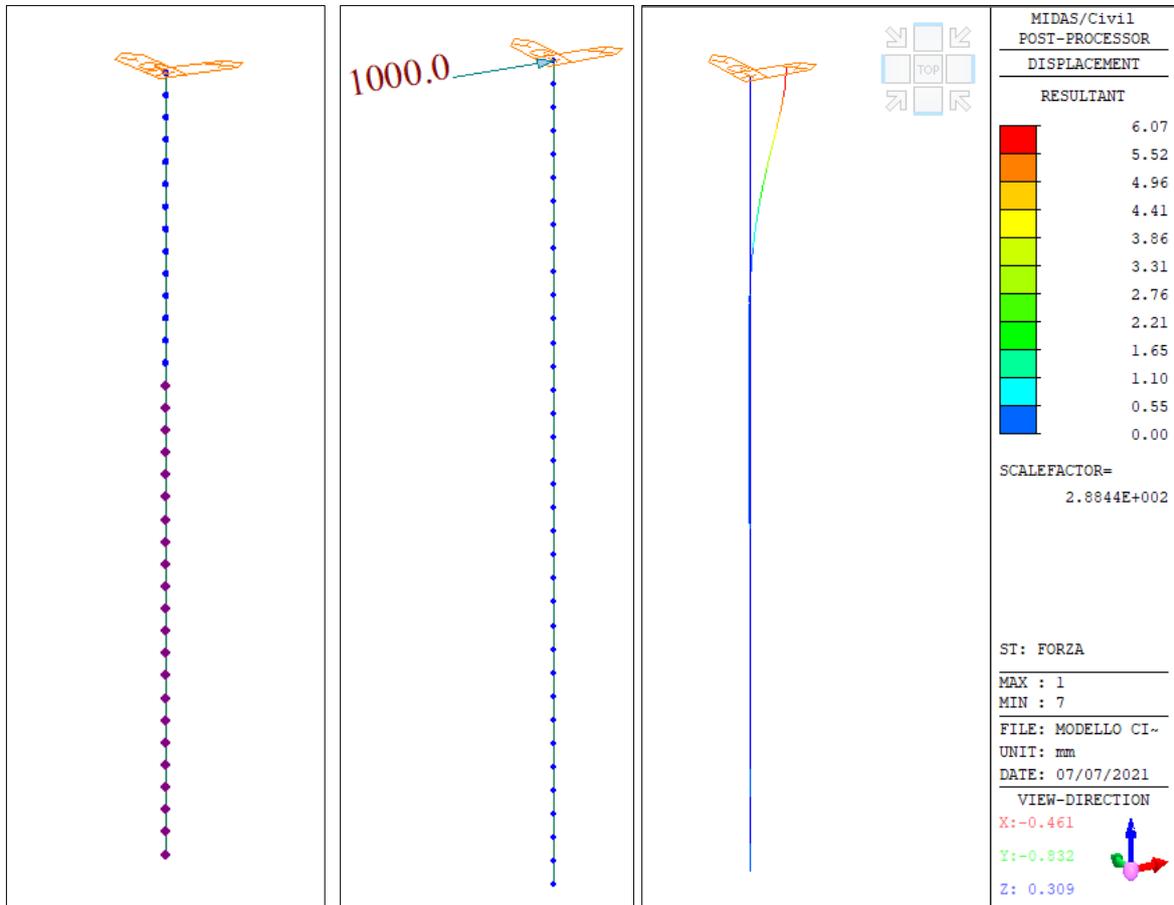
Prof. m	E kN/m <sup>2</sup>
.000	26250.00
1.000	26250.00
1.100	24000.00
13.000	120000.00
38.000	120000.00

**Figura 15: Moduli di reazione del terreno**

Al fine di calcolare il valore della rigidità 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 rigidità 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  $\delta$  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)

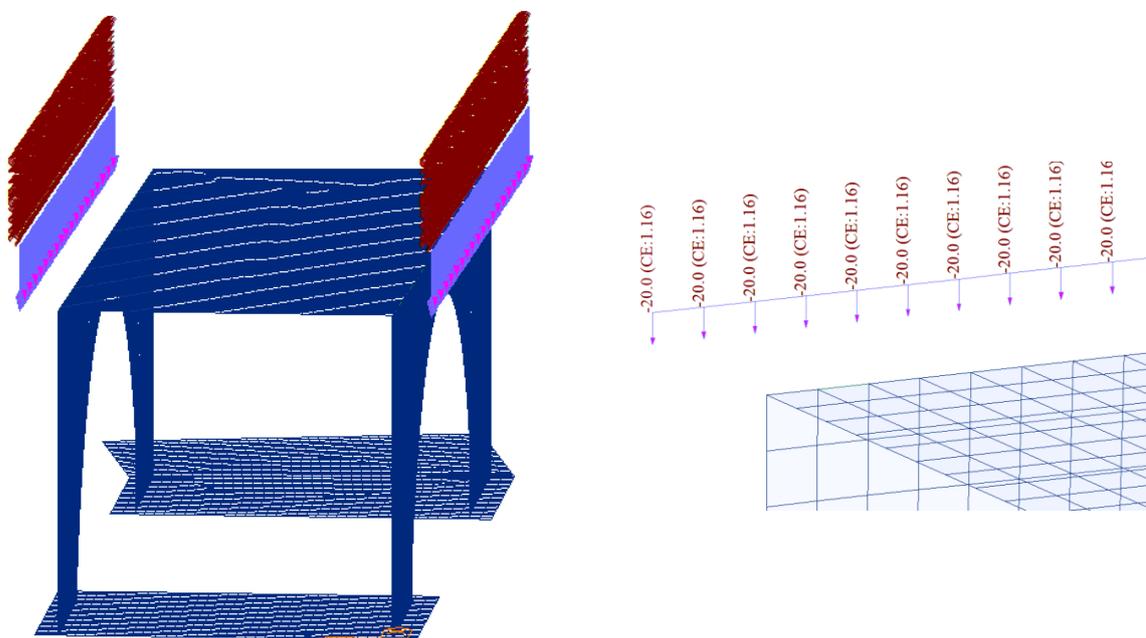
#### G1,1

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/m<sup>3</sup>.

#### G1,2

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

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

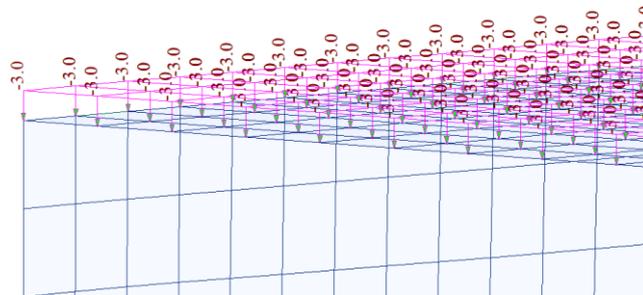
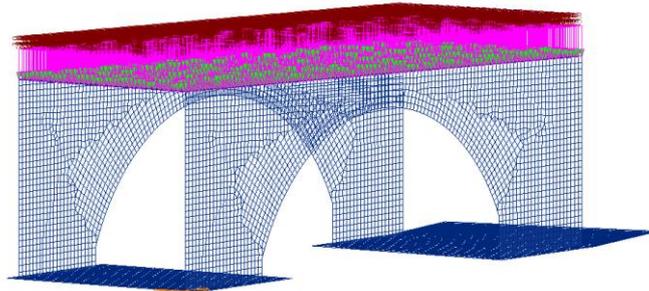


**Figura 17: Carico sbalzi laterali**

### 7.1.2 Carichi permanenti (G2)

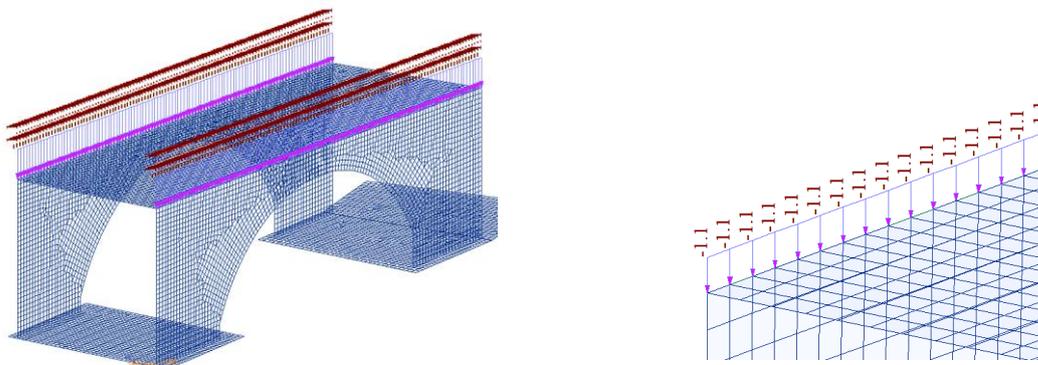
I carichi permanenti sono costituiti da:

G.2.1 Pavimentazione, si utilizza un peso pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ . 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  $1.05 \text{ kN/m}$ ;



**Figura 19: Carichi Guard Rail**

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

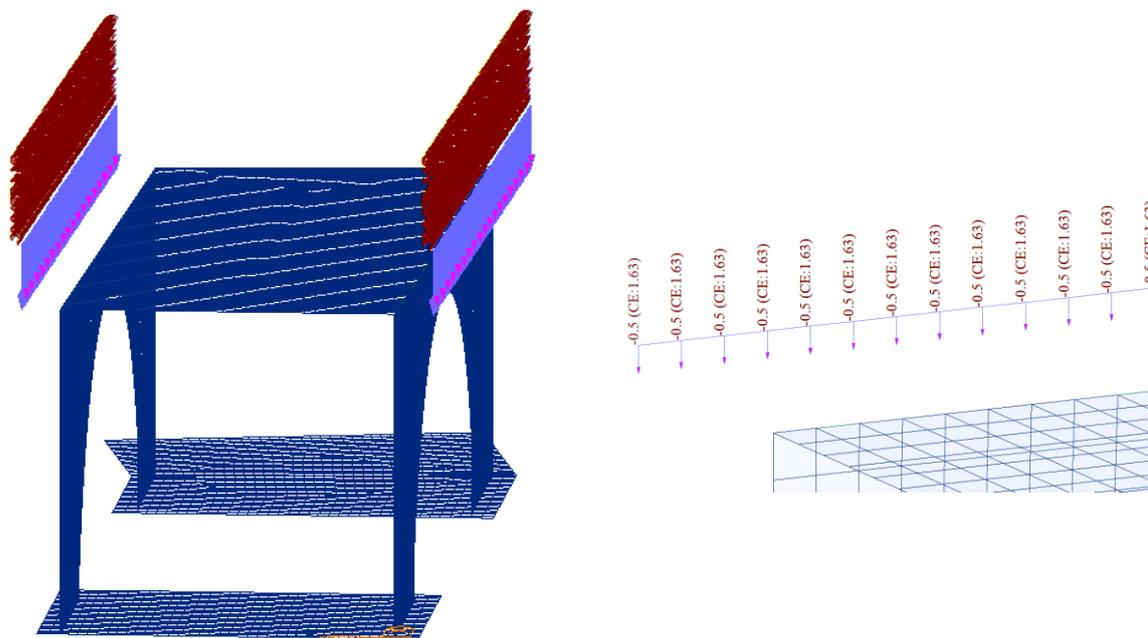


Figura 20: Carichi rete protezione

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

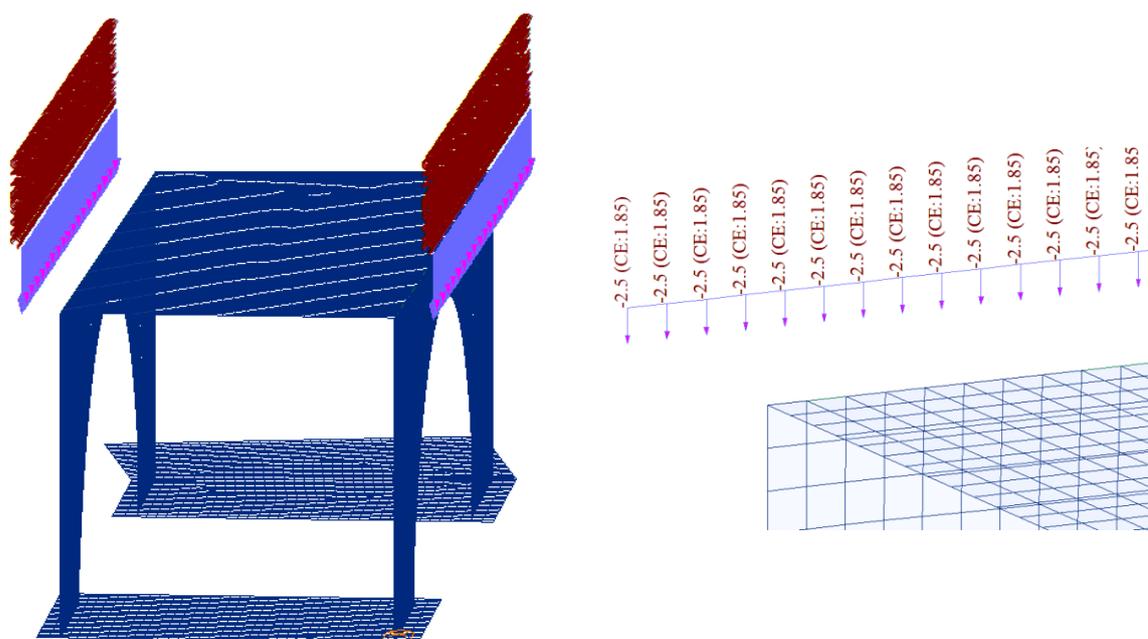


Figura 21: Carichi velette

### 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 <sup>2</sup> ]	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

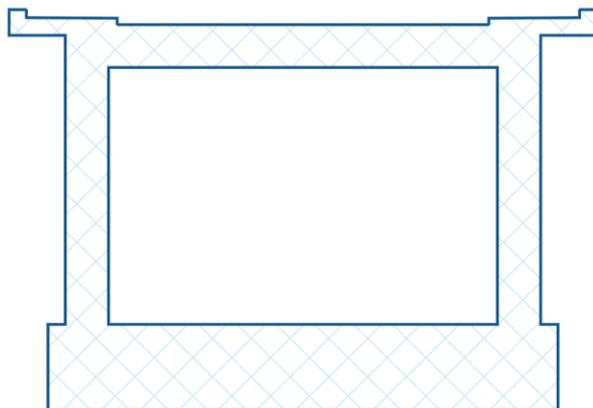


Figura 22: area di calcestruzzo



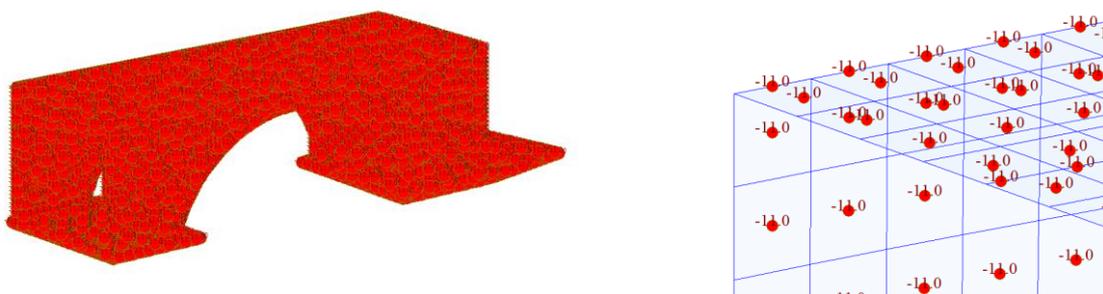
Figura 23: perimetro esposto all'aria

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	$\epsilon_{cs}$	[‰]	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	$\alpha$	[1/°C]	0.000012
Variazione termica equivalente	$\Delta T$	[°C]	27
Variazione termica equivalente a lungo termine	$\Delta T$	[°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.

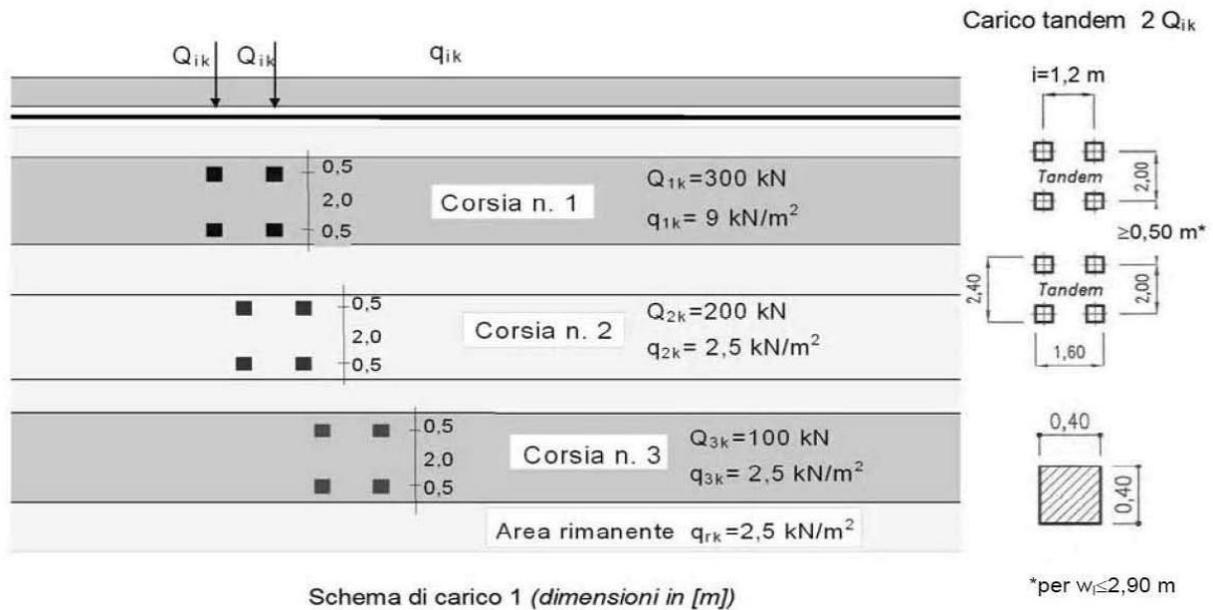
Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem  $Q_{ik}$ , applicati su un'impronta di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm, e da carichi uniformemente distribuiti  $q_{ik}$ .

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  $q_{rk}$ .

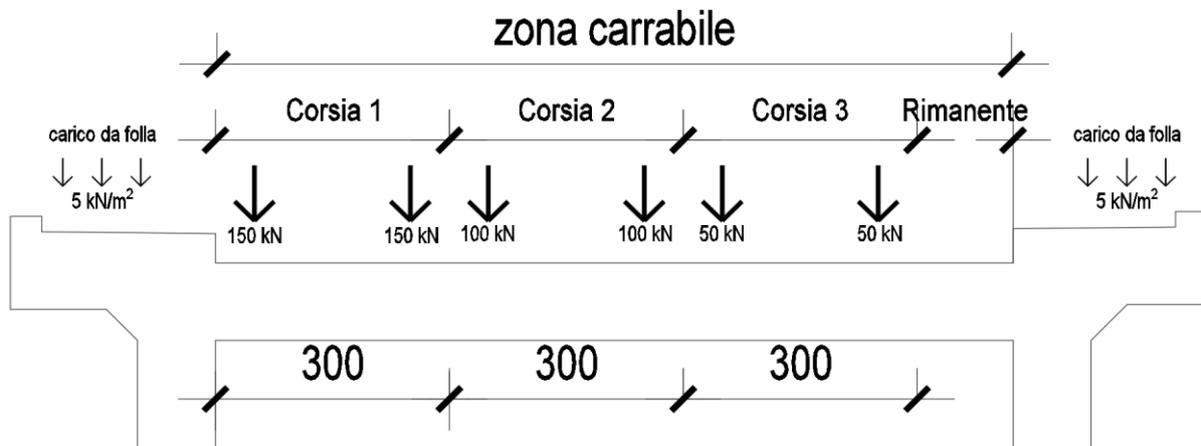
Nel caso in oggetto si impiegano 2 corsie di carico costituite da:

- 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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  $45^\circ$  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:

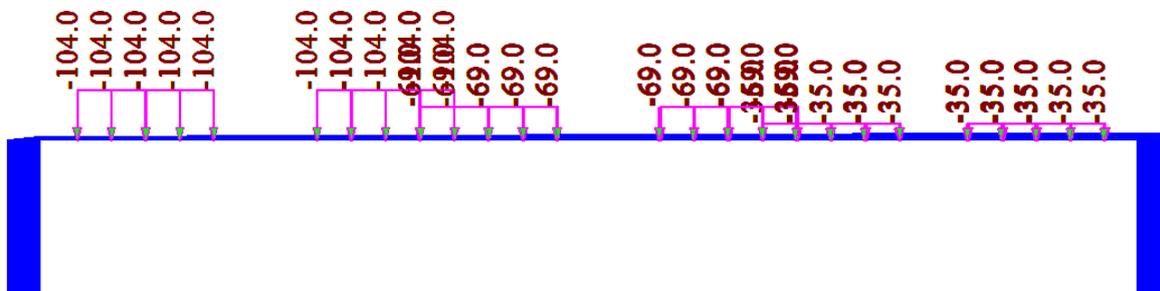


Figura 26: Carichi tandem da traffico

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:

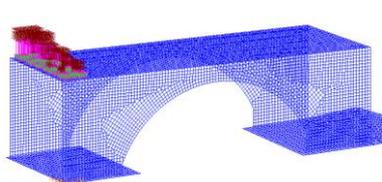


Figura 27: Carichi tandem in corrispondenza del bordo

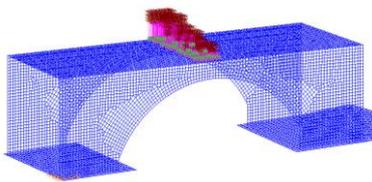


Figura 28: Carichi tandem in corrispondenza della mezzeria

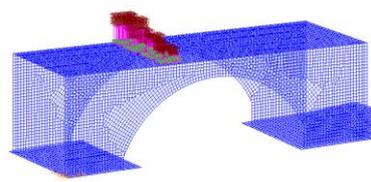


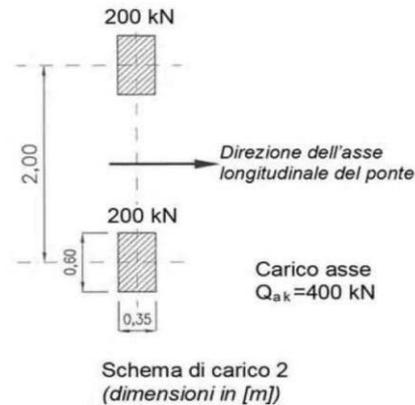
Figura 29: Carichi tandem in corrispondenza delle reni

### 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:

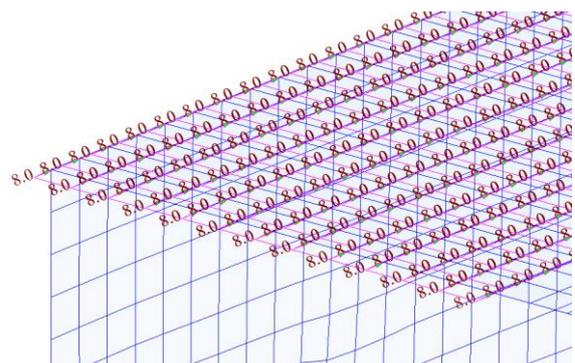
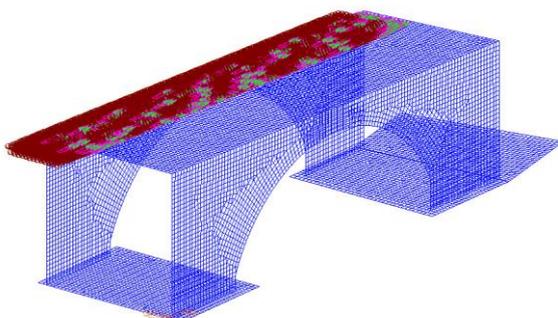
$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

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:

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



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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:

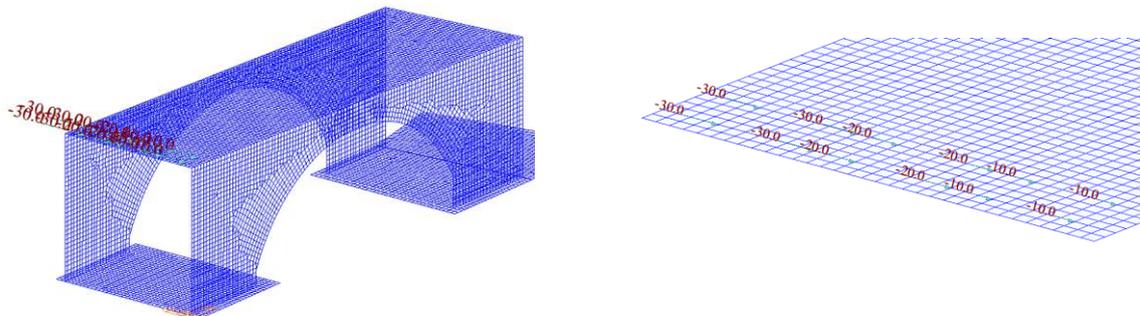
$$Q4 = 0.2 Q1$$

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	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	$q_r$	[kN/m <sup>2</sup> ]	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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

Coefficiente esposizione	$c_e$	[-]	2.14
5 - Pressione del vento (NTC2018 - 3.3.4)			
Pressione cinetica di riferimento	$q_r$	[kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	1.20

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

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

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.

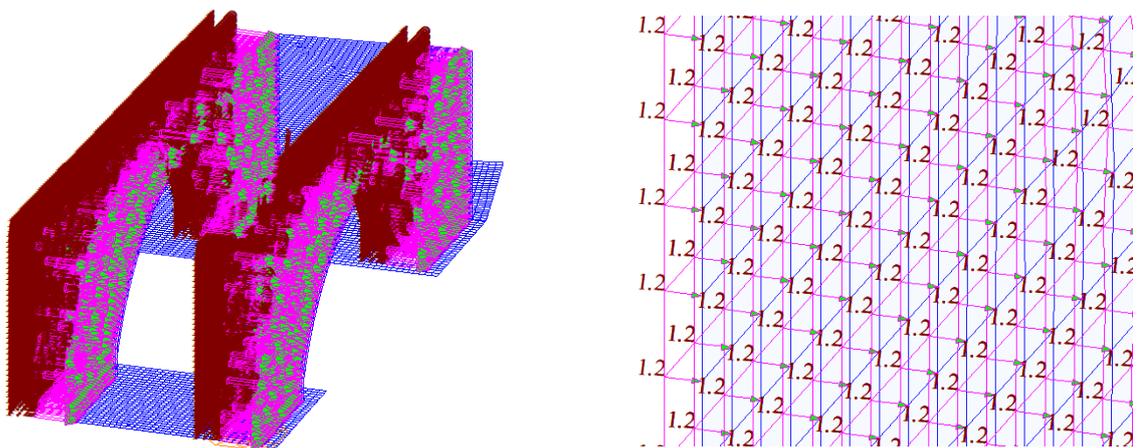
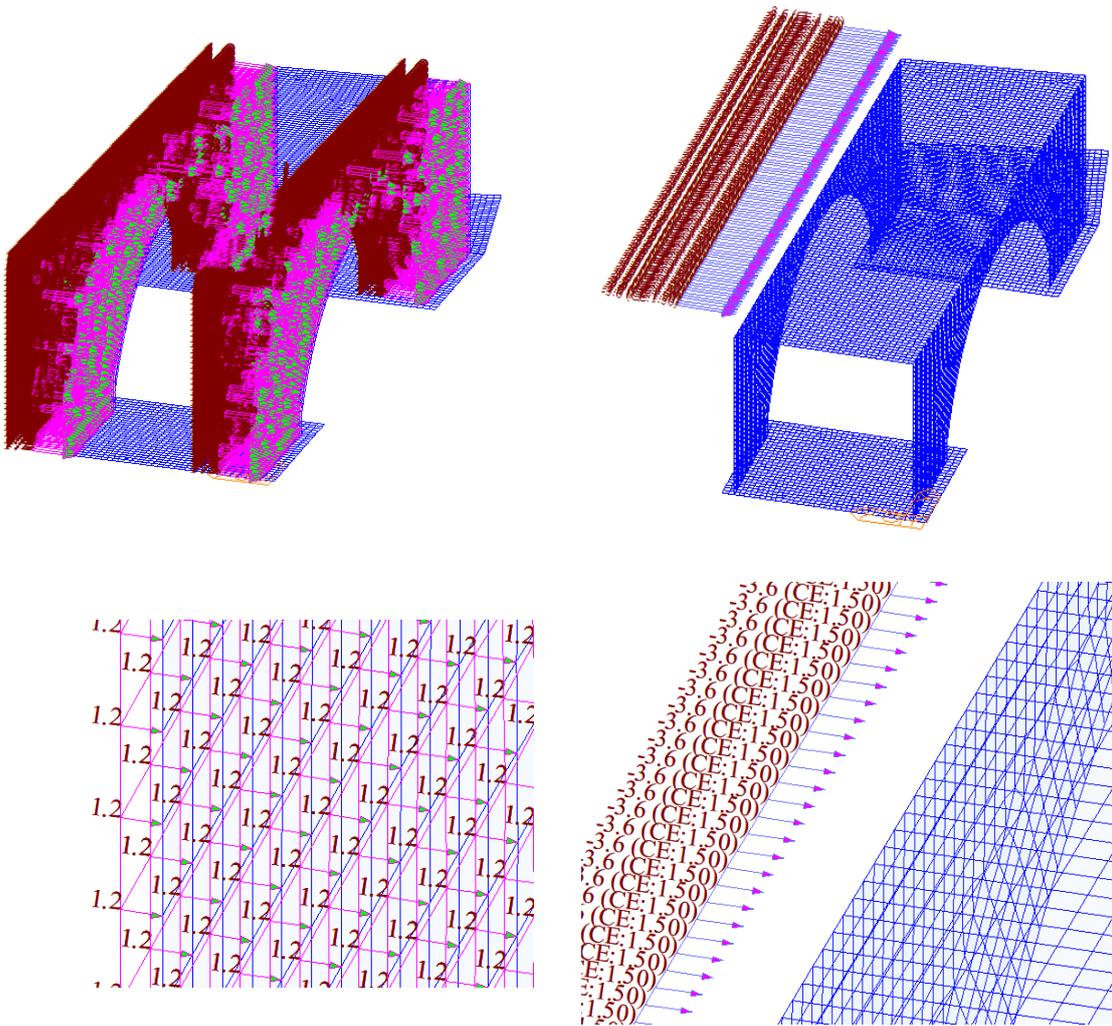


Figura 32: Azione del vento a ponte scarico

### 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  $5^\circ \text{C}$  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

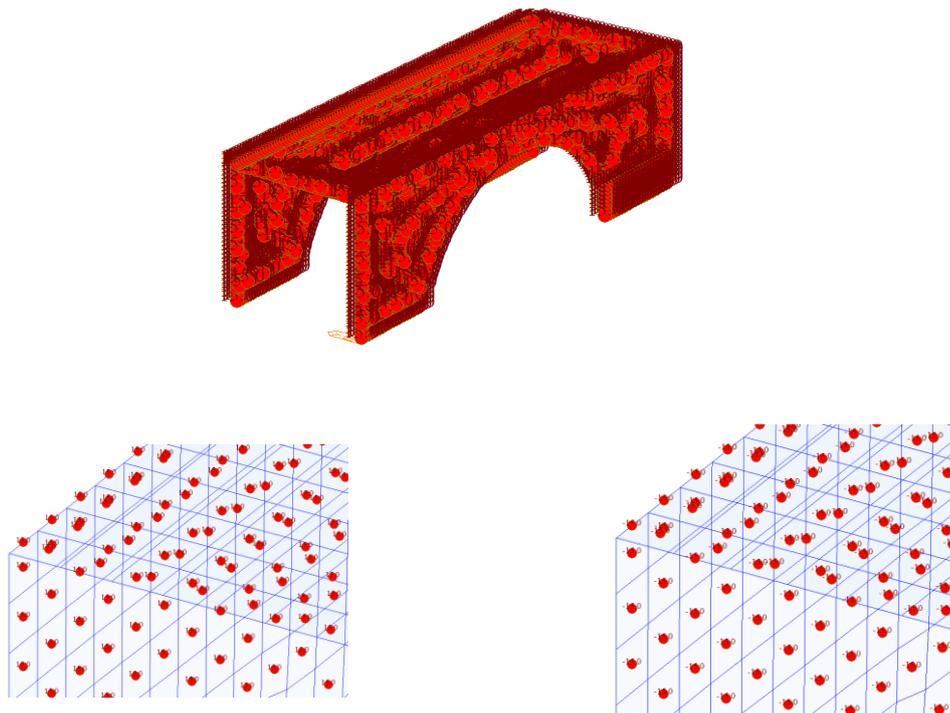


Figura 34: Azione termica uniforme

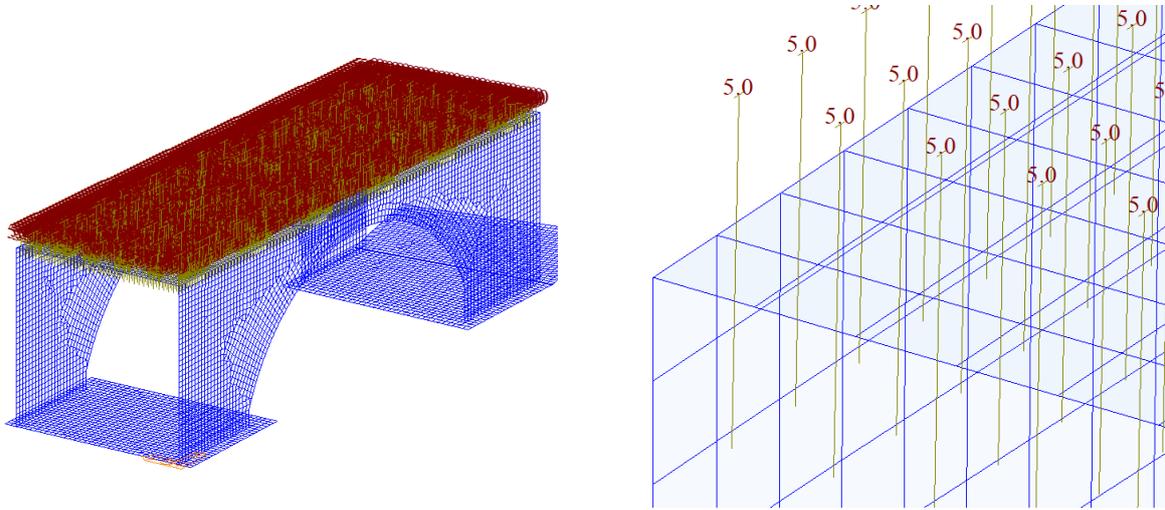
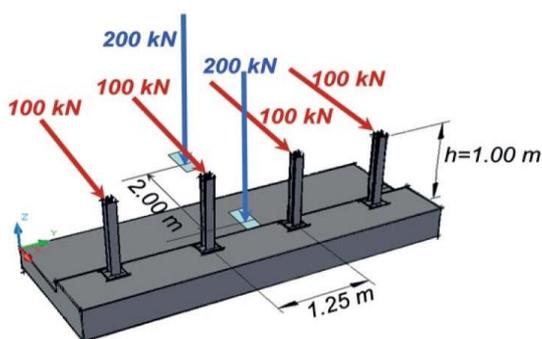


Figura 35: Vaziazione termica lineare

### 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.

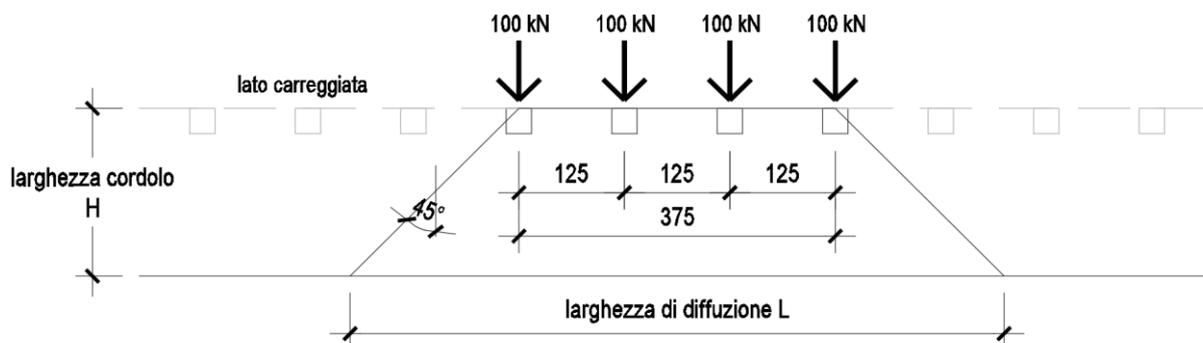
Come indicato al 3.6.3.3.2 della NTC2018 viene considerata una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 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°**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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  $a_g$  (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:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , 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  $F_0$  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  $C_u$  = 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
$\eta$	1.000
$T_B$	0.187 s
$T_C$	0.561 s
$T_D$	2.307 s

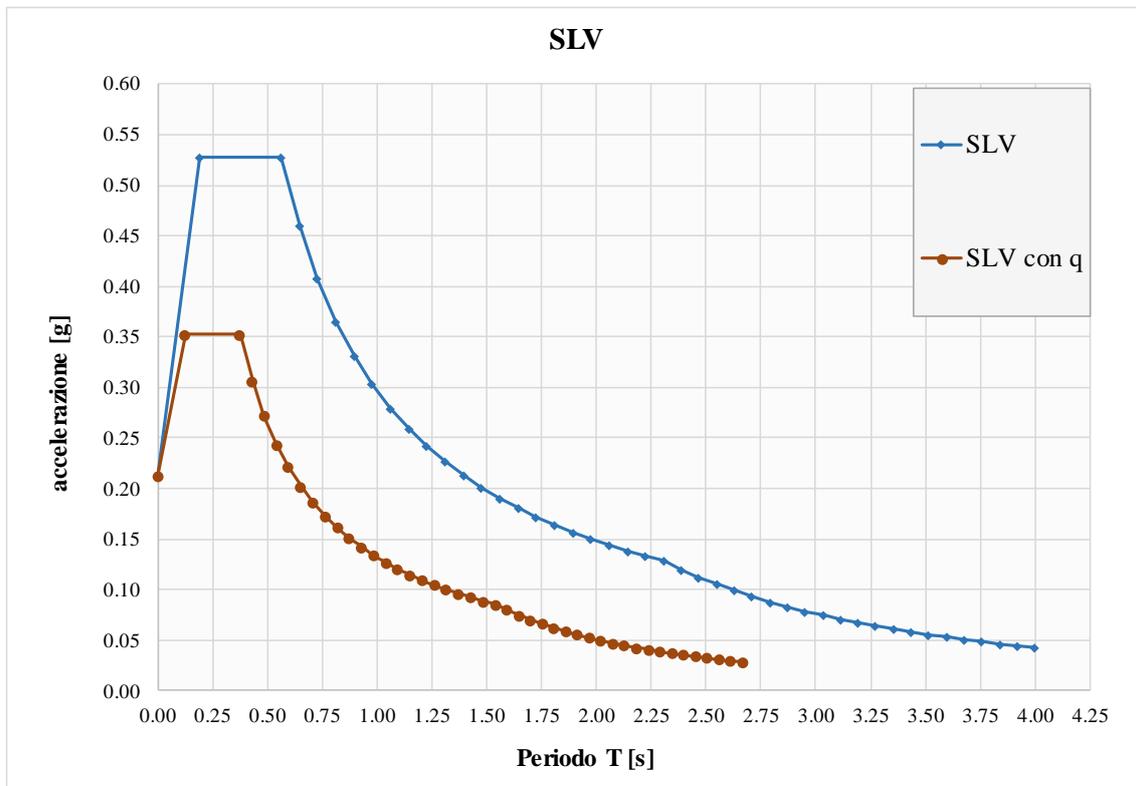
Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

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.

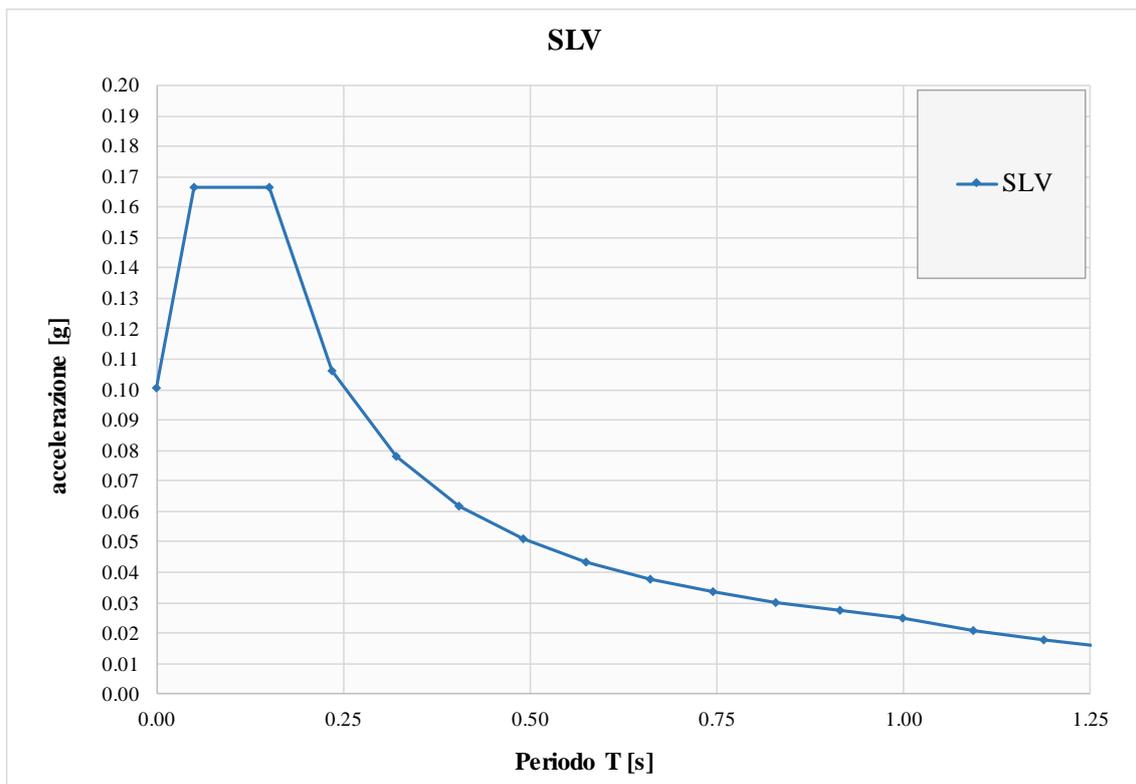
Per la verifica della parte in elevazione si adotta un fattore di struttura  $q = 1.5$ .

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**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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:

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

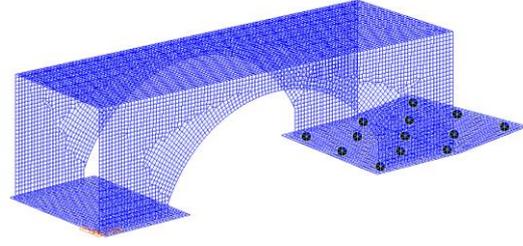
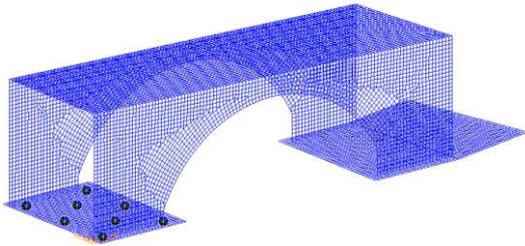
In assenza di forti discontinuità orografiche e per punti che ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato con la seguente espressione:

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

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)
7	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
36	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
36	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
185	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
185	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
204	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
222	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
222	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
490	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
490	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
634	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
634	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
649	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
649	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)
9053	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9053	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9068	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9068	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9083	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9083	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9115	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9115	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9214	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9214	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9545	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9545	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9609	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9609	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9616	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9616	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10153	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10153	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10430	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10430	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10653	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10653	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10689	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10689	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10702	Spostame	100000	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10702	Spostame	010000	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00

**Figura 40: Spostamenti orizzontali impressi Spalla Sp1**

**Figura 41: Spostamenti orizzontali impressi Pila P1**

## 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 <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
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 <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> 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.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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:

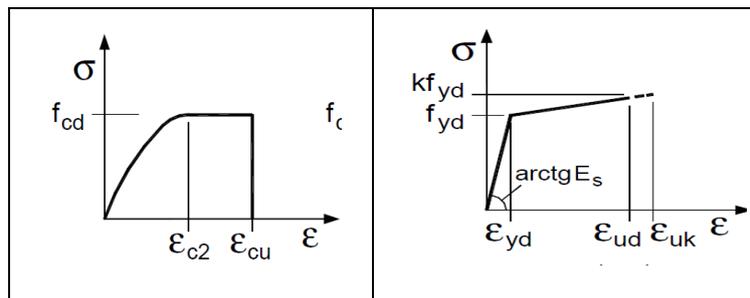


Figura 42: Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

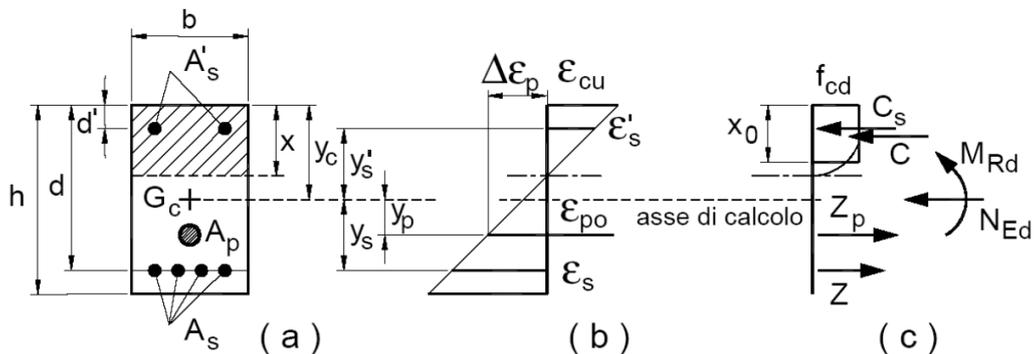


Figura 43: Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione.

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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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  $\epsilon_s$  e la deformazione della fibra di calcestruzzo al valore  $\epsilon_{c2}=0.2\%$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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  $V_{Rcd}$ .

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

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

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  $0.5 f_{cd}$ ;
- $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- $\theta$  è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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 copressione 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:

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

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

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:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

- 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:

 <b>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</b>	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	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

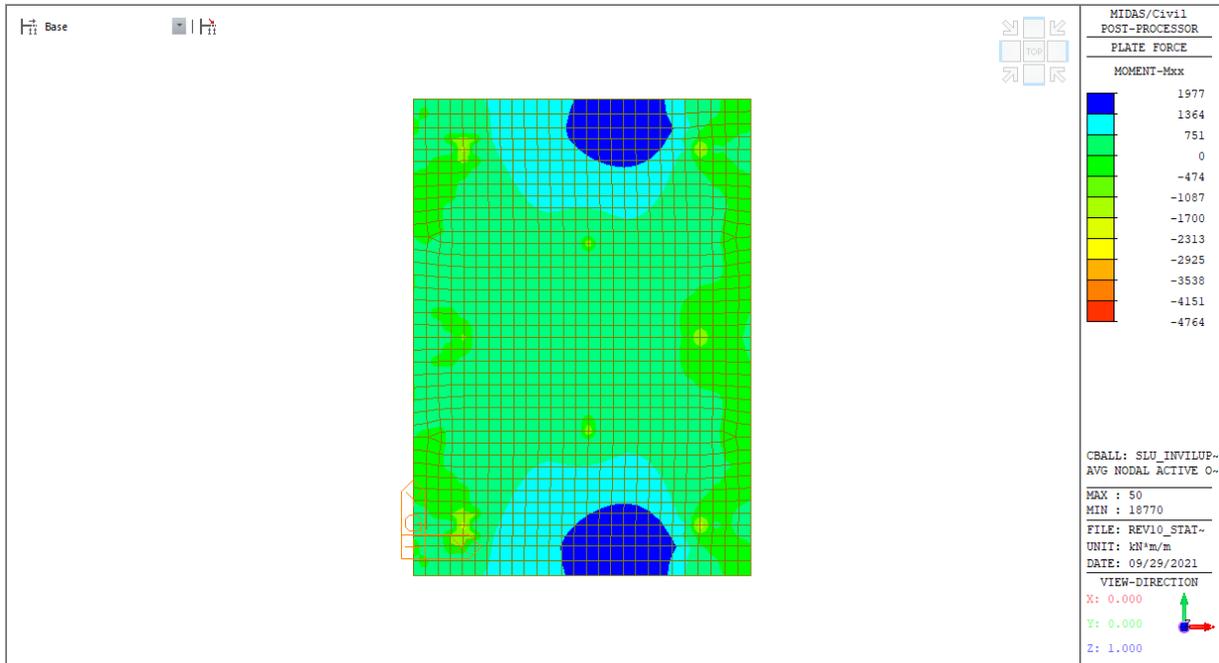
I risultati delle analisi hanno evidenziato livelli di sollecitazione sostanzialmente analoghi in tutti i plinti analizzati.

Per un raffronto delle sollecitazioni nei plinti vengono nel seguito riportate le mappature dei momenti flettenti longitudinali e trasversali relative agli involucri SLU.

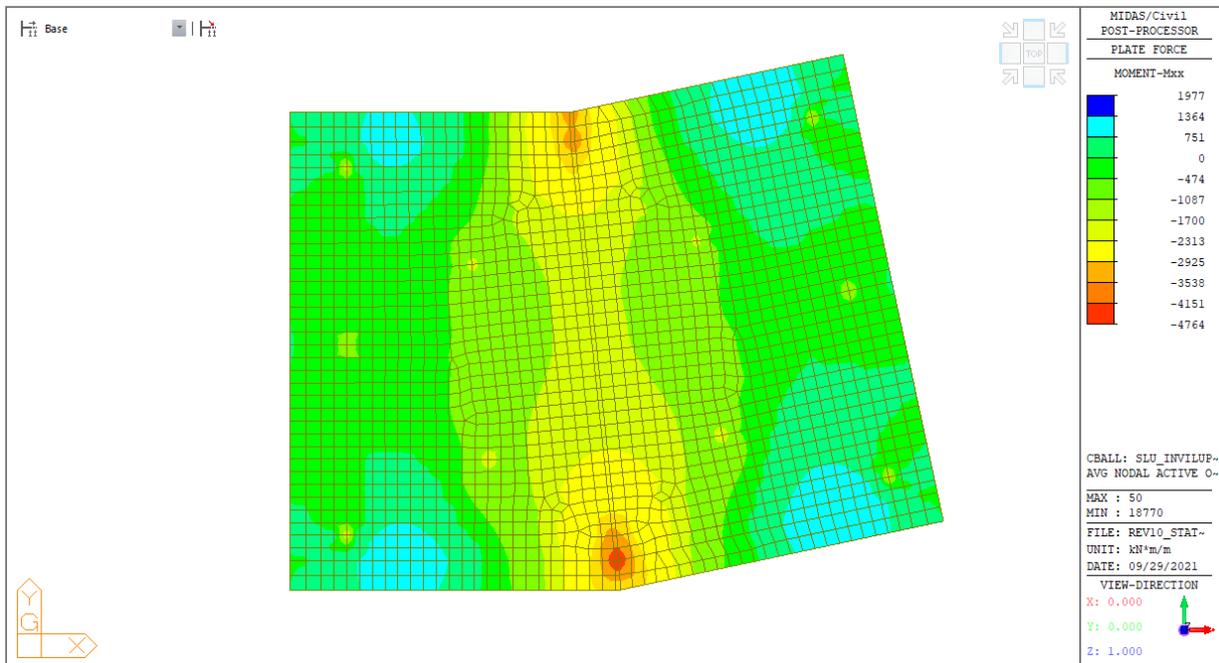
Le verifiche sono state condotte per ogni plinto, tuttavia si segnala che i plinti B, C e D presentano geometria e stato di sollecitazione sostanzialmente coincidenti e pertanto si mostrano solo le verifiche per il plinto più sollecitato ovvero il plinto D.

Inviluppo combinazioni SLU - Momenti flettenti in direzione X longitudinale

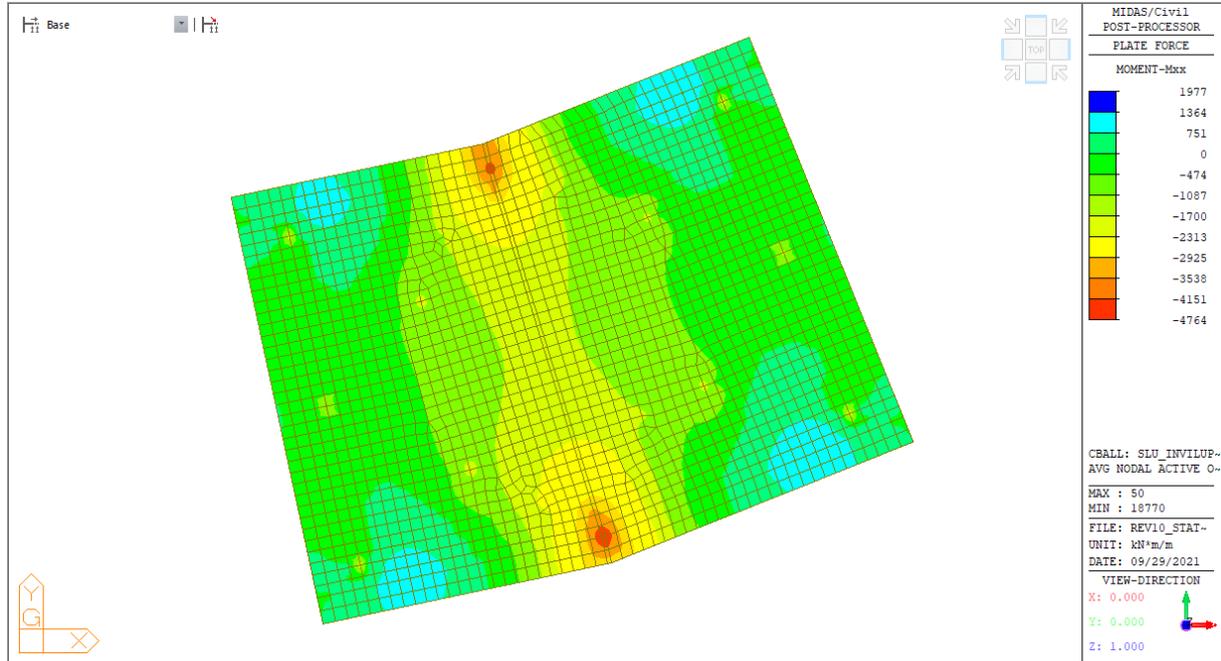
Plinto A



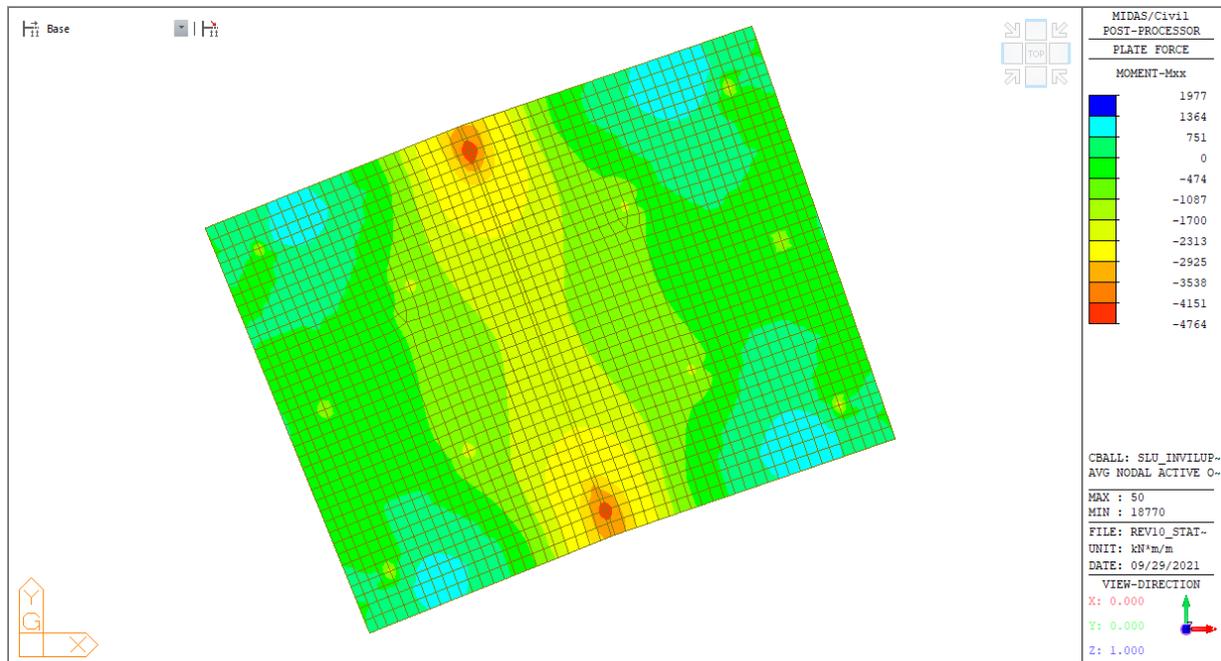
Plinto B



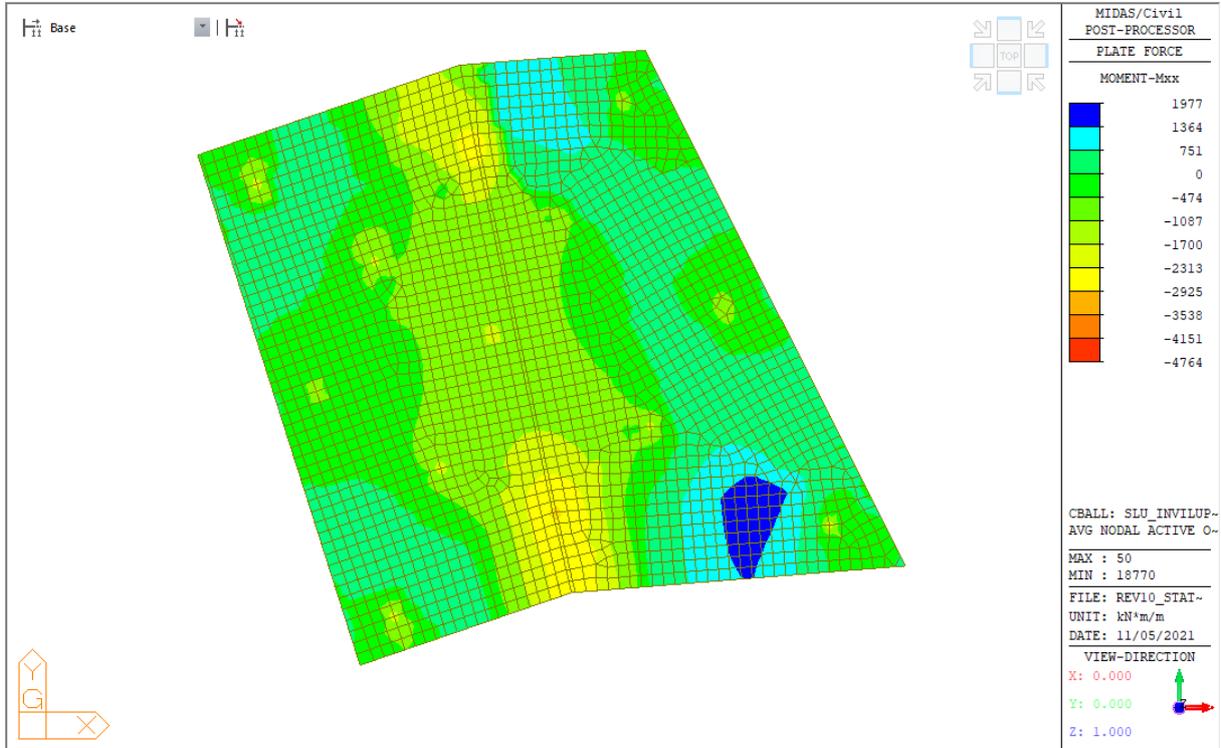
**Plinto C**



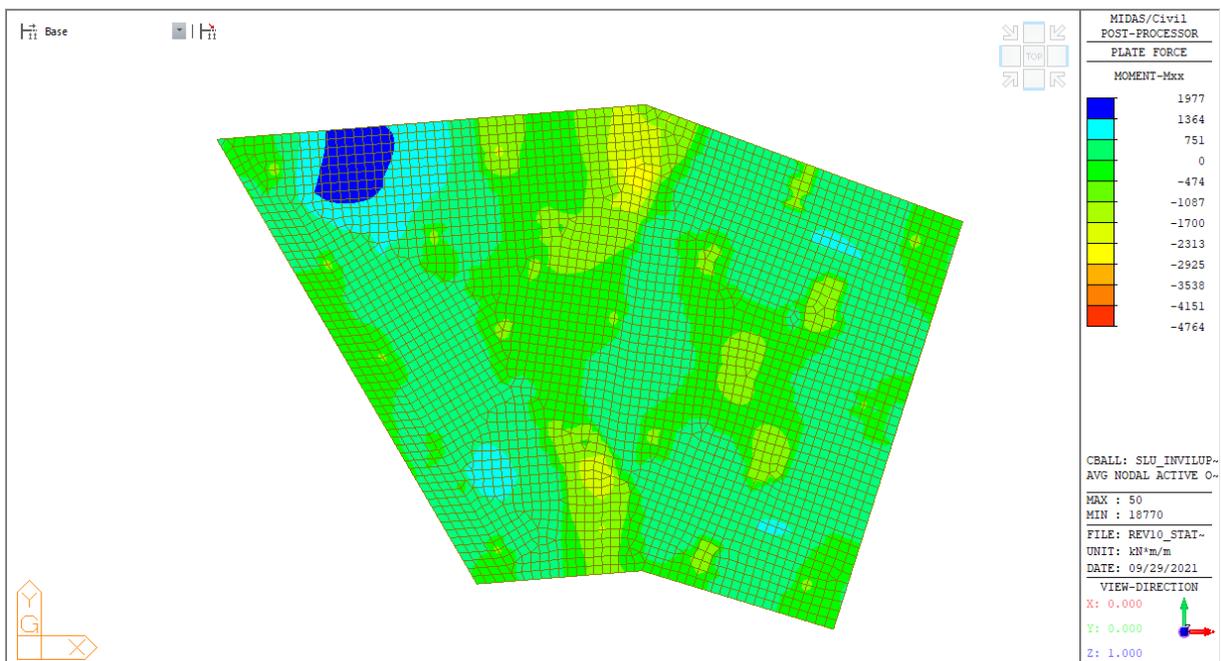
**Plinto D**



### Plinto E

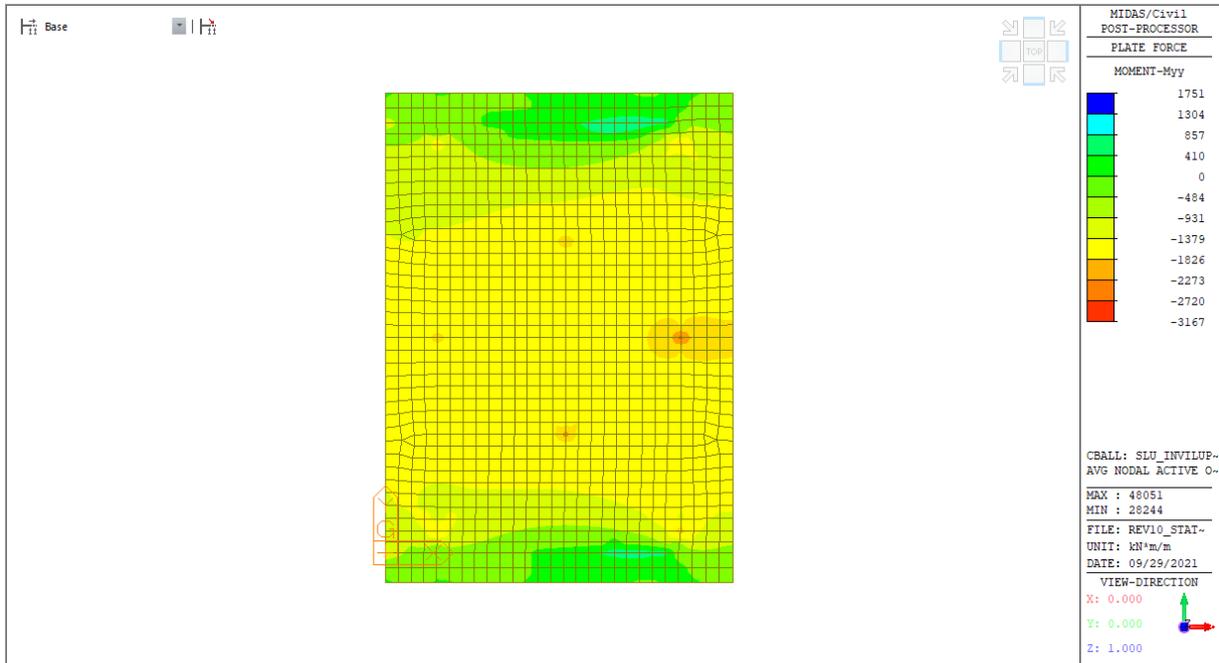


### Plinto F

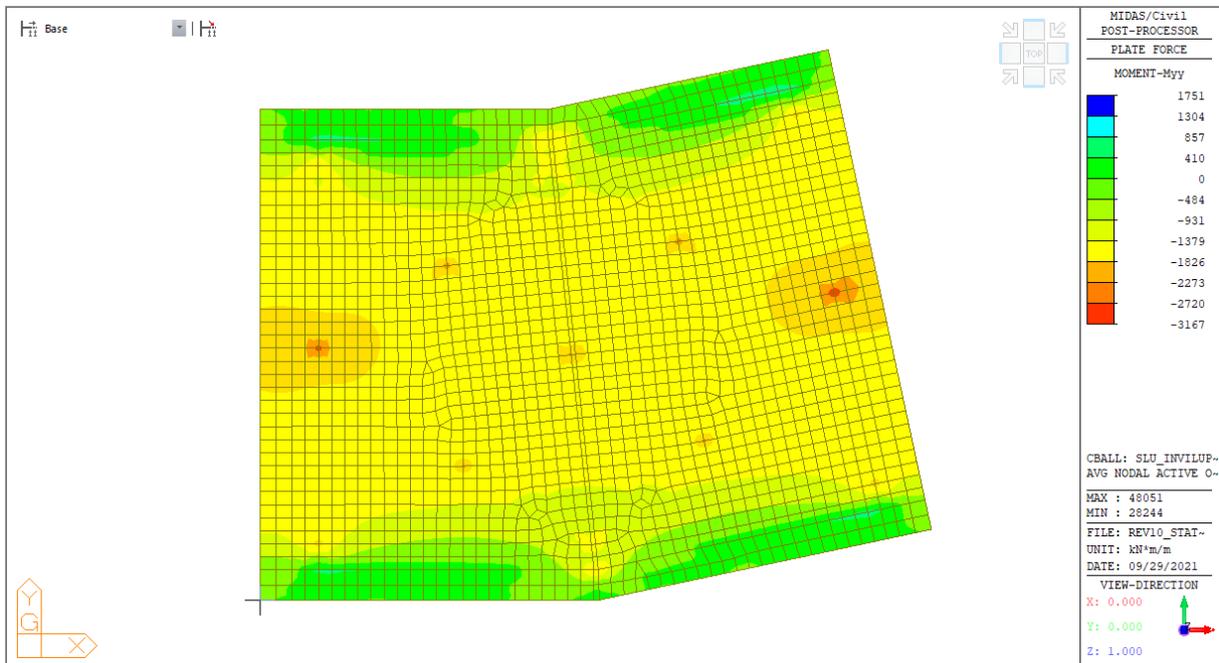


Inviluppo combinazioni SLU - Momenti flettenti in direzione Y trasversale

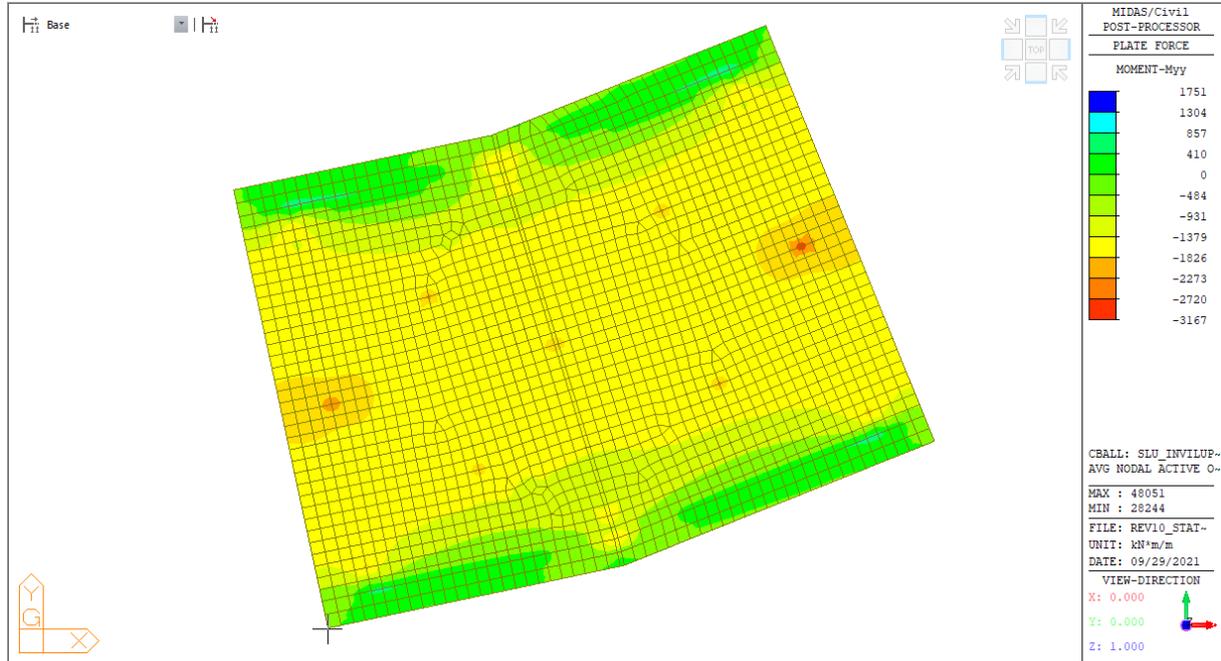
Plinto A



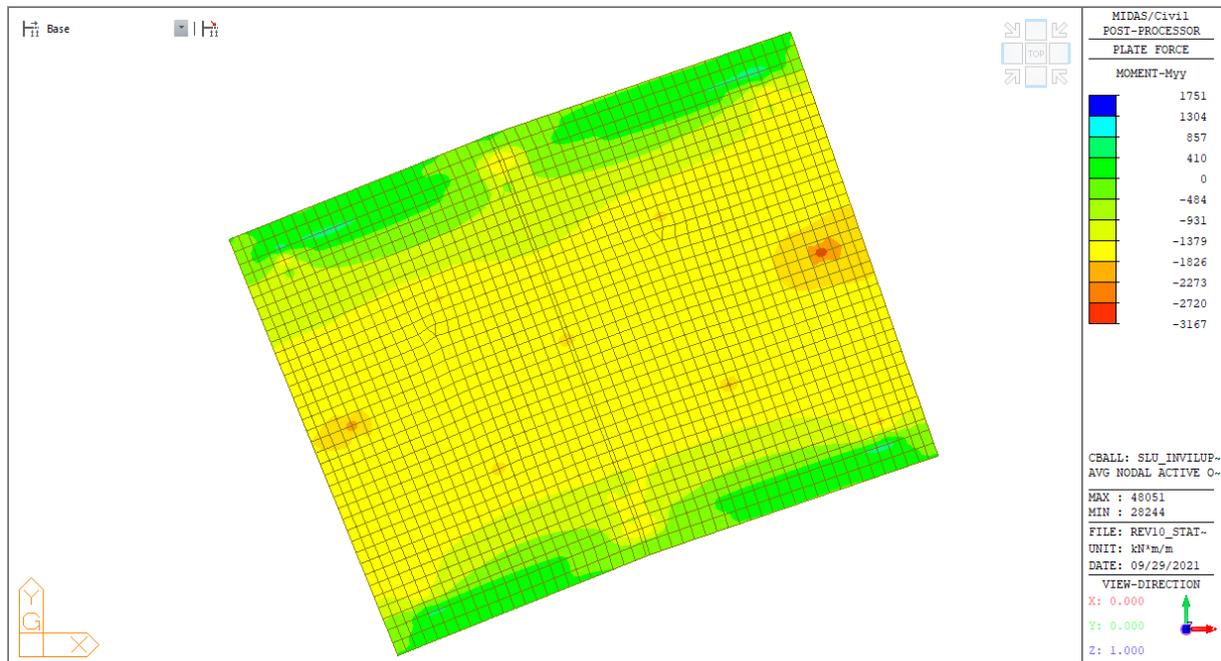
Plinto B



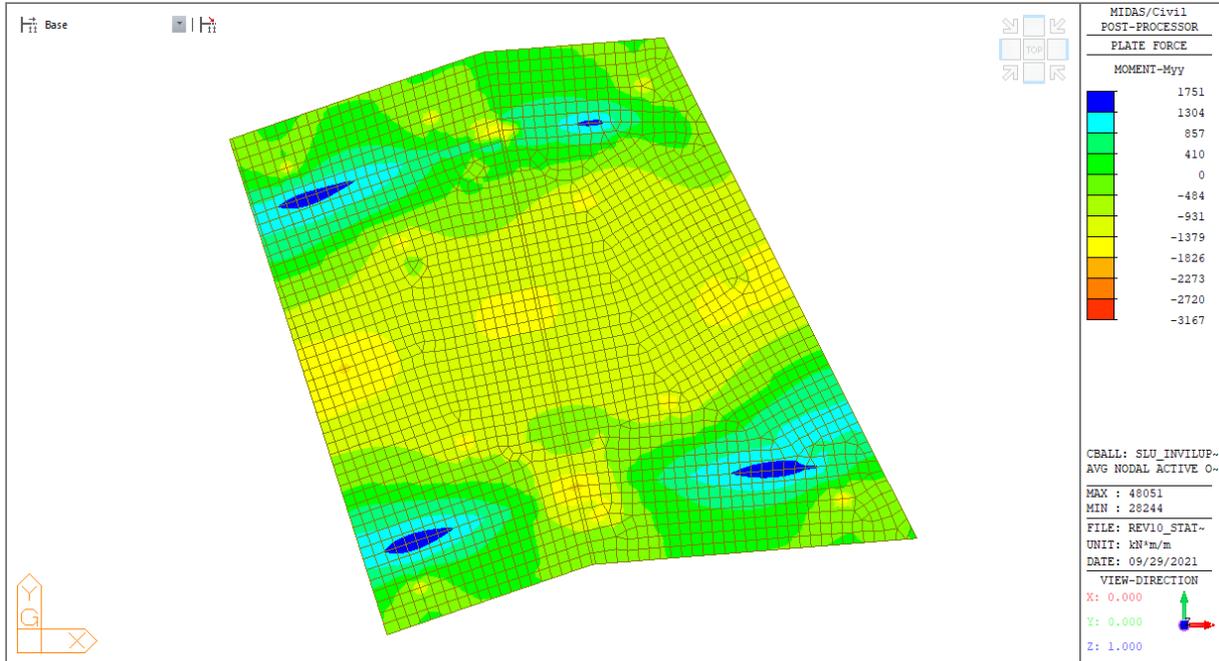
### Plinto C



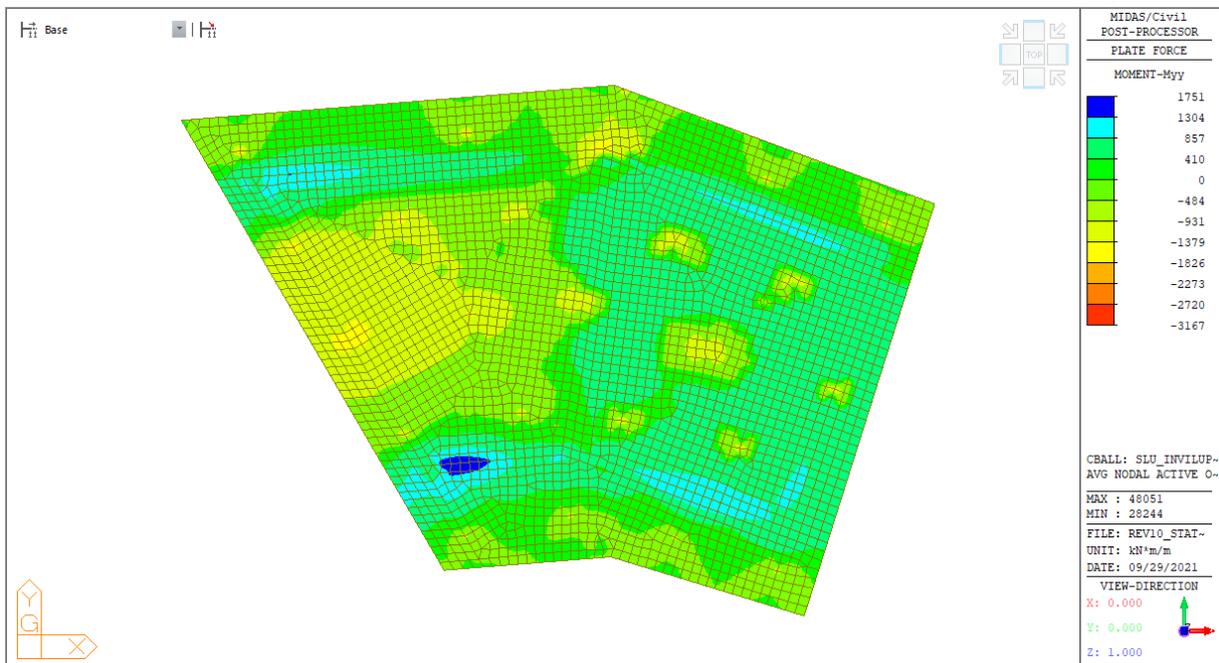
### Plinto D



### Plinto E



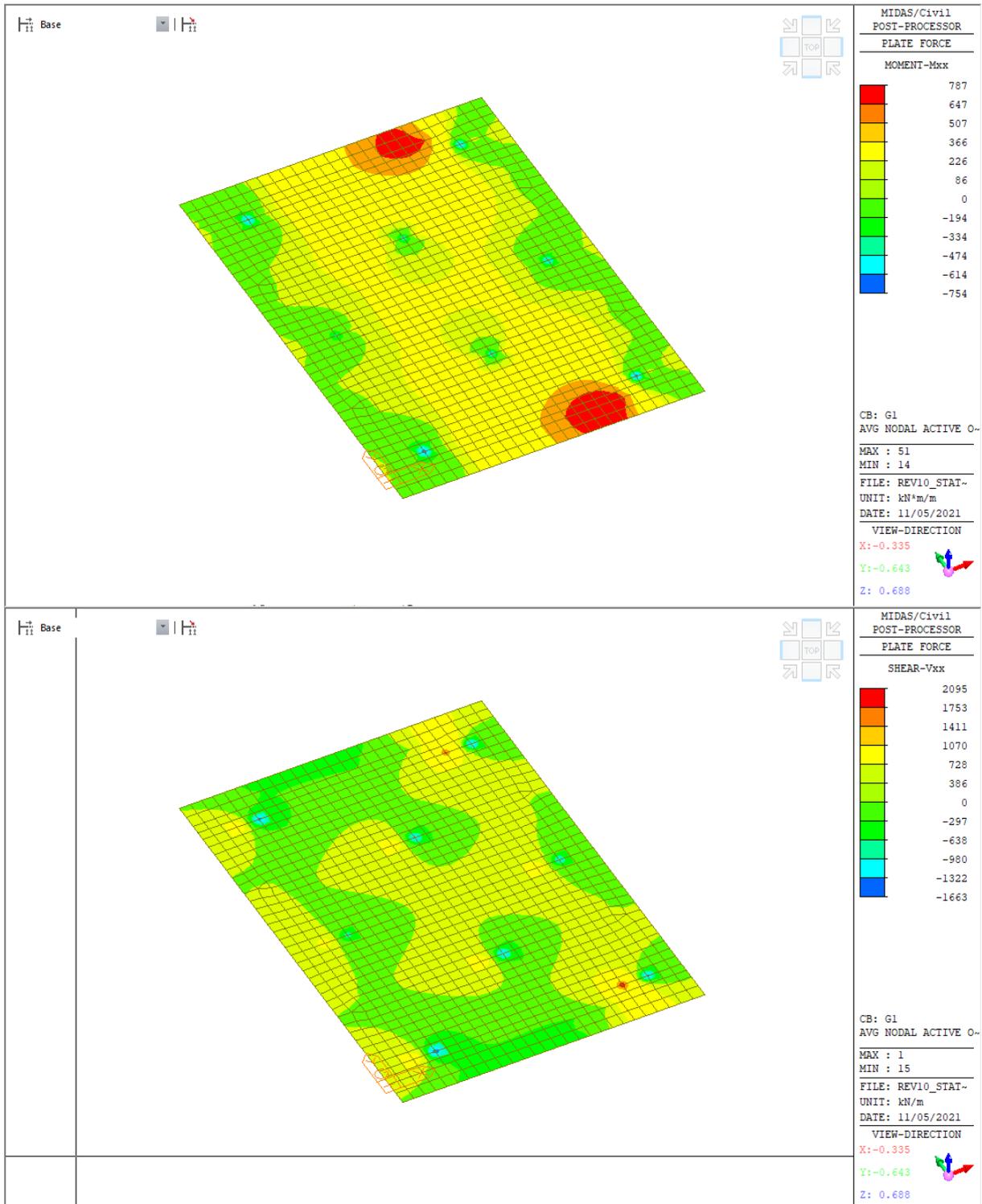
### Plinto F

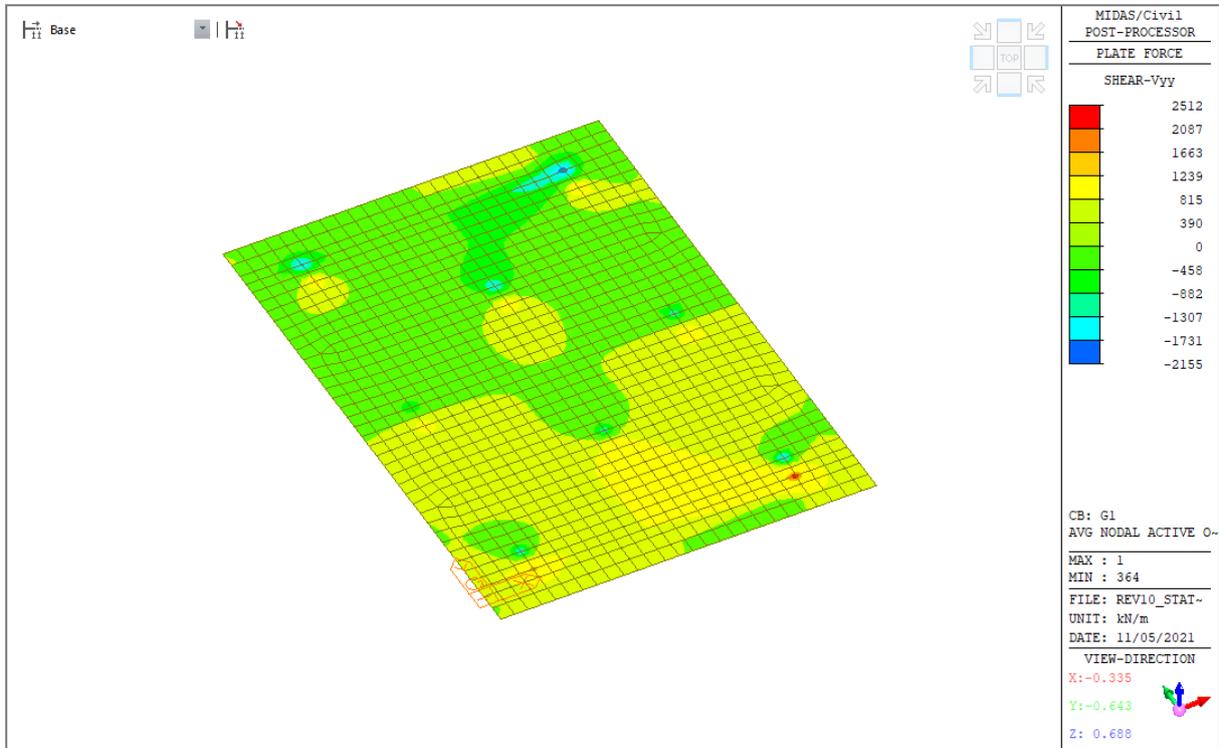
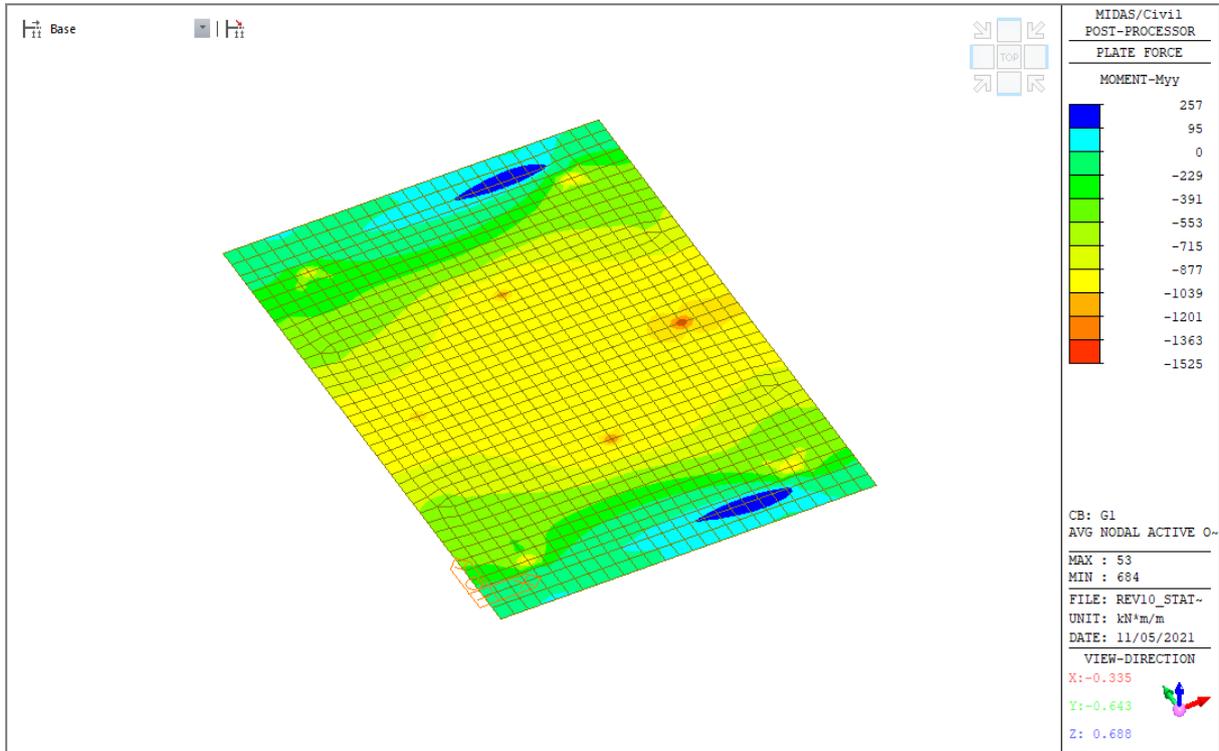


## 9.1 RISULTATI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

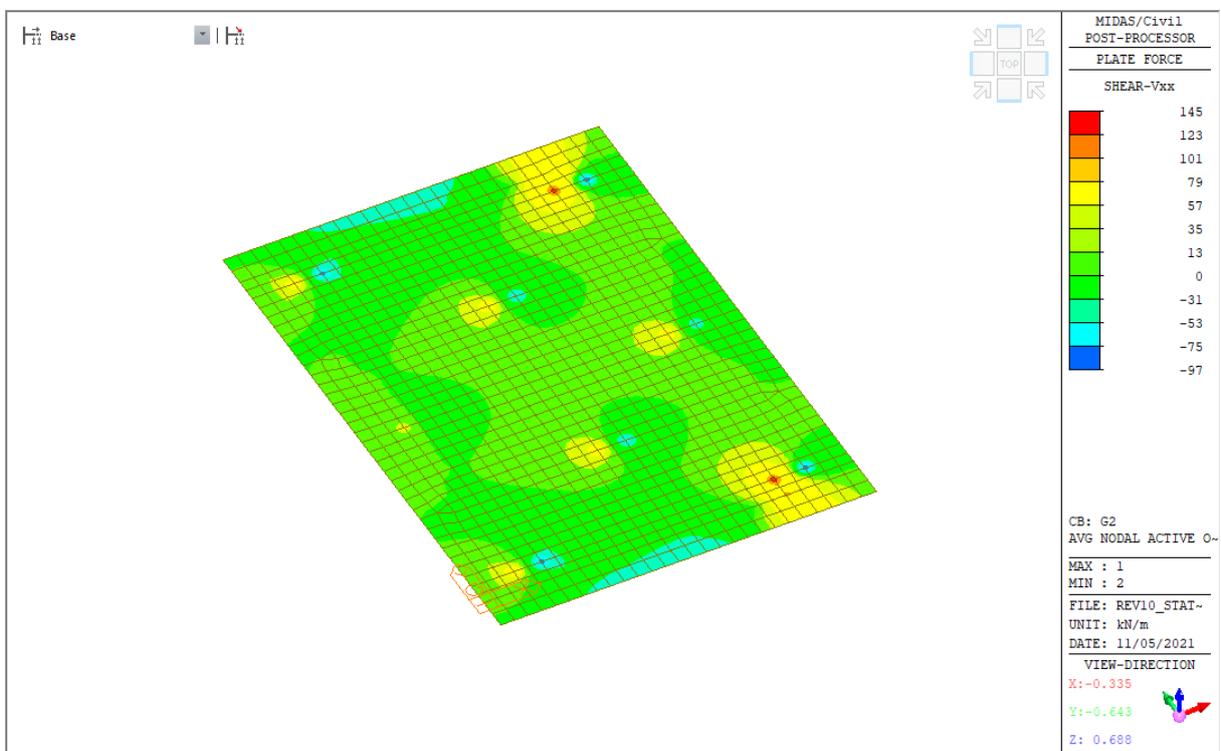
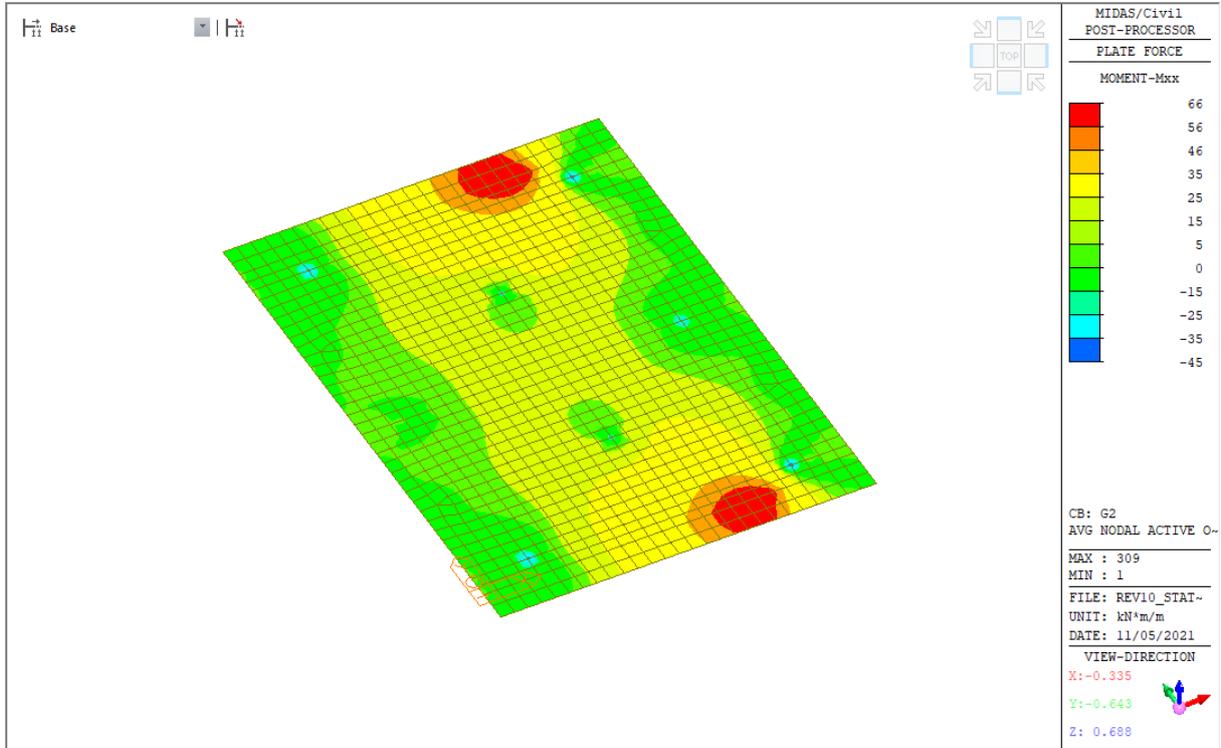
### 9.1.1 PLINTO A

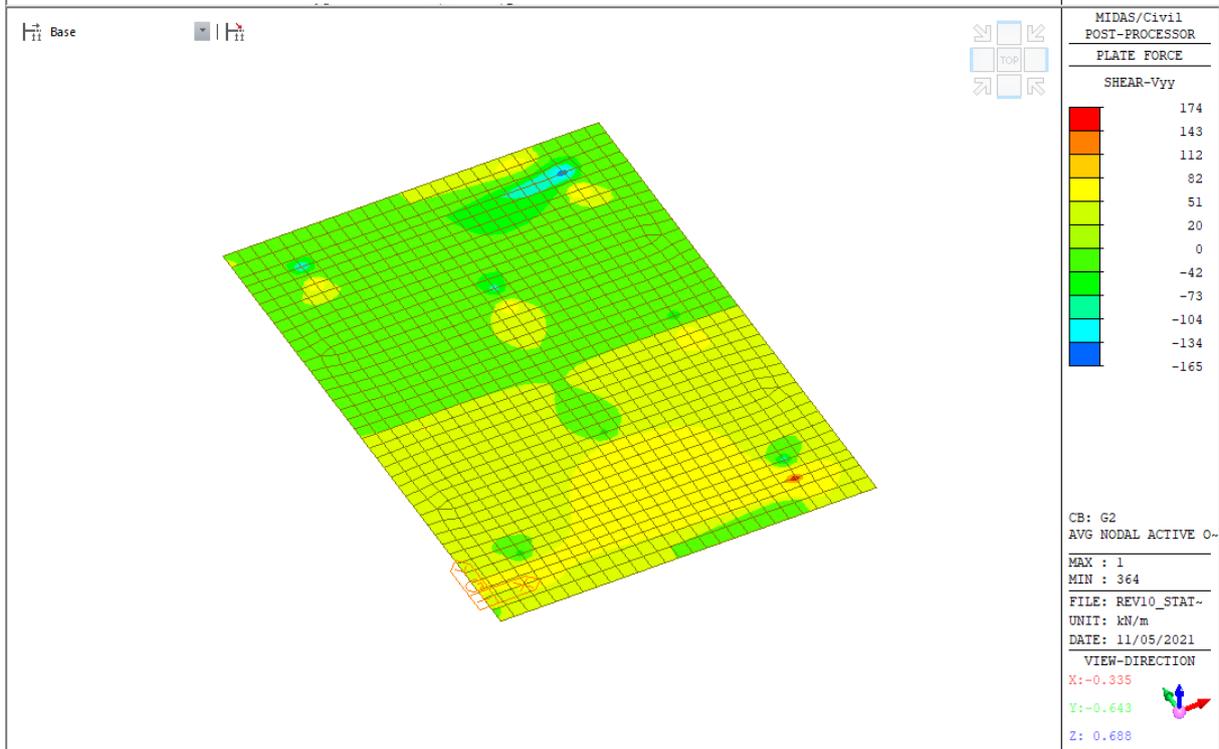
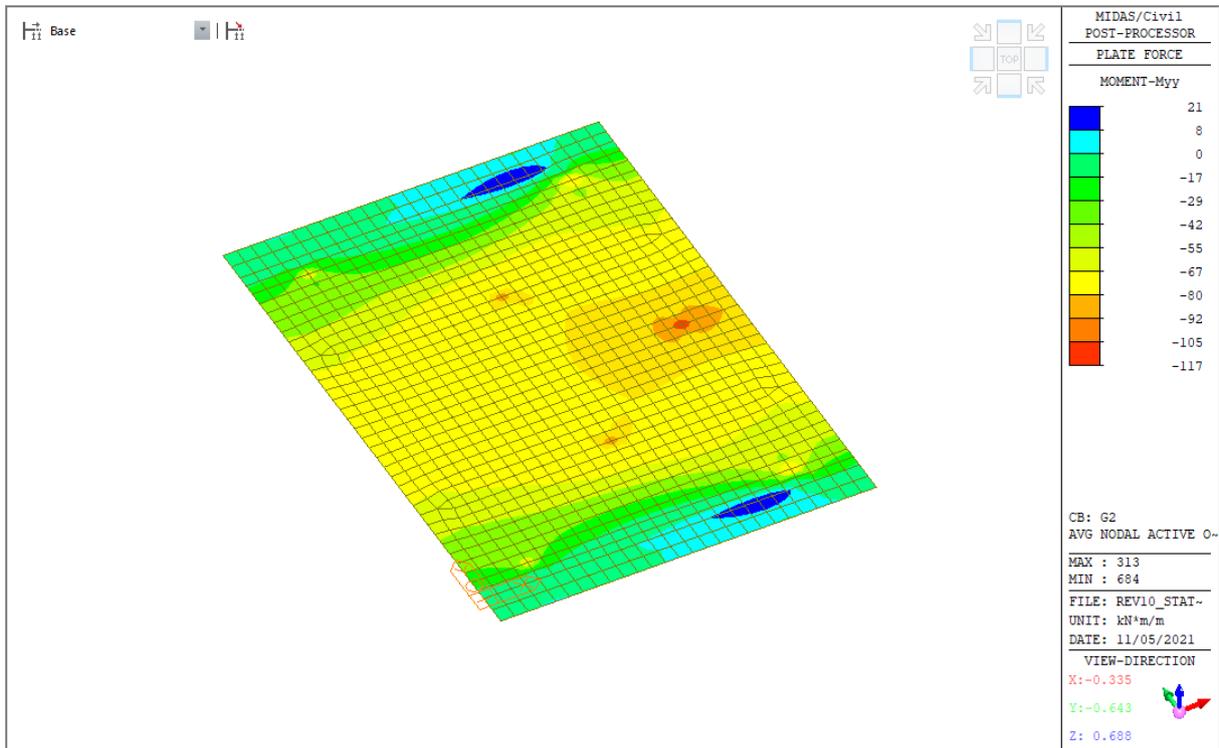
#### 9.1.1.1 Pesi propri strutturali - G1



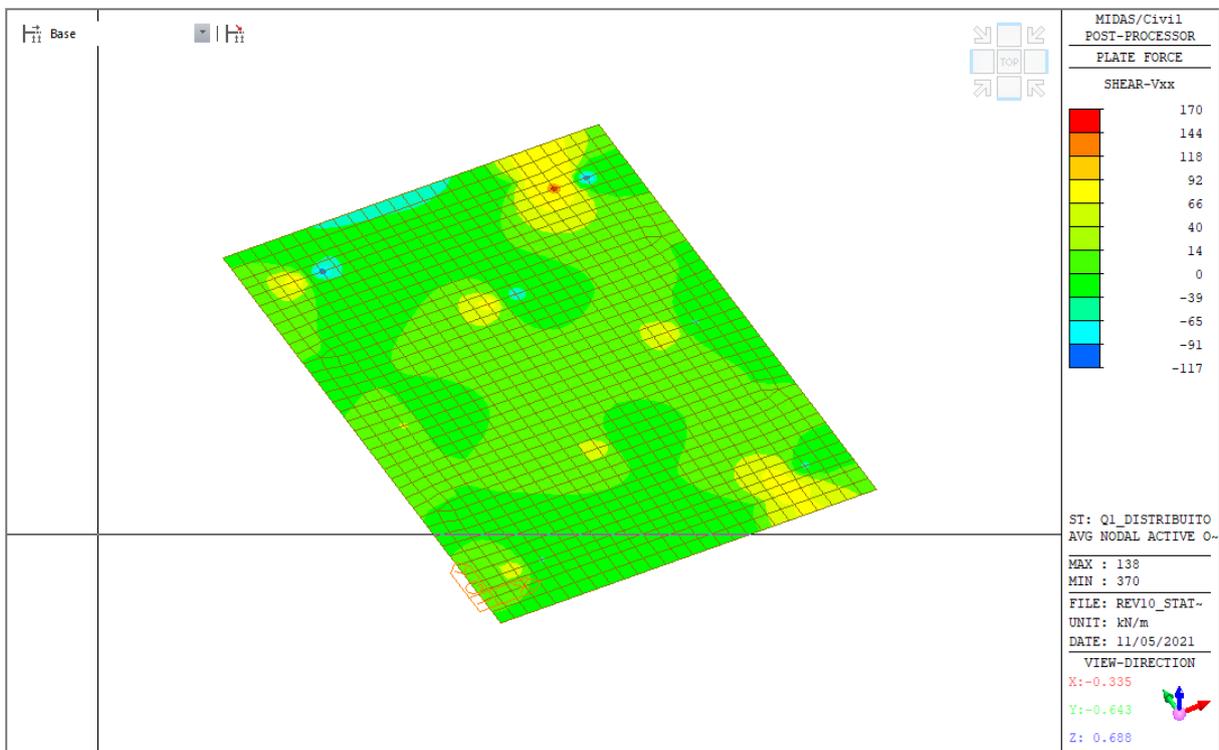
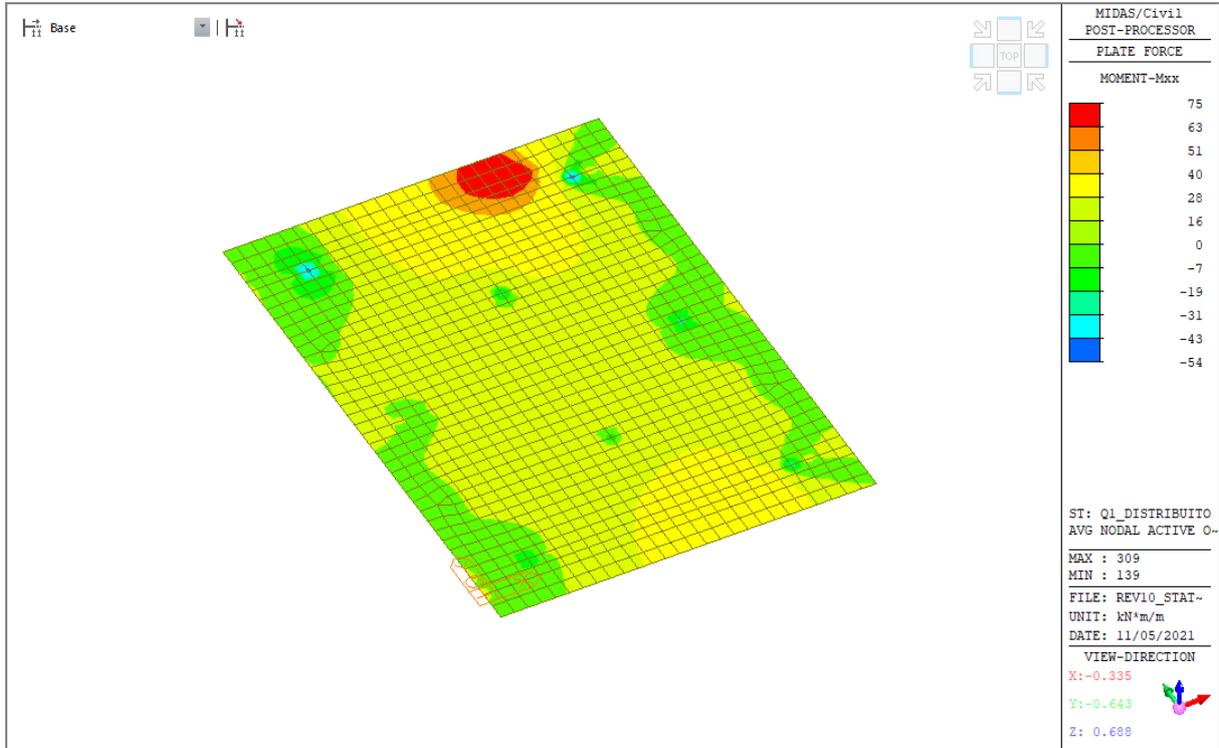


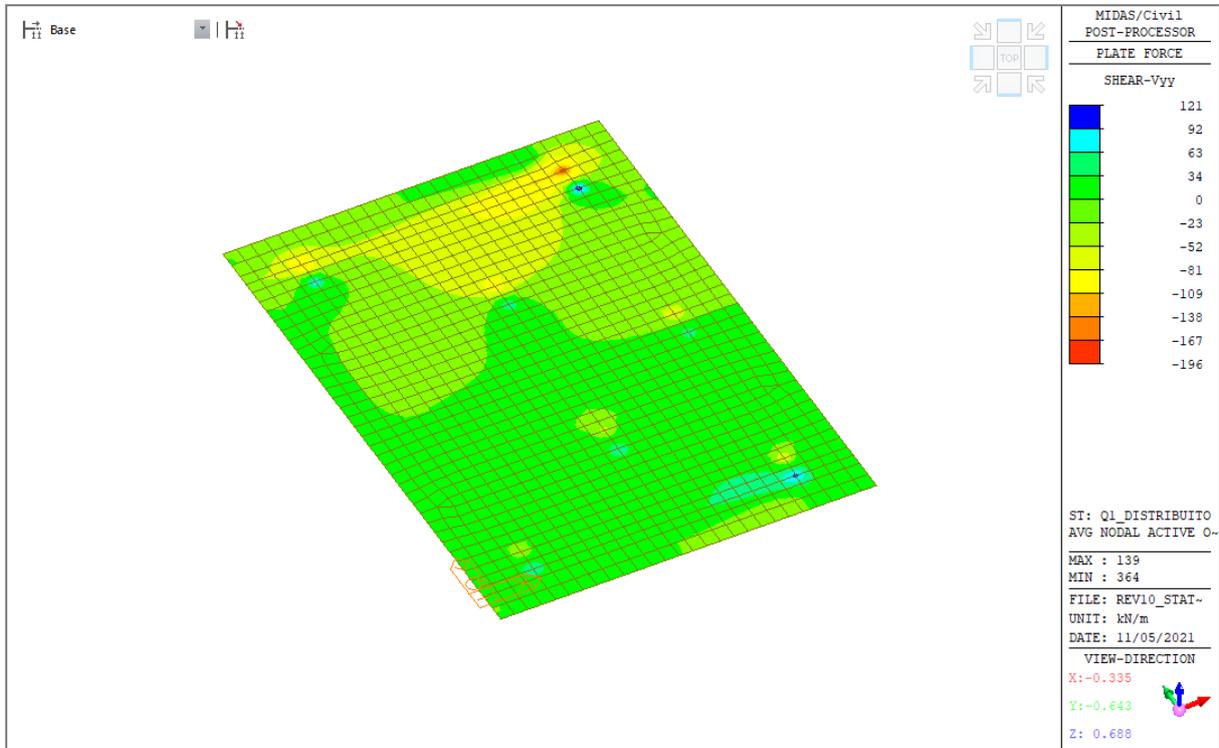
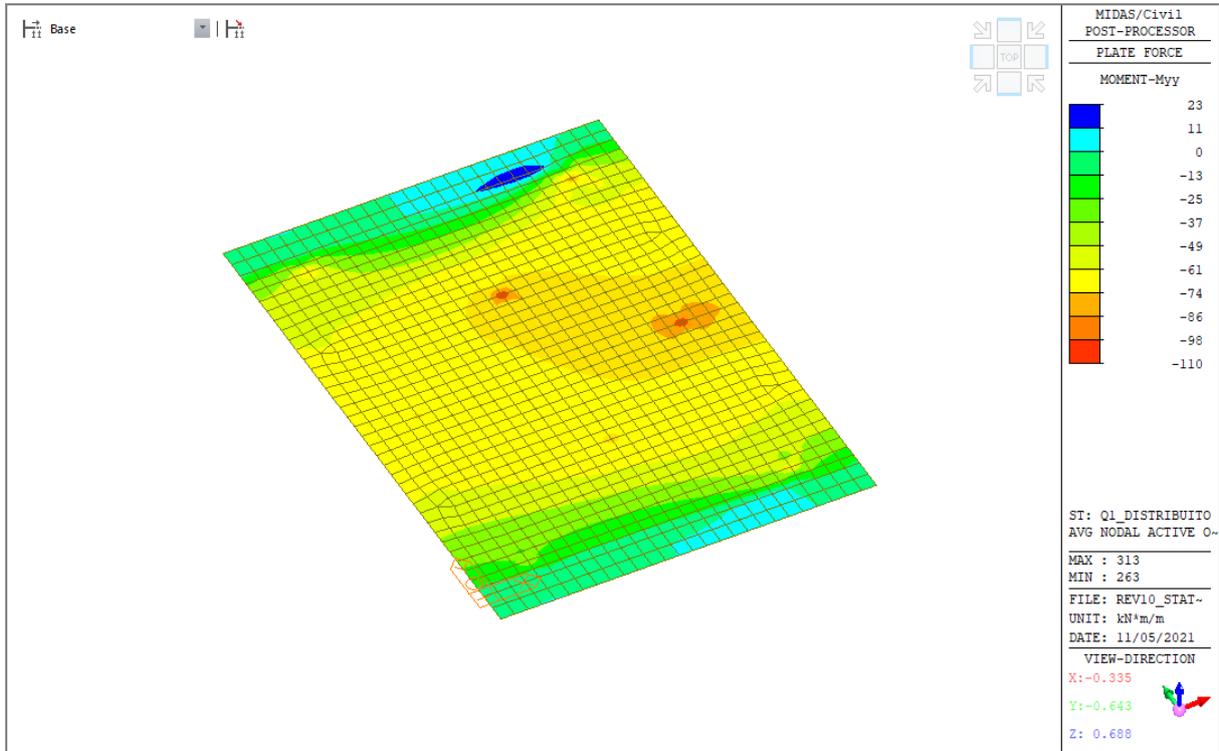
### 9.1.1.2 Pesi propri non strutturali - G2



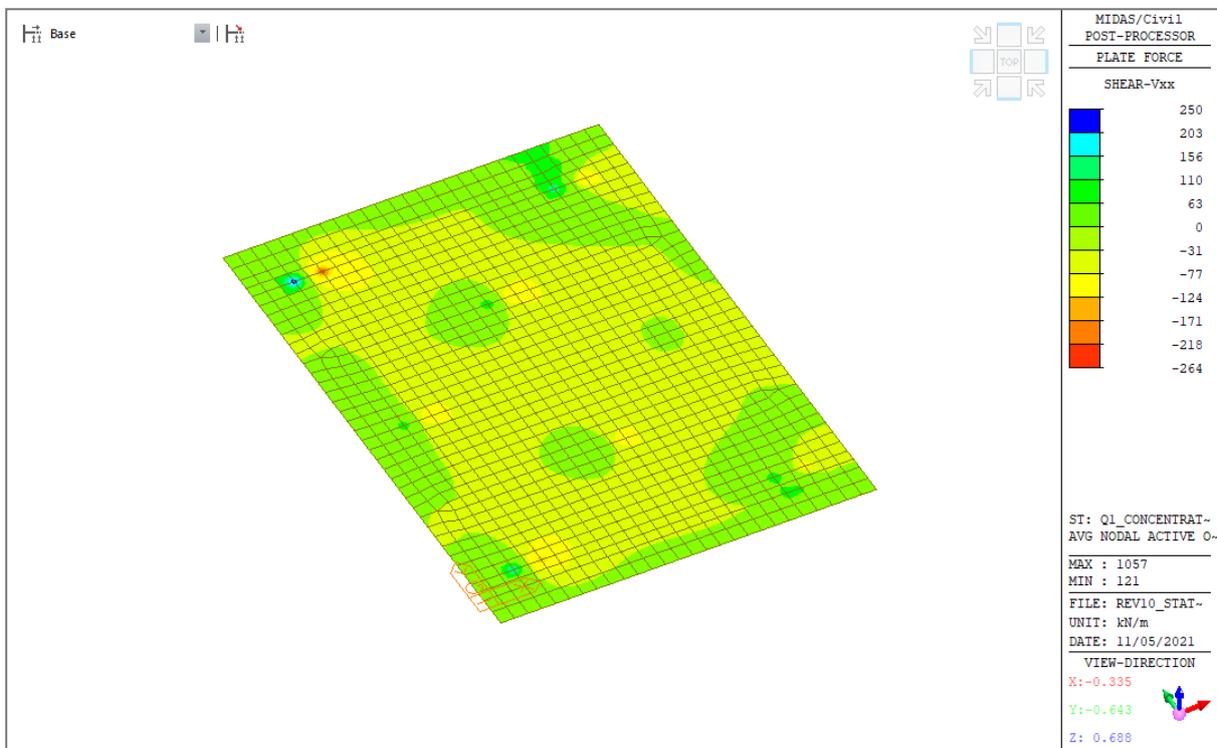
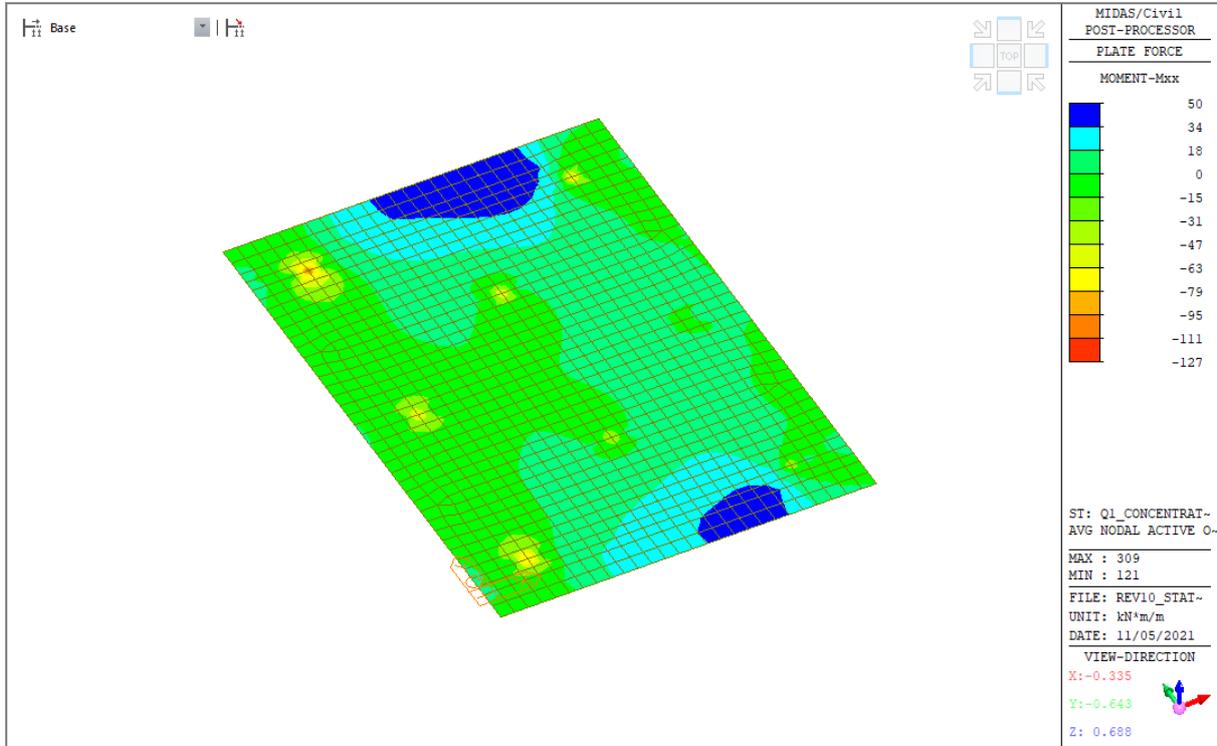


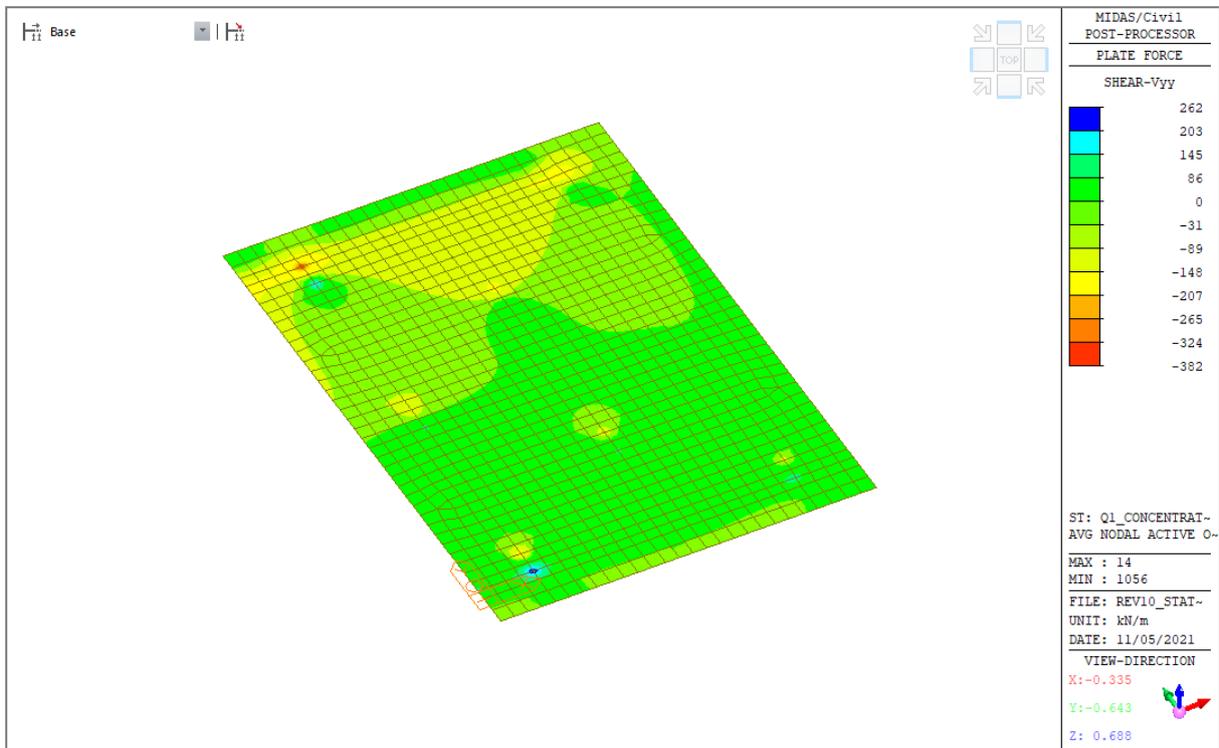
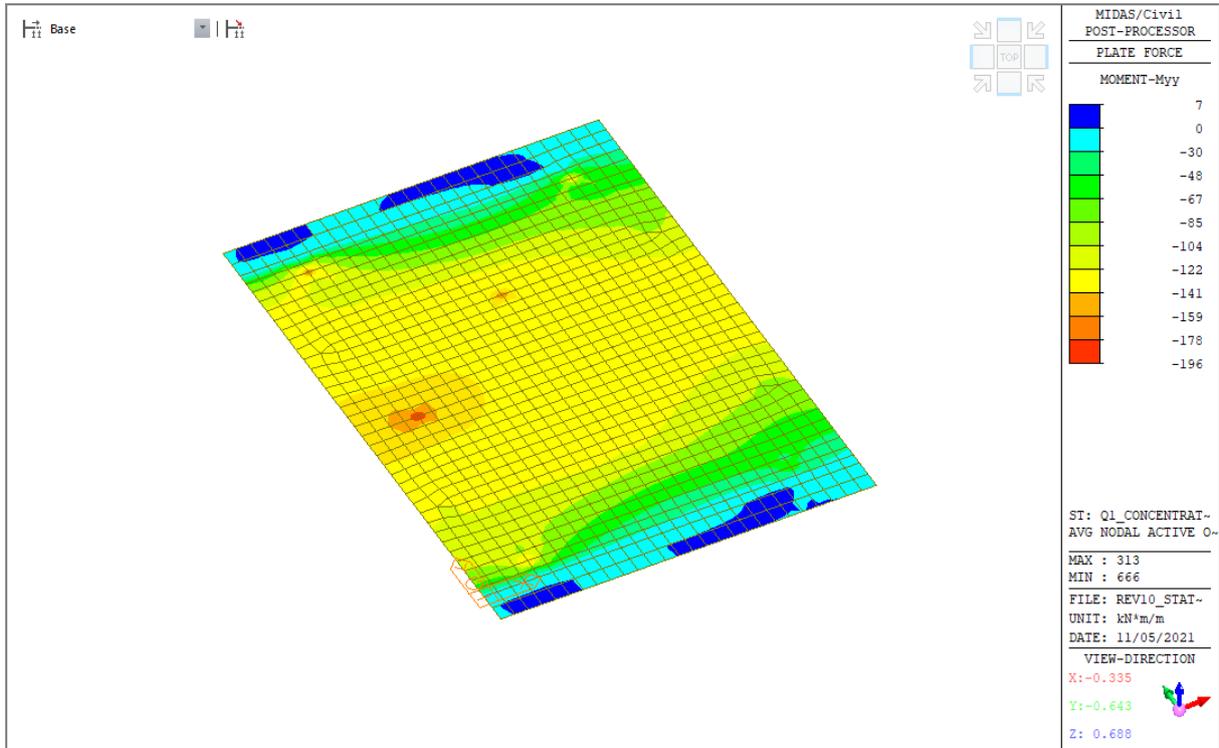
### 9.1.1.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti



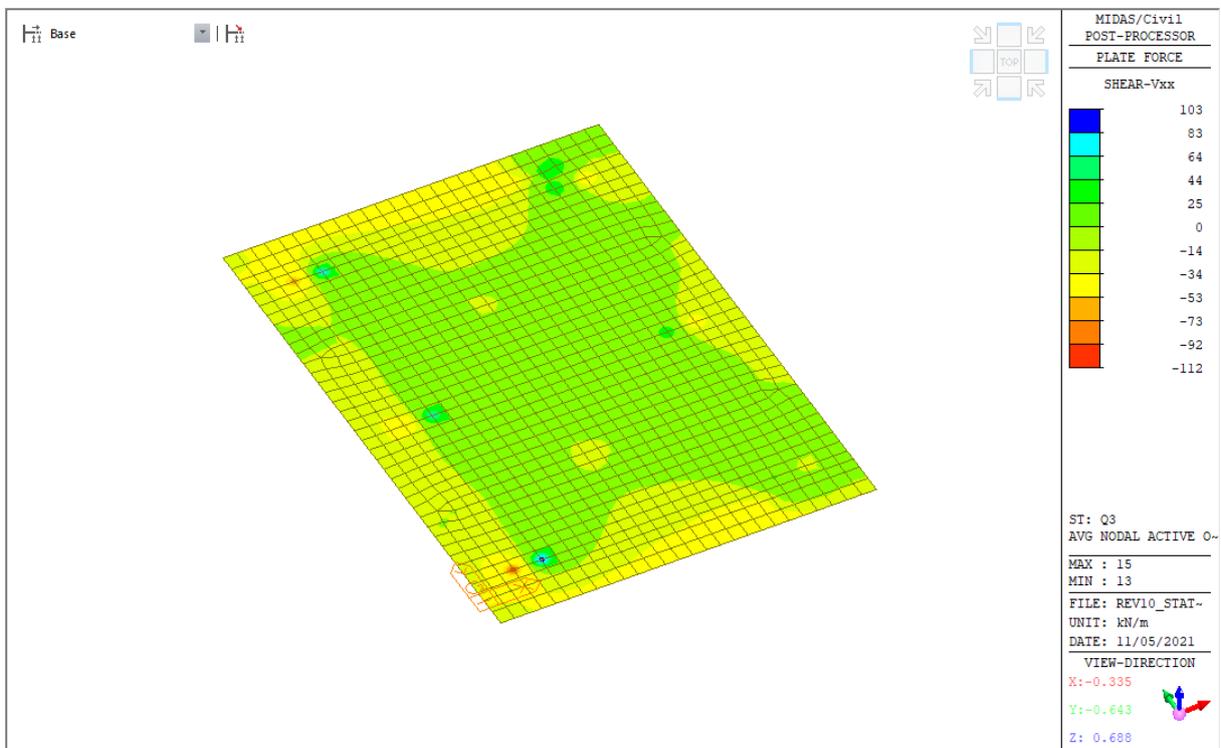
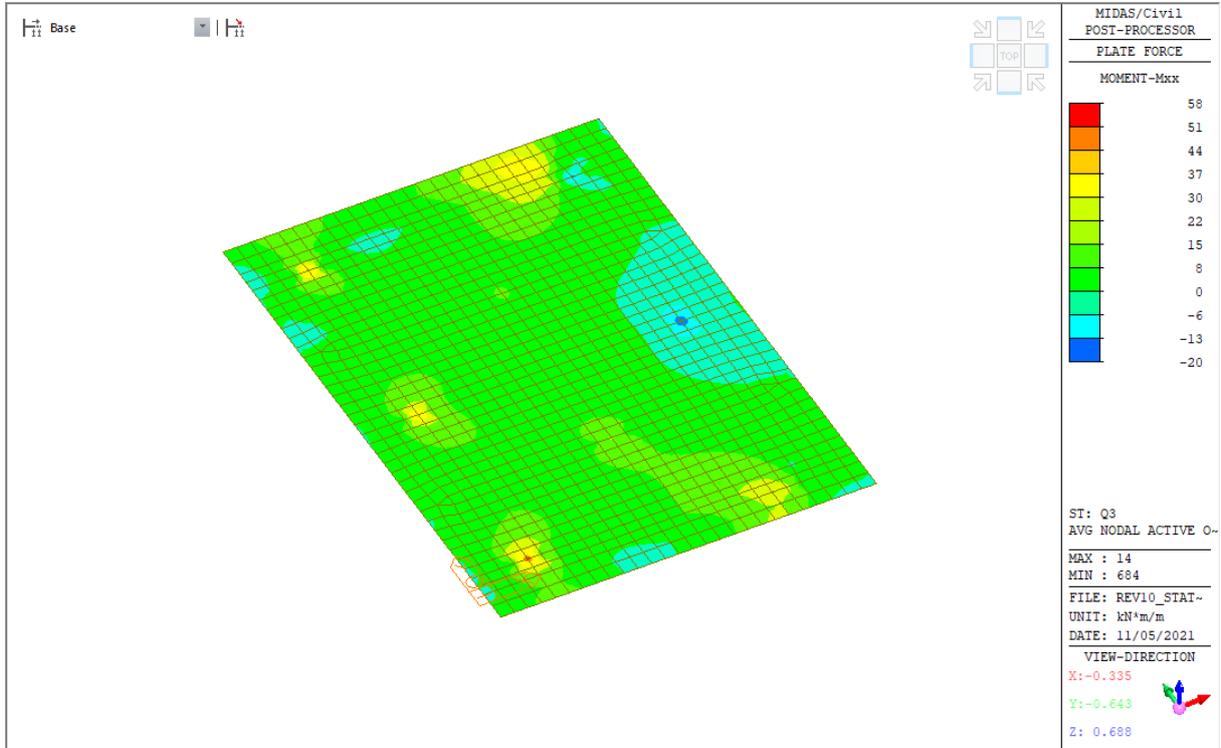


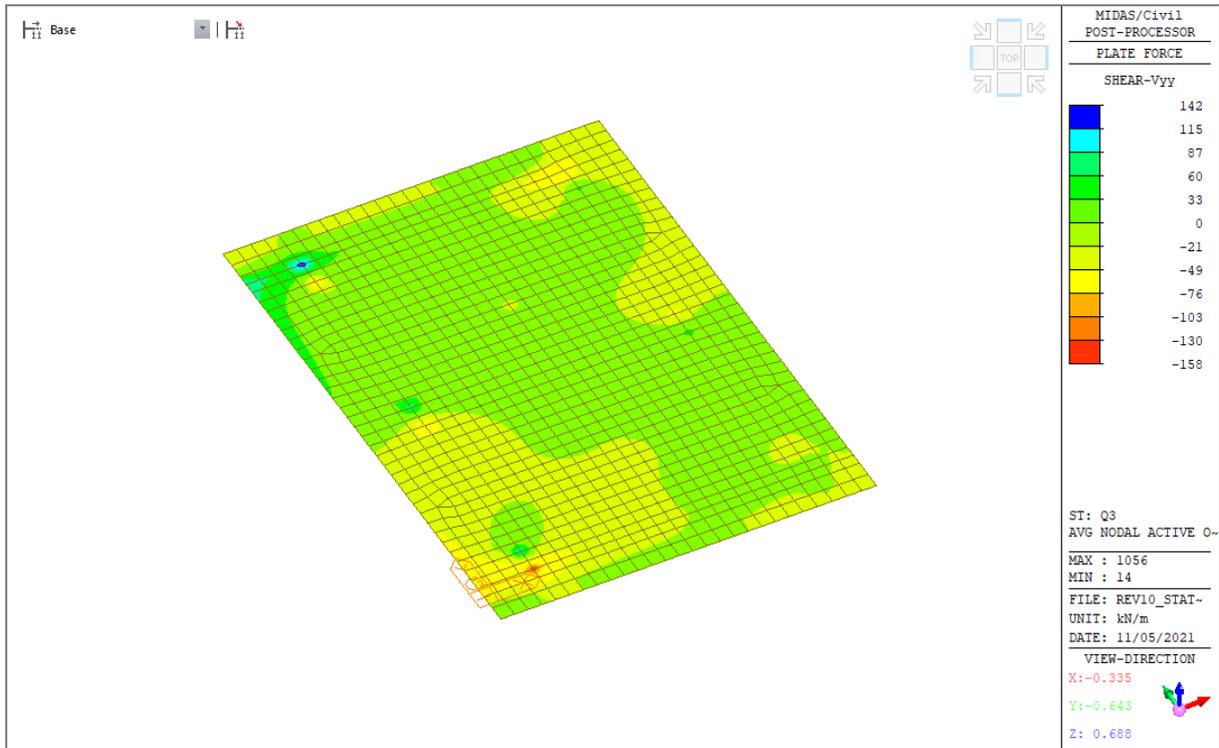
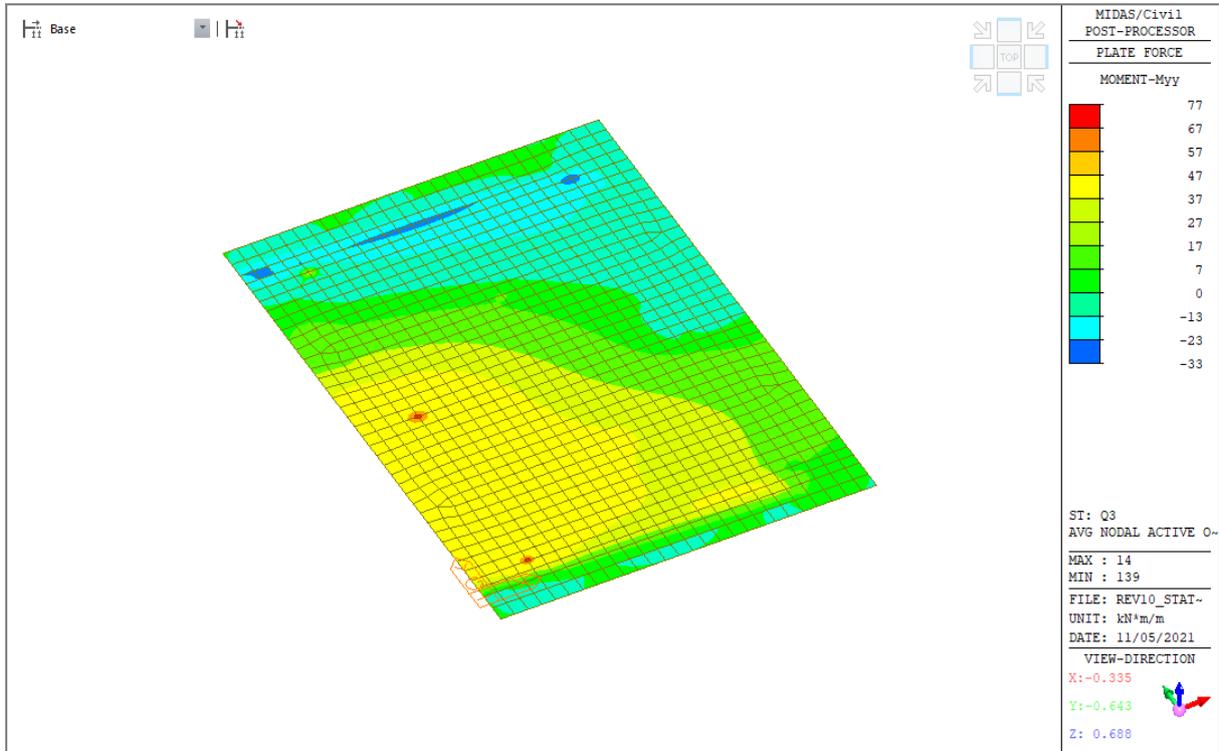
### 9.1.1.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



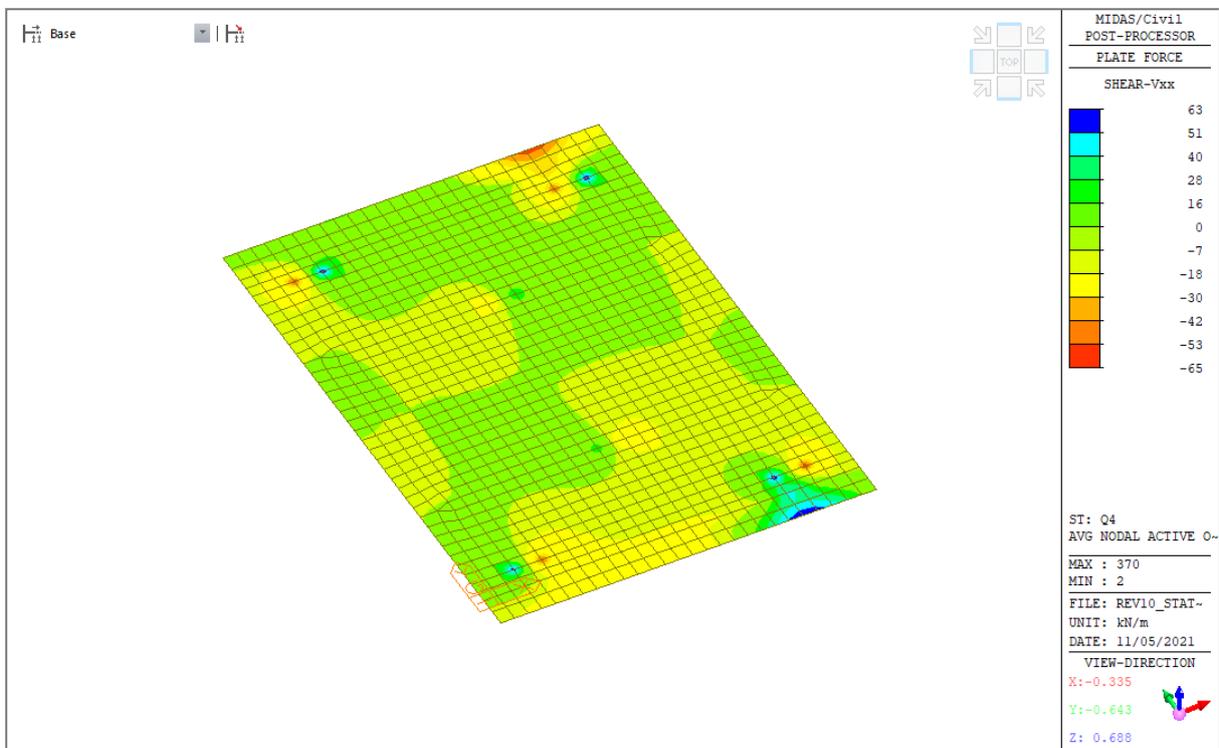
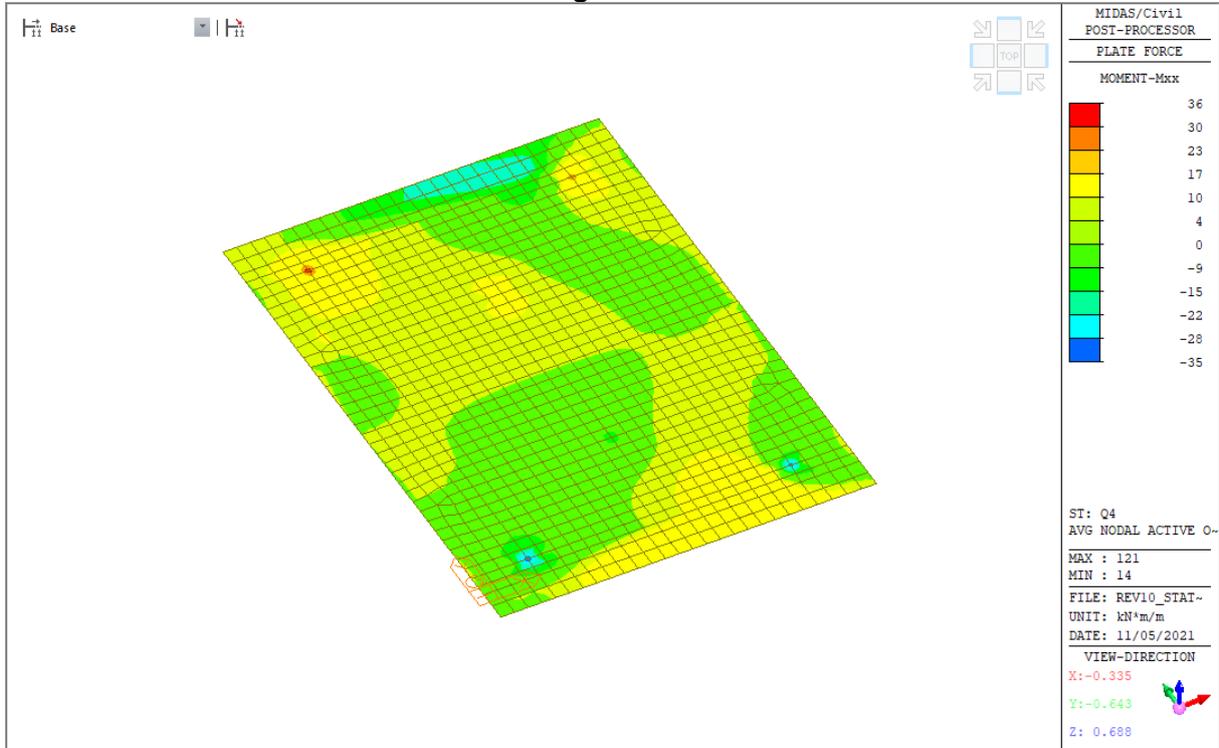


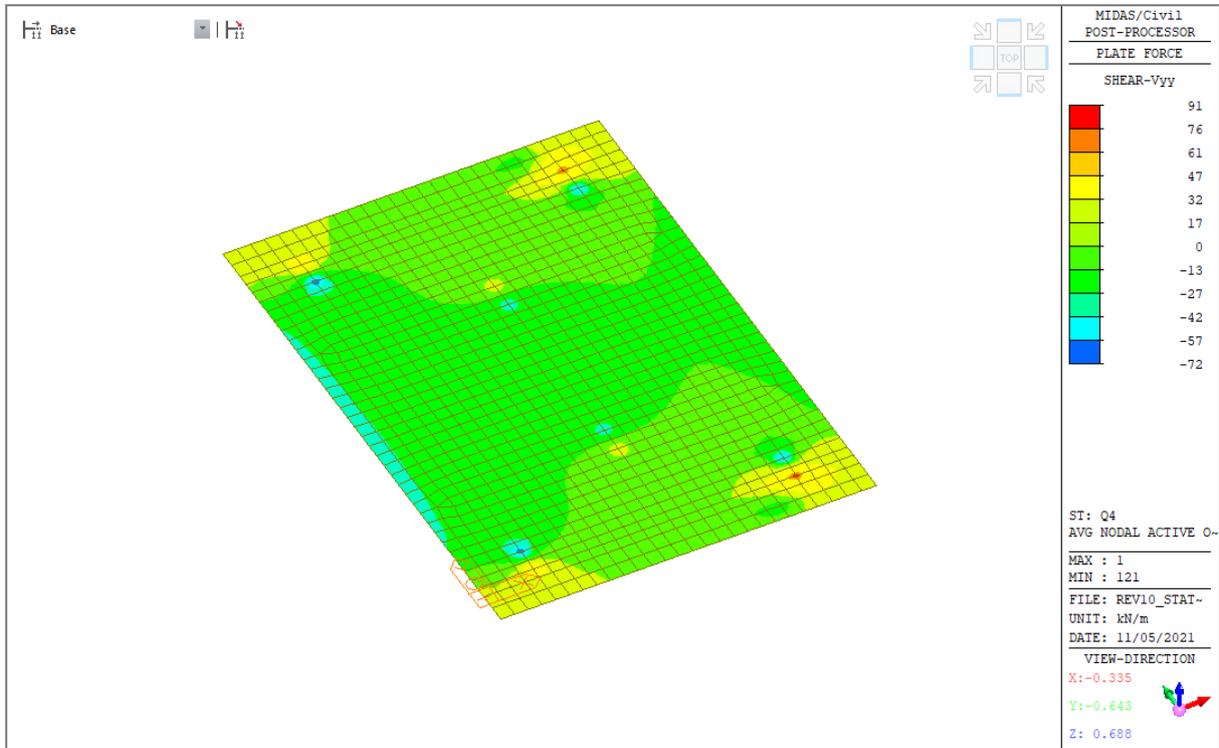
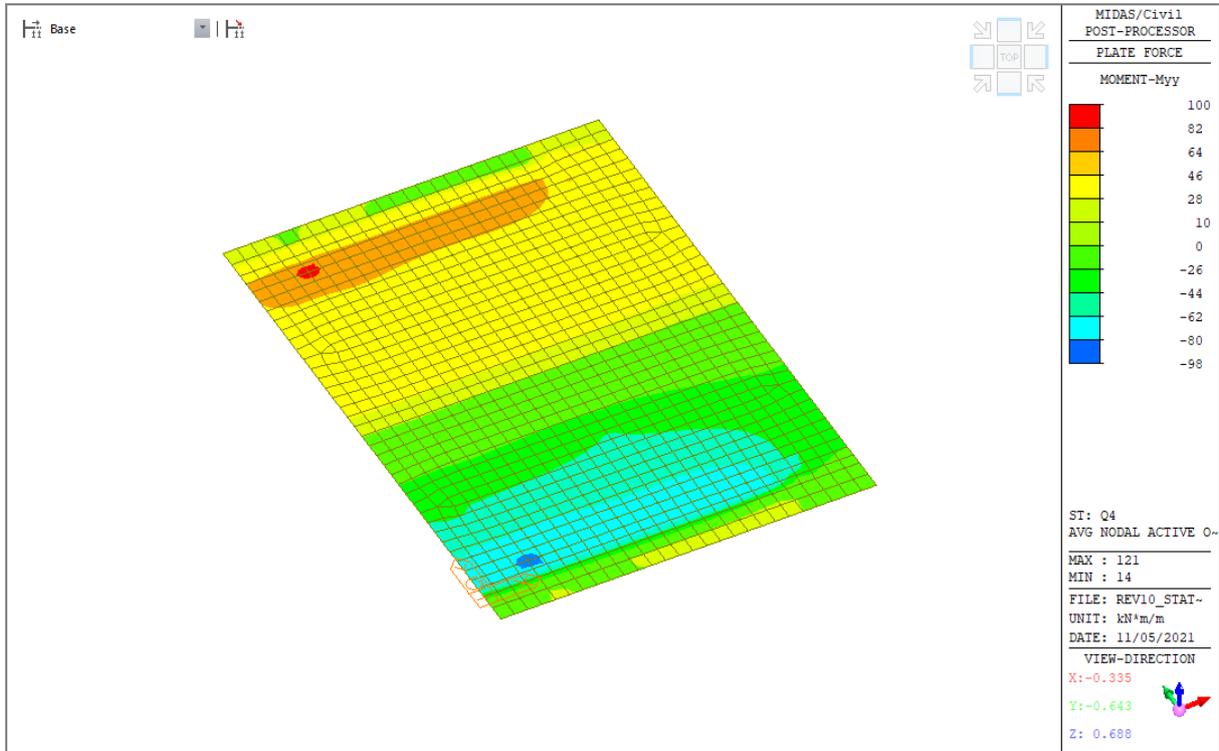
### 9.1.1.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



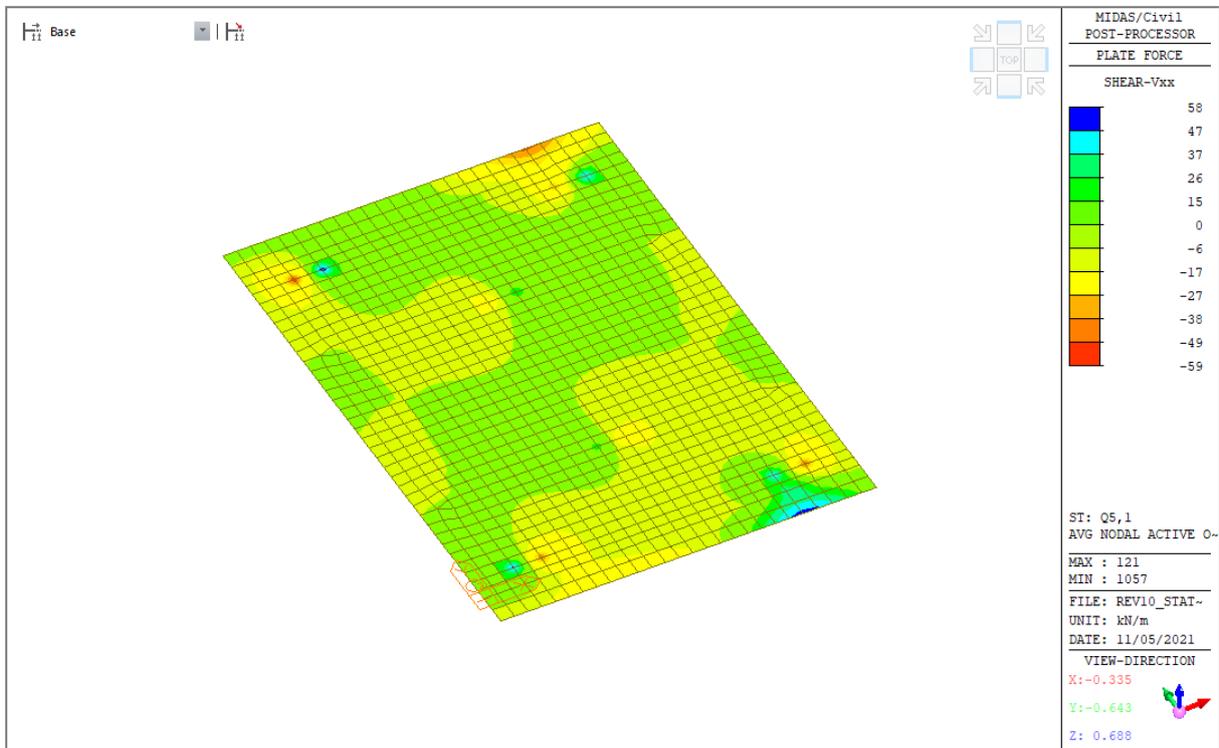
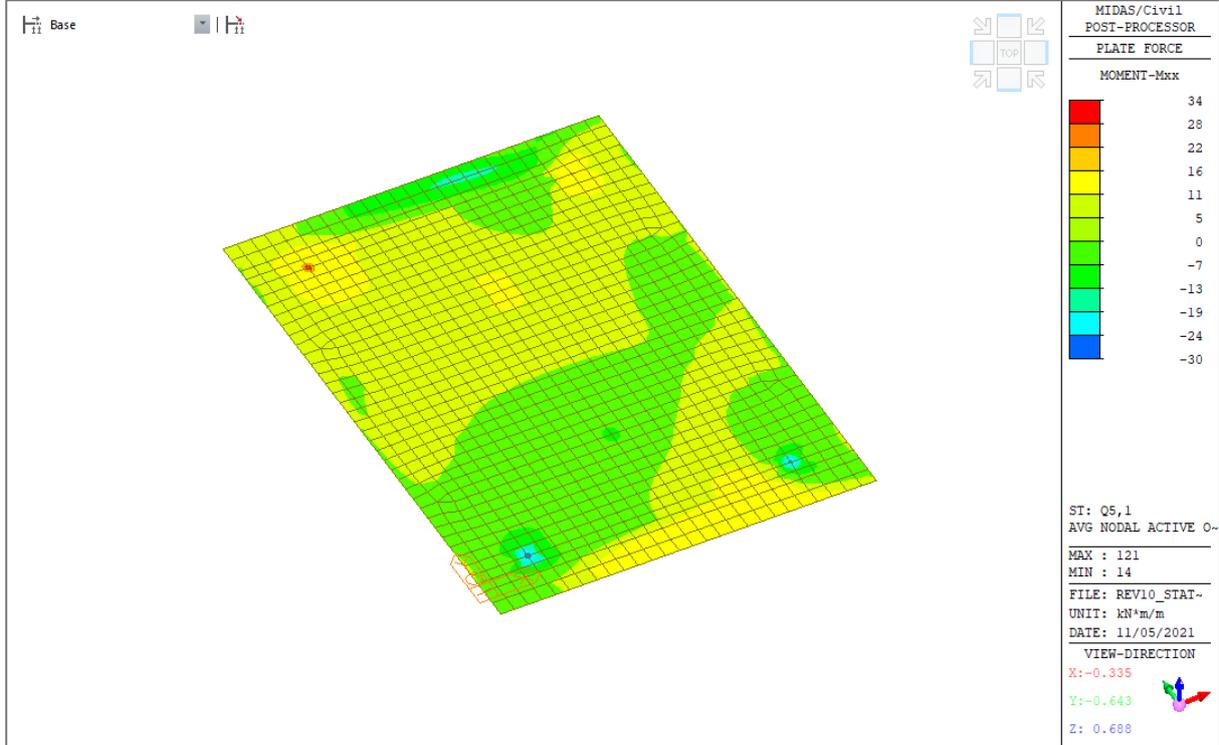


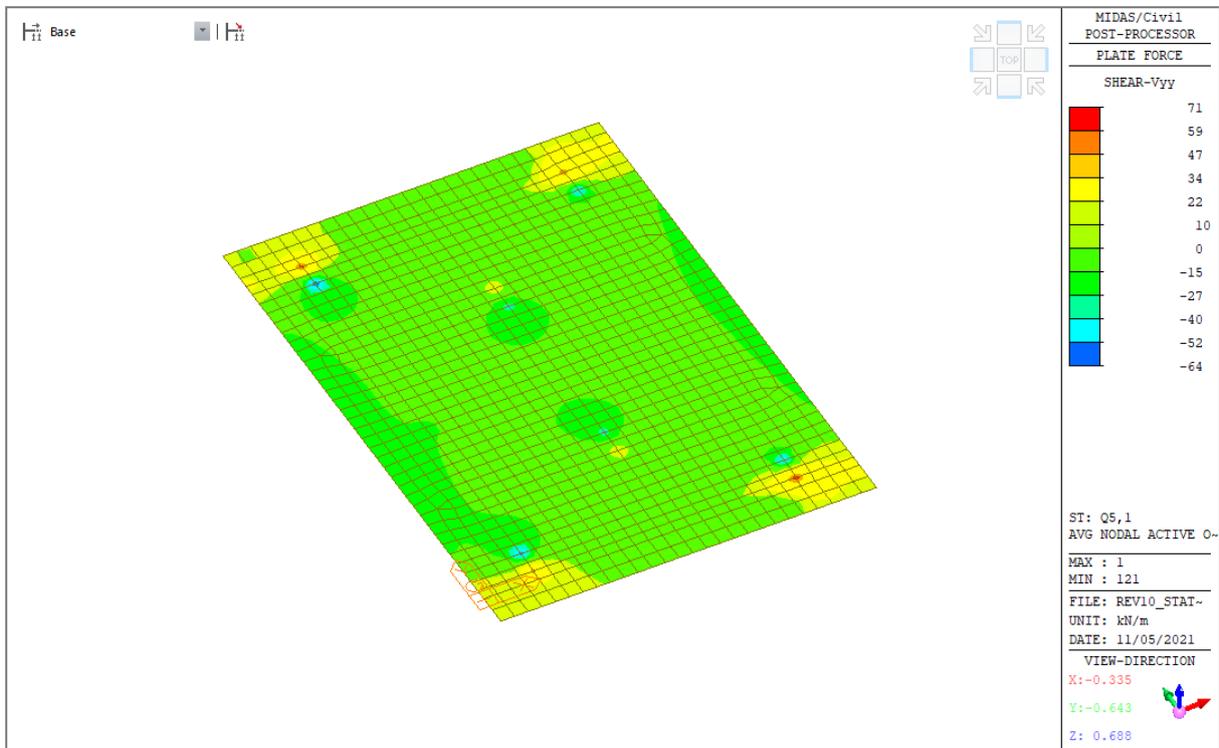
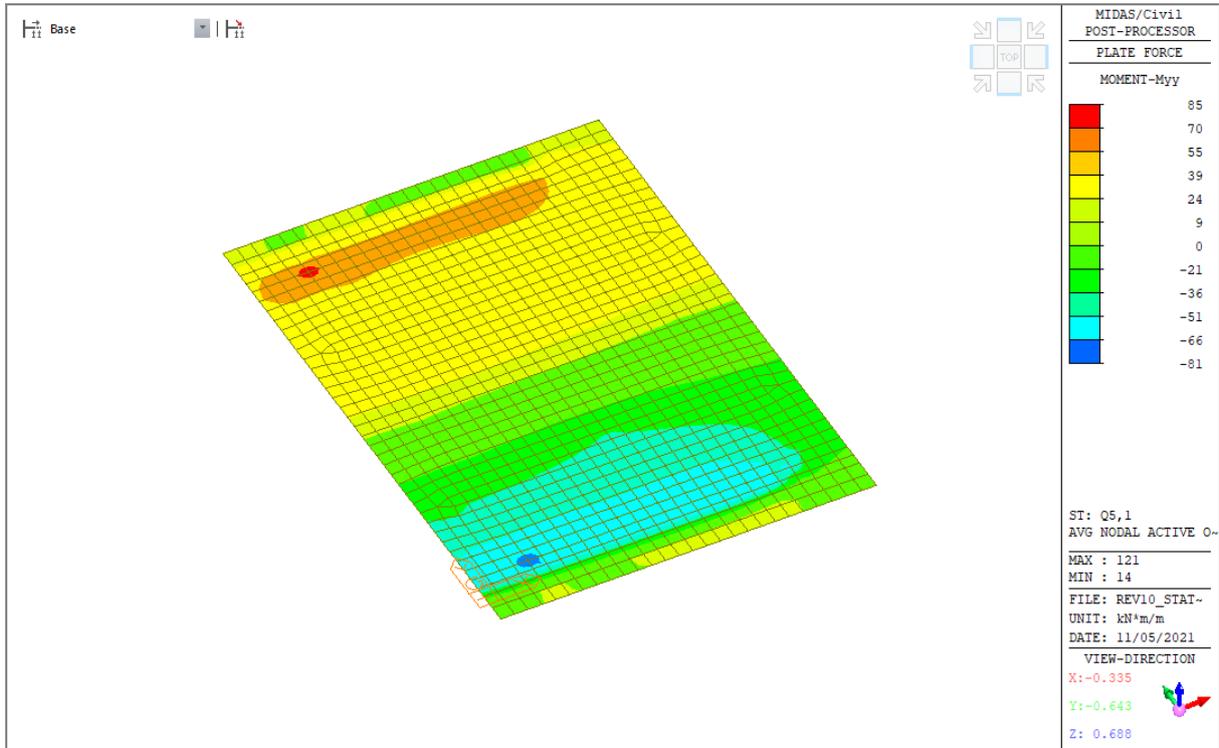
### 9.1.1.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



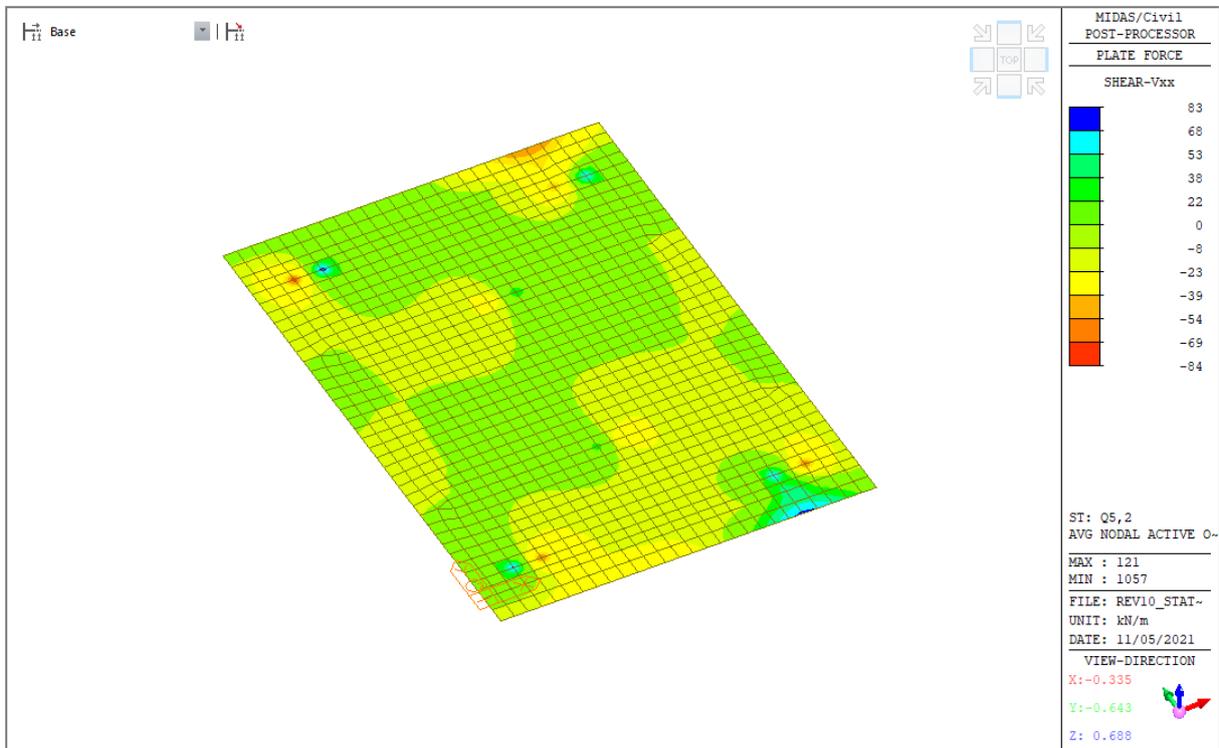
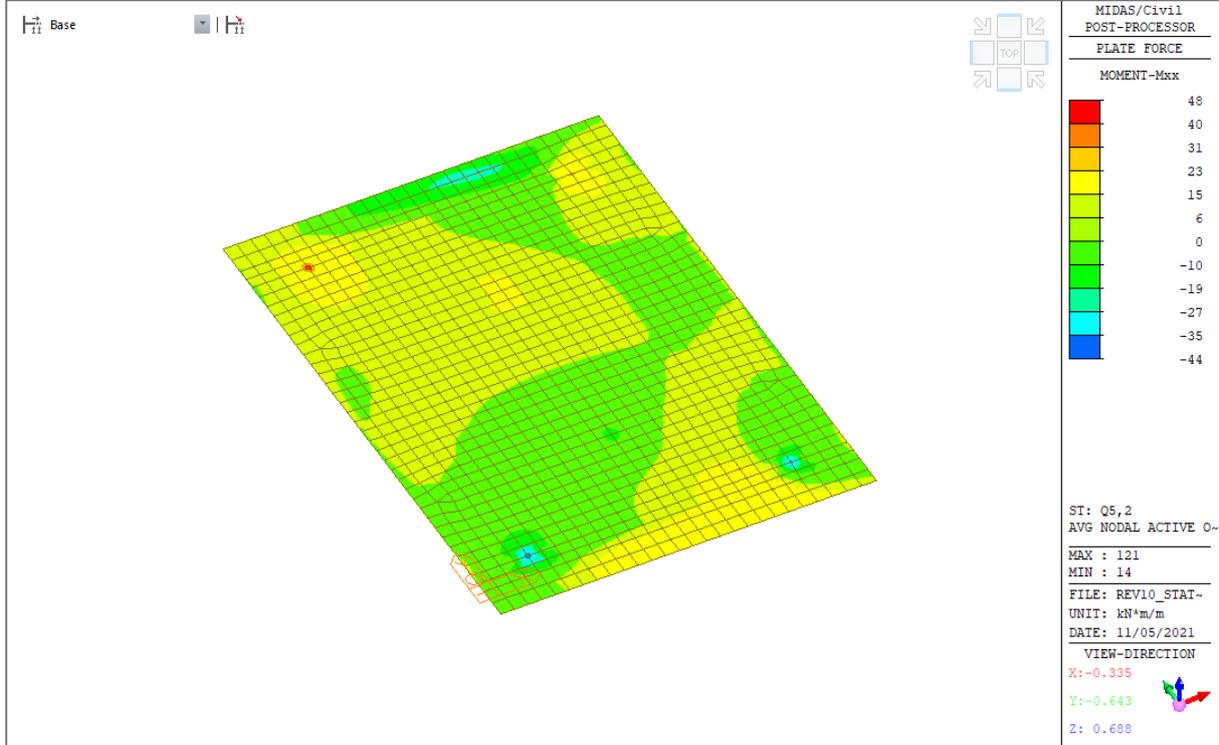


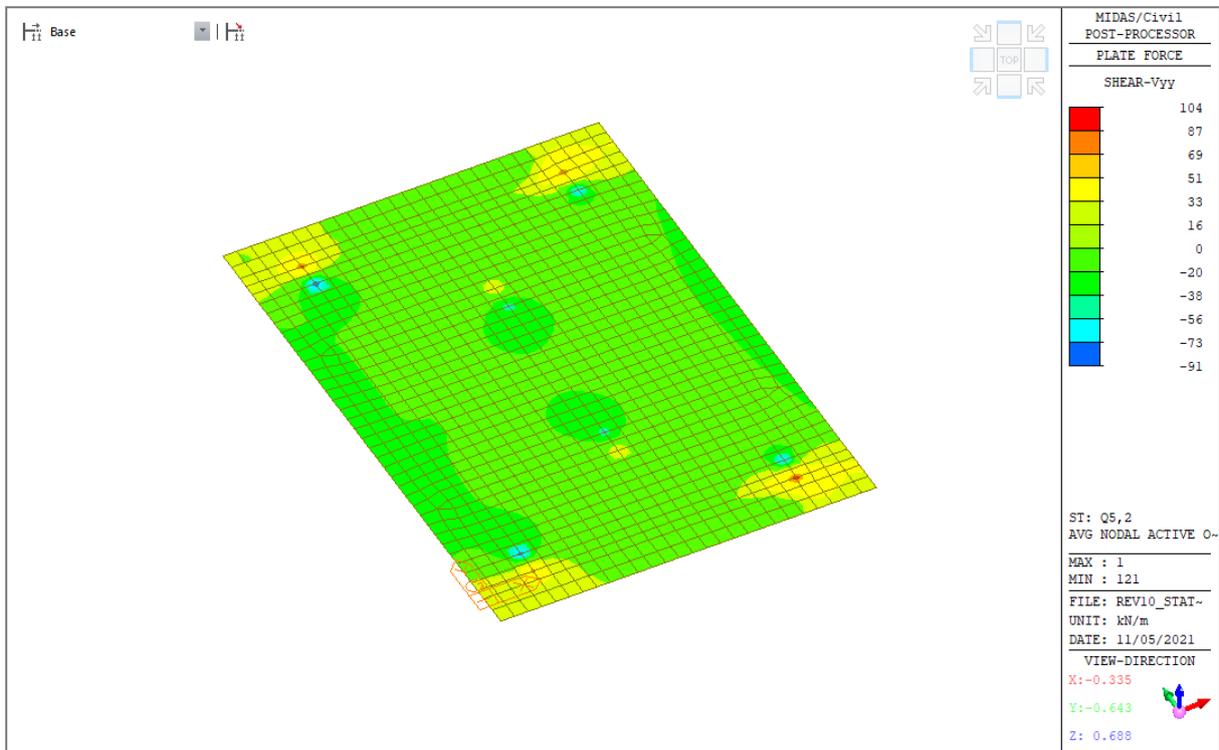
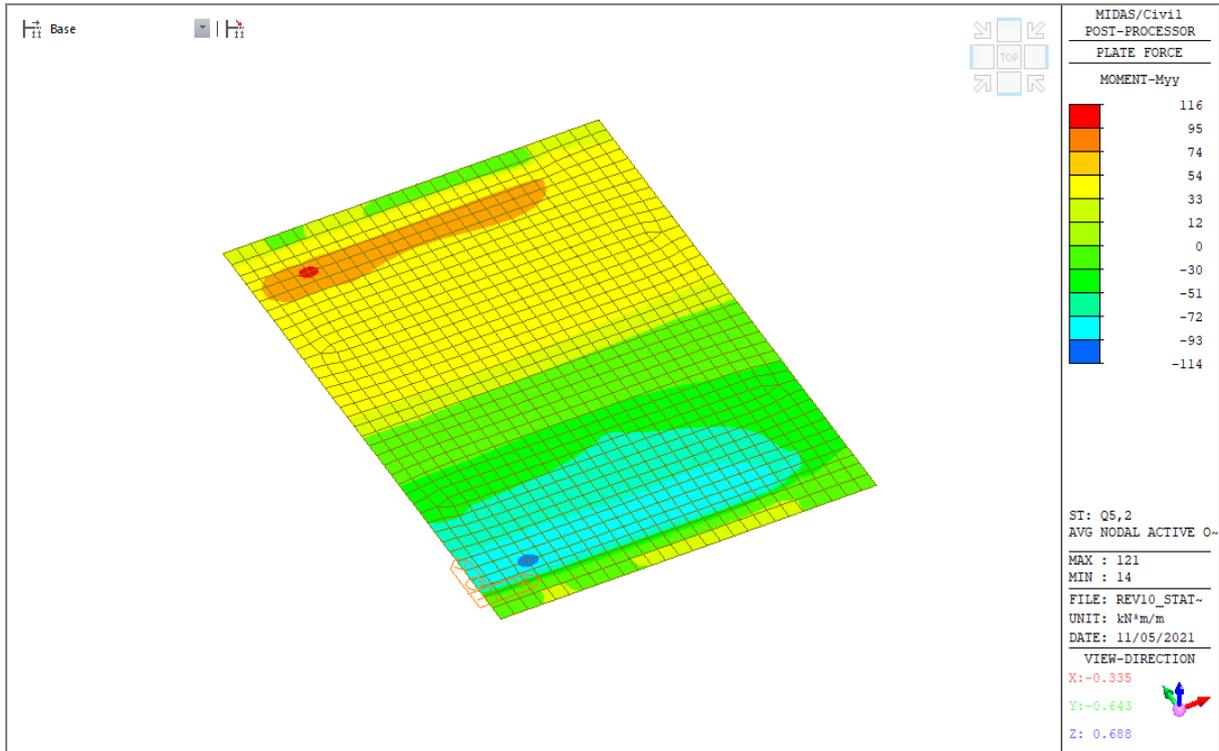
### 9.1.1.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



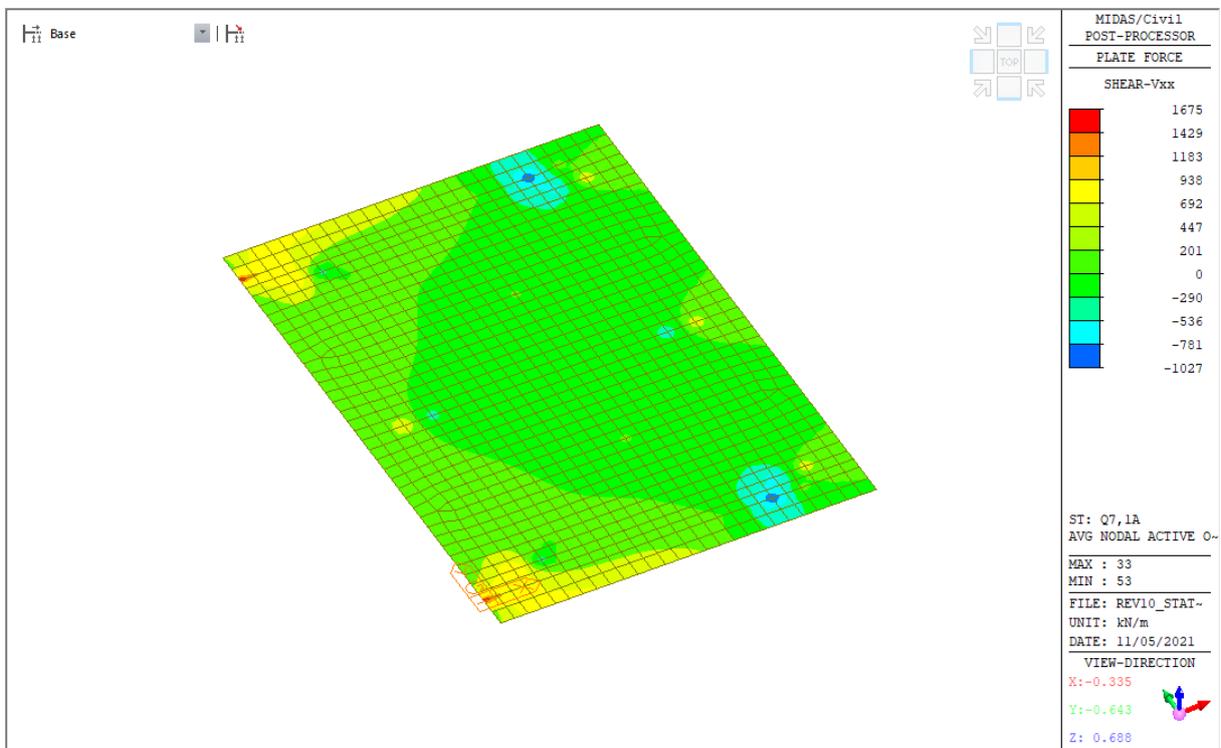
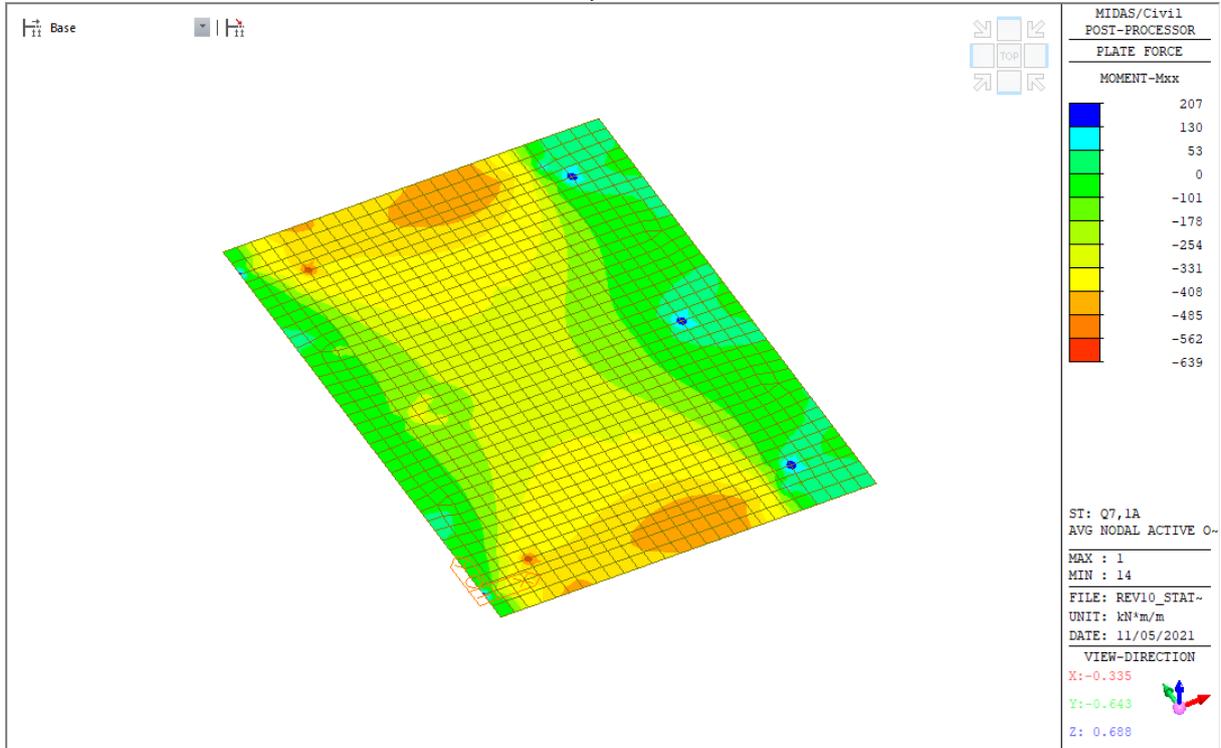


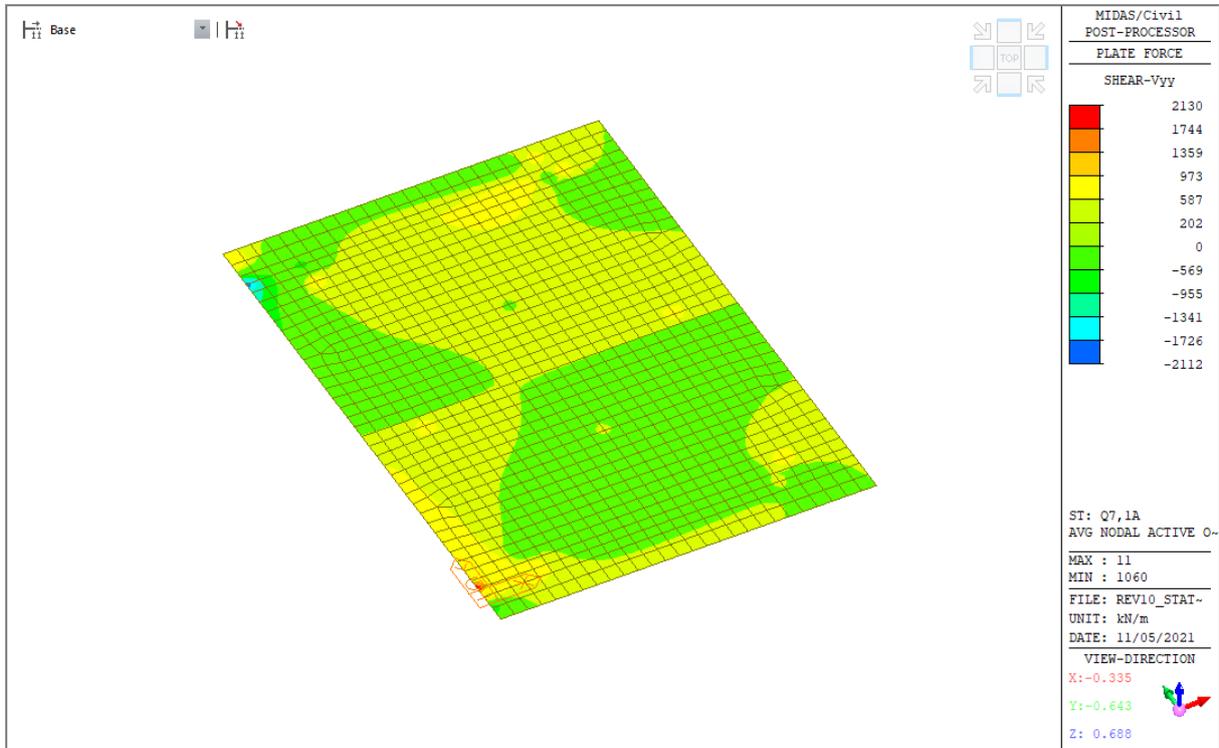
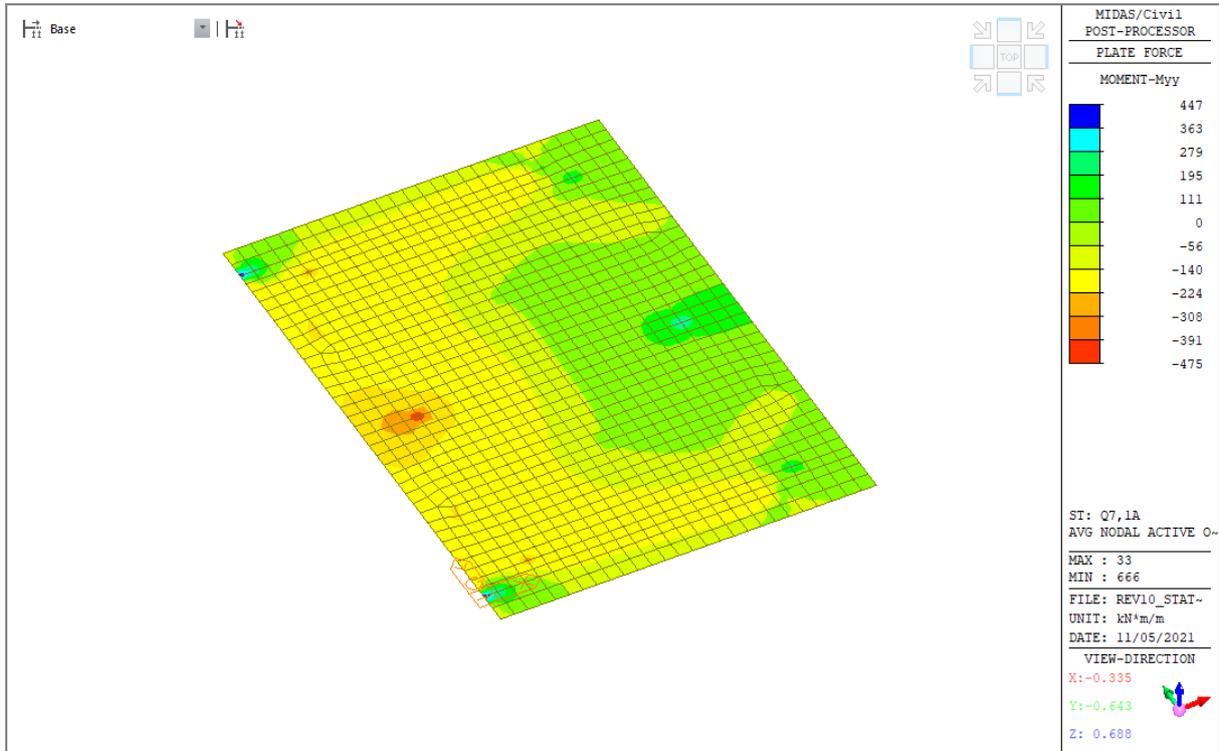
### 9.1.1.8 Vento a ponte carico - Q5,2



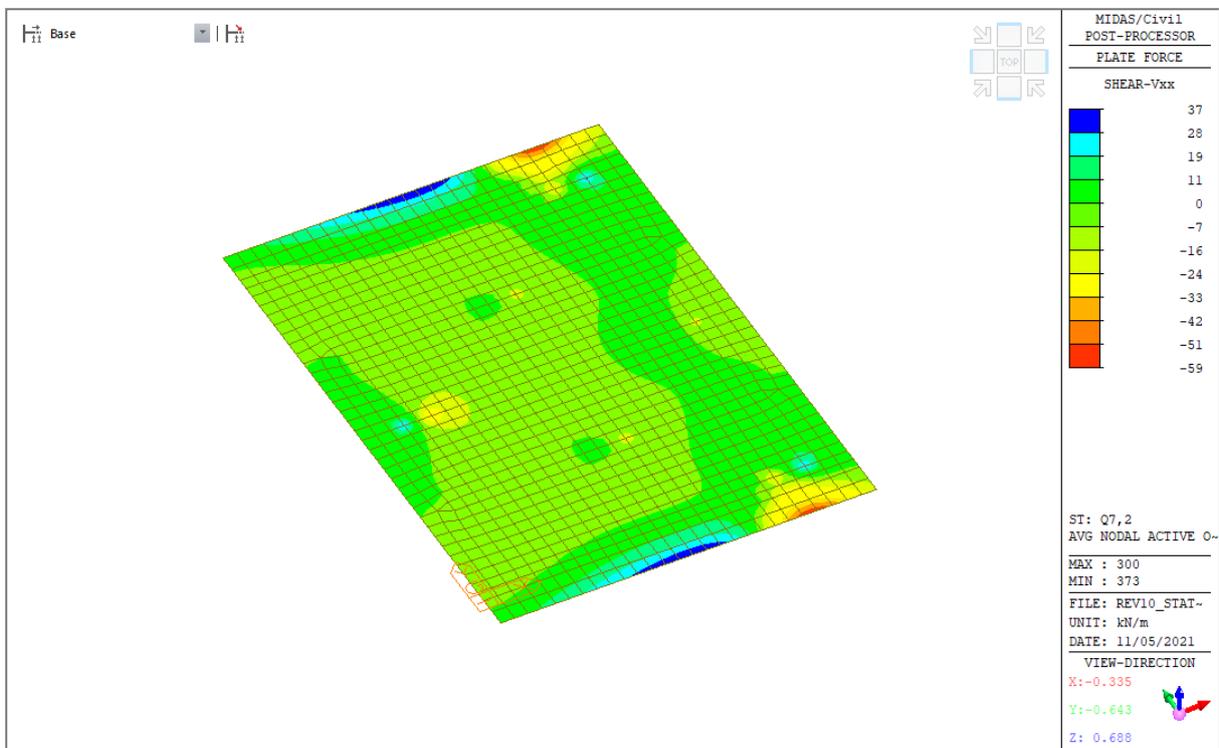
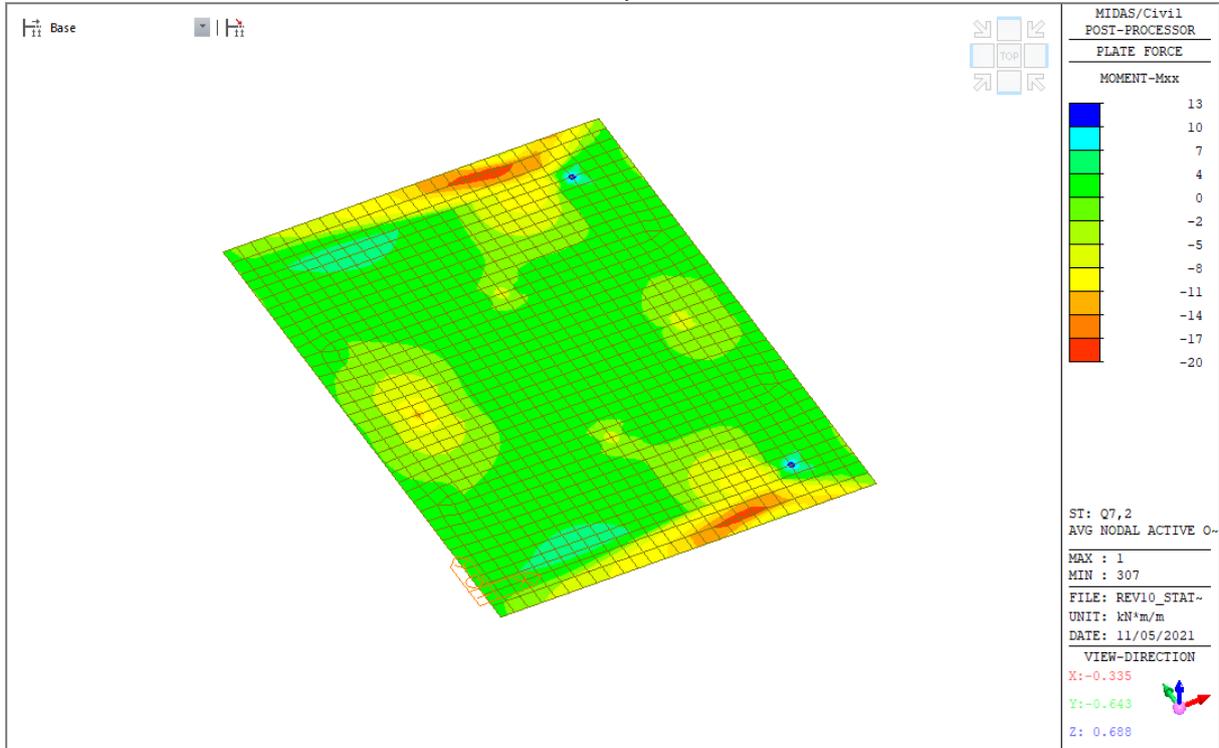


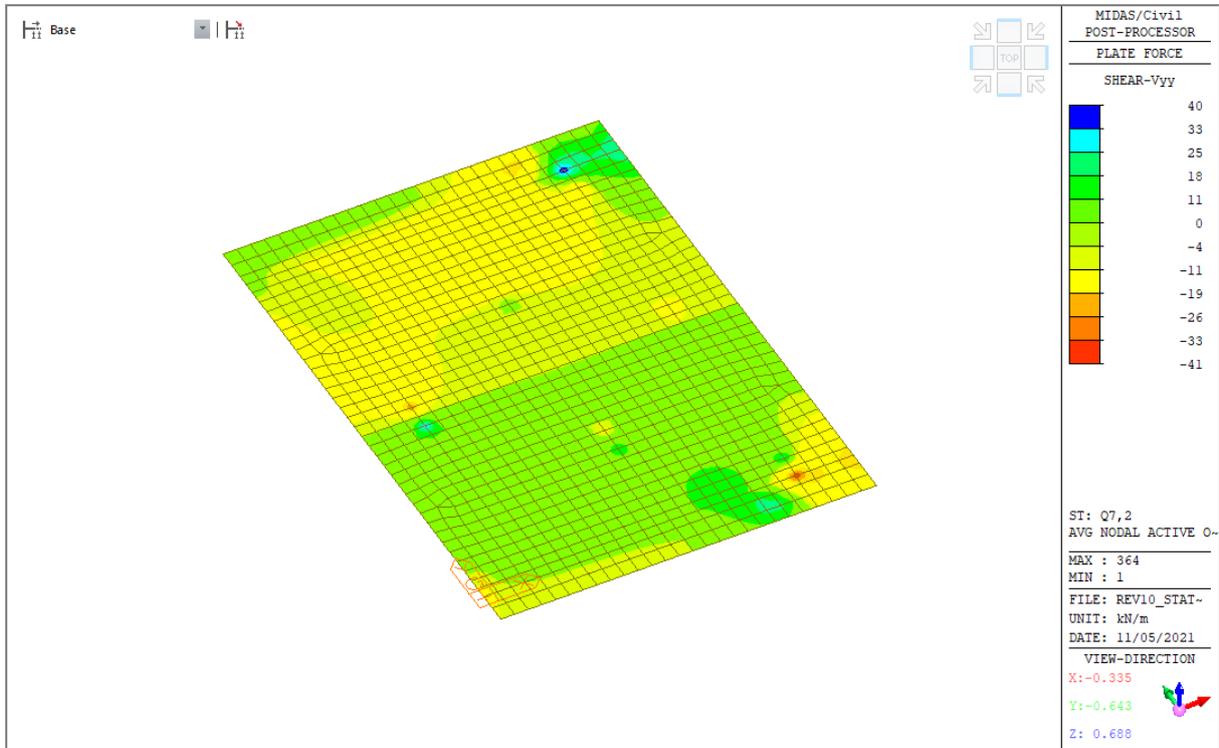
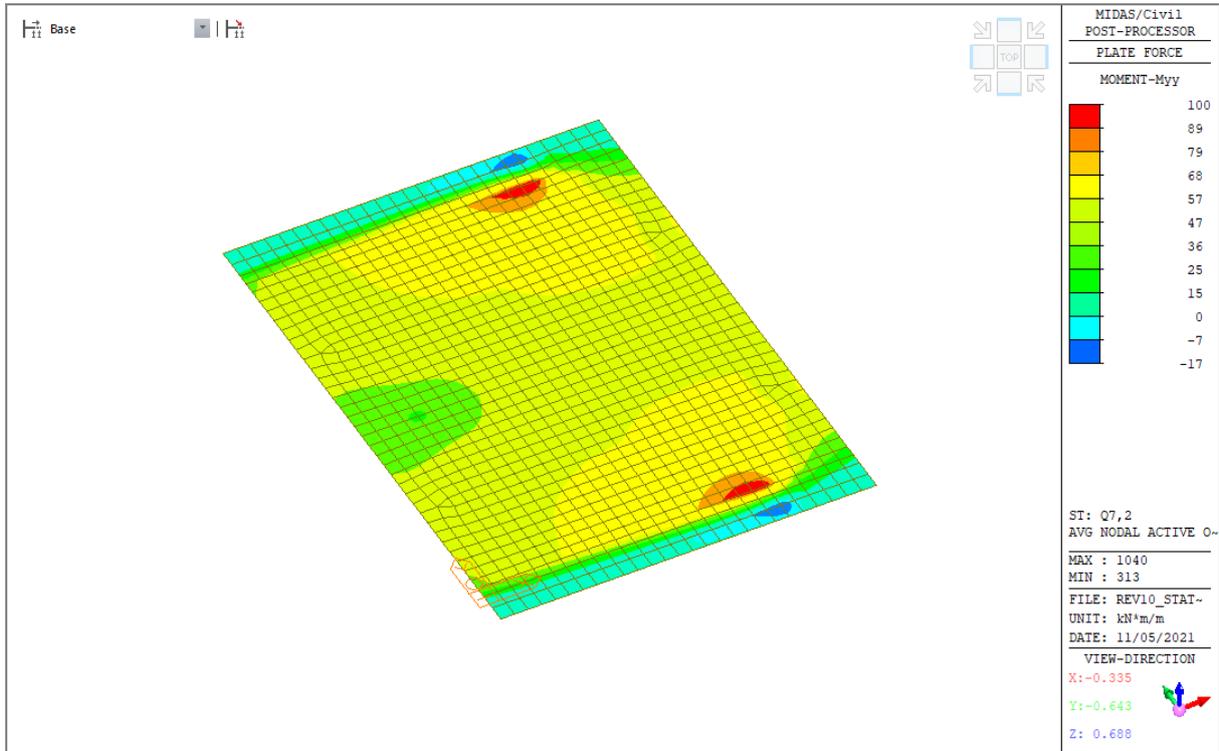
### 9.1.1.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



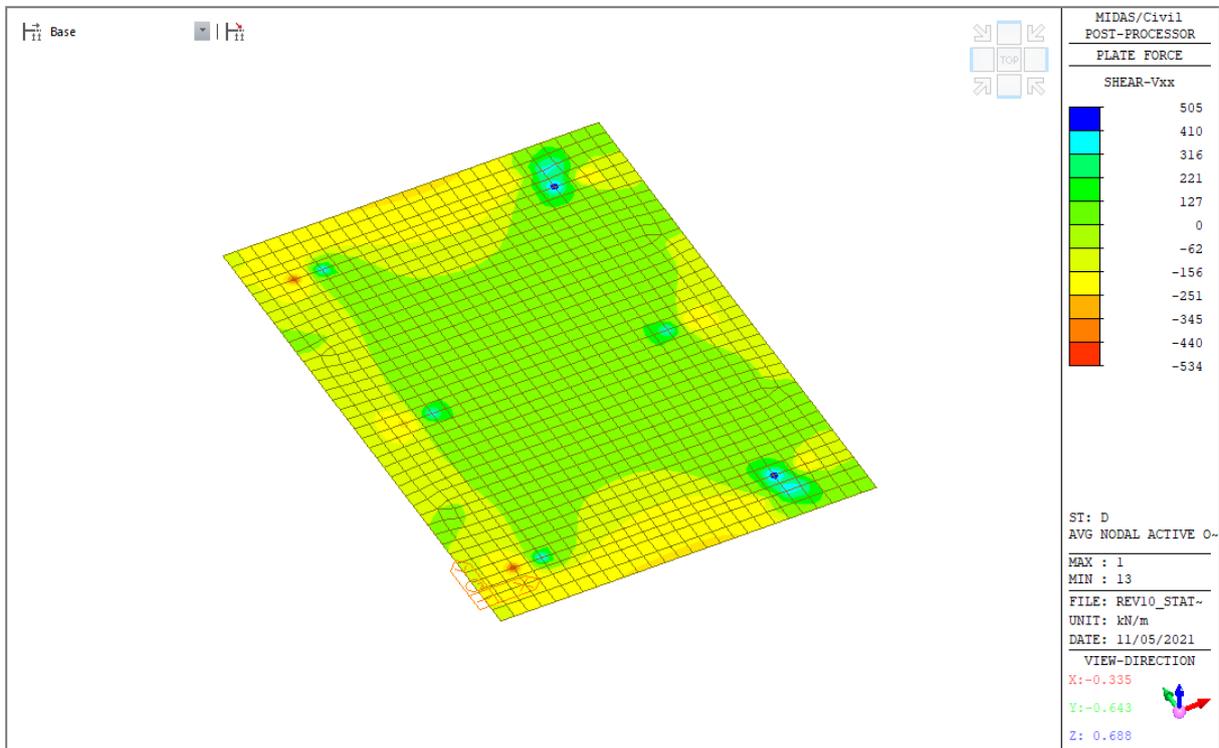
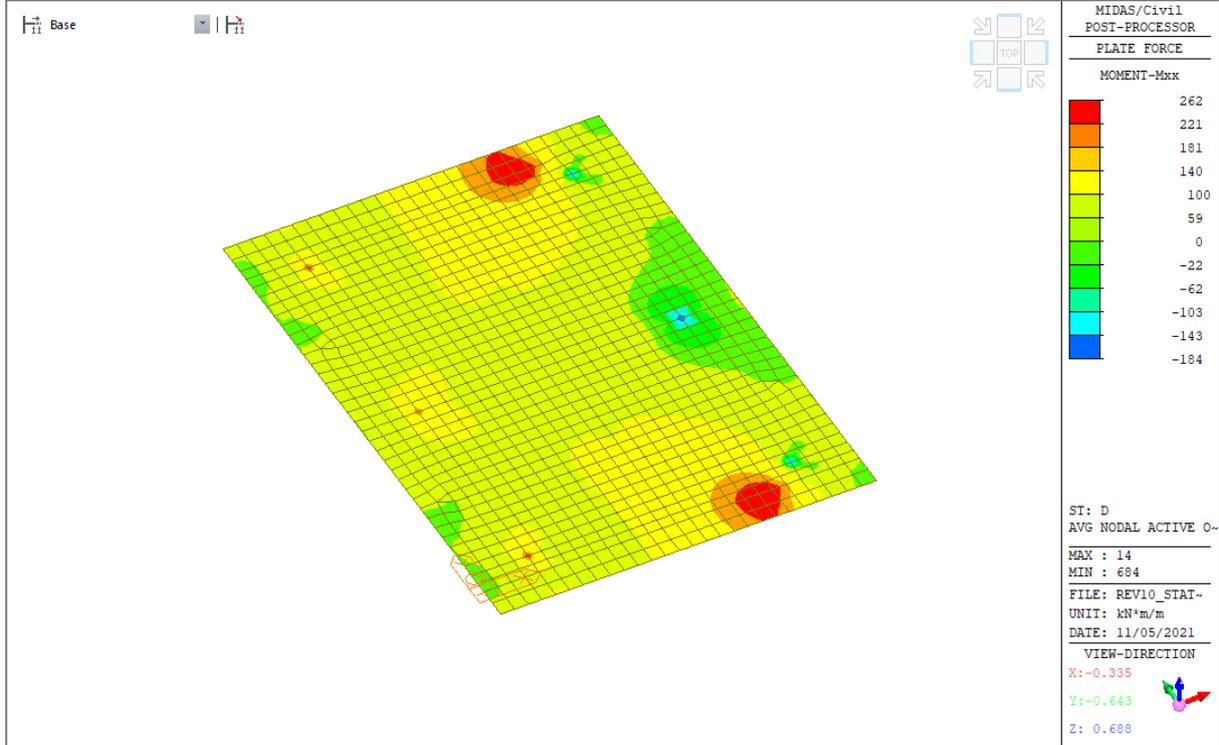


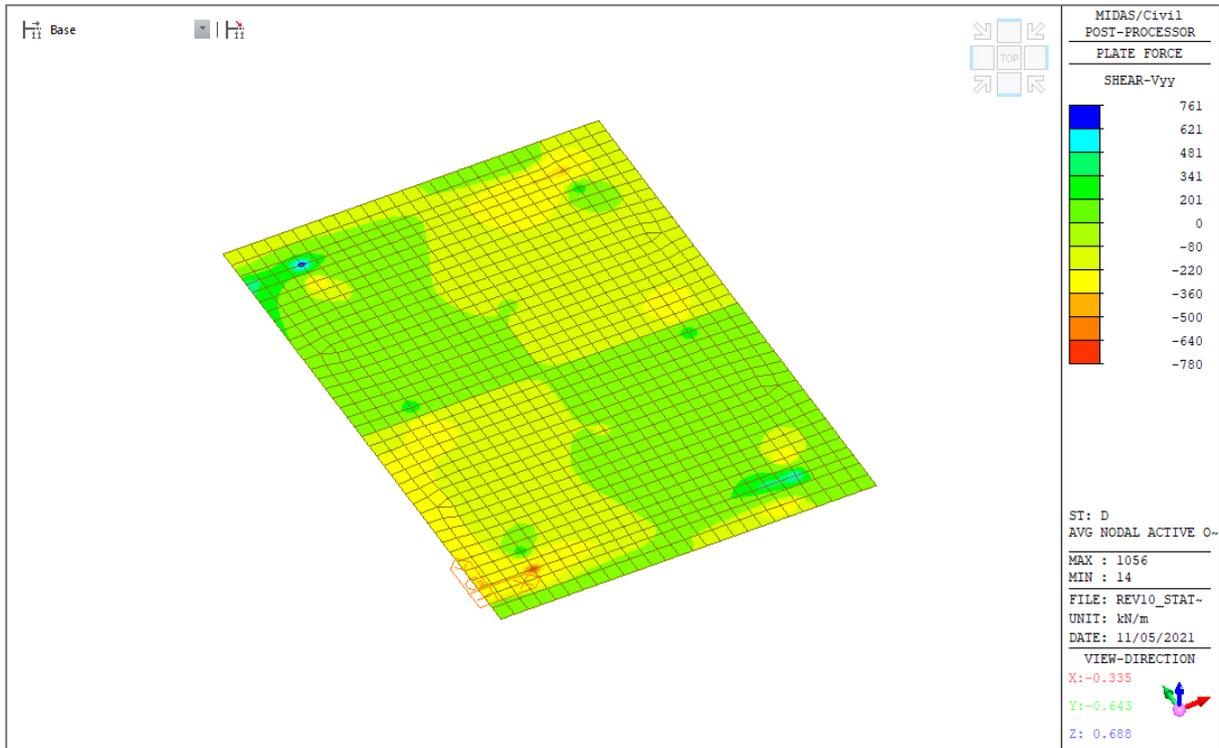
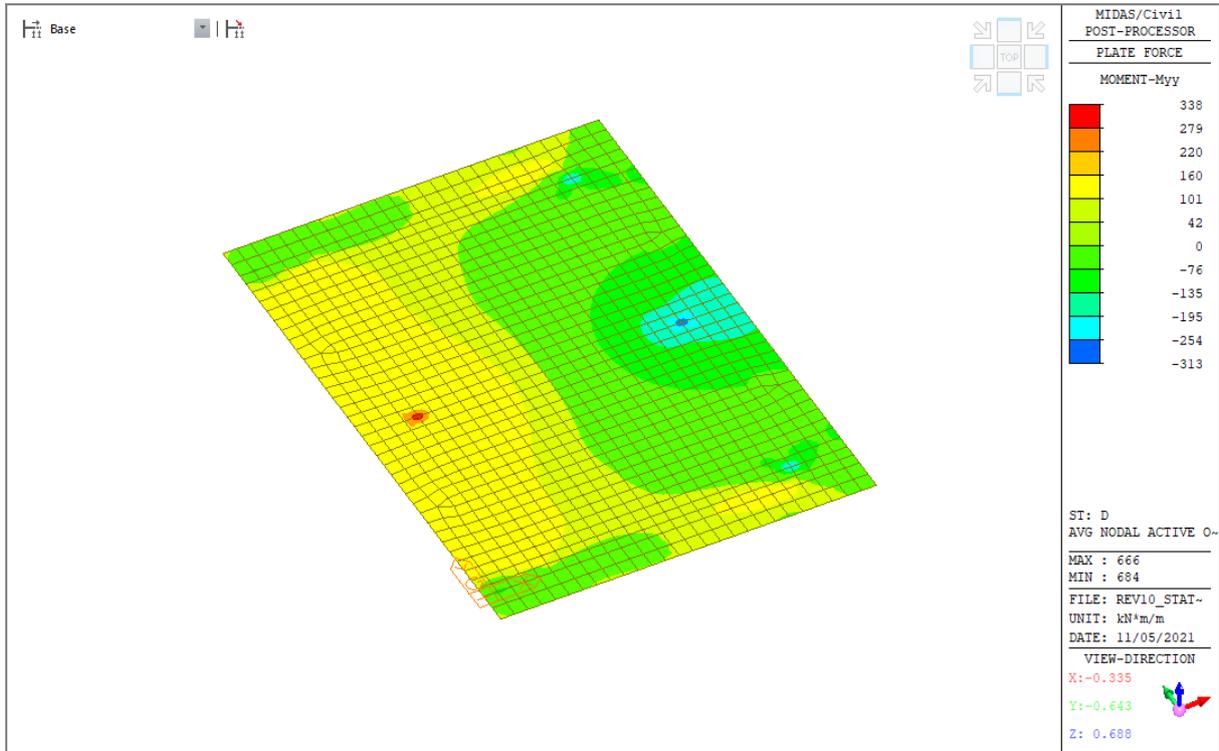
### 9.1.1.10 Variazione termica lineare - Q7,2



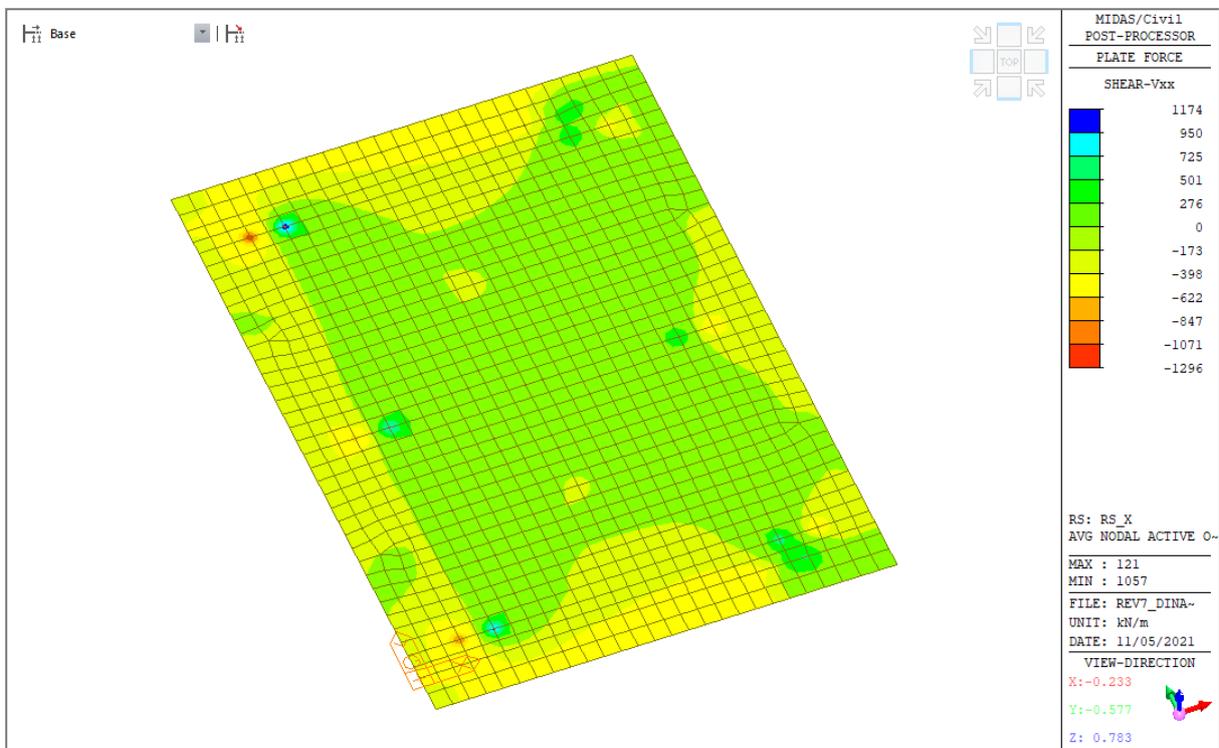
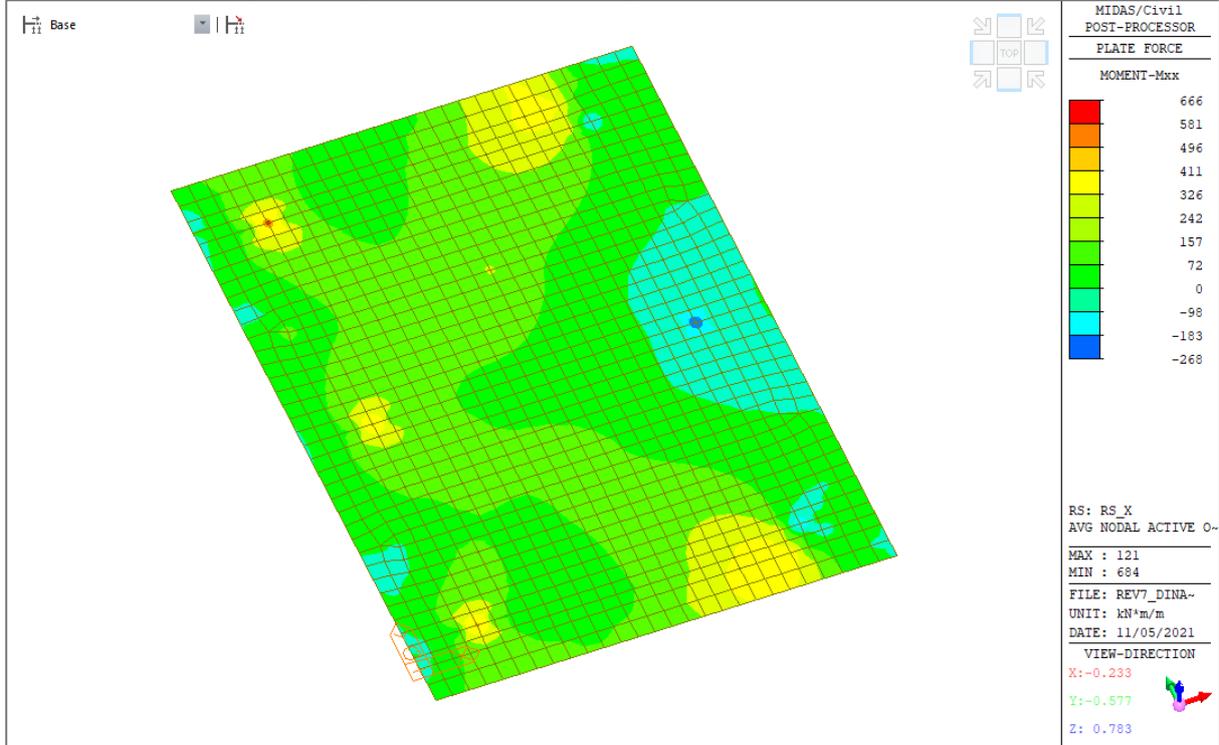


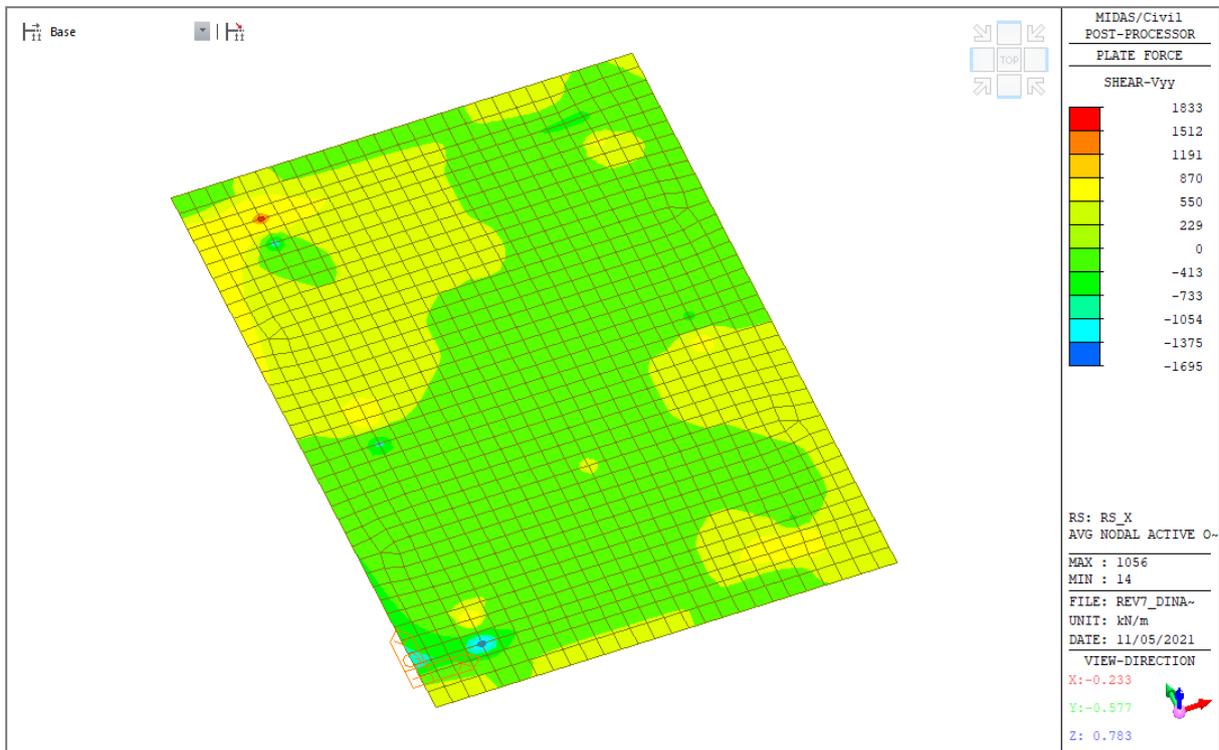
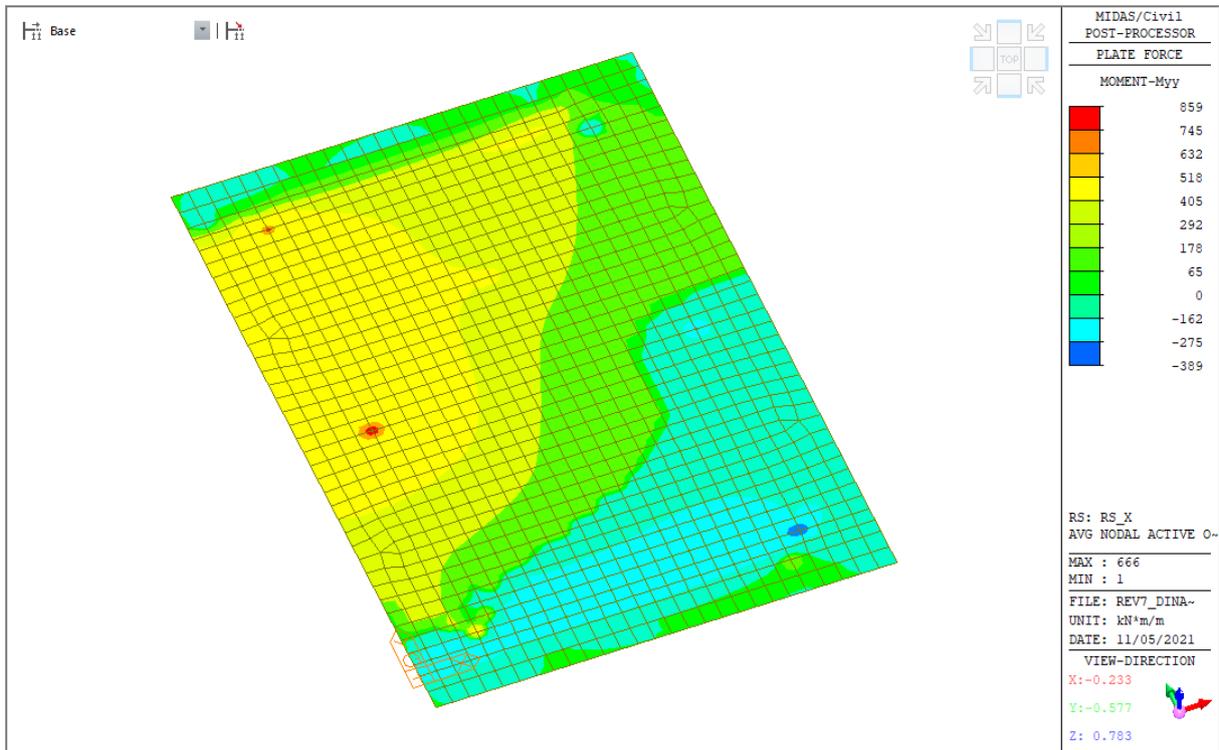
**9.1.1.11 Ritiro del calcestruzzo - D**



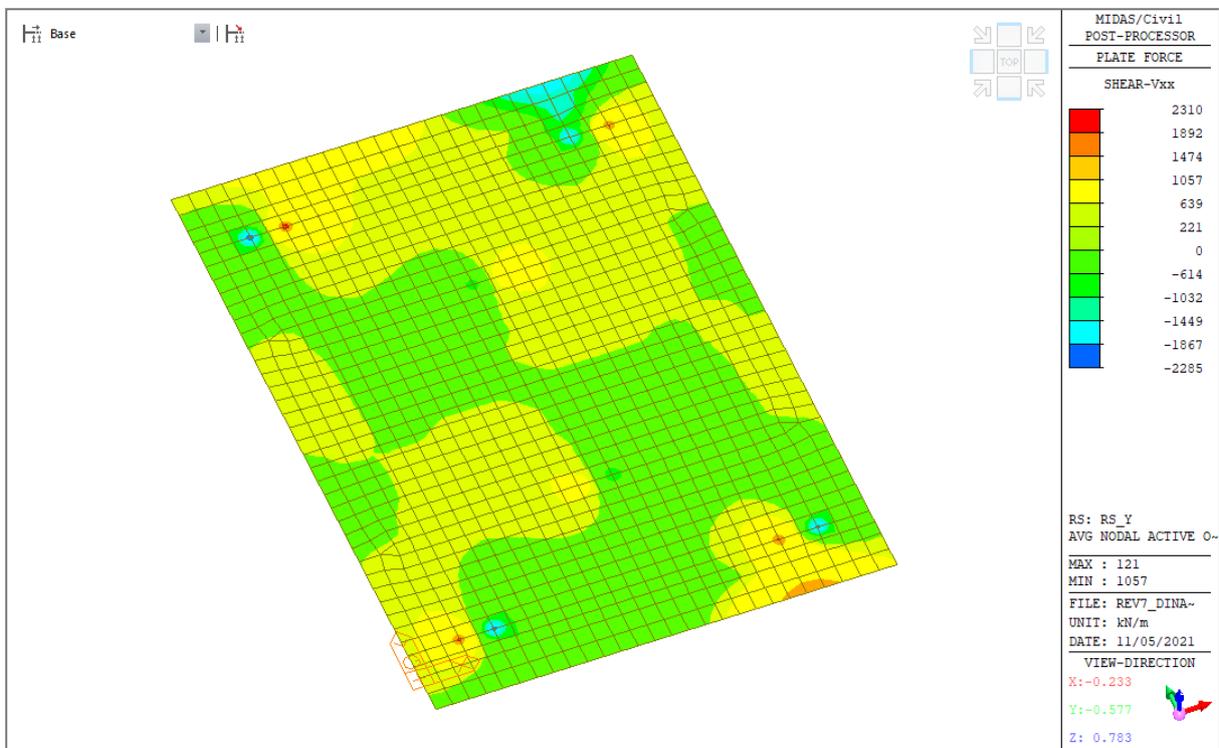
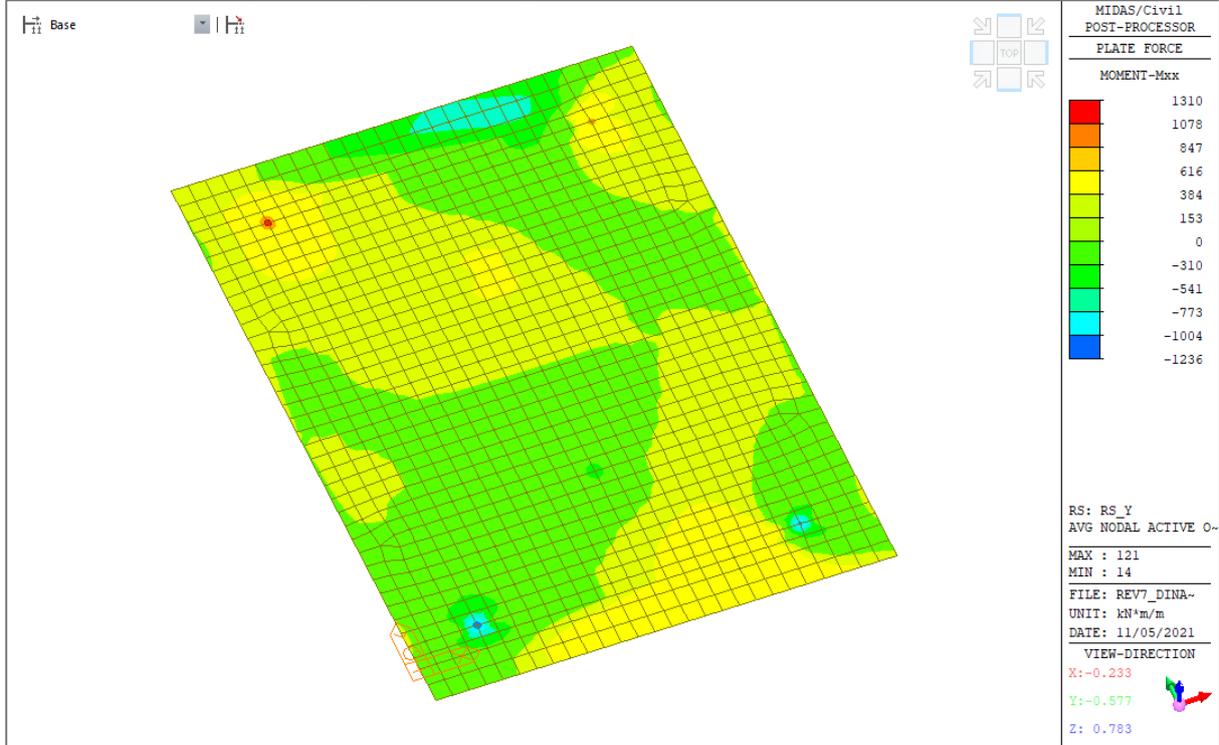


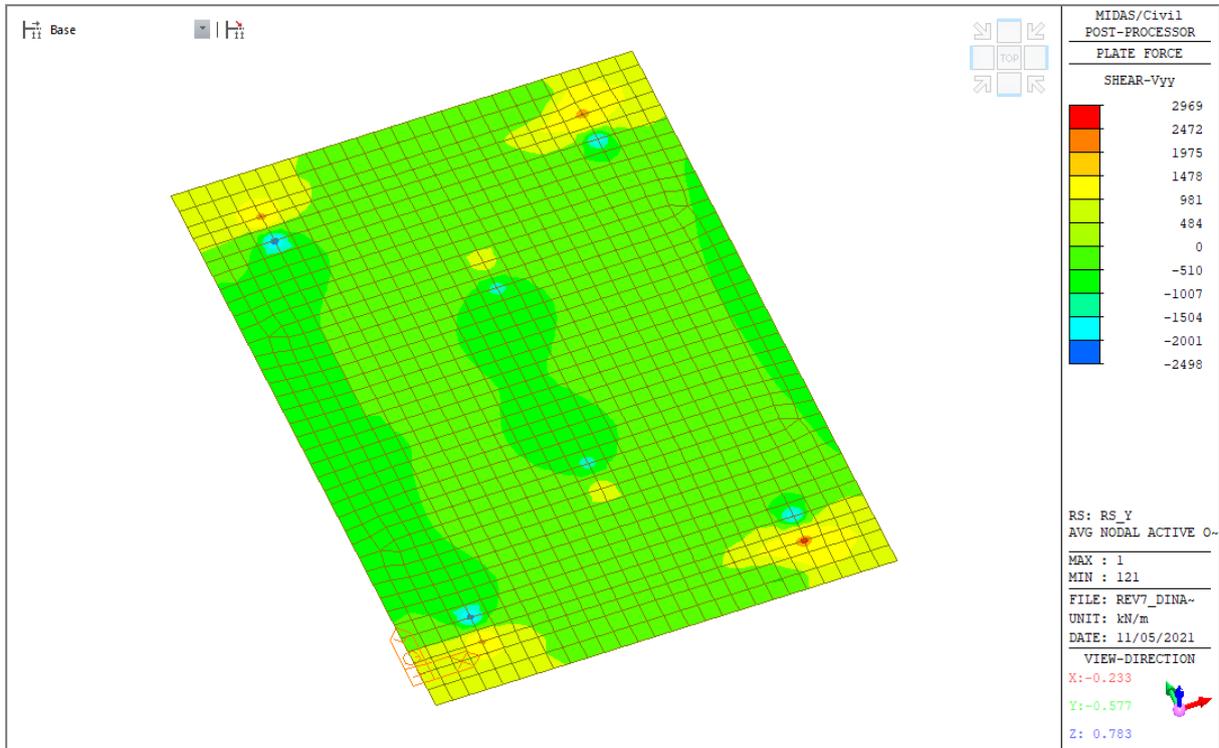
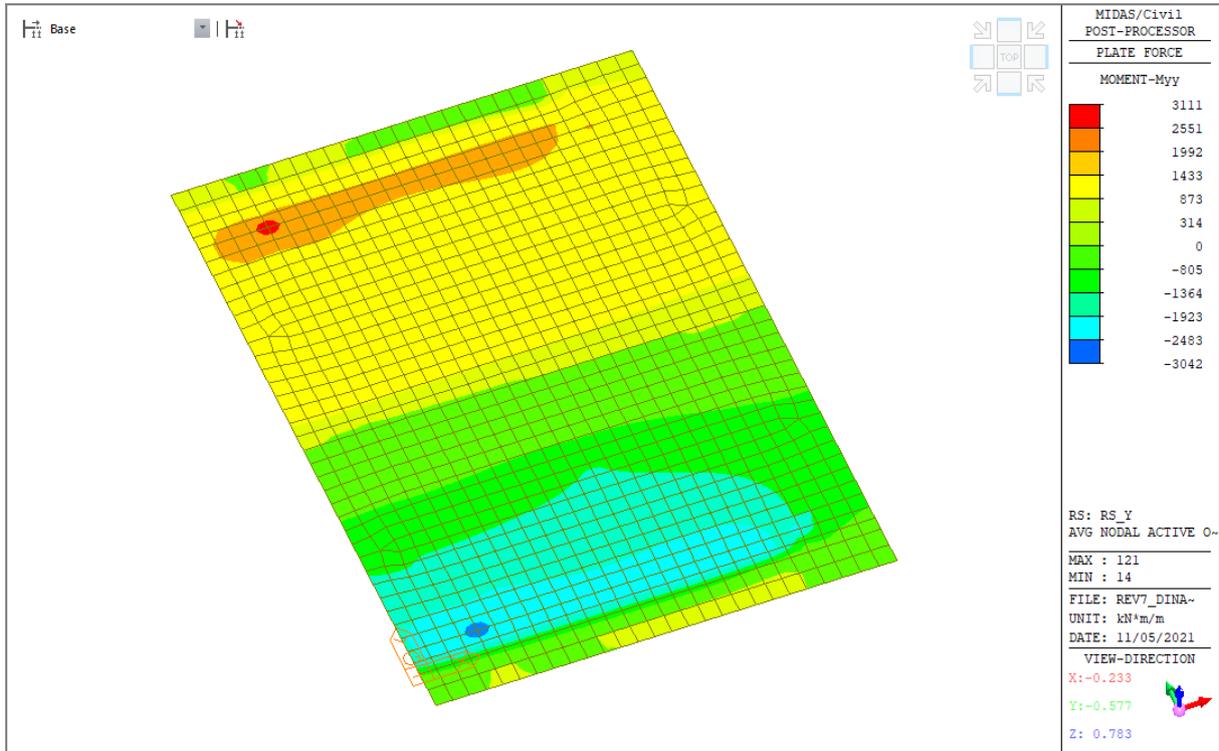
**9.1.1.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale**



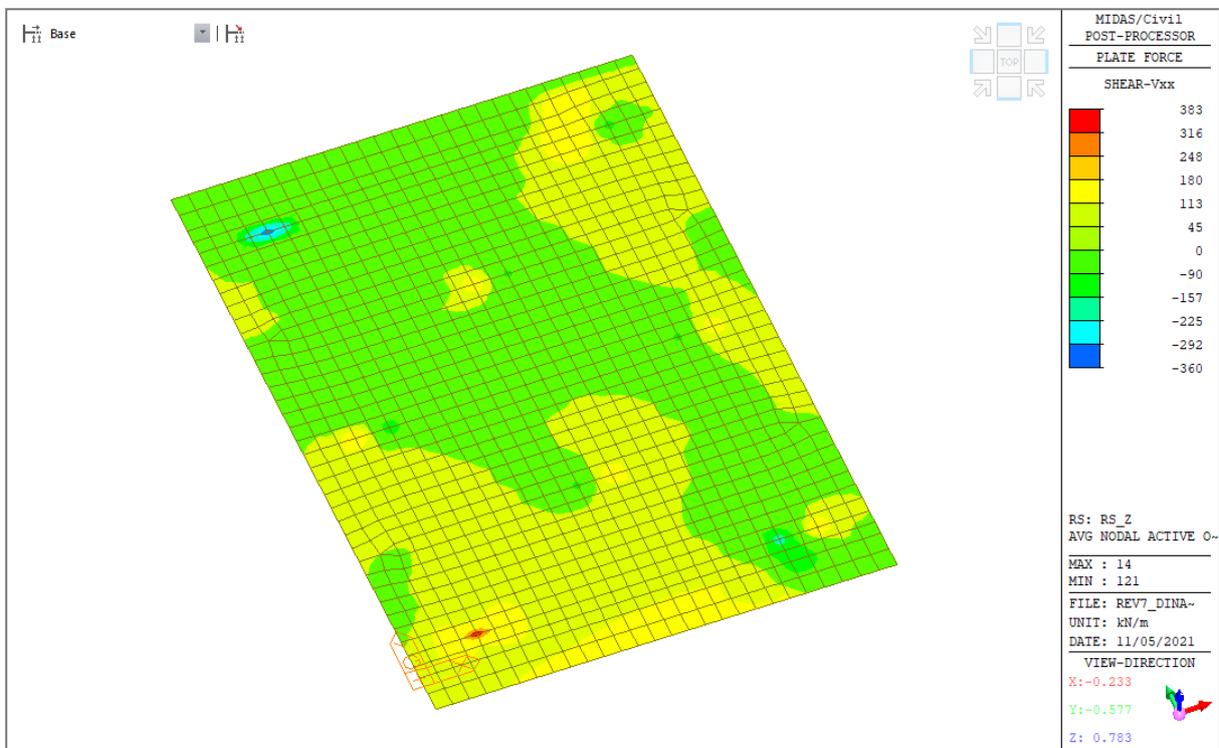
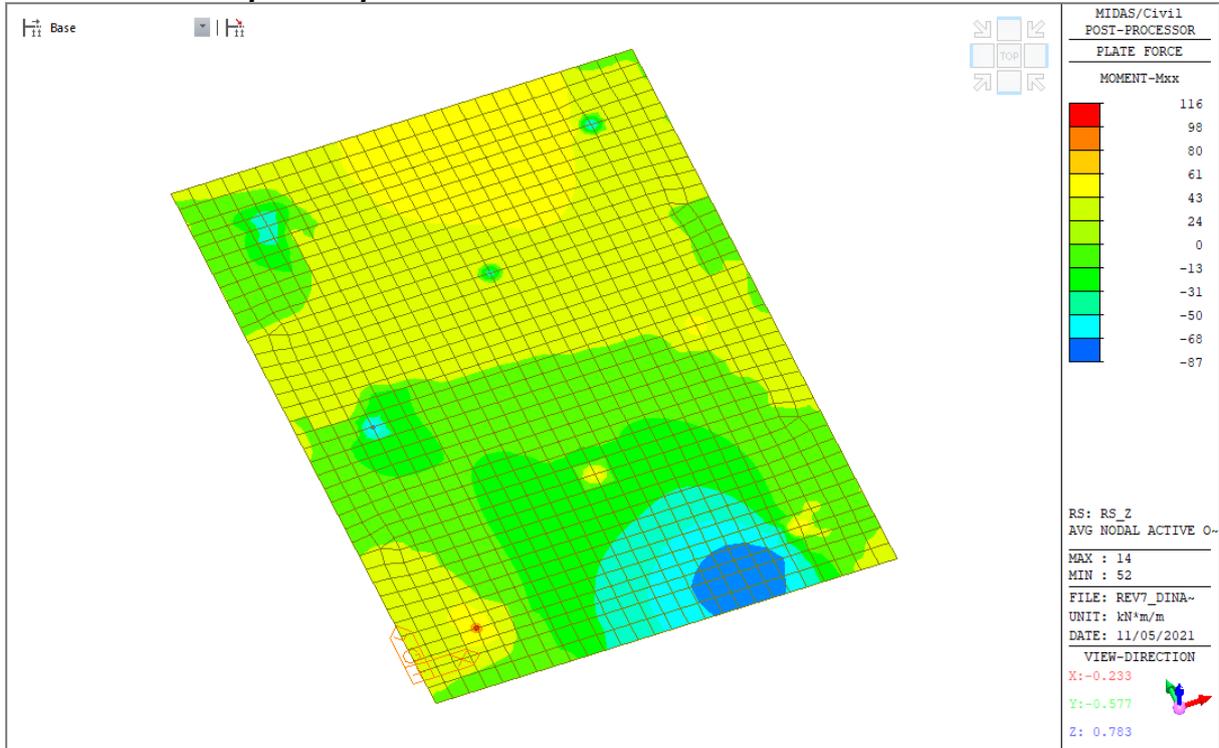


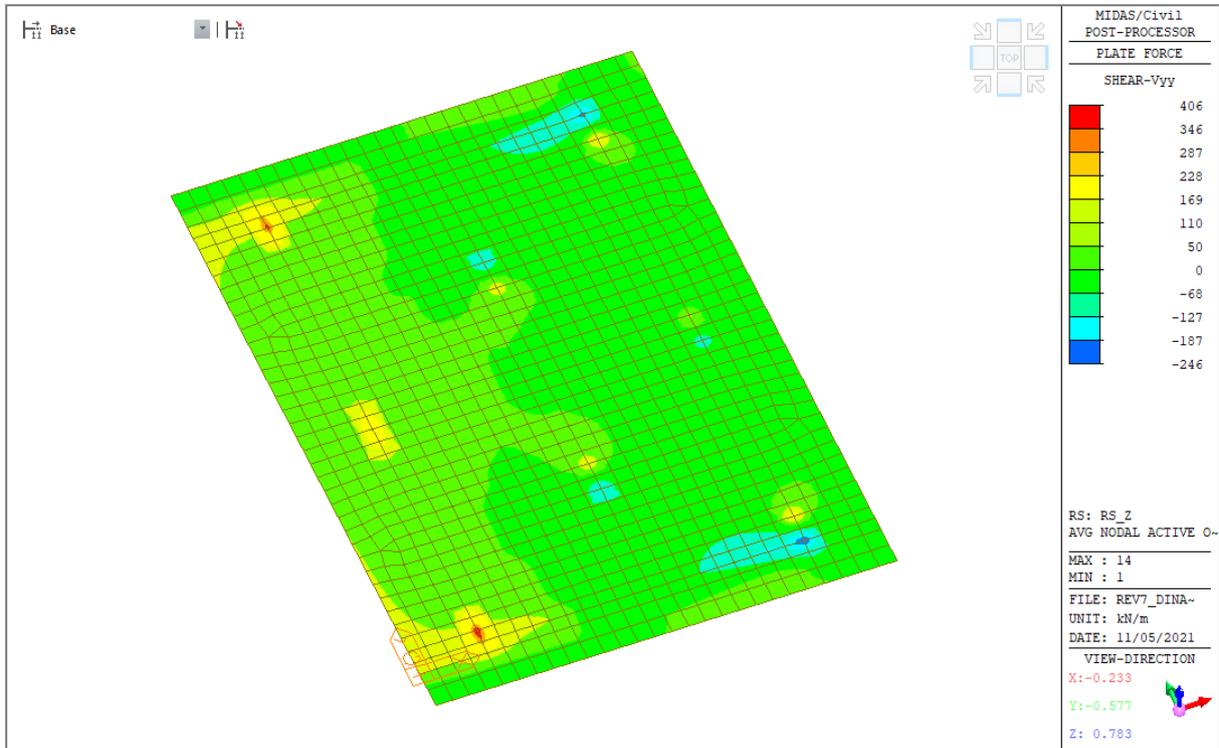
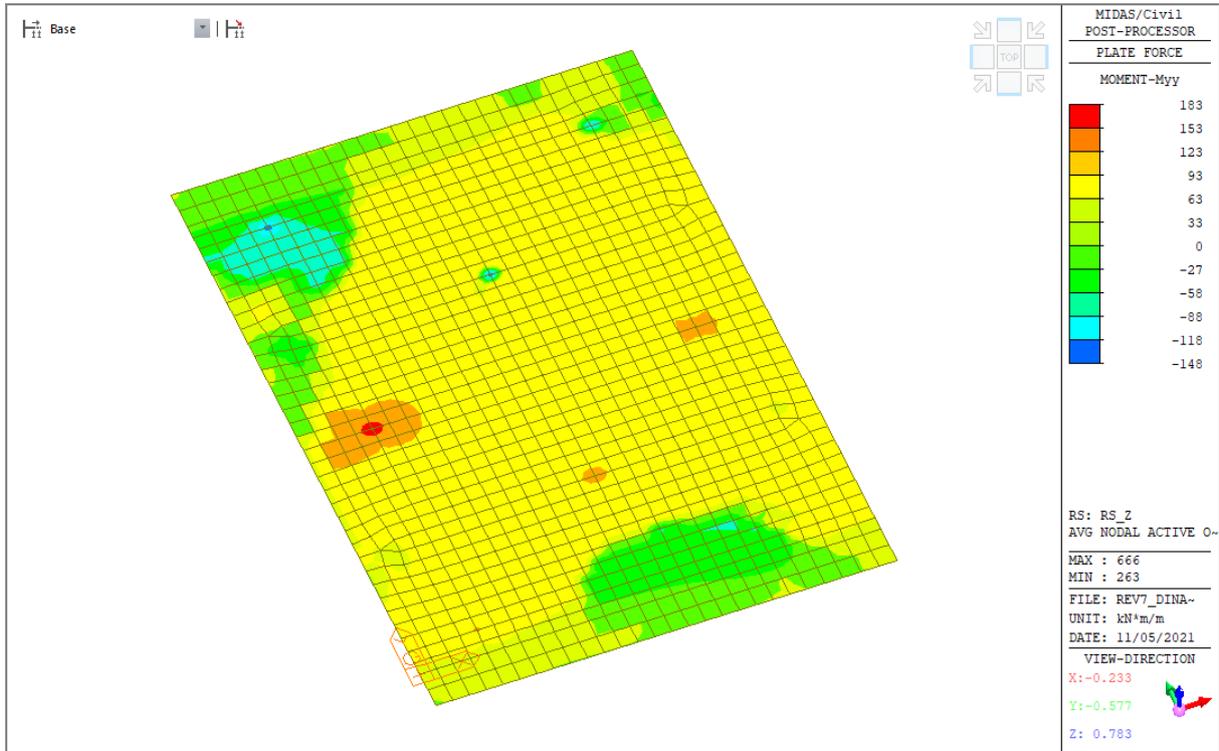
**9.1.1.13 Response spectrum - Ry - Trasversale**





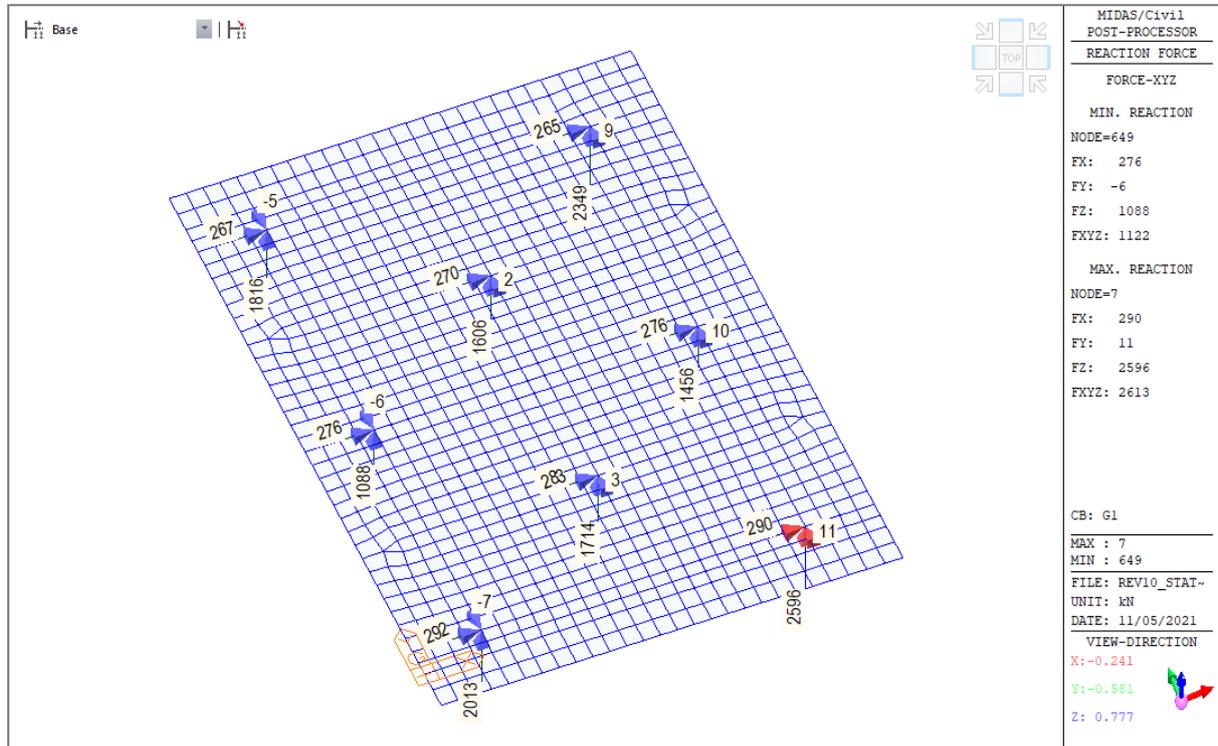
**9.1.1.14 Response spectrum - Rz - Verticale**



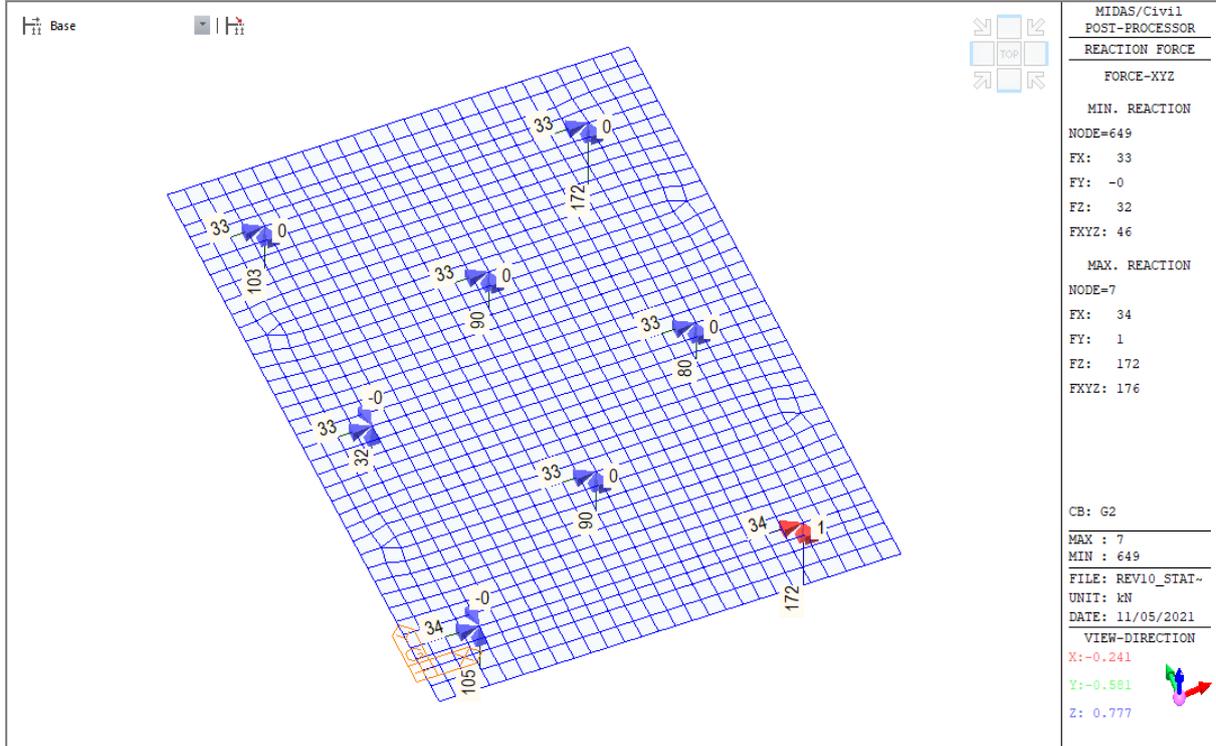


## 9.1.2 PLINTO A - PALI DI FONDAZIONE

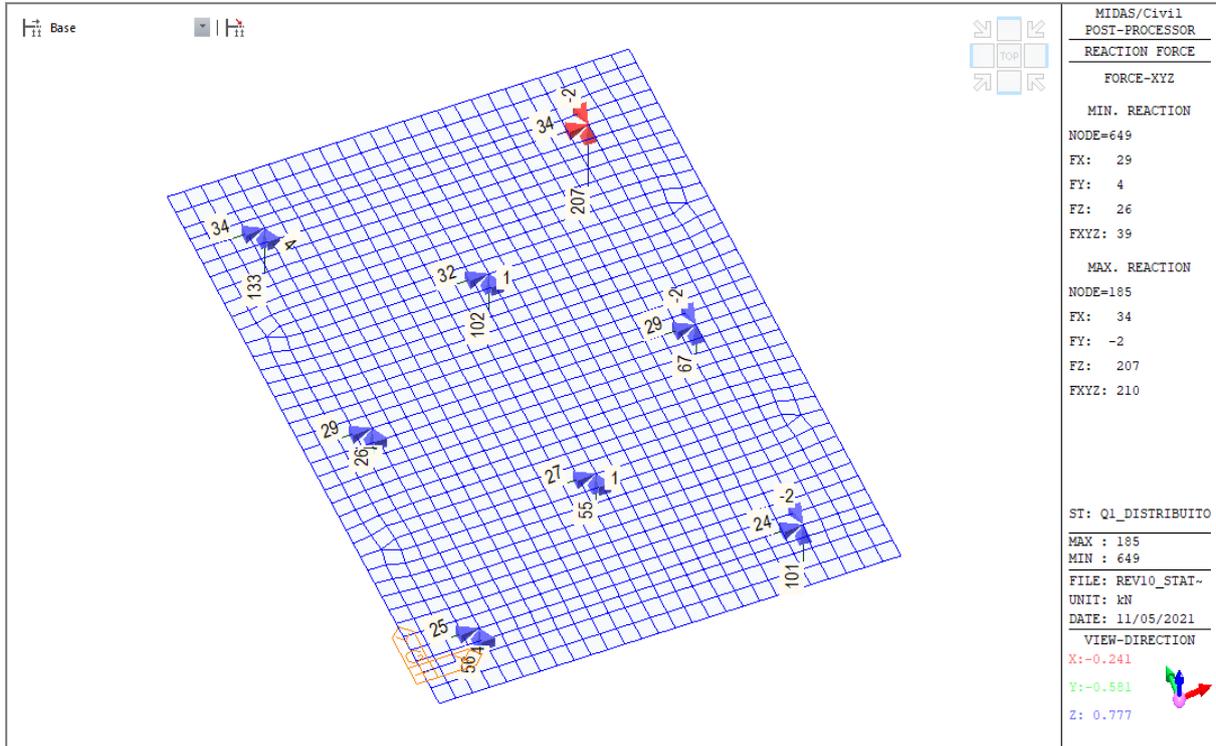
### 9.1.2.1 *Pesi propri strutturali - G1*



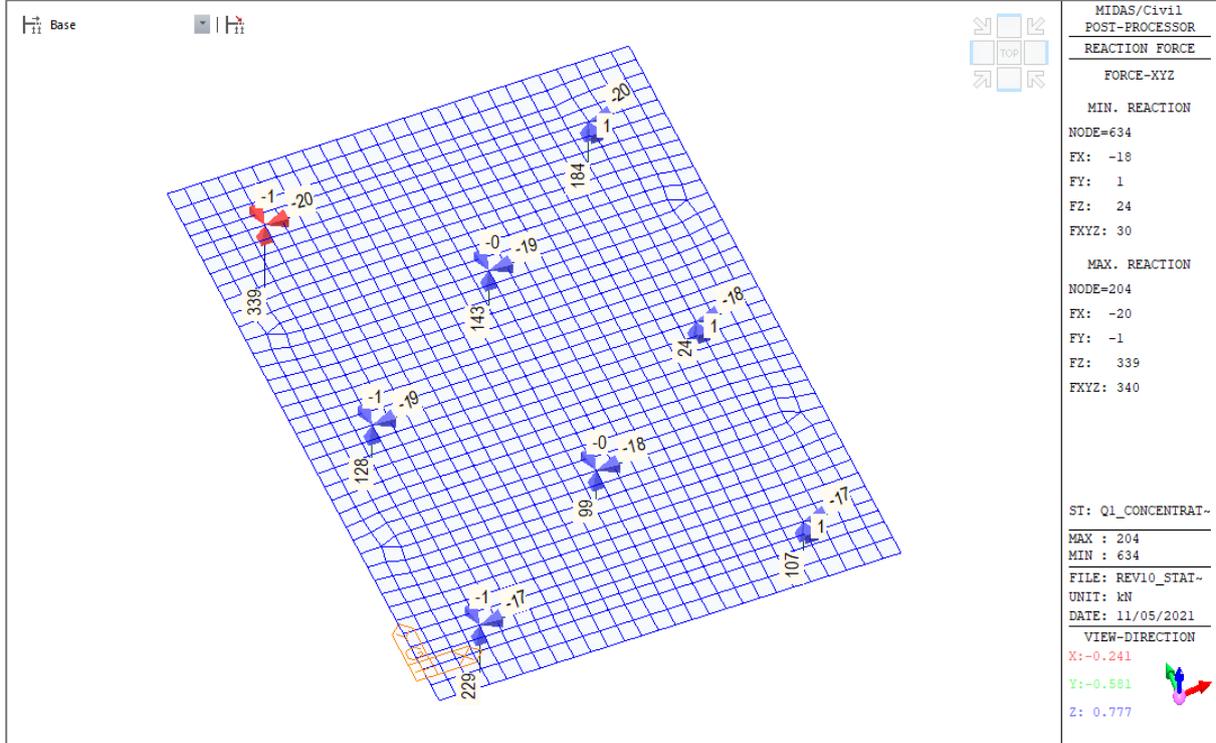
### 9.1.2.2 Pesì propri non strutturali - G2



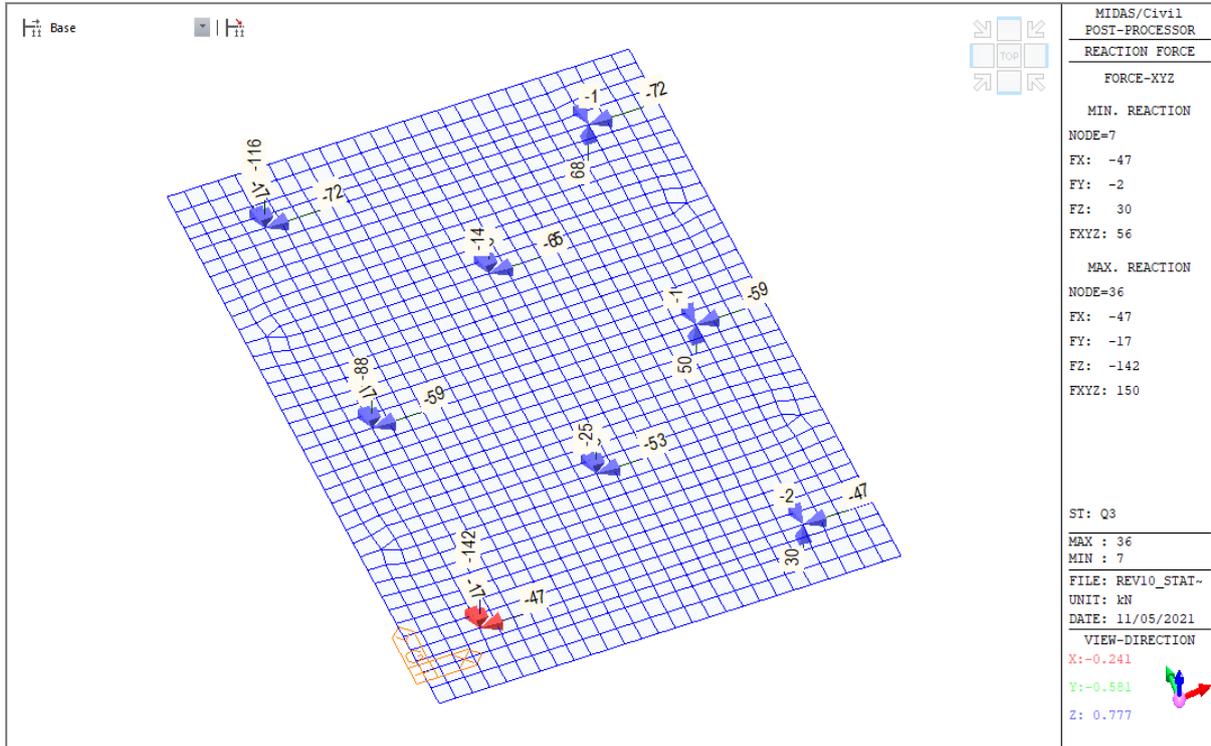
### 9.1.2.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti



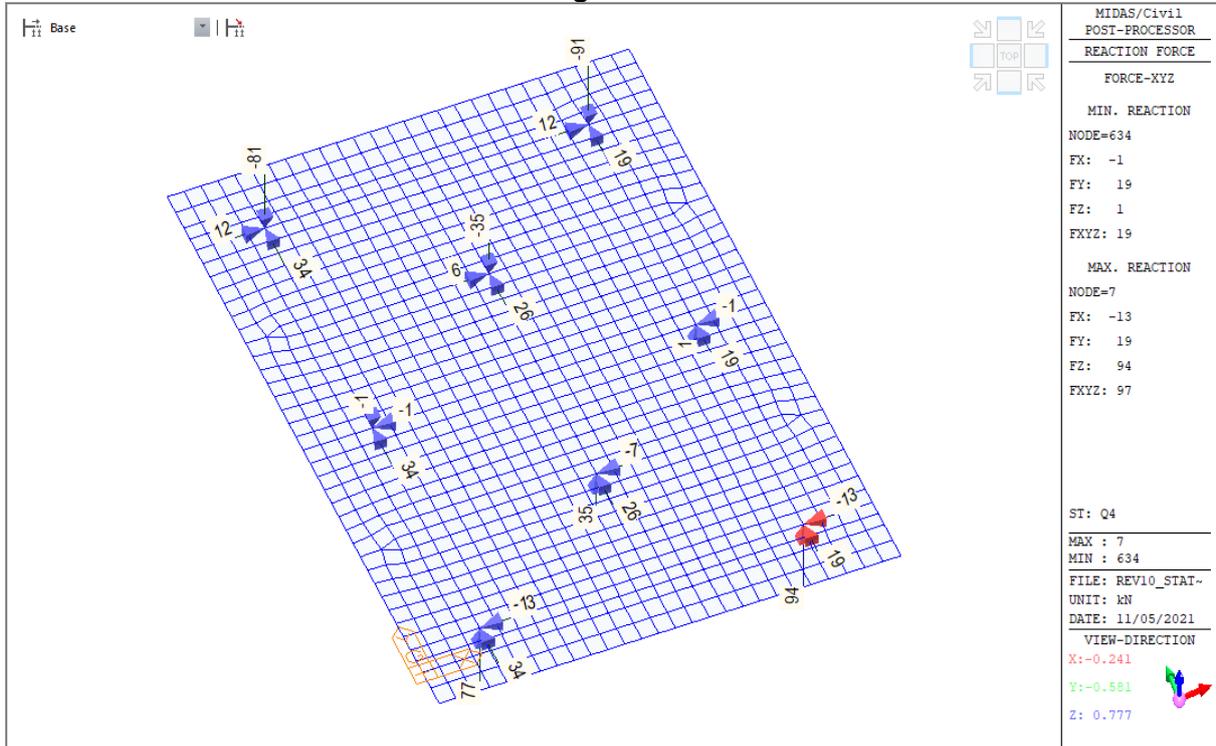
### 9.1.2.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



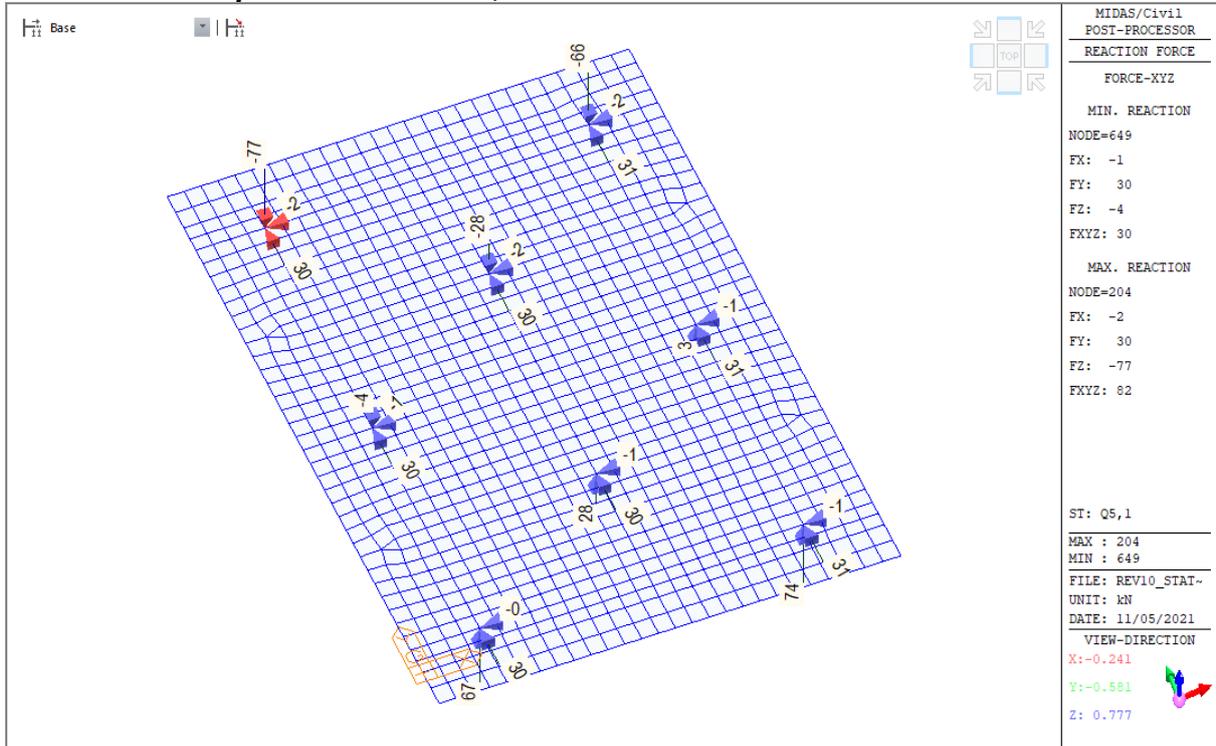
**9.1.2.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura**



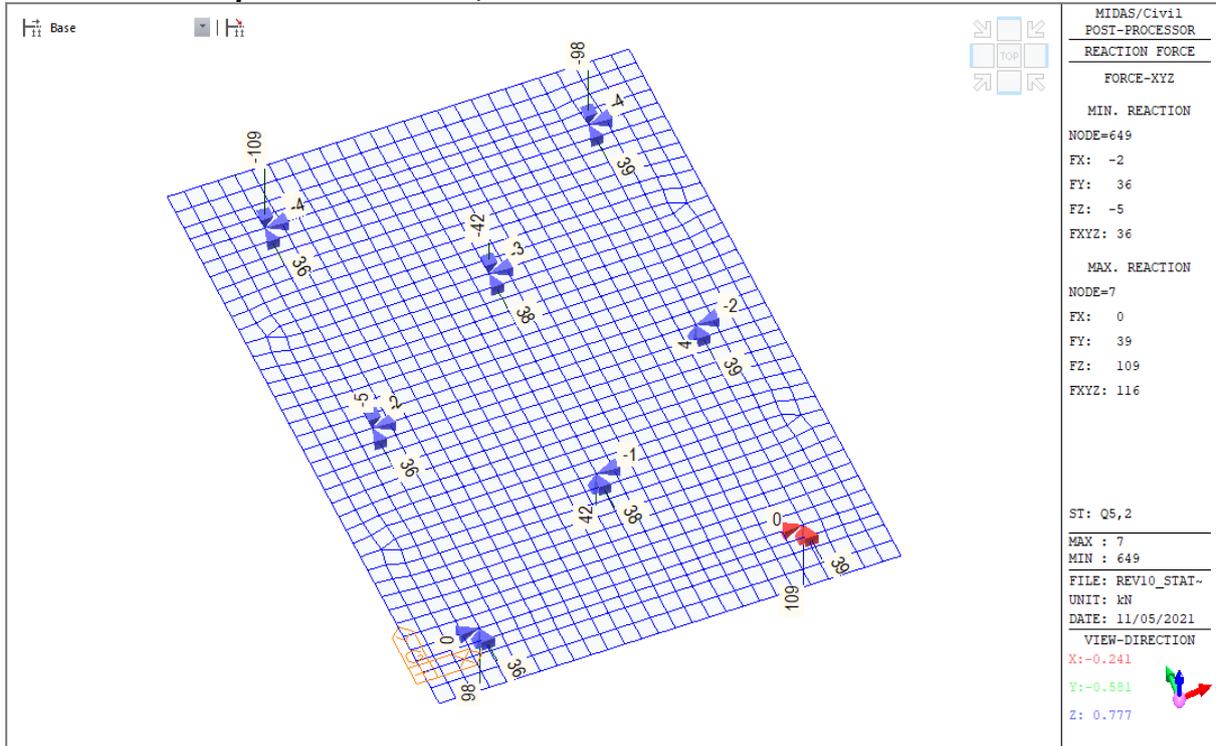
### 9.1.2.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



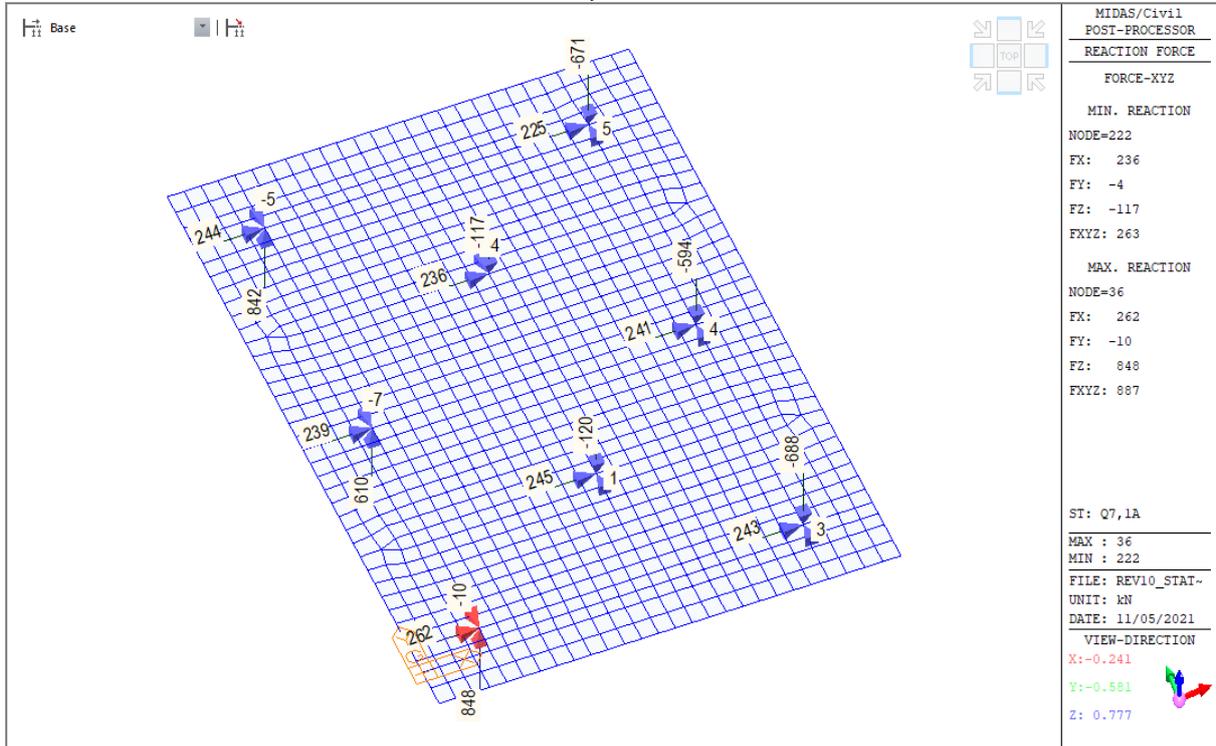
### 9.1.2.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



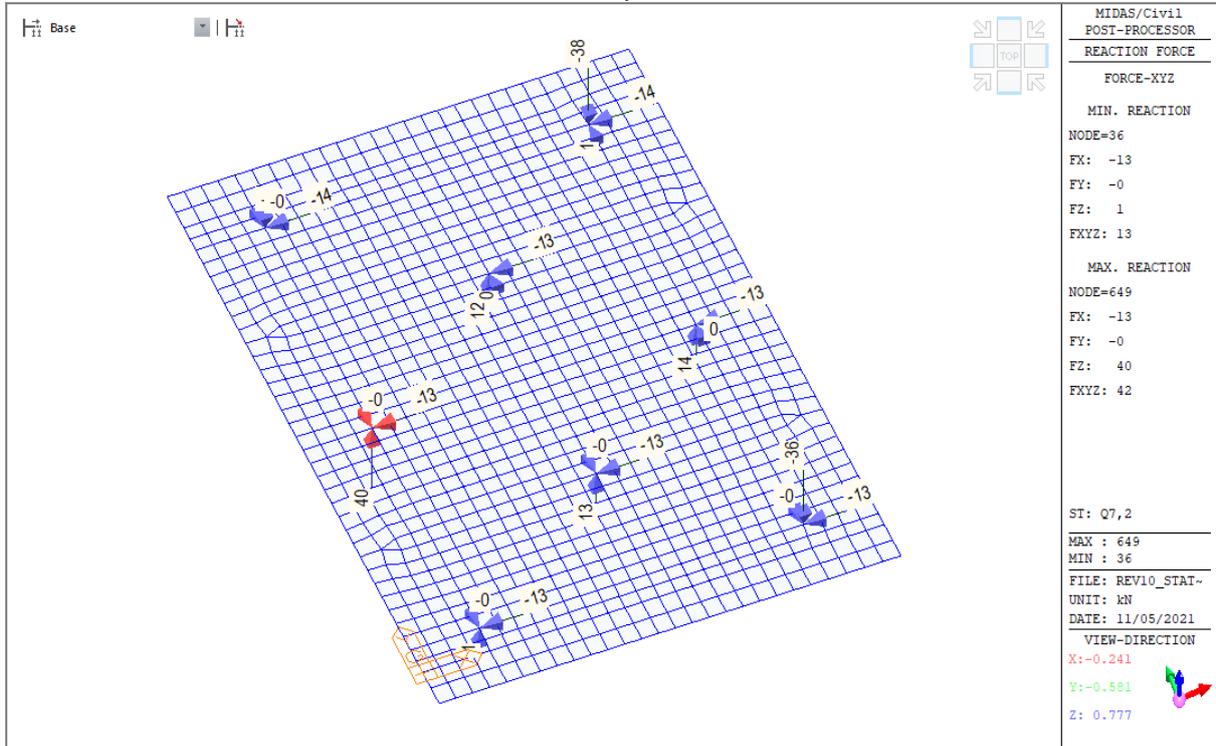
### 9.1.2.8 Vento a ponte carico - Q5,2



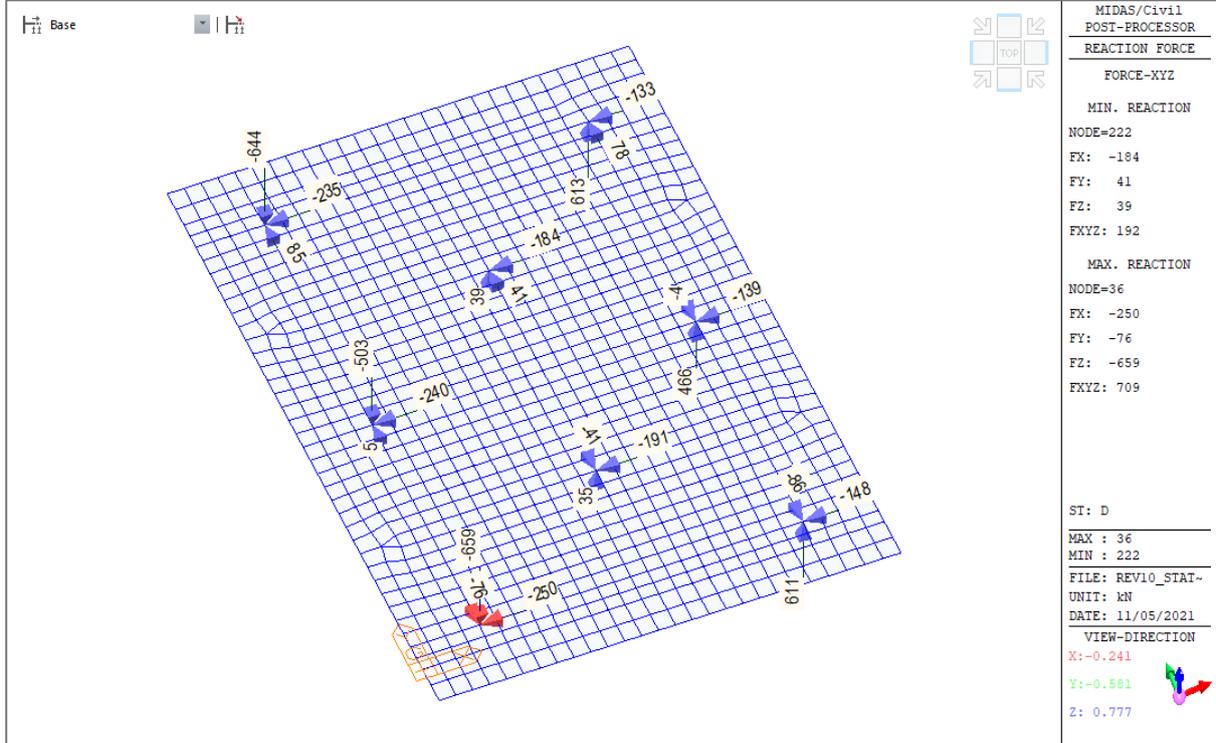
### 9.1.2.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



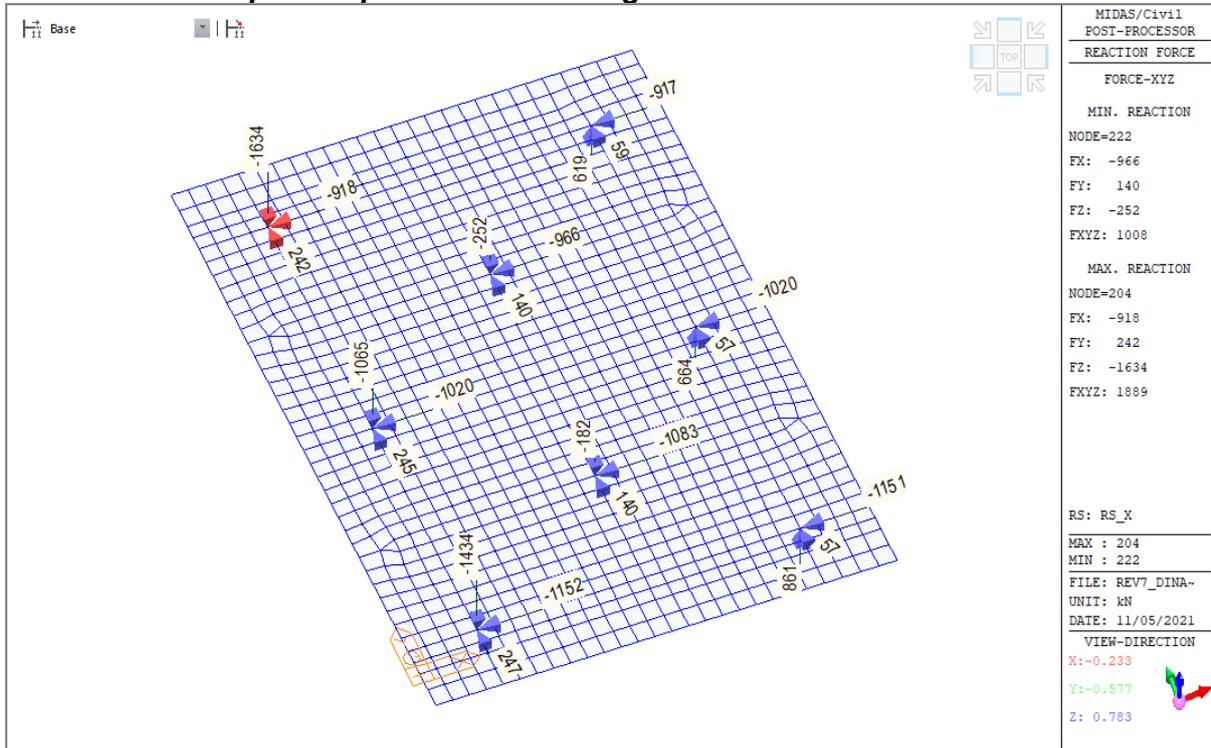
**9.1.2.10**      *Variatione termica lineare - Q7,2*



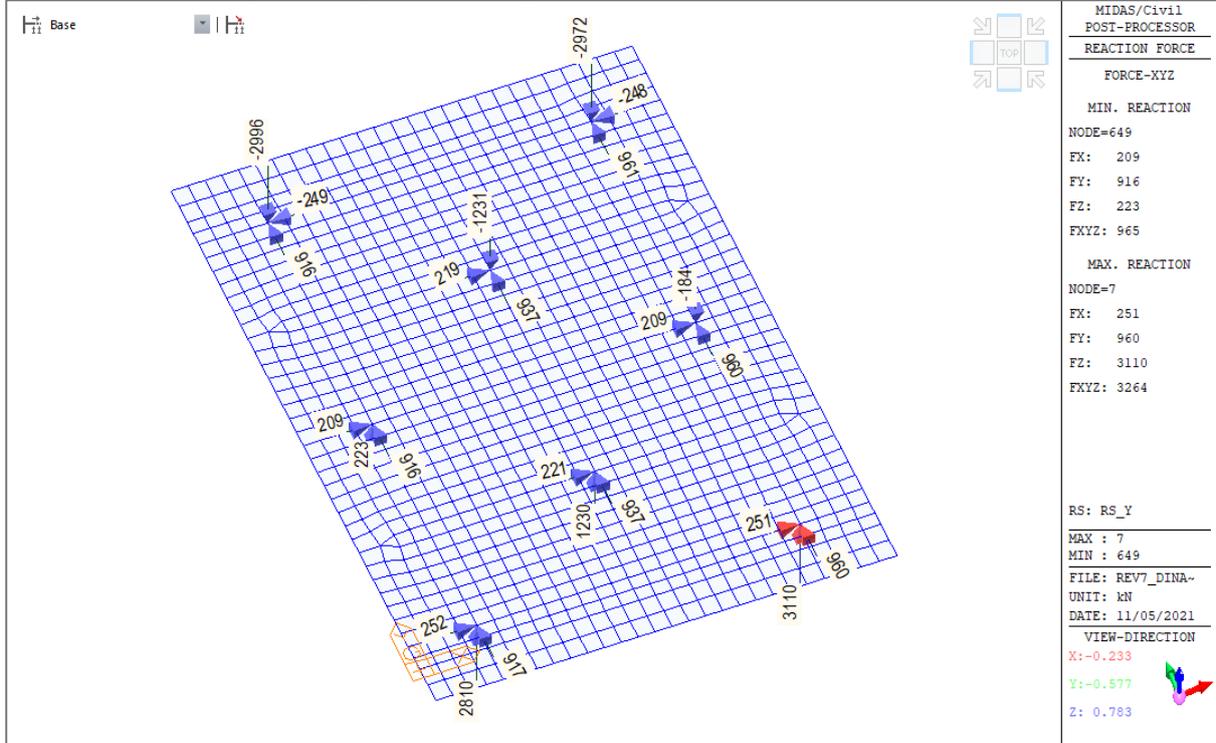
**9.1.2.11 Ritiro del calcestruzzo - D**



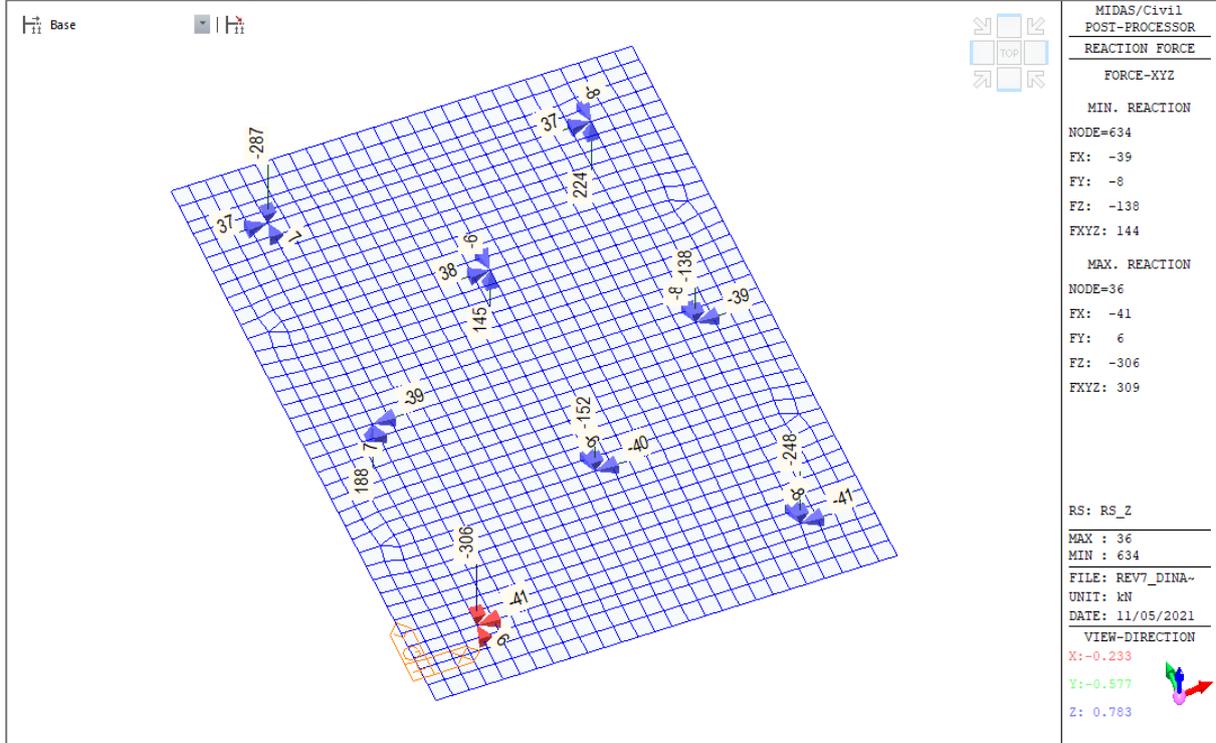
**9.1.2.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale**



### 9.1.2.13 Response spectrum - Ry - Trasversale

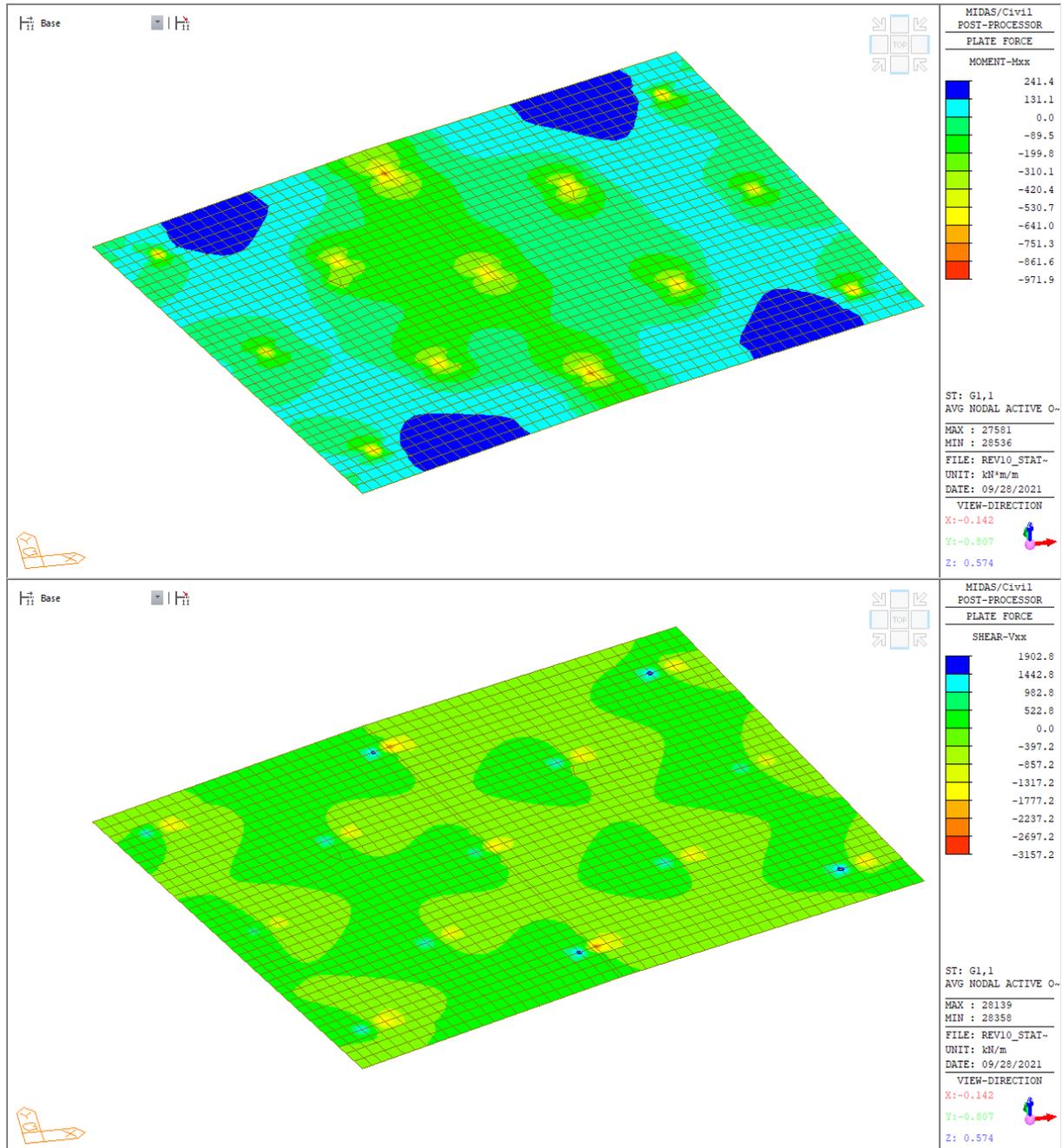


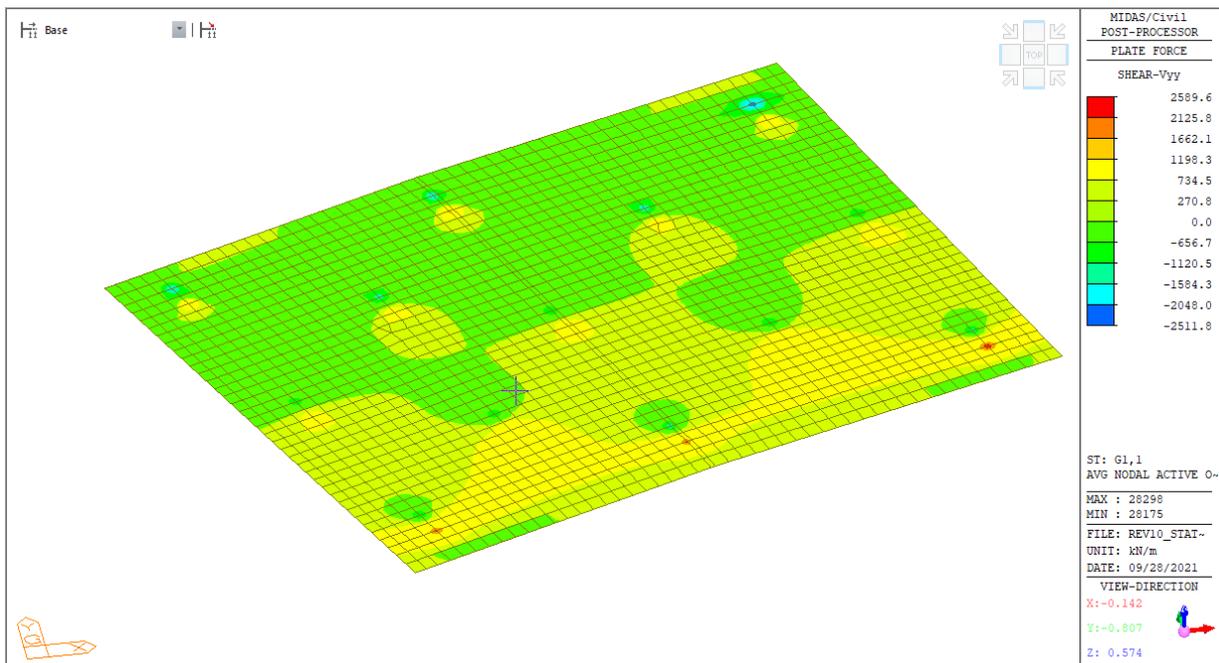
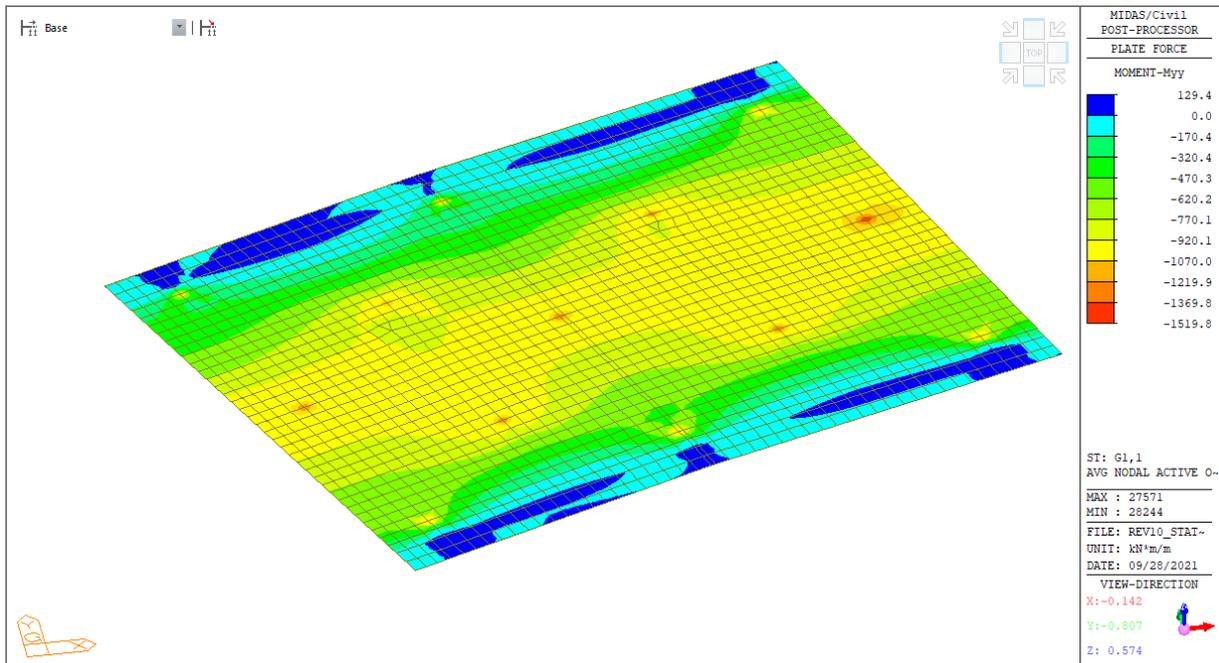
**9.1.2.14 Response spectrum - Rz - Verticale**



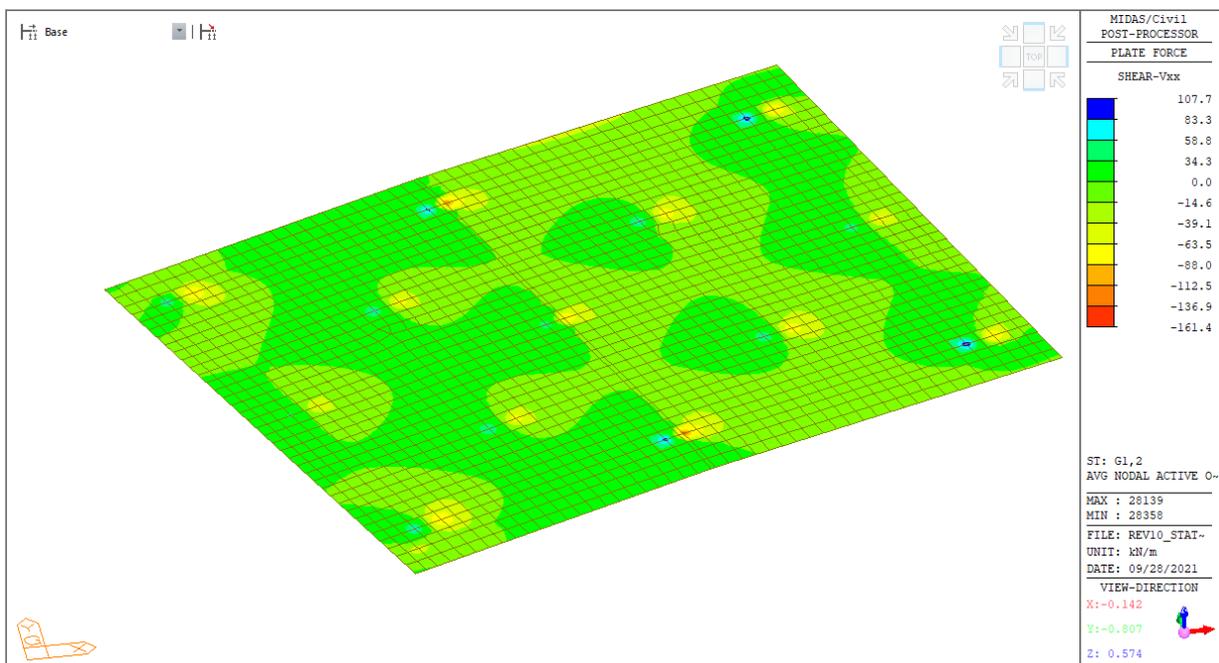
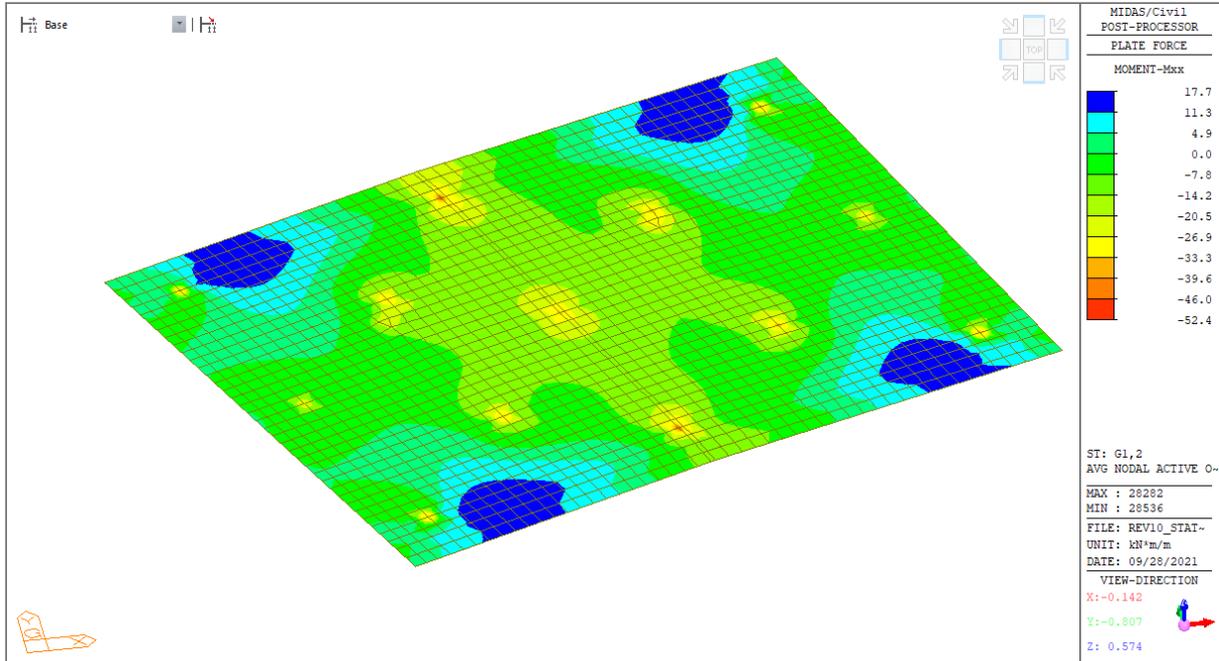
### 9.1.3 PLINTO D

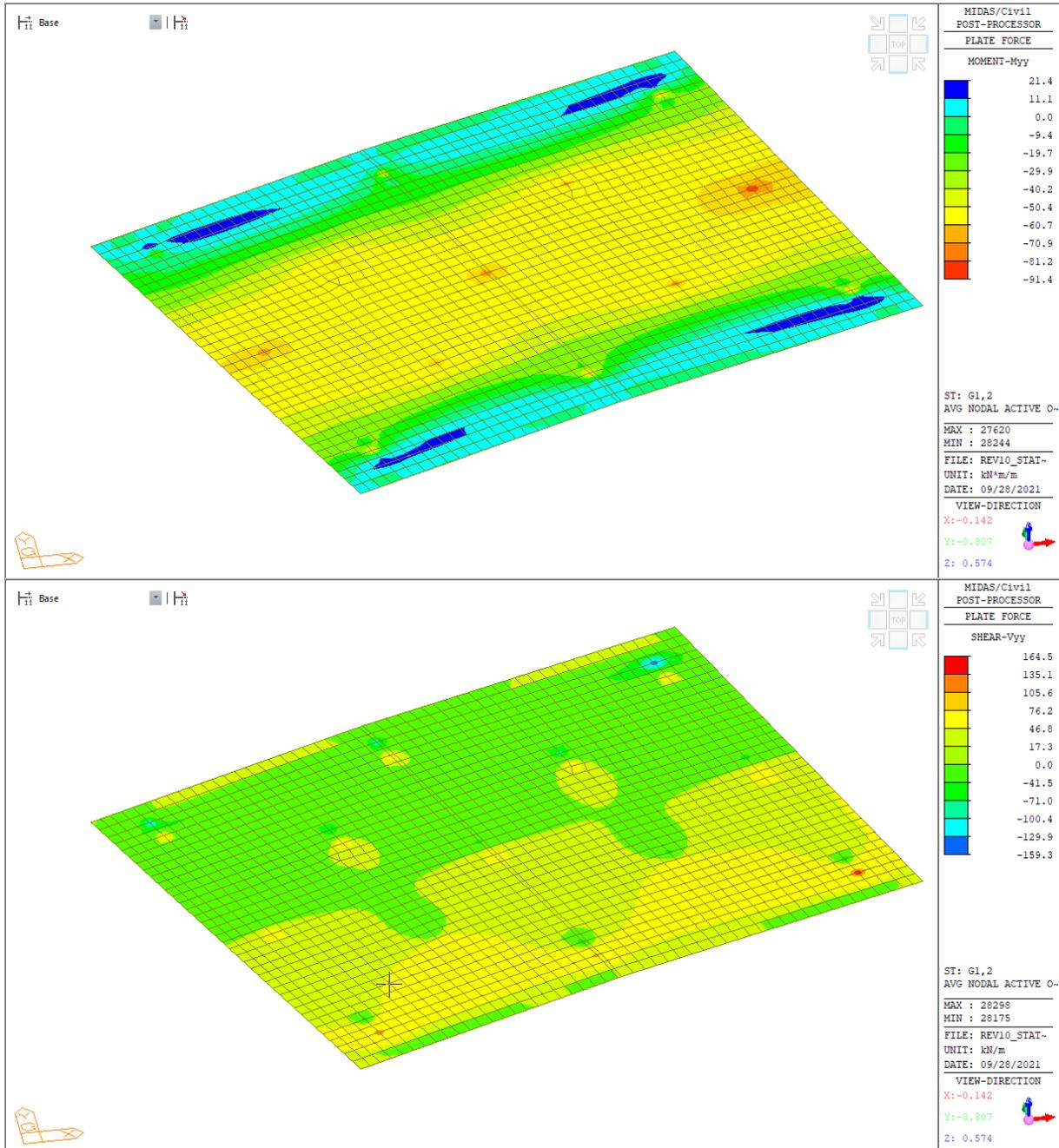
#### 9.1.3.1 Pesì propri strutturali - G1



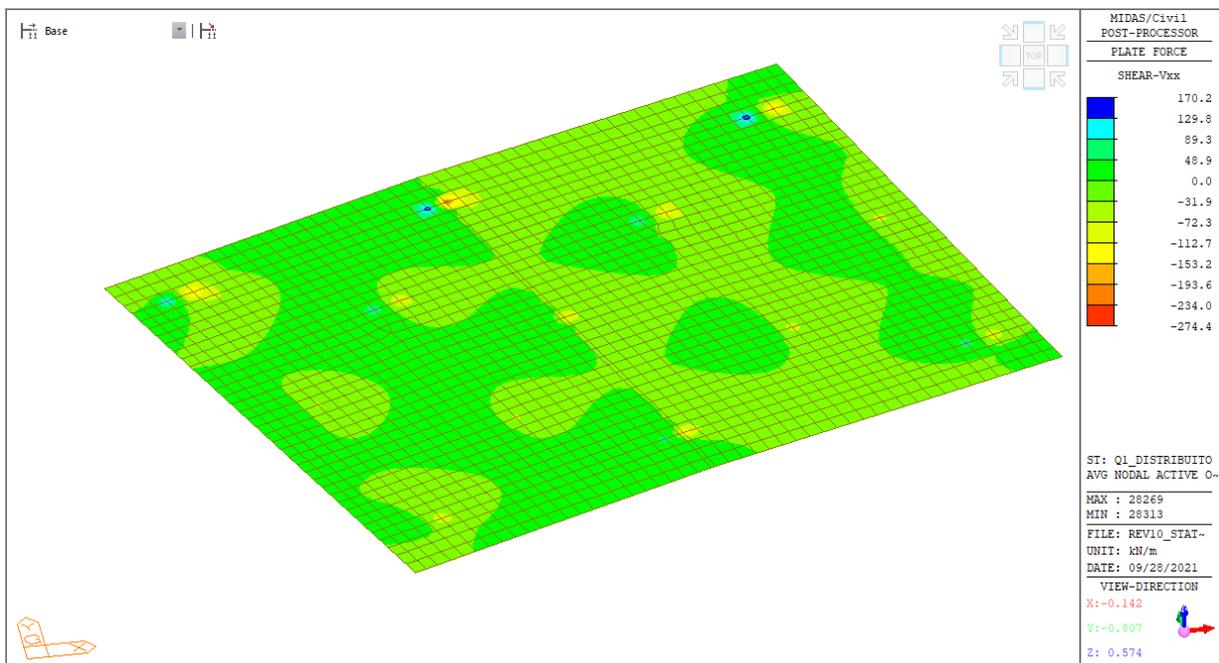
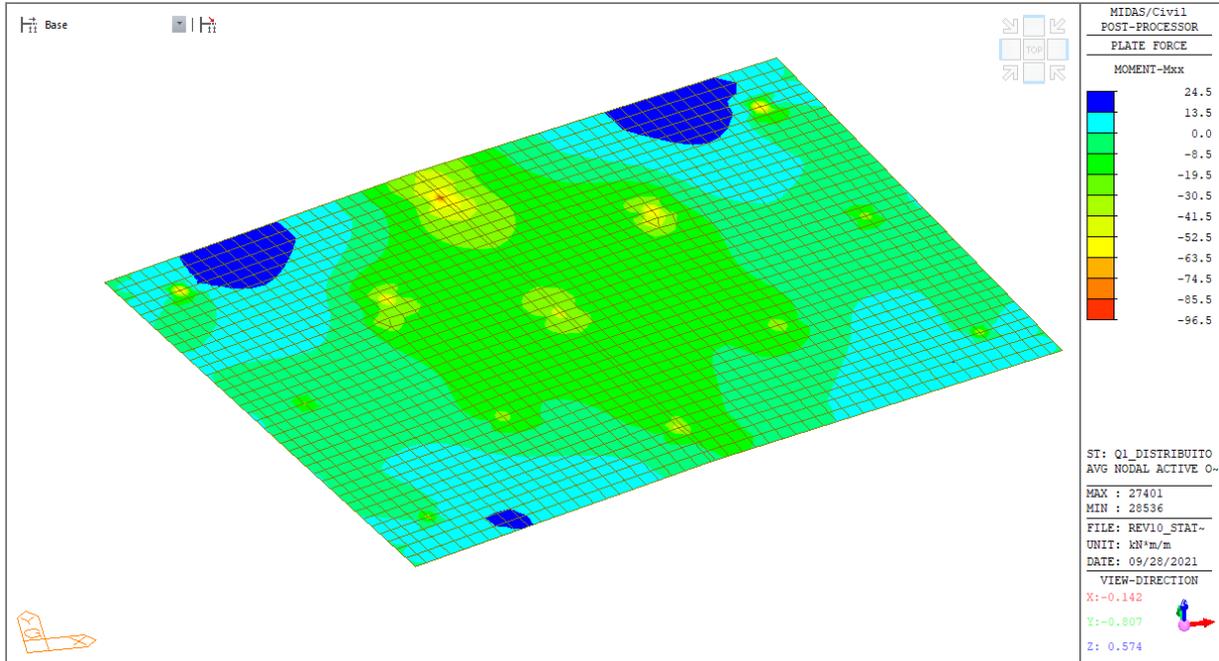


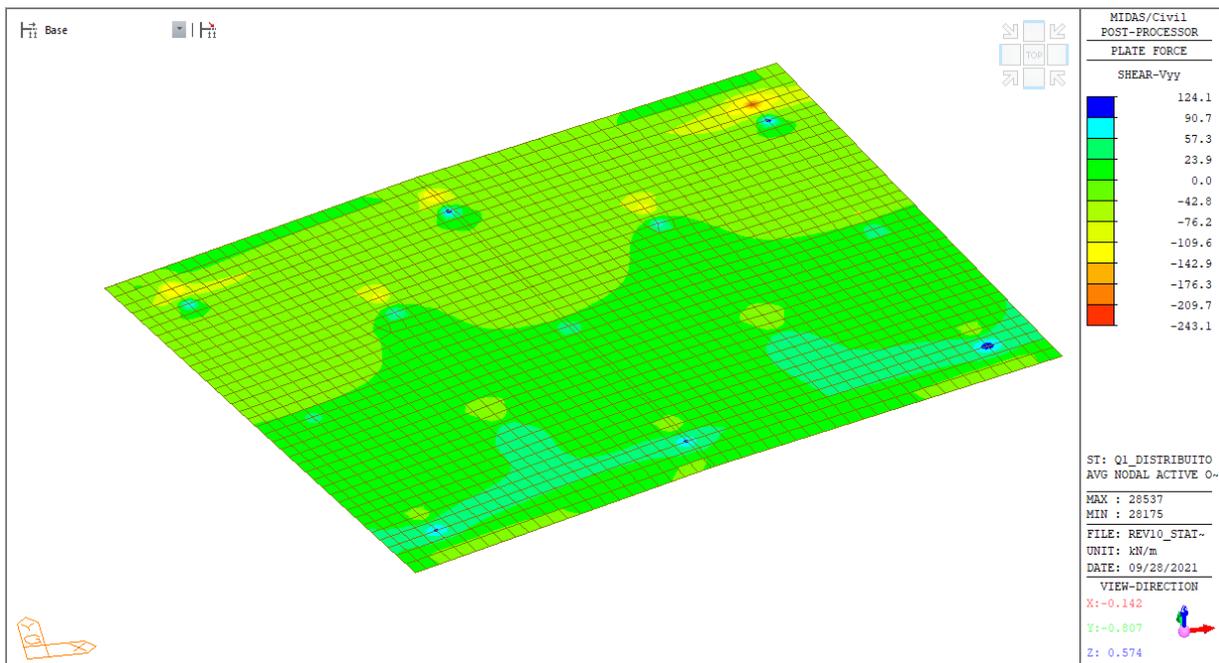
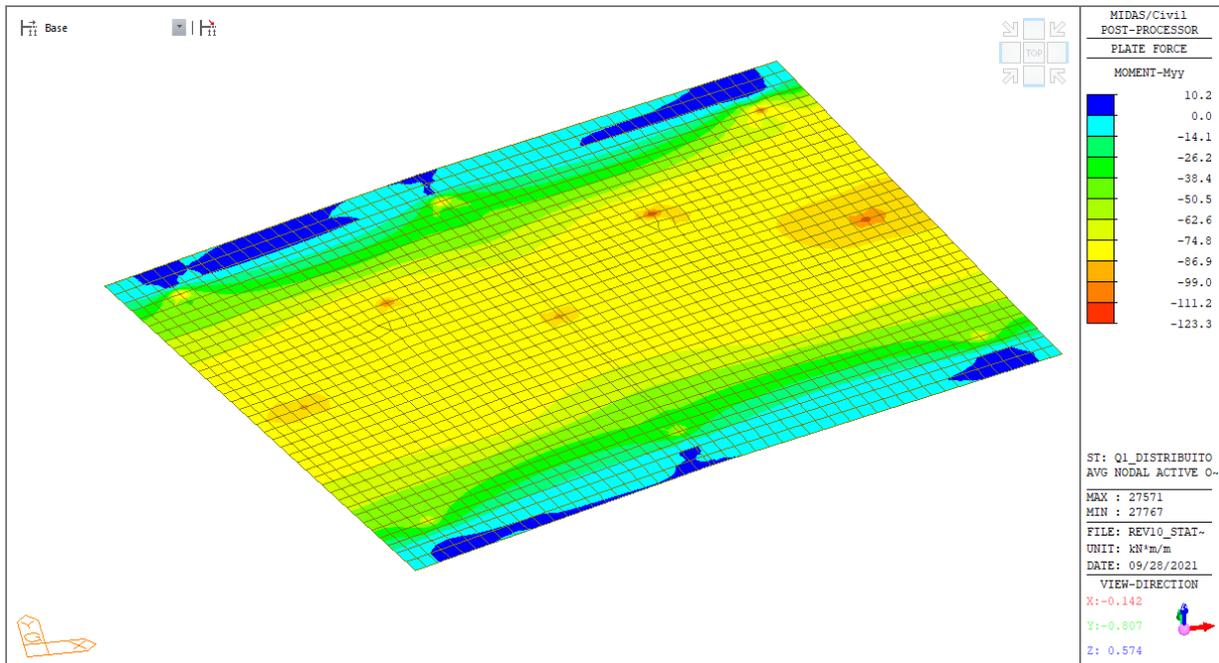
### 9.1.3.2 Pesì propri non strutturali - G2



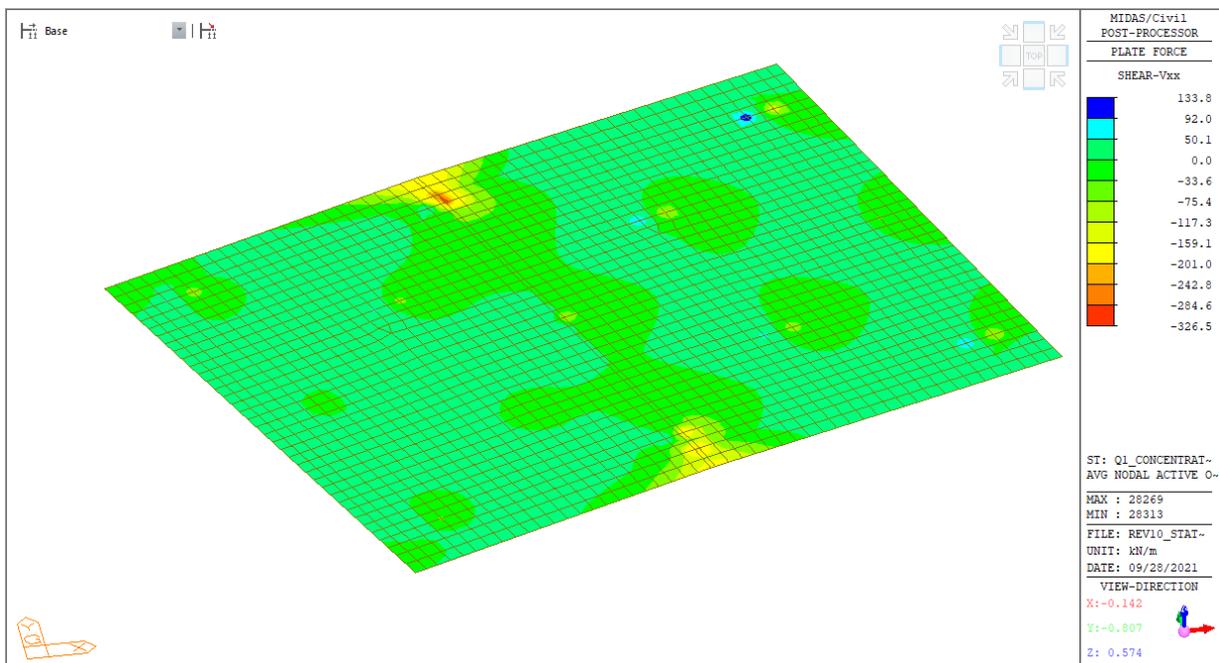
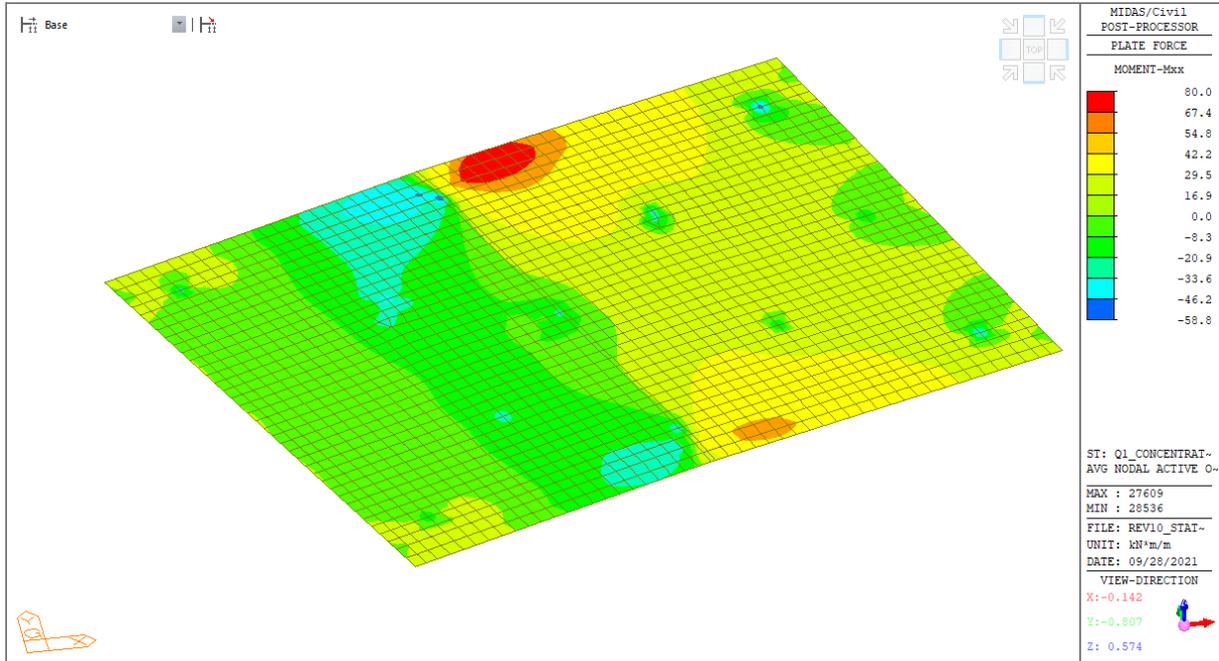


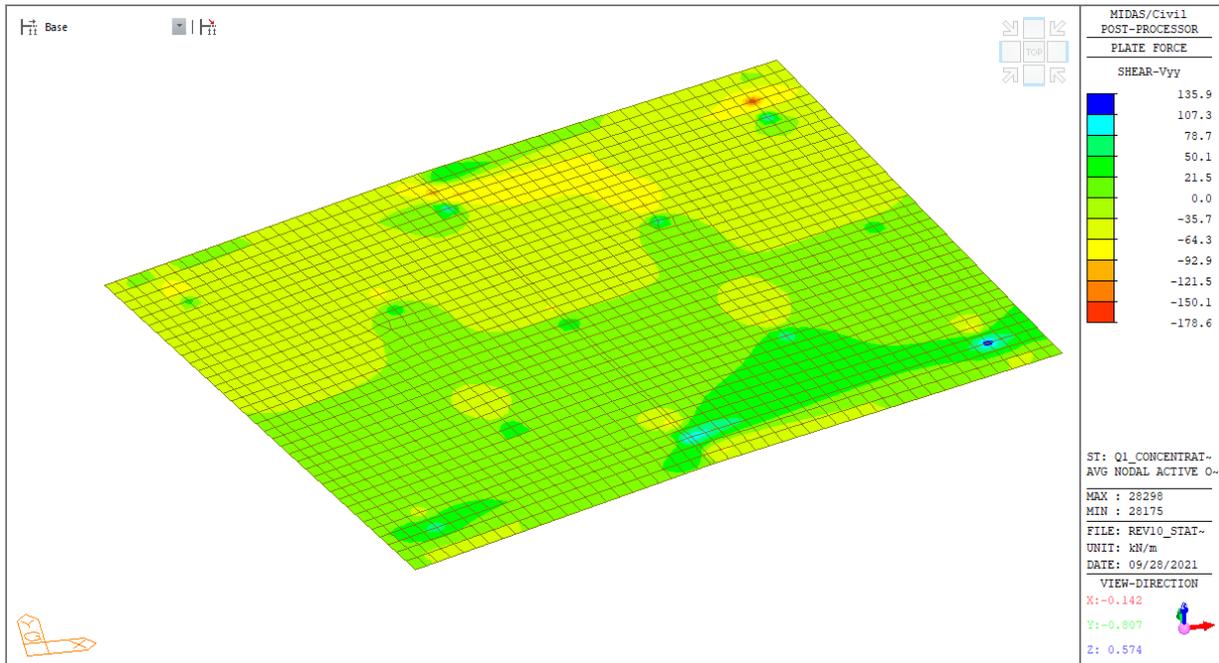
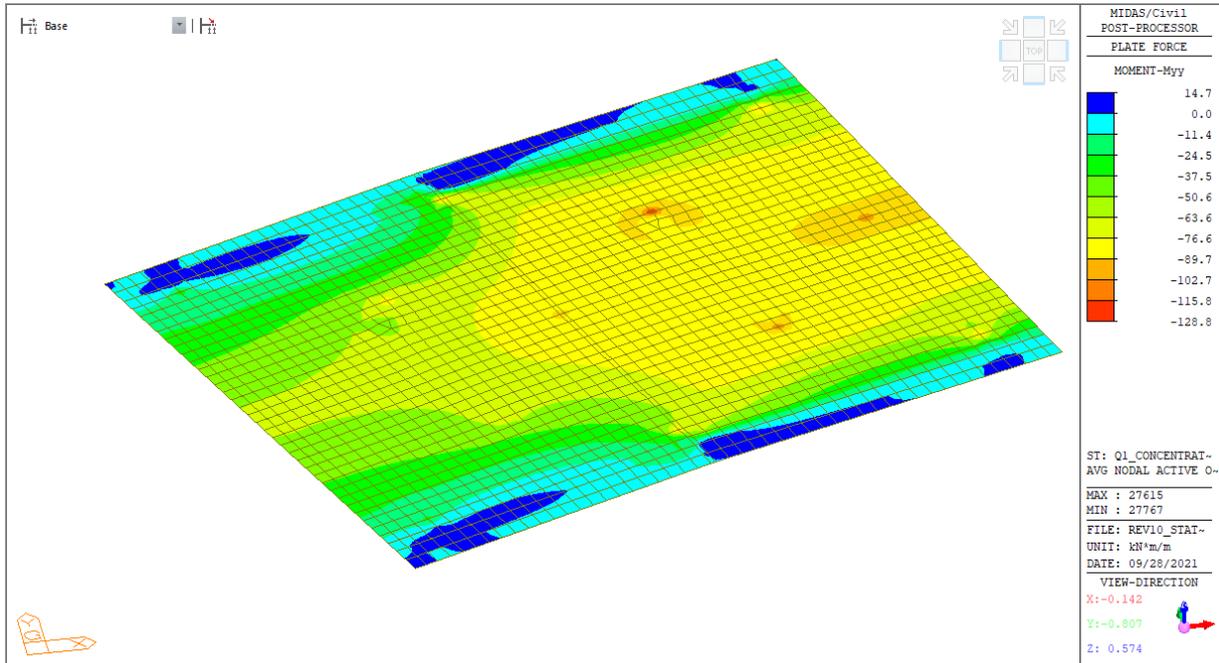
### 9.1.3.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti



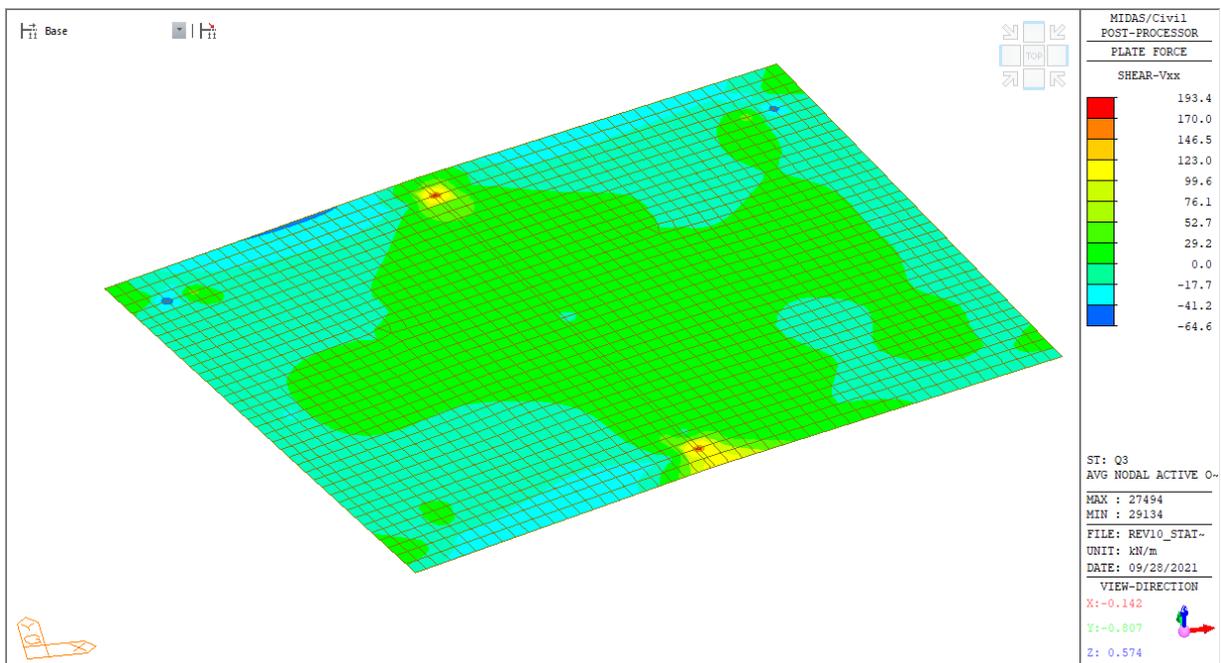
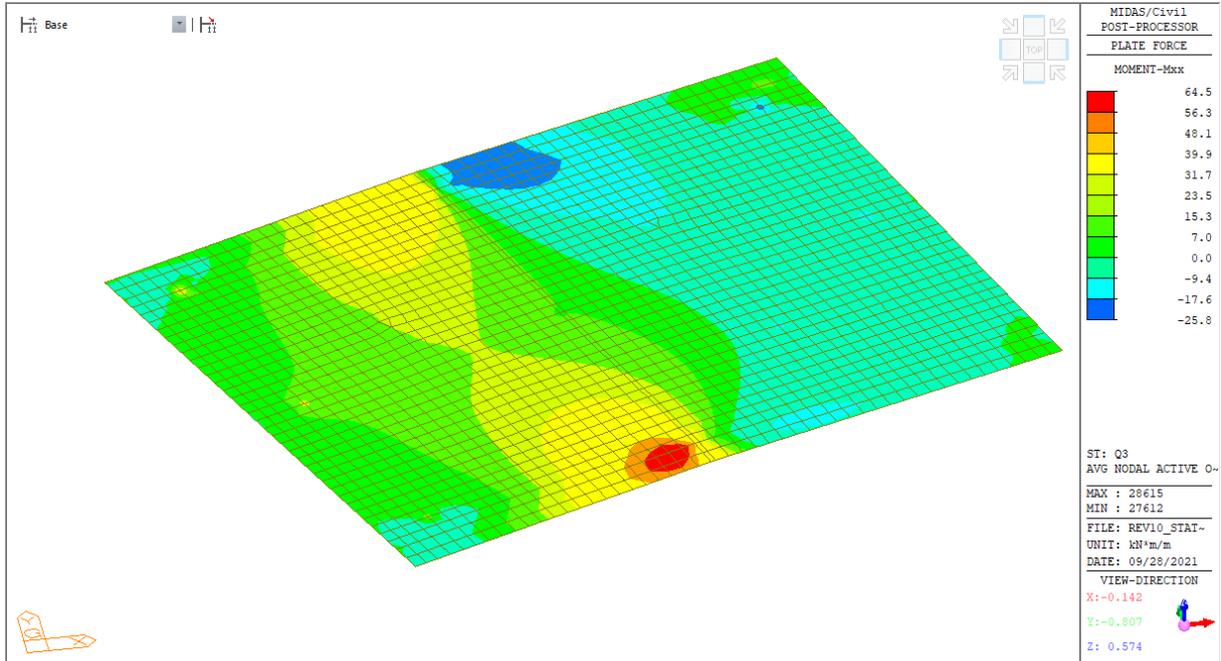


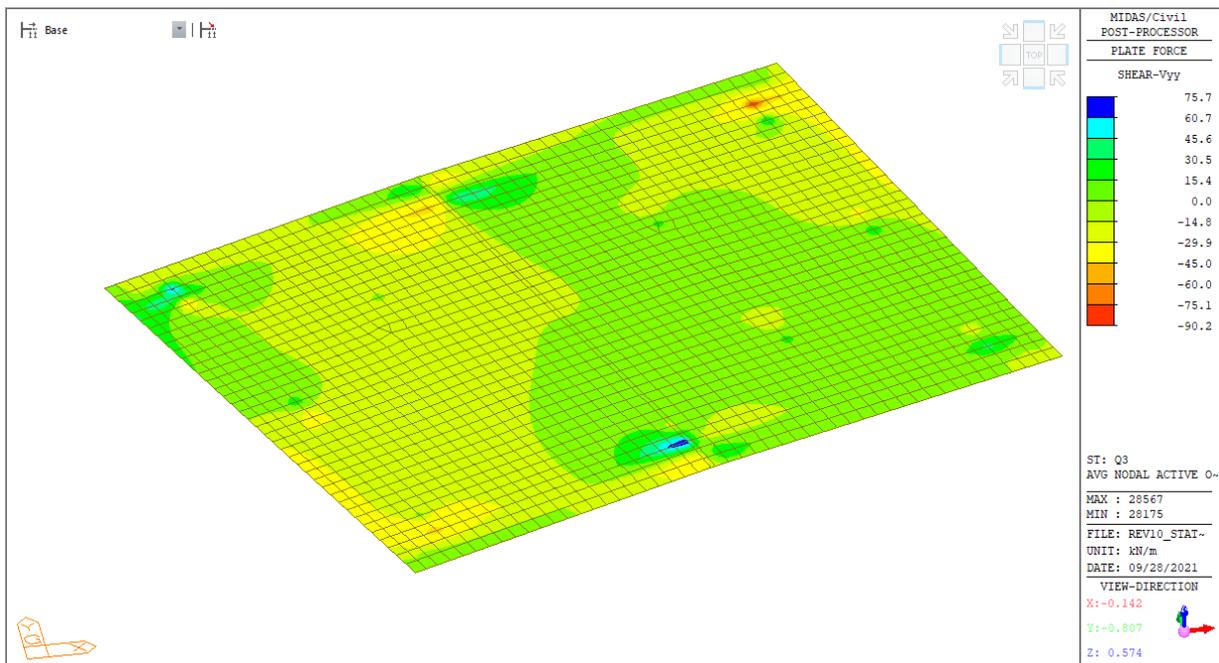
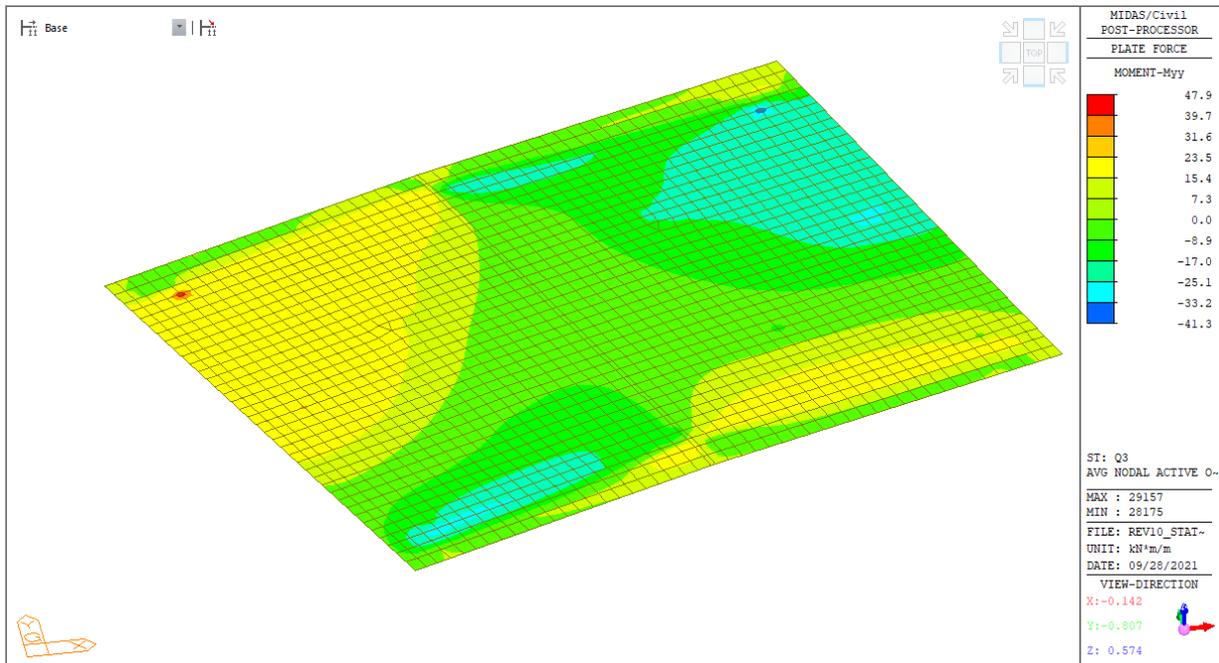
### 9.1.3.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



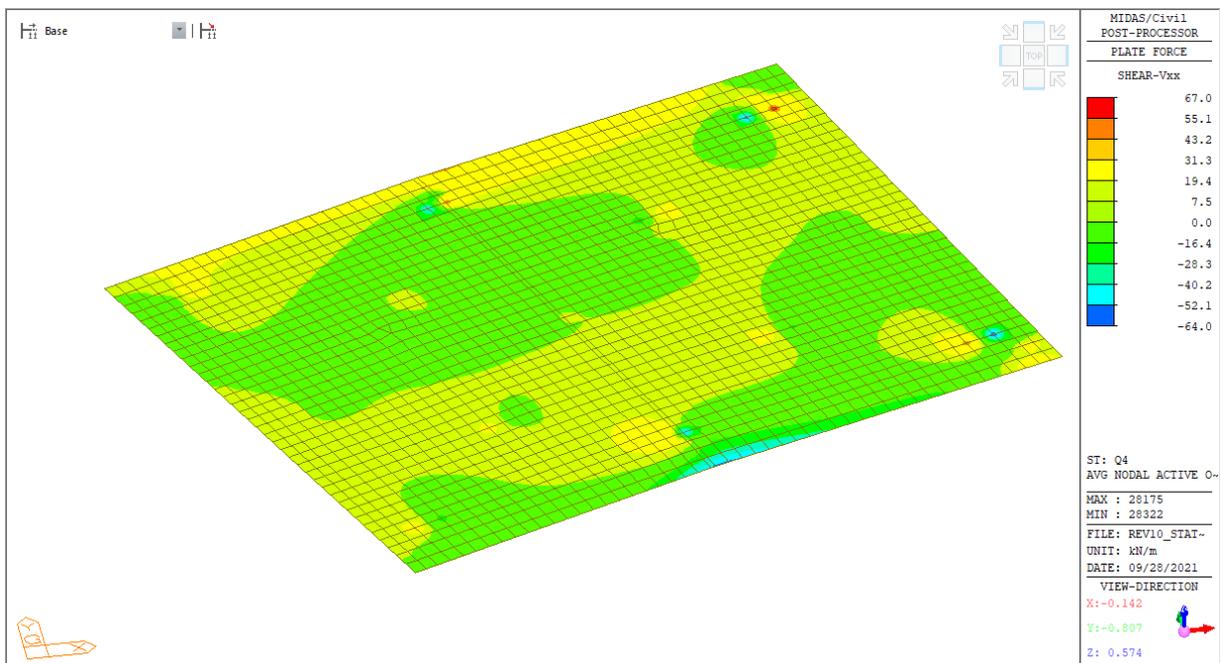
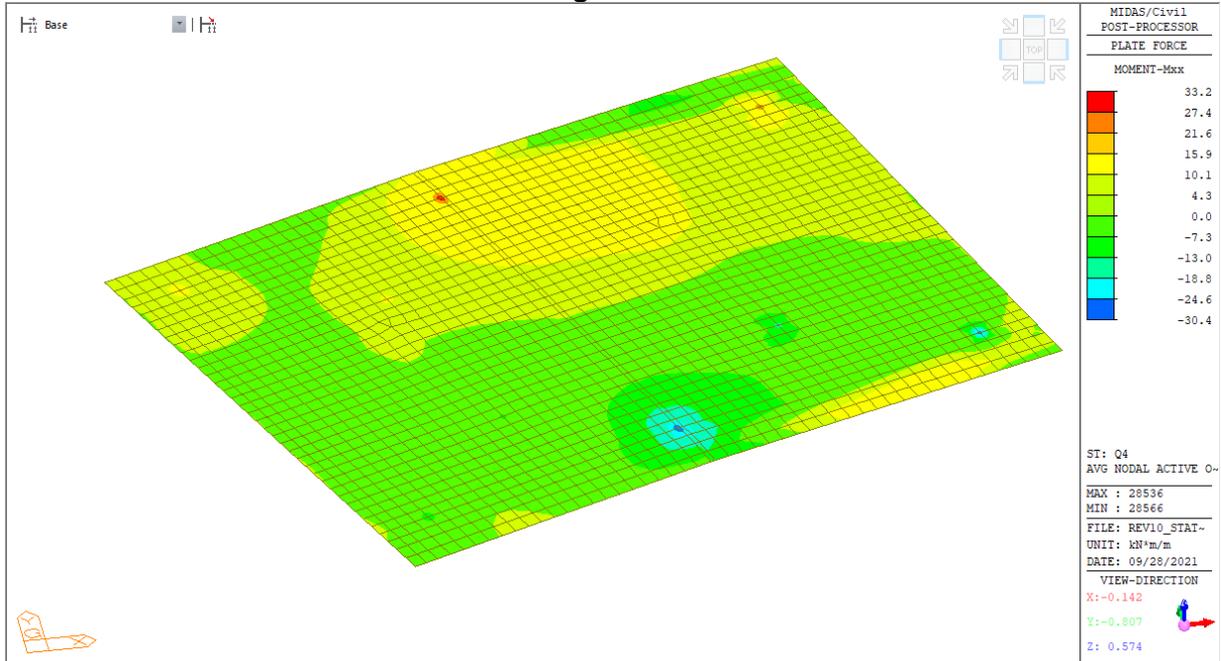


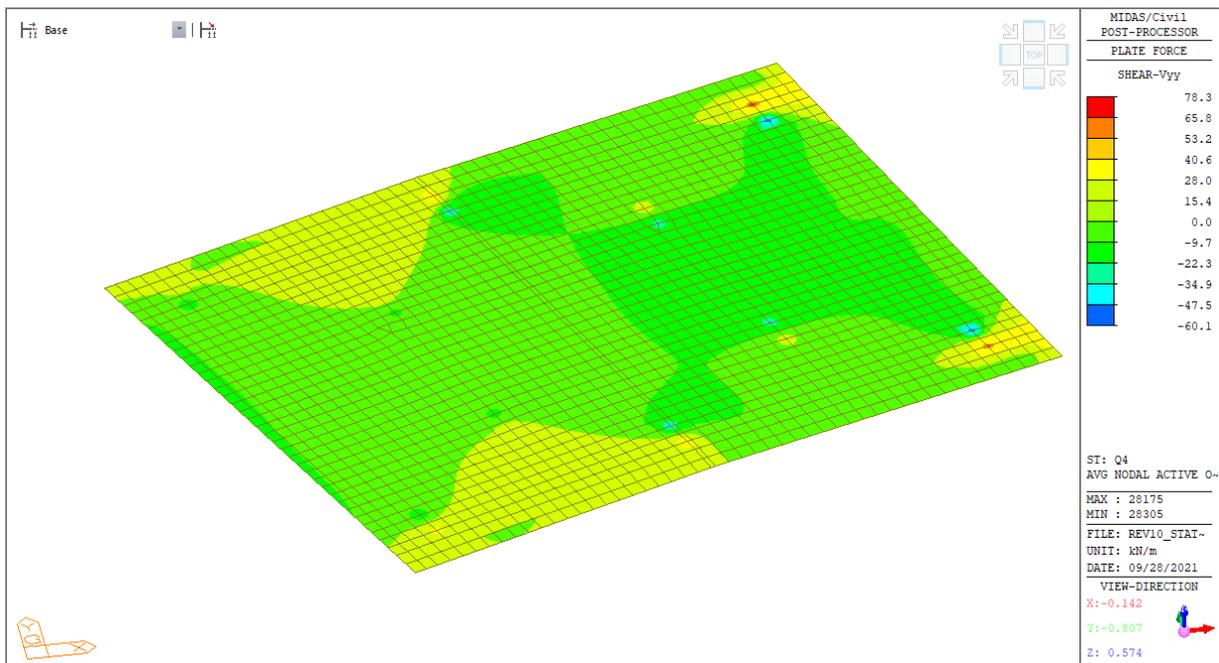
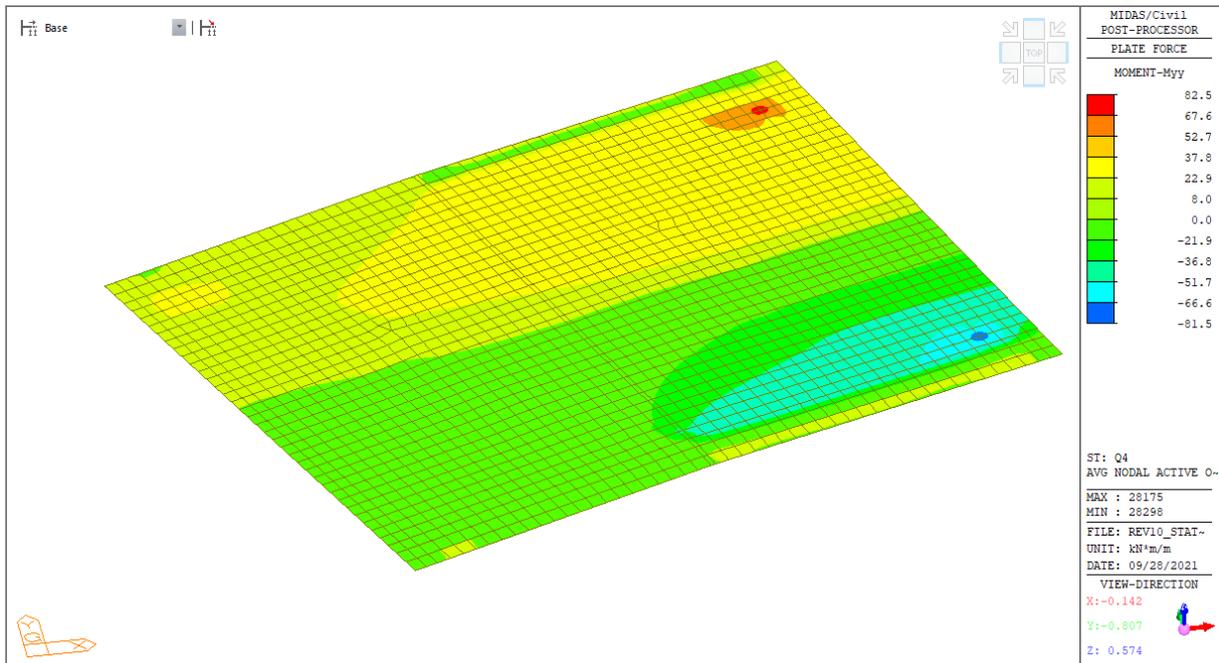
### 9.1.3.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



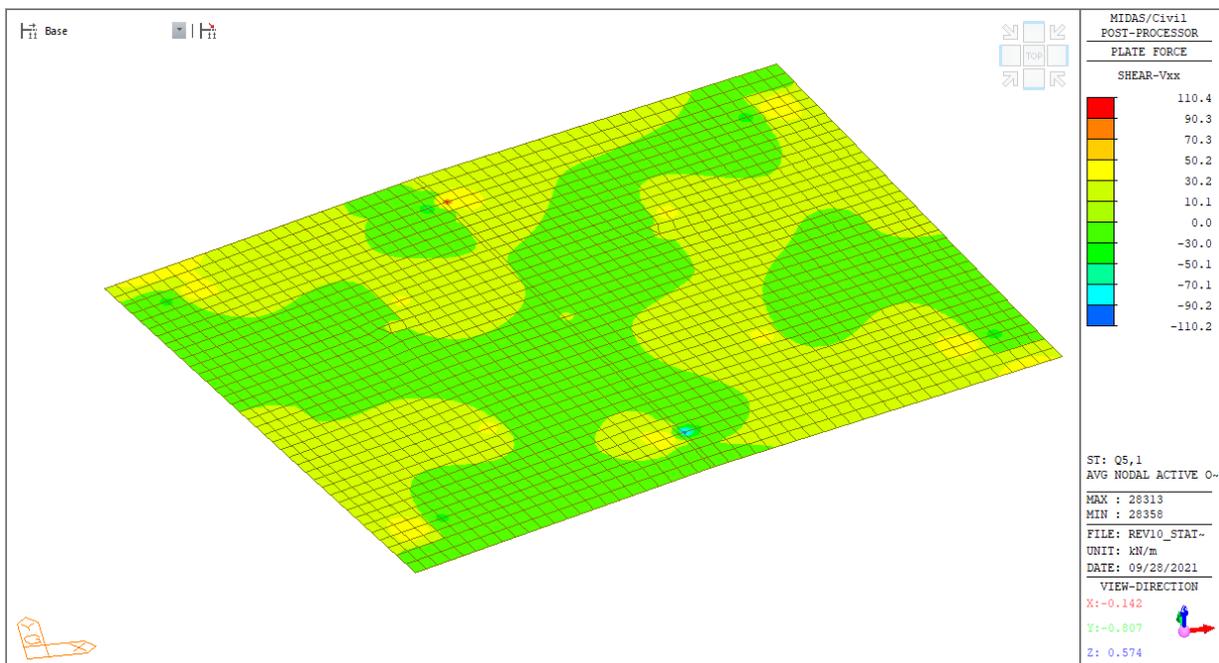
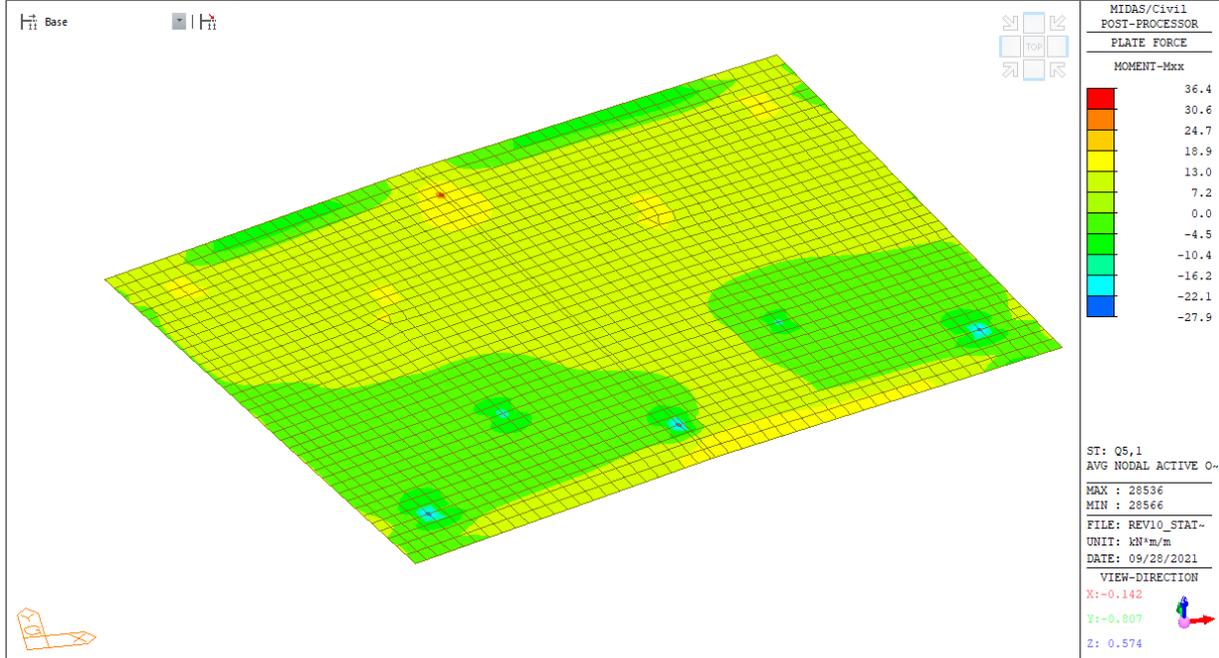


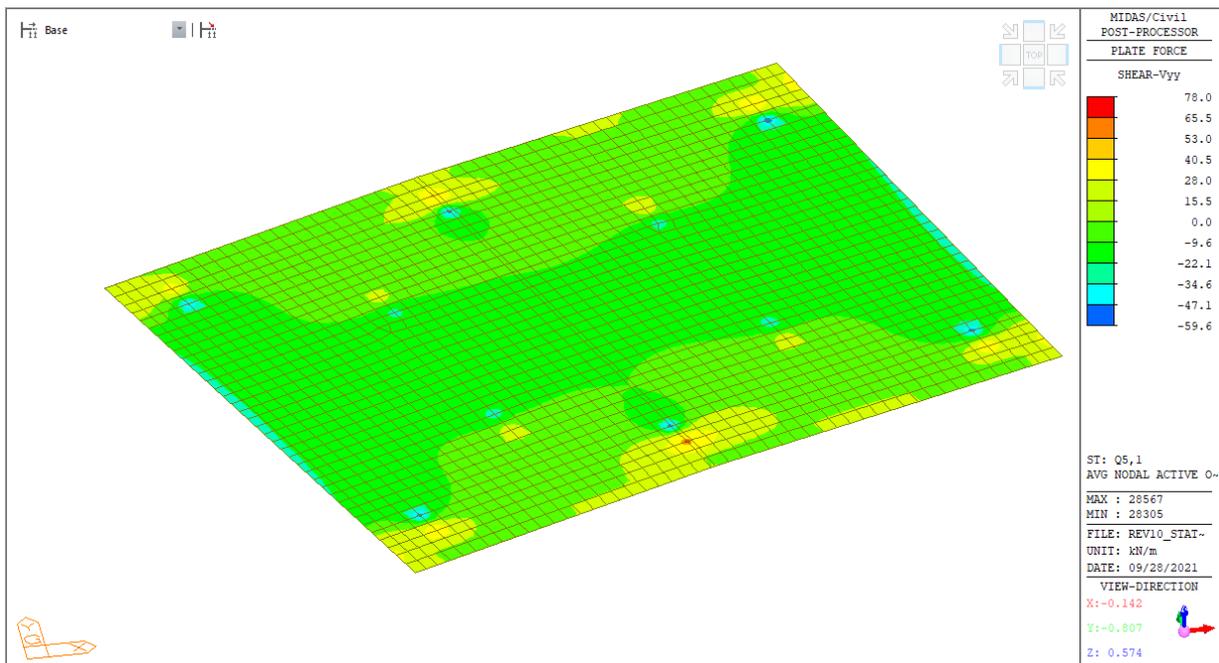
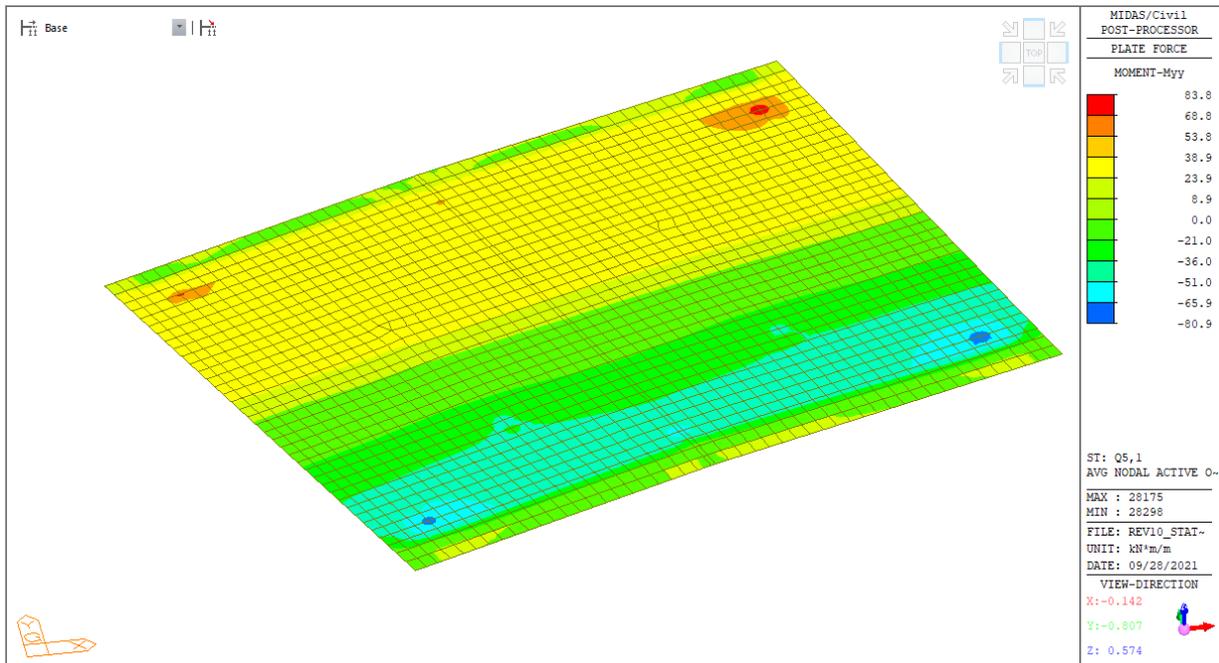
### 9.1.3.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



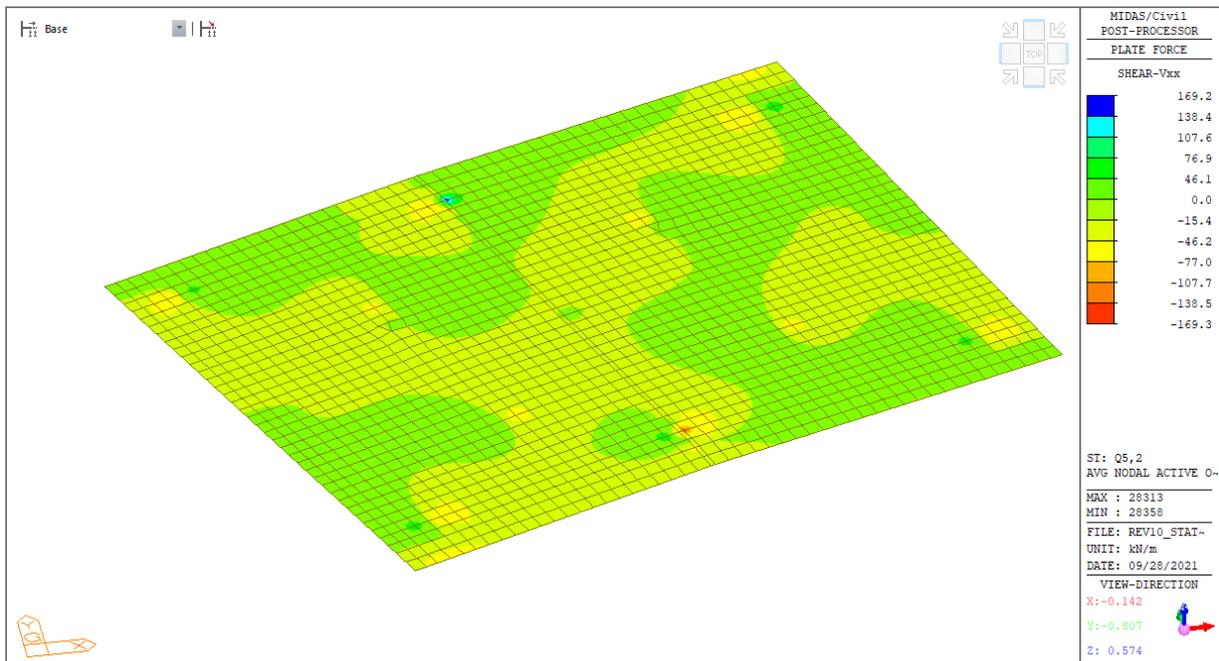
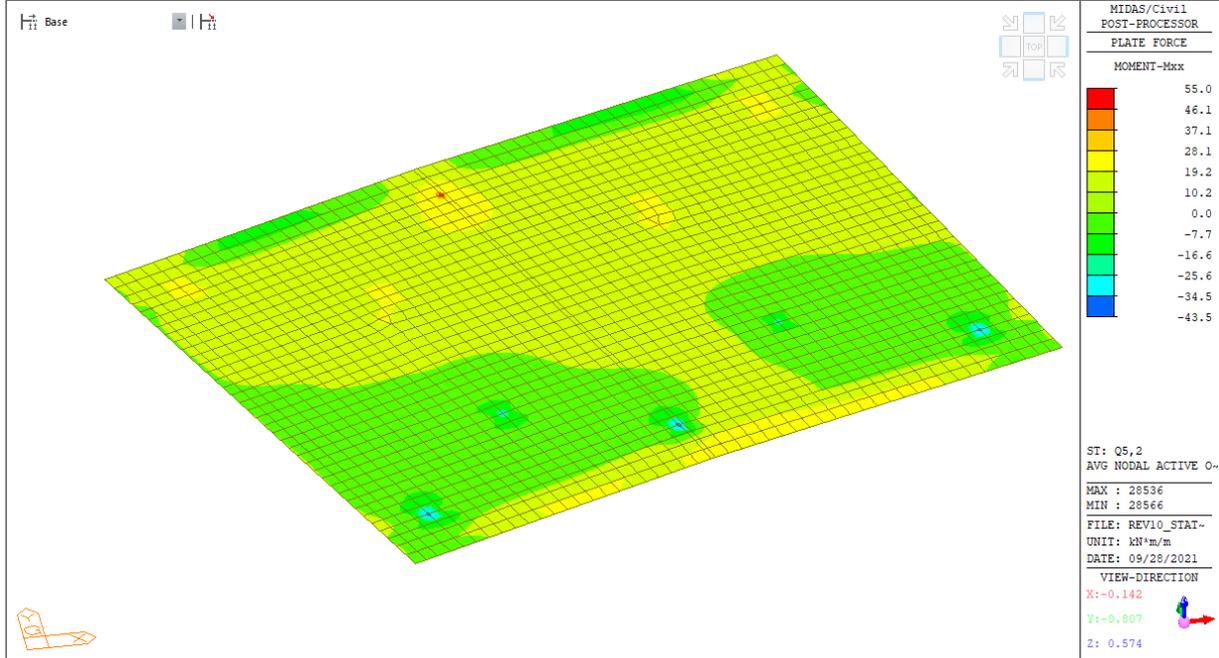


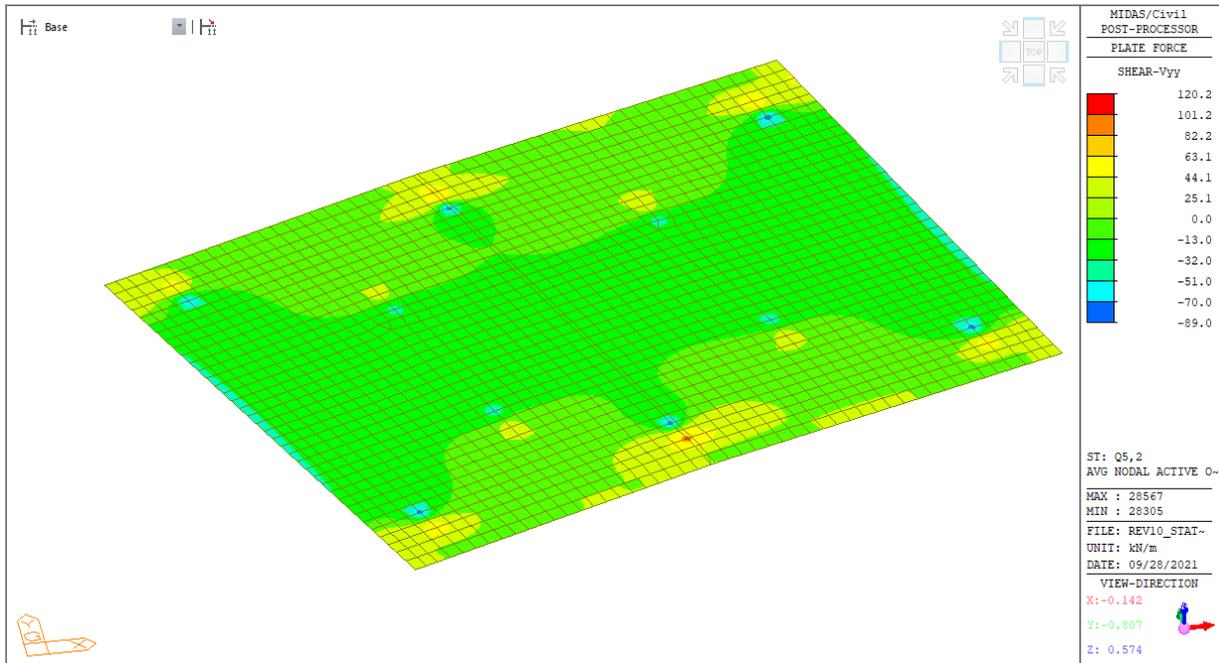
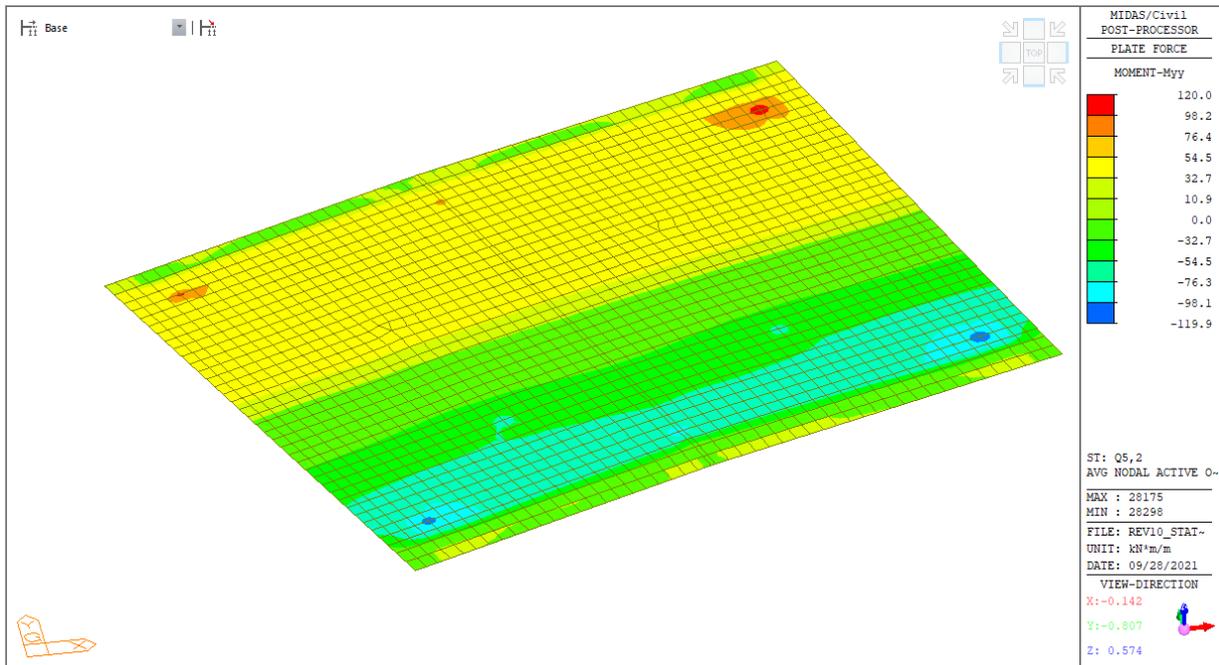
### 9.1.3.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



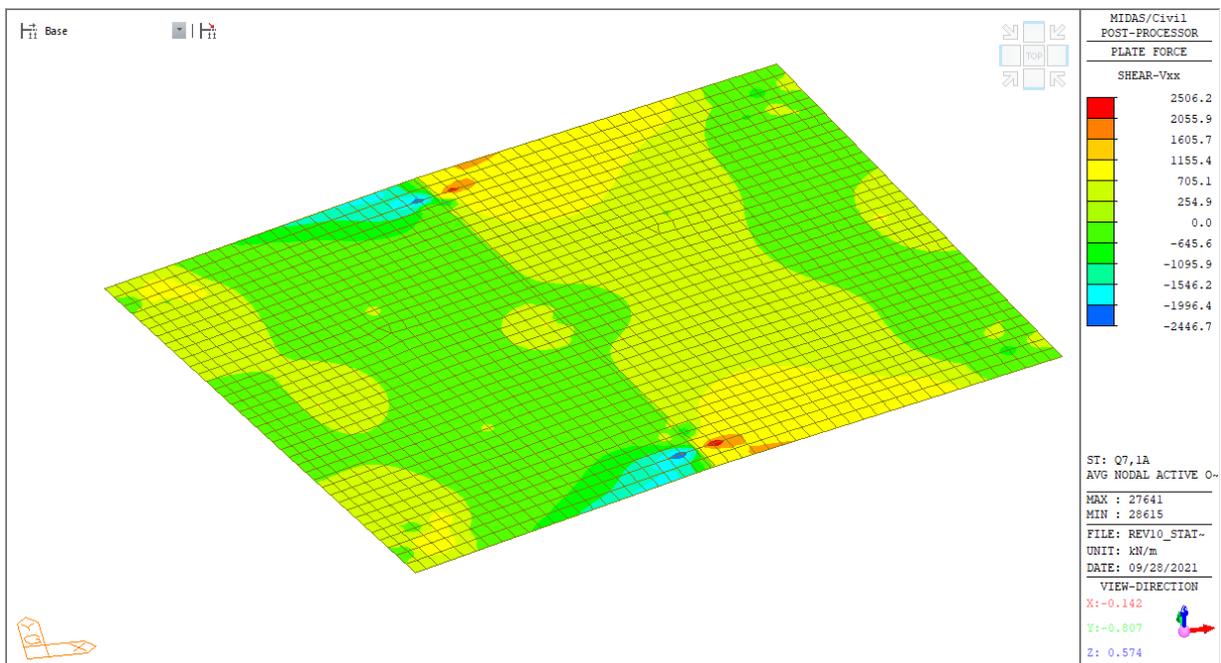
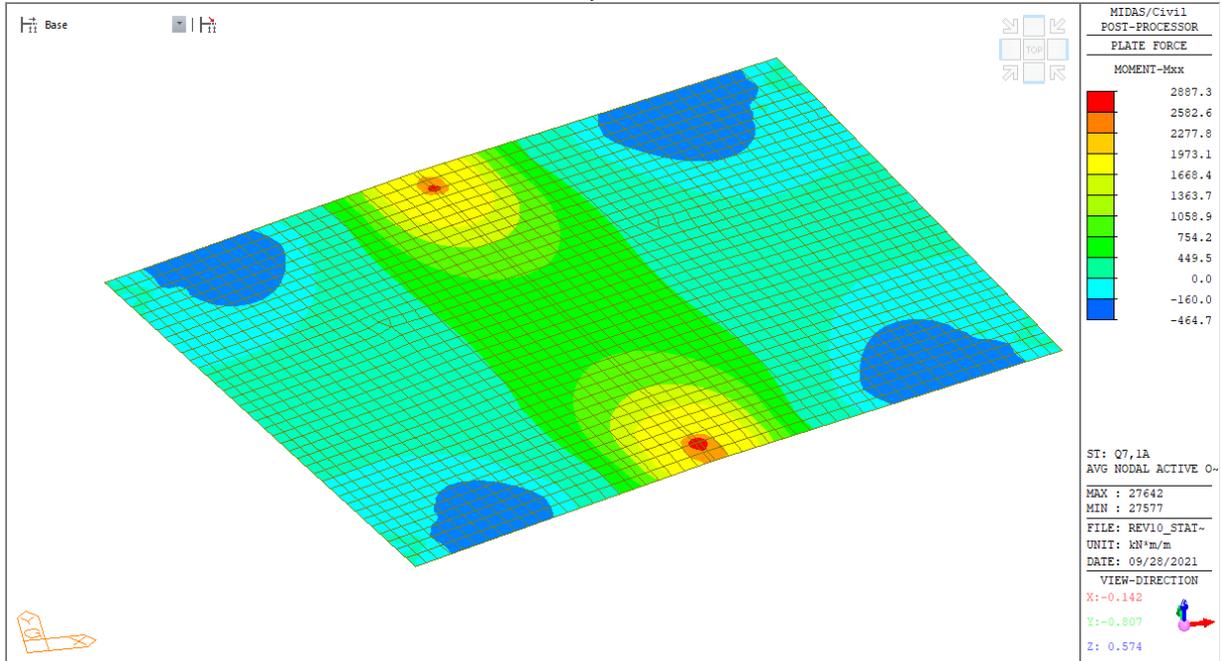


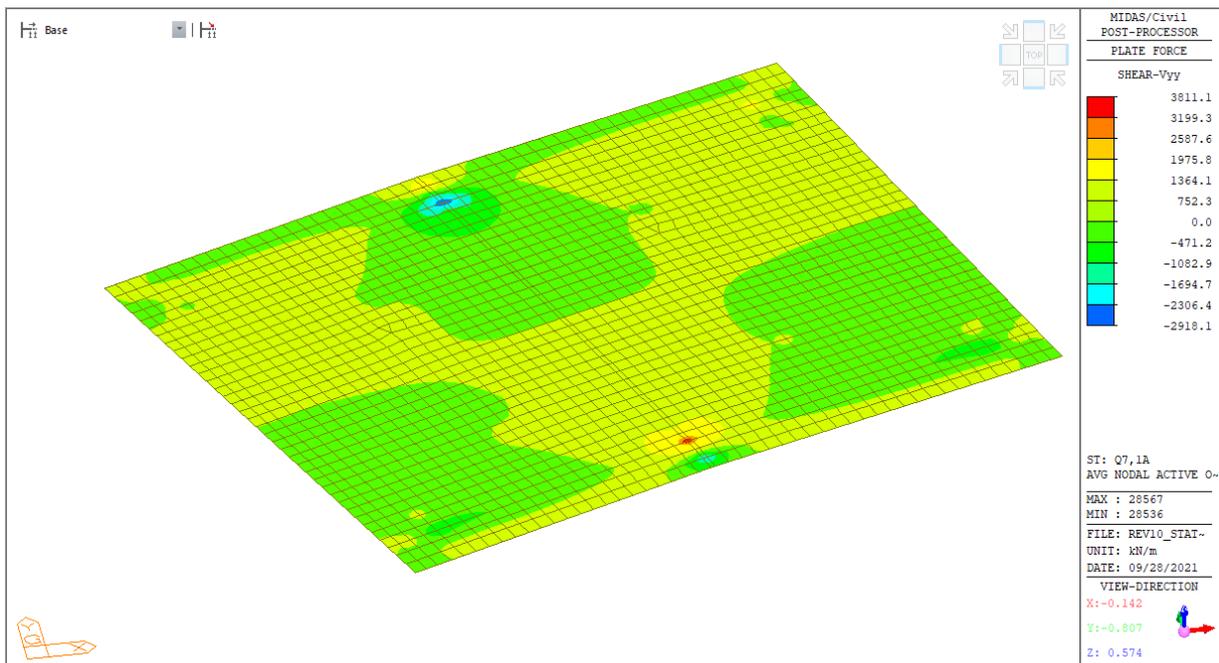
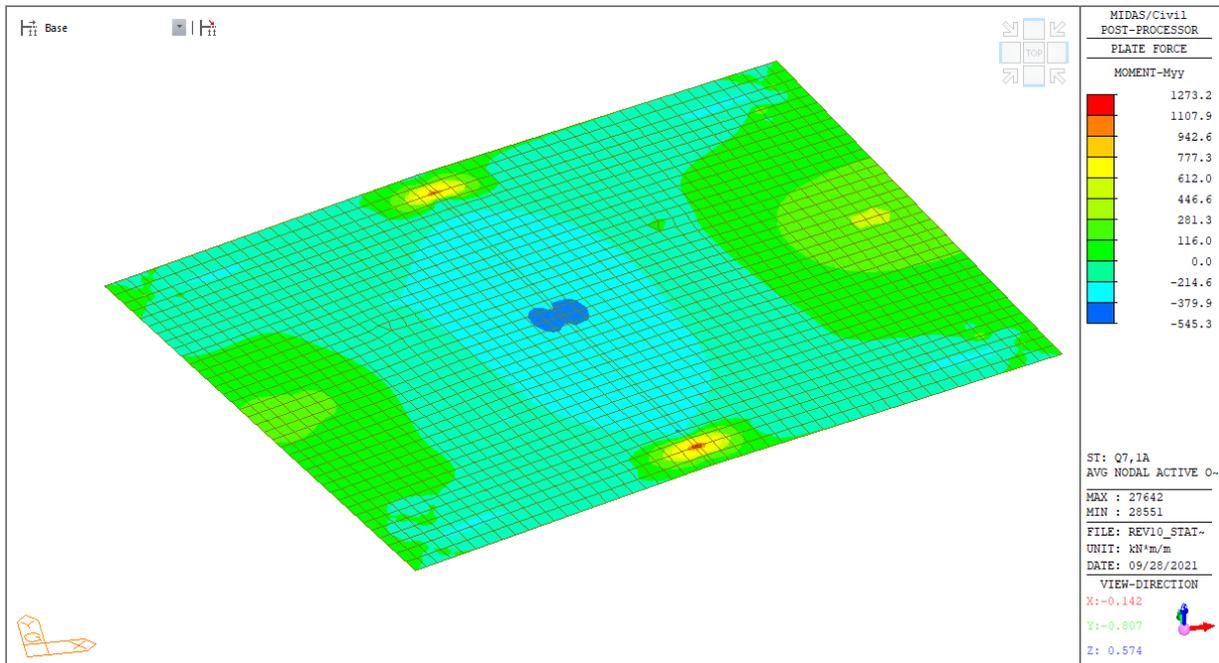
### 9.1.3.8 Vento a ponte carico - Q5,2



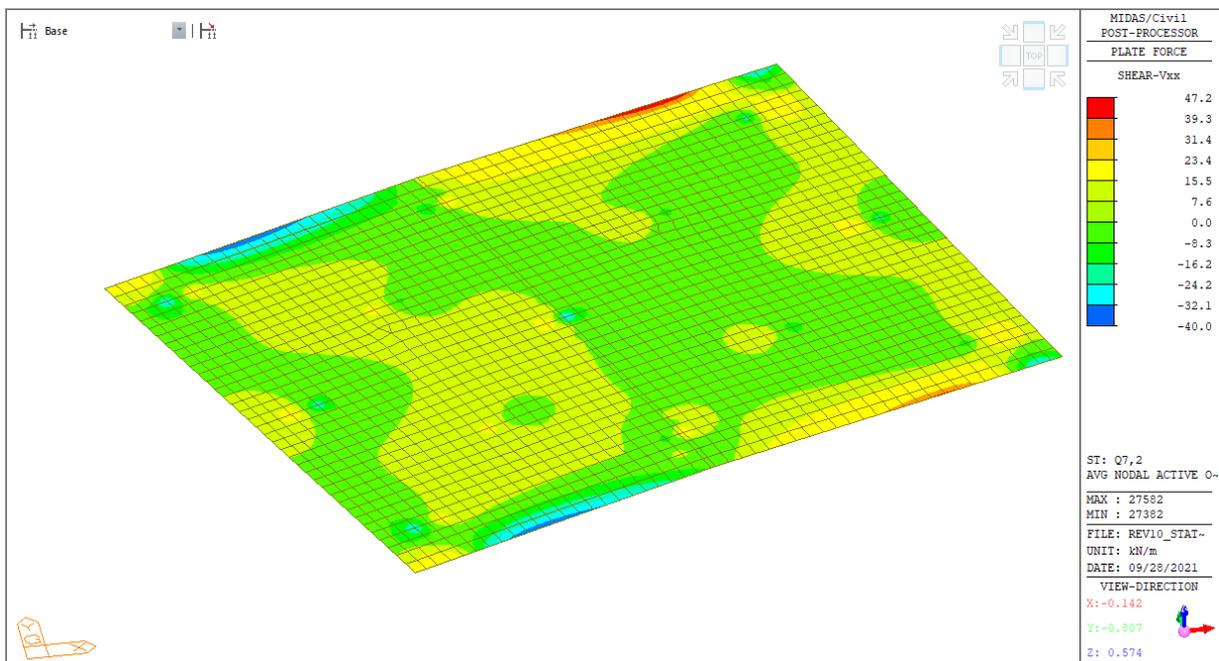
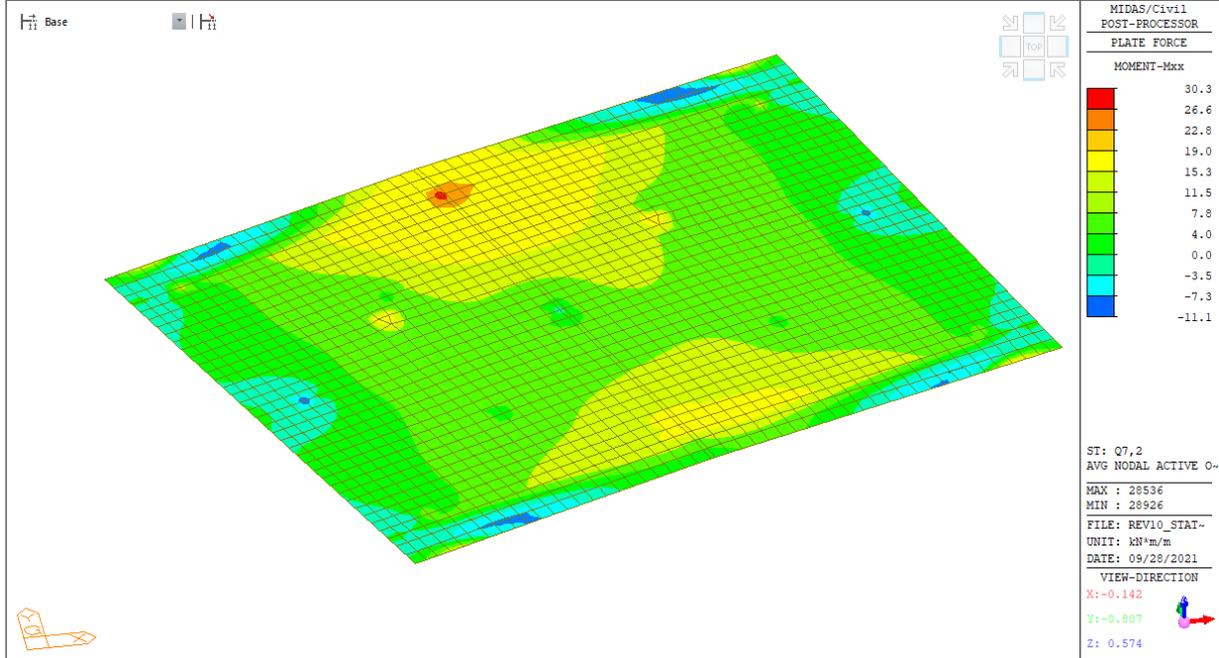


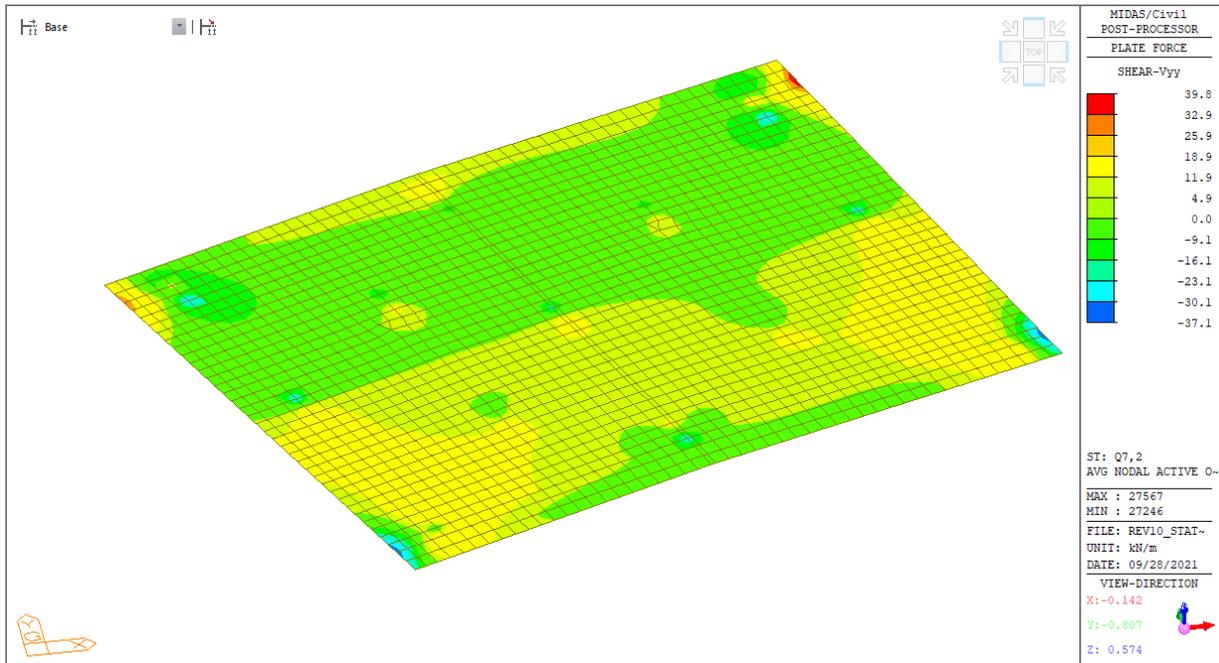
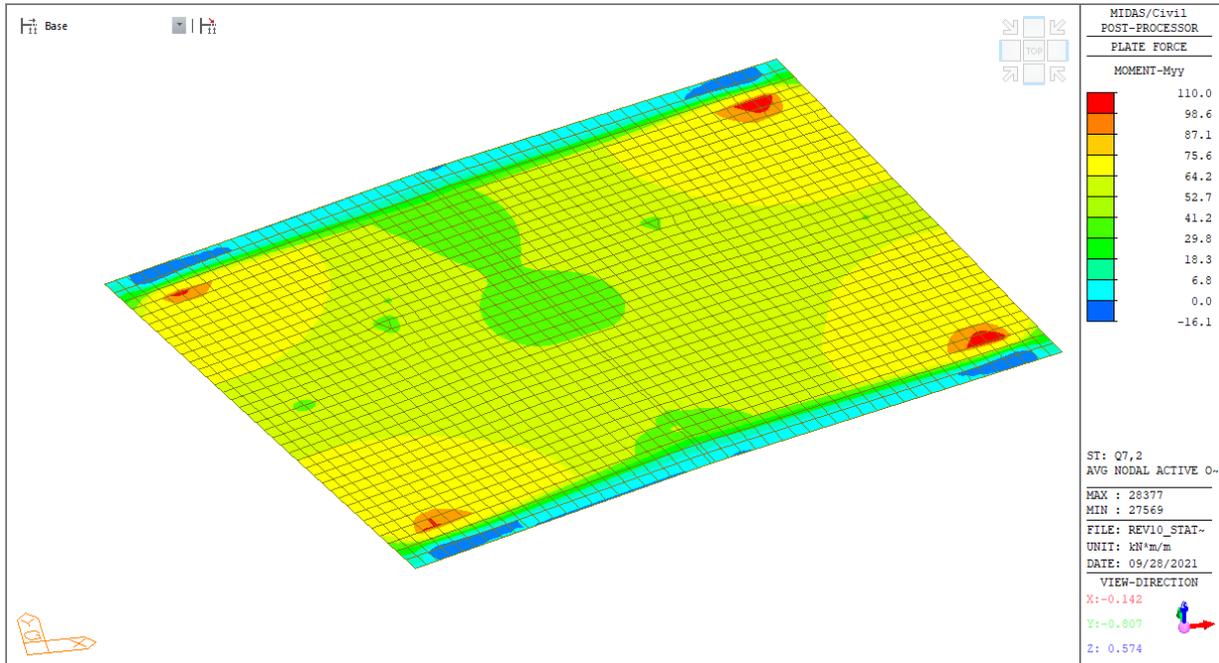
### 9.1.3.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



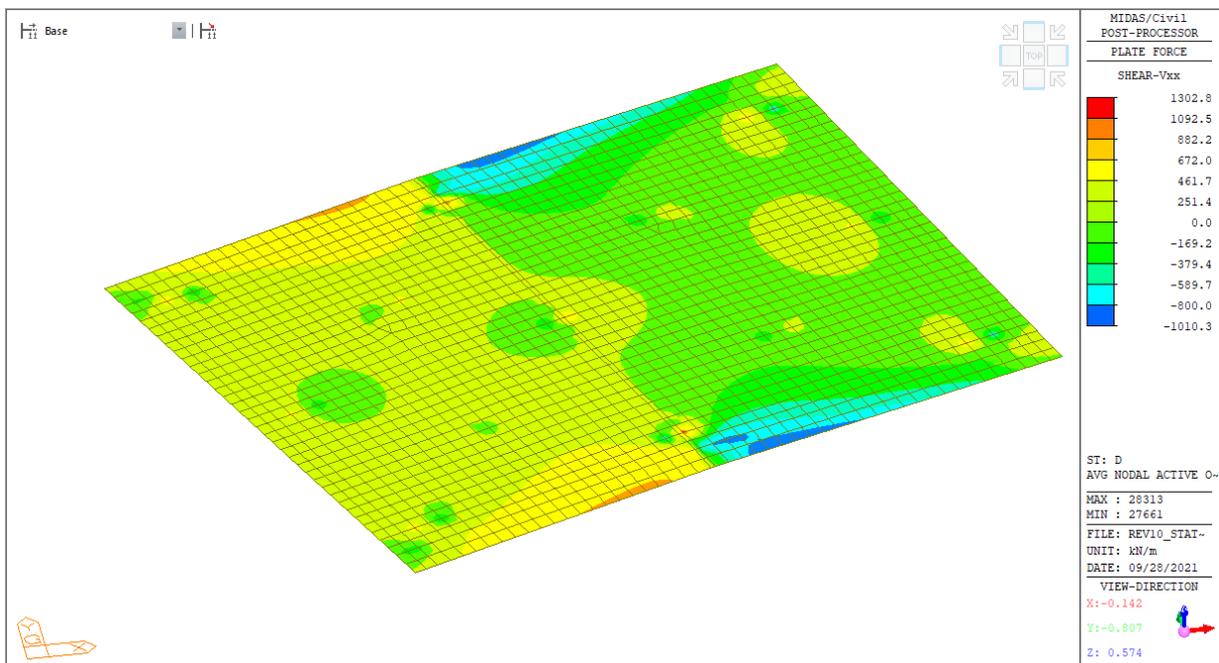
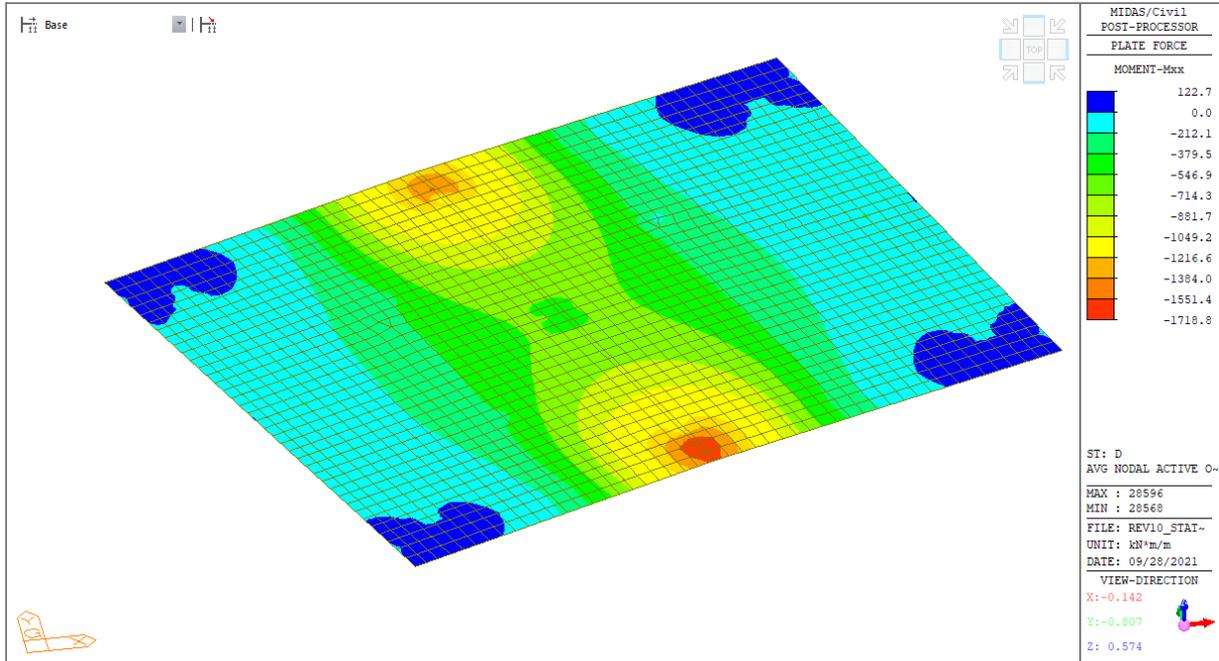


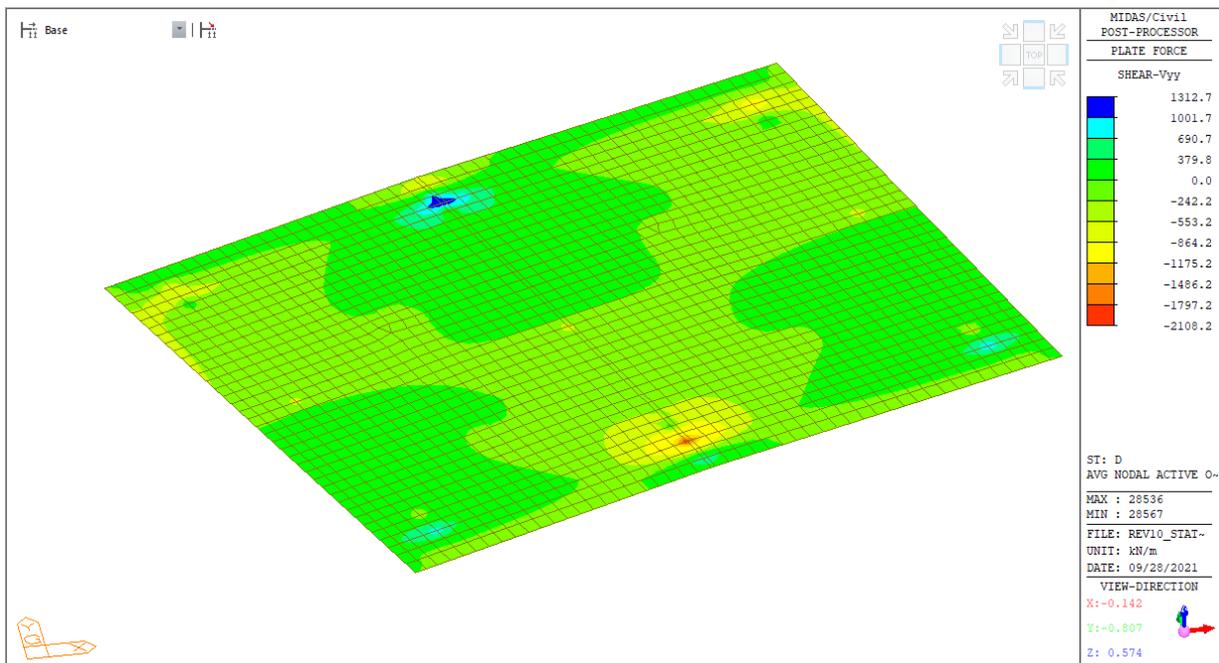
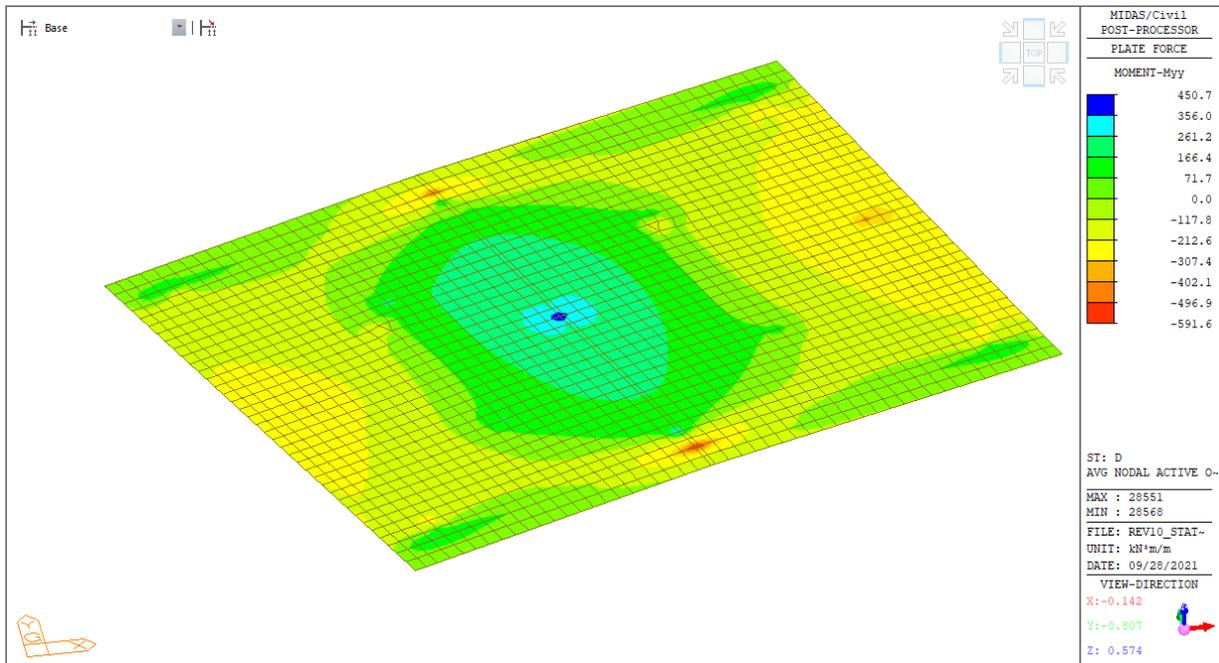
### 9.1.3.10 Variazione termica lineare - Q7,2



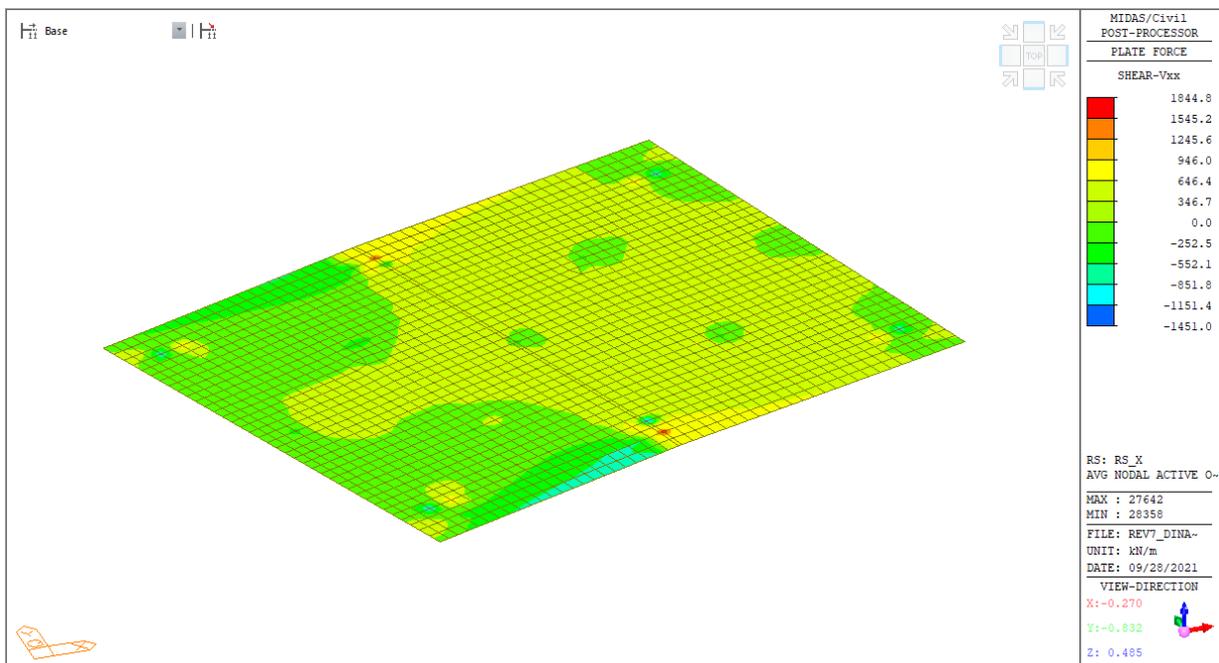
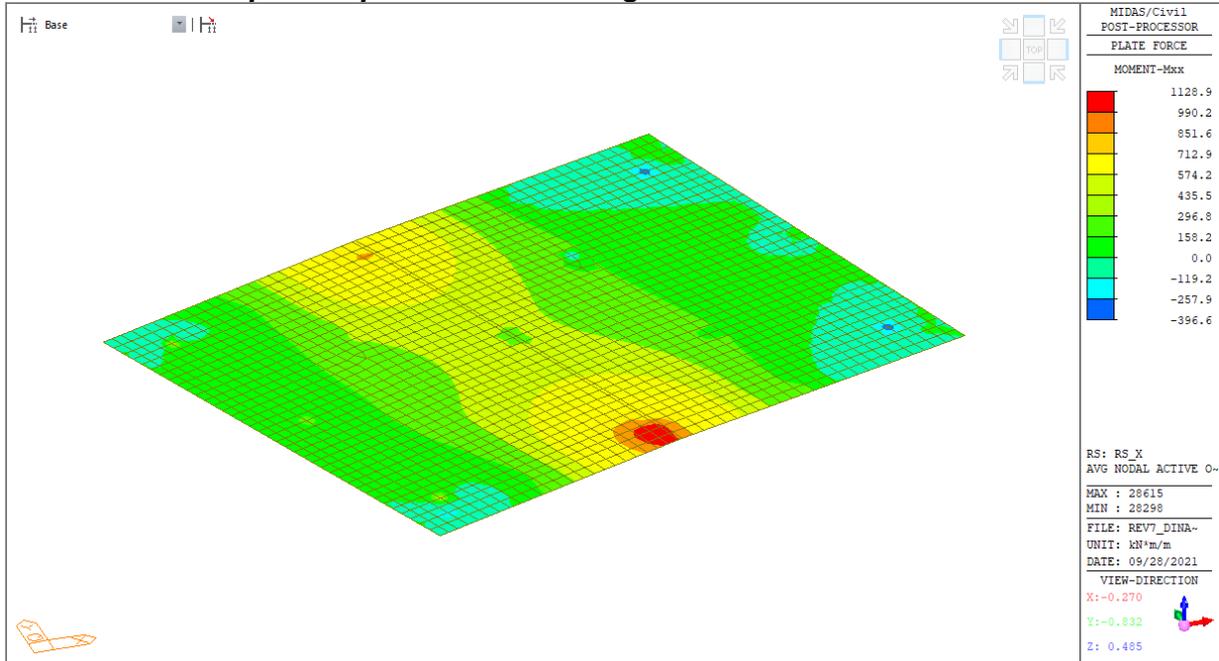


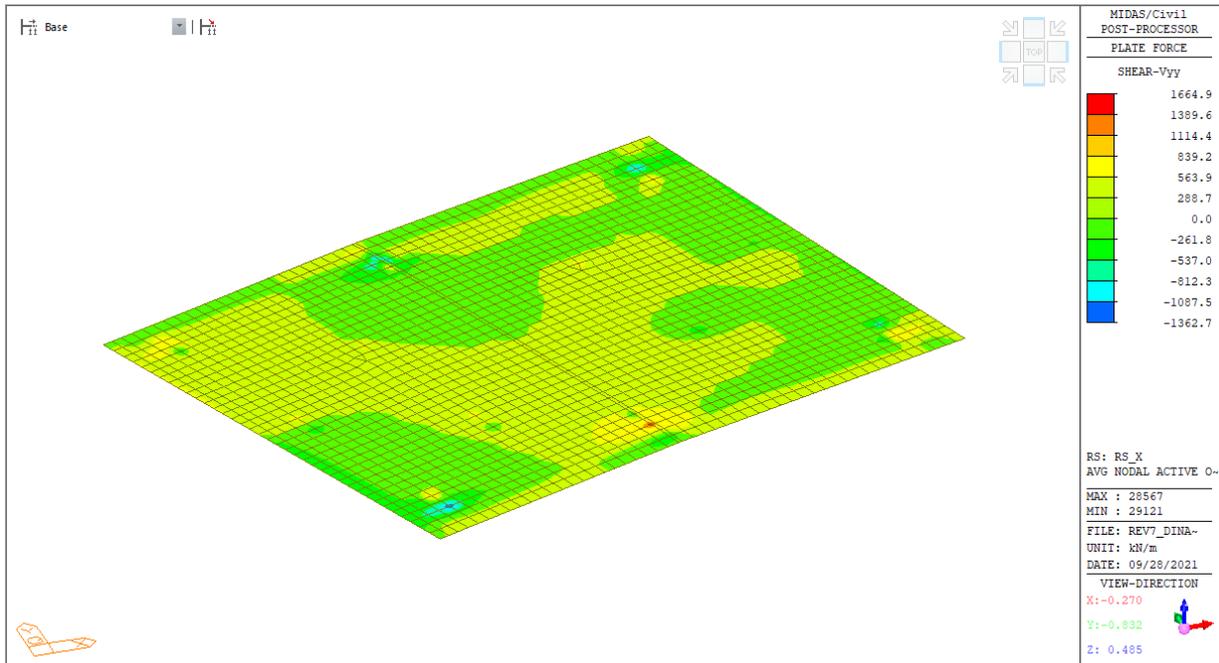
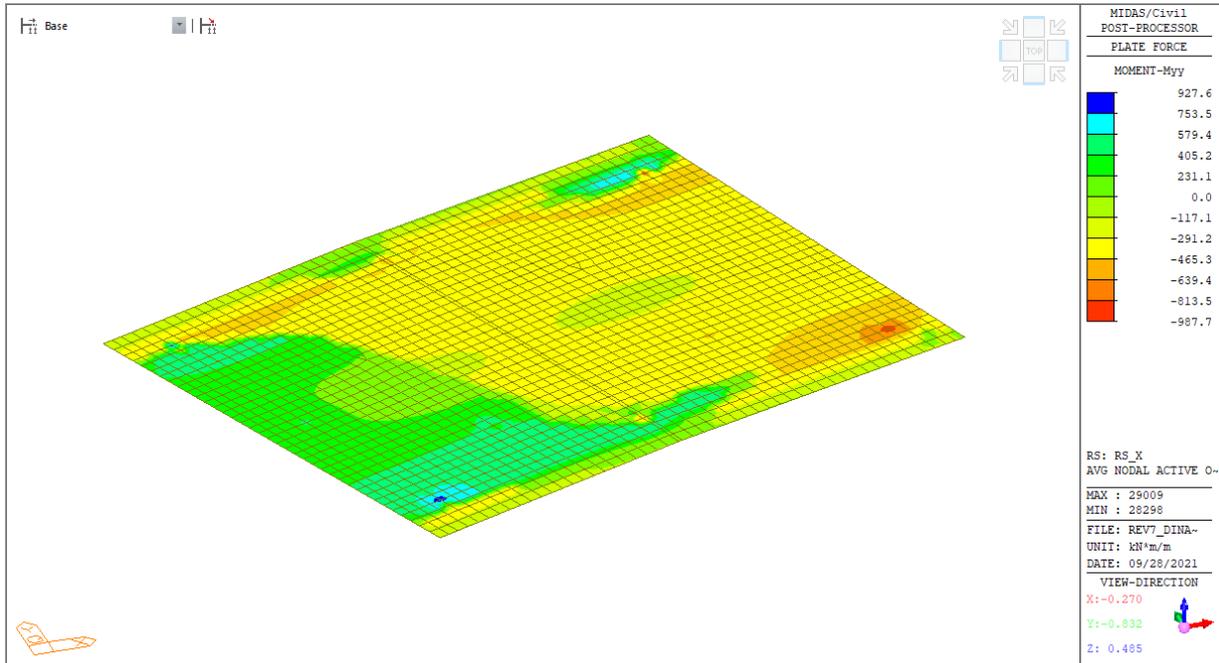
### 9.1.3.11 Ritiro del calcestruzzo - D



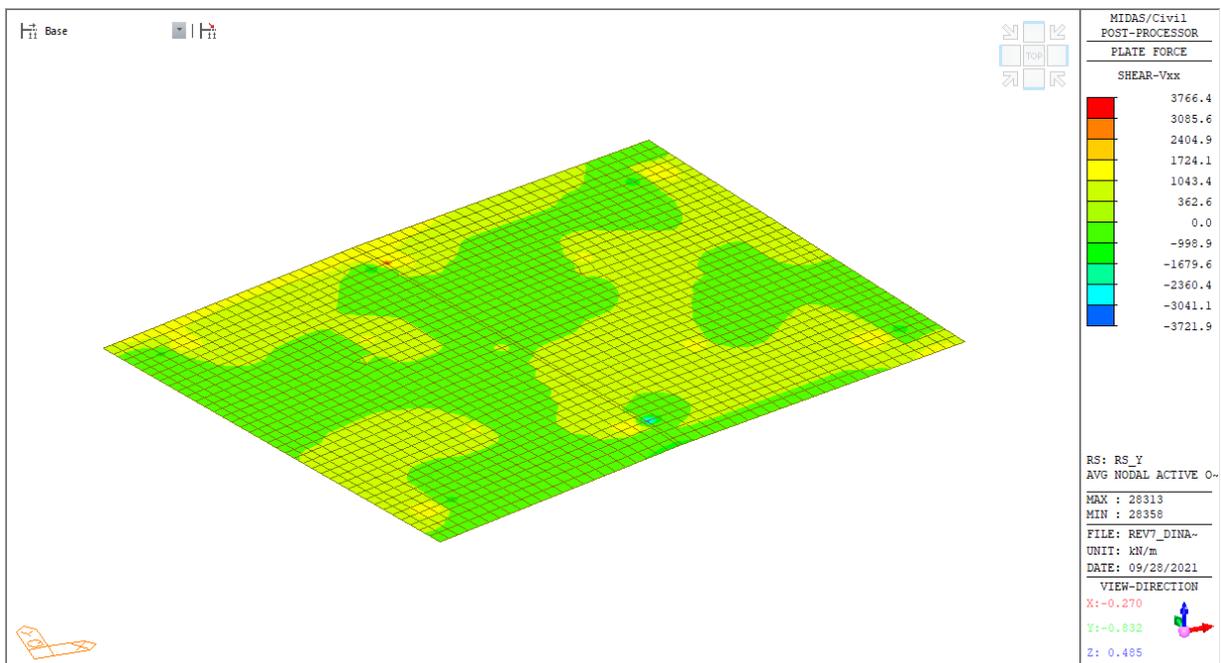
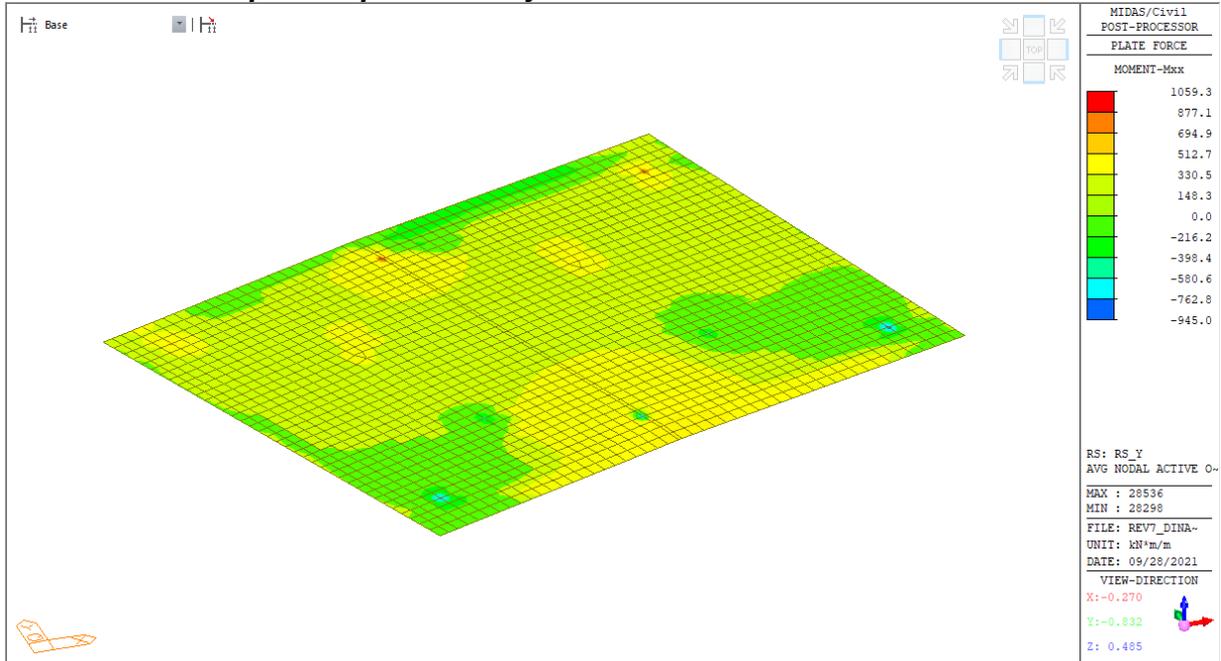


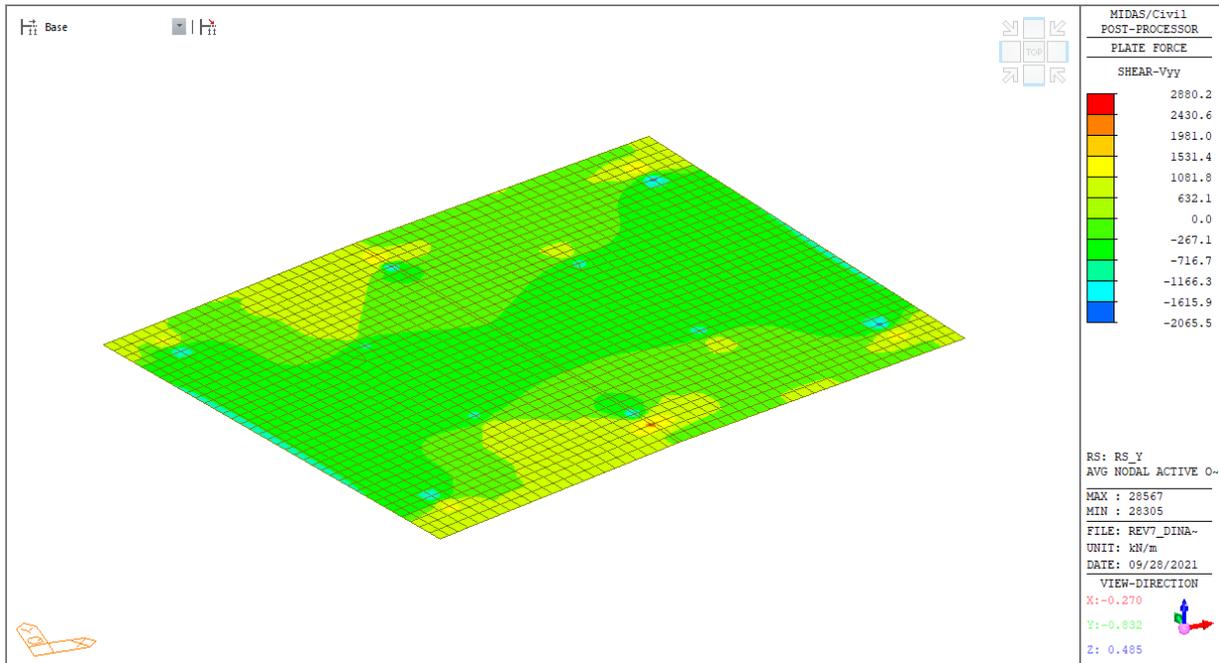
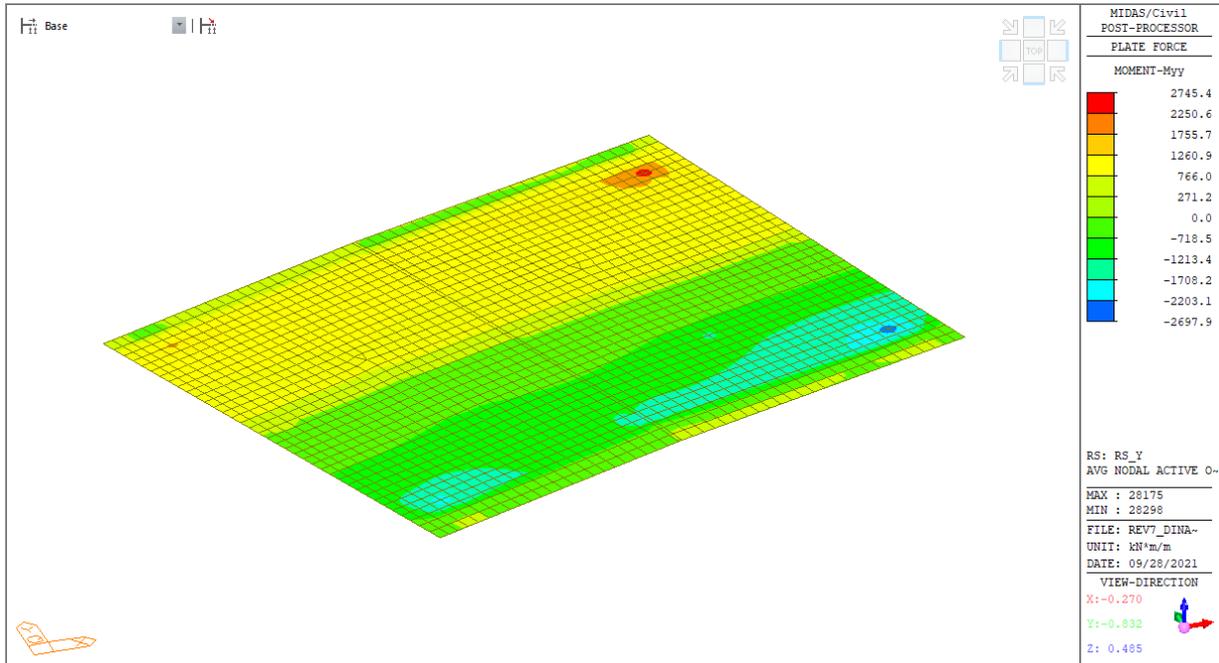
### 9.1.3.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale



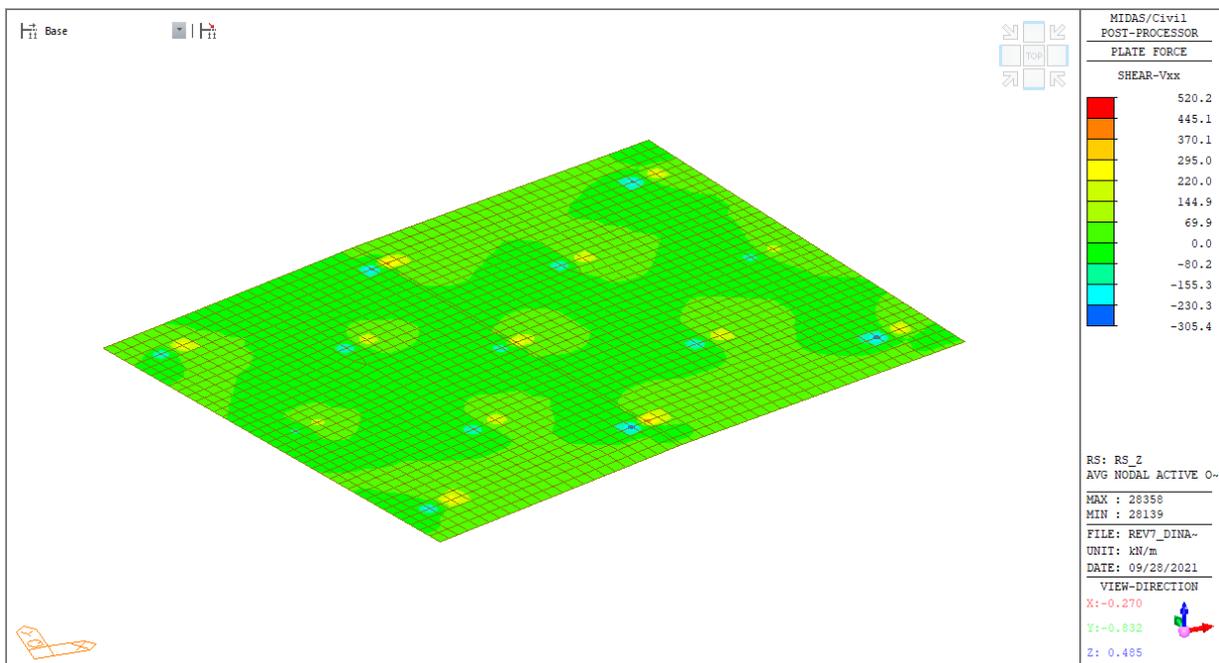
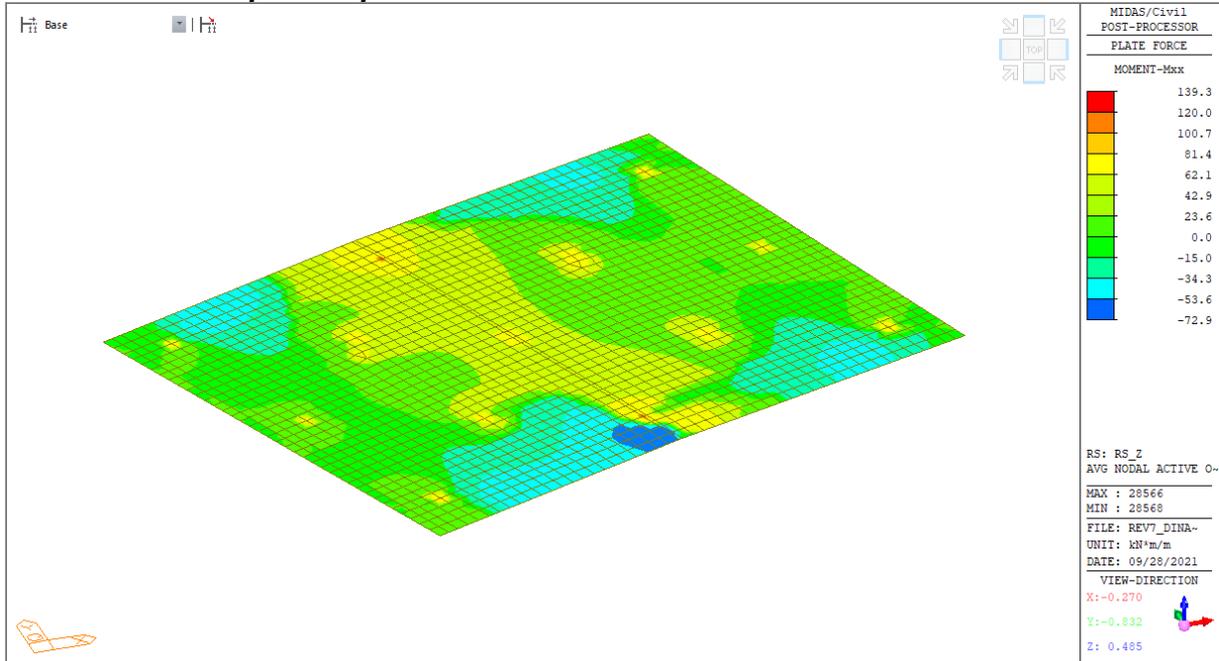


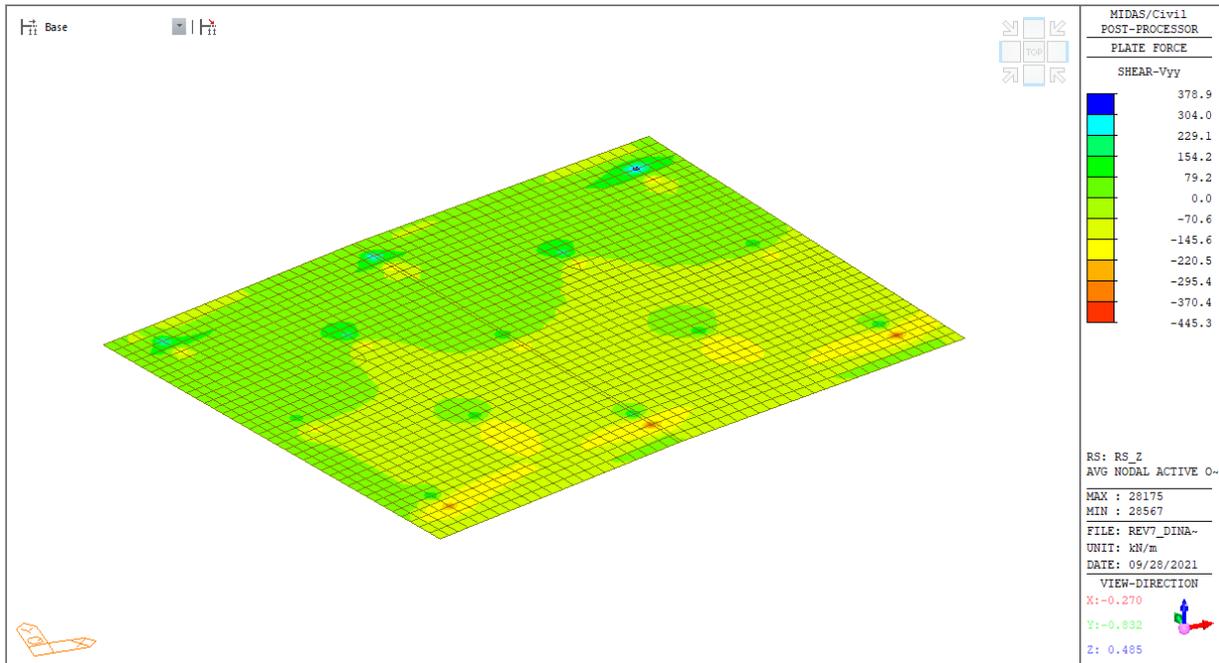
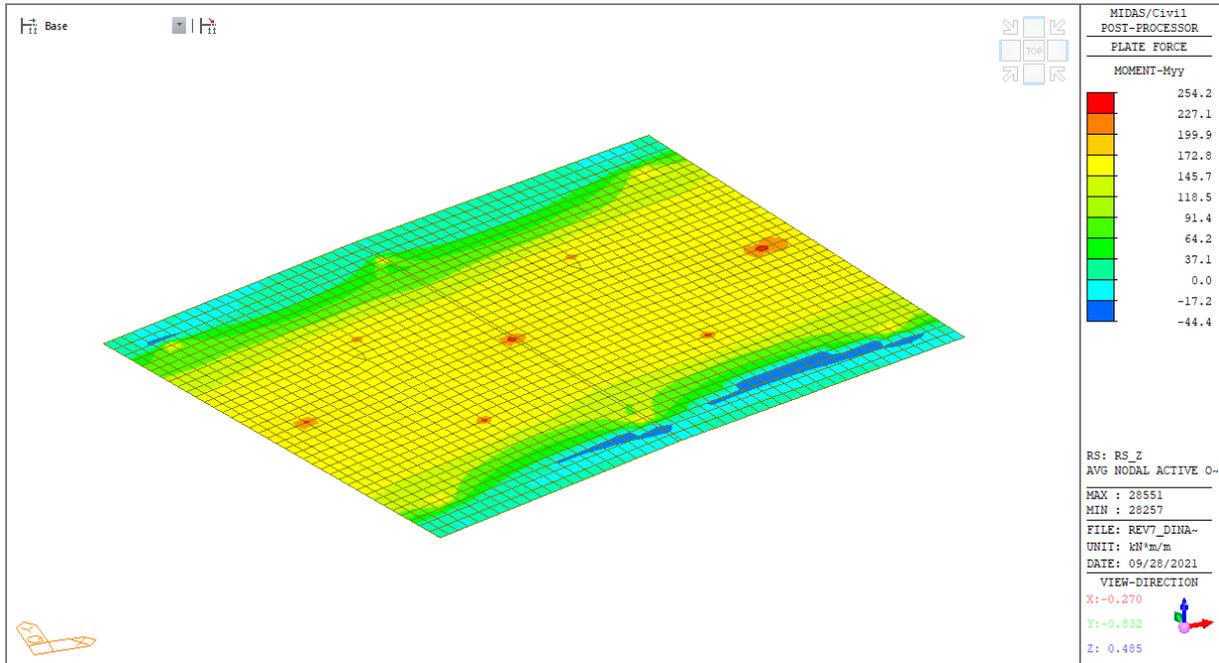
### 9.1.3.13 Response spectrum - Ry - Trasversale





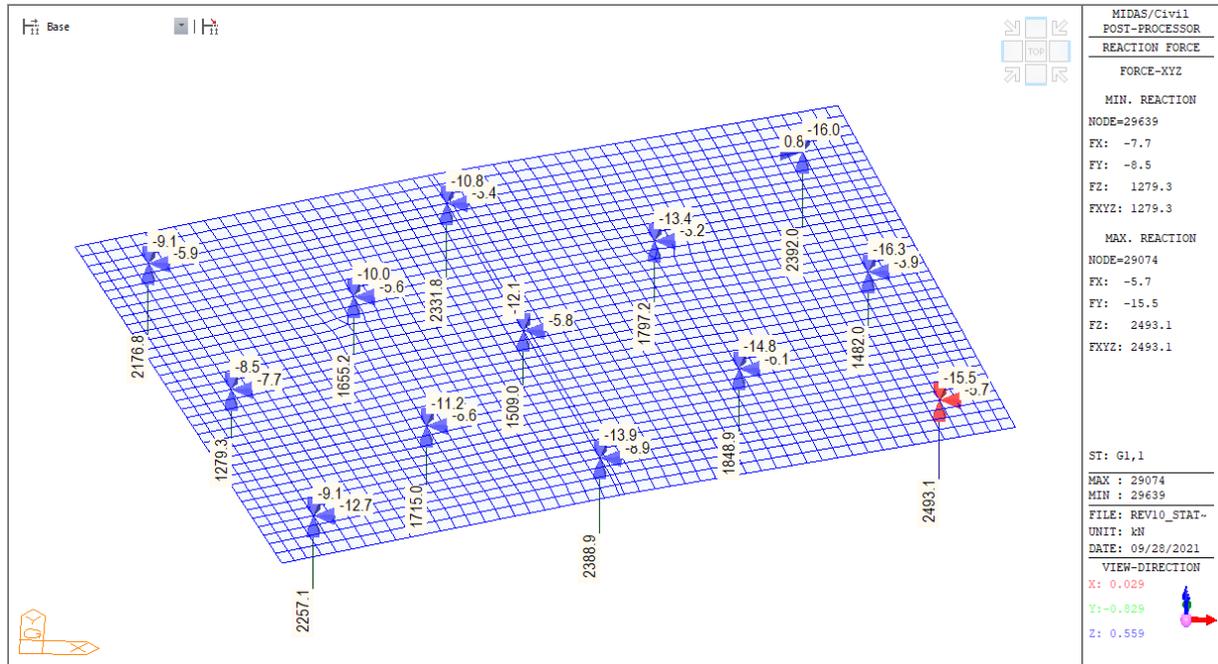
### 9.1.3.14 Response spectrum - Rz - Verticale



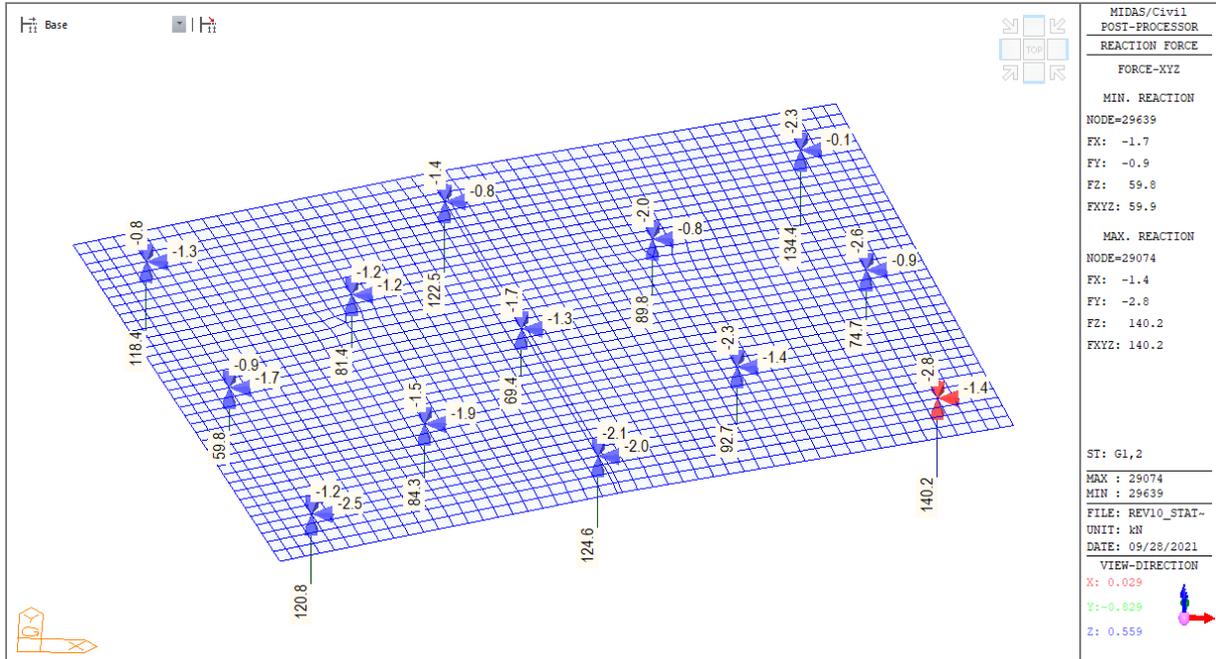


## 9.1.4 PLINTO D - PALI DI FONDAZIONE

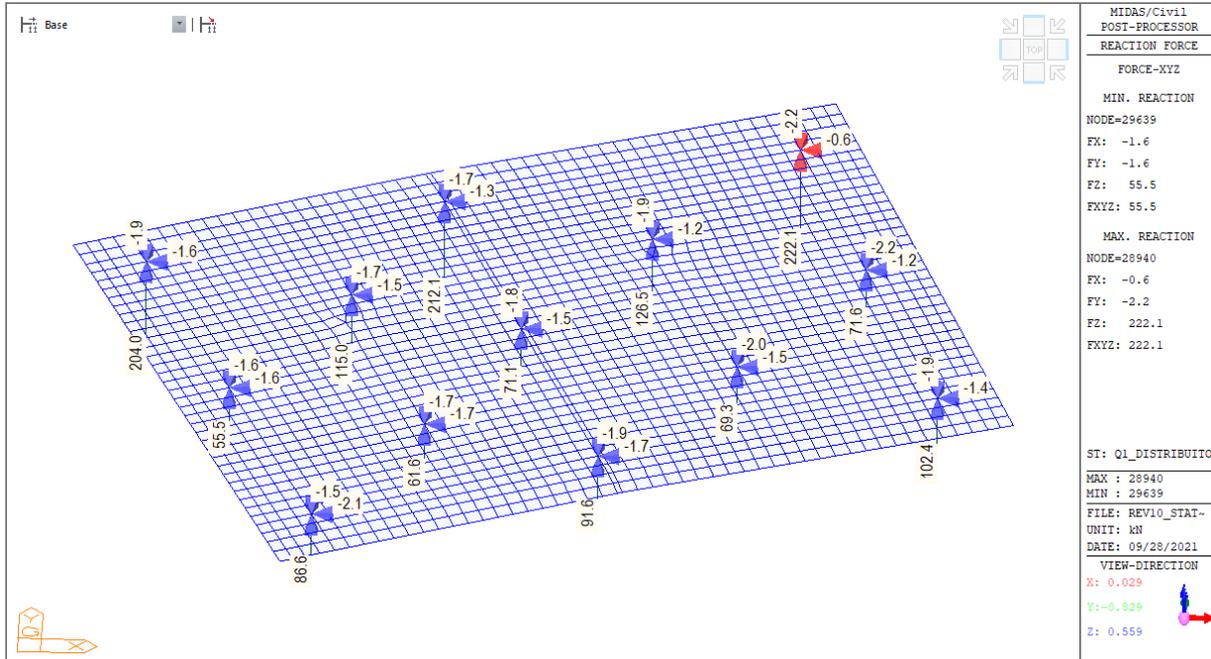
### 9.1.4.1 Pesì propri strutturali - G1



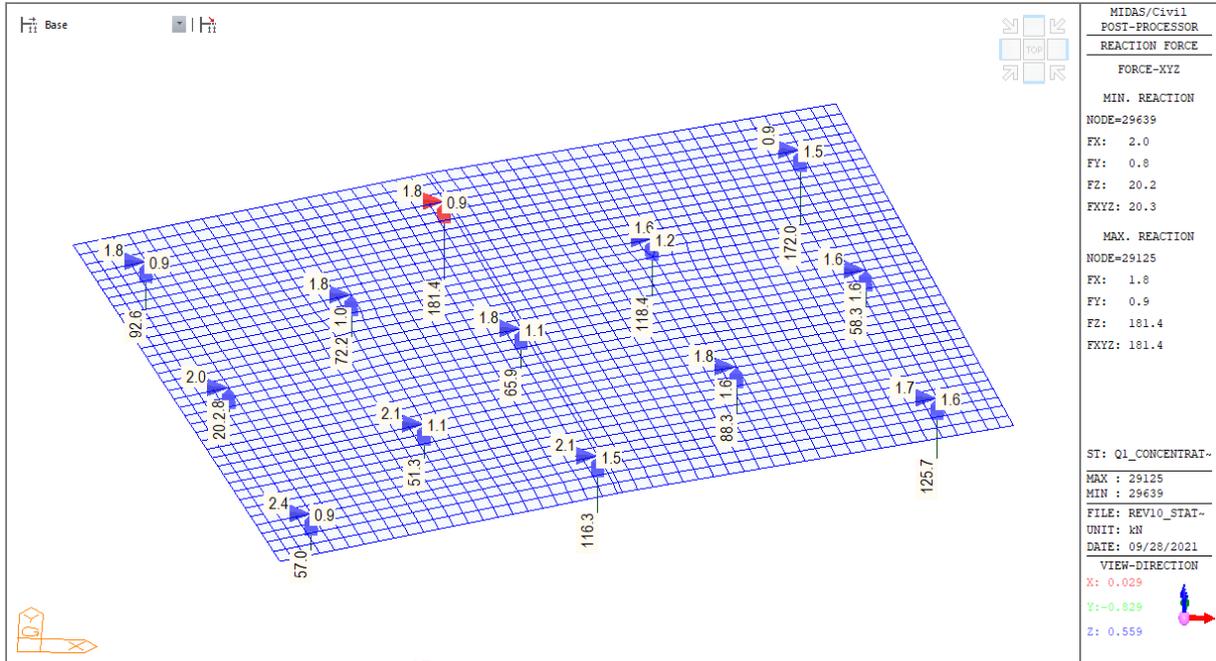
### 9.1.4.2 Pesi propri non strutturali - G2



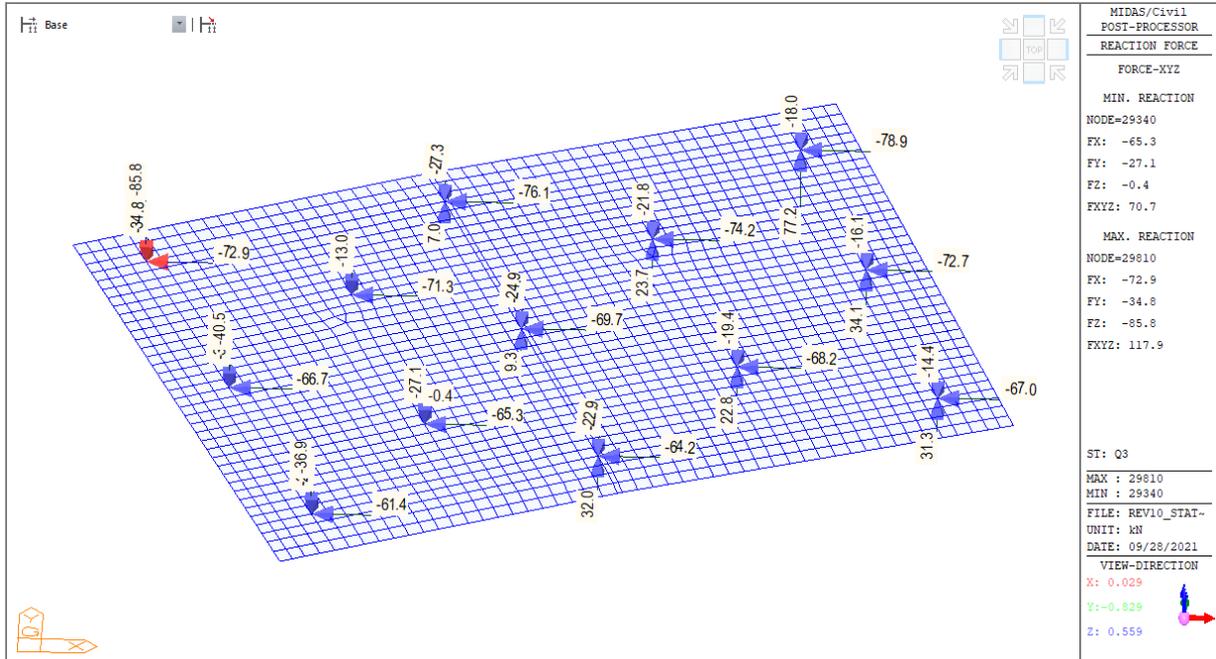
### 9.1.4.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti



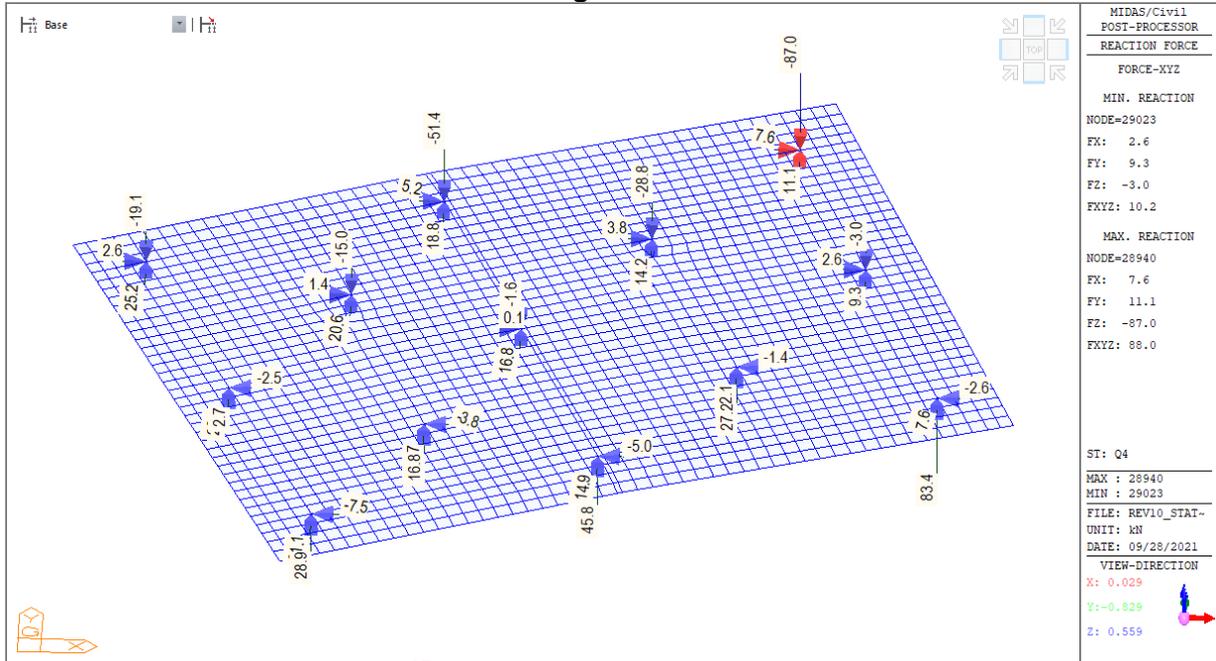
### 9.1.4.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



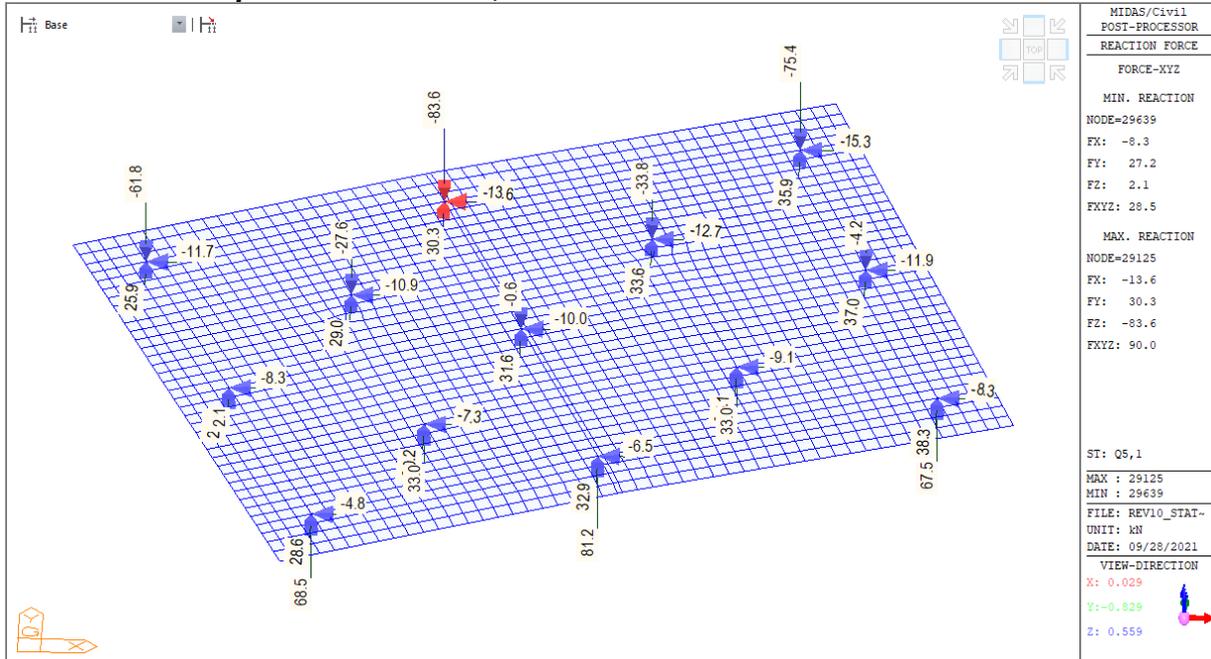
### 9.1.4.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



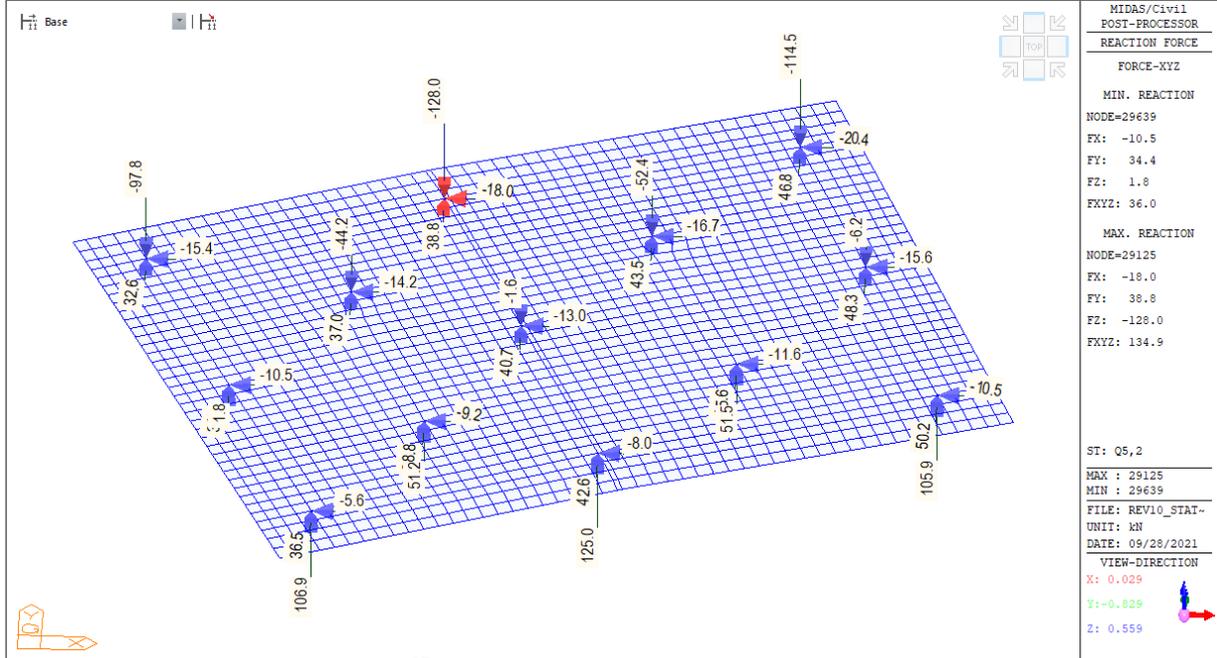
### 9.1.4.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



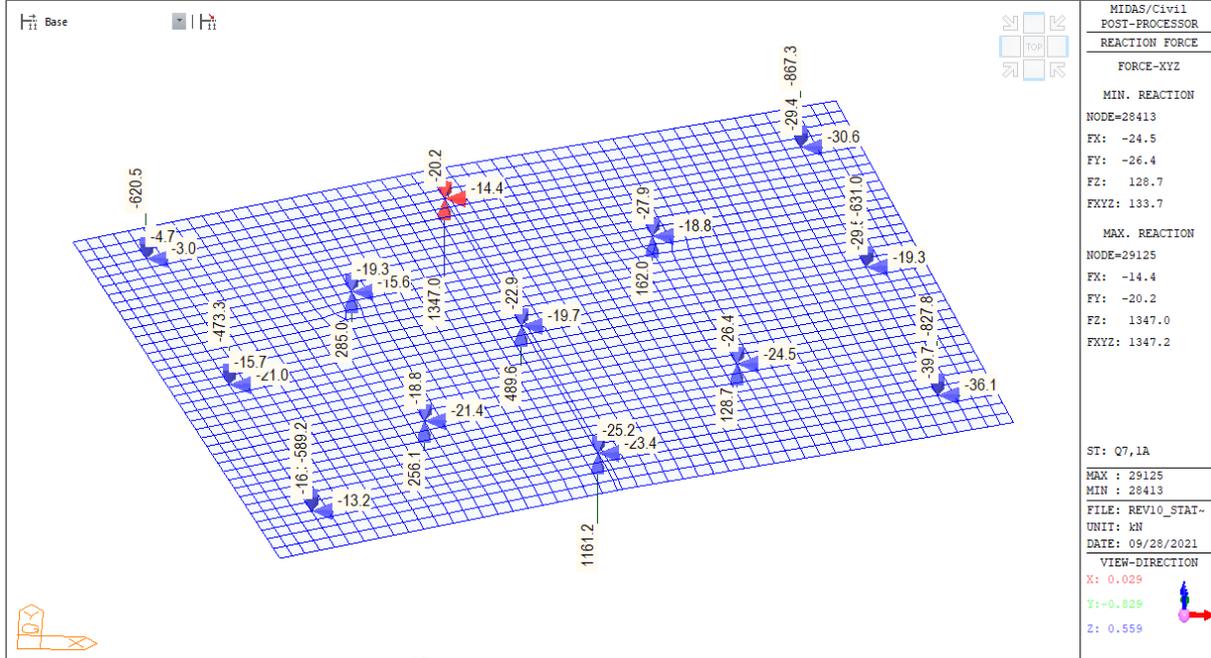
**9.1.4.7 Vento a ponte scarico - Q5,1**



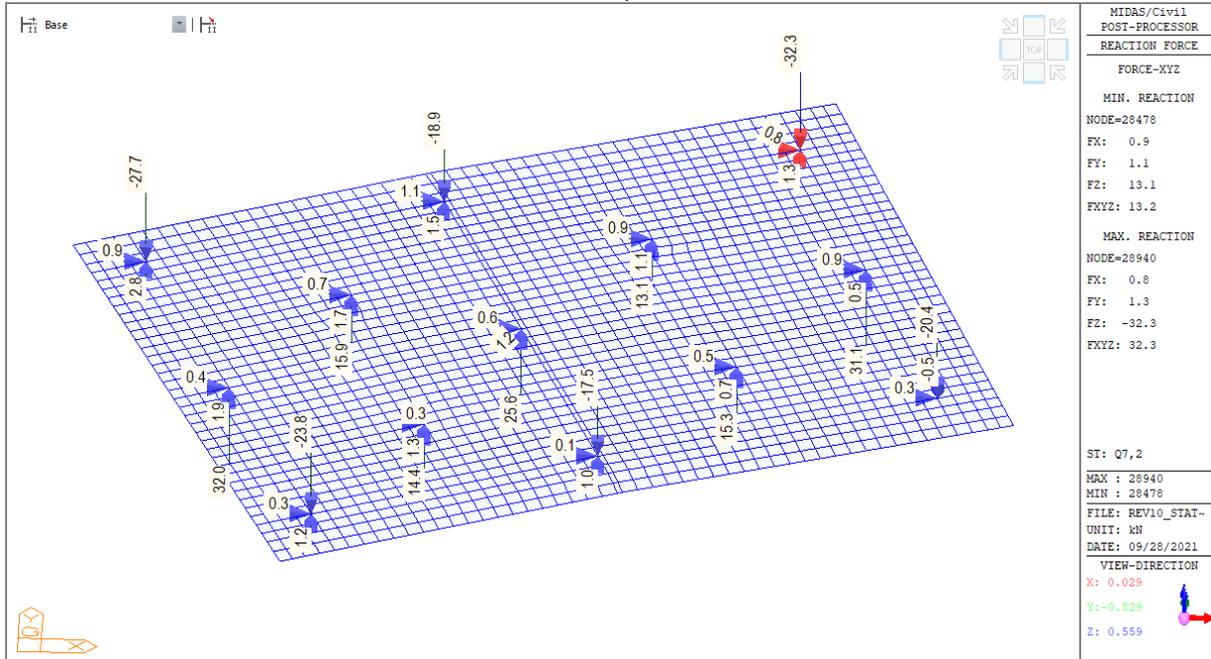
**9.1.4.8 Vento a ponte carico - Q5,2**



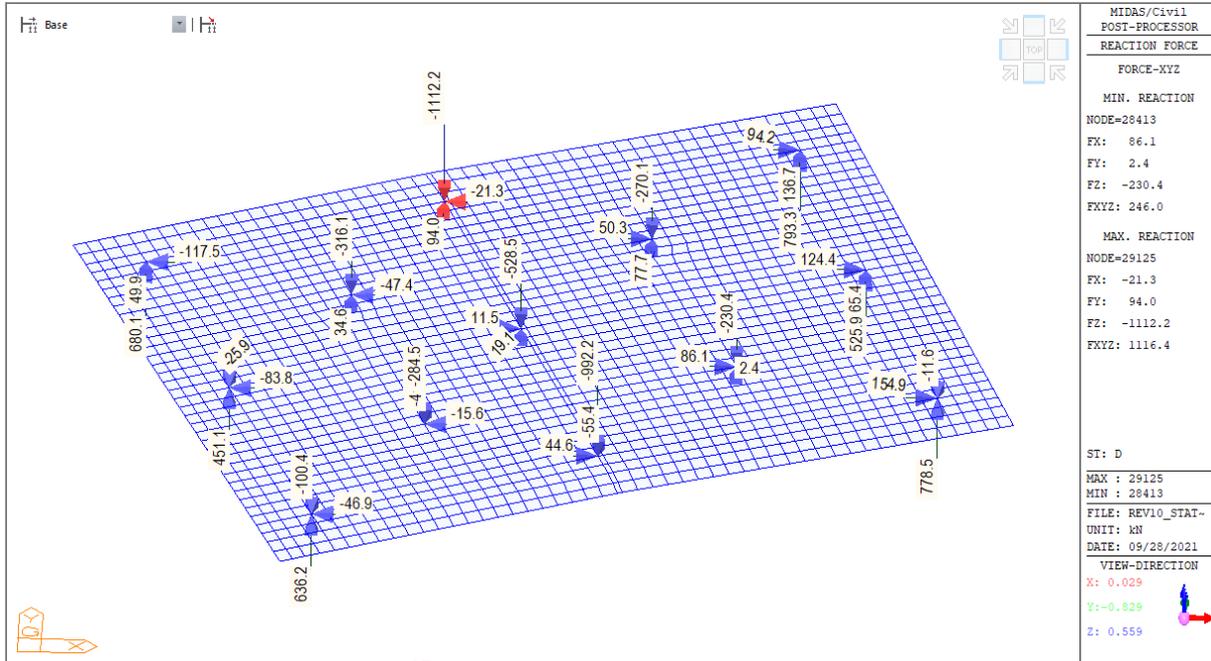
### 9.1.4.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



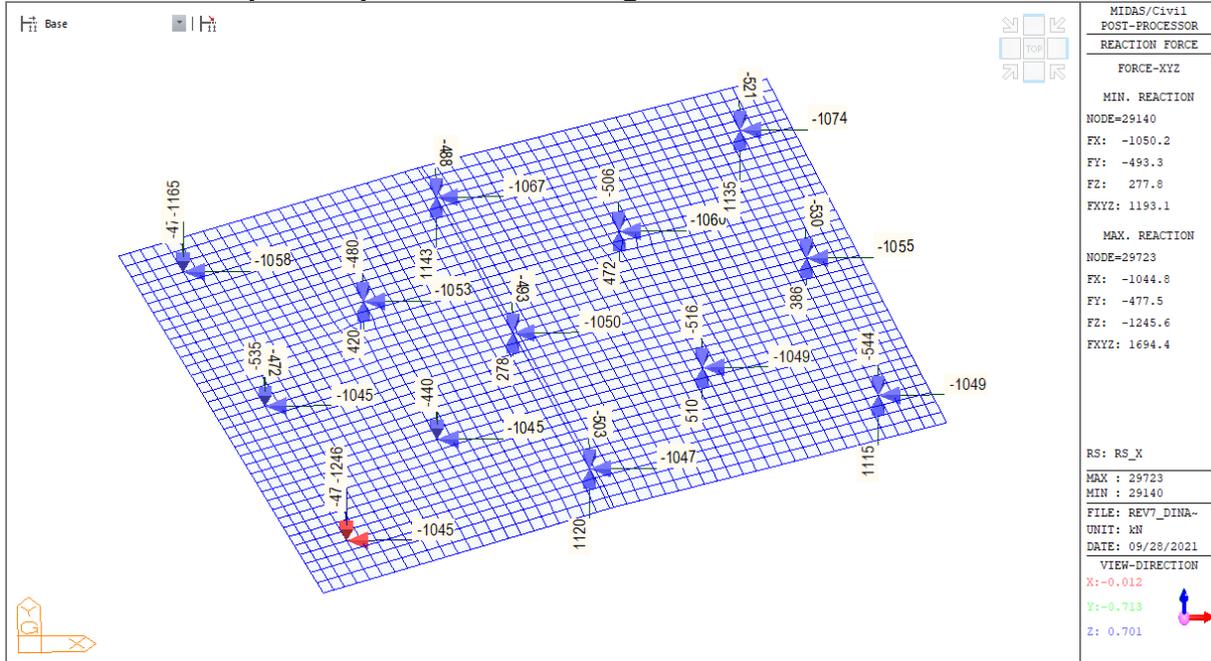
**9.1.4.10**      *Variatione termica lineare - Q7,2*



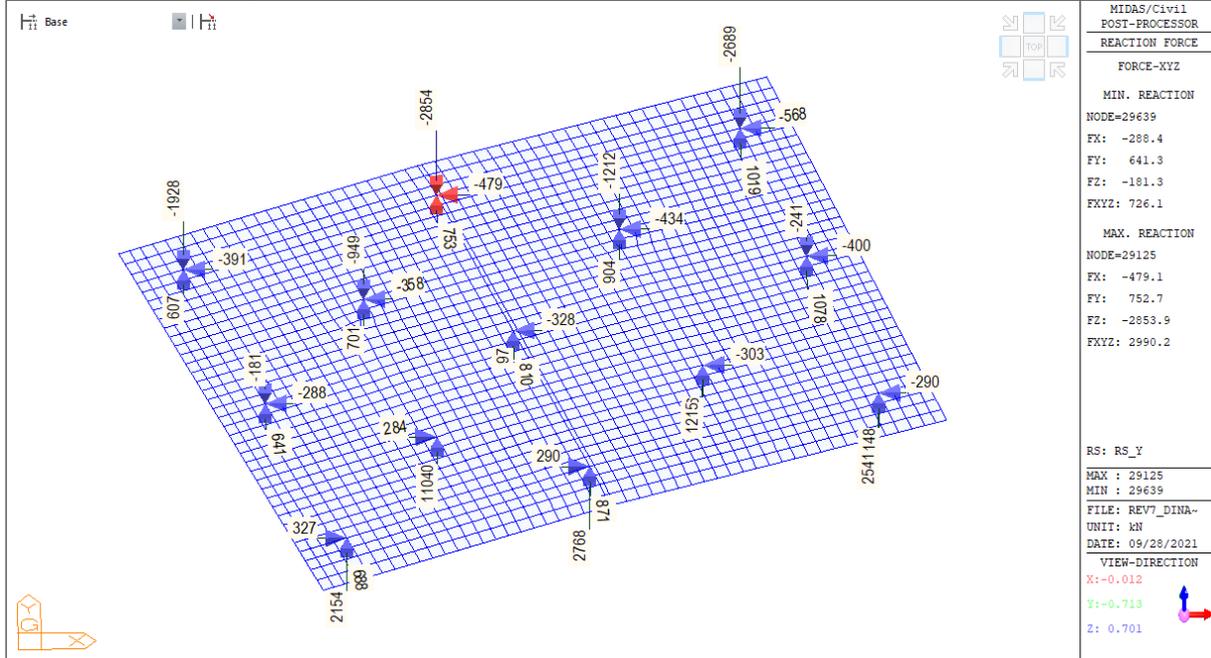
**9.1.4.11 Ritiro del calcestruzzo - D**



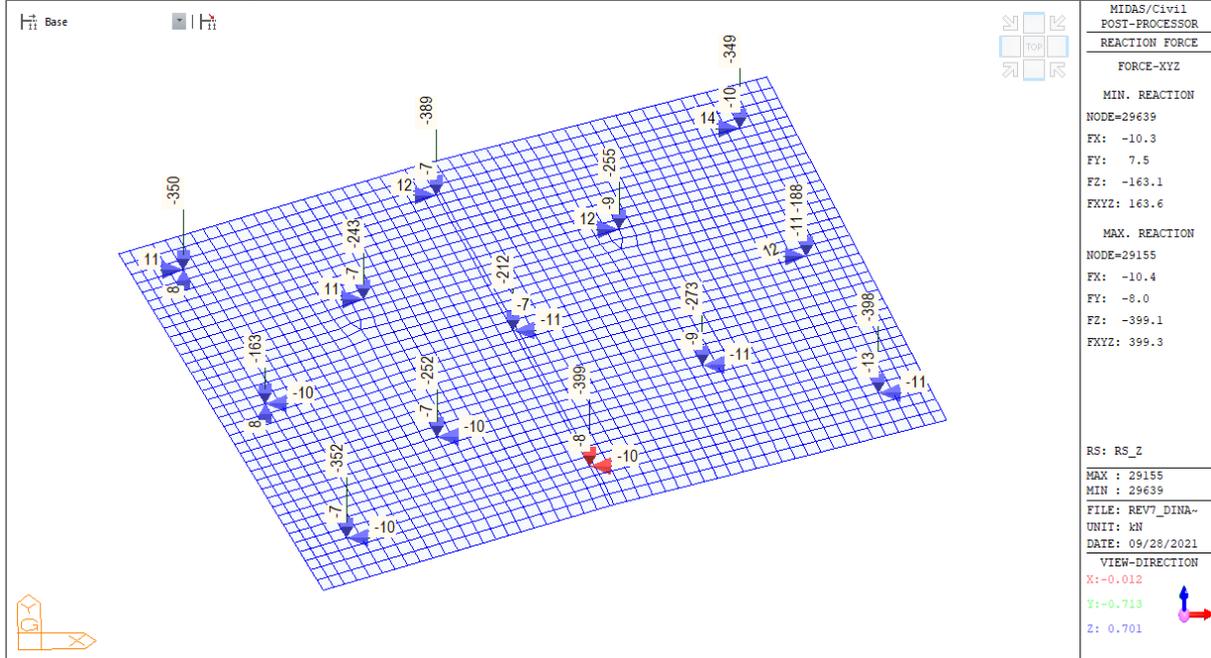
**9.1.4.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale**



### 9.1.4.13 Response spectrum - Ry - Trasversale

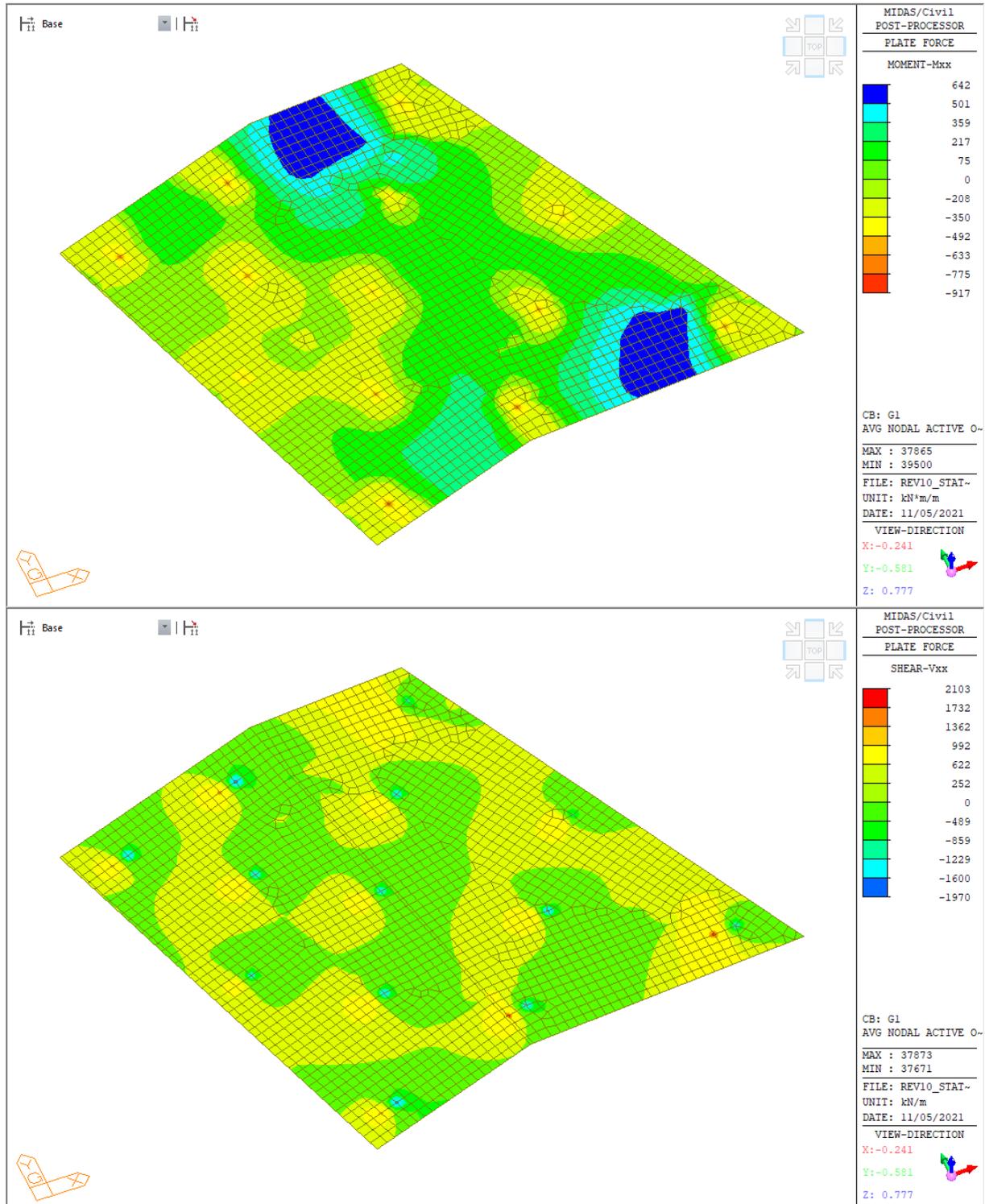


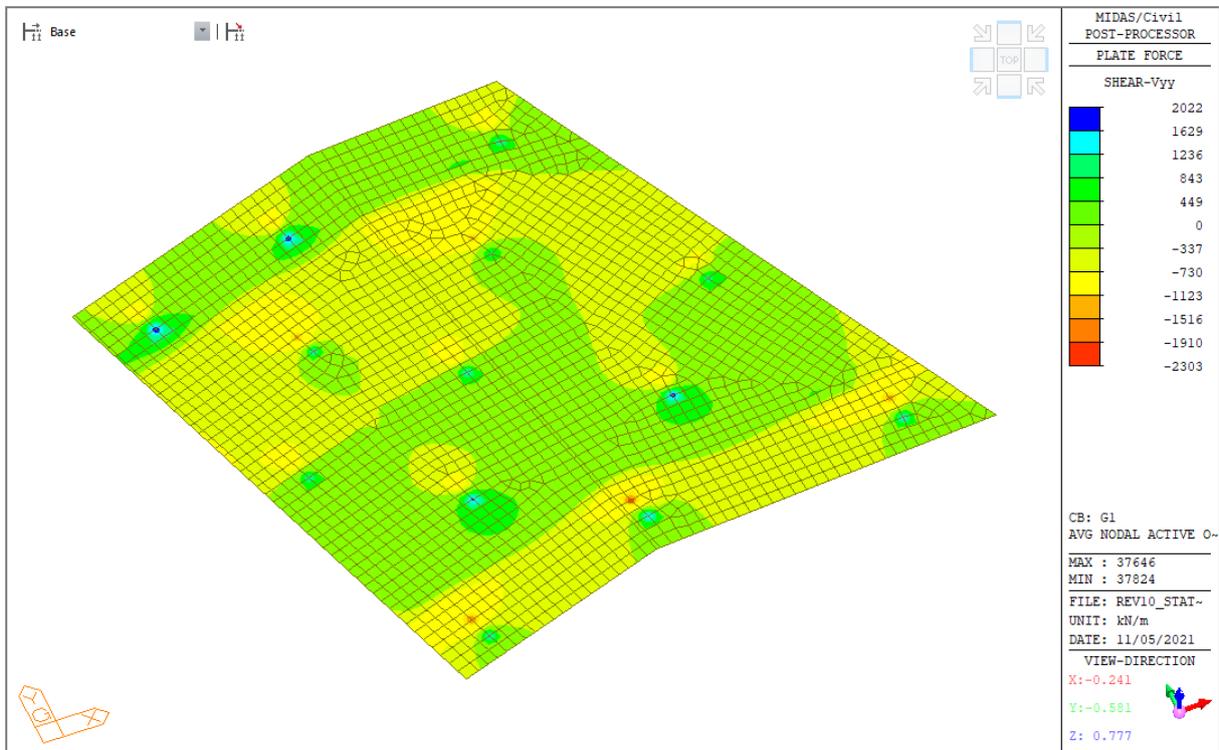
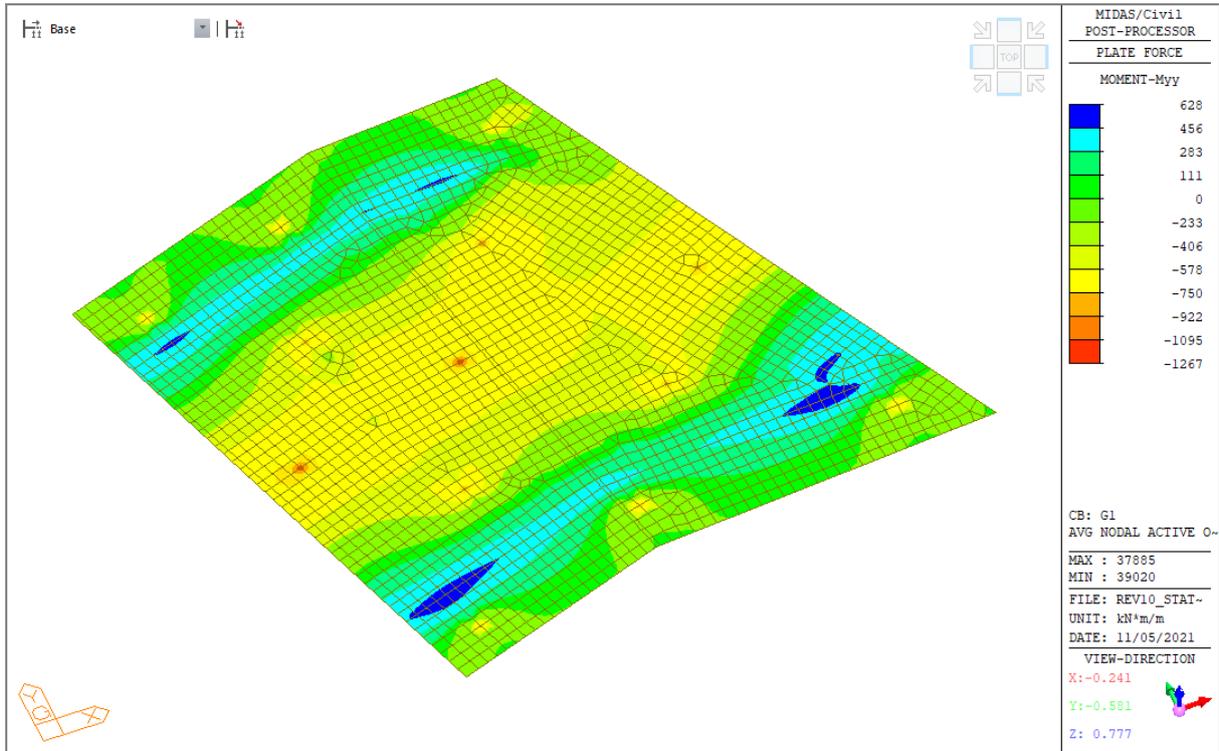
### 9.1.4.14 Response spectrum - Rz - Verticale



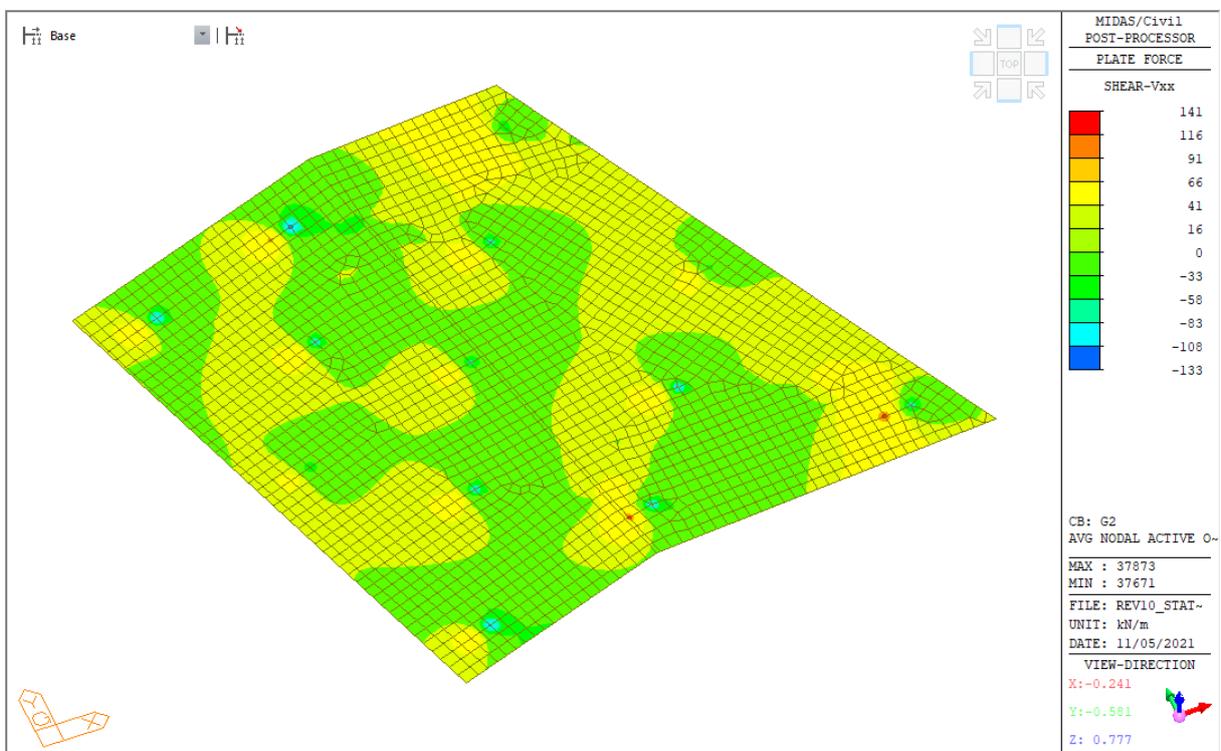
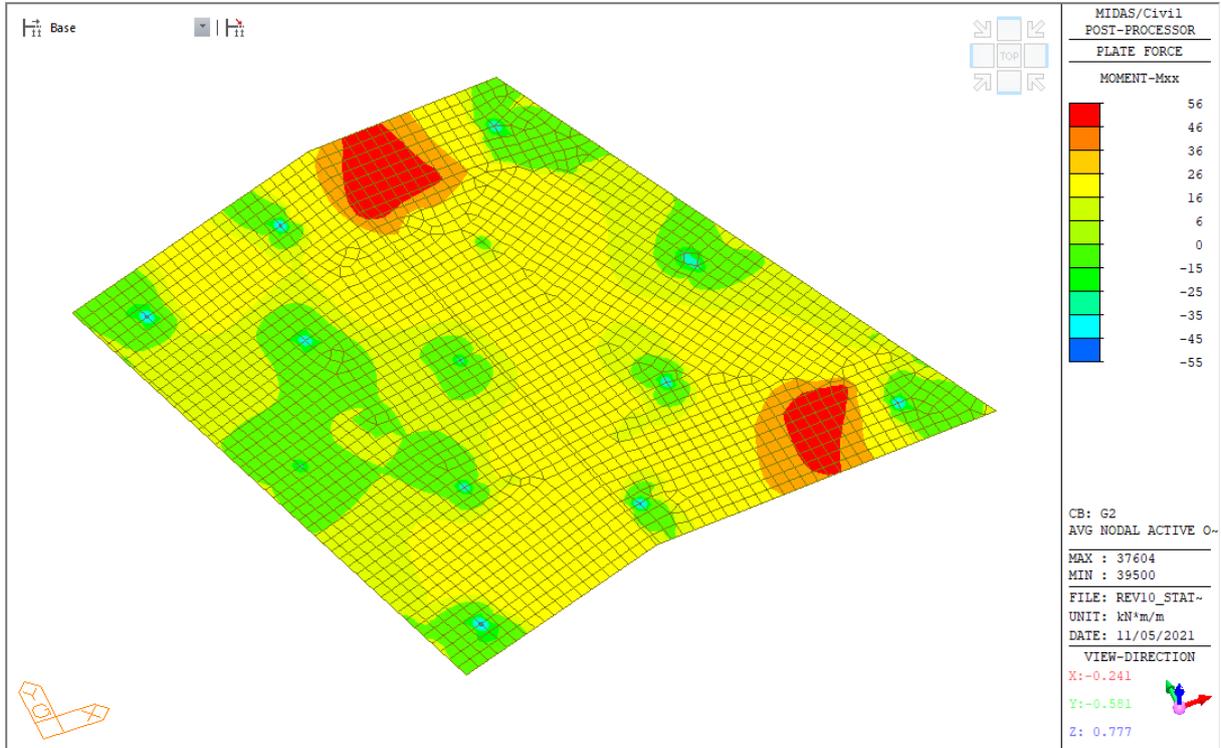
## 9.1.5 PLINTO E

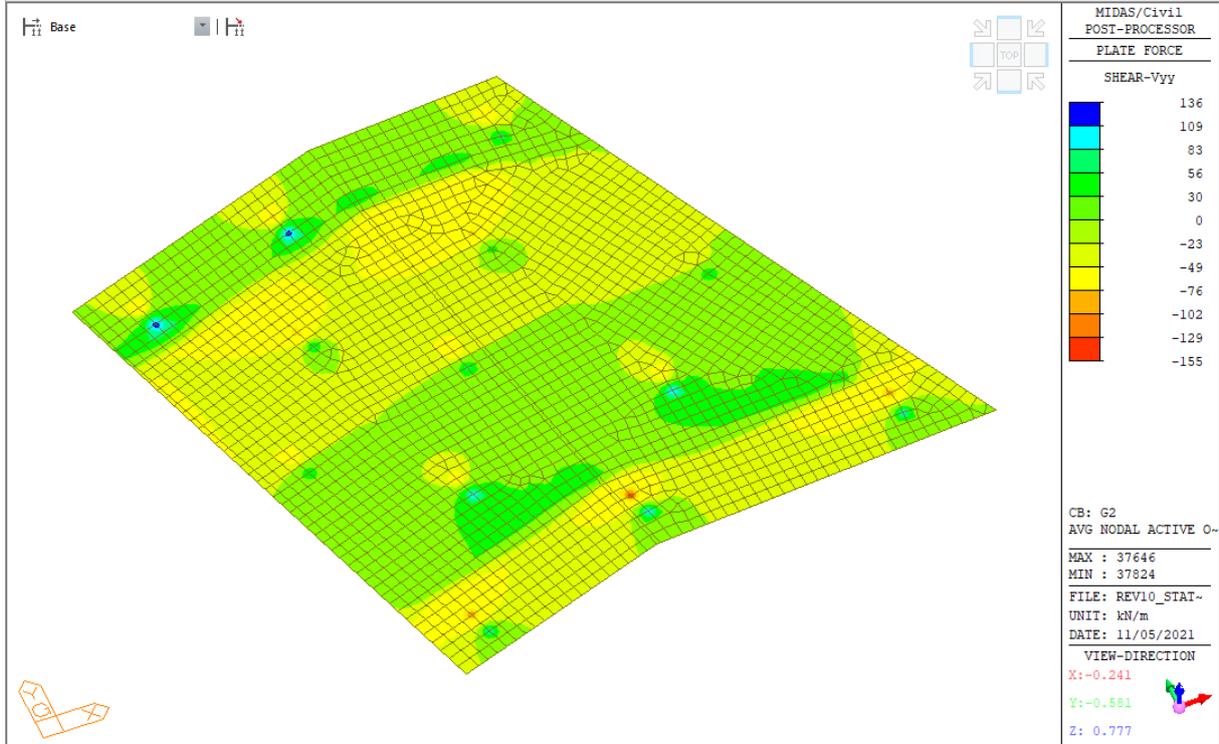
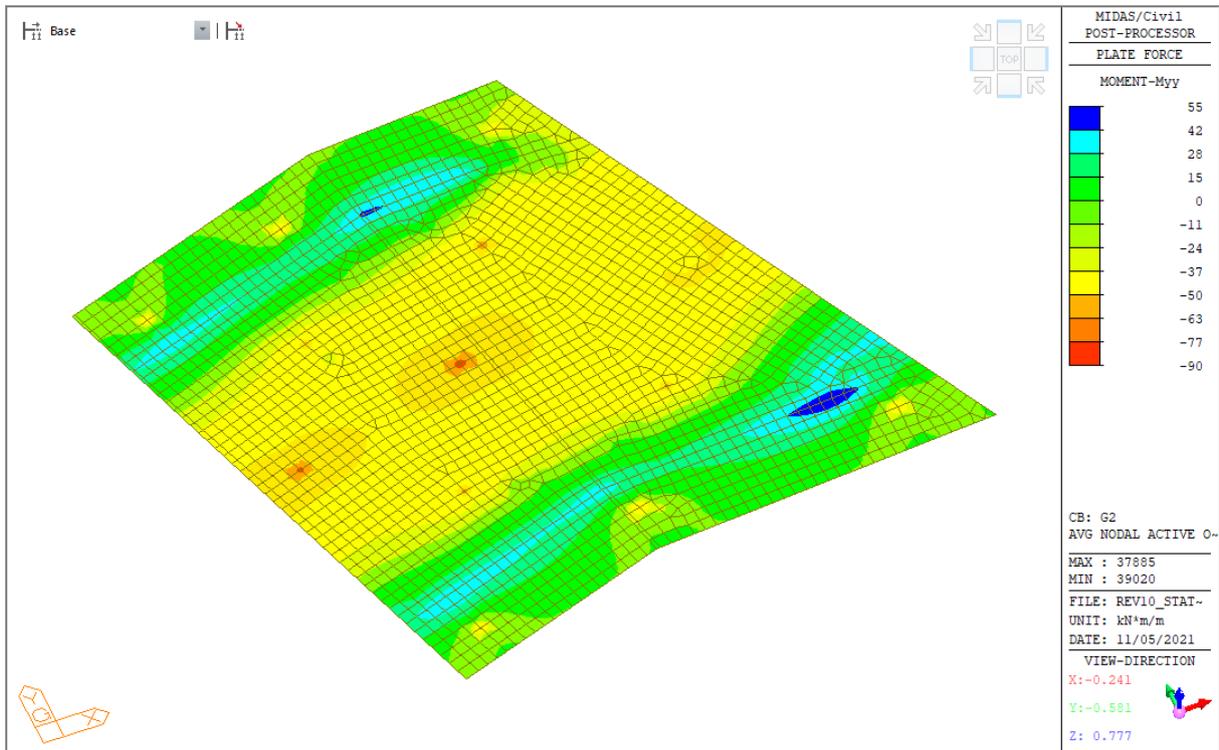
### 9.1.5.1 Pesì propri strutturali - G1



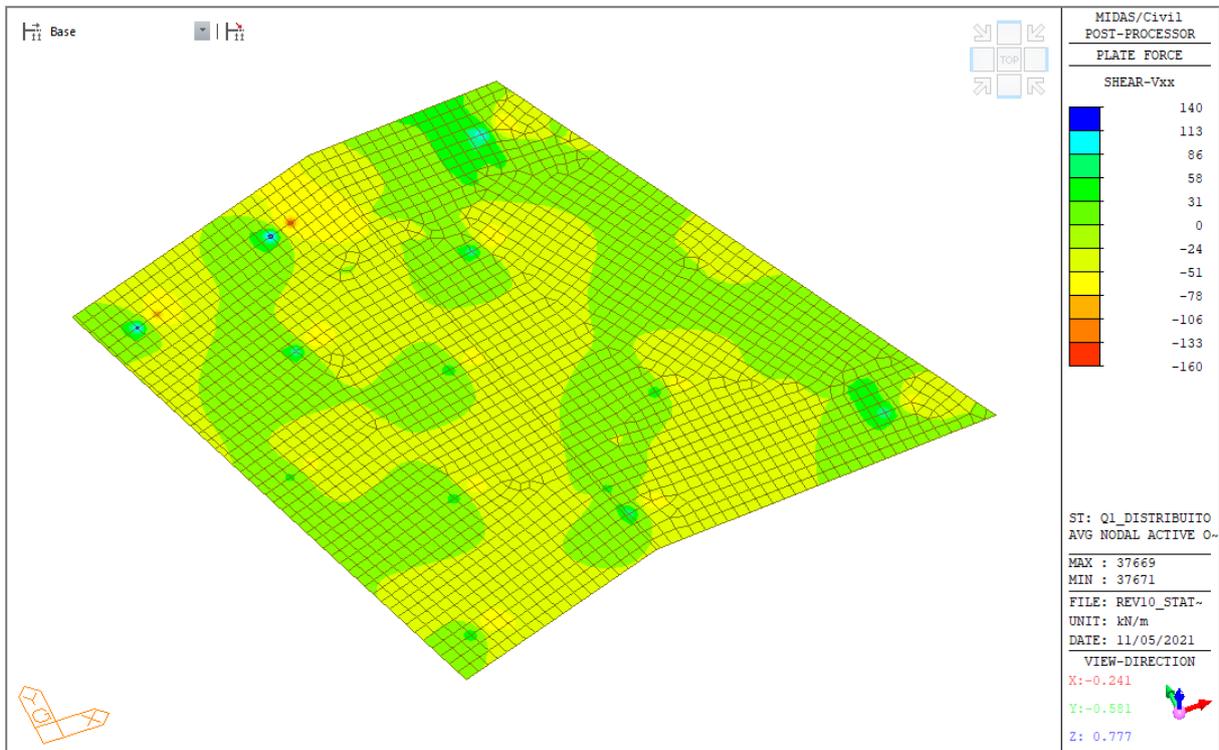
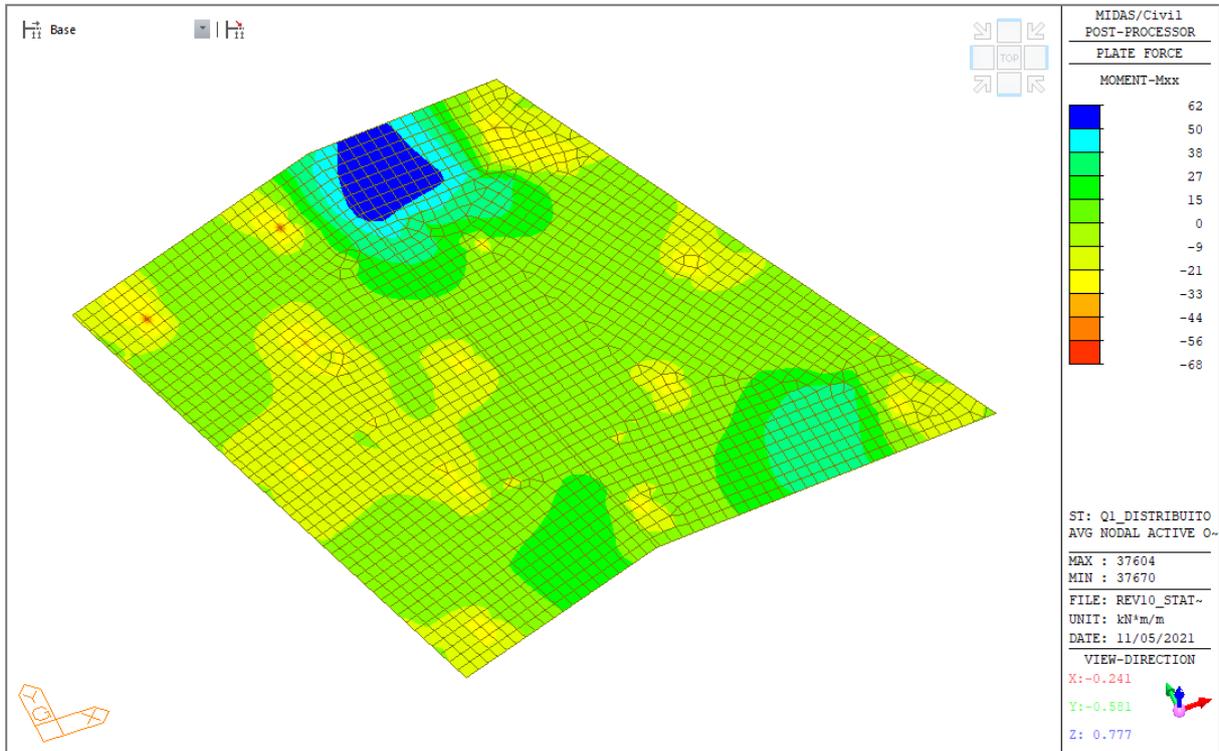


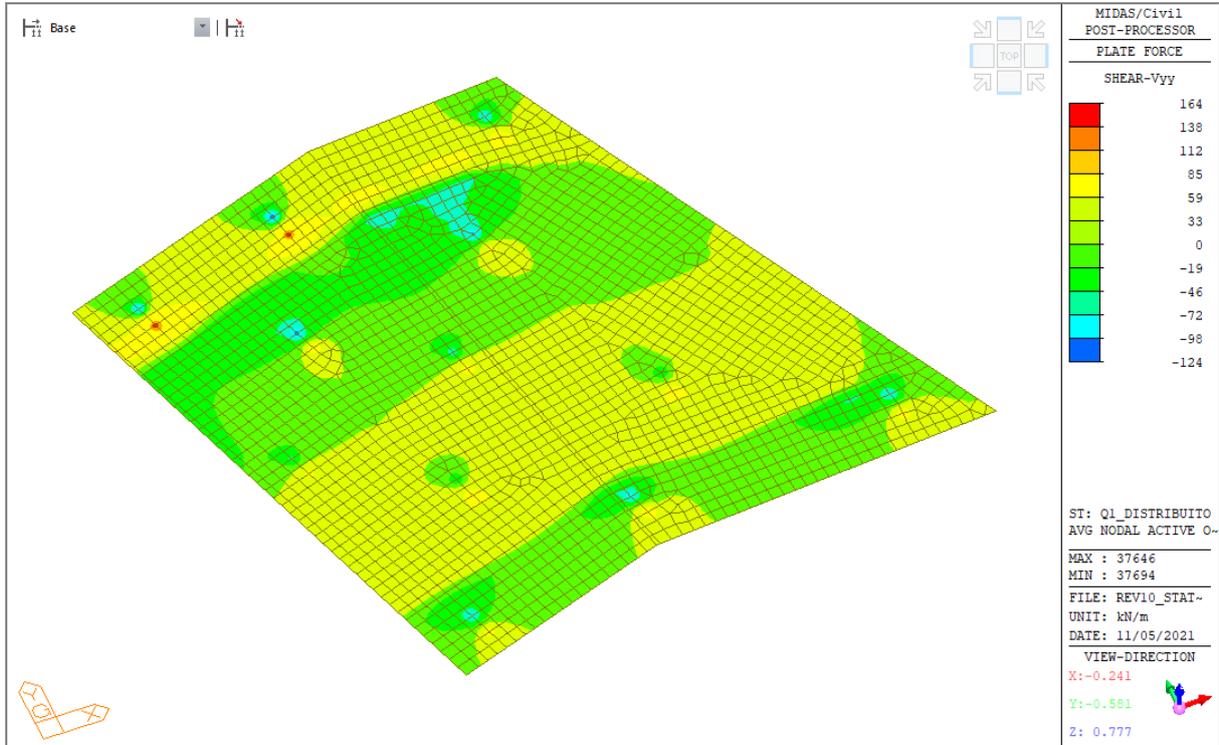
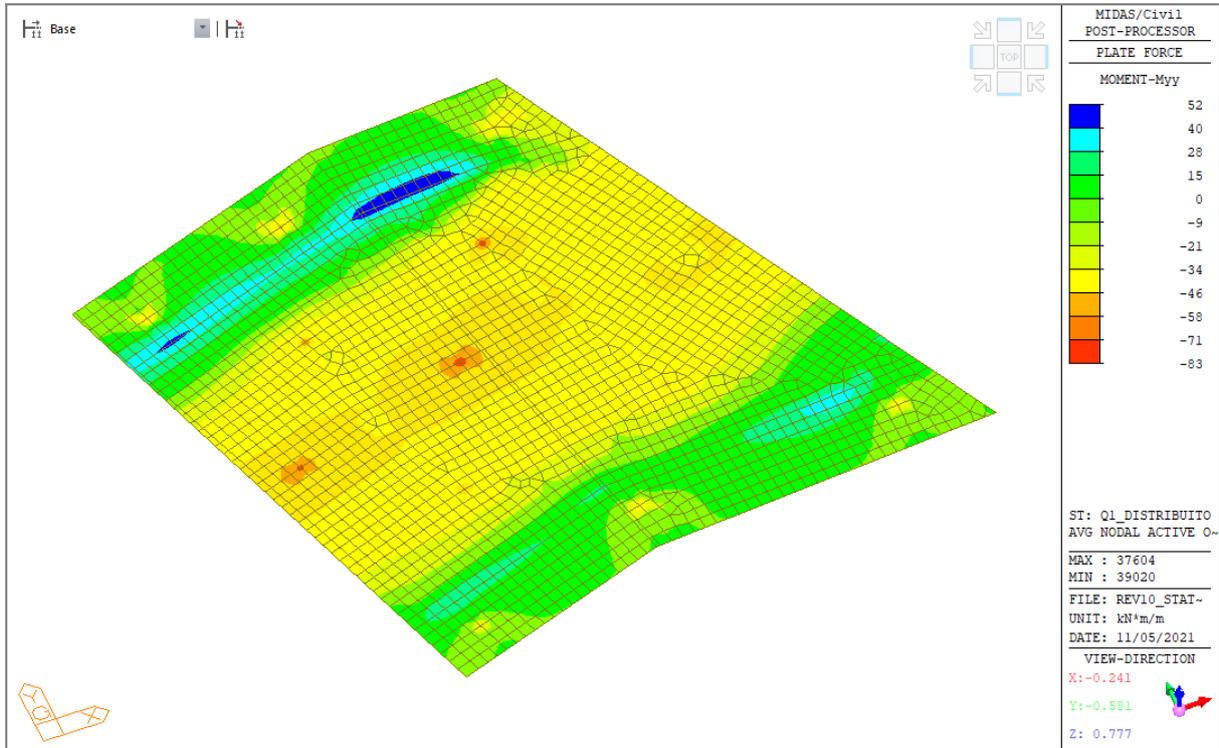
### 9.1.5.2 Pesì propri non strutturali - G2



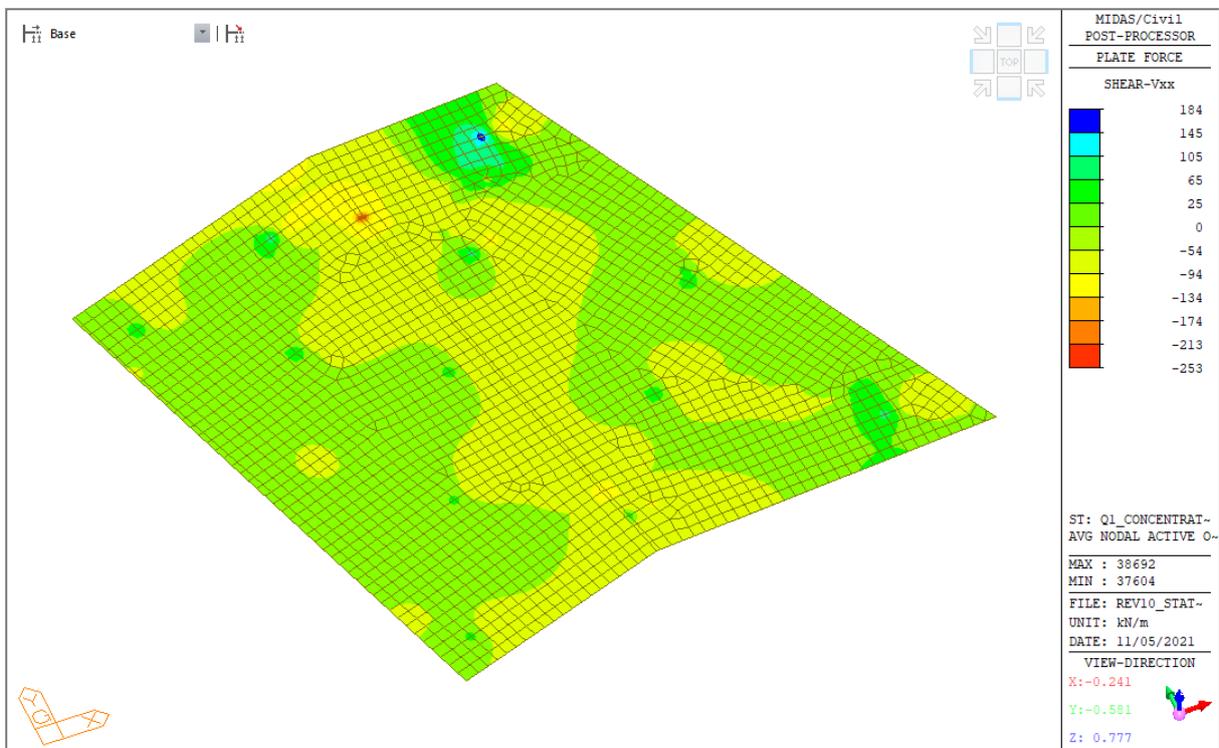
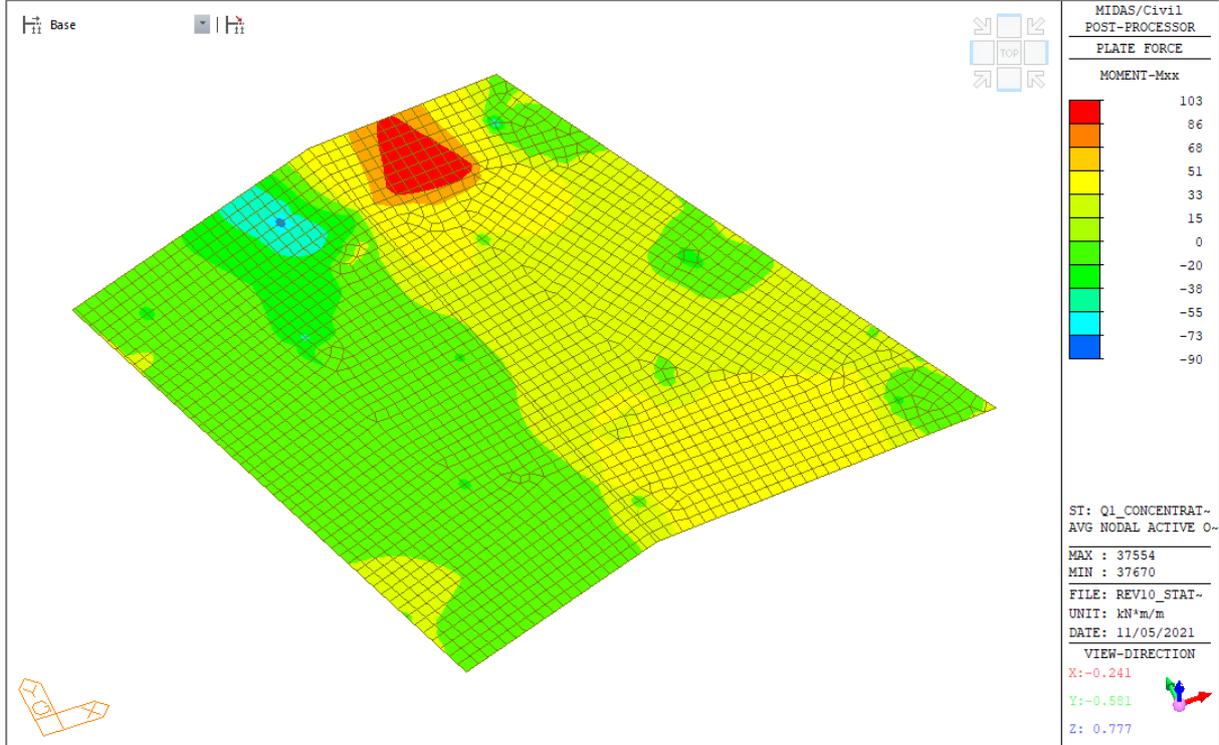


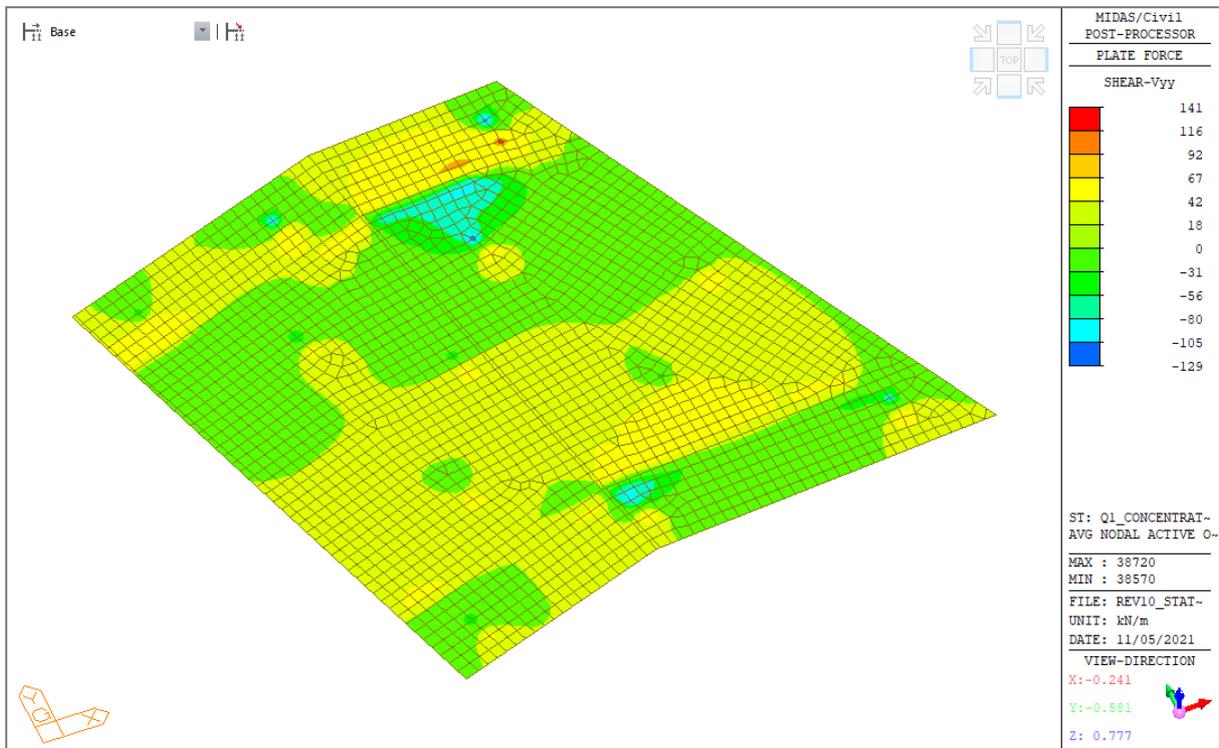
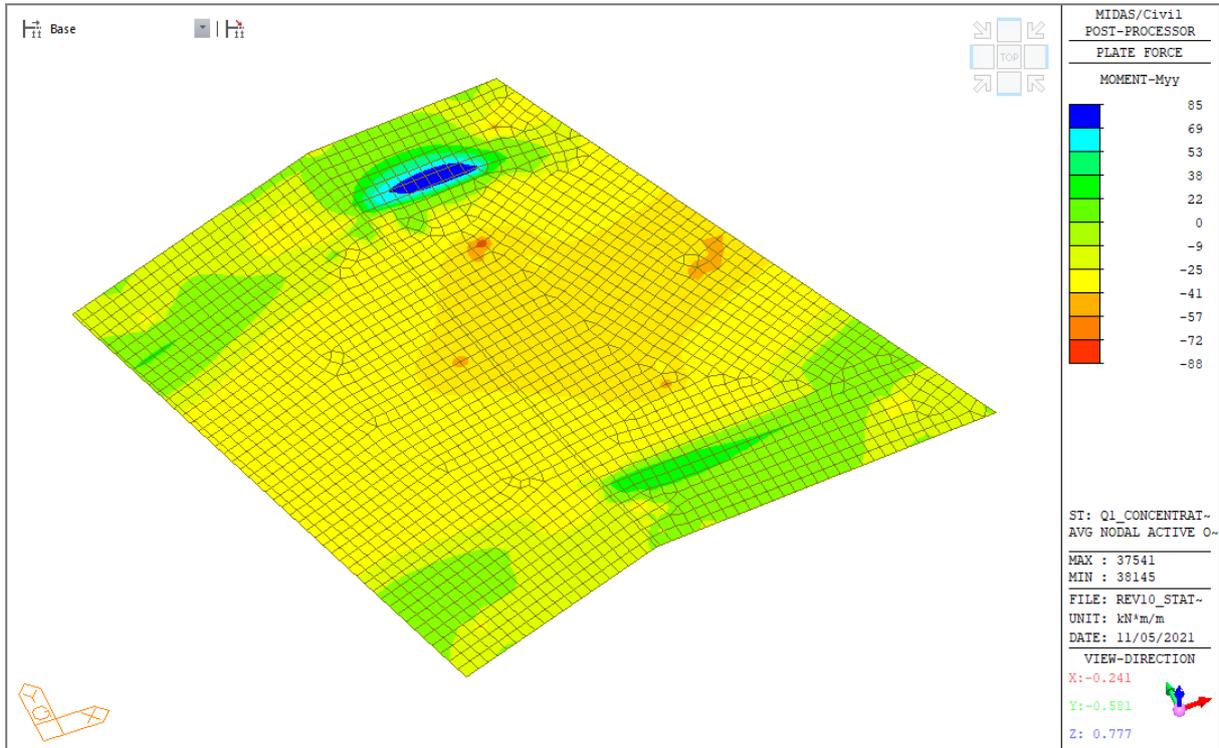
**9.1.5.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti**



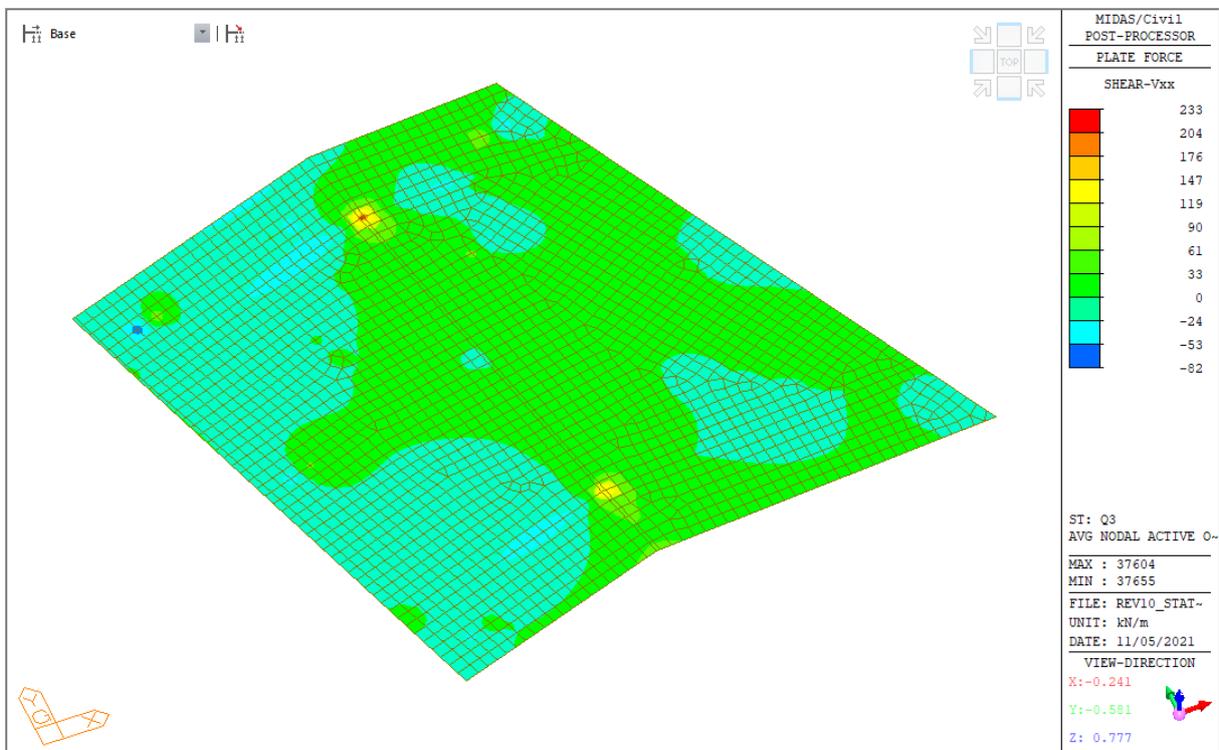
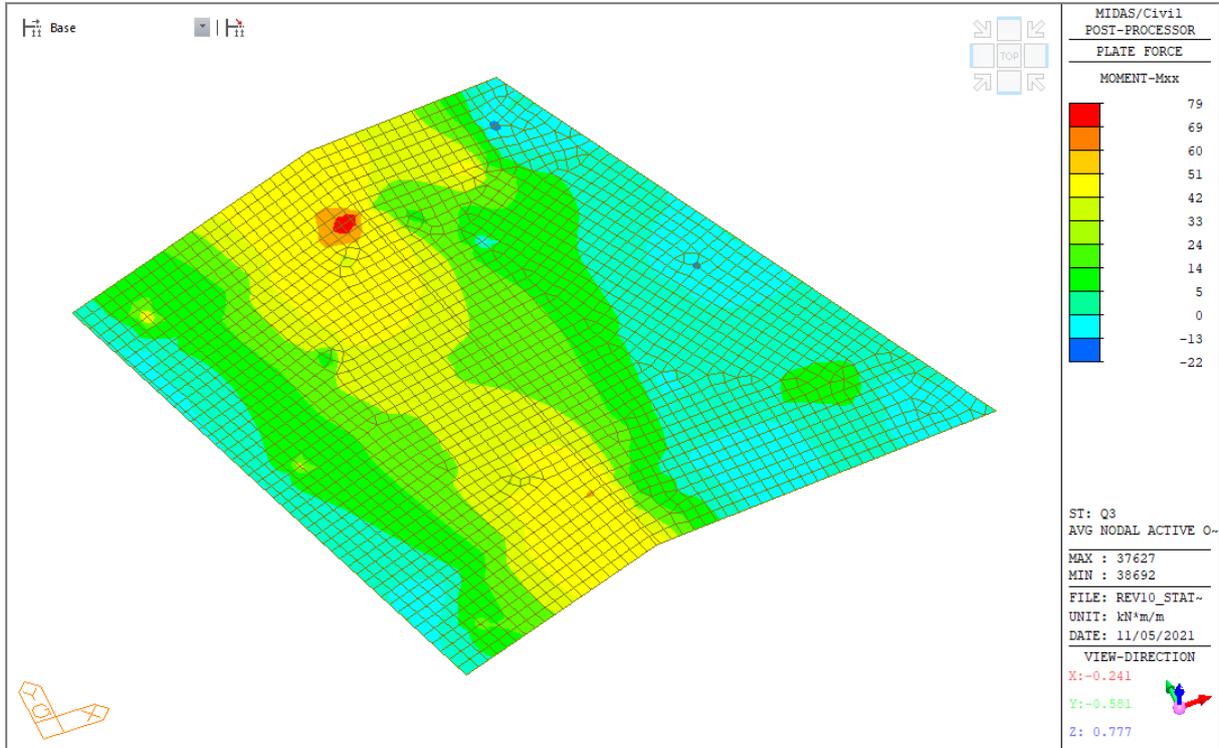


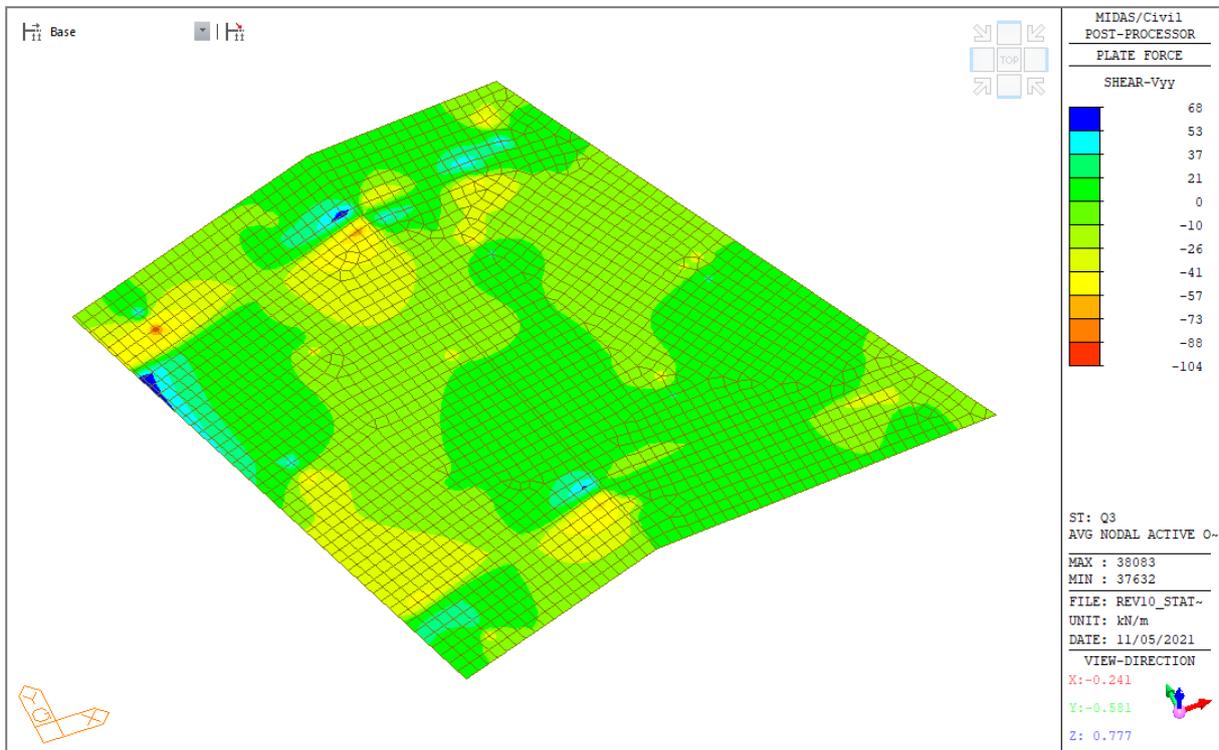
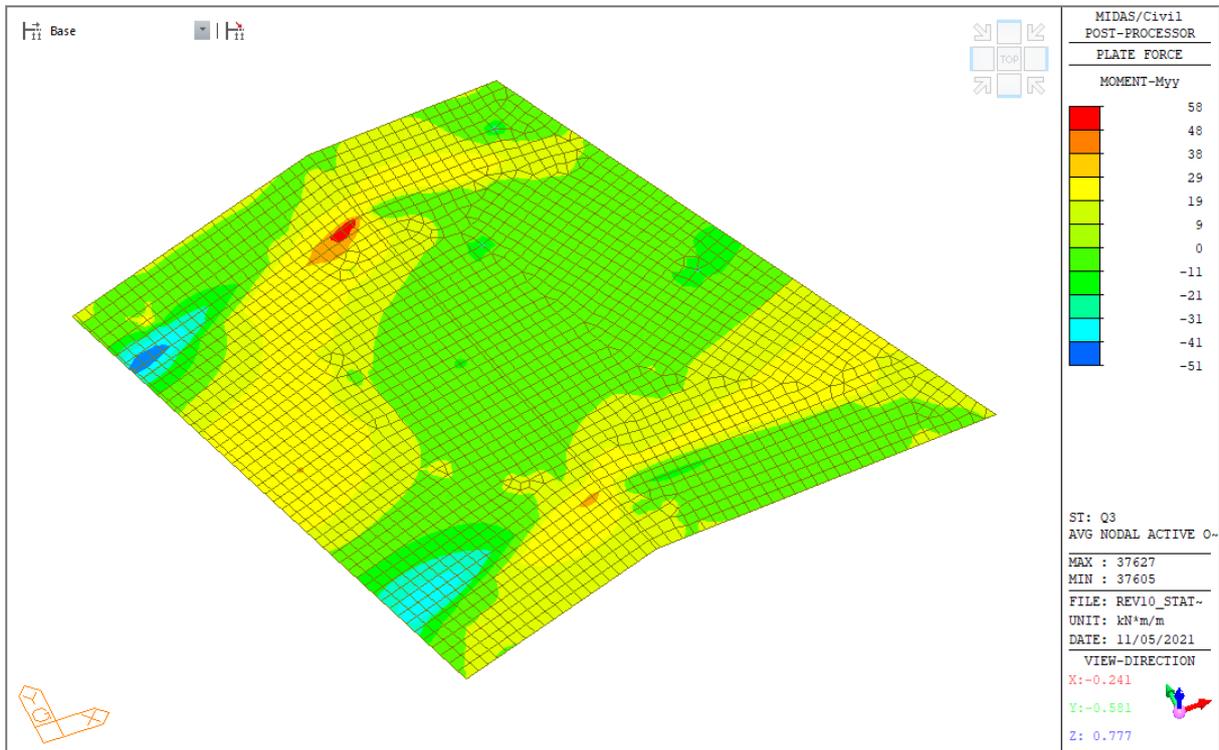
### 9.1.5.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



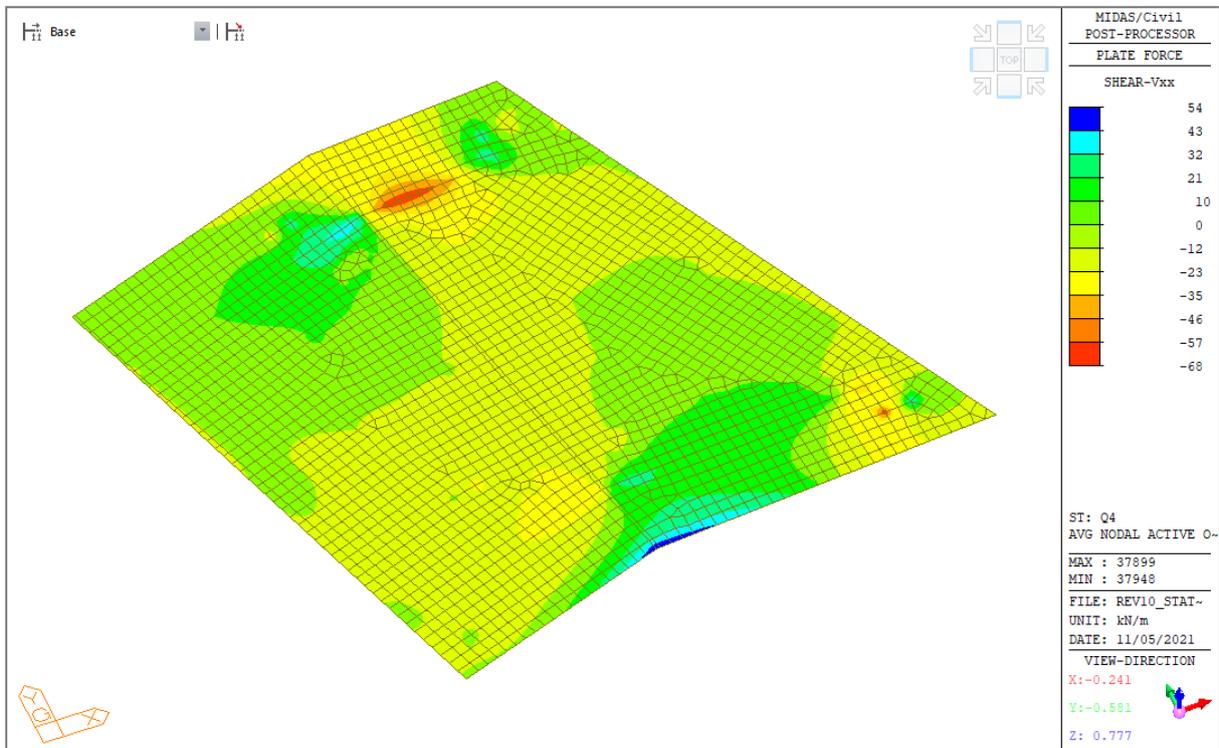
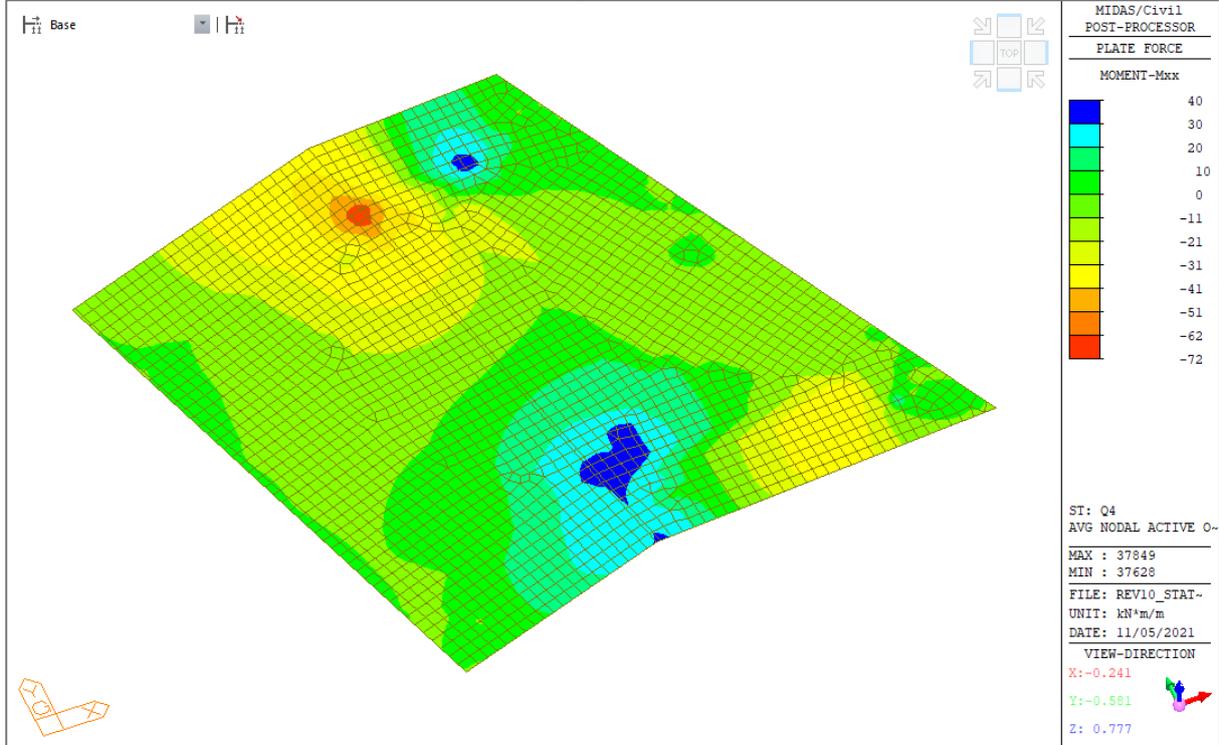


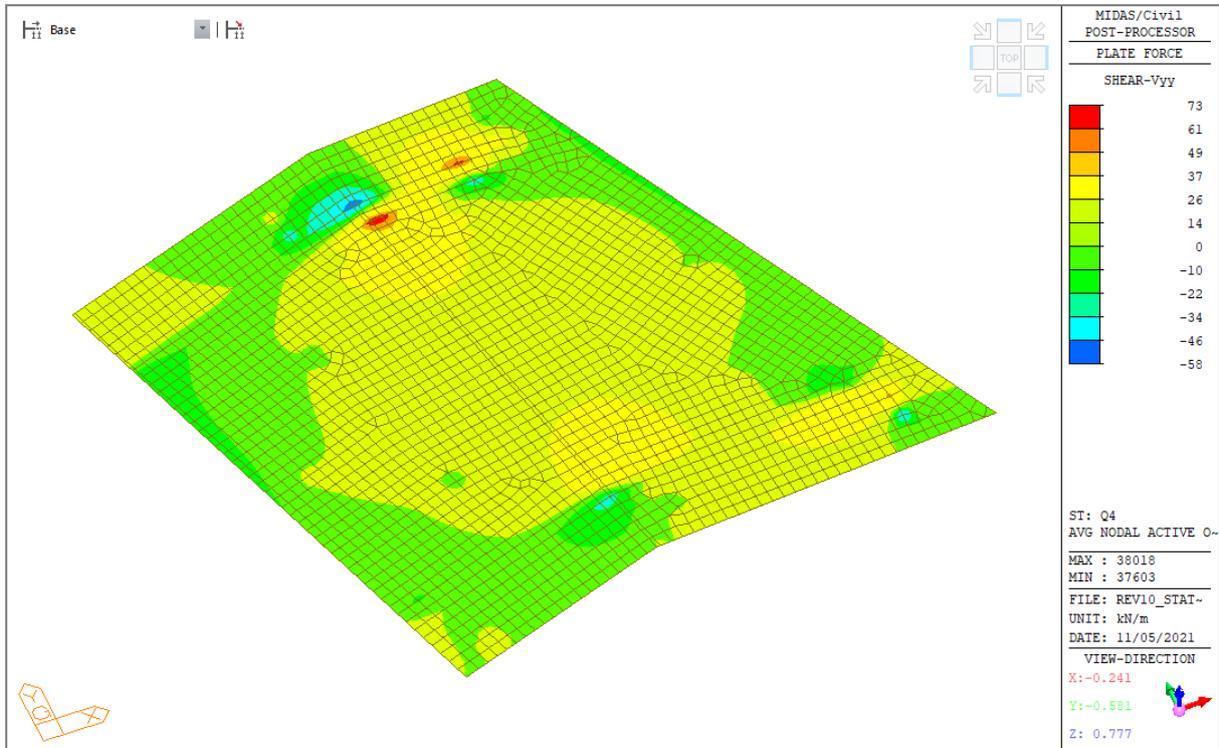
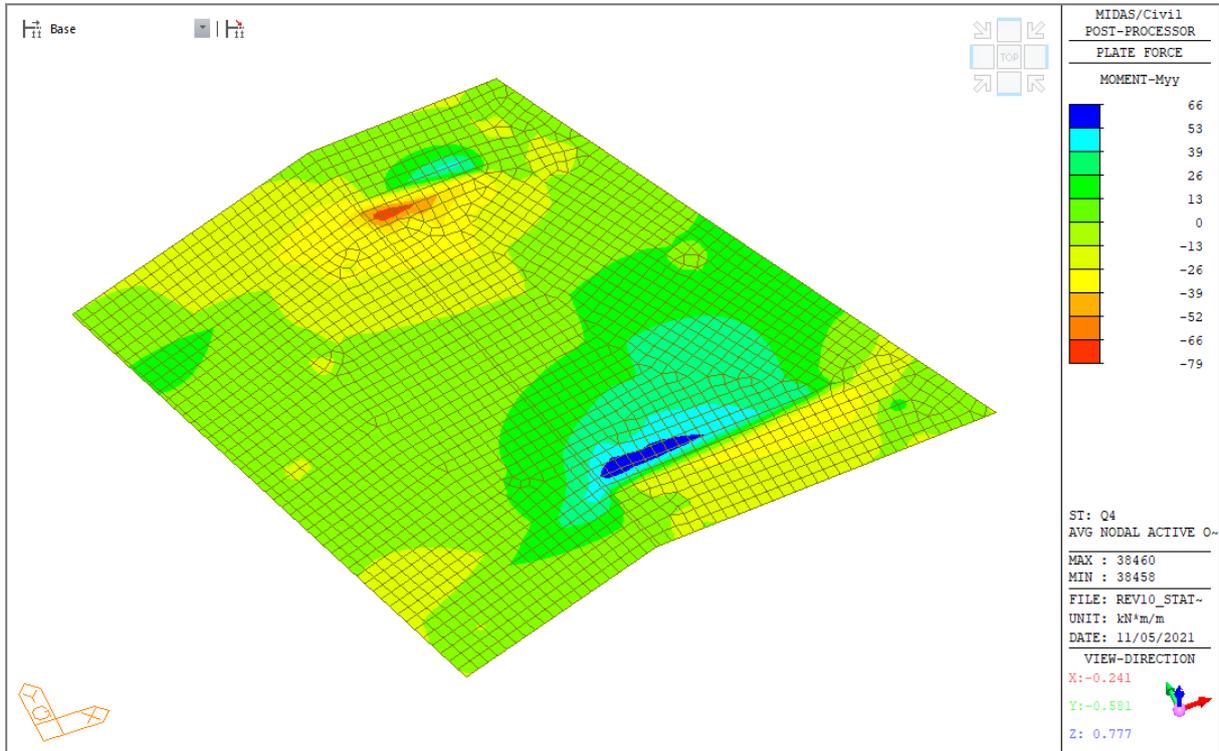
### 9.1.5.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



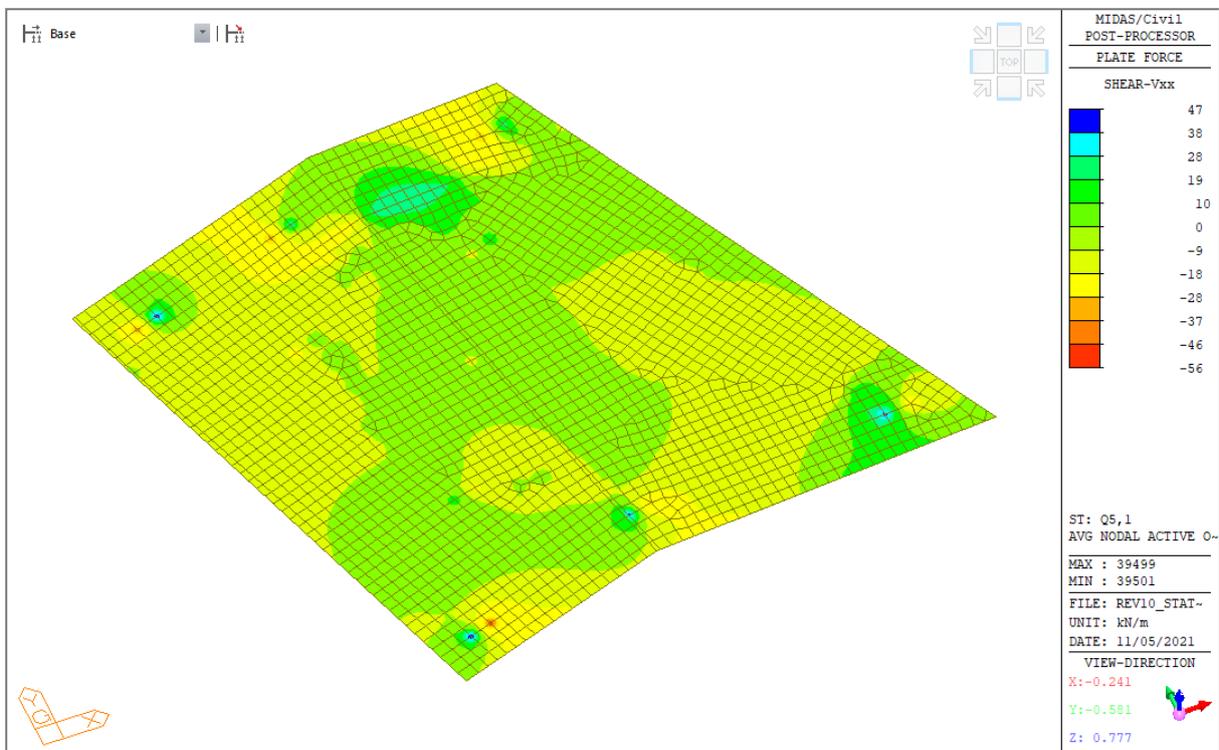
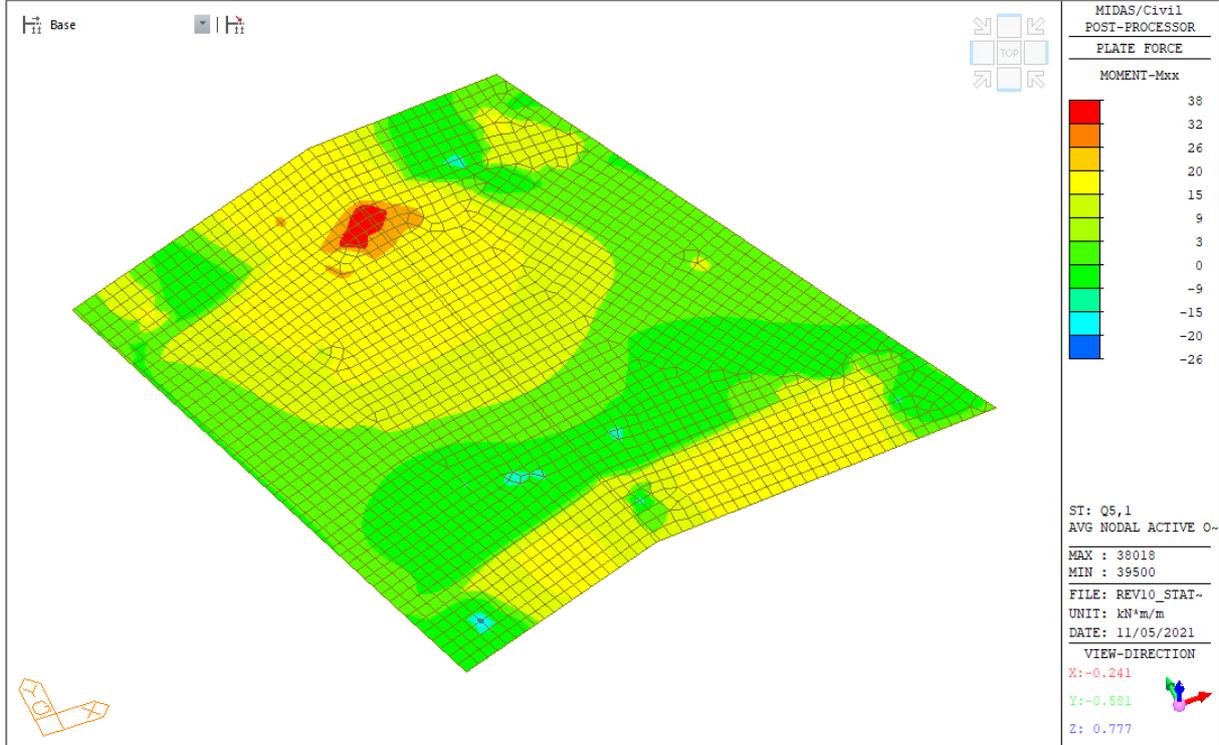


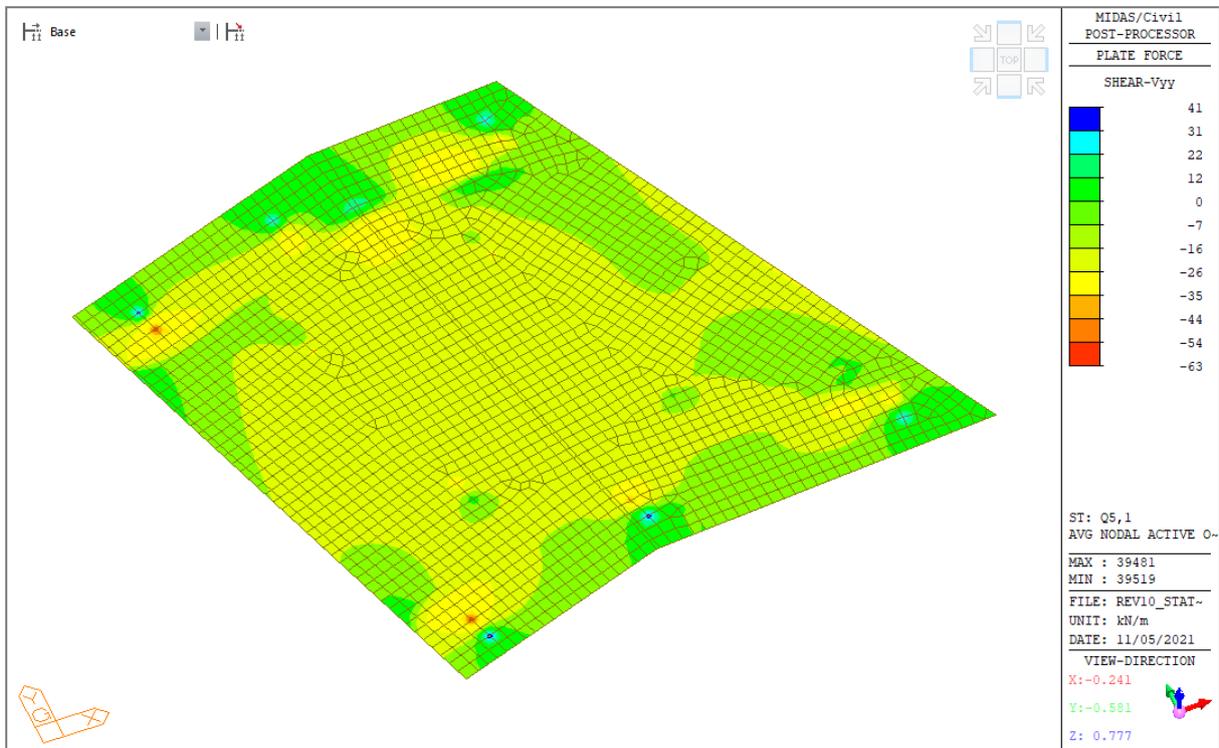
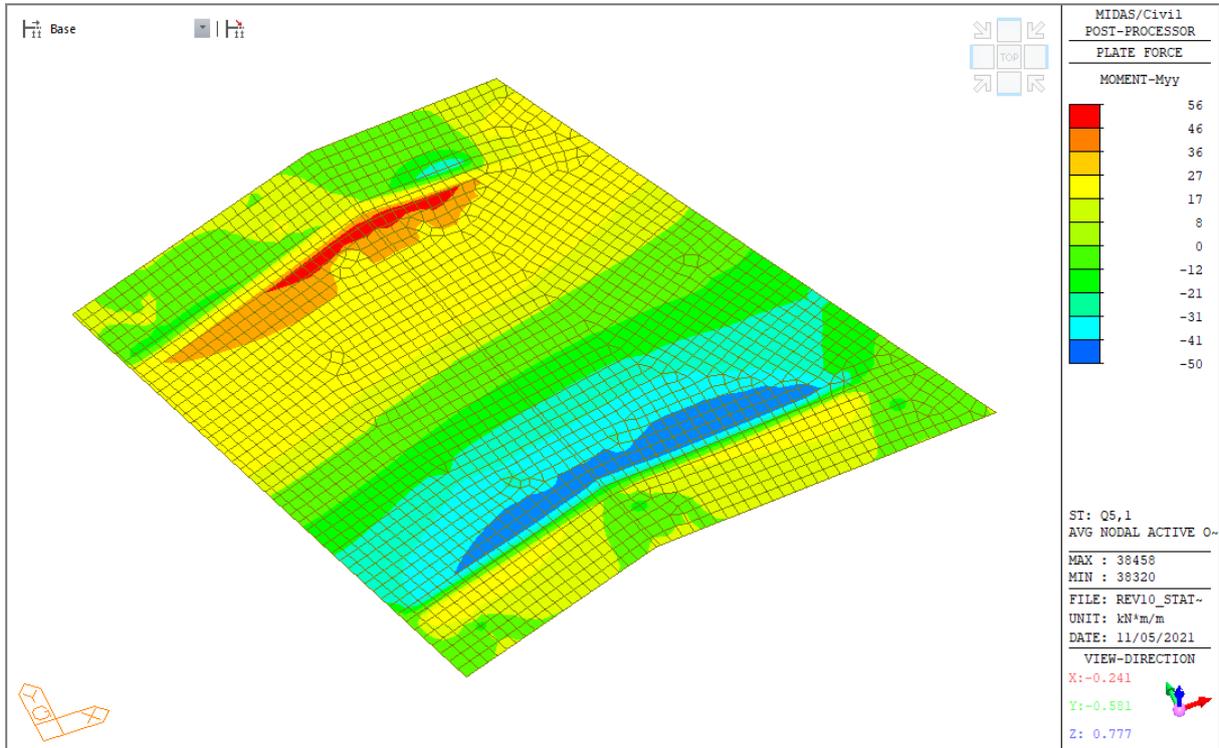
**9.1.5.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga**



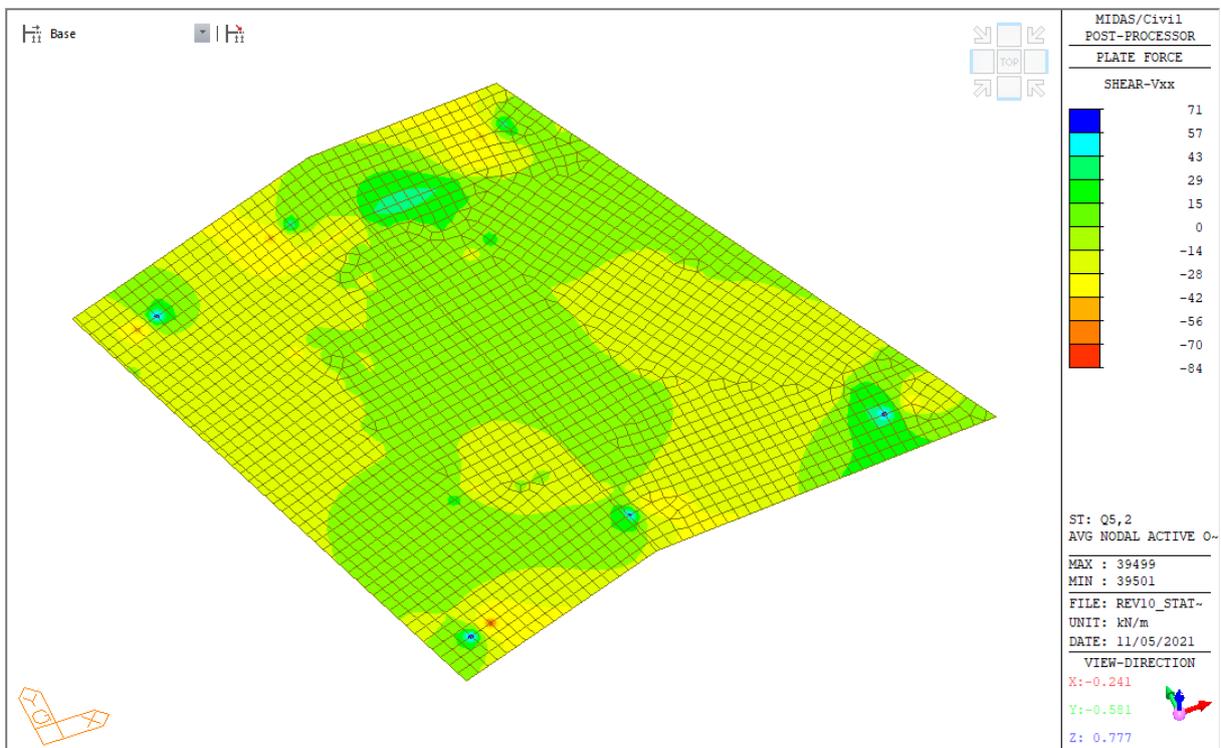
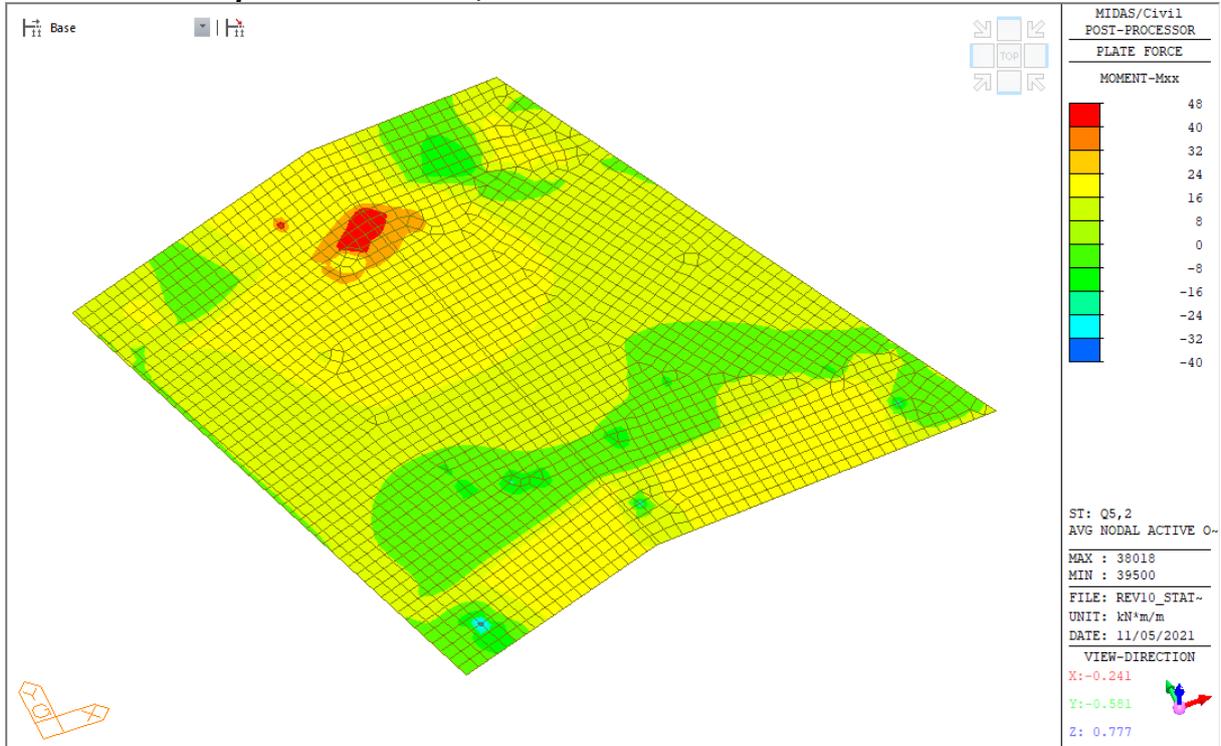


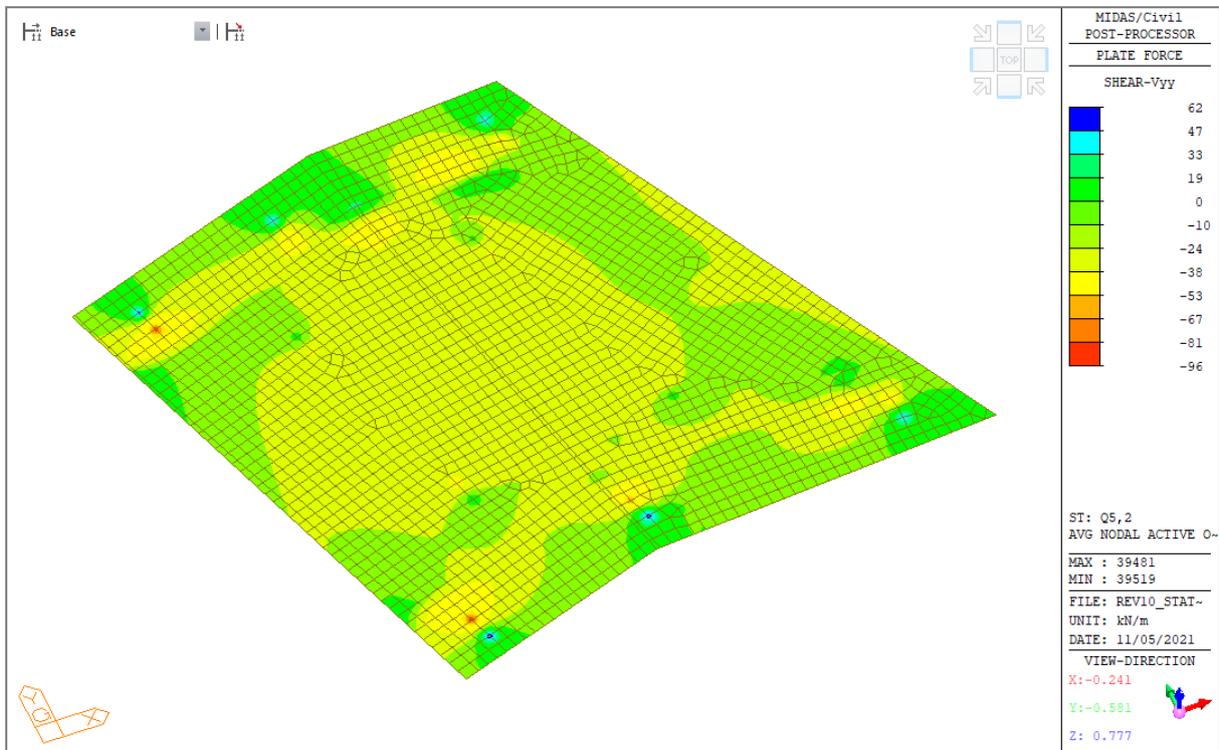
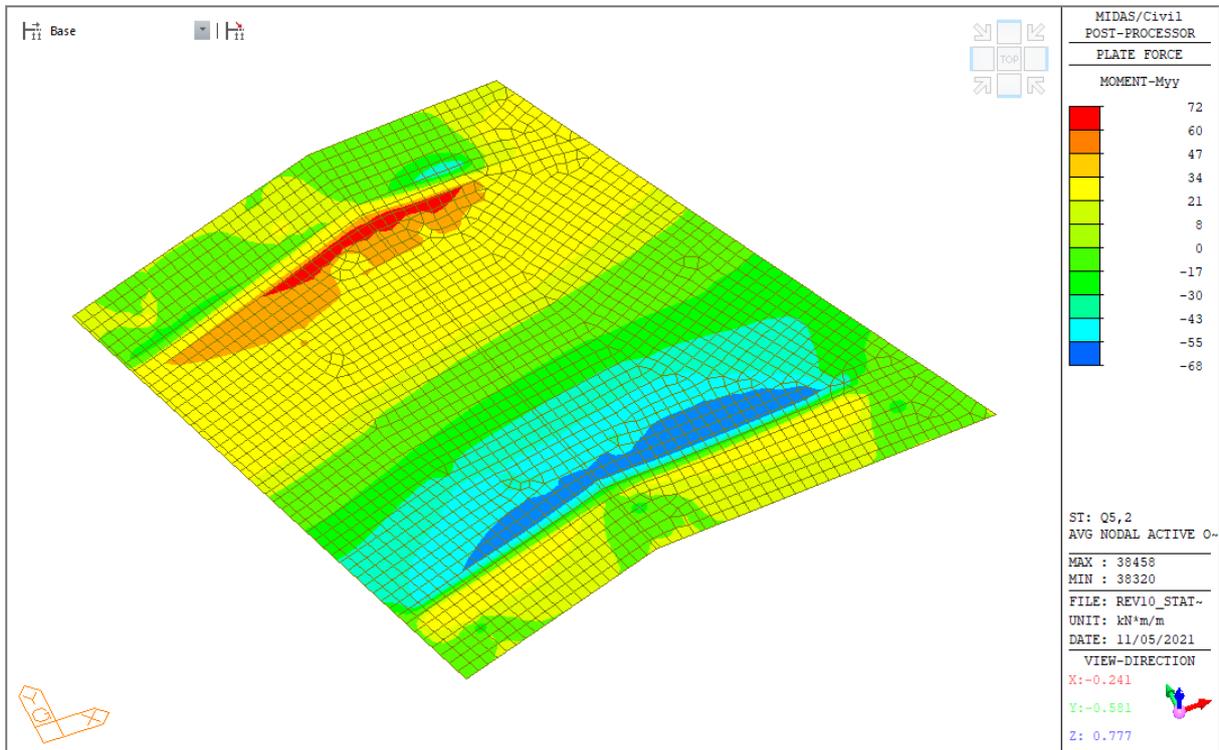
### 9.1.5.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



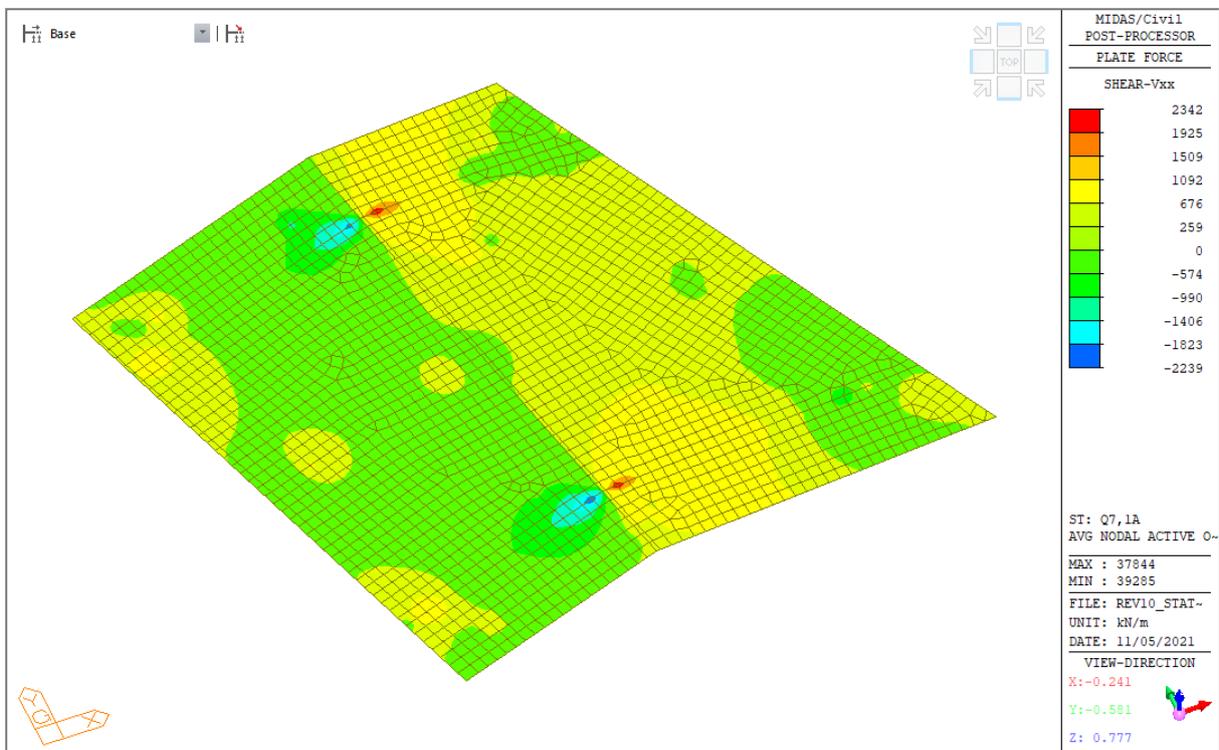
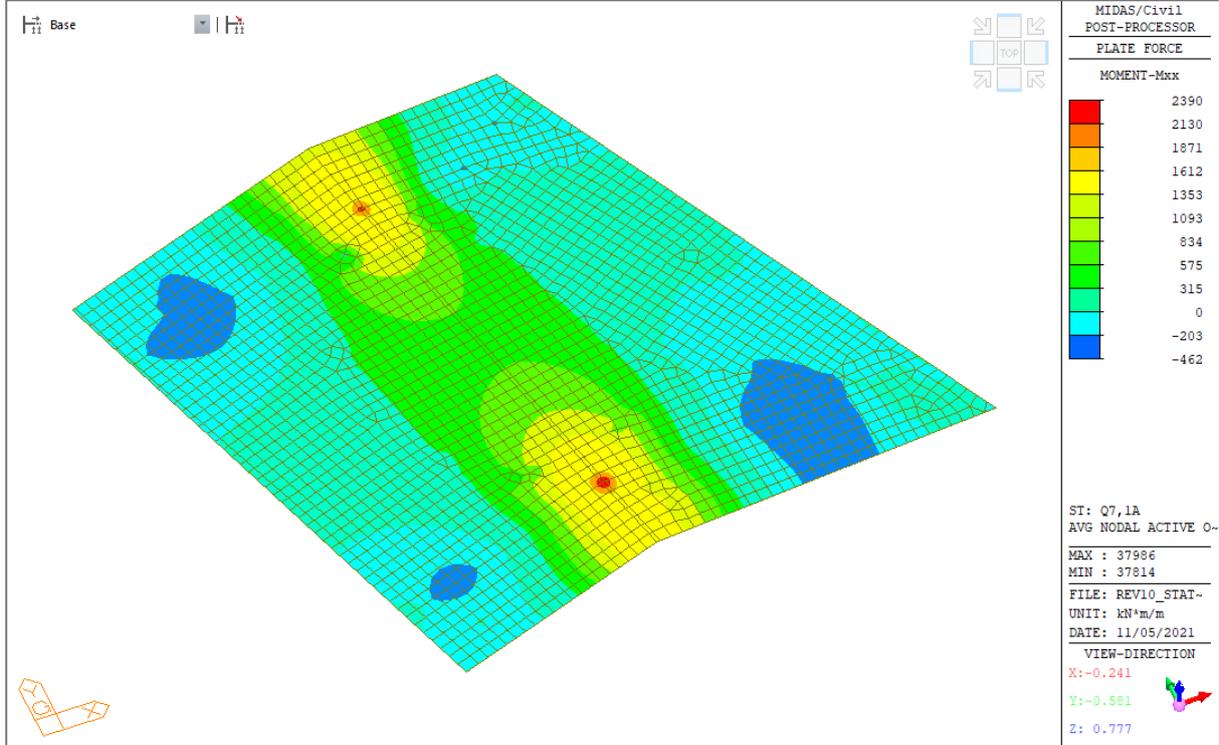


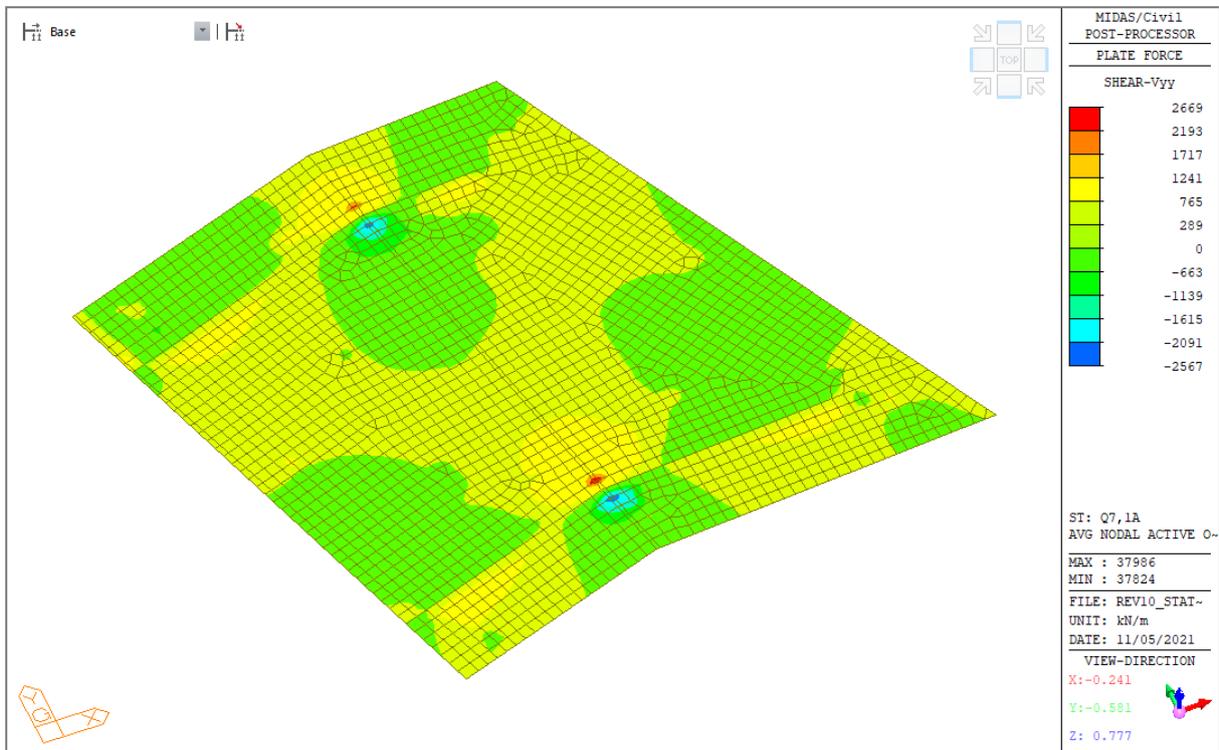
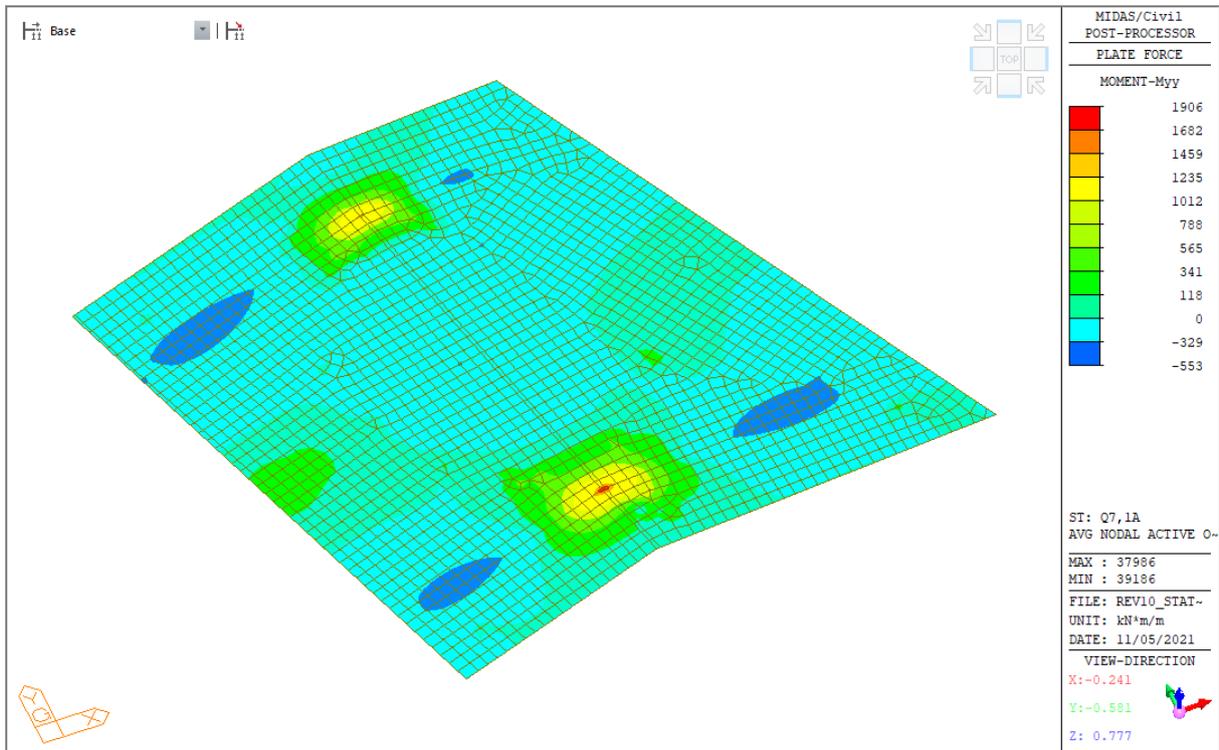
### 9.1.5.8 Vento a ponte carico - Q5,2



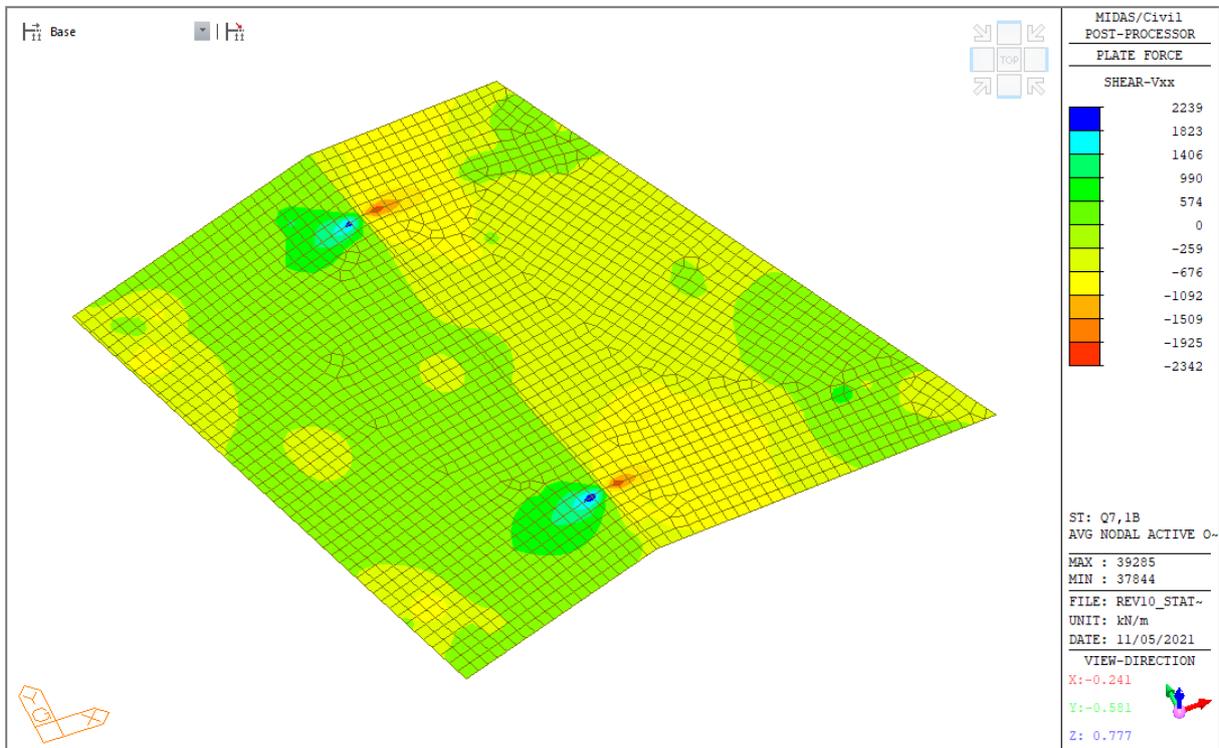
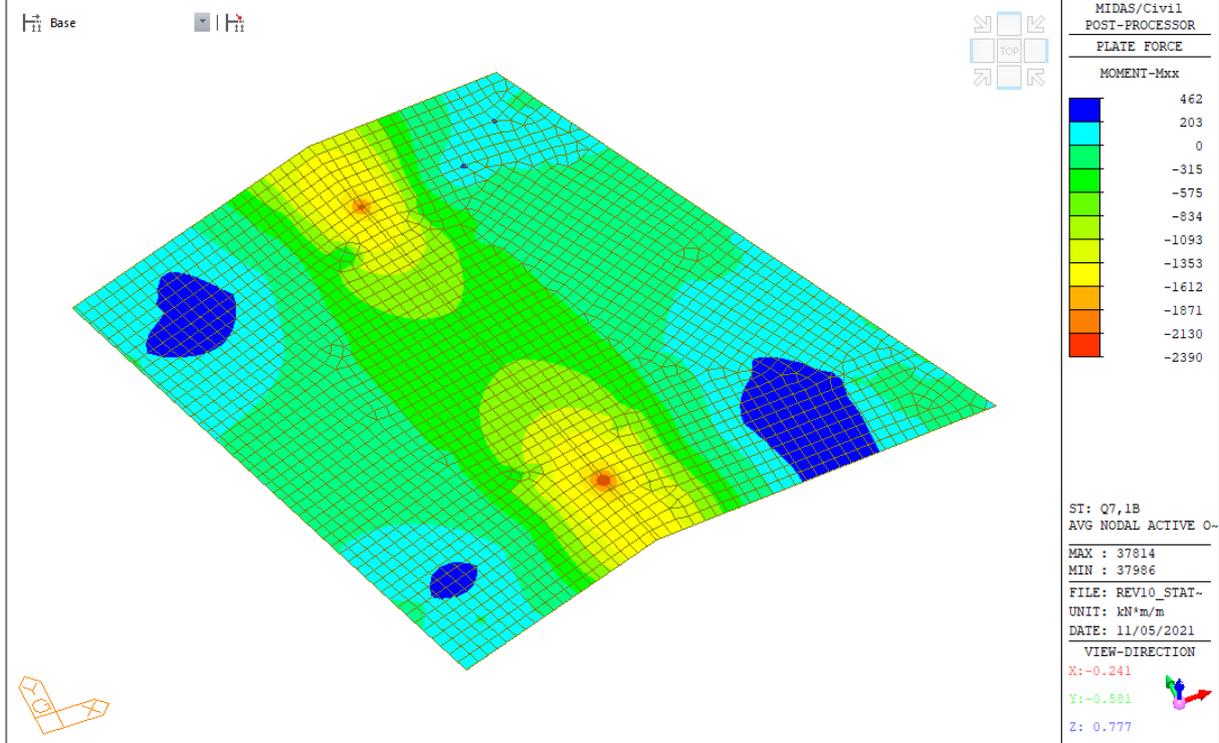


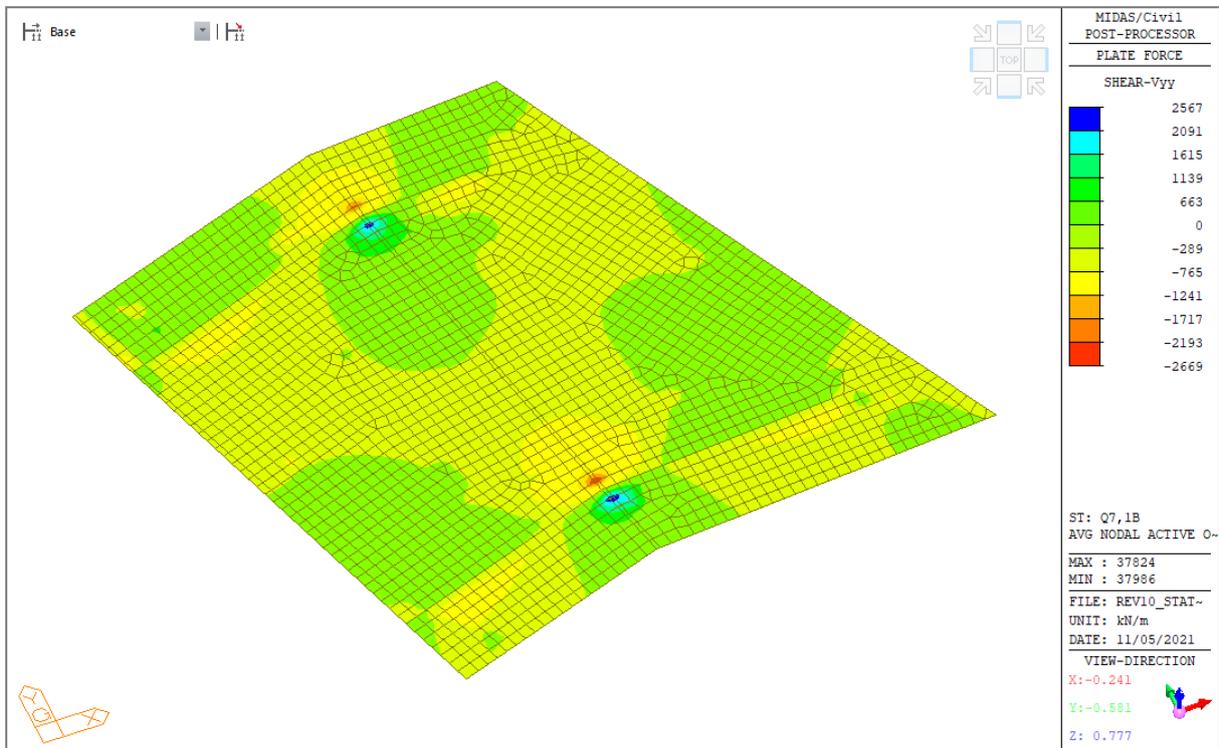
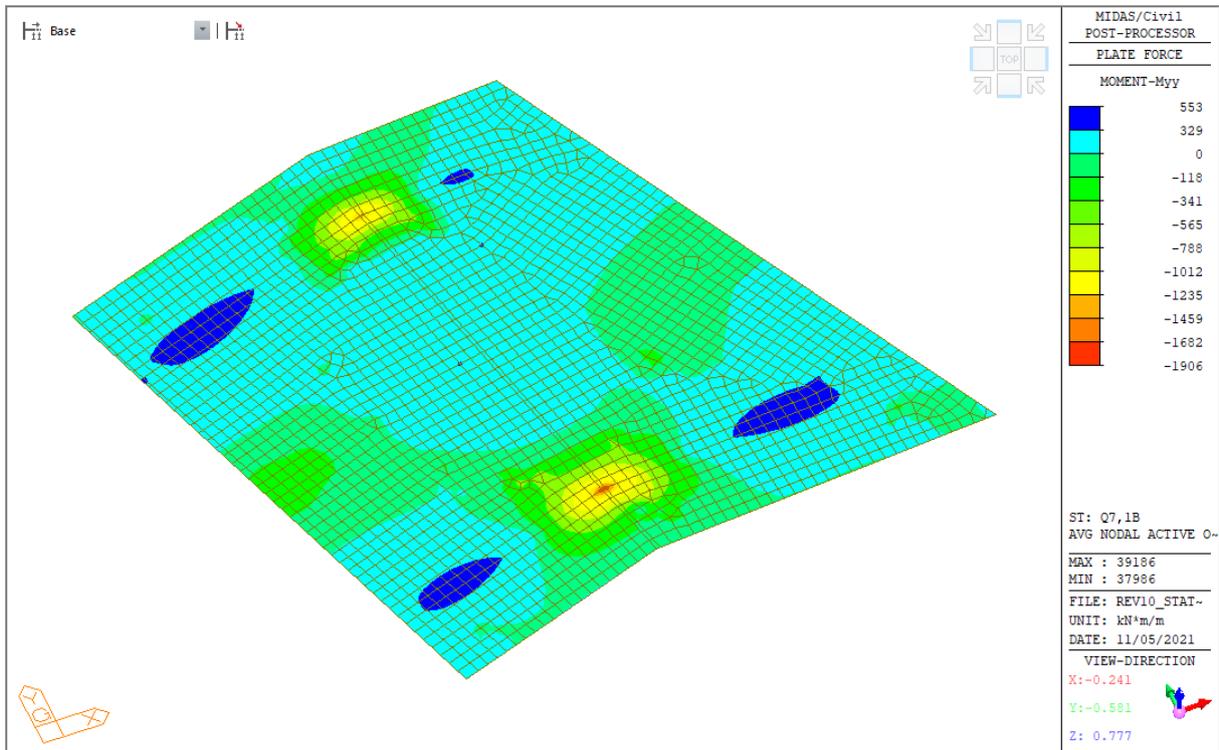
**9.1.5.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a**



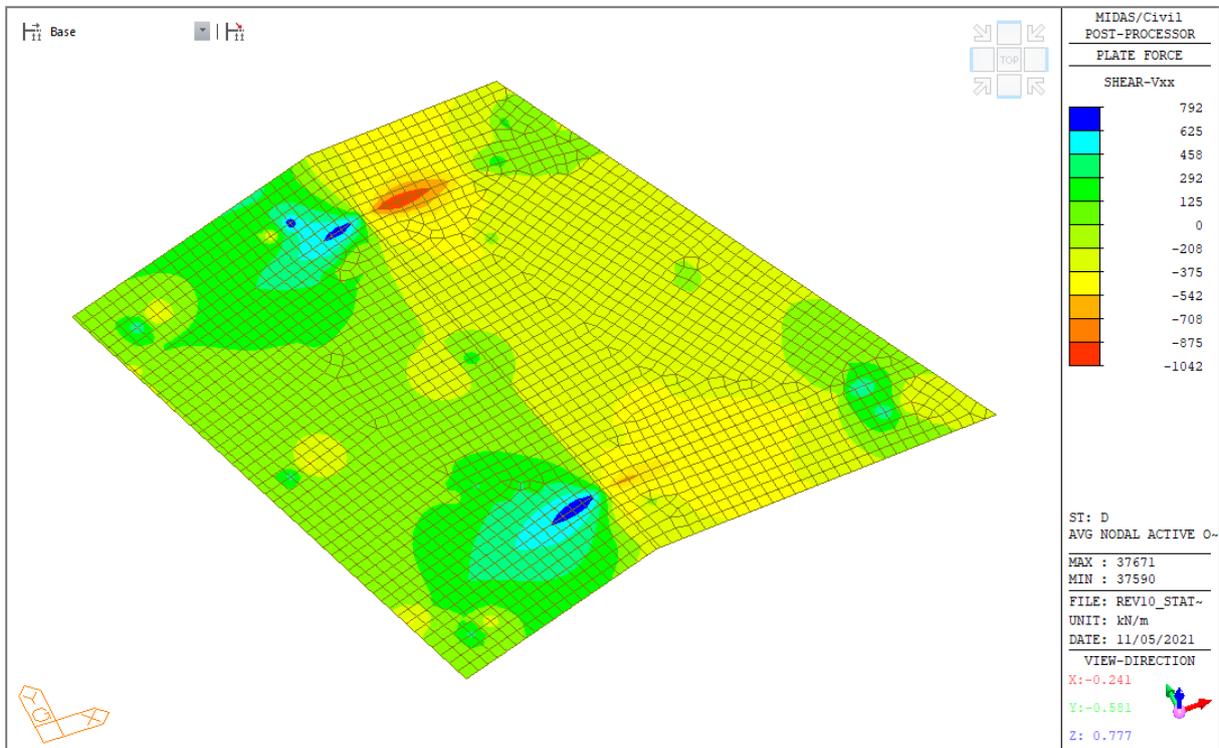
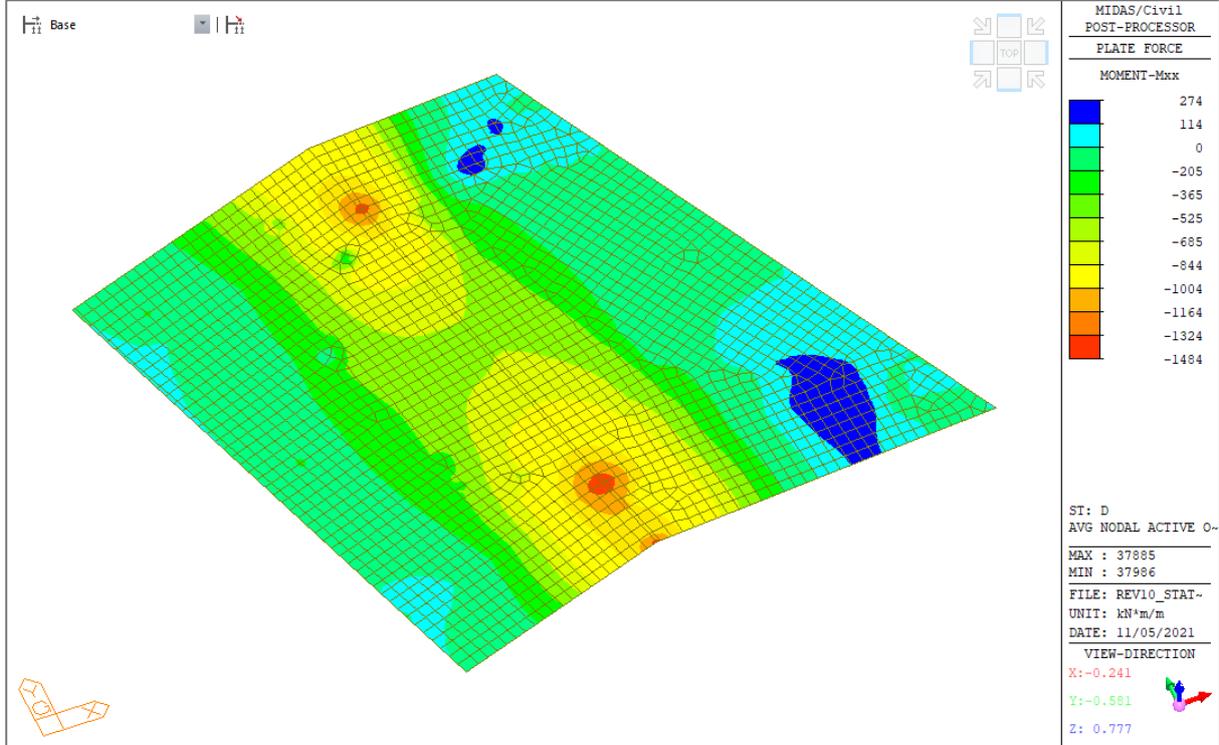


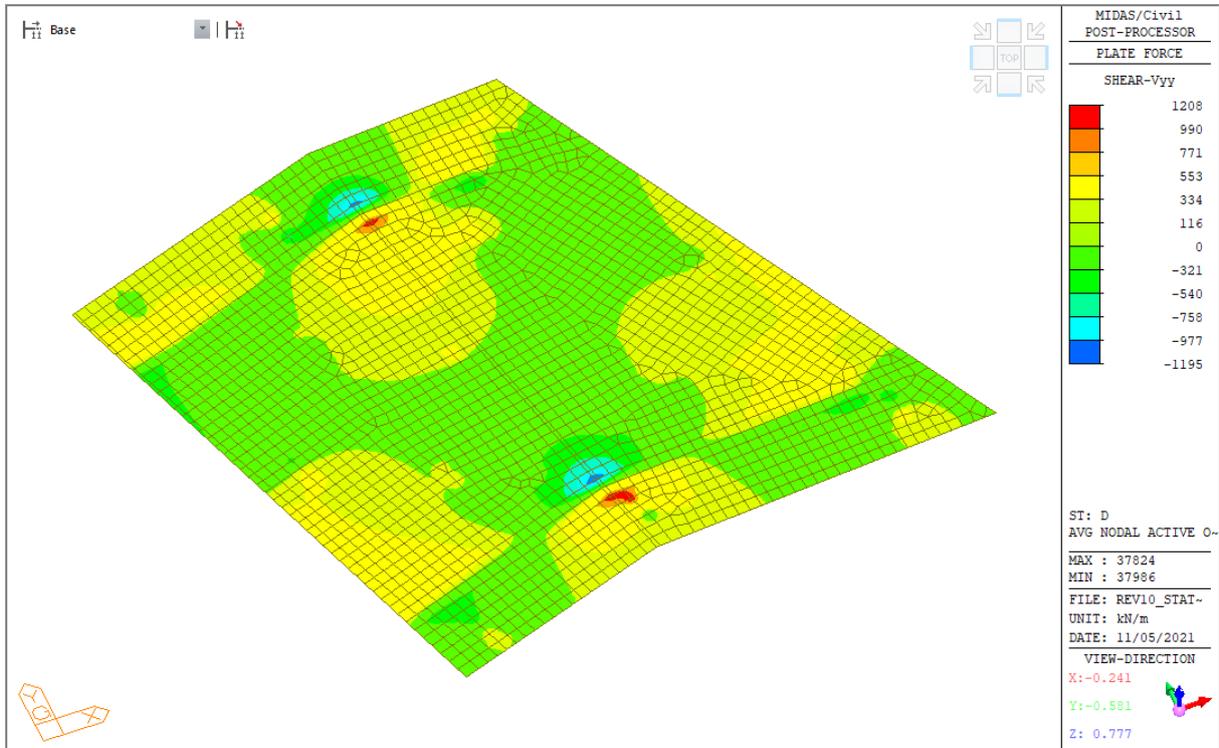
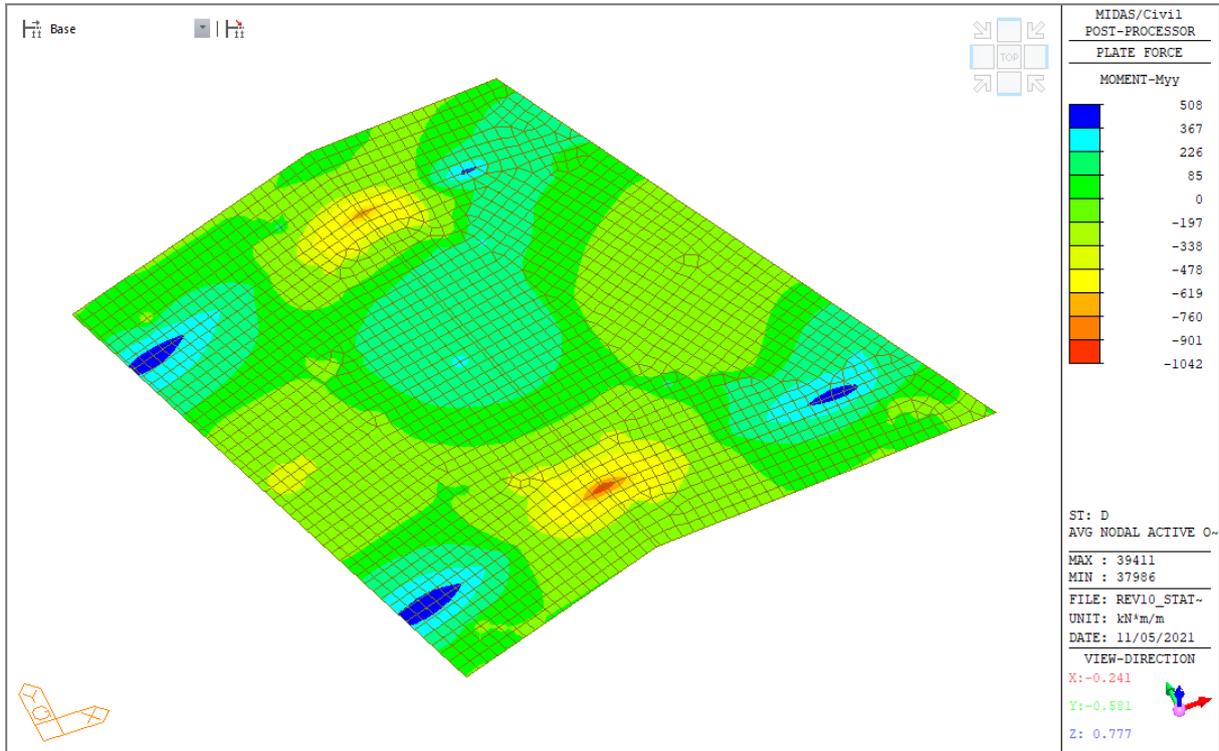
**9.1.5.10** *Variatione termica lineare - Q7,2*



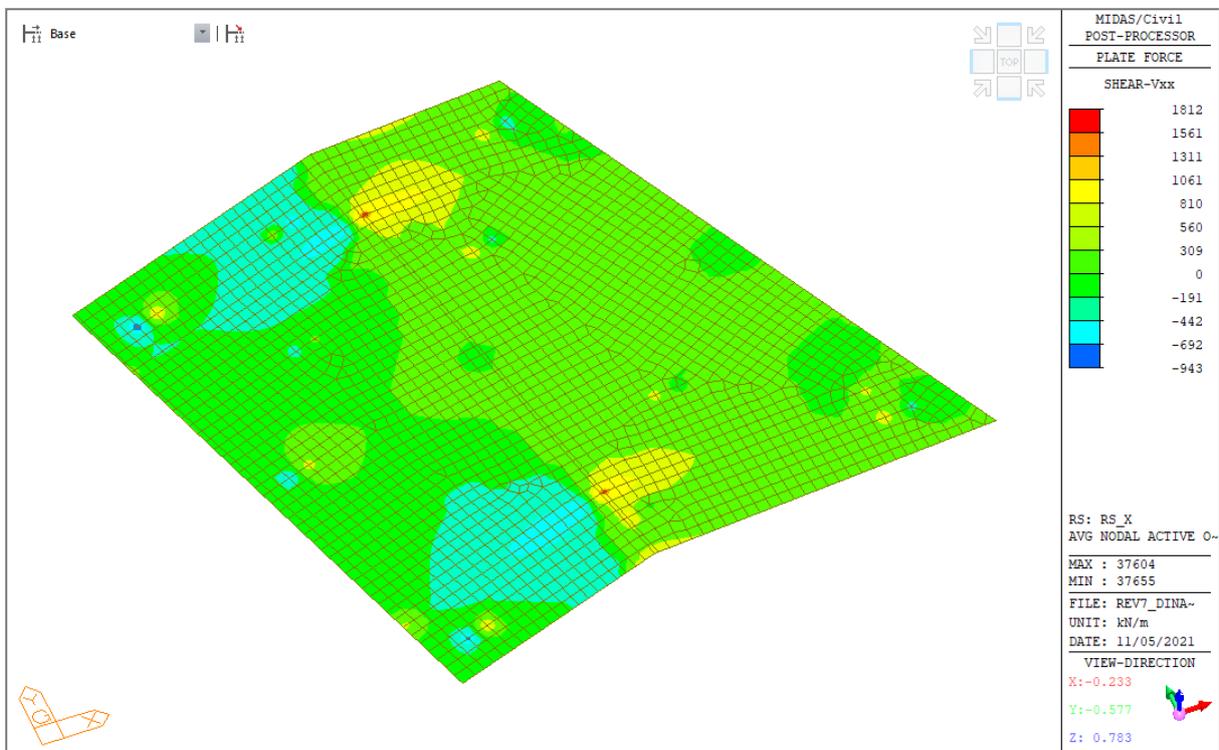
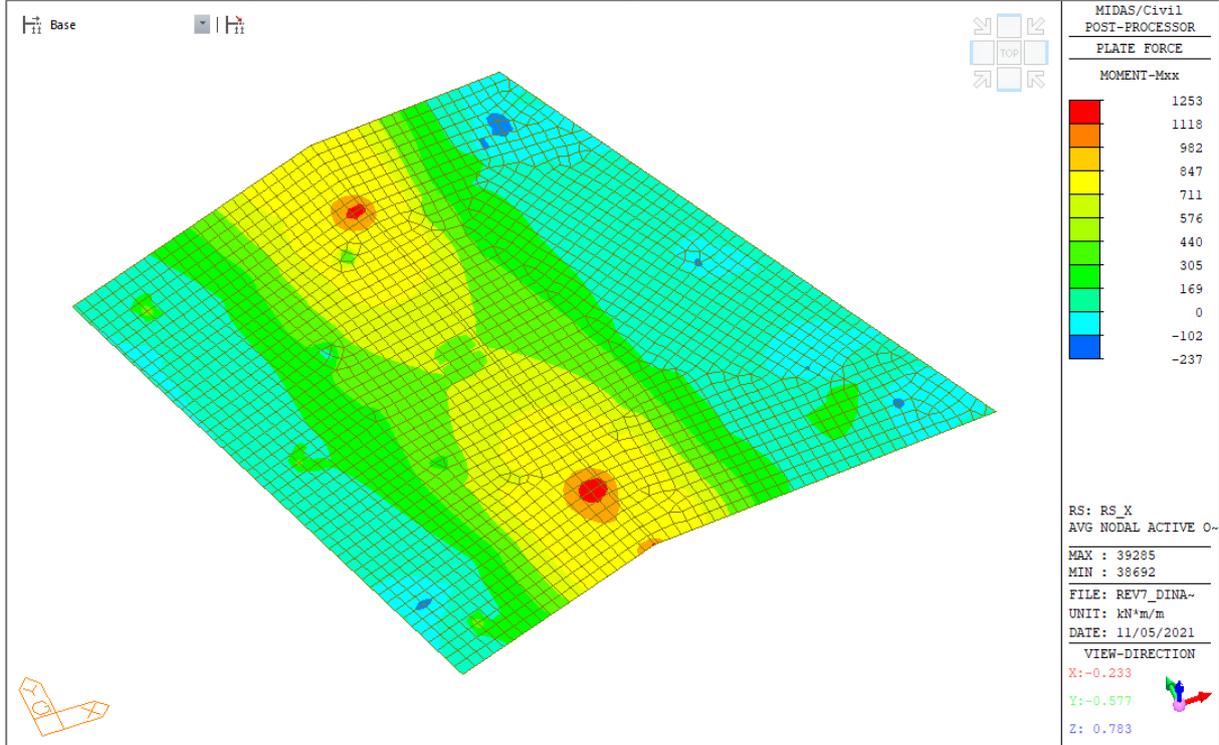


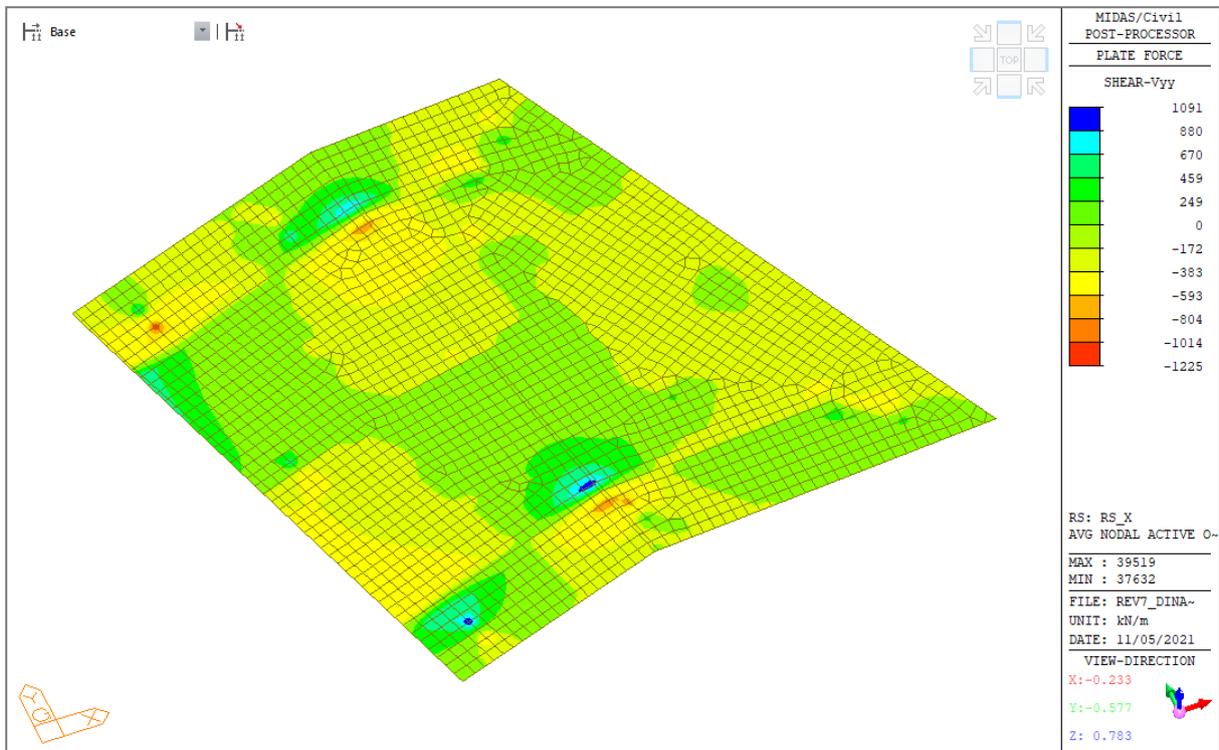
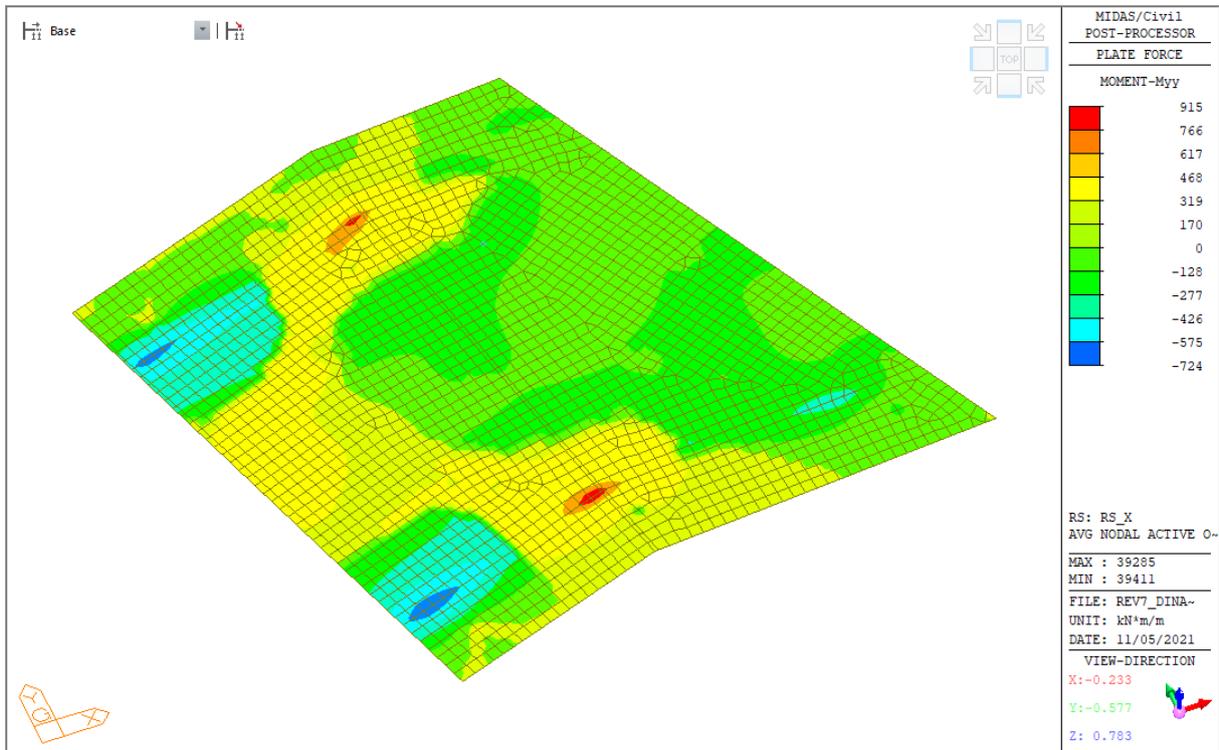
**9.1.5.11 Ritiro del calcestruzzo - D**



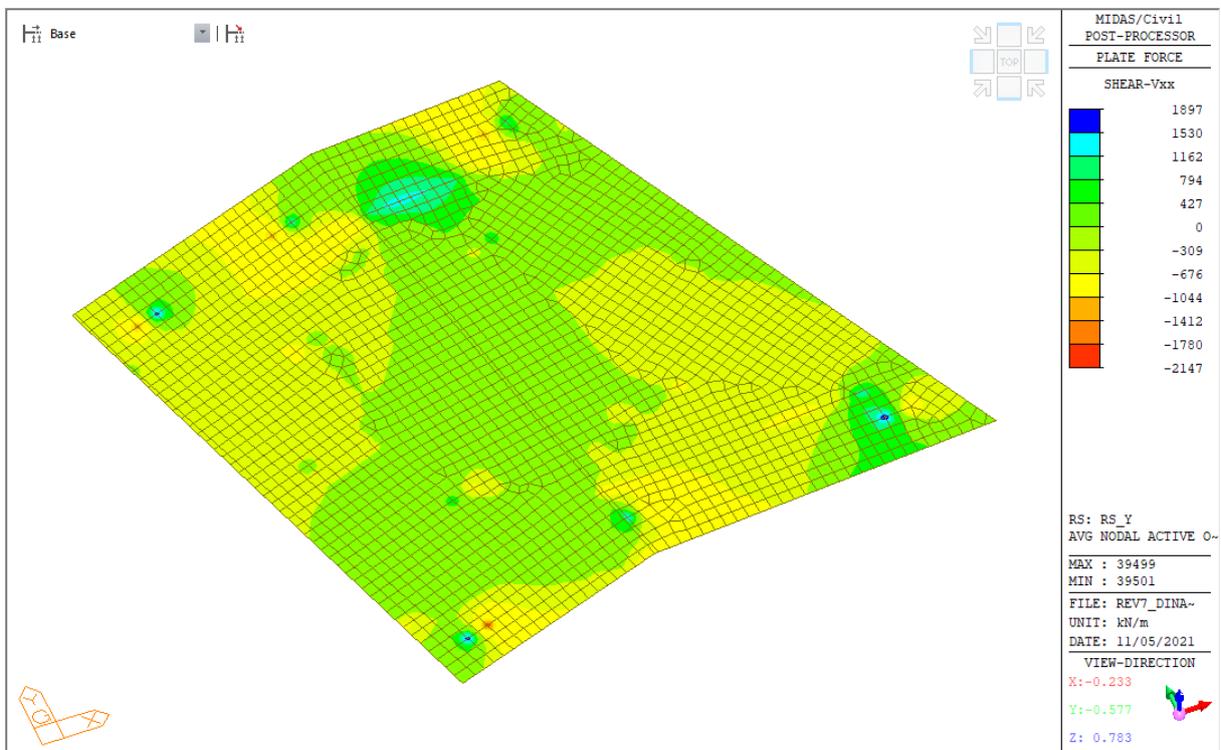
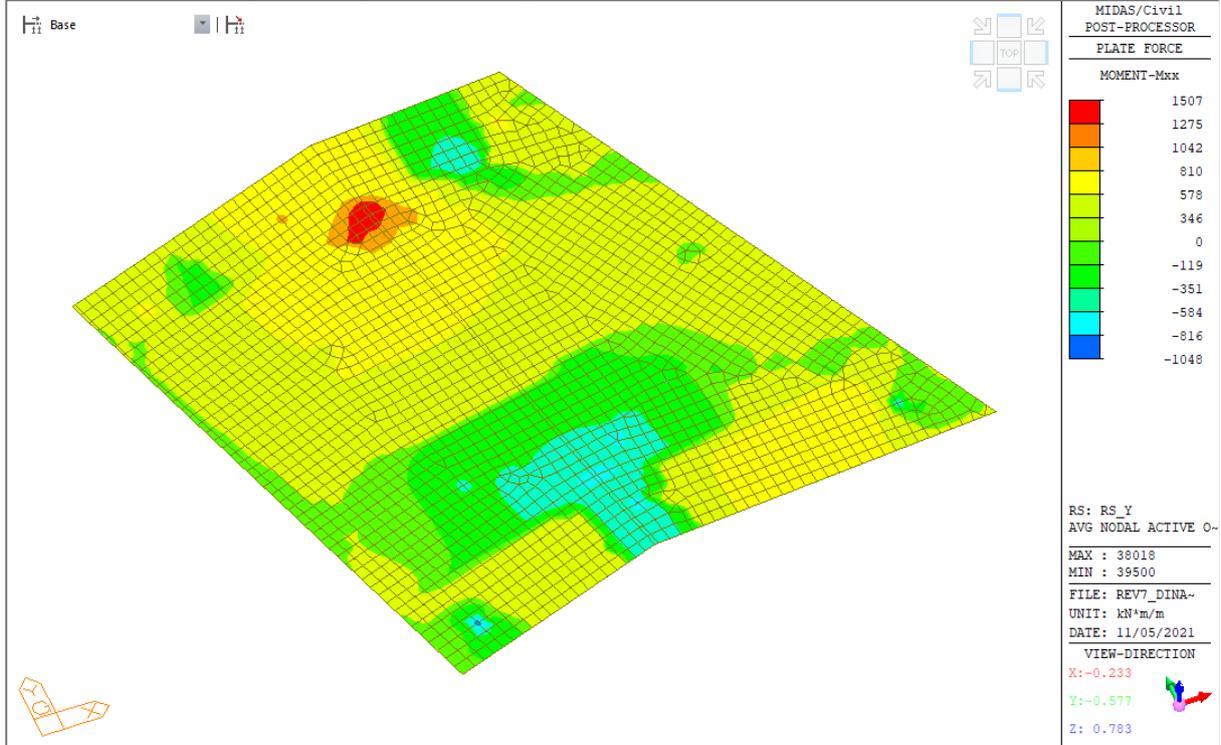


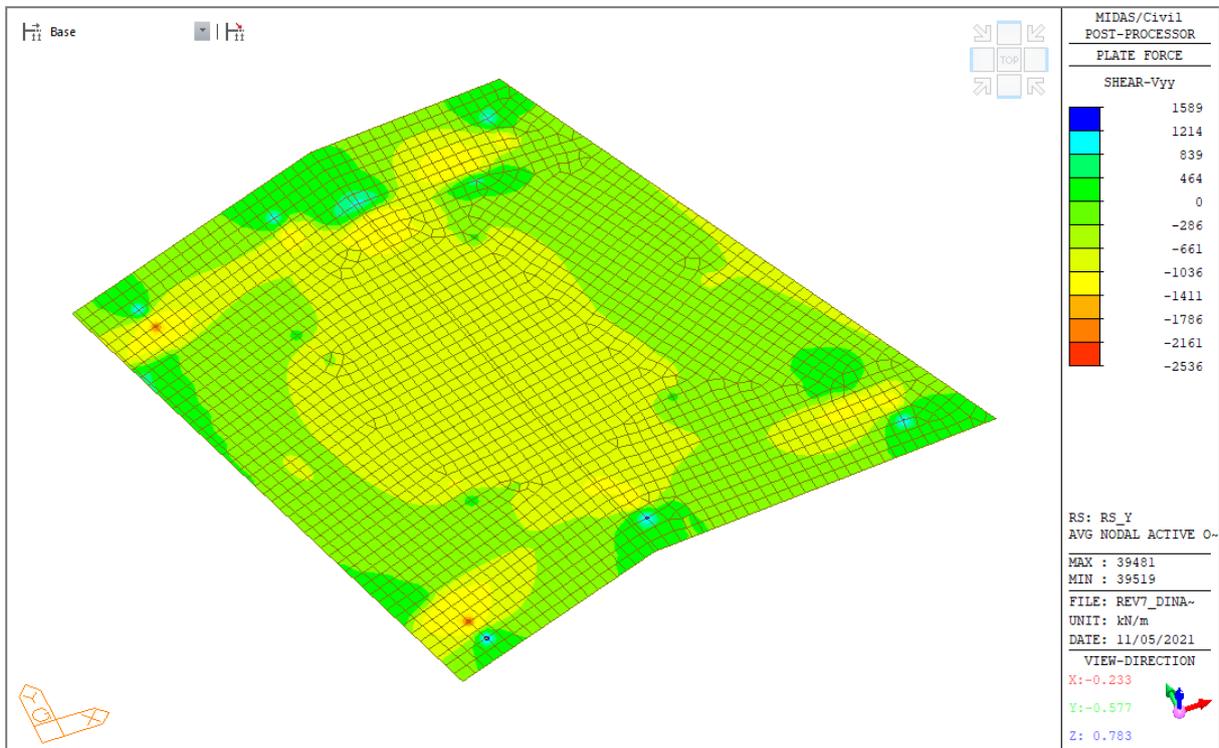
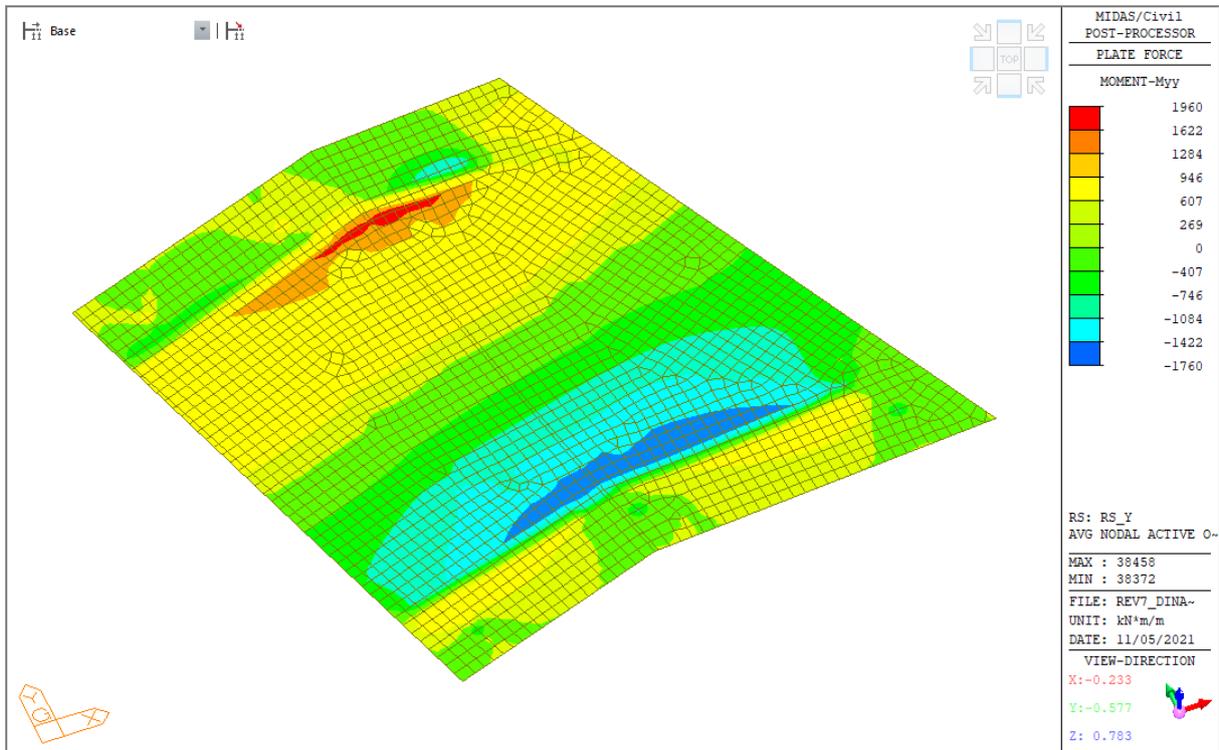
### 9.1.5.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale



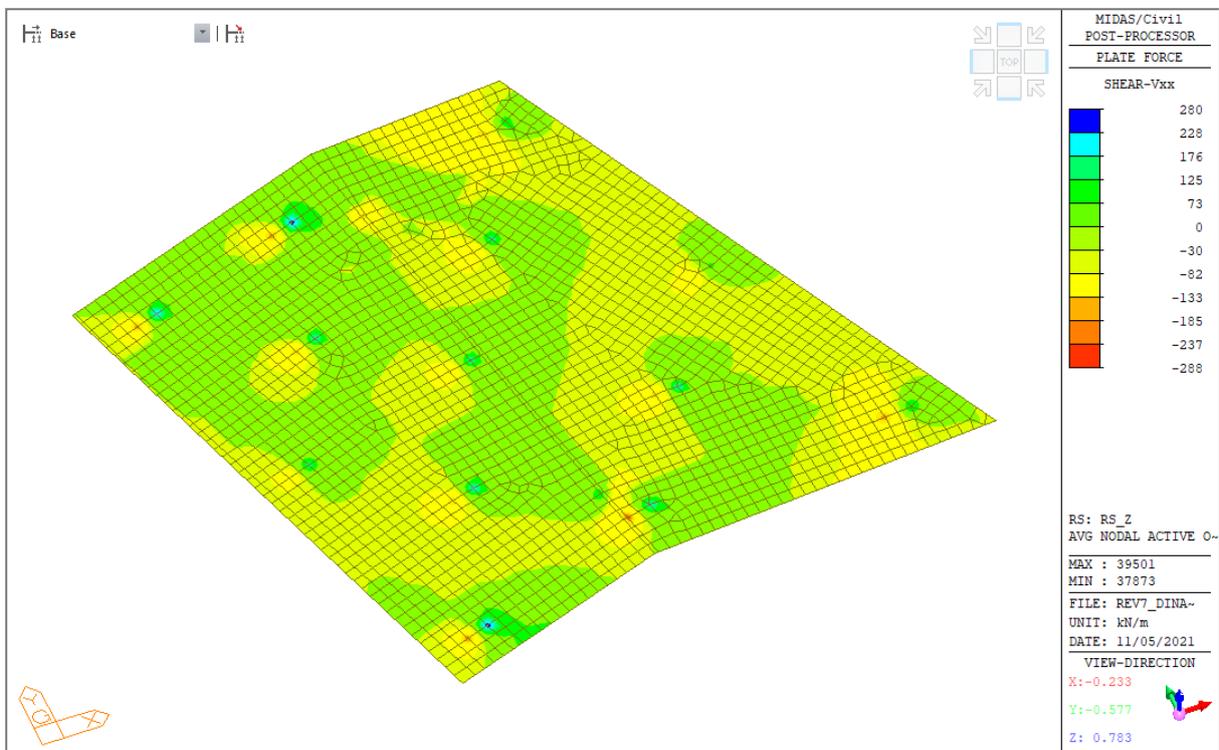
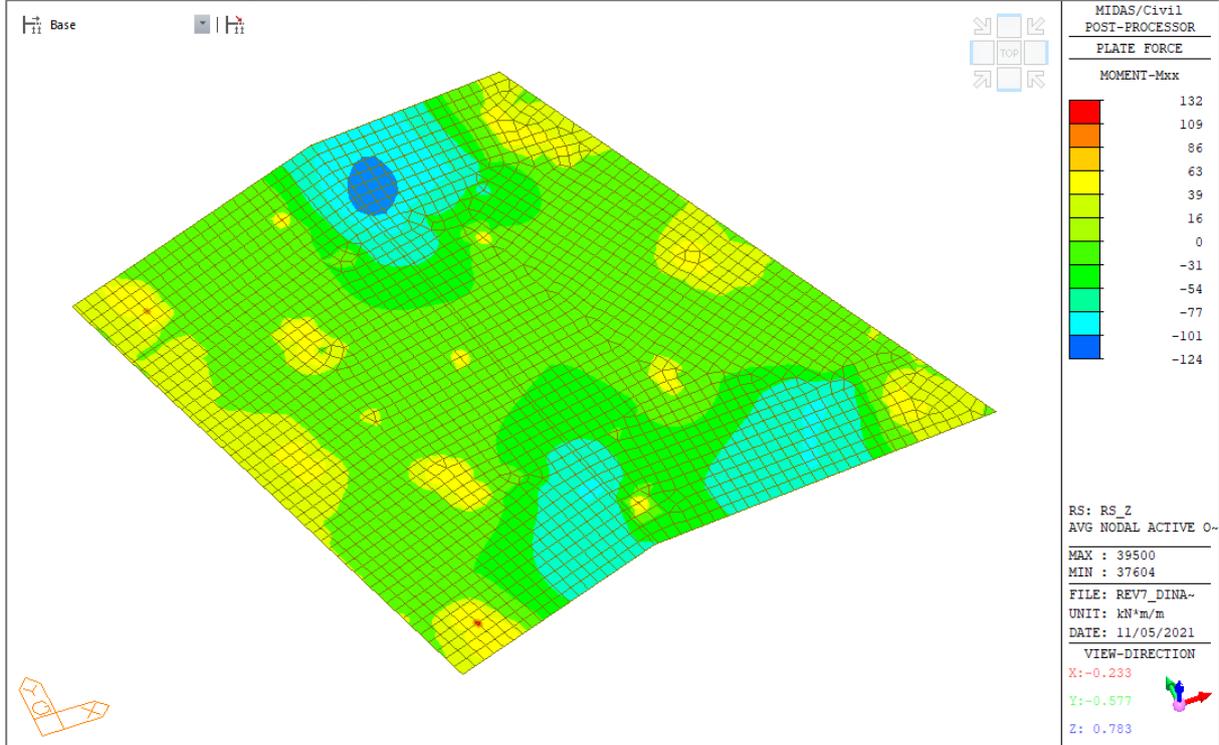


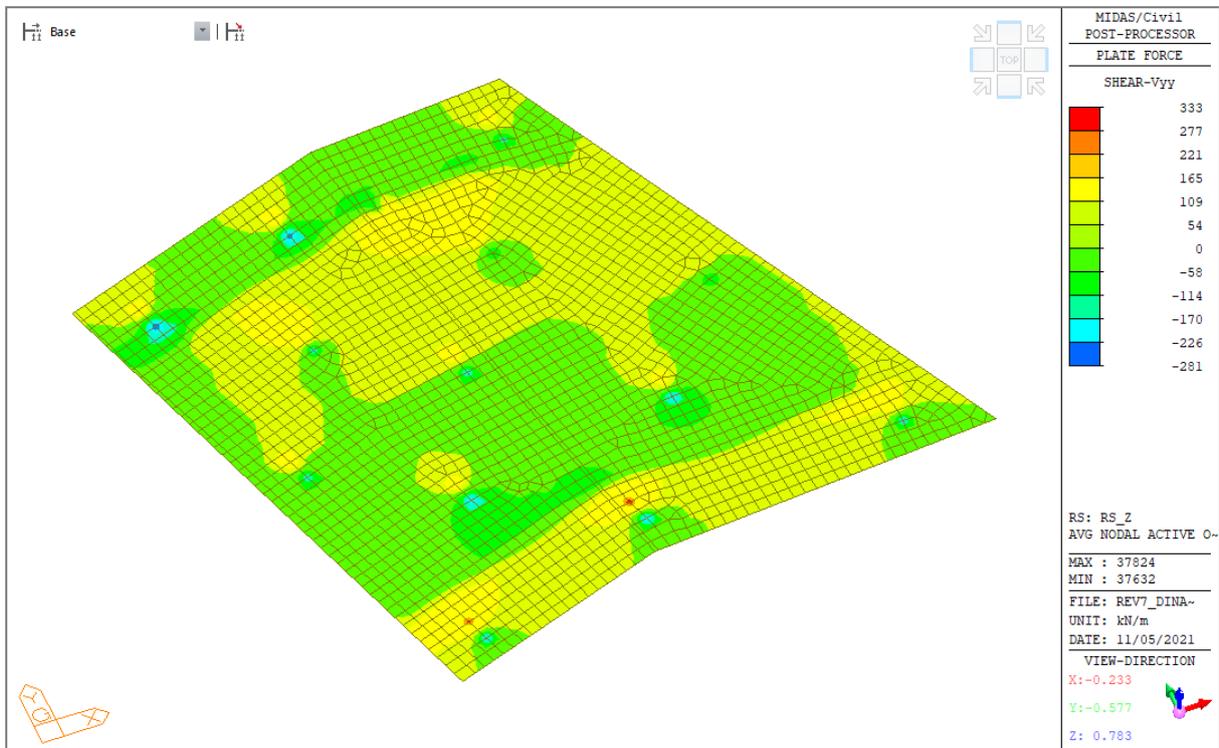
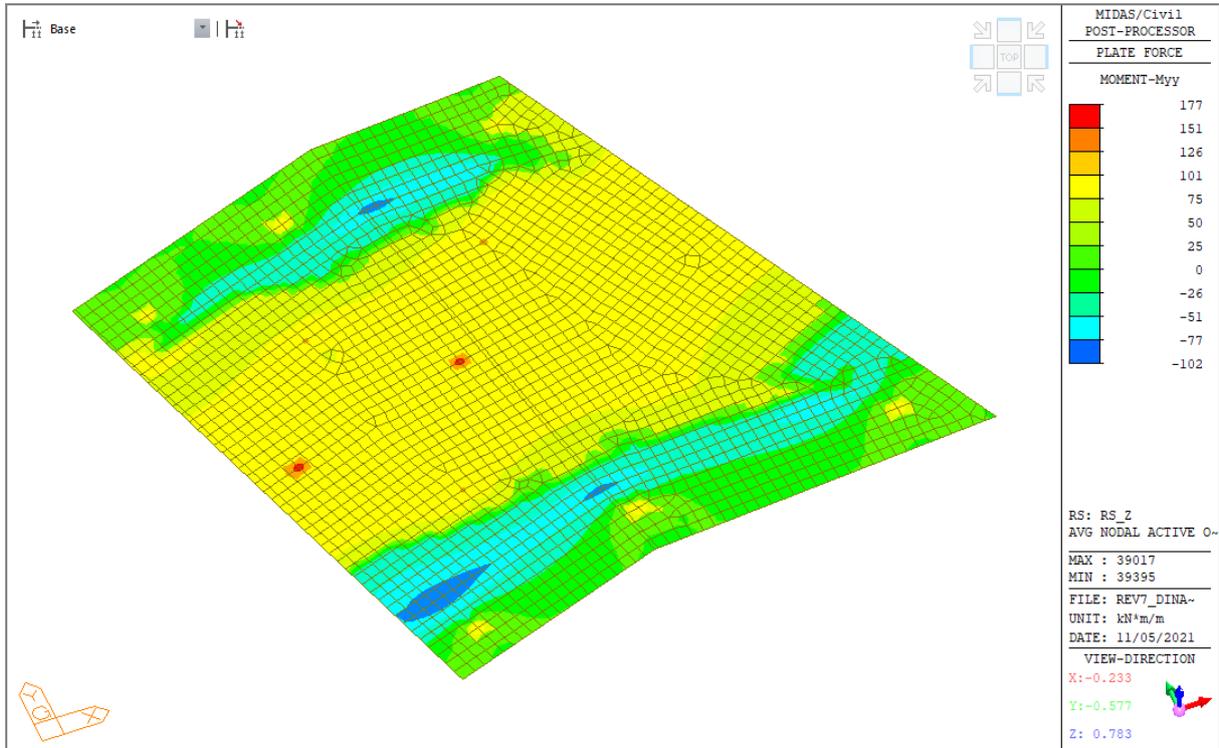
### 9.1.5.13 Response spectrum - Ry - Trasversale





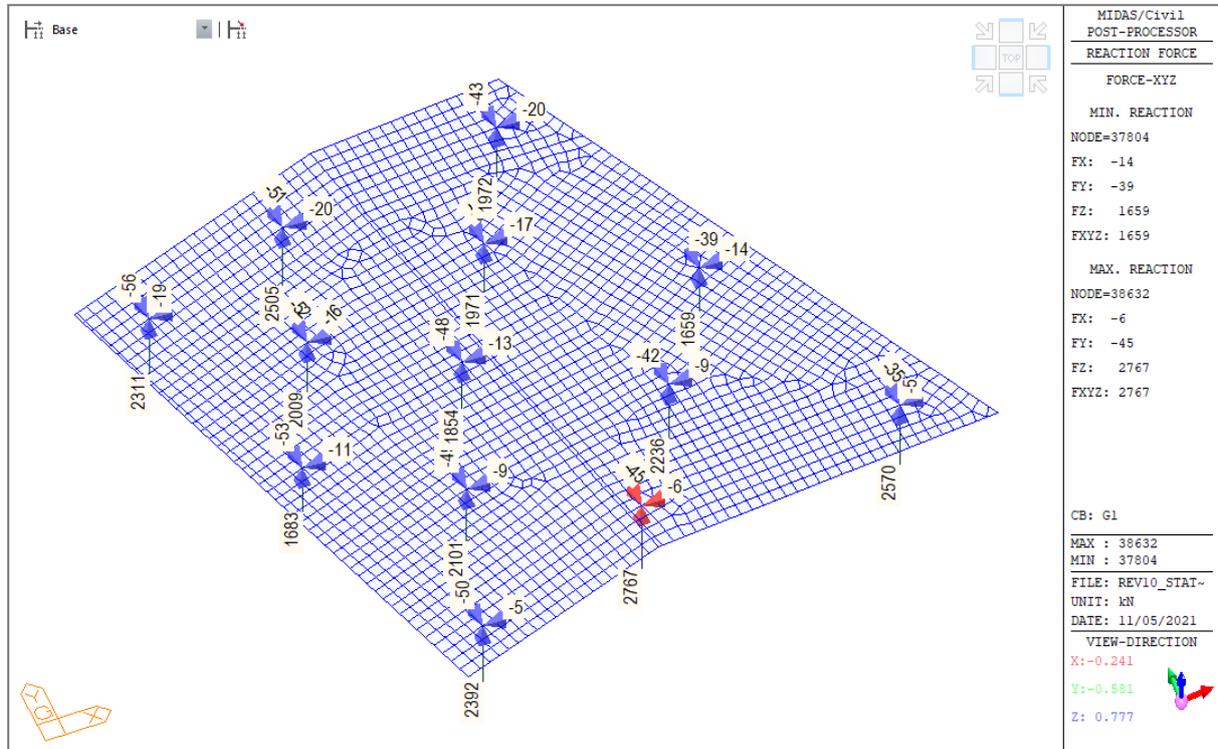
**9.1.5.14 Response spectrum - Rz - Verticale**



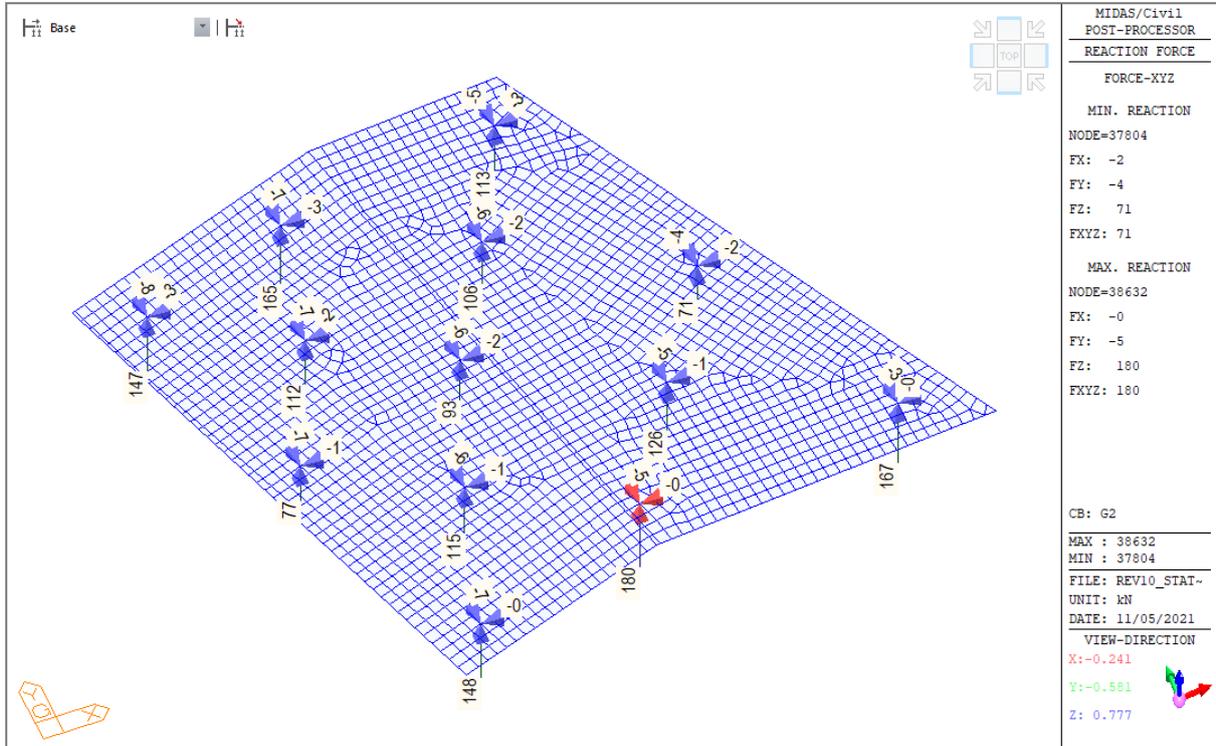


## 9.1.6 PLINTO E - PALI DI FONDAZIONE

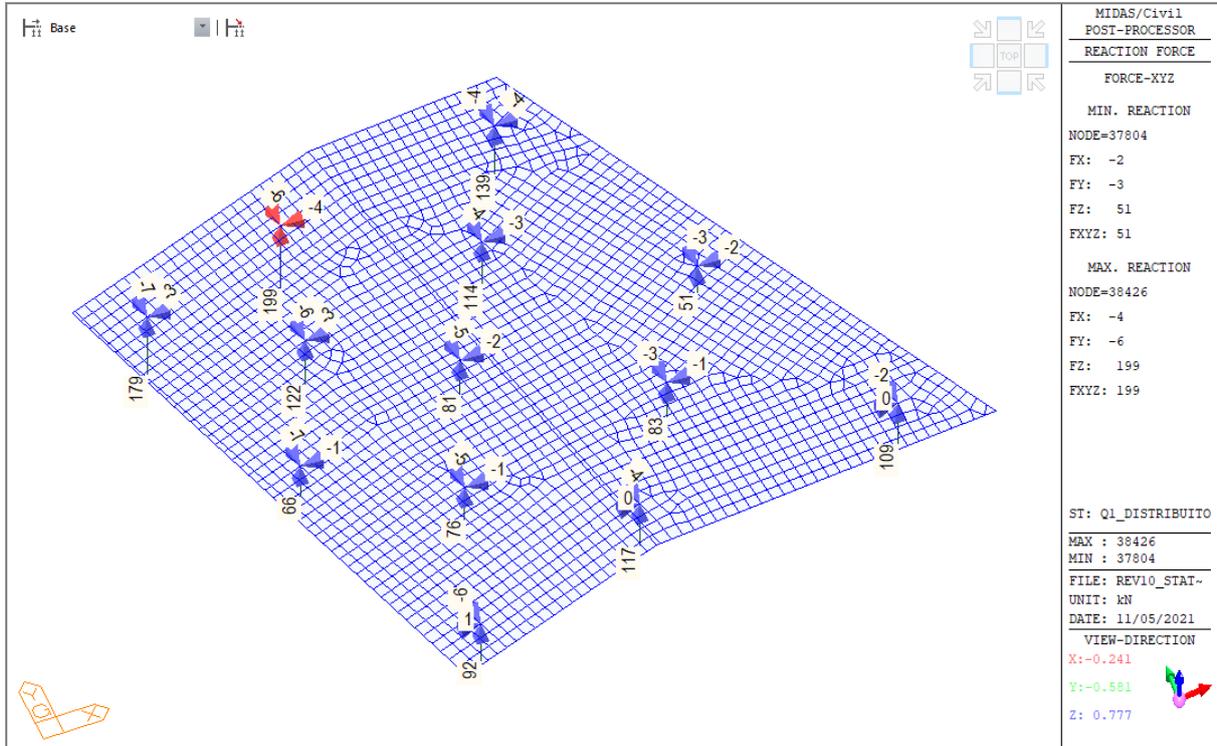
### 9.1.6.1 Pesi propri strutturali - G1



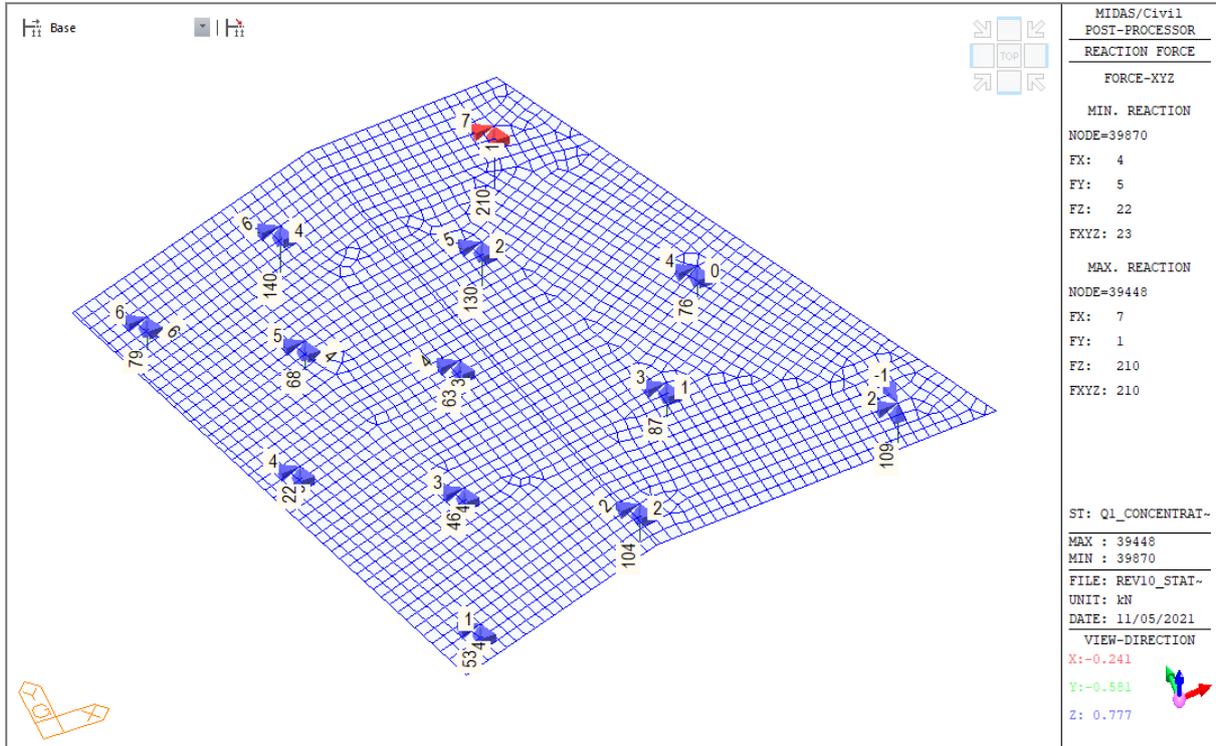
### 9.1.6.2 Pesi propri non strutturali - G2



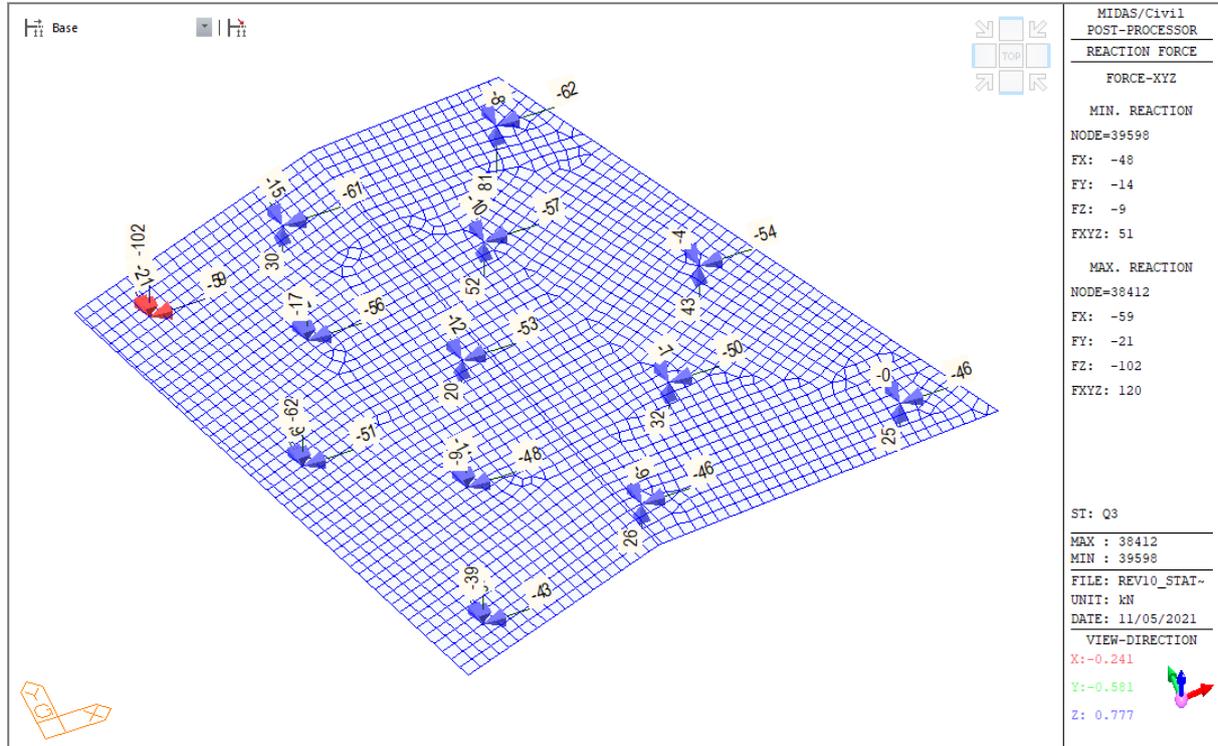
**9.1.6.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti**



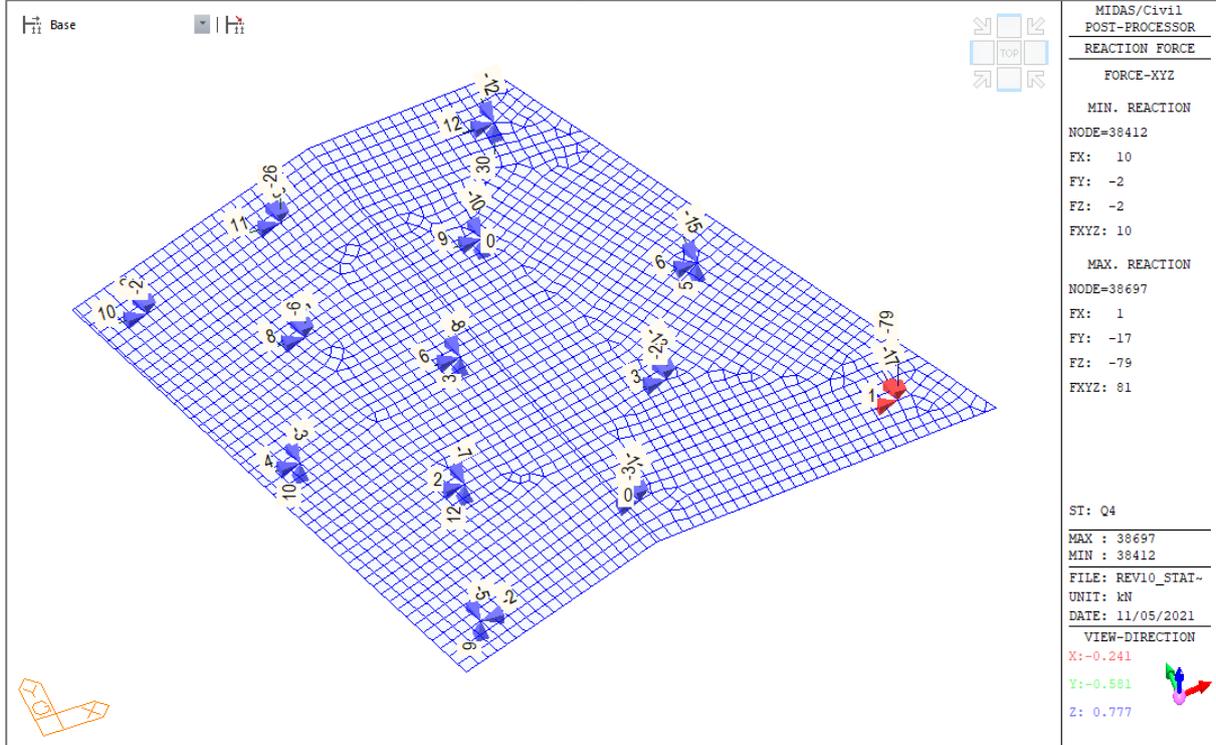
### 9.1.6.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



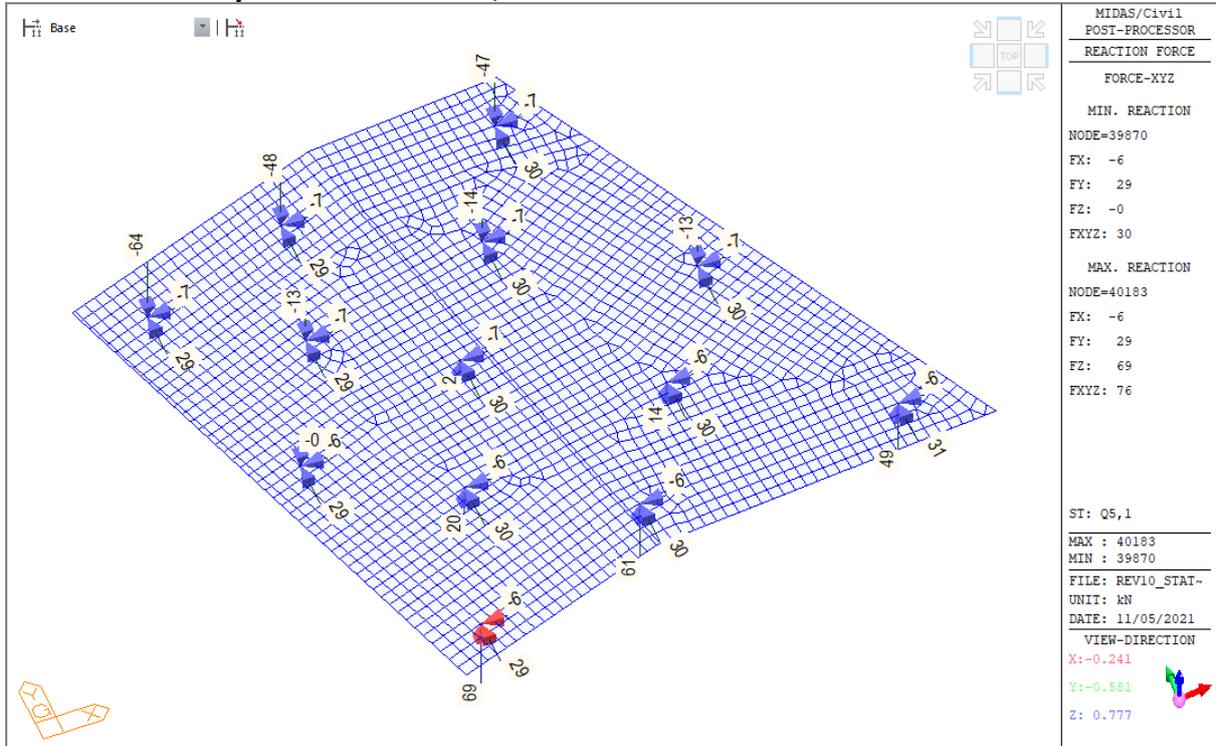
### 9.1.6.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



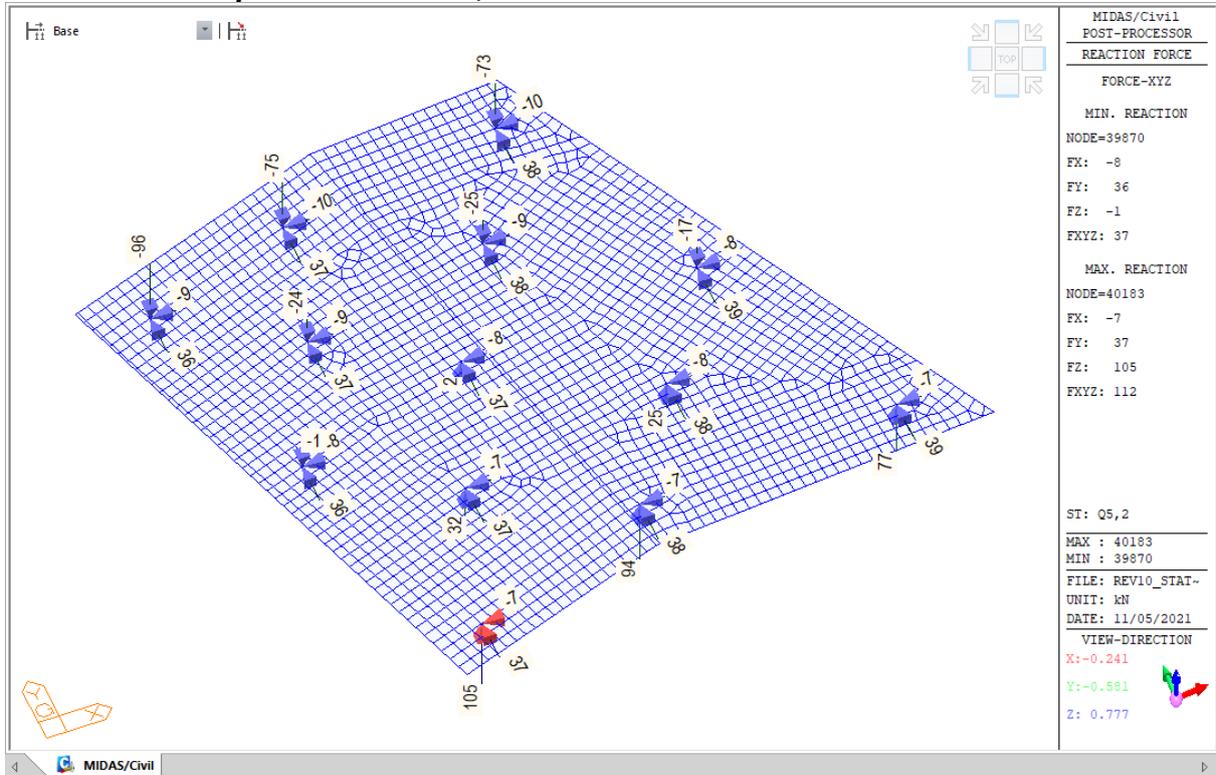
### 9.1.6.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



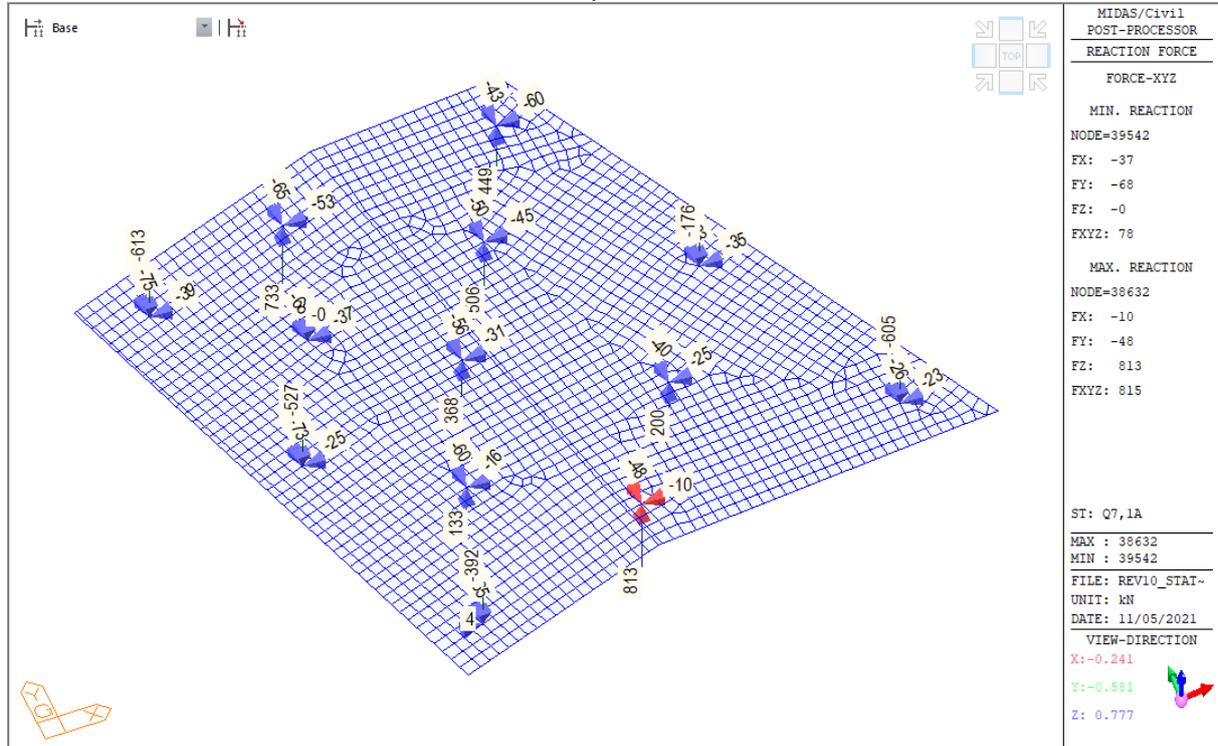
### 9.1.6.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



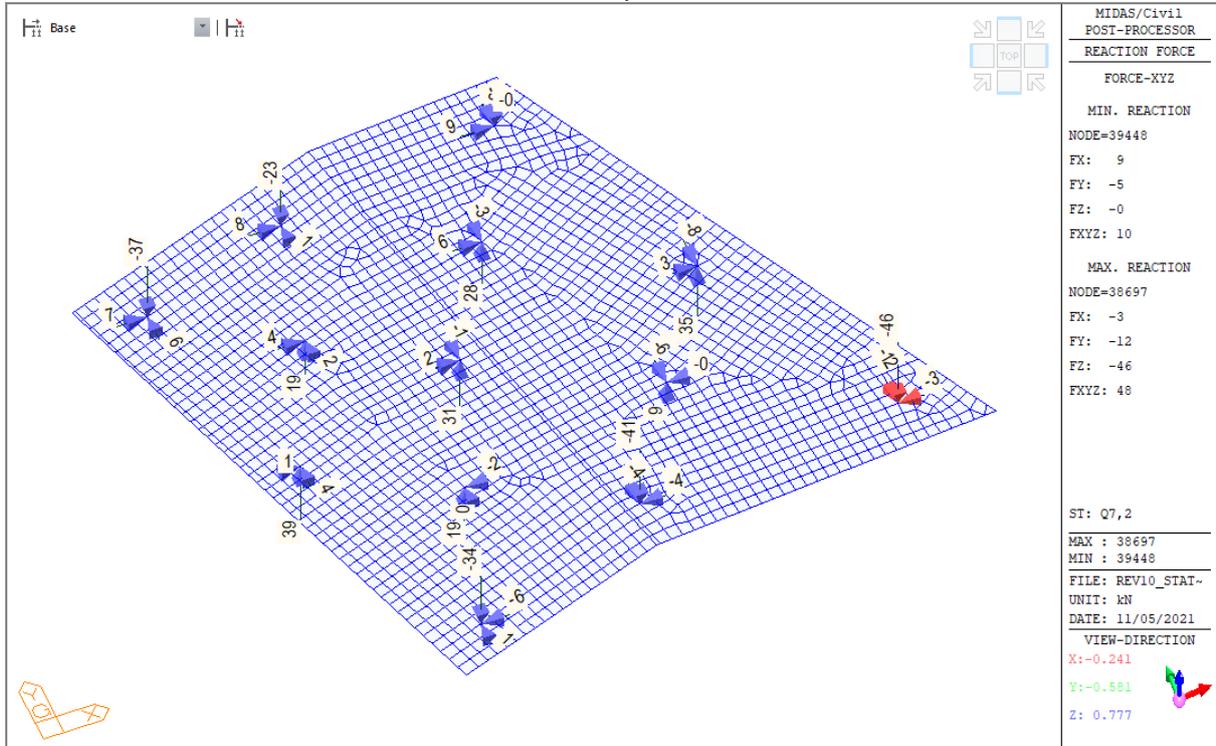
### 9.1.6.8 Vento a ponte carico - Q5,2



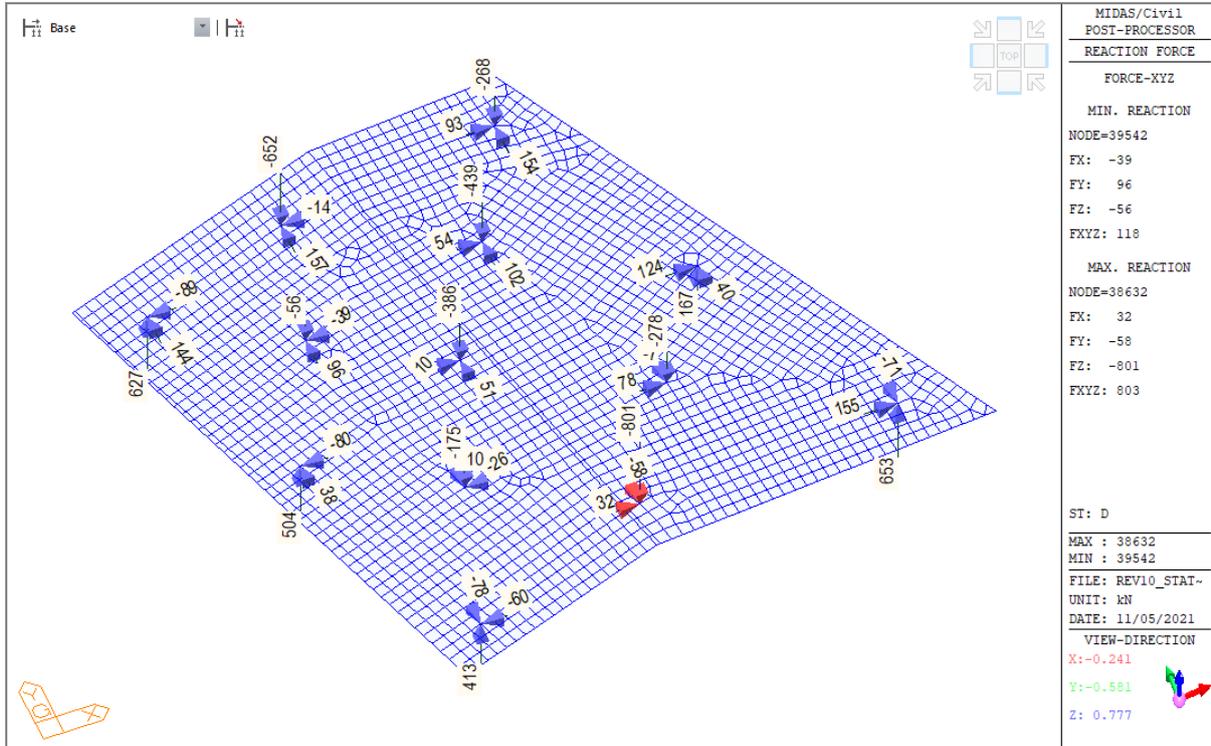
### 9.1.6.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



**9.1.6.10**      *Variatione termica lineare - Q7,2*

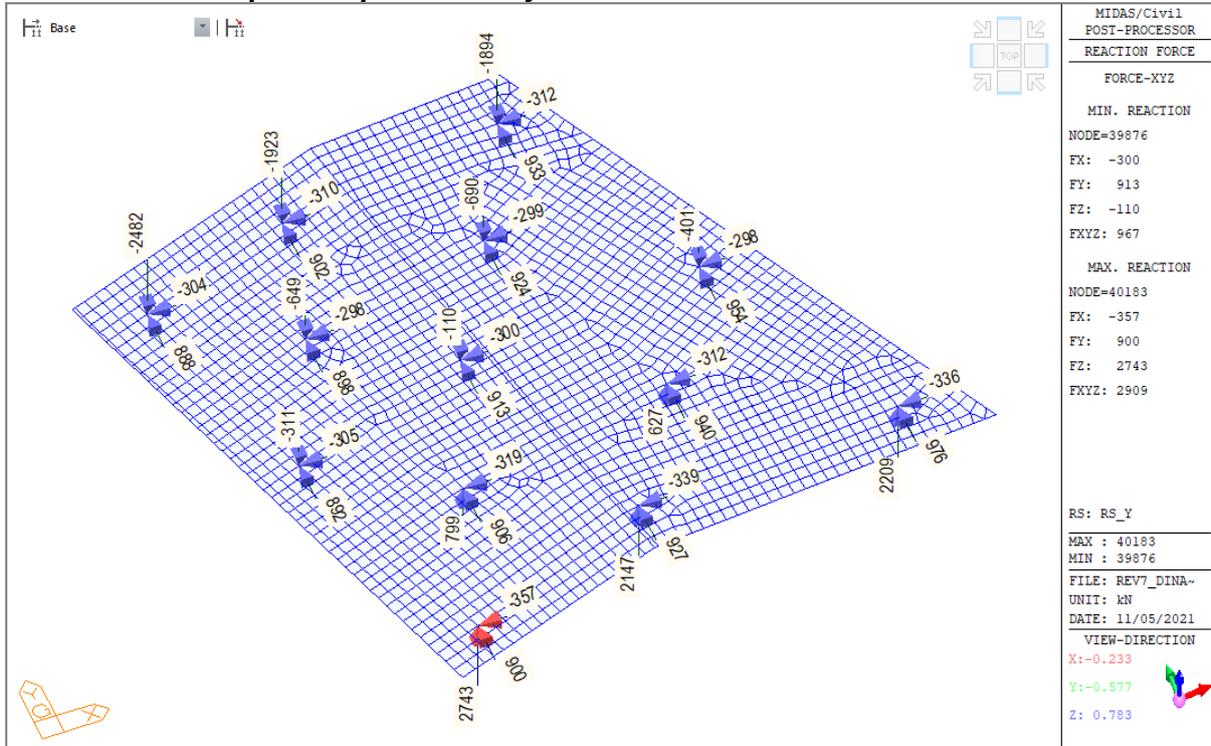


**9.1.6.11 Ritiro del calcestruzzo - D**

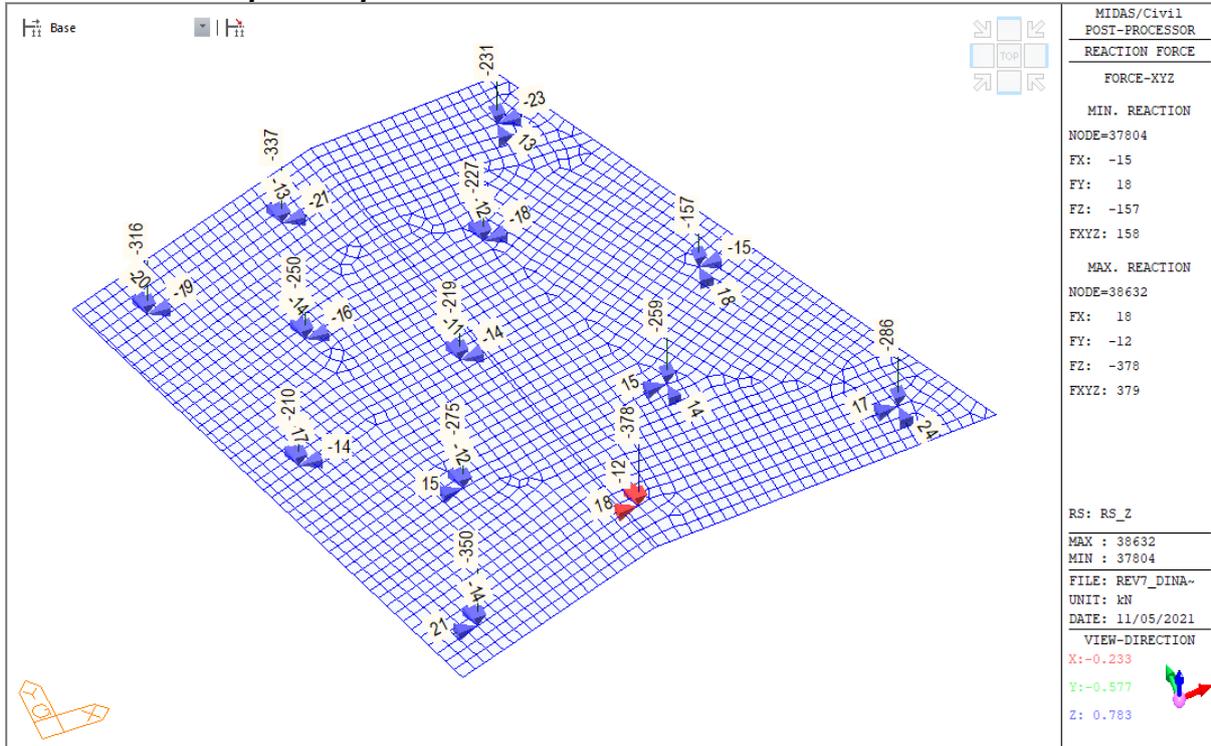




**9.1.6.13 Response spectrum - Ry - Trasversale**

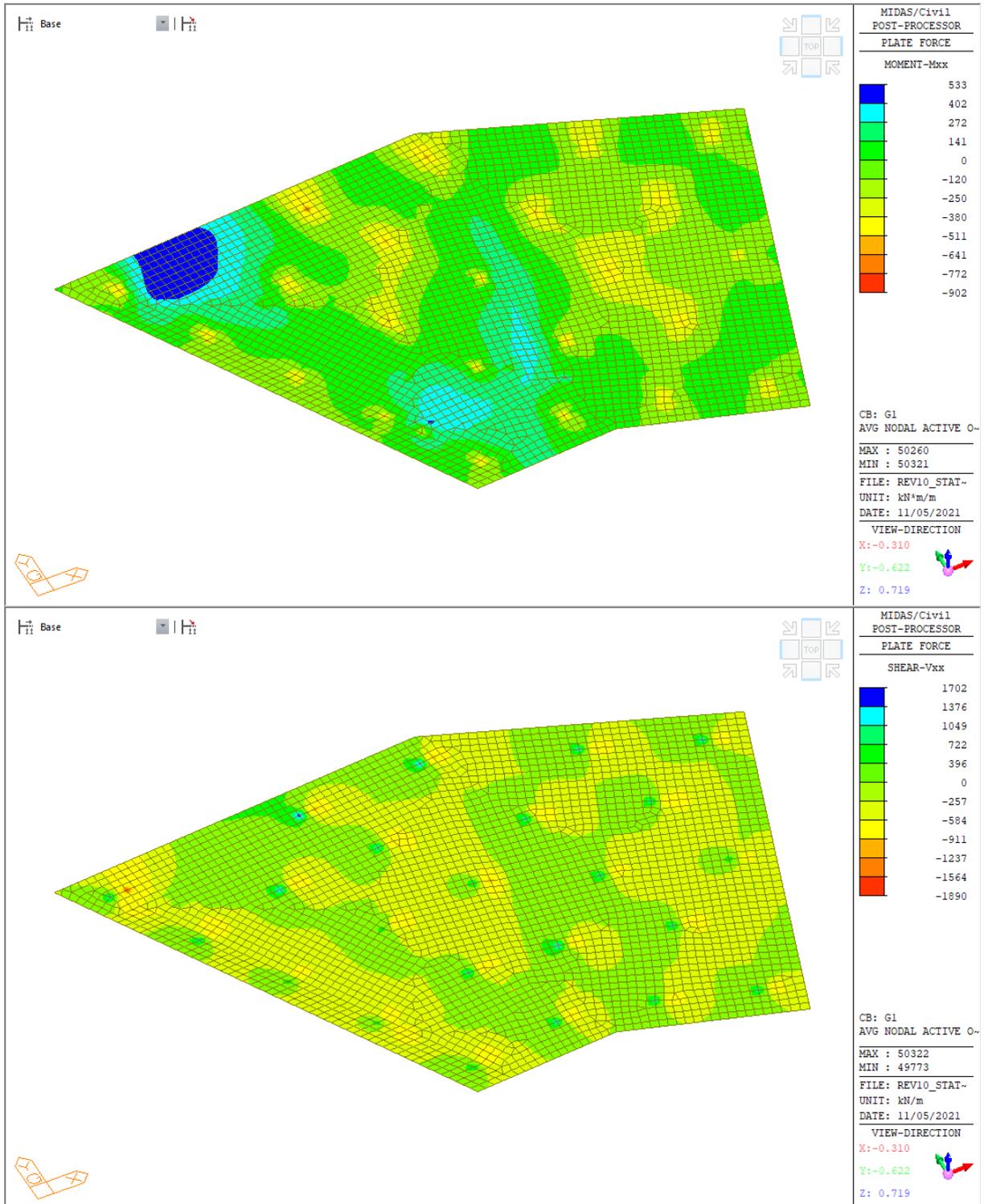


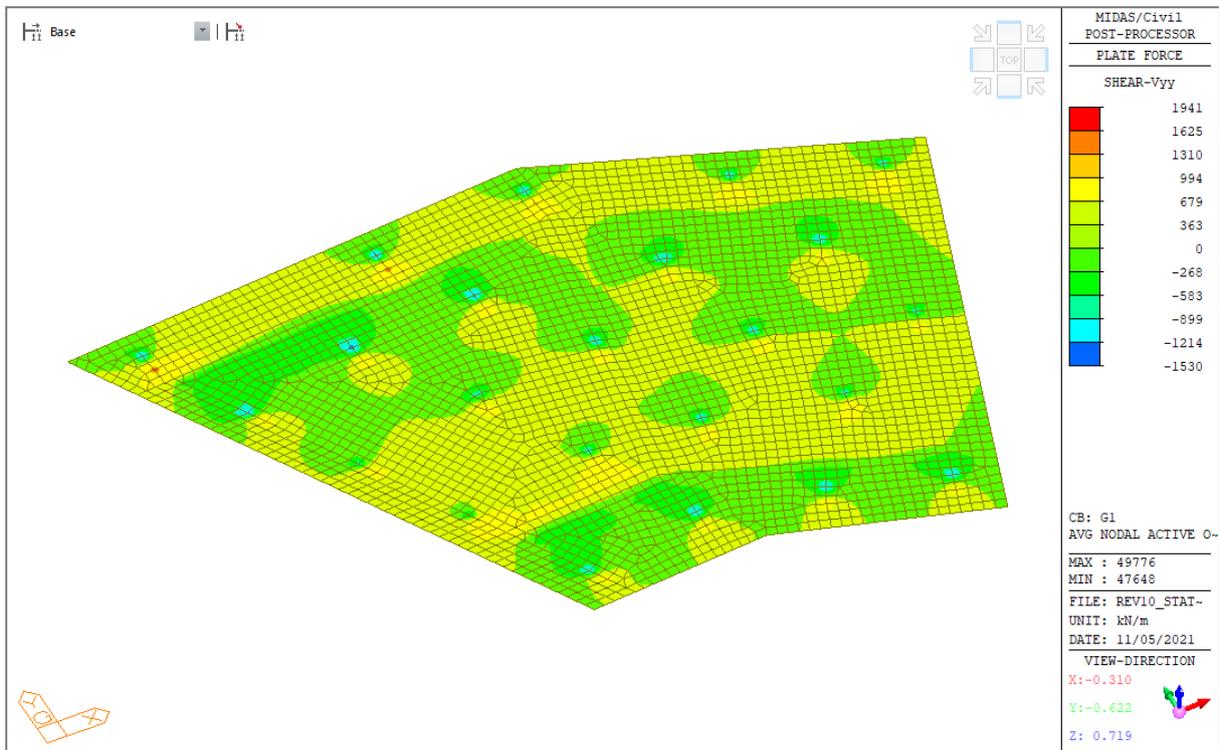
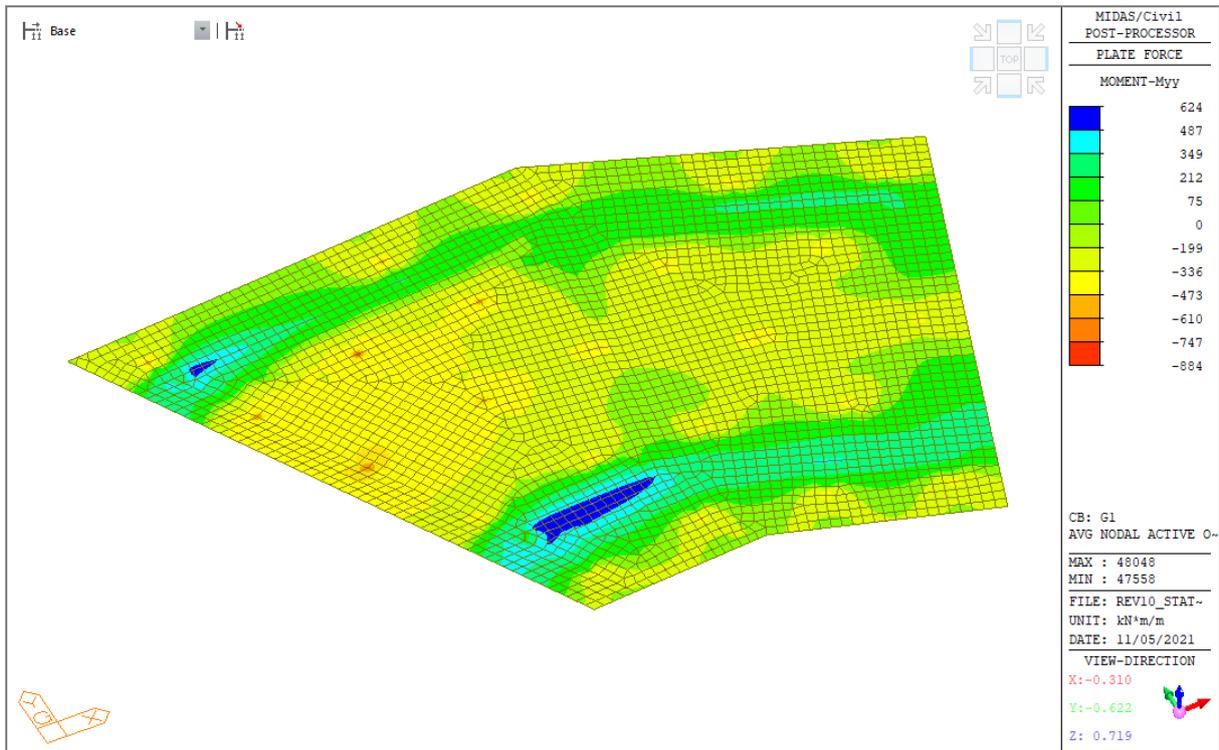
**9.1.6.14 Response spectrum - Rz - Verticale**



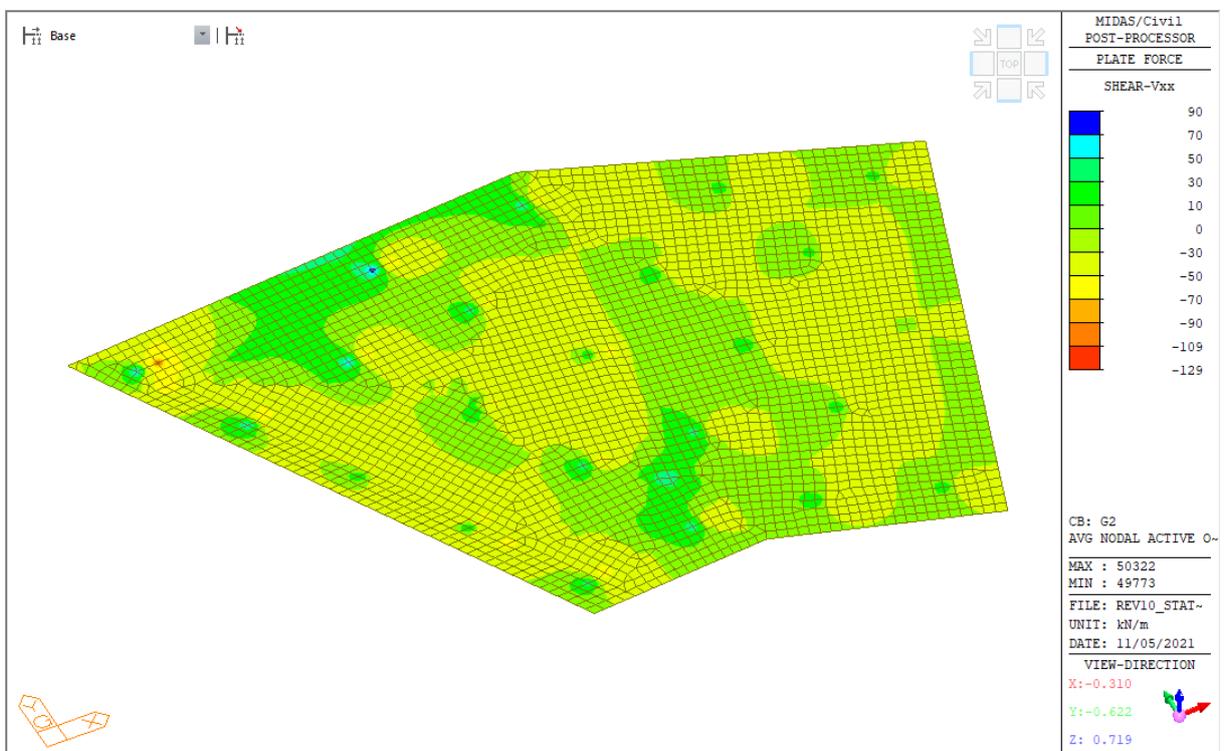
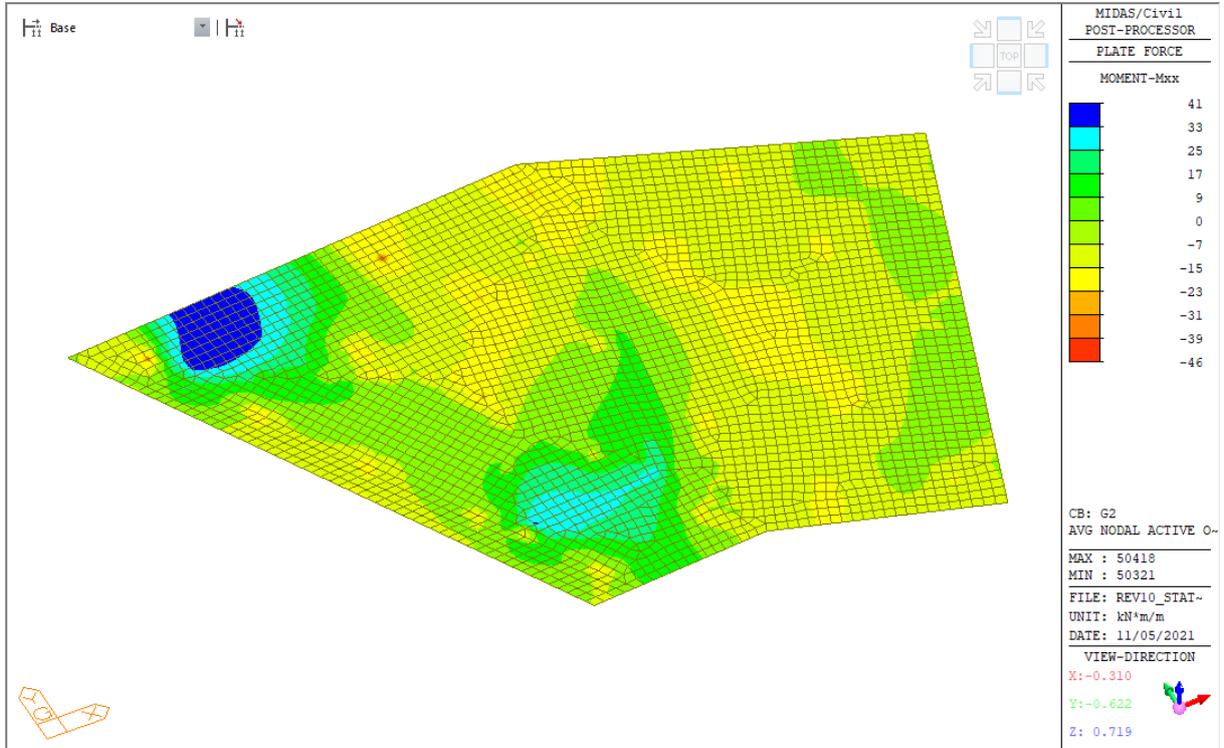
## 9.1.7 PLINTO F

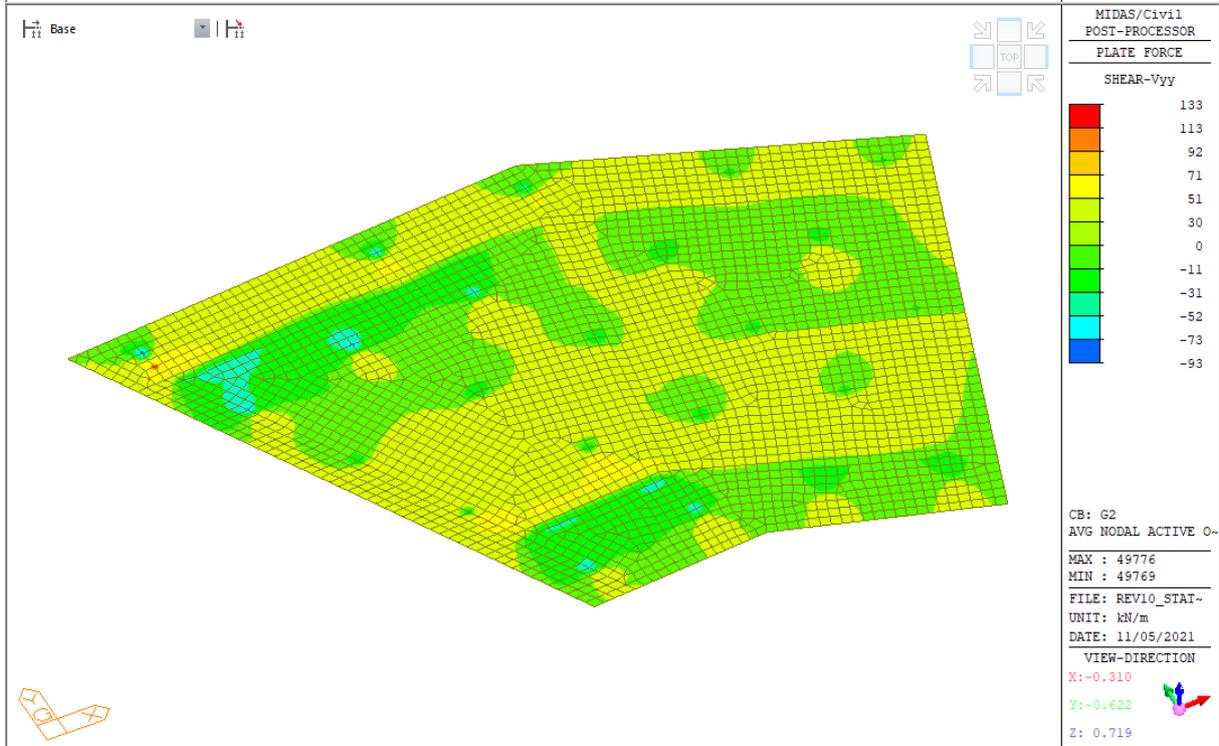
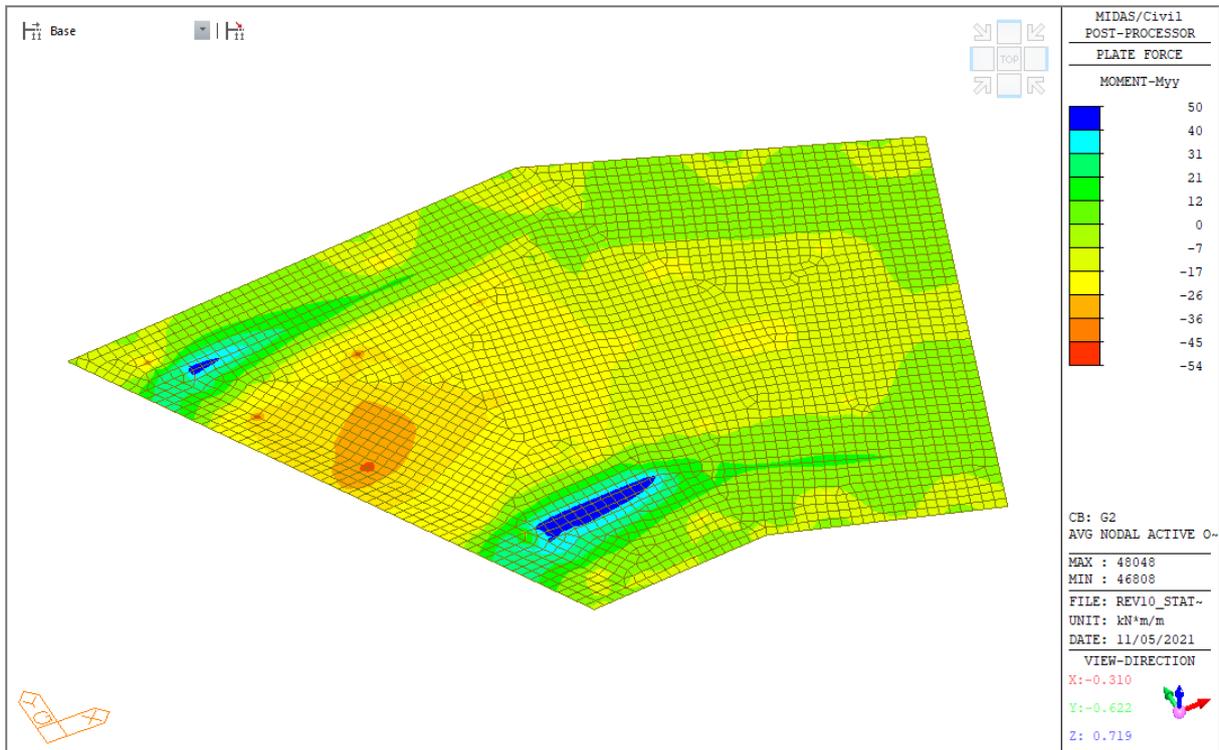
### 9.1.7.1 Pesì propri strutturali - G1



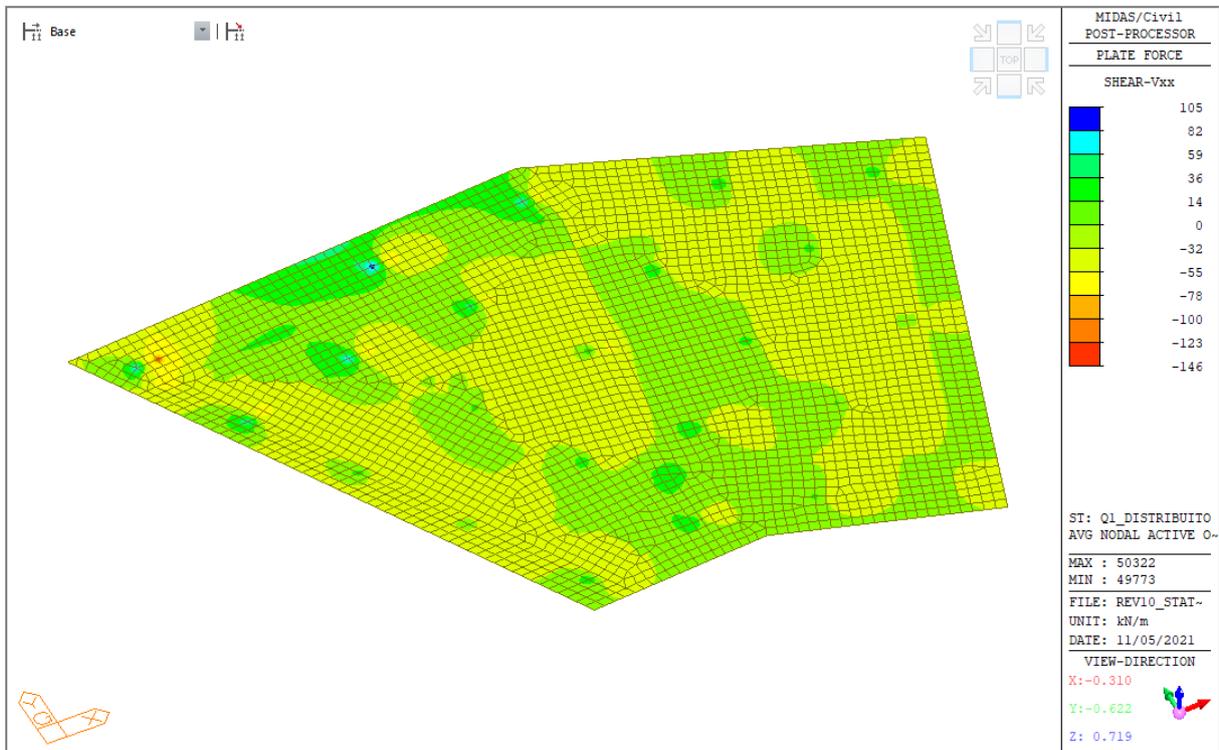
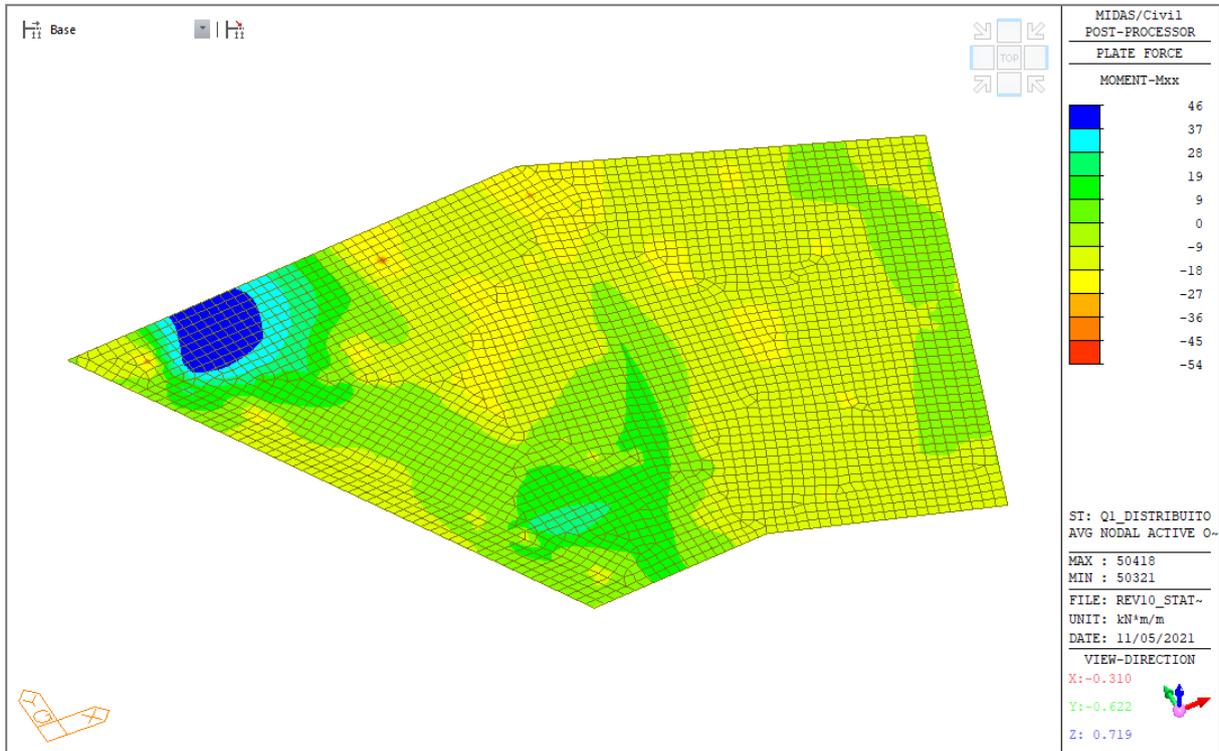


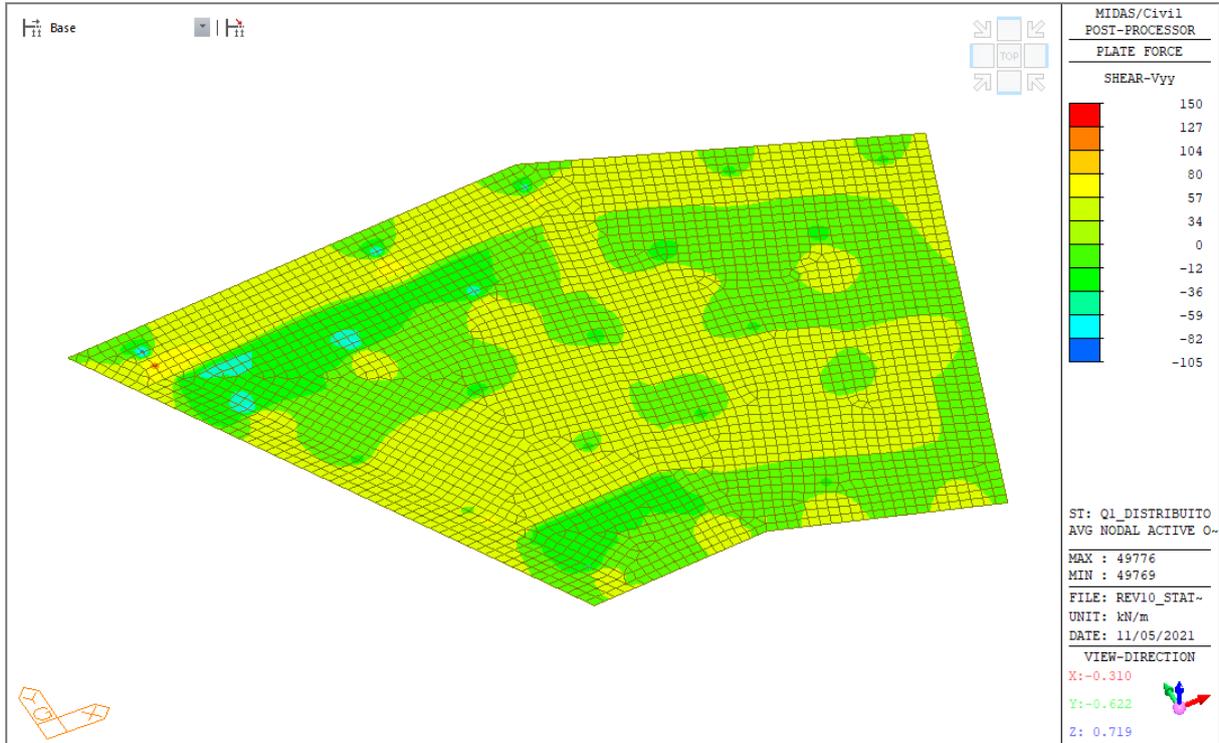
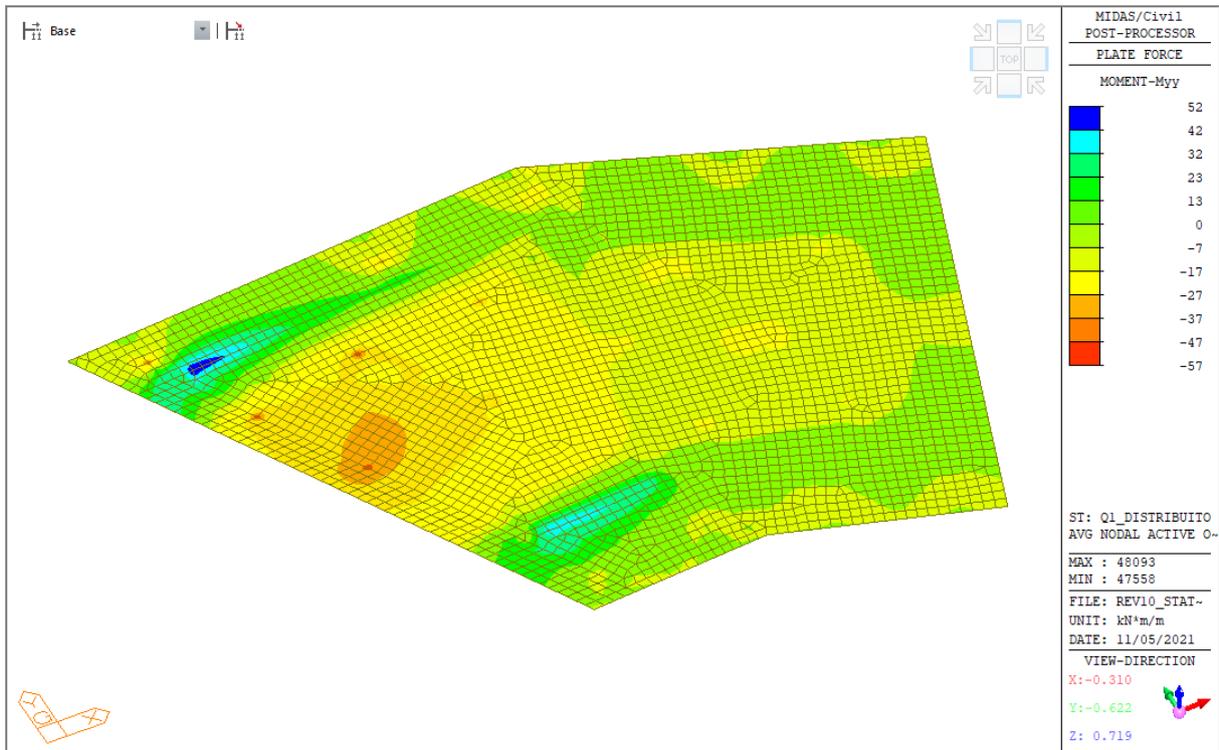
### 9.1.7.2 Pesi propri non strutturali - G2



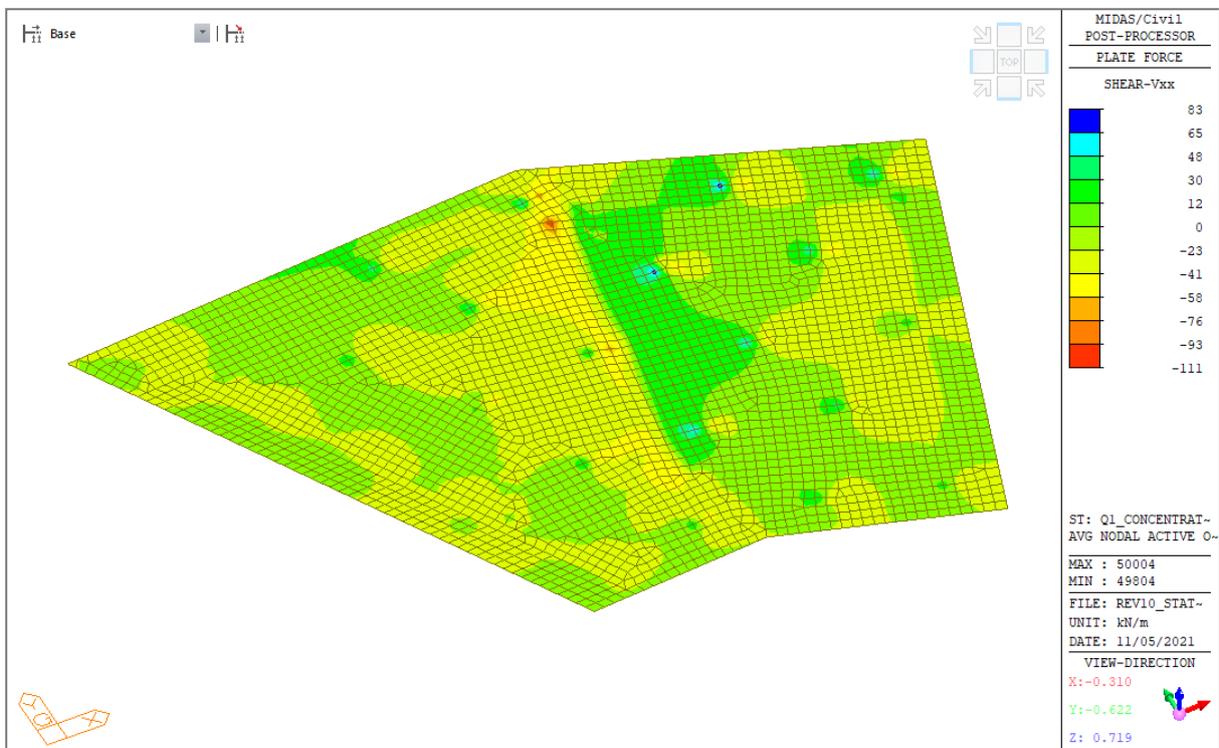
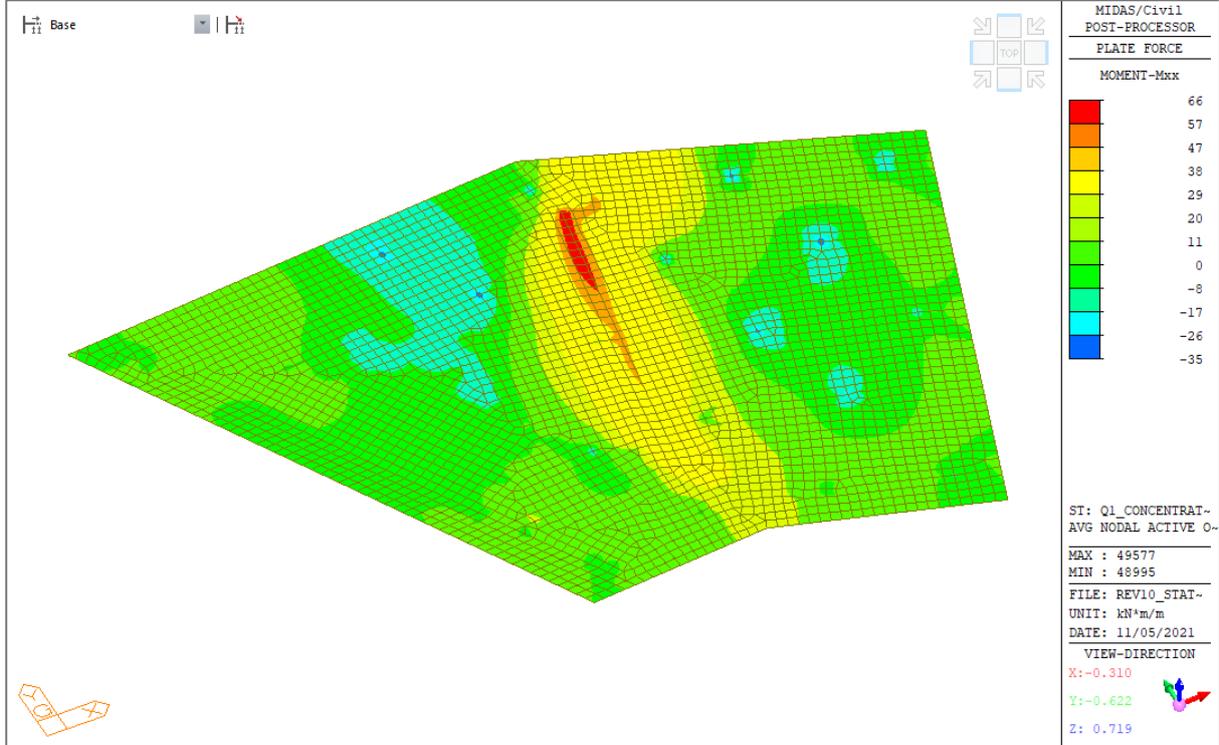


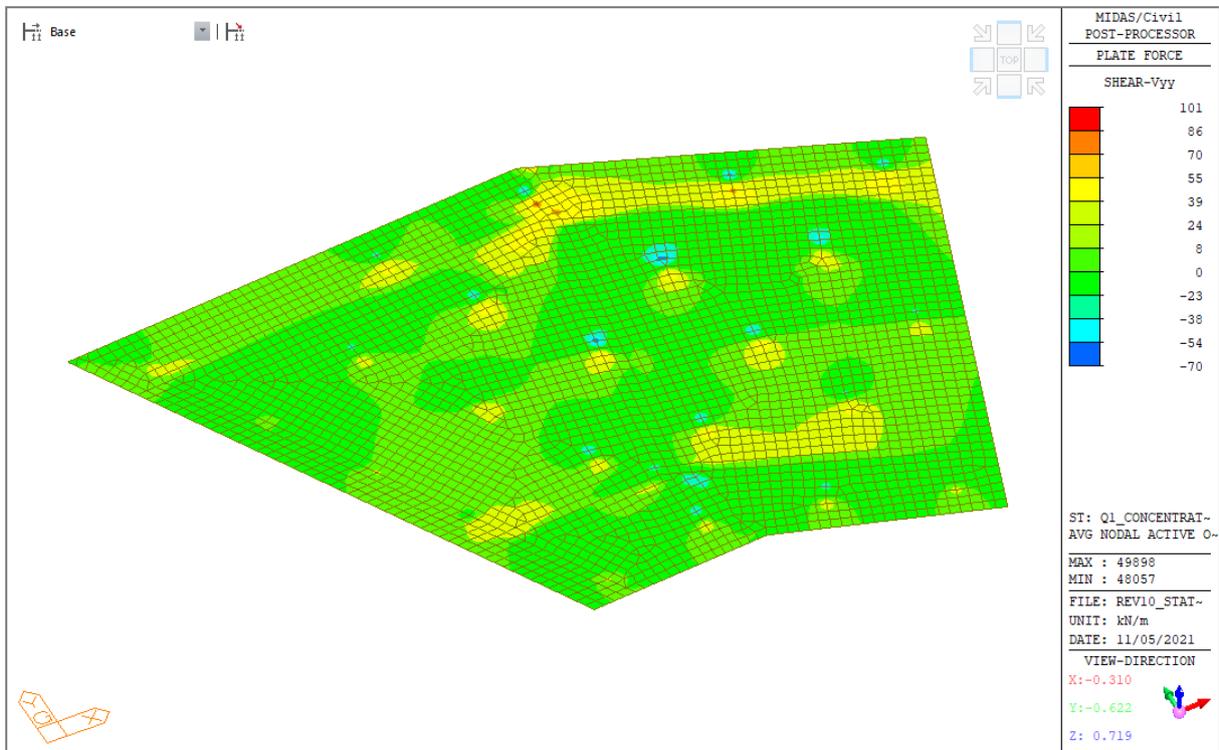
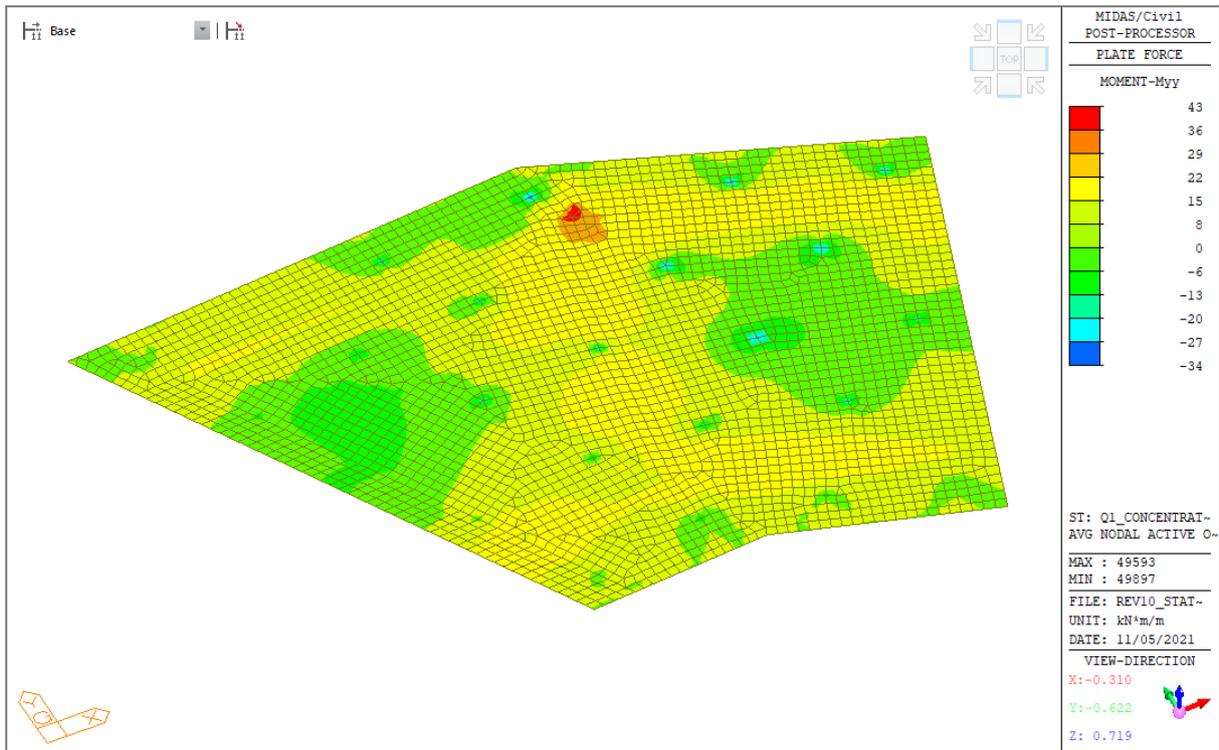
**9.1.7.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti**



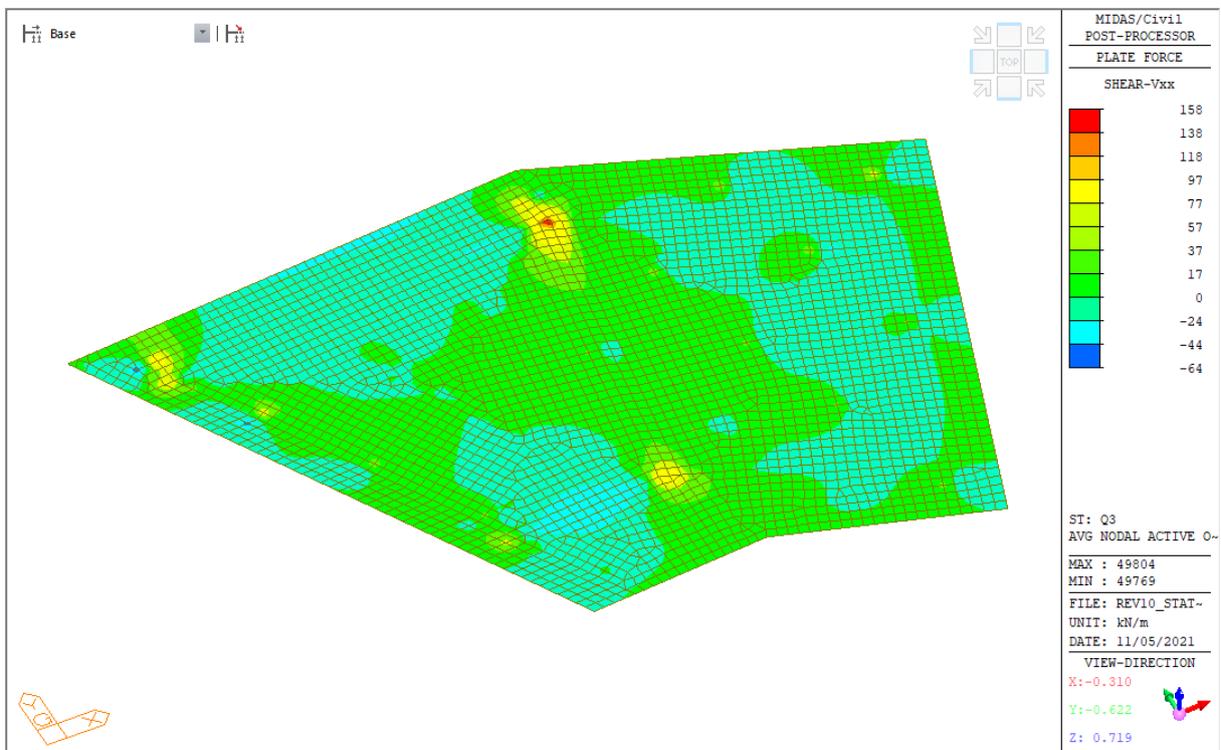
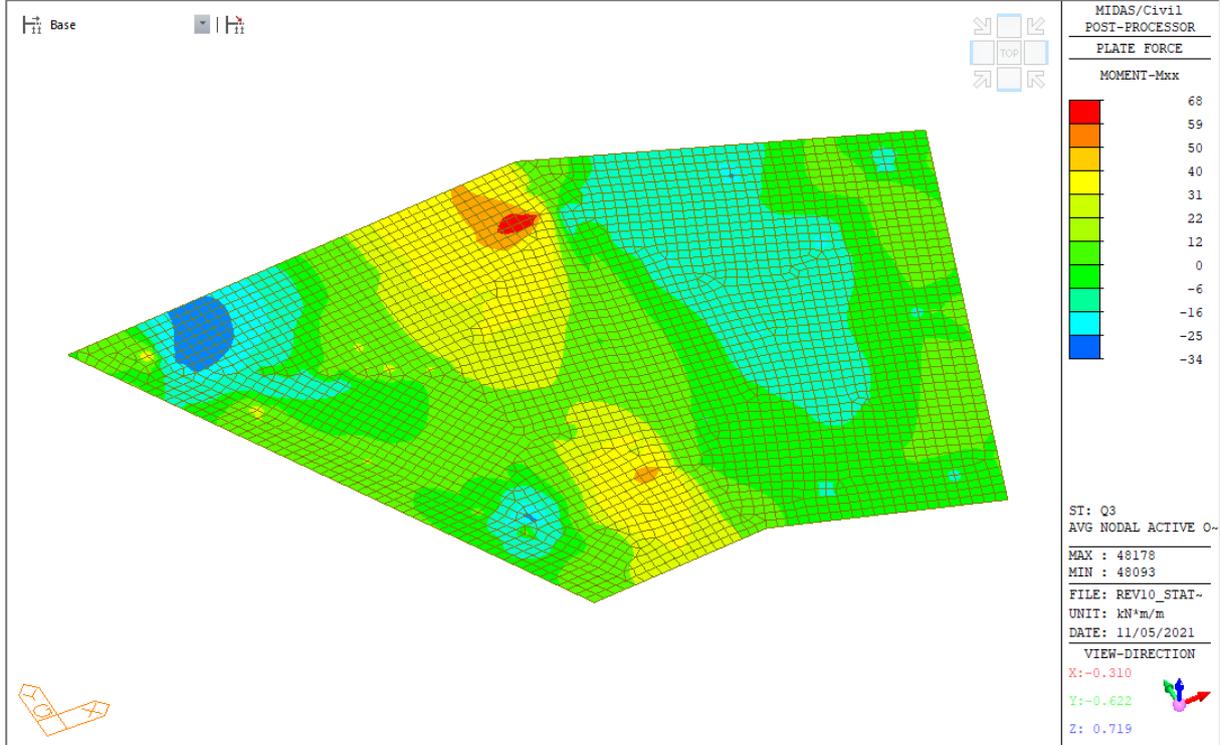


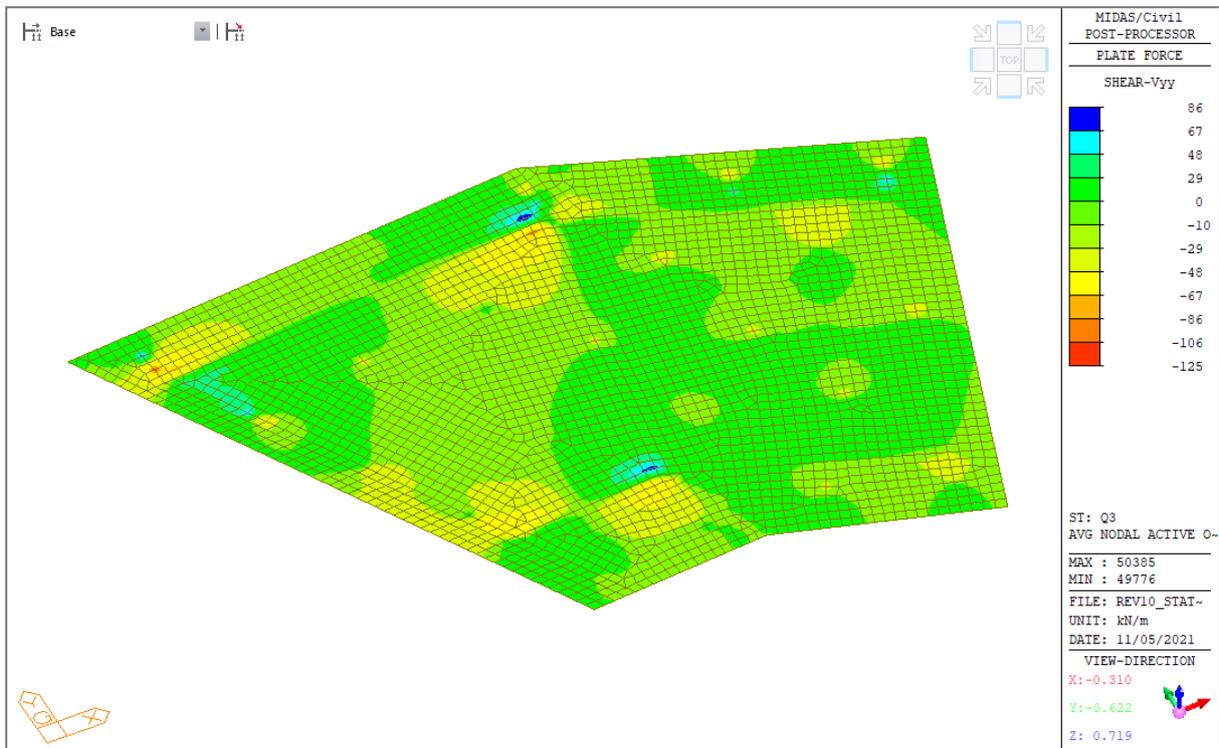
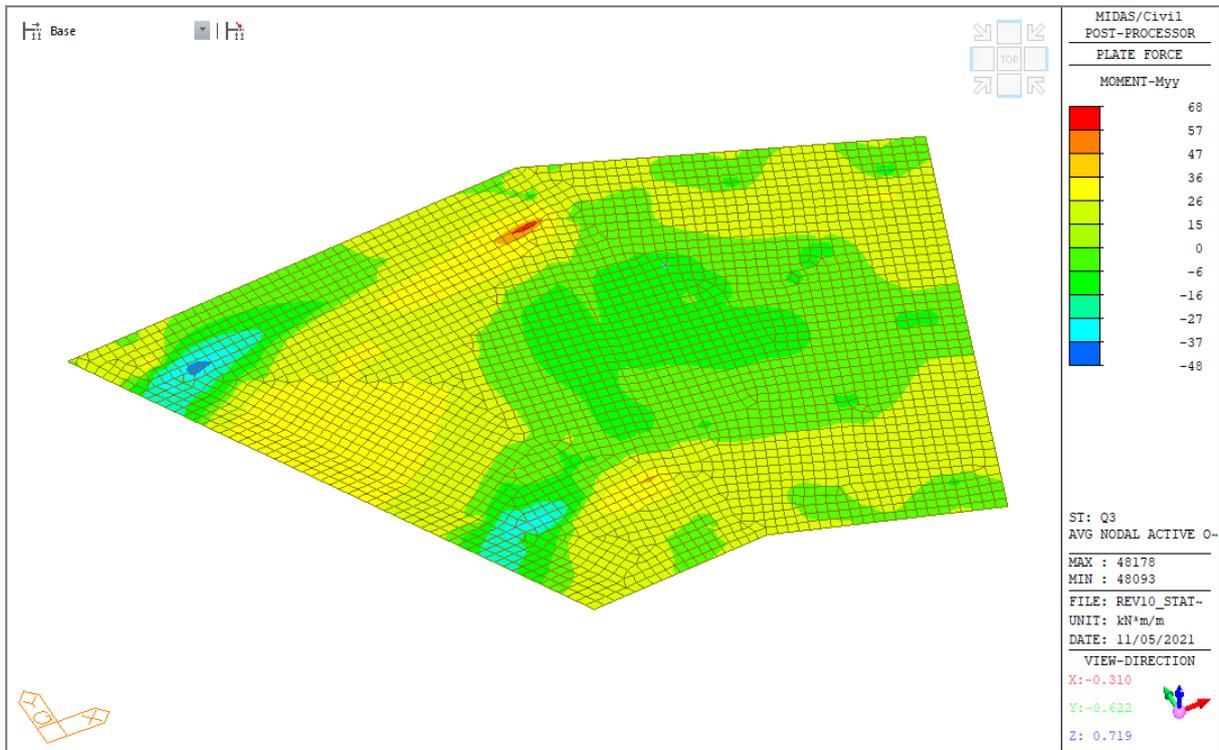
### 9.1.7.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



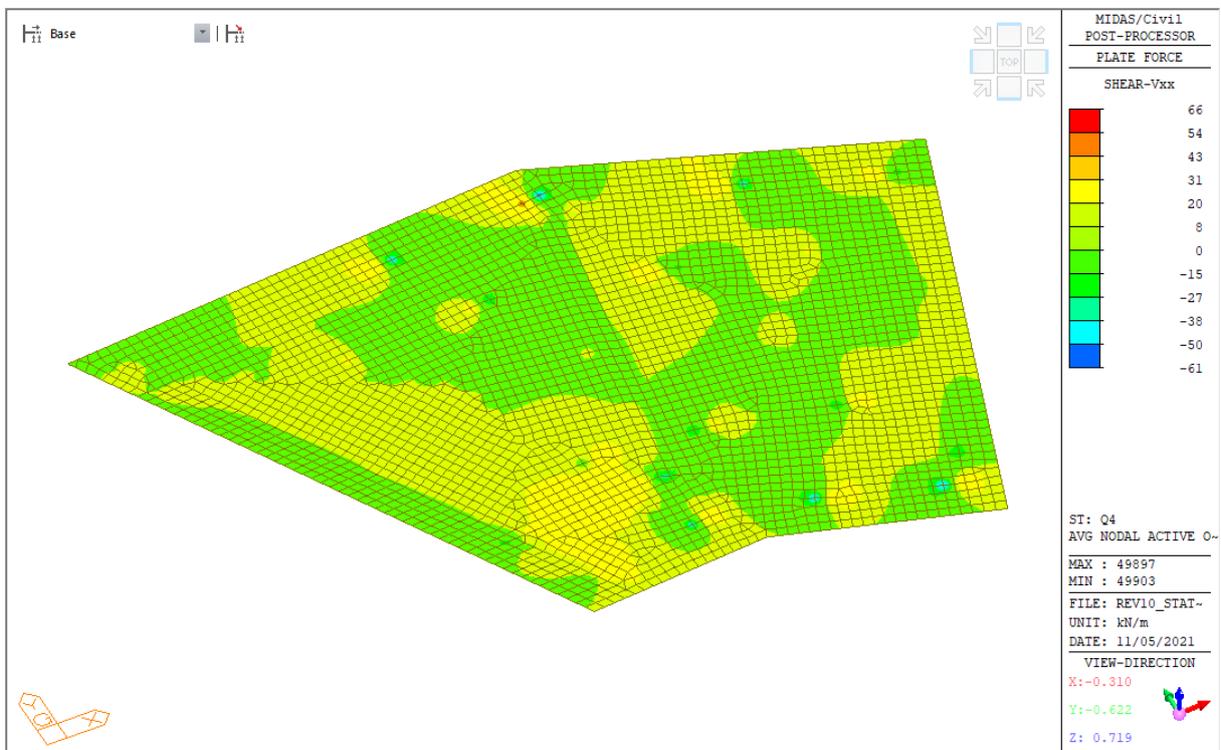
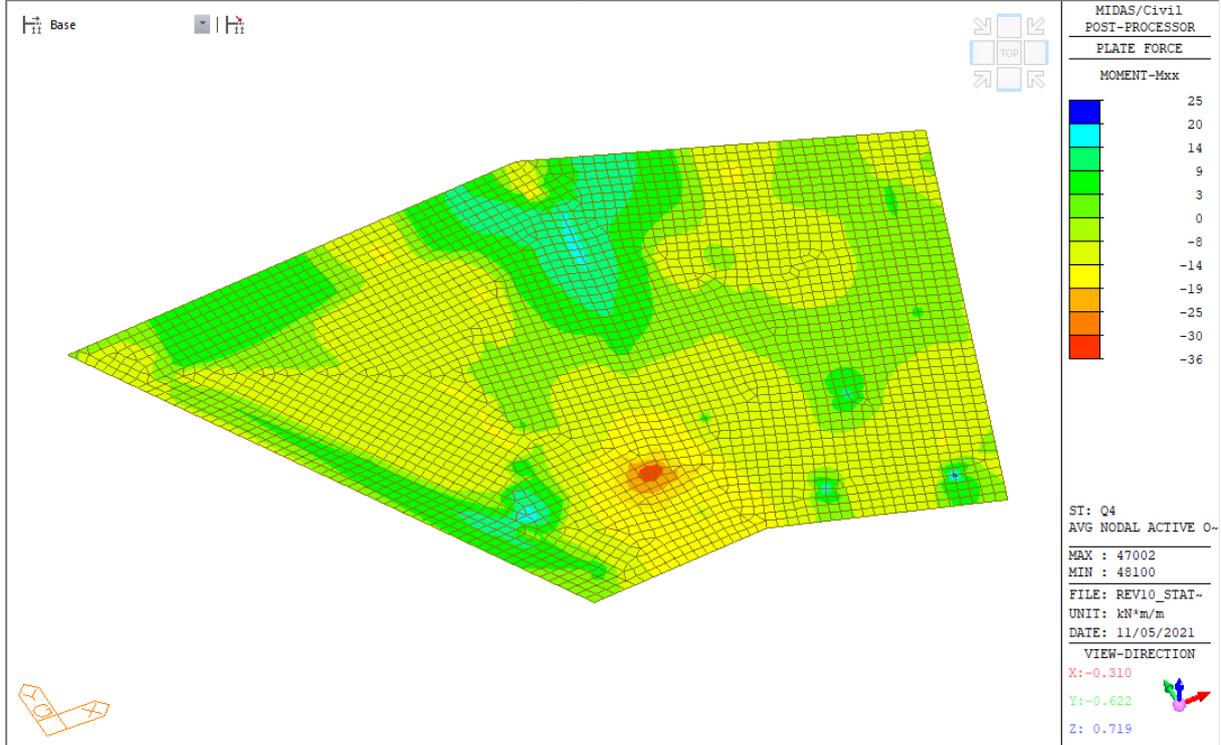


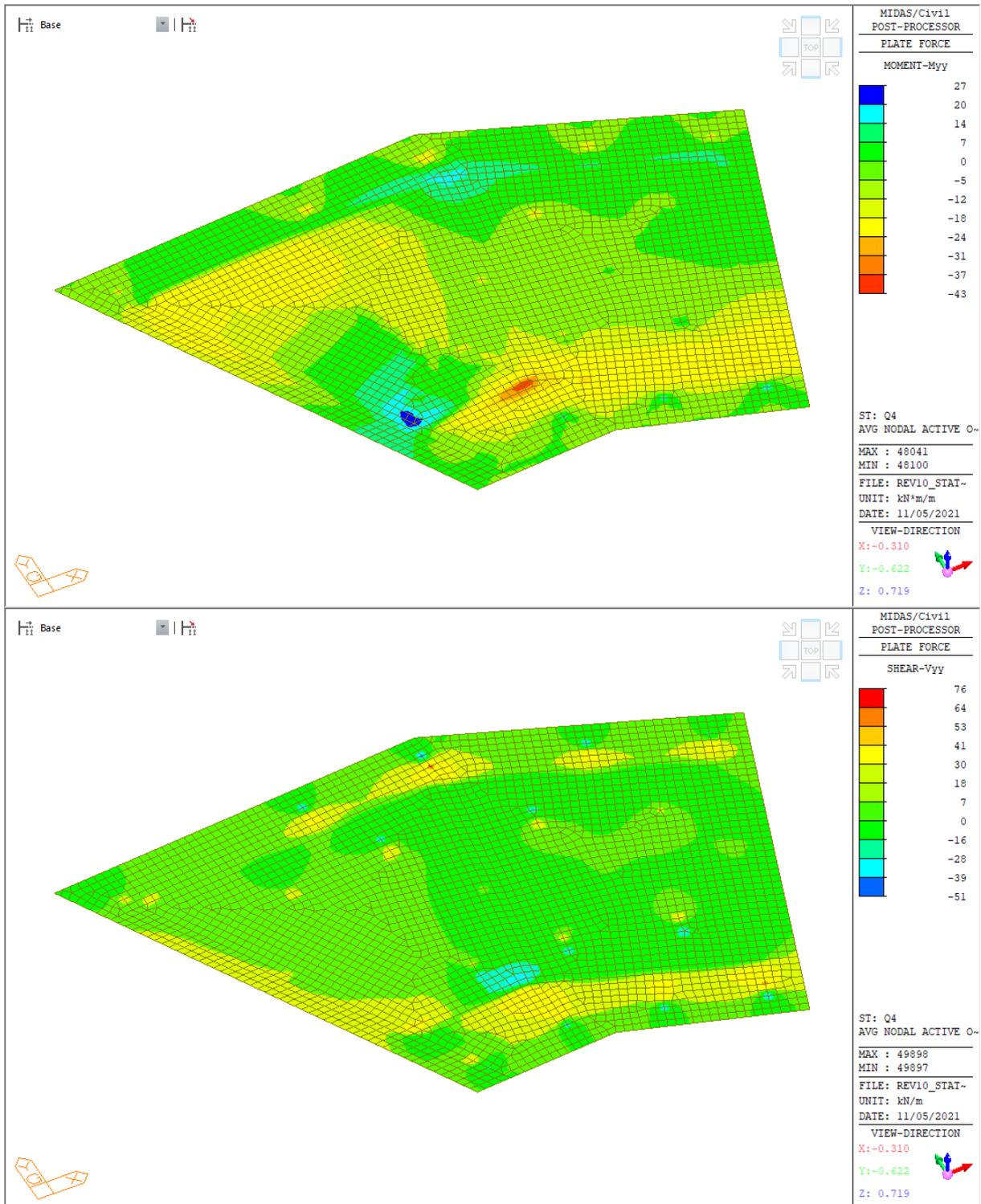
### 9.1.7.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



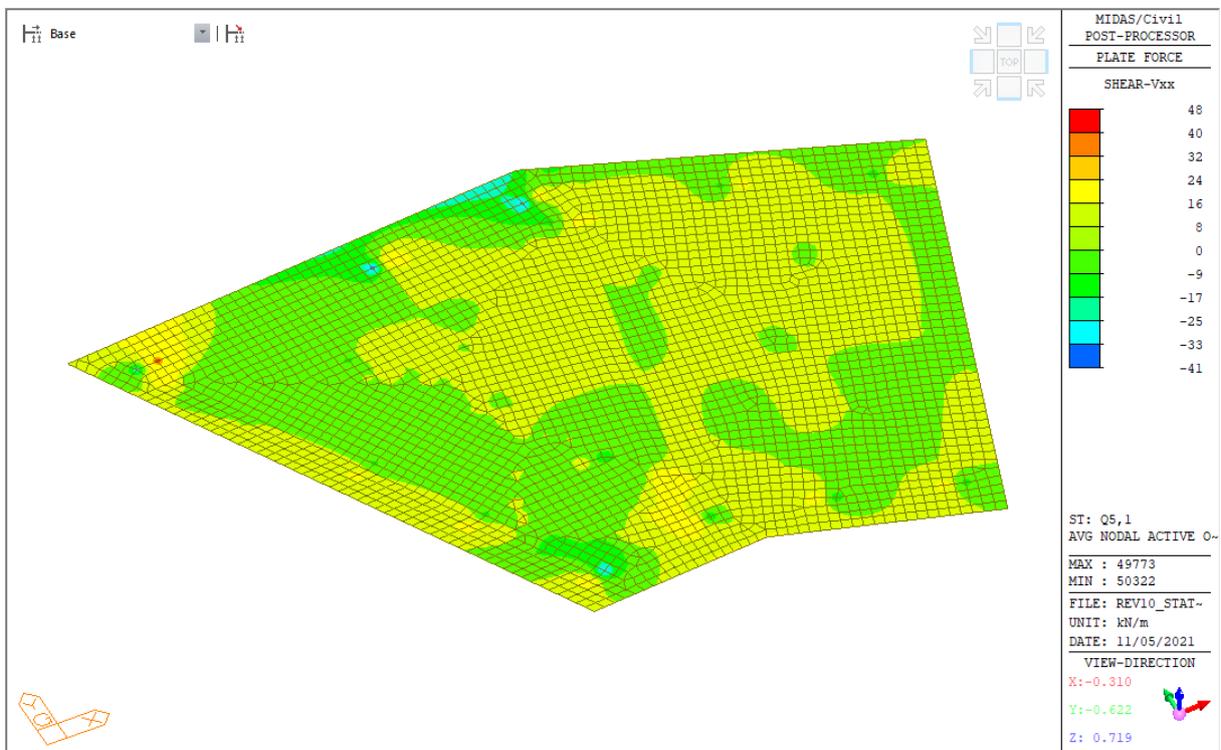
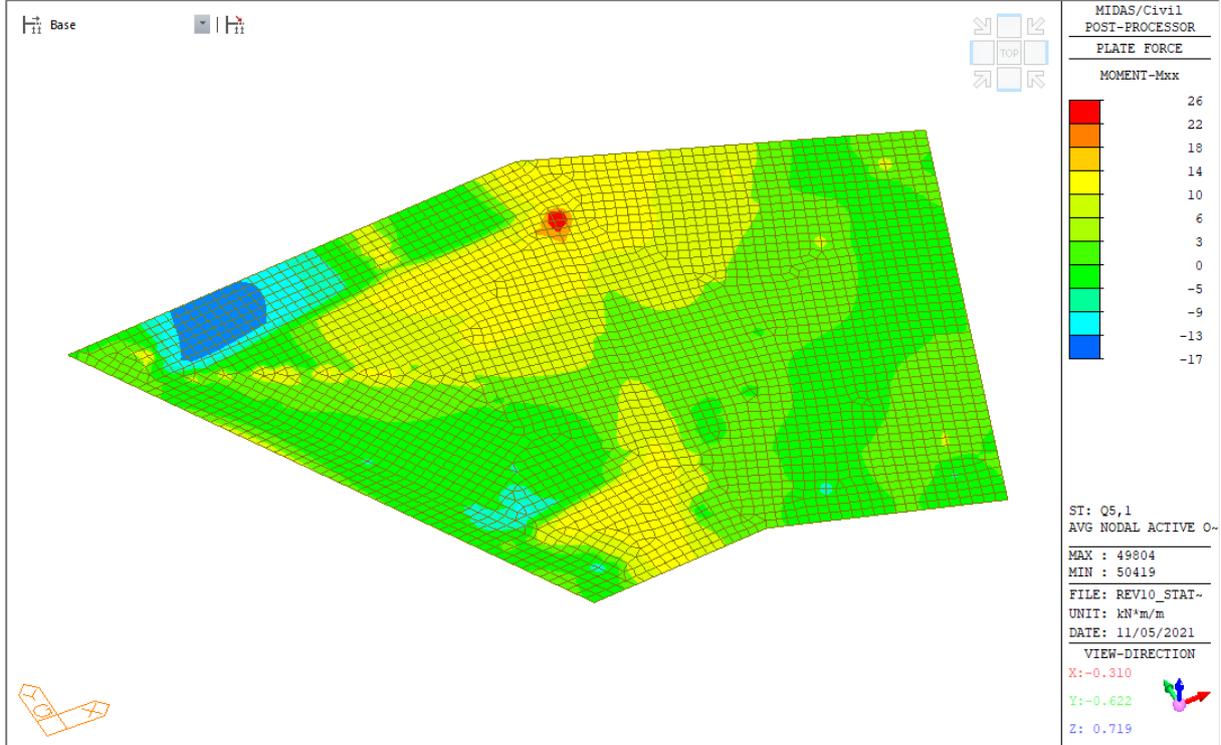


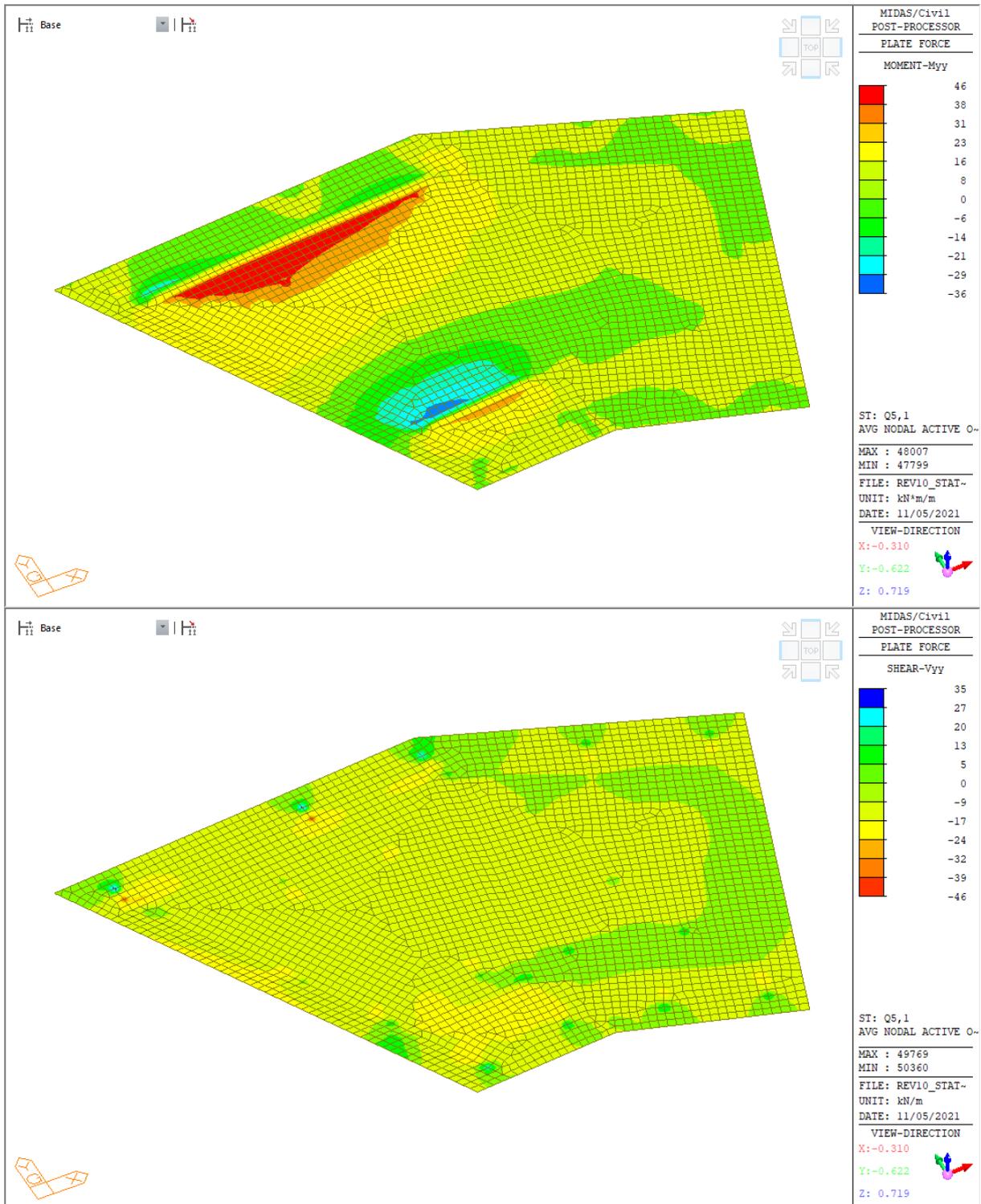
### 9.1.7.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



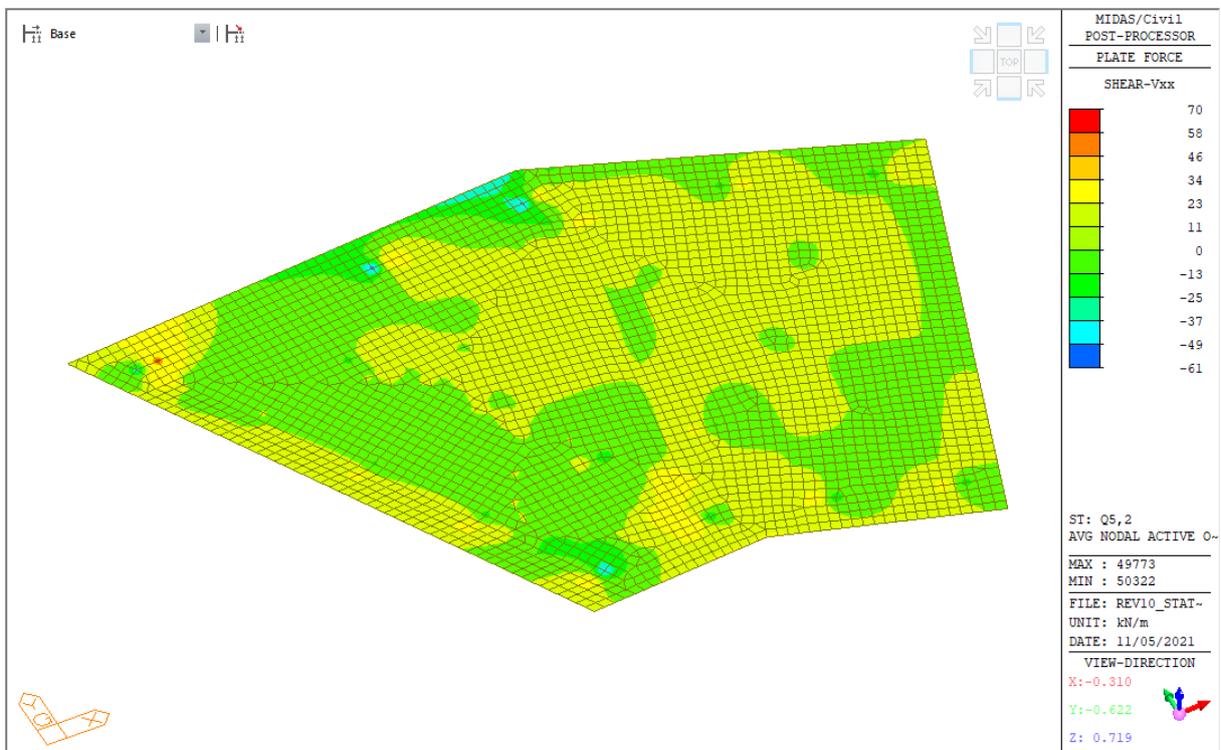
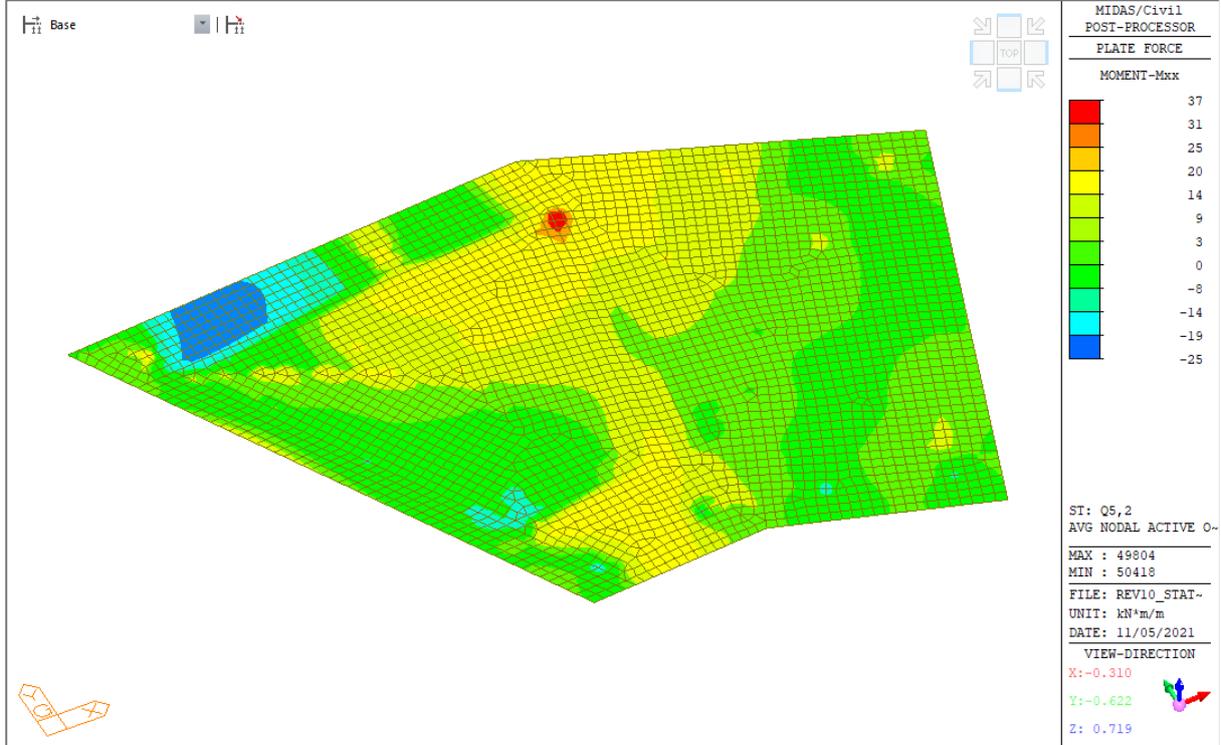


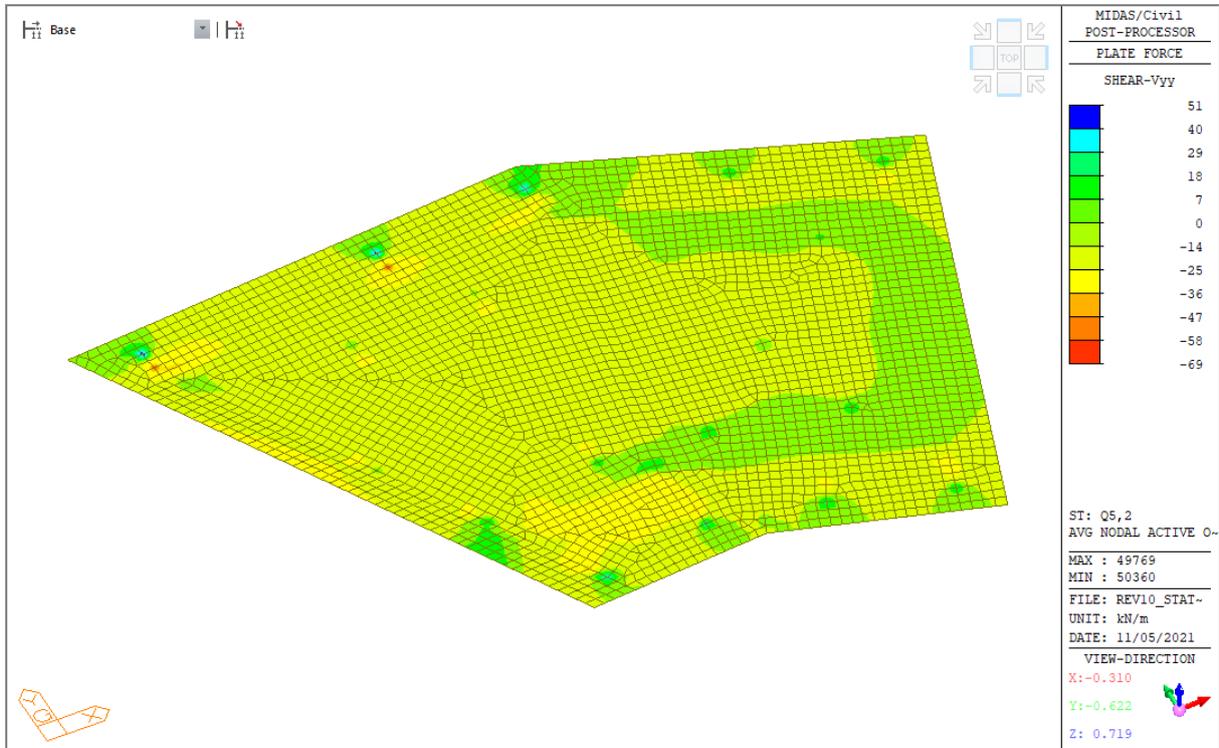
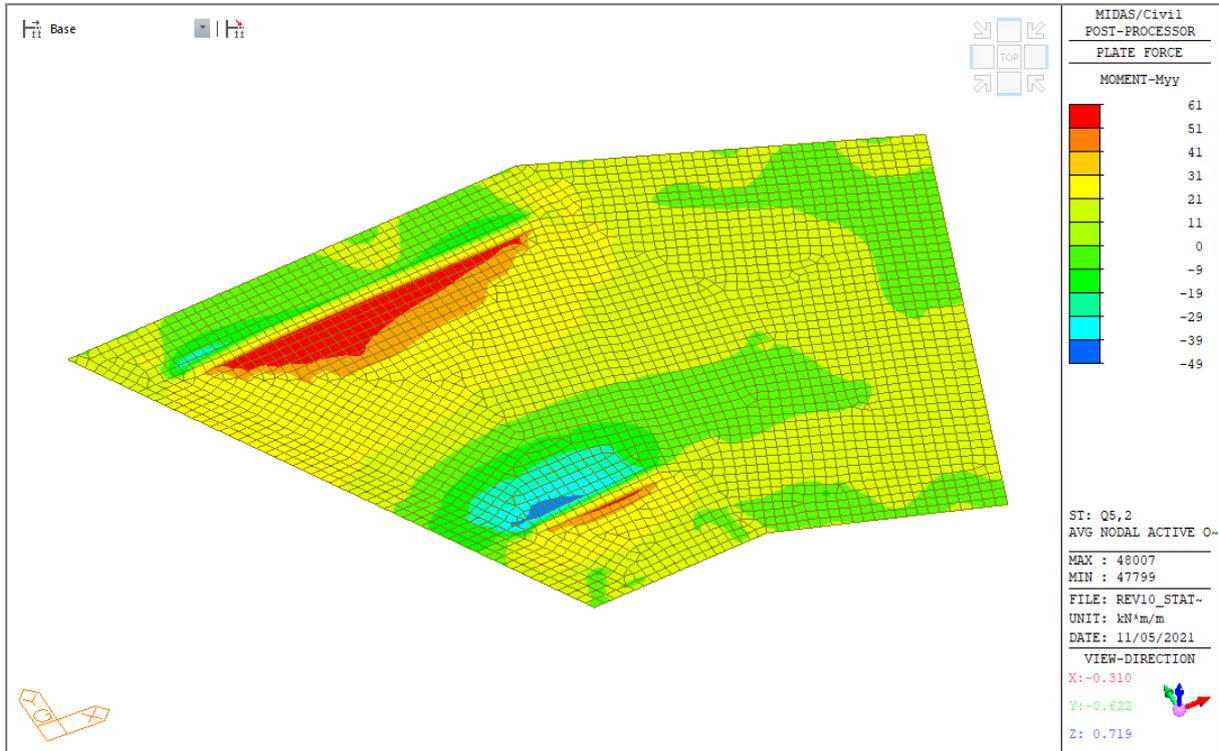
### 9.1.7.7 Vento a ponte scarico - Q5,1



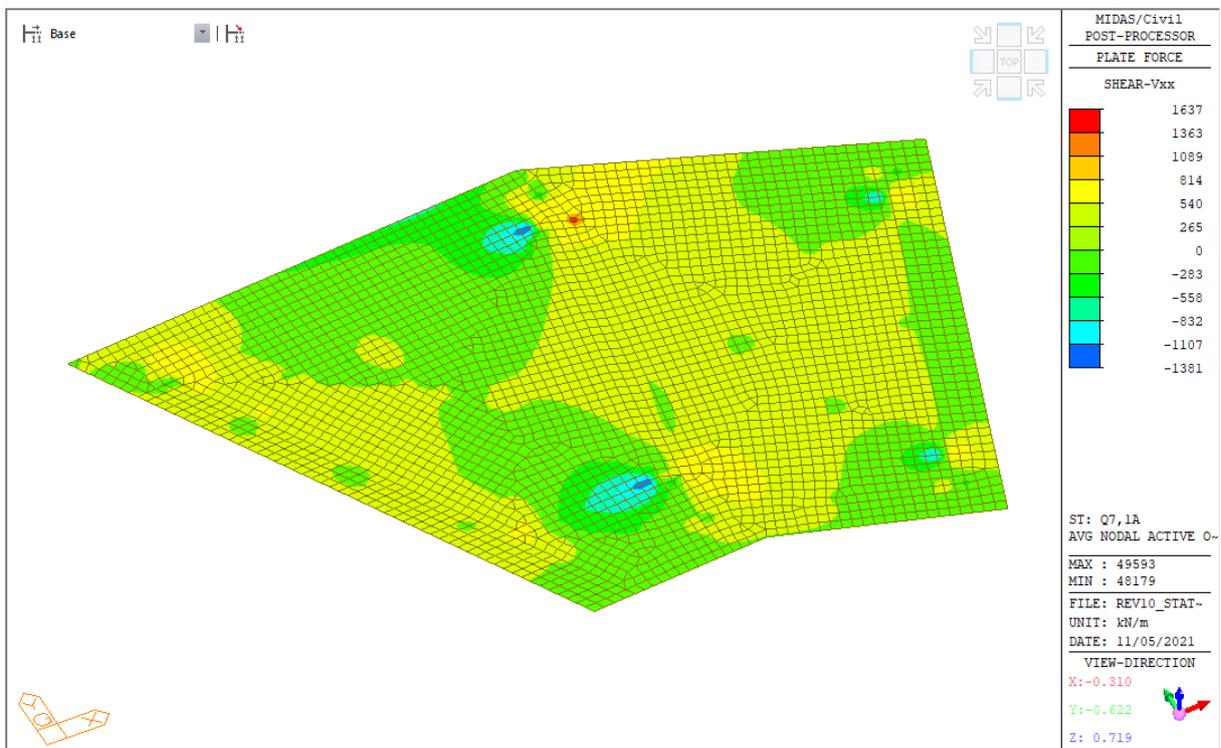
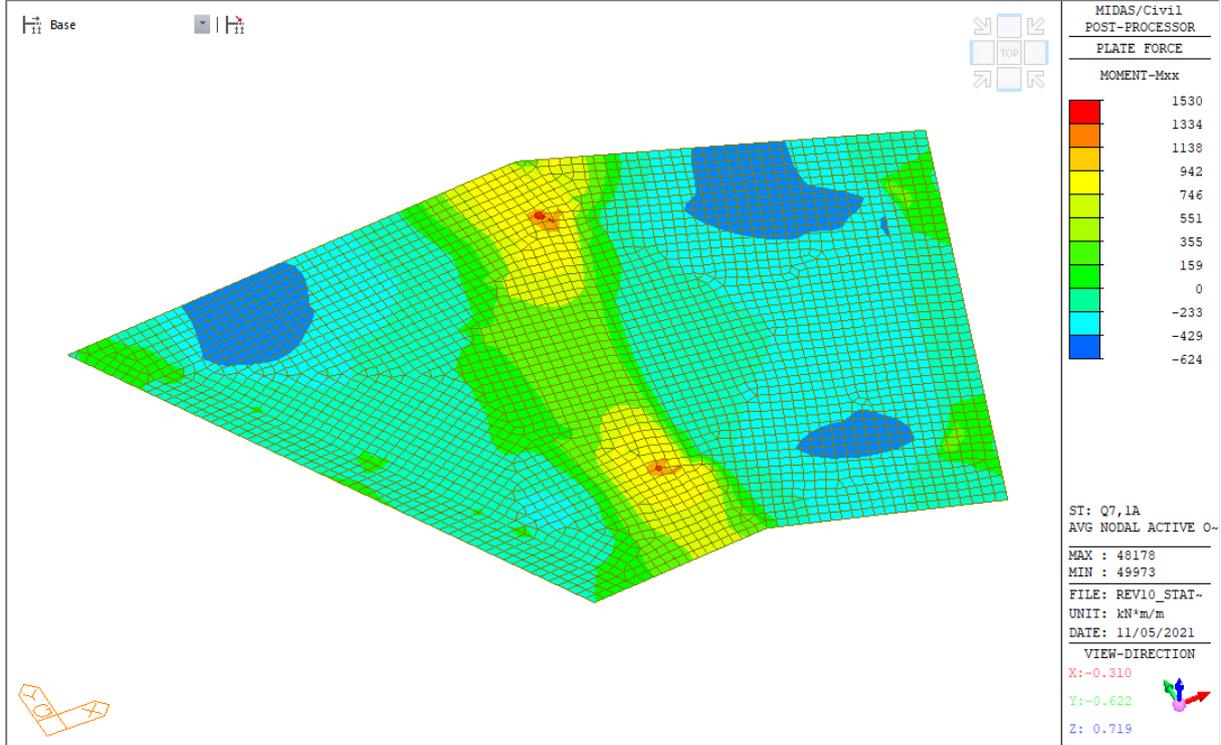


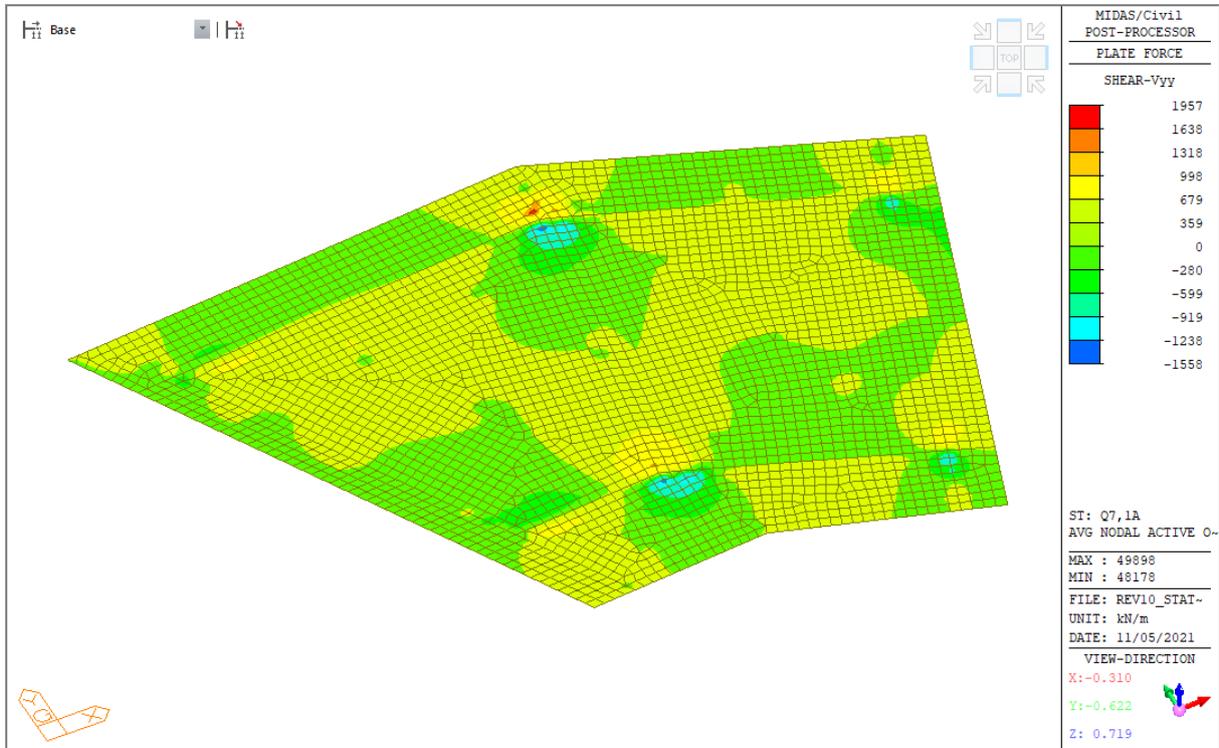
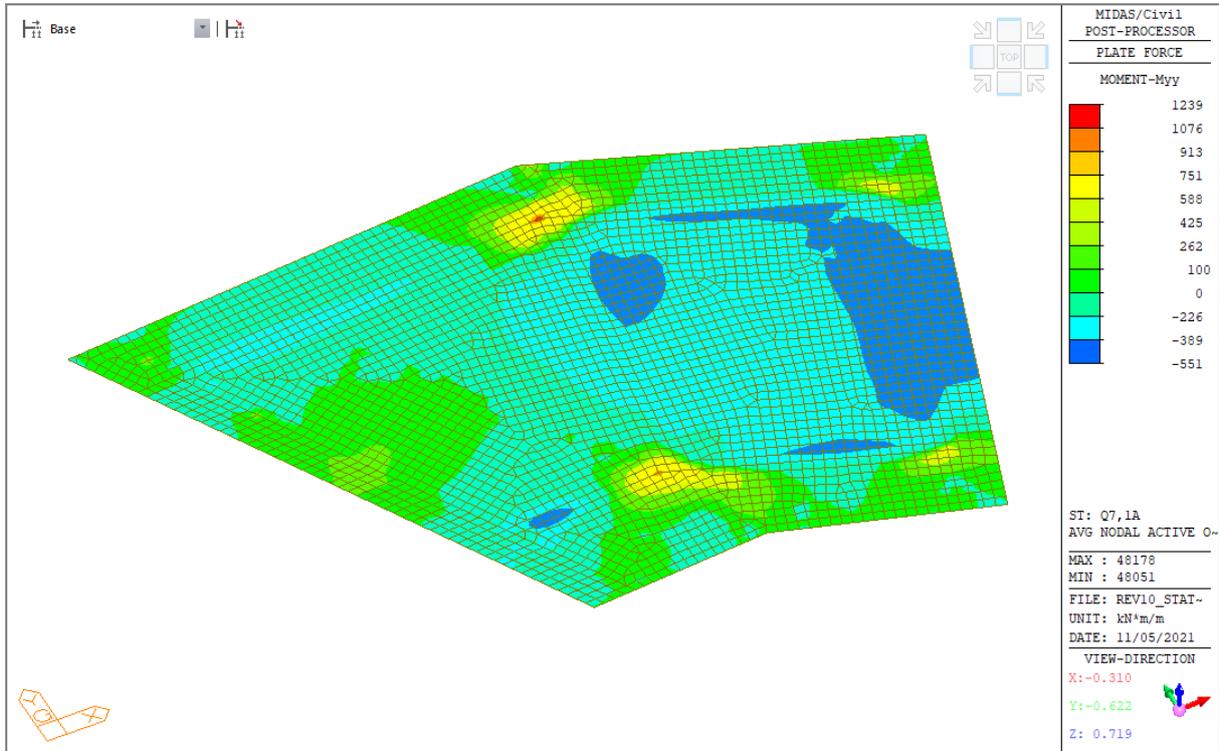
### 9.1.7.8 Vento a ponte carico - Q5,2



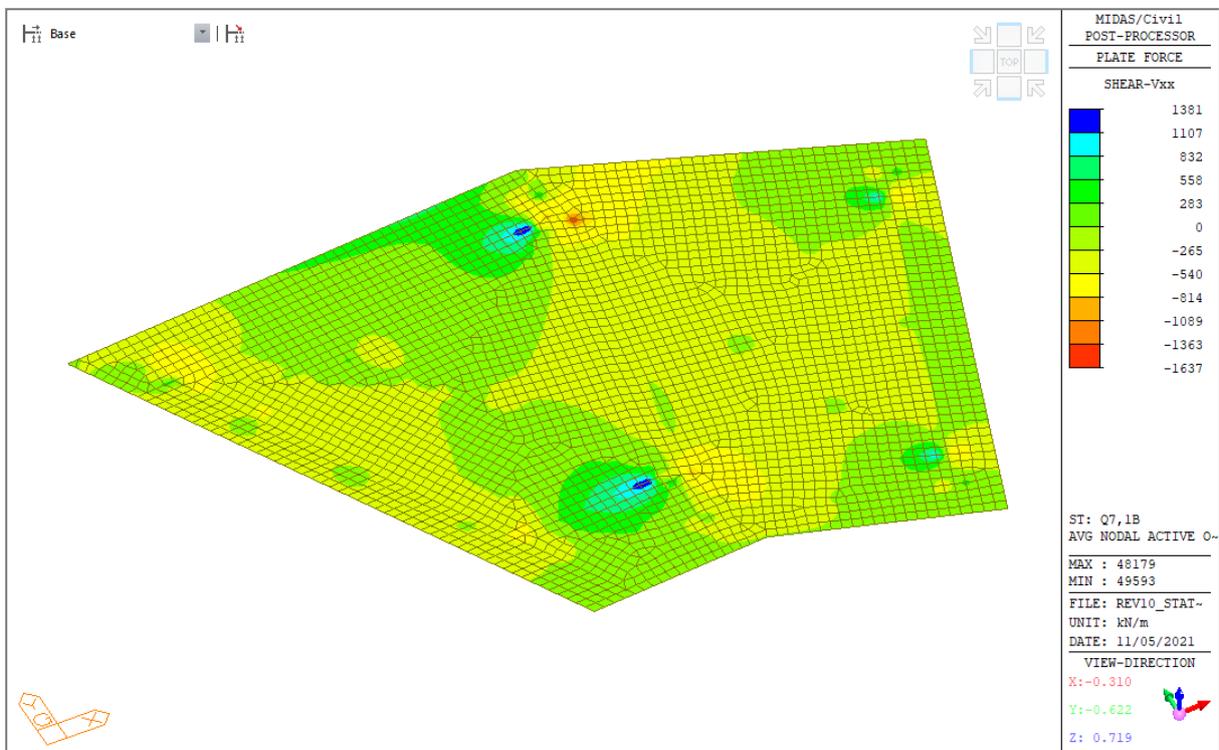
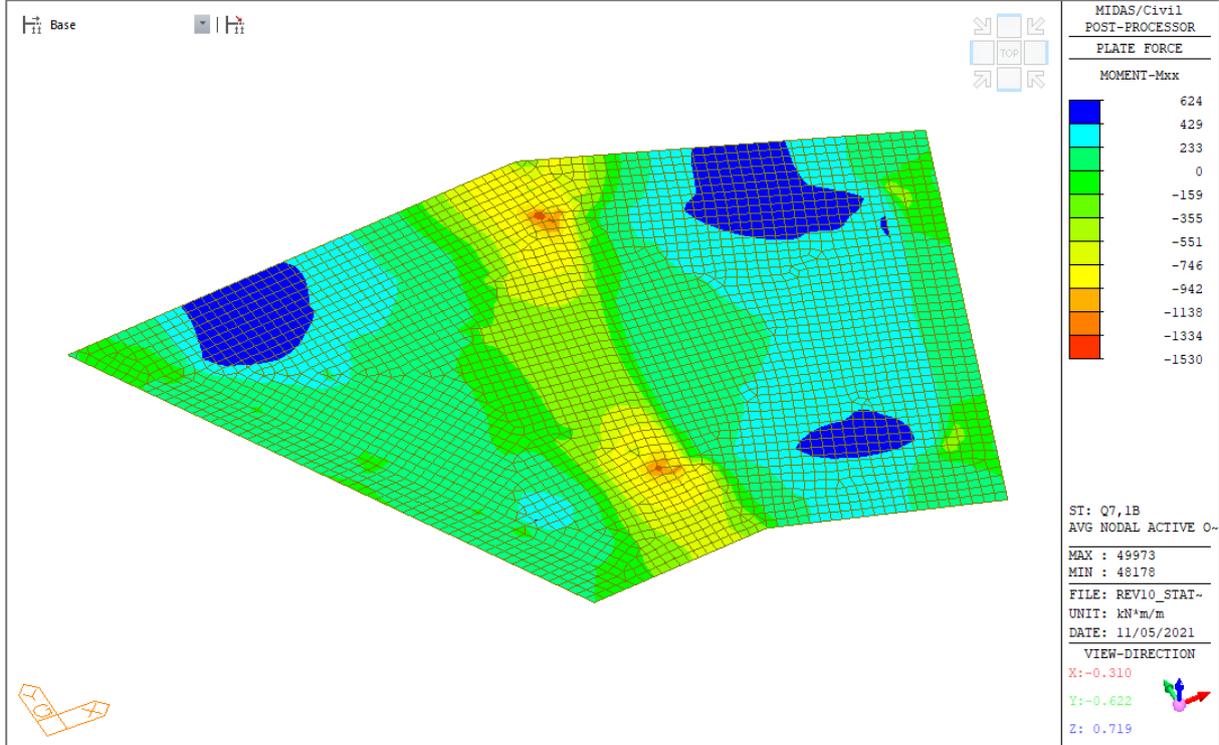


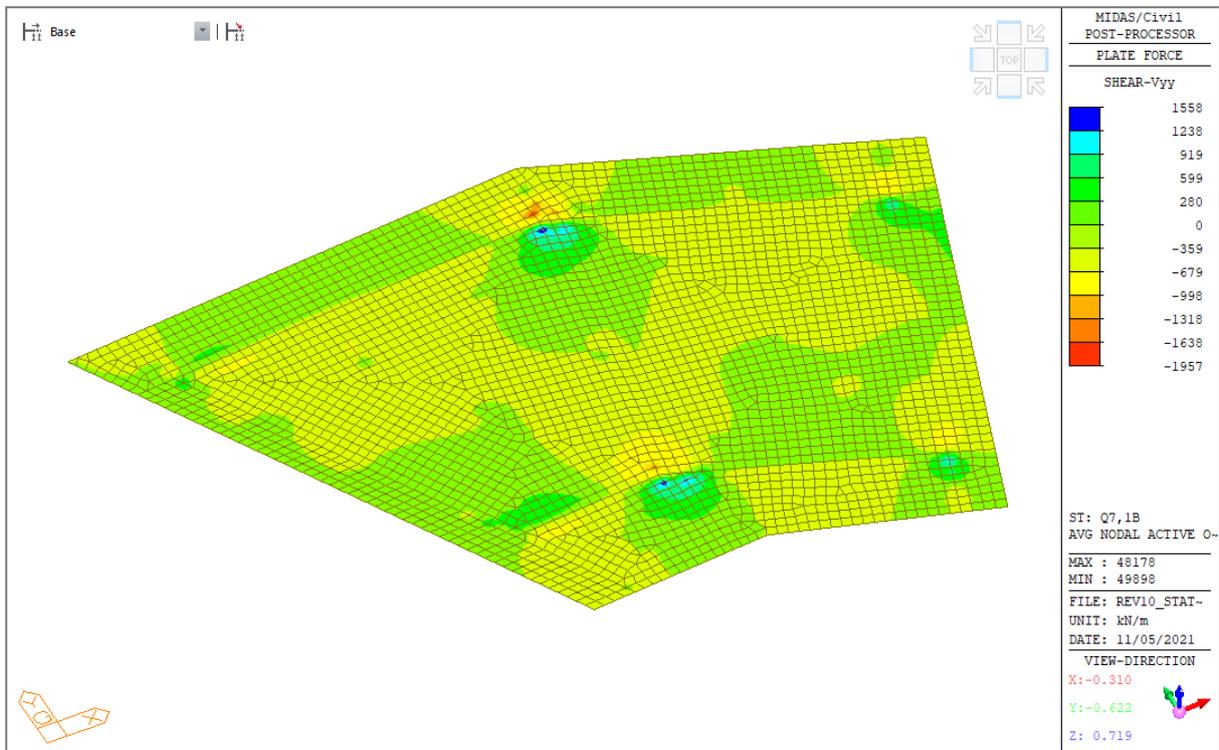
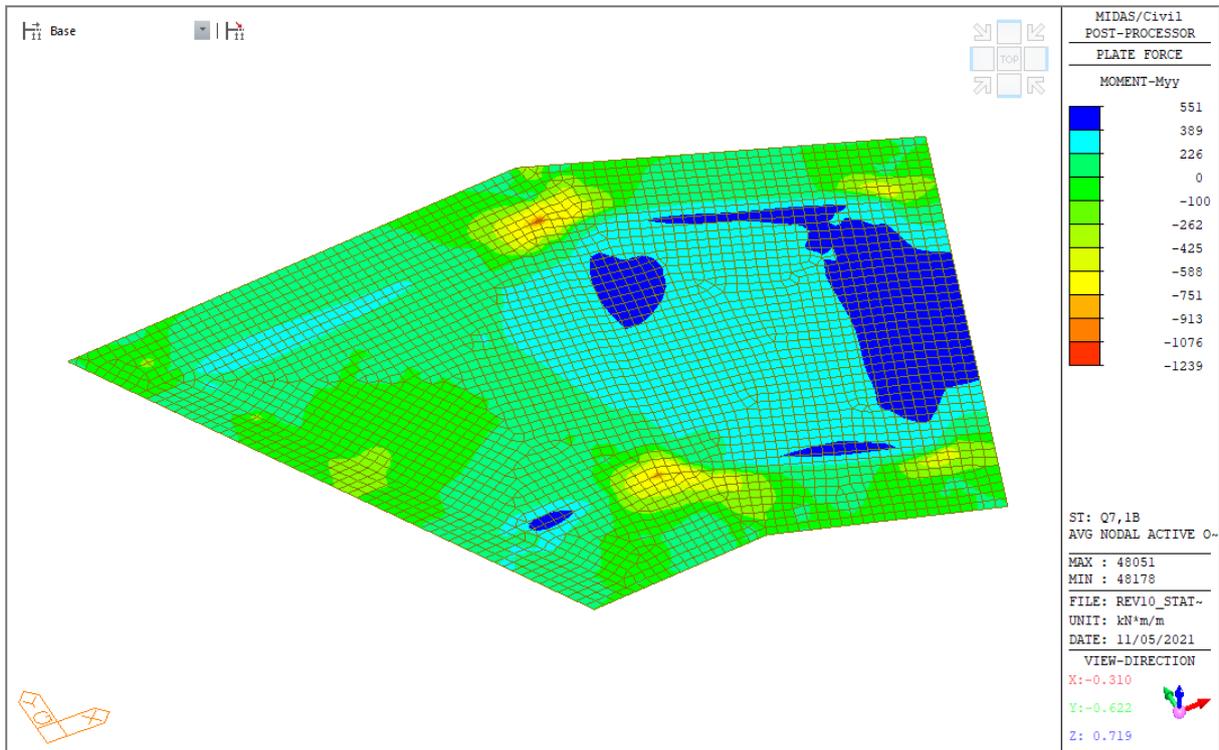
### 9.1.7.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



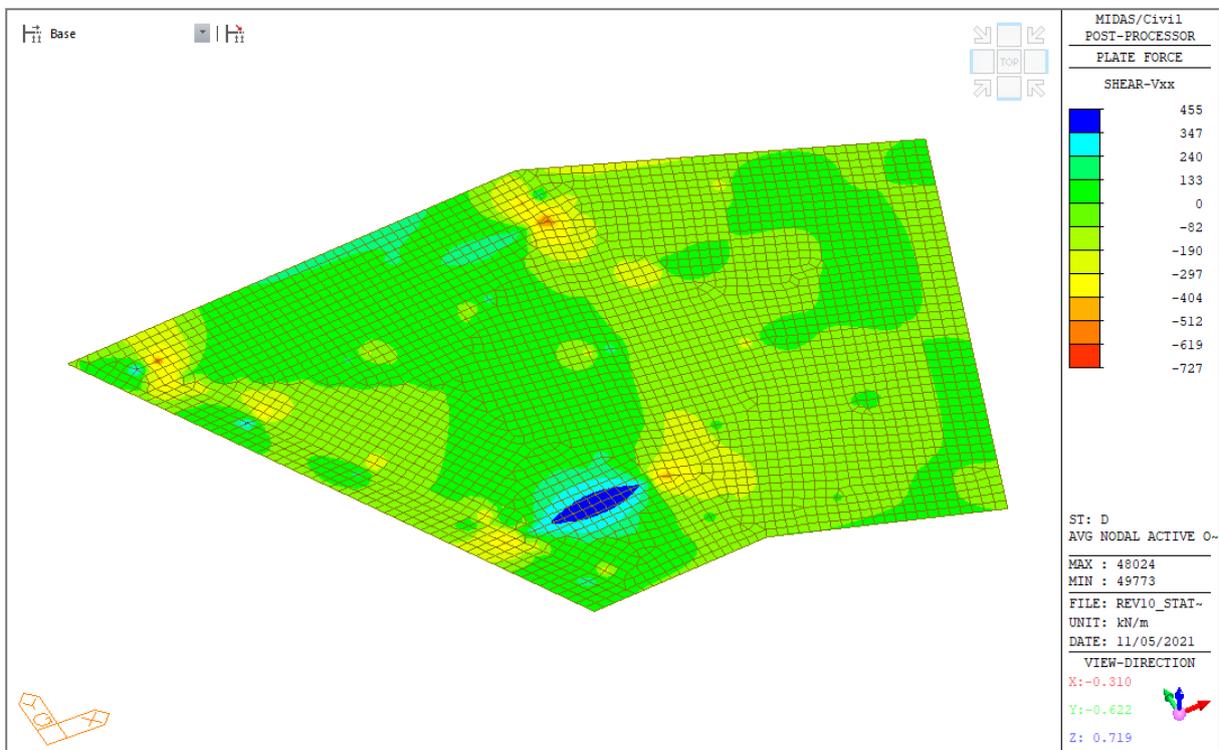
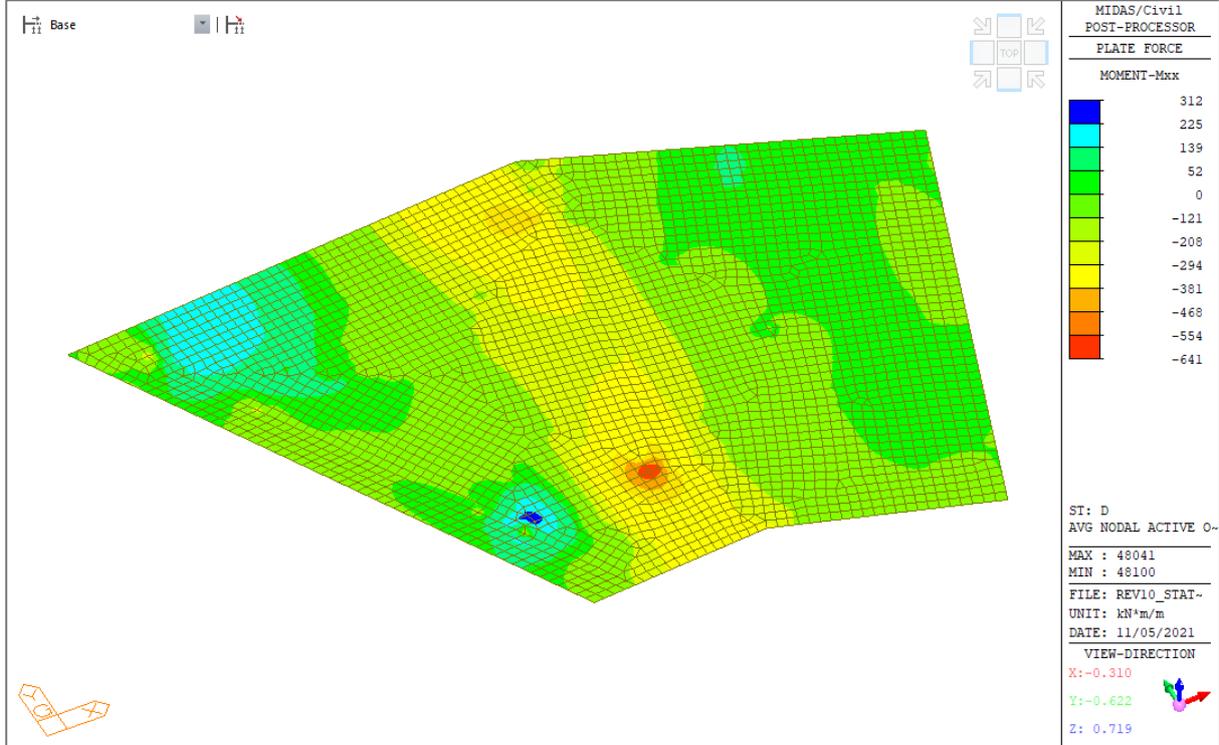


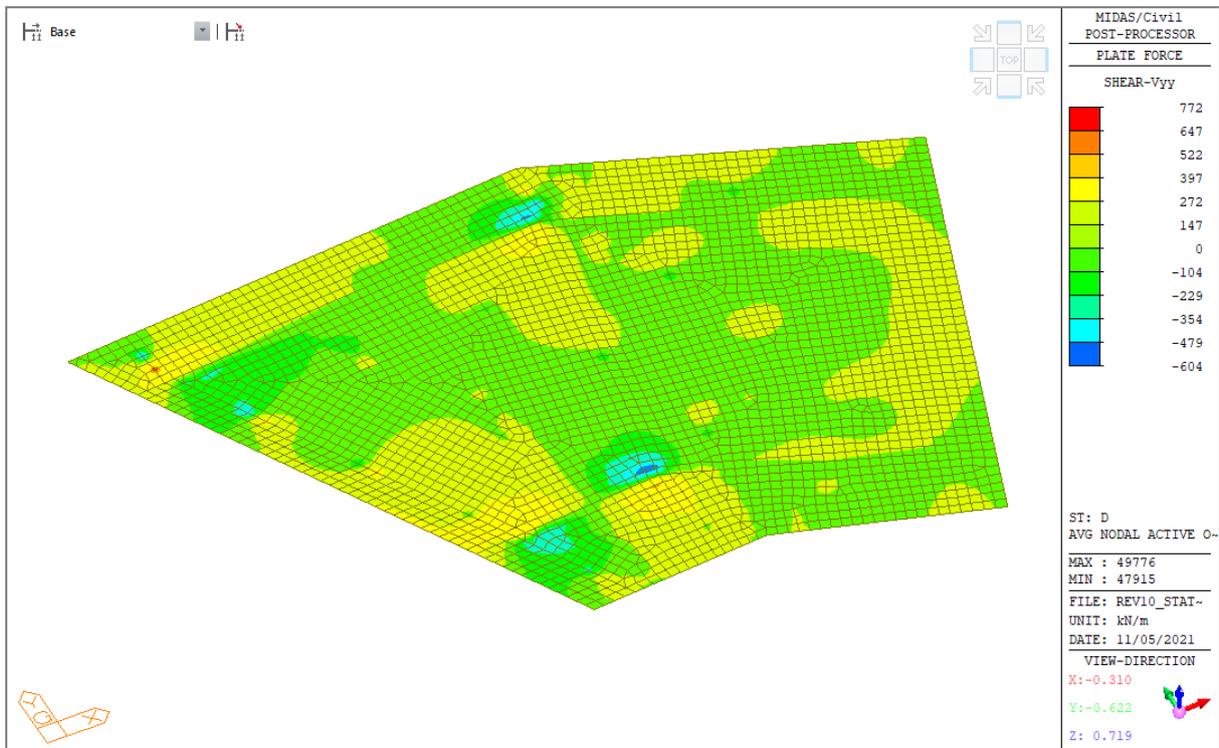
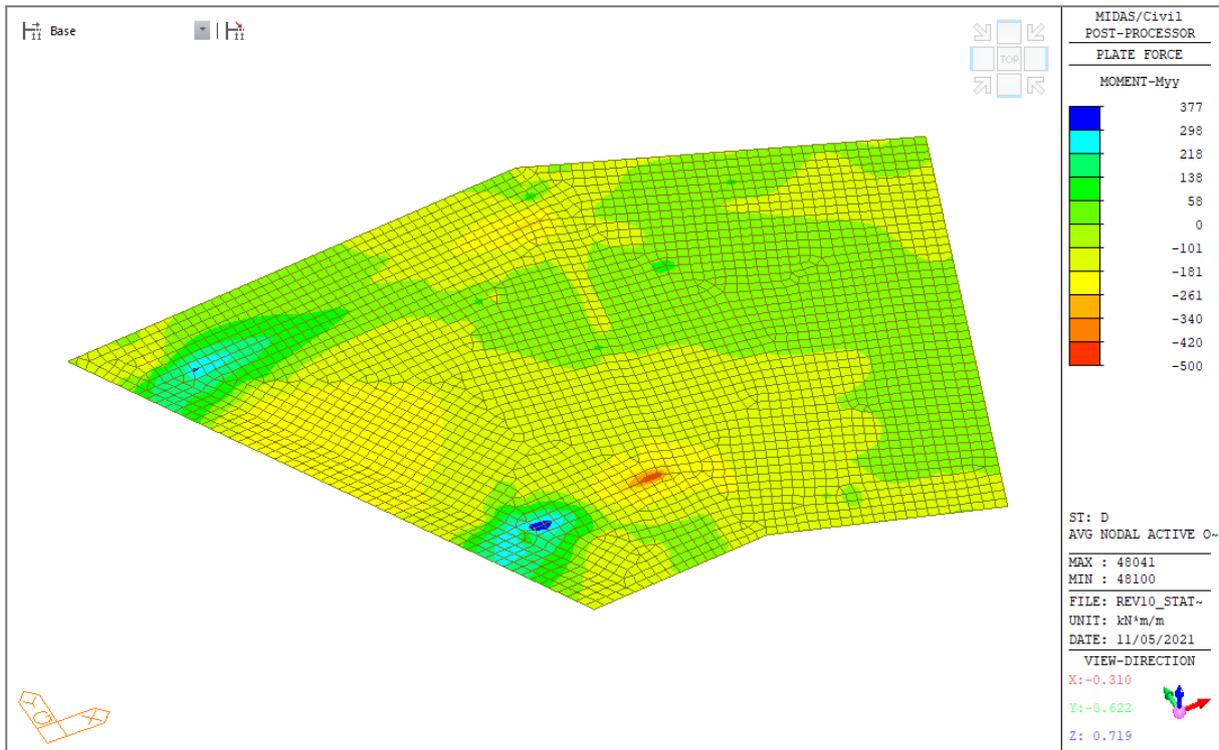
**9.1.7.10**      *Variatione termica lineare - Q7,2*



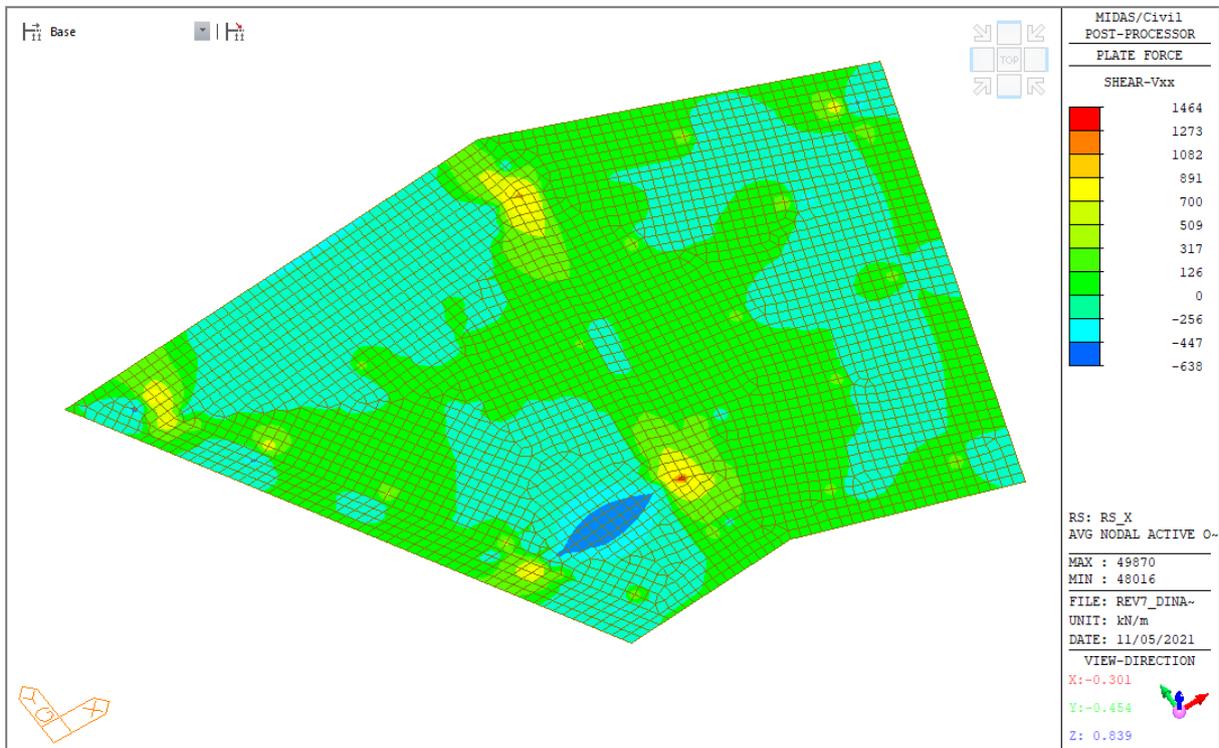
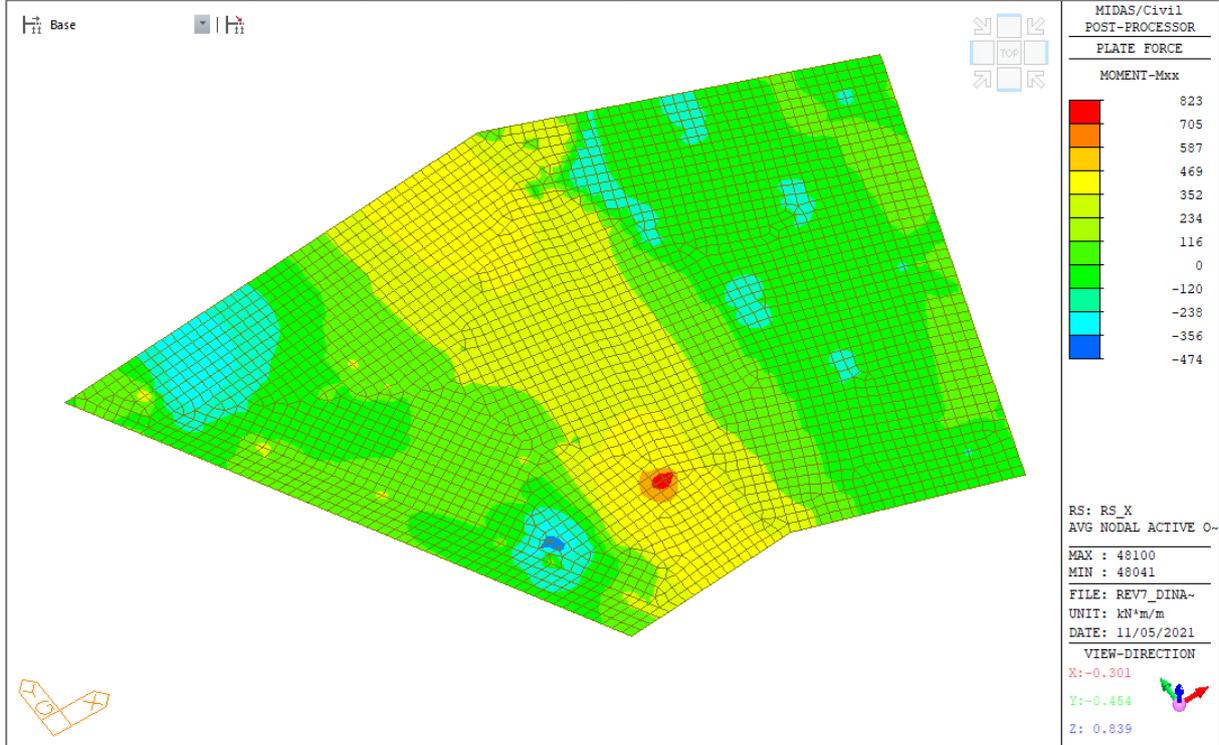


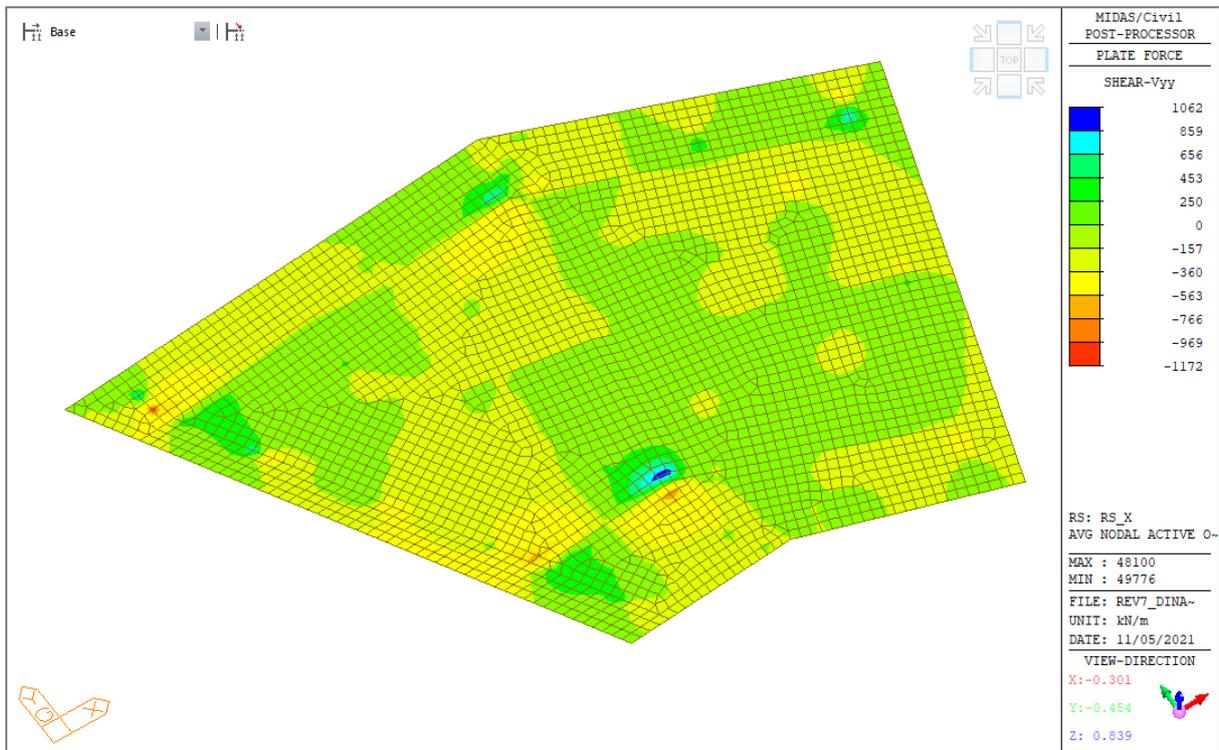
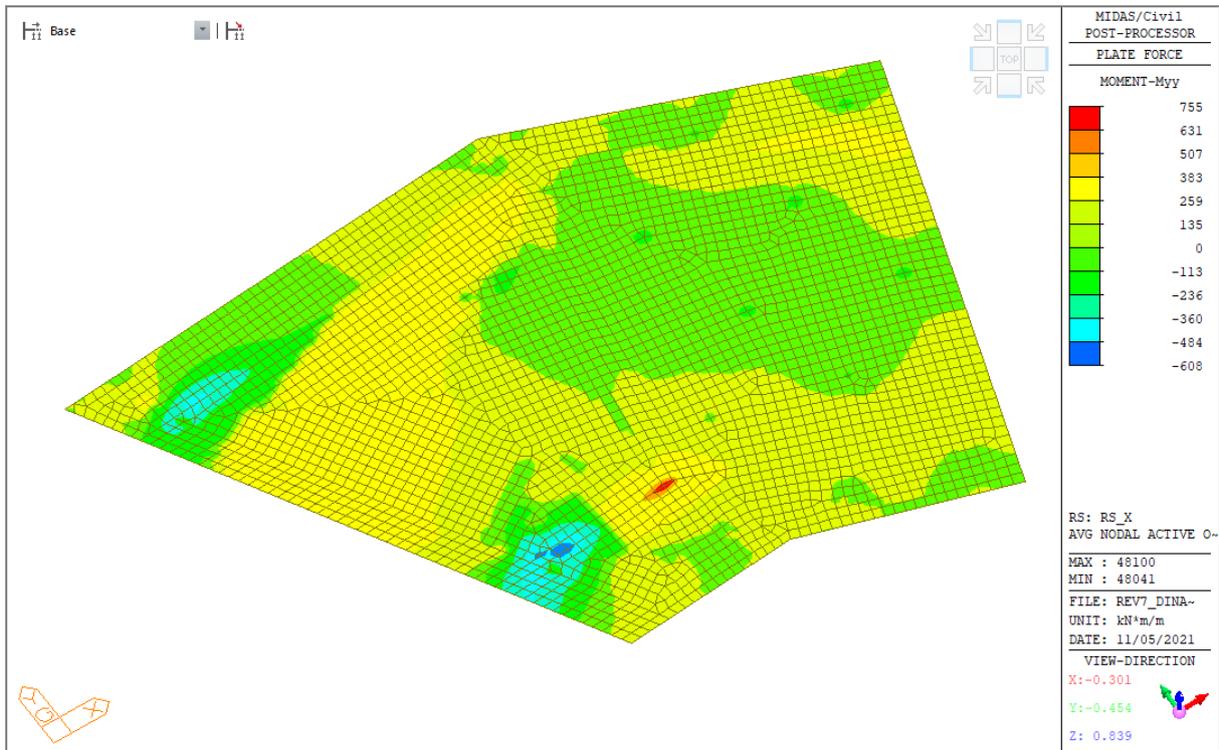
**9.1.7.11 Ritiro del calcestruzzo - D**



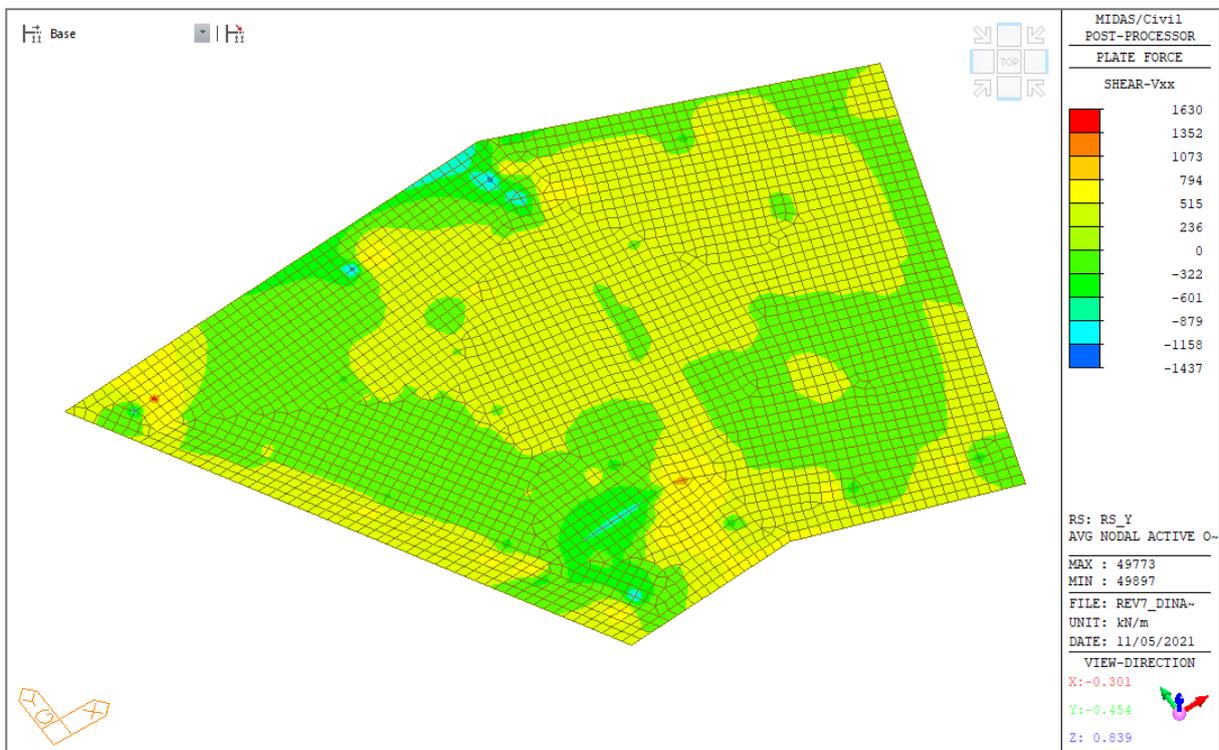
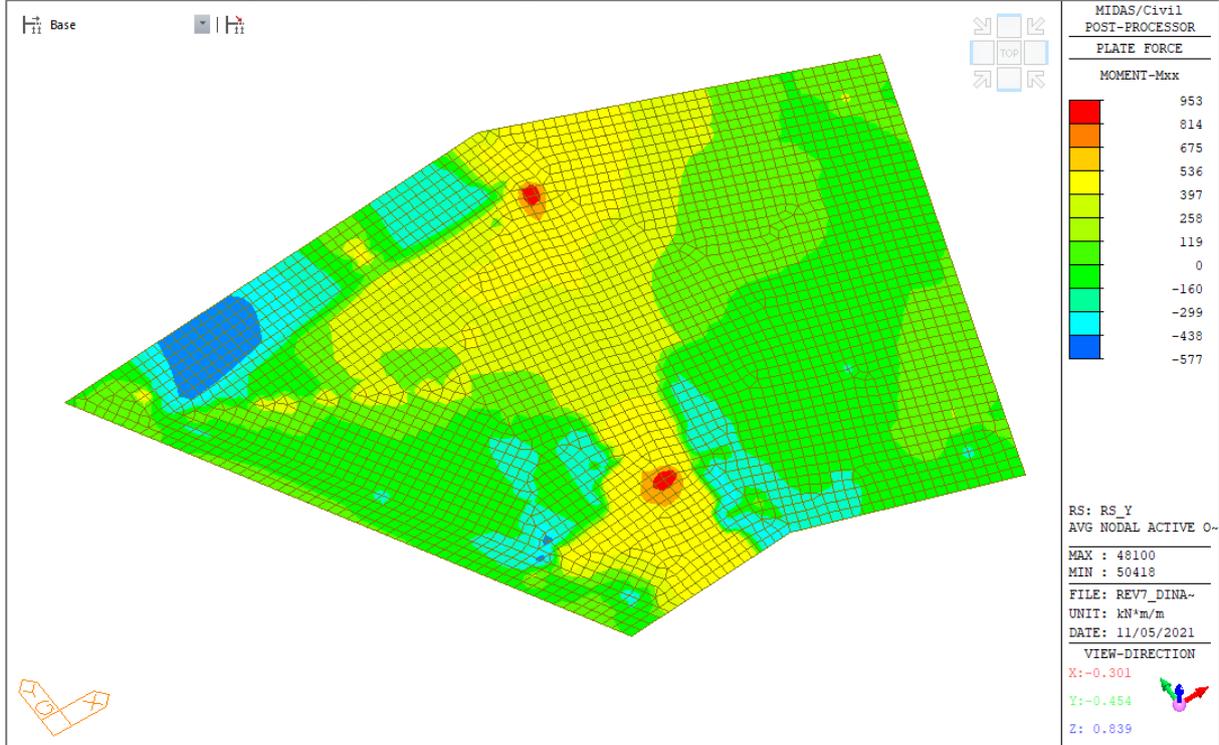


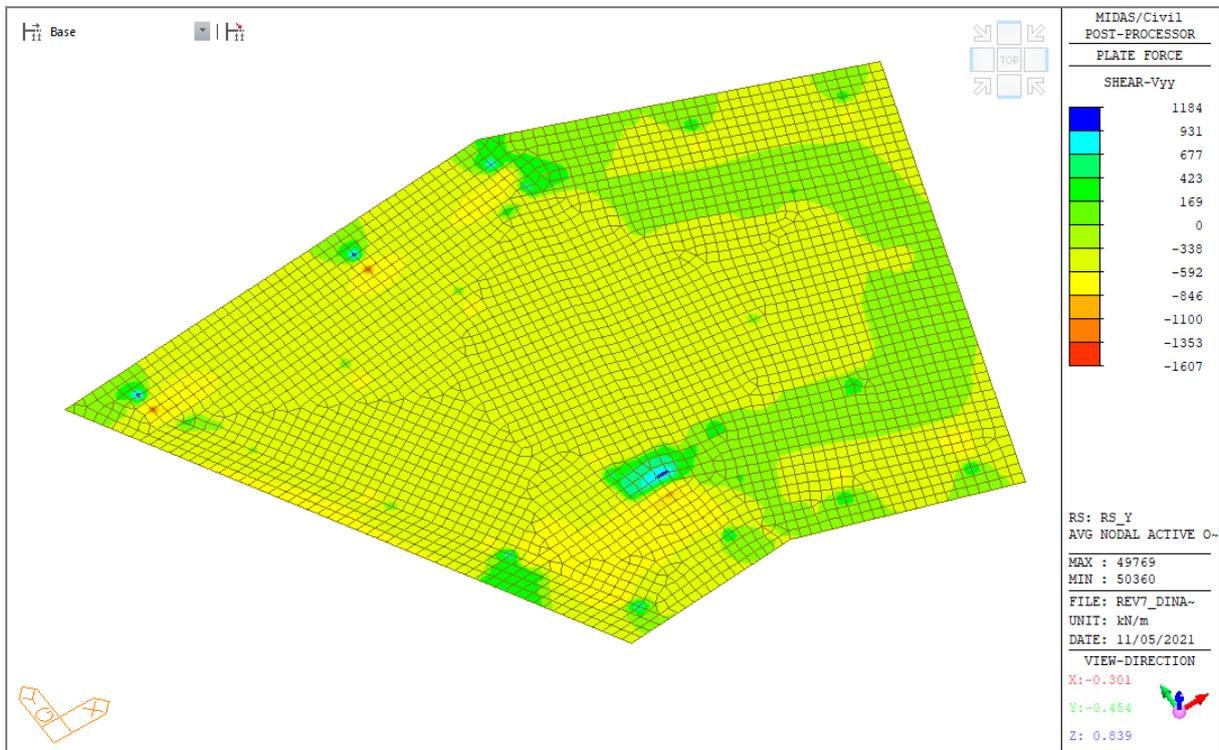
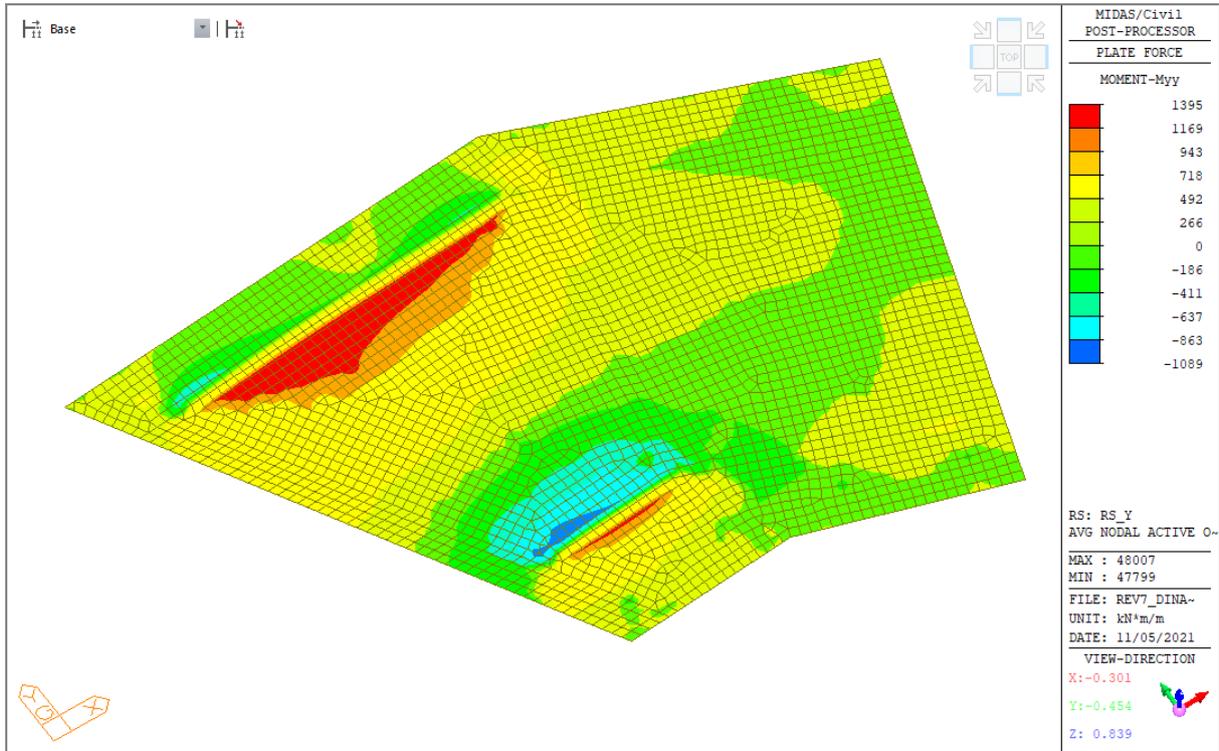
**9.1.7.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale**



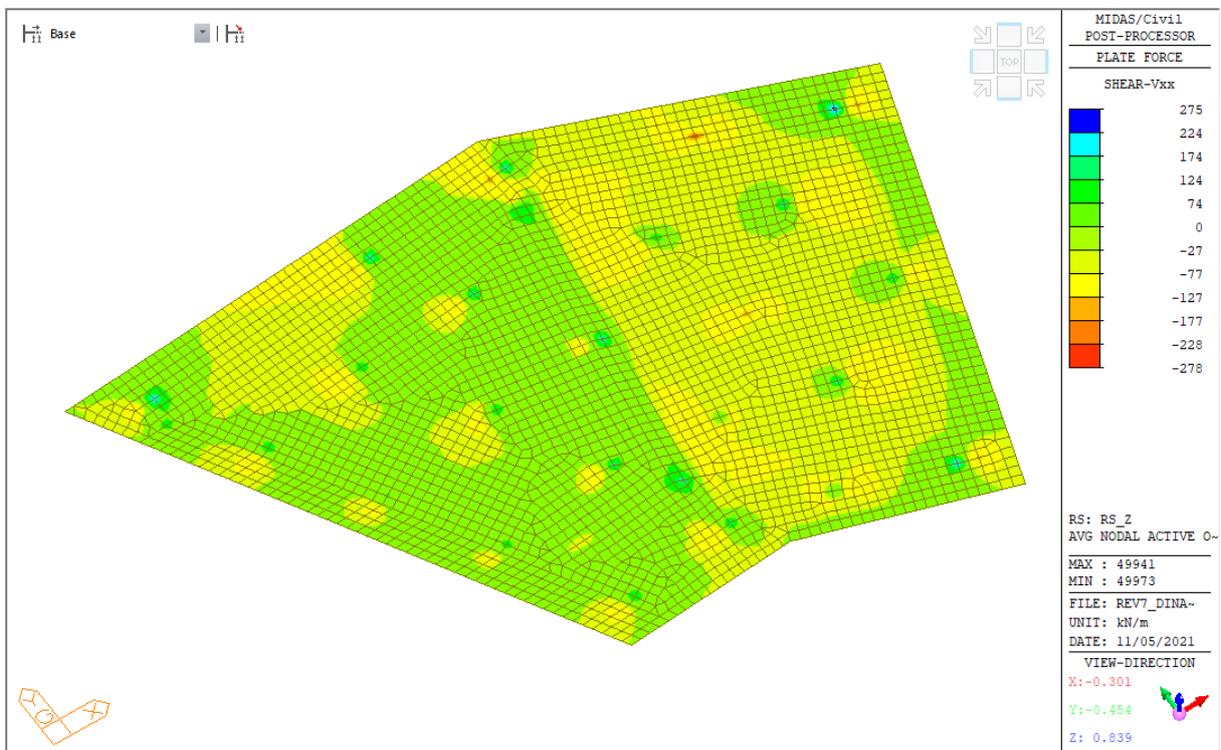
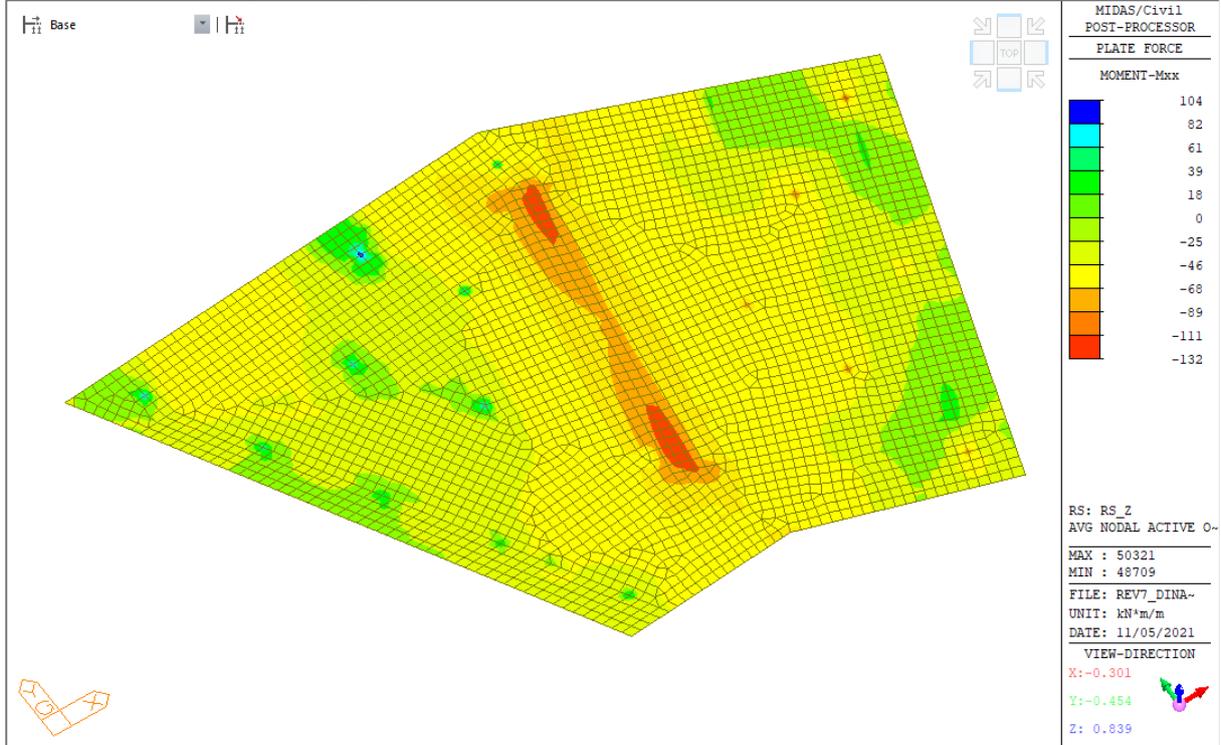


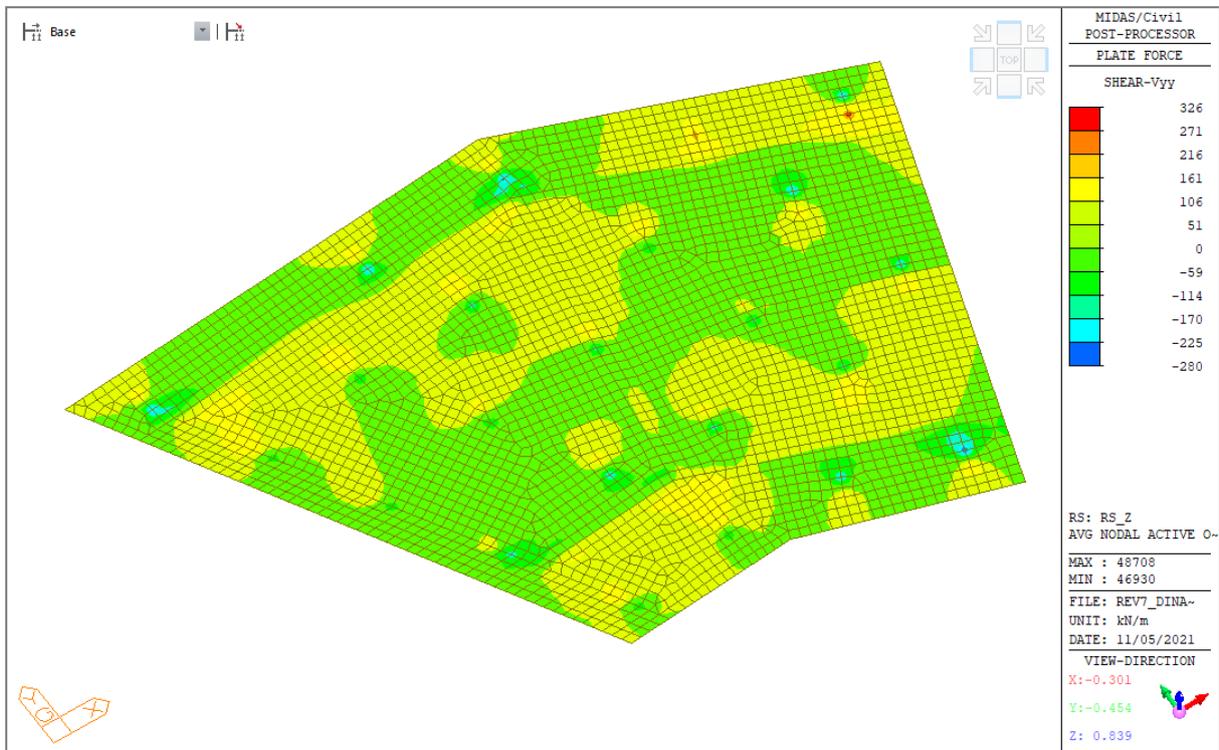
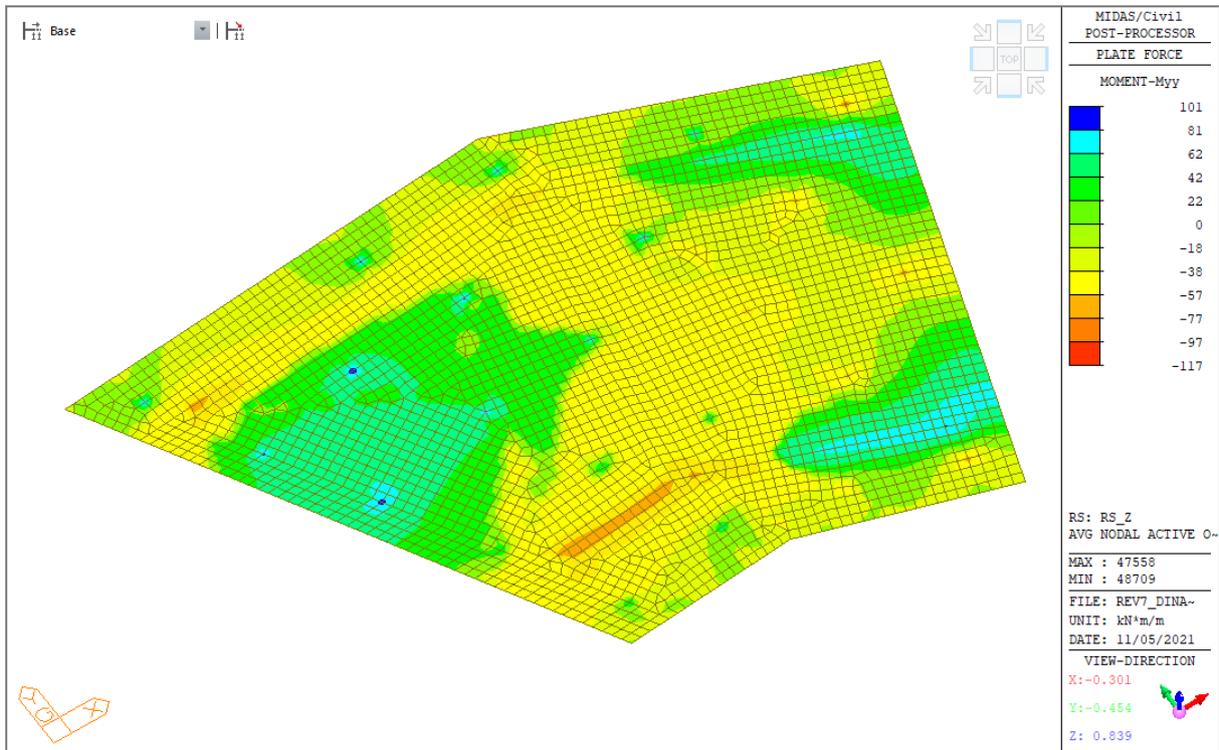
**9.1.7.13 Response spectrum - Ry - Trasversale**





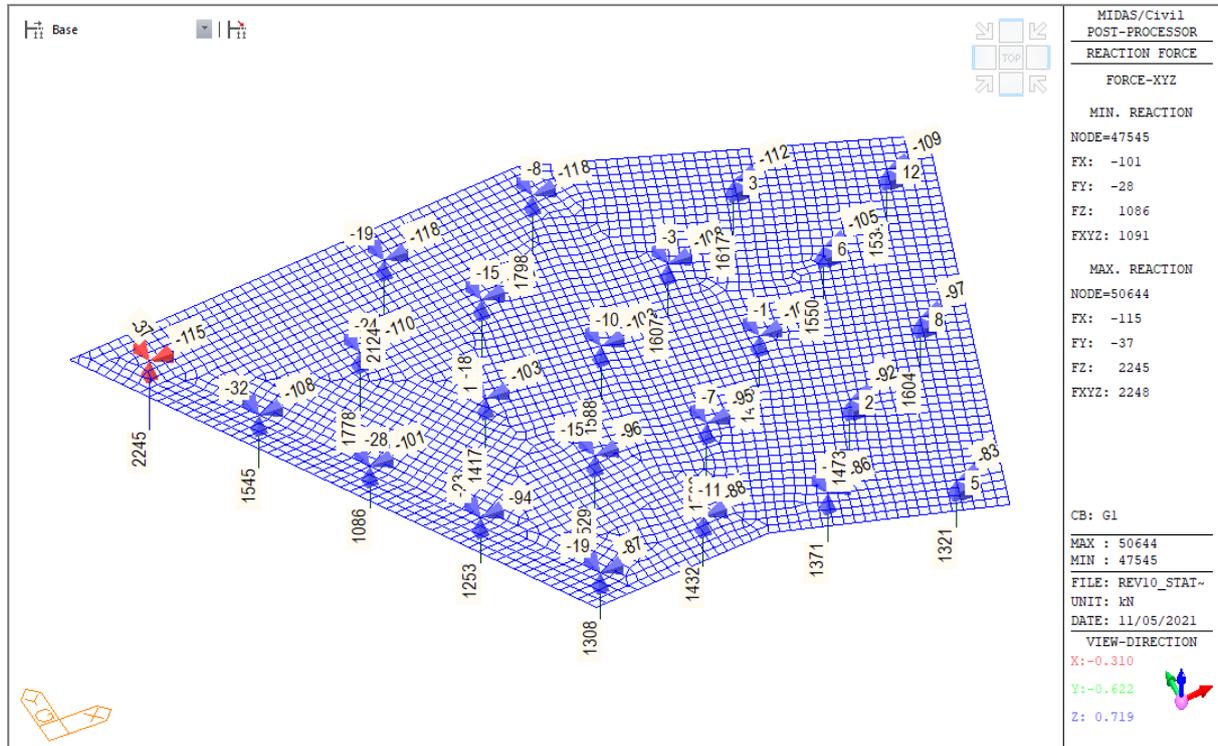
### 9.1.7.14 Response spectrum - Rz - Verticale



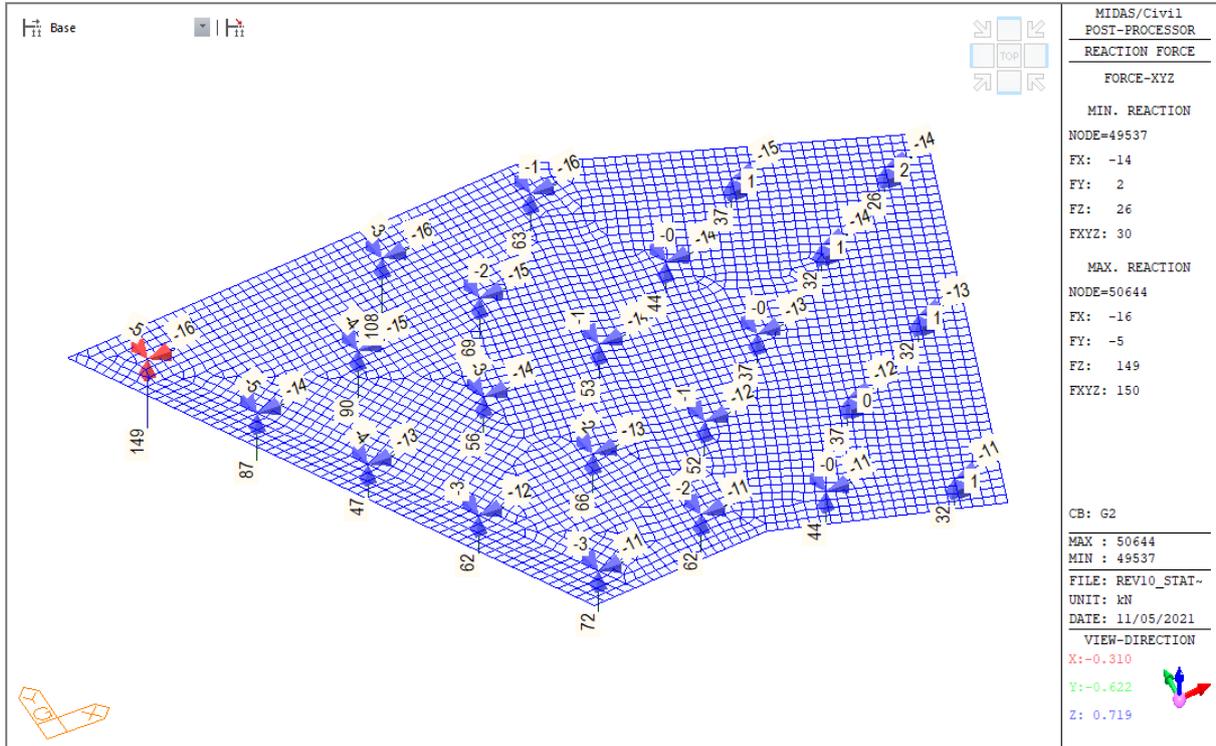


## 9.1.8 PLINTO F - PALI DI FONDAZIONE

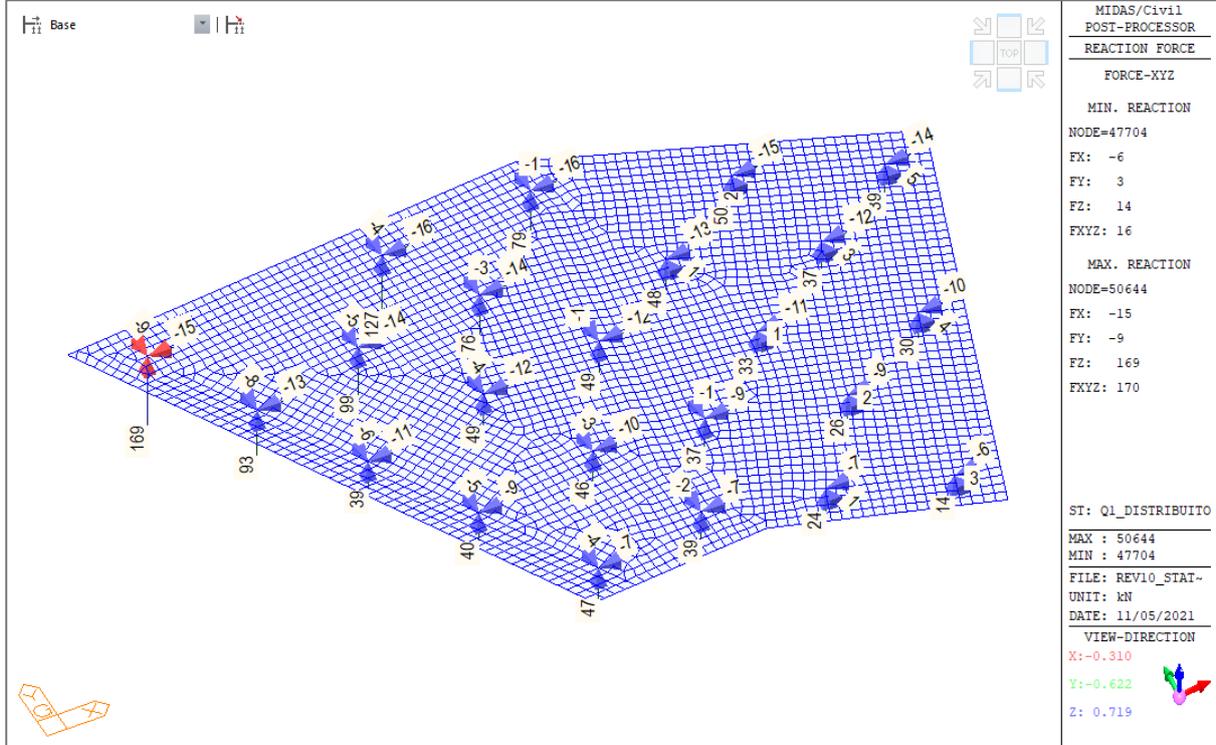
### 9.1.8.1 Pesì propri strutturali - G1



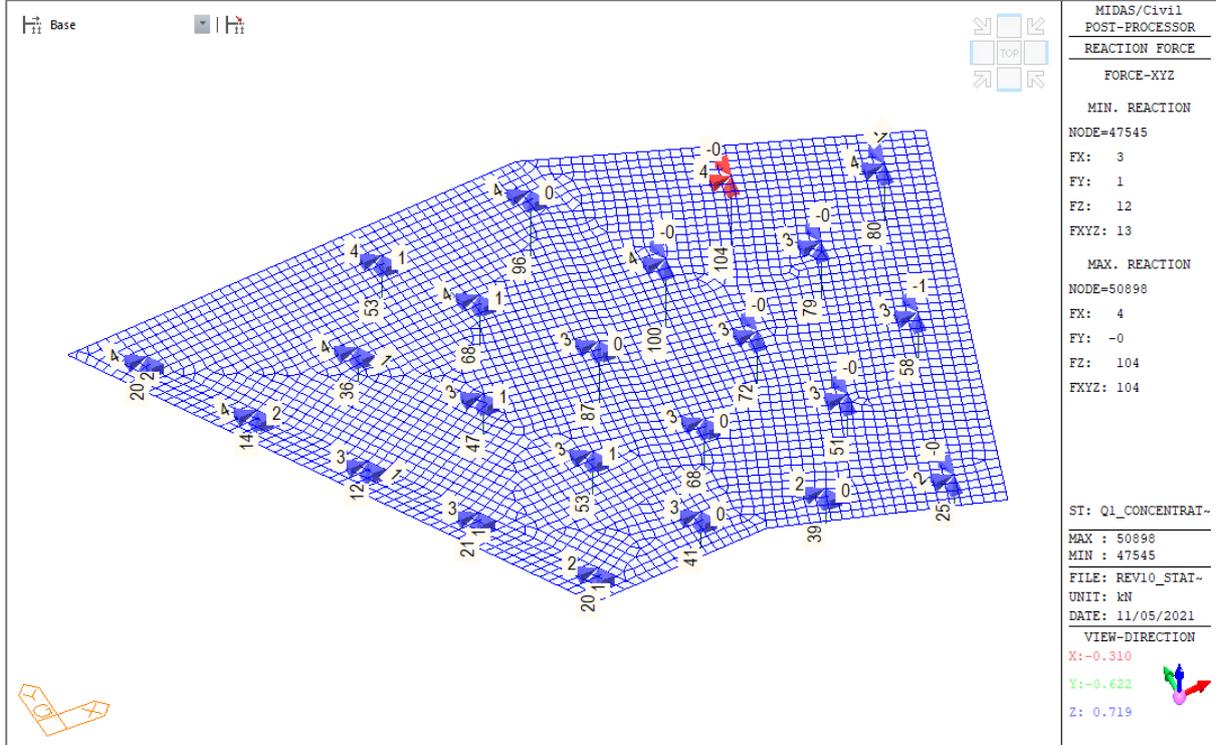
### 9.1.8.2 Pesi propri non strutturali - G2



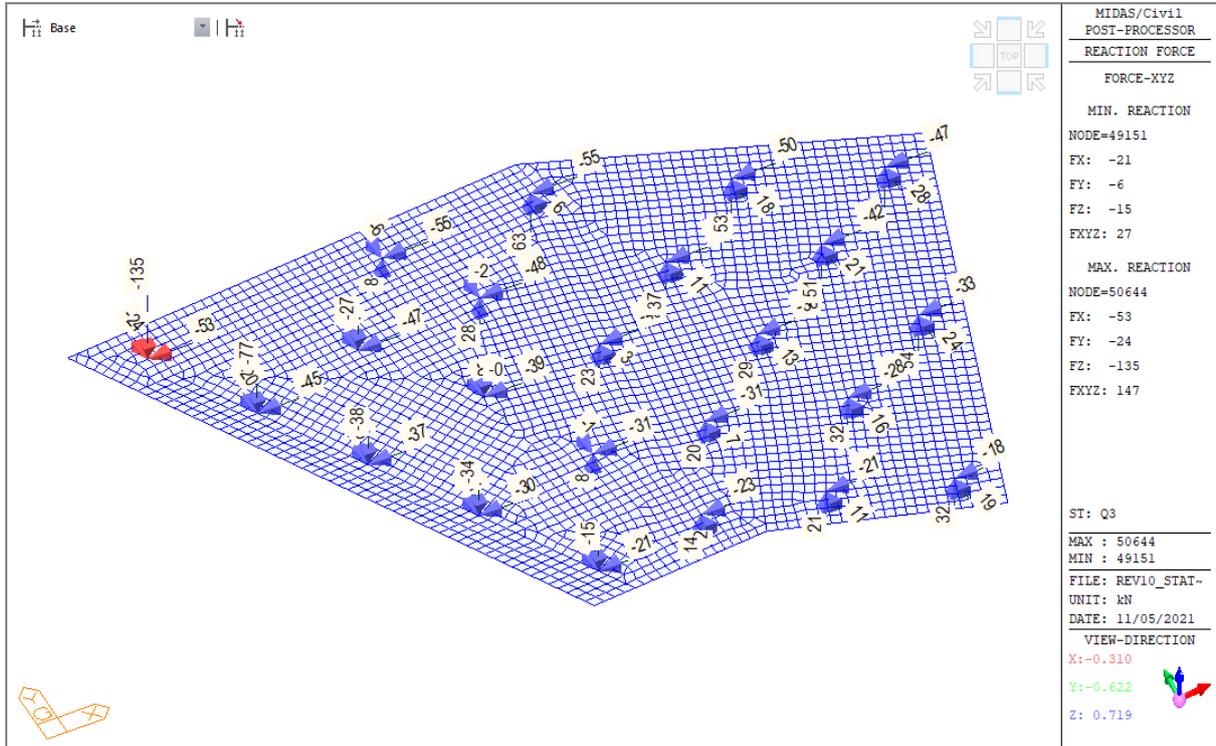
### 9.1.8.3 Carichi da traffico - Q1 - distribuiti



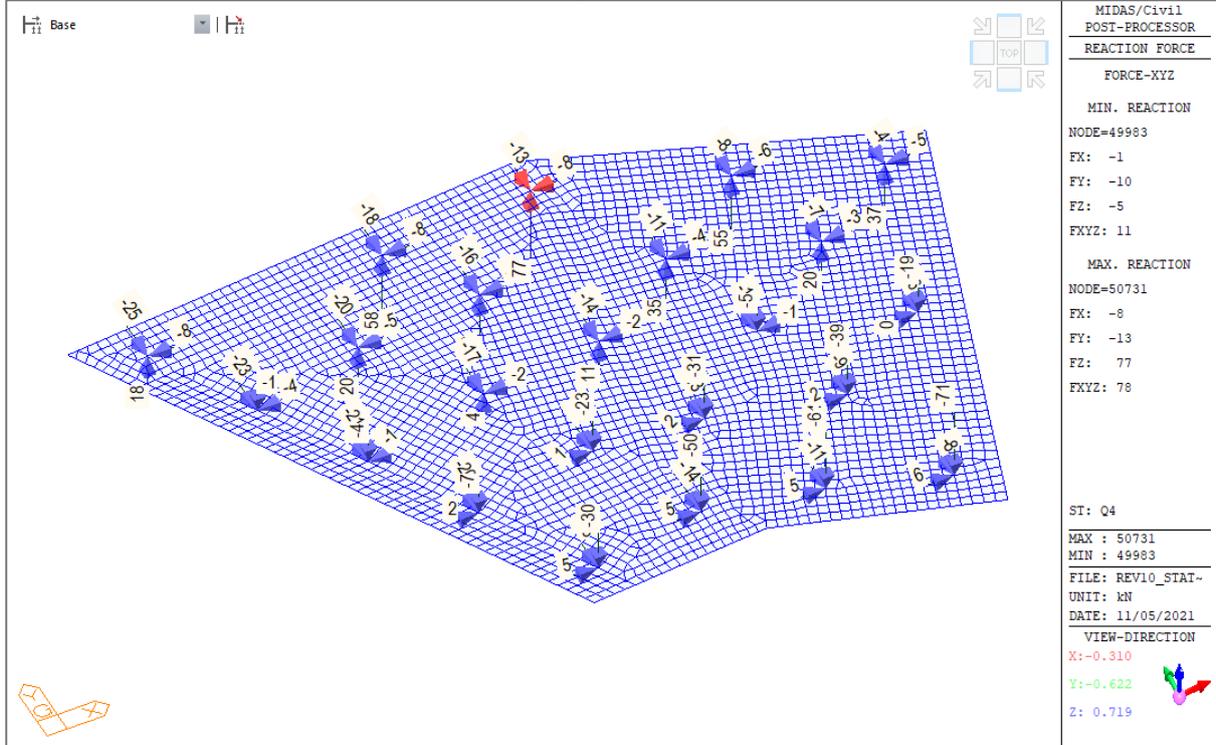
### 9.1.8.4 Carichi da traffico - Q1 - concentrati



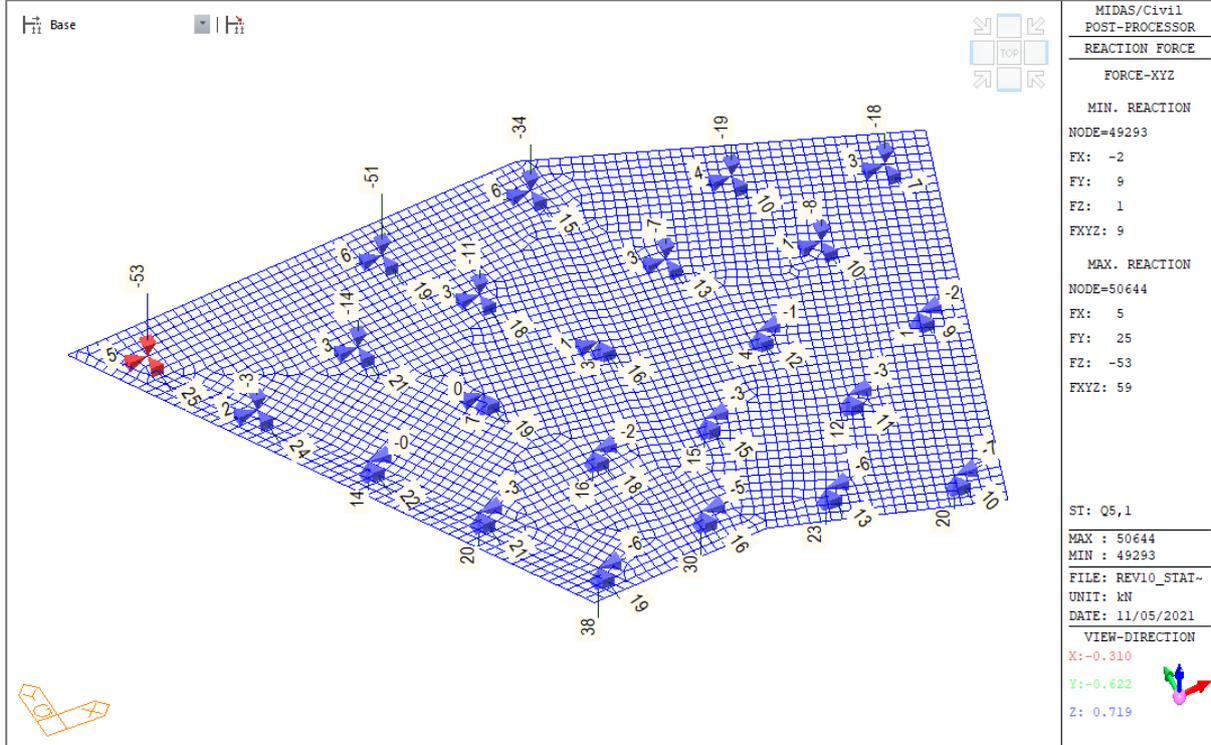
### 9.1.8.5 Carichi da traffico - Q3 - frenatura



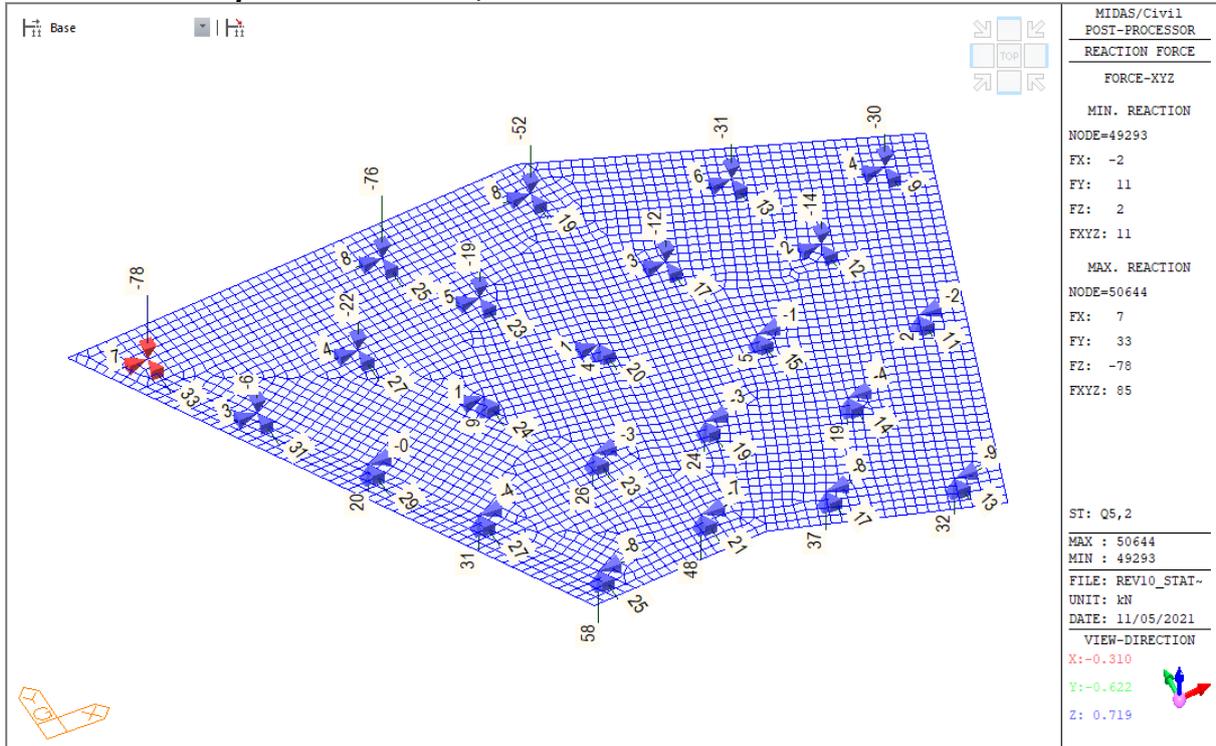
### 9.1.8.6 Carichi da traffico - Q4 - centrifuga



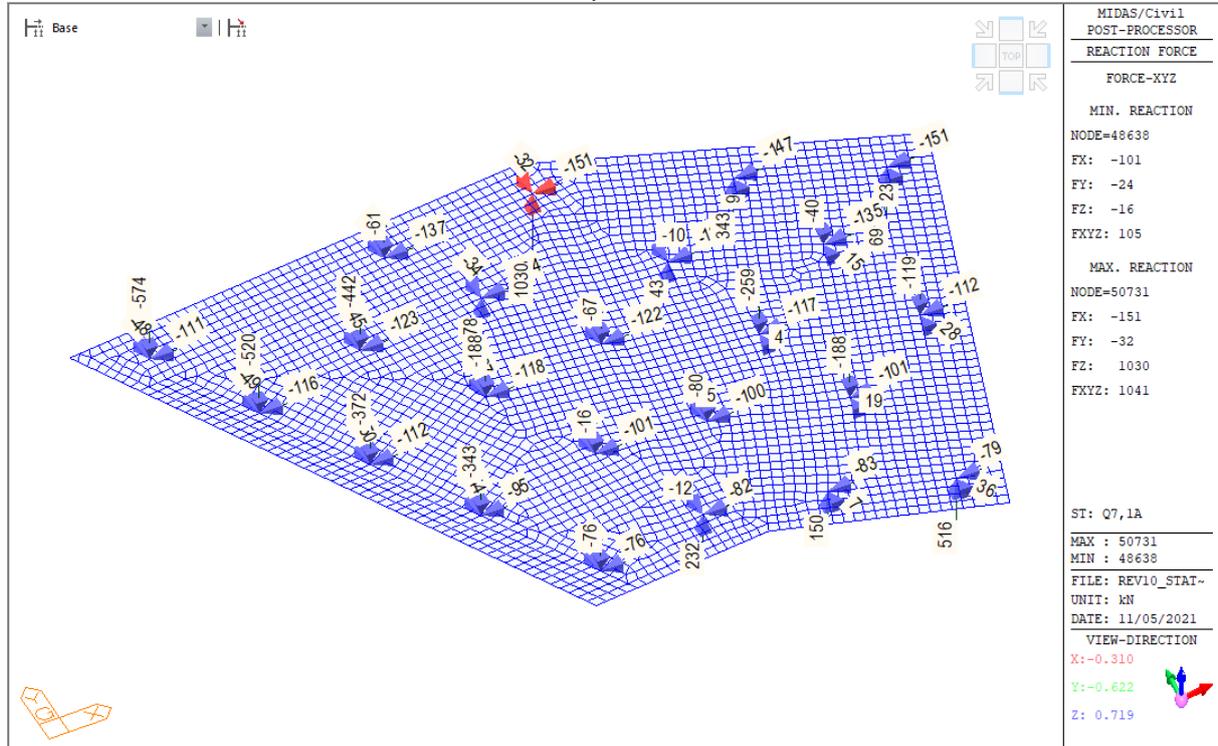
**9.1.8.7 Vento a ponte scarico - Q5,1**



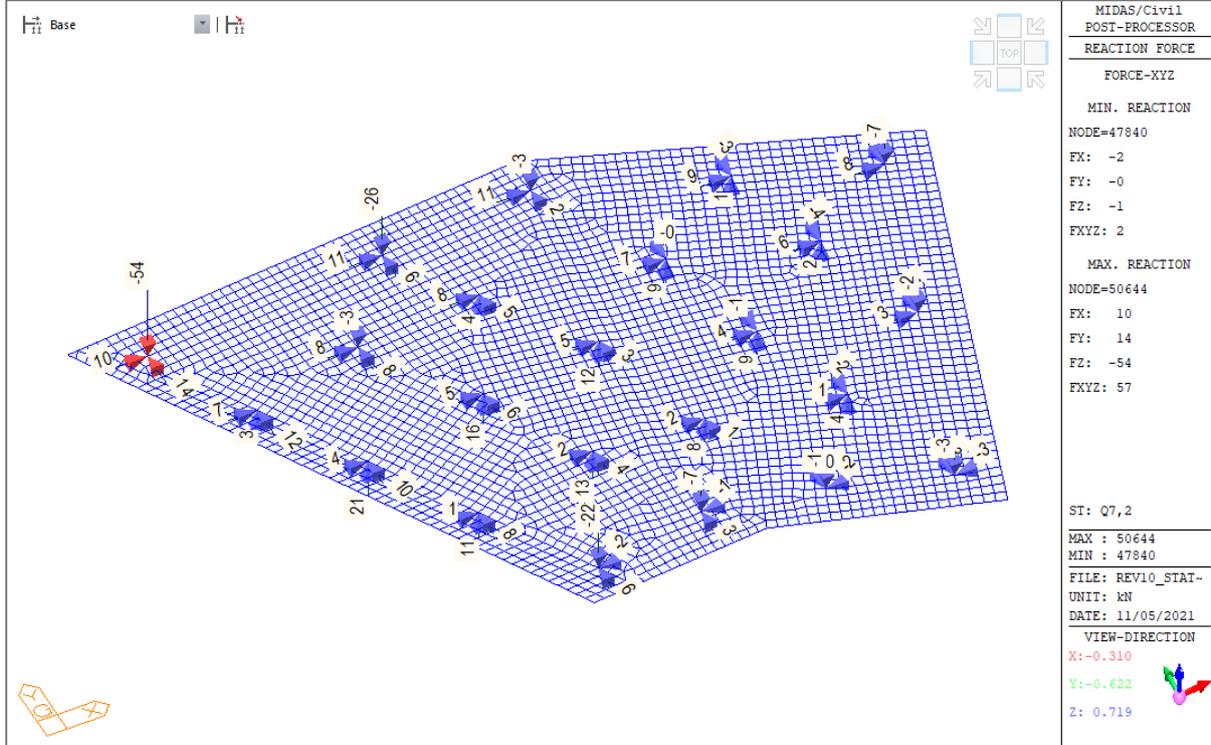
### 9.1.8.8 Vento a ponte carico - Q5,2



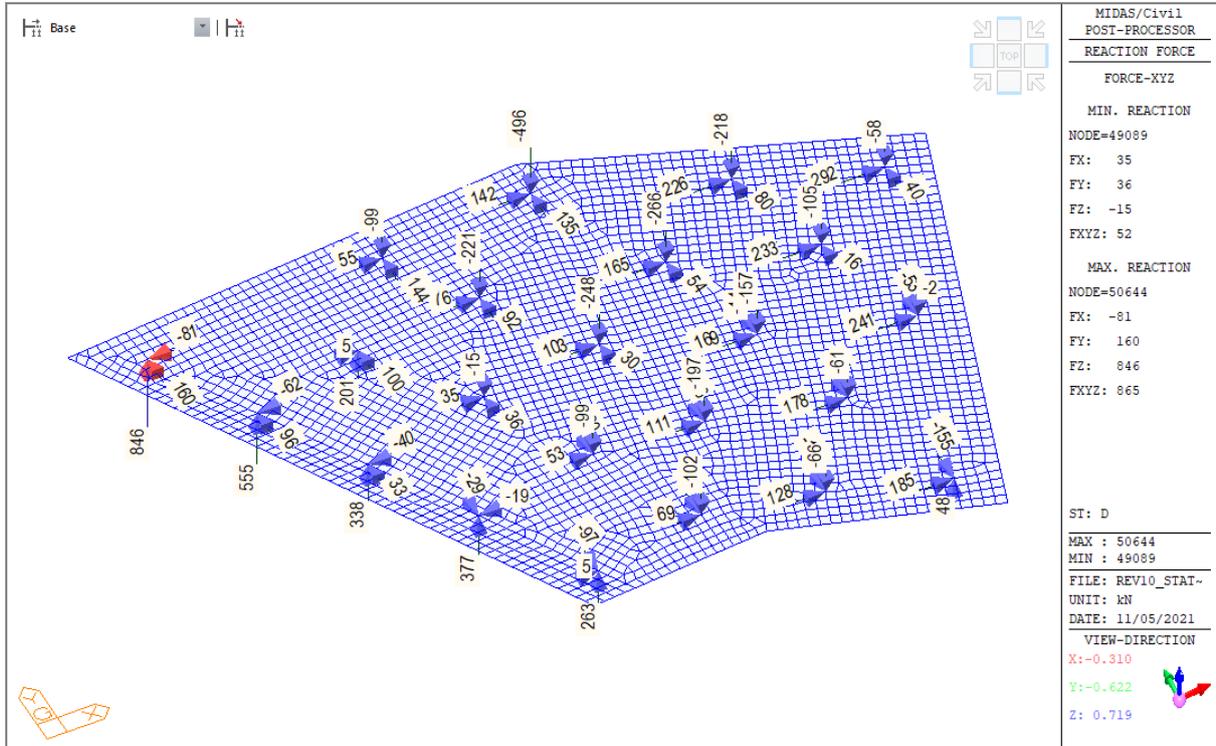
### 9.1.8.9 Dilatazione termica uniforme - Q7,1a



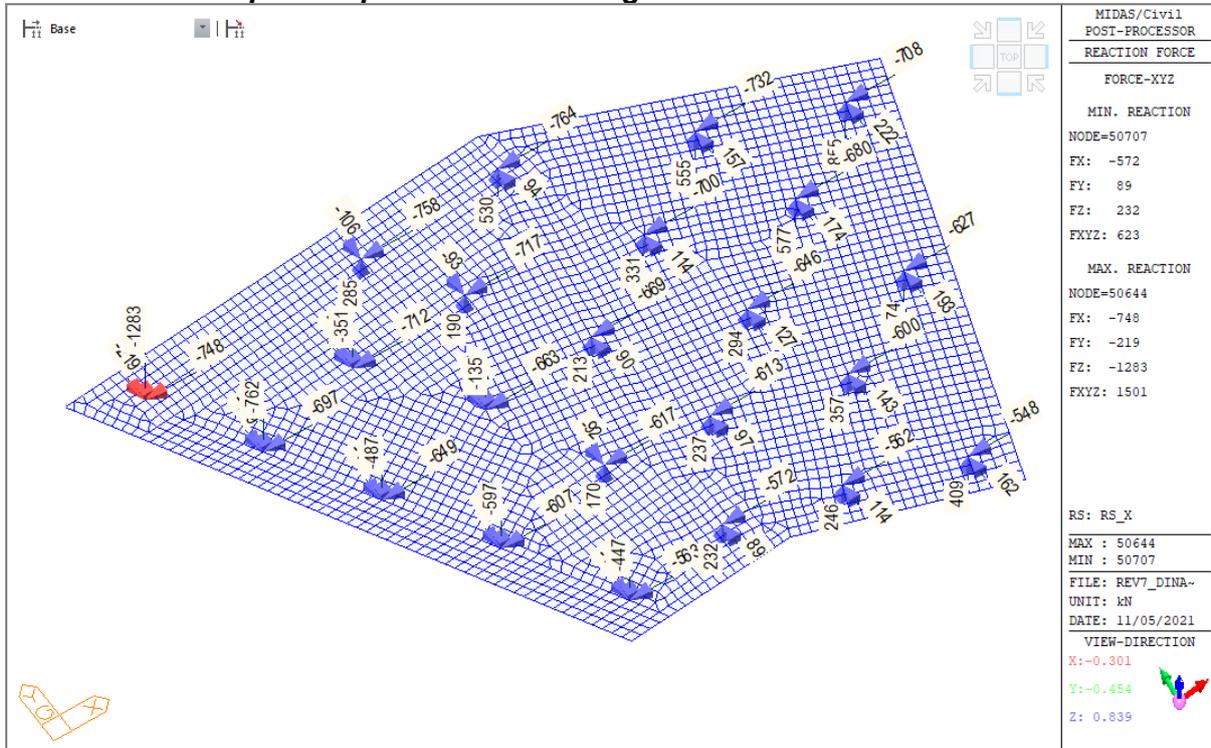
**9.1.8.10**      *Variatione termica lineare - Q7,2*



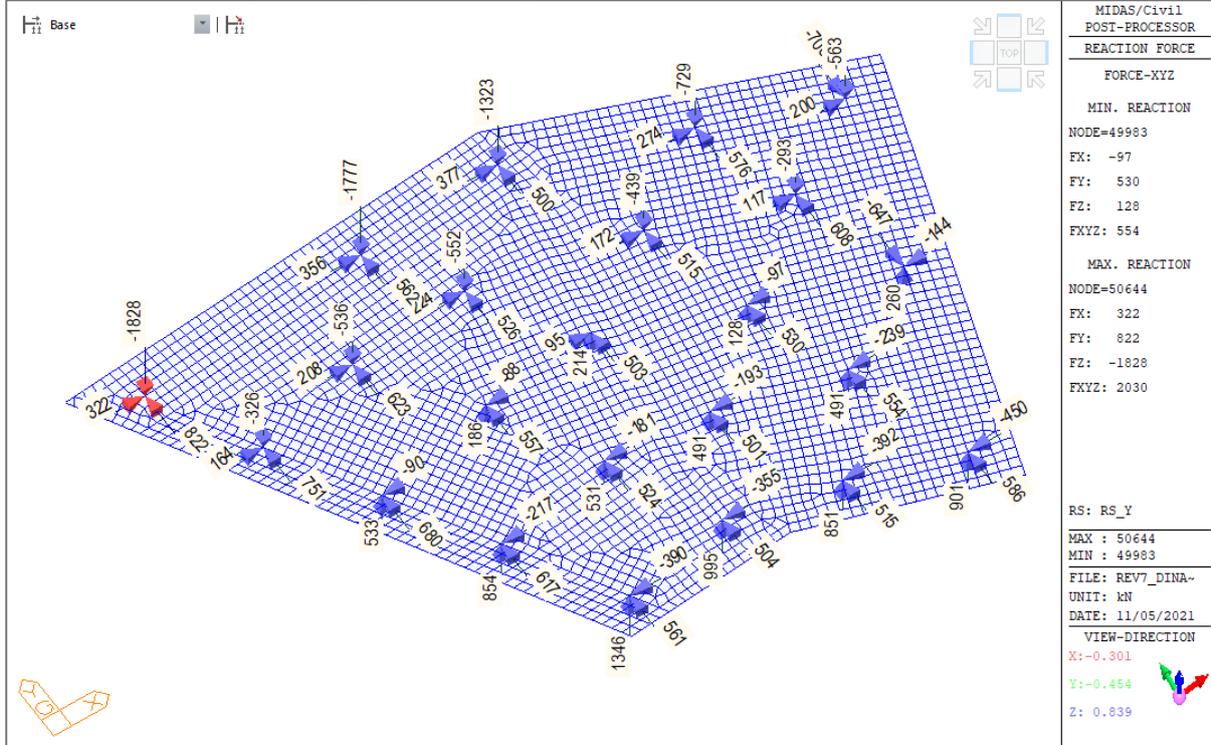
### 9.1.8.11 Ritiro del calcestruzzo - D



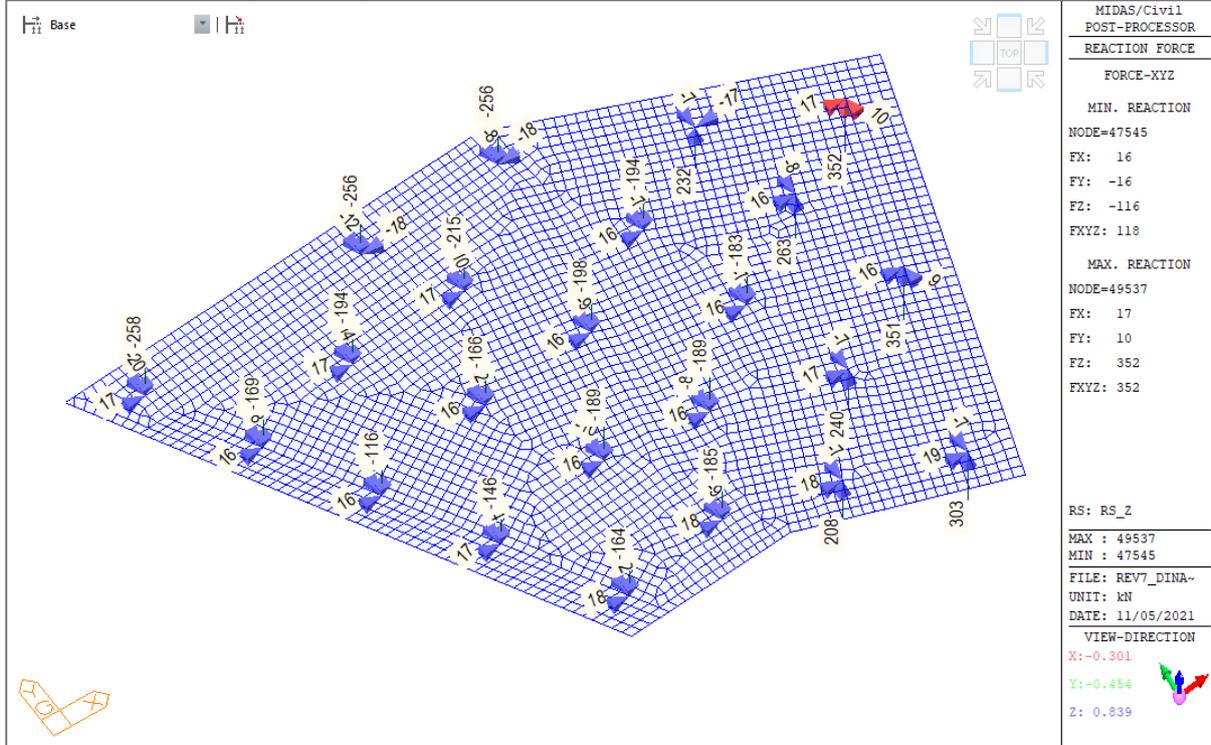
**9.1.8.12 Response spectrum - Rx - Longitudinale**



**9.1.8.13 Response spectrum - Ry - Trasversale**



**9.1.8.14 Response spectrum - Rz - Verticale**



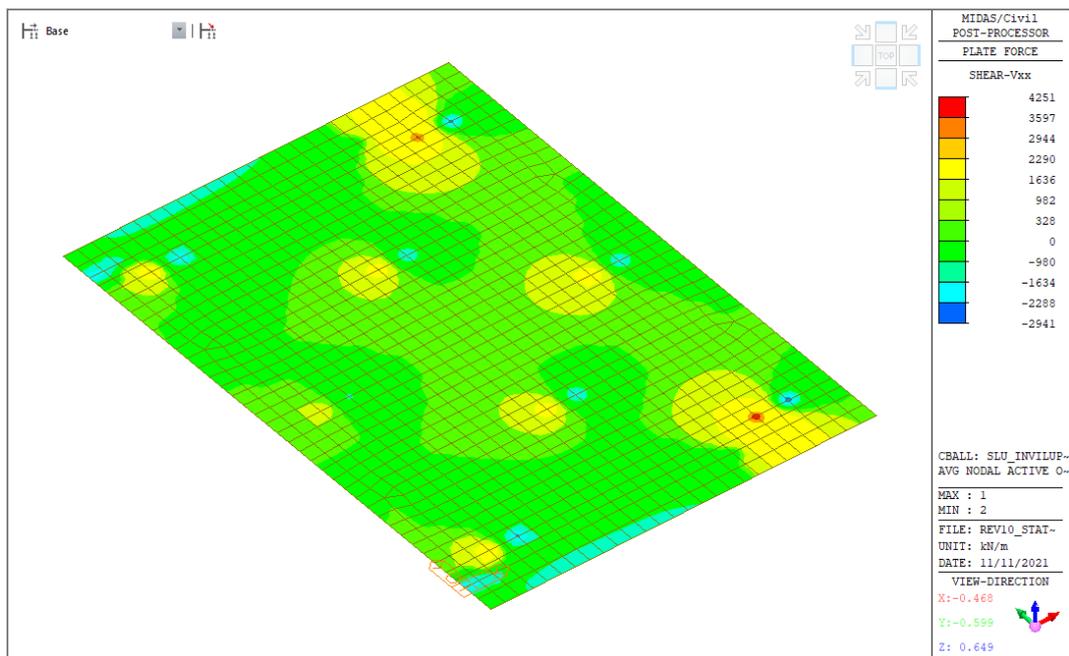
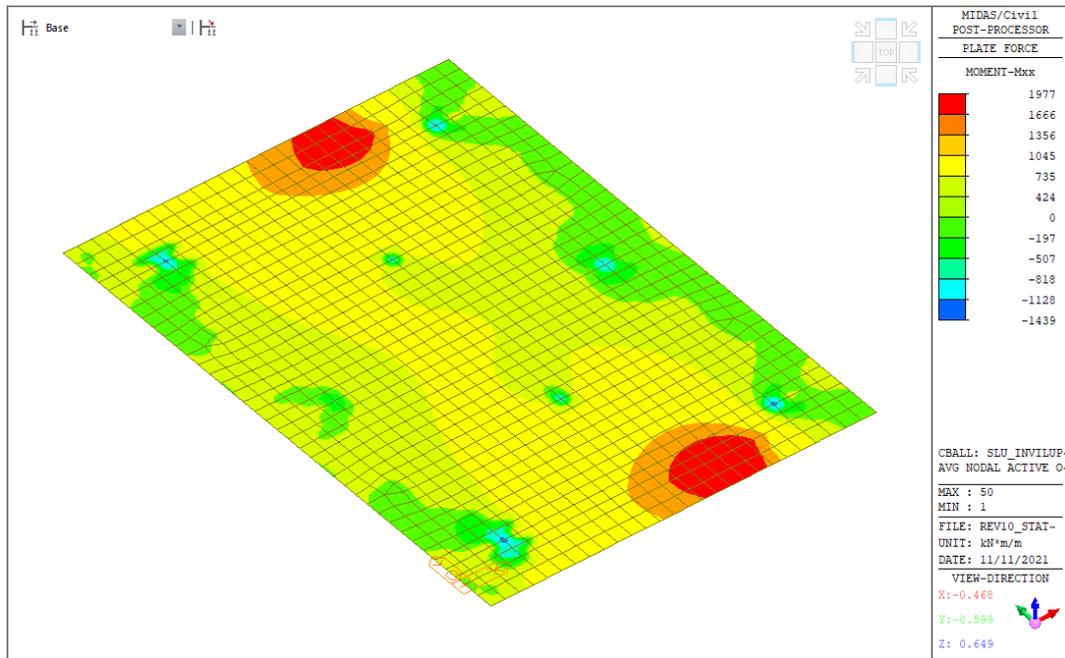


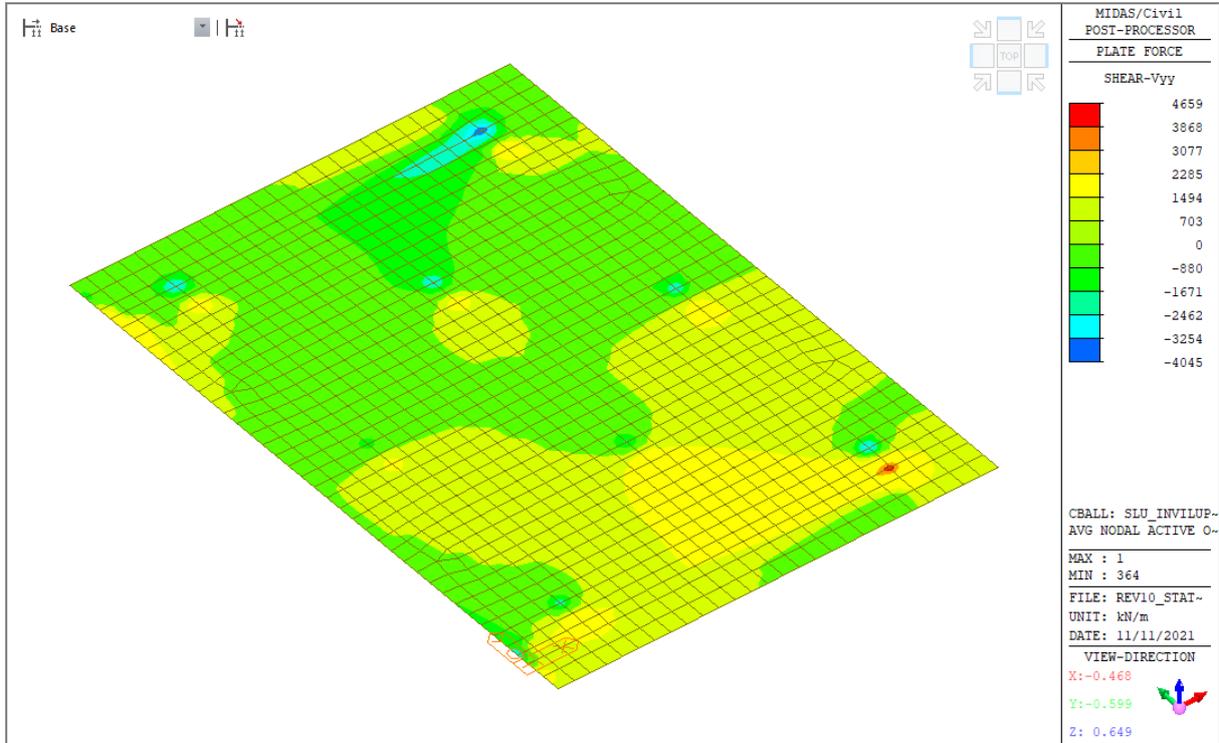
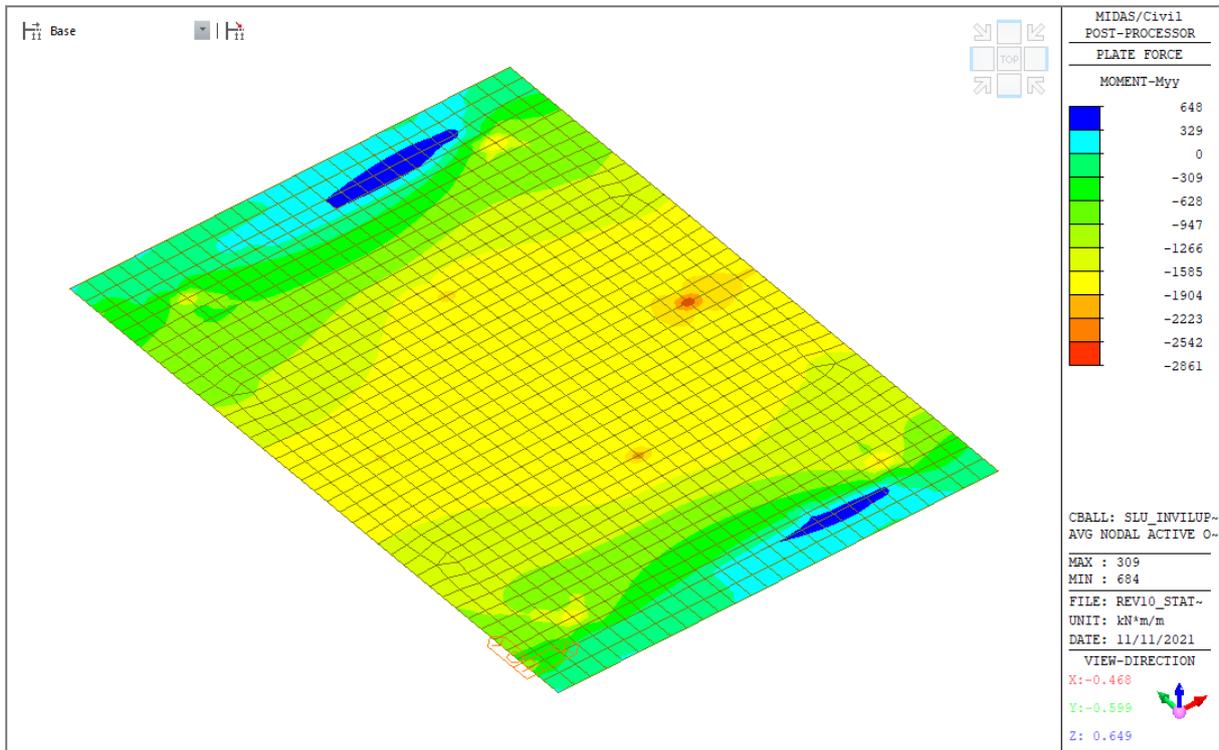
## 9.2 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO A - SLU

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali. Cautelativamente le verifiche vengono condotte per il plinto più sollecitato Plinto D.

### 9.2.1 SLU - Sollecitazioni

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

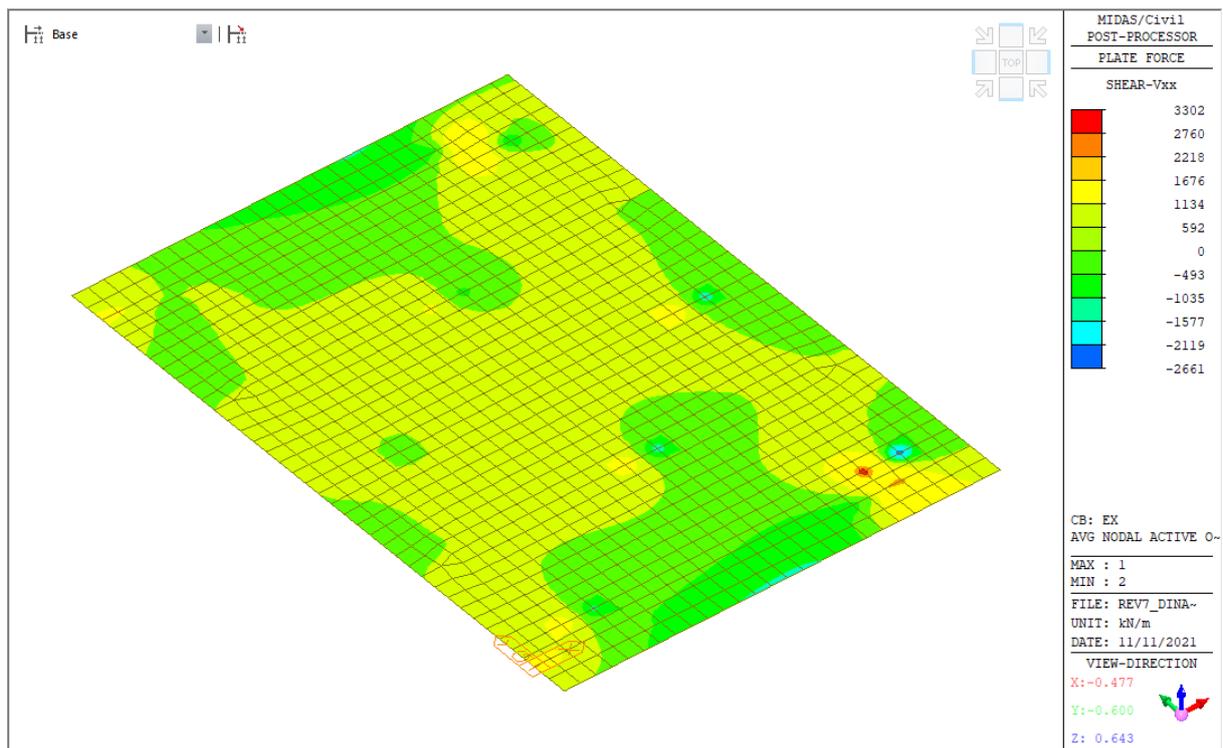
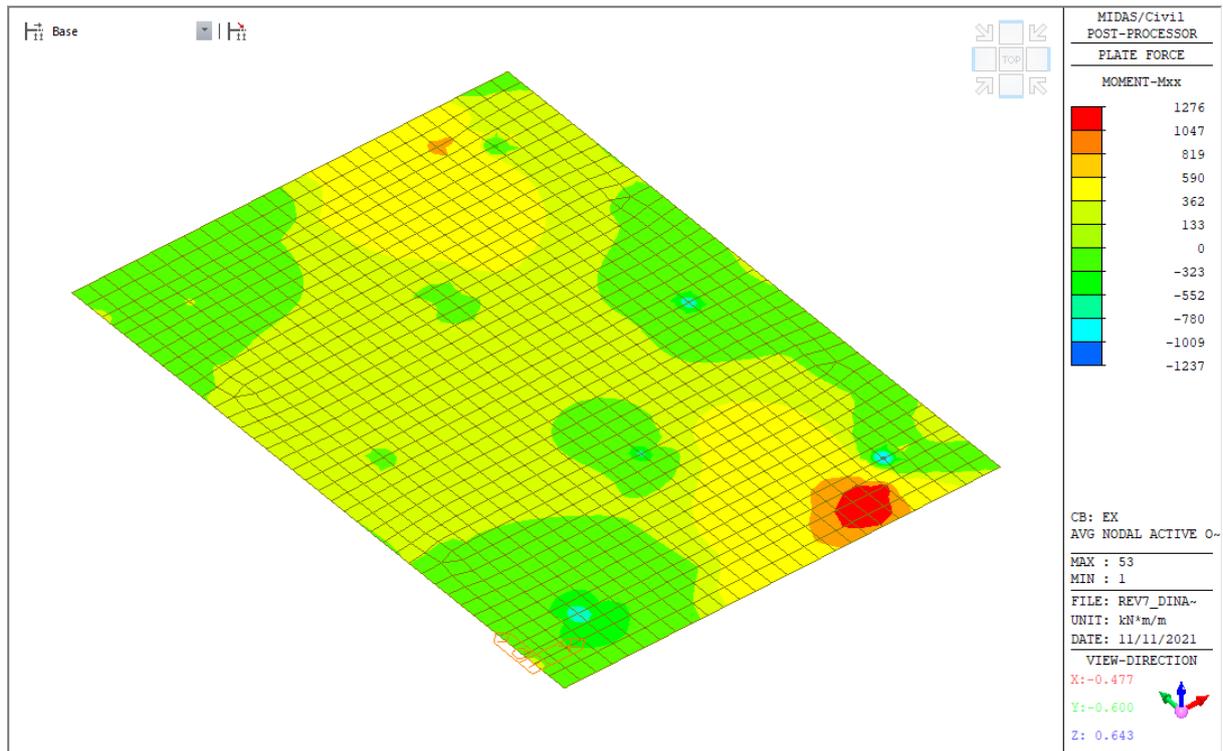


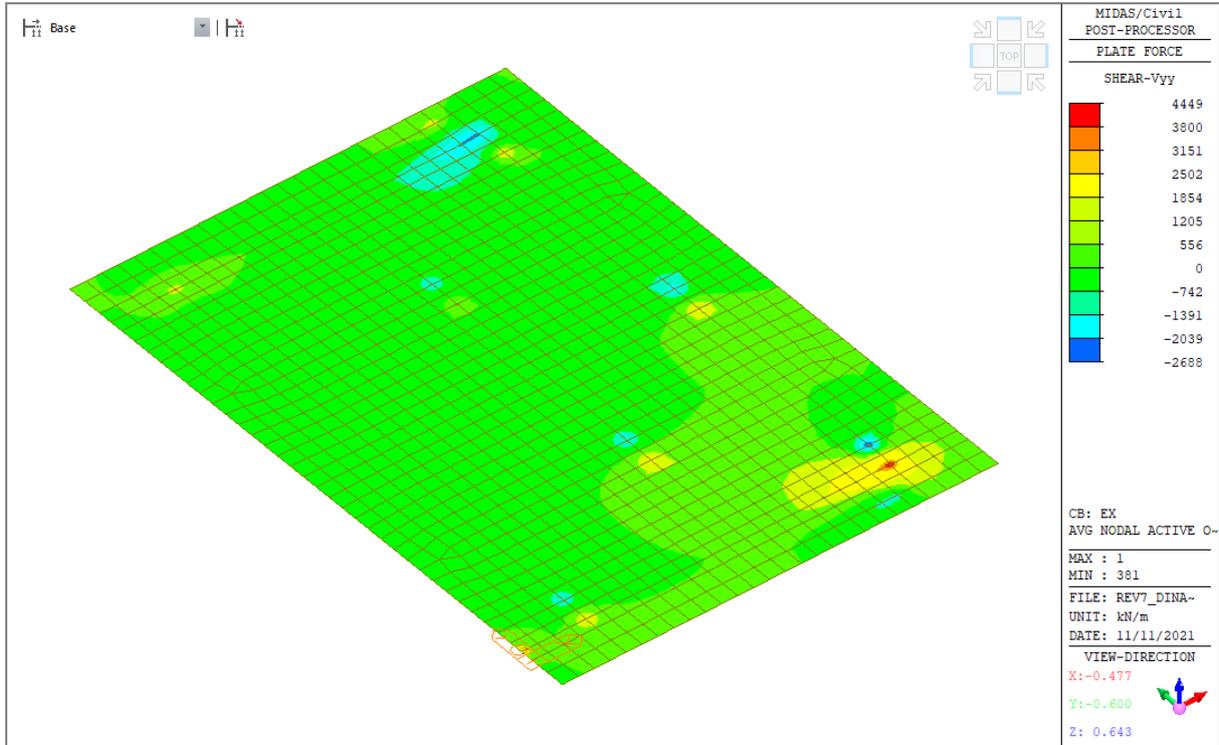
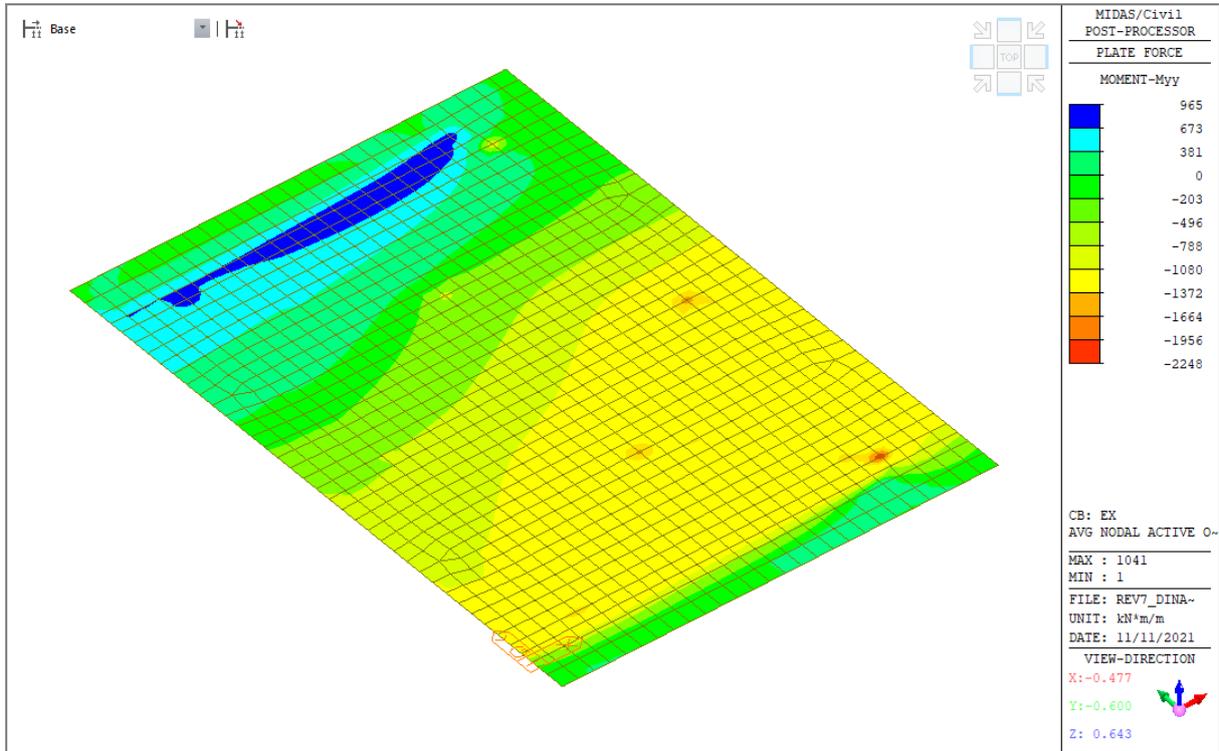


## 9.2.2 SLV - Sollecitazioni

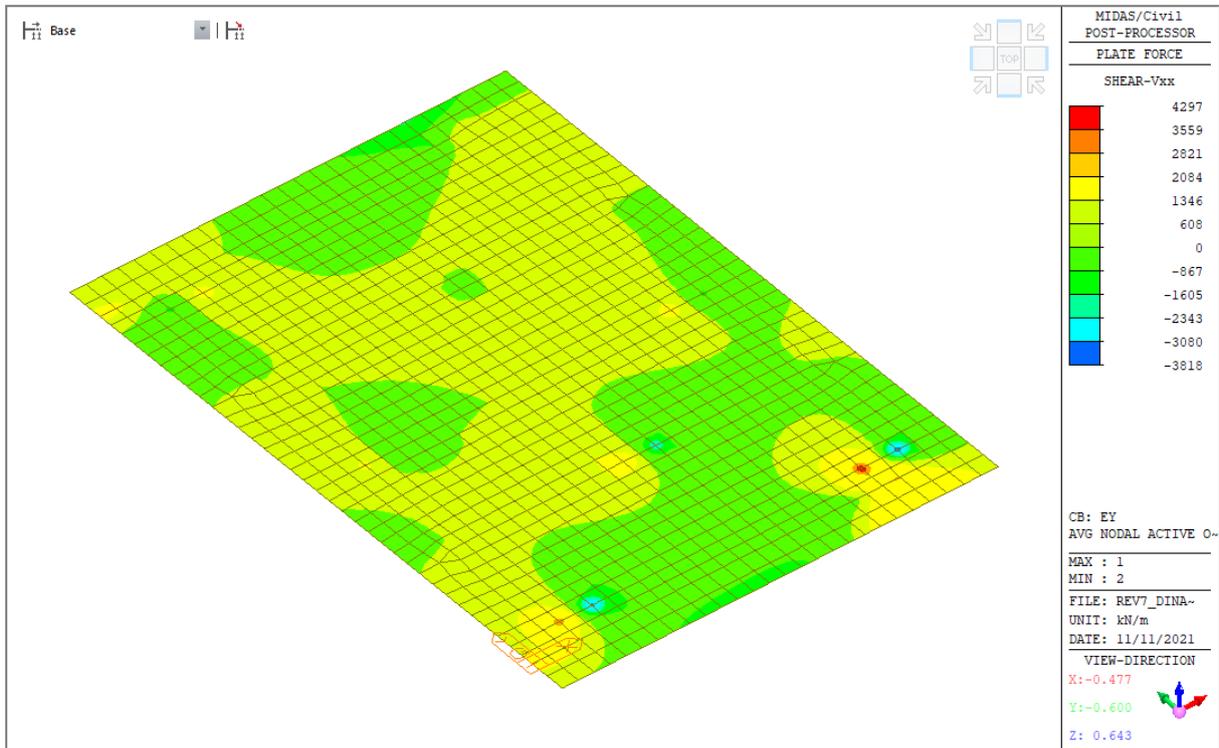
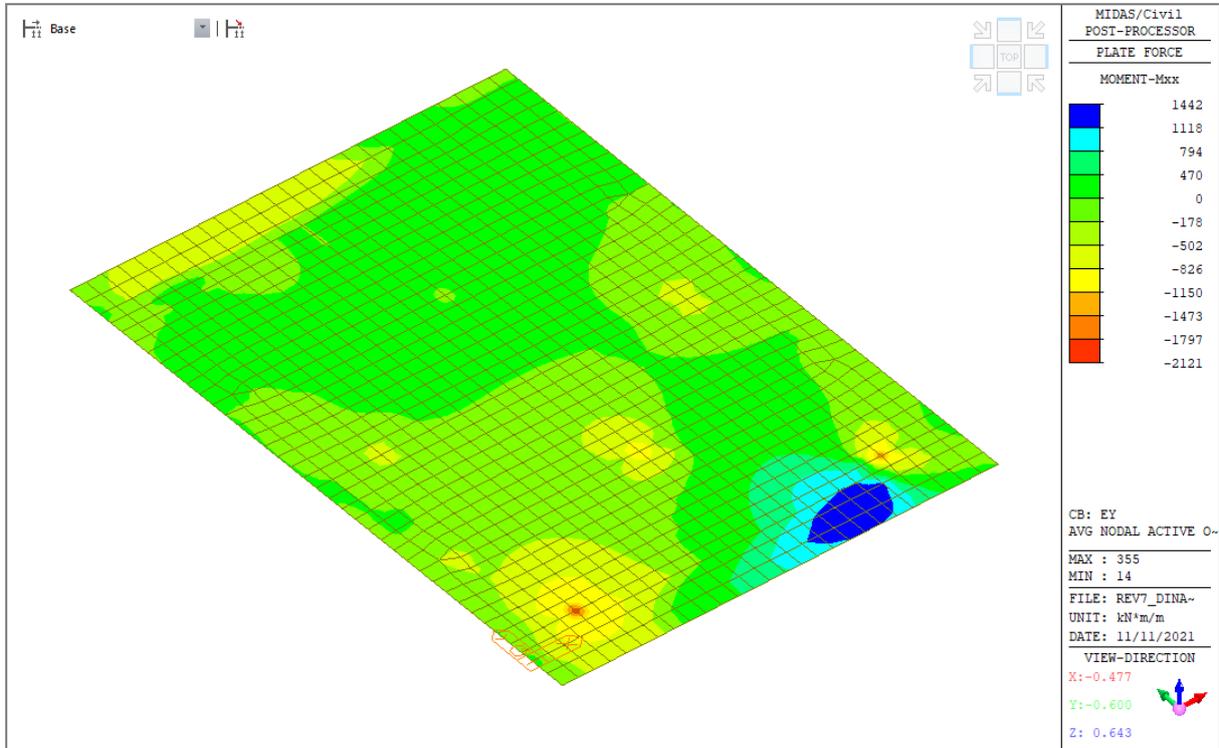
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando le combinazioni più gravose rappresentate da Ex (sisma longitudinale) ed Ey (sisma trasversale)

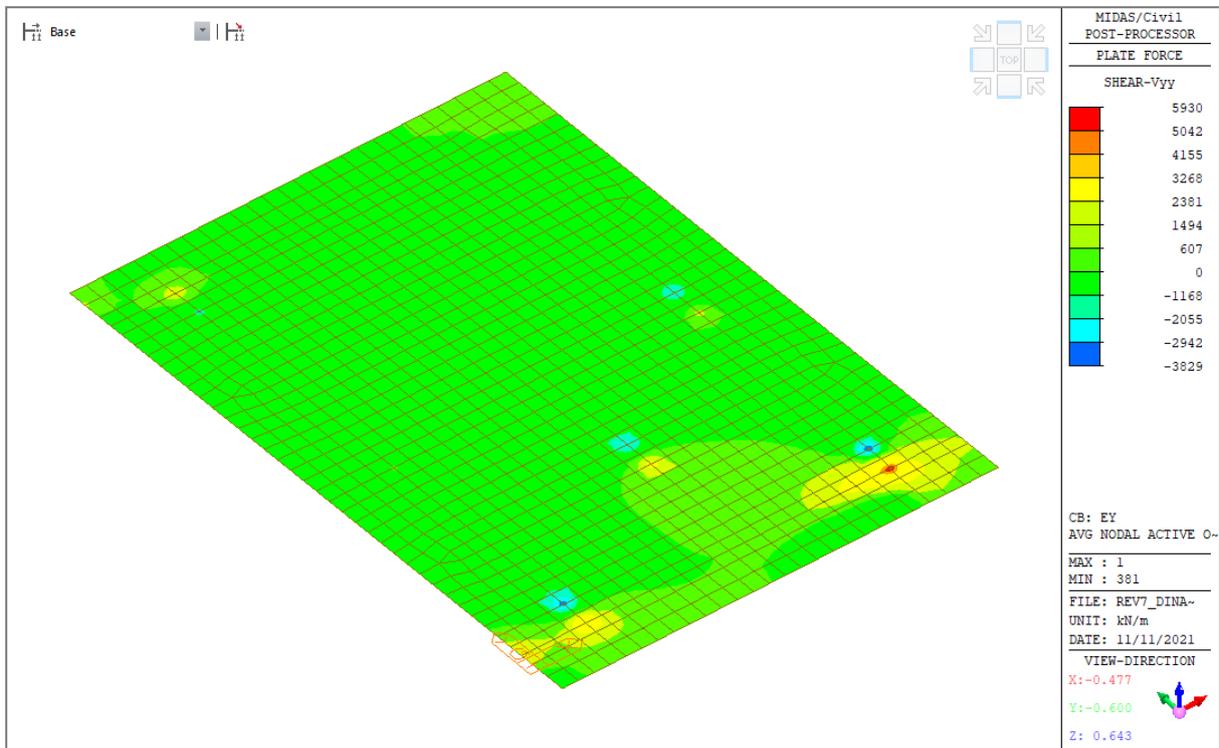
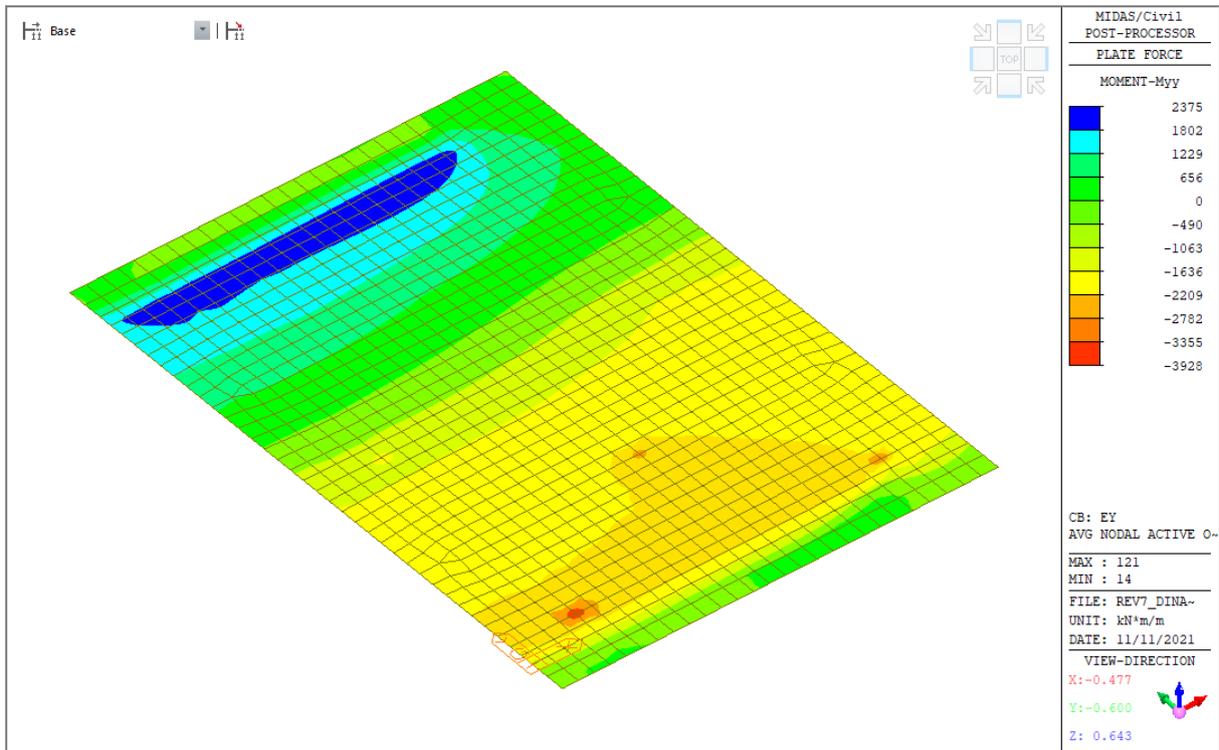
### 9.2.2.1 Combinazione Ex - Sollecitazioni





### 9.2.2.2 Combinazione Ey - Sollecitazioni



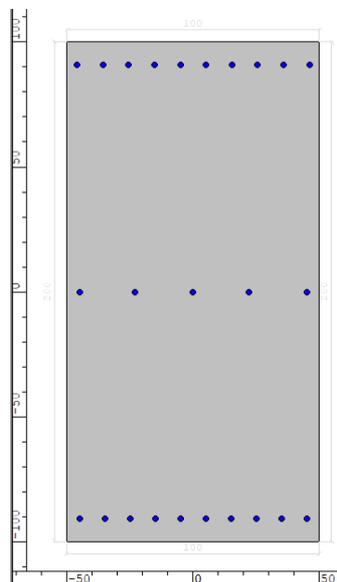


### 9.2.3 Verifiche strutturali SLU/SLV

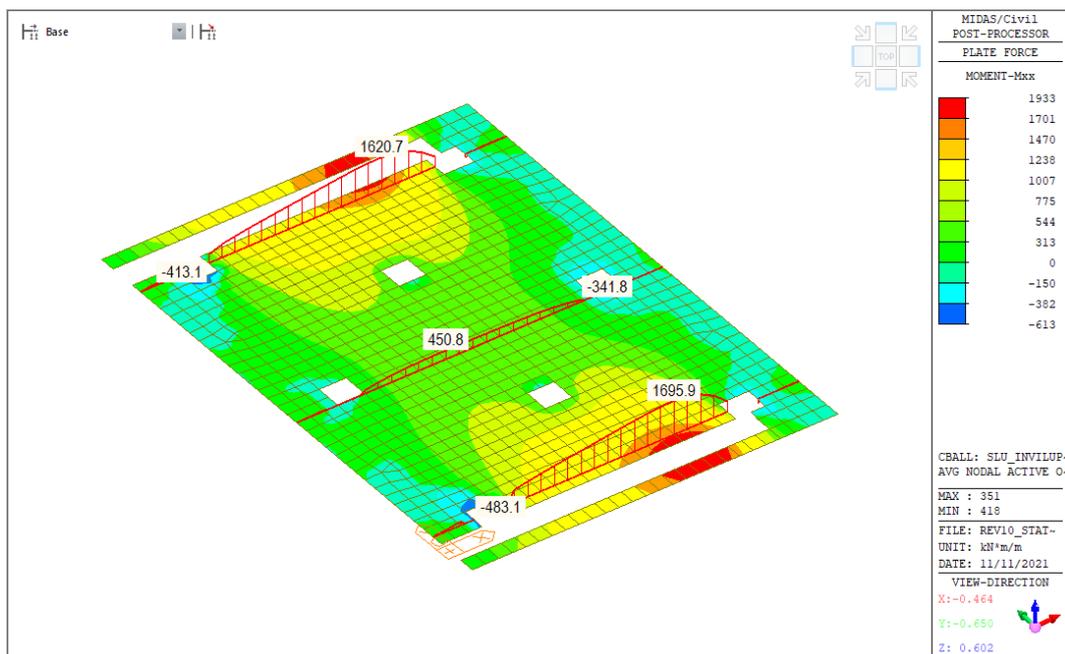
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate localmente dove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi finiti di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

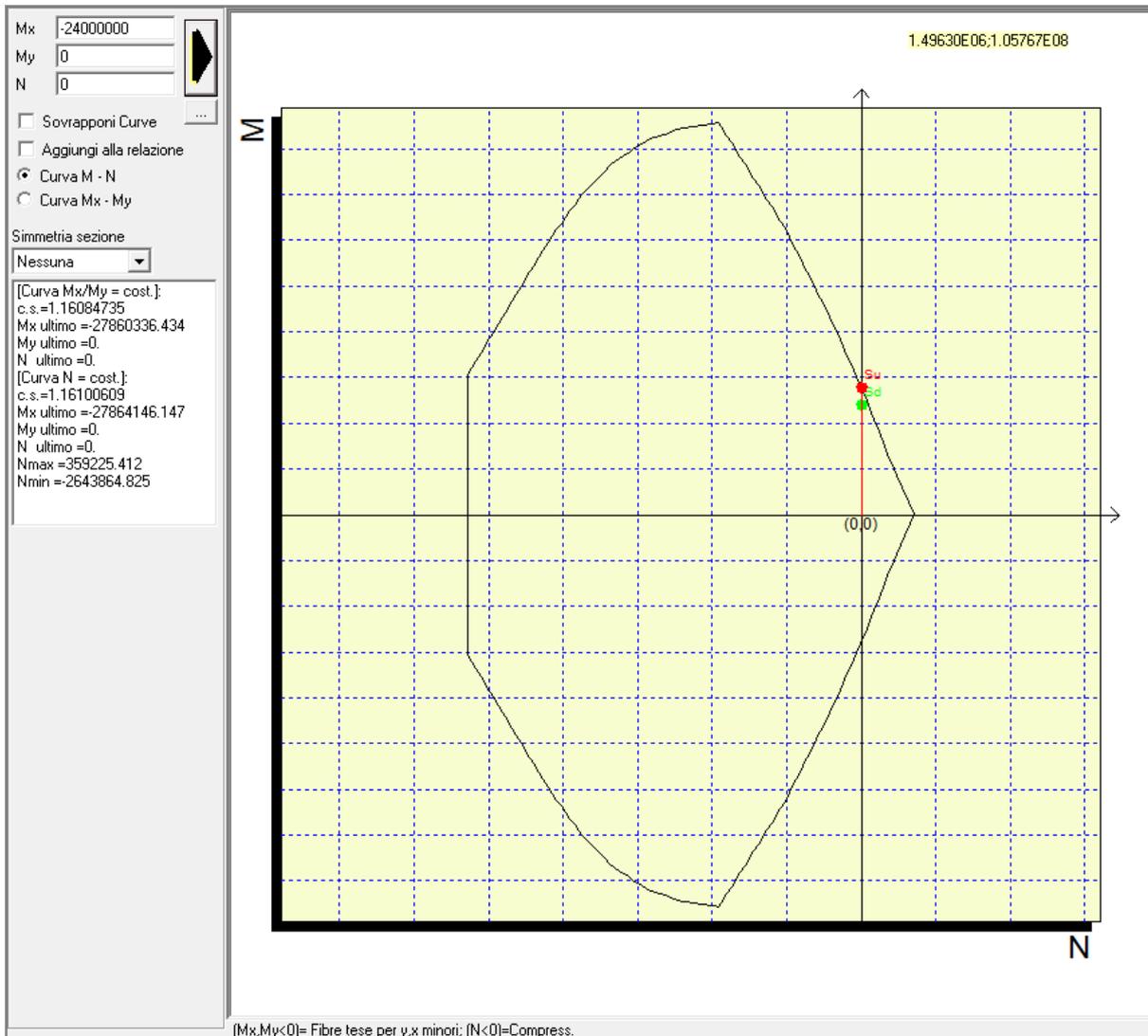
Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo SLU

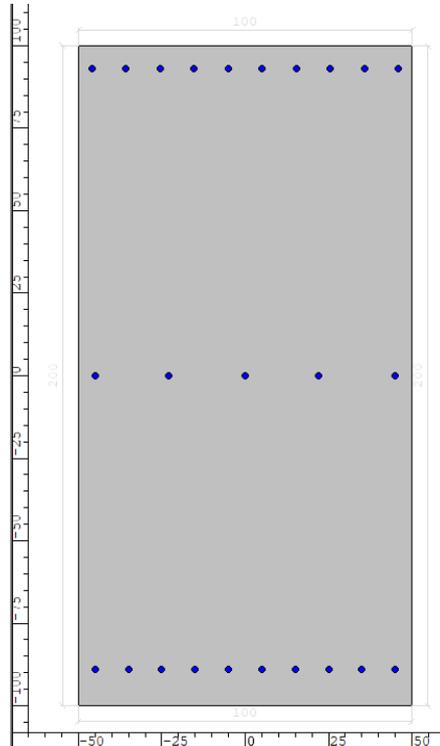




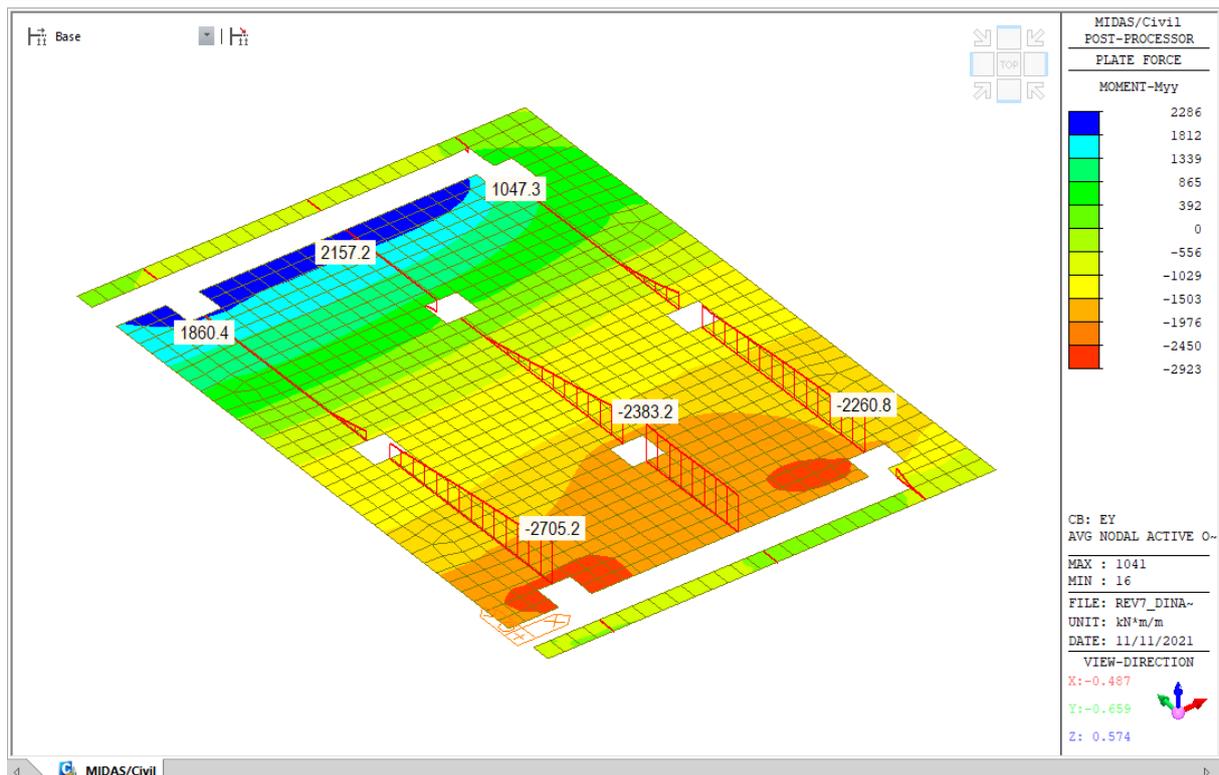
Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2400	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.16

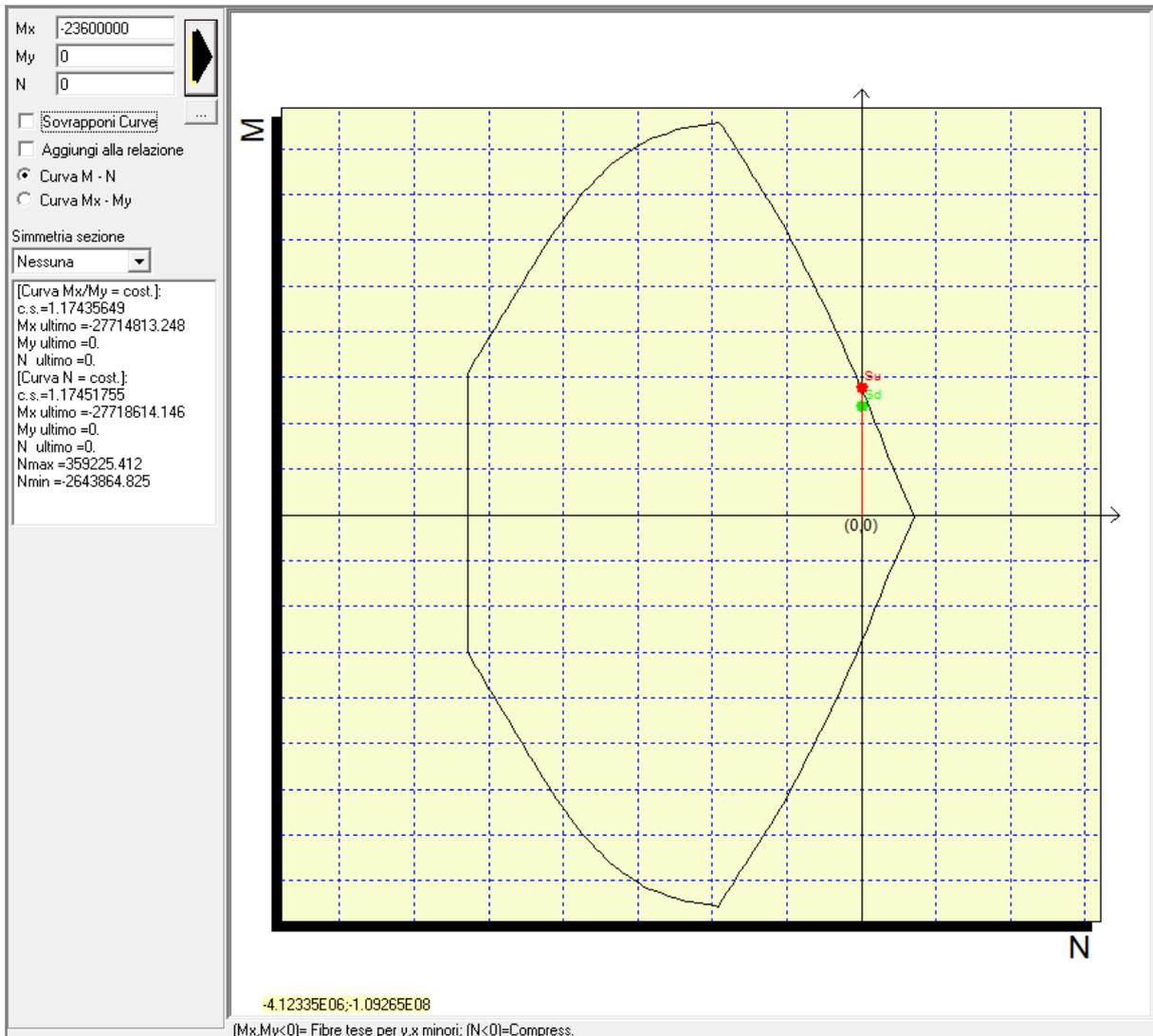
Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

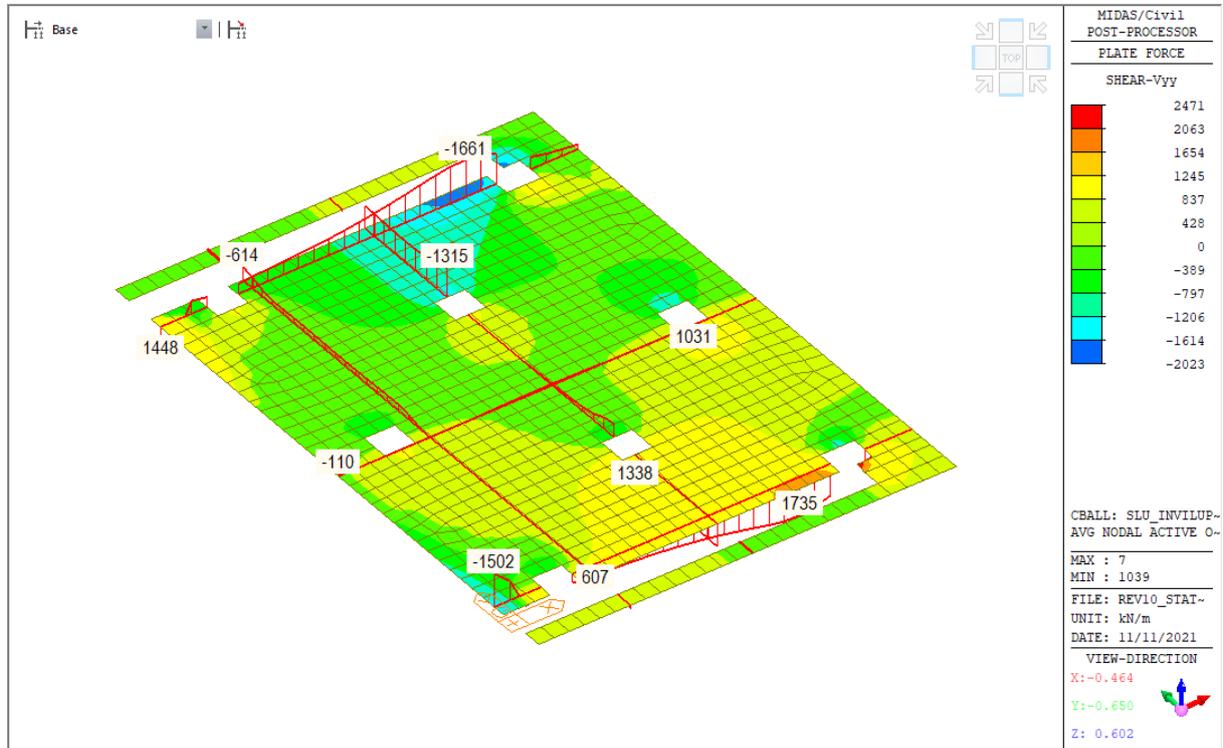




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2360	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.18

Verifiche a taglio:

Combinazione: Inviluppo SLU



Calcolo resistenza:

**Geometria Sezione**

<b>H=</b>	<b>2.00</b>	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	<b>1.00</b>	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	2.00	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	2.11	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	1.00	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.76	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.76	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.36	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

**Armatura Trasversale**

<b>φ =</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.50</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00050	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.4</b>	m	Passo Staffe

Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

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

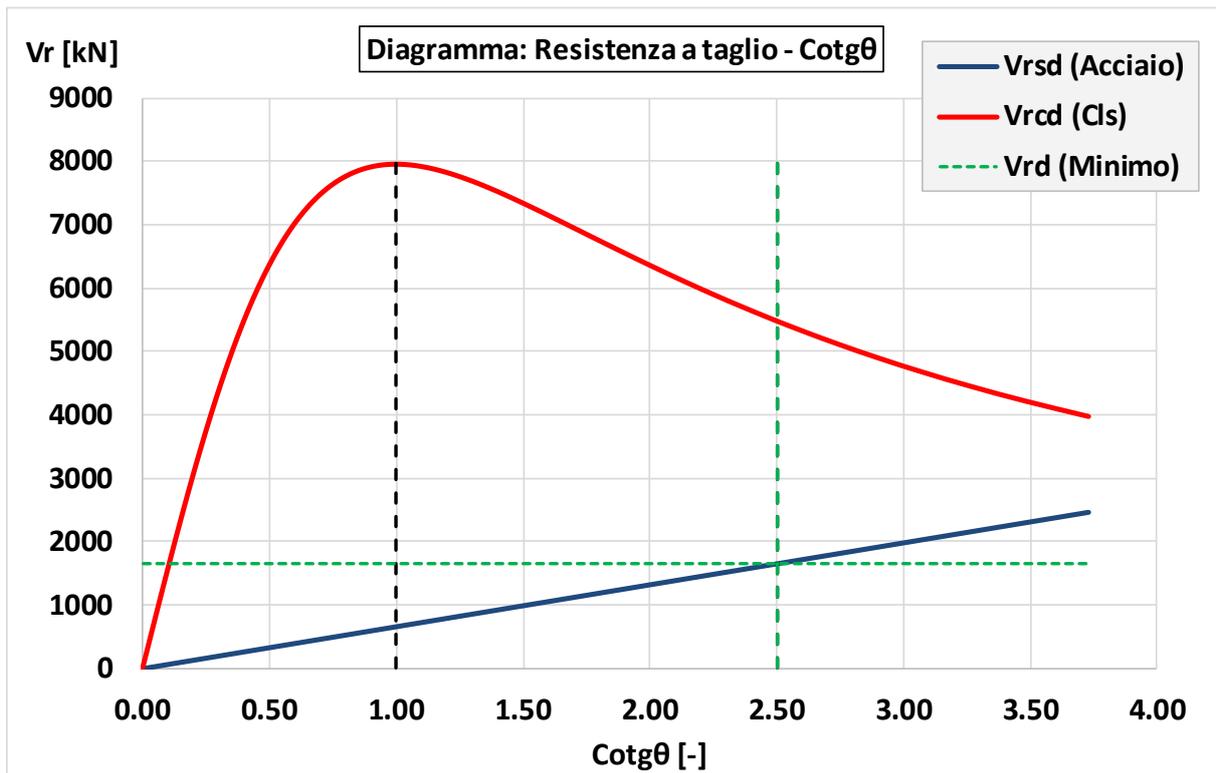
Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

$V_{Rd,s} = 1652$  kN      Resistenza a taglio della sola armatura

Verifica della Biella di Calcestruzzo

$V_{Rd,max} = 5487$  kN      Resistenza a taglio della sola biella

$V_{Rd} = 1652$  kN      TAGLIO RESISTENTE



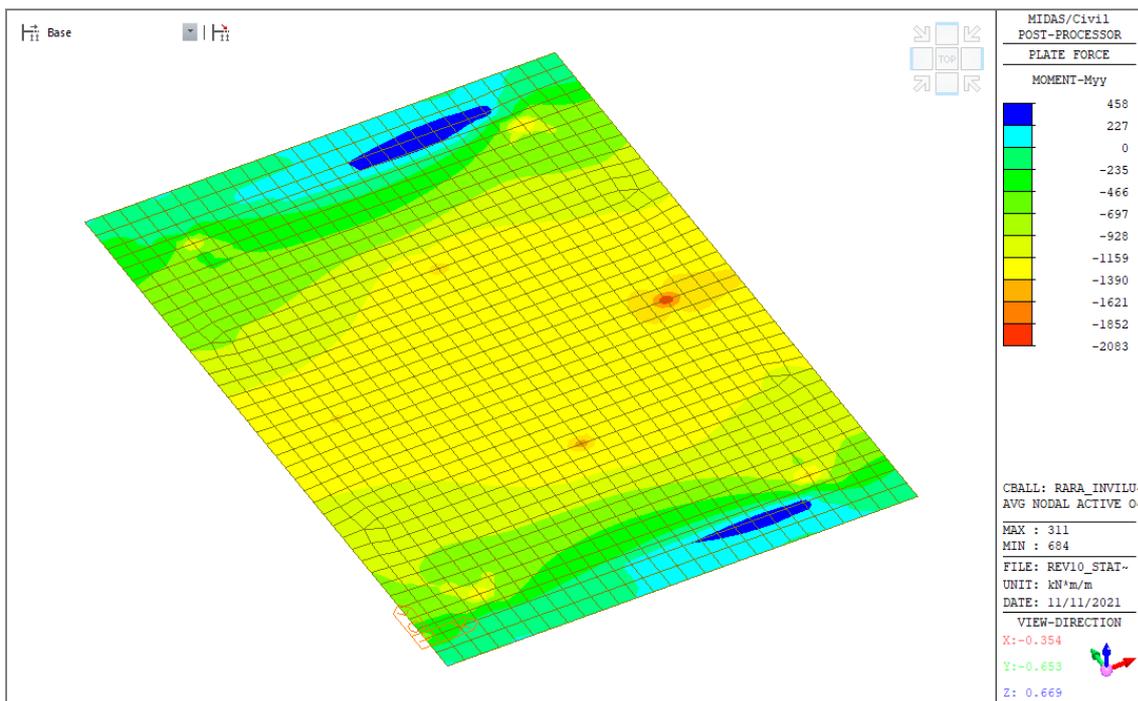
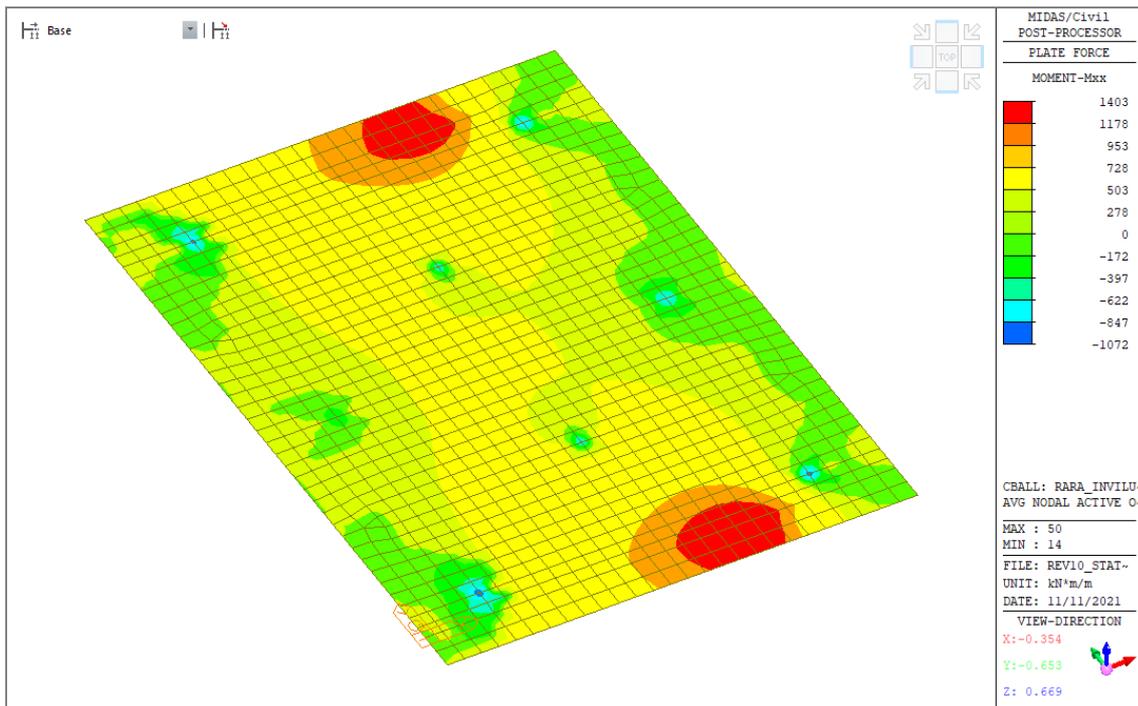
Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
1300	$\phi 14-2.5$ br./0.4 m	1652	1.27

### 9.3 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO A - SLE

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

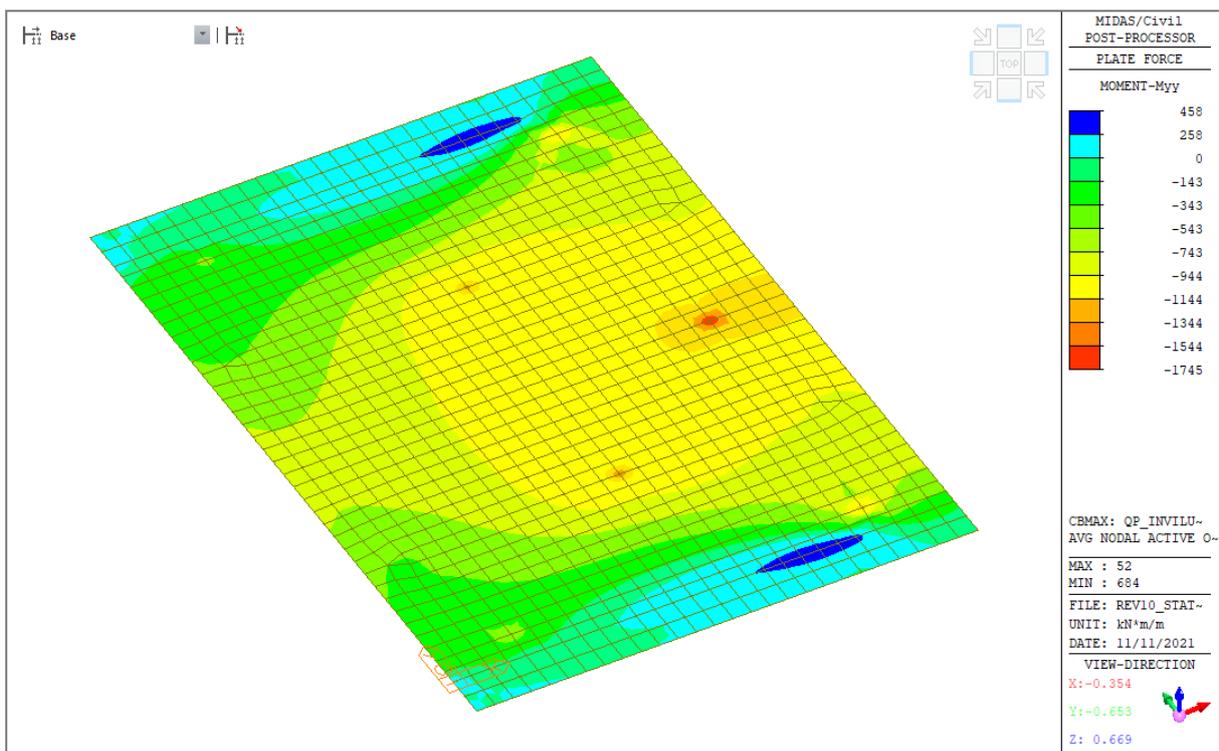
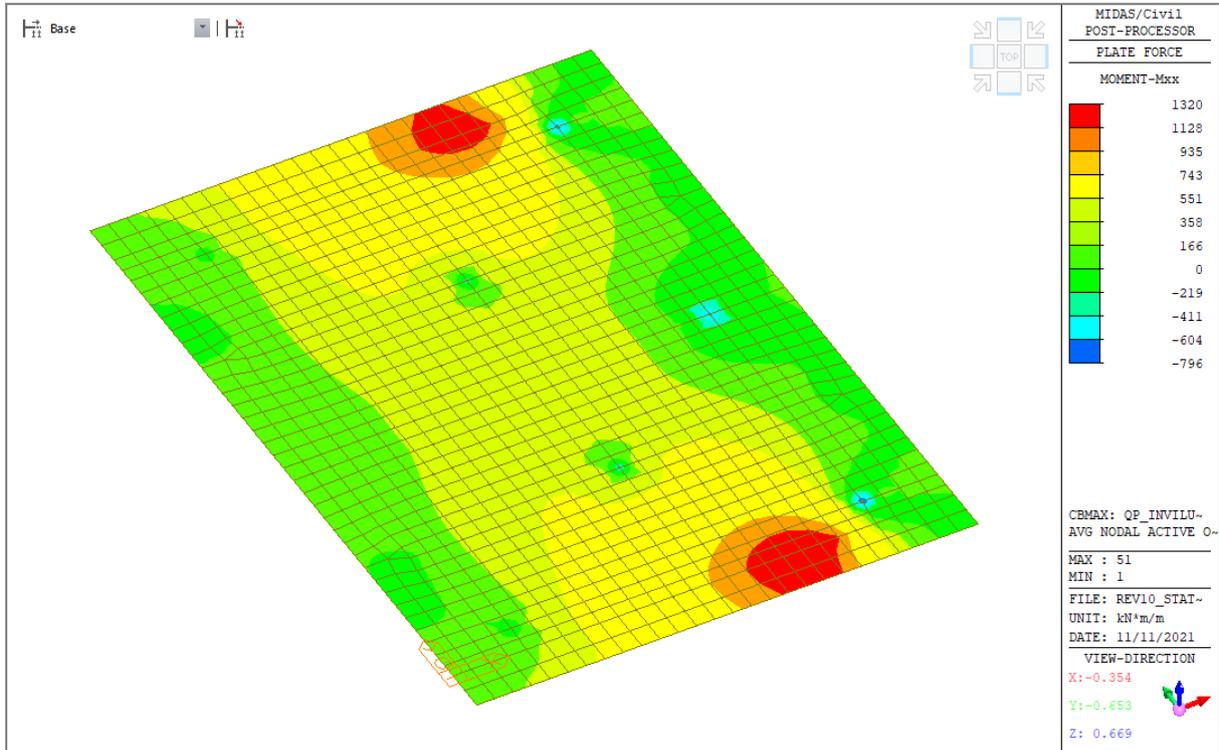
#### 9.3.1 SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara

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



### 9.3.2 SLE – Sollecitazioni Combinazione QP

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

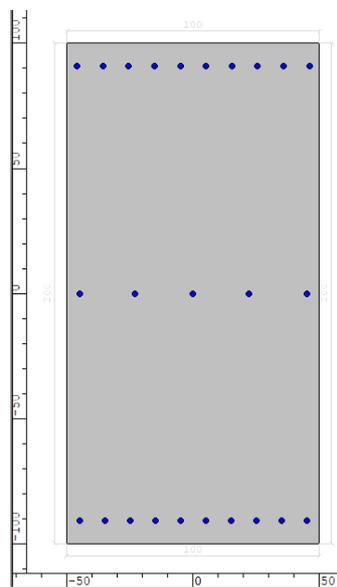


### 9.3.3 Verifiche strutturali SLE

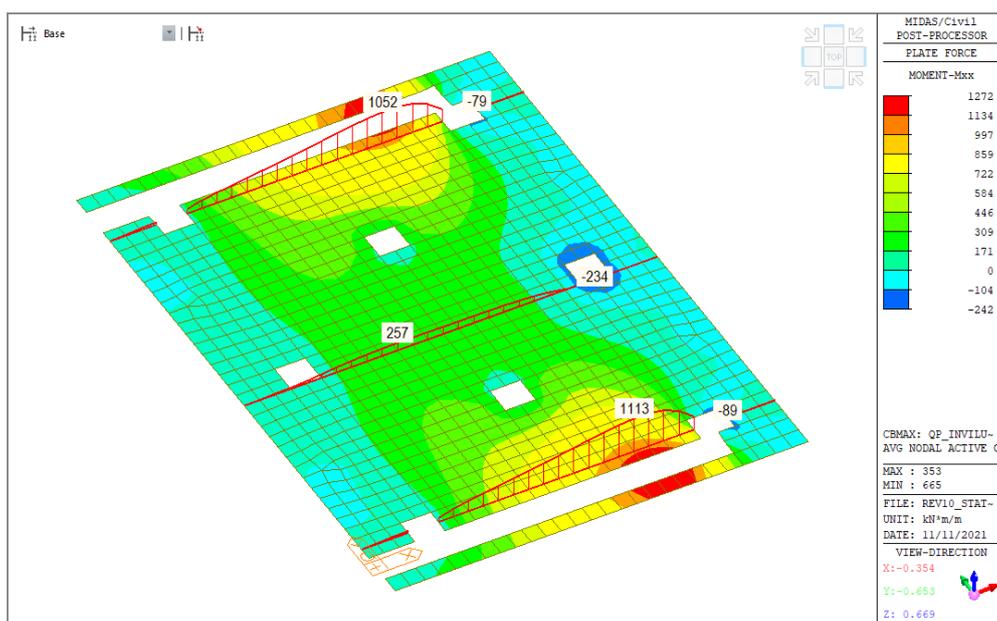
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate nelle zone locali ove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

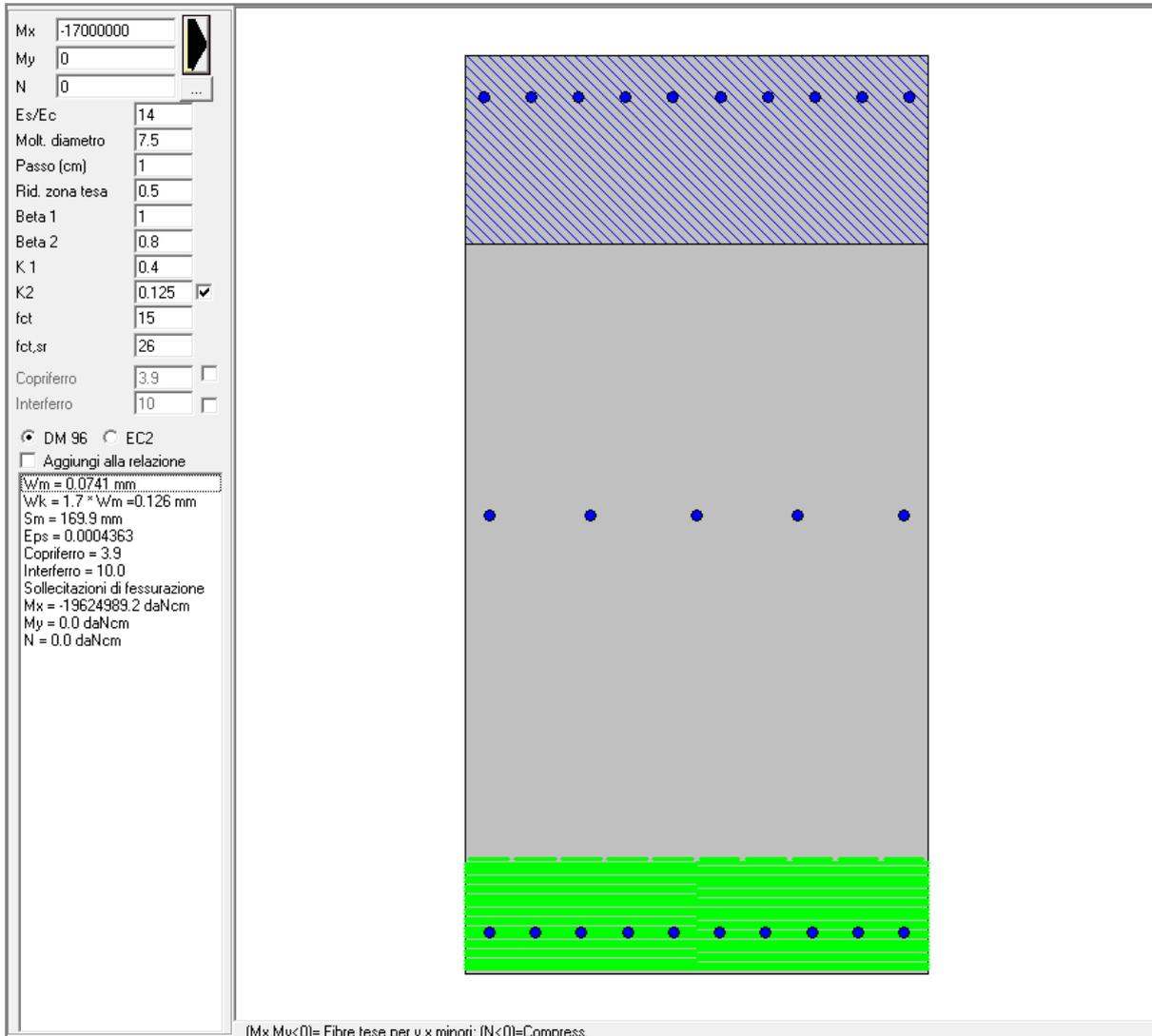
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm

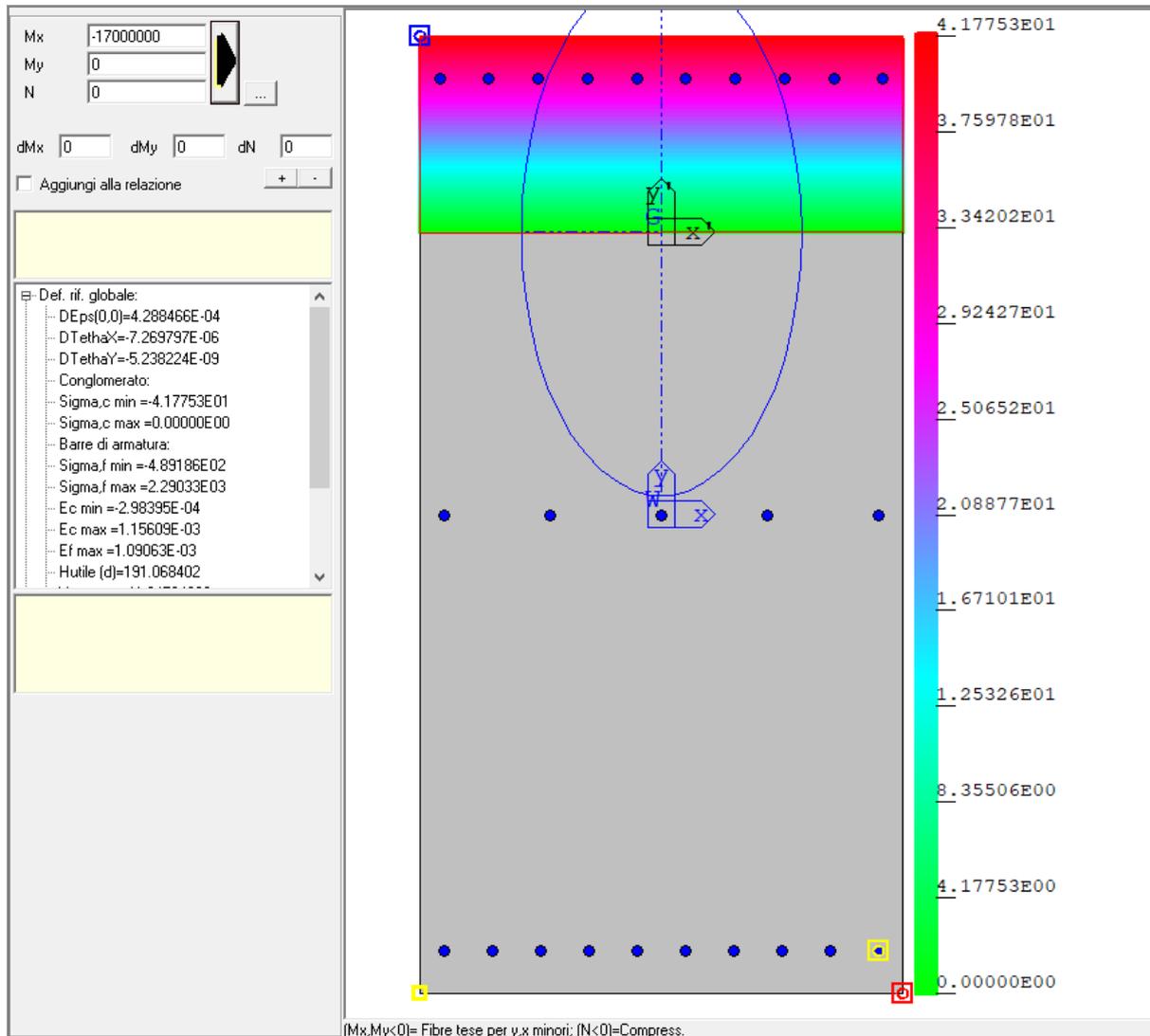


Combinazione: Involuppo Rara





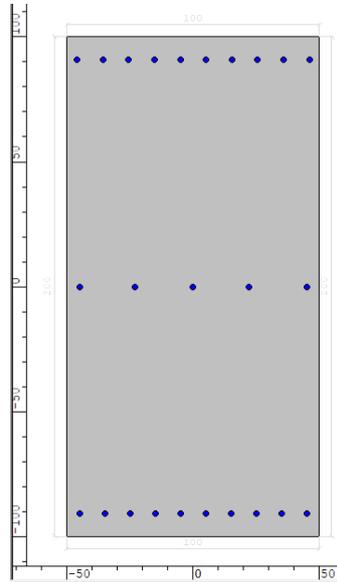
Verifica a fessurazione		
M <sub>Ed</sub>	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
1700	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



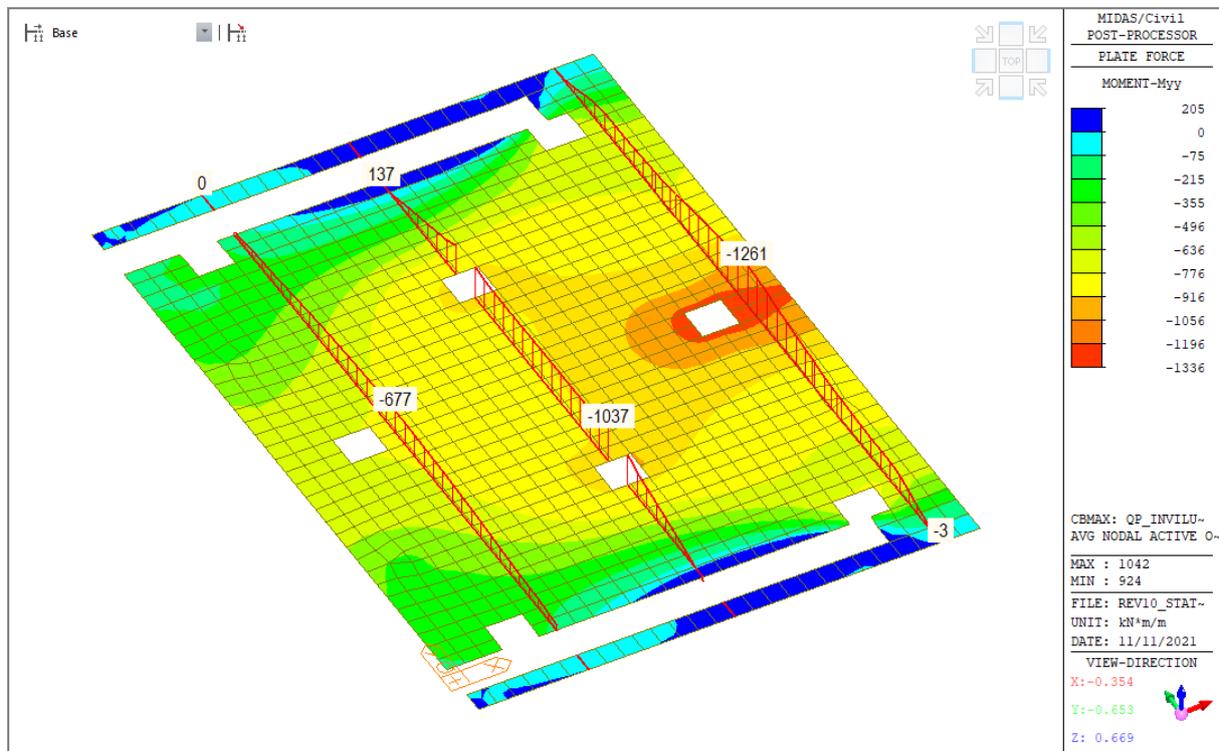
Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1700	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.2	229

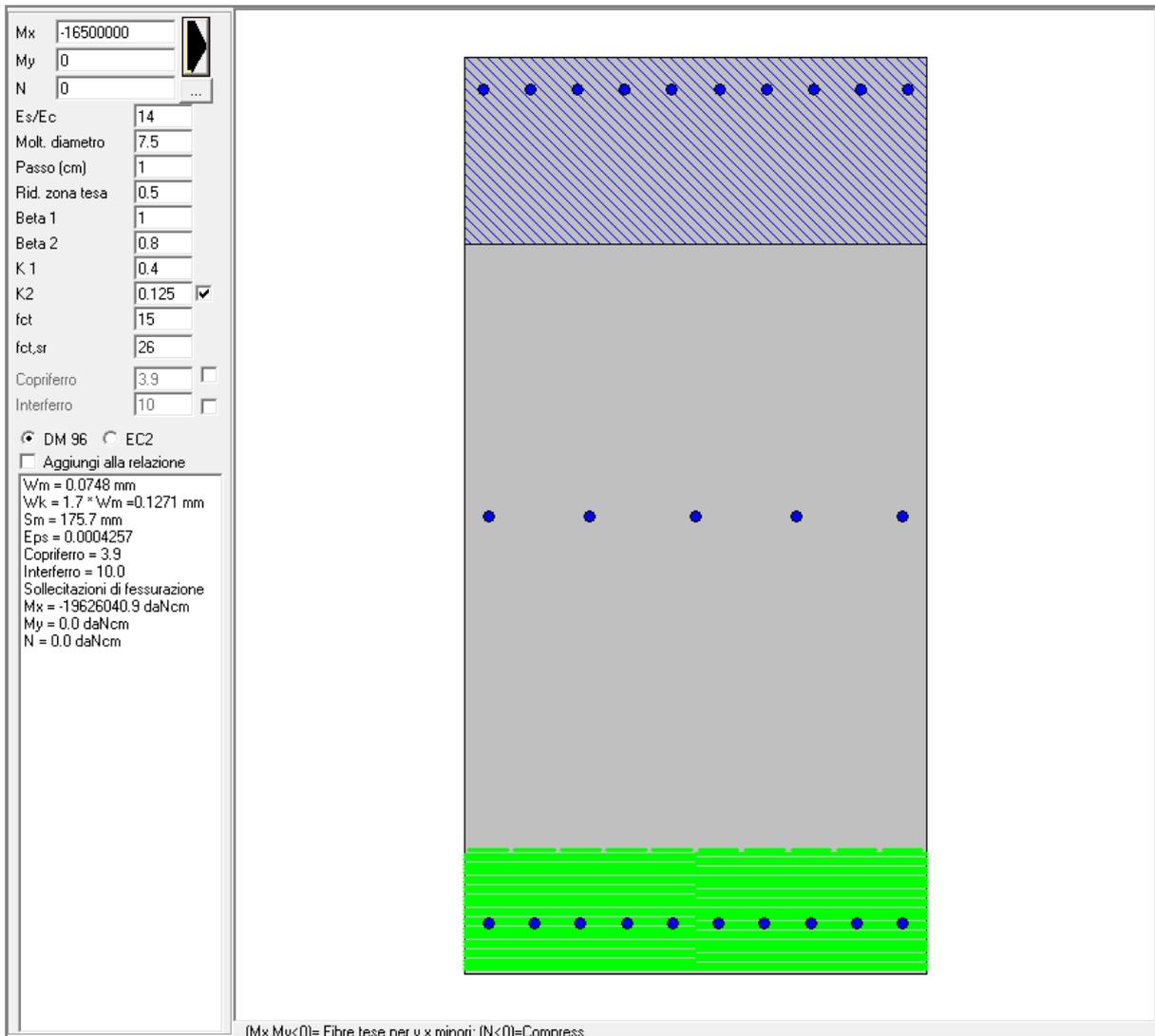
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm

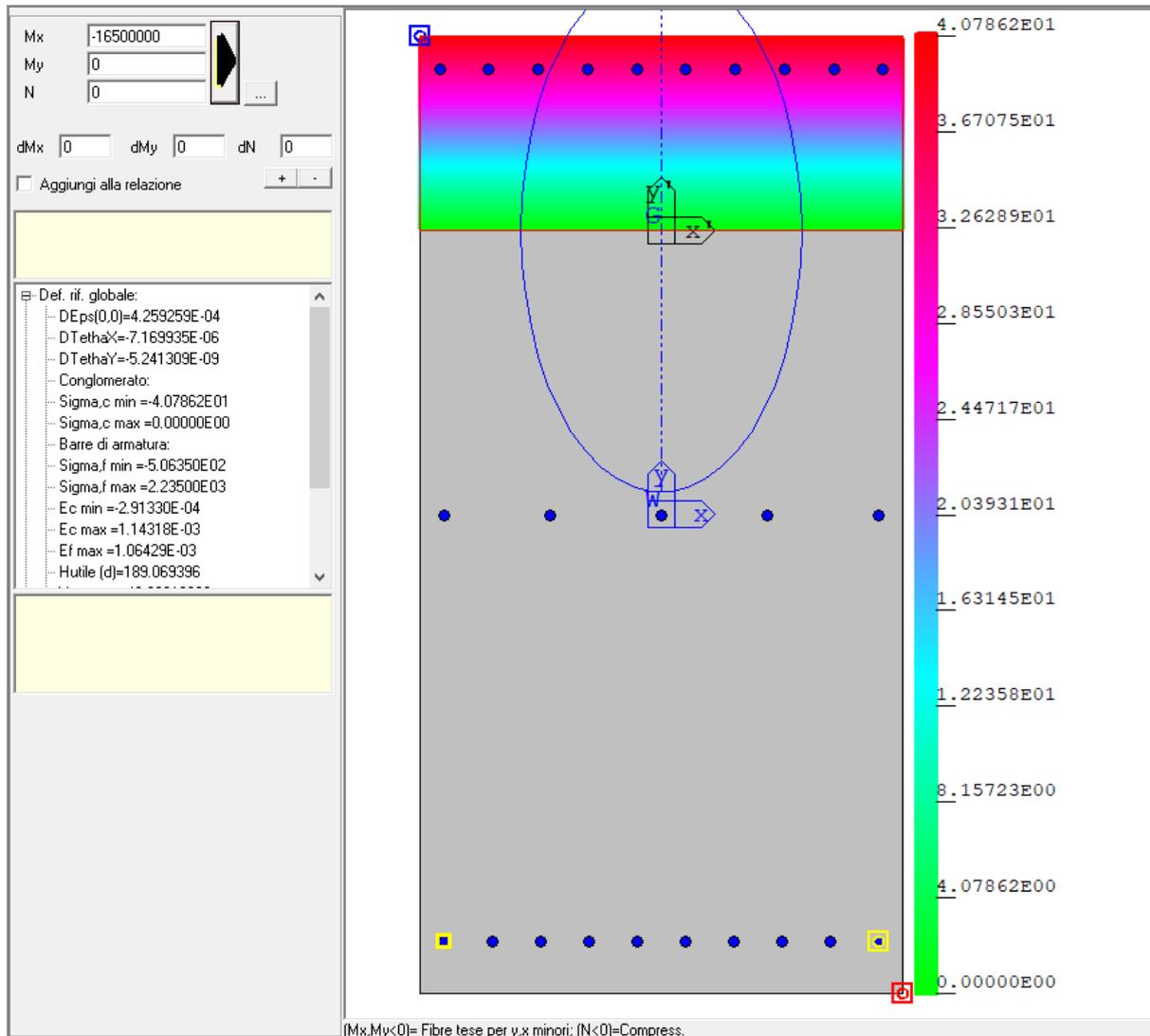


Combinazione: Involuppo Rara





Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura tesa	W
[kNm]	[-]	[mm]
1650	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1650	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.1	223

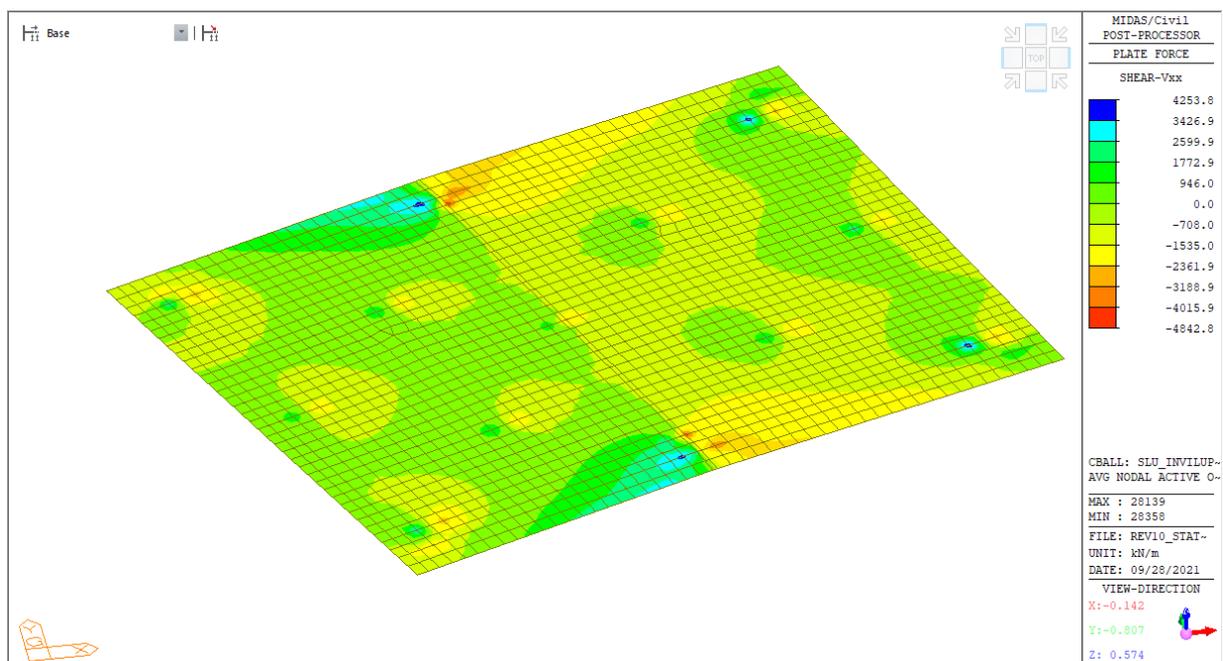
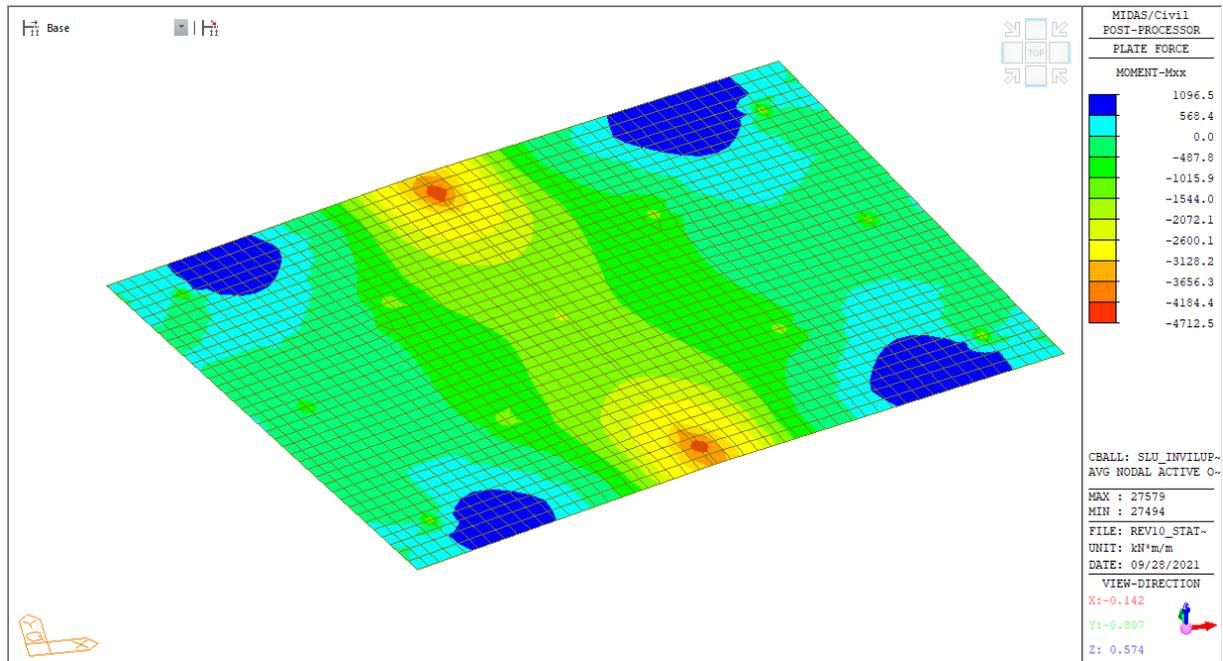
Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

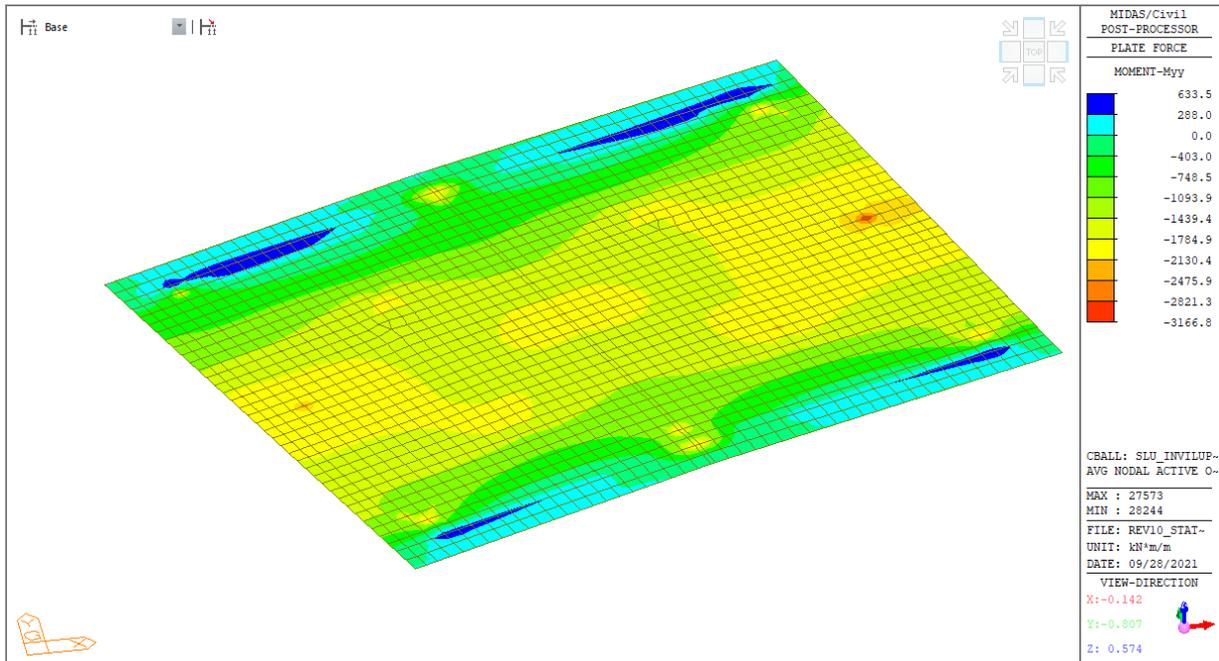
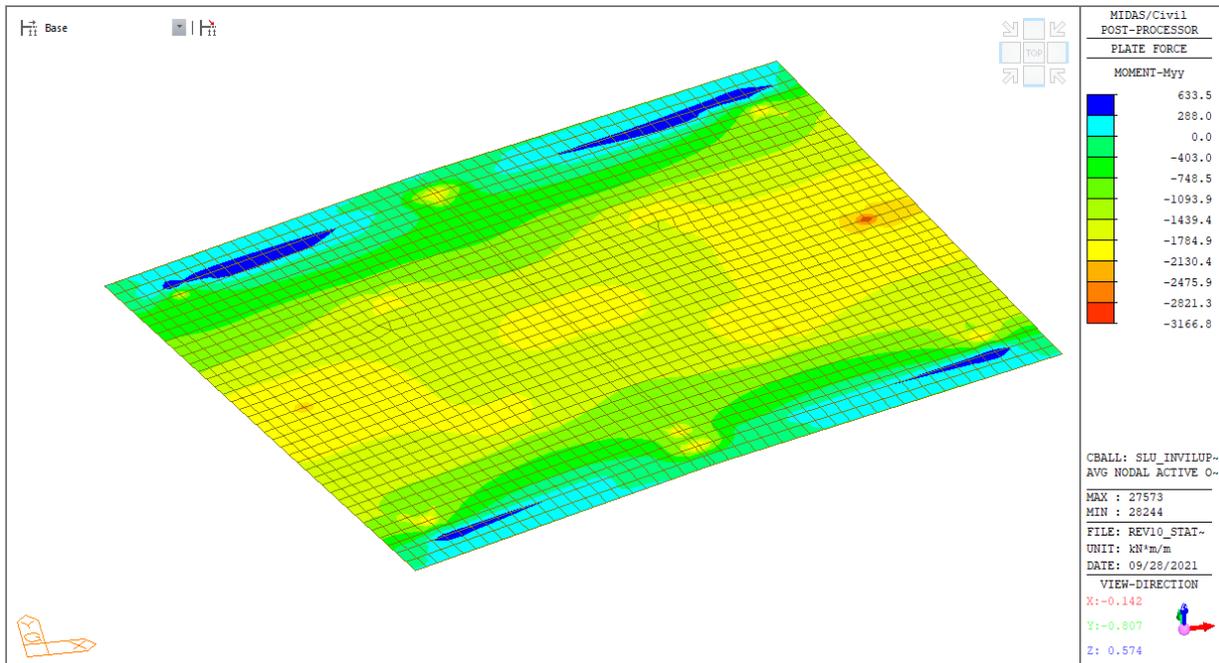
## 9.4 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO D - SLU

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali. Cautelativamente le verifiche vengono condotte per il plinto più sollecitato Plinto D.

### 9.4.1 SLU - Sollecitazioni

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

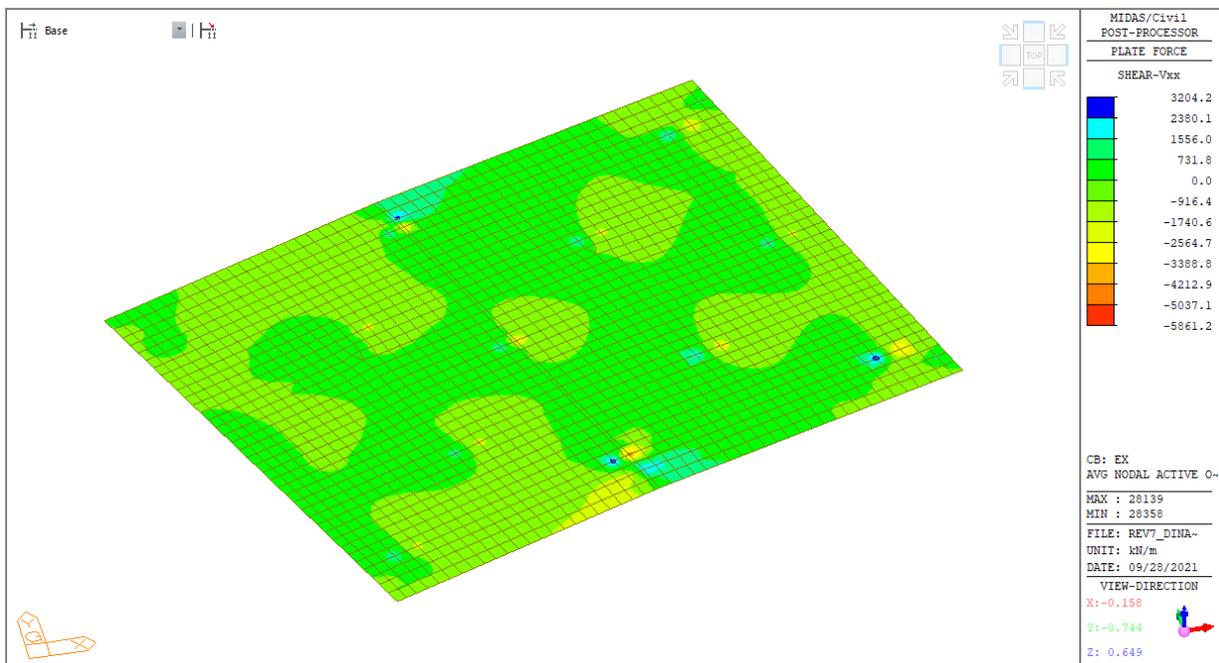
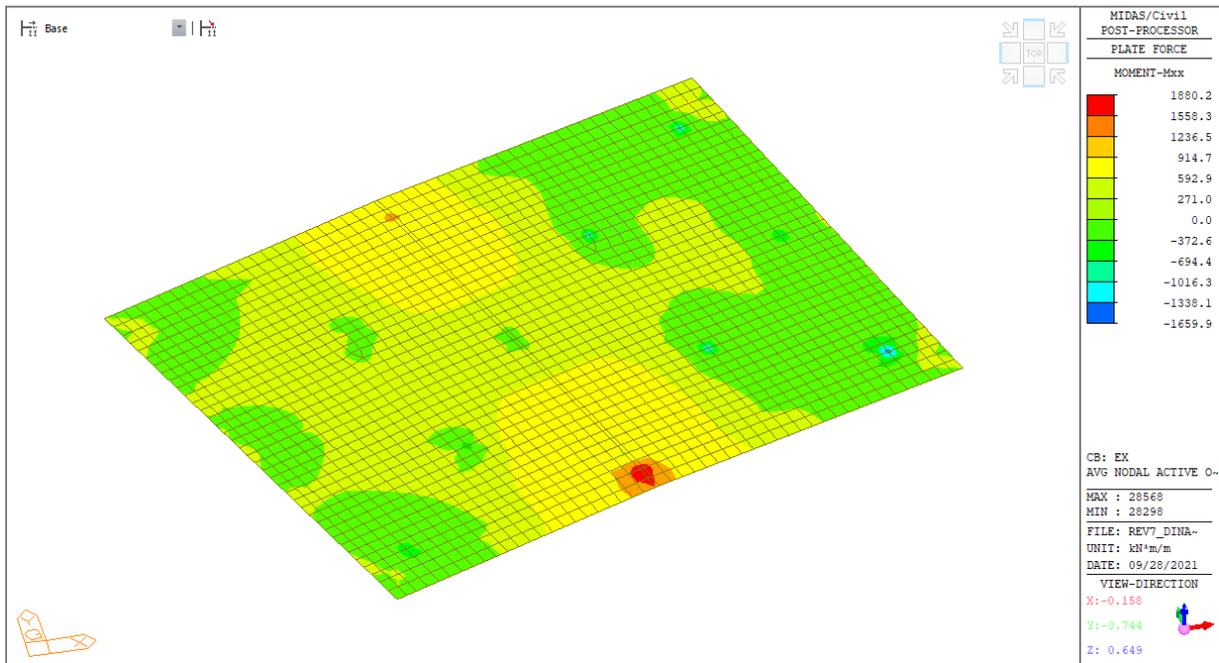


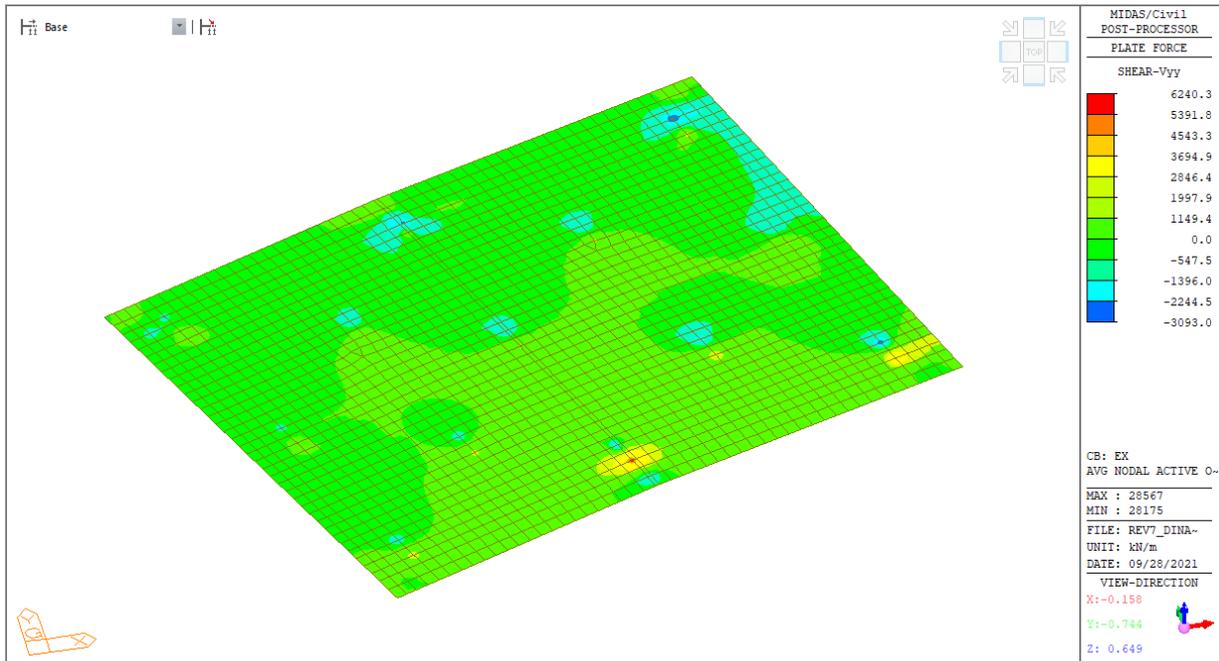
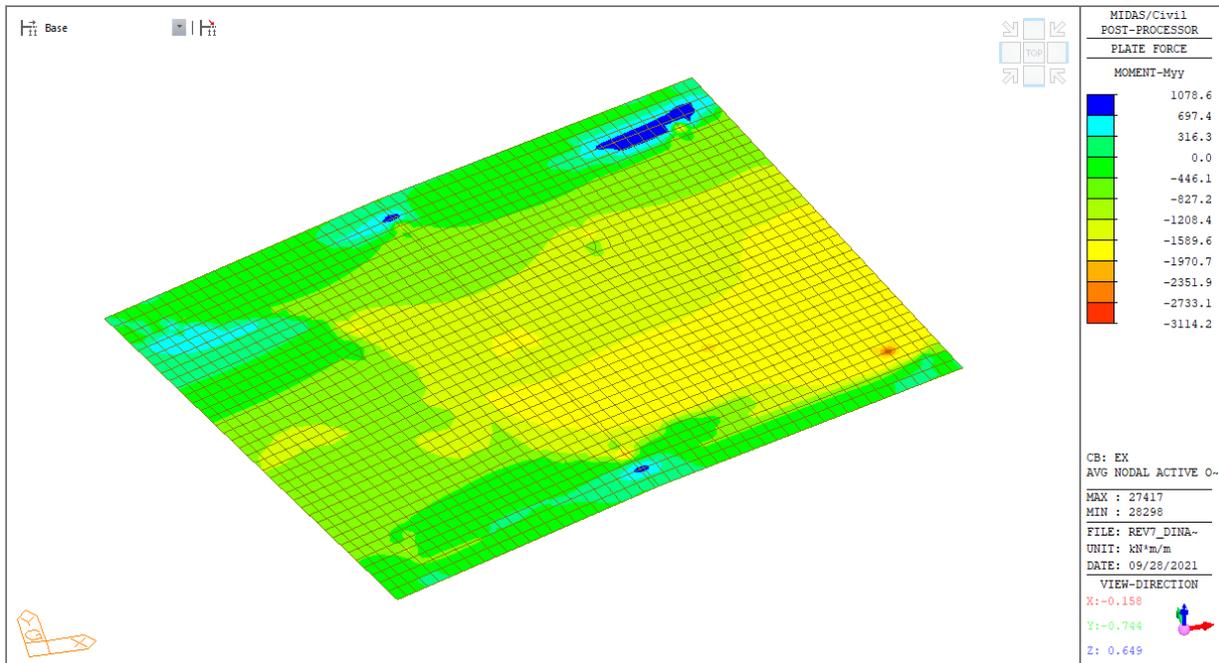


### 9.4.2 SLV - Sollecitazioni

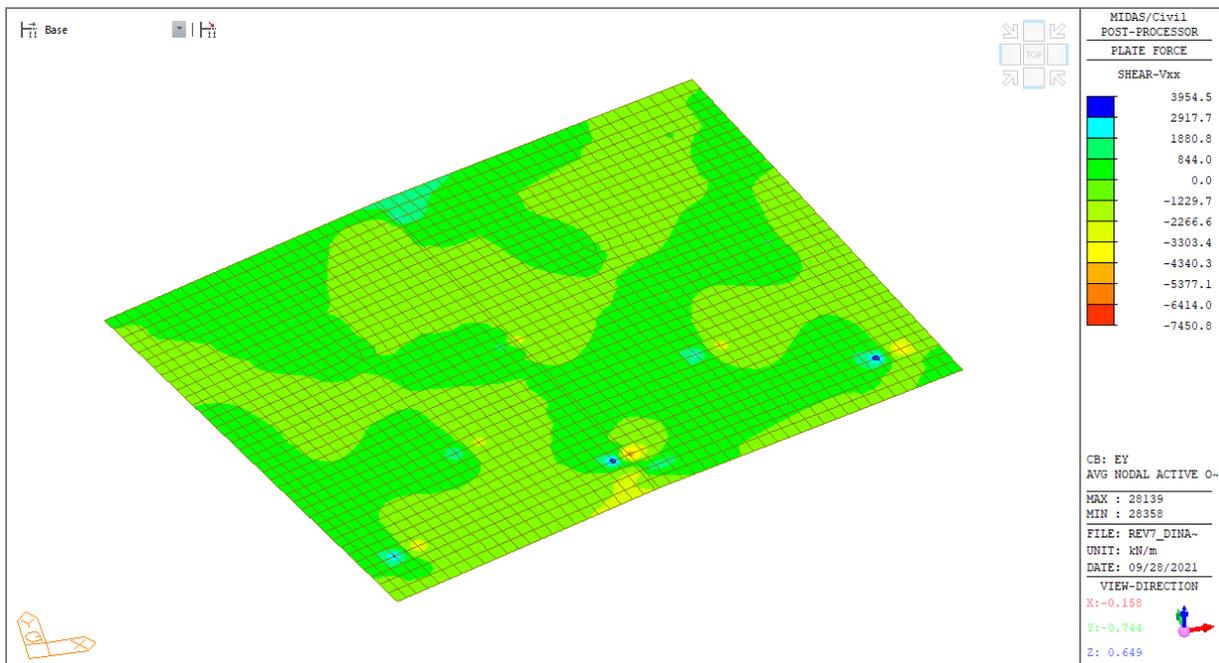
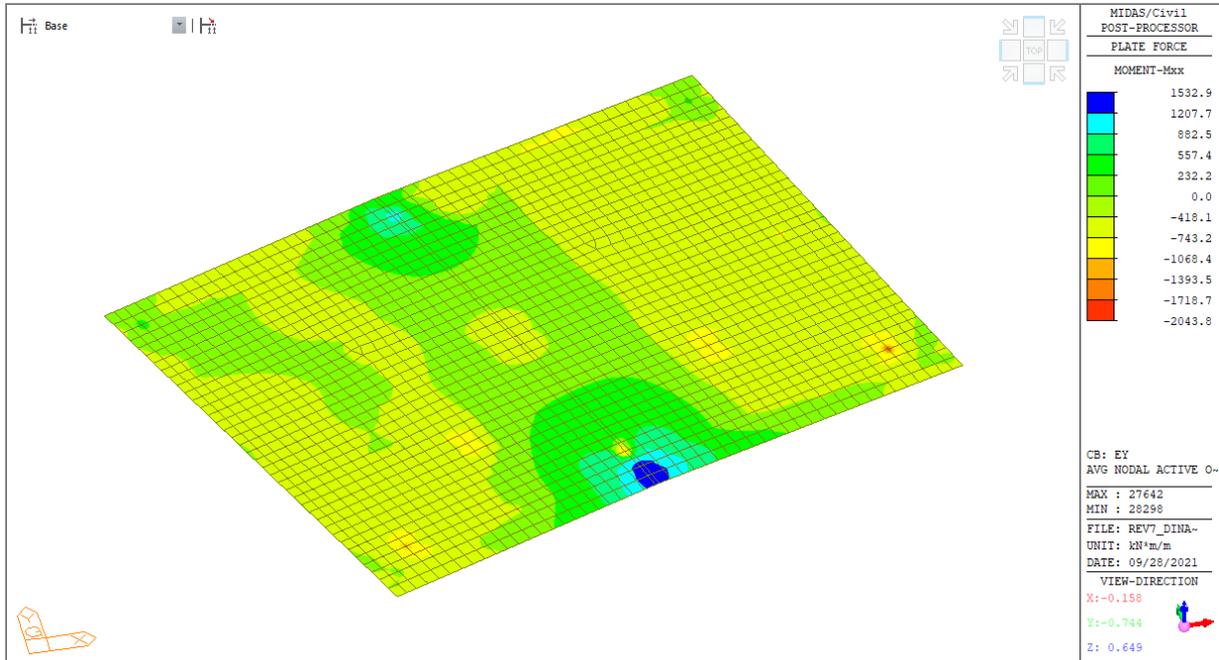
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando le combinazioni più gravose rappresentate da Ex (sisma longitudinale) ed Ey (sisma trasversale)

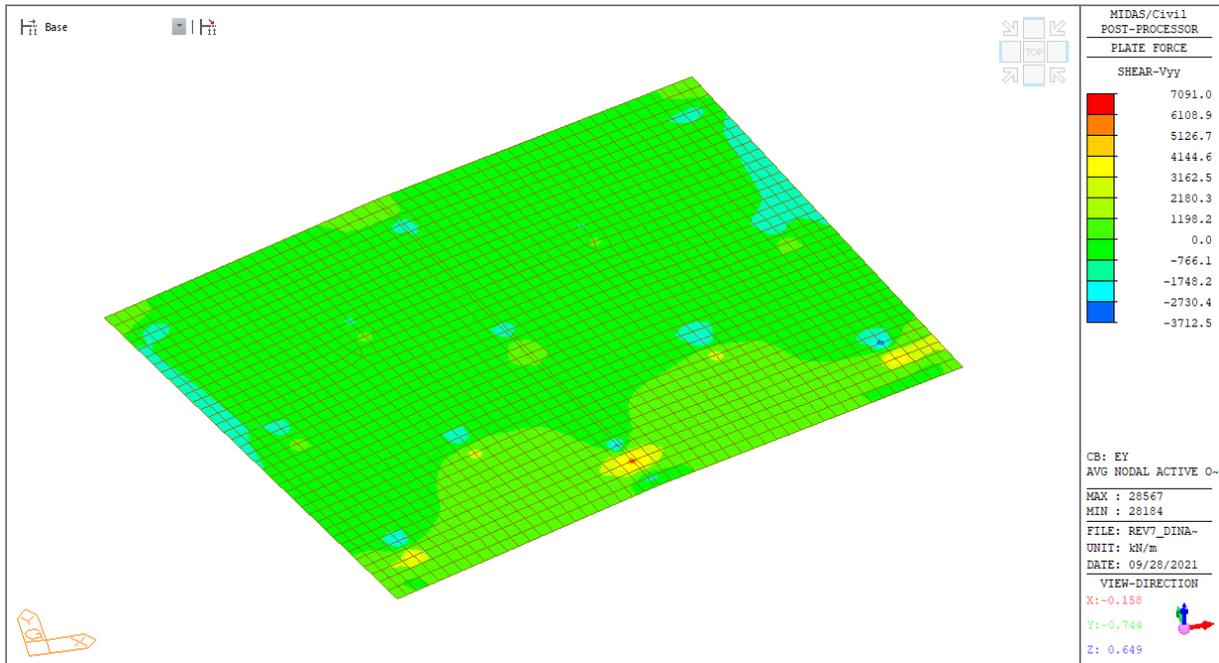
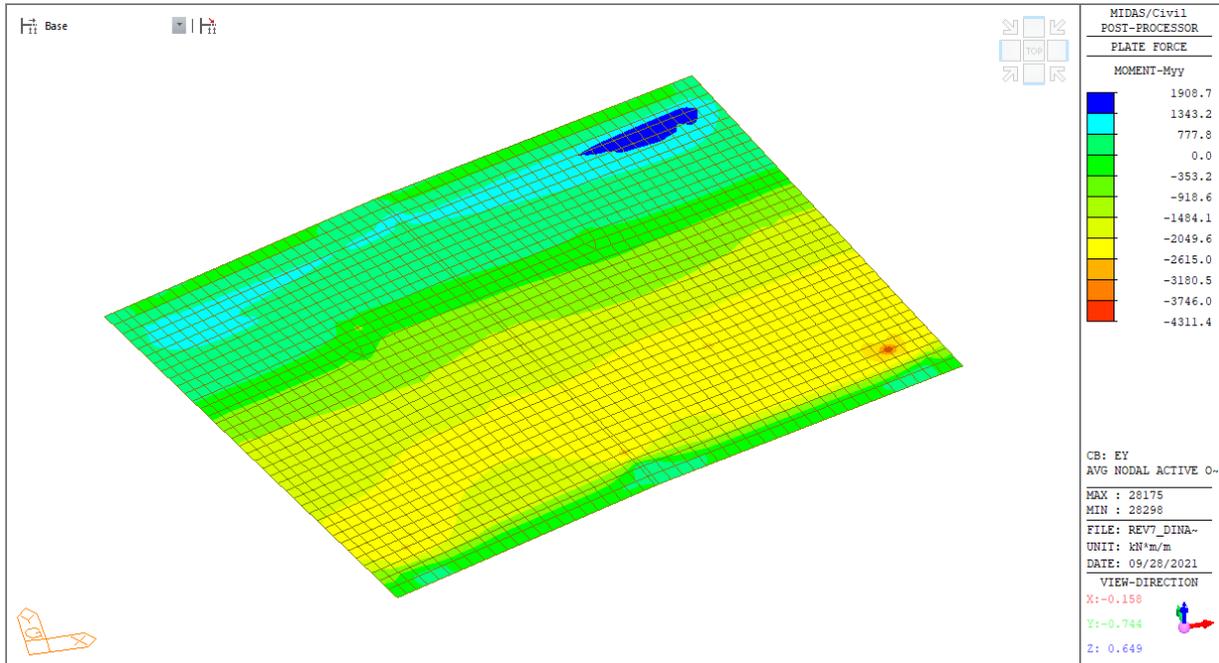
#### 9.4.2.1 Combinazione Ex - Sollecitazioni





### 9.4.2.2 Combinazione Ey - Sollecitazioni



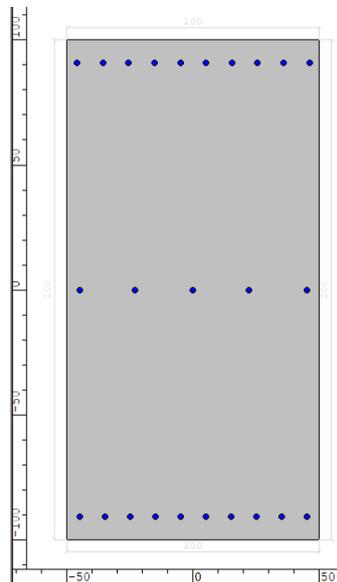


### 9.4.3 Verifiche strutturali SLU/SLV

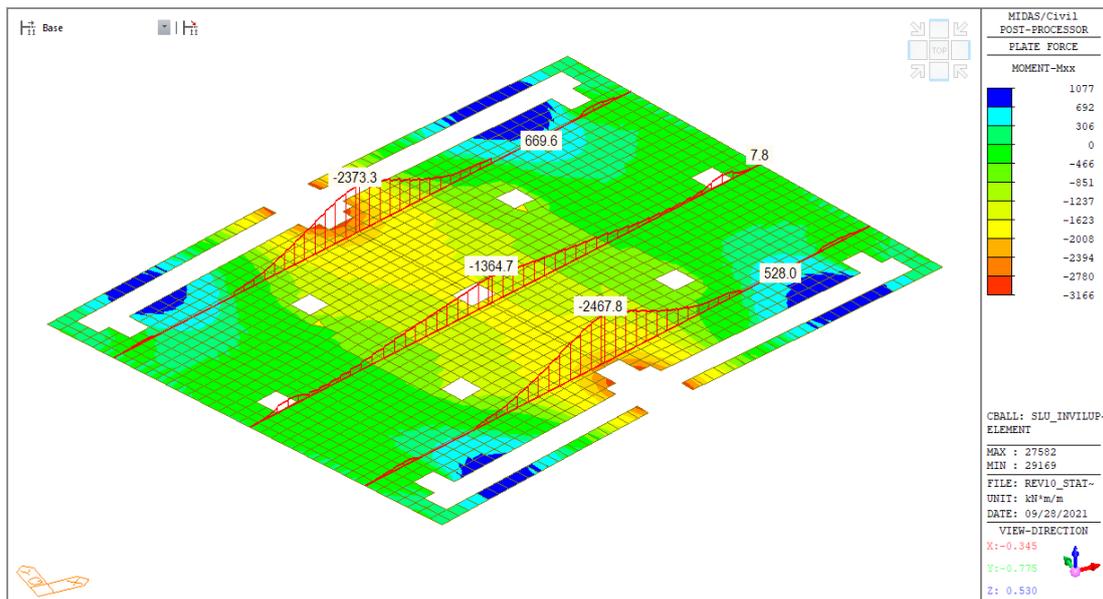
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate localmente dove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi finiti di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

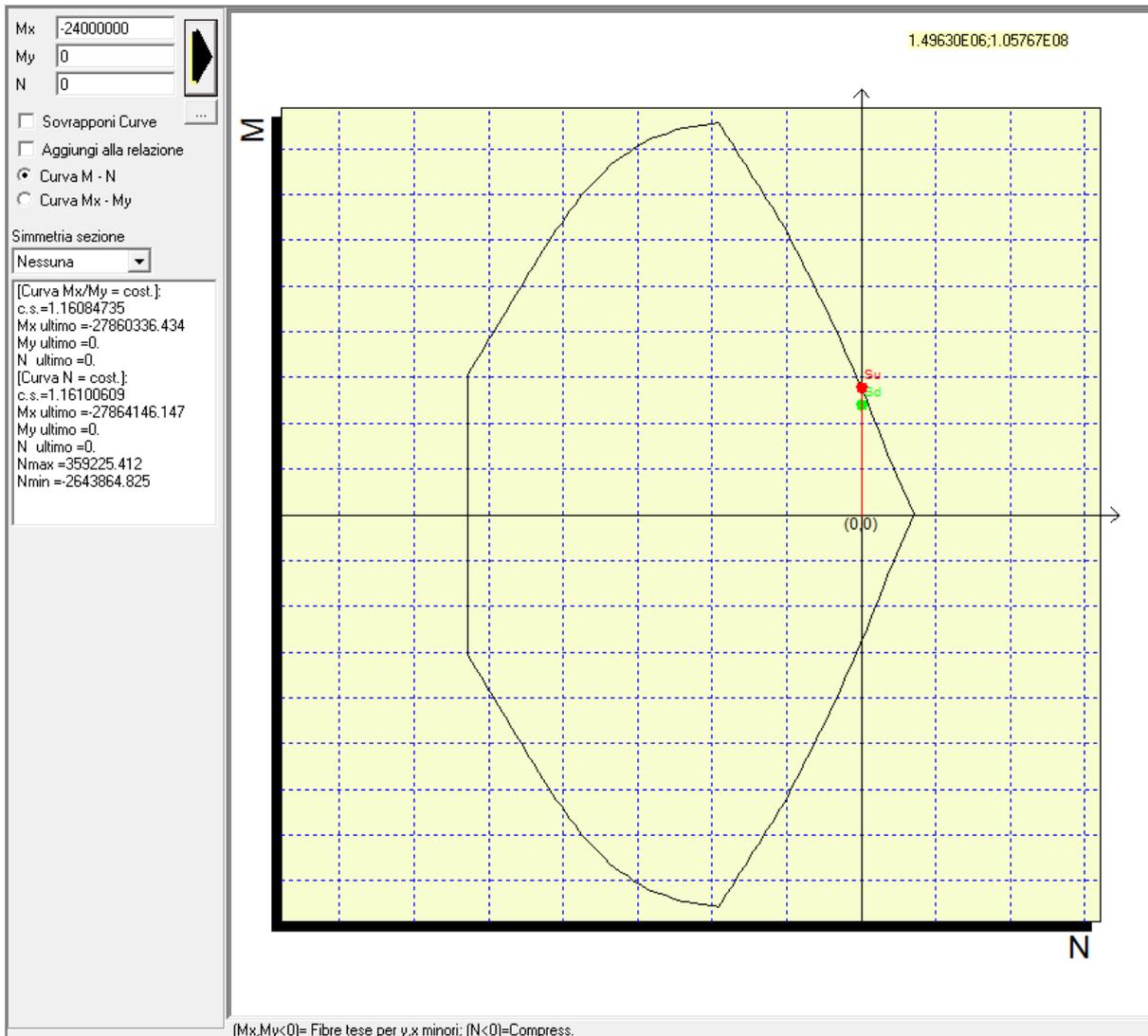
Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Inviluppo SLU

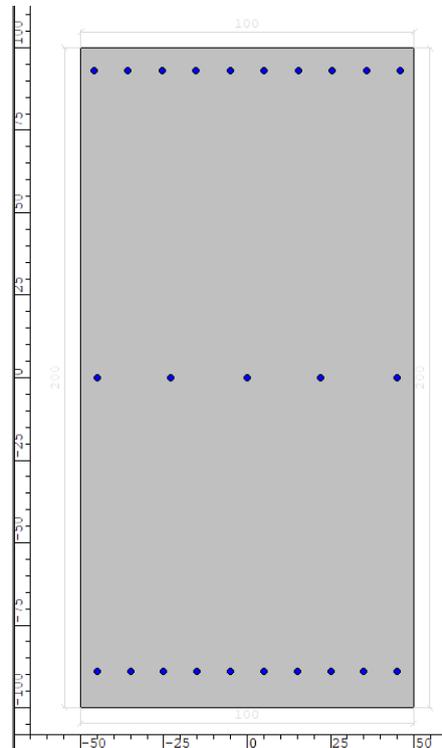




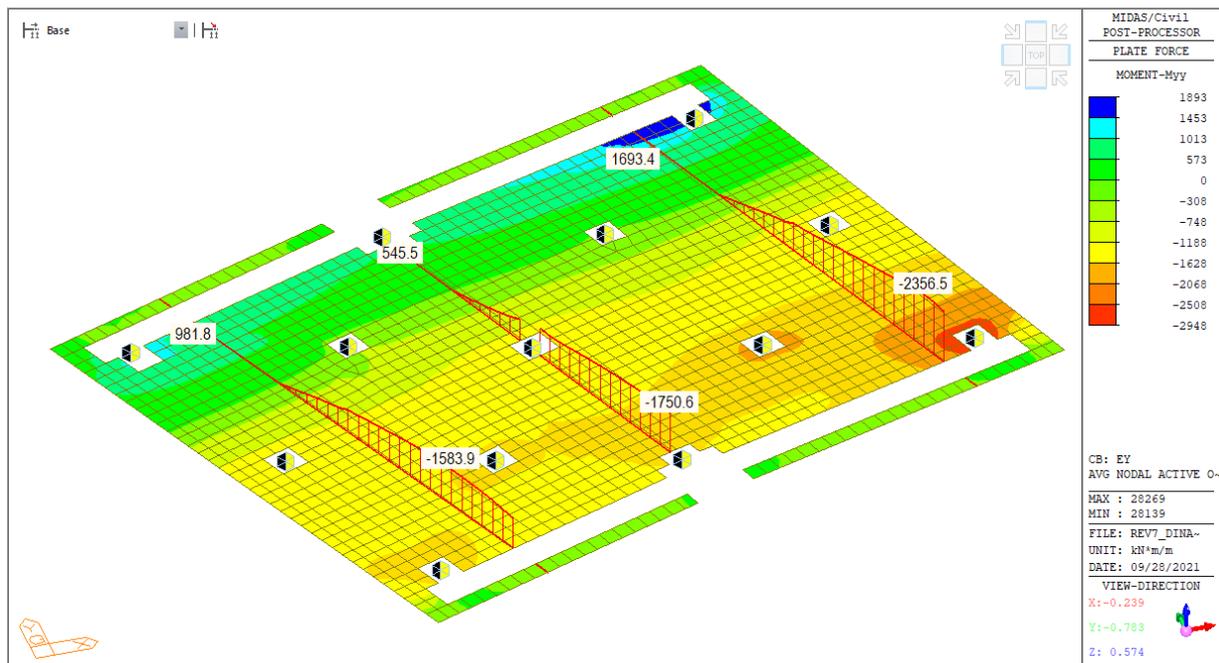
Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2400	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.16

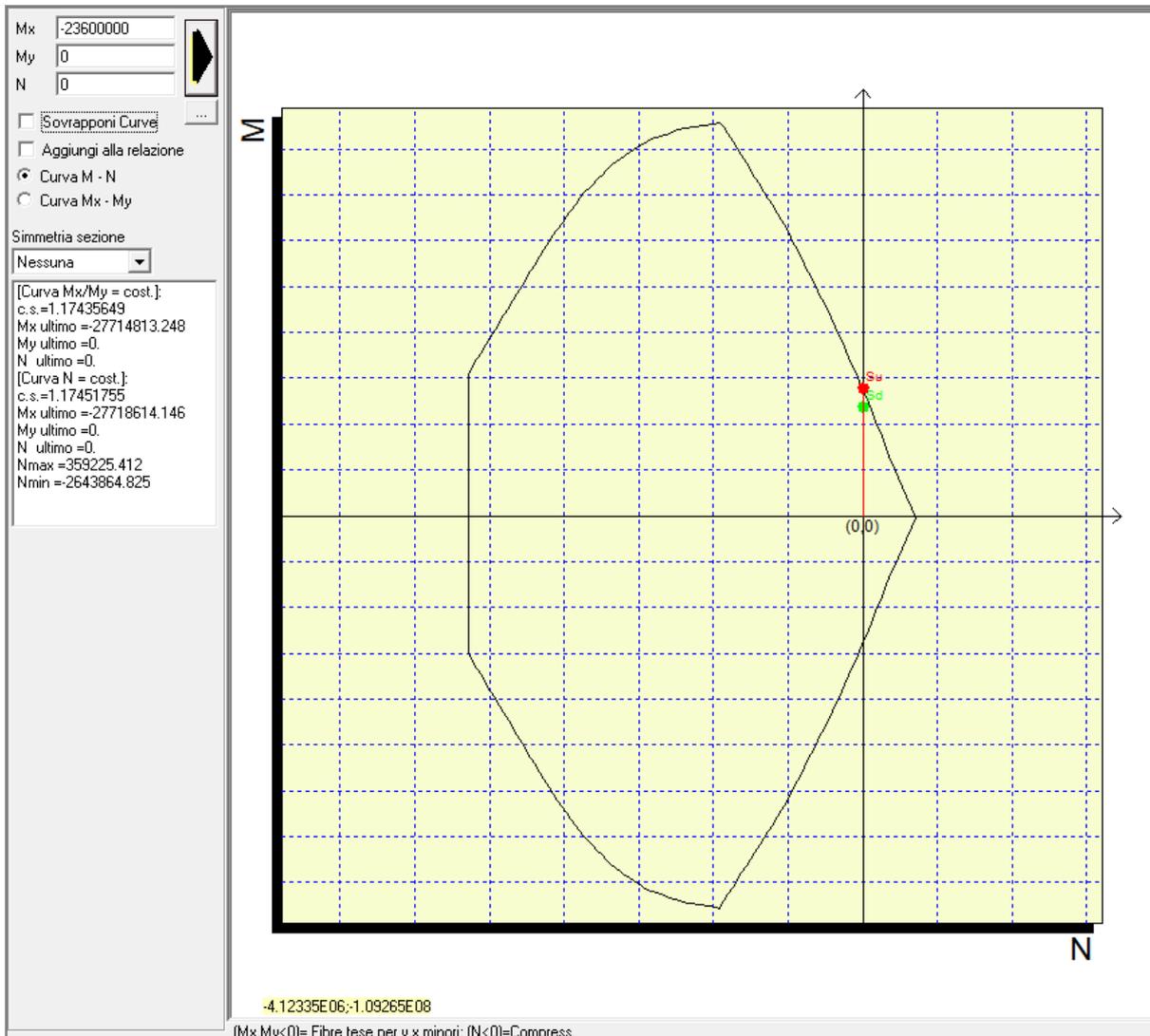
Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

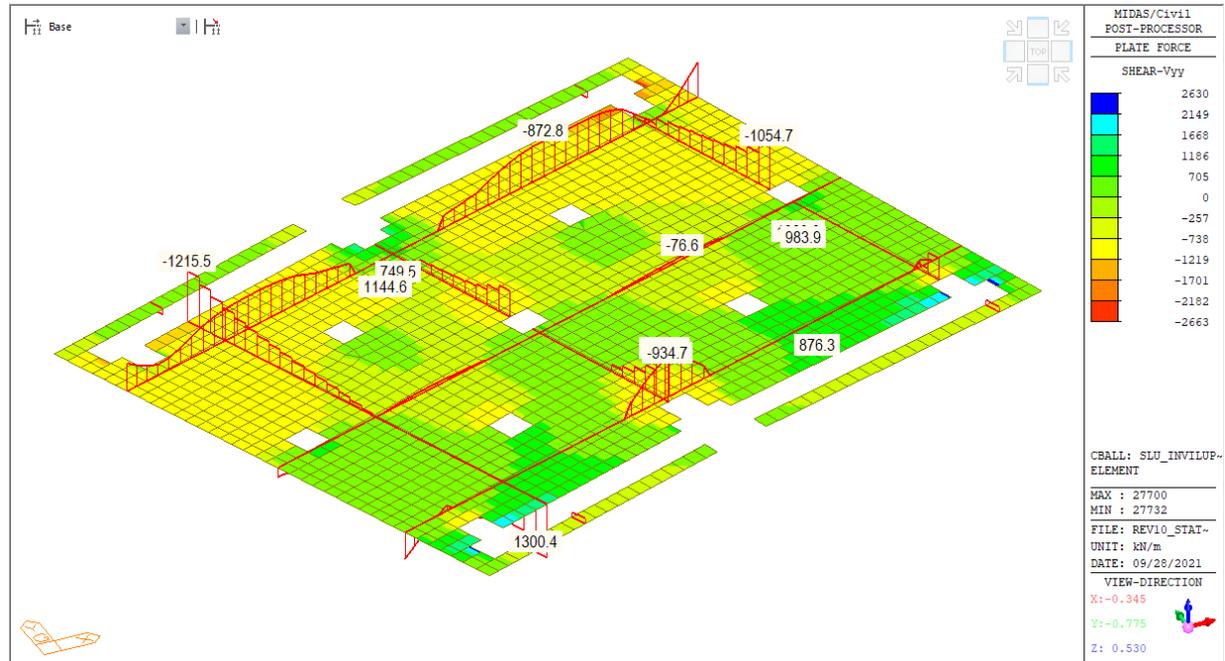




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2360	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.18

Verifiche a taglio:

Combinazione: Inviluppo SLU



Calcolo resistenza:

**Geometria Sezione**

<b>H=</b>	<b>2.00</b>	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	<b>1.00</b>	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	2.00	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	2.11	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	1.00	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.76	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.76	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.36	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

**Armatura Trasversale**

<b>φ =</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.50</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00050	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.4</b>	m	Passo Staffe

*Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio*

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

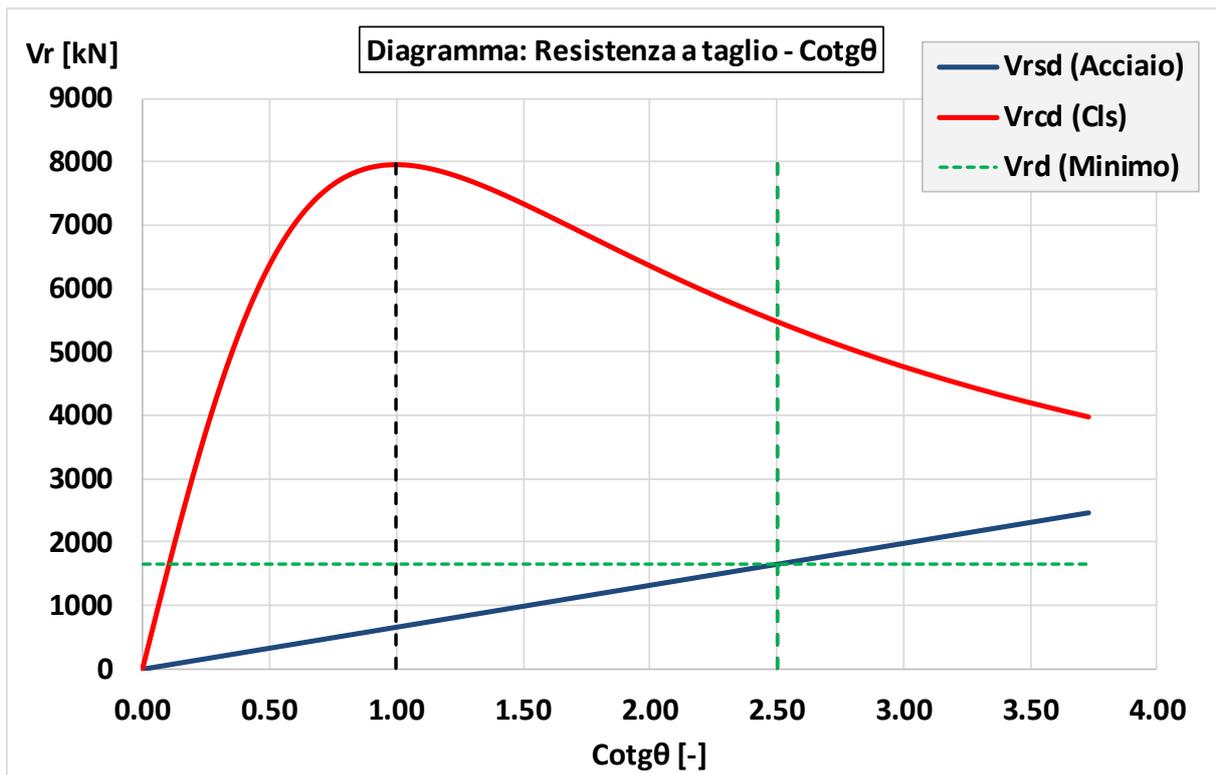
*Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima*

$V_{Rd,s} = 1652$  kN      Resistenza a taglio della sola armatura

*Verifica della Biella di Calcestruzzo*

$V_{Rd,max} = 5487$  kN      Resistenza a taglio della sola biella

$V_{Rd} = 1652$  kN      TAGLIO RESISTENTE



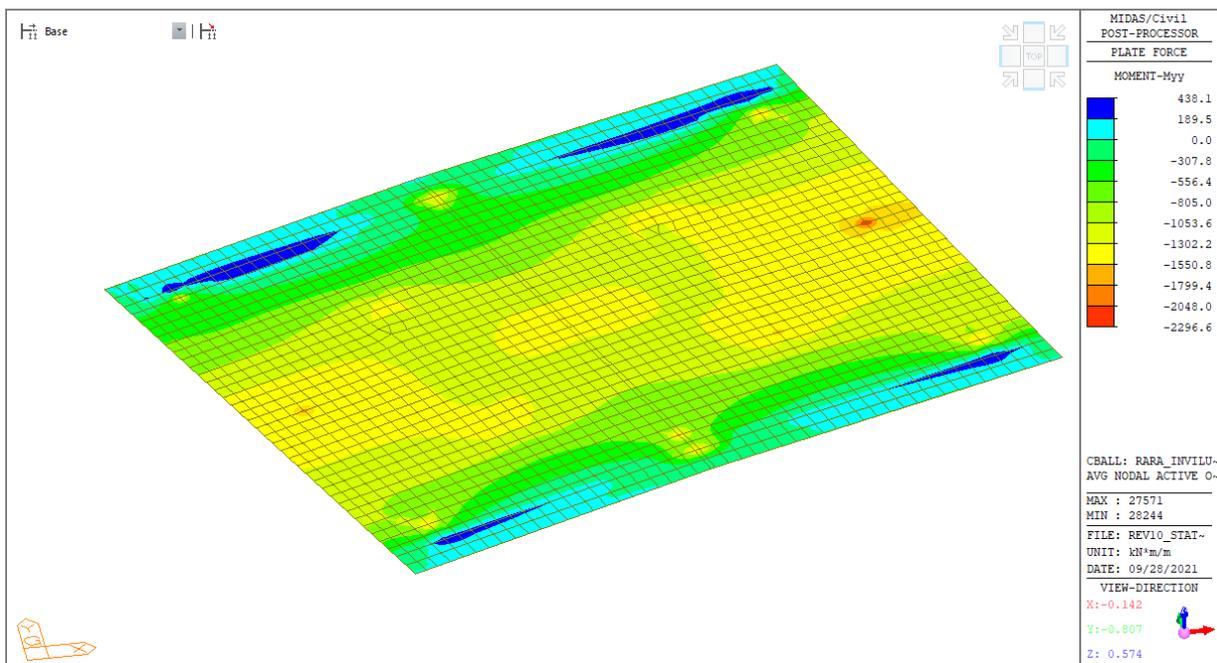
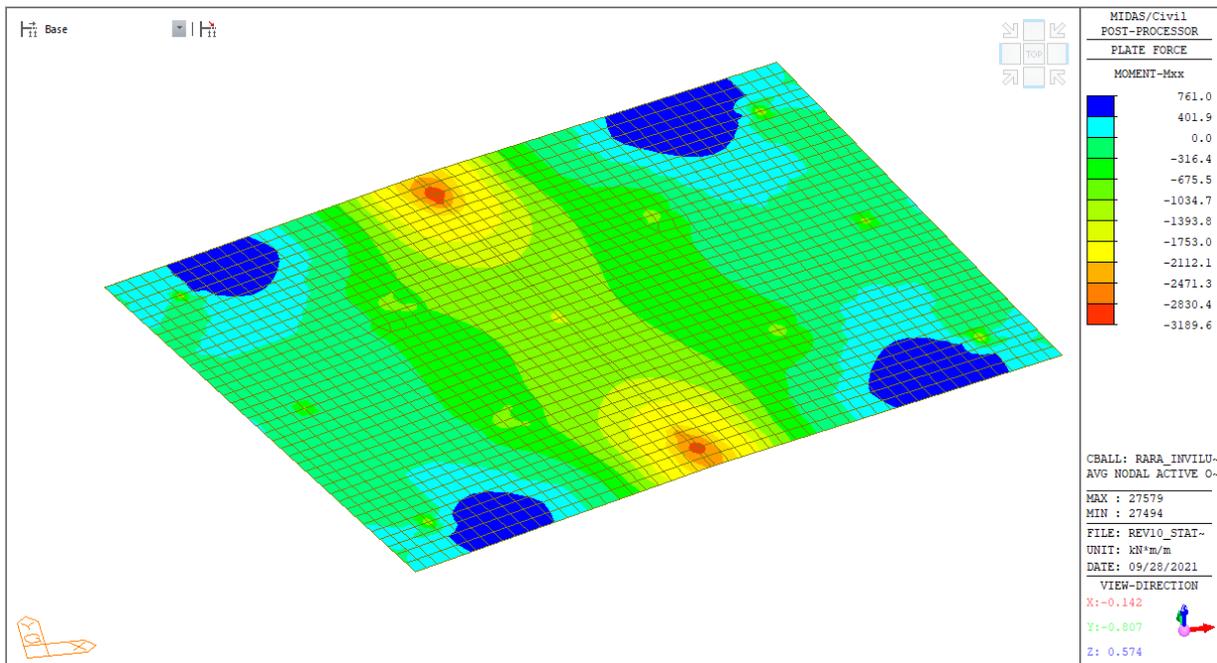
Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
1300	$\phi 14-2.5$ br./0.4 m	1652	1.27

## 9.5 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO D - SLE

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

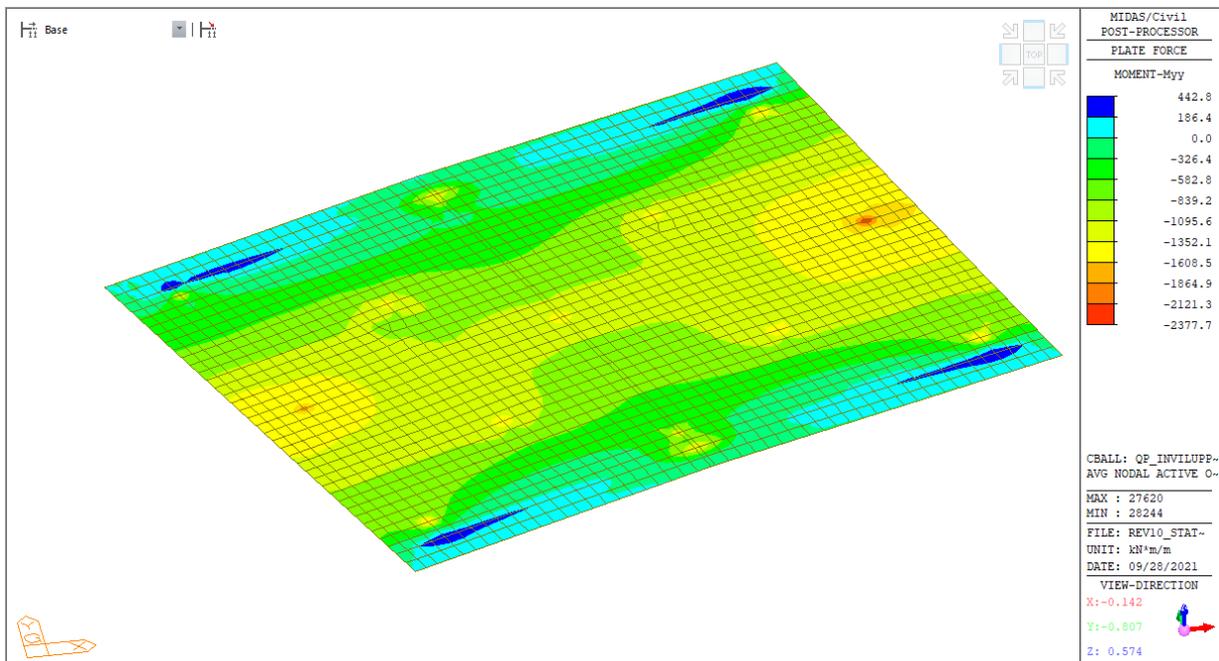
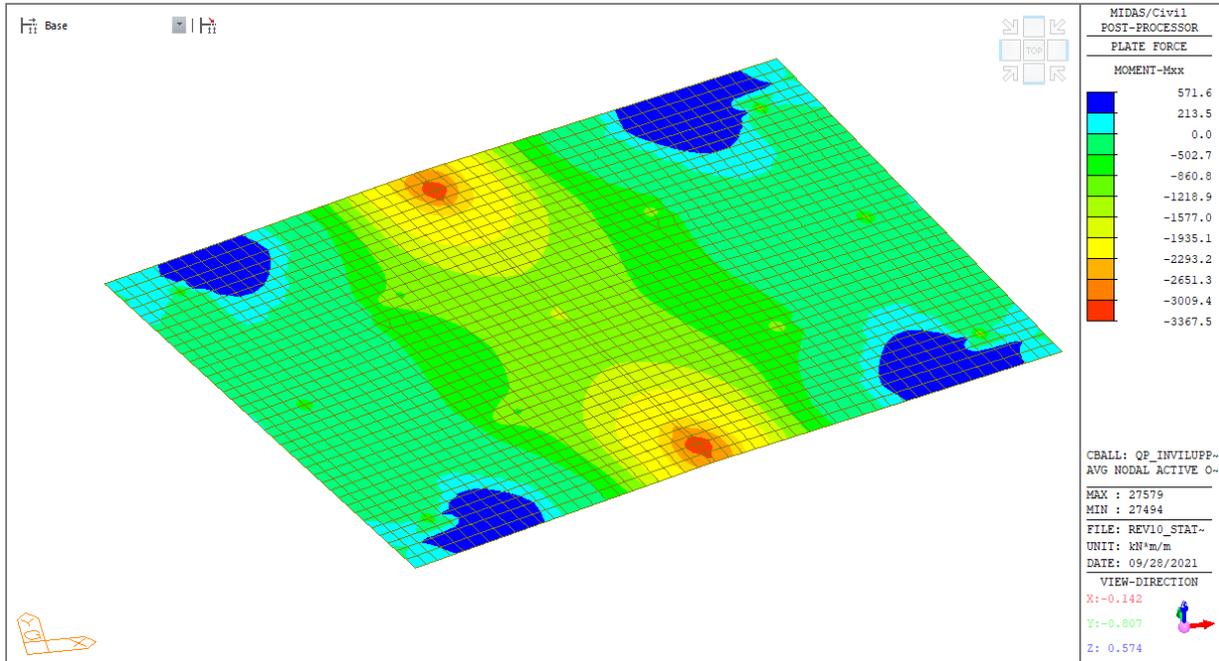
### 9.5.1 SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara

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



### 9.5.2 SLE – Sollecitazioni Combinazione QP

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

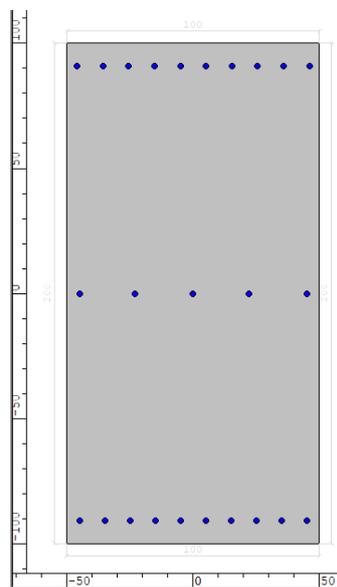


### 9.5.3 Verifiche strutturali SLE

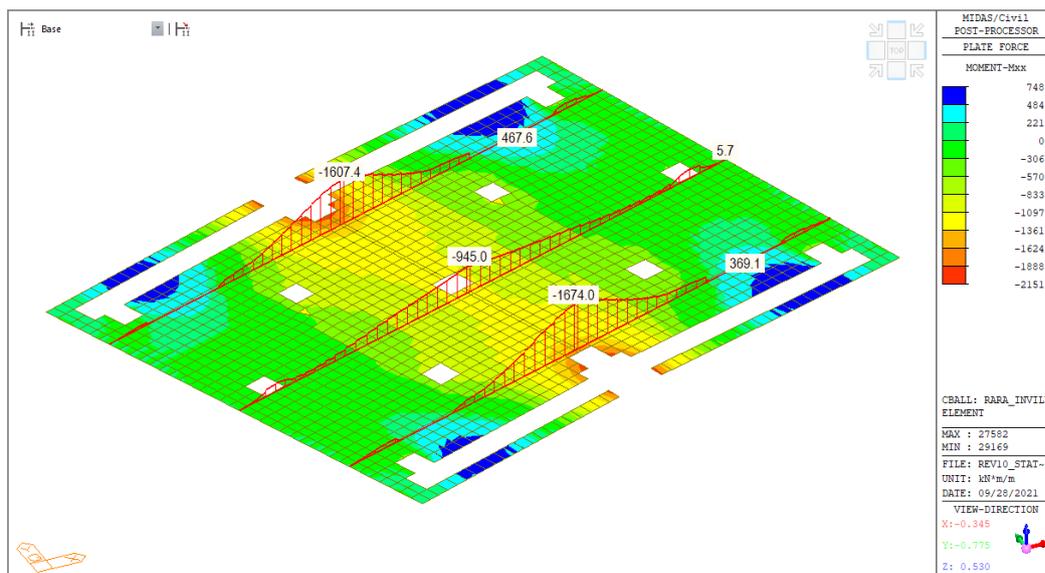
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate nelle zone locali ove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

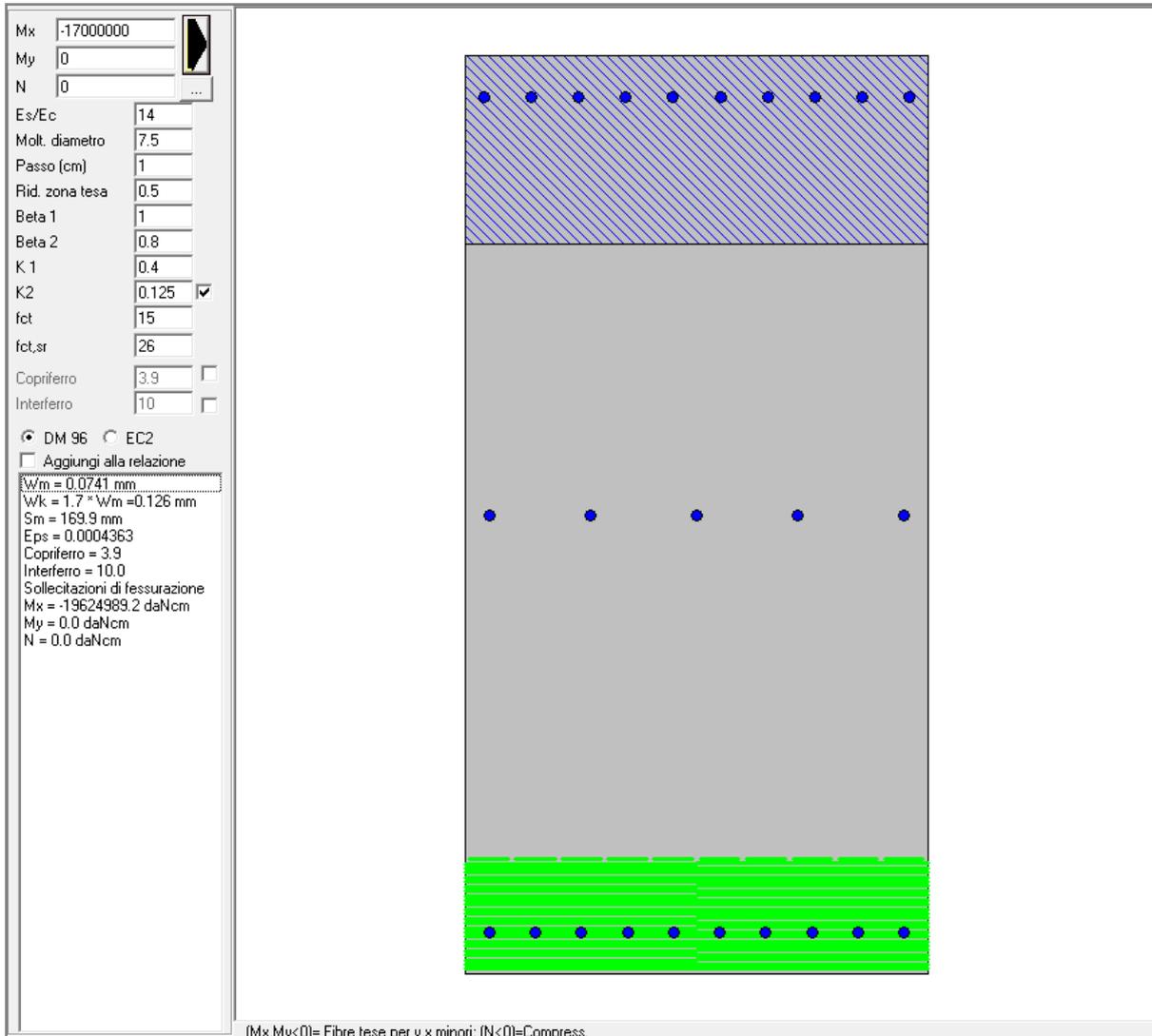
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm

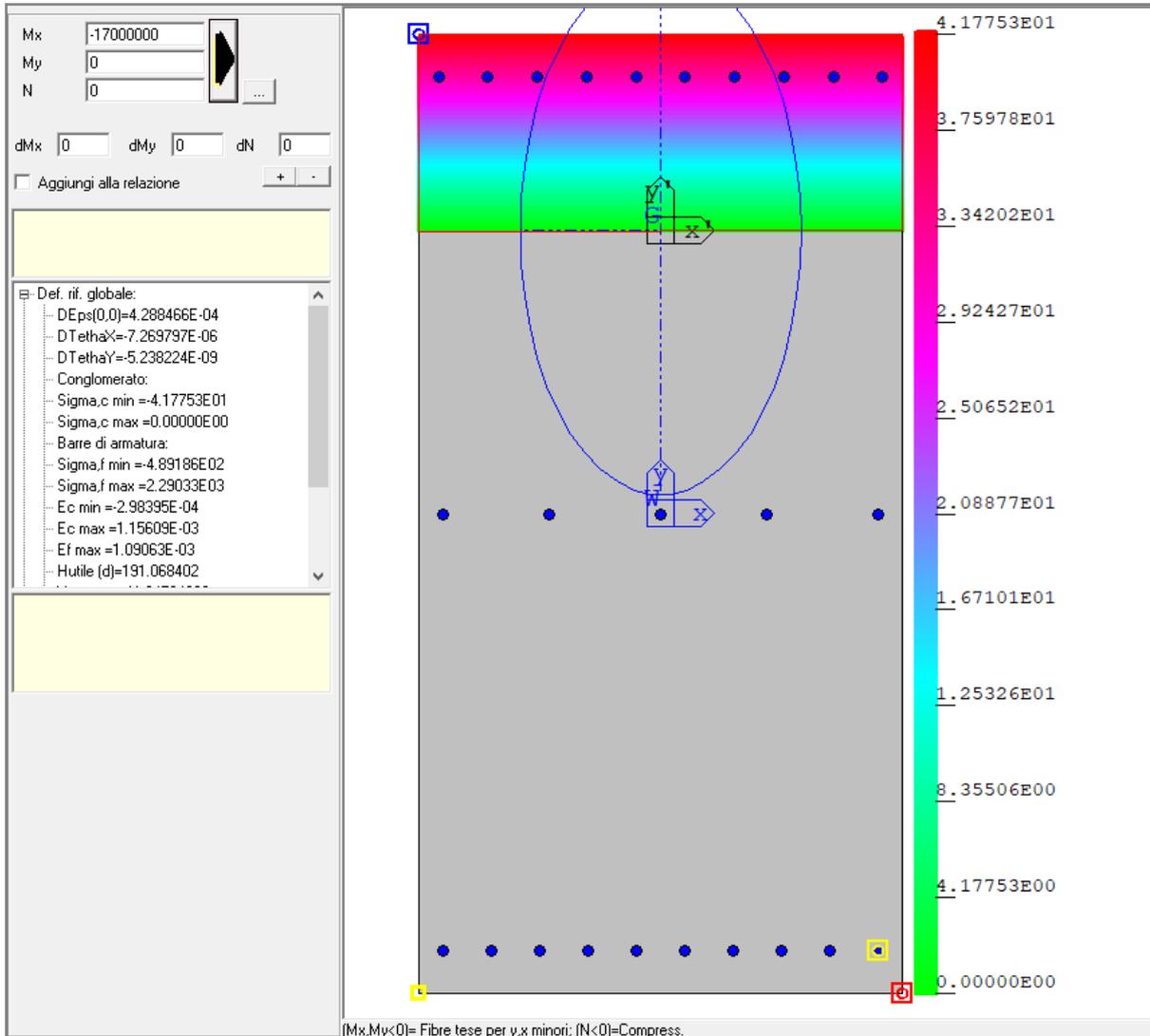


Combinazione: Involuppo Rara





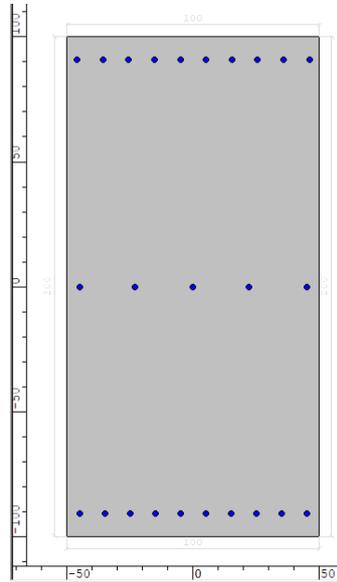
Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
1700	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	0.13



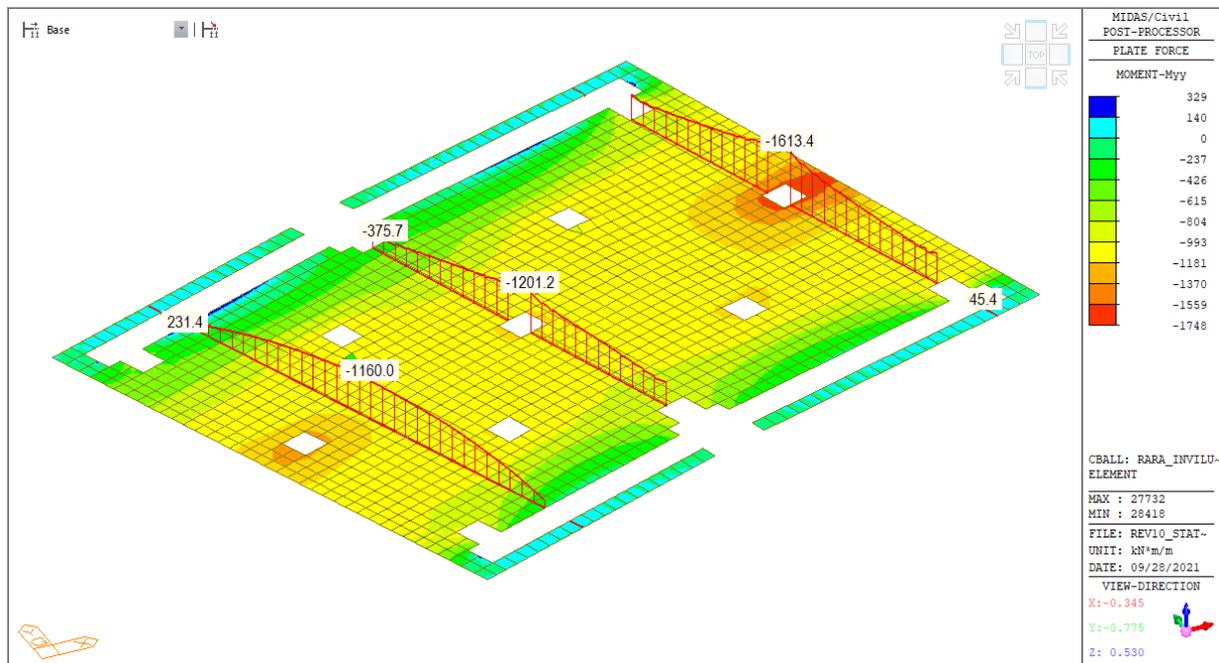
Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1700	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.2	229

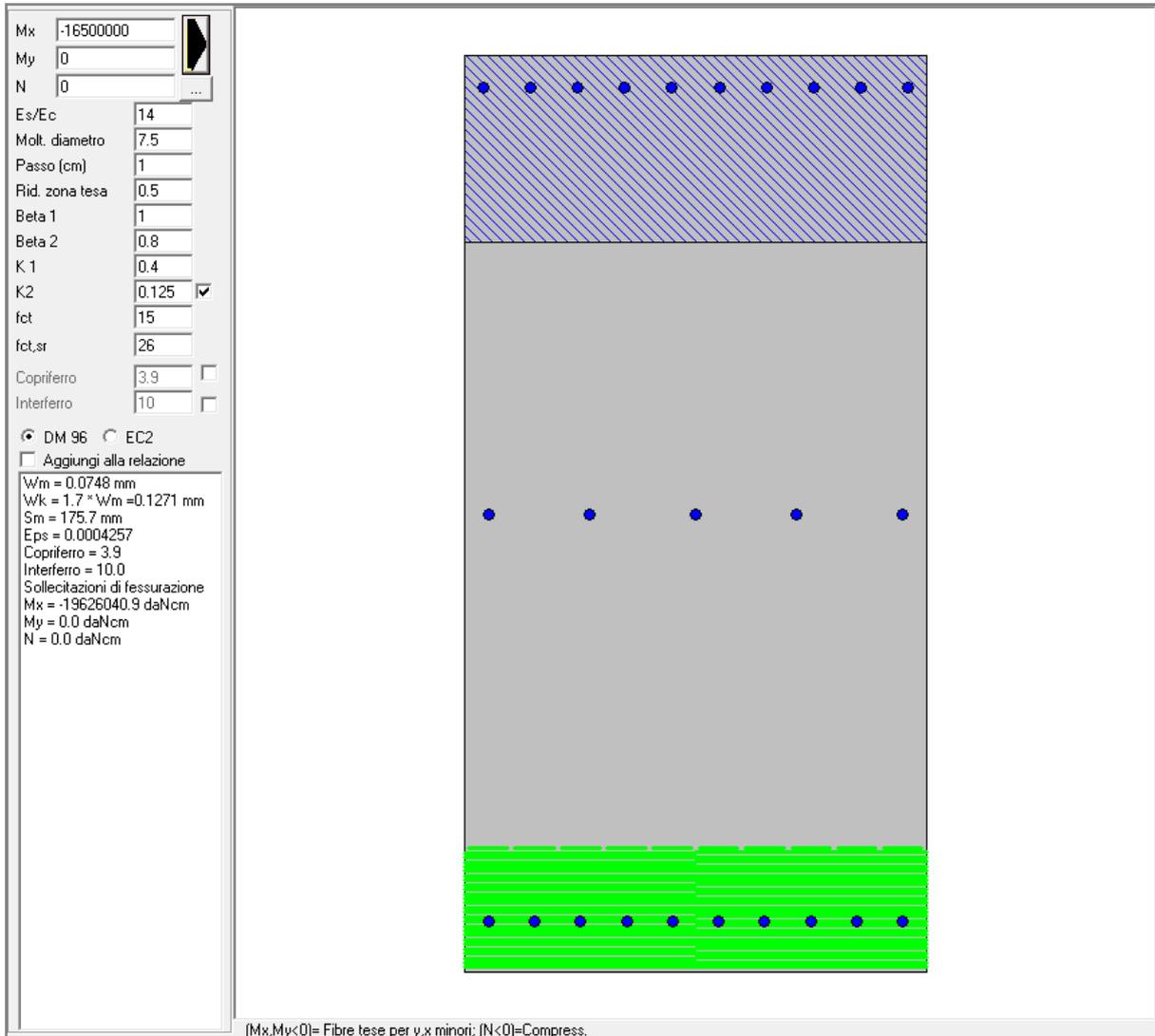
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm

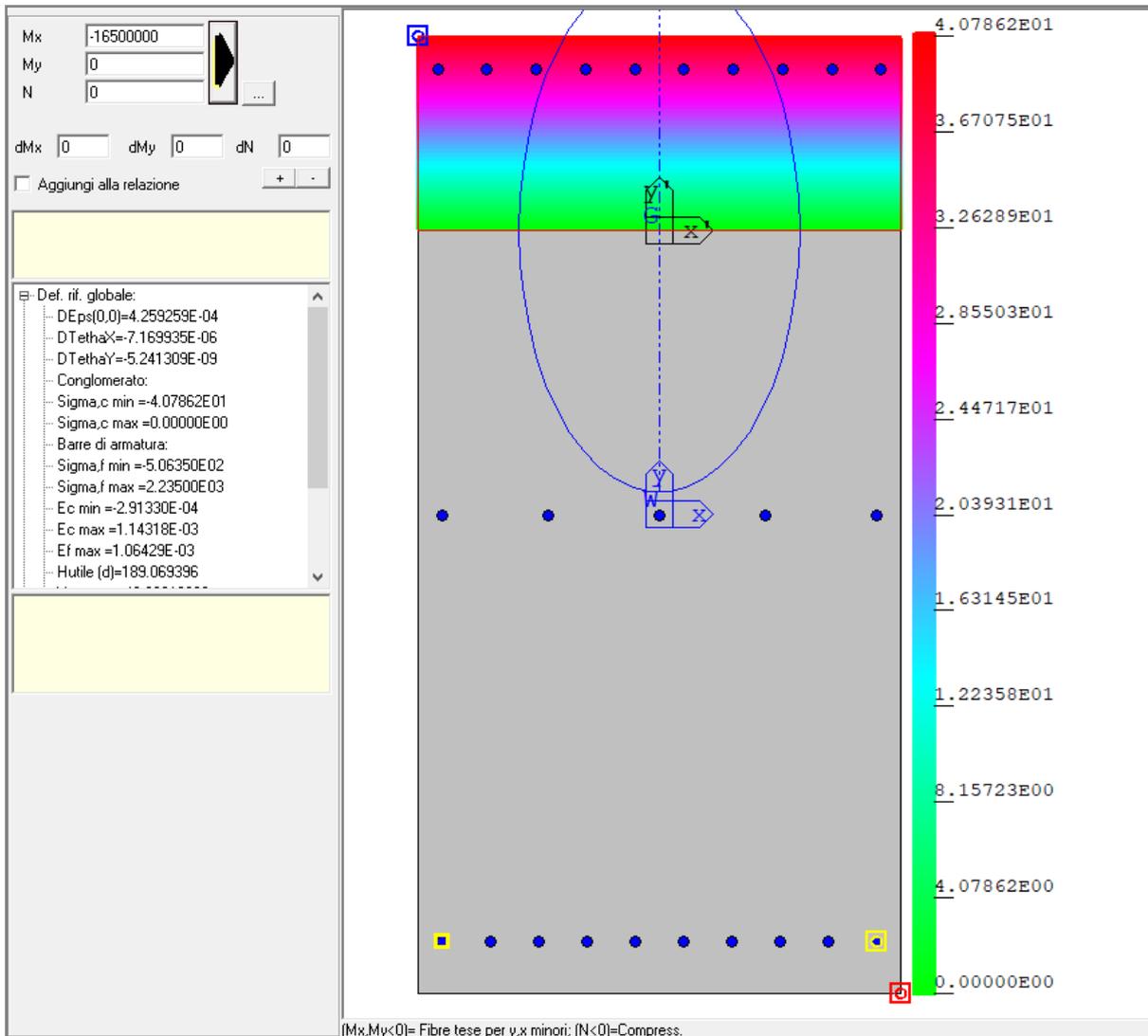


Combinazione: Involuppo Rara





Verifica a fessurazione		
M <sub>Ed</sub>	Armatura tesa	W
[kNm]	[-]	[mm]
1650	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1650	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.1	223

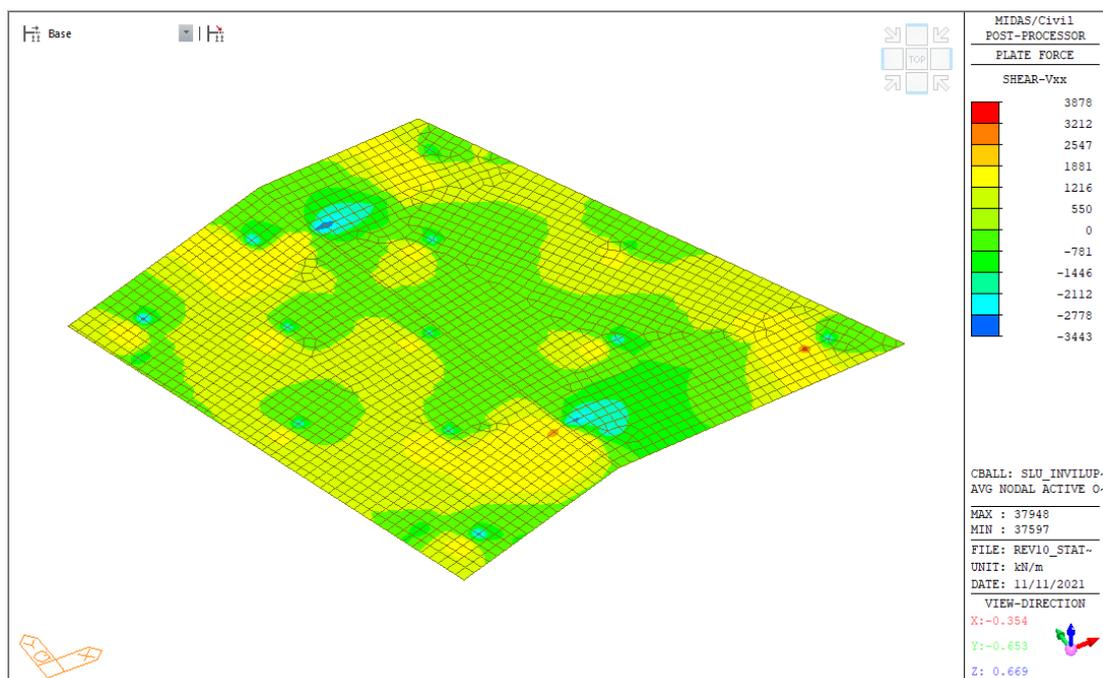
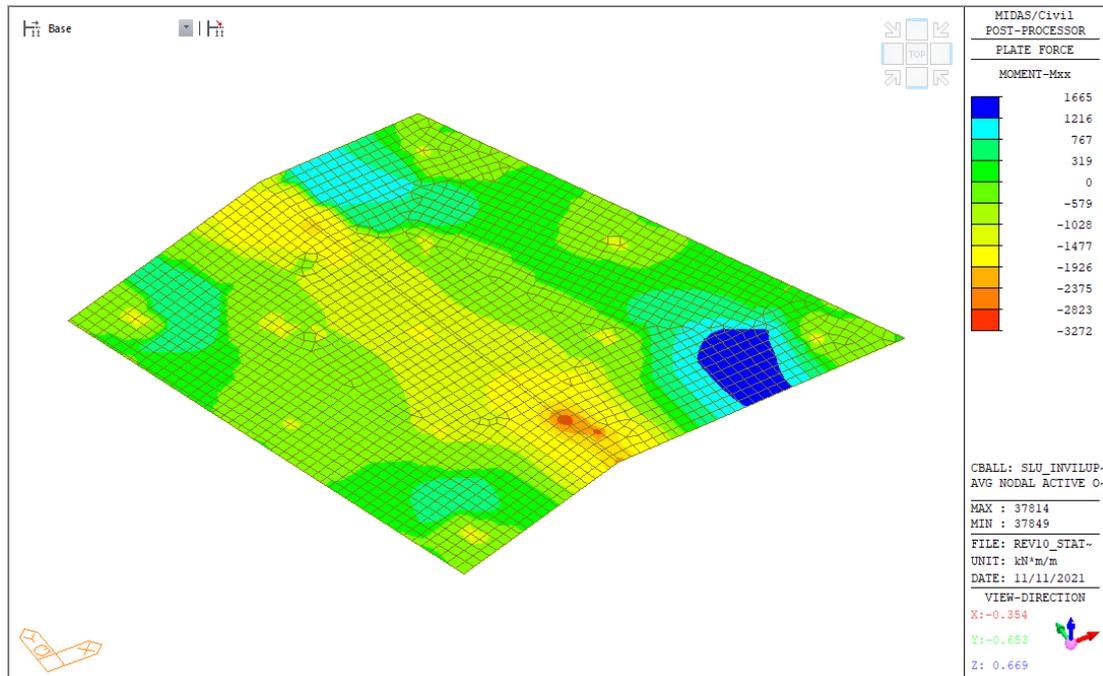
Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

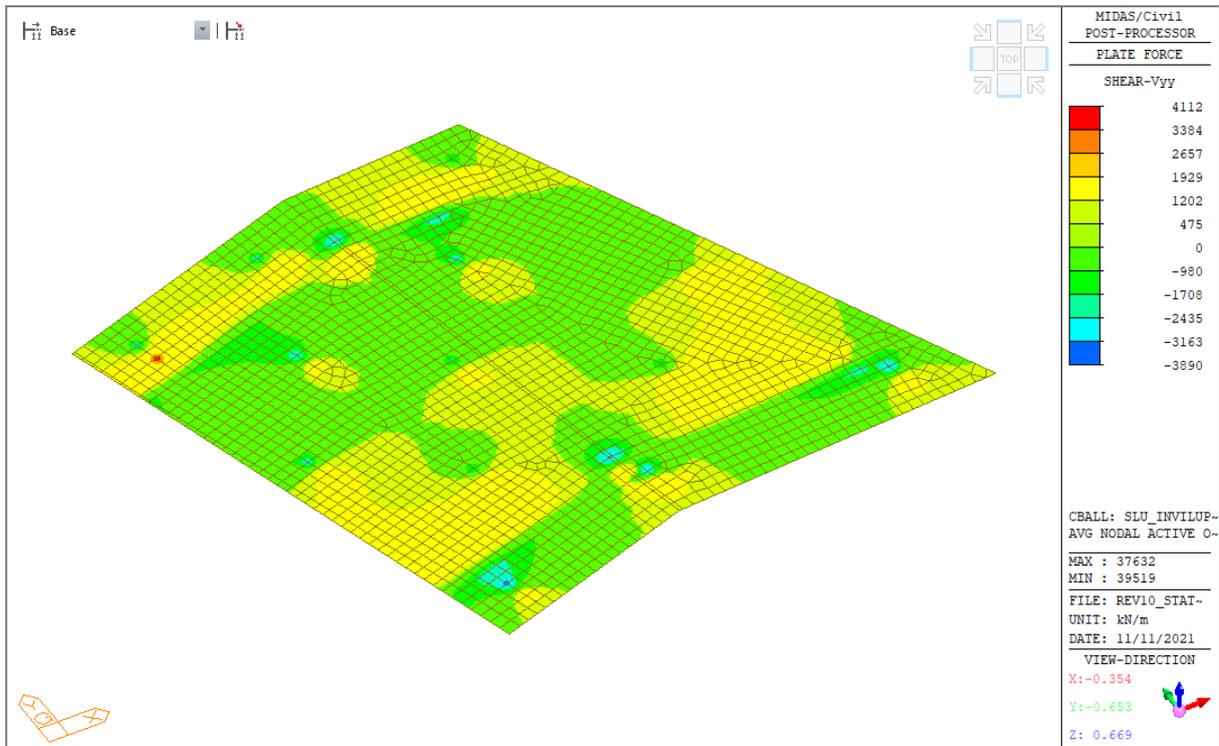
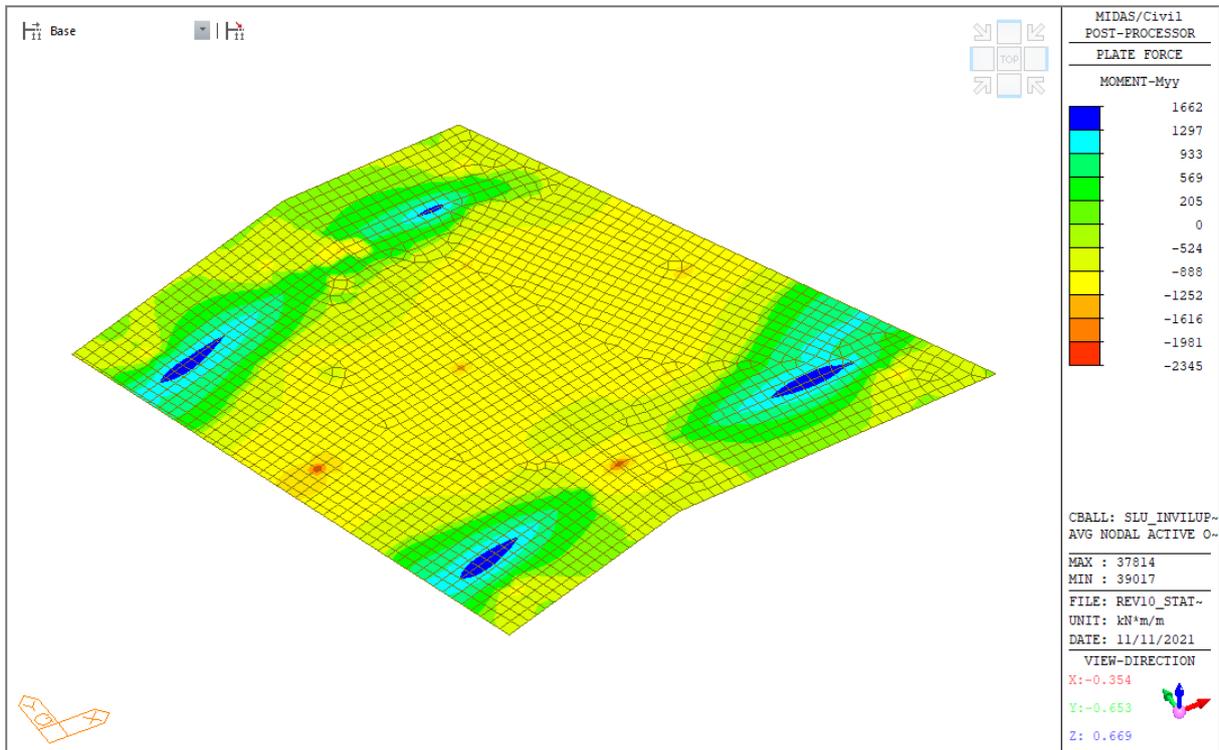
## 9.6 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO E - SLU

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali. Cautelativamente le verifiche vengono condotte per il plinto più sollecitato Plinto D.

### 9.6.1 SLU - Sollecitazioni

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

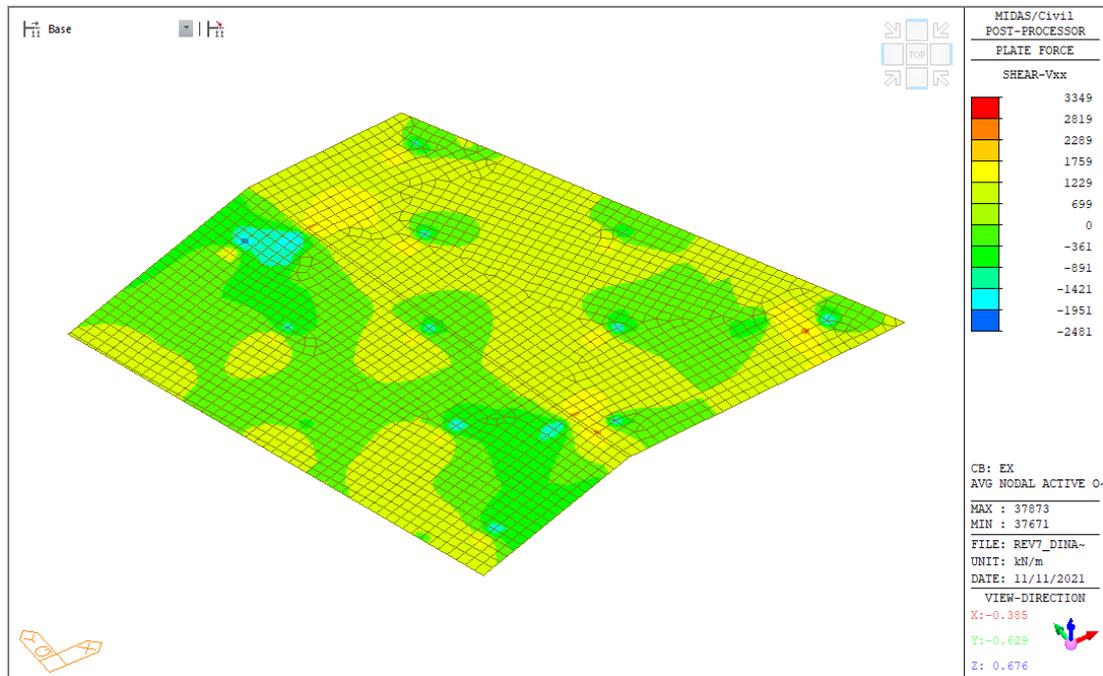
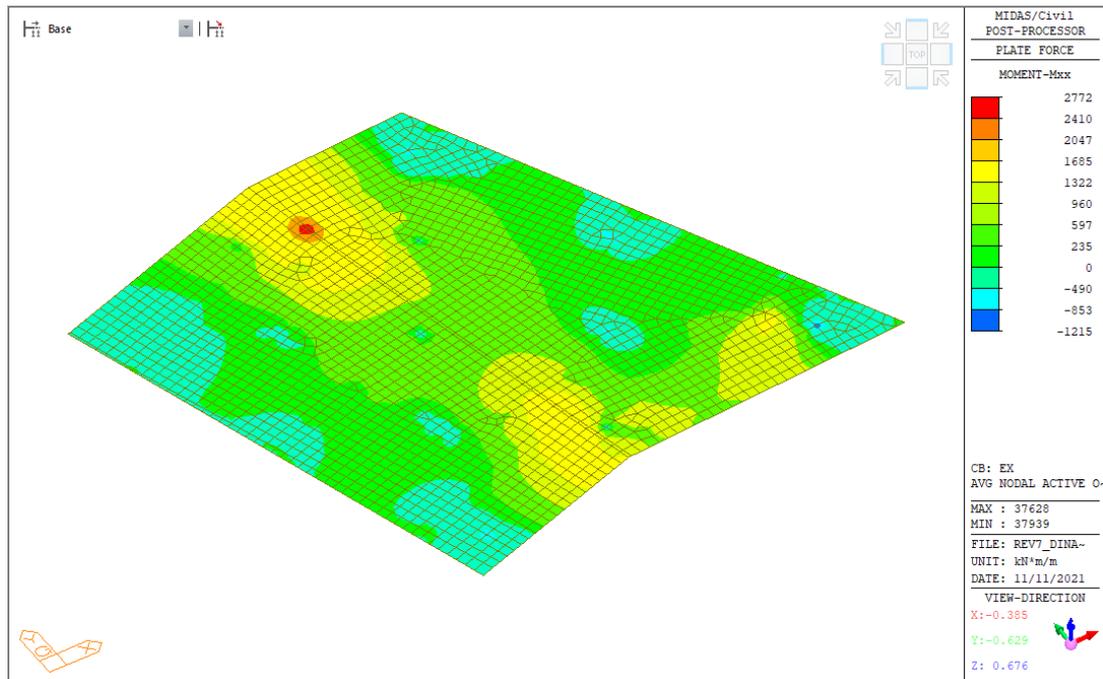


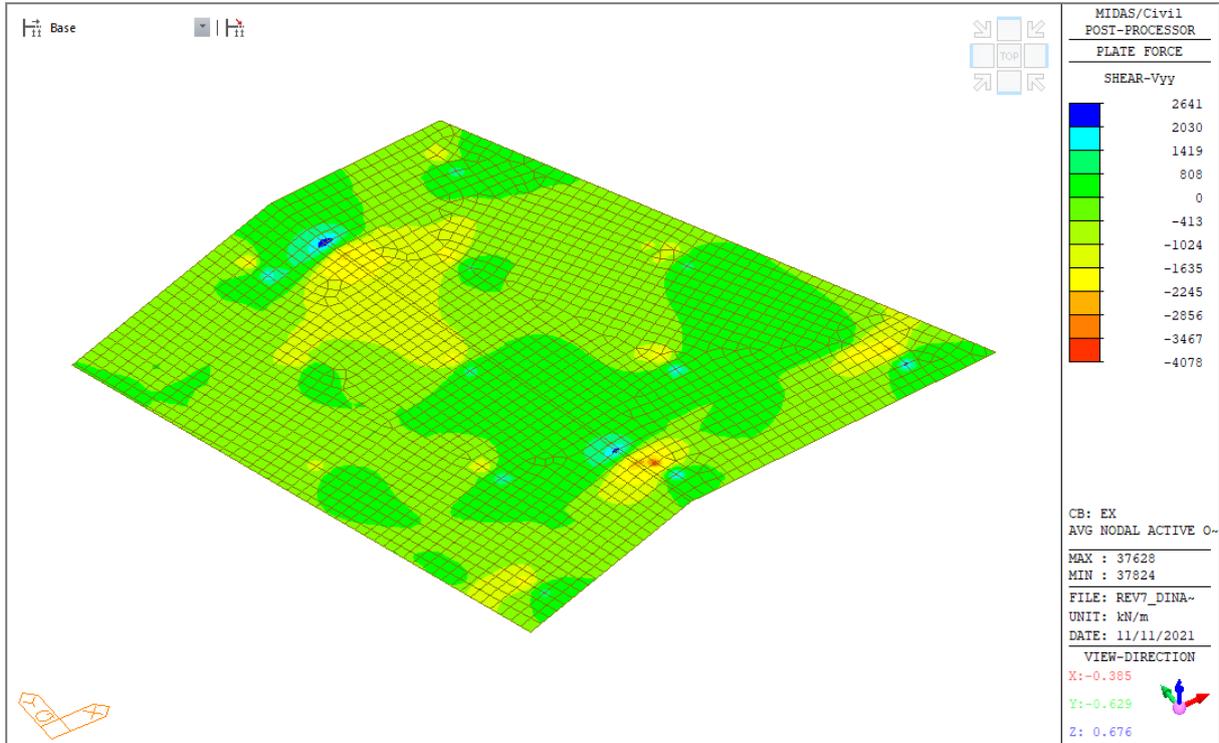
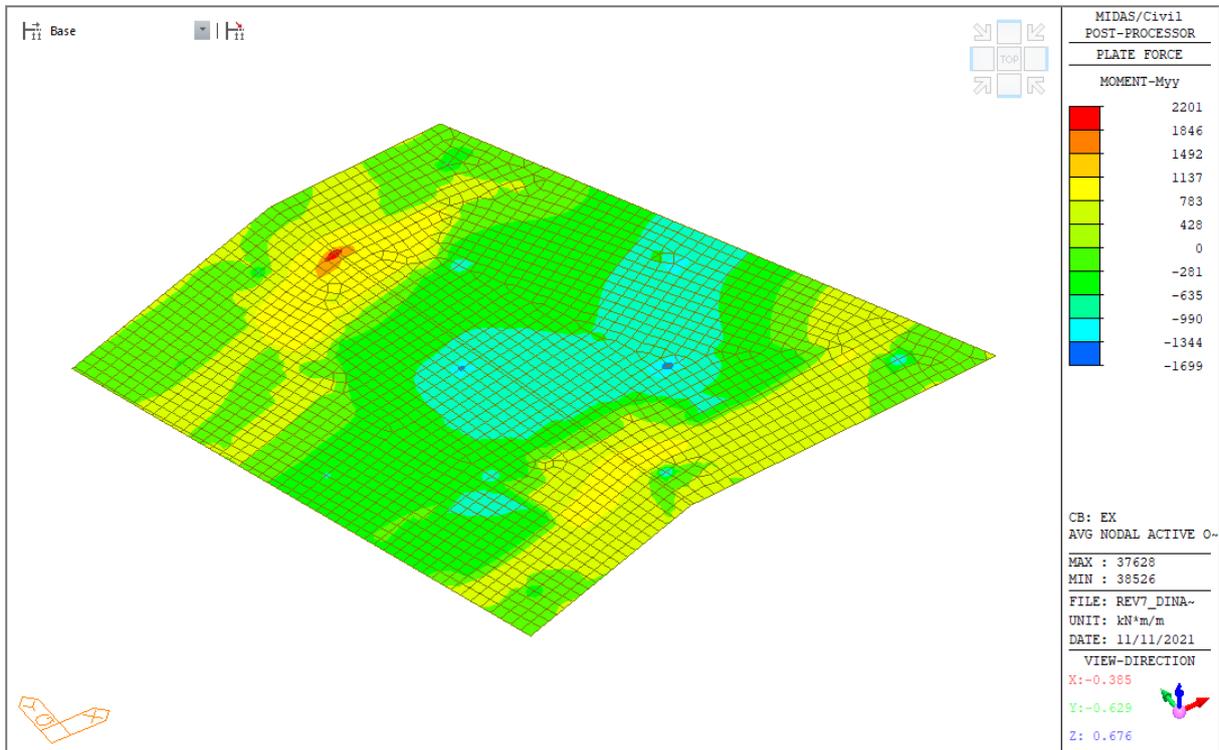


### 9.6.2 SLV - Sollecitazioni

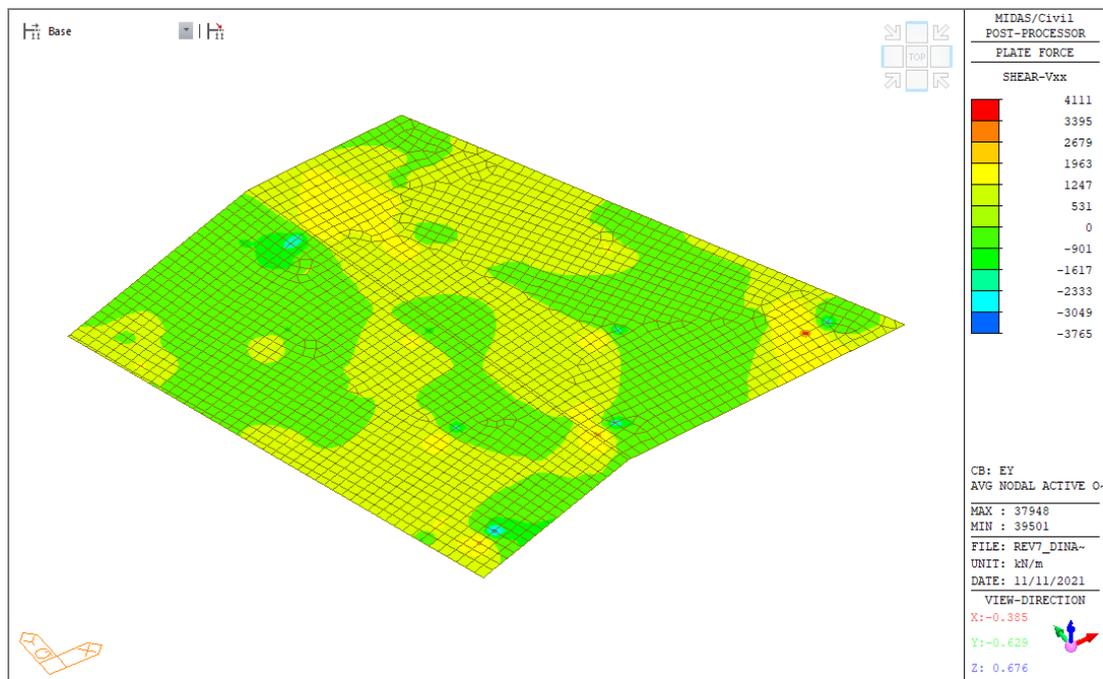
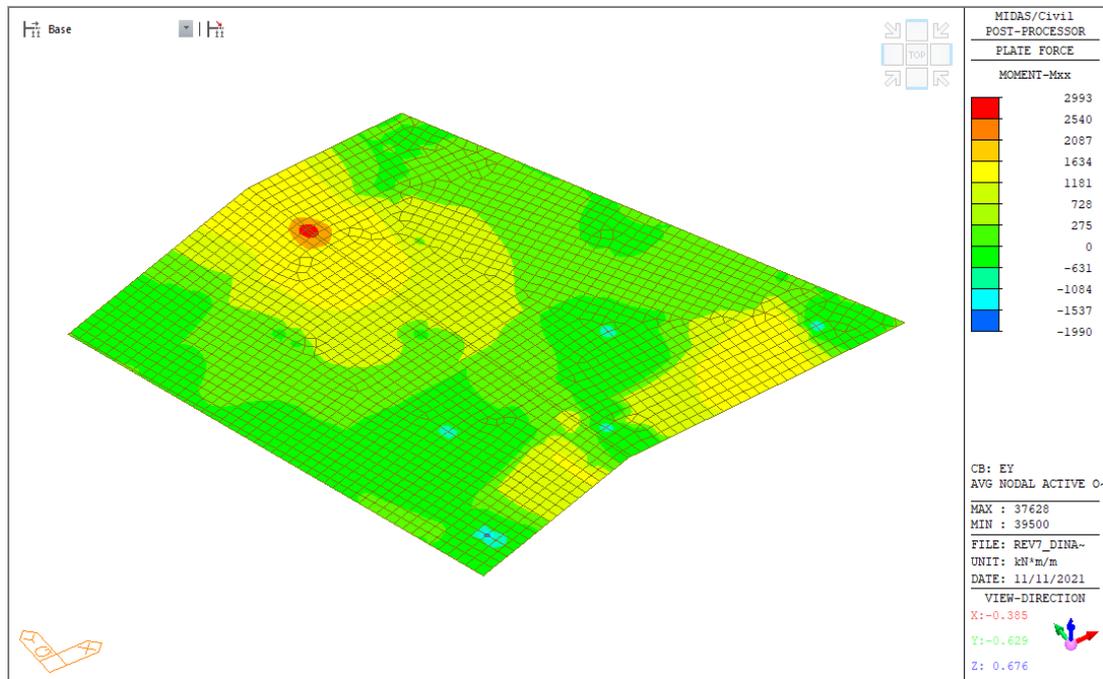
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando le combinazioni più gravose rappresentate da Ex (sisma longitudinale) ed Ey (sisma trasversale)

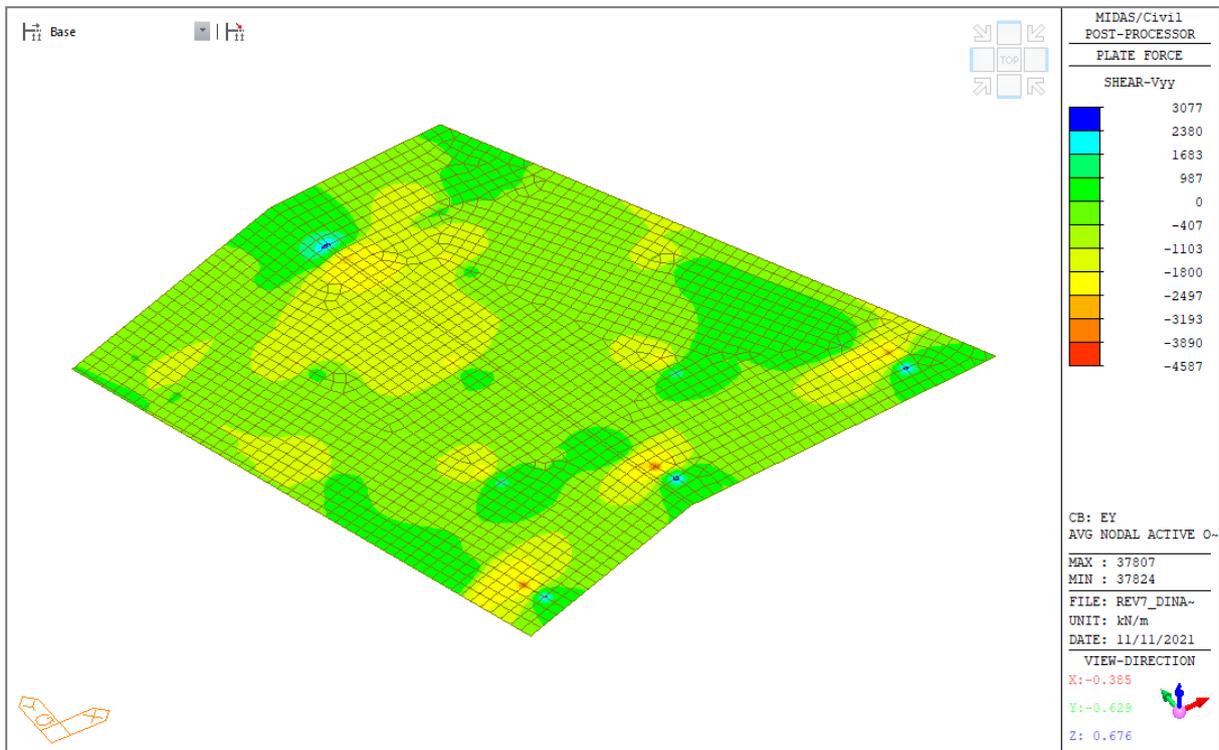
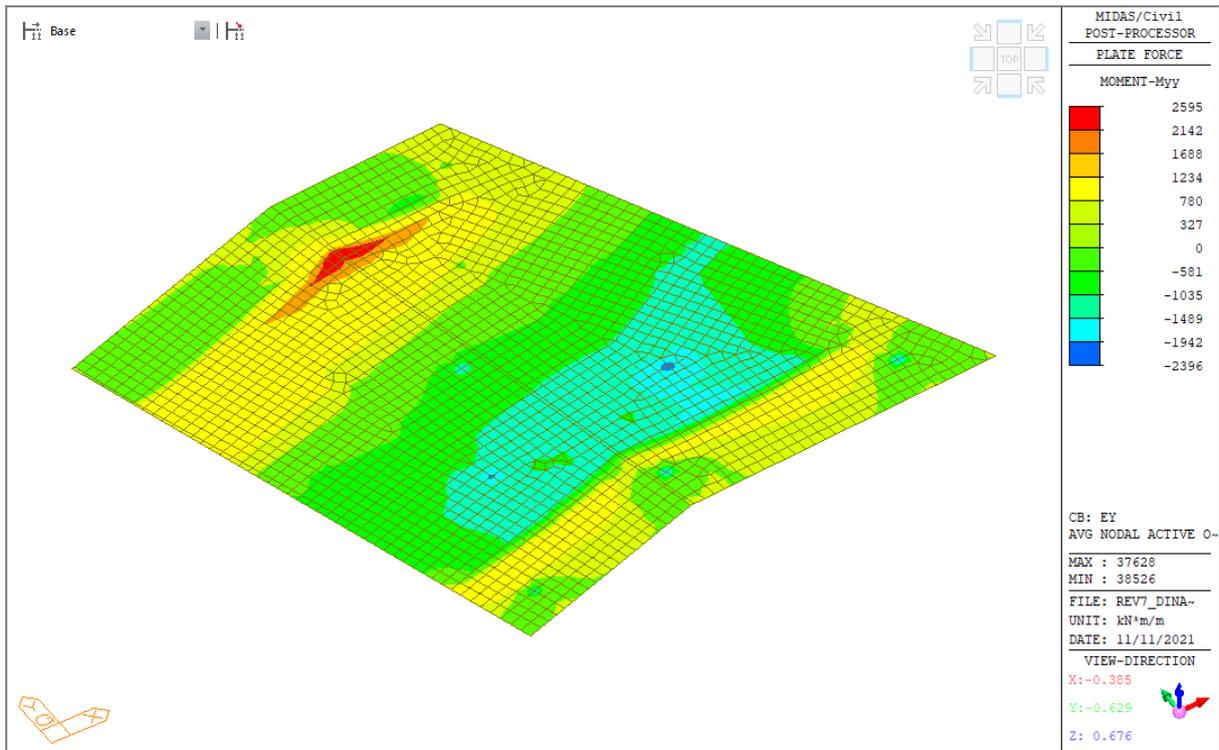
#### 9.6.2.1 Combinazione Ex - Sollecitazioni





### 9.6.2.2 Combinazione Ey - Sollecitazioni



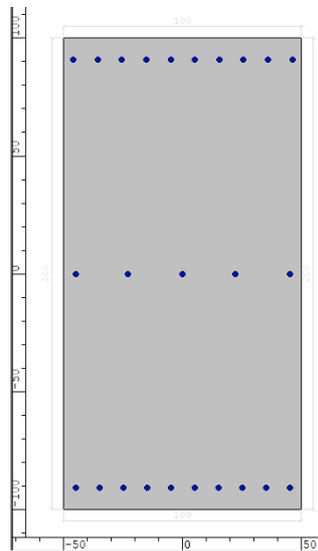


### 9.6.3 Verifiche strutturali SLU/SLV

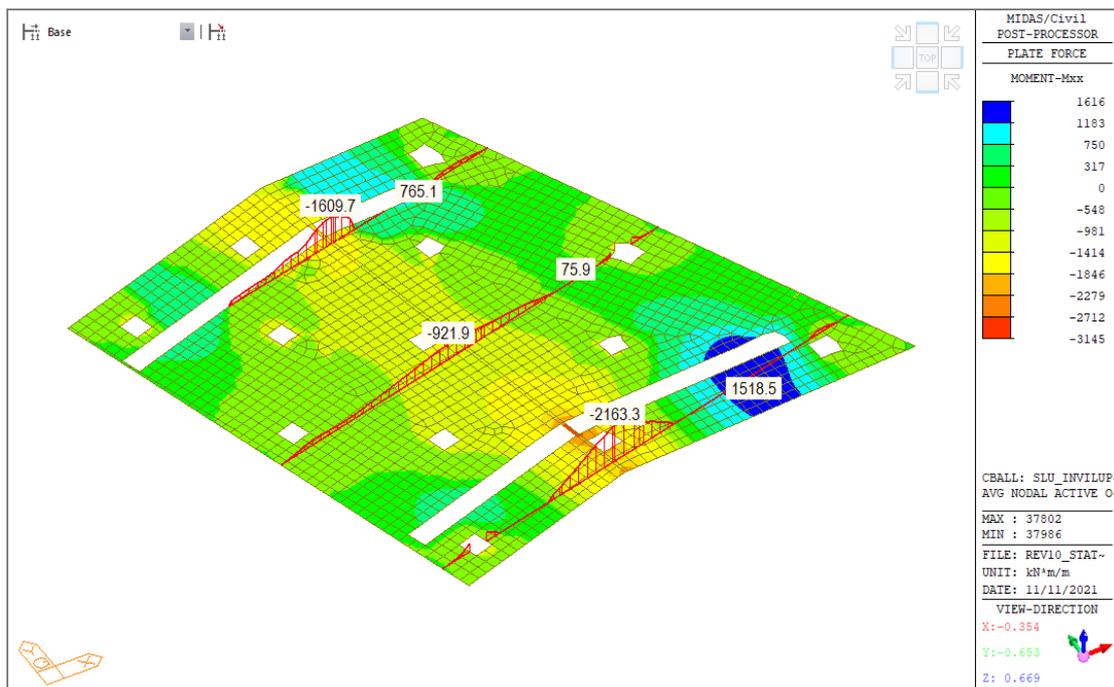
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate localmente dove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi finiti di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

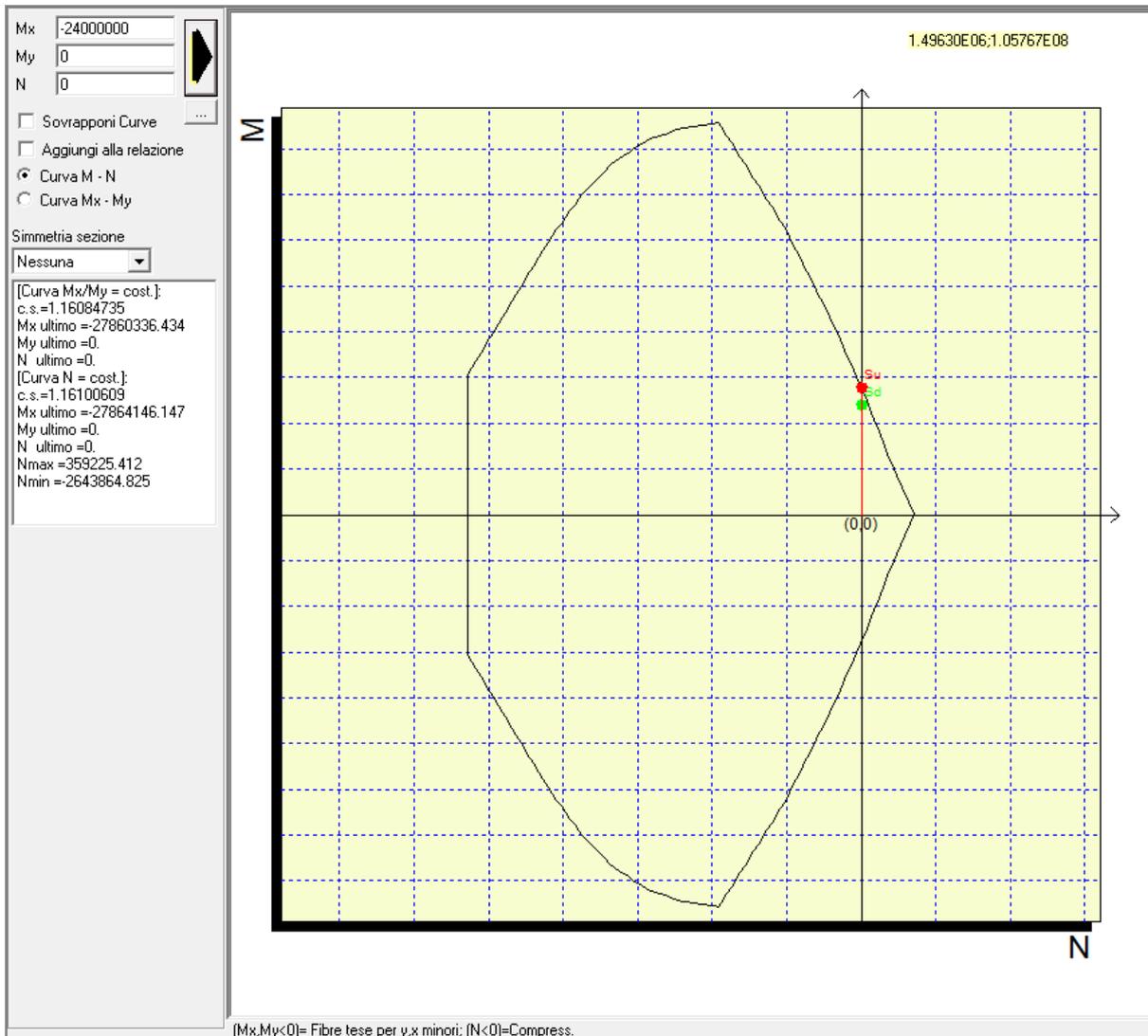
Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Inviluppo SLU

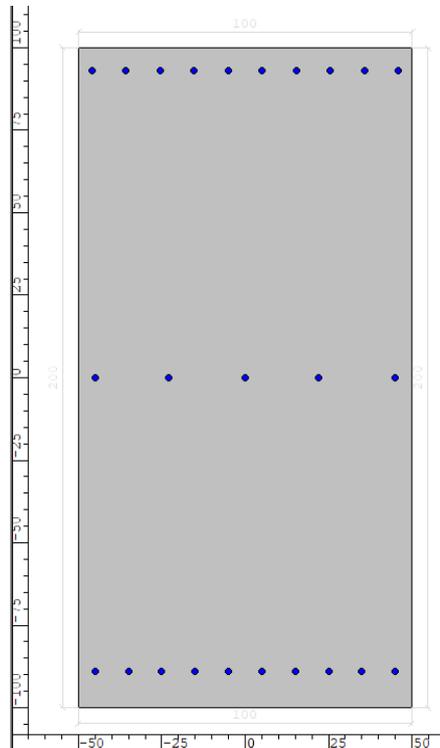




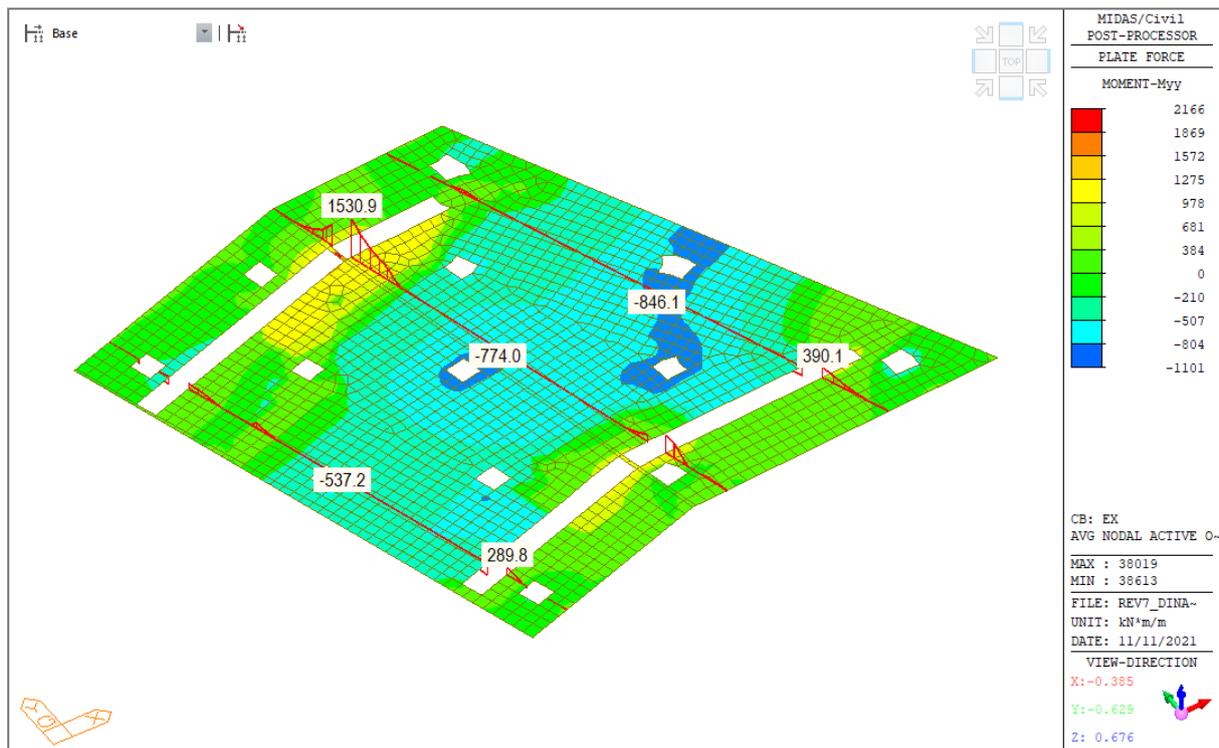
Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2400	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.16

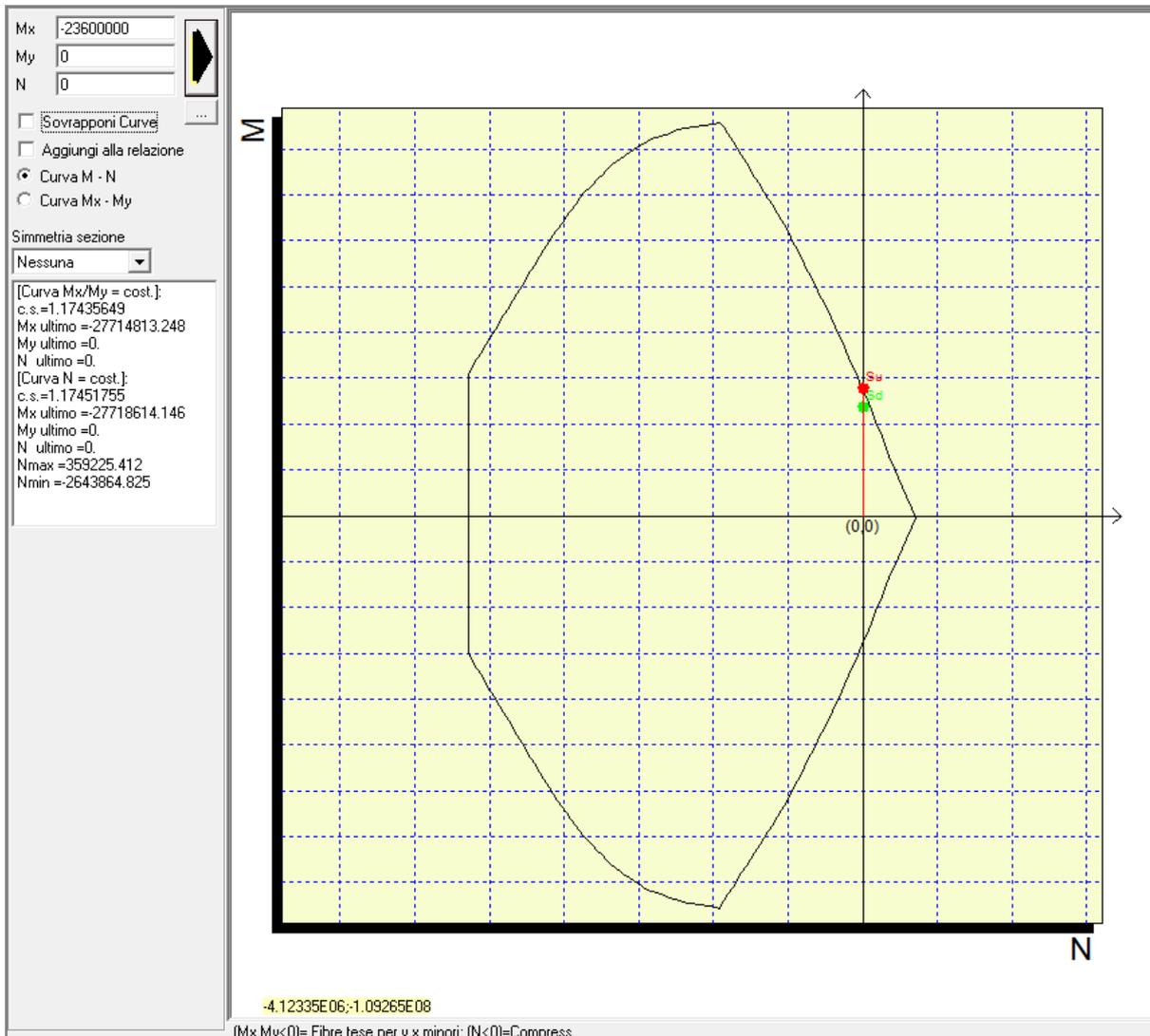
Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

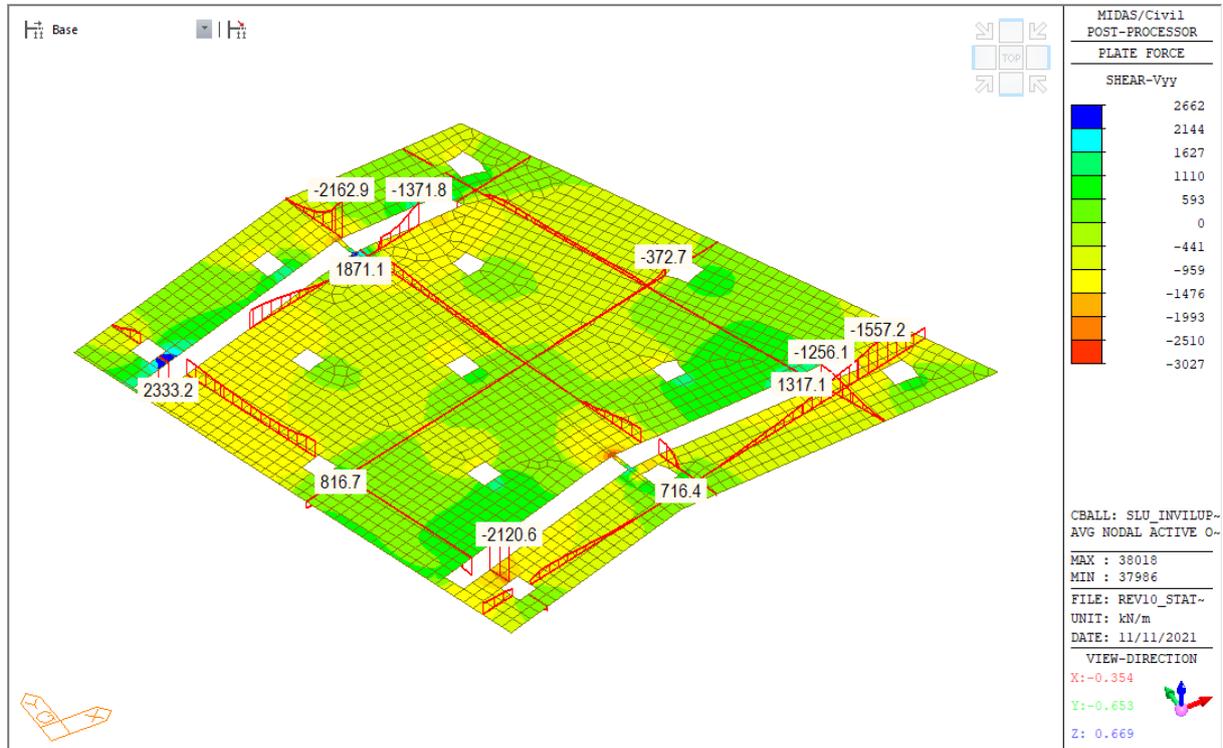




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2360	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.18

Verifiche a taglio:

Combinazione: Inviluppo SLU



Calcolo resistenza:

**Geometria Sezione**

<b>H=</b>	<b>2.00</b>	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	<b>1.00</b>	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	2.00	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	2.11	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	1.00	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.76	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.76	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.36	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

**Armatura Trasversale**

<b>φ =</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.50</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00050	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.4</b>	m	Passo Staffe

*Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio*

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

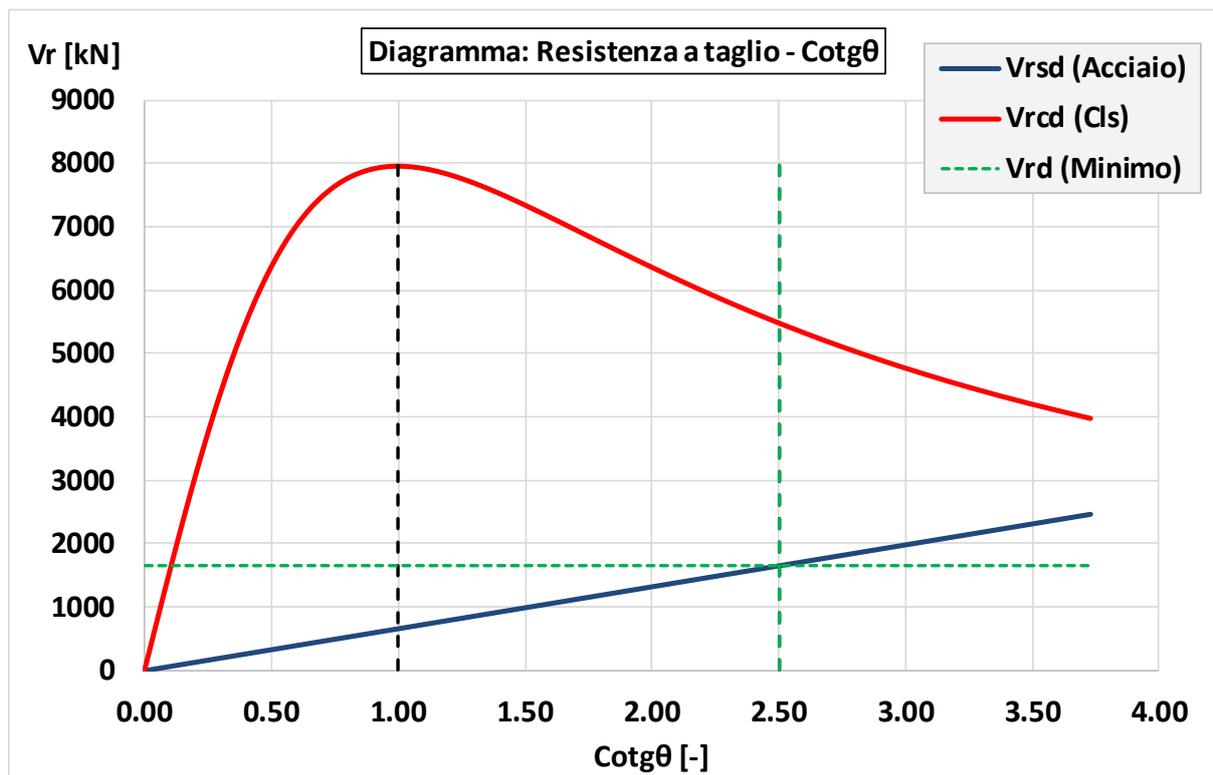
*Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima*

$V_{Rd,s} = 1652$  kN      Resistenza a taglio della sola armatura

*Verifica della Biella di Calcestruzzo*

$V_{Rd,max} = 5487$  kN      Resistenza a taglio della sola biella

$V_{Rd} = 1652$  kN      TAGLIO RESISTENTE



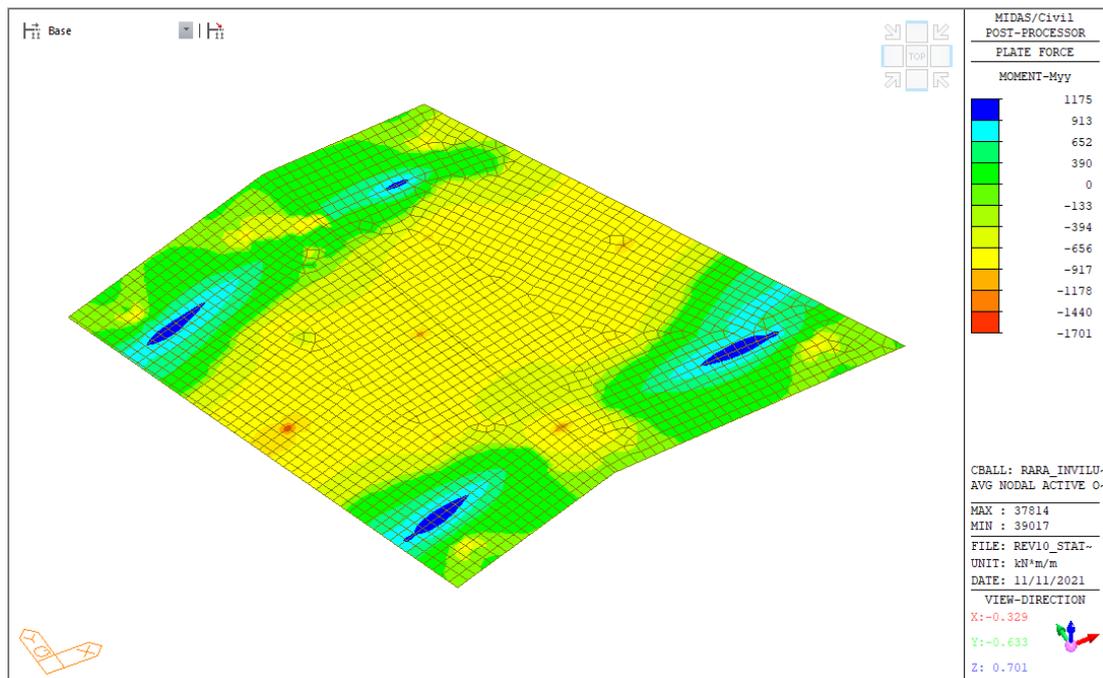
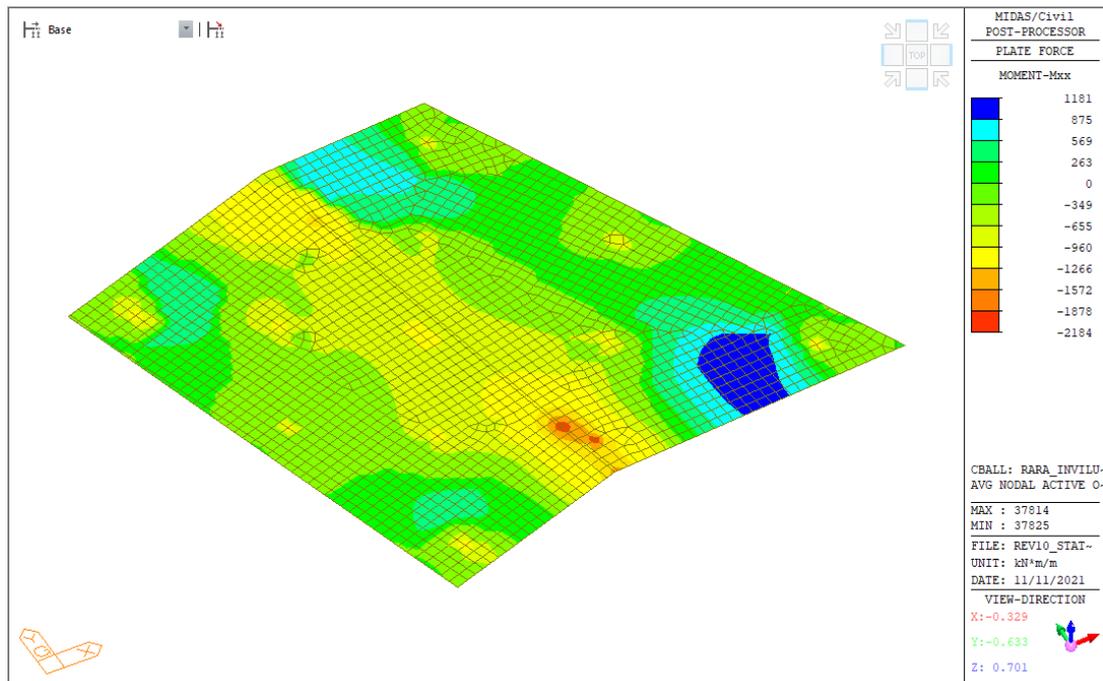
Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
1560	$\phi 14-2.5$ br./0.4 m	1652	1.06

## 9.7 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO E - SLE

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

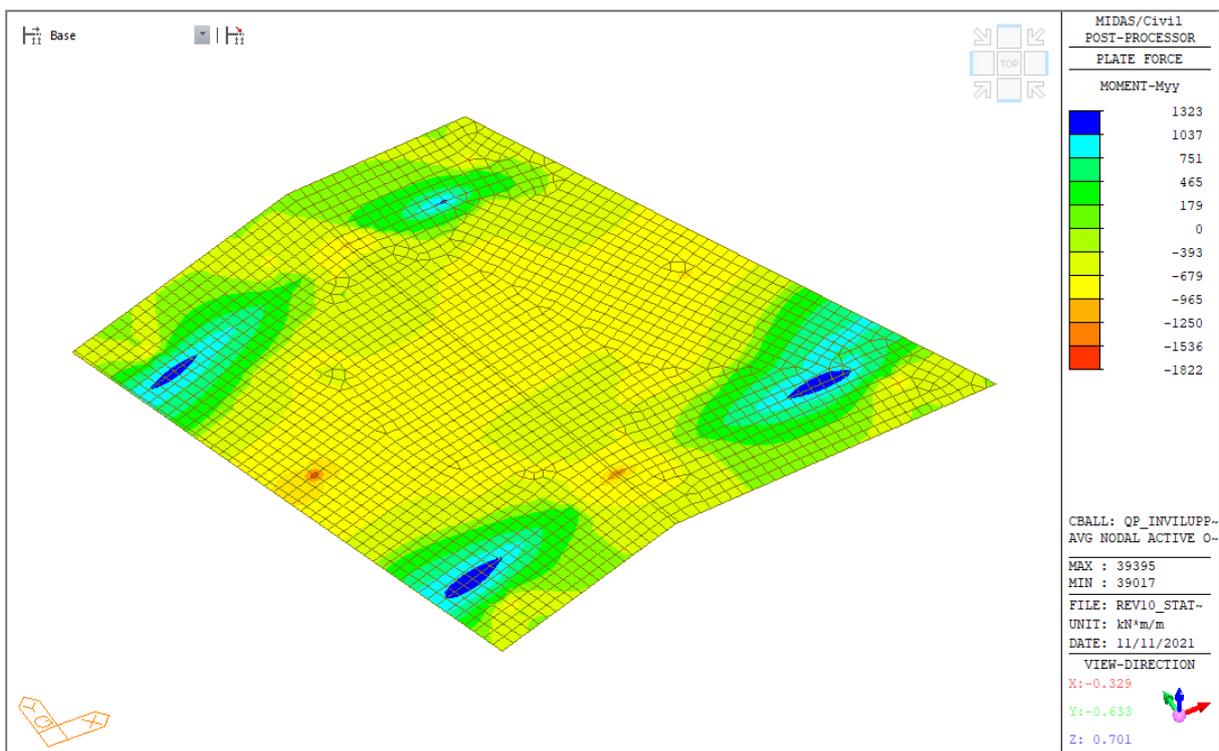
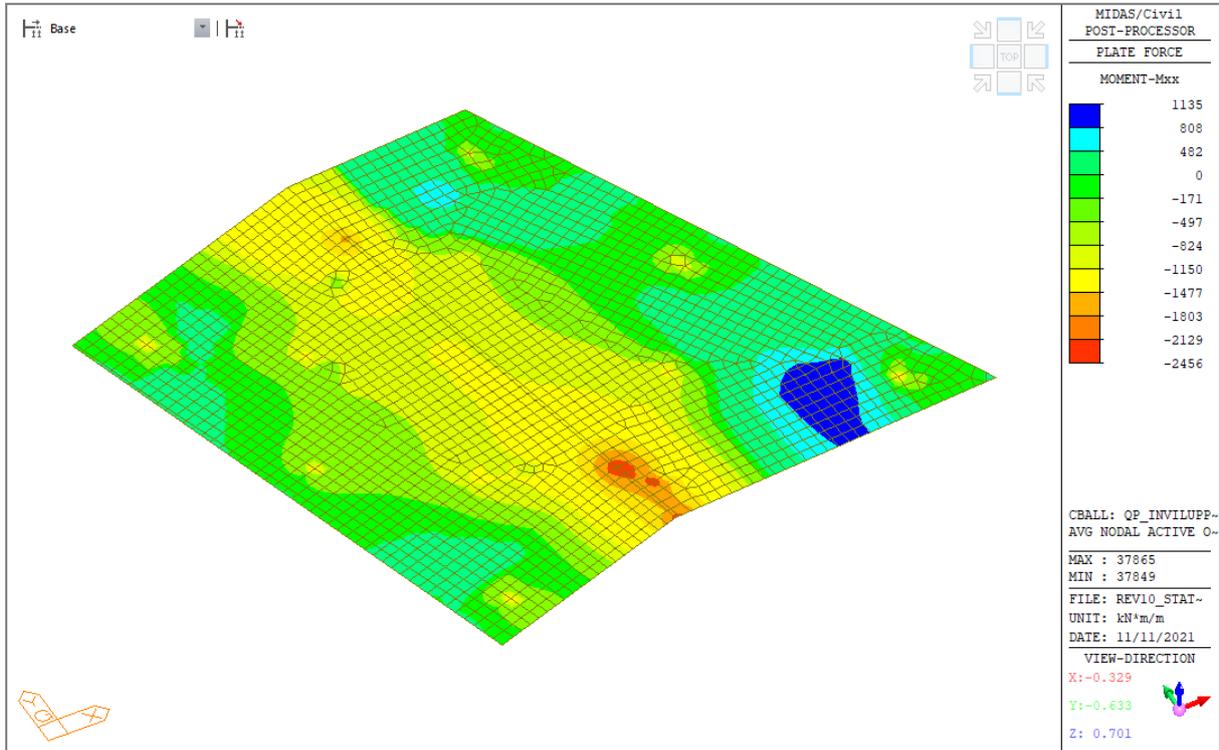
### 9.7.1 SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara

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



### 9.7.2 SLE – Sollecitazioni Combinazione QP

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

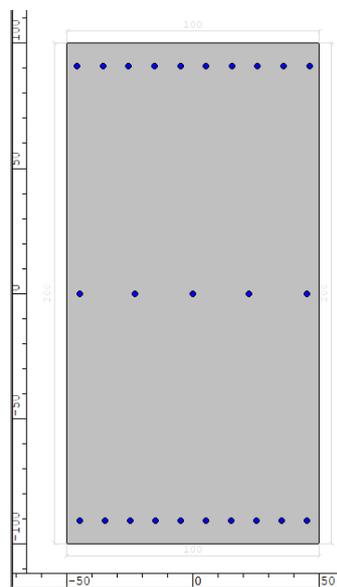


### 9.7.3 Verifiche strutturali SLE

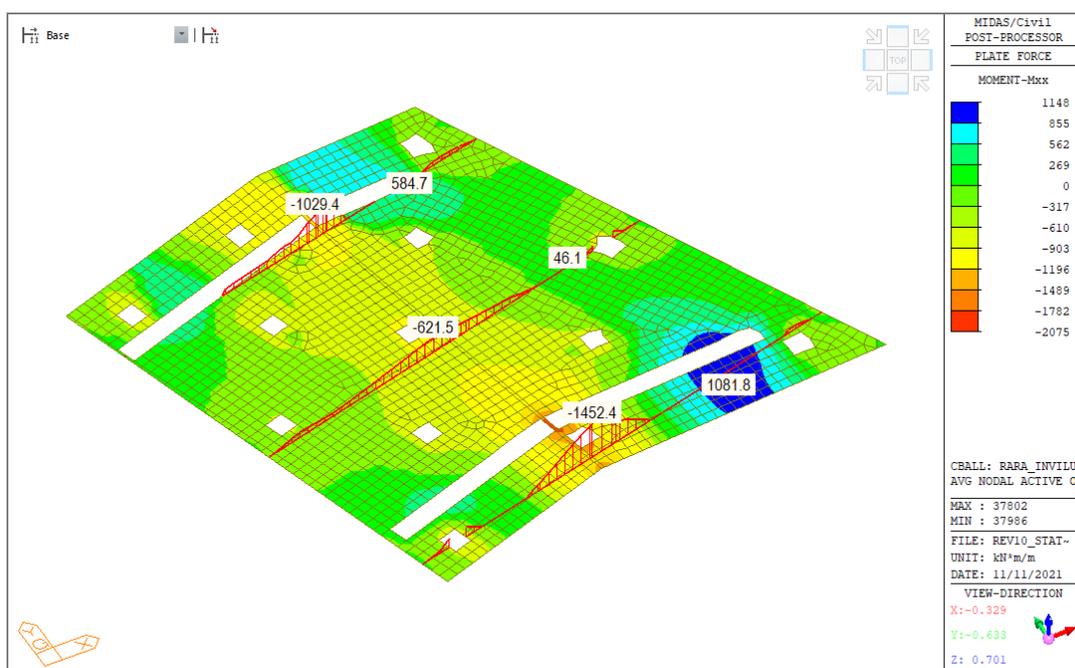
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate nelle zone locali ove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

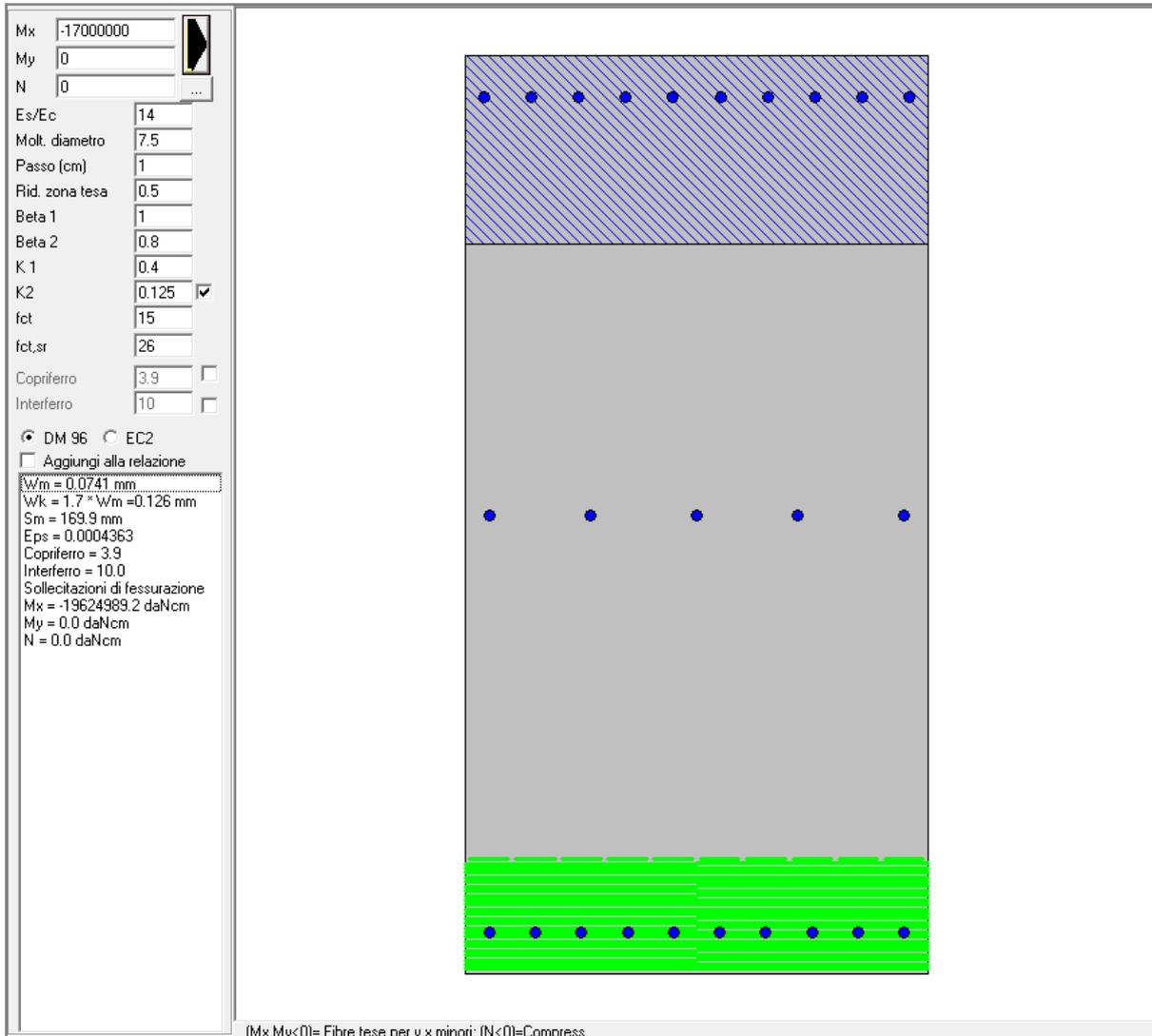
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm

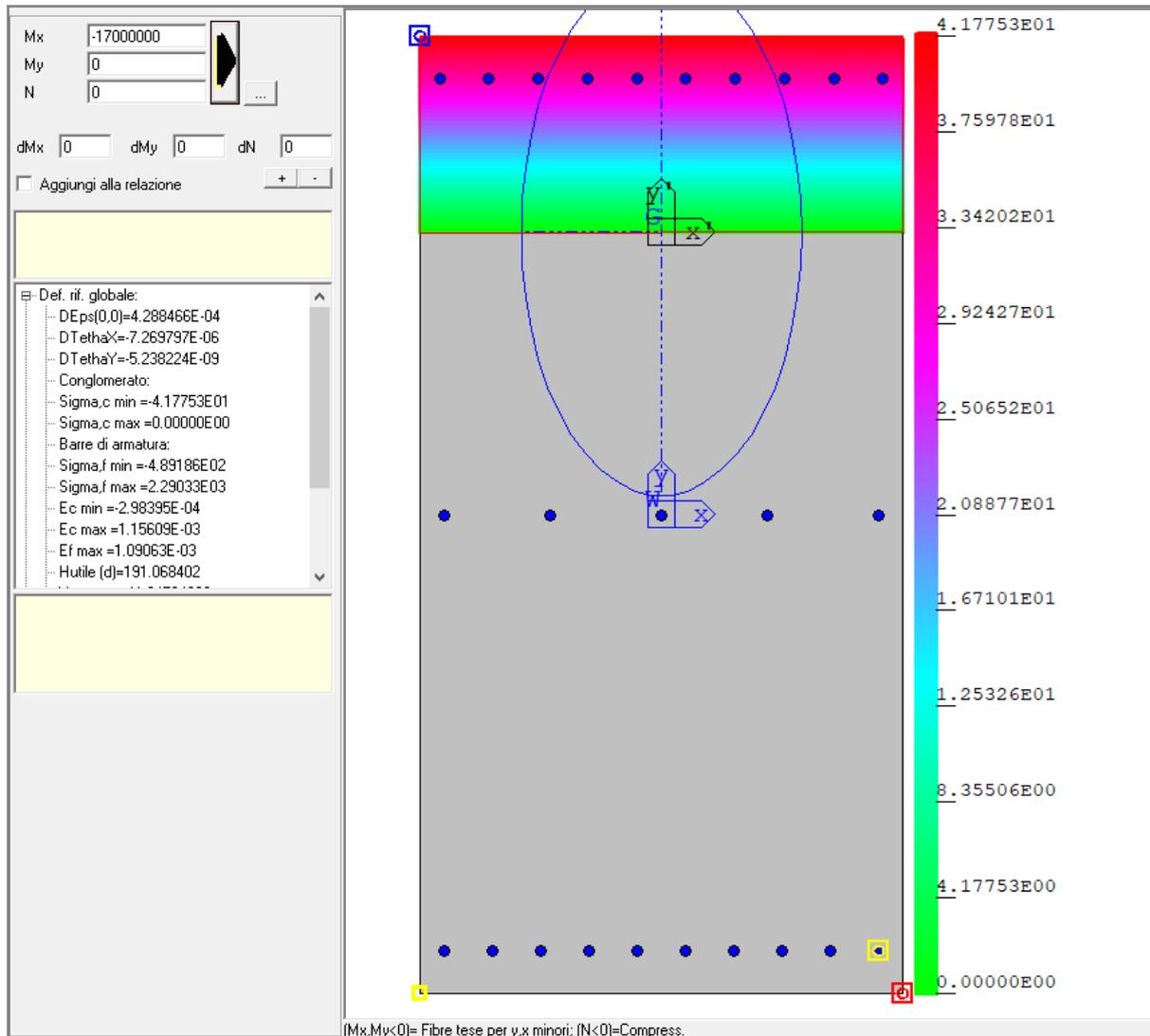


Combinazione: Involuppo Rara





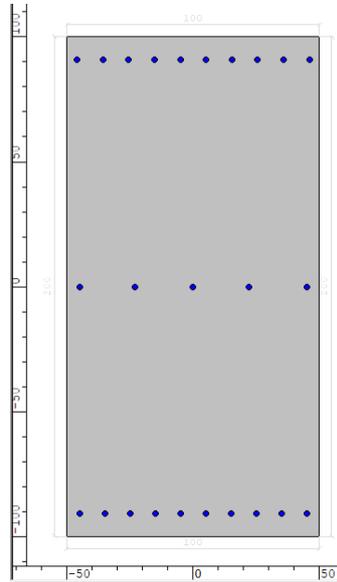
Verifica a fessurazione		
M <sub>Ed</sub>	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
1700	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



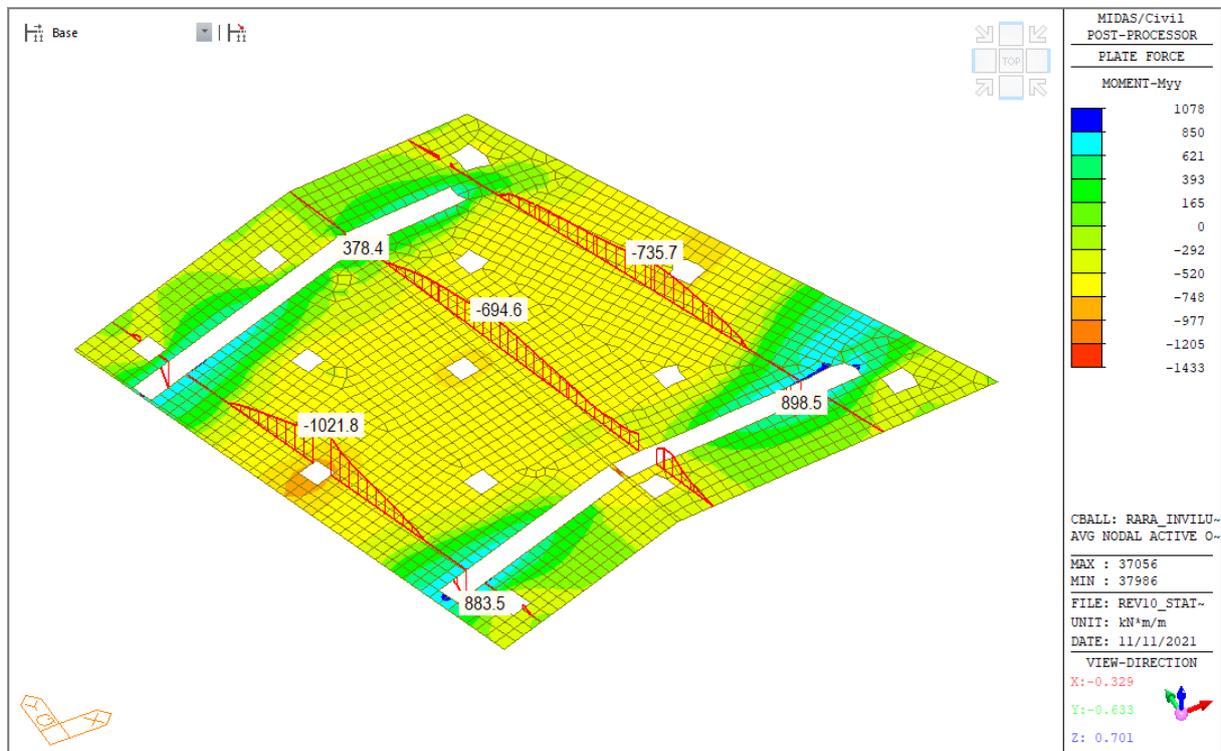
Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1700	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.2	229

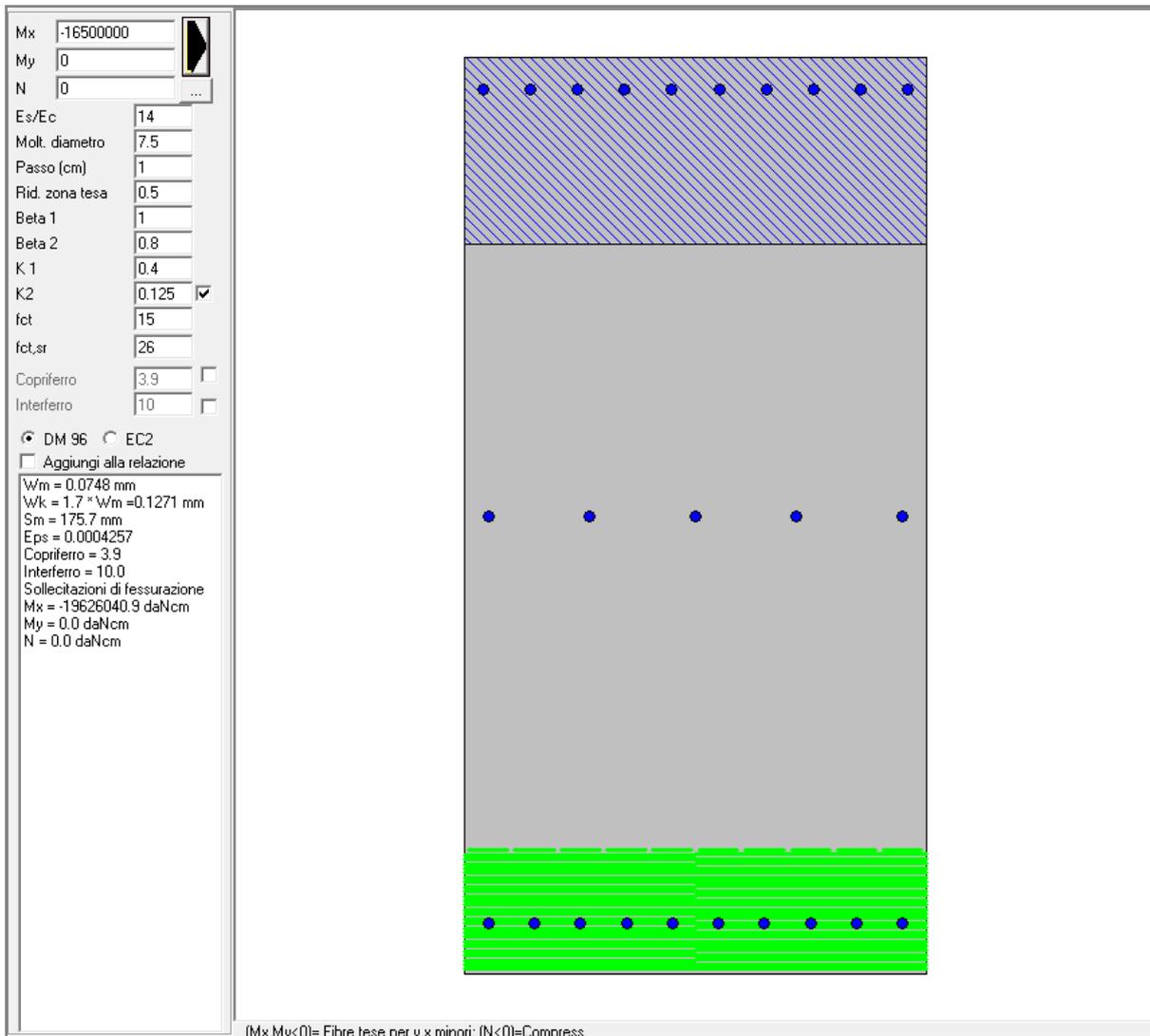
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm

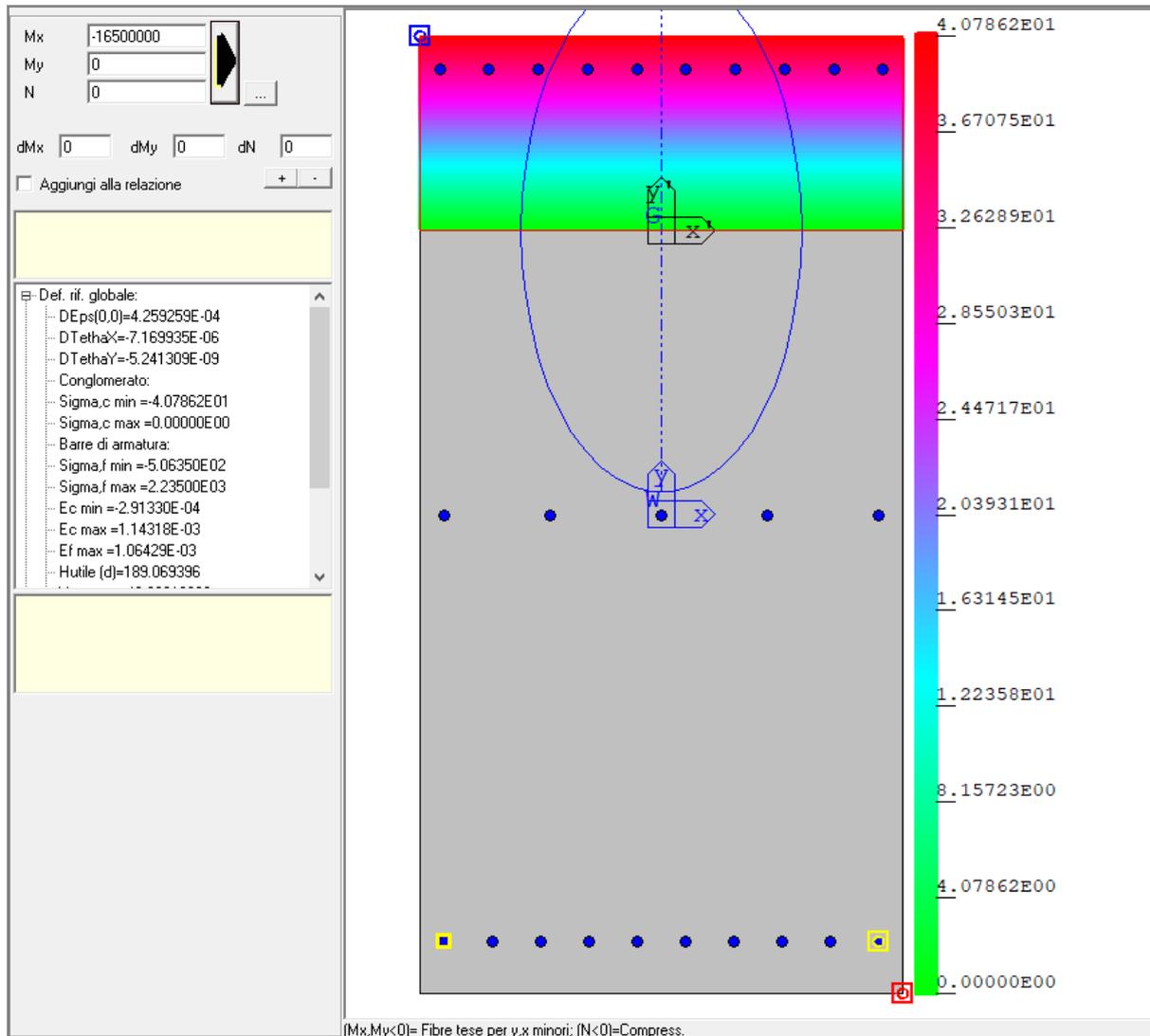


Combinazione: Involuppo Rara





Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura tesa	W
[kNm]	[-]	[mm]
1650	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1650	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.1	223

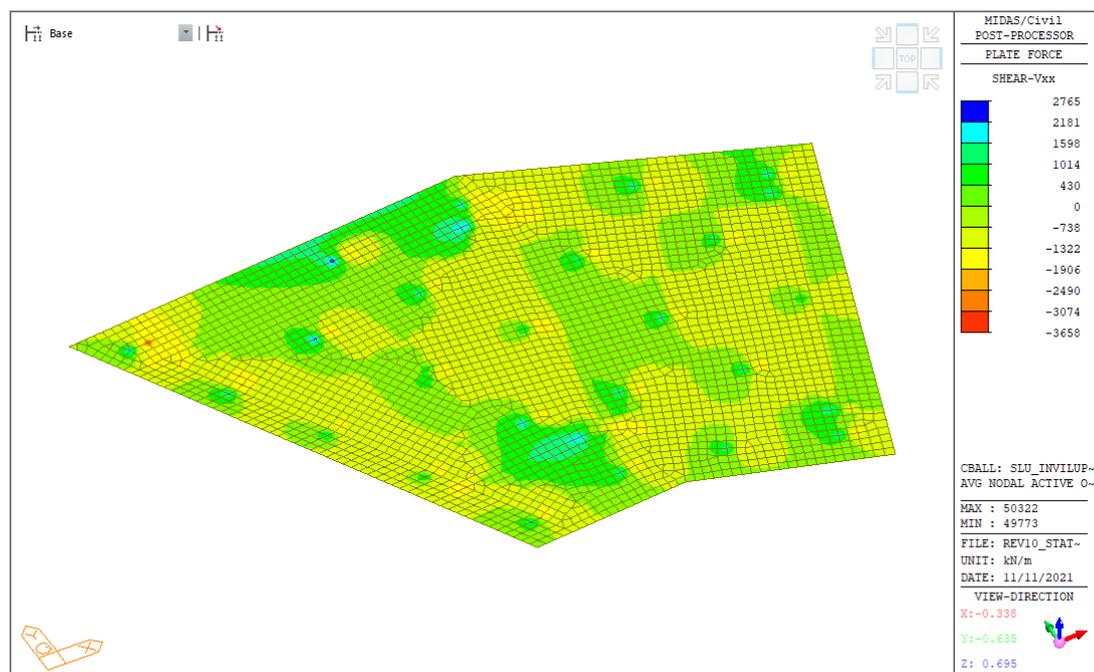
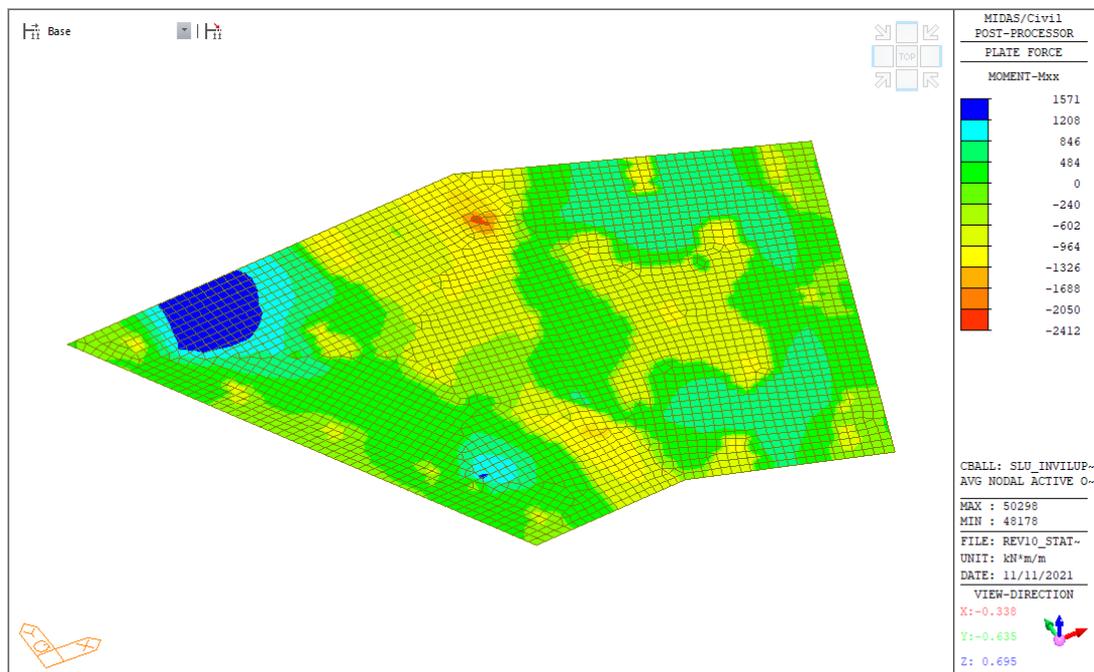
Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

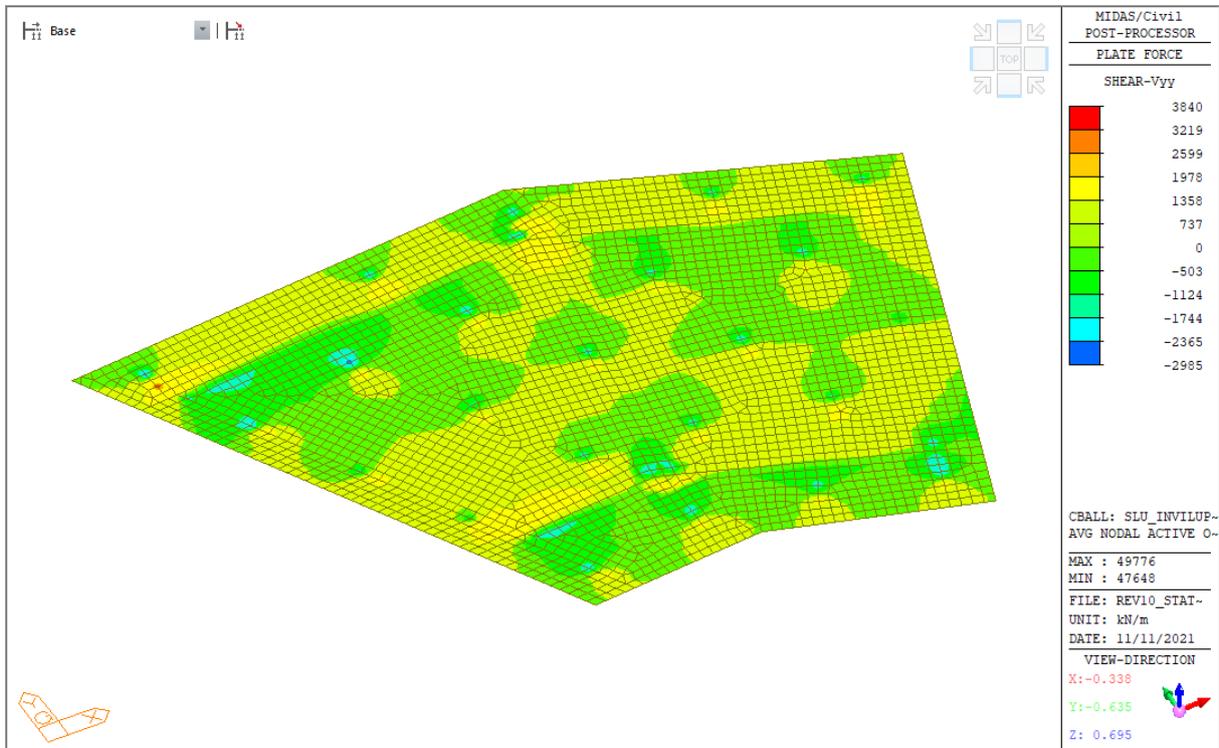
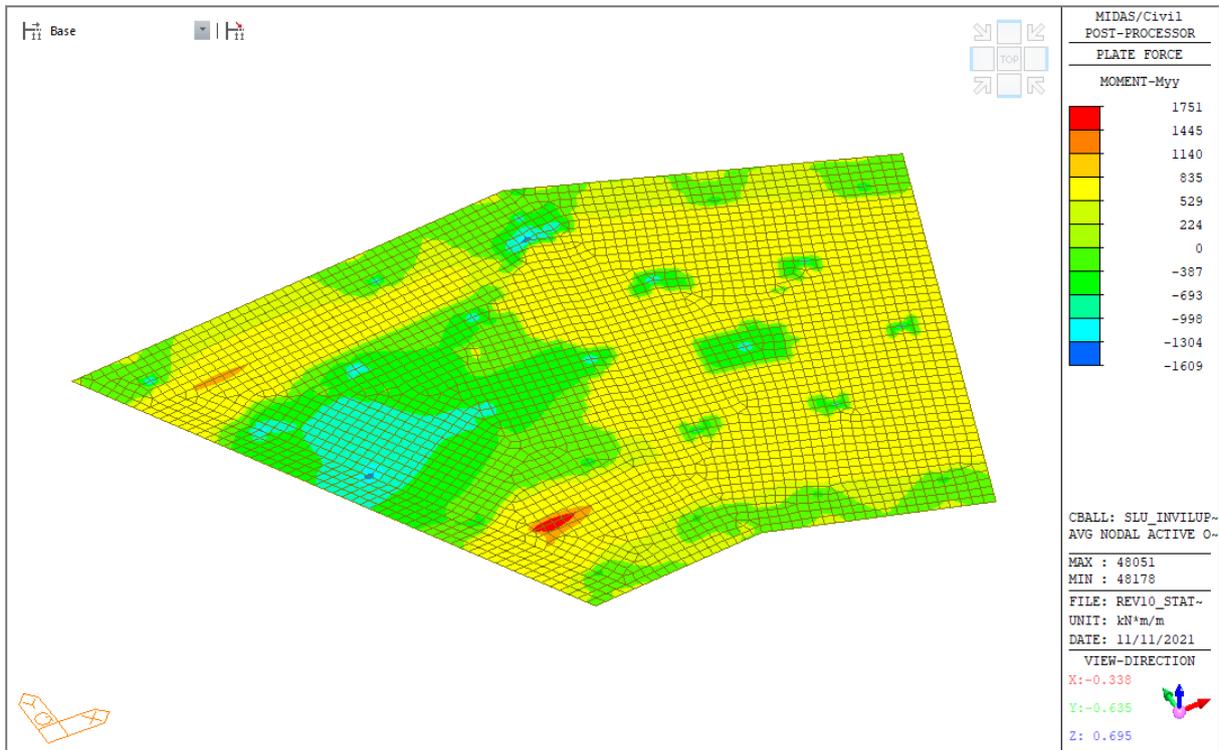
## 9.8 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO F - SLU

Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali. Cautelativamente le verifiche vengono condotte per il plinto più sollecitato Plinto D.

### 9.8.1 SLU - Sollecitazioni

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

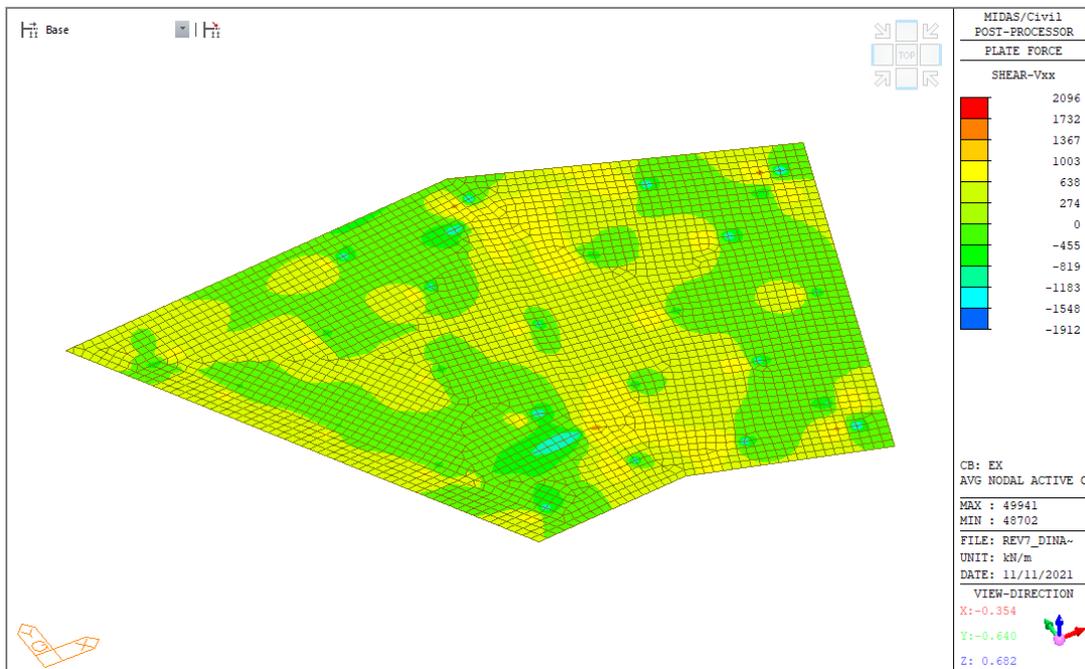
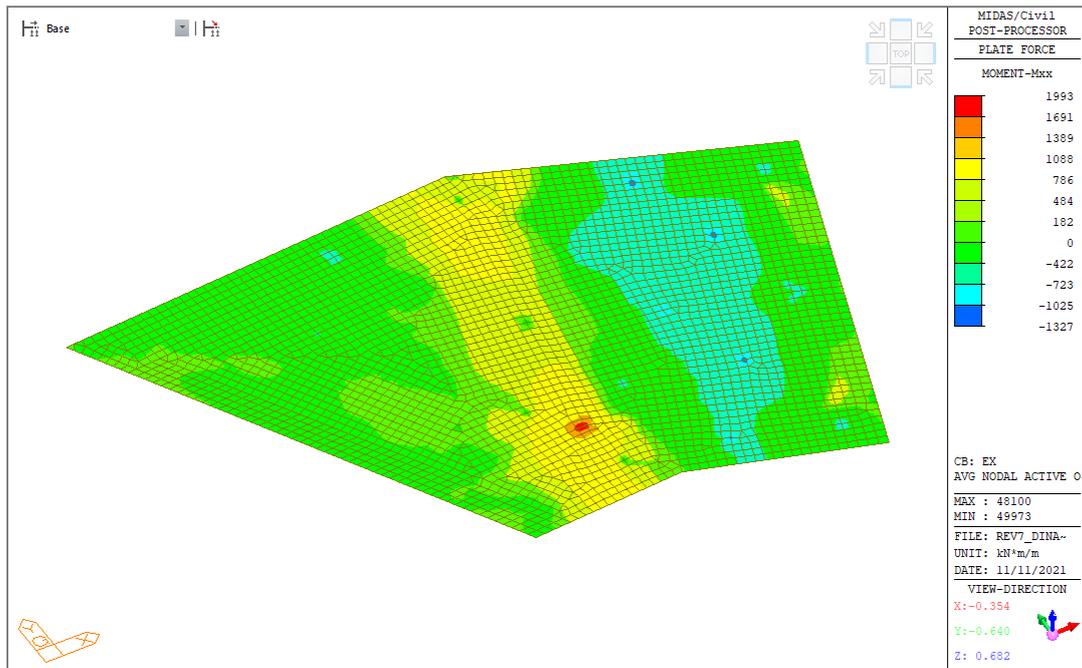


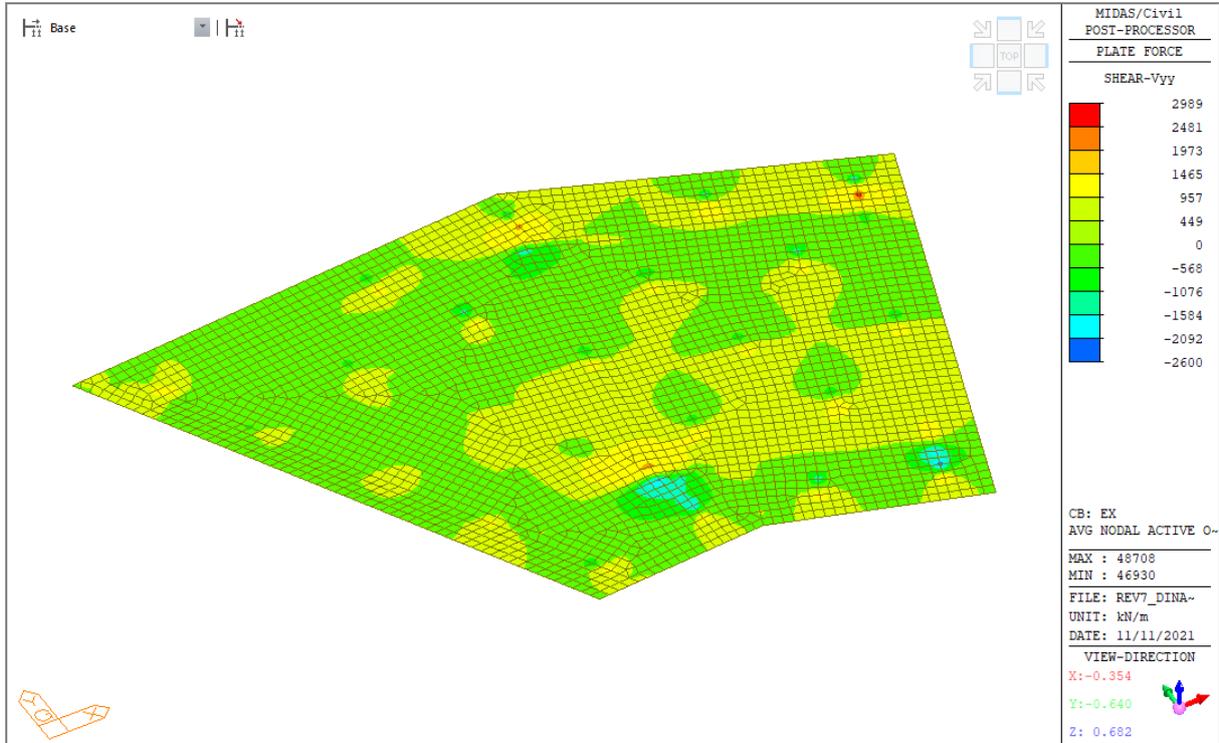
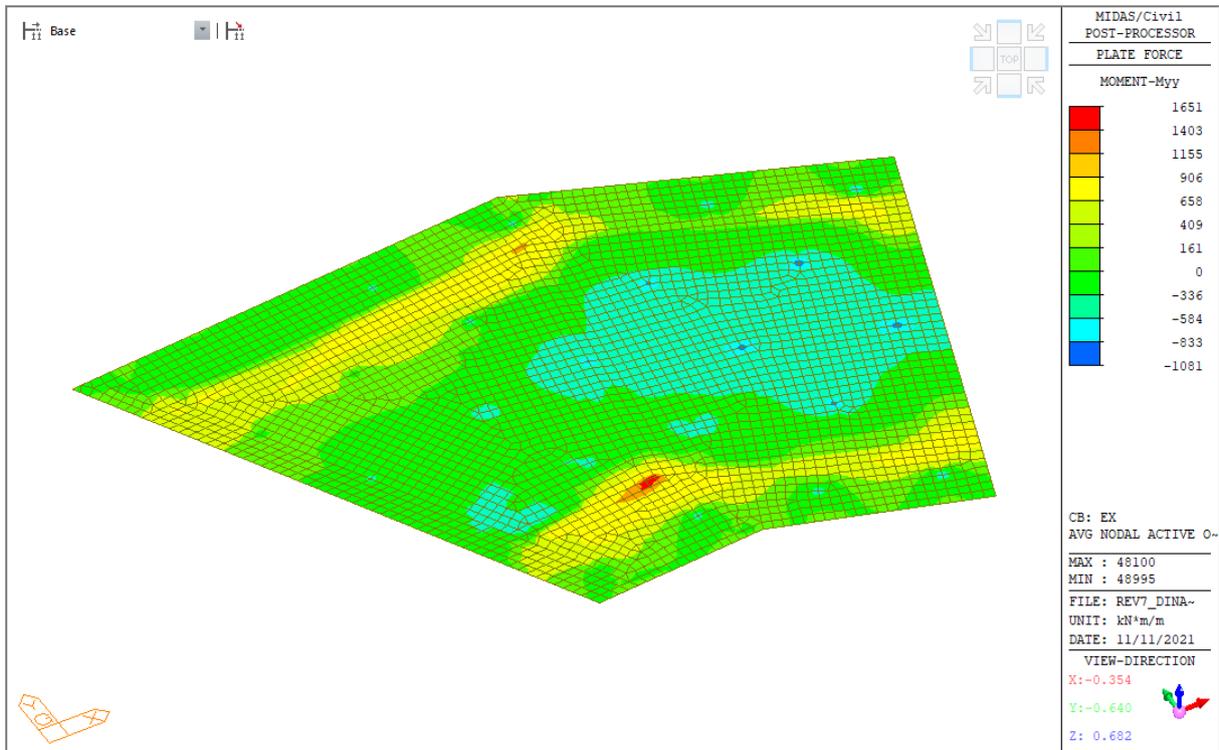


## 9.8.2 SLV - Sollecitazioni

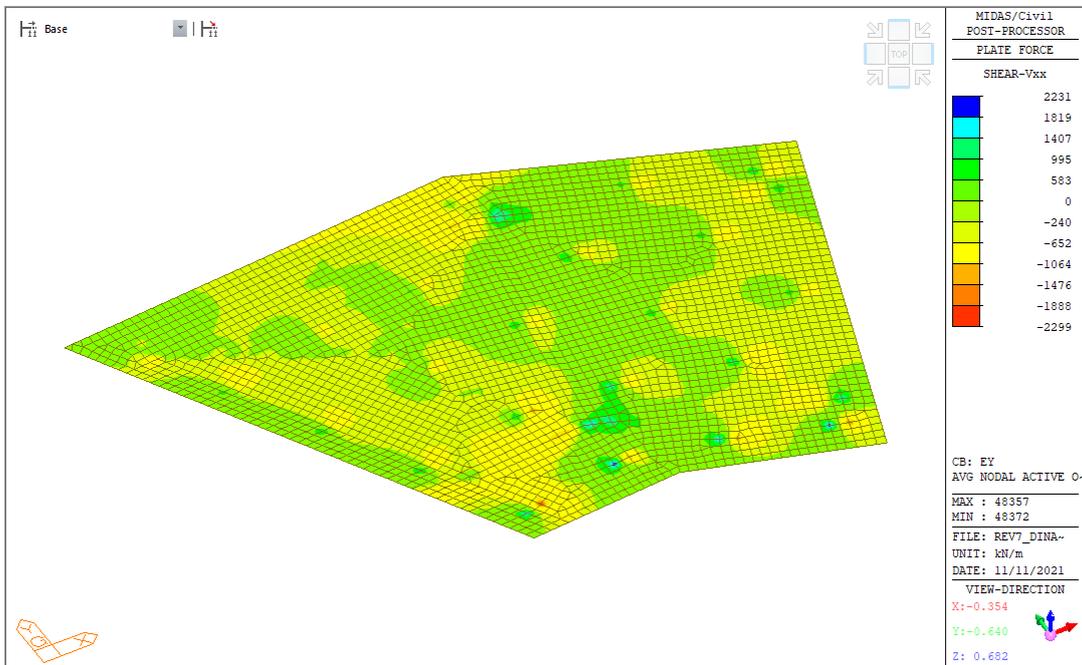
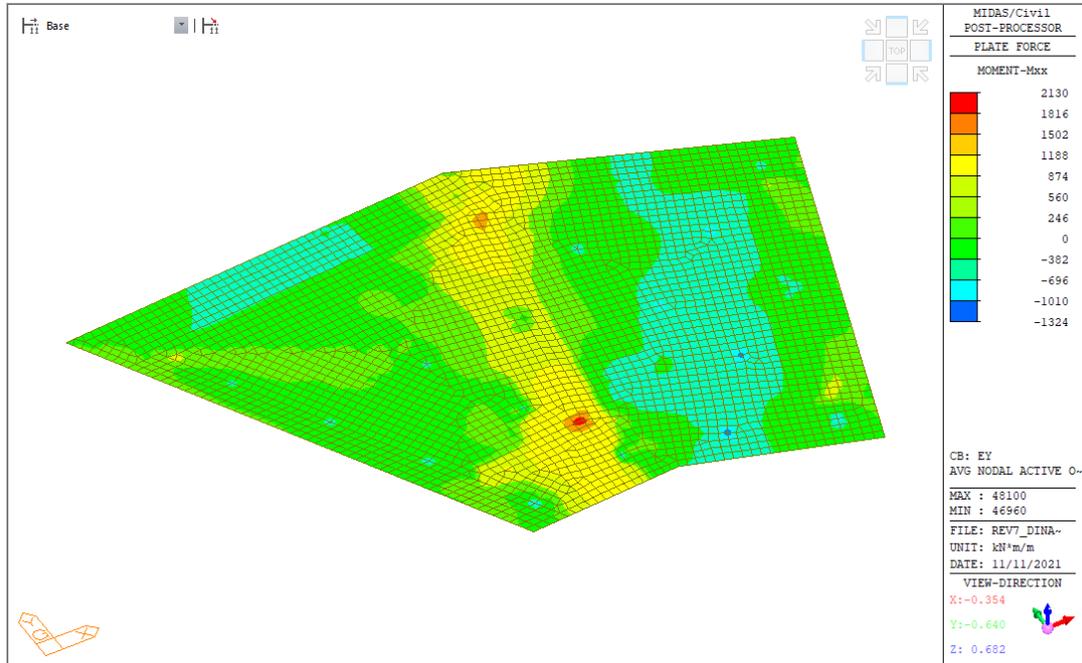
Vengono riportati le mappature dello stato di sollecitazione considerando le combinazioni più gravose rappresentate da Ex (sisma longitudinale) ed Ey (sisma trasversale)

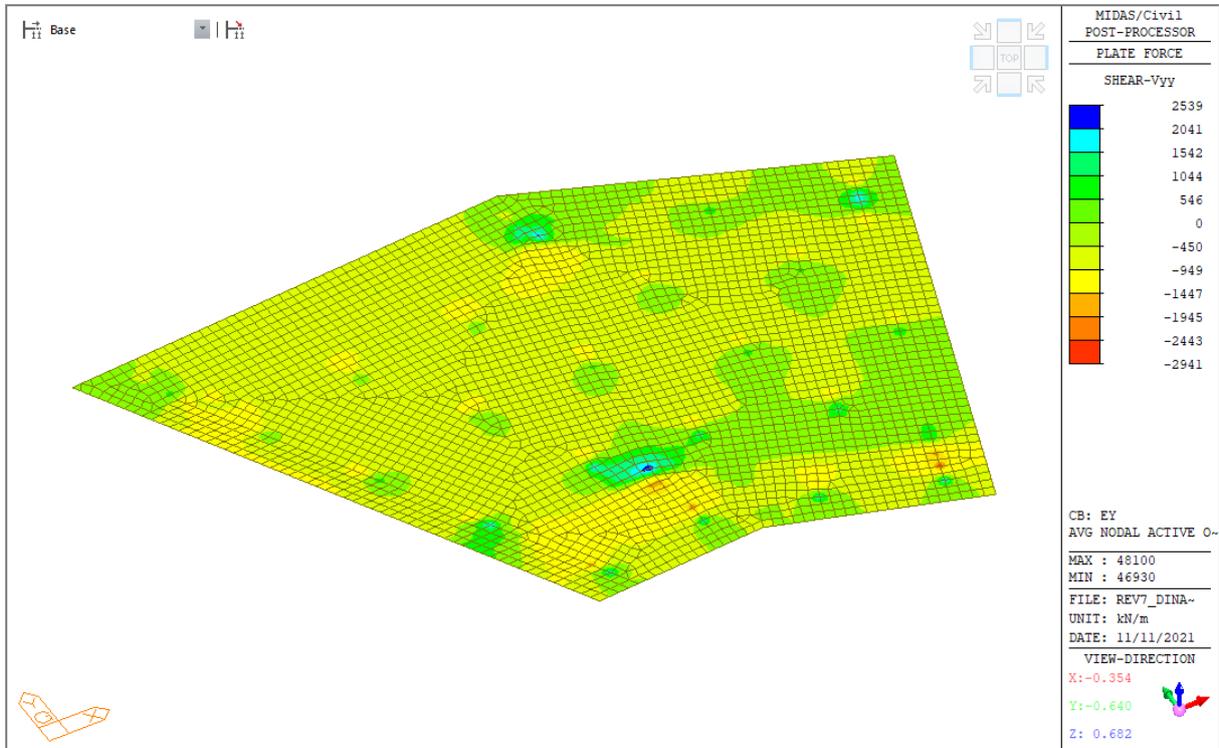
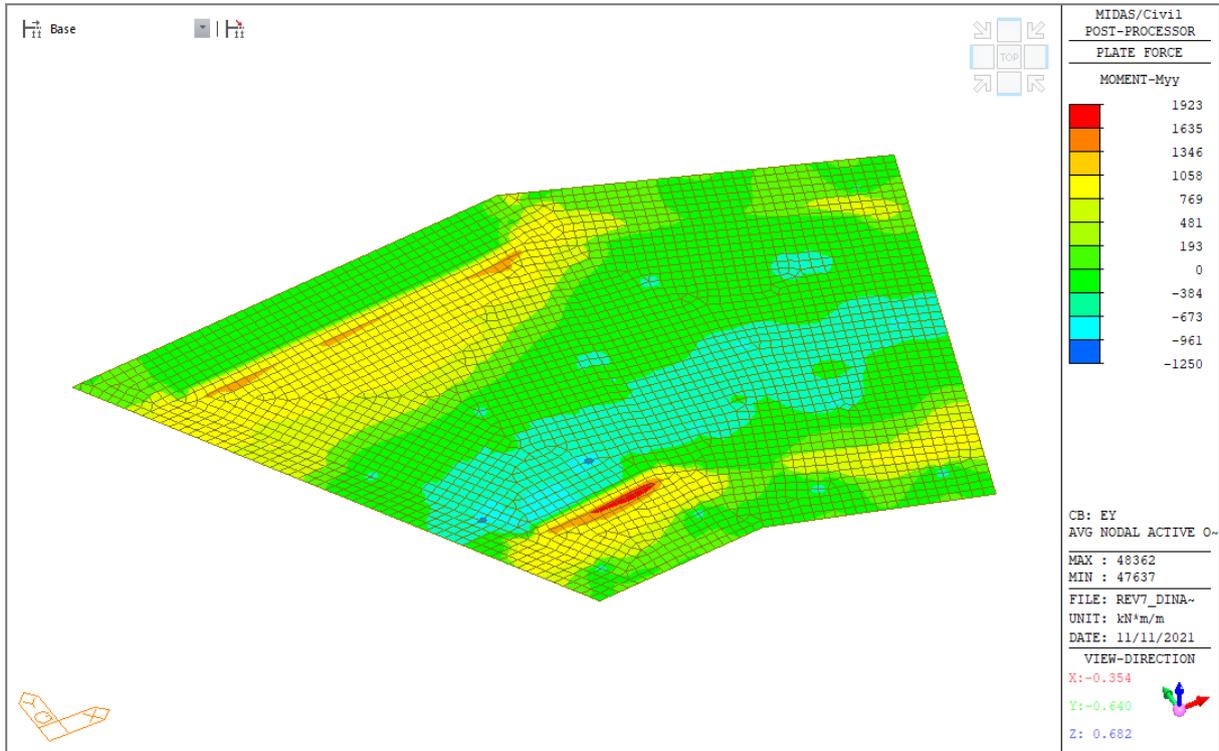
### 9.8.2.1 Combinazione Ex - Sollecitazioni





### 9.8.2.2 Combinazione Ey - Sollecitazioni



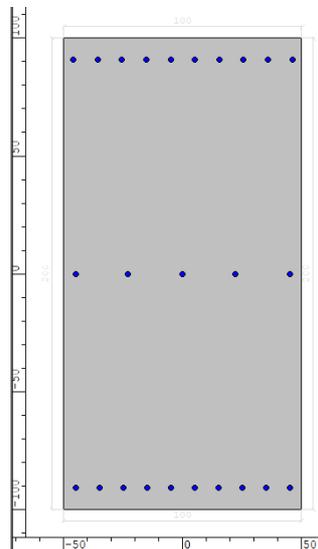


### 9.8.3 Verifiche strutturali SLU/SLV

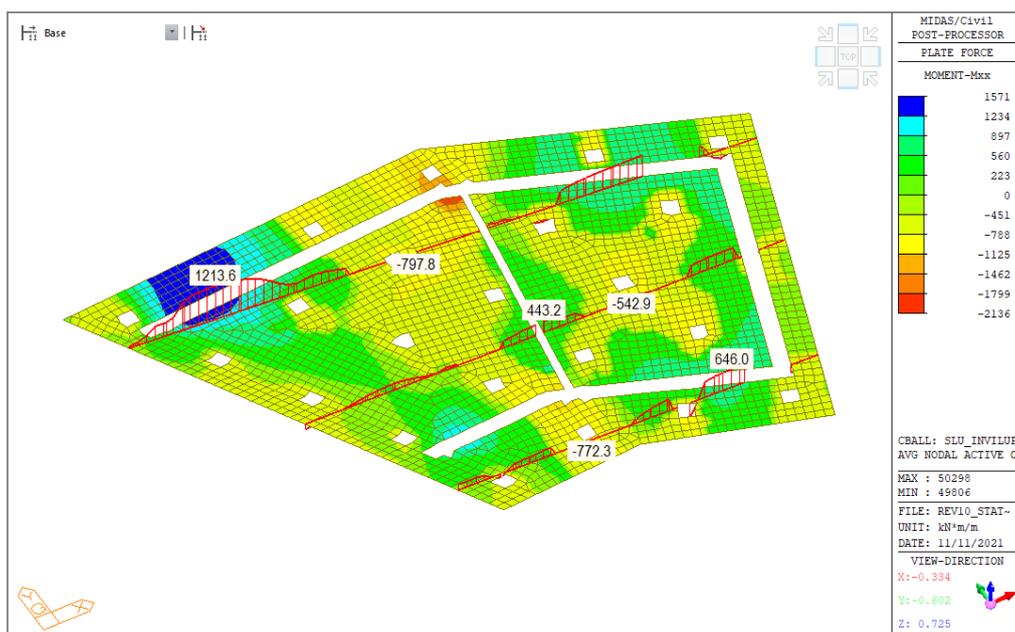
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate localmente dove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi finiti di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

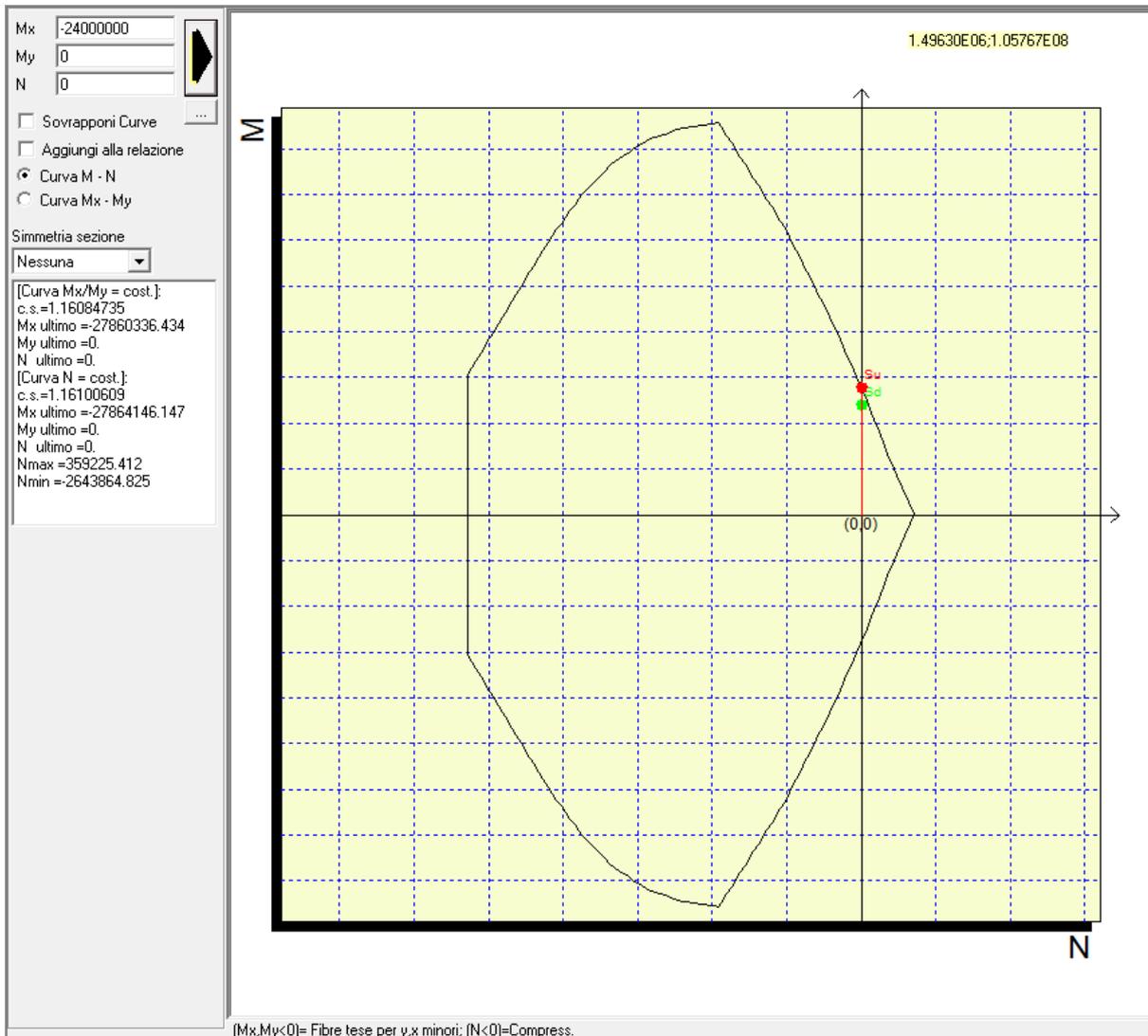
Verifiche a flessione in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm



Combinazione: Involuppo SLU

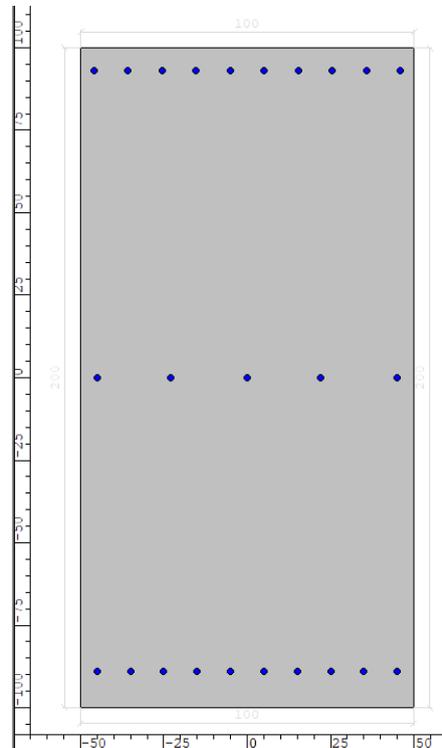




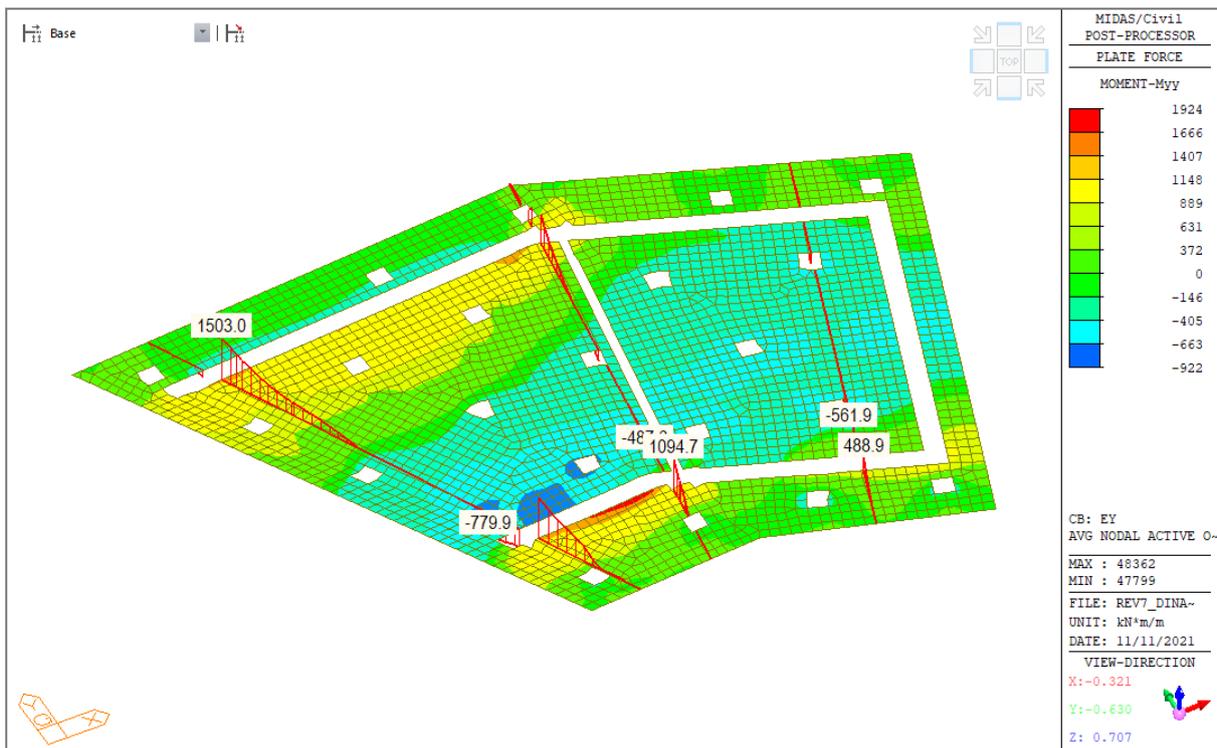
Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2400	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.16

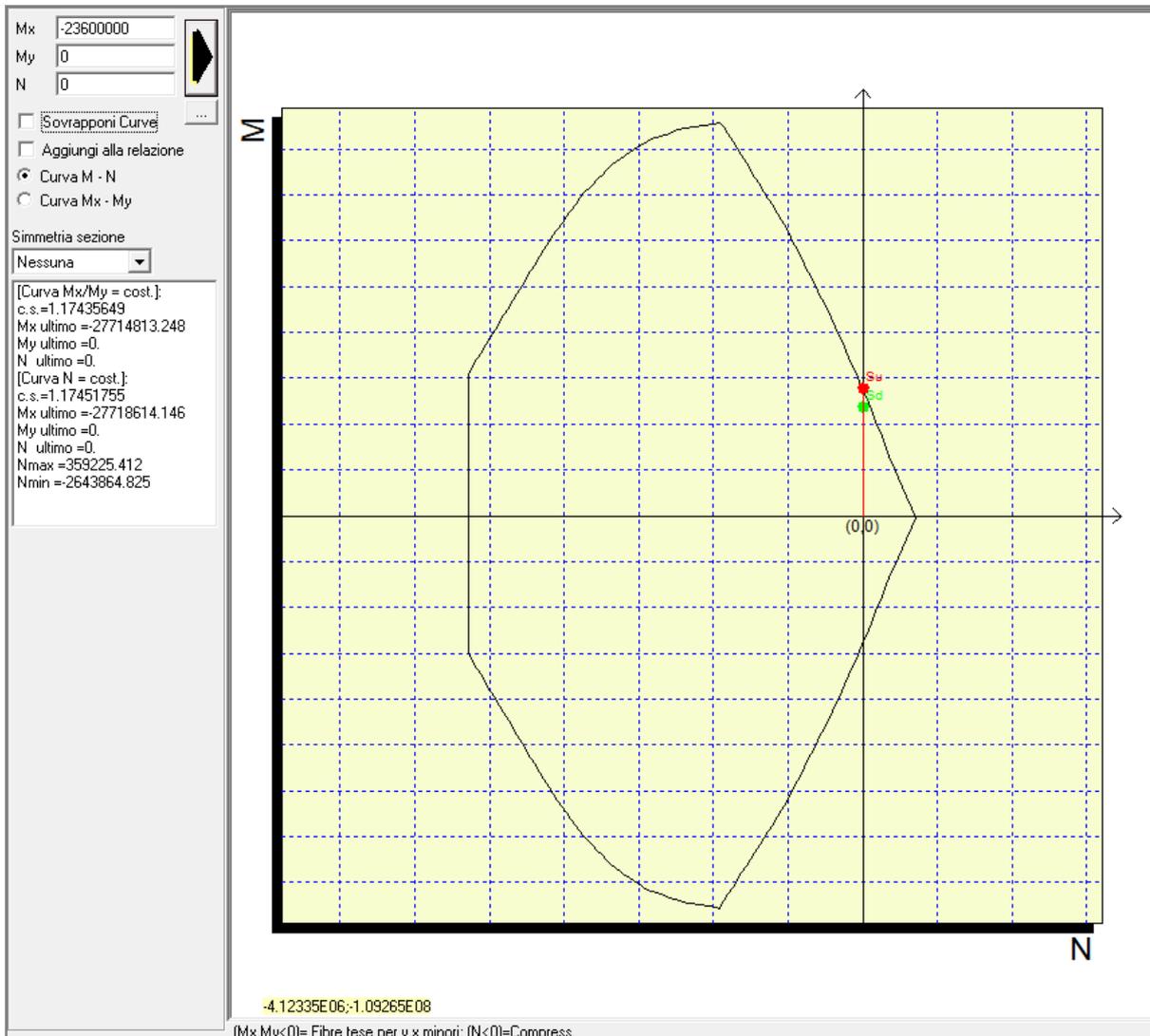
Verifiche a flessione in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm



Combinazione: Involuppo Sisma Dir Y Trasversale

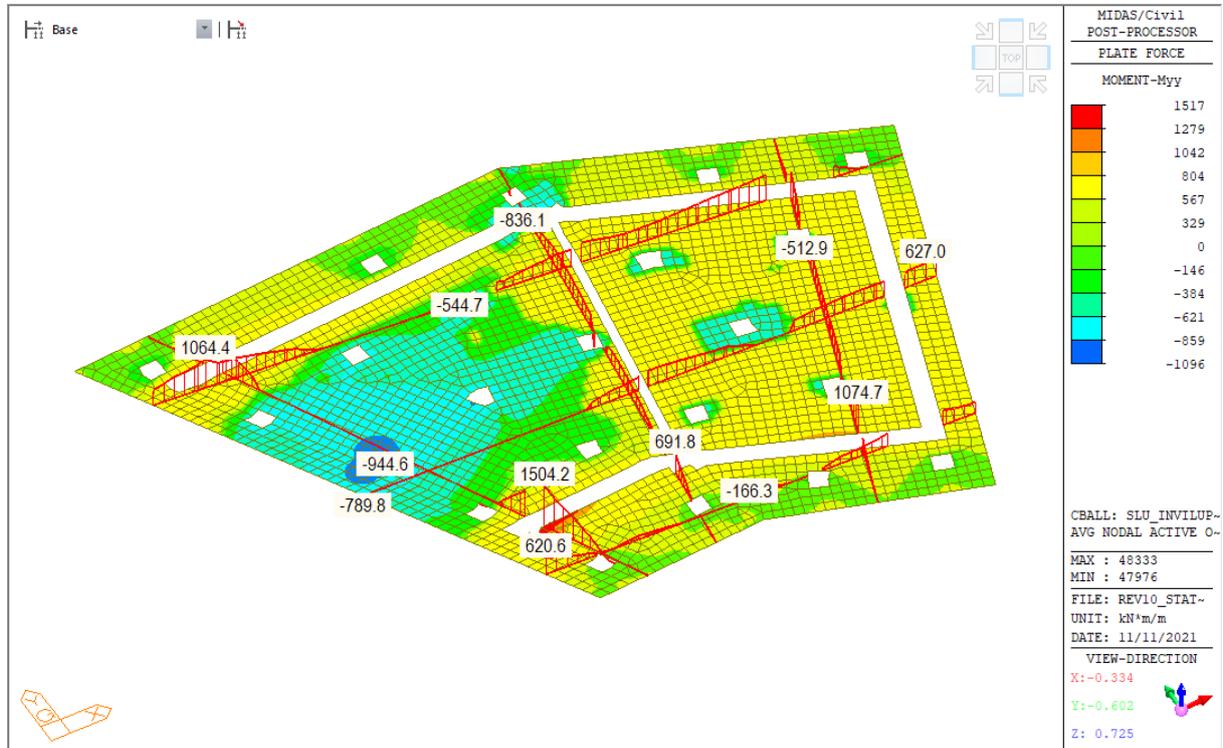




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2360	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 superiore	2780	1.18

Verifiche a taglio:

Combinazione: Inviluppo SLU



Calcolo resistenza:

**Geometria Sezione**

<b>H=</b>	<b>2.00</b>	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	<b>1.00</b>	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	2.00	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	2.11	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	1.00	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.76	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.76	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.36	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.38	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

**Armatura Trasversale**

<b>φ =</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.50</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00050	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.4</b>	m	Passo Staffe

*Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio*

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

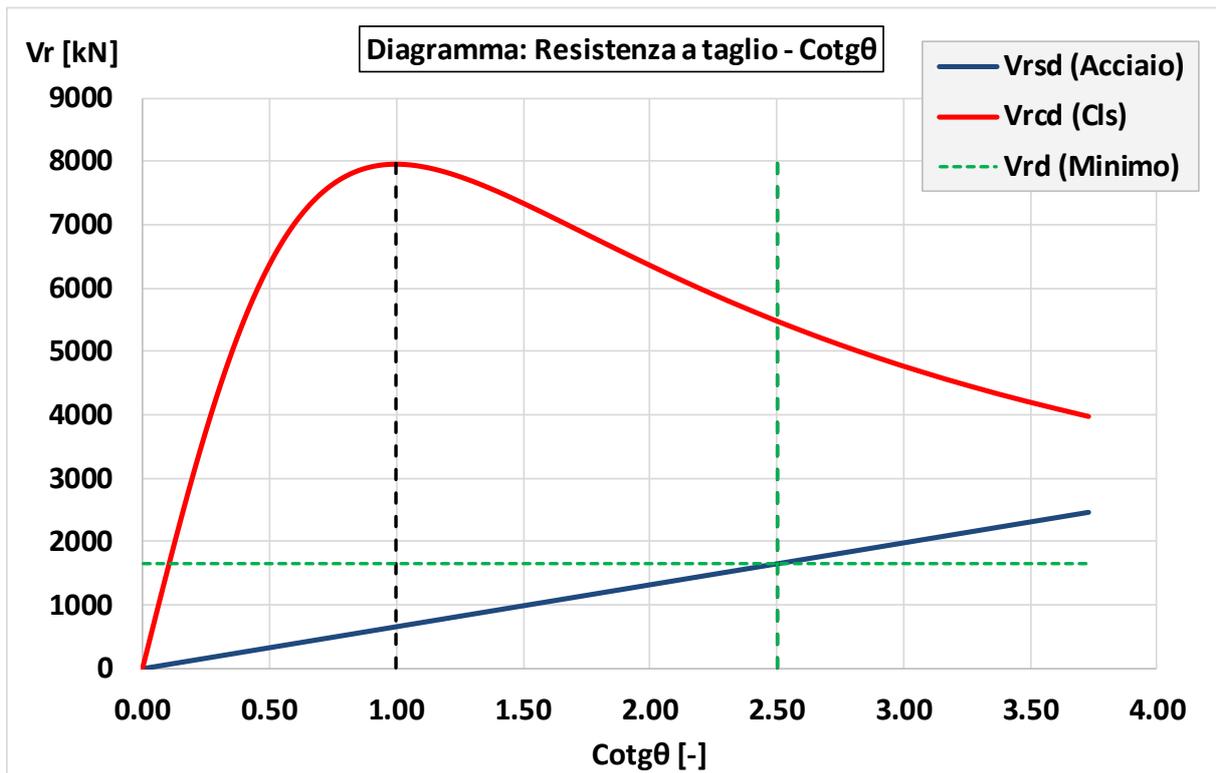
*Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima*

$V_{Rd,s} = 1652$  kN      Resistenza a taglio della sola armatura

*Verifica della Biella di Calcestruzzo*

$V_{Rd,max} = 5487$  kN      Resistenza a taglio della sola biella

$V_{Rd} = 1652$  kN      TAGLIO RESISTENTE



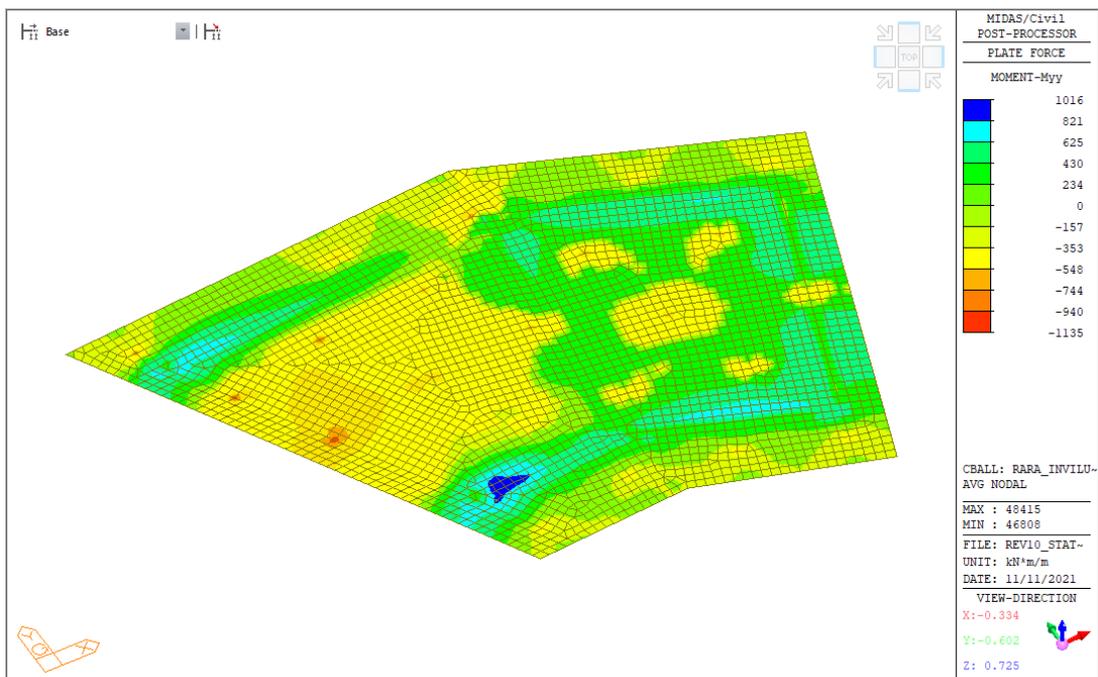
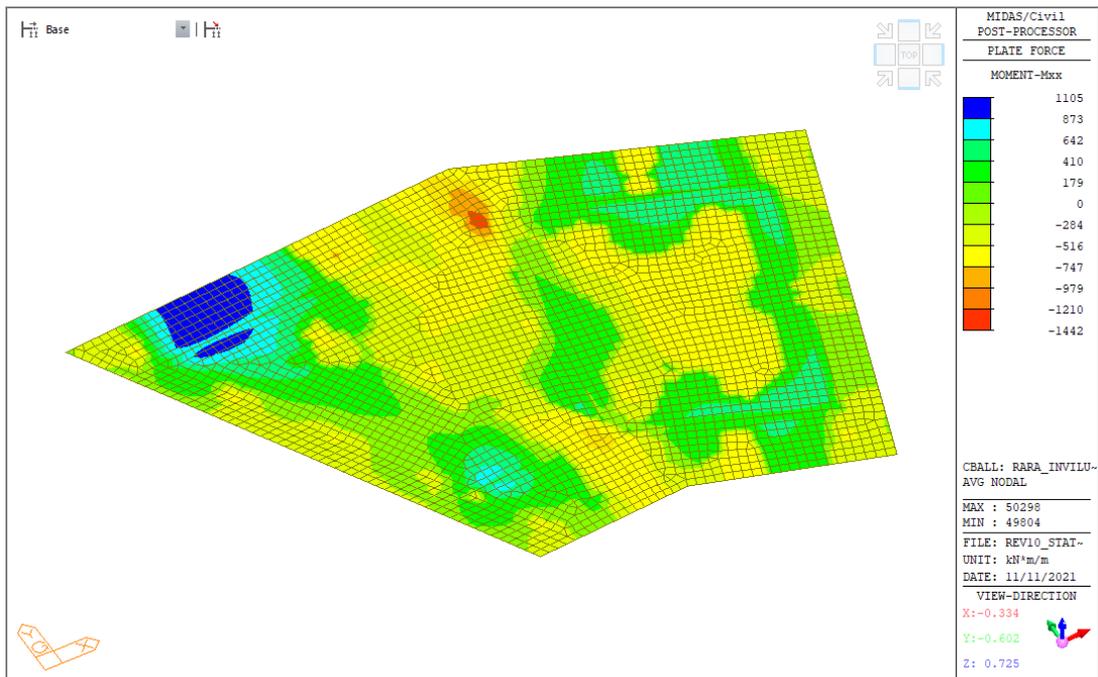
Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
1560	$\phi 14-2.5$ br./0.4 m	1652	1.06

## 9.9 RISULTATI E VERIFICHE PLINTO F - SLE

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

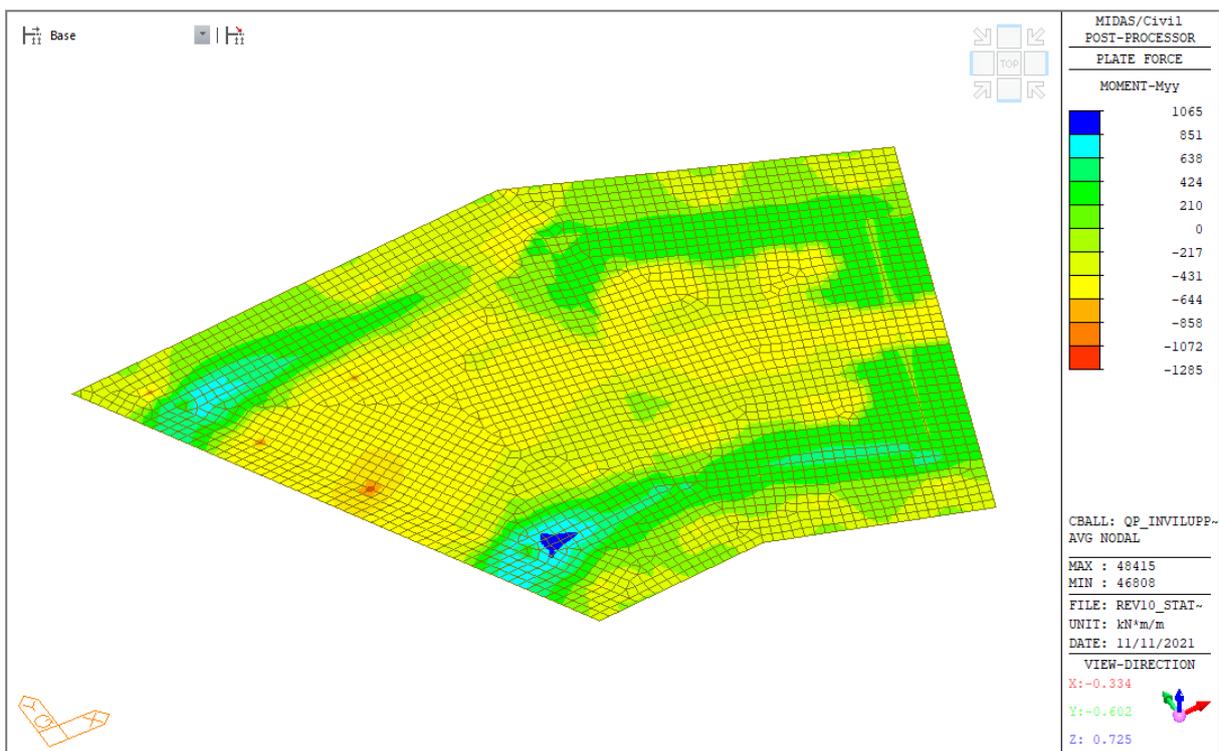
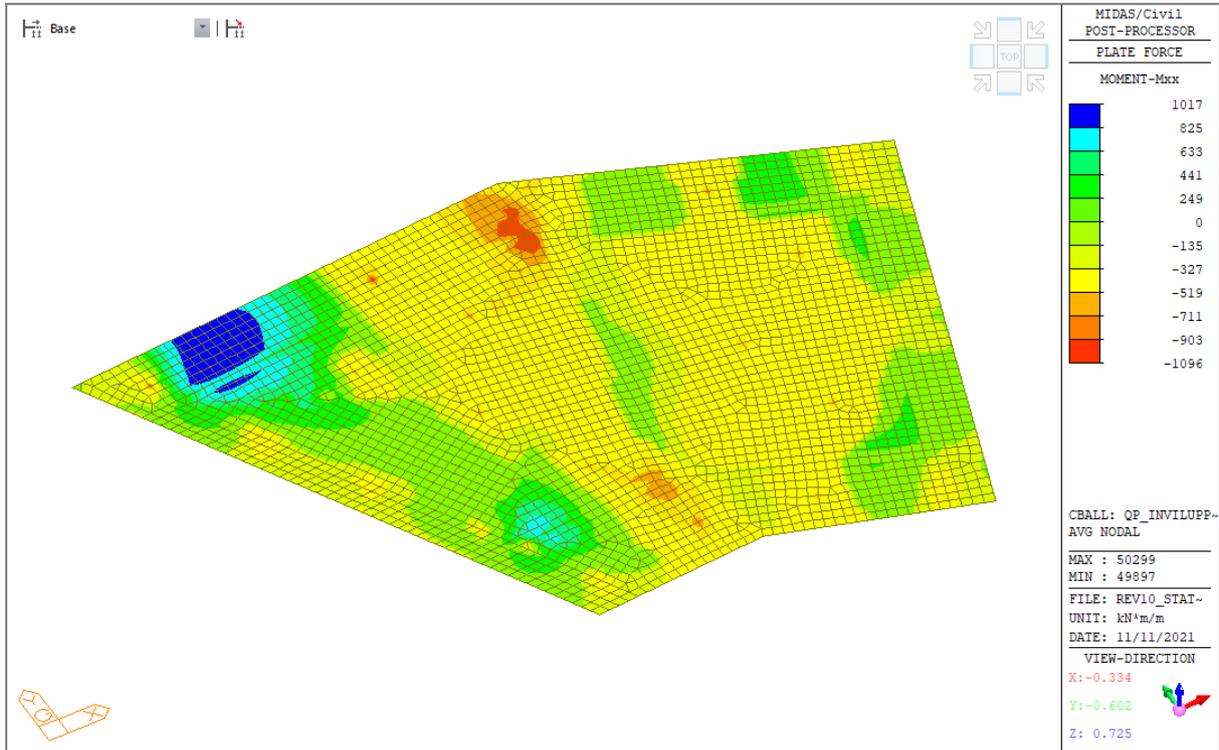
### 9.9.1 SLE – Sollecitazioni Combinazione Rara

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



### 9.9.2 SLE – Sollecitazioni Combinazione QP

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

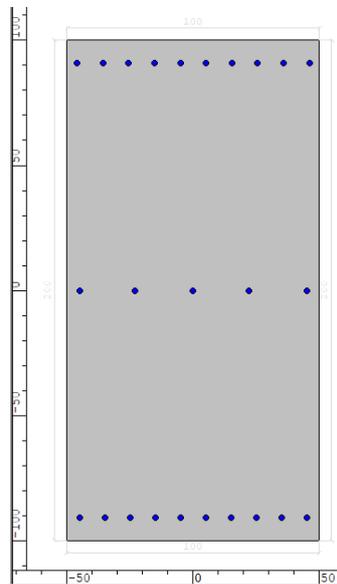


### 9.9.3 Verifiche strutturali SLE

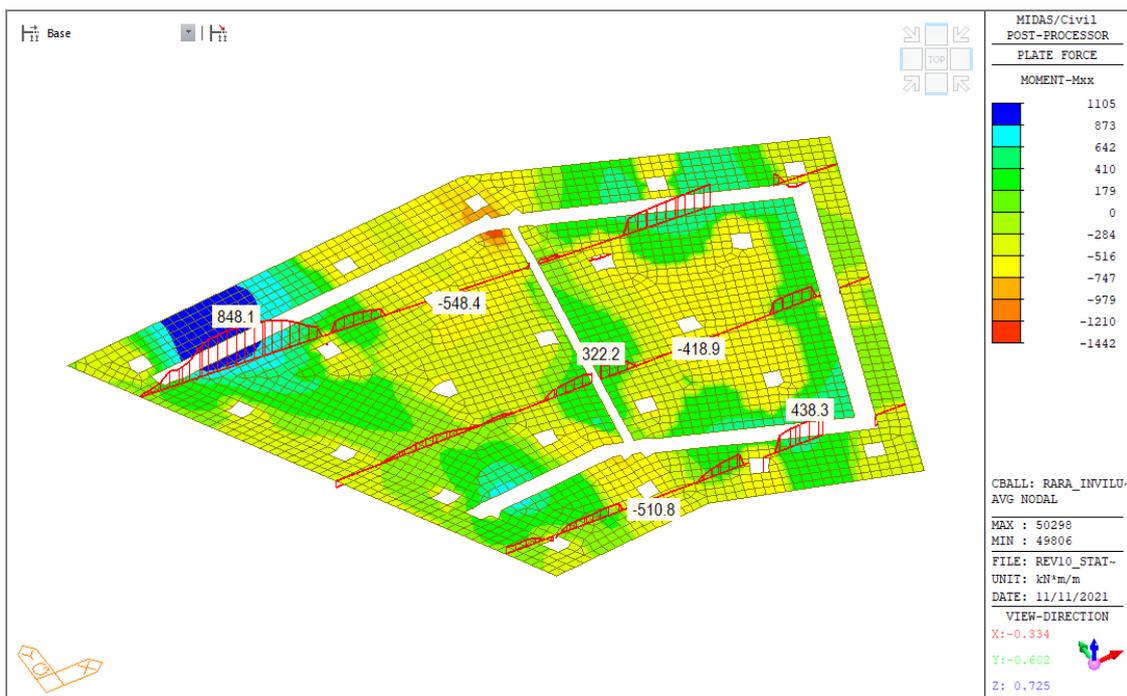
Le sollecitazioni adottate per la verifica vengono spuntate nelle zone locali ove sono presenti picchi tensionali. Inoltre non sono stati considerati gli elementi di impronta della sovrastruttura sulla fondazione in quanto anche in tali zone si creano delle concentrazioni di sollecitazione non realistiche.

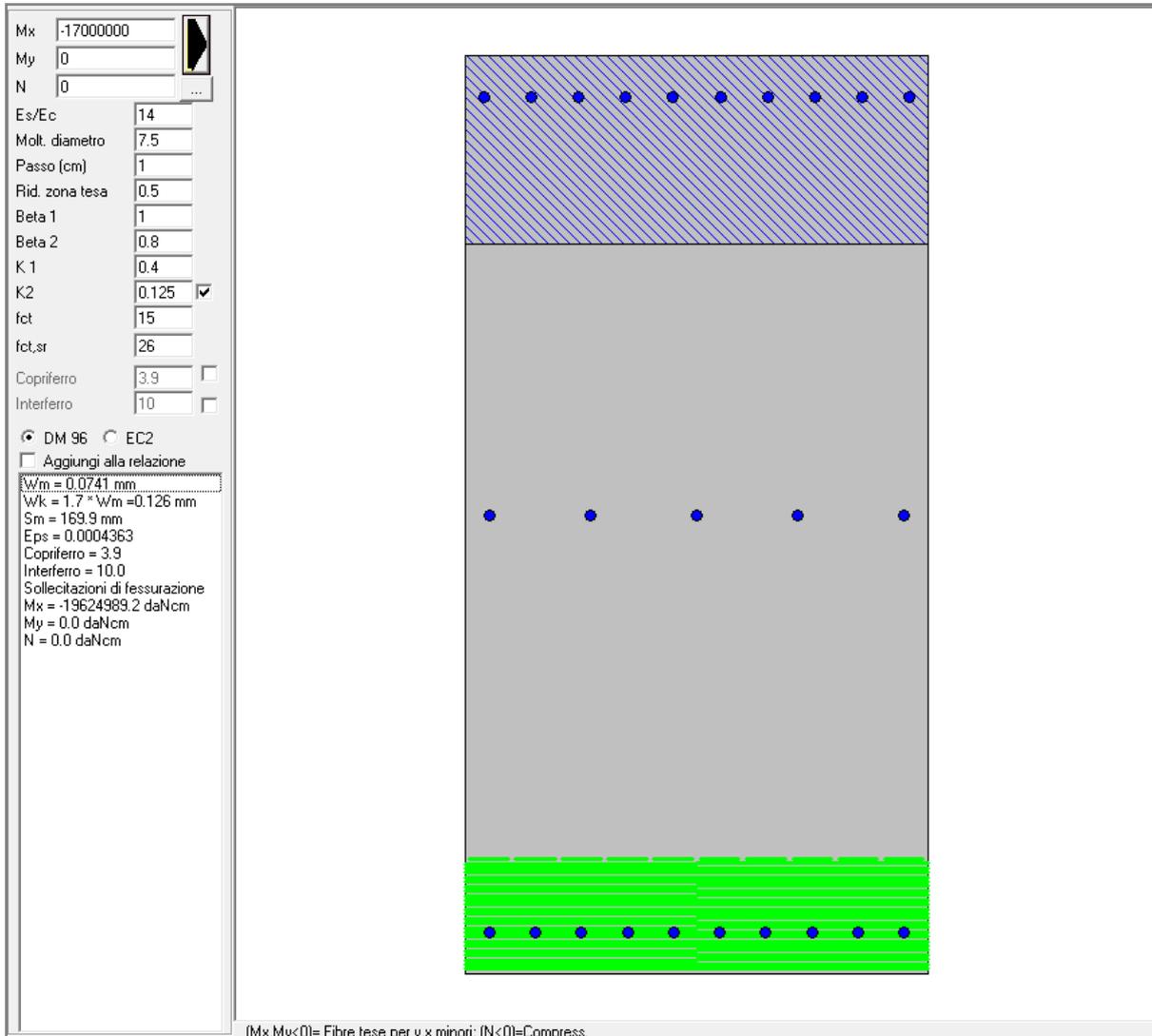
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione X (longitudinale):

Copriferro in asse = 9 cm

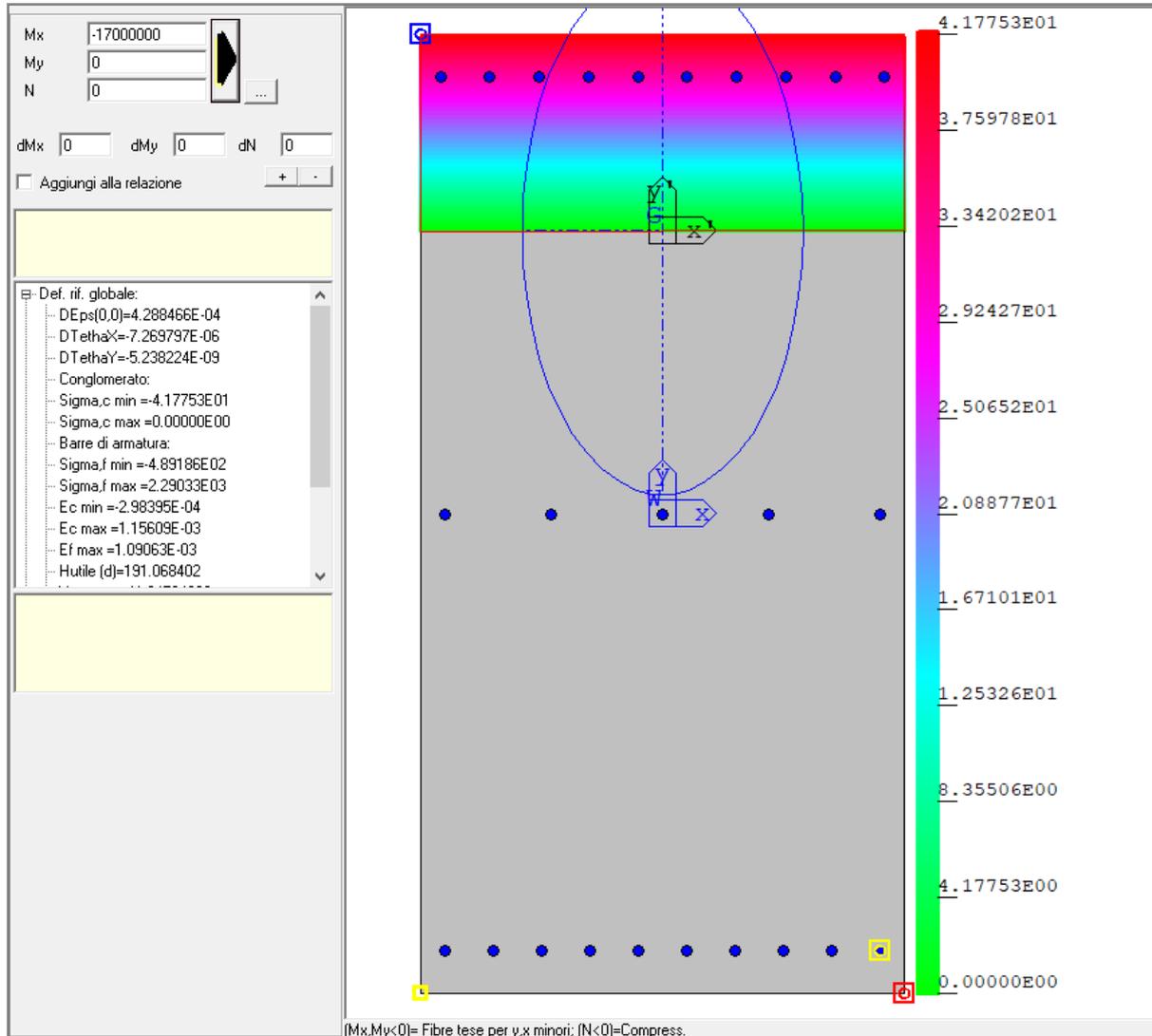


Combinazione: Involuppo Rara





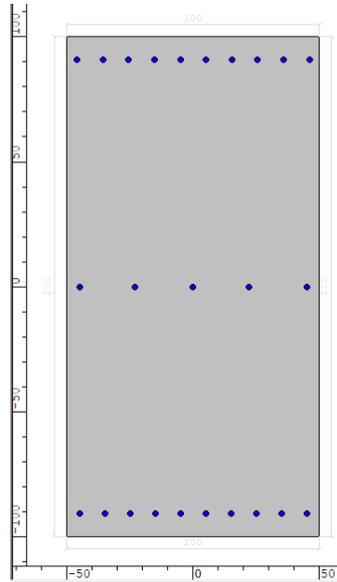
Verifica a fessurazione		
M <sub>Ed</sub>	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
1700	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



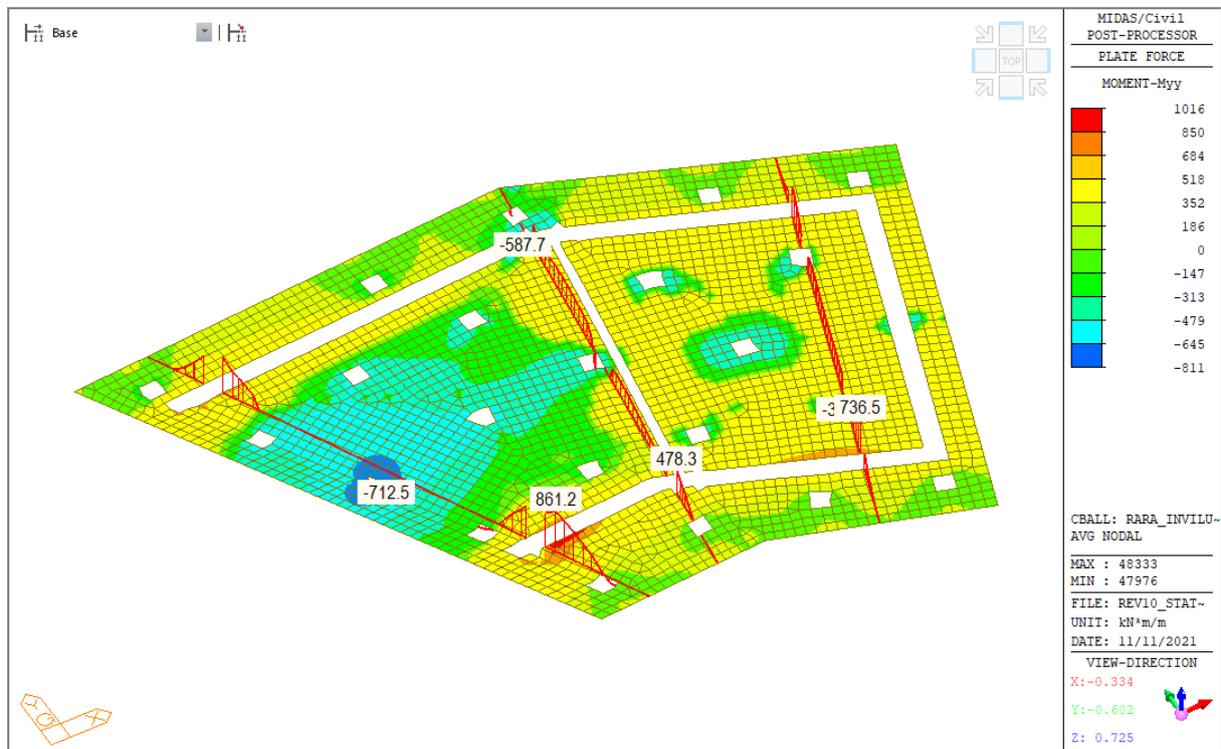
Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1700	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.2	229

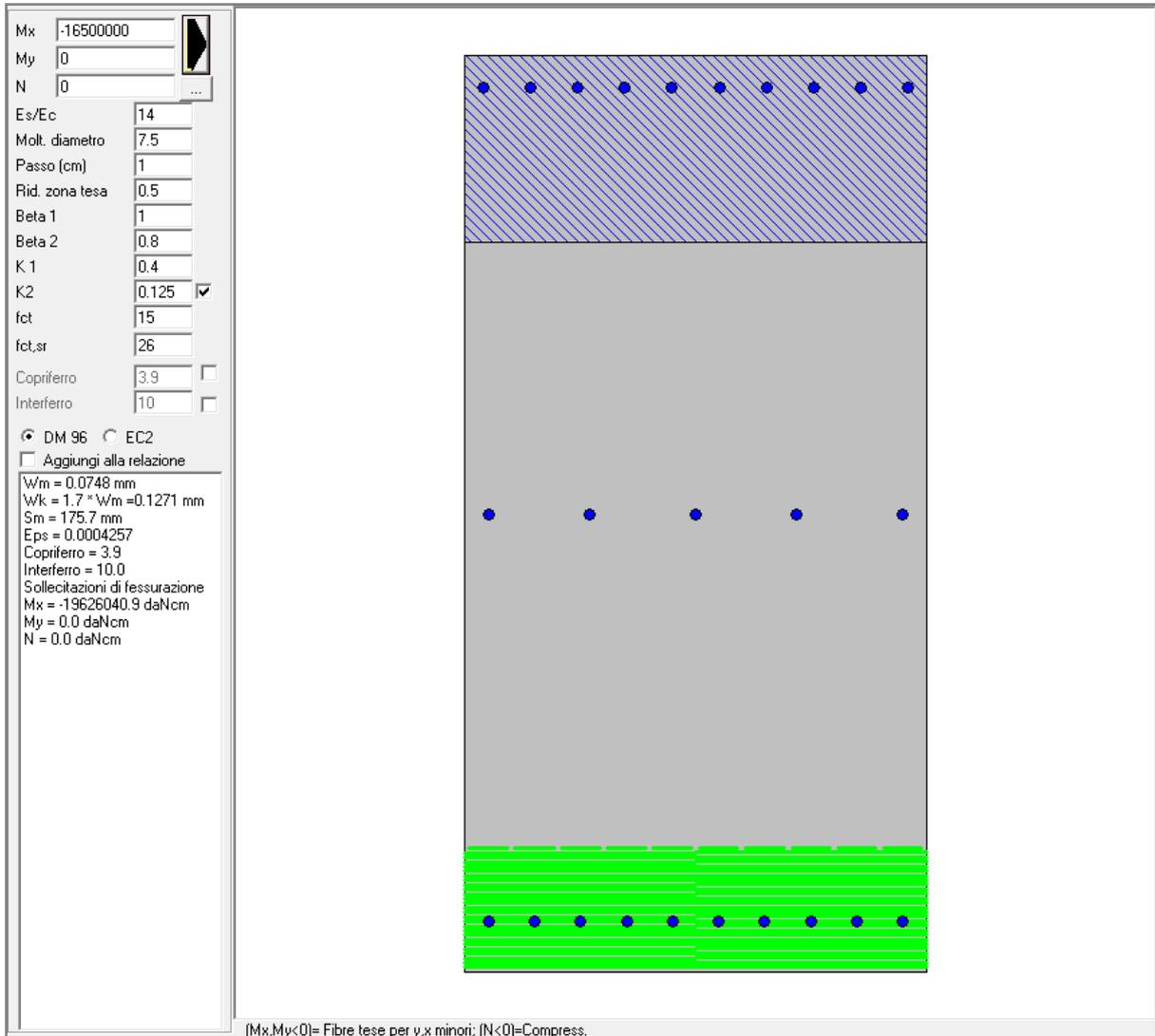
Verifiche a fessurazione e tensionale in direzione Y (trasversale):

Copriferro in asse = 7 cm

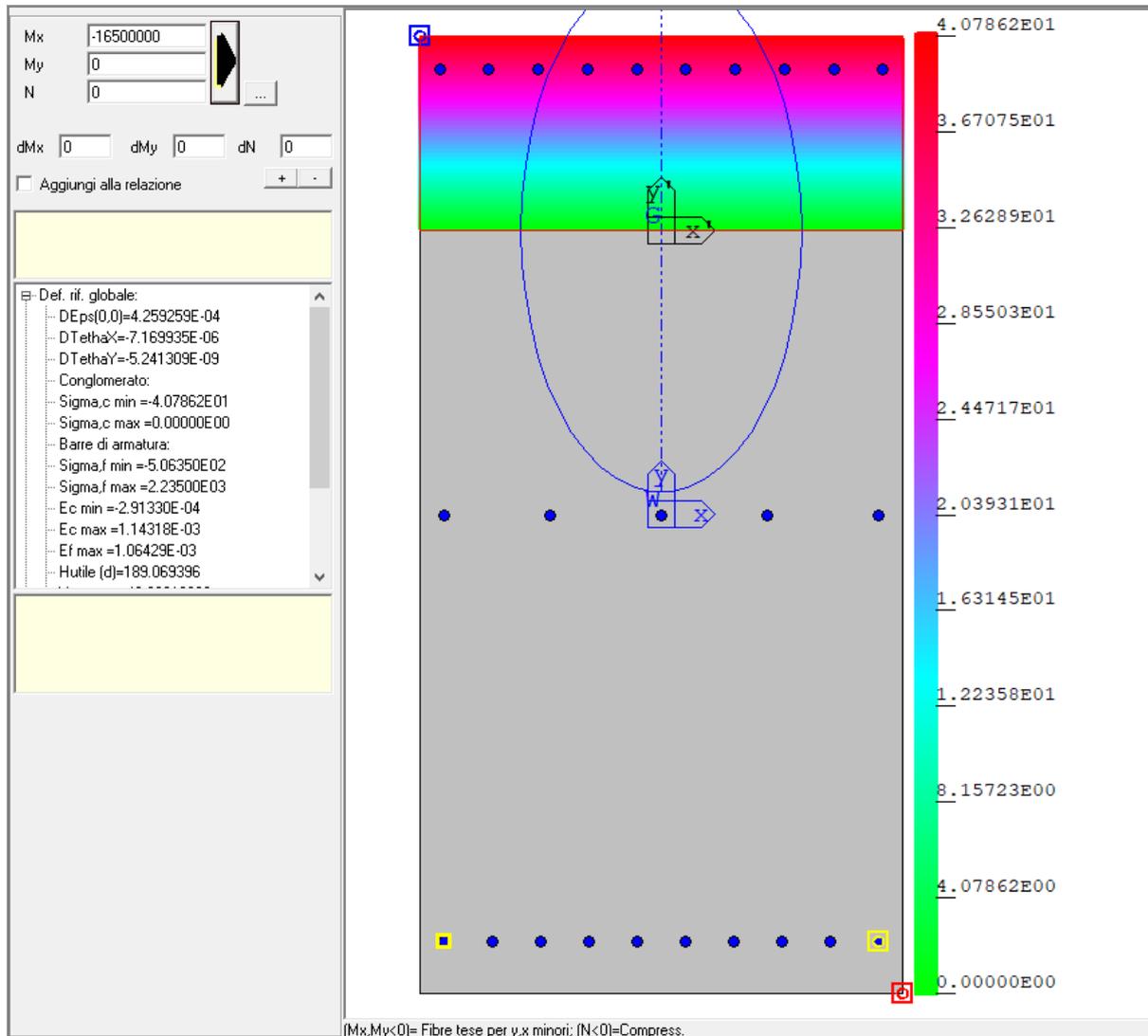


Combinazione: Involuppo Rara





Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura tesa	W
[kNm]	[-]	[mm]
1650	10φ22 superiore 5φ22 intermedio 10φ22 inferiore	0.13



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura tesa	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
1650	10 $\phi$ 22 superiore 5 $\phi$ 22 intermedio 10 $\phi$ 22 inferiore	4.1	223

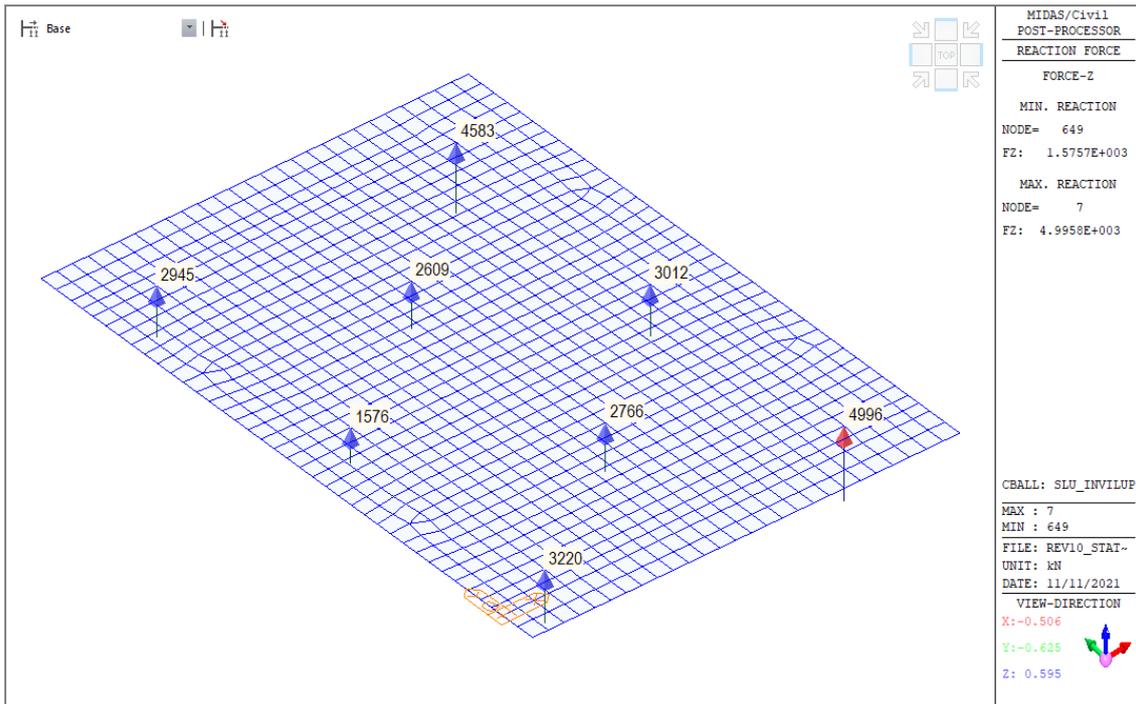
Tutti i valori sono contenuti nei limiti prescritti dalla normativa.

## 9.10 RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO A

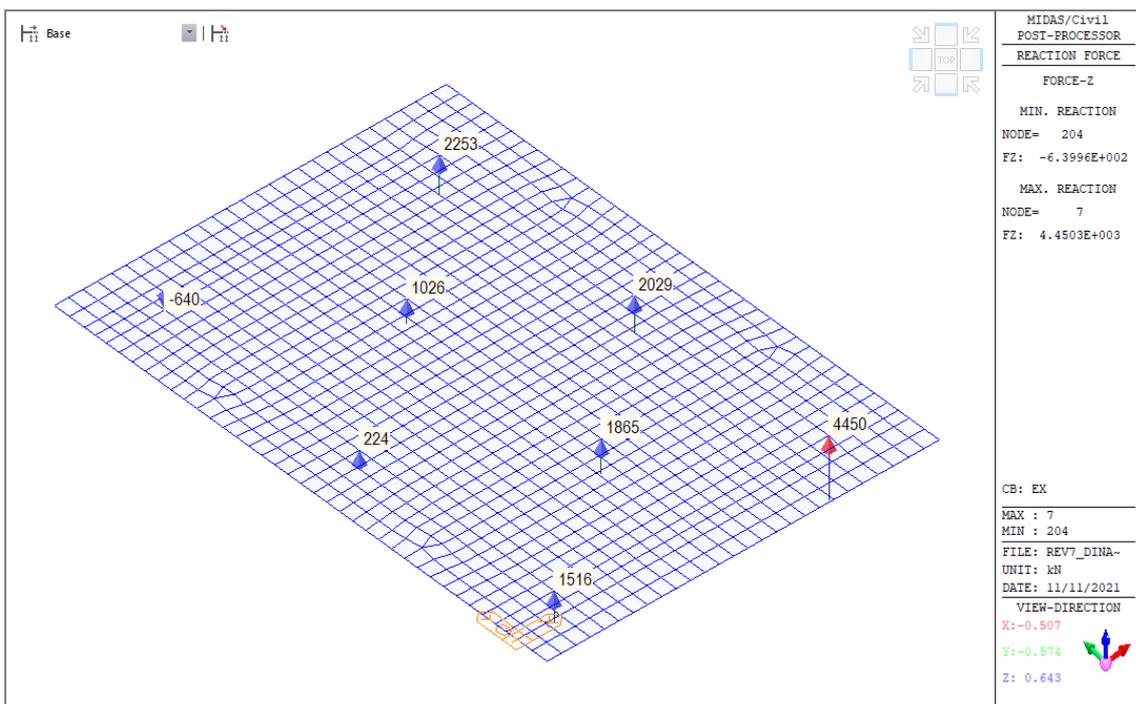
Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali e geotecniche.

Si riportano gli sforzi normali massimi agenti sui pali di fondazione:

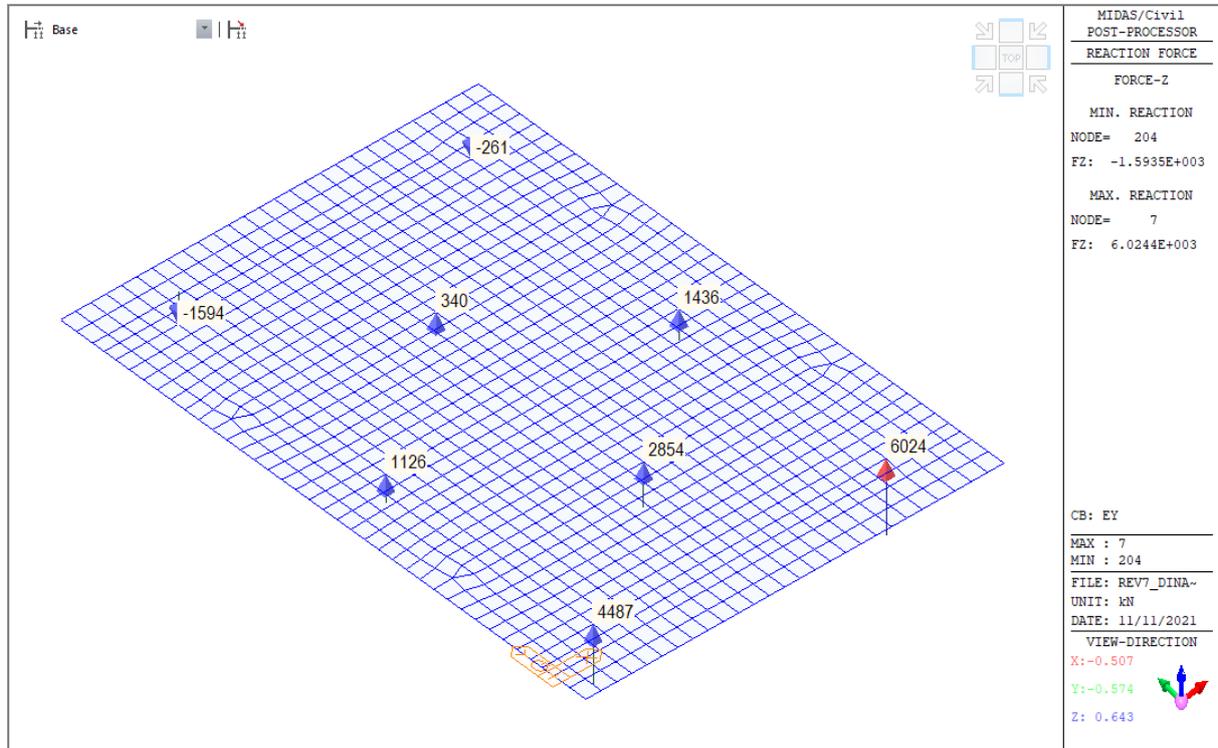
### Inviluppo combinazioni SLU



### Combinazione sismica Ex (Longitudinale):

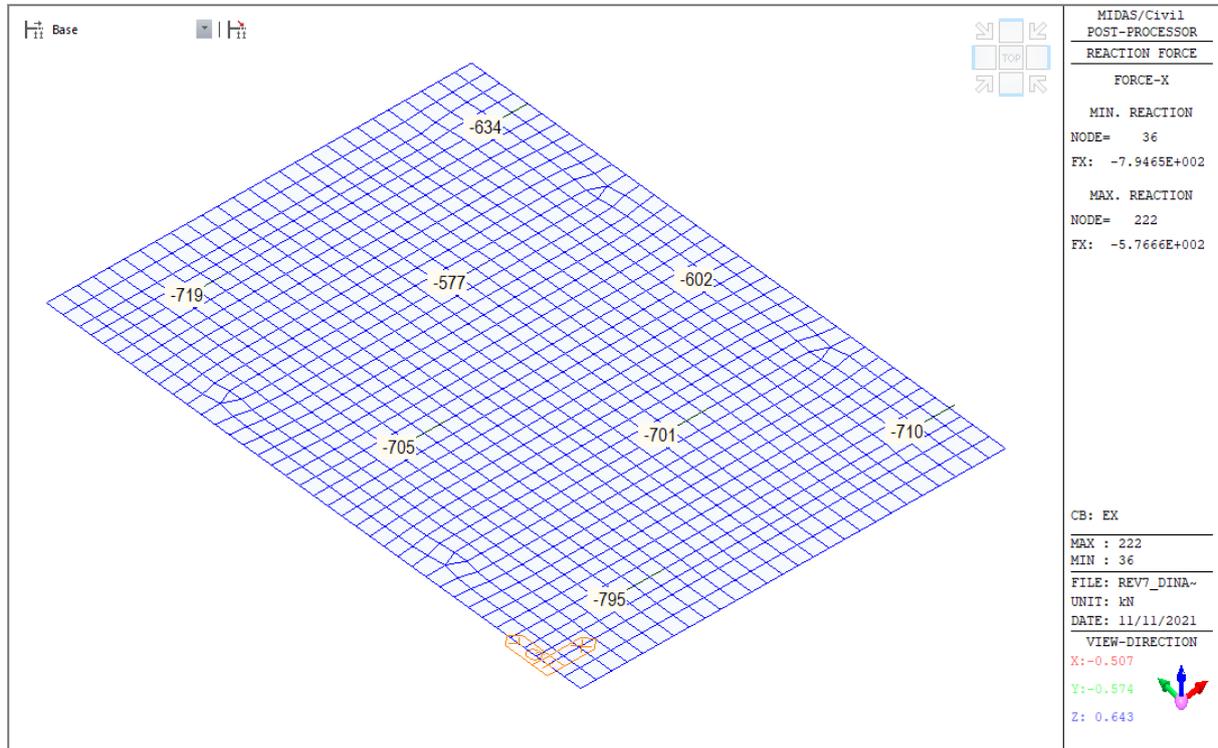


Combinazione sismica Ey (Trasversale):

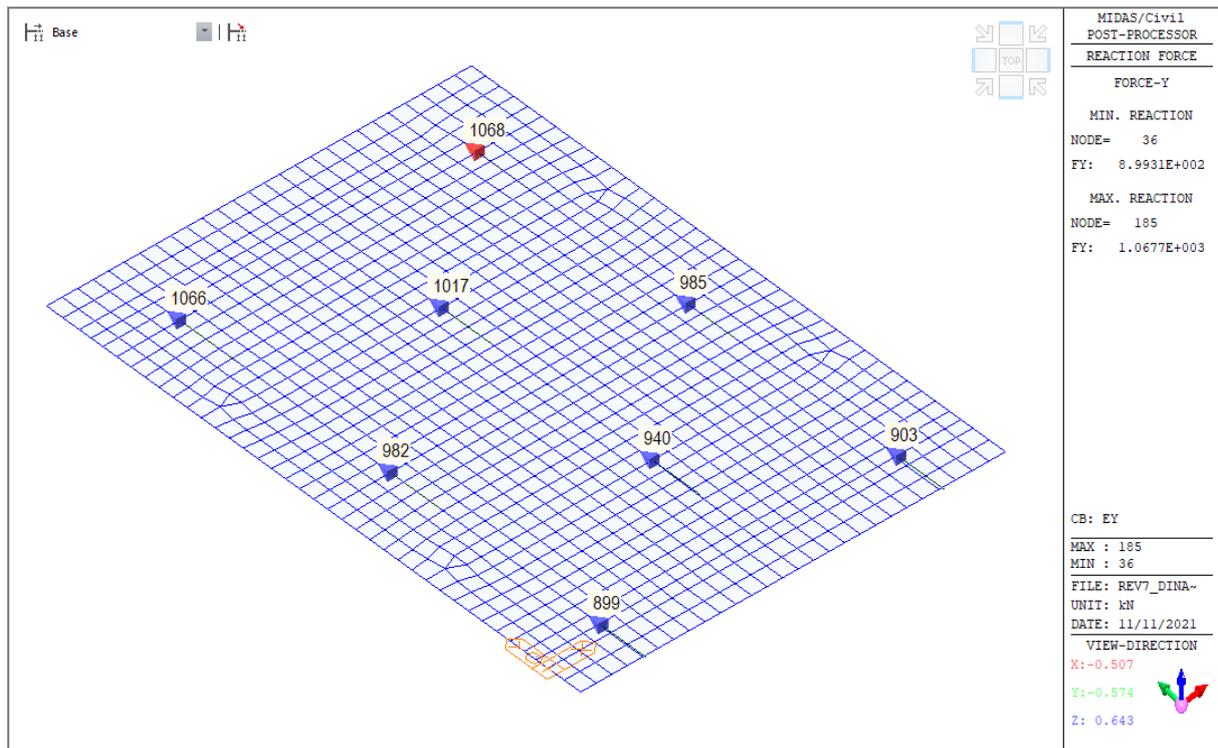


Si riportano i tagli massimi agenti in testa pali di fondazione:

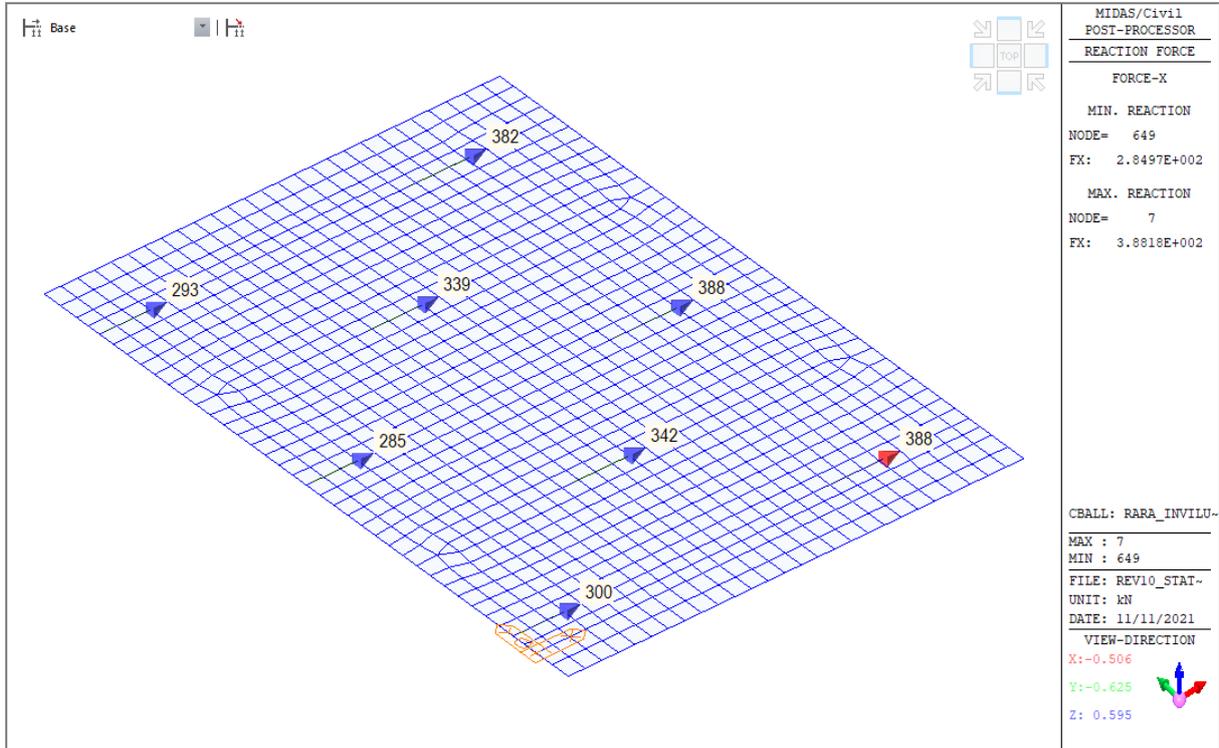
Combinazione sismica Ex – Taglio Longitudinale, direzione X



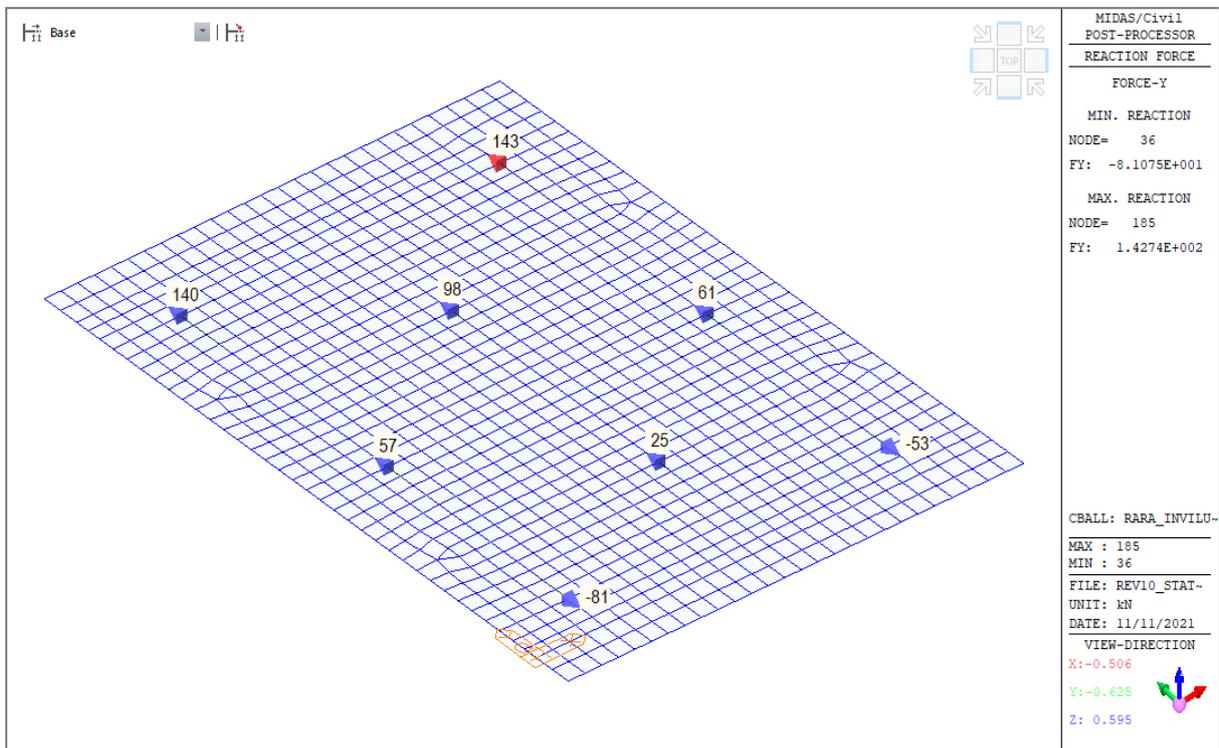
Combinazione sismica Ey – Taglio Trasversale, direzione Y



Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione X



Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione Y



### 9.10.1 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Pal o	Combinazion e	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X- Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
7	Ex	-710	271	4450	760	1824	2. 4
36	Ex	-795	431	1516	904	2169	
185	Ex	-634	436	2253	769	1847	
204	Ex	-719	594	-640	933	2238	
222	Ex	-577	459	1026	737	1769	
490	Ex	-701	382	1865	799	1917	
634	Ex	-602	353	2029	698	1674	
649	Ex	-705	512	224	872	2092	
7	Ey	271	903	6024	943	2263	
36	Ey	188	899	4487	919	2205	
185	Ey	-165	1068	-261	1080	2593	
204	Ey	-250	1066	-1594	1095	2628	
222	Ey	252	1017	340	1048	2514	
490	Ey	211	940	2854	963	2311	
634	Ey	259	985	1436	1018	2443	
649	Ey	155	982	1126	994	2385	
7	Ez	66	226	3674	235	564	
36	Ez	-17	262	2305	263	631	
185	Ez	34	390	1977	391	939	
204	Ez	-50	429	302	432	1037	
222	Ez	126	357	1304	378	908	
490	Ez	29	279	1887	281	674	
634	Ez	85	307	1468	319	766	
649	Ez	-18	345	1102	346	830	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 1095 kN.

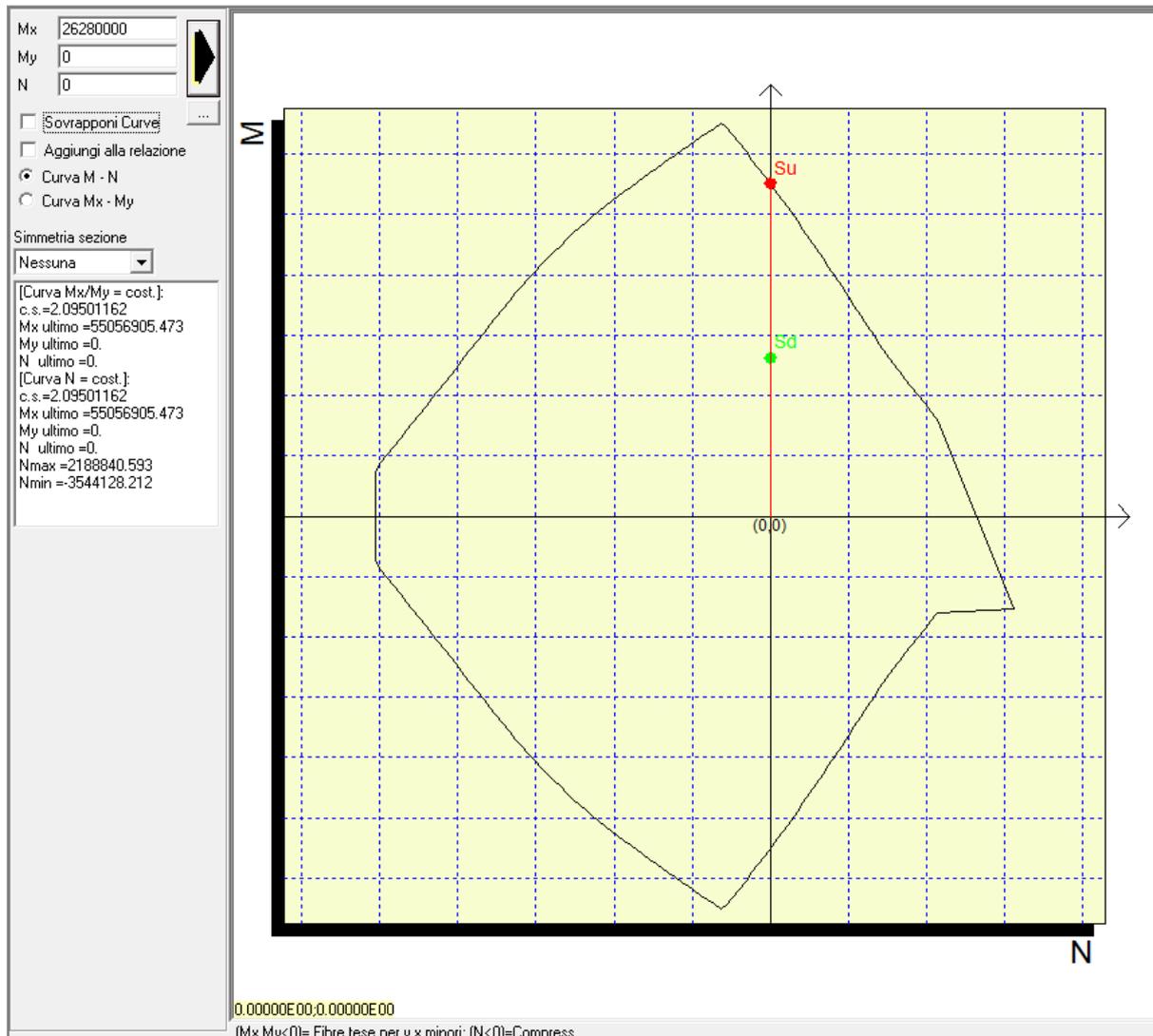
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

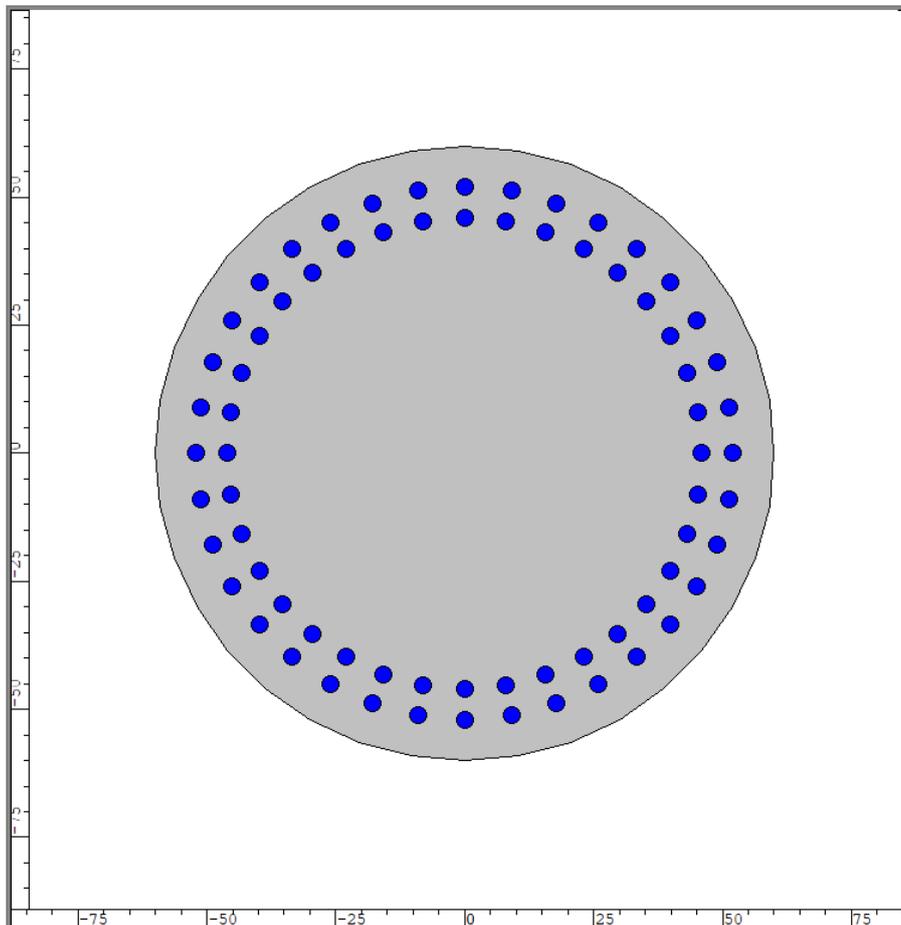
Pertanto il massimo momento flettente è pari a 2628 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

Nel seguito vengono riportate le verifiche strutturali dei pali di fondazione.

### Verifica a flessione

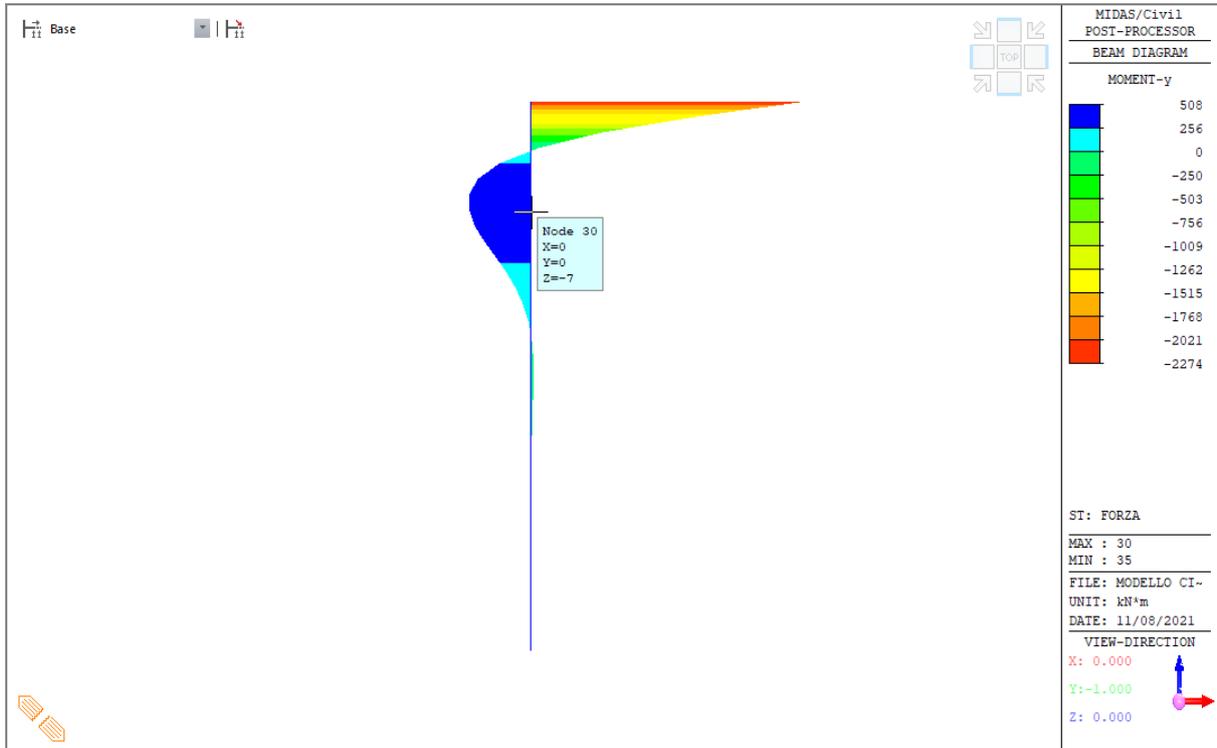




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2628	36+36 $\phi$ 32	5500	2.09

Nel seguente diagramma si riporta il valore del momento flettente dovuto ad una forza in testa al palo pari a 1'000 kN. Si può notare che il momento sollecitante, alla quota di circa 7 m da testa palo, assume valori pari a circa il 25% del valore in testa al palo.

Considerando che la doppia gabbia si interrompe a circa 10m da testa palo le verifiche sono soddisfatte lungo tutto il fusto.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

## Verifica a taglio

### Geometria Sezione

<b>D=</b>	<b>1.20</b>	m	Diametro Sezione
<b>H=</b>	0.98	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	1.20	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	1.18	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	1.39	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	0.49	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.13	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.27	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.19	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

### Armatura Trasversale

<b>φ<sub>s</sub>=</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.00</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00031	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.15</b>	m	Interasse dell' armatura trasversale

### Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

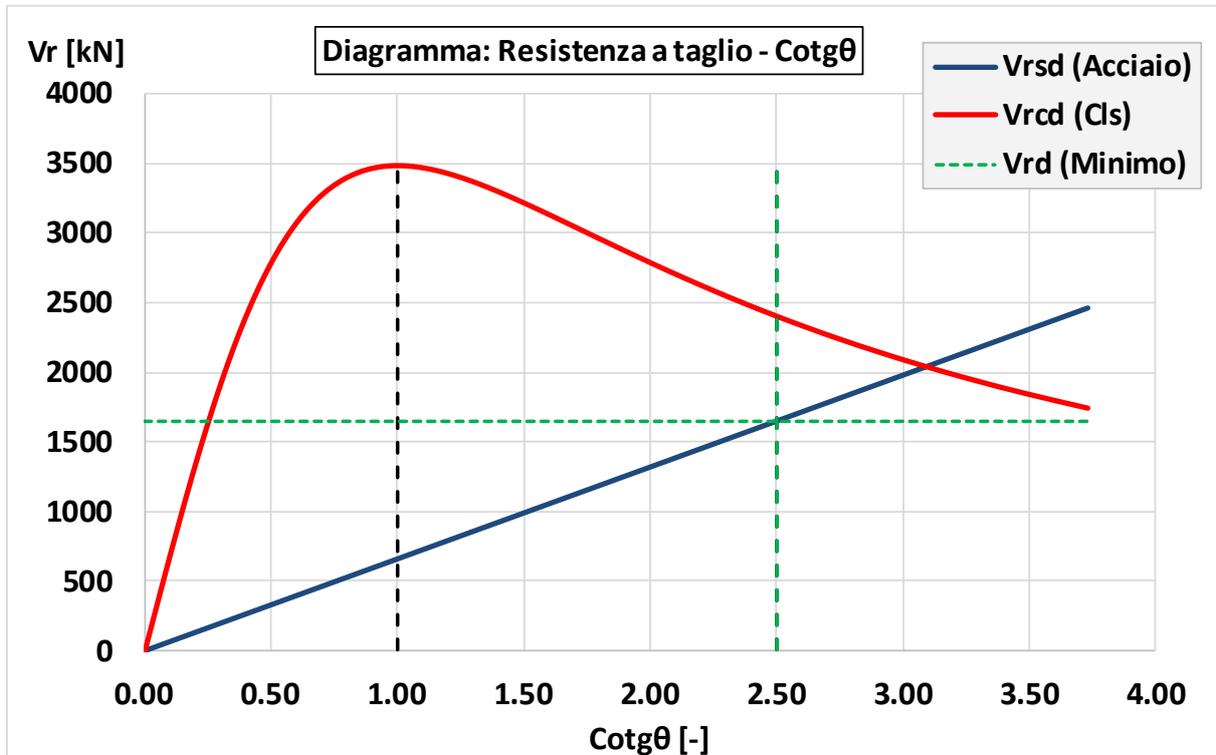
<b>α=</b>	<b>90</b>	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
<b>θ=</b>	<b>21.8</b>	°	Inclinazione del puntone compresso [45° ≤ α ≤ 90°]

### Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

<b>V<sub>Rd,s</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	Resistenza a taglio della sola armatura
--------------------------	-------------	----	---

### Verifica della Biella di Calcestruzzo

<b>V<sub>Rd,max</sub>=</b>	<b>2598</b>	kN	Resistenza a taglio della sola biella
<b>V<sub>Rd</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	<b>TAGLIO RESISTENTE</b>



Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kN]	[-]	[kNm]	[-]
1095	$\phi 14-2 \text{ br.}/0.15 \text{ m}$	1648	1.51

### 9.10.2 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio composto X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
7	Rara_inviluppo(min)	73	-53	2975	90	216	2.4
36	Rara_inviluppo(min)	57	-81	1507	99	237	
185	Rara_inviluppo(min)	64	27	2599	69	167	
204	Rara_inviluppo(min)	48	22	1302	53	126	
222	Rara_inviluppo(min)	59	29	1620	66	157	
490	Rara_inviluppo(min)	63	-23	1780	67	162	
634	Rara_inviluppo(min)	60	28	1637	67	160	
649	Rara_inviluppo(min)	62	2	608	62	149	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 99 kN.

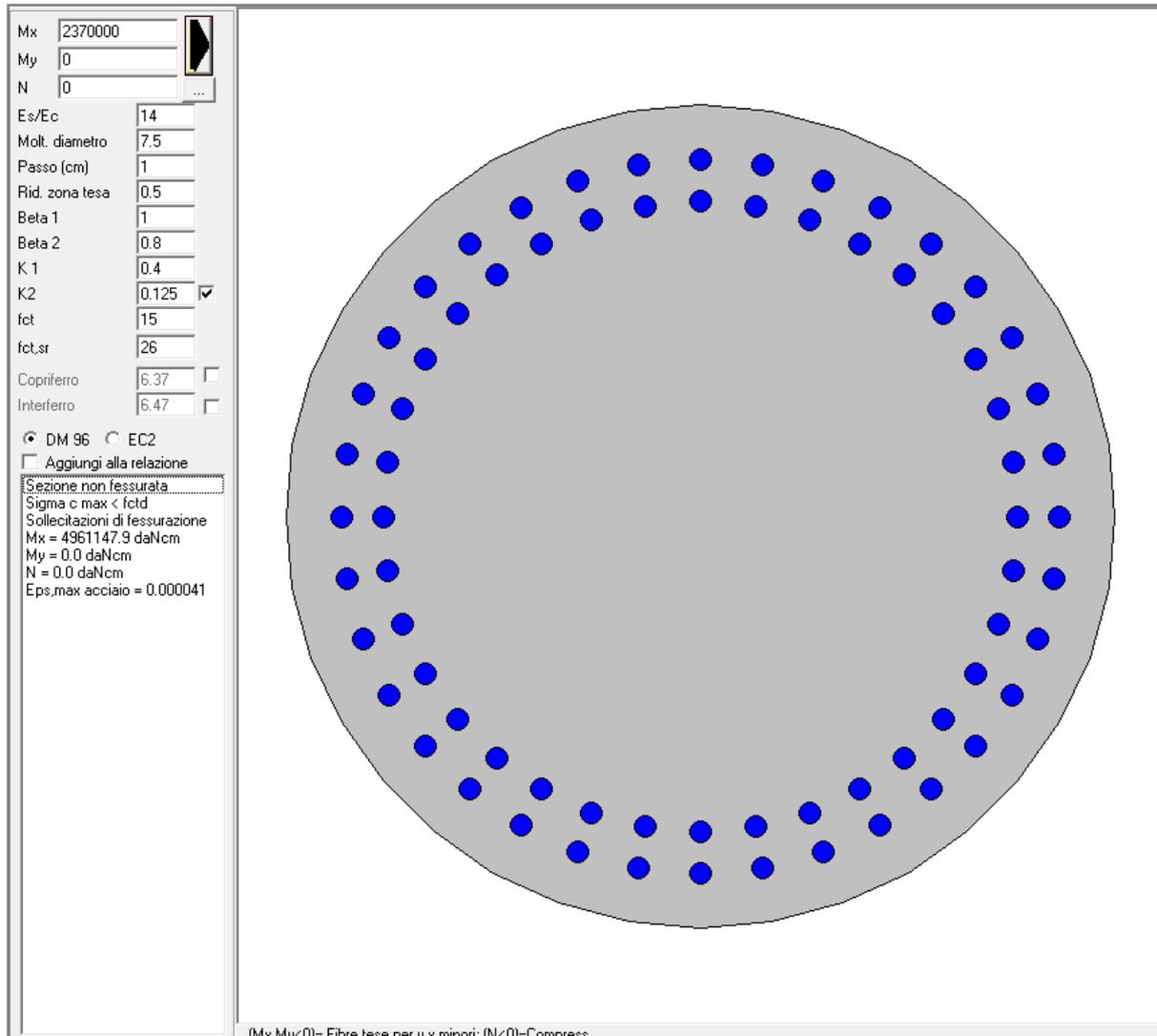
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

Pertanto il massimo momento flettente è pari a 237 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

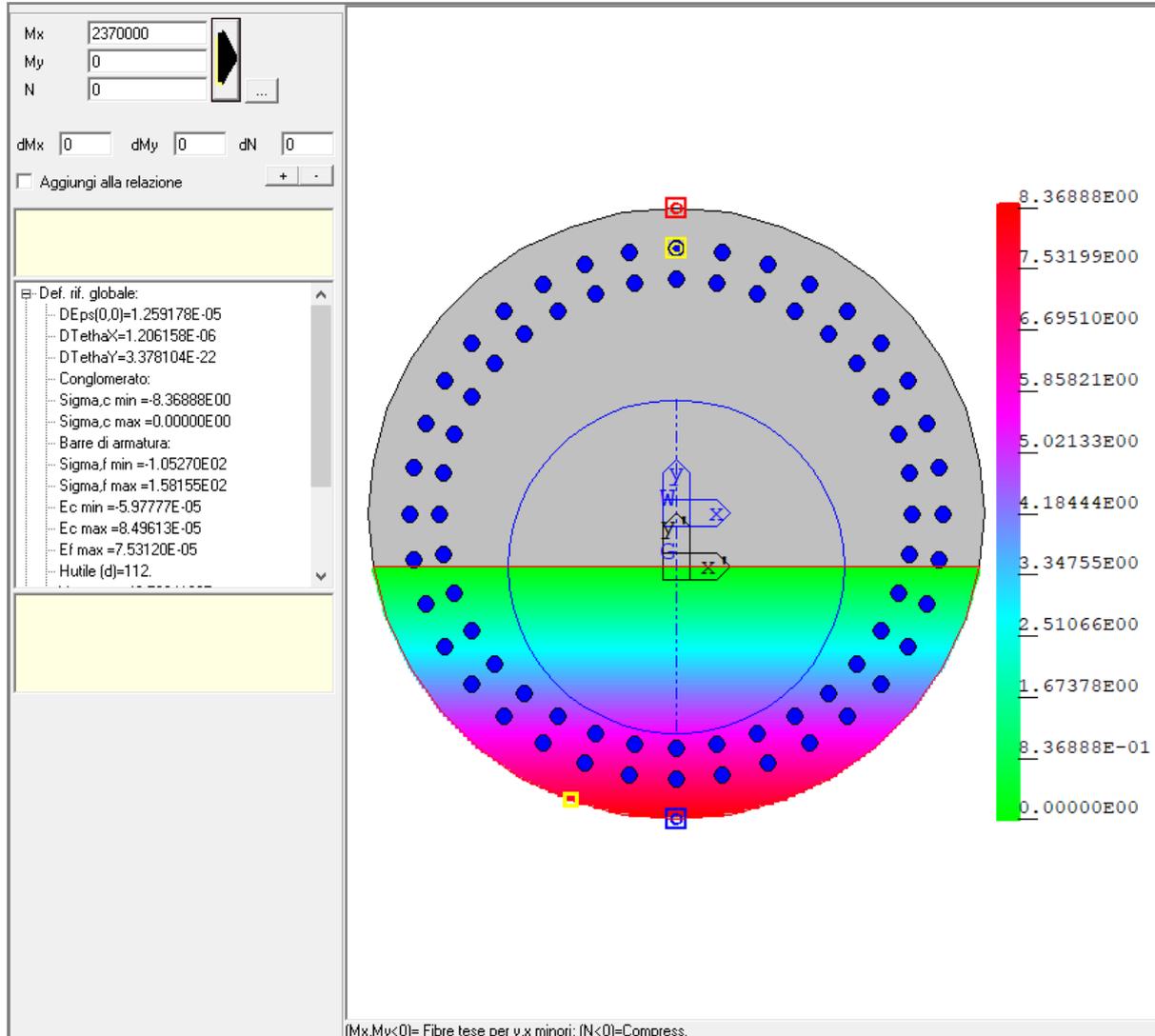
Nel seguito vengono riportate le verifiche a fessurazione e tensionali dei pali di fondazione.

Verifica a fessurazione



Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
237	36+36 $\phi$ 32	0.00

### Verifica tensionale



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
237	36+36 $\phi$ 32	1	16

### 9.10.3 Verifica carico limite verticale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite verticale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo. La resistenza del singolo palo viene ricavata dalla curva di capacità riportata nel seguito di cui per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica. Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottata la formulazione proposta da Converse e Labarre per terreni coesivi:

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N$  = numero di pali del gruppo

$E$  = efficienza

$Q_{Lim}$  = carico limite singolo palo

Per terreni incoerenti

$$E = 1$$

Per terreni coesivi

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \quad mn}$$

#### Terreni Coesivi - Valutazione coefficiente di gruppo E

Diametro	Interasse	n pali per fila	n di file	Efficienza
D	i	n	m	E
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1.2	3.6	2.7	5	0.74

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria degli sforzi normali per la combinazione più gravosa SLU:

Verifica carico limite verticale gruppo di pali					
$Q_{LIM}$ singolo palo	N numero pali	E efficienza	$Q_{GLIM}$ gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
6'263	8	0.74	37'077	18'527	2.00

La verifica risulta soddisfatta.

Nel seguito si riporta il calcolo della curva di portanza del singolo palo.

### **Portanza pali A1+M1+R3**

#### **1 verticale di indagine $\xi = 1.70$**

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 3.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 75.0 \text{ a } 75.0 \text{ kPa}$$

Strato 2 "FYR2 " (Incoerente) da 3.00 a 6.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$\beta \text{ variabile lin. da } .32 \text{ a } .32$$

$$Q_b = 12.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

Strato 3 "FYR2 " (Incoerente) da 6.00 a 40.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$\beta \text{ variabile lin. da } .40 \text{ a } .40$$

$$Q_b = 17.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

## Capacità portante pali D1200 mm

LINEA FS NAPOLI BARI LECCE TARANTO - NV08

Capacità portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	477.	0.	477.	207.
.50	21.	422.	4.	439.	190.
1.00	45.	366.	8.	404.	175.
1.50	64.	434.	11.	487.	210.
2.00	85.	502.	15.	572.	247.
2.50	109.	570.	19.	660.	284.
3.00	136.	638.	23.	751.	324.
3.50	166.	706.	27.	845.	365.
4.00	200.	774.	31.	943.	408.
4.50	244.	916.	34.	1125.	488.
5.00	292.	1058.	38.	1312.	571.
5.50	345.	1200.	42.	1503.	656.
6.00	401.	1342.	46.	1697.	742.
6.50	461.	1484.	50.	1896.	831.
7.00	524.	1627.	53.	2098.	921.
7.50	592.	1769.	57.	2303.	1014.
8.00	663.	1865.	61.	2467.	1088.
8.50	738.	1961.	65.	2634.	1164.
9.00	817.	2057.	69.	2805.	1243.
9.50	899.	2153.	73.	2980.	1323.
10.00	986.	2250.	76.	3159.	1405.
10.50	1076.	2346.	80.	3341.	1489.
11.00	1170.	2442.	84.	3528.	1574.
11.50	1267.	2538.	88.	3718.	1662.
12.00	1369.	2634.	92.	3911.	1752.
12.50	1474.	2730.	95.	4109.	1844.
13.00	1583.	2826.	99.	4310.	1937.
13.50	1696.	2922.	103.	4515.	2033.
14.00	1812.	3019.	107.	4724.	2130.
14.50	1932.	3115.	111.	4936.	2229.
15.00	2056.	3211.	115.	5153.	2331.
15.50	2184.	3307.	118.	5373.	2434.
16.00	2316.	3403.	122.	5597.	2539.
16.50	2451.	3499.	126.	5824.	2646.
17.00	2590.	3595.	130.	6056.	2755.
17.50	2733.	3691.	134.	6291.	2866.
18.00	2880.	3788.	137.	6530.	2979.
18.50	3030.	3884.	141.	6773.	3093.

19.00	3184.	3980.	145.	7019.	3210.
19.50	3342.	4076.	149.	7270.	3329.
20.00	3504.	4172.	153.	7524.	3449.
20.50	3670.	4268.	156.	7781.	3572.
21.00	3839.	4364.	160.	8043.	3696.
21.50	4012.	4461.	164.	8308.	3822.
22.00	4189.	4557.	168.	8577.	3950.
22.50	4369.	4653.	172.	8850.	4080.
23.00	4554.	4749.	176.	9127.	4212.
23.50	4742.	4845.	179.	9407.	4346.
24.00	4934.	4941.	183.	9692.	4482.
24.50	5129.	5037.	187.	9980.	4620.
25.00	5329.	5133.	191.	10271.	4760.
25.50	5532.	5230.	195.	10567.	4902.
26.00	5739.	5326.	198.	10866.	5045.
26.50	5950.	5422.	202.	11169.	5191.
27.00	6164.	5518.	206.	11476.	5338.
27.50	6382.	5614.	210.	11787.	5487.
28.00	6604.	5710.	214.	12101.	5639.
28.50	6830.	5806.	218.	12419.	5792.
29.00	7060.	5903.	221.	12741.	5947.
29.50	7293.	5999.	225.	13067.	6104.
30.00	7530.	6095.	229.	13396.	6263.
30.50	7771.	6191.	233.	13729.	6424.
31.00	8016.	6287.	237.	14066.	6587.
31.50	8264.	6383.	240.	14407.	6751.
32.00	8517.	6479.	244.	14752.	6918.
32.50	8773.	6575.	248.	15100.	7087.
33.00	9032.	6672.	252.	15452.	7257.
33.50	9296.	6768.	256.	15808.	7430.
34.00	9563.	6786.	260.	16089.	7570.
34.50	9834.	6786.	263.	16357.	7704.
35.00	10109.	6786.	267.	16628.	7841.
35.50	10388.	6786.	271.	16902.	7979.
36.00	10670.	6786.	275.	17181.	8119.
36.50	10952.	6786.	279.	17460.	8260.
37.00	11235.	6786.	282.	17738.	8400.
37.50	11518.	6786.	286.	18017.	8541.
38.00	11801.	6786.	290.	18296.	8681.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Q_{l1}/FS,l + Q_{b1}/FS,b - W_p$

#### 9.10.4 Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite orizzontale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo.

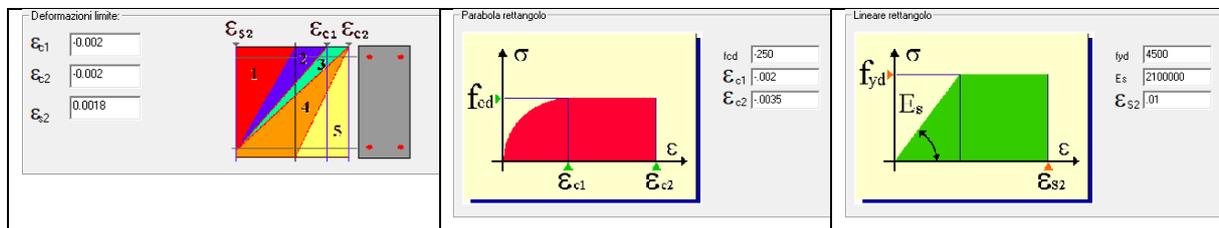
Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottato un coefficiente di efficienza pari a  $E = 0.8$

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N$  = numero di pali del gruppo  
 $E$  = efficienza  
 $Q_{Lim}$  = carico limite singolo palo

Il carico limite orizzontale del singolo palo viene calcolato adottando la formulazione di broms e valutando la resistenza flessionale strutturale del singolo palo con i seguenti criteri:

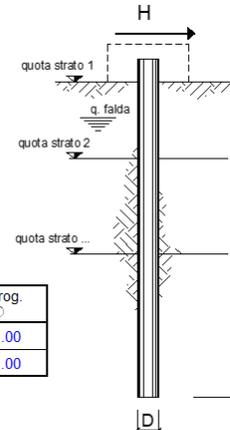
- viene adottato lo sforzo normale medio della palificata
- vengono limitate le deformazioni dei materiali per la combinazione sismica come specificato nei criteri di verifica
- vengono adottati i valori caratteristici delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio



Si procede quindi al calcolo del carico limite orizzontale:

opera **NW08**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_e$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_T$
			$\gamma_s$	$\gamma_c$			
SLV	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	LA	0.00	19	10	26	2.56		26	2.56	
☑ strato 2	FYR2	3.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
☐ strato 3						1.00			1.00	
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -6 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  6300.00 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>	(kN)	<b>H minimo</b>	(kN)
Palo lungo	3252.8	(kN)	3252.8	(kN)
Palo intermedio	17205.8	(kN)	17205.8	(kN)
Palo corto	58669.9	(kN)	58669.9	(kN)
<b>H<sub>med</sub></b>	<b>3252.8</b>	<b>(kN)</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>3252.8</b> <b>(kN)</b>
<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/<math>\xi_3</math>; R<sub>min</sub>/<math>\xi_4</math>)</b>			1913.41	(kN)
<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/<math>\gamma_T</math></b>			1471.85	(kN)

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria dei tagli la combinazione più gravosa SLV:

Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali					
Q <sub>LIM</sub> singolo palo	N numero pali	E efficienza	Q <sub>GLIM</sub> gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1'472	8	0.80	9'421	8'060	1.17

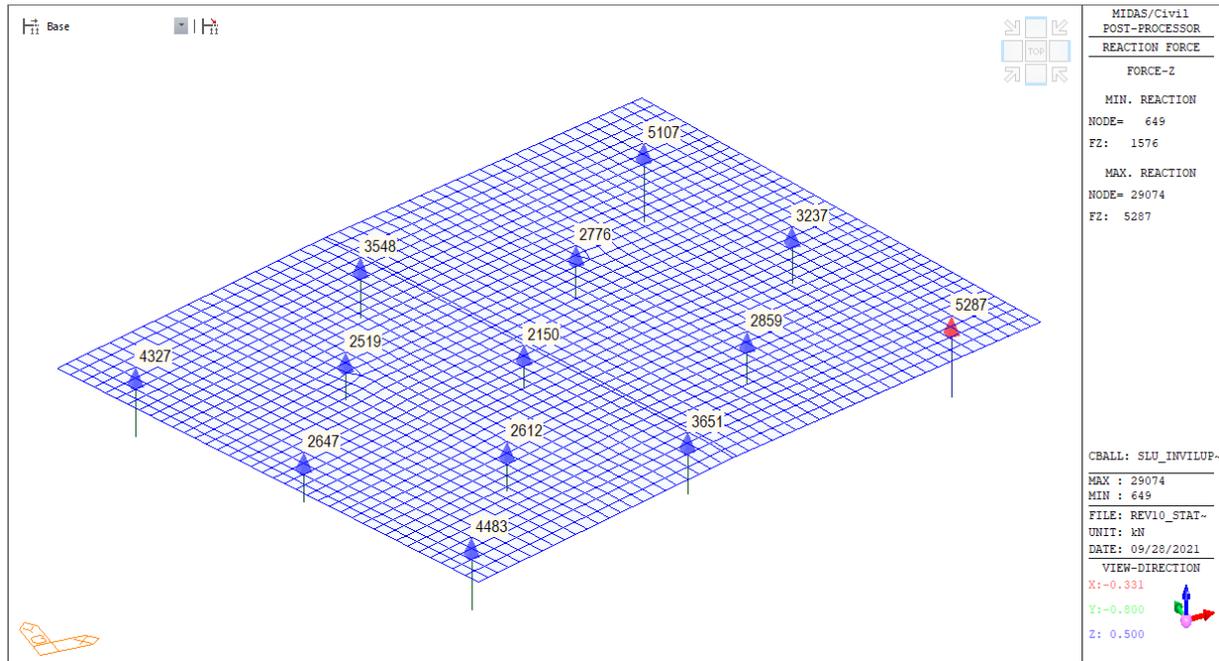
La verifica risulta soddisfatta.

## 9.11 RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO D

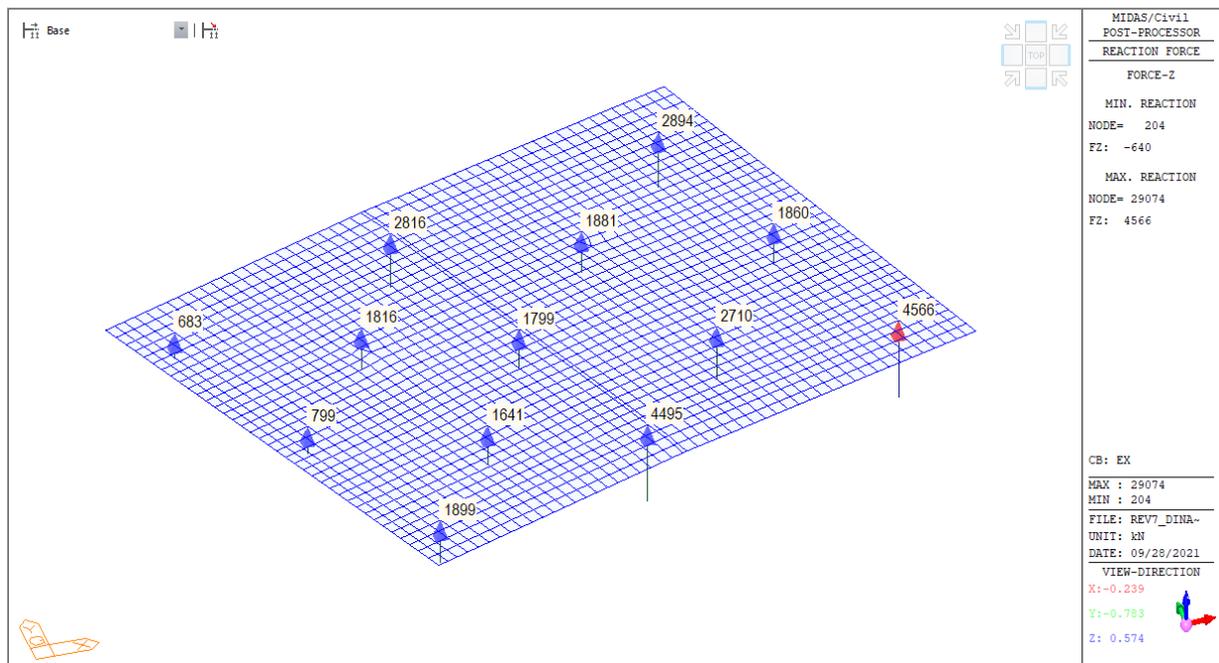
Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali e geotecniche.

Si riportano gli sforzi normali massimi agenti sui pali di fondazione:

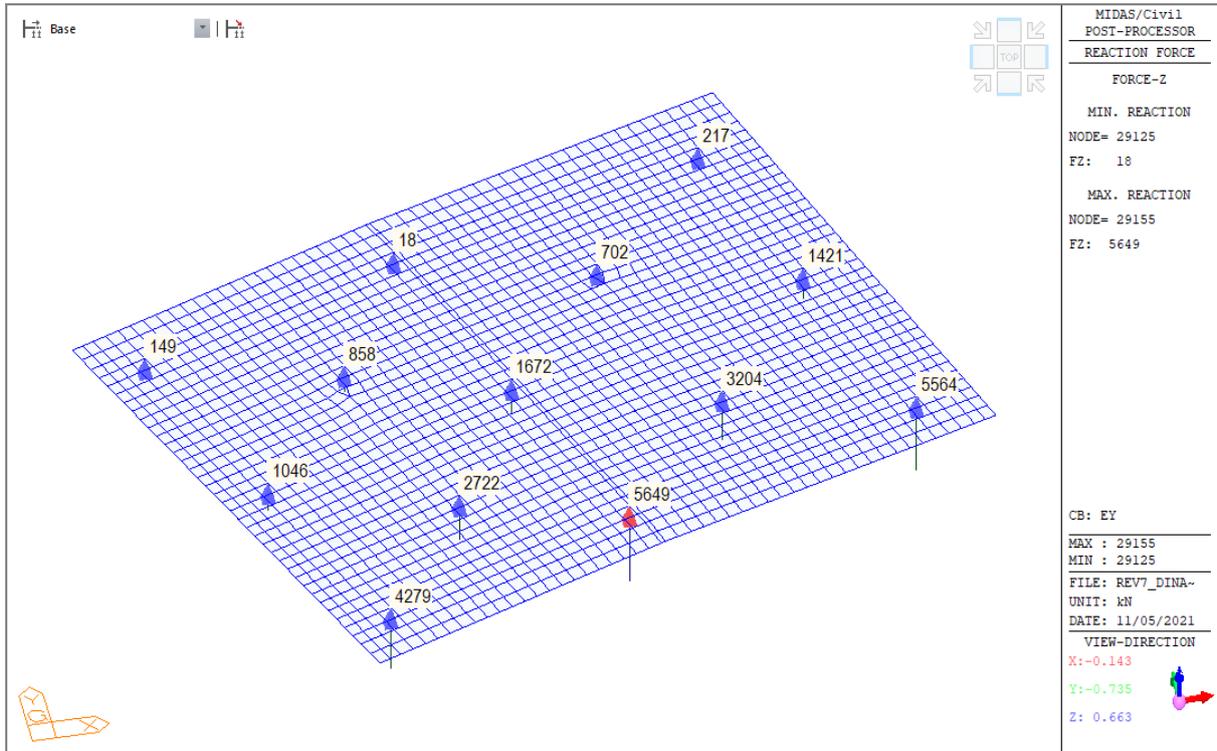
### Inviluppo combinazioni SLU



### Combinazione sismica Ex (Longitudinale):

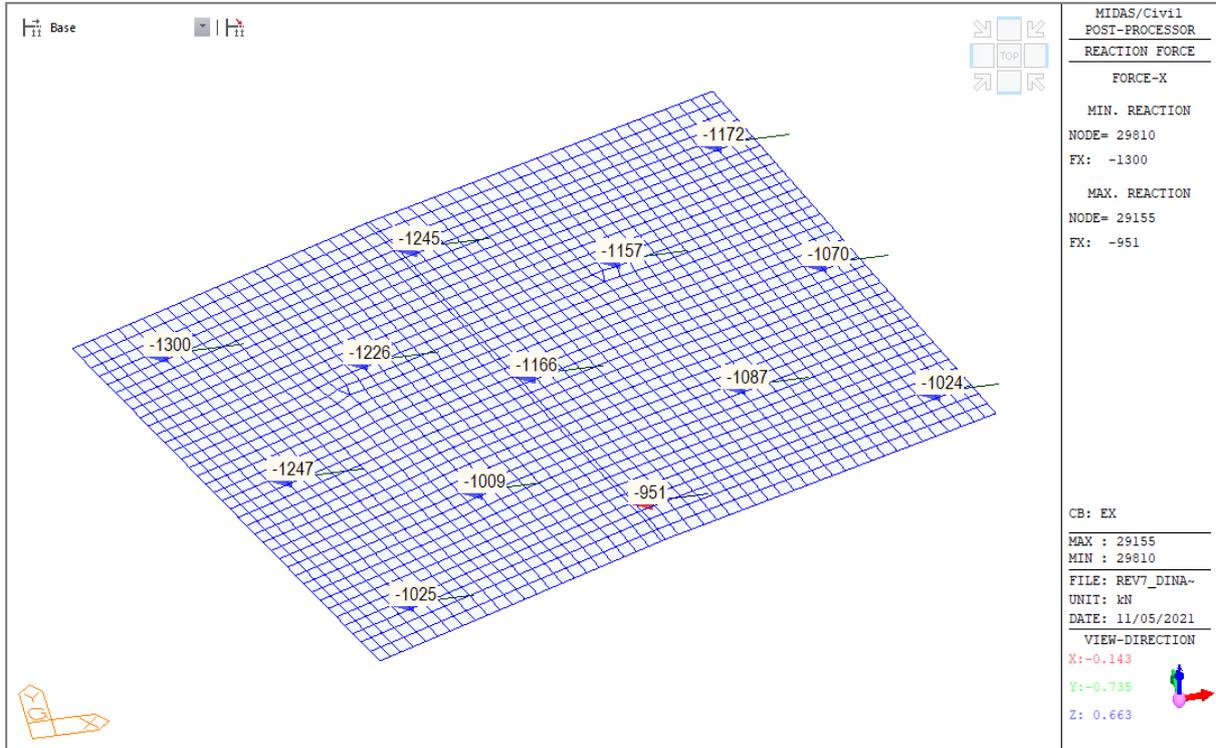


### Combinazione sismica Ey (Trasversale):

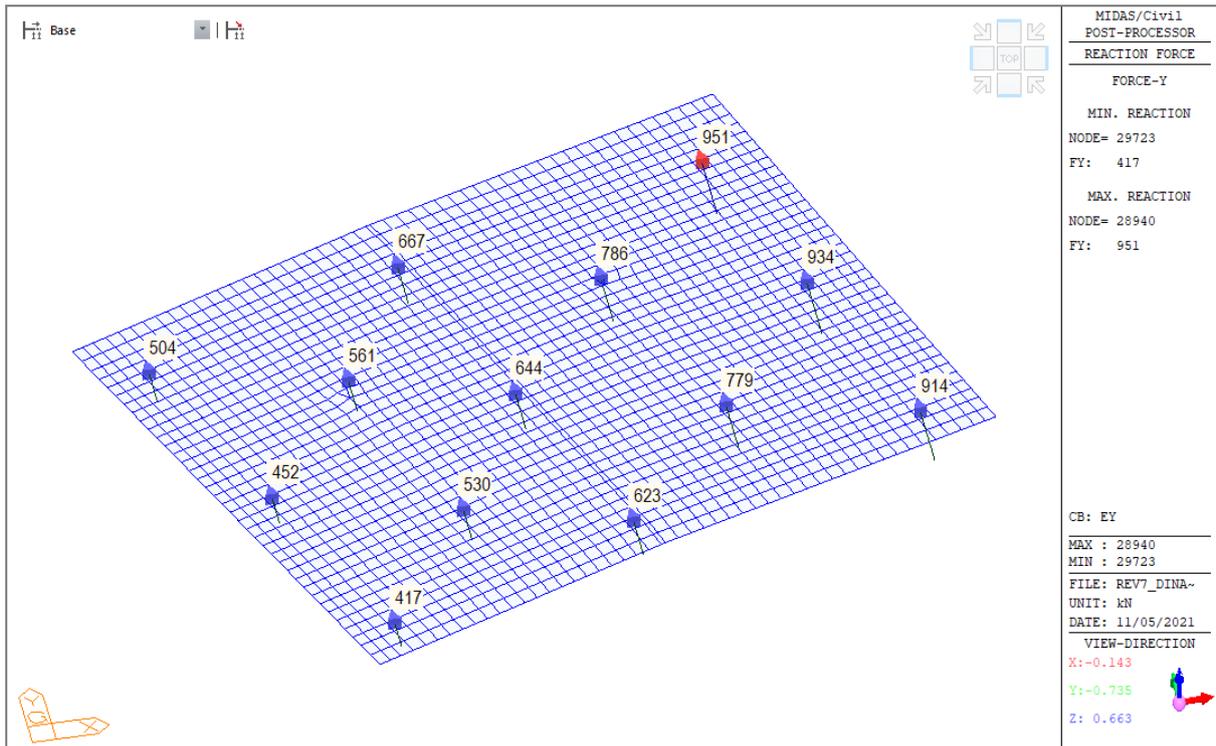


Si riportano i tagli massimi agenti in testa pali di fondazione:

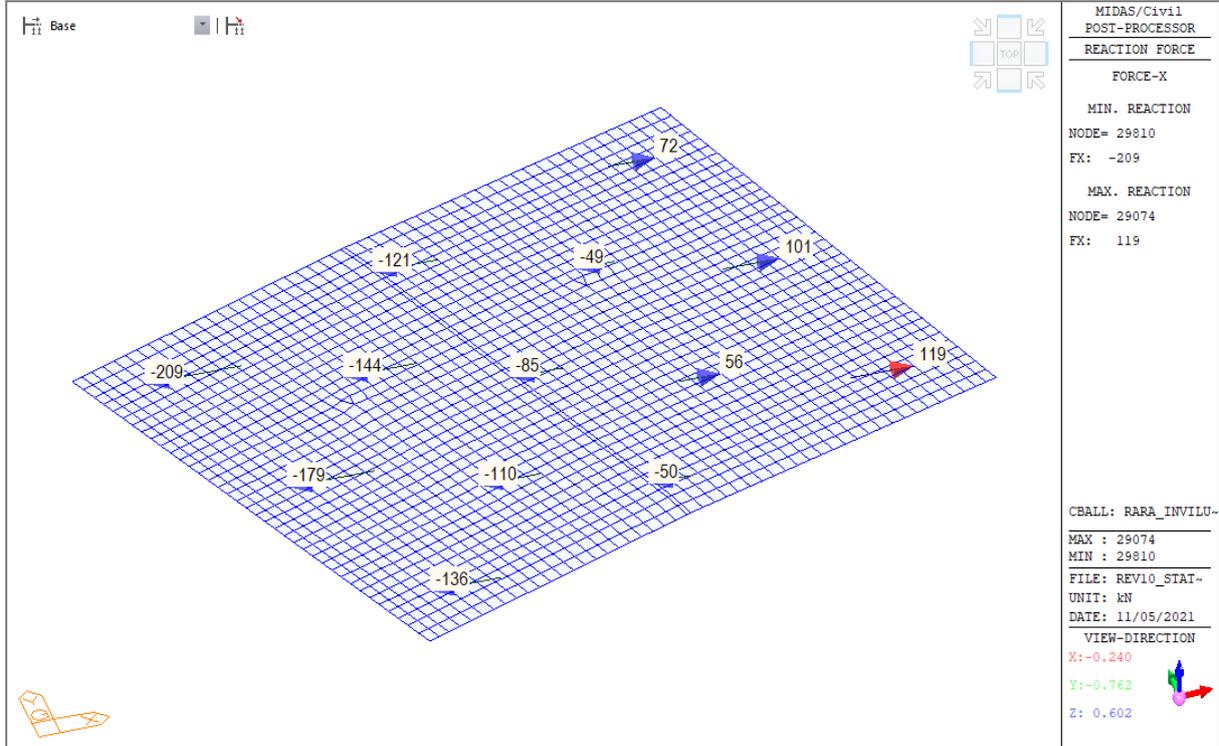
Combinazione sismica Ex – Taglio Longitudinale, direzione X



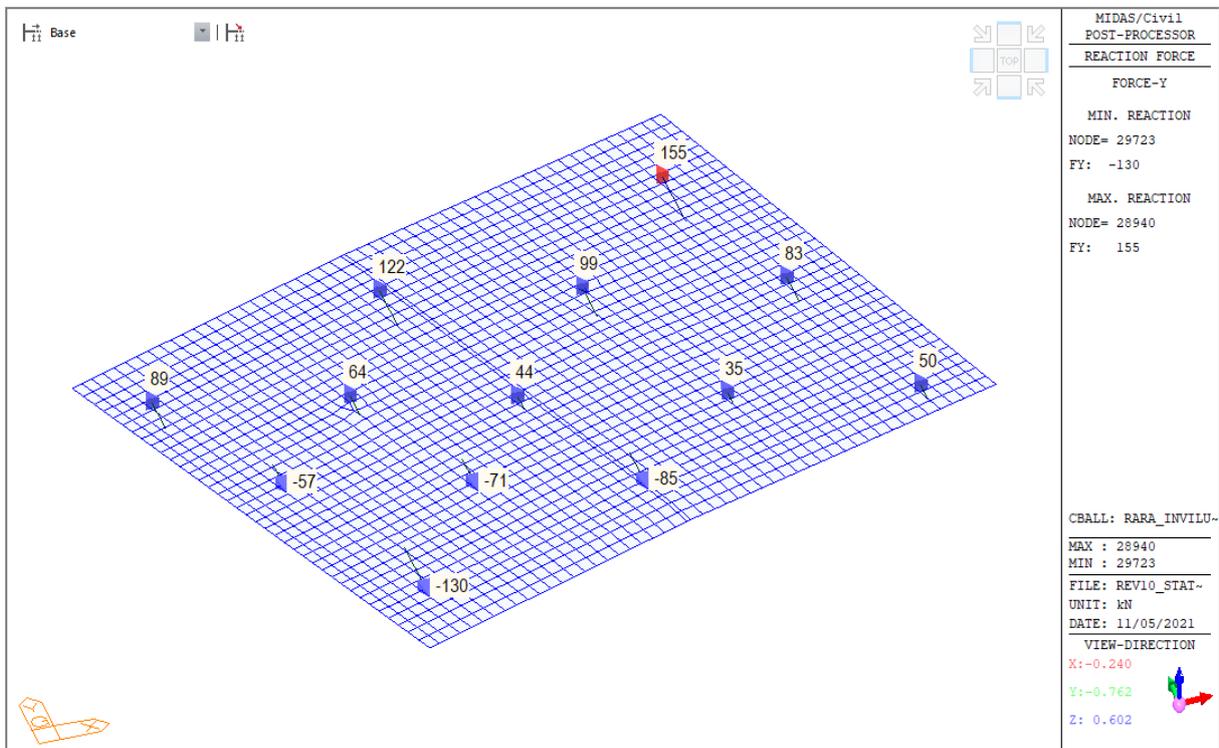
Combinazione sismica Ey – Taglio Trasversale, direzione Y



Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione X



Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione Y



### 9.11.1 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
28413	Ex	-1087	-266	2710	1119	2685	2.4
28478	Ex	-1157	-201	1881	1174	2818	
28940	Ex	-1172	-127	2894	1179	2830	
29023	Ex	-1070	-192	1860	1087	2608	
29074	Ex	-1024	-271	4566	1059	2542	
29125	Ex	-1245	-201	2816	1261	3027	
29140	Ex	-1166	-268	1799	1196	2871	
29155	Ex	-951	-339	4495	1010	2423	
29251	Ex	-1226	-266	1816	1255	3012	
29340	Ex	-1009	-335	1641	1063	2551	
29639	Ex	-1247	-327	799	1290	3095	
29723	Ex	-1025	-399	1899	1100	2640	
29810	Ex	-1300	-251	683	1324	3177	
28413	Ey	-565	779	3204	962	2309	
28478	Ey	-719	786	702	1065	2557	
28940	Ey	-818	951	217	1255	3011	
29023	Ey	-611	934	1421	1116	2678	
29074	Ey	-493	914	5564	1038	2491	
29125	Ey	-834	667	18	1068	2563	
29140	Ey	-660	644	1672	922	2214	
29155	Ey	-16	623	5649	623	1496	
29251	Ey	-740	561	858	928	2228	
29340	Ey	-79	530	2722	536	1287	
29639	Ey	-718	452	1046	848	2036	
29723	Ey	-65	417	4279	422	1012	
29810	Ey	-833	504	149	974	2337	
28413	Ez	-360	89	2162	371	890	
28478	Ez	-407	147	1372	433	1038	

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
28940	Ez	-411	231	1855	471	1131	
29023	Ez	-323	172	1458	366	878	
29074	Ez	-297	102	3507	314	753	
29125	Ez	-490	135	1743	508	1219	
29140	Ez	-438	72	1456	444	1065	
29155	Ez	-226	8	3432	226	542	
29251	Ez	-481	65	1352	486	1165	
29340	Ez	-285	0	1773	285	683	
29639	Ez	-523	9	1059	523	1256	
29723	Ez	-301	-70	2525	309	742	
29810	Ez	-551	84	1254	558	1339	
28413	SLU_inviluppo(all)	65	55	2859	85	204	
28478	SLU_inviluppo(all)	-74	131	2776	150	360	
28940	SLU_inviluppo(all)	84	198	5107	215	517	
29023	SLU_inviluppo(all)	118	112	3237	163	391	
29074	SLU_inviluppo(all)	141	78	5287	161	385	
29125	SLU_inviluppo(all)	-160	158	3548	225	540	
29140	SLU_inviluppo(all)	-116	65	2150	133	320	
29155	SLU_inviluppo(all)	-73	-101	3651	125	299	
29251	SLU_inviluppo(all)	-187	88	2519	207	496	
29340	SLU_inviluppo(all)	-146	-84	2610	168	404	
29639	SLU_inviluppo(all)	-229	-69	2647	239	573	
29723	SLU_inviluppo(all)	-176	-155	4483	235	563	
29810	SLU_inviluppo(all)	-266	117	4327	291	697	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 1324 kN.

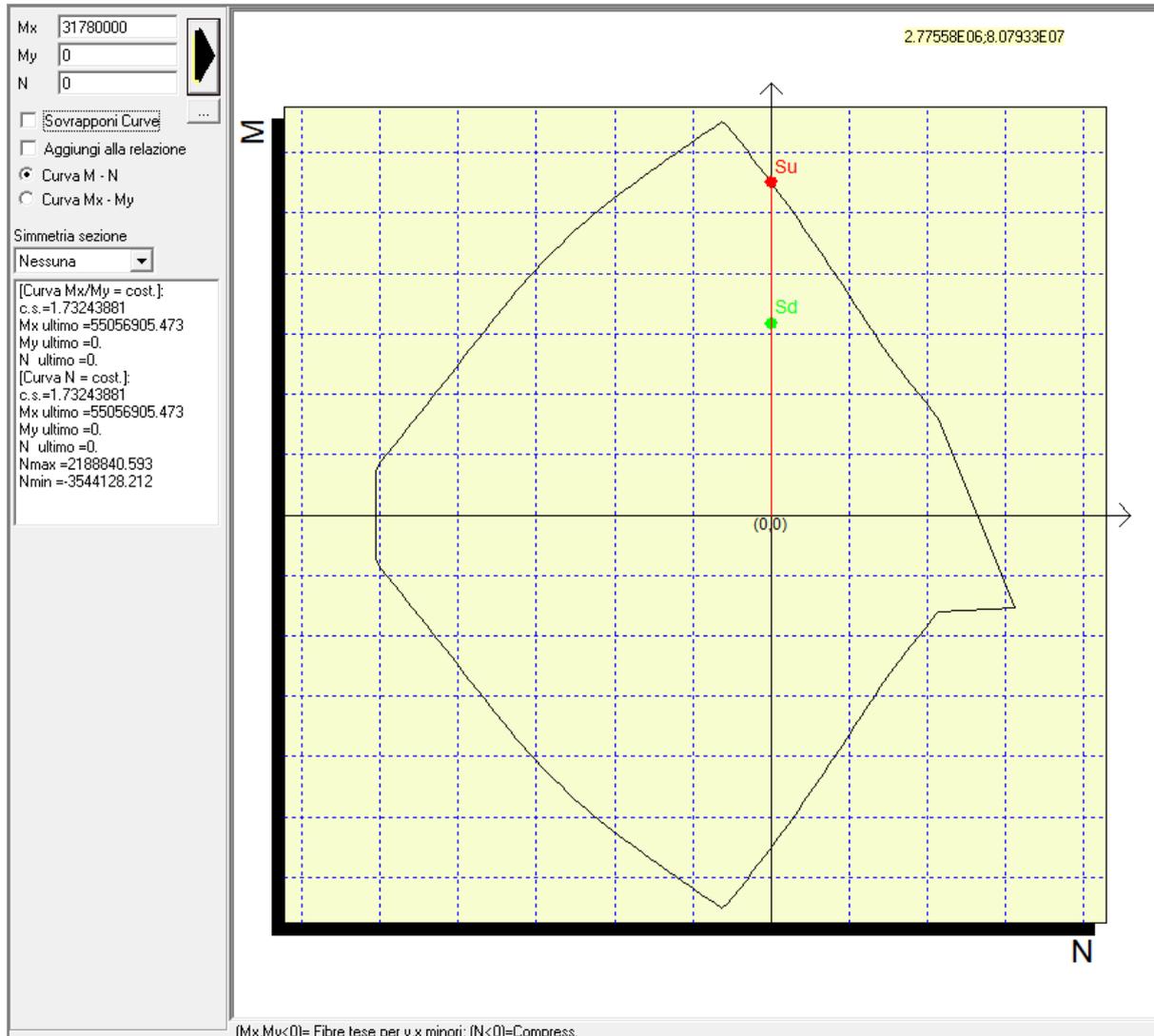
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

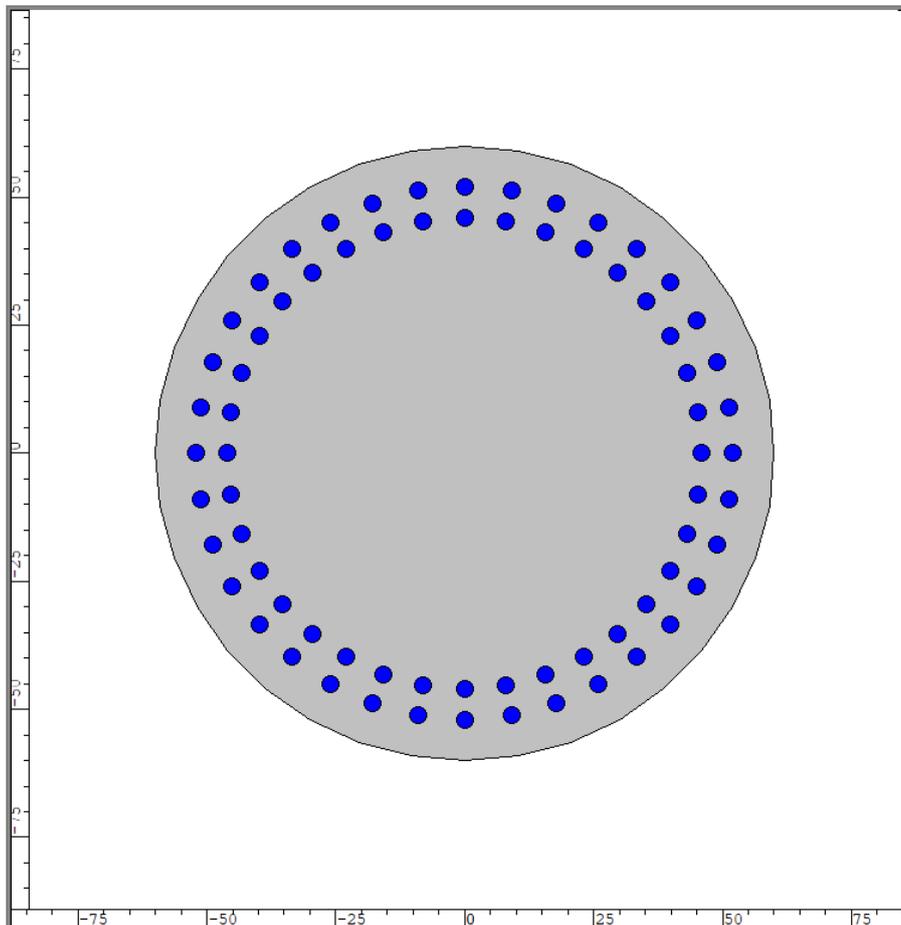
Pertanto il massimo momento flettente è pari a 3178 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

Nel seguito vengono riportate le verifiche strutturali dei pali di fondazione.

Verifica a flessione

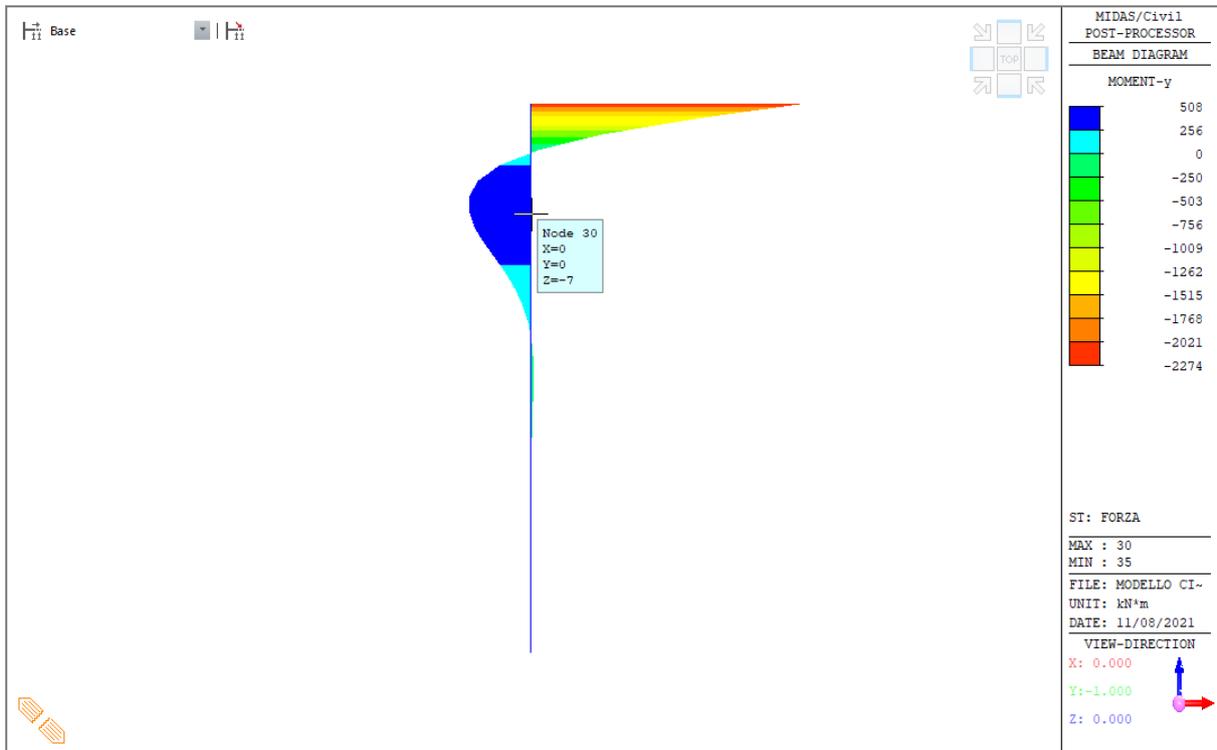




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
3178	36+36 $\phi$ 32	5500	1.73

Nel seguente diagramma si riporta il valore del momento flettente dovuto ad una forza in testa al palo pari a 1'000 kN. Si può notare che il momento sollecitante, alla quota di circa 7 m da testa palo, assume valori pari a circa il 25% del valore in testa al palo.

Considerando che la doppia gabbia si interrompe a circa 10m da testa palo le verifiche sono soddisfatte lungo tutto il fusto.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

## Verifica a taglio

### Geometria Sezione

<b>D=</b>	<b>1.20</b>	m	Diametro Sezione
<b>H=</b>	0.98	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	1.20	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	1.18	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	1.39	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	0.49	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.13	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.27	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.19	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

### Armatura Trasversale

<b>φ<sub>s</sub>=</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.00</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00031	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.15</b>	m	Interasse dell' armatura trasversale

### Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

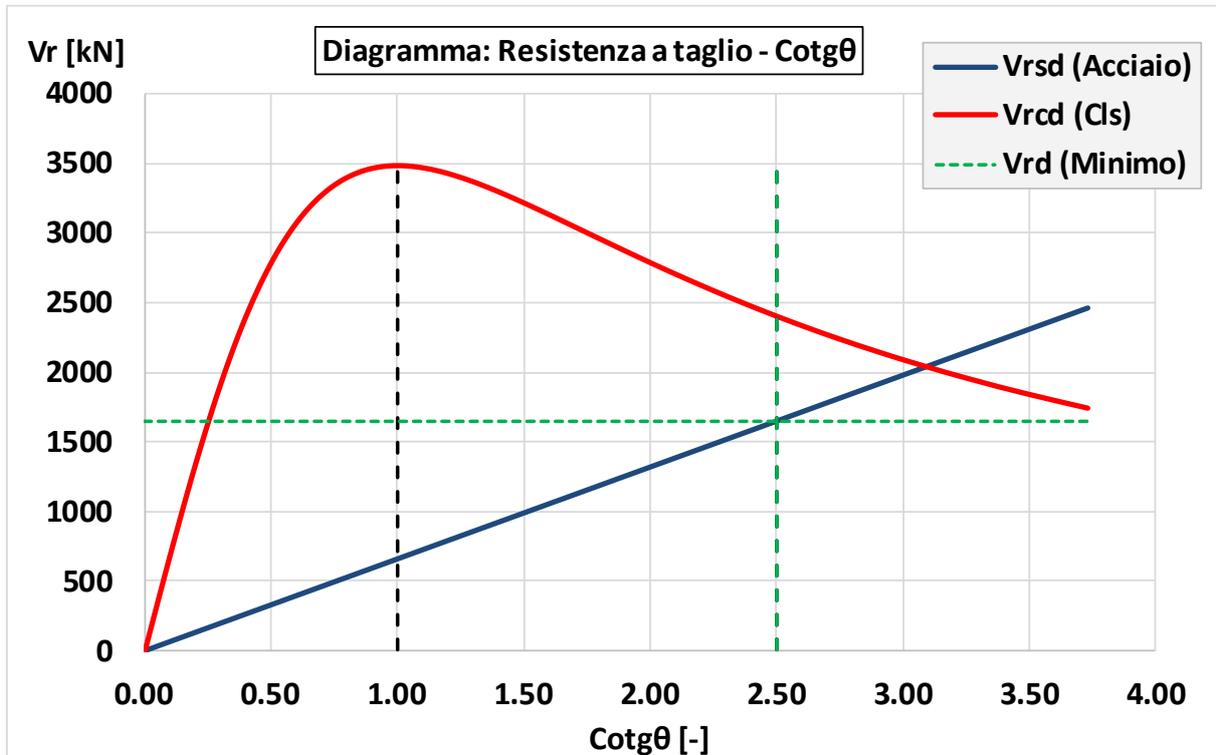
<b>α=</b>	<b>90</b>	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
<b>θ=</b>	<b>21.8</b>	°	Inclinazione del puntone compresso [45° ≤ α ≤ 90°]

### Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

<b>V<sub>Rd,s</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	Resistenza a taglio della sola armatura
--------------------------	-------------	----	---

### Verifica della Biella di Calcestruzzo

<b>V<sub>Rd,max</sub>=</b>	<b>2598</b>	kN	Resistenza a taglio della sola biella
<b>V<sub>Rd</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	<b>TAGLIO RESISTENTE</b>



Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kN]	[-]	[kNm]	[-]
1324	$\phi 14-2 \text{ br./}0.15 \text{ m}$	1648	1.24

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA <b>IA4K</b>	LOTTO <b>42 D78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>NW08 00006</b>	REV. <b>A</b>

### 9.11.2 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio composto X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
28413	Rara_inviluppo(all)	56	35	2099	66	159	2.4
28478	Rara_inviluppo(all)	-49	99	2041	110	265	
28940	Rara_inviluppo(all)	72	155	3694	171	410	
29023	Rara_inviluppo(all)	101	83	2329	131	314	
29074	Rara_inviluppo(all)	119	50	3818	129	310	
29125	Rara_inviluppo(all)	-121	122	2602	172	412	
29140	Rara_inviluppo(all)	-85	44	1568	96	231	
29155	Rara_inviluppo(all)	-50	-85	2662	99	238	
29251	Rara_inviluppo(all)	-144	64	1854	157	378	
29340	Rara_inviluppo(all)	-110	-71	1916	131	315	
29639	Rara_inviluppo(all)	-179	-57	1908	188	452	
29723	Rara_inviluppo(all)	-136	-130	3248	188	451	
29810	Rara_inviluppo(all)	-209	89	3143	227	545	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 227 kN.

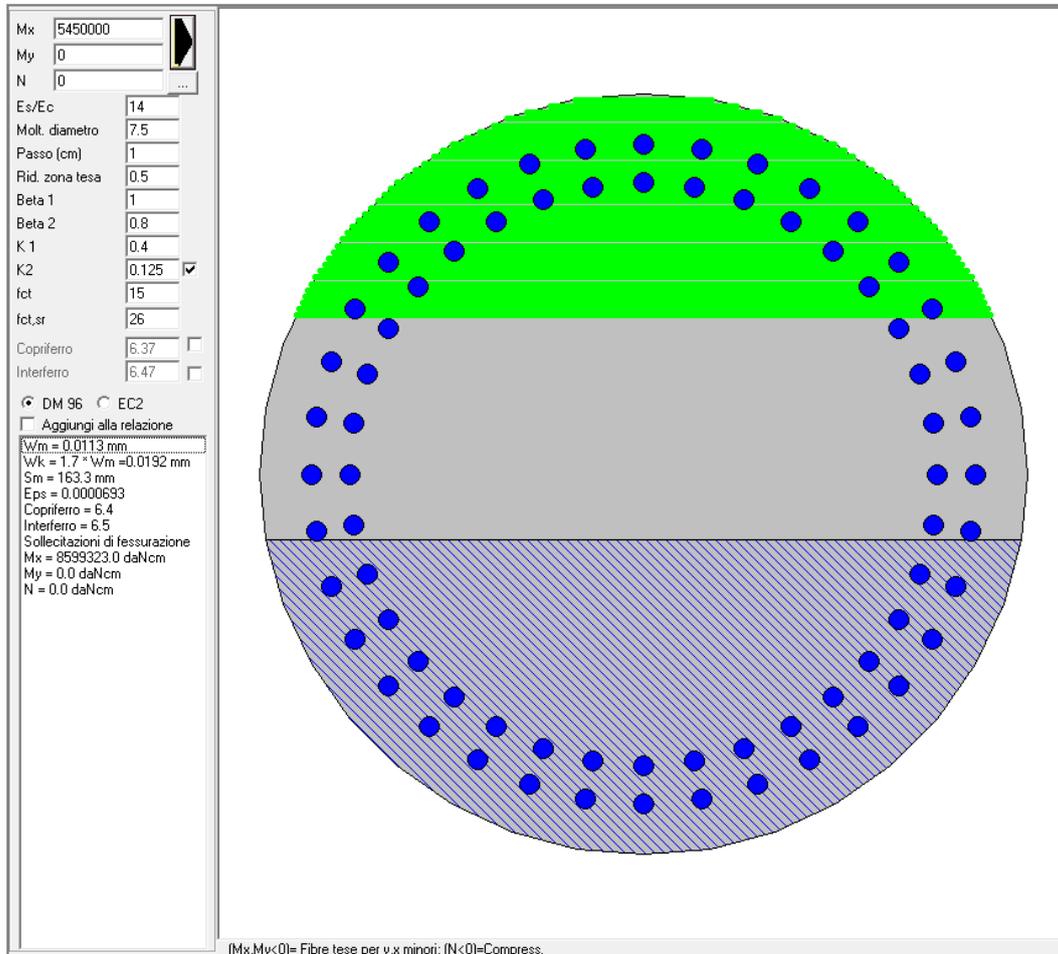
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

Pertanto il massimo momento flettente è pari a 545 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

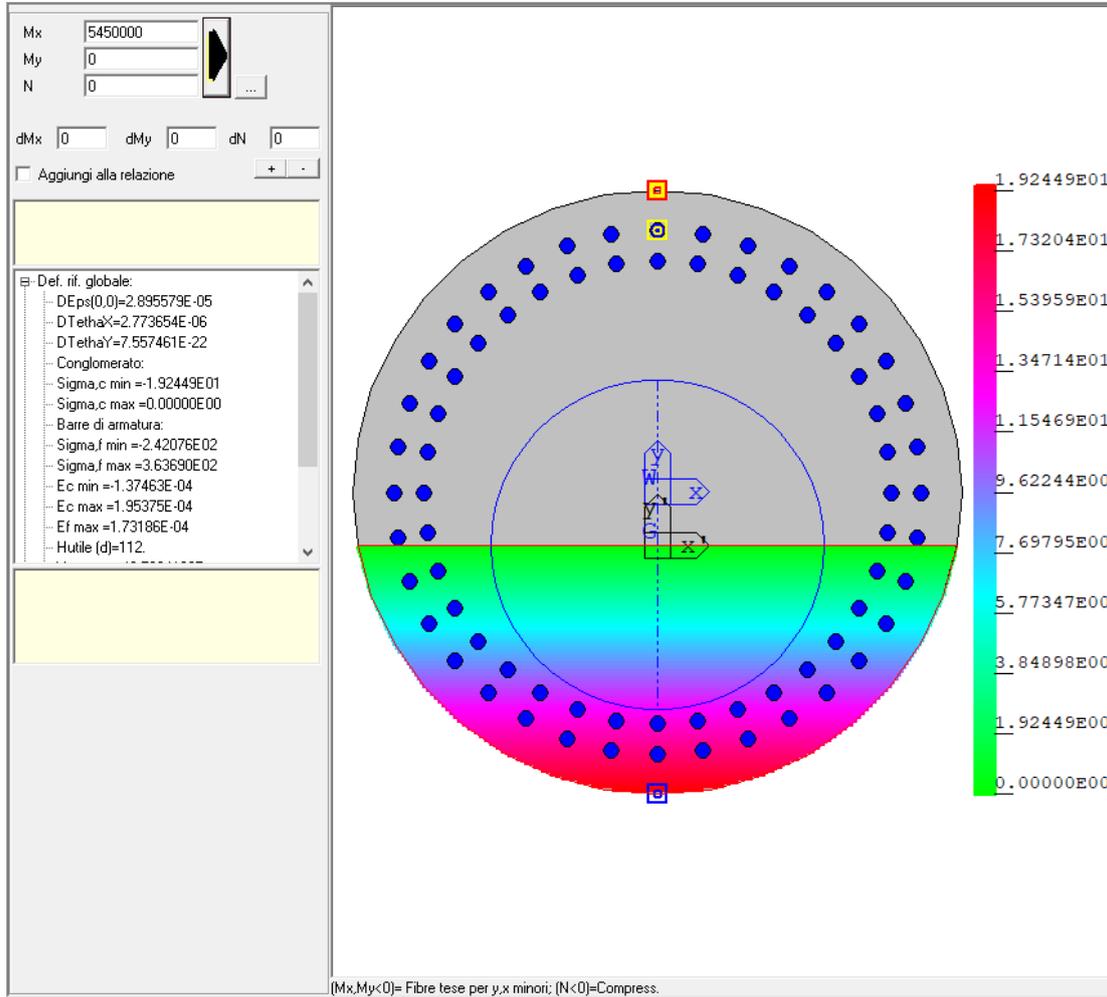
Nel seguito vengono riportate le verifiche a fessurazione e tensionali dei pali di fondazione.

Verifica a fessurazione



Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
545	36+36φ32	0.02

Verifica tensionale



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
545	36+36 $\phi$ 32	2	36

### 9.11.3 Verifica carico limite verticale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite verticale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo. La resistenza del singolo palo viene ricavata dalla curva di capacità riportata nel seguito di cui per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica. Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottata la formulazione proposta da Converse e Labarre per terreni coesivi:

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N$  = numero di pali del gruppo

$E$  = efficienza

$Q_{Lim}$  = carico limite singolo palo

Per terreni incoerenti

$$E = 1$$

Per terreni coesivi

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \quad mn}$$

#### Terreni Coesivi - Valutazione coefficiente di gruppo E

Diametro	Interasse	n pali per fila	n di file	Efficienza
D	i	n	m	E
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1.2	3.6	2.6	5	0.71

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria degli sforzi normali per la combinazione più gravosa SLU:

Verifica carico limite verticale gruppo di pali					
$Q_{LIM}$ singolo palo	N numero pali	E efficienza	$Q_{GLIM}$ gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
6'263	13	0.71	57'807	45'200	1.28

La verifica risulta soddisfatta.

Nel seguito si riporta il calcolo della curva di portanza del singolo palo.

### **Portanza pali A1+M1+R3**

#### **1 verticale di indagine $\xi = 1.70$**

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 3.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$C_u$  variabile lin. da 75.0 a 75.0 kPa

Strato 2 "FYR2 " (Incoerente) da 3.00 a 6.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$\beta$  variabile lin. da .32 a .32

$$Q_b = 12.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

Strato 3 "FYR2 " (Incoerente) da 6.00 a 40.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$\beta$  variabile lin. da .40 a .40

$$Q_b = 17.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

## Capacità portante pali D1200 mm

LINEA FS NAPOLI BARI LECCE TARANTO - NV08

Capacità portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	477.	0.	477.	207.
.50	21.	422.	4.	439.	190.
1.00	45.	366.	8.	404.	175.
1.50	64.	434.	11.	487.	210.
2.00	85.	502.	15.	572.	247.
2.50	109.	570.	19.	660.	284.
3.00	136.	638.	23.	751.	324.
3.50	166.	706.	27.	845.	365.
4.00	200.	774.	31.	943.	408.
4.50	244.	916.	34.	1125.	488.
5.00	292.	1058.	38.	1312.	571.
5.50	345.	1200.	42.	1503.	656.
6.00	401.	1342.	46.	1697.	742.
6.50	461.	1484.	50.	1896.	831.
7.00	524.	1627.	53.	2098.	921.
7.50	592.	1769.	57.	2303.	1014.
8.00	663.	1865.	61.	2467.	1088.
8.50	738.	1961.	65.	2634.	1164.
9.00	817.	2057.	69.	2805.	1243.
9.50	899.	2153.	73.	2980.	1323.
10.00	986.	2250.	76.	3159.	1405.
10.50	1076.	2346.	80.	3341.	1489.
11.00	1170.	2442.	84.	3528.	1574.
11.50	1267.	2538.	88.	3718.	1662.
12.00	1369.	2634.	92.	3911.	1752.
12.50	1474.	2730.	95.	4109.	1844.
13.00	1583.	2826.	99.	4310.	1937.
13.50	1696.	2922.	103.	4515.	2033.
14.00	1812.	3019.	107.	4724.	2130.
14.50	1932.	3115.	111.	4936.	2229.
15.00	2056.	3211.	115.	5153.	2331.
15.50	2184.	3307.	118.	5373.	2434.
16.00	2316.	3403.	122.	5597.	2539.
16.50	2451.	3499.	126.	5824.	2646.
17.00	2590.	3595.	130.	6056.	2755.
17.50	2733.	3691.	134.	6291.	2866.
18.00	2880.	3788.	137.	6530.	2979.
18.50	3030.	3884.	141.	6773.	3093.

19.00	3184.	3980.	145.	7019.	3210.
19.50	3342.	4076.	149.	7270.	3329.
20.00	3504.	4172.	153.	7524.	3449.
20.50	3670.	4268.	156.	7781.	3572.
21.00	3839.	4364.	160.	8043.	3696.
21.50	4012.	4461.	164.	8308.	3822.
22.00	4189.	4557.	168.	8577.	3950.
22.50	4369.	4653.	172.	8850.	4080.
23.00	4554.	4749.	176.	9127.	4212.
23.50	4742.	4845.	179.	9407.	4346.
24.00	4934.	4941.	183.	9692.	4482.
24.50	5129.	5037.	187.	9980.	4620.
25.00	5329.	5133.	191.	10271.	4760.
25.50	5532.	5230.	195.	10567.	4902.
26.00	5739.	5326.	198.	10866.	5045.
26.50	5950.	5422.	202.	11169.	5191.
27.00	6164.	5518.	206.	11476.	5338.
27.50	6382.	5614.	210.	11787.	5487.
28.00	6604.	5710.	214.	12101.	5639.
28.50	6830.	5806.	218.	12419.	5792.
29.00	7060.	5903.	221.	12741.	5947.
29.50	7293.	5999.	225.	13067.	6104.
30.00	7530.	6095.	229.	13396.	6263.
30.50	7771.	6191.	233.	13729.	6424.
31.00	8016.	6287.	237.	14066.	6587.
31.50	8264.	6383.	240.	14407.	6751.
32.00	8517.	6479.	244.	14752.	6918.
32.50	8773.	6575.	248.	15100.	7087.
33.00	9032.	6672.	252.	15452.	7257.
33.50	9296.	6768.	256.	15808.	7430.
34.00	9563.	6786.	260.	16089.	7570.
34.50	9834.	6786.	263.	16357.	7704.
35.00	10109.	6786.	267.	16628.	7841.
35.50	10388.	6786.	271.	16902.	7979.
36.00	10670.	6786.	275.	17181.	8119.
36.50	10952.	6786.	279.	17460.	8260.
37.00	11235.	6786.	282.	17738.	8400.
37.50	11518.	6786.	286.	18017.	8541.
38.00	11801.	6786.	290.	18296.	8681.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Q_{l1}/FS,l + Q_{b1}/FS,b - W_p$

#### 9.11.4 Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite orizzontale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo.

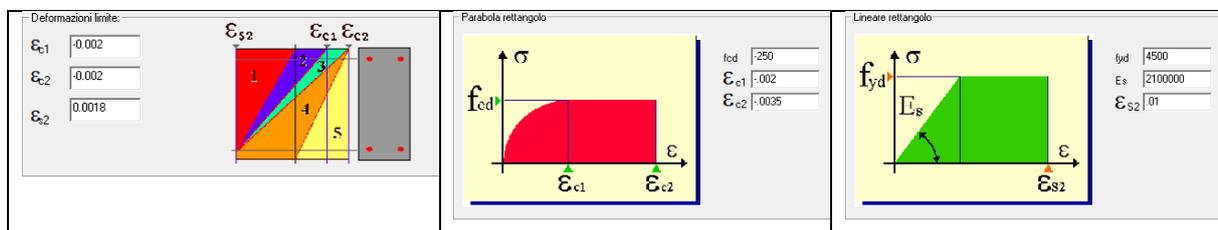
Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottato un coefficiente di efficienza pari a  $E = 0.8$

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N =$  numero di pali del gruppo  
 $E =$  efficienza  
 $Q_{Lim} =$  carico limite singolo palo

Il carico limite orizzontale del singolo palo viene calcolato adottando la formulazione di Broms e valutando la resistenza flessionale strutturale del singolo palo con i seguenti criteri:

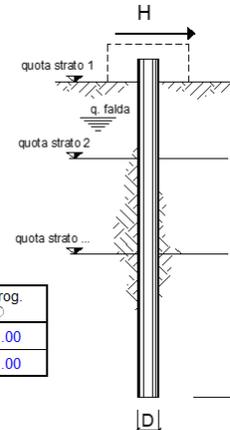
- viene adottato lo sforzo normale medio della palificata
- vengono limitate le deformazioni dei materiali per la combinazione sismica come specificato nei criteri di verifica
- vengono adottati i valori caratteristici delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio



Si procede quindi al calcolo del carico limite orizzontale:

opera **NW08**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_e$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_T$
			$\gamma_s$	$\gamma_c$			
SLV	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	LA	0.00	19	10	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	FYR2	3.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -6 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  6400.00 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	3286.4 (kN)		3286.4 (kN)	
Palo intermedio	17205.8 (kN)		17205.8 (kN)	
Palo corto	58669.9 (kN)		58669.9 (kN)	

$H_{med}$  3286.4 (kN) Palo lungo  $H_{min}$  3286.4 (kN) Palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$  1933.17 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$  1487.05 (kN)

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria dei tagli la combinazione più gravosa SLV:

Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali					
$Q_{LIM}$ singolo palo	N numero pali	E efficienza	$Q_{GLIM}$ gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1'487	13	0.80	15'465	15'117	1.02

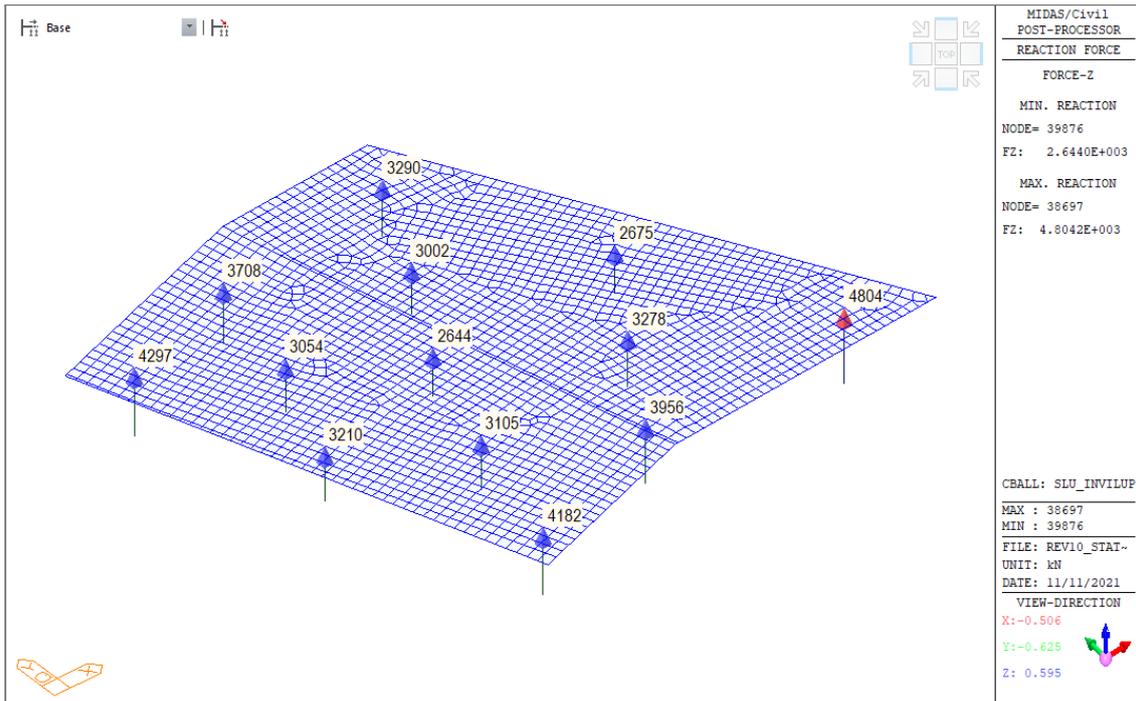
La verifica risulta soddisfatta.

## 9.12 RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO E

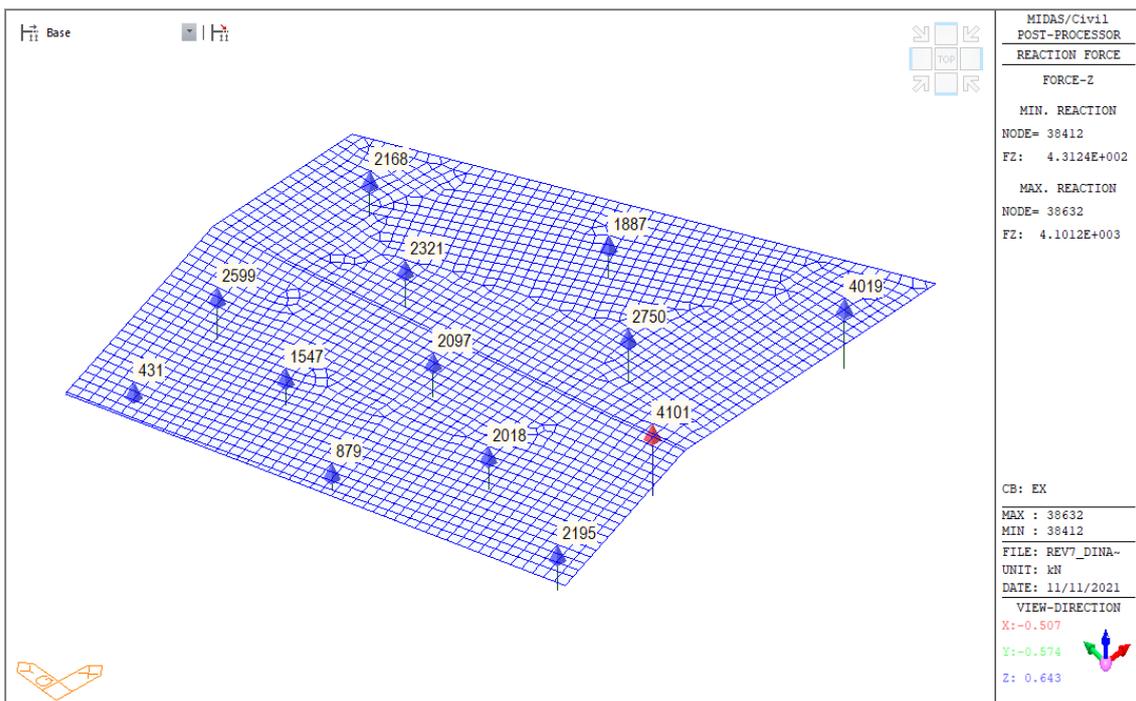
Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali e geotecniche.

Si riportano gli sforzi normali massimi agenti sui pali di fondazione:

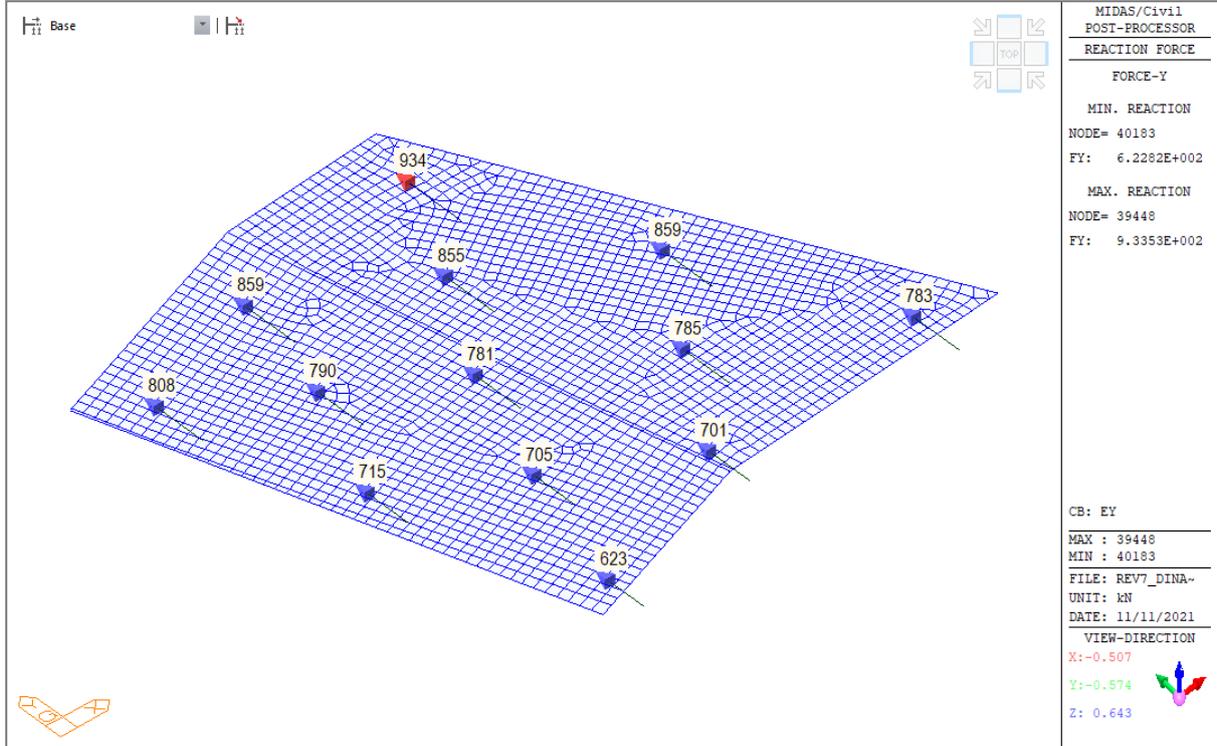
### Inviluppo combinazioni SLU



### Combinazione sismica Ex (Longitudinale):

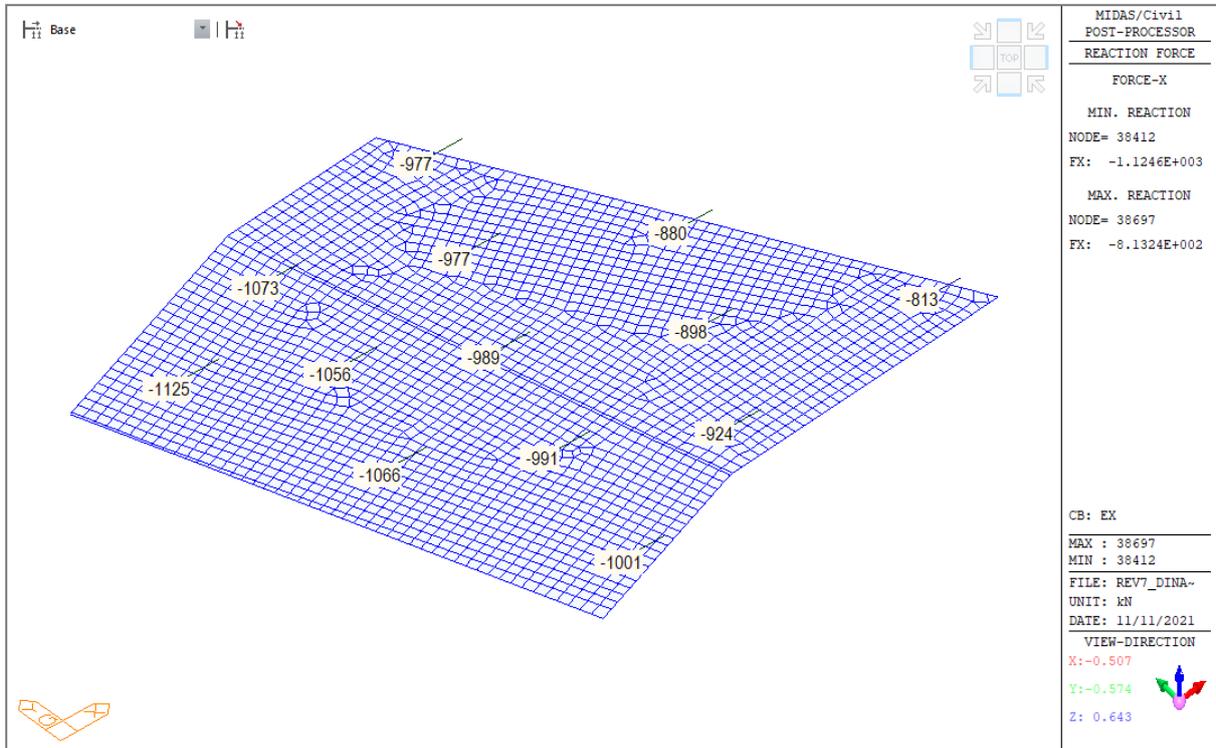


Combinazione sismica Ey (Trasversale):

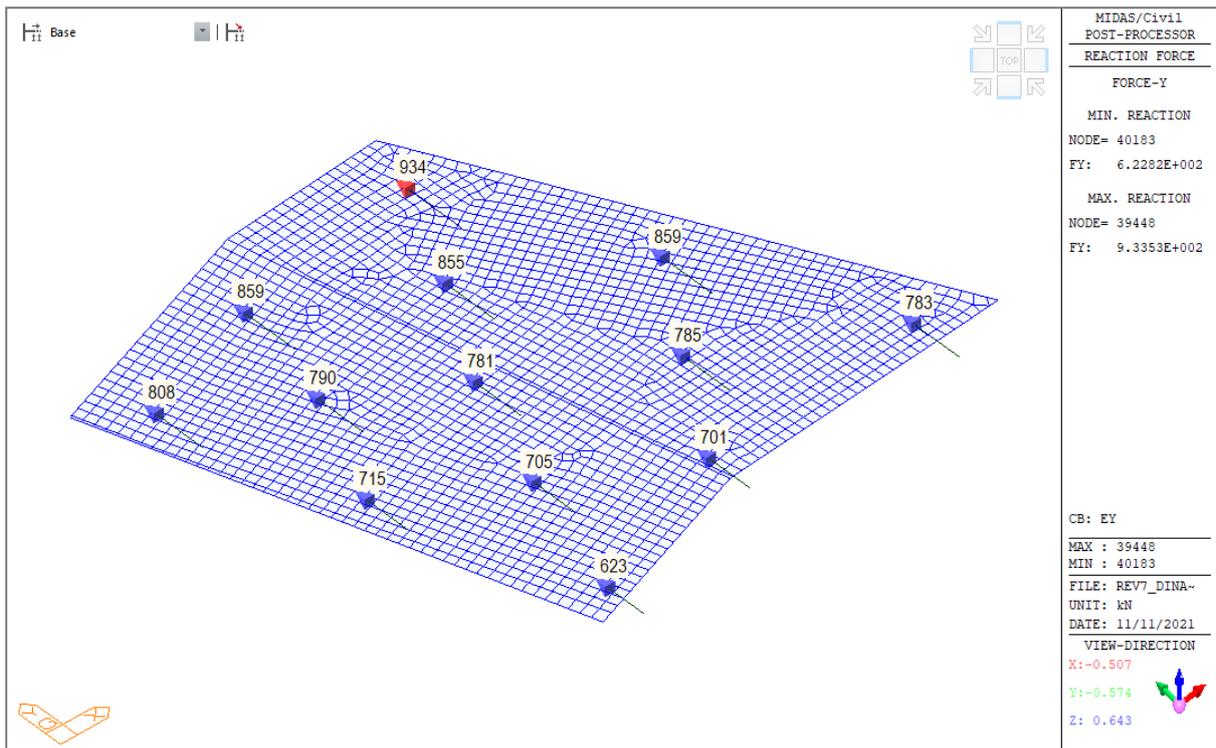


Si riportano i tagli massimi agenti in testa pali di fondazione:

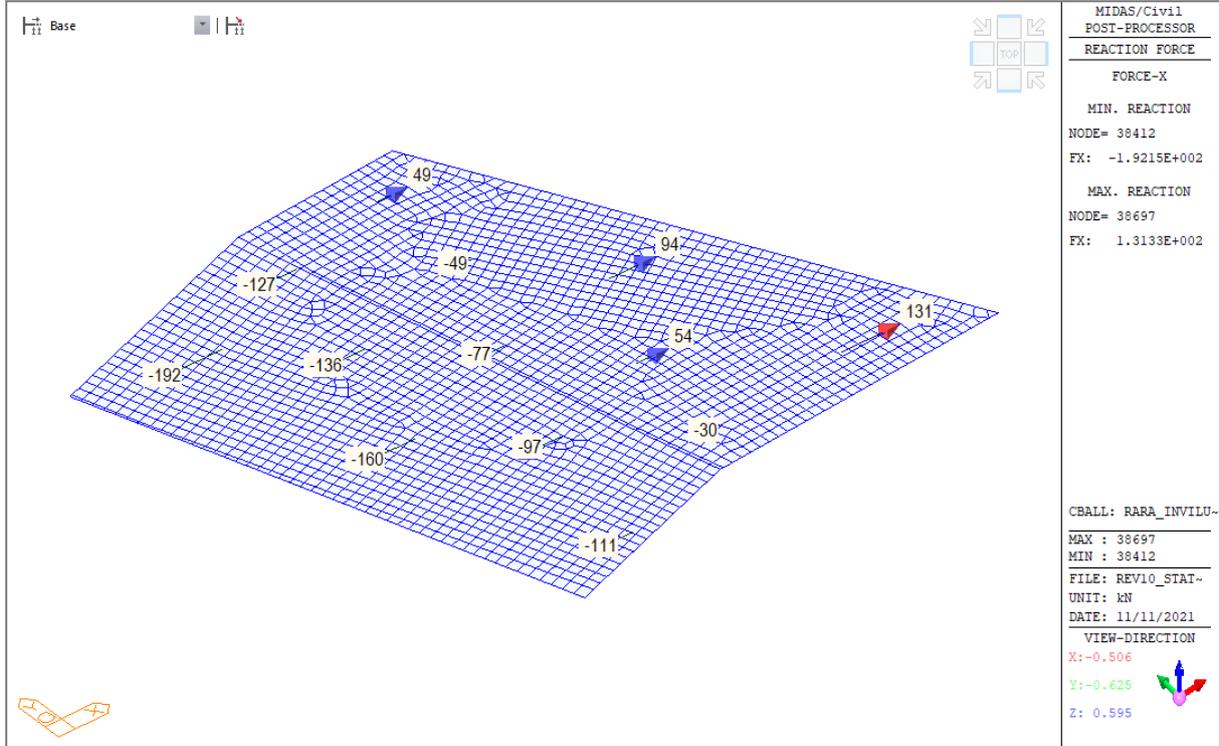
Combinazione sismica Ex – Taglio Longitudinale, direzione X



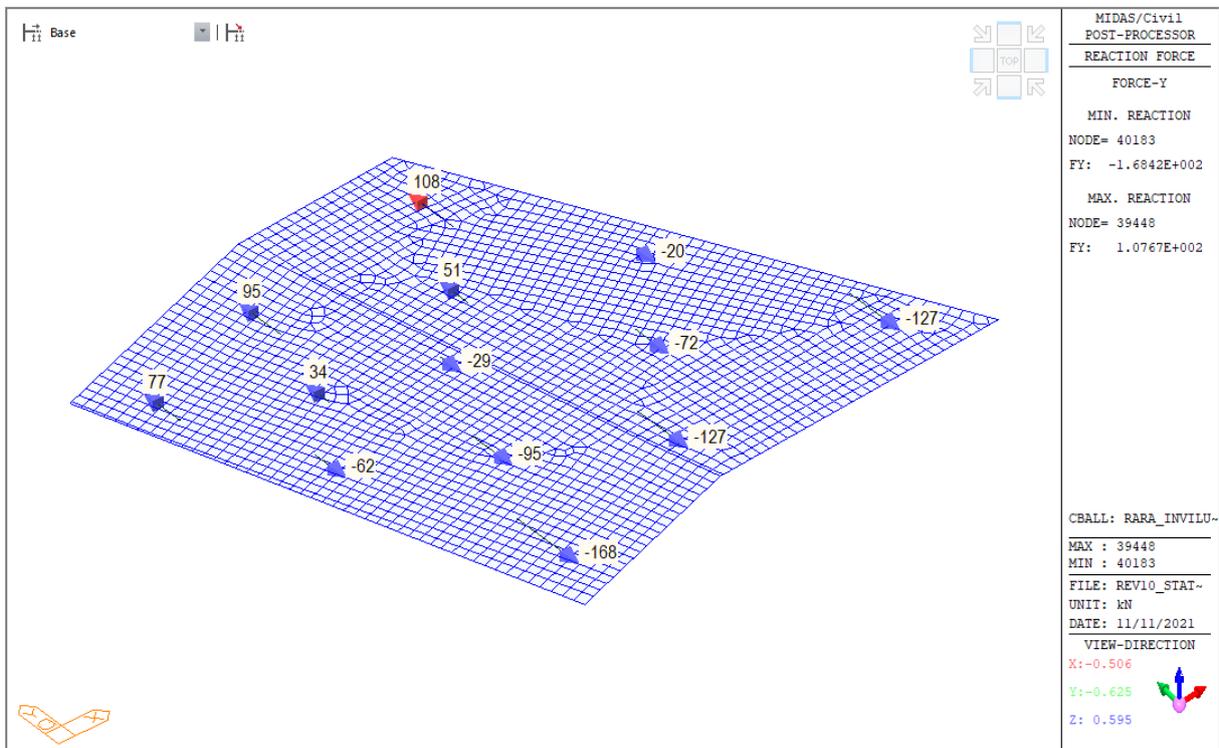
Combinazione sismica Ey – Taglio Trasversale, direzione Y



Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione X



Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione Y



### 9.12.1 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
37804	Ex	-880	40	1887	881	2114	2.4
38412	Ex	-1125	-32	431	1125	2700	
38426	Ex	-1073	34	2599	1074	2576	
38632	Ex	-924	-117	4101	932	2236	
38697	Ex	-813	-45	4019	814	1955	
39012	Ex	-977	38	2321	978	2347	
39383	Ex	-898	-32	2750	898	2156	
39448	Ex	-977	118	2168	984	2361	
39542	Ex	-1056	-37	1547	1057	2536	
39598	Ex	-991	-116	2018	998	2395	
39870	Ex	-1066	-117	879	1072	2573	
39876	Ex	-989	-37	2097	989	2375	
40183	Ex	-1001	-202	2195	1021	2450	
37804	Ey	-482	859	1387	985	2364	
38412	Ey	-717	808	-455	1080	2593	
38426	Ey	-664	859	787	1085	2605	
38632	Ey	-571	701	5063	904	2169	
38697	Ey	-458	783	5108	907	2177	
39012	Ey	-570	855	1471	1027	2466	
39383	Ey	-518	785	2903	941	2258	
39448	Ey	-567	934	407	1092	2621	
39542	Ey	-653	790	1253	1025	2459	
39598	Ey	-620	705	2772	939	2254	
39870	Ey	-680	715	1195	987	2368	
39876	Ey	-594	781	1797	981	2355	
40183	Ey	-666	623	4867	912	2189	
37804	Ez	-284	204	1558	350	839	
38412	Ez	-518	172	1061	546	1310	

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
38426	Ez	-462	218	1897	511	1226	
38632	Ez	-322	43	3295	325	779	
38697	Ez	-210	117	3361	241	577	
39012	Ez	-373	200	1795	423	1016	
39383	Ez	-290	137	2283	320	769	
39448	Ez	-364	290	1571	465	1117	
39542	Ez	-456	151	1532	480	1152	
39598	Ez	-386	62	2021	391	939	
39870	Ez	-476	78	1266	483	1159	
39876	Ez	-394	134	1721	417	1000	
40183	Ez	-401	-17	2703	402	964	
37804	SLU_inviluppo(all)	110	-26	2675	113	272	
38412	SLU_inviluppo(all)	-244	94	4297	261	628	
38426	SLU_inviluppo(all)	-167	116	3708	203	488	
38632	SLU_inviluppo(all)	-45	-155	3956	162	388	
38697	SLU_inviluppo(all)	156	-154	4804	219	525	
39012	SLU_inviluppo(all)	-71	64	3002	95	229	
39383	SLU_inviluppo(all)	62	-88	3278	108	259	
39448	SLU_inviluppo(all)	55	131	3290	142	342	
39542	SLU_inviluppo(all)	-175	59	3054	185	443	
39598	SLU_inviluppo(all)	-126	-118	3105	173	415	
39870	SLU_inviluppo(all)	-203	-80	3210	218	523	
39876	SLU_inviluppo(all)	-104	47	2644	114	275	
40183	SLU_inviluppo(all)	-142	-207	4182	251	602	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 1125 kN.

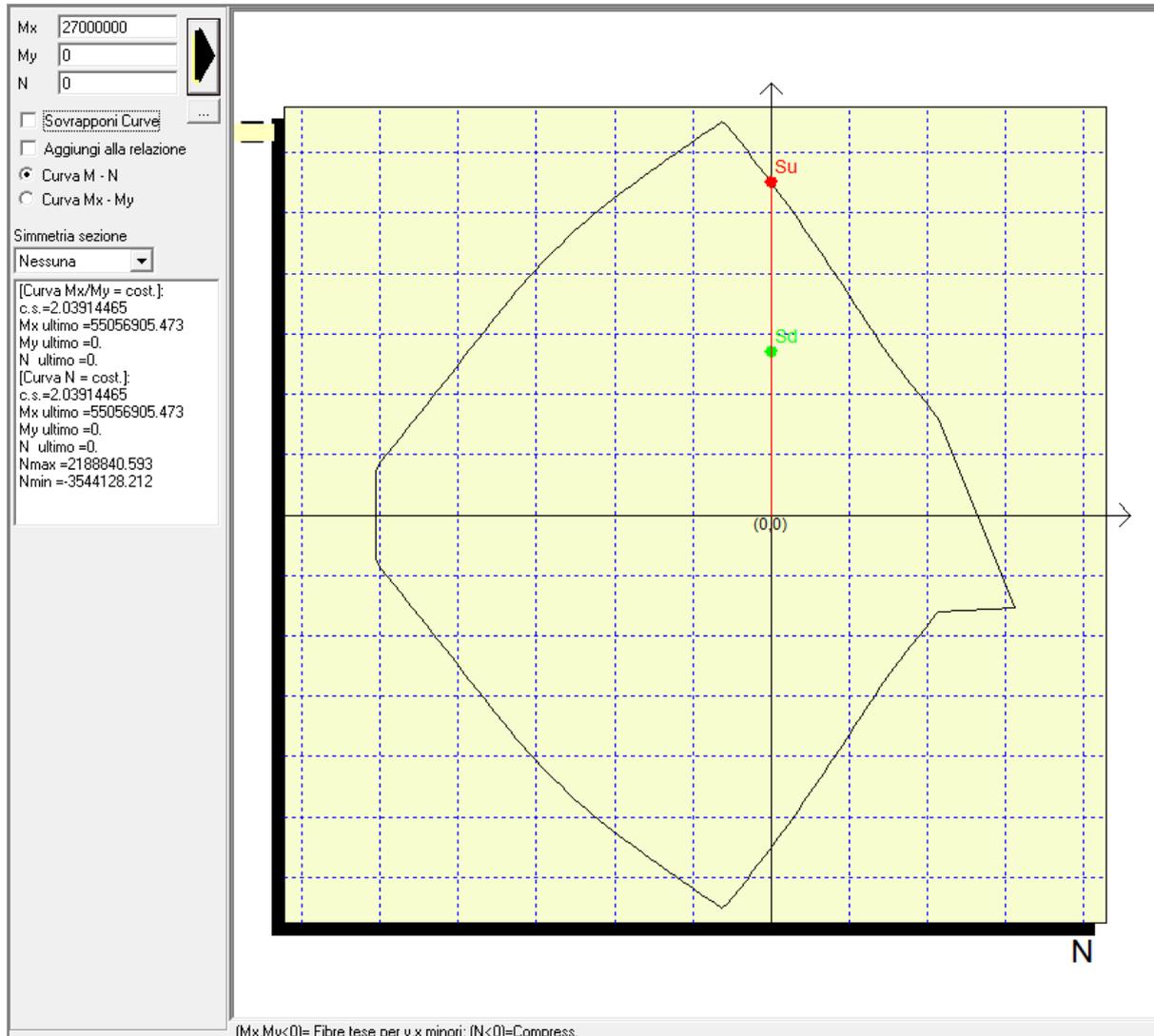
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

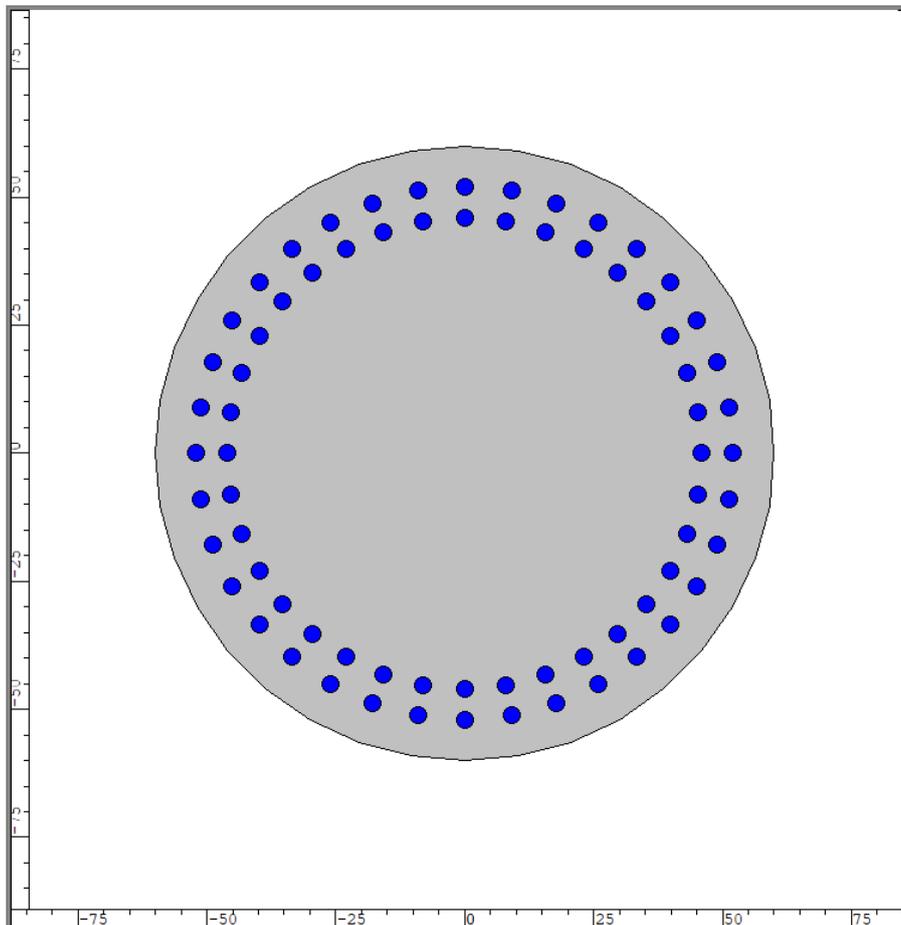
Pertanto il massimo momento flettente è pari a 2700 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

Nel seguito vengono riportate le verifiche strutturali dei pali di fondazione.

Verifica a flessione

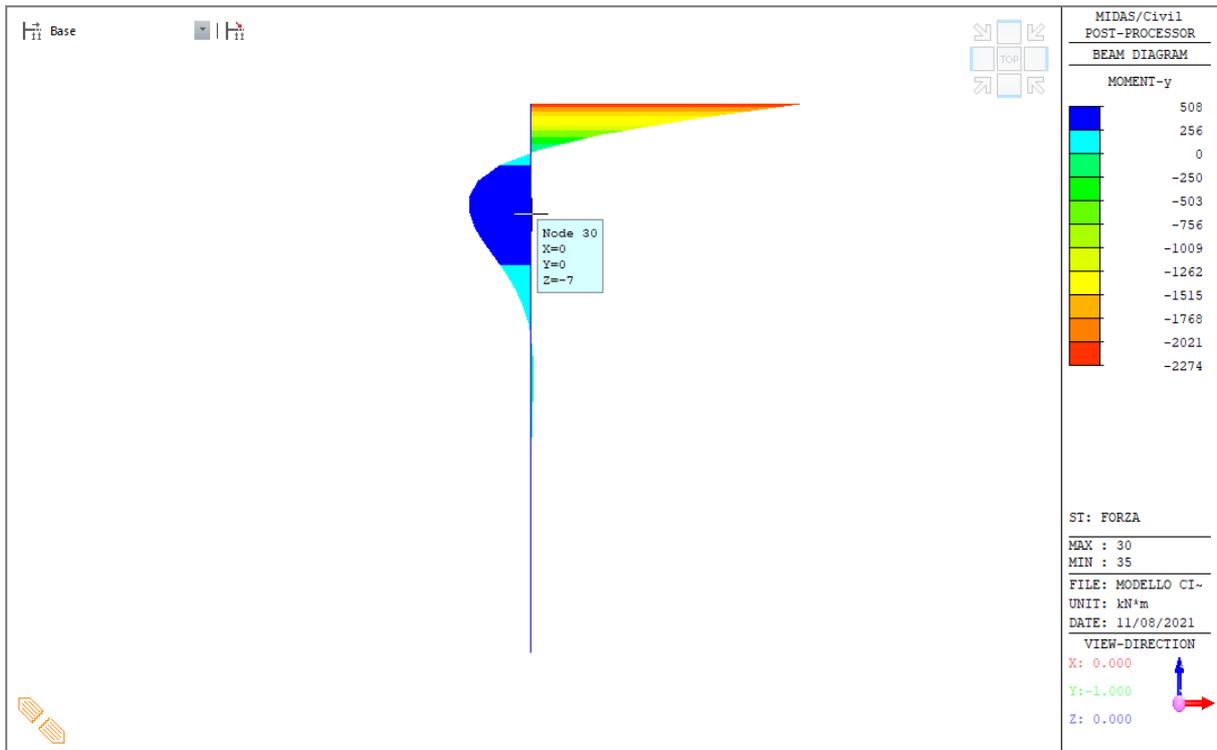




Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2700	36+36 $\phi$ 32	5500	2.04

Nel seguente diagramma si riporta il valore del momento flettente dovuto ad una forza in testa al palo pari a 1'000 kN. Si può notare che il momento sollecitante, alla quota di circa 7 m da testa palo, assume valori pari a circa il 25% del valore in testa al palo.

Considerando che la doppia gabbia si interrompe a circa 10m da testa palo le verifiche sono soddisfatte lungo tutto il fusto.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

## Verifica a taglio

### Geometria Sezione

<b>D=</b>	<b>1.20</b>	m	Diametro Sezione
<b>H=</b>	0.98	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	1.20	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	1.18	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	1.39	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	0.49	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.13	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.27	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.19	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

### Armatura Trasversale

<b>φ<sub>s</sub>=</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.00</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00031	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.15</b>	m	Interasse dell' armatura trasversale

### Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

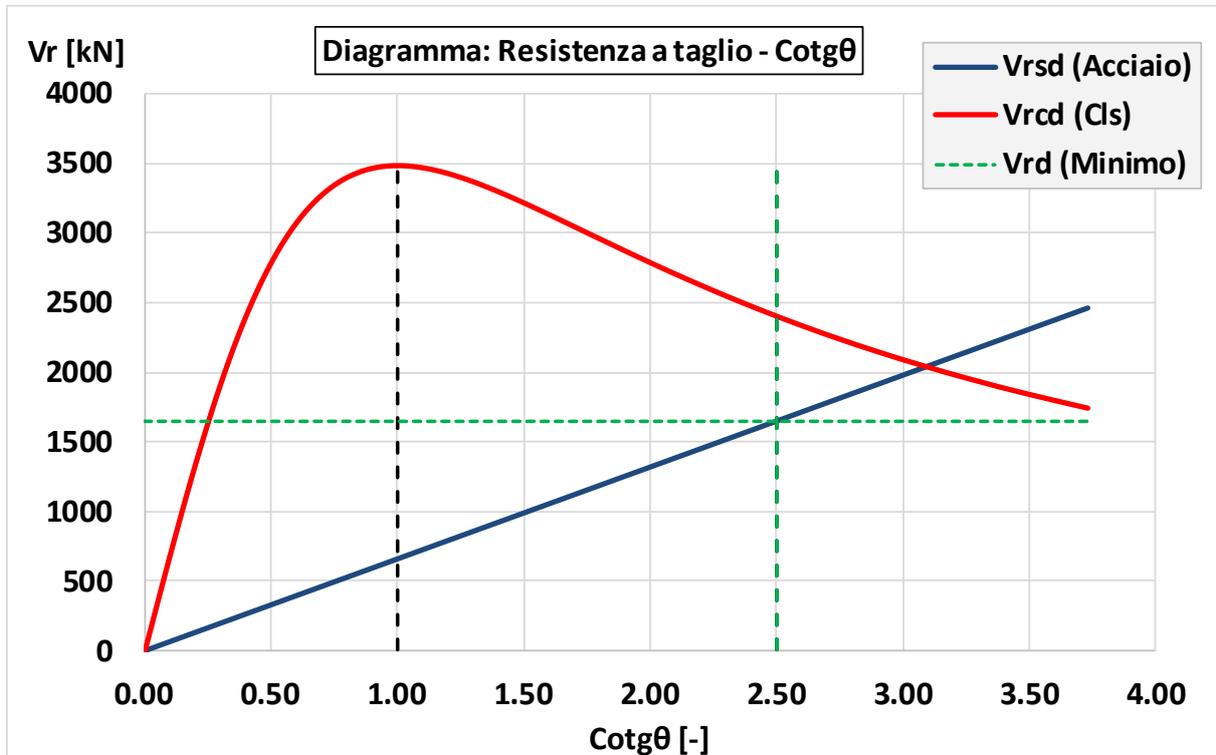
<b>α=</b>	<b>90</b>	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
<b>θ=</b>	<b>21.8</b>	°	Inclinazione del puntone compresso [45° ≤ α ≤ 90°]

### Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

<b>V<sub>Rd,s</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	Resistenza a taglio della sola armatura
--------------------------	-------------	----	---

### Verifica della Biella di Calcestruzzo

<b>V<sub>Rd,max</sub>=</b>	<b>2598</b>	kN	Resistenza a taglio della sola biella
<b>V<sub>Rd</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	<b>TAGLIO RESISTENTE</b>



Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kN]	[-]	[kNm]	[-]
1125	$\phi 14-2 \text{ br./}0.15 \text{ m}$	1648	1.46

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA <b>IA4K</b>	LOTTO <b>42 D78</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>NW08 00006</b>	REV. <b>A</b>

### 9.12.2 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio composto X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
37804	Rara_inviluppo(all)	94	-20	1963	96	230	2.4
38412	Rara_inviluppo(all)	-192	77	3121	207	497	
38426	Rara_inviluppo(all)	-127	95	2726	159	382	
38632	Rara_inviluppo(all)	-30	-127	2887	131	314	
38697	Rara_inviluppo(all)	131	-127	3487	183	438	
39012	Rara_inviluppo(all)	-49	51	2212	70	169	
39383	Rara_inviluppo(all)	54	-72	2393	90	215	
39448	Rara_inviluppo(all)	49	108	2442	118	283	
39542	Rara_inviluppo(all)	-136	34	2259	140	335	
39598	Rara_inviluppo(all)	-97	-95	2289	136	326	
39870	Rara_inviluppo(all)	-160	-62	2319	172	412	
39876	Rara_inviluppo(all)	-77	-29	1942	83	198	
40183	Rara_inviluppo(all)	-111	-168	3047	202	485	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 207 kN.

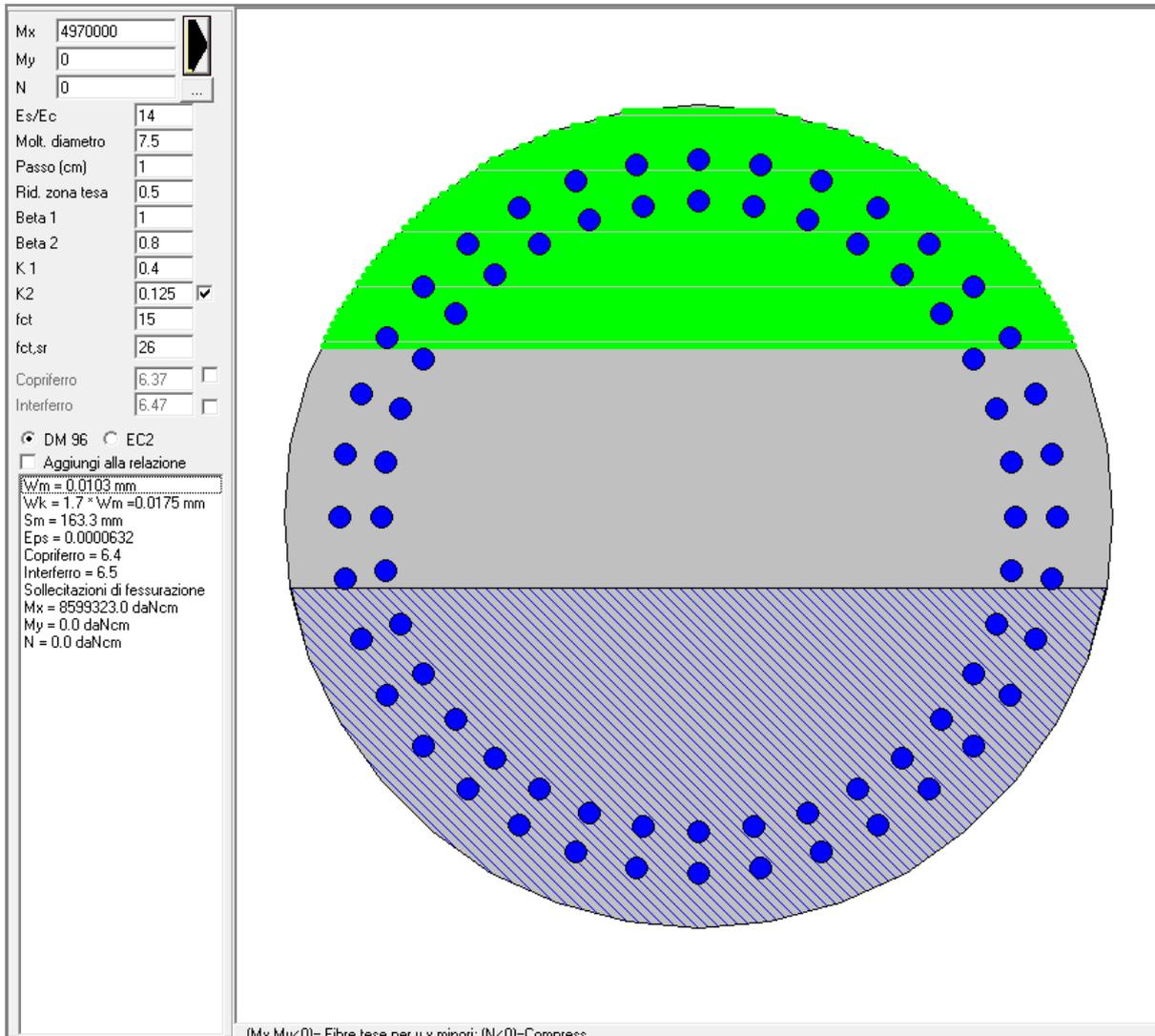
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

Pertanto il massimo momento flettente è pari a 497 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

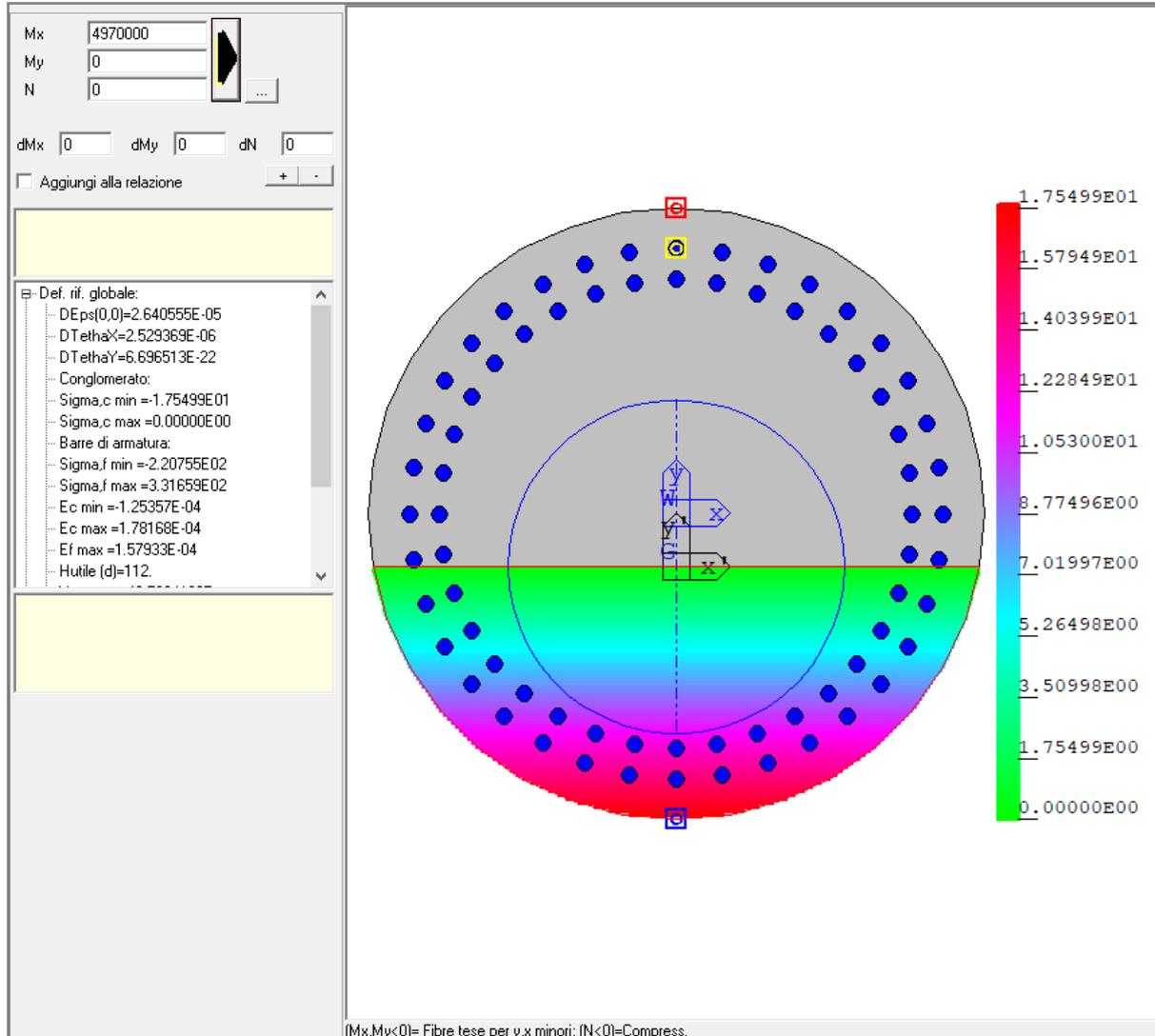
Nel seguito vengono riportate le verifiche a fessurazione e tensionali dei pali di fondazione.

Verifica a fessurazione



Verifica a fessurazione		
M <sub>Ed</sub>	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
497	36+36φ32	0.02

### Verifica tensionale



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
497	36+36 $\phi$ 32	2	33

### 9.12.3 Verifica carico limite verticale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite verticale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo. La resistenza del singolo palo viene ricavata dalla curva di capacità riportata nel seguito di cui per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica. Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottata la formulazione proposta da Converse e Labarre per terreni coesivi:

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N$  = numero di pali del gruppo  
 $E$  = efficienza  
 $Q_{Lim}$  = carico limite singolo palo

Per terreni incoerenti

$$E = 1$$

Per terreni coesivi

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \quad mn}$$

Terreni Coesivi - Valutazione coefficiente di gruppo E

Diametro	Interasse	n pali per fila	n di file	Efficienza
D	i	n	m	E
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1.2	3.6	2.6	5	0.71

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria degli sforzi normali per la combinazione più gravosa SLU:

Verifica carico limite verticale gruppo di pali					
$Q_{LIM}$ singolo palo	N numero pali	E efficienza	$Q_{GLIM}$ gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
6'263	13	0.71	57'807	45'204	1.28

La verifica risulta soddisfatta.

Nel seguito si riporta il calcolo della curva di portanza del singolo palo.

### **Portanza pali A1+M1+R3**

#### **1 verticale di indagine $\xi = 1.70$**

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 3.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$C_u$  variabile lin. da 75.0 a 75.0 kPa

Strato 2 "FYR2 " (Incoerente) da 3.00 a 6.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$\beta$  variabile lin. da .32 a .32

$$Q_b = 12.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

Strato 3 "FYR2 " (Incoerente) da 6.00 a 40.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$\beta$  variabile lin. da .40 a .40

$$Q_b = 17.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

## Capacità portante pali D1200 mm

LINEA FS NAPOLI BARI LECCE TARANTO - NV08

Capacità portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	477.	0.	477.	207.
.50	21.	422.	4.	439.	190.
1.00	45.	366.	8.	404.	175.
1.50	64.	434.	11.	487.	210.
2.00	85.	502.	15.	572.	247.
2.50	109.	570.	19.	660.	284.
3.00	136.	638.	23.	751.	324.
3.50	166.	706.	27.	845.	365.
4.00	200.	774.	31.	943.	408.
4.50	244.	916.	34.	1125.	488.
5.00	292.	1058.	38.	1312.	571.
5.50	345.	1200.	42.	1503.	656.
6.00	401.	1342.	46.	1697.	742.
6.50	461.	1484.	50.	1896.	831.
7.00	524.	1627.	53.	2098.	921.
7.50	592.	1769.	57.	2303.	1014.
8.00	663.	1865.	61.	2467.	1088.
8.50	738.	1961.	65.	2634.	1164.
9.00	817.	2057.	69.	2805.	1243.
9.50	899.	2153.	73.	2980.	1323.
10.00	986.	2250.	76.	3159.	1405.
10.50	1076.	2346.	80.	3341.	1489.
11.00	1170.	2442.	84.	3528.	1574.
11.50	1267.	2538.	88.	3718.	1662.
12.00	1369.	2634.	92.	3911.	1752.
12.50	1474.	2730.	95.	4109.	1844.
13.00	1583.	2826.	99.	4310.	1937.
13.50	1696.	2922.	103.	4515.	2033.
14.00	1812.	3019.	107.	4724.	2130.
14.50	1932.	3115.	111.	4936.	2229.
15.00	2056.	3211.	115.	5153.	2331.
15.50	2184.	3307.	118.	5373.	2434.
16.00	2316.	3403.	122.	5597.	2539.
16.50	2451.	3499.	126.	5824.	2646.
17.00	2590.	3595.	130.	6056.	2755.
17.50	2733.	3691.	134.	6291.	2866.
18.00	2880.	3788.	137.	6530.	2979.
18.50	3030.	3884.	141.	6773.	3093.

19.00	3184.	3980.	145.	7019.	3210.
19.50	3342.	4076.	149.	7270.	3329.
20.00	3504.	4172.	153.	7524.	3449.
20.50	3670.	4268.	156.	7781.	3572.
21.00	3839.	4364.	160.	8043.	3696.
21.50	4012.	4461.	164.	8308.	3822.
22.00	4189.	4557.	168.	8577.	3950.
22.50	4369.	4653.	172.	8850.	4080.
23.00	4554.	4749.	176.	9127.	4212.
23.50	4742.	4845.	179.	9407.	4346.
24.00	4934.	4941.	183.	9692.	4482.
24.50	5129.	5037.	187.	9980.	4620.
25.00	5329.	5133.	191.	10271.	4760.
25.50	5532.	5230.	195.	10567.	4902.
26.00	5739.	5326.	198.	10866.	5045.
26.50	5950.	5422.	202.	11169.	5191.
27.00	6164.	5518.	206.	11476.	5338.
27.50	6382.	5614.	210.	11787.	5487.
28.00	6604.	5710.	214.	12101.	5639.
28.50	6830.	5806.	218.	12419.	5792.
29.00	7060.	5903.	221.	12741.	5947.
29.50	7293.	5999.	225.	13067.	6104.
30.00	7530.	6095.	229.	13396.	6263.
30.50	7771.	6191.	233.	13729.	6424.
31.00	8016.	6287.	237.	14066.	6587.
31.50	8264.	6383.	240.	14407.	6751.
32.00	8517.	6479.	244.	14752.	6918.
32.50	8773.	6575.	248.	15100.	7087.
33.00	9032.	6672.	252.	15452.	7257.
33.50	9296.	6768.	256.	15808.	7430.
34.00	9563.	6786.	260.	16089.	7570.
34.50	9834.	6786.	263.	16357.	7704.
35.00	10109.	6786.	267.	16628.	7841.
35.50	10388.	6786.	271.	16902.	7979.
36.00	10670.	6786.	275.	17181.	8119.
36.50	10952.	6786.	279.	17460.	8260.
37.00	11235.	6786.	282.	17738.	8400.
37.50	11518.	6786.	286.	18017.	8541.
38.00	11801.	6786.	290.	18296.	8681.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

#### 9.12.4 Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite orizzontale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo.

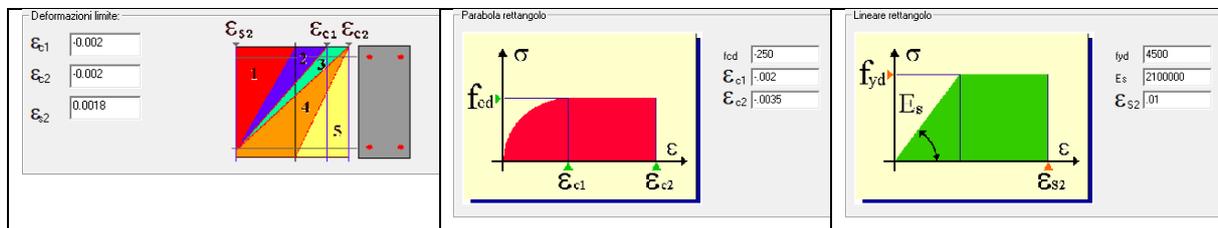
Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottato un coefficiente di efficienza pari a  $E = 0.8$

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N =$  numero di pali del gruppo  
 $E =$  efficienza  
 $Q_{Lim} =$  carico limite singolo palo

Il carico limite orizzontale del singolo palo viene calcolato adottando la formulazione di broms e valutando la resistenza flessionale strutturale del singolo palo con i seguenti criteri:

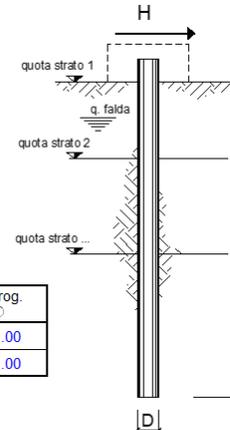
- viene adottato lo sforzo normale medio della palificata
- vengono limitate le deformazioni dei materiali per la combinazione sismica come specificato nei criteri di verifica
- vengono adottati i valori caratteristici delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio



Si procede quindi al calcolo del carico limite orizzontale:

opera **NW08**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_e$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_T$
			$\gamma_s$	$\gamma_c$			
SLV	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	LA	0.00	19	10	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	FYR2	3.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -6 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 30.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  6400.00 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	3286.4 (kN)		3286.4 (kN)	
Palo intermedio	17205.8 (kN)		17205.8 (kN)	
Palo corto	58669.9 (kN)		58669.9 (kN)	

$H_{med}$  3286.4 (kN) Palo lungo  $H_{min}$  3286.4 (kN) Palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$  1933.17 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$  1487.05 (kN)

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria dei tagli la combinazione più gravosa SLV:

Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali					
$Q_{LIM}$ singolo palo	N numero pali	E efficienza	$Q_{GLIM}$ gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1'487	13	0.80	15'465	12'866	1.20

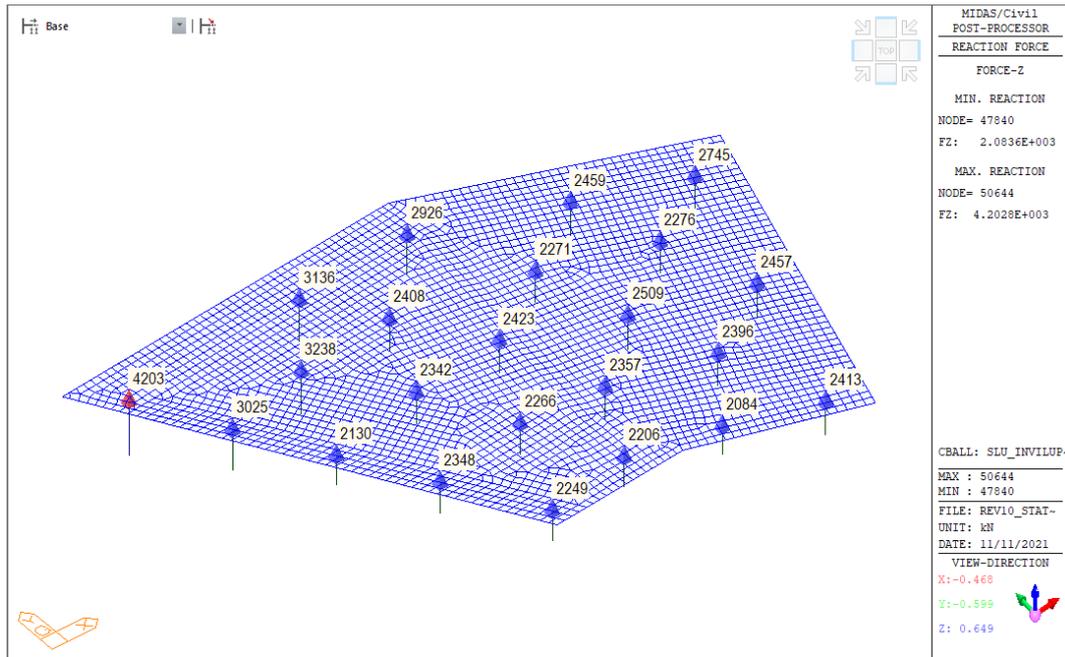
La verifica risulta soddisfatta.

### 9.13 RISULTATI E VERIFICHE PALI DEL PLINTO F

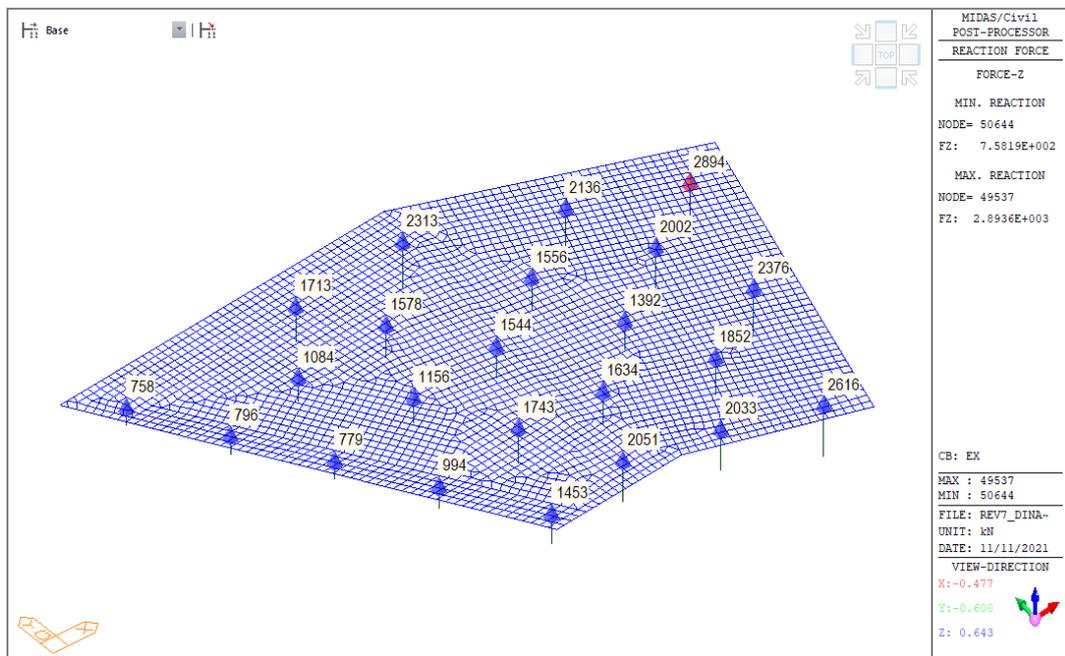
Nel seguito vengono illustrati i principali risultati e le verifiche strutturali e geotecniche.

Si riportano gli sforzi normali massimi agenti sui pali di fondazione:

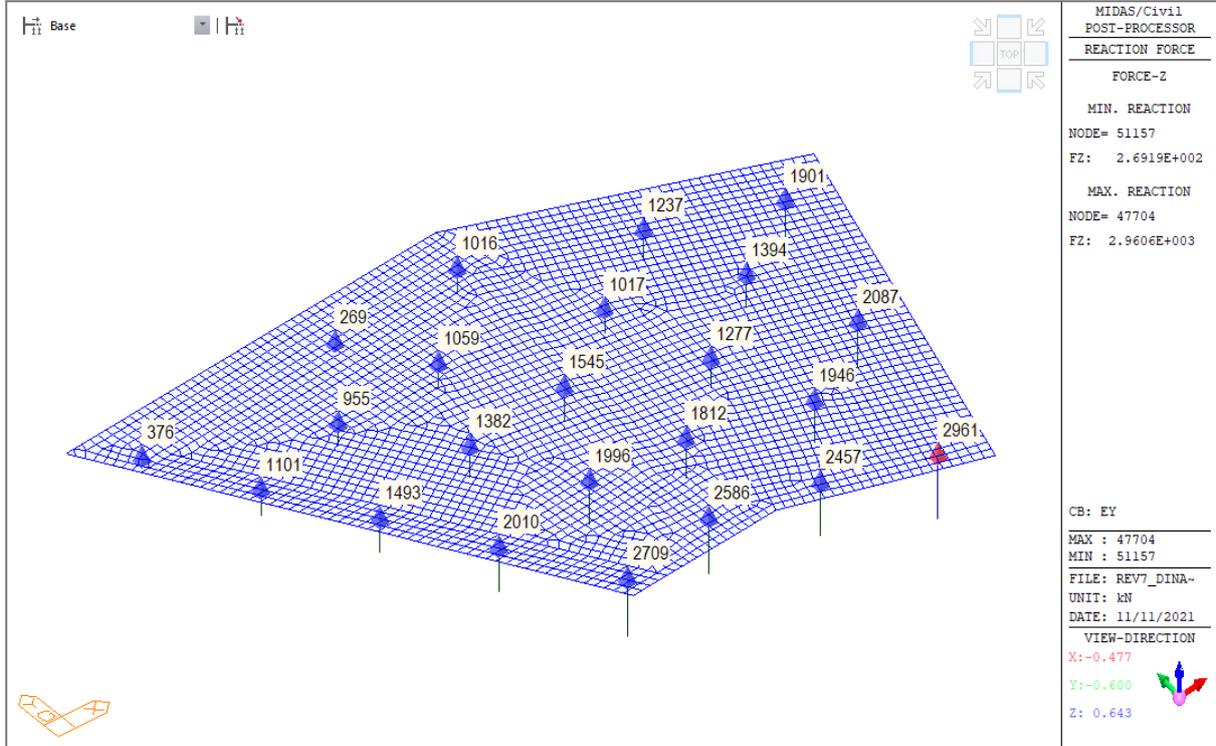
#### Inviluppo combinazioni SLU



#### Combinazione sismica Ex (Longitudinale):

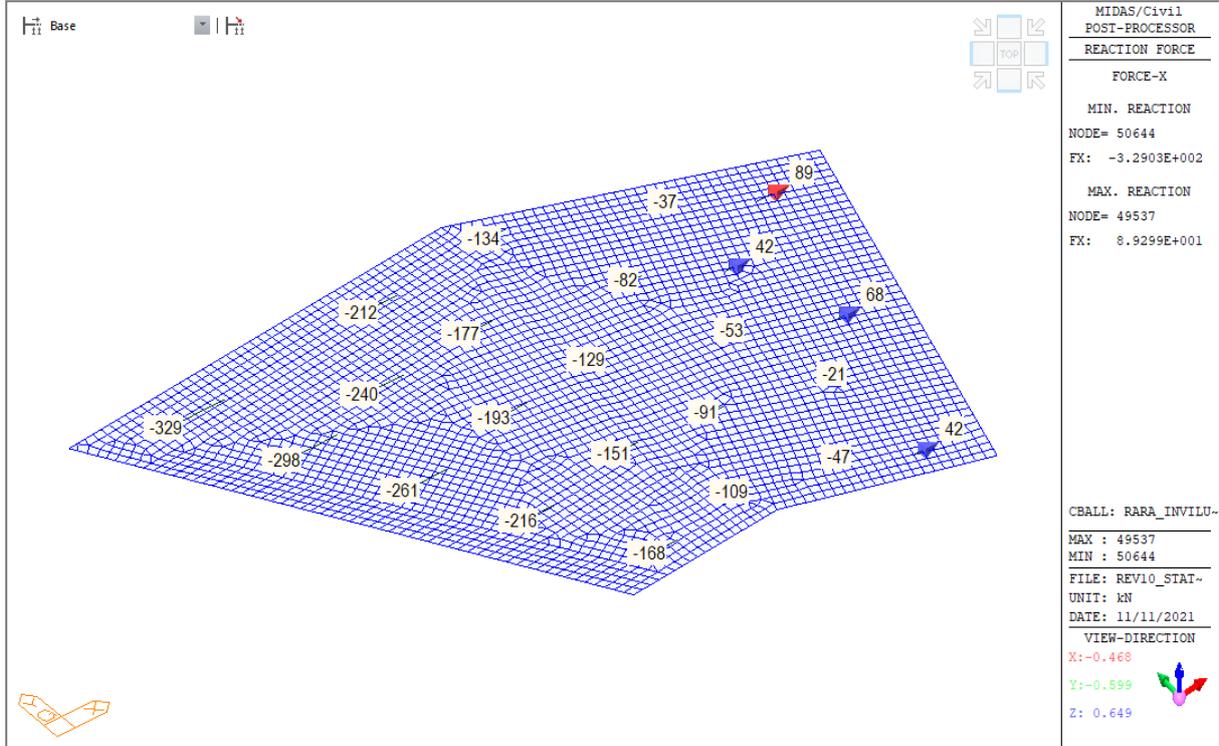


Combinazione sismica Ey (Trasversale):

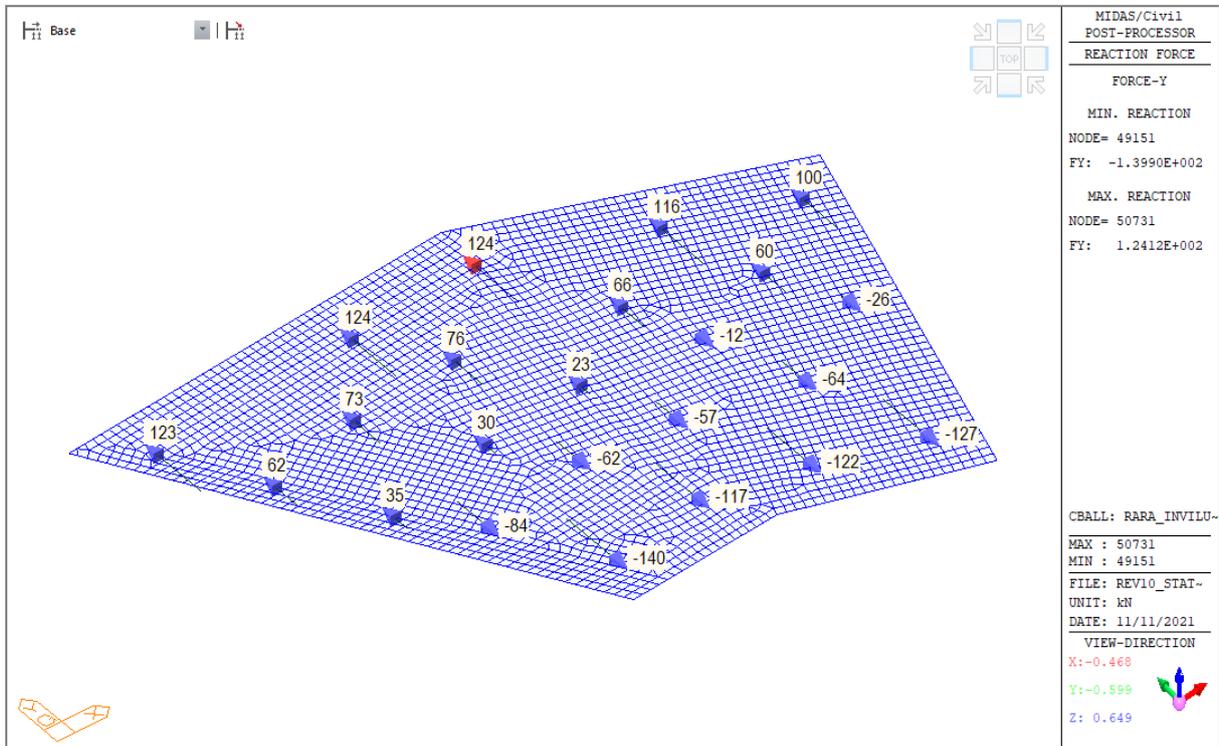




**Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione X**



**Combinazione Rara – Taglio Longitudinale, direzione Y**



### 9.13.1 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLU/SLV

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
47533	Ex	-1019	9	1016	1019	2445	2.4
47545	Ex	-1069	51	823	1071	2569	
47557	Ex	-1074	99	908	1079	2589	
47704	Ex	-798	280	2914	846	2030	
47840	Ex	-859	206	2072	884	2121	
48260	Ex	-905	295	1325	952	2284	
48521	Ex	-960	163	1385	973	2336	
48550	Ex	-1019	137	1060	1028	2467	
48638	Ex	-955	50	1590	957	2296	
49089	Ex	-1016	96	1041	1020	2448	
49151	Ex	-976	-35	1442	977	2345	
49293	Ex	-781	46	2722	783	1878	
49537	Ex	-757	149	3224	772	1852	
49974	Ex	-866	369	1400	942	2260	
49983	Ex	-864	333	1342	926	2221	
50000	Ex	-829	309	1962	885	2124	
50018	Ex	-793	453	2141	913	2192	
50330	Ex	-896	245	1490	929	2230	
50644	Ex	-1103	148	947	1113	2672	
50707	Ex	-918	175	1943	934	2243	
50731	Ex	-931	398	2026	1012	2429	
50898	Ex	-835	483	2136	964	2314	
51157	Ex	-1004	204	1585	1025	2460	
47533	Ey	-746	533	2032	916	2199	
47545	Ey	-678	638	1537	931	2235	
47557	Ey	-472	757	1214	892	2140	
47704	Ey	-730	577	3259	931	2234	
47840	Ey	-740	486	2496	886	2126	

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
48260	Ey	-370	584	1326	691	1659	
48521	Ey	-301	596	866	668	1604	
48550	Ey	-375	666	931	765	1835	
48638	Ey	-650	481	1843	809	1942	
49089	Ey	-613	560	1267	830	1992	
49151	Ey	-856	432	2698	959	2301	
49293	Ey	-443	-542	2433	700	1681	
49537	Ey	-122	-502	2231	517	1240	
49974	Ey	-256	649	861	698	1675	
49983	Ey	-479	615	1226	780	1872	
50000	Ey	-576	597	2055	830	1992	
50018	Ey	-236	756	1532	792	1901	
50330	Ey	-602	528	1668	801	1922	
50644	Ey	-354	877	566	945	2269	
50707	Ey	-766	466	2477	897	2152	
50731	Ey	-131	683	729	695	1668	
50898	Ey	-131	776	1237	787	1889	
51157	Ey	-224	671	142	708	1699	
47533	Ez	-436	42	1310	438	1050	
47545	Ez	-454	104	1039	466	1118	
47557	Ez	-422	173	1211	457	1096	
47704	Ez	-258	98	2542	276	662	
47840	Ez	-308	62	2007	314	754	
48260	Ez	-272	170	1256	321	771	
48521	Ez	-291	167	1294	336	806	
48550	Ez	-355	171	1194	394	946	
48638	Ez	-364	54	1492	368	882	
49089	Ez	-389	110	1135	404	970	
49151	Ez	-426	-20	1652	427	1024	

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
49293	Ez	-177	-149	2151	232	556	
49537	Ez	-93	-66	2541	114	274	
49974	Ez	-210	224	1189	307	736	
49983	Ez	-248	179	1059	306	734	
50000	Ez	-247	143	1770	286	686	
50018	Ez	-151	261	1782	301	723	
50330	Ez	-306	114	1336	327	785	
50644	Ez	-411	244	1476	479	1149	
50707	Ez	-360	52	1760	364	873	
50731	Ez	-249	269	1762	367	880	
50898	Ez	-177	304	1909	352	844	
51157	Ez	-329	218	1334	394	947	
47533	SLU_inviluppo(max)	193	-12	2318	194	465	
47545	SLU_inviluppo(max)	216	-6	2071	216	520	
47557	SLU_inviluppo(max)	217	15	2873	217	522	
47704	SLU_inviluppo(max)	230	-120	2011	260	623	
47840	SLU_inviluppo(max)	184	-79	2031	200	480	
48260	SLU_inviluppo(max)	231	-41	2719	235	564	
48521	SLU_inviluppo(max)	243	21	2669	244	587	
48550	SLU_inviluppo(max)	226	24	3271	228	546	
48638	SLU_inviluppo(max)	203	-38	2473	206	495	
49089	SLU_inviluppo(max)	224	-22	2497	225	540	
49151	SLU_inviluppo(max)	170	-25	2264	172	412	
49293	SLU_inviluppo(max)	272	-77	1990	283	679	
49537	SLU_inviluppo(max)	302	38	2299	304	730	
49974	SLU_inviluppo(max)	246	3	2483	246	591	
49983	SLU_inviluppo(max)	227	-64	2577	236	567	
50000	SLU_inviluppo(max)	209	-95	2248	230	551	
50018	SLU_inviluppo(max)	253	-9	2089	254	609	

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio combinato X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
50330	SLU_inviluppo(max)	204	-65	2551	214	514	
50644	SLU_inviluppo(max)	206	92	3947	226	541	
50707	SLU_inviluppo(max)	179	-55	2352	187	449	
50731	SLU_inviluppo(max)	266	74	3313	277	664	
50898	SLU_inviluppo(max)	266	60	2459	273	654	
51157	SLU_inviluppo(max)	244	81	3308	258	618	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 1113 kN.

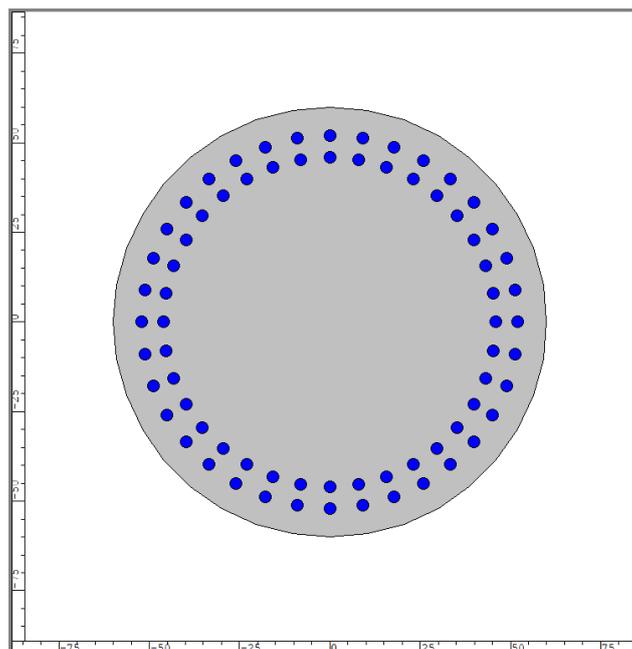
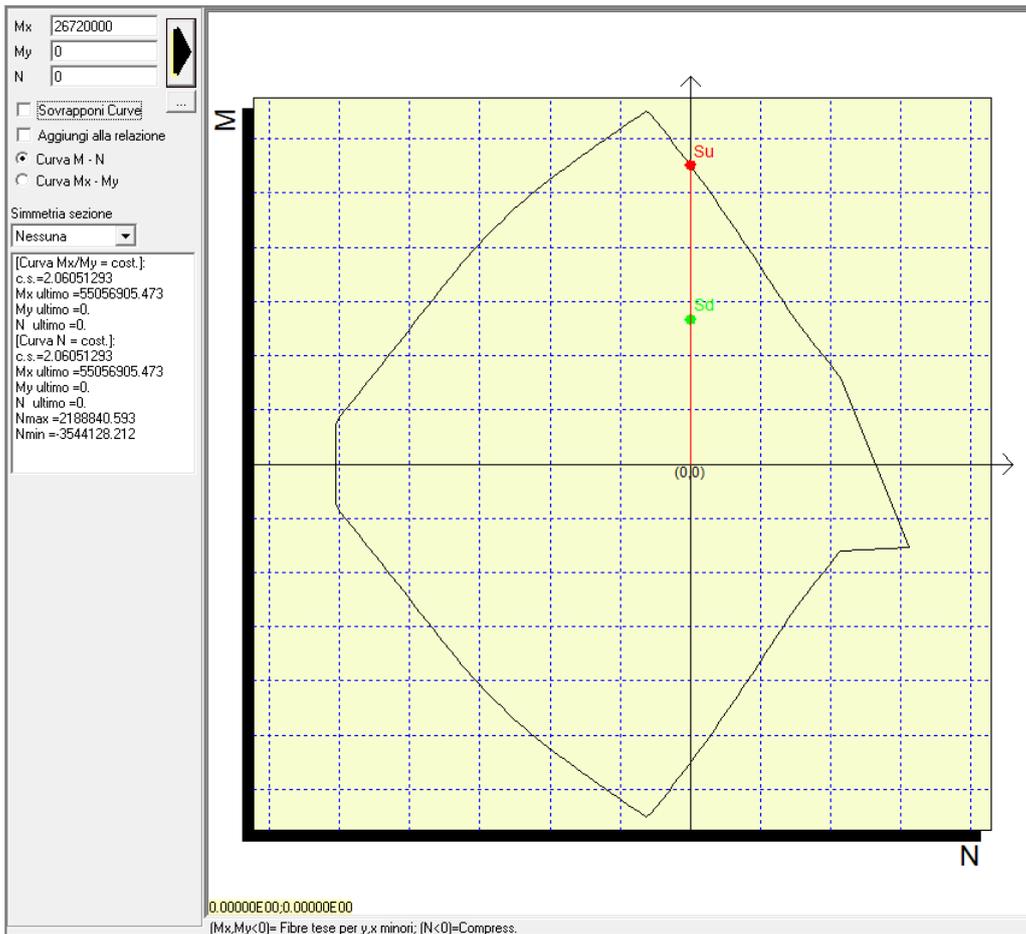
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

Pertanto il massimo momento flettente è pari a 2672 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

Nel seguito vengono riportate le verifiche strutturali dei pali di fondazione.

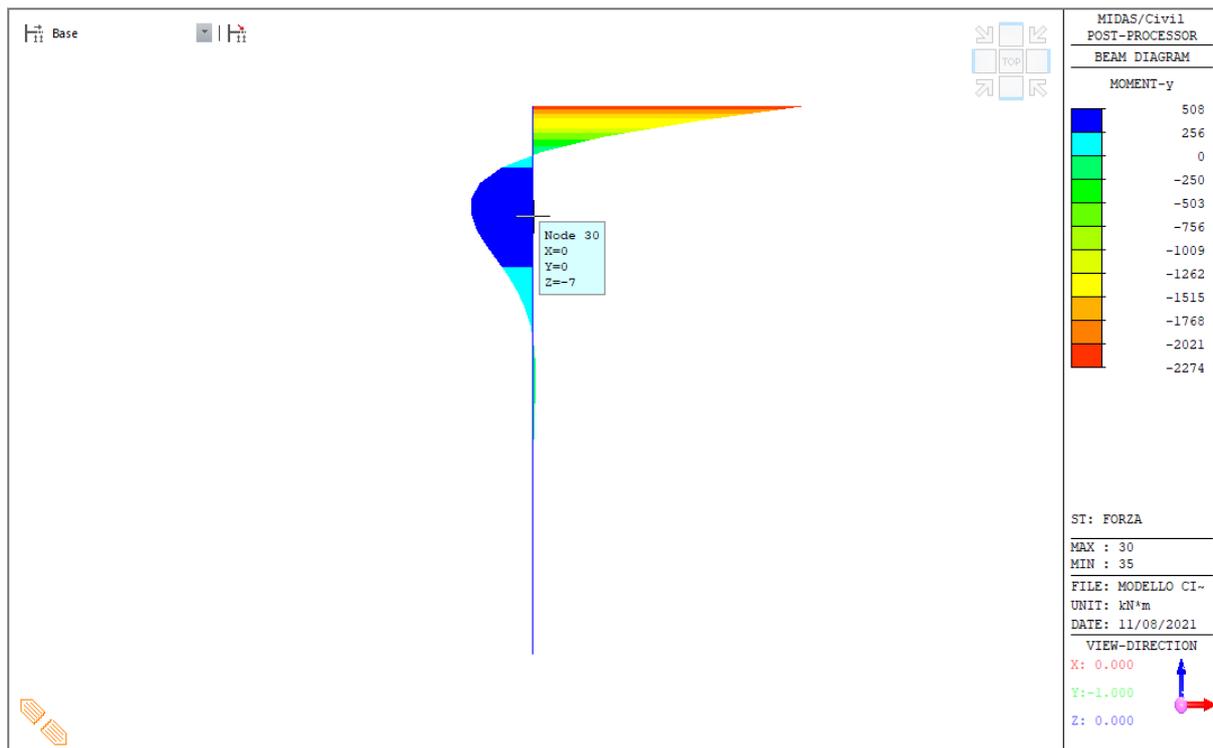
#### Verifica a flessione



Verifica a flessione			
$M_{Ed}$	Armatura	$M_{Rd}$	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
2672	36+36 $\phi$ 32	5500	2.06

Nel seguente diagramma si riporta il valore del momento flettente dovuto ad una forza in testa al palo pari a 1'000 kN. Si può notare che il momento sollecitante, alla quota di circa 7 m da testa palo, assume valori pari a circa il 25% del valore in testa al palo.

Considerando che la doppia gabbia si interrompe a circa 10m da testa palo le verifiche sono soddisfatte lungo tutto il fusto.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA FOGGIA-POTENZA</b> <b>INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.</b>					
	<b>NW08 - Viadotto ad archi</b> <b>Relazione di calcolo fondazioni</b>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42 D78	CODIFICA CL	DOCUMENTO NW08 00006	REV. A

### Verifica a taglio

#### Geometria Sezione

<b>D=</b>	<b>1.20</b>	m	Diametro Sezione
<b>H=</b>	0.98	m	Altezza della Sezione
<b>B=</b>	1.20	m	Larghezza della Sezione
<b>A<sub>c</sub>=</b>	1.18	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (non omogeneizzata)
<b>n=</b>	<b>15</b>		Coefficiente di omogeneizzazione
<b>A<sub>id</sub>=</b>	1.39	m <sup>2</sup>	Area della Sezione (omogeneizzata)
<b>x<sub>g</sub>=</b>	0.49	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>I<sub>g</sub>=</b>	0.13	m <sup>4</sup>	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
<b>W<sub>sup</sub>=</b>	0.27	m <sup>3</sup>	
<b>e<sub>lim,cls</sub>=</b>	0.19	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
<b>e<sub>1-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
<b>e<sub>2-lim,acc</sub>=</b>	0.22	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

#### Armatura Trasversale

<b>φ<sub>s</sub>=</b>	<b>14</b>	mm	Diametro Staffe
<b>n<sub>b</sub>=</b>	<b>2.00</b>		Numero bracci
<b>A<sub>sw</sub>=</b>	0.00031	m <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale posta all'interasse s
<b>s=</b>	<b>0.15</b>	m	Interasse dell' armatura trasversale

#### Verifica per Elementi che richiedono Armatura a Taglio

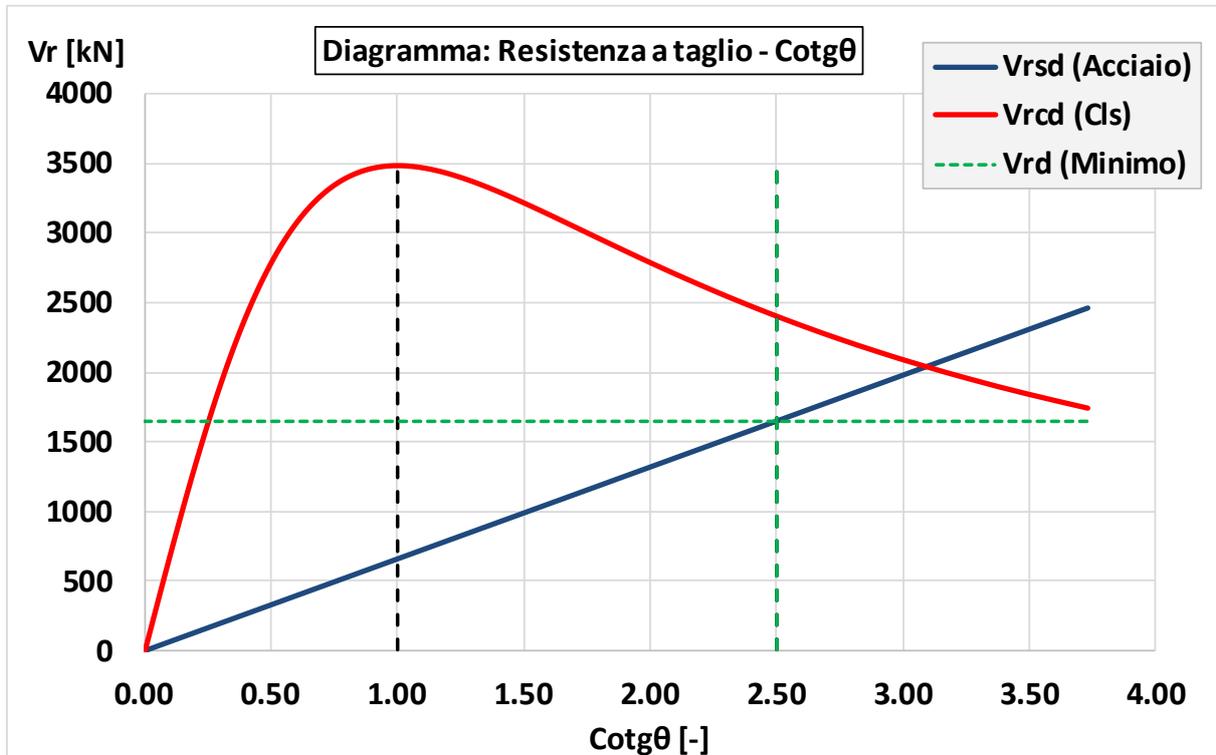
<b>α=</b>	<b>90</b>	°	Inclinazione delle staffe [45° ≤ α ≤ 90°]
<b>θ=</b>	<b>21.8</b>	°	Inclinazione del puntone compresso [45° ≤ α ≤ 90°]

#### Verifica dell'Armatura Trasversale d'Anima

<b>V<sub>Rd,s</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	Resistenza a taglio della sola armatura
--------------------------	-------------	----	---

#### Verifica della Biella di Calcestruzzo

<b>V<sub>Rd,max</sub>=</b>	<b>2598</b>	kN	Resistenza a taglio della sola biella
<b>V<sub>Rd</sub>=</b>	<b>1648</b>	kN	<b>TAGLIO RESISTENTE</b>



Verifica a taglio			
$V_{Ed}$	Armatura	$V_{Rd}$	FS
[kN]	[-]	[kNm]	[-]
1113	$\phi 14-2 \text{ br.}/0.15 \text{ m}$	1648	1.48

### 9.13.2 Verifica strutturale dei pali di fondazione - SLE

Si riportano le azioni in testa palo in forma tabellare:

Palo	Combinazione	Taglio X	Taglio Y	Sforzo Normale	Taglio composto X-Y	Momento MAX	$\alpha$
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	m
47533	Rara_inviluppo(all)	-216	-84	1699	232	557	2.4
47545	Rara_inviluppo(all)	-261	35	1535	264	633	
47557	Rara_inviluppo(all)	-298	62	2183	304	730	
47704	Rara_inviluppo(all)	42	-127	1825	134	321	
47840	Rara_inviluppo(all)	-47	-122	1544	131	313	
48260	Rara_inviluppo(all)	-129	23	1788	131	315	
48521	Rara_inviluppo(all)	-177	76	1770	192	462	
48550	Rara_inviluppo(all)	-240	73	2351	251	602	
48638	Rara_inviluppo(all)	-151	-62	1675	164	393	
49089	Rara_inviluppo(all)	-193	30	1713	196	469	
49151	Rara_inviluppo(all)	-168	-140	1685	218	524	
49293	Rara_inviluppo(all)	68	-26	1807	73	174	
49537	Rara_inviluppo(all)	89	100	2074	134	321	
49974	Rara_inviluppo(all)	-82	66	1688	106	254	
49983	Rara_inviluppo(all)	-53	-12	1829	54	130	
50000	Rara_inviluppo(all)	-21	-64	1753	67	161	
50018	Rara_inviluppo(all)	42	60	1682	73	176	
50330	Rara_inviluppo(all)	-91	-57	1736	108	259	
50644	Rara_inviluppo(all)	-329	123	3171	351	843	
50707	Rara_inviluppo(all)	-109	-117	1635	160	383	
50731	Rara_inviluppo(all)	-134	124	2184	183	438	
50898	Rara_inviluppo(all)	-37	116	1822	122	294	
51157	Rara_inviluppo(all)	-212	124	2322	245	589	

Lo sforzo di taglio massimo, combinato, in testa ai pali di fondazione è pari a circa 351 kN.

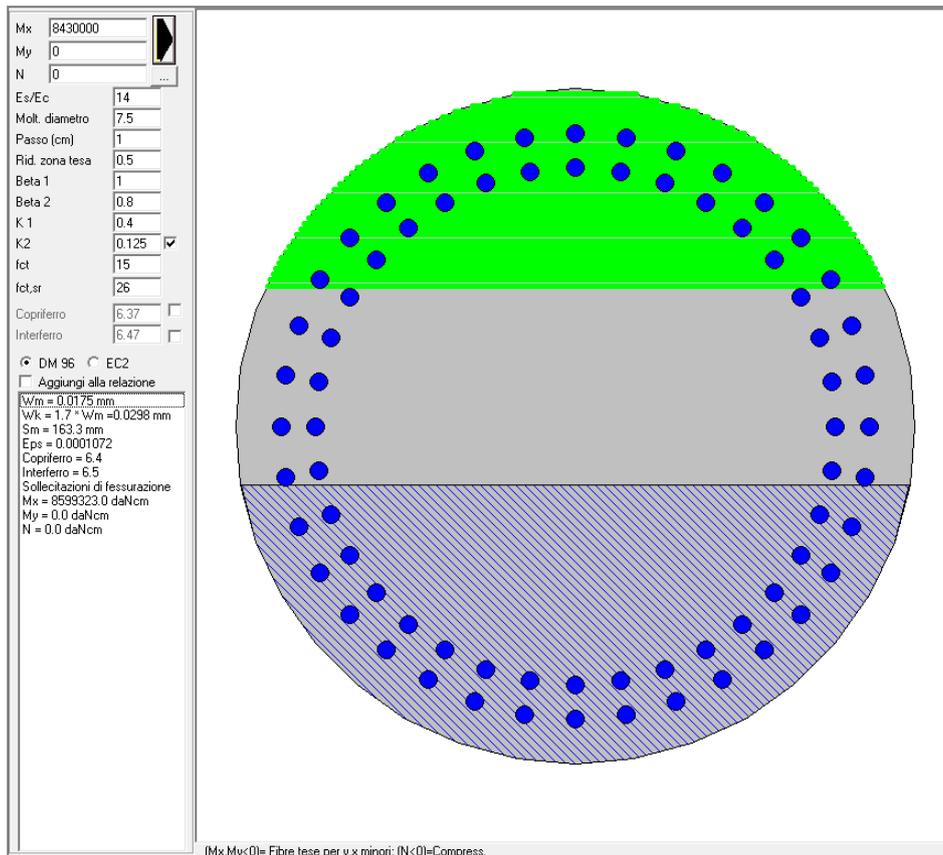
Sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica il coefficiente  $\alpha$  è pari a 2.4.

Pertanto il massimo momento flettente è pari a 843 kNm.

Cautelativamente la verifica viene eseguita con il massimo momento sollecitante e sforzo normale nullo.

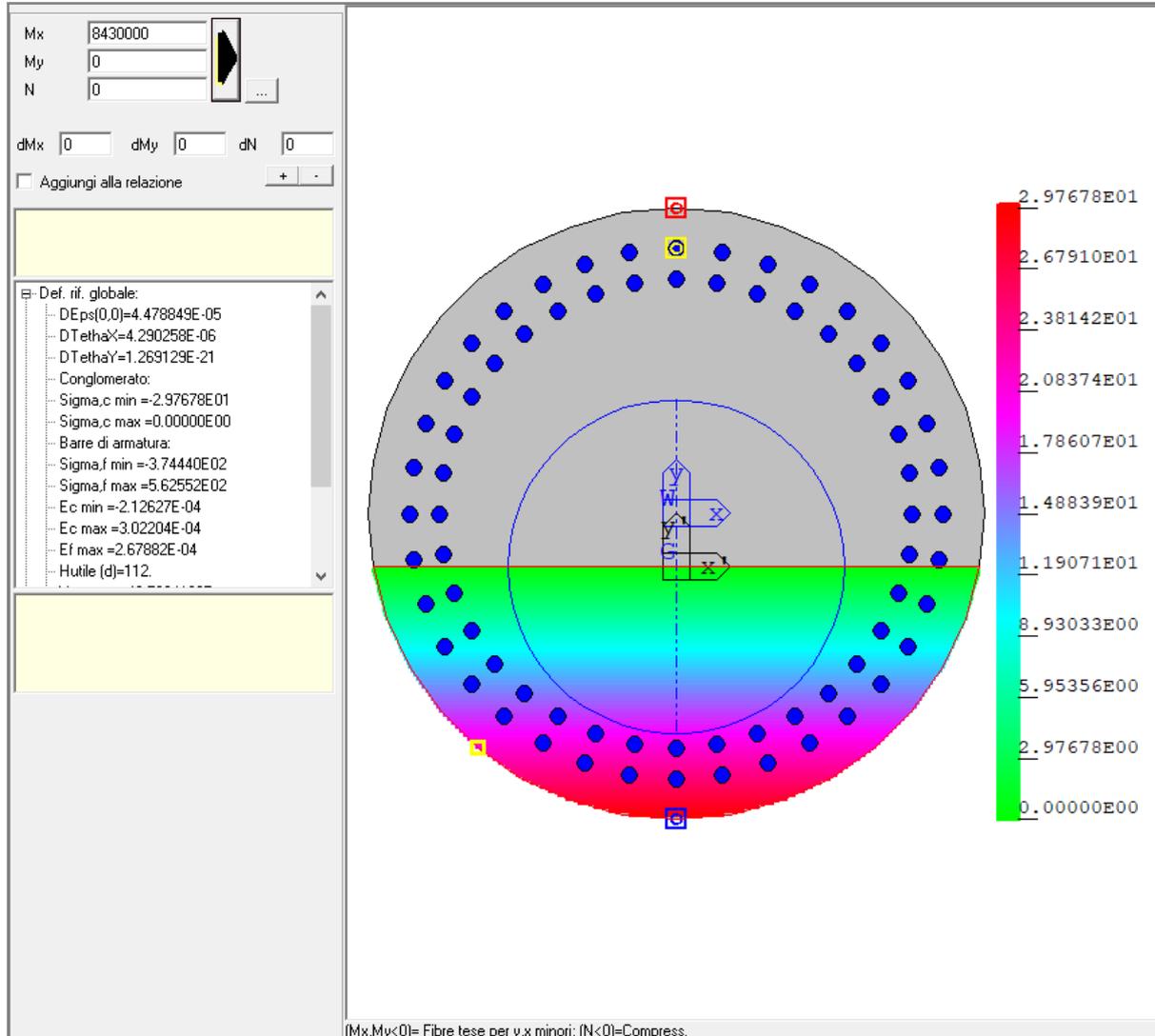
Nel seguito vengono riportate le verifiche a fessurazione e tensionali dei pali di fondazione.

Verifica a fessurazione



Verifica a fessurazione		
$M_{Ed}$	Armatura	W
[kNm]	[-]	[mm]
843	36+36φ32	0.03

### Verifica tensionale



Verifica stato tensionale			
$M_{Ed}$	Armatura	$\sigma_c$	$\sigma_s$
[kNm]	[-]	[MPa]	[MPa]
843	36+36 $\phi$ 32	3	56

### 9.13.3 Verifica carico limite verticale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite verticale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo. La resistenza del singolo palo viene ricavata dalla curva di capacità riportata nel seguito di cui per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica. Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottata la formulazione proposta da Converse e Labarre per terreni coesivi:

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N$  = numero di pali del gruppo

$E$  = efficienza

$Q_{Lim}$  = carico limite singolo palo

Per terreni incoerenti

$$E = 1$$

Per terreni coesivi

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \quad mn}$$

Converse e Labarre (Rif. Viggiani 13.1.7 Effetto di gruppo)

Terreni Coesivi - Valutazione coefficiente di gruppo E

Diametro	Interasse	n pali per fila	n di file	Efficienza
D	i	n	m	E
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1.2	3.6	4.6	5	0.68

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria degli sforzi normali per la combinazione più gravosa SLU:

Verifica carico limite verticale gruppo di pali

$Q_{LIM}$ singolo palo	N numero pali	E efficienza	$Q_{GLIM}$ gruppo pali	$\sum N_{Ed}$	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
5'338	23	0.71	87'170	58'866	1.48

La verifica risulta soddisfatta.

Nel seguito si riporta il calcolo della curva di portanza del singolo palo.

### **Portanza pali A1+M1+R3**

#### **1 verticale di indagine $\xi = 1.70$**

Strato 1 "LA " (Coesivo) da .00 a 3.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 100.0 \text{ kPa}$$

Criterio  $\alpha(C_u)$  nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$C_u$  variabile lin. da 75.0 a 75.0 kPa

Strato 2 "FYR2 " (Incoerente) da 3.00 a 6.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$\beta$  variabile lin. da .32 a .32

$$Q_b = 12.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

Strato 3 "FYR2 " (Incoerente) da 6.00 a 40.00 m

$$G_n = 20.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \beta * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$\beta$  variabile lin. da .40 a .40

$$Q_b = 17.0 * S'v < 6000. \text{ kPa}$$

## Capacità portante pali D1200 mm

LINEA FS NAPOLI BARI LECCE TARANTO - NV08

Capacità portante palo D=1200 mm-SLU A1+M1+R3

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp	Q11	Qb1	Wp	Qu	Qd
m	kN	kN	kN	kN	kN
.00	0.	477.	0.	477.	207.
.50	21.	422.	4.	439.	190.
1.00	45.	366.	8.	404.	175.
1.50	64.	434.	11.	487.	210.
2.00	85.	502.	15.	572.	247.
2.50	109.	570.	19.	660.	284.
3.00	136.	638.	23.	751.	324.
3.50	166.	706.	27.	845.	365.
4.00	200.	774.	31.	943.	408.
4.50	244.	916.	34.	1125.	488.
5.00	292.	1058.	38.	1312.	571.
5.50	345.	1200.	42.	1503.	656.
6.00	401.	1342.	46.	1697.	742.
6.50	461.	1484.	50.	1896.	831.
7.00	524.	1627.	53.	2098.	921.
7.50	592.	1769.	57.	2303.	1014.
8.00	663.	1865.	61.	2467.	1088.
8.50	738.	1961.	65.	2634.	1164.
9.00	817.	2057.	69.	2805.	1243.
9.50	899.	2153.	73.	2980.	1323.
10.00	986.	2250.	76.	3159.	1405.
10.50	1076.	2346.	80.	3341.	1489.
11.00	1170.	2442.	84.	3528.	1574.
11.50	1267.	2538.	88.	3718.	1662.
12.00	1369.	2634.	92.	3911.	1752.
12.50	1474.	2730.	95.	4109.	1844.
13.00	1583.	2826.	99.	4310.	1937.
13.50	1696.	2922.	103.	4515.	2033.
14.00	1812.	3019.	107.	4724.	2130.
14.50	1932.	3115.	111.	4936.	2229.
15.00	2056.	3211.	115.	5153.	2331.
15.50	2184.	3307.	118.	5373.	2434.
16.00	2316.	3403.	122.	5597.	2539.
16.50	2451.	3499.	126.	5824.	2646.
17.00	2590.	3595.	130.	6056.	2755.
17.50	2733.	3691.	134.	6291.	2866.
18.00	2880.	3788.	137.	6530.	2979.
18.50	3030.	3884.	141.	6773.	3093.

19.00	3184.	3980.	145.	7019.	3210.
19.50	3342.	4076.	149.	7270.	3329.
20.00	3504.	4172.	153.	7524.	3449.
20.50	3670.	4268.	156.	7781.	3572.
21.00	3839.	4364.	160.	8043.	3696.
21.50	4012.	4461.	164.	8308.	3822.
22.00	4189.	4557.	168.	8577.	3950.
22.50	4369.	4653.	172.	8850.	4080.
23.00	4554.	4749.	176.	9127.	4212.
23.50	4742.	4845.	179.	9407.	4346.
24.00	4934.	4941.	183.	9692.	4482.
24.50	5129.	5037.	187.	9980.	4620.
25.00	5329.	5133.	191.	10271.	4760.
25.50	5532.	5230.	195.	10567.	4902.
26.00	5739.	5326.	198.	10866.	5045.
26.50	5950.	5422.	202.	11169.	5191.
27.00	6164.	5518.	206.	11476.	5338.
27.50	6382.	5614.	210.	11787.	5487.
28.00	6604.	5710.	214.	12101.	5639.
28.50	6830.	5806.	218.	12419.	5792.
29.00	7060.	5903.	221.	12741.	5947.
29.50	7293.	5999.	225.	13067.	6104.
30.00	7530.	6095.	229.	13396.	6263.
30.50	7771.	6191.	233.	13729.	6424.
31.00	8016.	6287.	237.	14066.	6587.
31.50	8264.	6383.	240.	14407.	6751.
32.00	8517.	6479.	244.	14752.	6918.
32.50	8773.	6575.	248.	15100.	7087.
33.00	9032.	6672.	252.	15452.	7257.
33.50	9296.	6768.	256.	15808.	7430.
34.00	9563.	6786.	260.	16089.	7570.
34.50	9834.	6786.	263.	16357.	7704.
35.00	10109.	6786.	267.	16628.	7841.
35.50	10388.	6786.	271.	16902.	7979.
36.00	10670.	6786.	275.	17181.	8119.
36.50	10952.	6786.	279.	17460.	8260.
37.00	11235.	6786.	282.	17738.	8400.
37.50	11518.	6786.	286.	18017.	8541.
38.00	11801.	6786.	290.	18296.	8681.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

#### 9.13.4 Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali

La verifica geotecnica a carico limite orizzontale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo.

Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottato un coefficiente di efficienza pari a  $E = 0.8$

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

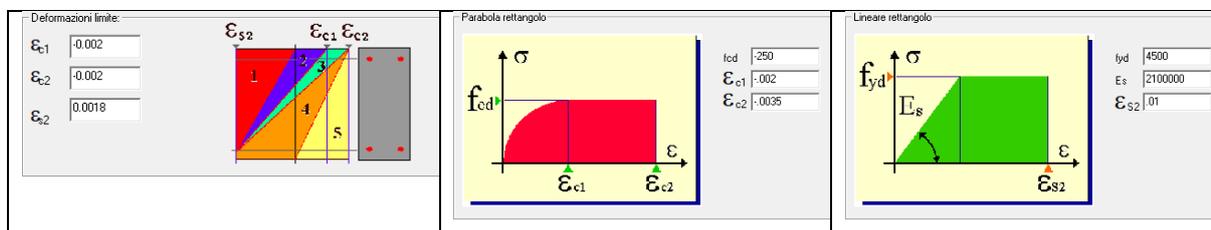
$N =$  numero di pali del gruppo

$E =$  efficienza

$Q_{Lim} =$  carico limite singolo palo

Il carico limite orizzontale del singolo palo viene calcolato adottando la formulazione di Broms e valutando la resistenza flessionale strutturale del singolo palo con i seguenti criteri:

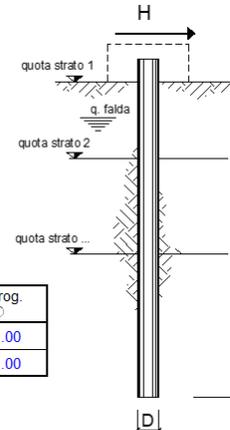
- viene adottato lo sforzo normale medio della palificata
- vengono limitate le deformazioni dei materiali per la combinazione sismica come specificato nei criteri di verifica
- vengono adottati i valori caratteristici delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio



Si procede quindi al calcolo del carico limite orizzontale:

opera **NW08**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_e$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_T$
			$\gamma_s$	$\gamma_c$			
SLV	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	LA	0.00	19	10	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	FYR2	3.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -6 (m)  
 Diametro del palo D 1.20 (m)  
 Lunghezza del palo L 27.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 6100.00 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctri+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	3175.1 (kN)		3175.1 (kN)	
Palo intermedio	14365.6 (kN)		14365.6 (kN)	
Palo corto	48747.8 (kN)		48747.8 (kN)	
<b>H<sub>med</sub></b>	<b>3175.1 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>3175.1 (kN)</b>
<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>			1867.69 (kN)	
<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>			1436.69 (kN)	

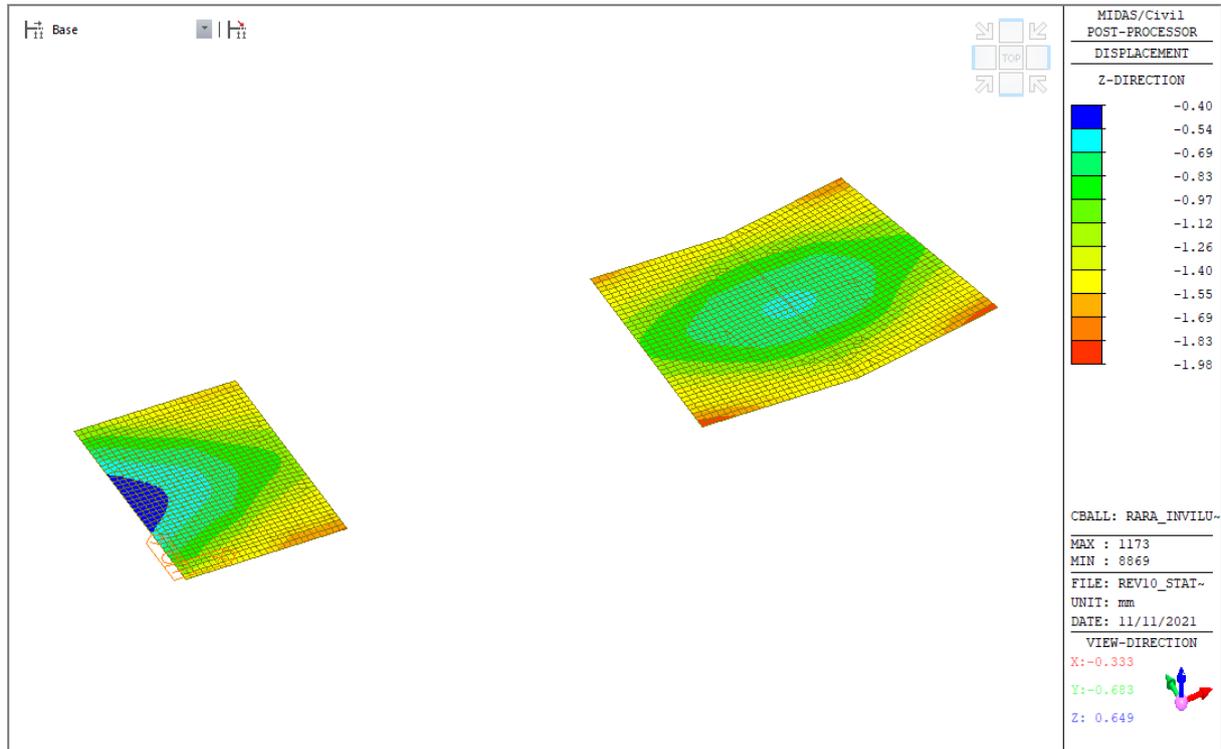
Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria dei tagli la combinazione più gravosa SLV:

Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali					
Q <sub>LIM</sub> singolo palo	N numero pali	E efficienza	Q <sub>GLIM</sub> gruppo pali	ΣV <sub>Ed</sub>	FS
[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1'436	23	0.80	26'422	22'002	1.20

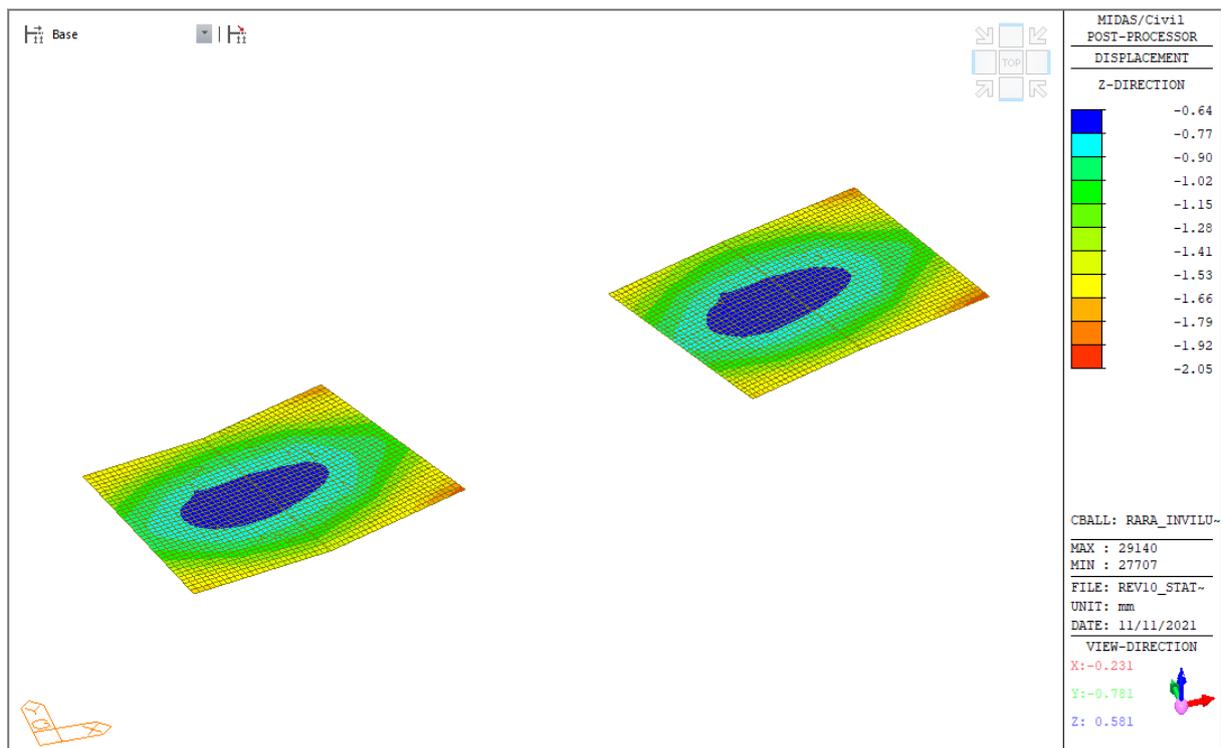
La verifica risulta soddisfatta.

### 9.14 VERIFICA CEDIMENTI DIFFERENZIALI

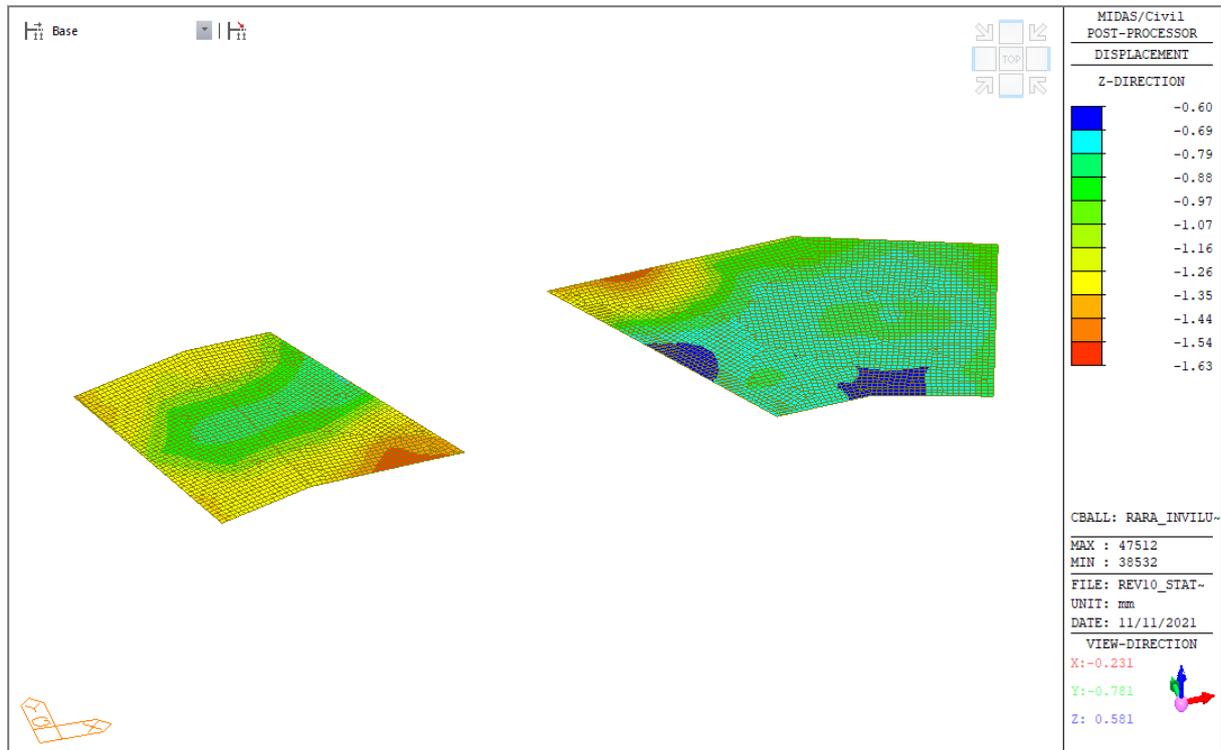
Si riportano nel seguito i cedimenti relativi ai plinti di fondazione allo SLE nella combo RARA.



**Figura 45: Cedimenti Plinti A-B.**



**Figura 46: Cedimenti Plinti C-D.**



**Figura 47: Cedimenti Plinti E-F.**

Lo spostamento verticale massimo è pari a circa 2 mm mentre il cedimento minimo è pari a 0.6 mm.

Pertanto si ha un cedimento differenziale massimo pari a circa 1.6 mm.

Tale valore è compatibile con la struttura in progetto.