



**Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori**

**AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA  
ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI  
AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE  
ESISTENTE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Cod. UC 16**

**PROGETTAZIONE:** R.T.I. PROGIN S.p.A. (capogruppo mandataria)  
CREW Cremonesi Workshop S.r.l. – ART Ambiente Risorse Territorio S.r.l.  
ECOPLAME S.r.l. – InArPRO S.r.l.

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giovanni CARRA (ART Ambiente Risorse e Territorio S.r.l.)

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Michele Curiale (Progin S.p.A.)

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

Dott. Ing. Antonio CITARELLA

**CAPOGRUPPO  
MANDATARIA:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Paolo IORIO

**MANDANTI:**



Direttore Tecnico  
Dott. Arch. Claudio TURRINI



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Ivo FRESIA



Direttore Tecnico:  
Dott. Arch. Pasquale Pisano



Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Massimo T. DE IORIO

PROTOCOLLO

DATA

**STAZIONE POLIZIA STRADALE E DOPOSITO ANAS  
DEPOSITO ANAS  
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

CODICE PROGETTO:

NOME FILE:

REVISIONE

DP UC 16 D20

T 0 0 F A 0 2 S T R R E 0 1

A

A	EMISSIONE	Novembre 2021	CHIACCHIO	VALENTE	IORIO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	REV.	DESCRIZIONE

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA  ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.2 DI 123
---------------------------------	---	--------------------

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>12</b>
4.1	CALCESTRUZZO STRUTTURA IN ELEVAZIONE E FONDAZIONE C28/35 .....	12
4.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C .....	12
4.3	COPRIFERRO .....	13
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>AZIONI SULLA STRUTTURA .....</b>	<b>15</b>
6.1	AZIONI ELEMENTARI .....	15
6.1.1	Travi, pilastri, pareti, rampa, solaio rampa, scale e platea .....	15
6.1.2	Solai .....	15
6.1.3	Tamponature .....	17
6.2	AZIONE DELLA NEVE .....	18
6.3	AZIONE SISMICA .....	19
6.3.1	Vita nominale .....	19
6.3.2	Classe d'uso .....	19
6.3.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	20
6.3.4	Azioni di progetto .....	20
6.3.5	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche .....	21
6.3.6	Classe di duttilità .....	21
6.3.7	Tipologia strutturale e fattore di struttura .....	21
6.3.8	Spettri di risposta .....	22
6.3.8.1	<i>Spettro di risposta allo SLD</i> .....	23
6.3.8.2	<i>Spettro di risposta allo SLV</i> .....	24
<b>7</b>	<b>CODICI DI CALCOLO .....</b>	<b>25</b>
7.1	AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE .....	25
<b>8</b>	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>26</b>
8.1	MODELLO DI CALCOLO .....	26
8.2	ASSEGNAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO .....	28
8.3	ANALISI MODALE .....	32
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	37
8.5	INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI .....	40
8.5.1	SLU .....	41
8.5.1.1	<i>Beam</i> .....	41
8.5.1.2	<i>Plate</i> .....	43
8.5.2	SLV .....	47
8.5.2.1	<i>Beam</i> .....	47
8.5.2.2	<i>Plate</i> .....	49
8.5.3	SLE .....	56
8.5.3.1	<i>Beam</i> .....	56
8.5.3.2	<i>Plate</i> .....	59
<b>9</b>	<b>VERIFICA DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>63</b>
9.1	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	63
9.1.1	Criteria di verifica delle sezioni in c.a. – SLE .....	63
9.1.1.1	<i>Stato limite di deformazione</i> .....	63
9.1.1.2	<i>Stato limite di fessurazione</i> .....	64
9.1.1.3	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i> .....	65
9.1.2	Criteria di verifica delle travi – SLU e SLV .....	65
9.1.2.1	<i>Verifica a flessione semplice</i> .....	65
9.1.2.2	<i>Verifica a taglio</i> .....	65
9.1.2.3	<i>Verifica limitazioni armatura</i> .....	66

<b>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</b>	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b>  <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	<b>Pag.3</b> <b>DI</b> <b>123</b>
---	--	---

9.1.3	Criteri di verifica dei pilastri – SLU e SLV .....	68
9.1.3.1	<i>Verifica a presso-flessione</i> .....	68
9.1.3.2	<i>Verifica a taglio</i> .....	69
9.1.3.3	<i>Verifica limitazioni armatura</i> .....	69
9.1.4	Criteri di verifica degli elementi bidimensionali (plate) .....	70
9.1.4.1	<i>Elementi bidimensionali slab</i> .....	71
9.1.4.2	<i>Elementi bidimensionali shell</i> .....	74
9.2	<b>VERIFICHE DELLE TRAVI D'ELEVAZIONE</b> .....	78
9.2.1	SLU-SLVx-SLVy .....	79
9.2.2	SLE .....	84
9.3	<b>VERIFICHE DEI PILASTRI</b> .....	90
9.3.1	SLU-SLVx-SLVy .....	92
9.3.2	SLE .....	99
9.4	<b>VERIFICHE DELLE PARETI DELL'ASCENSORE</b> .....	100
9.4.1	SLU-SLVx-SLVy .....	100
9.5	<b>VERIFICHE DELLA SCALA</b> .....	102
9.5.1	SLU-SLVx-SLVy .....	102
9.6	<b>VERIFICHE DEL SOLAIO</b> .....	104
9.6.1	Analisi dei carichi .....	104
9.6.2	Calcolo sollecitazioni .....	105
9.6.3	Verifiche SLU .....	108
9.6.4	Verifiche SLE .....	109
9.7	<b>VERIFICA STRUTTURALE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE</b> .....	111
9.7.1	SLU-SLVx_el-SLVy_el .....	112
9.7.2	SLE .....	114
9.8	<b>VERIFICA DI RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - SLD</b> .....	118
9.9	<b>VERIFICA DI STABILITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI - SLV</b> .....	120
9.10	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA FONDAZIONE</b> .....	121
9.10.1	Verifica a carico limite .....	121
9.10.1.1	SLU .....	122
9.10.1.2	SLV .....	123

<b>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</b>	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b> <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	<b>Pag.4</b> <b>DI</b> <b>123</b>
---	--	---

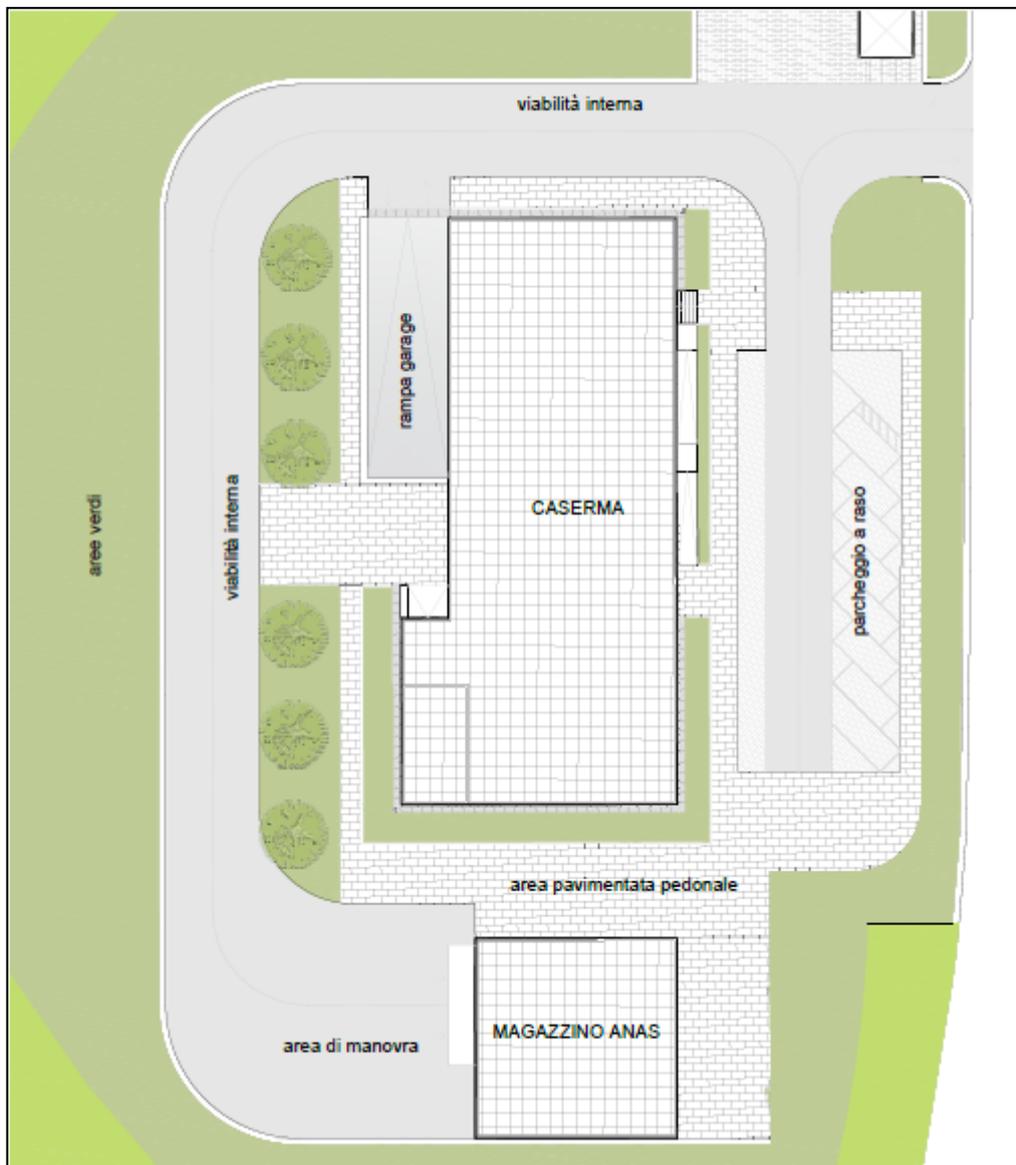
## **1 PREMESSA**

L'attuale Svincolo di Eboli ricade nel Tronco 1° Tratto 3° Lotto unico dal km 23+000 al km 30+000 dell'ex autostrada A3 Salerno – Reggio Calabria, oggi A2 Autostrada del Mediterraneo, il cui progetto dei lavori di ammodernamento ed adeguamento era stato approvato, anche dal Comune di Eboli, nella Conferenza dei Servizi del 27 giugno 1997, relativa alla tratta dal km 13+000 al km 36+000 della SA-RC. In particolare l'attuale svincolo è ubicato alla progressiva 30+000, con innesto sulla Strada Provinciale n. 30 per Cornieto. L'intervento è inserito nel Contratto di Programma 2015 – Piano Pluriennale degli Investimenti 2015-2019 registrato presso la Corte dei Conti nel giugno del 2016, nell'importo complessivo di 16,64 milioni di euro ed è inoltre presente anche nell'attuale proposta di Piano Pluriennale degli Investimenti 2016-2020 con il medesimo costo totale.

La presente relazione illustra la progettazione del nuovo deposito ANAS, ubicato di fianco alla nuova caserma della Polizia Stradale.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il nuovo deposito ANAS, mostrato nella figura a seguire, sarà ubicato di fianco alla nuova caserma della Polizia Stradale, nell'area compresa tra la Rampa 3 di ingresso in Autostrada e la SP 30.



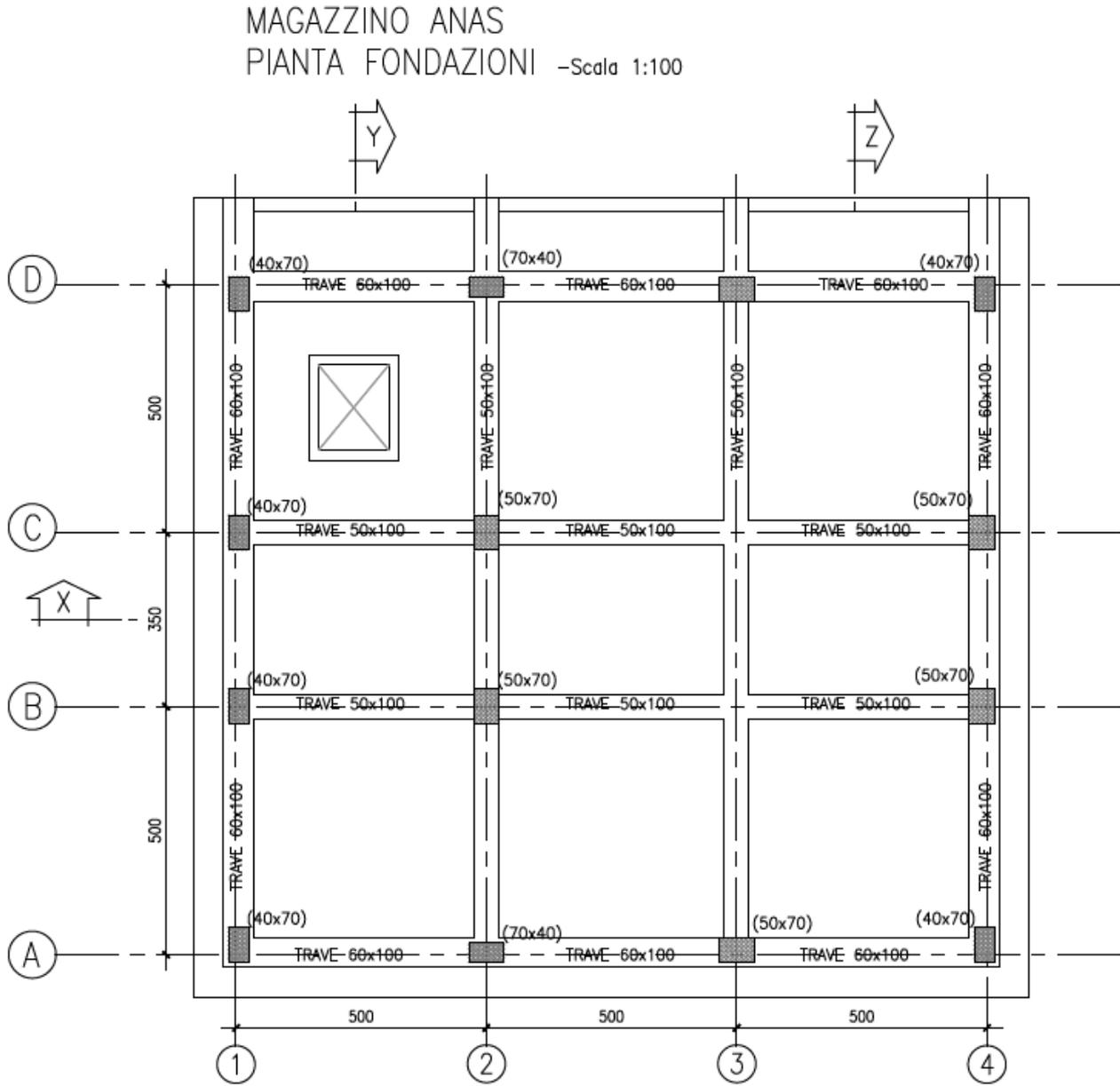
**Figura 1 – Inquadramento opera**

Il magazzino è composto da due livelli, piano terra e primo piano, per un'altezza complessiva di 8,90m.

Dal punto di vista strutturale il magazzino è costituito da un reticolo di travi e pilastri in cemento armato aventi dimensioni variabili (30x70, 40x70, 70x50).

La fondazione prevista è costituita da una platea nervata di travi di dimensioni 50x150, 60x150.

Di seguito si riportano in maniera rappresentativa lo stralcio di carpenteria dei vari impalcati e varie sezioni longitudinali.



**Figura 2 – Carpenteria fondazione**

CARPENTERIA P.1 -Scala 1:100

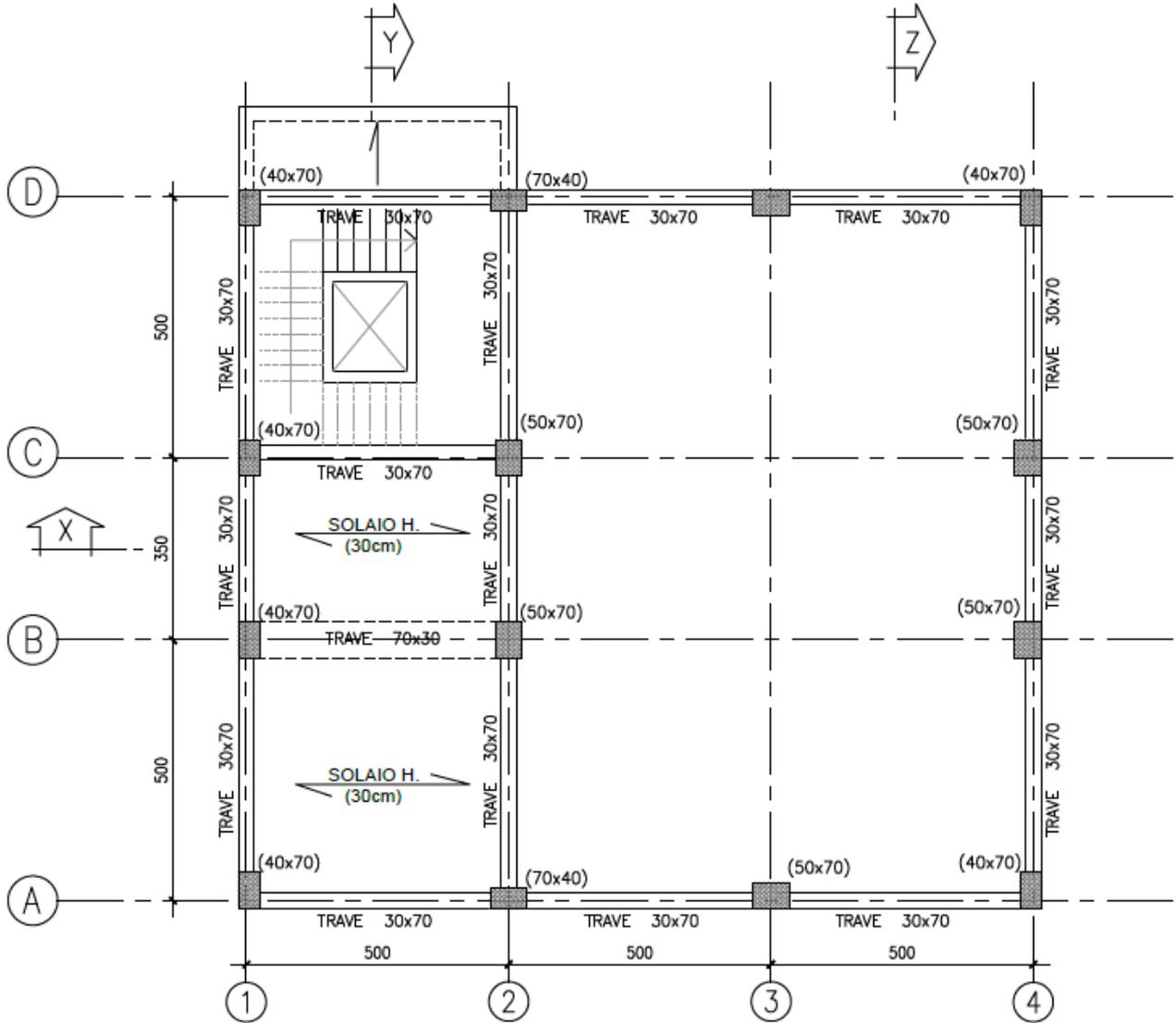


Figura 3 – Carpenteria piano primo

CARPENTERIA COPERTURA -Scala 1:100

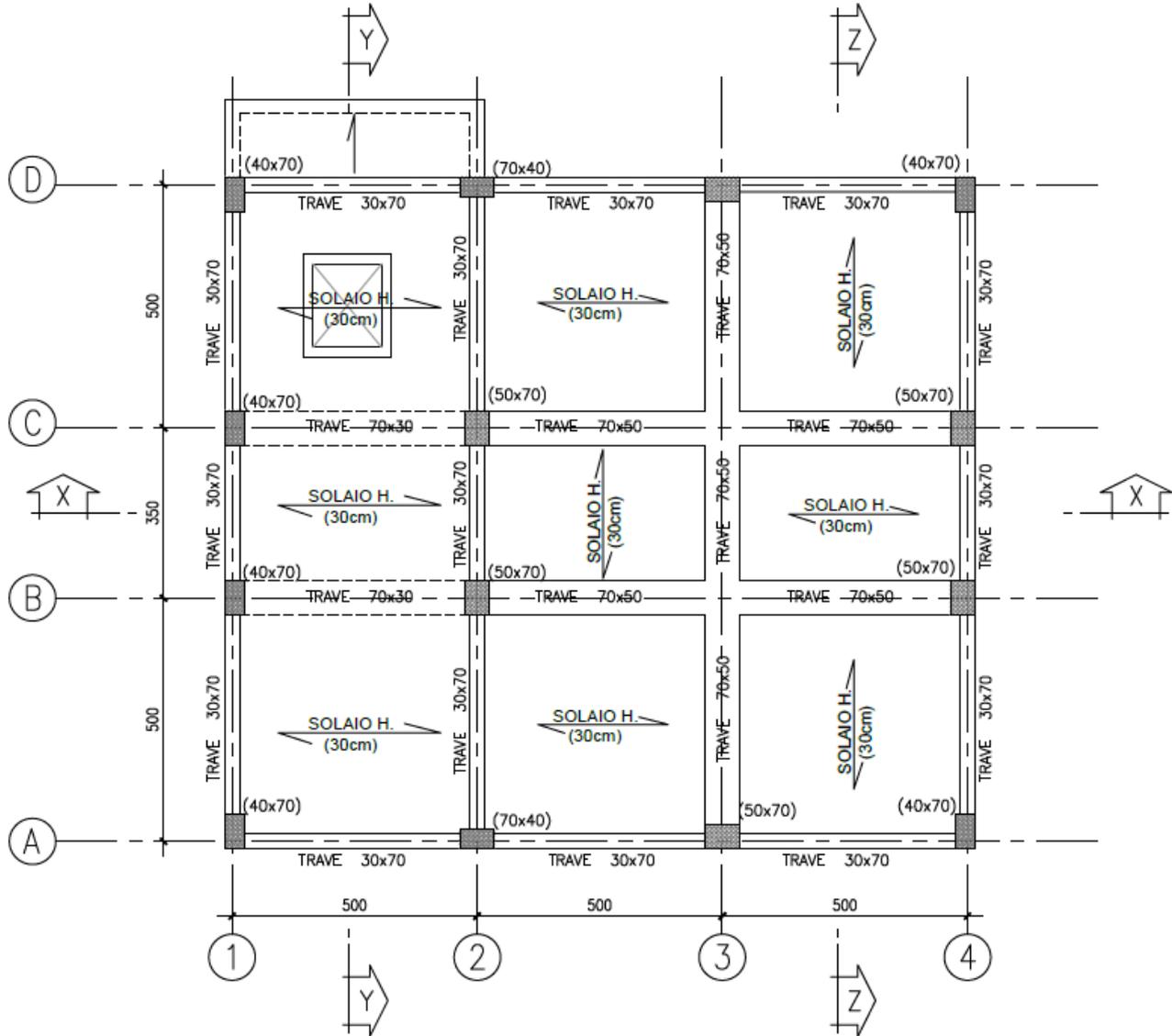
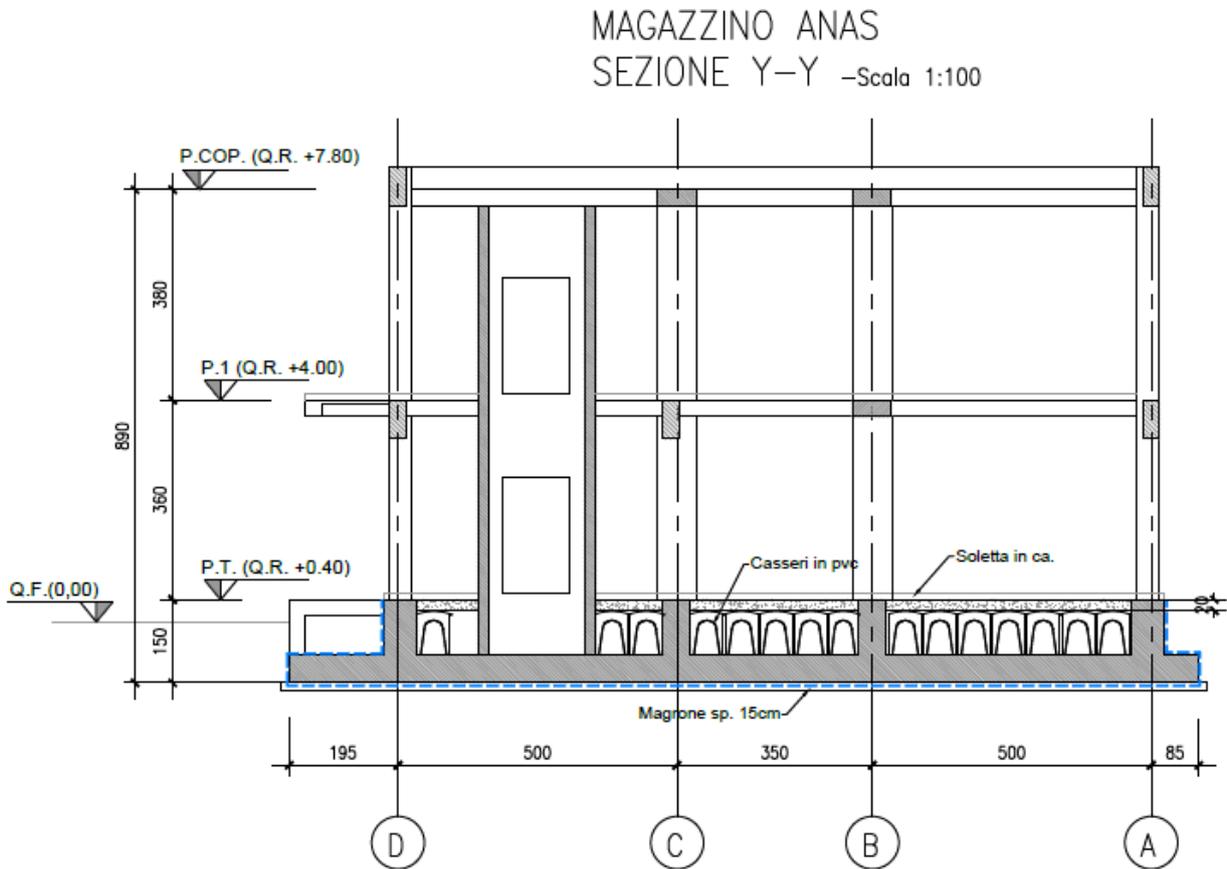
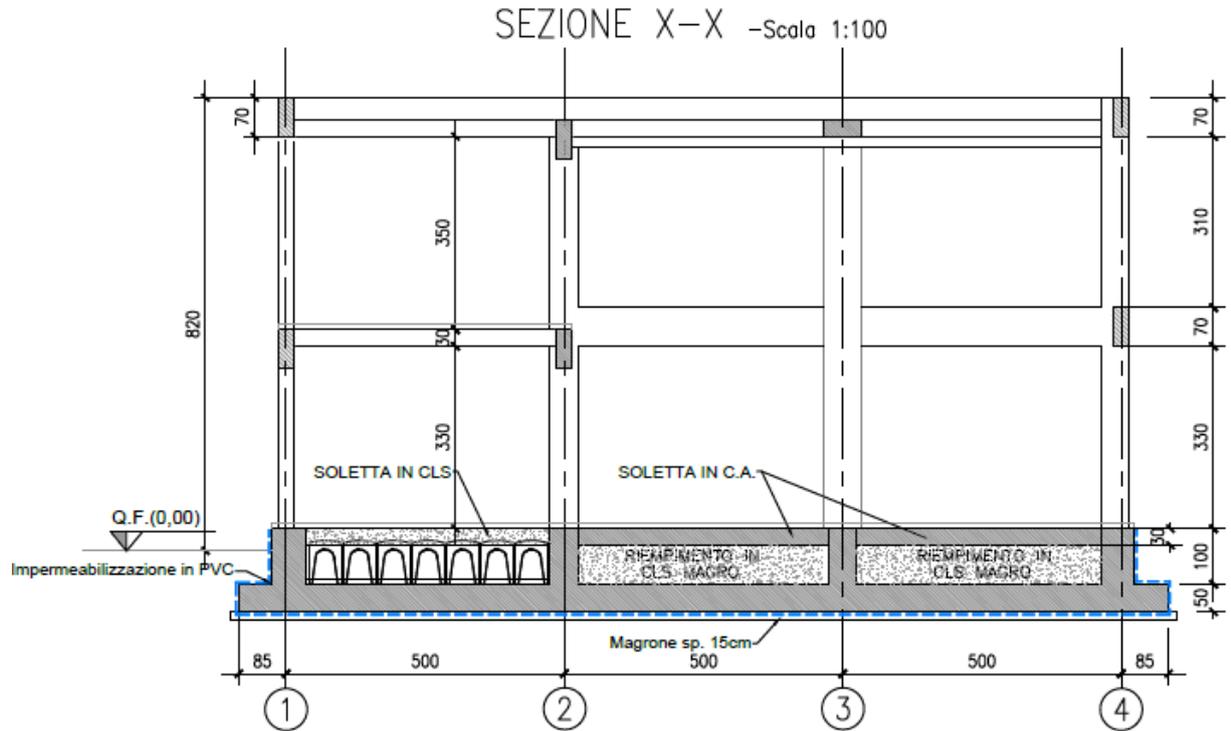


Figura 4 – Carpenteria copertura



MAGAZZINO ANAS  
 SEZIONE Z-Z -Scala 1:100

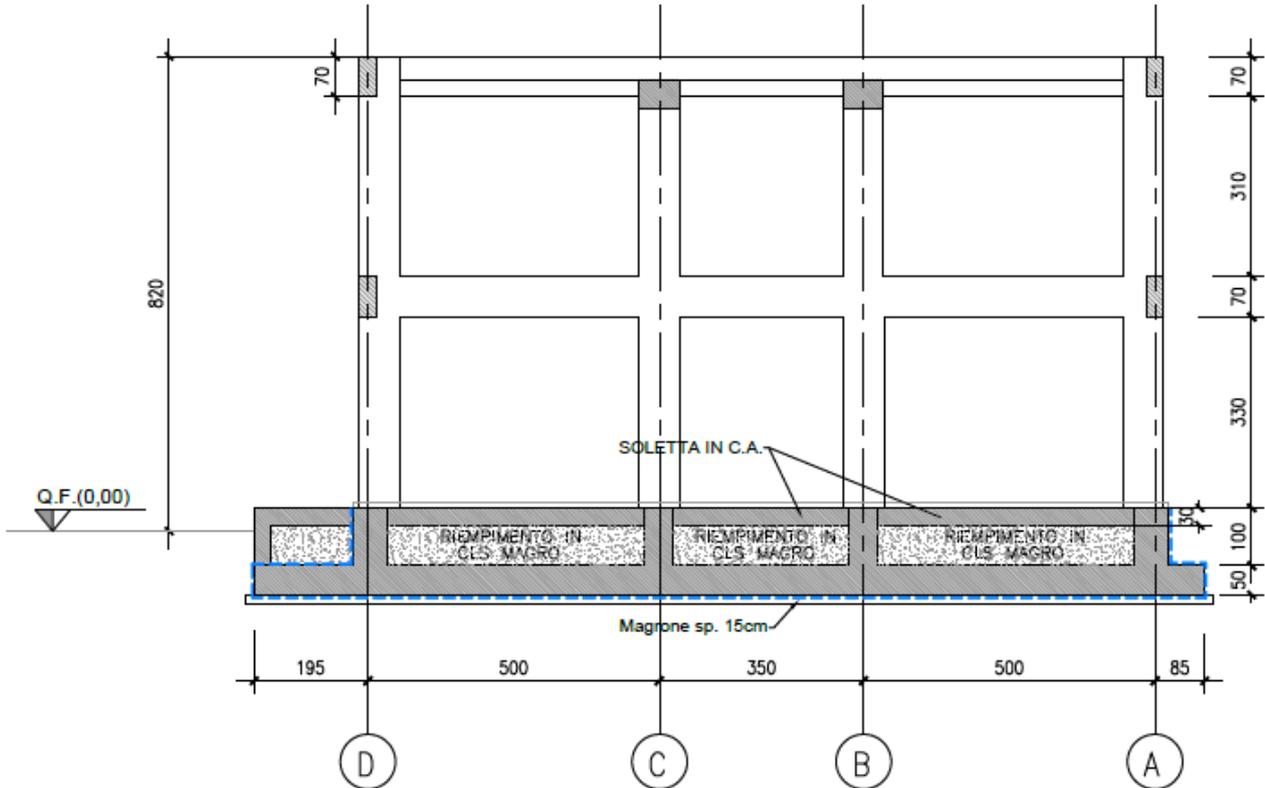


Figura 7 – Sezione Z-Z

SOLAIO IN LATEROCEMENTO CON TRAVETTI GETTATI IN OPERA  
 scala 1:10

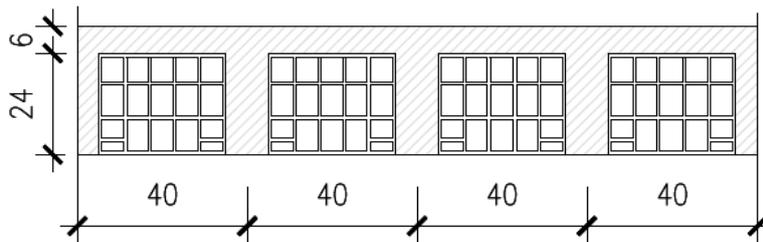


Figura 8 – Sezione solaio

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.11 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

### 3 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento.

#### **Normative e Documenti tecnici generali**

- Rif. [1] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni' (nel seguito indicate come NTC18)
- Rif. [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 27 alla G. U. n° 35 dell'11/2/2019 (nel seguito indicate come CNTC18)
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- Rif. [4] UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;

#### **Documenti tecnici RFI e/o di ambito ferroviario**

- Rif. [6] RFI DTC SI PS MA IFS 001 D, Manuale di Progettazione delle Opere Civili Manuale di Progettazione delle Opere Civili
- Rif. [7] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Rif. [8] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI SP IFS 001 D)

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.12 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo struttura in elevazione e fondazione C28/35

CALCESTRUZZO C28/35	
$E_C = 32588 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale
$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$\alpha_{cc} = 0.85$	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$R_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{ck} = 29.1 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{cm} = 37.1 \text{ MPa}$	resistenza media cilindrica a compressione
$f_{ctm} = 2.83 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk} = 1.98 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.40 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{cfk} = 2.38 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{bk} = 4.47 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica tangenziale per aderenza

SLU	
$\gamma_C = 1.50$	coefficiente sicurezza
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_C = 16.49 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.93 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a trazione semplice (5%)

SLE	
$\sigma_{c,ad} = 0.60 f_{ck} = 17.46 \text{ MPa}$	combinazione rara
$\sigma_{c,ad} = 0.45 f_{ck} = 13.10 \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente

### 4.2 Acciaio per calcestruzzo armato B450C

ACCIAIO B450C	
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale
$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$A_{gtk} \geq 7.50\%$	allungamento
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 391.3 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo

SLU	
$\gamma_C = 1.15$	coefficiente sicurezza
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 391.3 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.13 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

<b>SLE</b>	
$\sigma_{y,ad} = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	combinazione rara

### 4.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare le indicazioni della tabella C4.1.IV della Circolare 21.1.2019, riportata di seguito, in cui sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC:

**Tabella 1 - Copriferro e condizioni ambientali**

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a.				cavi da c.a.p.			
			elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra		altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri adottati:

**Tabella 2 - Copriferro adottato**

	Ambiente	Copriferro
Struttura in elevazione	Ordinario	40
Fondazioni	Ordinario	40

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p>Pag.14 DI 123</p>
-------------------------------------	---	------------------------------

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In seguito alla campagna di indagini geotecniche per il terreno di fondazione dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

**Tabella 3 – Parametri geotecnici**

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 27^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Per quanto concerne il livello della falda, dal profilo geotecnico si evince che lo stesso risulta ad una quota inferiore rispetto al piano di posa della fondazione. Dunque la falda non viene considerata ai fini del dimensionamento dell'opera in esame.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.15 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

## 6 AZIONI SULLA STRUTTURA

### 6.1 Azioni elementari

Le azioni elementari considerate nell'analisi riguardano i seguenti elementi costruttivi del fabbricato:

- pareti, travi e pilastri in c.a.;
- solai gettati in opera latero-cementizi.

#### 6.1.1 Travi, pilastri, pareti, rampa, solaio rampa, scale e platea

Del peso proprio degli elementi strutturali, tiene conto automaticamente il programma di calcolo che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato 25 kN/m<sup>3</sup>

#### 6.1.2 Solai

Solaio di copertura						
H <sub>str</sub> = 30 cm						
Tipo	Elemento	Quantità	Larghezza	Altezza	Peso specifico	Peso
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
G1	travetto	2	0.10	0.24	25	1.20
	laterizi forati	2	0.40	0.24	8	1.54
	soletta		1.00	0.06	25	1.50
	<b>tot.</b>					<b>4.24</b>
G2	massetto di pendenza		1.00	0.10	20	2.00
	guaine e membrane					0.30
	sottofondo		1.00	0.03	18	0.55
	pavimento		1.00	0.02	20	0.40
	<b>tot.</b>					<b>3.25</b>
Q	Cat. K					2.00
	<b>tot.</b>					<b>2.00</b>
	<b>Totale</b>					<b>9.5</b>

Solaio del piano primo						
H <sub>str</sub> = 30 cm						
Tipo	Elemento	Quantità	Larghezza	Altezza	Peso specifico	Peso
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
G1	travetto	2	0.10	0.24	25	1.20
	laterizi forati	2	0.40	0.24	8	1.54
	soletta		1.00	0.06	25	1.50

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.16 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

	<b>tot.</b>					<b>4.24</b>
G2	massetto		1.00	0.06	20	1.20
	sottofondo		1.00	0.03	18	0.54
	pavimento		1.00	0.02	20	0.40
	elementi divisorii					1.20
	<b>tot.</b>					<b>3.34</b>
Q	Cat. B1					2.00
	<b>tot.</b>					<b>2.00</b>
<b>Totale</b>						<b>9.6</b>

Solaio del piano terra						
H <sub>str</sub> = 30 cm						
Tipo	Elemento	Quantità	Larghezza	Altezza	Peso specifico	Peso
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1</sub>	travetto	2	0.10	0.24	25	1.20
	laterizi forati	2	0.40	0.24	8	1.54
	soletta		1.00	0.06	25	1.50
	<b>tot.</b>					<b>4.24</b>
G <sub>2</sub>	massetto		1.00	0.06	20	1.20
	guaine e membrane					0.30
	sottofondo		1.00	0.03	18	0.54
	pavimento		1.00	0.02	20	0.40
	elementi divisorii					1.20
	<b>tot.</b>					<b>3.64</b>
Q	Cat. E1					6.00
	<b>tot.</b>					<b>6.00</b>
<b>Totale</b>						<b>13.9</b>

Soletta rampante della scala (scala con gradini riportati)						
H <sub>str</sub> = 15 cm						
Tipo	Elemento	Quantità	Larghezza	Altezza	Peso specifico	Peso
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1</sub>	gradini (h = 16 cm)		1.20	0.08	25	2.40
	<b>tot.</b>					<b>2.40</b>
G <sub>2</sub>	massetto (spessore 2 cm)		1.20	0.02	20	0.48
	marmo (spessore 2 cm)		1.20	0.02	27	0.65
	intonaco (spessore 1.5 cm)		1.20	0.02	20	0.36
	<b>tot.</b>					<b>1.49</b>

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.17 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

Q	Cat. B					4.00
	<b>tot.</b>					<b>4.00</b>
	<b>Totale</b>					<b>7.9</b>

Pianerottolo della scala (scala con gradini riportati)						
$H_{str} = 20 \text{ cm}$						
Tipo	Elemento	Quantità	Larghezza	Altezza	Peso specifico	Peso
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
G <sub>1</sub>	soletta		1.00	0.15	25	3.75
	<b>tot.</b>					<b>3.75</b>
G <sub>2</sub>	massetto (spessore 2 cm)		1.00	0.02	20	0.40
	marmo (spessore 2 cm)		1.00	0.02	27	0.54
	intonaco (spessore 1.5 cm)		1.00	0.02	20	0.30
	<b>tot.</b>					<b>1.24</b>
Q	Cat. B					4.00
	<b>tot.</b>					<b>4.00</b>
	<b>Totale</b>					<b>5.2</b>

### 6.1.3 Tamponature

Tamponatura esterna					
$s = 40 \text{ cm}$					
Tipo	Elemento	Spessore	Peso specifico	Altezza	Peso
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[kN/m]
G <sub>2</sub>	muratura in mattoni forati	0.35	11	3.5	13.48
	intonaco interno a gesso	0.015	12	3.5	0.63
	rinzaffo lisciato	0.010	19	3.5	0.67
	collante per rivestimento	0.004	1	3.5	0.01
	rivestimento esterno (klinker)	0.015	17	3.5	0.89
	<b>tot.</b>				
	<b>Totale</b>				<b>15.7</b>

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.18 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

## 6.2 Azione della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura  $q_s$  viene valutato attraverso l'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0.8;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di  $q_{sk}$  riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III e per una quota del suolo sul livello del mare inferiore di 200 m si assume  $q_{sk} = 0.6 \text{ kN/m}^2$ ;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia "normale", assume valore unitario;
- $C_t$  è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

- Zona III
- Altitudine  $a_s$  145 m
- Area topografica normale
- Inclinazione falde  $0^\circ$
- $q_{sk}$   $0.6 \text{ kN/m}^2$
- coeff esposizione  $C_E$  1.00
- coeff termico  $C_t$  1.00
- coefficiente di forma  $\mu_i$  0.80

Dunque, il carico da neve, pari a  $q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$ , vale **0.48 kN/m<sup>2</sup>**.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.19 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

### 6.3 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4

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

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

#### 6.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata al seguito nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche NTC-2018:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Dunque, nel caso in esame si ha  $V_N = 50$  anni.

#### 6.3.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.20 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;

- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il fabbricato rientra per le sue funzioni tra le compresi nella **classe d'uso II**.

### 6.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a  $C_U = 1.0$  per la classe d'uso II.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

### 6.3.4 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC18, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  è accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$$

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.21 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate Norme, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno  $T_R$ .

L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in g/10,  $F_0$  è adimensionale,  $T^*_C$  è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

### 6.3.5 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in seguito alla campagna di indagini geotecniche, si adotta la categoria di **sottosuolo C**.

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati in funzione dei valori  $F_0$  e  $T^*_C$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto si adotta la categoria **topografica T<sub>1</sub>**.

### 6.3.6 Classe di duttilità

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti).

In particolare è stata adottata la "Classe di duttilità Media (CD" B")".

### 6.3.7 Tipologia strutturale e fattore di struttura

La tipologia strutturale del fabbricato in esame è "sismo resistente in calcestruzzo armato" (§7.4.3.1 NTC 18) ed è classificabile come:

- struttura a telaio

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule del §3.2.3 - NTC2018  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.22 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

dove:

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura;
- $K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento  $q_0$ , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa.

L'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da una Classe di Duttilità Media (CD“B”).

Pertanto, in base alla Tab. 7.3.II delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento  $q_0$  può essere valutato come:

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_U / \alpha_1$$

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto  $\alpha_U / \alpha_1$ , possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_U / \alpha_1$  pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se le condizioni riportate al paragrafo § 7.2.1 – NTC2018 sono rispettate.

Non soddisfacendo il requisito di distribuzione simmetrica di massa la struttura è stata considerata irregolare in pianta, pertanto, trattandosi di una struttura a telaio con più piani e più campate, in accordo con il §7.4.3.2 – NTC 2018, si assume:

$$\alpha_U / \alpha_1 = \frac{1+1.3}{2} = 1.15$$

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_U / \alpha_1 = 3.45$$

Essendo, poi, la struttura anche irregolare in altezza, in quanto non soddisfa il requisito di massa e rigidezza ai sensi del paragrafo § 7.2.1 – NTC2018 (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%), si assume  $K_R = 0.8$ .

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è:

$$q = q_0 \cdot K_R = 2.76$$

### 6.3.8 Spettri di risposta

Per l'individuazione dei parametri di pericolosità sismica, del caso in esame, è stato consultato il sito <https://www.acca.it/edilus-ms/> e il file “spettri” del Ministero Dei Trasporti. Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico.

Latitudine (WGS84)       Longitudine (WGS84)   
 Latitudine (ED50)       Longitudine (ED50)   
 Altitudine (mt) .....   
 Classe dell'edificio  
  
 Vita Nominale Struttura .....   
 Periodo di Riferimento per l'azione sismica .....

**Parametri di pericolosità Sismica**

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_o$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	30	0.038	2.448	0.280
Danno	50	0.048	2.434	0.330
Salvaguardia Vita	475	0.113	2.568	0.452
Prevenzione Collasso	975	0.143	2.625	0.474

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS](#)

Figura 9 - Individuazione della pericolosità del sito

### 6.3.8.1 Spettro di risposta allo SLD

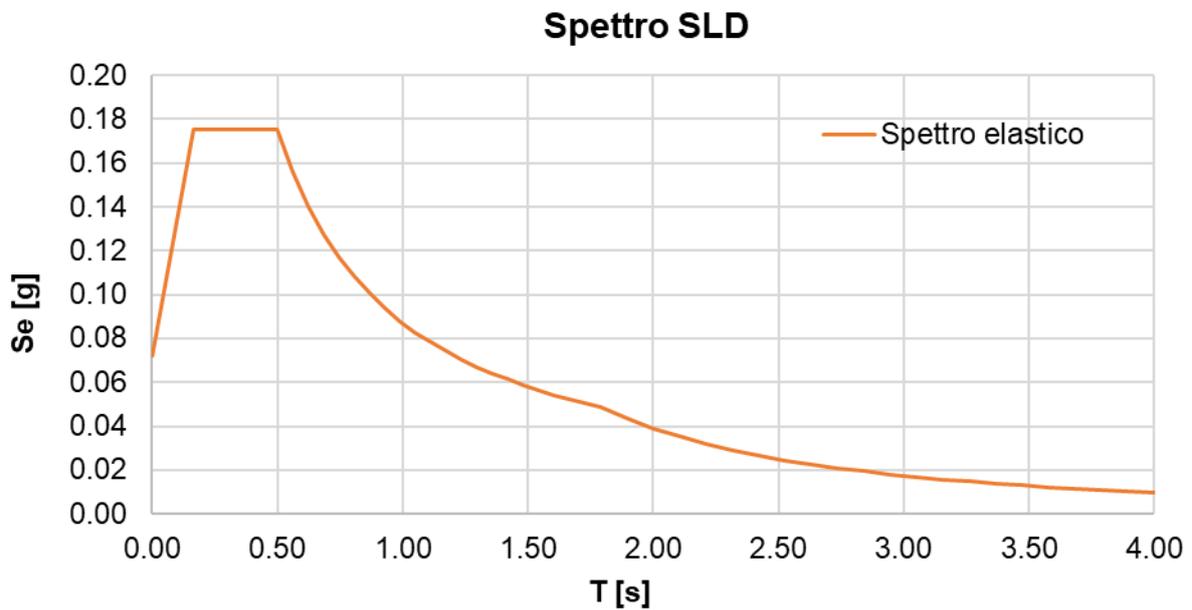


Figura 10 - Spettro di risposta all'SLD

$a_g$ [g]	0.048
$F_o$ [-]	2.434
$T^*_c$ [s]	0.328
$S_s$ [-]	1.500
$C_c$ [-]	1.517
$S_T$ [-]	1.000

$S$ [-]	1.500
$\eta$ [-]	1.000
$T_B$ [s]	0.166
$T_C$ [s]	0.498
$T_D$ [s]	1.792

Figura 11 - Parametri dello spettro di risposta elastico nella componente orizzontale all'SLD

### 6.3.8.2 Spettro di risposta allo SLV

#### Spettro SLV

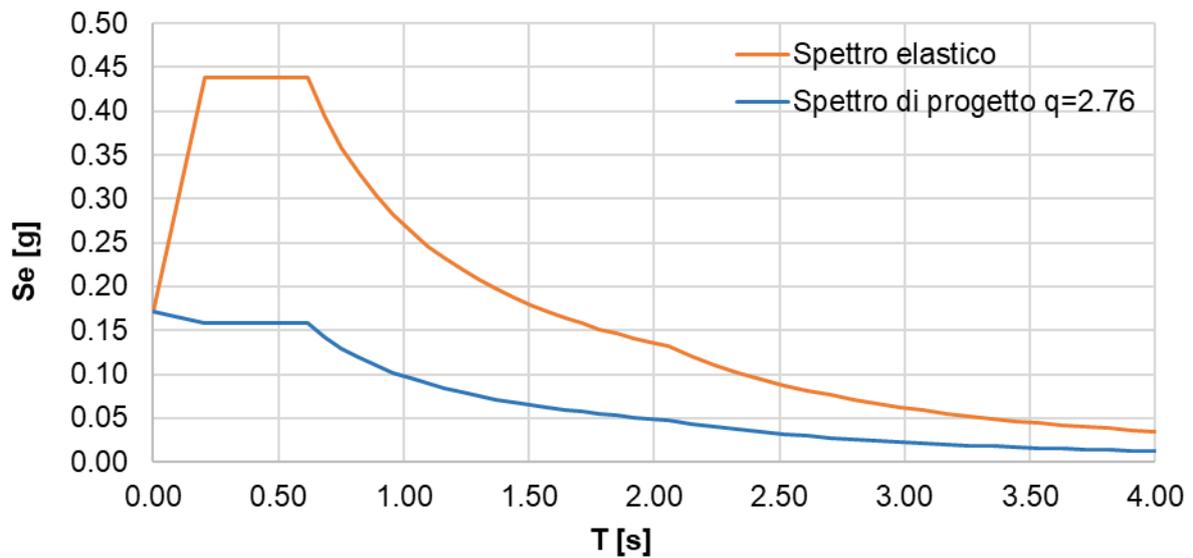


Figura 12 - Spettro di risposta nella componente orizzontale all'SLV

$a_g$ [g]	0.114
$F_o$ [-]	2.563
$T^*_c$ [s]	0.452
$S_s$ [-]	<b>1.500</b>
$C_c$ [-]	<b>1.365</b>
$S_T$ [-]	1.000
$q$ [-]	2.760

$S$ [-]	1.500
$\eta$ [-]	1.000
$T_B$ [s]	0.206
$T_C$ [s]	0.617
$T_D$ [s]	2.056

Figura 13 - Parametri dello spettro di risposta nella componente orizzontale all'SLV

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.25 DI 123
------------------------------	--	---------------------

## 7 CODICI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso seguenti Software di calcolo:

- “Midas GEN”;
- “Fogli di calcolo Excel autoprodotti”.

### 7.1 Affidabilità del software

La documentazione fornita a corredo del software “Midas GEN” contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l’individuazione dei campi d’impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

## 8 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 8.1 Modello di calcolo

L'analisi della struttura in esame è stata effettuata attraverso una modellazione agli elementi finiti.

La struttura è stata modellata con un modello FEM nelle tre dimensioni nello spazio. Il sistema di riferimento assunto prevede una terna destrorsa il cui asse X è orientato in direzione longitudinale, l'asse Y in direzione trasversale e l'asse Z in direzione verticale (positivo verso l'alto).

Il modello prevede due piani fuori terra per l'intera estensione del fabbricato.

Le travi e i pilastri sono stati modellati mediante elementi beam, mentre, pareti, scale, la rampa carrabile sono stati modellati mediante elementi plate.

La platea di fondazione è stata modellata con elementi plate poggianti su suolo elastico alla Winkler, modellato a sua volta con l'introduzione di molle verticali.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

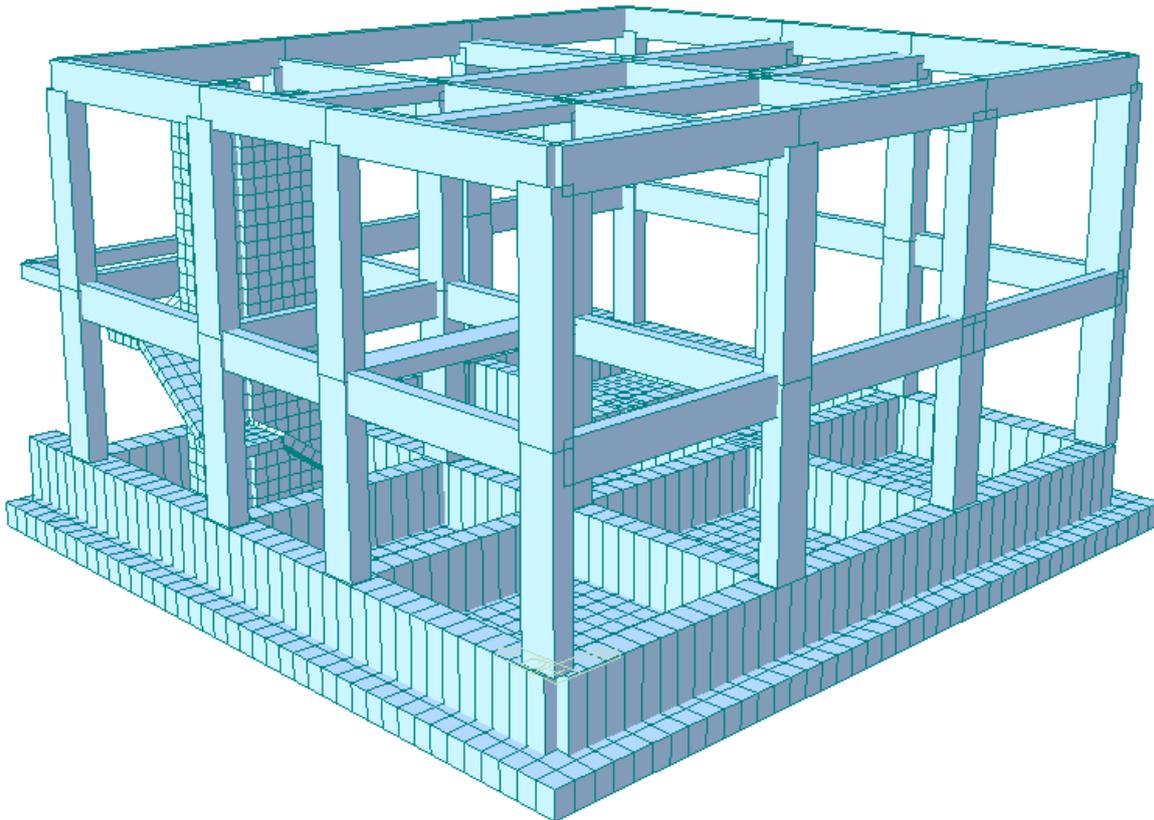
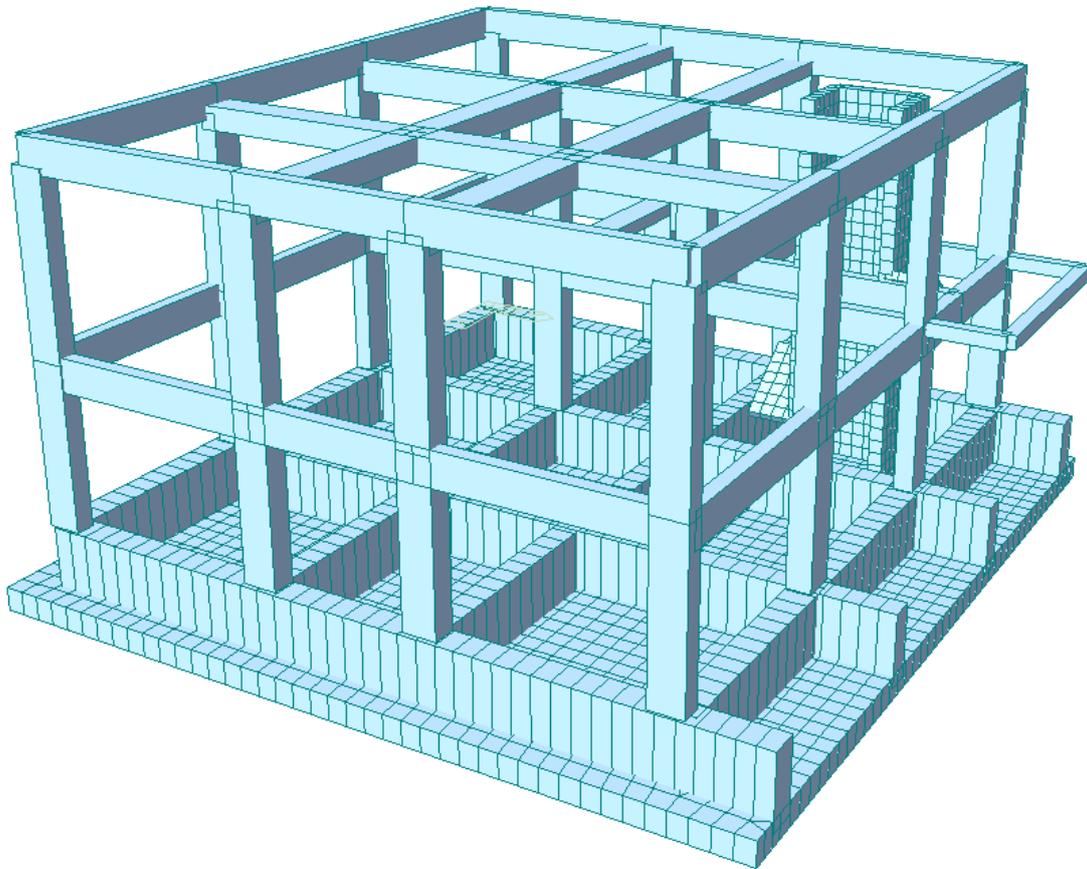
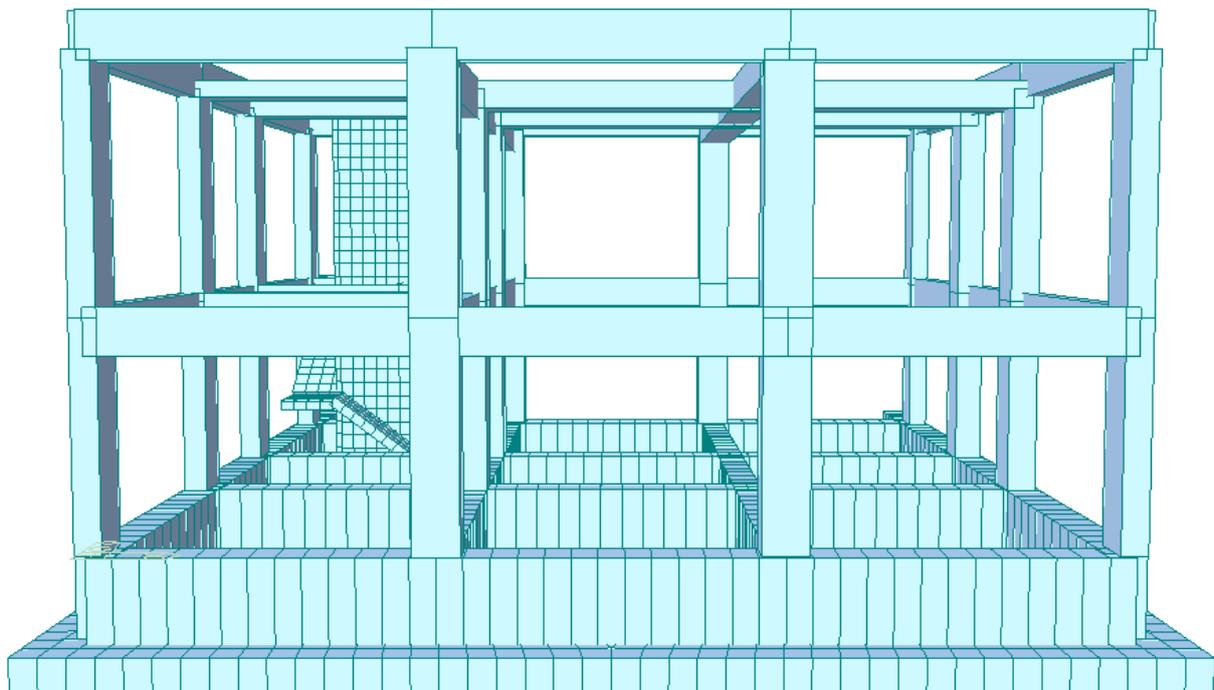


Figura 14 – Modello FEM: vista tridimensionale estrusa anteriore



**Figura 15 – Modello FEM: vista tridimensionale estrusa posteriore**



**Figura 16 – Modello FEM: vista tridimensionale estrusa frontale**

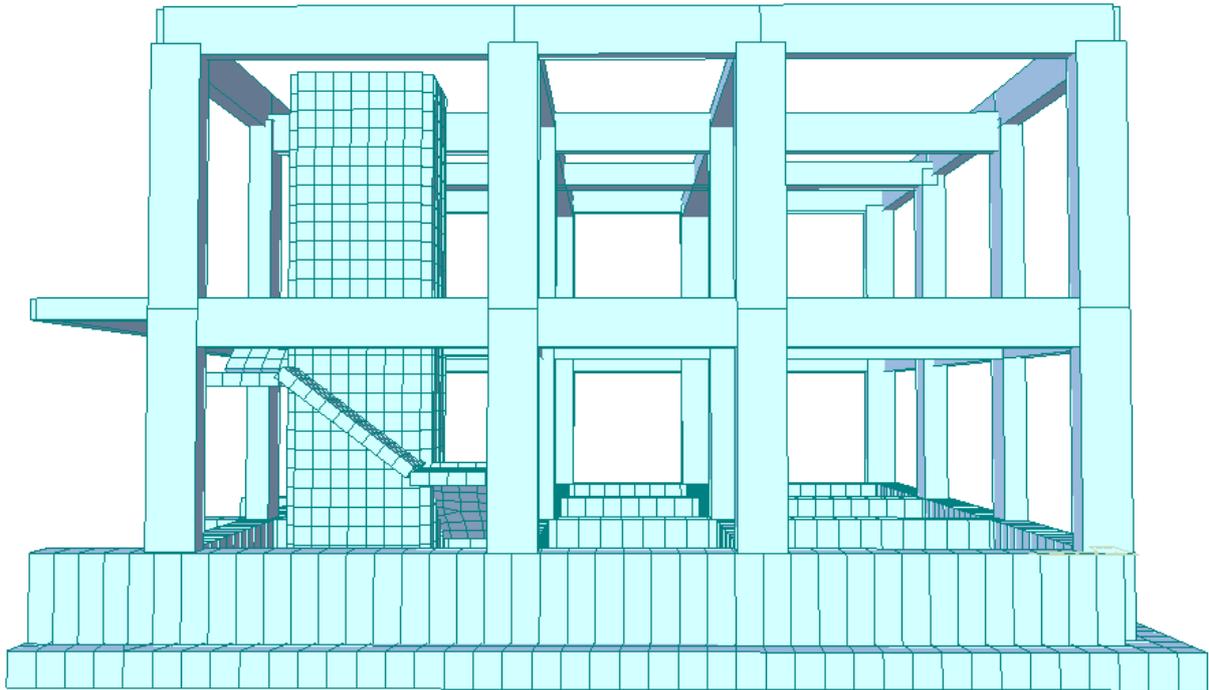


Figura 17 – Modello FEM: vista tridimensionale estrusa laterale

## 8.2 Assegnazione dei carichi di progetto

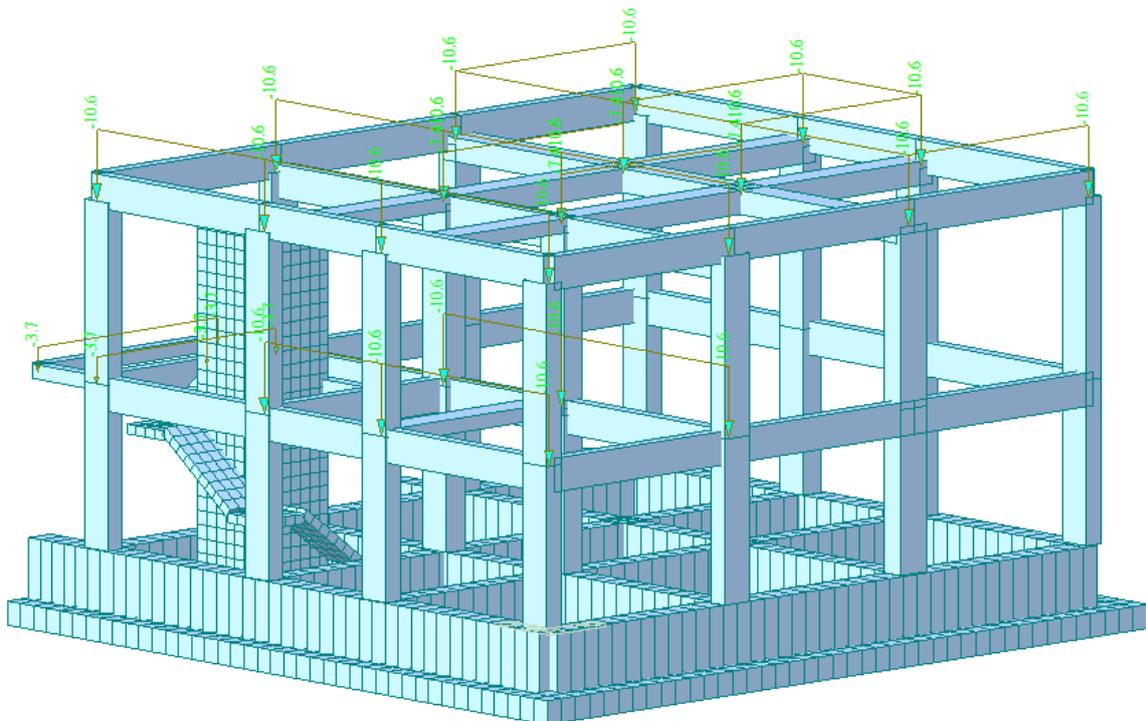


Figura 18 - G1 – Carichi permanenti strutturali



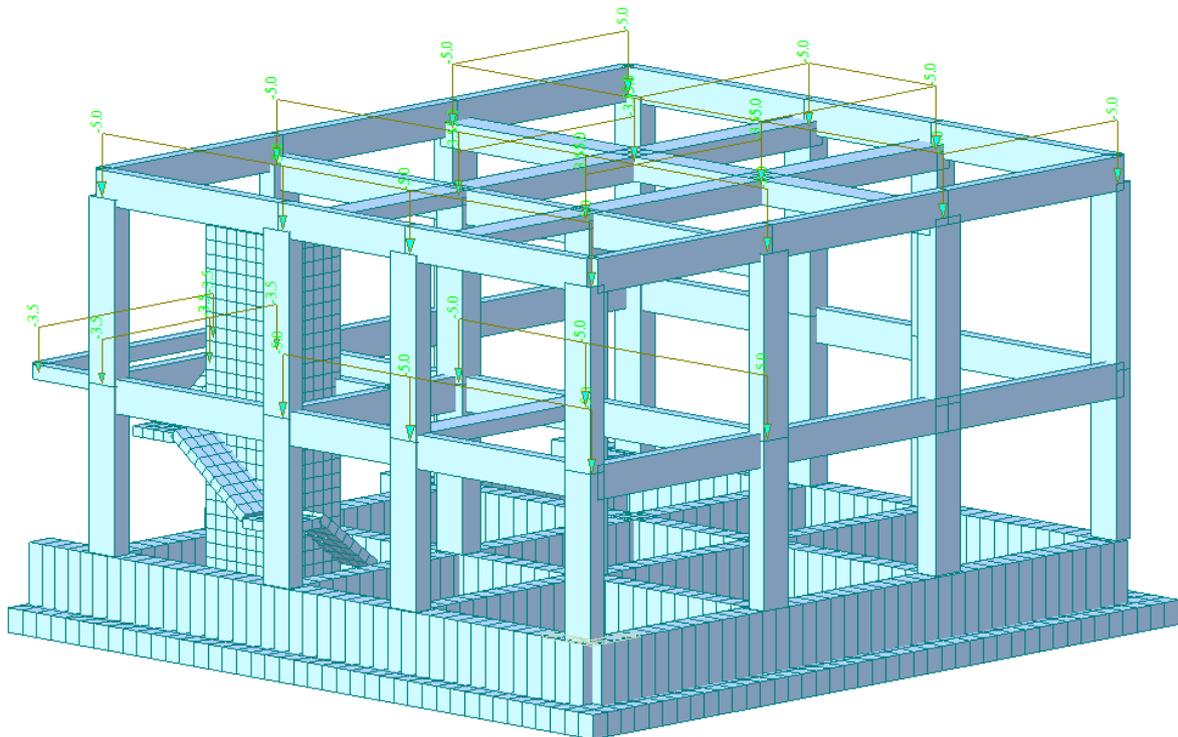


Figura 21 - Q – Sovraccarichi accidentali

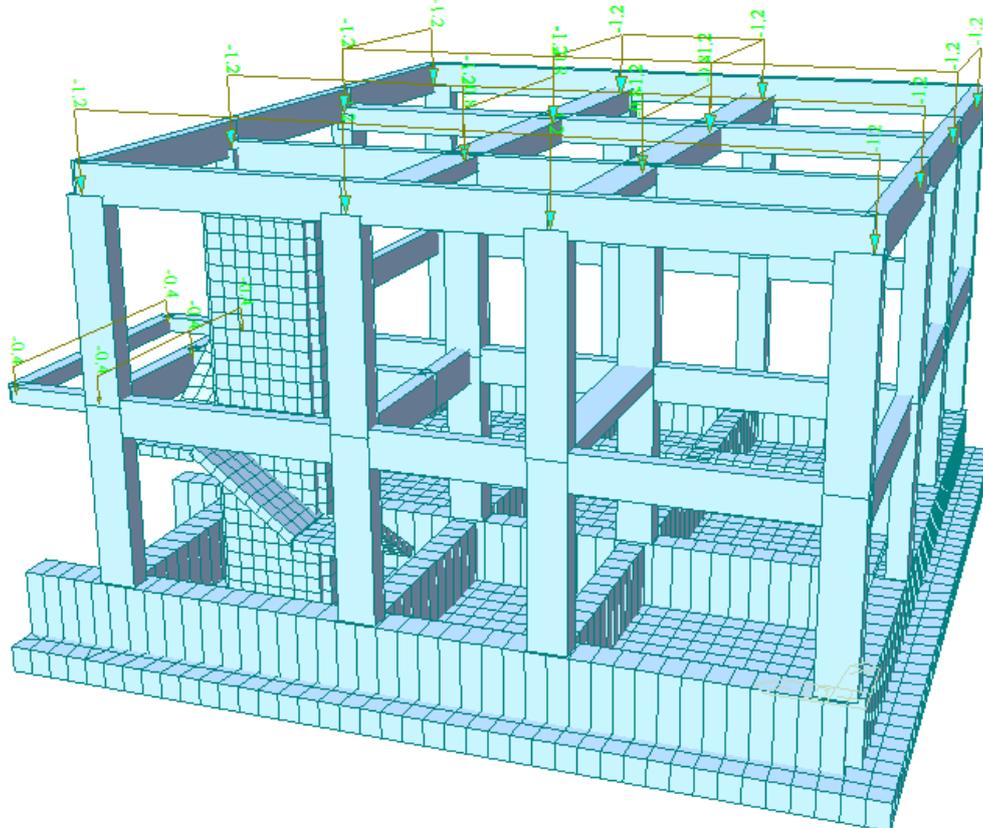


Figura 22 – Qneve – Sovraccarichi accidentali da neve

Sono stati poi applicati i carichi sulle piastre della platea di fondazione e delle rampe e pianerottoli della scala:

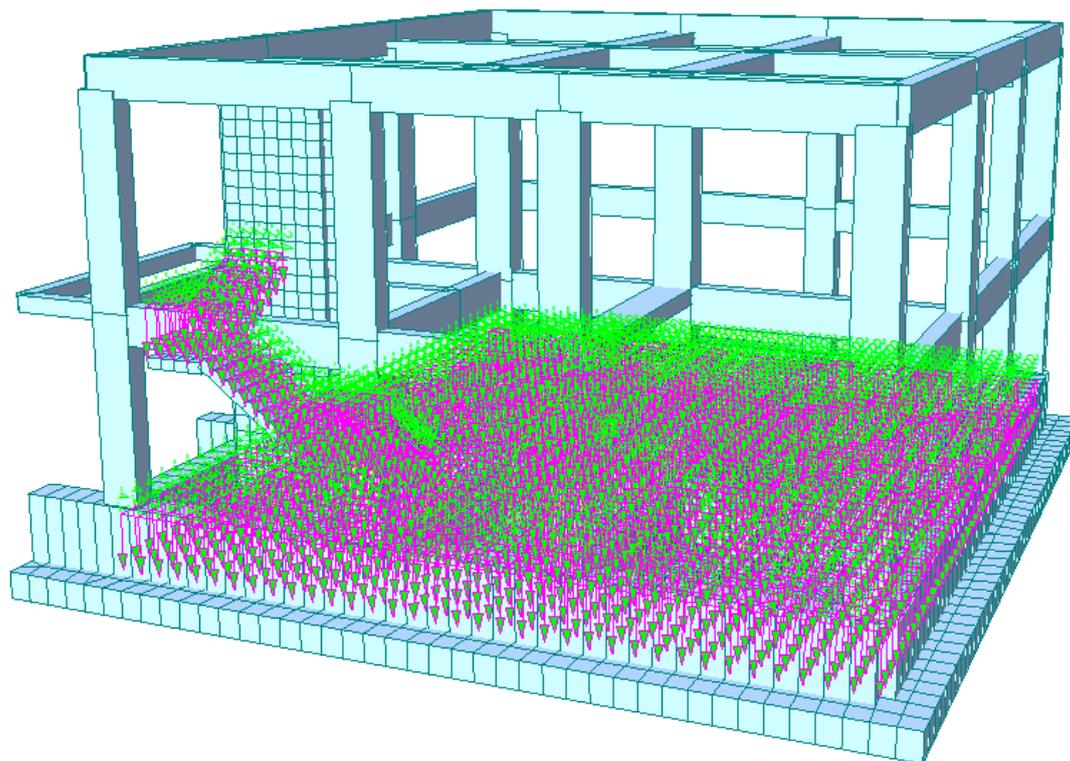


Figura 23 - G1 – Carichi permanenti strutturali

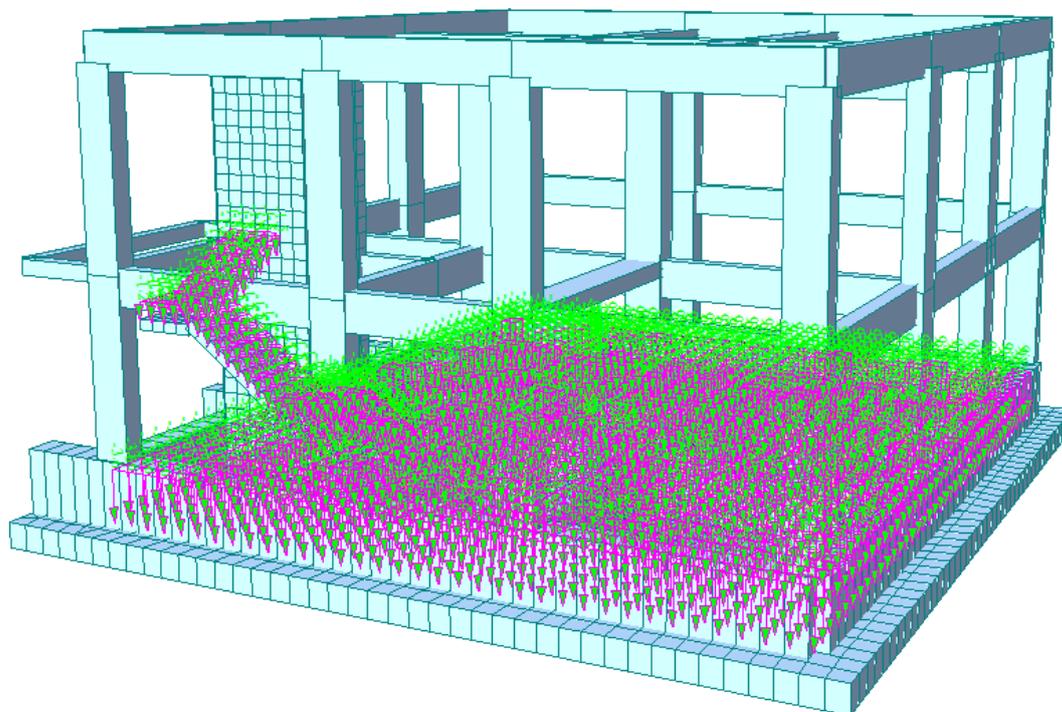


Figura 24 - G2 – Carichi permanenti non strutturali

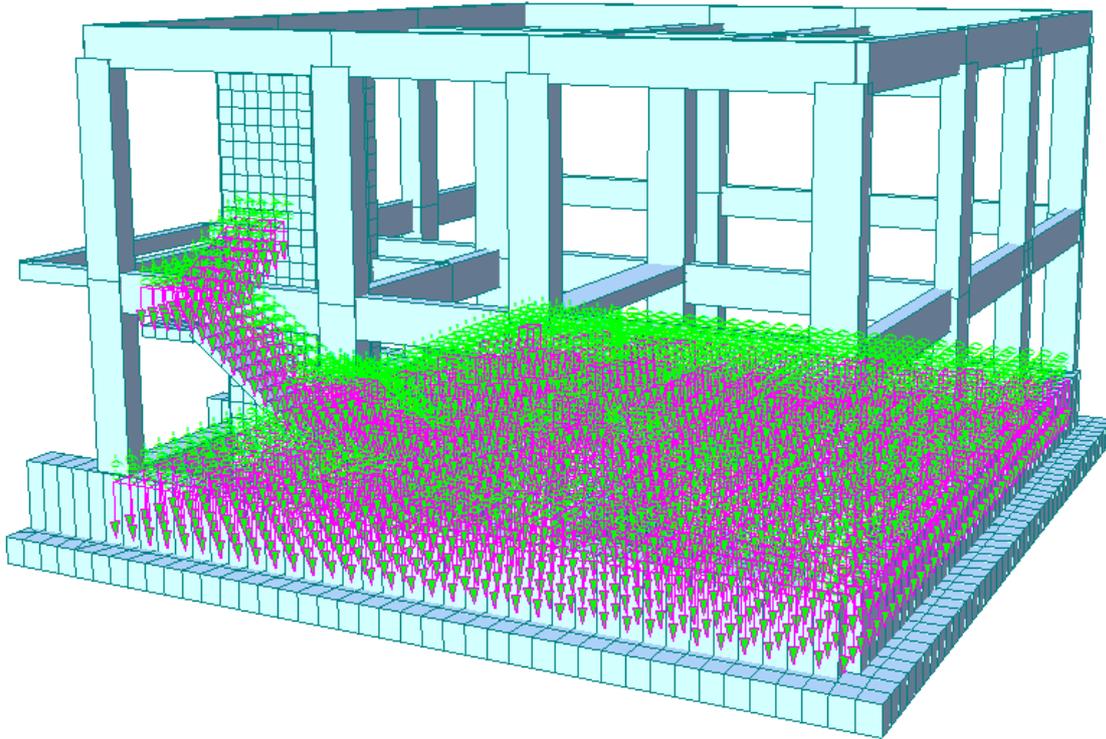


Figura 25 - Qk – Sovraccarichi accidentali

### 8.3 Analisi modale

Sono di seguito riportati periodi e frequenze, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione modale dei primi tre modi di vibrare.

Tabella 4 – Periodi e frequenze

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode No	Frequency	Frequency	Period
(-)	w (rad/sec)	f (cycle/sec)	T (sec)
1	22.21	3.53	0.283
2	24.74	3.94	0.254
3	35.03	5.58	0.179
4	68.75	10.94	0.091
5	76.44	12.17	0.082
6	87.16	13.87	0.072

Tabella 5 – Masse partecipanti (%)

MODAL PARTICIPATION MASSES (%) PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
(-)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	84.4	84.4	0.1	0.1	0.1	0.1

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b> <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	Pag.33 DI 123
------------------------------	--	---------------------

2	0.0	84.5	81.3	81.4	0.0	0.1
3	0.4	84.9	3.3	84.6	0.0	0.1
4	0.0	84.9	0.0	84.6	17.6	17.7
5	9.8	94.8	0.0	84.6	2.7	20.4
6	0.0	94.8	7.0	91.7	0.8	21.2

Mode No	ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.0	0.0	1.0	1.0	0.6	0.6
2	1.5	1.5	0.0	1.0	4.3	4.9
3	0.1	1.6	0.0	1.0	79.9	84.8
4	0.0	1.7	4.9	6.0	0.0	84.8
5	0.4	2.0	3.1	9.0	0.2	85.0
6	4.7	6.7	0.7	9.8	3.0	88.0

**Tabella 6 – Masse partecipanti**

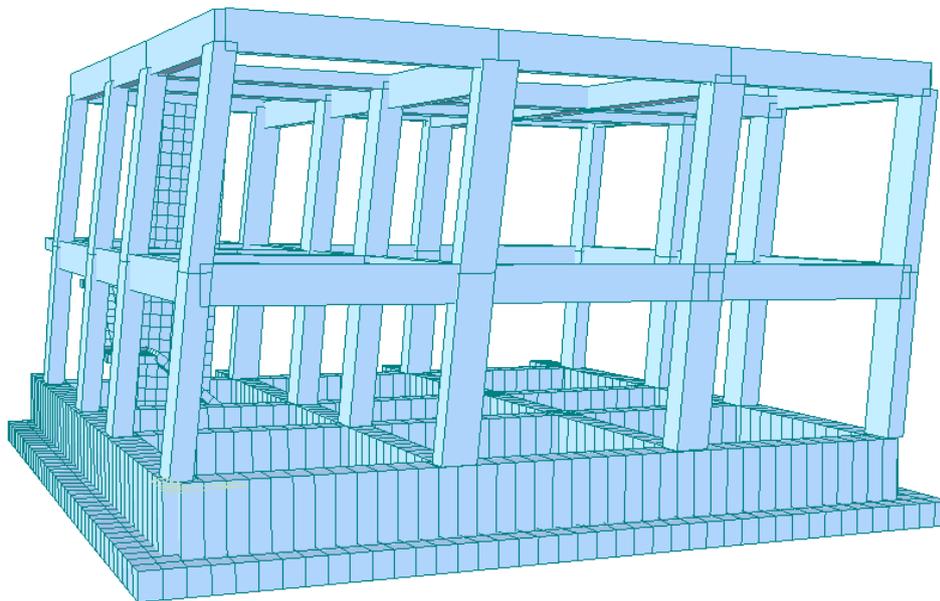
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS (kN)	SUM (kN)	MASS (kN)	SUM (kN)	MASS (kN)	SUM (kN)
1	429.8	429.8	0.5	0.5	0.1	0.1
2	0.2	429.9	413.7	414.2	0.0	0.1
3	2.2	432.1	16.6	430.8	0.0	0.1
4	0.2	432.3	0.0	430.8	37.4	37.6
5	50.1	482.4	0.1	430.9	5.8	43.4
6	0.1	482.5	35.8	466.7	1.7	45.1

Mode No	ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS (kNm <sup>2</sup> )	SUM (kNm <sup>2</sup> )	MASS (kNm <sup>2</sup> )	SUM (kNm <sup>2</sup> )	MASS (kNm <sup>2</sup> )	SUM (kNm <sup>2</sup> )
1	2.2	2.2	63.4	63.4	147.9	147.9
2	75.9	78.1	1.3	64.8	1145.8	1293.7
3	6.6	84.6	0.3	65.1	21078.7	22372.4
4	1.6	86.2	314.1	379.2	0.0	22372.4
5	19.4	105.6	195.0	574.2	44.9	22417.3
6	241.5	347.1	47.0	621.2	785.6	23202.9

**Tabella 7 – Coefficienti di partecipazione modale**

MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT

Mode No	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z
(-)	Value	Value	Value
1	20.7	-0.7	9.0
2	0.4	20.3	24.6
3	1.5	4.1	-141.0
4	-0.4	0.0	-0.4
5	7.1	0.2	0.1
6	0.3	6.0	-7.7



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
VIBRATION MODE

---

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 3.534712

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.282908

MPM(%)

DX= 84.425281  
 DY= 0.092805  
 DZ= 0.052588  
 RX= 0.042900  
 RY= 0.996272  
 RZ= 0.560852

---

MODE 1

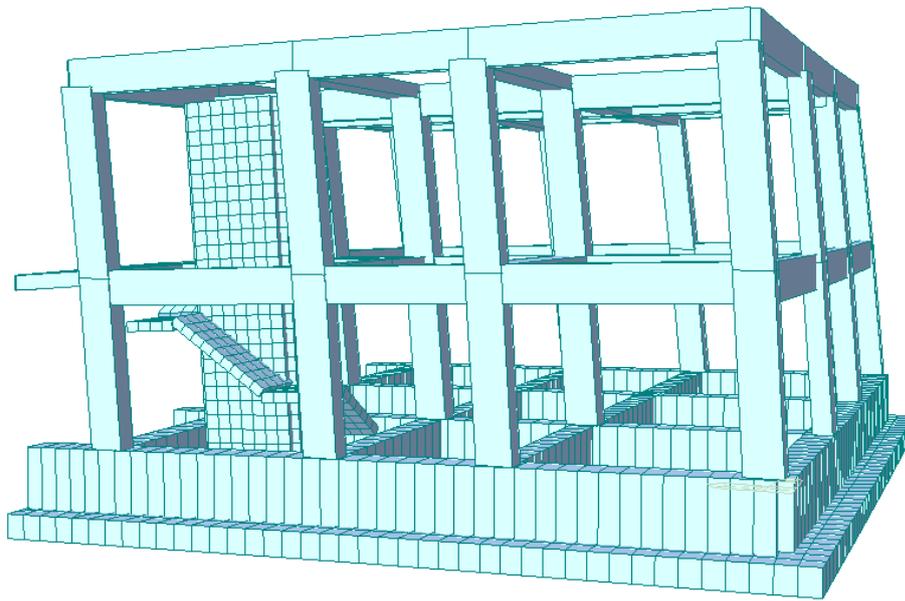
MAX : 41  
 MIN : 15747

FILE: DEPOSITO (G~  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 11/08/2021

VIEW-DIRECTION

X: -0.398  
 Y: -0.916  
 Z: 0.052

Figura 26 – Modo 1: diagramma degli spostamenti



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 VIBRATION MODE

---

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 3.936778

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.254015

MPM(%)

DX= 0.032900  
 DY= 81.276147  
 DZ= 0.008541  
 RX= 1.472494  
 RY= 0.021048  
 RZ= 4.344826

MODE 2

---

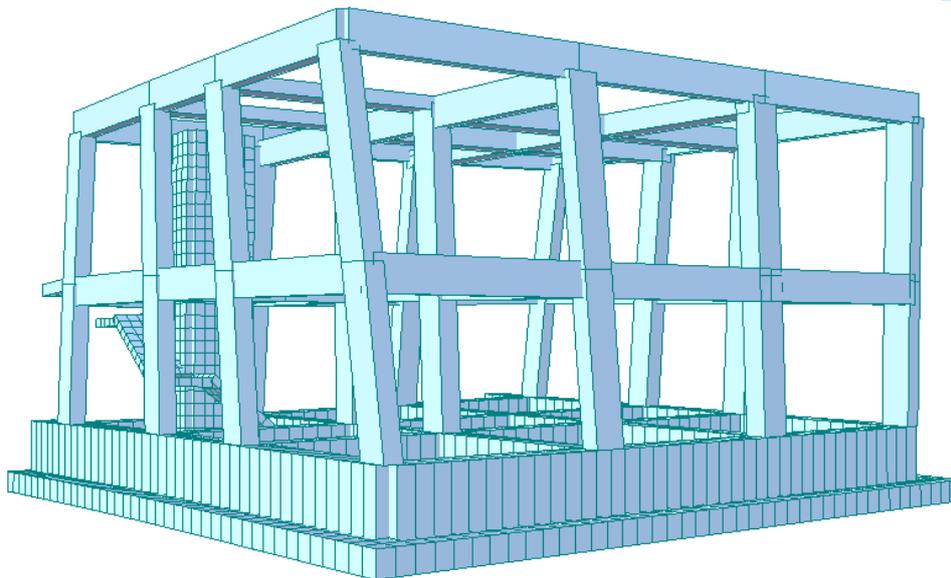
MAX : 44  
 MIN : 15607

FILE: DEPOSITO (G-  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 11/08/2021

VIEW-DIRECTION

X:-0.935  
 Y:-0.350  
 Z: 0.052

Figura 27 - Modo 2: diagramma degli spostamenti



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 VIBRATION MODE

---

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 5.575646

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.179351

MPM(%)

DX= 0.432756  
 DY= 3.265358  
 DZ= 0.000489  
 RX= 0.127347  
 RY= 0.004757  
 RZ= 79.931655

MODE 3

---

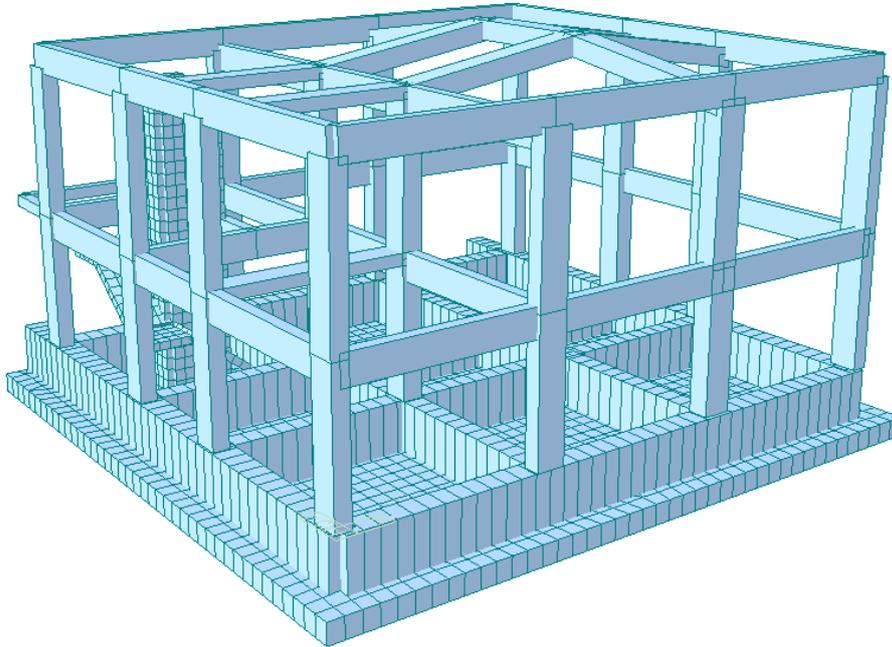
MAX : 53  
 MIN : 15459

FILE: DEPOSITO (G-  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 11/08/2021

VIEW-DIRECTION

X:-0.622  
 Y:-0.783  
 Z:-0.009

Figura 28 - Modo 3: diagramma degli spostamenti



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 VIBRATION MODE

---

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 10.941391

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.091396

MPM(%)

DX= 0.037289  
 DY= 0.000049  
 DZ= 17.589374  
 RX= 0.030671  
 RY= 4.933309  
 RZ= 0.000107

MODE 4

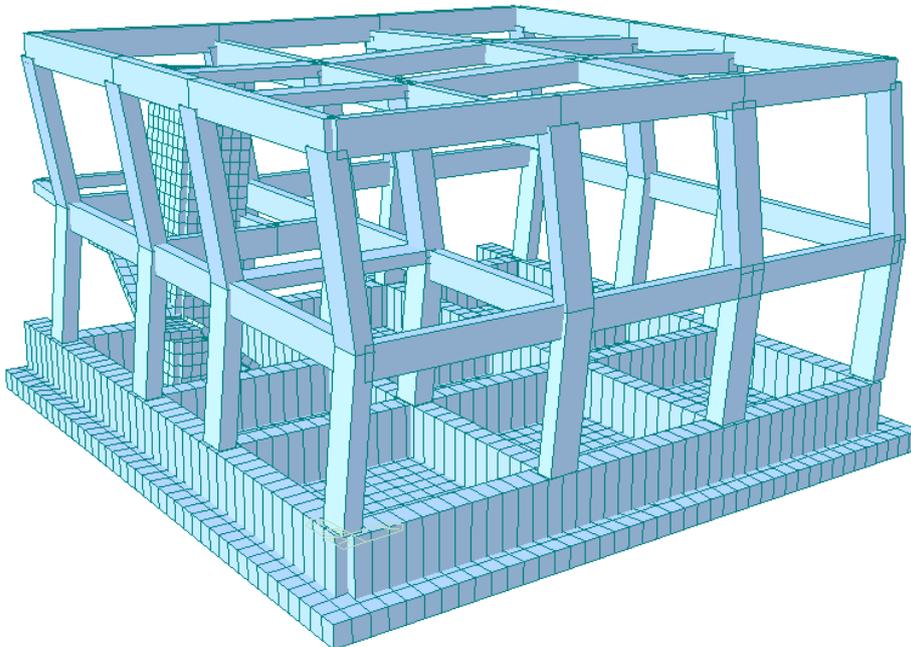
MAX : 14189  
 MIN : 14278

FILE: DEPOSITO (G-  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 11/08/2021

VIEW-DIRECTION

X: -0.568  
 Y: -0.781  
 Z: 0.259

Figura 29 - Modo 4: diagramma degli spostamenti



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 VIBRATION MODE

---

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 12.165320

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.082201

MPM(%)

DX= 9.833836  
 DY= 0.010664  
 DZ= 2.729292  
 RX= 0.375900  
 RY= 3.062956  
 RZ= 0.170286

MODE 5

MAX : 16895  
 MIN : 15166

FILE: DEPOSITO (G-  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 11/08/2021

VIEW-DIRECTION

X: -0.568  
 Y: -0.781  
 Z: 0.259

Figura 30 - Modo 5: diagramma degli spostamenti

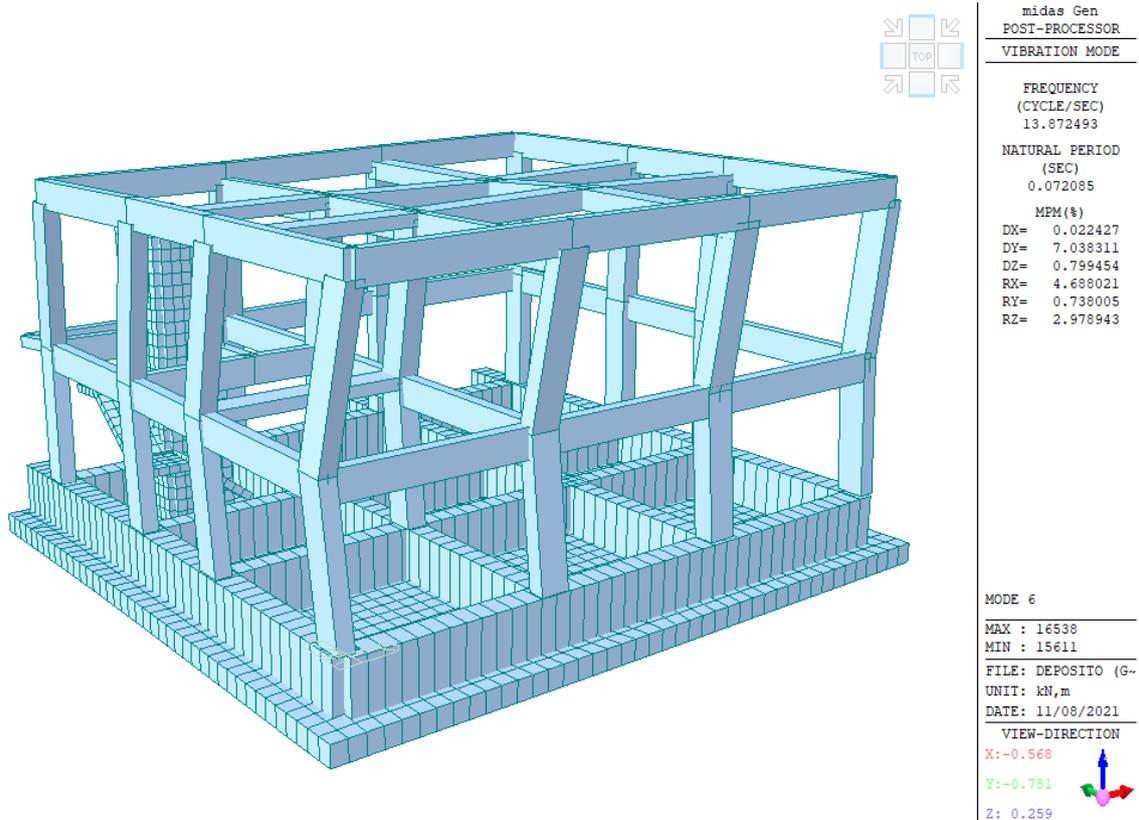


Figura 31 - Modo 6: diagramma degli spostamenti

## 8.4 Combinazioni di carico

1	cLCB1	Strength/Stress	Add	$1.3D + 1.5(1.0Q_k)$
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	$1.3D + 1.5(1.0Q_k) + 1.5(0.5Q_{k,neve})$
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	$1.3D + 1.5(1.0Q_k) + 1.5(1.0Q_{k,neve})$
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X...$
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X...$
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X...$
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X...$
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y...$
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y...$
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y...$
11	cLCB11	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y...$
12	cLCB12	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X...$
13	cLCB13	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X...$
14	cLCB14	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X...$
15	cLCB15	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X...$

<b>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</b>	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b>  <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	<b>Pag.38</b> <b>DI</b> <b>123</b>
---	--	--

16	cLCB16	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y...$
17	cLCB17	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y...$
18	cLCB18	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y...$
19	cLCB19	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y...$
20	cLCB20	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X...$
21	cLCB21	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X...$
22	cLCB22	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} X...$
23	cLCB23	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} X...$
24	cLCB24	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
25	cLCB25	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
26	cLCB26	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
27	cLCB27	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
28	cLCB28	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X...$
29	cLCB29	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X...$
30	cLCB30	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X...$
31	cLCB31	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X...$
32	cLCB32	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y...$
33	cLCB33	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y...$
34	cLCB34	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y...$
35	cLCB35	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y...$
36	cLCB36	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X...$
37	cLCB37	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X...$
38	cLCB38	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X...$
39	cLCB39	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X...$
40	cLCB40	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y...$
41	cLCB41	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y...$
42	cLCB42	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y...$
43	cLCB43	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y...$
44	cLCB44	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X...$
45	cLCB45	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X...$
46	cLCB46	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} X...$
47	cLCB47	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} X...$
48	cLCB48	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
49	cLCB49	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
50	cLCB50	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
51	cLCB51	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) + 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} Y...$
52	cLCB52	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X...$
53	cLCB53	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X...$
54	cLCB54	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X...$

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b> <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E</b> <b>SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	Pag.39 DI 123
---------------------------------	--	---------------------

55	cLCB55	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))$
56	cLCB56	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))$
57	cLCB57	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))$
58	cLCB58	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))$
59	cLCB59	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))$
60	cLCB60	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))$
61	cLCB61	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))$
62	cLCB62	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))$
63	cLCB63	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))$
64	cLCB64	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))$
65	cLCB65	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))$
66	cLCB66	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))$
67	cLCB67	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))$
68	cLCB68	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))$
69	cLCB69	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))$
70	cLCB70	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))$
71	cLCB71	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))$
72	cLCB72	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))$
73	cLCB73	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))$
74	cLCB74	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))$
75	cLCB75	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))-0.3(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))$
76	cLCB76	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))$
77	cLCB77	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))+0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))$
78	cLCB78	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))$
79	cLCB79	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))-0.3(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))$
80	cLCB80	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))$
81	cLCB81	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))+0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))$
82	cLCB82	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)+SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)-SV Y(ES))$
83	cLCB83	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS)-SV X(ES))-0.3(1.00)(SV Y(RS)+SV Y(ES))$
84	cLCB84	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))$
85	cLCB85	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))+0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))$
86	cLCB86	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))$
87	cLCB87	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))-0.3(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))$
88	cLCB88	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))$
89	cLCB89	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))+0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))$
90	cLCB90	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)+SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)-SD Y(ES))$
91	cLCB91	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SD X(RS)-SD X(ES))-0.3(1.00)(SD Y(RS)+SD Y(ES))$
92	cLCB92	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)+SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X(RS)+SV_{el} X(ES))$
93	cLCB93	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Qk) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el} Y(RS)-SV_{el} Y(ES))+0.3(1.00)(SV_{el} X(RS)-SV_{el} X(ES))$

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b> <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E</b> <b>SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	<b>Pag.40</b> <b>DI</b> <b>123</b>
---------------------------------	--	--

94	cLCB94	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el Y(RS)} + SV_{el Y(ES)}) - 0.3(1.00)(SV_{el X}...$
95	cLCB95	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el Y(RS)} - SV_{el Y(ES)}) - 0.3(1.00)(SV_{el X}...$
96	cLCB96	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el X(RS)} + SV_{el X(ES)}) + 0.3(1.00)(SV_{el Y}...$
97	cLCB97	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el X(RS)} - SV_{el X(ES)}) + 0.3(1.00)(SV_{el Y}...$
98	cLCB98	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el X(RS)} + SV_{el X(ES)}) - 0.3(1.00)(SV_{el Y}...$
99	cLCB99	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) - 1.0(1.0(1.00)(SV_{el X(RS)} - SV_{el X(ES)}) - 0.3(1.00)(SV_{el Y}...$
100	cLCB100	Strength(Elastic)	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(SUF)ESPE$
101	cLCB101	Serviceability	Add	$SERV : 1.0D + (1.0Q_k)$
102	cLCB102	Serviceability	Add	$SERV : 1.0D + (1.0Q_k) + (0.5Q_k, neve)$
103	cLCB103	Serviceability	Add	$SERV : 1.0D + (1.0Q_k) + (1.0Q_k, neve)$
104	cLCB104	Serviceability	Add	$SERV : 1.0D + (0.9Q_k)$
105	cLCB105	Serviceability	Add	$SERV : 1.0D + (0.8Q_k) + (0.2Q_k, neve)$
106	cLCB106	Serviceability	Add	$SERV : 1.0D + (0.8Q_k)$
107	LCB107	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS) + SV X(ES)) - 0.3(1.00)(SV Y(RS) + SV Y...$
108	LCB108	Strength/Stress	Add	$1.0D + 1.0(0.8Q_k) + 1.0(1.0(1.00)(SV X(RS) + SV X(ES)) - 0.3(1.00)(SV Y(RS) + SV Y...$

## 8.5 Involuppo delle sollecitazioni

Di seguito si riportano, per il modello di calcolo, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione a mezzo di diagrammi di involuppo associati alle famiglie di combinazioni dei carichi.

## 8.5.1 SLU

### 8.5.1.1 Beam

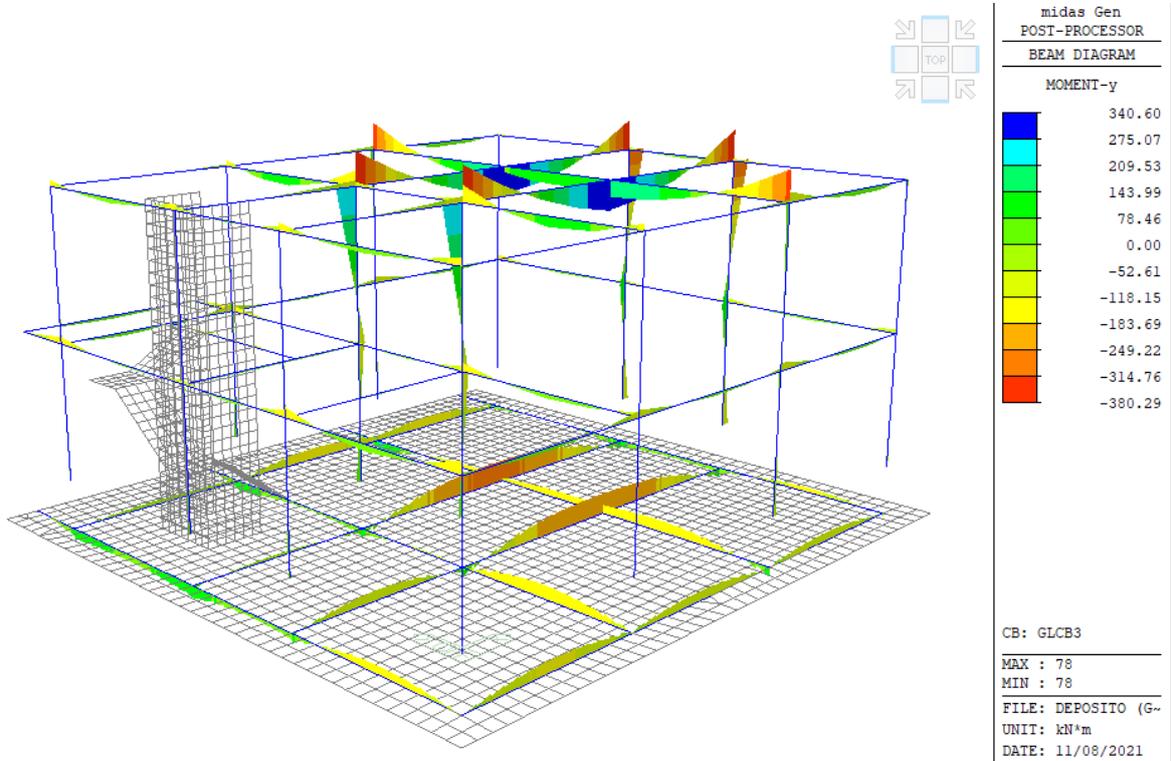


Figura 32 – Momento My - Involuppo SLU

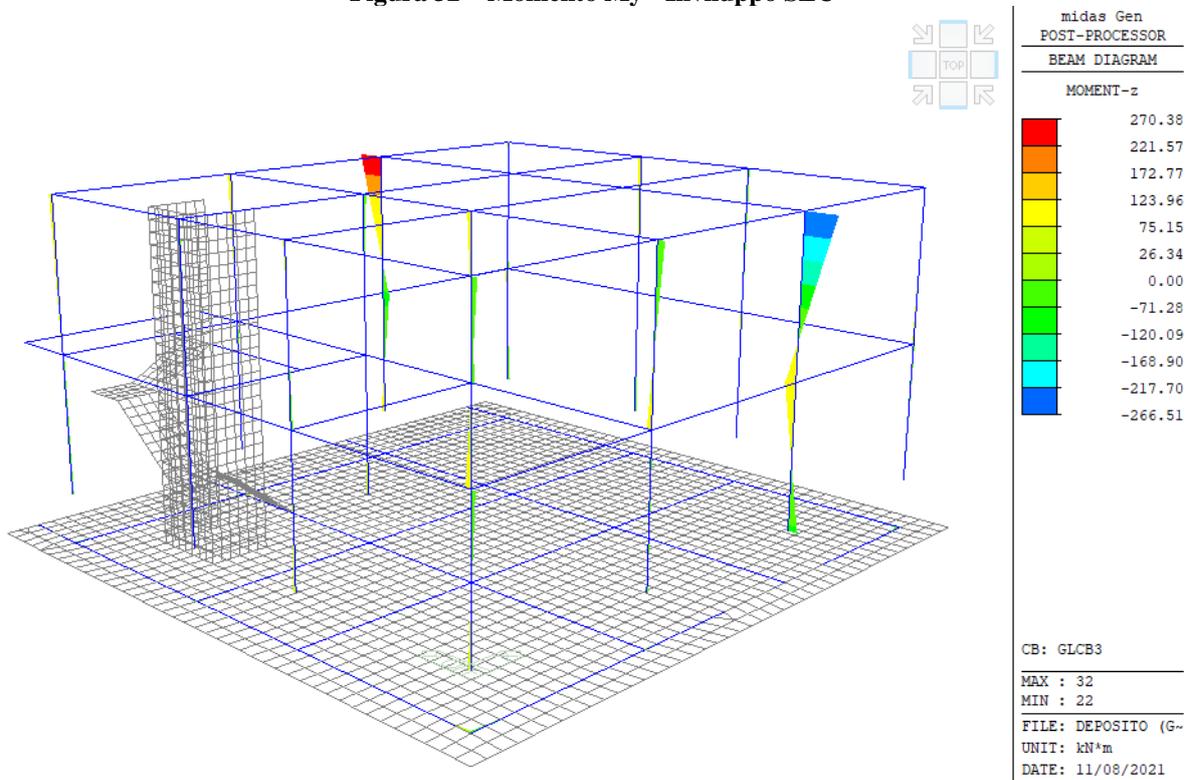


Figura 33 – Momento Mz - Involuppo SLU

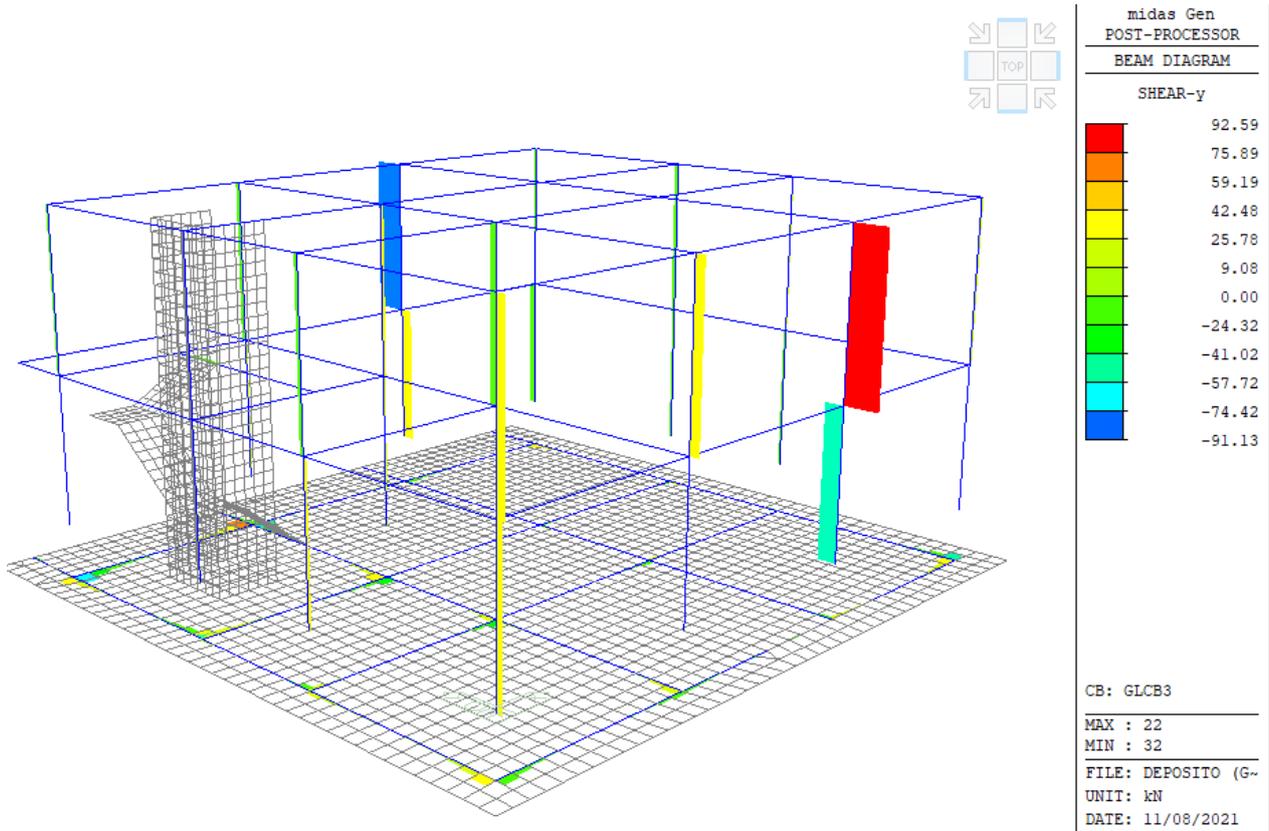


Figura 34 – Taglio Fy - Inviluppo SLU

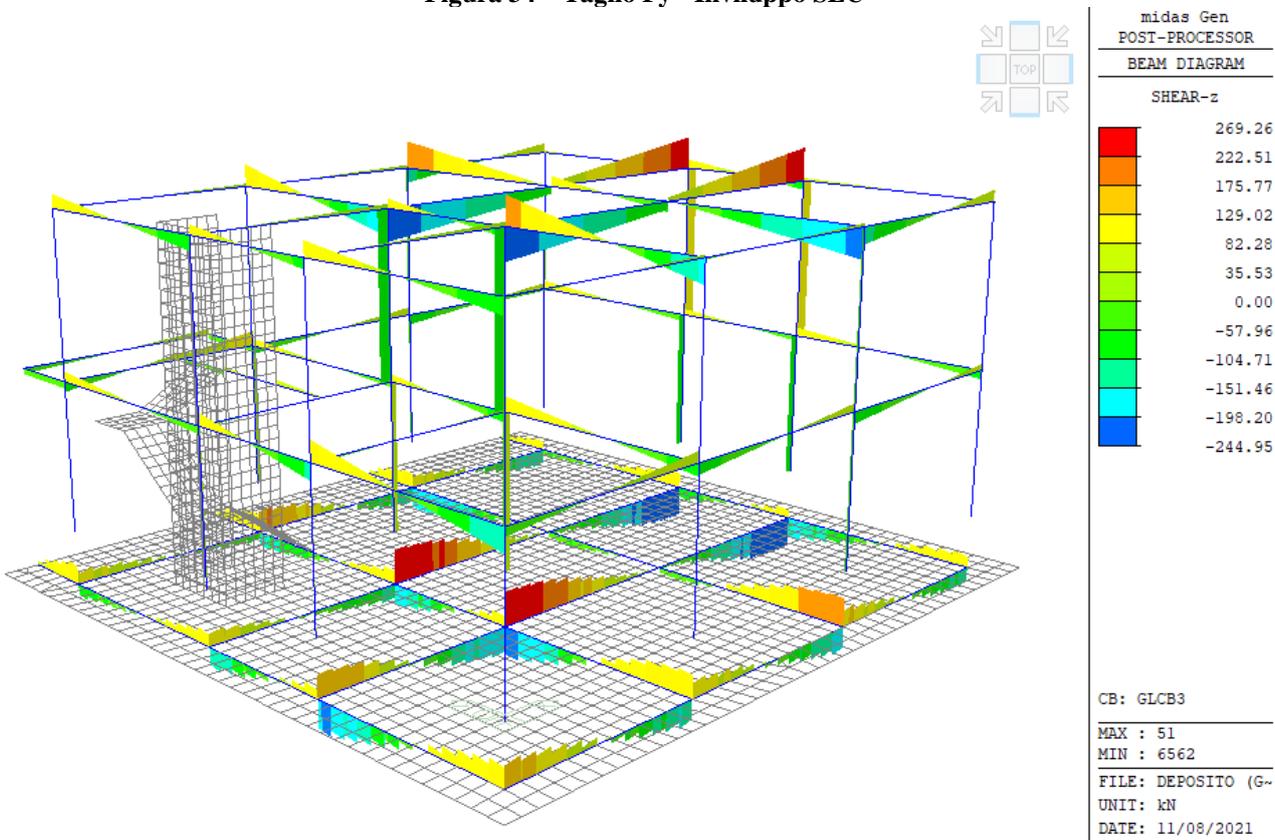


Figura 35 – Taglio Fz - Inviluppo SLU

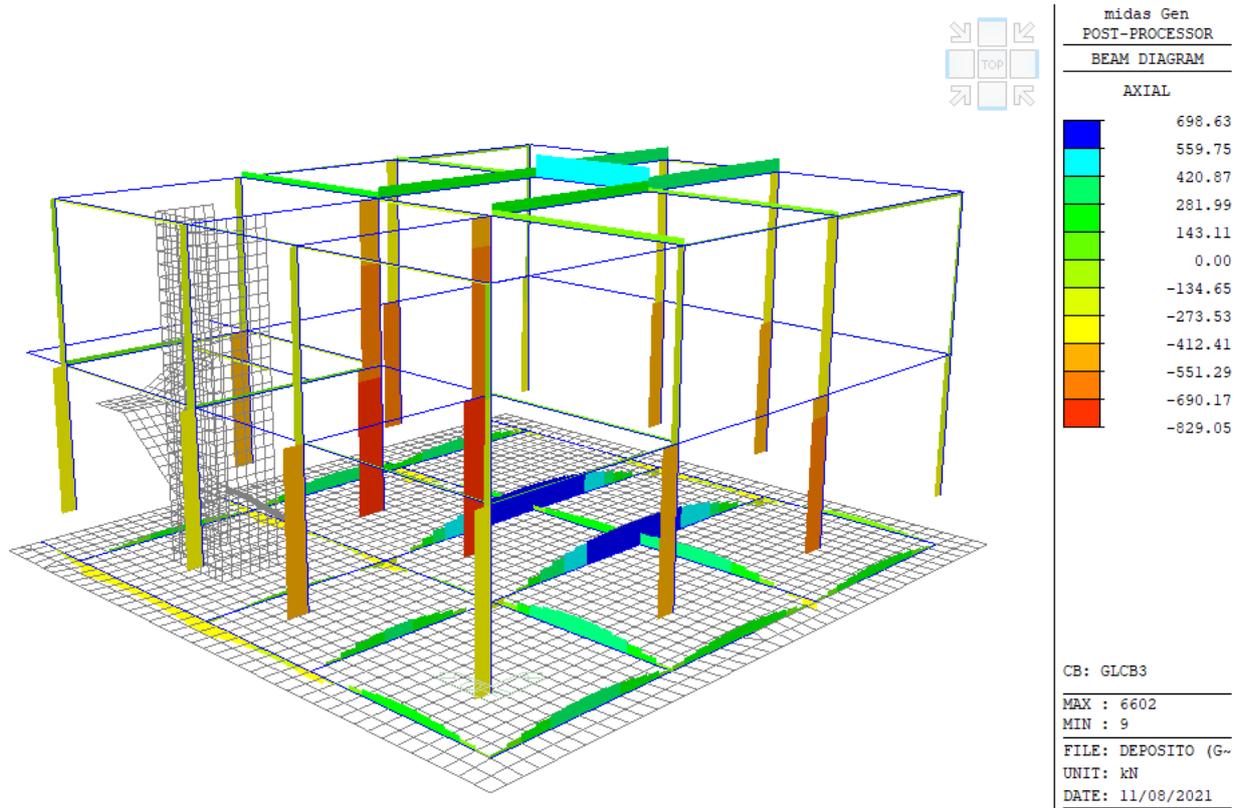


Figura 36 – Sforzo Normale Fx - Involuppo SLU

### 8.5.1.2 Plate

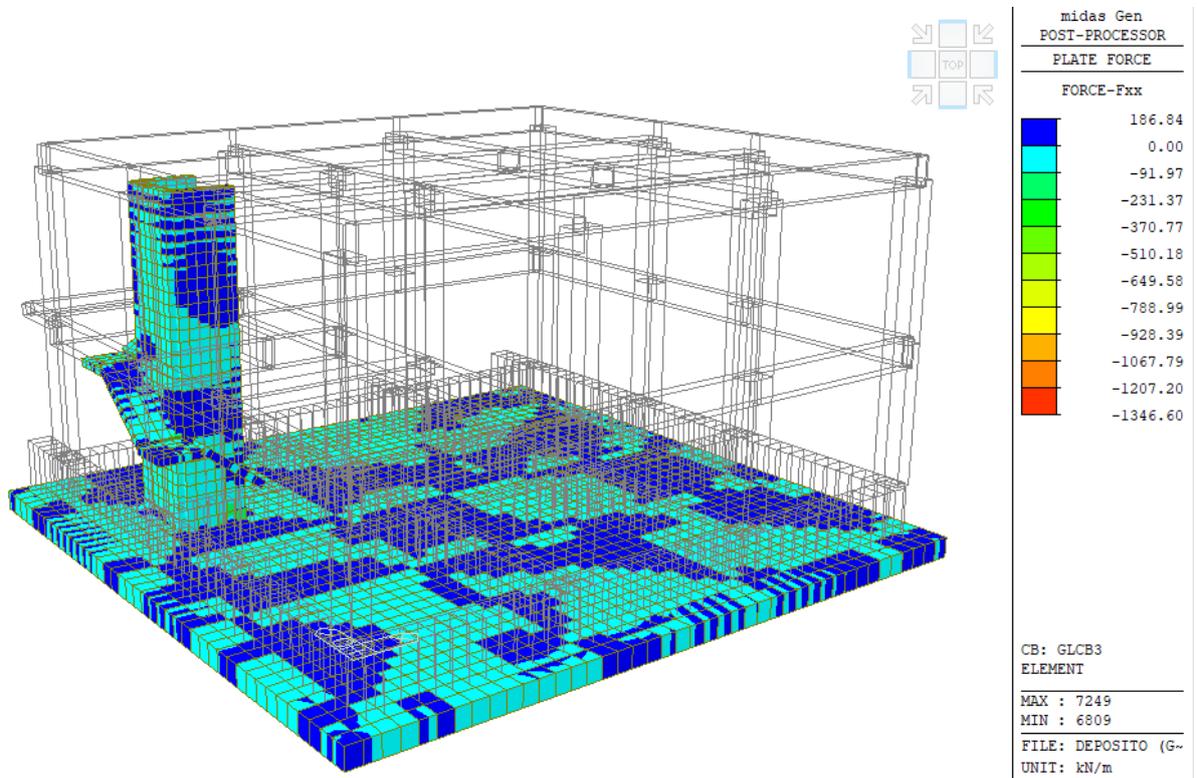


Figura 37 – Forza Fxx - Involuppo SLU

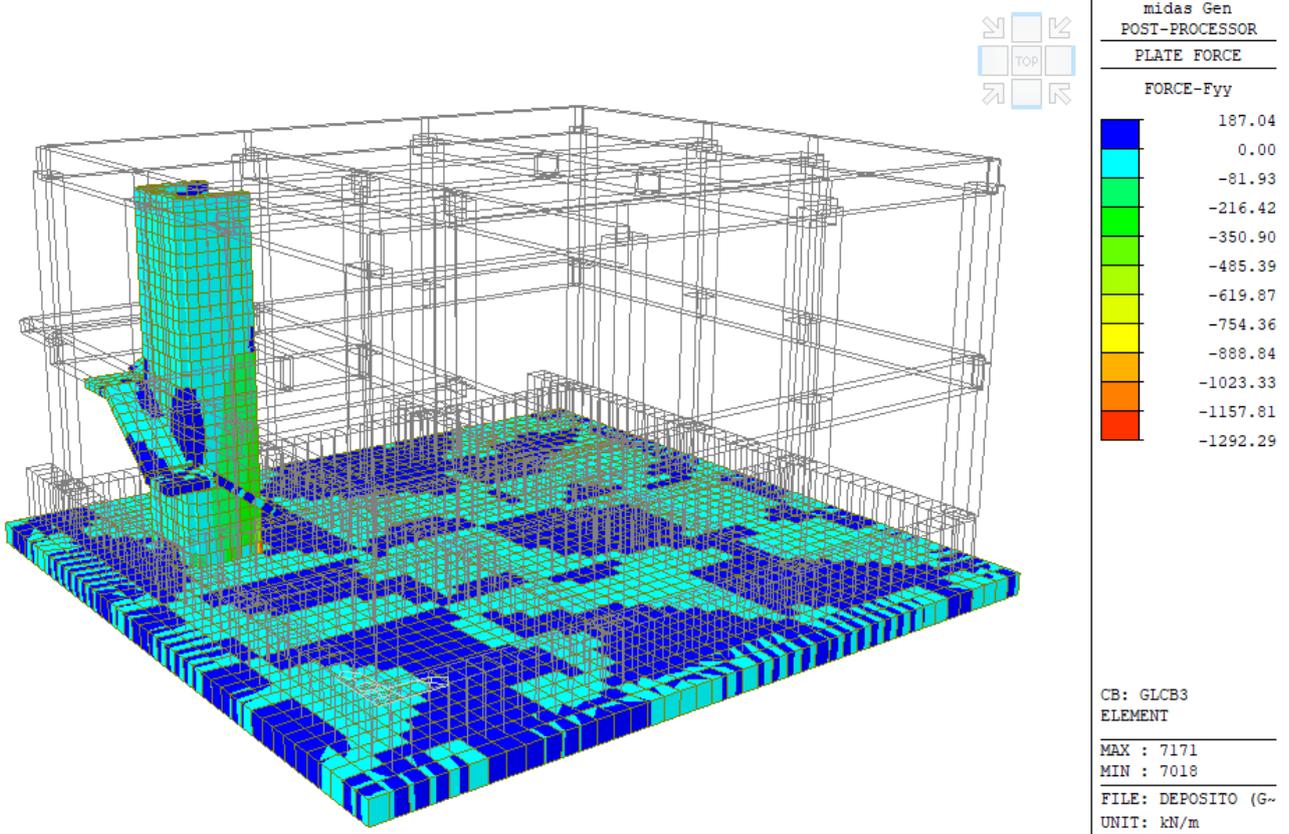


Figura 38 – Forza Fyy - Involuppo SLU

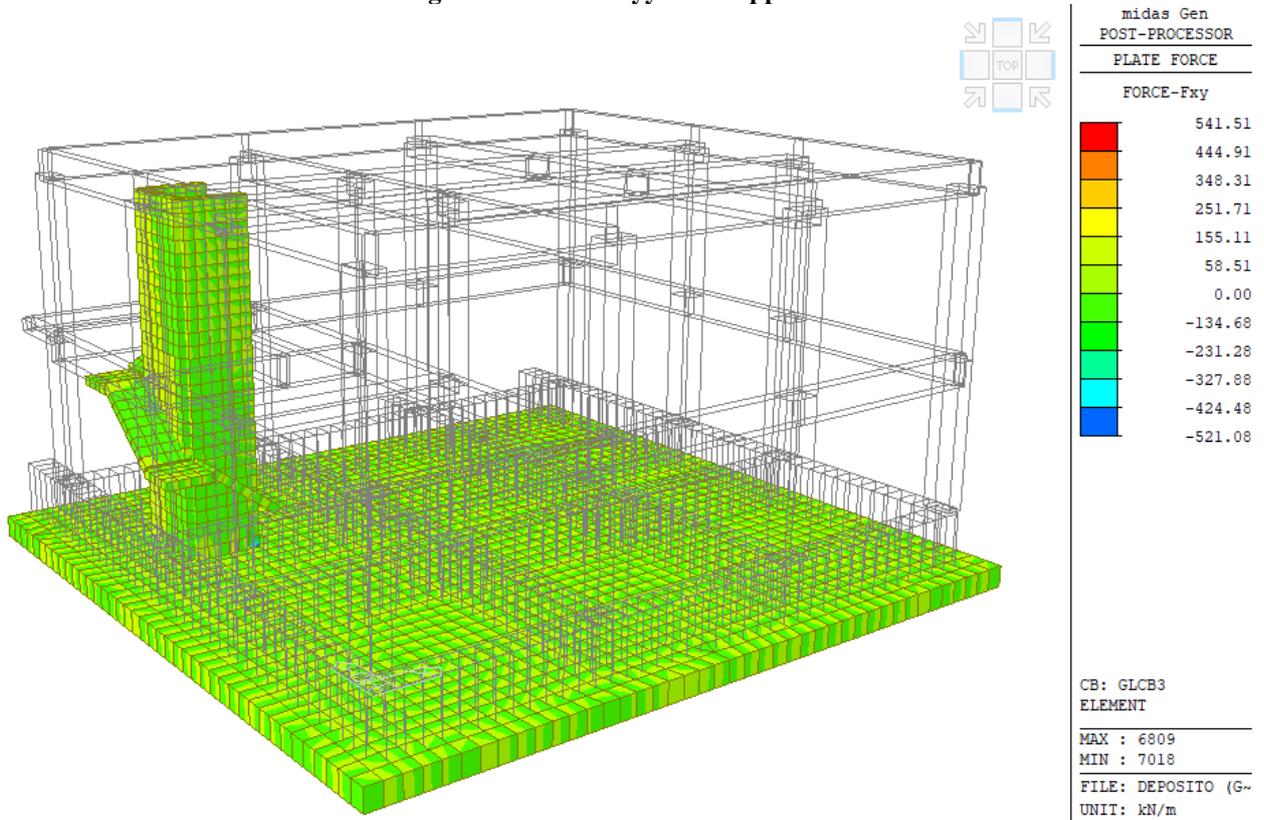


Figura 39 – Forza Fxy - Involuppo SLU

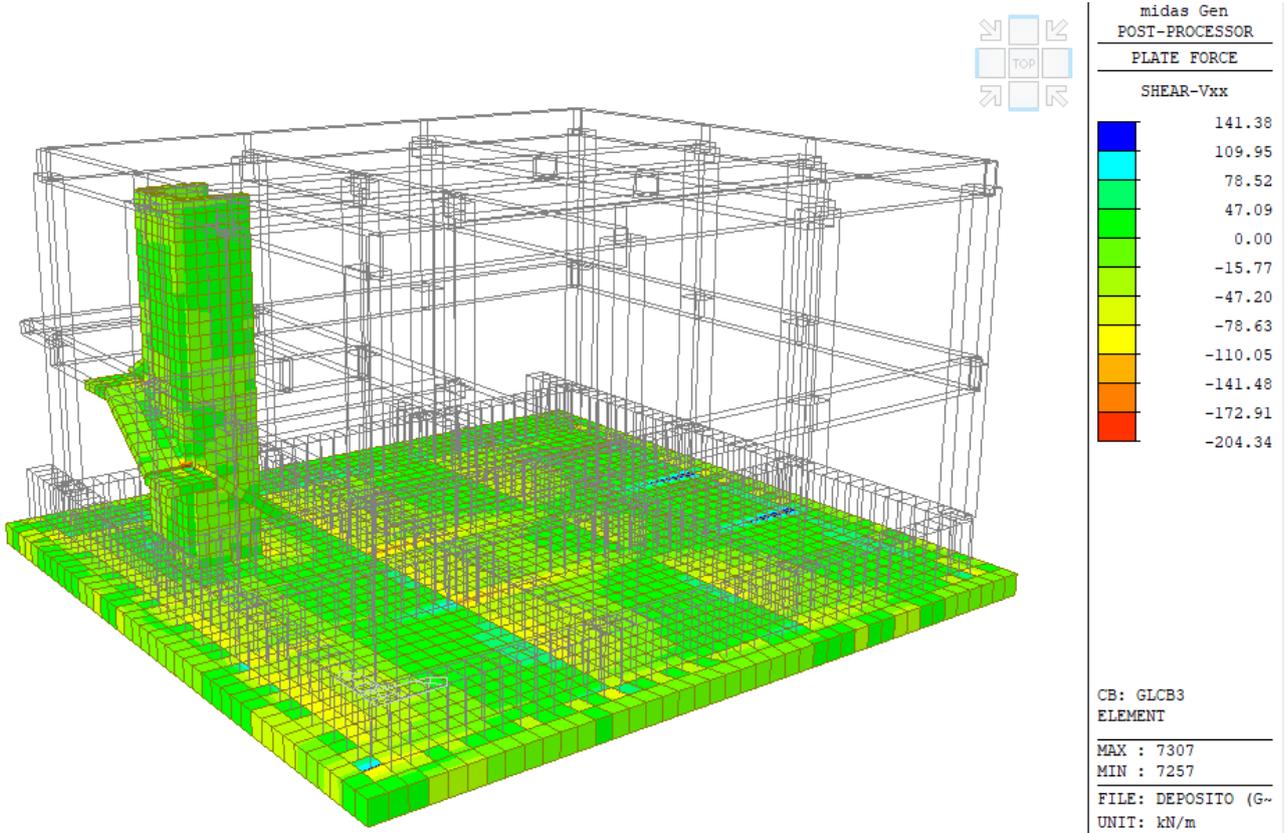


Figura 40 – Taglio Vxx - Inviluppo SLU

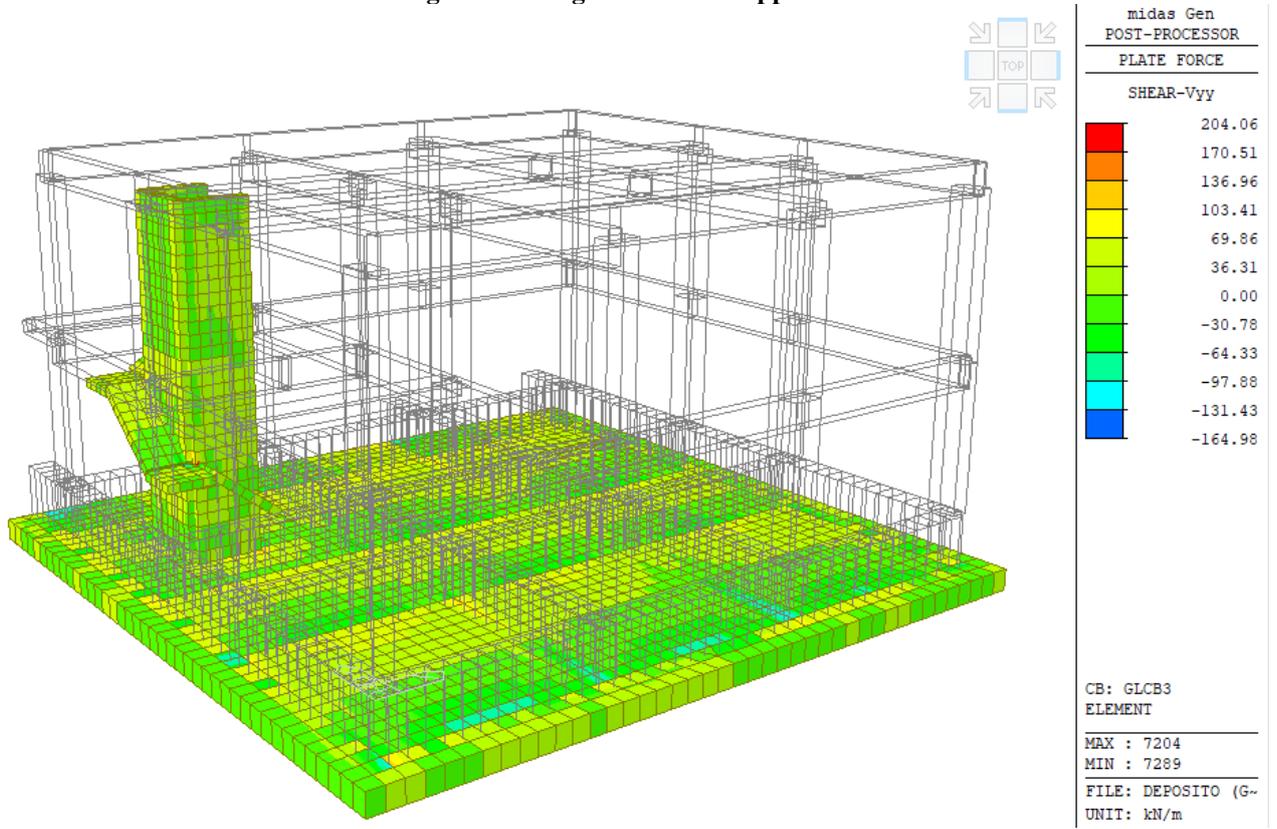


Figura 41 – Taglio Vyy - Inviluppo SLU

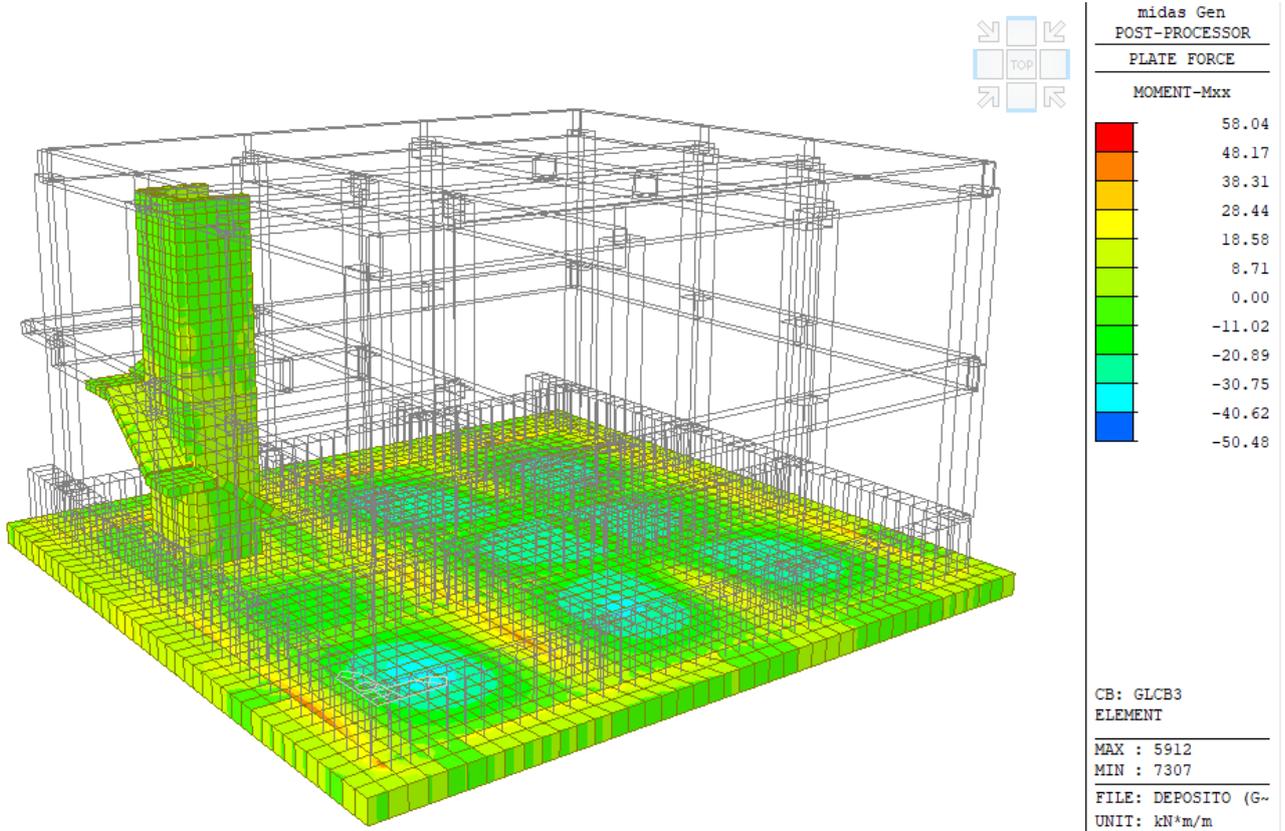


Figura 42 – Momento Mxx - Inviluppo SLU

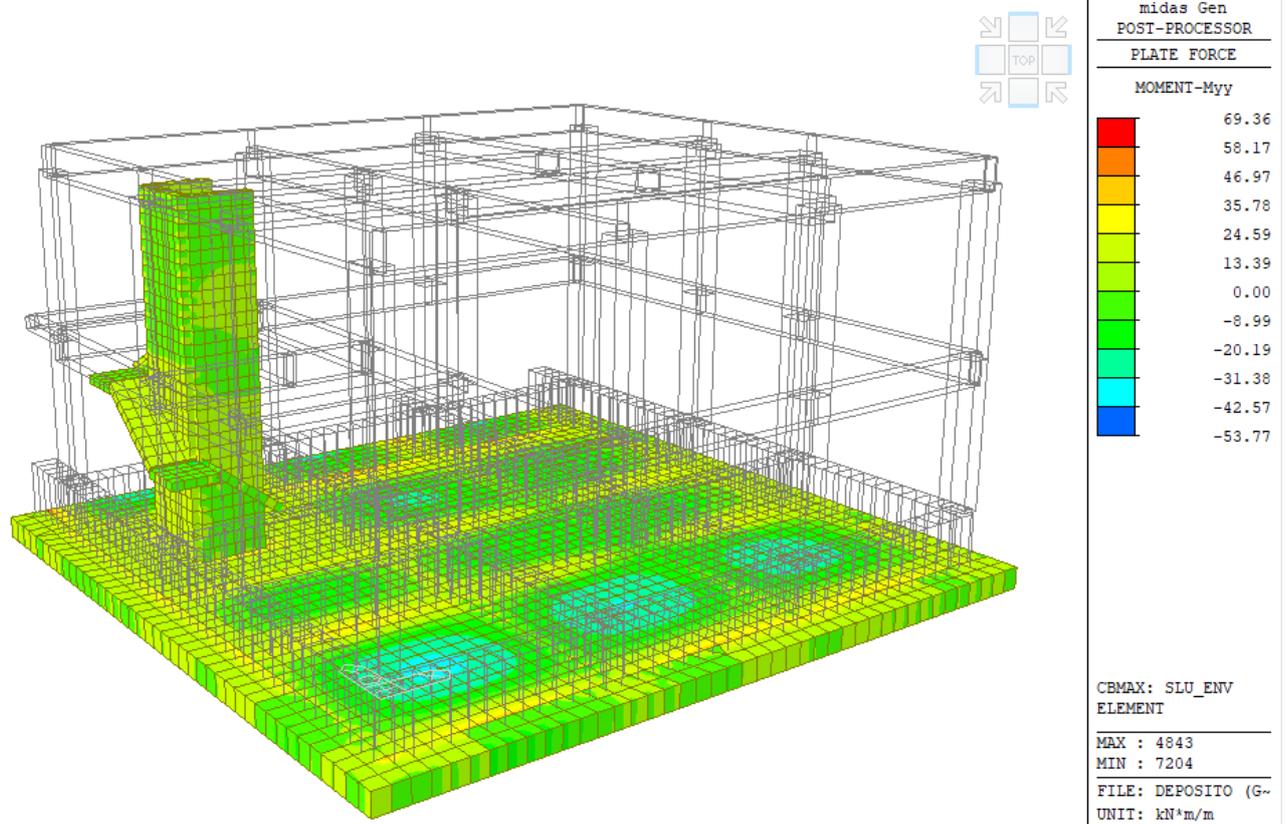


Figura 43 – Momento Myy - Inviluppo SLU

## 8.5.2 SLV

### 8.5.2.1 Beam

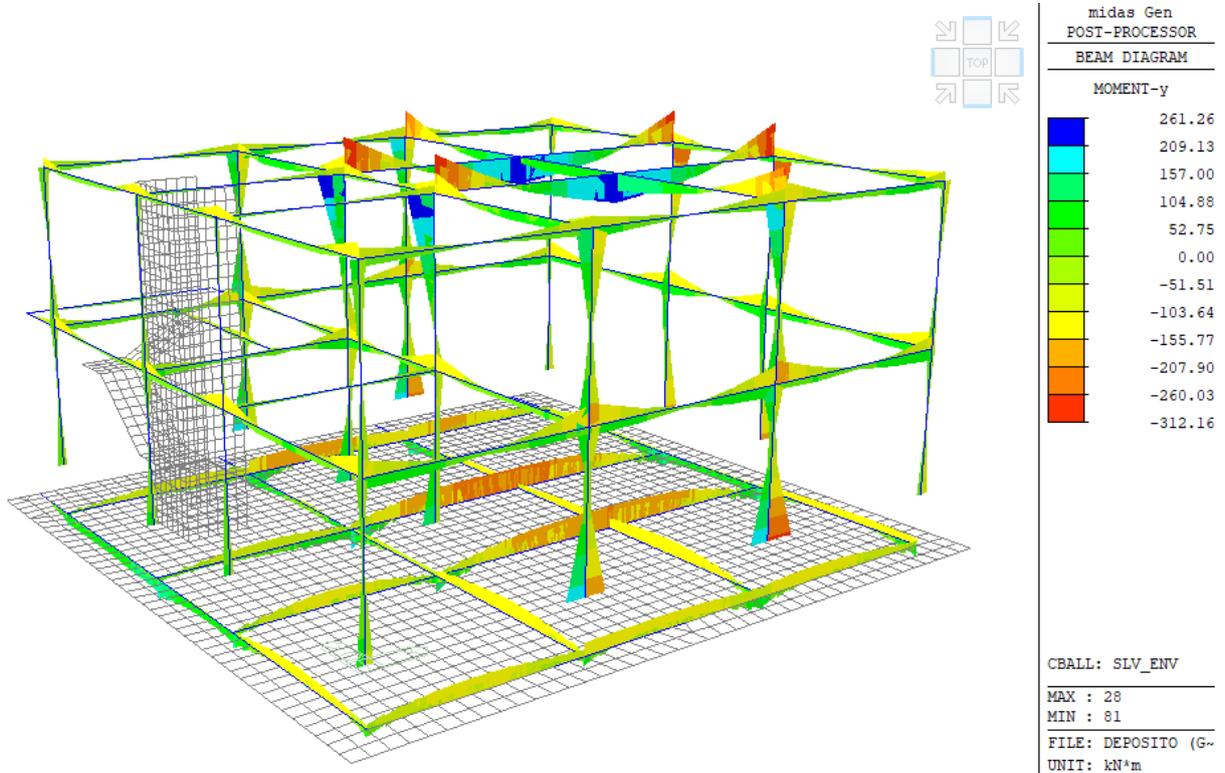


Figura 44 – Momento My - Involuppo SLV\_q = 2.76

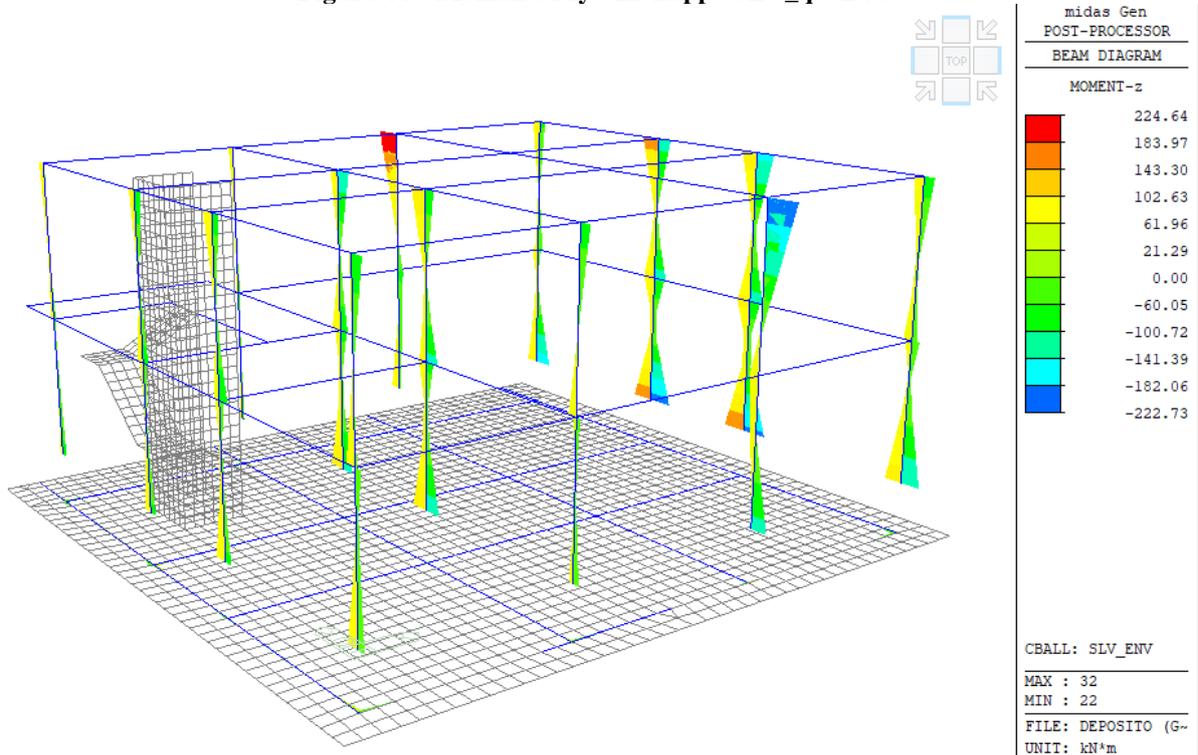


Figura 45 – Momento Mz - Involuppo SLV\_q = 2.76

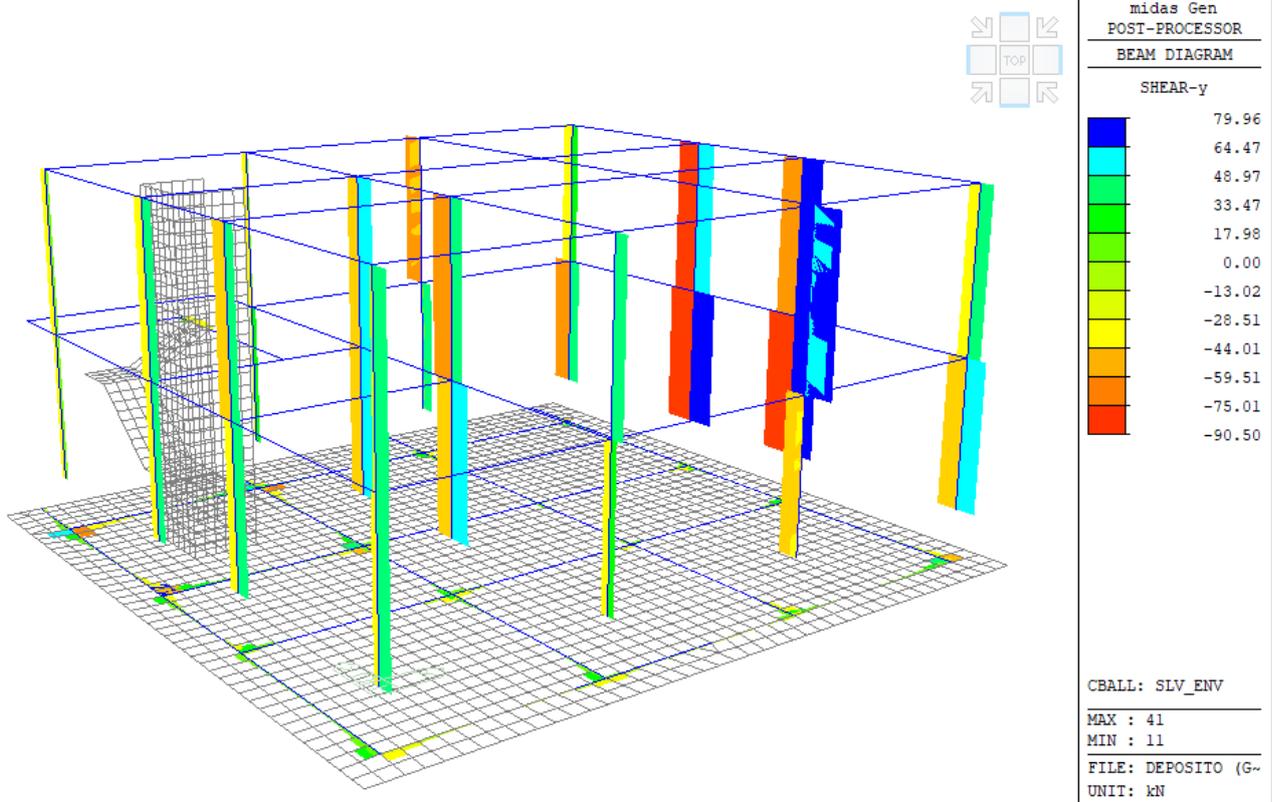


Figura 46 – Taglio Fy - Involuppo SLV\_q = 2.76

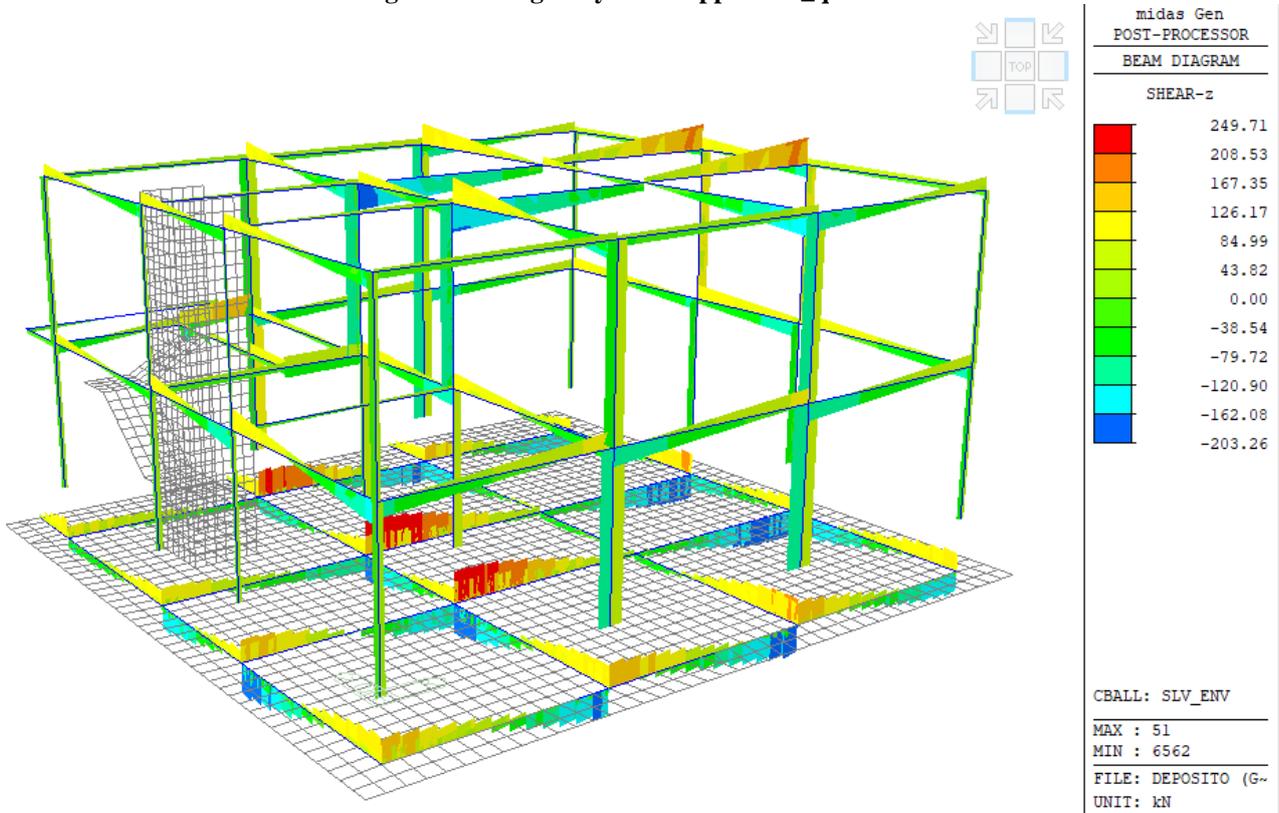


Figura 47 – Taglio Fz - Involuppo SLV\_q = 2.76

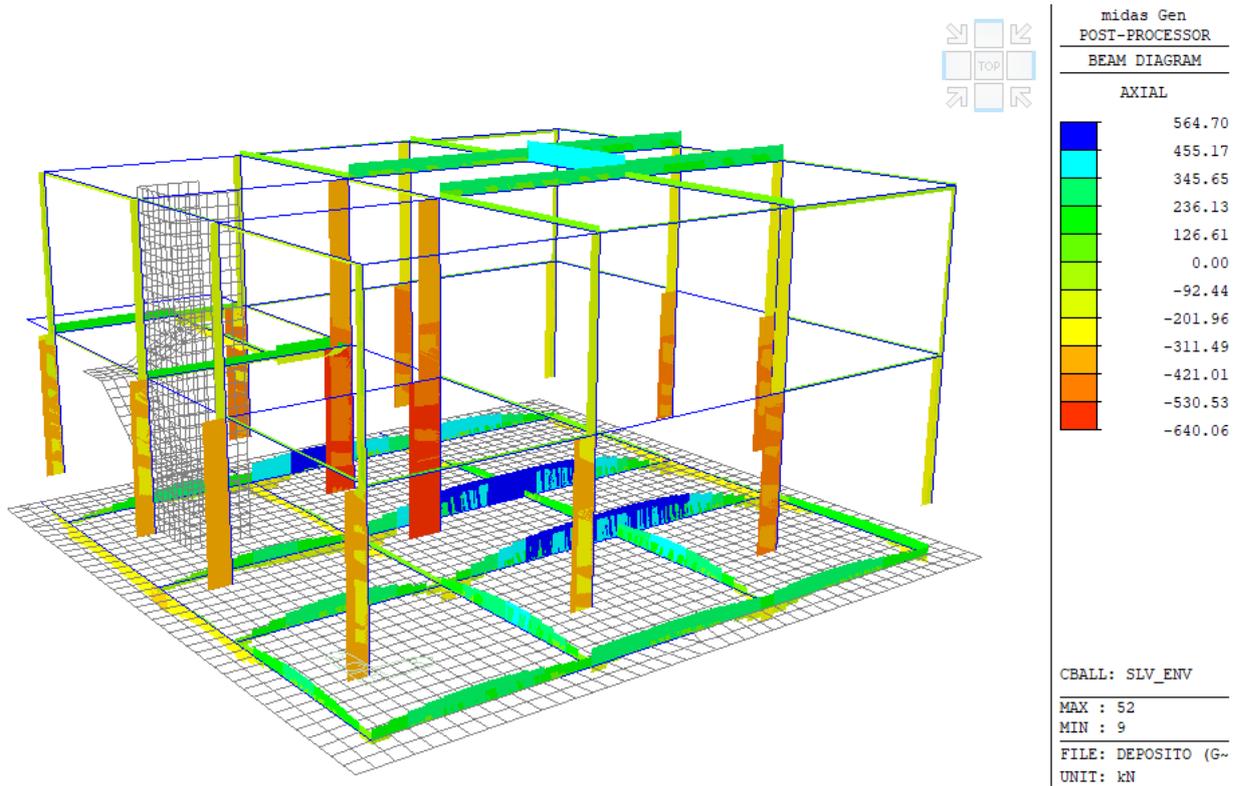


Figura 48 – Sforzo Normale Fx - Involuppo SLV\_q = 2.76

## 8.5.2.2 Plate

### 8.5.2.2.1 Nucleo e scala

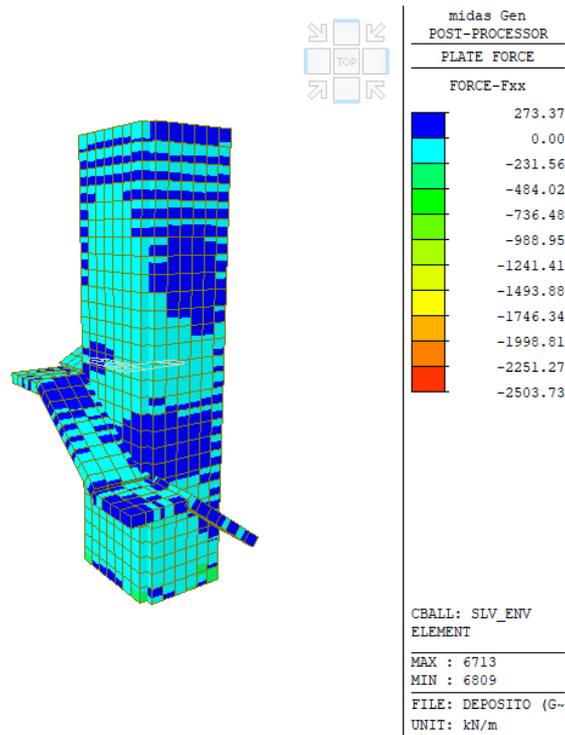


Figura 49 – Forza Fxx - Involuppo SLV\_q = 2.76

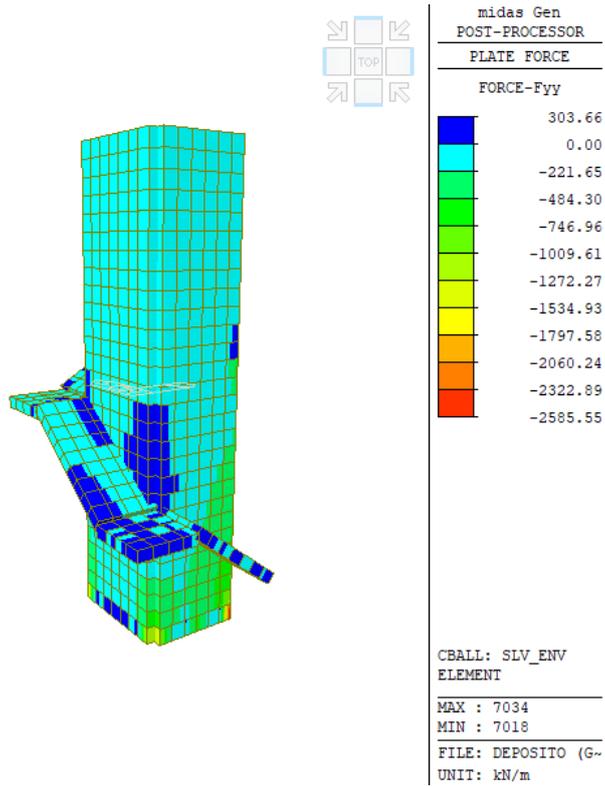


Figura 50 – Forza Fyy - Involuppo SLV\_q = 2.76

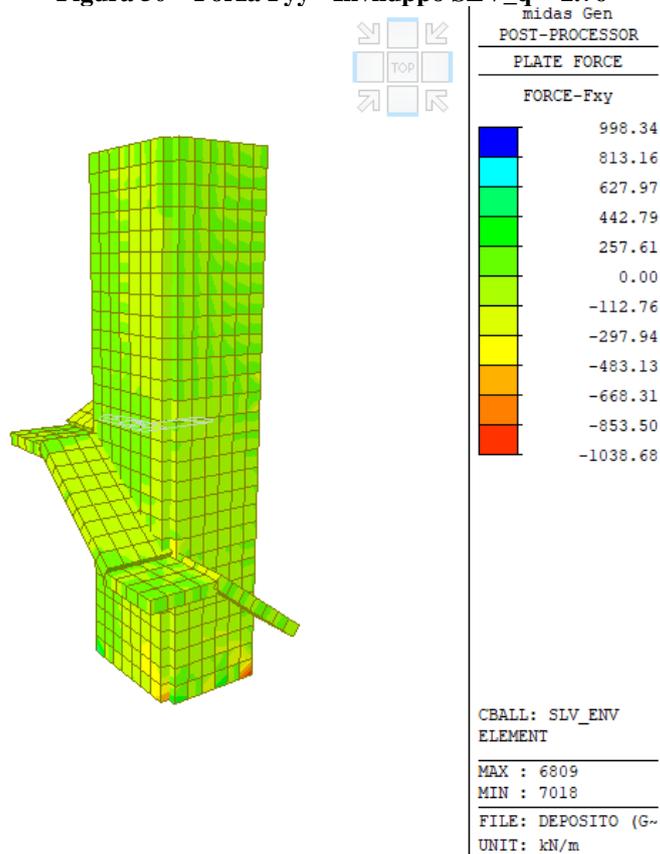


Figura 51 – Forza Fxy - Involuppo SLV\_q = 2.76

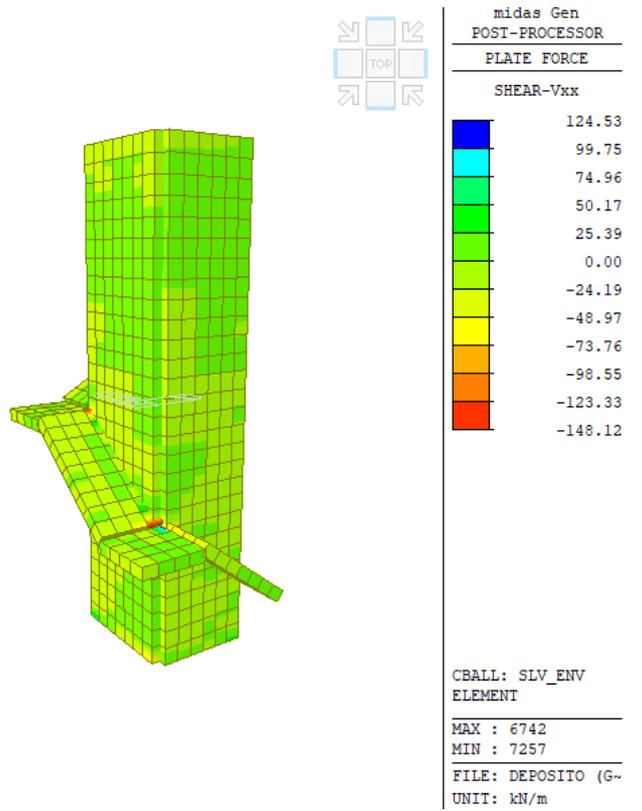


Figura 52 – Taglio Vxx - Involuppo SLV\_q = 2.76

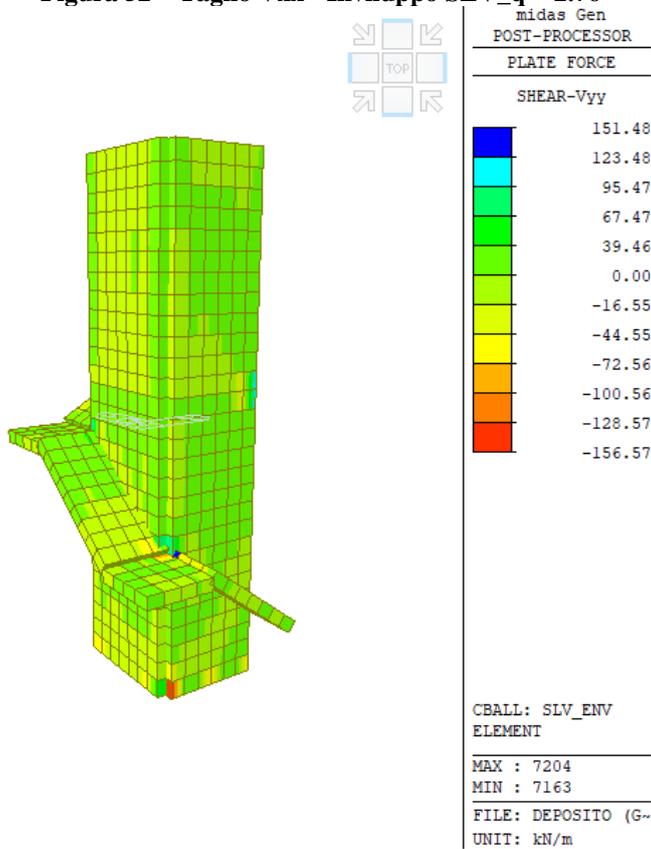


Figura 53 – Taglio Vyy - Involuppo SLV\_q = 2.76

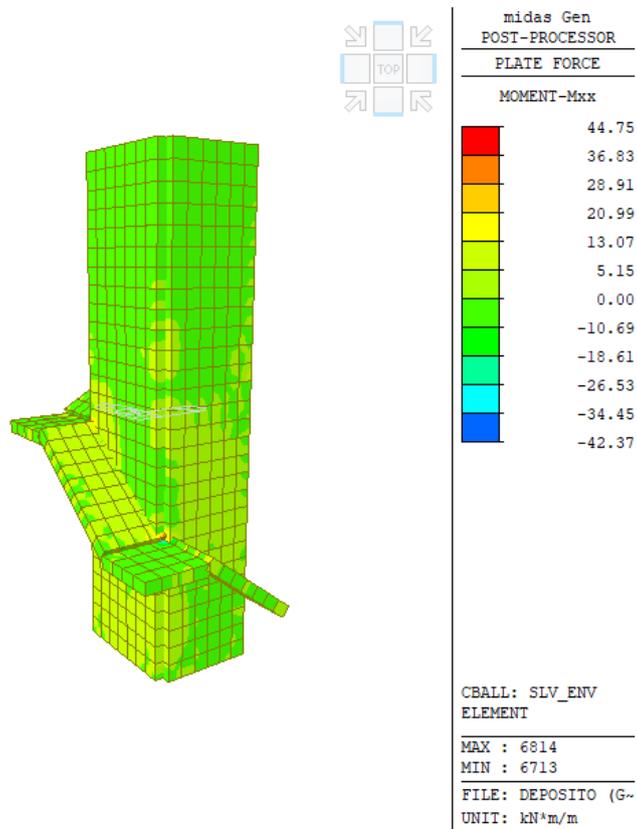


Figura 54 – Momento Mxx - Involuppo SLV\_q = 2.76

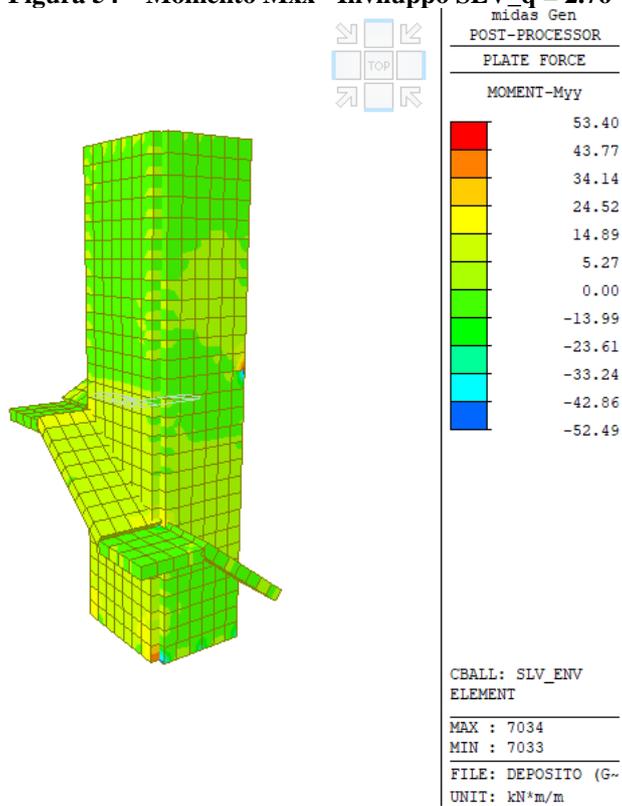


Figura 55 – Momento Myy - Involuppo SLV\_q = 2.76

8.5.2.2.2 Platea fondazione

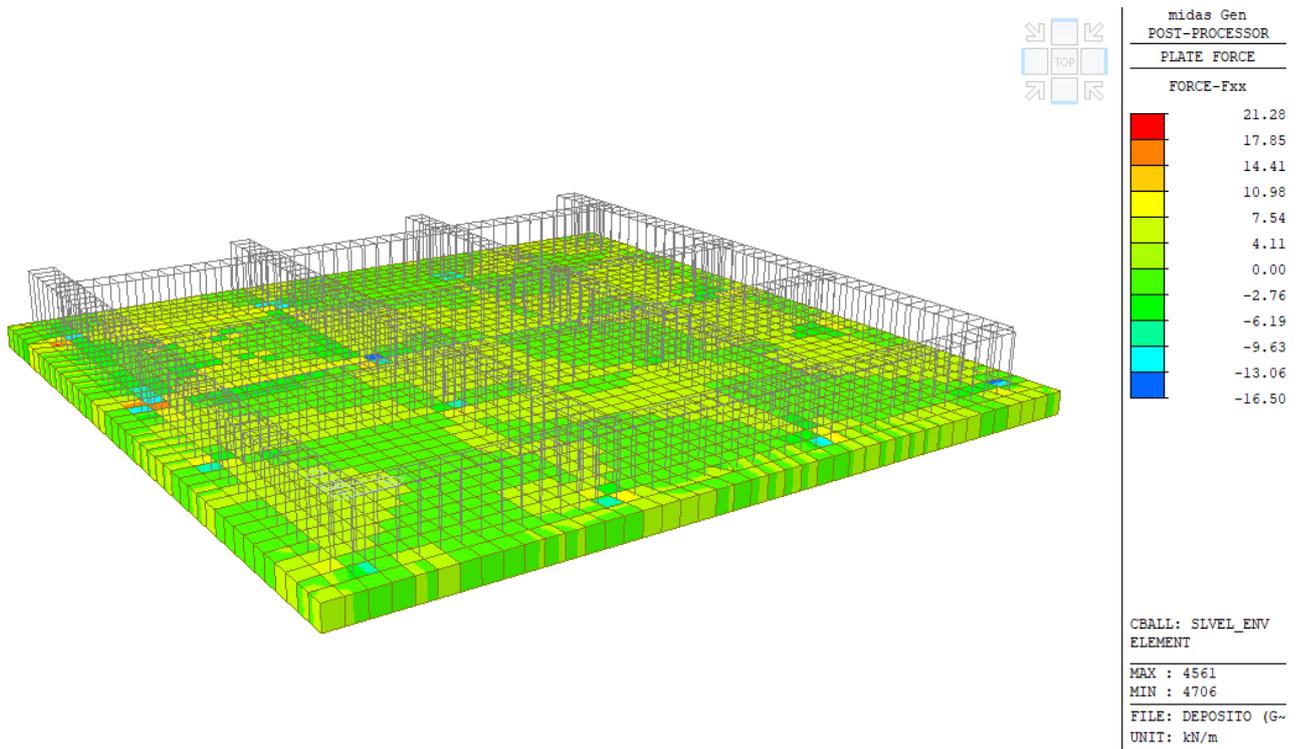


Figura 56 – Forza Fxx - Inviluppo SLV\_Elastico

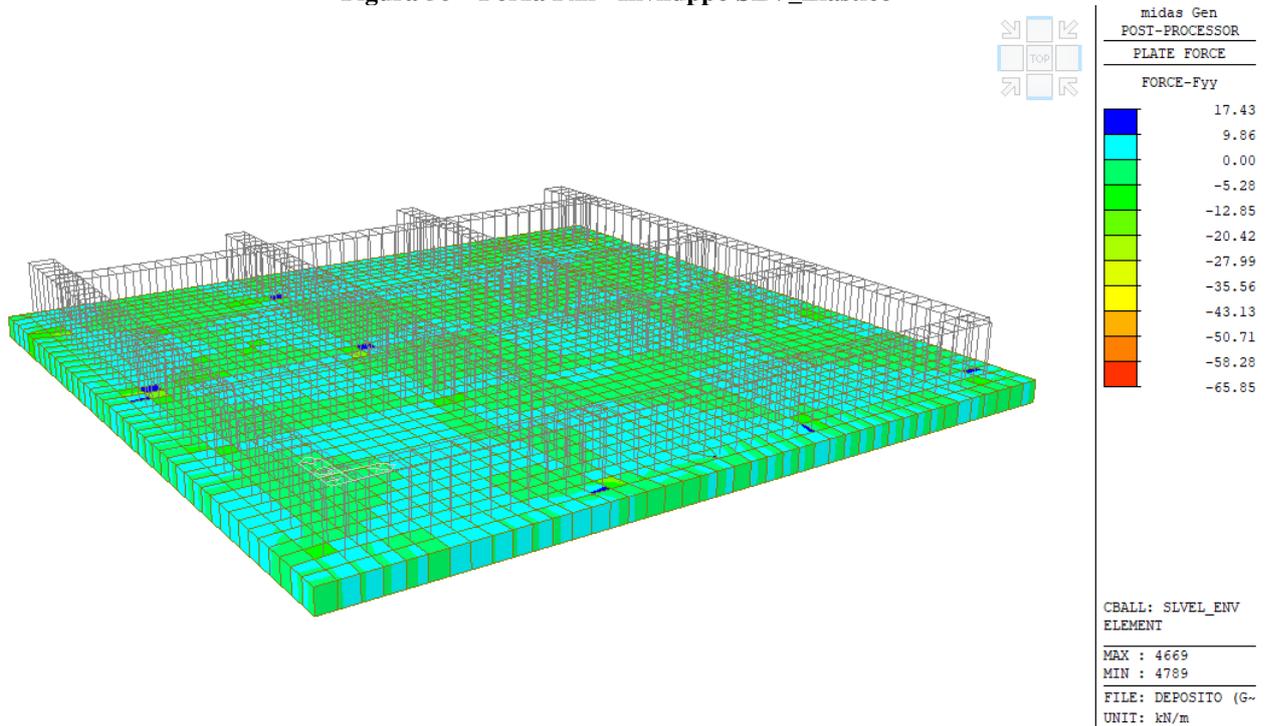


Figura 57 – Forza Fyy - Inviluppo SLV\_Elastico

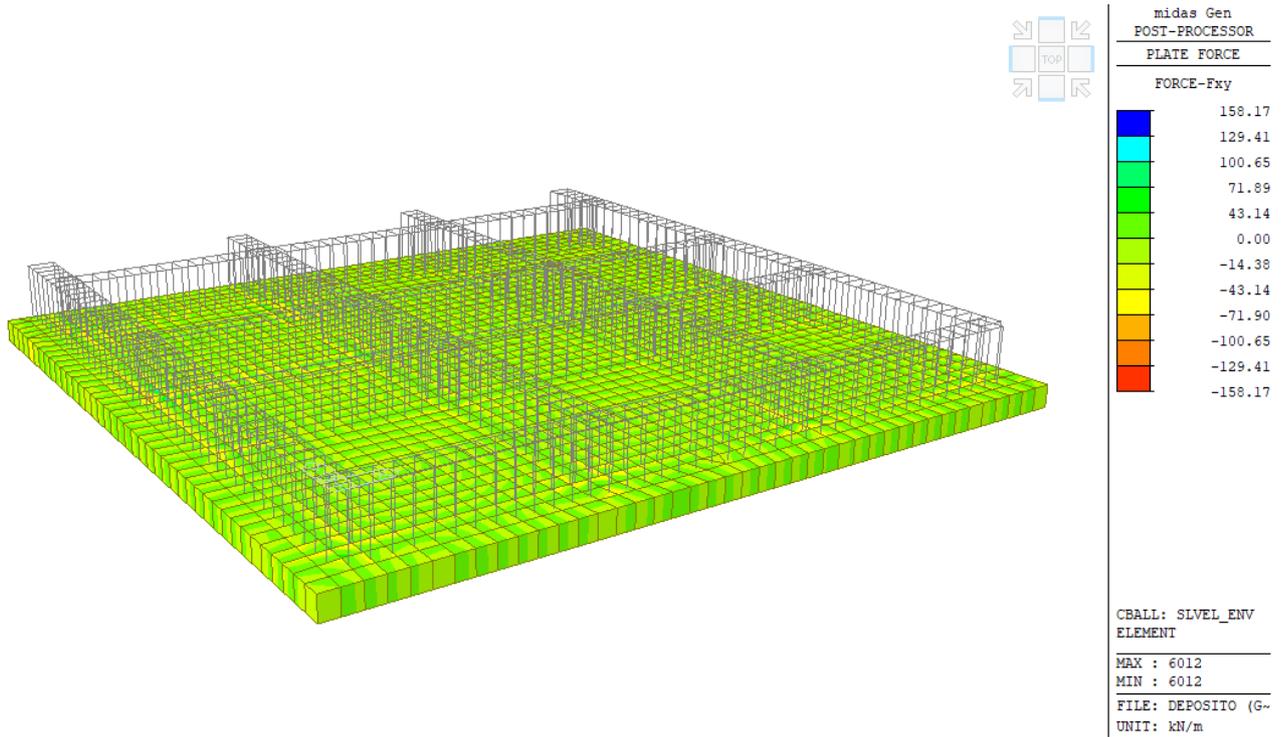


Figura 58 – Forza Fxy - Involuppo SLV\_Elastico

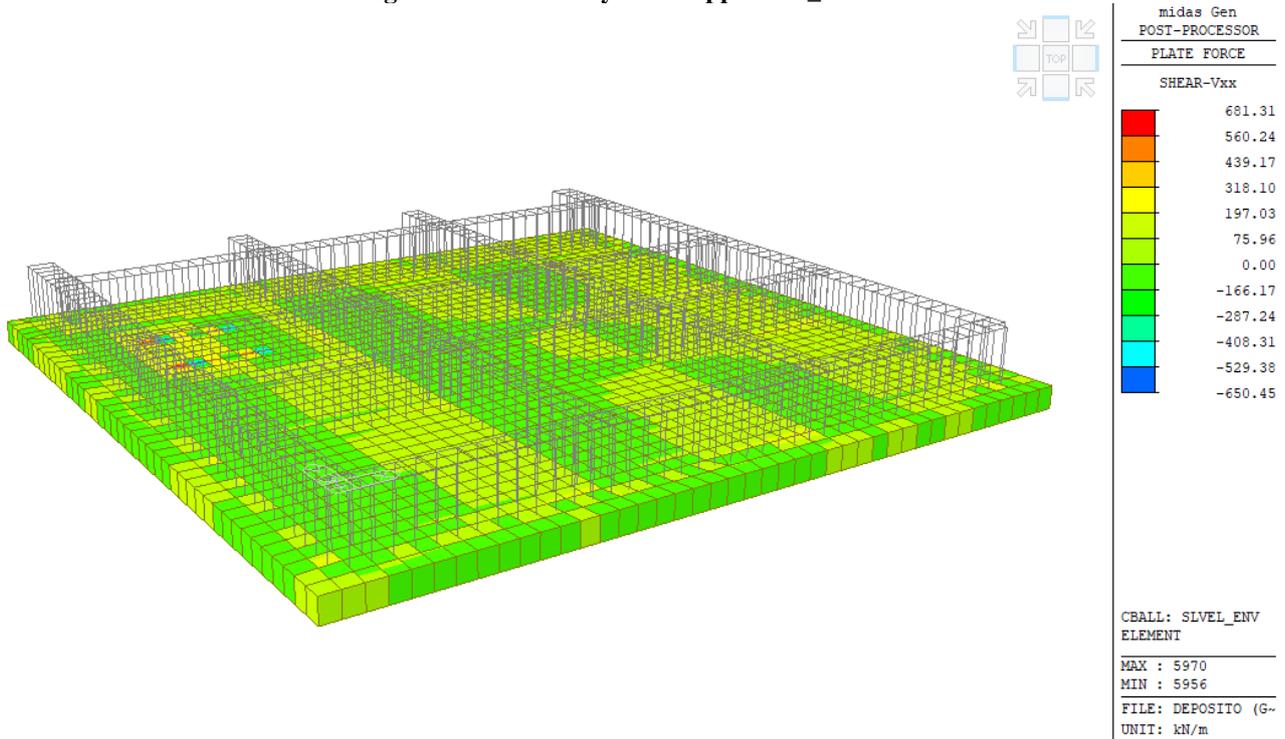


Figura 59 – Taglio Vxx - Involuppo SLV\_Elastico

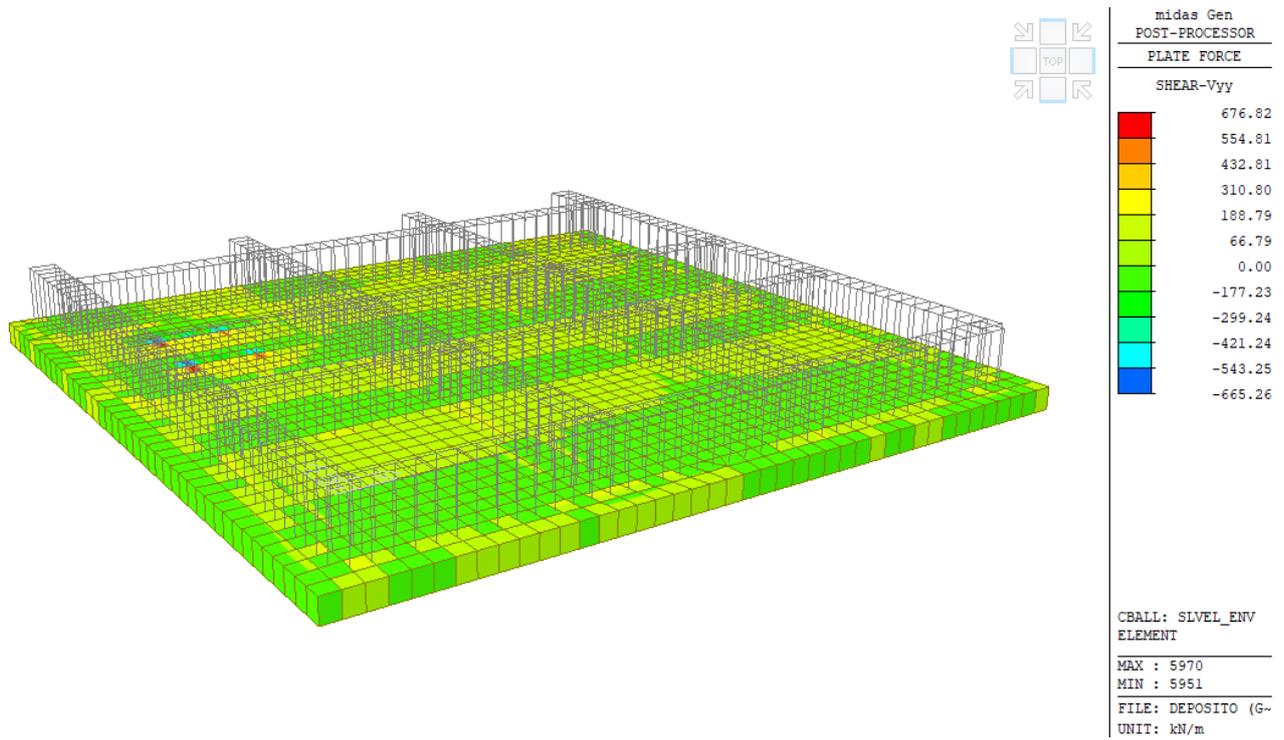


Figura 60 – Taglio Vyy - Involuppo SLV\_Elastico

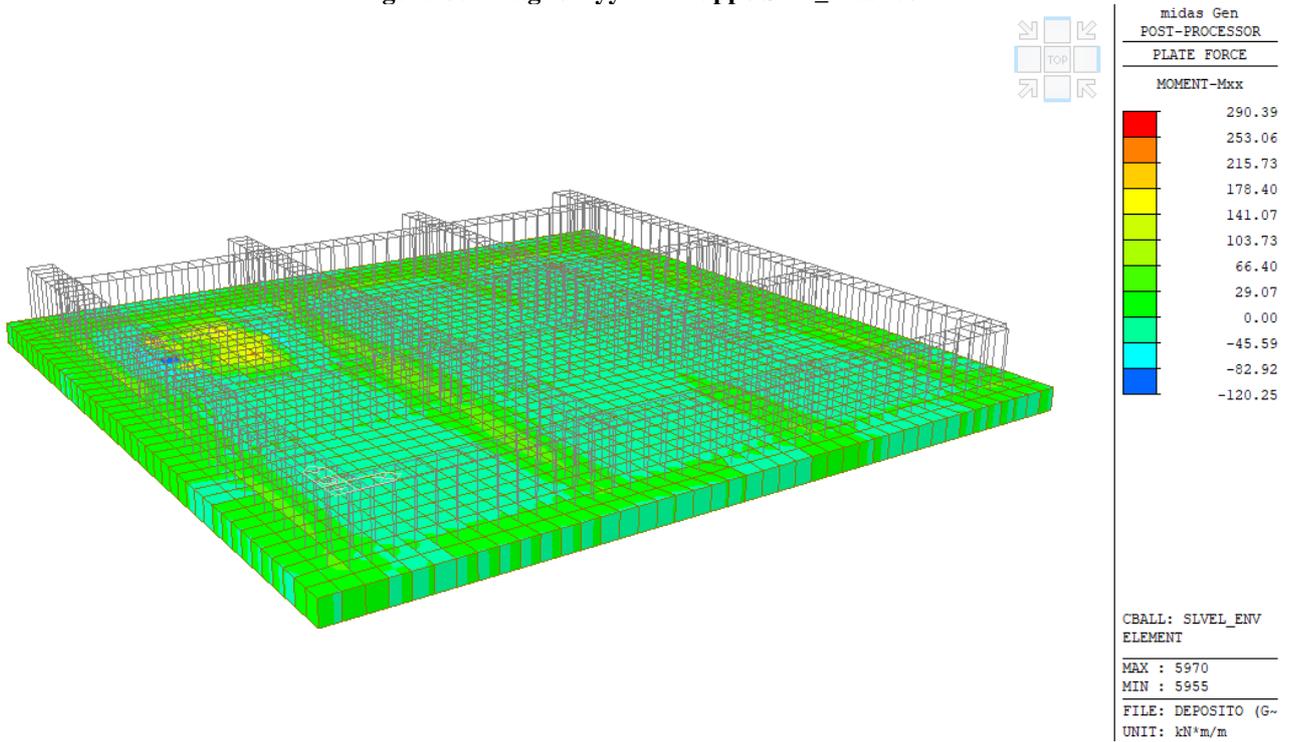


Figura 61 – Momento Mxx - Involuppo SLV\_Elastico

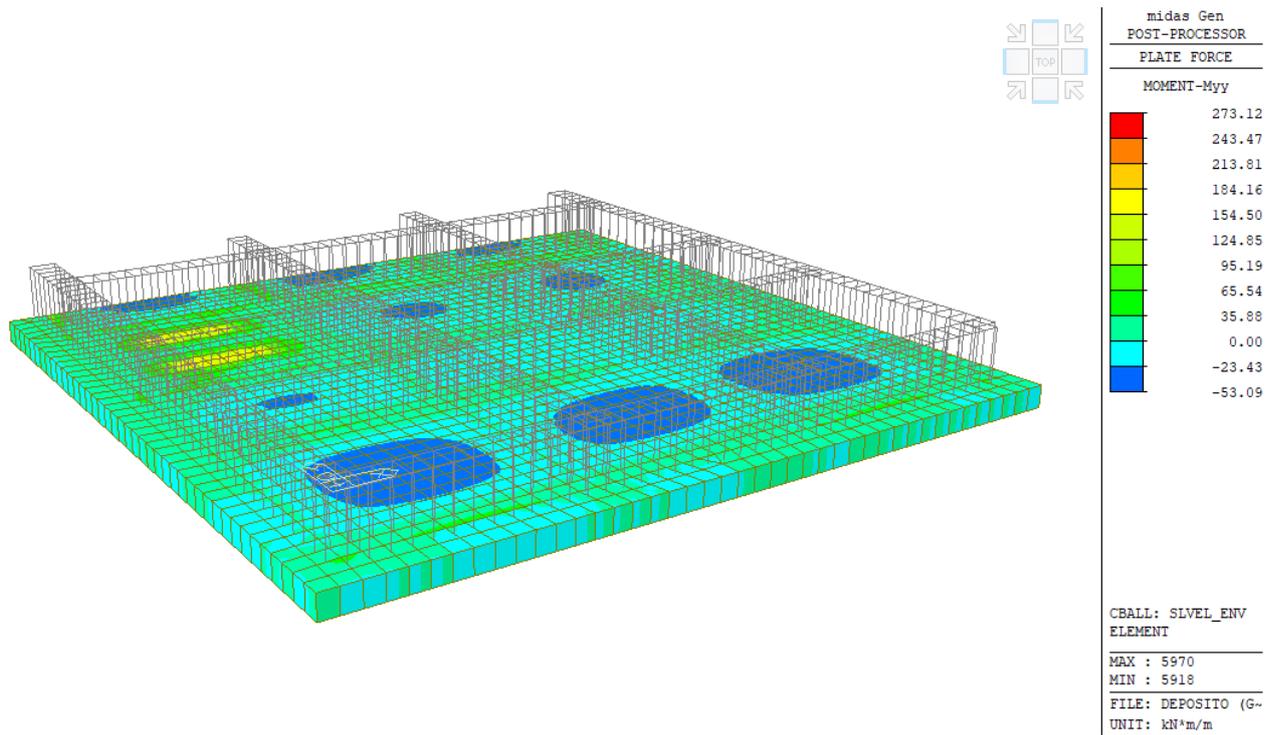


Figura 62 – Momento Myy - Involuppo SLV\_Elastico

### 8.5.3 SLE

#### 8.5.3.1 Beam

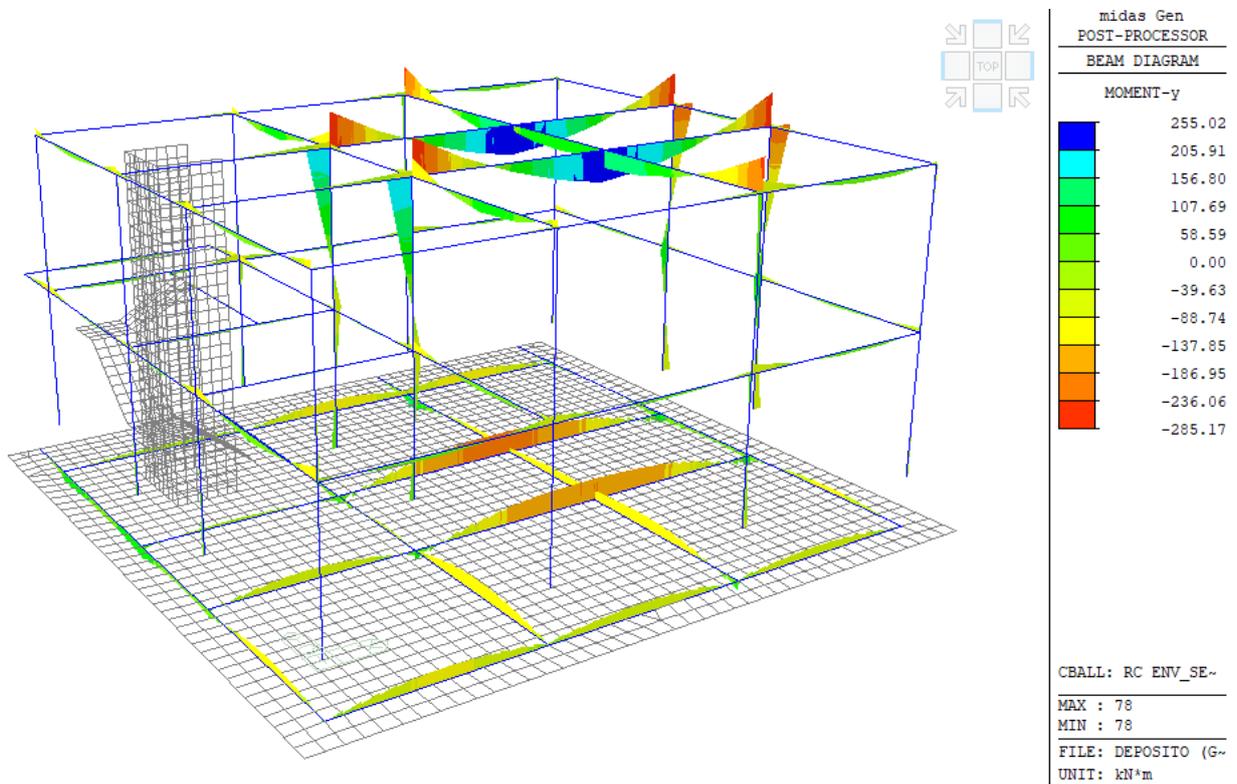


Figura 63 – Momento My - Involuppo SLE

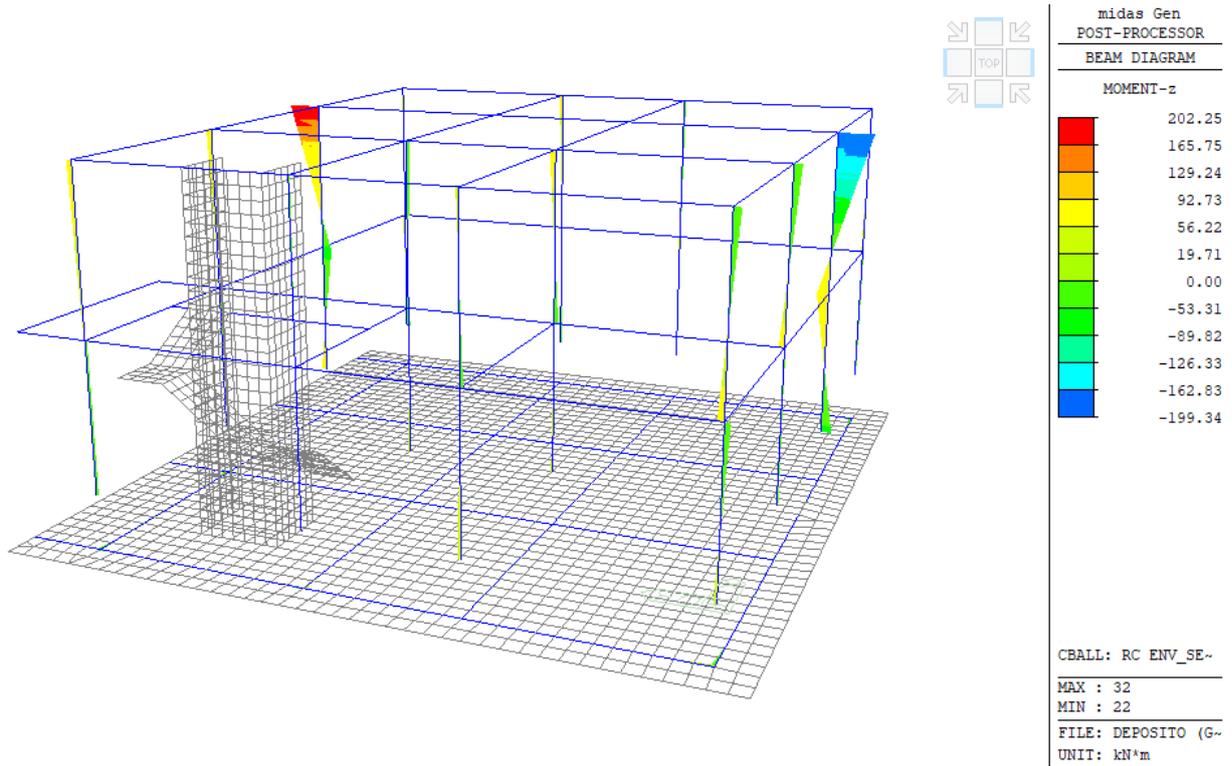


Figura 64 – Momento Mz - Involuppo SLE

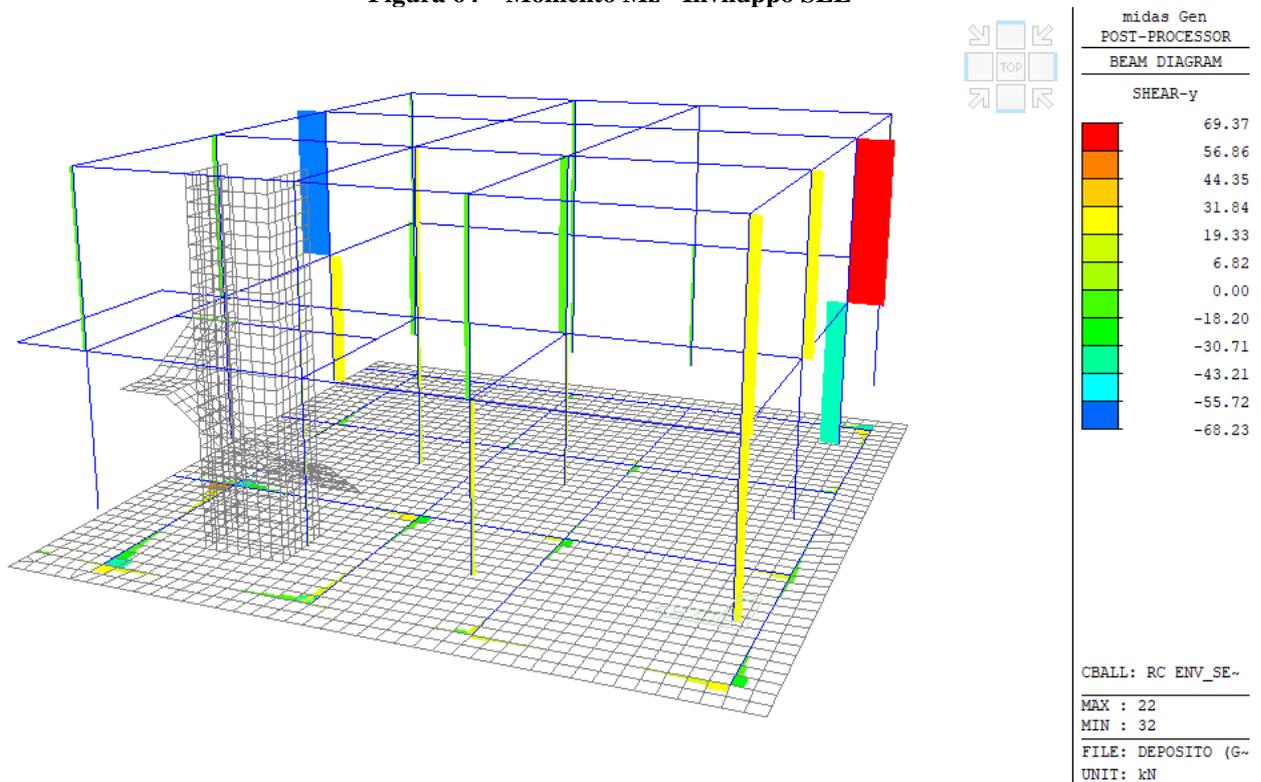


Figura 65 – Taglio Fy - Involuppo SLE

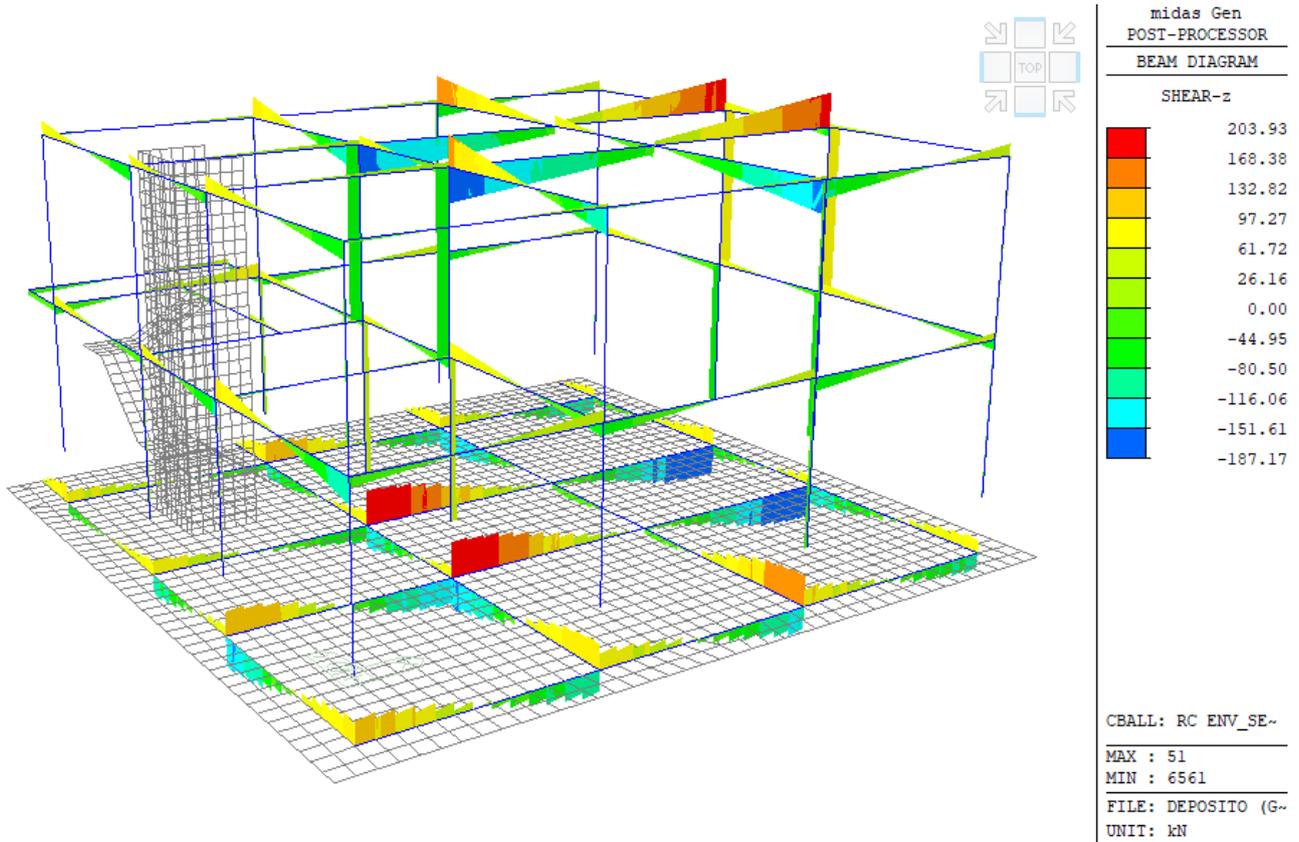


Figura 66 – Taglio Fz - Involuppo SLE

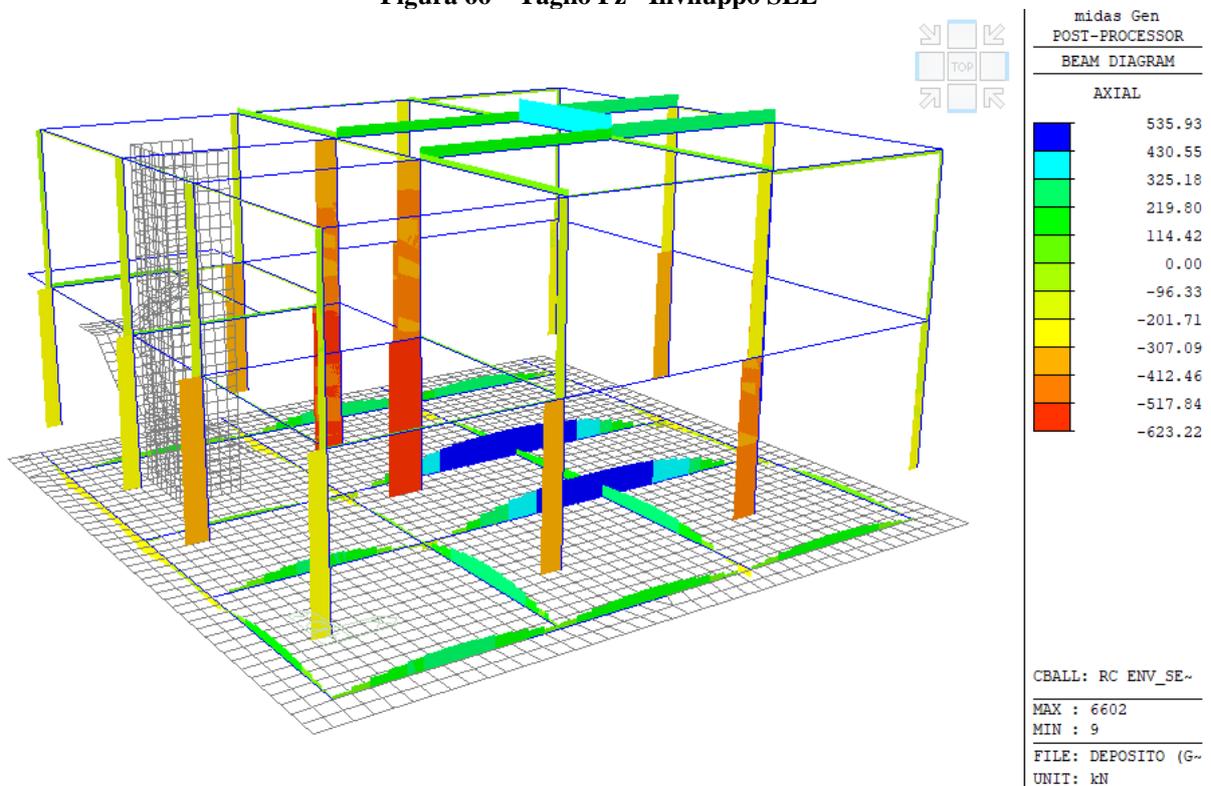


Figura 67 – Sforzo Normale Fx - Involuppo SLE

8.5.3.2 Plate

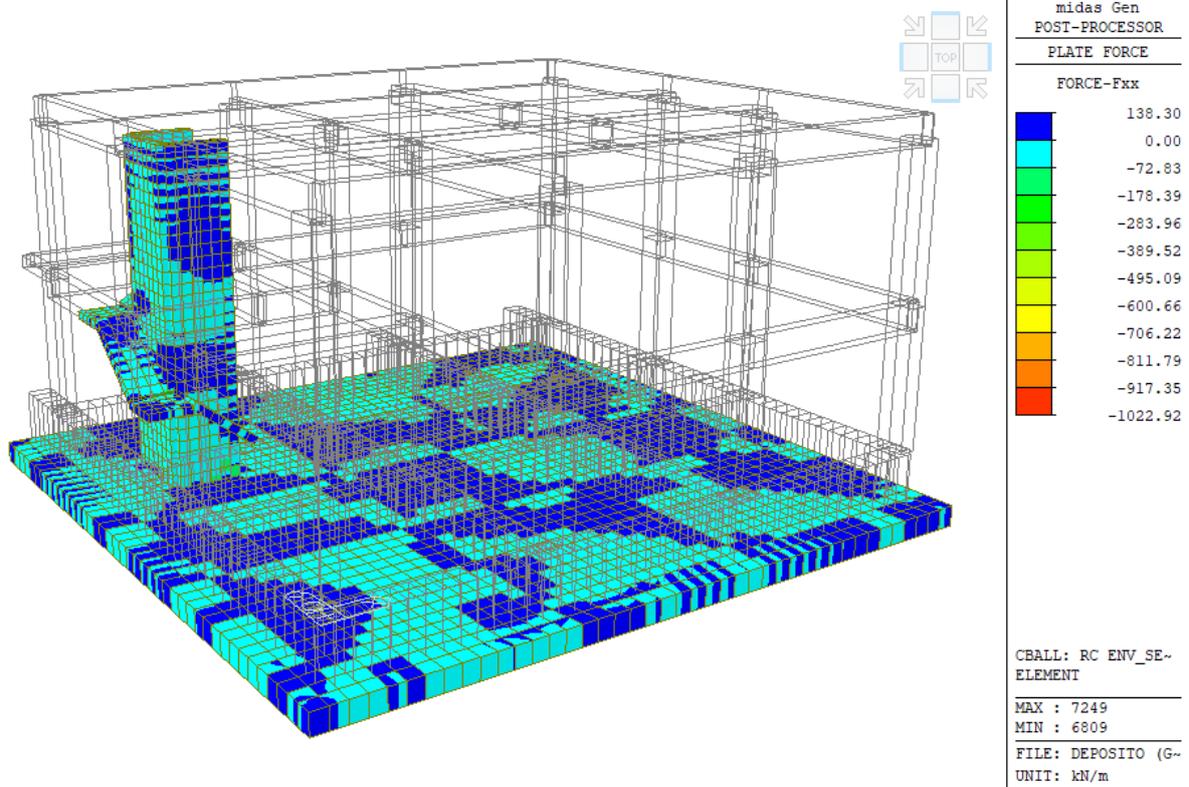


Figura 68 – Forza Fxx - Inviluppo SLE

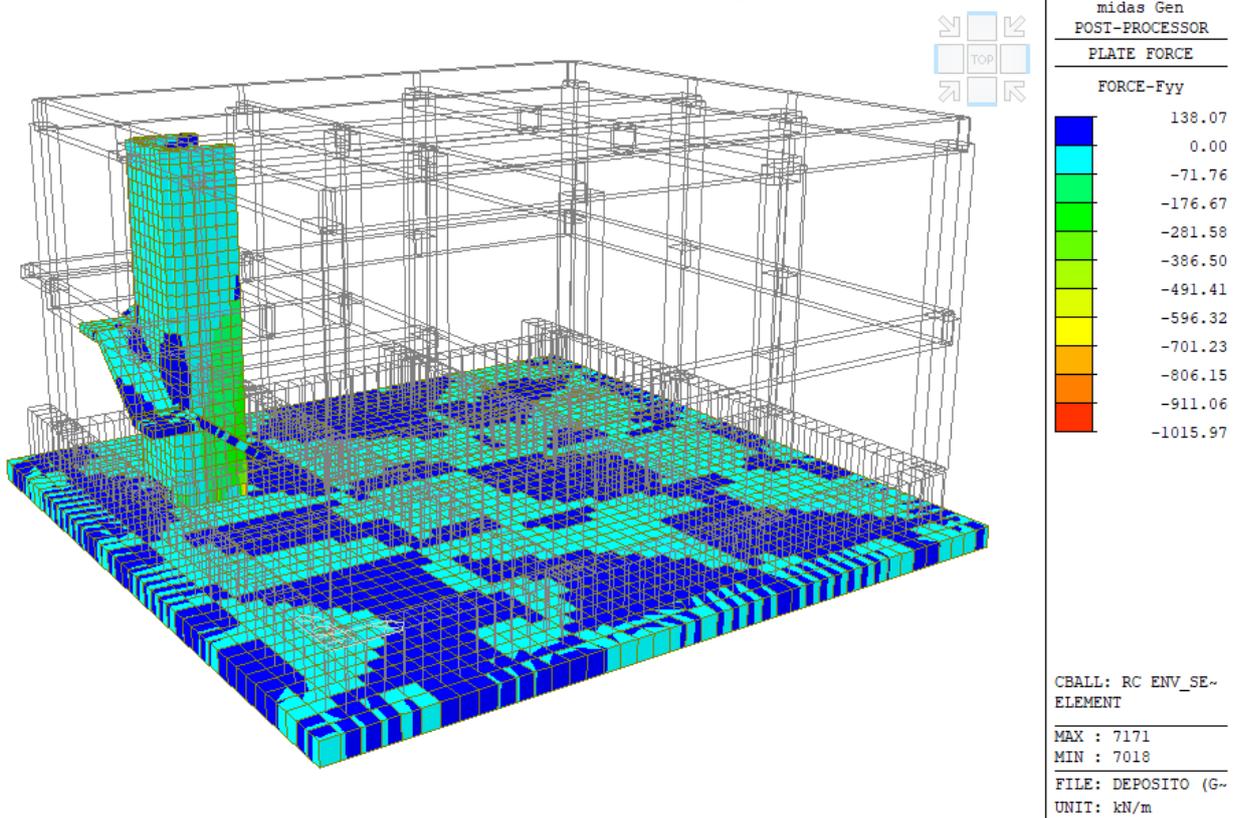


Figura 69 – Forza Fyy - Inviluppo SLE

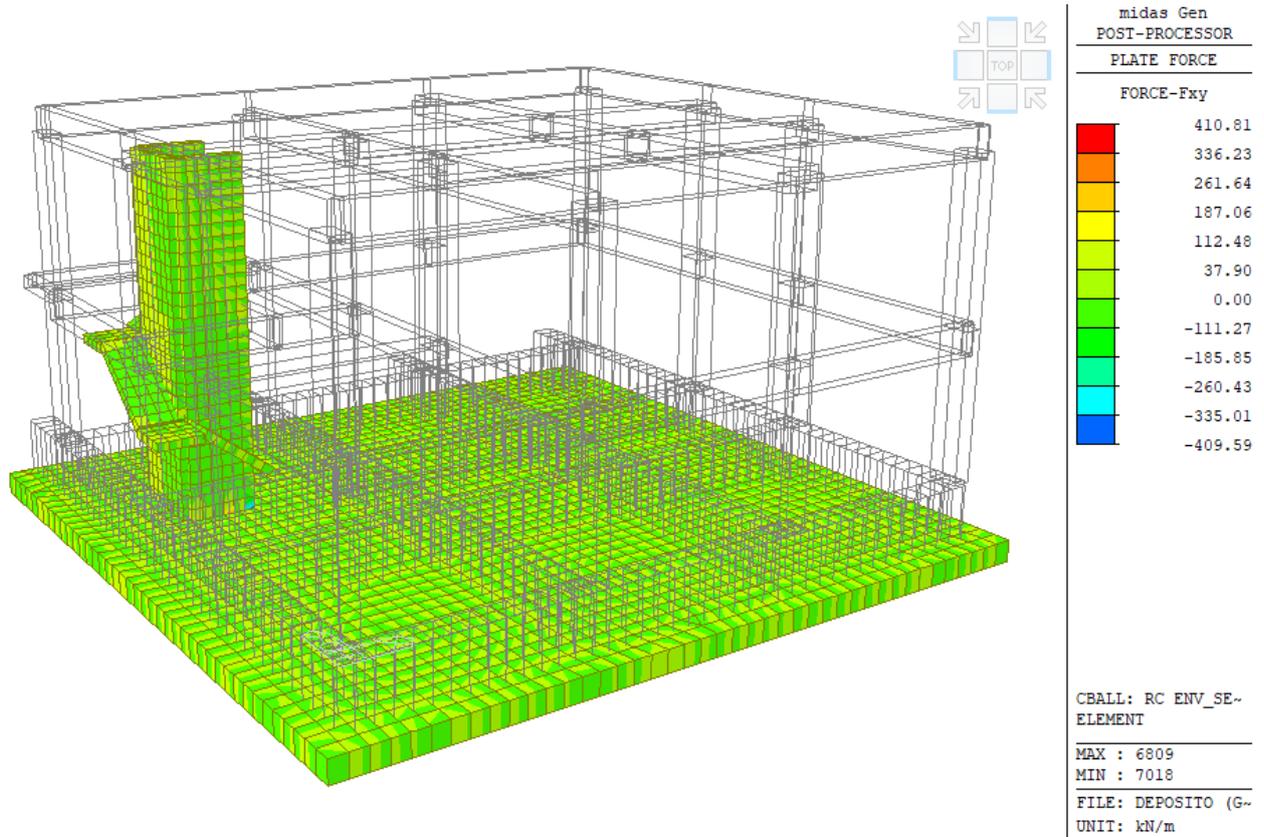


Figura 70 – Forza Fxy - Involuppo SLE

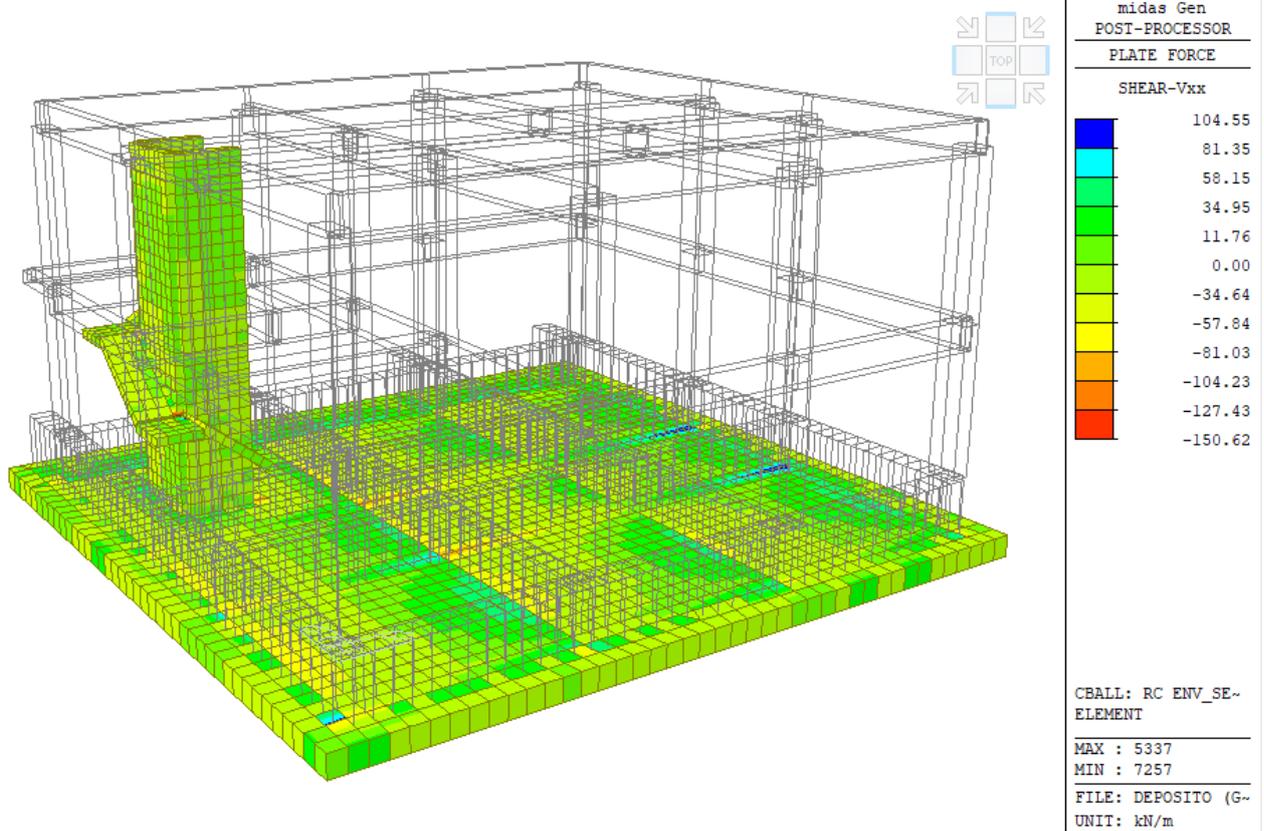


Figura 71 – Taglio Vxx - Involuppo SLE

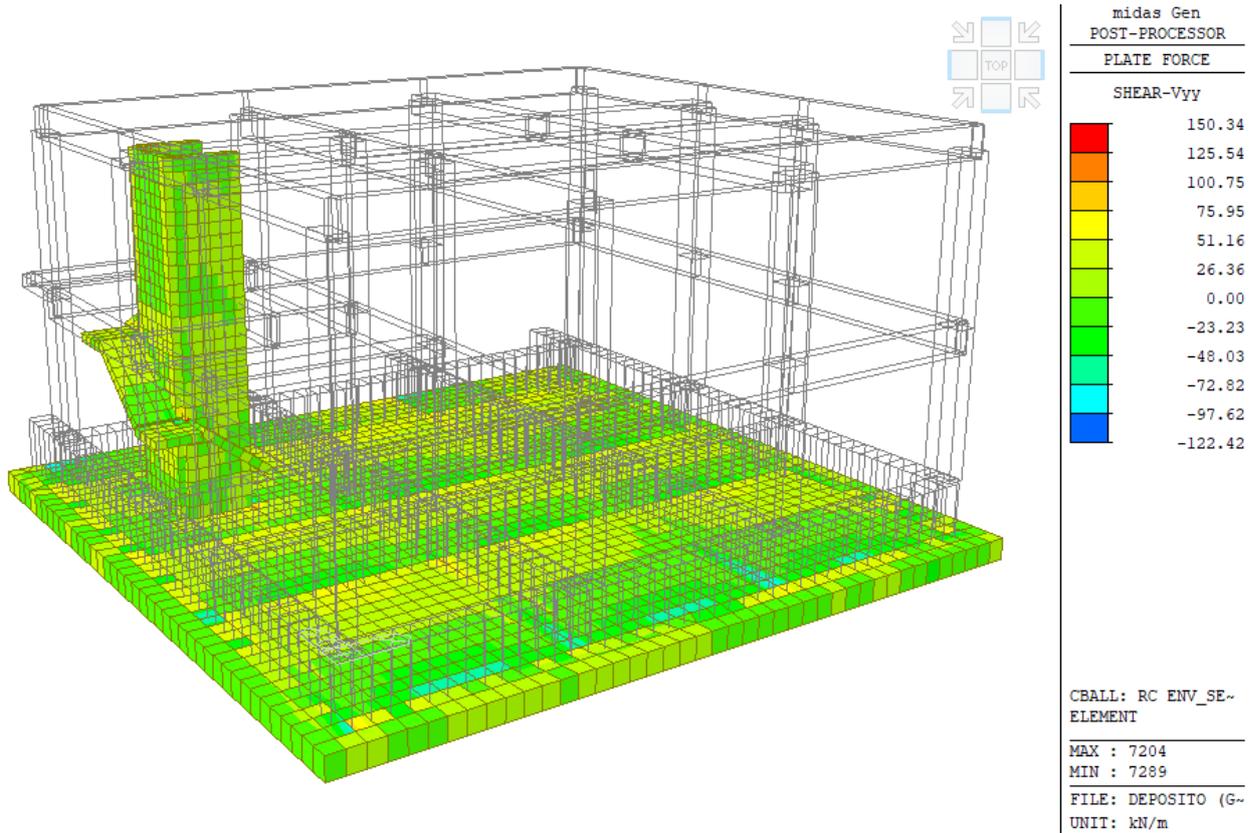


Figura 72 – Taglio Vyy - Involuppo SLE

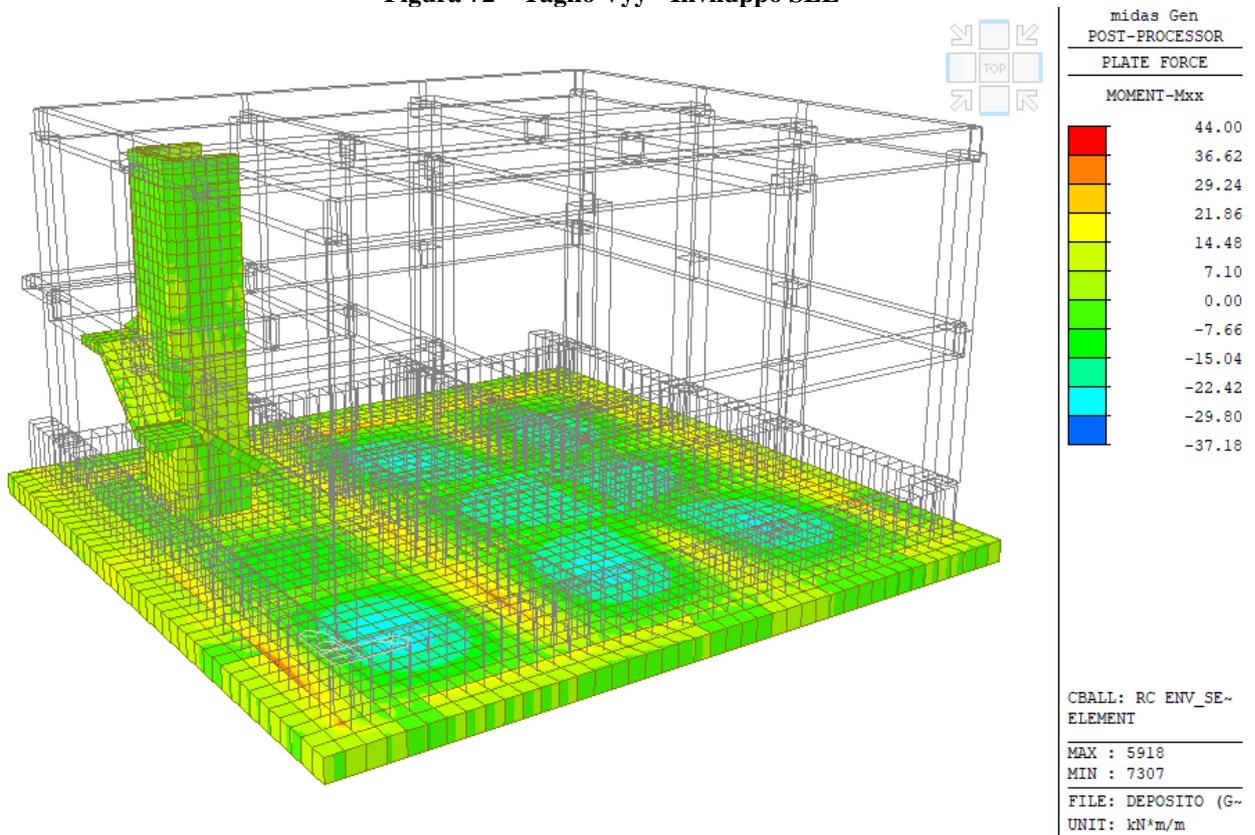


Figura 73 – Momento Mxx - Involuppo SLE

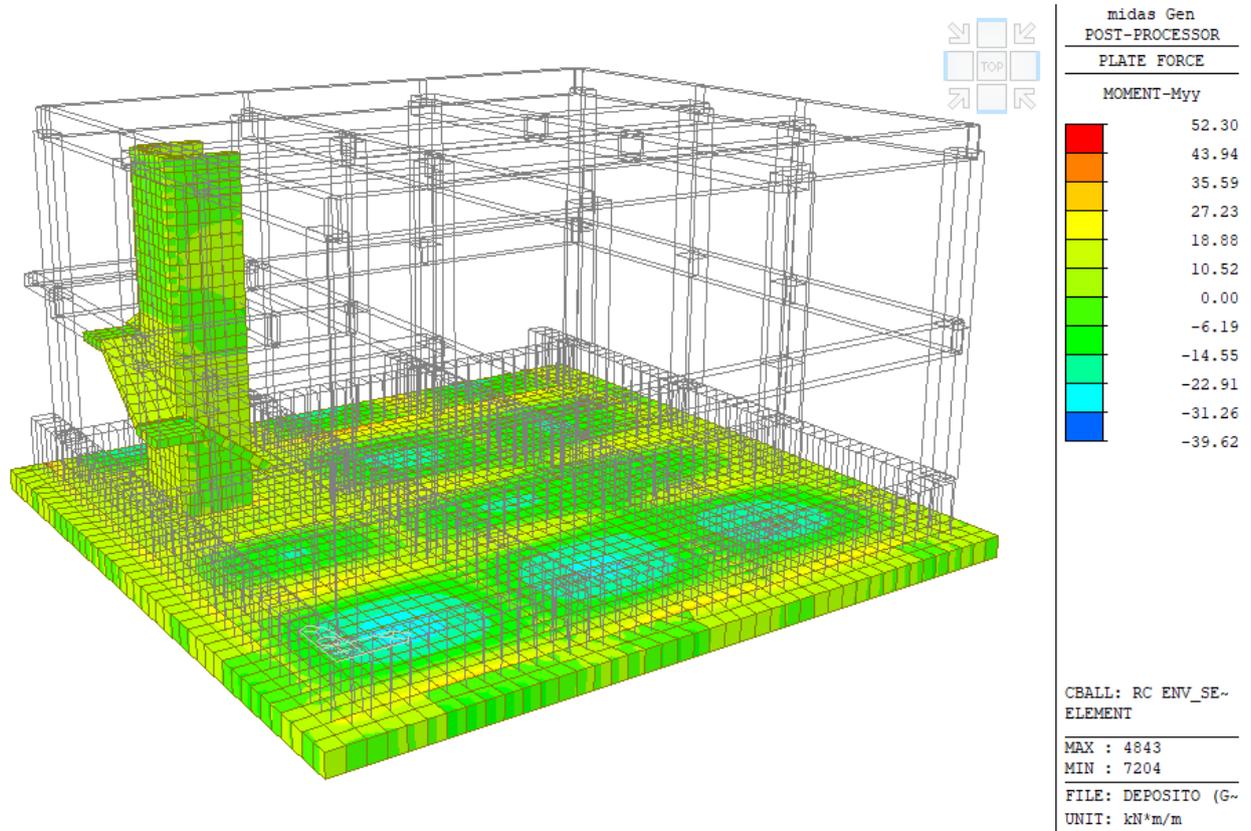


Figura 74 – Momento Myy - Involuppo SLE

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.63 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

## 9 VERIFICA DELLA STRUTTURA

### 9.1 Criteri di verifica degli elementi strutturali

#### 9.1.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLE

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- deformazione;
- fessurazione;
- tensioni di esercizio.

##### 9.1.1.1 Stato limite di deformazione

Al §C4.1.2.2.2 della Circolare n.7 del 2019 si legge quanto segue: “Per quanto riguarda la salvaguardia dell’aspetto e della funzionalità dell’opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce. In relazione all’integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata della parte presente prima dell’esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.”

Inoltre, si legge: “Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto l/h tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

dove  $f_{ck}$  e  $f_{yk}$  sono espressi in MPa,  $\rho$  e  $\rho'$  sono i rapporti tra armatura tesa e compressa, rispettivamente,  $A_{s,eff}$  ed  $A_{s,calc}$  sono, rispettivamente, l’armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l’armatura di progetto nella stessa sezione, e  $K$  è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.”

**Tabella 8 – Tabella C4.1.I - Valori di K e snellezze l/h limite per elementi inflessi di c.a. in assenza di compressione assiale**

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,3	18	26
continue sul lato maggiore			
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b> <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	<b>Pag.64</b> <b>DI</b> <b>123</b>
------------------------------	--	--

### 9.1.1.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie e le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV].

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 9 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

**Tabella 10 – Descrizione delle condizioni ambientali**

*Tabella 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

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, qual è il caso della struttura in esame, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara):  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto "C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.65 DI 123</p>
------------------------------	---	--

### 9.1.1.3 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente".

## 9.1.2 Criteri di verifica delle travi – SLU e SLV

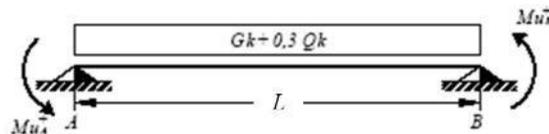
### 9.1.2.1 Verifica a flessione semplice

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software "Midas GEN" (che svolge in automatico anche il rispetto dei quantitativi minimi di norma) considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

### 9.1.2.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CD"B".

- 1° schema:

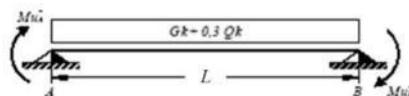


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

- 2° Schema:



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.66 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

$\alpha$  angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

### 9.1.2.3 Verifica limitazioni armatura

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

dove:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s / (b \cdot h)$  oppure ad  $A_i / (b \cdot h)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa;
- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.67 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

$$\rho_{comp} \geq 0.5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD”B”, per una lunghezza pari a 1,5 volte l’altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:
  - un quarto dell’altezza utile della sezione trasversale;
  - 225 mm (per CD”B”);
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD”B”);
  - 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):

- l’area dell’armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di 0.0013 b<sub>t</sub> d

dove:

b<sub>t</sub> rappresenta la larghezza media della zona tesa;

d è l’altezza utile della sezione;

f<sub>ctm</sub> è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f<sub>yk</sub> è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell’armatura ordinaria.

- negli appoggi di estremità all’intradosso deve essere disposta un’armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l’area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente A<sub>s,max</sub> = 0,04 A<sub>c</sub>, essendo A<sub>c</sub> l’area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad A<sub>st</sub> = 1,5 b mm<sup>2</sup>/m essendo b lo spessore minimo dell’anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l’altezza utile della sezione;
- in ogni caso almeno il 50% dell’armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per le travi dell’edificio l’armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l’armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.68 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

### 9.1.3 Criteri di verifica dei pilastri – SLU e SLV

Per la verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore limite (4.1.2.1.7-NTC2018):

$$\lambda_{\text{lim}} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

- $\nu = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$  è l'azione assiale adimensionale;
- $C = 1.7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;
- $r_m = M_{01} / M_{02}$  è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con  $M_{02} \geq M_{01}$ ).
- E' stata valutata la snellezza  $\lambda$  del pilastro nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):
- $\lambda = L_o / i$ 
  - dove:
    - $L_o = \beta L$  è la lunghezza di libera inflessione;
    - $\beta = 1$  è il coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede;
    - $L$  è la luce netta del pilastro.

#### 9.1.3.1 Verifica a presso-flessione

Le verifiche di resistenza a flessione e presso-flessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4; - 7.4.4.2) per le sezioni dei pilastri sono state condotte con il supporto del software “Midas GEN” considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

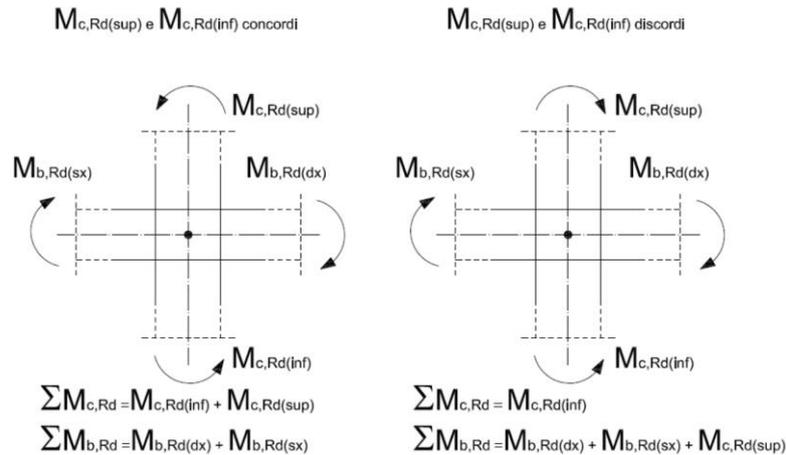
Da NTC18, per le strutture in CD “A” e in CD “B” la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\Sigma M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \Sigma M_{b,Rd} [7.4.4]$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  è pari a 1.3 per CD”B”
- $M_{c,Rd}$  è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,Rd}$  è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.



Nella [7.4.4] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.4.4] va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione  $M_{c,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

### 9.1.3.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M^s_{c,Rd}$  ed inferiore  $M^i_{c,Rd}$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^s_{c,Rd} + M^i_{c,Rd}}{l_p}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$  per strutture in CD" B".

### 9.1.3.3 Verifica limitazioni armatura

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:
- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.70 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.

- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
  - 175 mm (per CD" B");
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD" B")
- Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale  $n_{st}$  e  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = \left( 0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right)$$

e comunque non minore di  $0.003 A_c$ ;

dove:

$N_{Ed}$  rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

$A_c$  è l'area di calcestruzzo;

$f_{yd}$  è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

### 9.1.4 Criteri di verifica degli elementi bidimensionali (plate)

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, SLV e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono basati sulle prescrizioni dell'normativa NTC2018 e sulle indicazioni dell'Eurocodice 2 Parte 1 e Parte 2.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<b>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</b> <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</b>	Pag.71 DI 123
------------------------------	--	---------------------

### 9.1.4.1 Elementi bidimensionali *slab*

#### 9.1.4.1.1 Verifiche SLU e SLV - Flessione

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:

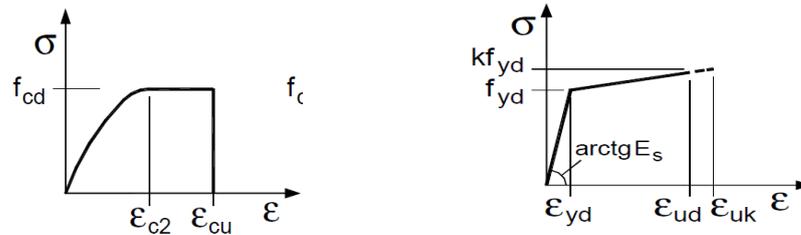


Figura 75: Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

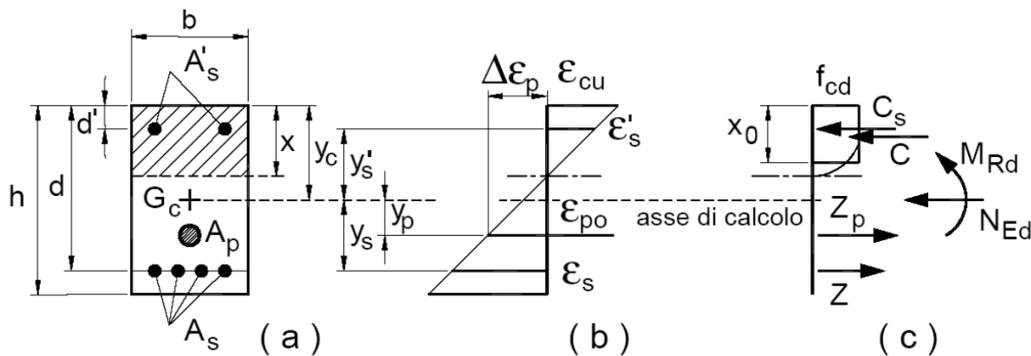


Figura 76 – Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione sezione generica.

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.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.72 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

### 9.1.4.1.2 Verifiche SLU e SLV - TAGLIO

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

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

Le NTC08, al paragrafo 4.1.2.1.3.1, definiscono la resistenza a taglio in assenza di armatura specifica come:

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

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 – 4.1.2.1.3.2] 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.

### 9.1.4.1.3 Verifiche SLE – Tensioni calcestruzzo e acciaio

Si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. La massima tensione di compressione del cls e di trazione nell'acciaio deve rispettare la seguente limitazione:

Tabella 11 - Limiti tensionali

Materiale	SLE QP	SLE RARA
C28/35	$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$
ACCIAIO B450C		$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.73 DI 123</p>
------------------------------	---	--

Il codice di calcolo fornisce (per tutti gli elementi), il valore massimo del rapporto tra tensione in esercizio e la resistenza di progetto ultima nel calcestruzzo e nell'acciaio. Tale rapporto deve risultare minore dei limiti dei rapporti indicati in tabella.

Tali verifiche vengono condotte sempre con riferimento alla combinazione rara, confrontando i valori derivanti dall'analisi con il limite, più gravoso, relativo alla combinazione rara. Solo nei casi in cui tale condizione risulta eccessivamente cautelativa e/o dimensionante, si fa riferimento alle tensioni effettivamente risultanti dalla combinazione quasi permanente.

#### 9.1.4.1.4 Verifiche SLE – Fessurazione

Per le verifiche di fessurazione, nel caso di sezioni fessurate, il codice di calcolo fornisce il rapporto tra l'apertura delle fessure, calcolato con le modalità riportate a seguire, e i valori limiti fissati.

In termini di limiti di apertura delle fessure, alle prescrizioni normative presenti nelle NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 29/12/2015*) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure,  $w_d$ , può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max}$$

dove:

- $\Delta_{s,max}$  è la distanza massima tra le fessure;
- $\varepsilon_{sm}$  è la deformazione unitaria media delle barre di armatura.

La deformazione unitaria media delle barre può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq \frac{0.6\sigma_s}{E_s}$$

nella quale:

- $\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa, valutata considerando la sezione fessurata, relativamente alla combinazione di carico considerata;
- $\alpha_e$  è il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e del calcestruzzo, può essere posto pari a 7;
- $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$  dove  $A_s$  è l'effettiva area di acciaio presente, mentre al denominatore è presente l'effettiva area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, la cui altezza è sempre funzione della profondità dell'asse neutro;

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.74 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

- $k_t$  è un fattore che dipende dalla durata del carico, vale 0.6 per carichi di breve durata, altrimenti 0.4.

La distanza massima tra le fessure può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\Delta_{s,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}}$$

nella quale:

- $\varnothing$  è il diametro delle barre, valutato come diametro equivalente nel caso in cui, nella sezione considerata, siano presenti barre di differente diametro;
- $c$  è il ricoprimento dell'armatura, ovvero il copriferro di calcolo depurato di mezzo diametro della barra più grande utilizzata;
- $k_1, k_2, k_3, k_4$  sono coefficienti che tengono conto del tipo di sollecitazione di calcolo e della tipologia di barra utilizzata.

I limiti fessurativi previsti dalle NTC2018 sono i seguenti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

#### 9.1.4.2 Elementi bidimensionali *shell*

##### 9.1.4.2.1 Verifiche SLU E SLV - sollecitazioni membranali e flettenti

Per la verifica dell'elemento bidimensionale nei riguardi delle:

- SOLLECITAZIONI MEMBRANALI
  - $F_{xx}$ : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione  $x$  (perpendicolare al piano locale  $y,z$ );
  - $F_{yy}$ : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione  $y$  (perpendicolare al piano locale  $x,z$ );
  - $F_{xy}$ : forza tangenziale per unità di lunghezza nel piano  $xy$ .
- SOLLECITAZIONI FLESSIONALI E TAGLIANTI
  - $M_{xx}$ : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione  $x$  (momento fuori dal piano locale intorno all'asse locale  $y$ );
  - $M_{yy}$ : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione  $y$  (momento fuori dal piano locale intorno all'asse locale  $x$ );
  - $M_{xy}$ : momento torcente per unità di lunghezza agente sulle sezioni dell'elemento;

si adotta il modello bidimensionale *Sandwich*, raffigurato in Figura 77 - Modello Sandwich in Figura 77, che individua come elementi resistenti due strati (*layer*) all'estremità dello spessore dell'elemento.

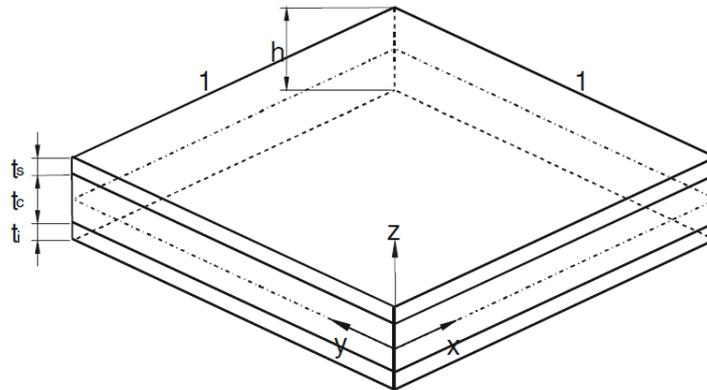


Figura 77 - Modello Sandwich

Nelle applicazioni è stato adottato un modello con spessore costante (indicato con *ck* dell'output del programma) dei layer pari a 0.2 dello spessore complessivo dell'elemento (indicato con *t* dell'output del programma).

Nei due layer vengono applicati sollecitazioni estensionali, ottenute ripartendo gli sforzi estensionali globali e i contributi dati dai momenti flettenti e torcenti. Pertanto, nei due layer, le sollecitazioni estensionali complessive sono:

$$\bar{F}_{xx} = \frac{F_{xx}}{2} \pm \frac{M_{xx}}{(t - ck)}$$

$$\bar{F}_{yy} = \frac{F_{yy}}{2} \pm \frac{M_{yy}}{(t - ck)}$$

$$\bar{F}_{xy} = \frac{F_{xy}}{2} \pm \frac{M_{xy}}{(t - ck)}$$

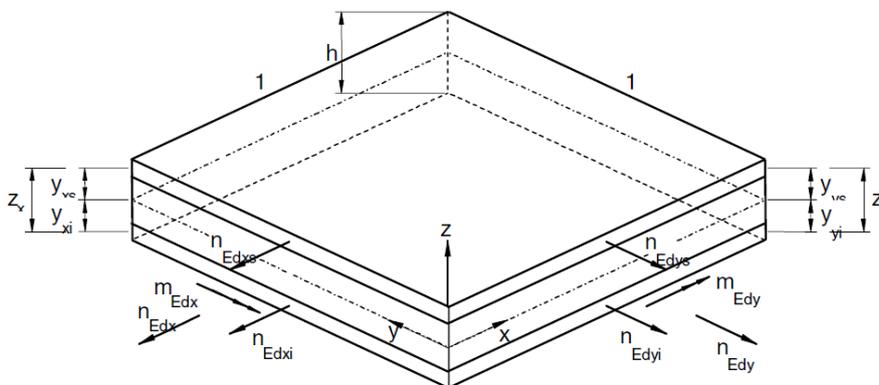


Figura 78 - Sforzi estensionali e momenti flettenti nei layer esterni

La procedura di verifica del singolo è sviluppata con le seguenti fasi:

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.76 DI 123</p>
------------------------------	---	--

- 1) Calcolo tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ , corrispondenti a  $\bar{F}_{xx}$  e  $\bar{F}_{yy}$ ;
- 2) Verifica della condizione di elemento fessurato (cracked o meno), secondo il criterio riportato dall'Eurocodice 2 in appendice LL (formule da LL.101 a LL. 112);
- 3) Nel caso di elemento non fessurato, la verifica consiste nel confrontare la tensione principale massima di compressione con la resistenza di progetto a compressione biassiale, valutata come:

$$\sigma_{cn} = \nu \cdot f_{cd}$$

dove  $\nu$  è il coefficiente di riduzione della resistenza di progetto per condizioni biassiali di sollecitazione, fornito dalla 6.6 Eurocodice 2 parte 1:

$$\nu = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

- 4) Nel caso di elemento fessurato vengono calcolate le domande di resistenza, nella direzione x e direzione y a partire dalle sollecitazioni estensionali del layer ( $\bar{F}_{xx}$ ,  $\bar{F}_{yy}$  e  $\bar{F}_{xy}$ ) con le formule riportate in Appendice F:

$$\begin{aligned} f'_{tdx} &= |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \\ f'_{tdy} &= |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \\ \sigma_{cd} &= 2|\tau_{Edy}| \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} \tau_{Edxy} &= \frac{\bar{F}_{xy}}{ck} \\ \sigma_{Edx} &= \frac{\bar{F}_{xx}}{ck} \\ \sigma_{Edy} &= \frac{\bar{F}_{yy}}{ck} \end{aligned}$$

Le domande di resistenza a trazione  $f'_{tdx}$  e  $f'_{tdy}$  vengono confrontate con la resistenza  $f_{tdx}$  e  $f_{tdy}$  delle armature presenti nel layer, nelle direzioni x ed y:

$$\begin{aligned} f_{tdx} &= \rho_x \cdot f_{yd} \\ f_{tdy} &= \rho_y \cdot f_{yd} \end{aligned}$$

Essendo  $\rho_x$  e  $\rho_y$  i rapporti geometrici di armatura, rispettivamente secondo gli assi x e y.

Il risultato è fornito come rapporto tra la domanda e la resistenza di progetto dell'acciaio.

La verifica del calcestruzzo compresso, anche in tal caso, è effettuata confrontando la domanda  $\sigma_{cd}$  (valutata con le precedenti relazioni) con la resistenza  $\sigma_{cn}$ .

La procedura di verifica suddetta è effettuata dal codice di calcolo in corrispondenza delle percentuali di armature lungo x e lungo y assegnate.

#### 9.1.4.2.2 Verifiche SLU E SLV: TAGLIO

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA  ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p>Pag.77  DI  123</p>
-------------------------------------	---	--------------------------------

La verifica a taglio è condotta con le modalità previste per le travi (vedi par. 9.1.2), considerando un taglio risultante complessivo pari a:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edx}^2 + V_{Edy}^2}$$

#### **9.1.4.2.3 Verifiche SLE – Tensioni Calcestruzzo e acciaio**

Per le combinazioni di carico di esercizi, il codice di calcolo fornisce, applicando la medesima procedura illustrata per l'SLU e l'SLV, le tensioni massime di compressione nel calcestruzzo, sia in caso di elemento fessurato che non fessurato, e le tensioni di trazione nell'acciaio in direzione x e y. Tali valori sono riportati nei risultati come rapporti tra domanda e resistenza e pertanto, la verifica richiesta è soddisfatta se i valori ottenuti sono inferiori ai limiti normativi, riportati in Tabella 11.

#### **9.1.4.2.4 Verifiche SLE – Fessurazione**

La verifica a fessurazione è effettuata con le medesime modalità analizzate nel par. 9.1.4.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.78 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

## 9.2 Verifiche delle travi d'elevazione

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi.

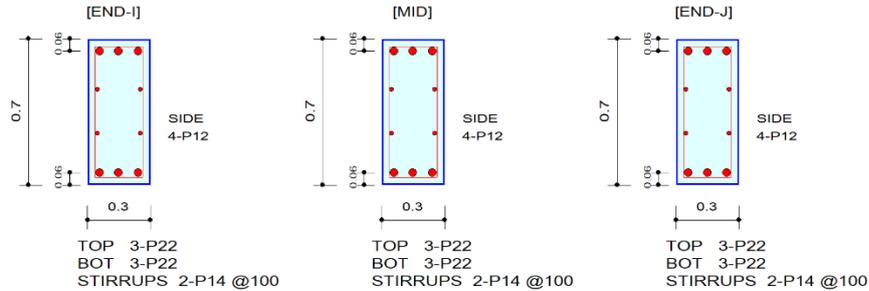
<p><b>Travi 30x70</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Zone d'appoggio: armatura superiore 3<math>\phi</math>22 armatura inferiore 3<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/10 cm (2 bracci)</li> <li>• Campata: armatura superiore 3<math>\phi</math>22 armatura inferiore 3<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/10 cm (2 bracci)</li> </ul>	<p><b>Travi 70x30</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Zone d'appoggio: armatura superiore 3<math>\phi</math>22 armatura inferiore 3<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/6 cm (2 bracci)</li> <li>• Campata: armatura superiore 2<math>\phi</math>22 armatura inferiore 2<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/19 cm (2 bracci)</li> </ul>
<p><b>Travi 70x50</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Zone d'appoggio: armatura superiore 8<math>\phi</math>22 armatura inferiore 7<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/11 cm (2 bracci)</li> <li>• Campata: armatura superiore 3<math>\phi</math>22 armatura inferiore 6<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/22 cm (2 bracci)</li> </ul>	<p><b>Travi 30x70 (copertura)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Zone d'appoggio: armatura superiore 2<math>\phi</math>22 armatura inferiore 2<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/15 cm (2 bracci)</li> <li>• Campata: armatura superiore 2<math>\phi</math>22 armatura inferiore 2<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/19 cm (2 bracci)</li> </ul>
<p><b>Travi 30x30 (balcone)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Zone d'appoggio: armatura superiore 3<math>\phi</math>22 armatura inferiore 3<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/6 cm (2 bracci)</li> <li>• Campata: armatura superiore 2<math>\phi</math>22 armatura inferiore 2<math>\phi</math>22 staffe <math>\Phi</math>14/11 cm (2 bracci)</li> </ul>	

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti  $\phi$ 12 come ferri di parete.

## 9.2.1 SLU-SLVx-SLVy

### 1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Travi 30x70 (No : 9)	Beam Span	5m



### 2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	64	17	3
Moment (M <sub>Ed</sub> )	204.43	106.14	182.86
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	266.78	266.78	266.78
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.7663	0.3978	0.6854
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.1172	0.1172
(+) Load Combination No.	12	3	64
Moment (M <sub>Ed</sub> )	120.49	107.07	110.41
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	266.78	266.78	266.78
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.4516	0.4013	0.4138
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.1172	0.1172
Using Rebar Top (As <sub>top</sub> )	0.0011	0.0011	0.0011
Using Rebar Bot (As <sub>bot</sub> )	0.0011	0.0011	0.0011

### 3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	13	3	42
Factored Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	91.02	91.29	90.47
V <sub>Rdc</sub>	91.68	91.68	91.68
V <sub>Rds</sub>	685.44	685.44	685.44
V <sub>Rdmax</sub>	685.44	685.44	685.44
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0031	0.0031	0.0031
Using Stirrups Spacing	2-P14 @100	2-P14 @100	2-P14 @100
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	0.9928	0.9958	0.9869
V <sub>Ed</sub> / min(V <sub>Rds</sub> , V <sub>Rdmax</sub> )	0.1328	0.1332	0.1320
Check Ratio	0.9928	0.9958	0.9869

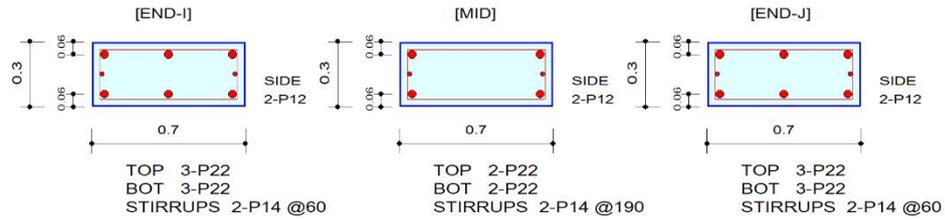
### 4. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Torsion (T <sub>Ed</sub> )	15.44	15.44	15.44
Max. Resist Limit	0.3973	0.3277	0.4628
Required Torsion T-Reinf. (Ast,req)	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion T-Reinf. (Ast,use)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Torsion L-Reinf. (Asl,req)	0.0003	0.0003	0.0003
Using Torsion L-Reinf. (Asl,use)	0.0005	0.0005	0.0005

Figura 79 – Verifiche travi 30x70 – SLU-SLVx-SLVy

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 70x30 copertura (No : 10) Beam Span 5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M <sub>Ed</sub> )	16.54	31.25	66.14
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	98.61	70.43	98.61
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.1677	0.4437	0.6708
Neutral Axis (x/d)	0.2339	0.2002	0.2339
(+) Load Combination No.	17	17	3
Moment (M <sub>Ed</sub> )	27.63	16.74	33.07
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	98.61	70.43	98.61
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.2802	0.2376	0.3354
Neutral Axis (x/d)	0.2339	0.2002	0.2339
Using Rebar Top (A <sub>s_top</sub> )	0.0011	0.0008	0.0011
Using Rebar Bot (A <sub>s_bot</sub> )	0.0011	0.0008	0.0011

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	108	108	108
Factored Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	45.64	54.33	67.46
V <sub>Rdc</sub>	102.90	89.89	102.90
V <sub>Rds</sub>	433.88	137.01	433.88
V <sub>Rdmax</sub>	599.76	599.76	599.76
Using Shear Reinf. (A <sub>sw</sub> )	0.0051	0.0016	0.0051
Using Stirrups Spacing	2-P14 @60	2-P14 @190	2-P14 @60
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	0.4436	0.6044	0.6555
V <sub>Ed</sub> / min(V <sub>Rds</sub> , V <sub>Rdmax</sub> )	0.1052	0.3965	0.1555
Check Ratio	0.4436	0.6044	0.6555

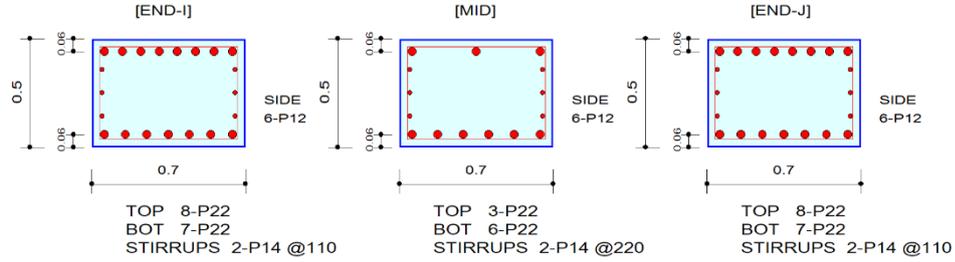
4. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	64	64	64
Factored Torsion (T <sub>Ed</sub> )	1.04	1.04	1.04
Max. Resist Limit	0.0266	0.0279	0.0388
Required Torsion T-Reinf. (A <sub>st,req</sub> )	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion T-Reinf. (A <sub>st,use</sub> )	0.0000	0.0000	0.0000
Required Torsion L-Reinf. (A <sub>sl,req</sub> )	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion L-Reinf. (A <sub>sl,use</sub> )	0.0002	0.0002	0.0002

Figura 80 – Verifiche travi 70x30 – SLU-SLVx-SLVy

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 70x50 cop. (No : 11) Beam Span 5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	380.29	118.21	378.90
Factored Strength (M_Rd)	471.16	187.81	471.16
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8071	0.6294	0.8042
Neutral Axis (x/d)	0.1865	0.1309	0.1865
(+) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	330.85	258.92	340.60
Factored Strength (M_Rd)	413.72	358.47	413.72
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7997	0.7223	0.8233
Neutral Axis (x/d)	0.1665	0.1816	0.1665
Using Rebar Top (As_top)	0.0030	0.0011	0.0030
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0027	0.0023	0.0027

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	65	3	12
Factored Shear Force (V_Ed)	175.32	162.94	183.98
V_Rdc	187.08	169.98	187.08
V_Rds	433.88	216.94	433.88
V_Rdmax	1099.56	1099.56	1099.56
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0028	0.0014	0.0028
Using Stirrups Spacing	2-P14 @110	2-P14 @220	2-P14 @110
V_Ed / V_Rdc	0.9371	0.9586	0.9834
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.4041	0.7511	0.4240
Check Ratio	0.9371	0.9586	0.9834

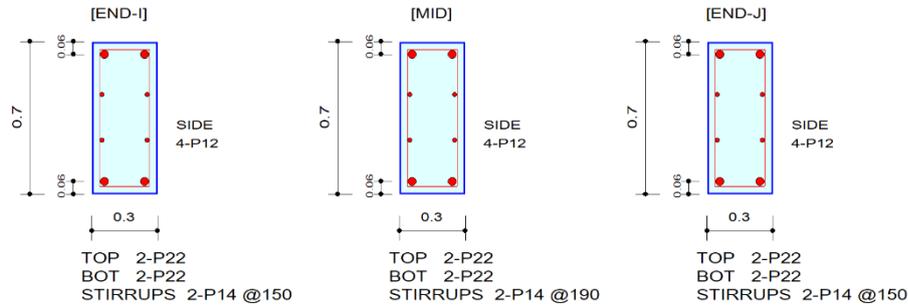
4. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Torsion (T_Ed)	42.46	42.46	42.46
Max. Resist Limit	0.3966	0.3569	0.2775
Required Torsion T-Reinf. (Ast,req)	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion T-Reinf. (Ast,use)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Torsion L-Reinf. (Asl,req)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Torsion L-Reinf. (Asl,use)	0.0007	0.0007	0.0007

Figura 81 – Verifiche travi 70x50 – SLU-SLVx-SLVy

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 30x70 cop. lat. (No : 14) Beam Span 5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	64	17	43
Moment (M <sub>Ed</sub> )	157.13	50.82	112.28
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	179.82	179.82	179.82
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.8738	0.2826	0.6244
Neutral Axis (x/d)	0.1025	0.1025	0.1025
(+) Load Combination No.	43	64	86
Moment (M <sub>Ed</sub> )	84.45	67.00	68.83
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	179.82	179.82	179.82
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.4697	0.3726	0.3828
Neutral Axis (x/d)	0.1025	0.1025	0.1025
Using Rebar Top (A <sub>s_top</sub> )	0.0008	0.0008	0.0008
Using Rebar Bot (A <sub>s_bot</sub> )	0.0008	0.0008	0.0008

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	108	3
Factored Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	71.09	79.69	72.52
V <sub>Rdc</sub>	80.09	80.09	80.09
V <sub>Rds</sub>	462.80	365.37	462.80
V <sub>Rdmax</sub>	685.44	685.44	685.44
Using Shear Reinf. (A <sub>sw</sub> )	0.0021	0.0016	0.0021
Using Stirrups Spacing	2-P14 @150	2-P14 @190	2-P14 @150
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	0.8877	0.9951	0.9055
V <sub>Ed</sub> / min(V <sub>Rds</sub> , V <sub>Rdmax</sub> )	0.1536	0.2181	0.1567
Check Ratio	0.8877	0.9951	0.9055

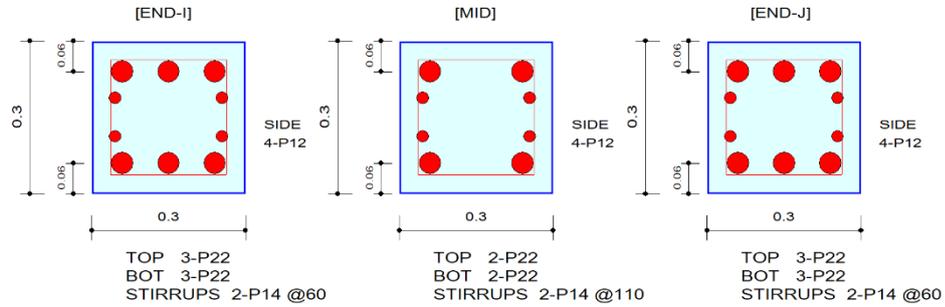
4. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Torsion (T <sub>Ed</sub> )	15.36	15.36	15.36
Max. Resist Limit	0.3304	0.2566	0.2826
Required Torsion T-Reinf. (A <sub>st,req</sub> )	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion T-Reinf. (A <sub>st,use</sub> )	0.0000	0.0000	0.0000
Required Torsion L-Reinf. (A <sub>sl,req</sub> )	0.0003	0.0003	0.0003
Using Torsion L-Reinf. (A <sub>sl,use</sub> )	0.0005	0.0005	0.0005

Figura 82 – Verifiche travi 30x70 (copertura) – SLU-SLVx-SLVy

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 30x30 (No : 16) Beam Span 5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	80.46	59.46	20.11
Factored Strength (M_Rd)	88.52	61.62	88.52
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9089	0.9649	0.2272
Neutral Axis (x/d)	0.3184	0.2734	0.3184
(+) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	40.23	36.43	22.64
Factored Strength (M_Rd)	88.52	61.62	88.52
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.4544	0.5911	0.2557
Neutral Axis (x/d)	0.3184	0.2734	0.3184
Using Rebar Top (As_top)	0.0011	0.0008	0.0011
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0011	0.0008	0.0011

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Shear Force (V_Ed)	48.63	47.35	44.79
V_Rdc	58.49	51.10	58.49
V_Rds	257.04	236.66	257.04
V_Rdmax	257.04	257.04	257.04
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0051	0.0028	0.0051
Using Stirrups Spacing	2-P14 @60	2-P14 @110	2-P14 @60
V_Ed / V_Rdc	0.8314	0.9267	0.7658
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.1892	0.2001	0.1743
Check Ratio	0.8314	0.9267	0.7658

4. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Torsion (T_Ed)	18.22	18.22	18.22
Max. Resist Limit	0.7941	0.7891	0.7792
Required Torsion T-Reinf. (Ast,req)	0.0000	0.0000	0.0000
Using Torsion T-Reinf. (Ast,use)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Torsion L-Reinf. (Asl,req)	0.0004	0.0004	0.0004
Using Torsion L-Reinf. (Asl,use)	0.0005	0.0005	0.0005

Figura 83 – Verifiche travi 30x30 (balcone) – SLU-SLVx-SLVy

9.2.2 SLE

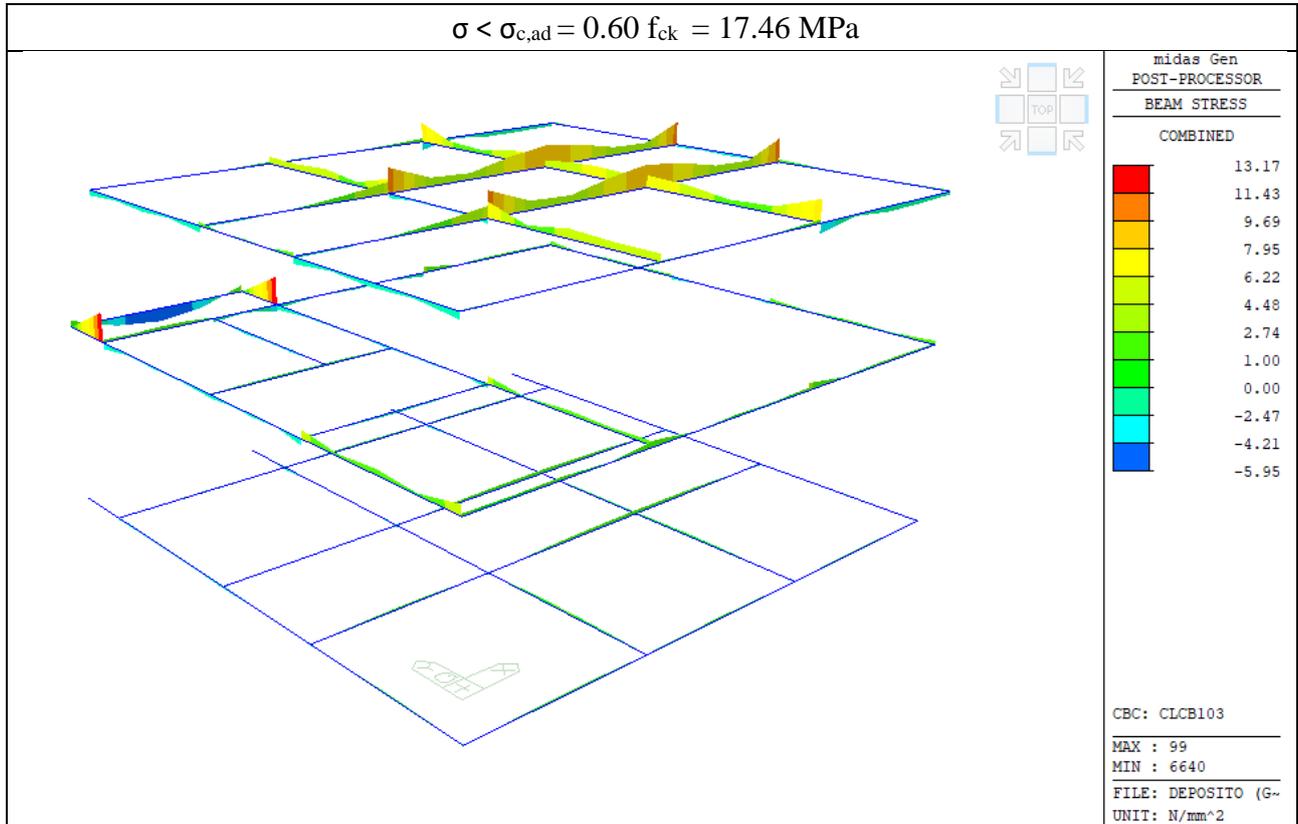


Figura 84 – Verifica travi – SLE Rara Stato limite di limitazione delle tensioni

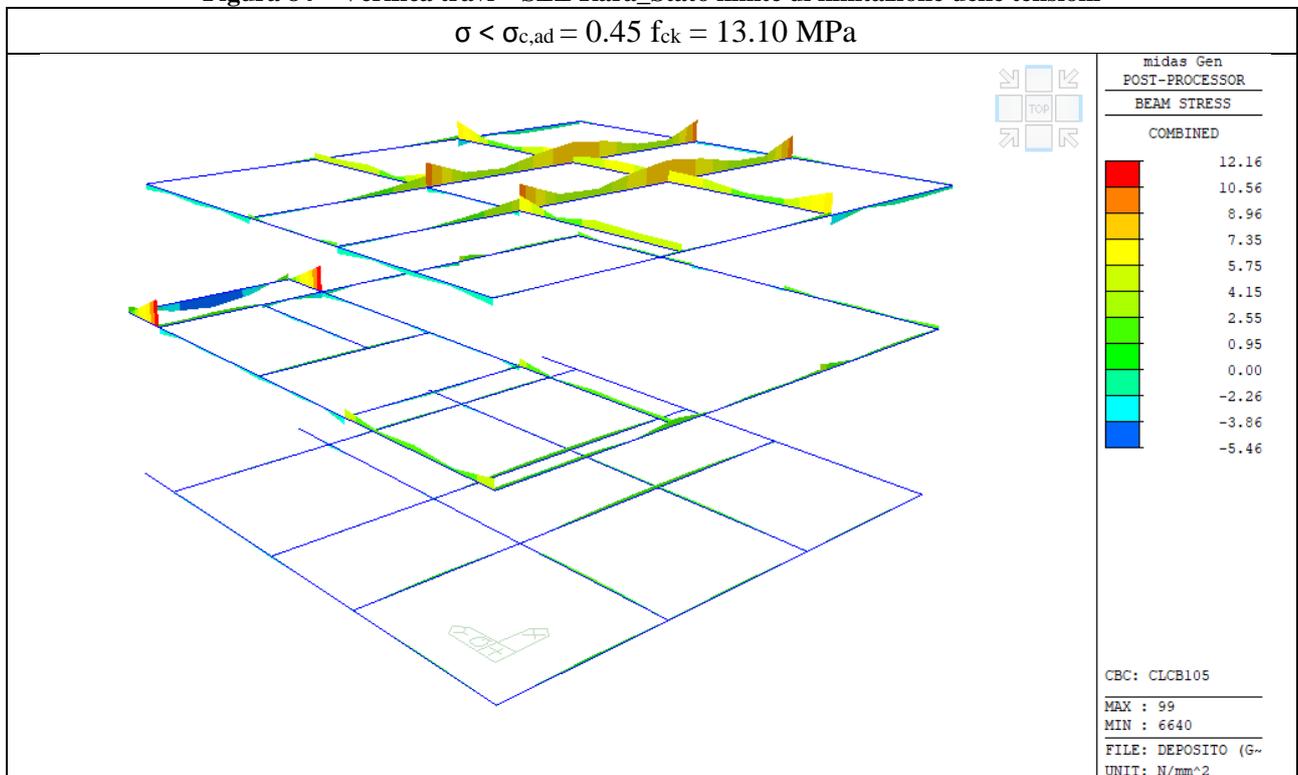
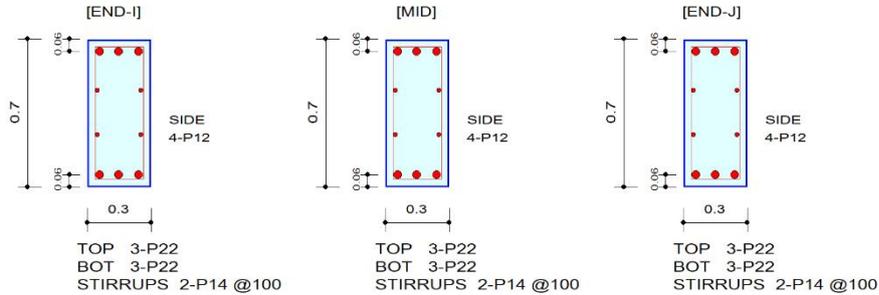


Figura 85 – Verifica travi – SLE Quasi Permanente Stato limite di limitazione delle tensioni

**1. Design Information**

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 30x70 (No : 9) Beam Span 5m



**2. Stress Check**

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	6617.00	191300.97	1113.67	11424.39	7103.10	206156.50
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3939	0.5314	0.0663	0.0317	0.4228	0.5727
(+) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	1823.26	18703.56	2587.32	26541.57	1743.75	17887.99
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1085	0.0520	0.1540	0.0737	0.1038	0.0497

**3. Check Linear Creep**

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	5665.47	1089.30	6126.71
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4496	0.0865	0.4862
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	1687.79	2376.52	1612.13
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1340	0.1886	0.1279
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

**4. Crack Control**

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.6674	0.0351	0.7433
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0544	0.0766	0.0520

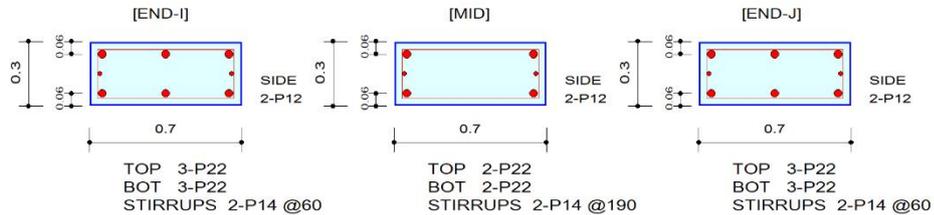
**5. Deflection Control**

$L/250 = 0.020000 > 0.0006$  (LCB:103, POS: 2.8m from END-I)..... O.K

**Figura 86 – Verifiche travi 30x70 – SLE\_Fessurazione e Deformazione**

**1. Design Information**

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 70x30 copertura (No : 10) Beam Span 5m



**2. Stress Check**

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	0.00	0.00	2053.76	15256.22	8254.78	207146.62
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.1222	0.0424	0.4914	0.5754
(+) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	639.71	4752.04	487.56	3621.82	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0381	0.0132	0.0290	0.0101	0.0000	0.0000

**3. Check Linear Creep**

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	0.00	1936.03	7626.56
Allowable Stress(sa)	0.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.1537	0.6053
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	583.27	486.87	0.00
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0463	0.0386	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

**4. Crack Control**

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0000	0.0624	0.8000
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0146	0.0157	0.0000

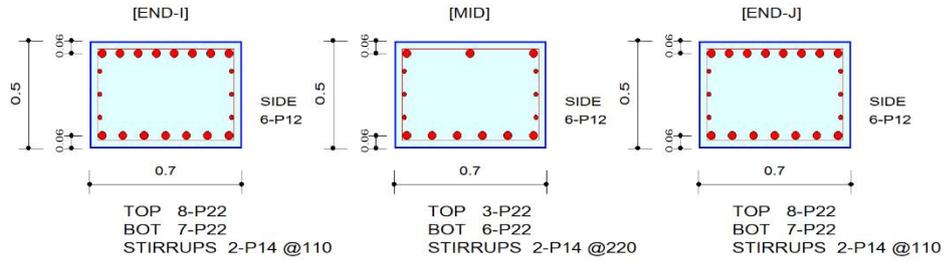
**5. Deflection Control**

$L/250 = 0.020000 > 0.0006$  (LCB:103, POS: 3.6m from END-I)..... O.K

**Figura 87 – Verifiche travi 70x30 - SLE\_Fessurazione e Deformazione**

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 70x50 cop. (No : 11) Beam Span 5m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	11023.01	241389.85	2490.24	24843.08	11023.87	239824.23
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.6561	0.6705	0.1482	0.0690	0.6562	0.6662
(+) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	9884.30	238125.82	9107.85	216563.92	10165.18	245316.78
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.5884	0.6615	0.5421	0.6016	0.6051	0.6814

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	9693.50	2343.98	9582.29
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.7693	0.1860	0.7605
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	8566.20	8003.26	8835.19
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.6799	0.6352	0.7012
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.8506	0.1102	0.8389
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.8626	0.7893	0.8959

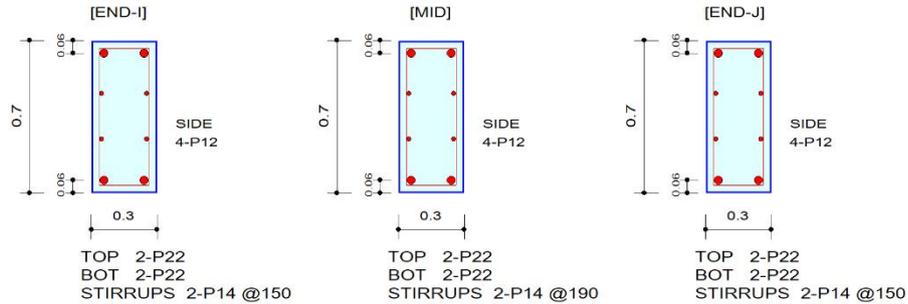
5. Deflection Control

$L/250 = 0.020000 > 0.0012$  (LCB:103, POS: 1.7m from END-I)..... O.K

**Figura 88 – Verifiche travi 70x50 – SLE\_Fessurazione e Deformazione**

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 30x70 cop. lat. (No : 14) Beam Span 5m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	5221.04	185718.95	430.17	4412.80	1992.60	20440.74
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3108	0.5159	0.0256	0.0123	0.1186	0.0568
(+) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	553.49	5677.93	1518.59	15578.22	1258.17	12906.71
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0329	0.0158	0.0904	0.0433	0.0749	0.0359

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	2725.17	397.96	1854.52
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.2163	0.0316	0.1472
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	512.35	1400.42	1175.22
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0407	0.1111	0.0933
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1085	0.0158	0.0738
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0204	0.0557	0.0468

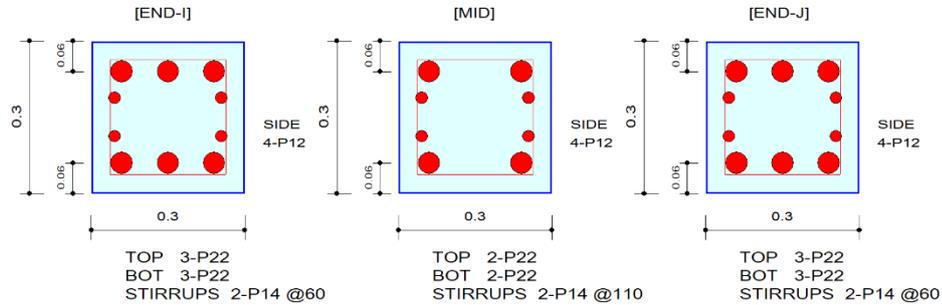
5. Deflection Control

$L/250 = 0.020000 > 0.0004$  (LCB:103, POS: 2.8m from END-I)..... O.K

**Figura 89 – Verifiche travi 30x70 (copertura) – SLE\_Fessurazione e Deformazione**

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property Travi 30x30 (No : 16) Beam Span 5m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	16474.75	256554.26	14704.94	277061.56	2405.68	17870.44
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9806	0.7127	0.8753	0.7696	0.1432	0.0496
(+) Load Combination No.	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)	103(C)
Stress(s)	2881.90	21408.04	9031.52	169292.33	2816.38	20921.29
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1715	0.0595	0.5376	0.4703	0.1676	0.0581

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	13574.86	12149.40	2197.39
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	1.0774	0.9642	0.1744
Result	Non-linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Stress(s)	2631.58	7396.58	2567.00
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.2089	0.5870	0.2037
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.8214	0.9898	0.0379
(+) Load Combination No.	106(Q)	106(Q)	106(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0454	0.5362	0.0443

5. Deflection Control

$L/250 = 0.020000 > 0.0029$  (LCB:103, POS: 2.5m from END-I)..... O.K

Figura 90 – Verifiche travi 30x30 – SLE\_Fessurazione e Deformazione

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.90 DI 123
---------------------------------	---	---------------------

### 9.3 Verifiche dei pilastri

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale dei pilastri.

<p><b>Pilastri 40x70 (pos. B1, C1)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (2 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/15 cm (3 bracci)</li> </ul> </li> <li>• Lato lungo: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 4<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 4<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (2 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/15 cm (2 bracci)</li> </ul> </li> </ul>	<p><b>Pilastri 70x40 (pos. A2, D2)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (4 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (4 bracci)</li> </ul> </li> <li>• Lato lungo: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 7<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 7<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/5 cm (3 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/10 cm (2 bracci)</li> </ul> </li> </ul>
<p><b>Pilastri 40x70 (pos. A1, A4)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (2 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (3 bracci)</li> </ul> </li> <li>• Lato lungo: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 4<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 4<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (2 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (2 bracci)</li> </ul> </li> </ul>	<p><b>Pilastri 70x40 (pos. D1, D4)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 3<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (3 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (2 bracci)</li> </ul> </li> <li>• Lato lungo: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 4<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 4<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (2 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/16 cm (2 bracci)</li> </ul> </li> </ul>
<p><b>Pilastri 50x70 (pos. B2, C2)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 6<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 6<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/11 cm (3 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/11 cm (3 bracci)</li> </ul> </li> <li>• Lato lungo:</li> </ul>	<p><b>Pilastri 70x50 (pos. B4, C4)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <ul style="list-style-type: none"> <li>armatura superiore 5<math>\phi</math>26</li> <li>armatura inferiore 5<math>\phi</math>26</li> <li>zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (3 bracci)</li> <li>campata: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (3 bracci)</li> </ul> </li> <li>• Lato lungo:</li> </ul>

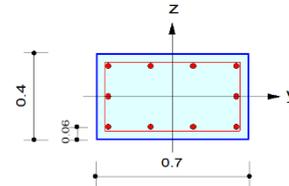
<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p style="text-align: center;">AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA</p> <p style="text-align: center;">ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p style="text-align: center;">Pag.91 DI 123</p>
-------------------------------------	---	--

<p>armatura superiore 9<math>\phi</math>26 armatura inferiore 9<math>\phi</math>26 zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/11 cm (4 bracci) campata: staffe <math>\Phi</math>14/11 cm (4 bracci)</p>	<p>armatura superiore 7<math>\phi</math>26 armatura inferiore 7<math>\phi</math>26 zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (4 bracci) campata: staffe <math>\Phi</math>14/12 cm (4 bracci)</p>
<p><b>Pilastri 70x50 (pos. A3, D3)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lato corto: <p>armatura superiore 5<math>\phi</math>26 armatura inferiore 5<math>\phi</math>26 zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/13 cm (3 bracci) campata: staffe <math>\Phi</math>14/13 cm (3 bracci)</p> </li> <li>• Lato lungo: <p>armatura superiore 7<math>\phi</math>26 armatura inferiore 7<math>\phi</math>26 zone d'appoggio: staffe <math>\Phi</math>14/13 cm (4 bracci) campata: staffe <math>\Phi</math>14/13 cm (4 bracci)</p> </li> </ul>	

### 9.3.1 SLU-SLVx-SLVy

#### 1. Design Condition

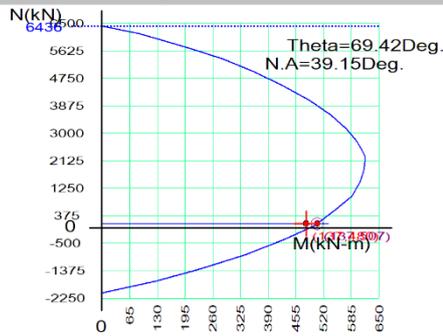
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m  
 Member Number: 27 (PM), 8 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property: Pilastrì 40x70 (No : 1)  
 Rebar Pattern : 10 - 3 - P26 Ast = 0.00531 m<sup>2</sup> (Rho<sub>st</sub> = 0.019)



#### 2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 61 (Pos : I)  
 Concentric Max. Axial Load N<sub>Rdmax</sub> = 6436.24 kN  
 Axial Load Ratio N<sub>Ed</sub> / N<sub>Rd</sub> = 136.730 / 136.910 = 0.999 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio M<sub>Ed</sub> / M<sub>Rd</sub> = 480.198 / 506.828 = 0.947 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edy</sub> / M<sub>Rdy</sub> = 167.424 / 178.129 = 0.940 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edz</sub> / M<sub>Rdz</sub> = 450.066 / 474.494 = 0.949 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio Nu<sub>d</sub> / 0.65 = 0.089 / 0.650 = 0.136 < 1.000 ..... O.K

#### M-N Interaction Diagram



N <sub>Rd</sub> (kN)	M <sub>Rd</sub> (kN-m)
6436.24	0.00
5981.39	141.10
5375.46	283.40
4533.37	425.49
3590.78	538.25
2758.94	599.03
2247.94	618.77
1822.94	614.11
1009.35	587.83
79.29	498.78
-863.94	335.93
-1695.59	125.91
-2077.83	0.00

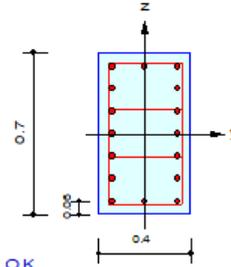
#### 3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 65, POS : J)	z (LCB : 65, POS : J)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	418.884 kN	231.324 kN
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	418.884 / 201.132 = 2.083	231.324 / 209.060 = 1.106
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rds</sub>	418.884 / 578.504 = 0.724	231.324 / 307.330 = 0.753
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdmax</sub>	418.884 / 913.920 = 0.458	231.324 / 849.660 = 0.272
Shear Ratio	0.724 < 1.000 ..... O.K	0.753 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00257 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @120	0.00257 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @120
[ MIDDLE ]	y (LCB : 65, POS : 1/2)	z (LCB : 65, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	418.884 kN	231.324 kN
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	418.884 / 202.788 = 2.066	231.324 / 210.600 = 1.098
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rds</sub>	418.884 / 462.803 = 0.905	231.324 / 245.864 = 0.941
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdmax</sub>	418.884 / 913.920 = 0.458	231.324 / 849.660 = 0.272
Shear Ratio	0.905 < 1.000 ..... O.K	0.941 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00205 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @150	0.00205 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @150
[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : 87, POS : I)	z (LCB : 87, POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00245 / 0.00246 = 0.994	0.00122 / 0.00246 = 0.497
Joint Ratio	0.994 < 1.000 ..... O.K	0.497 < 1.000 ..... O.K
Ash.jnt	2-8 P14	2-8 P14

Figura 91 – Verifiche pilastri Pilastrì 40x70 (pos. B1, C1) - SLU-SLVx-SLVy

1. Design Condition

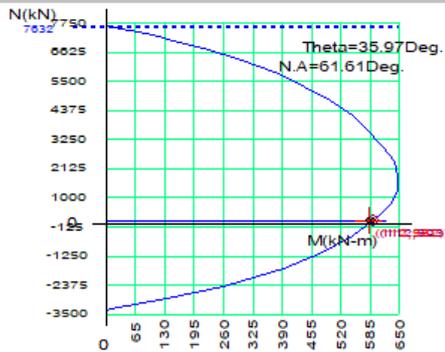
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m  
 Member Number : 21 (PM), 17 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property : Pilastrini 70x40 (No : 2)  
 Rebar Pattern : 16 - 7 - P26 Ast = 0.008496 m^2 (Rhost = 0.030)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 37 (Pos : J)  
 Concentric Max. Axial Load N\_Rdmax = 7632.39 kN  
 Axial Load Ratio N\_Ed / N\_Rd = 111.780 / 112.237 = 0.996 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio M\_Ed / M\_Rd = 582.134 / 592.582 = 0.982 < 1.000 ..... O.K  
 M\_Edy / M\_Rdy = 467.543 / 479.583 = 0.975 < 1.000 ..... O.K  
 M\_Edz / M\_Rdz = 346.819 / 348.072 = 0.996 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio Nu\_d / 0.65 = 0.103 / 0.650 = 0.158 < 1.000 ..... O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
7632.39	0.00
7042.38	160.39
6301.74	300.79
5313.64	439.19
4184.63	545.68
3064.61	608.78
2377.51	638.59
1811.33	646.65
789.35	633.45
-437.86	547.04
-1726.50	393.06
-2898.63	133.48
-3324.52	0.00

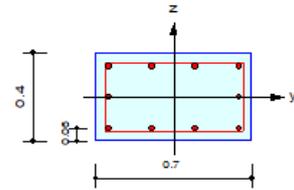
3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 13, POS : J)	z (LCB : 13, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	346.962 kN	547.017 kN
V_Ed / V_Rdc	346.962 / 244.123 = 1.421	547.017 / 234.820 = 2.330
V_Ed / V_Rds	346.962 / 614.661 = 0.564	547.017 / 867.757 = 0.630
V_Ed / V_Rdmax	346.962 / 849.660 = 0.408	547.017 / 913.920 = 0.599
Shear Ratio	0.564 < 1.000 ..... O.K	0.630 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00513 m^2/m, 4-P14 @120	0.00385 m^2/m, 3-P14 @120
[ MIDDLE ]	y (LCB : 13, POS : 1/2)	z (LCB : 13, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	346.962 kN	547.017 kN
V_Ed / V_Rdc	346.962 / 245.663 = 1.412	547.017 / 236.476 = 2.313
V_Ed / V_Rds	346.962 / 614.661 = 0.564	547.017 / 578.504 = 0.946
V_Ed / V_Rdmax	346.962 / 849.660 = 0.408	547.017 / 913.920 = 0.599
Shear Ratio	0.564 < 1.000 ..... O.K	0.946 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00513 m^2/m, 4-P14 @120	0.00257 m^2/m, 2-P14 @120
[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : 86, POS : I)	z (LCB : 13, POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00244 / 0.00370 = 0.661	0.00245 / 0.00277 = 0.882
Joint Ratio	0.661 < 1.000 ..... O.K	0.882 < 1.000 ..... O.K
Ash.jnt	4-6 P14	3-6 P14

Figura 92 – Verifiche pilastri Pilastrini 70x40 (pos. A2, D2) - SLU-SLVx-SLVy

1. Design Condition

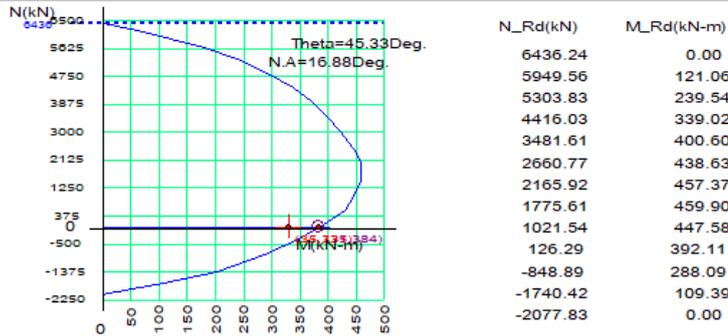
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m  
 Member Number : 23 (PM), 1 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property : Pilastrini 30x70 angolari DX (No : 3)  
 Rebar Pattern : 10 - 3 - P26 Ast = 0.00531 m<sup>2</sup> (RhoSt = 0.019)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 91 (Pos : J)  
 Concentric Max. Axial Load N<sub>Rdmax</sub> = 6436.24 kN  
 Axial Load Ratio N<sub>Ed</sub> / N<sub>Rd</sub> = 35.1339 / 35.2288 = 0.997 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio M<sub>Ed</sub> / M<sub>Rd</sub> = 330.603 / 383.607 = 0.862 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edy</sub> / M<sub>Rdy</sub> = 233.771 / 269.670 = 0.867 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edz</sub> / M<sub>Rdz</sub> = 233.771 / 272.822 = 0.857 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio Nu<sub>d</sub> / 0.65 = 0.077 / 0.650 = 0.118 < 1.000 ..... O.K

M-N Interaction Diagram



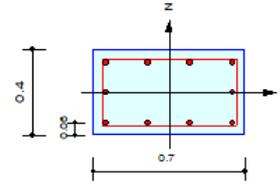
3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 64, POS : J)	z (LCB : 64, POS : J)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	414.192 kN	227.244 kN
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	414.192 / 194.095 = 2.134	227.244 / 202.518 = 1.122
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rds</sub>	414.192 / 433.878 = 0.955	227.244 / 230.498 = 0.986
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdmax</sub>	414.192 / 913.920 = 0.453	227.244 / 849.660 = 0.267
Shear Ratio	0.955 < 1.000 ..... O.K	0.986 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00193 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @160	0.00193 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @160
[ MIDDLE ]	y (LCB : 64, POS : 1/2)	z (LCB : 64, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	414.192 kN	227.244 kN
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	414.192 / 195.751 = 2.116	227.244 / 204.058 = 1.114
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rds</sub>	414.192 / 433.878 = 0.955	227.244 / 230.498 = 0.986
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdmax</sub>	414.192 / 913.920 = 0.453	227.244 / 849.660 = 0.267
Shear Ratio	0.955 < 1.000 ..... O.K	0.986 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00193 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @160	0.00193 m <sup>2</sup> /m, 2-P14 @160
[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : 90, POS : I)	z (LCB : 91, POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00098 / 0.00154 = 0.637	0.00124 / 0.00154 = 0.805
Joint Ratio	0.637 < 1.000 ..... O.K	0.805 < 1.000 ..... O.K
Ash.jnt	2-5 P14	2-5 P14

Figura 93 – Verifiche pilastri Pilastrini 40x70 (pos. A1, A4) - SLU-SLVx-SLVy

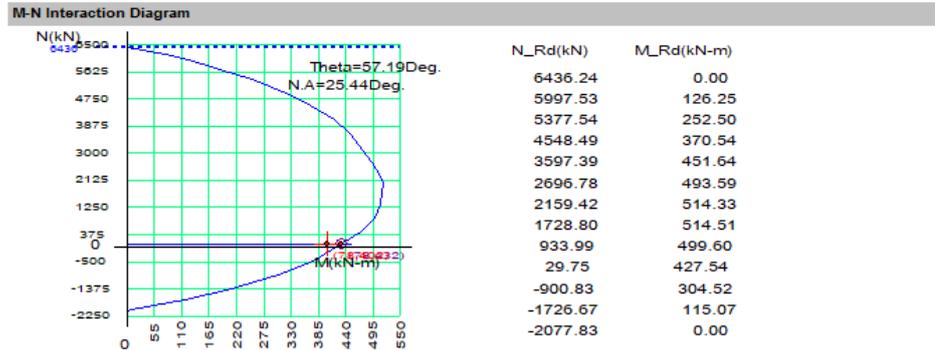
**1. Design Condition**

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018                      UNIT SYSTEM : kN, m  
 Member Number : 30 (PM), 16 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property : Pilastrini 40x70 angolari SX (No: 5)  
 Rebar Pattern : 10 - 3 - P26                      Ast = 0.00531 m² (RhoSt = 0.019)



**2. Axial and Moments Capacity**

Load Combination : 18 (Pos: I)  
 Concentric Max. Axial Load      N\_Rdmax      = 6436.24 kN  
 Axial Load Ratio                      N\_Ed / N\_Rd      = 77.6693 / 77.7226      = 0.999 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio                          M\_Ed / M\_Rd      = 402.306 / 432.376      = 0.930 < 1.000 ..... O.K  
    M\_Edy / M\_Rdy      = 212.313 / 234.291      = 0.906 < 1.000 ..... O.K  
    M\_Edz / M\_Rdz      = 341.721 / 363.395      = 0.940 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio      Nu\_d / 0.65      = 0.071 / 0.650              = 0.110 < 1.000 ..... O.K



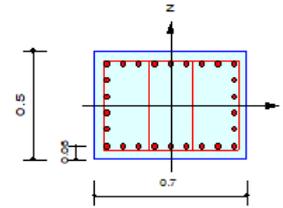
**3. Shear Capacity**

[ END ]	y (LCB : 39, POS : J)	z (LCB : 39, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	411.903 kN	225.255 kN
V_Ed / V_Rdc	411.903 / 190.663 = 2.160	225.255 / 199.328 = 1.130
V_Ed / V_Rds	411.903 / 650.817 = 0.633	225.255 / 230.498 = 0.977
V_Ed / V_Rdmax	411.903 / 913.920 = 0.451	225.255 / 849.660 = 0.265
Shear Ratio	0.633 < 1.000 ..... O.K	0.977 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00289 m²/m, 3-P14 @160	0.00193 m²/m, 2-P14 @160
[ MIDDLE ]	y (LCB : 39, POS : 1/2)	z (LCB : 39, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	411.903 kN	225.255 kN
V_Ed / V_Rdc	411.903 / 192.319 = 2.142	225.255 / 200.867 = 1.121
V_Ed / V_Rds	411.903 / 433.878 = 0.949	225.255 / 230.498 = 0.977
V_Ed / V_Rdmax	411.903 / 913.920 = 0.451	225.255 / 849.660 = 0.265
Shear Ratio	0.949 < 1.000 ..... O.K	0.977 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00193 m²/m, 2-P14 @160	0.00193 m²/m, 2-P14 @160
[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : 42, POS : I)	z (LCB : 64, POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00247 / 0.00277 = 0.892	0.00124 / 0.00185 = 0.671
Joint Ratio	0.892 < 1.000 ..... O.K	0.671 < 1.000 ..... O.K
Ash.jnt	3-6 P14	2-6 P14

**Figura 94 – Verifiche pilastri Pilastrini 70x40 (pos. D1, D4) - SLU-SLVx-SLVy**

1. Design Condition

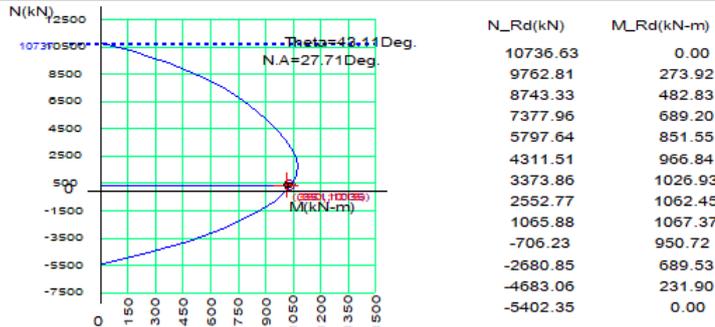
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m  
 Member Number : 28 (PM), 9 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property : Pilastrini 50x70 (No : 6)  
 Rebar Pattern : 26 - 6 - P26 Ast = 0.013806 m^2 (Rhostr = 0.039)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 87 (Pos : J)  
 Concentric Max. Axial Load N\_Rdmax = 10736.6 kN  
 Axial Load Ratio N\_Ed / N\_Rd = 350.033 / 350.544 = 0.999 < 1.000 ..... OK  
 Moment Ratio M\_Ed / M\_Rd = 1014.77 / 1035.49 = 0.980 < 1.000 ..... OK  
 M\_Edy / M\_Rdy = 740.694 / 755.901 = 0.980 < 1.000 ..... OK  
 M\_Edz / M\_Rdz = 693.638 / 707.704 = 0.980 < 1.000 ..... OK  
 Normalized Axial Load Ratio Nu\_d / 0.65 = 0.111 / 0.650 = 0.170 < 1.000 ..... OK

M-N Interaction Diagram



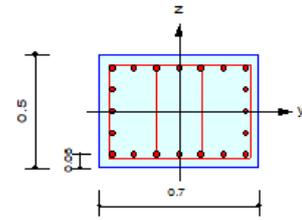
3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 87, POS : J)	z (LCB : 87, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	898.668 kN	673.997 kN
V_Ed / V_Rdc	898.668 / 313.343 = 2.868	673.997 / 317.880 = 2.120
V_Ed / V_Rds	898.668 / 946.643 = 0.949	673.997 / 867.757 = 0.777
V_Ed / V_Rdmax	898.668 / 1142.40 = 0.787	673.997 / 1099.56 = 0.613
Shear Ratio	0.949 < 1.000 ..... OK	0.777 < 1.000 ..... OK
Asw-H_use	0.00420 m^2/m, 3-P14 @110	0.00560 m^2/m, 4-P14 @110
[ MIDDLE ]	y (LCB : 87, POS : 1/2)	z (LCB : 87, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	898.668 kN	673.997 kN
V_Ed / V_Rdc	898.668 / 315.413 = 2.849	673.997 / 319.873 = 2.107
V_Ed / V_Rds	898.668 / 946.643 = 0.949	673.997 / 867.757 = 0.777
V_Ed / V_Rdmax	898.668 / 1142.40 = 0.787	673.997 / 1099.56 = 0.613
Shear Ratio	0.949 < 1.000 ..... OK	0.777 < 1.000 ..... OK
Asw-H_use	0.00420 m^2/m, 3-P14 @110	0.00560 m^2/m, 4-P14 @110
[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : 42, POS : I)	z (LCB : 13, POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00237 / 0.00277 = 0.854	0.00118 / 0.00370 = 0.320
Joint Ratio	0.854 < 1.000 ..... OK	0.320 < 1.000 ..... OK
Ash.jnt	3-6 P14	Check Spacing

Figura 95 – Verifiche pilastri 50x70 (pos. B2, C2) - SLU-SLVx-SLVy

1. Design Condition

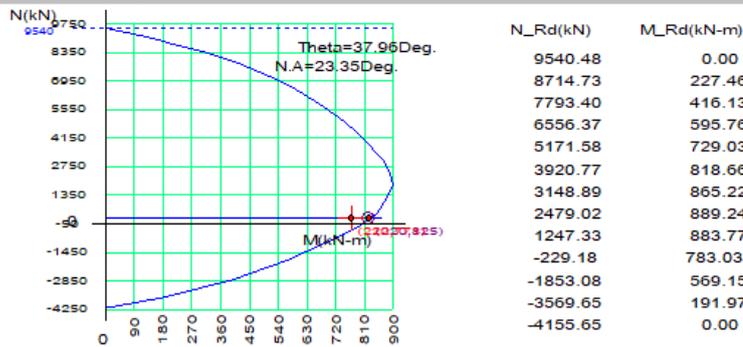
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m  
 Member Number : 42 (PM), 11 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property : Pilastrini 50x70 laterali (No : 12)  
 Rebar Pattern : 20 - 5 - P26 Ast = 0.01062 m<sup>2</sup> (Rho<sub>st</sub> = 0.030)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 64 (Pos : J)  
 Concentric Max. Axial Load N<sub>Rdmax</sub> = 9540.48 kN  
 Axial Load Ratio N<sub>Ed</sub> / N<sub>Rd</sub> = 220.021 / 220.433 = 0.998 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio M<sub>Ed</sub> / M<sub>Rd</sub> = 770.557 / 824.895 = 0.934 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edy</sub> / M<sub>Rdy</sub> = 612.505 / 650.419 = 0.942 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edz</sub> / M<sub>Rdz</sub> = 467.543 / 507.353 = 0.922 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio Nu<sub>d</sub> / 0.65 = 0.076 / 0.650 = 0.116 < 1.000 ..... O.K

M-N Interaction Diagram



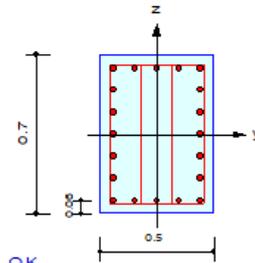
3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 86, POS : J)	z (LCB : 86, POS : J)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	727.945 kN	533.348 kN
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	727.945 / 272.812 = 2.668	533.348 / 280.738 = 1.900
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rds</sub>	727.945 / 867.757 = 0.839	533.348 / 795.443 = 0.671
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdmax</sub>	727.945 / 1142.40 = 0.637	533.348 / 1099.56 = 0.485
Shear Ratio	0.839 < 1.000 ..... O.K	0.671 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00385 m <sup>2</sup> /m, 3-P14 @120	0.00513 m <sup>2</sup> /m, 4-P14 @120
[ MIDDLE ]	y (LCB : 86, POS : 1/2)	z (LCB : 86, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	727.945 kN	533.348 kN
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdc</sub>	727.945 / 274.882 = 2.648	533.348 / 282.731 = 1.886
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rds</sub>	727.945 / 867.757 = 0.839	533.348 / 795.443 = 0.671
V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rdmax</sub>	727.945 / 1142.40 = 0.637	533.348 / 1099.56 = 0.485
Shear Ratio	0.839 < 1.000 ..... O.K	0.671 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00385 m <sup>2</sup> /m, 3-P14 @120	0.00513 m <sup>2</sup> /m, 4-P14 @120
[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : 64, POS : I)	z (LCB : , POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00242 / 0.00277 = 0.872	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Joint Ratio	0.872 < 1.000 ..... O.K	0.000 < 1.000 ..... O.K
Ash.jnt	3-6 P14	4-6

Figura 96 – Verifiche pilastri 70x50 (pos. B4, C4) - SLU-SLVx-SLVy

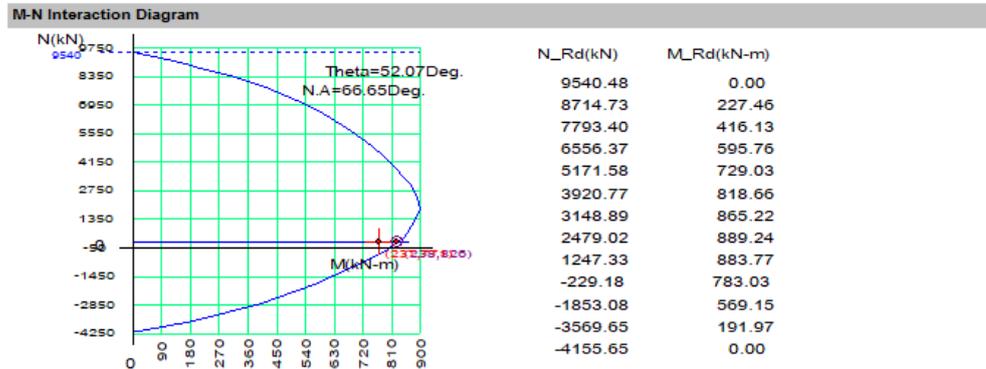
1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m  
 Member Number : 32 (PM), 18 (Shear)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 3.8 m  
 Section Property : Pilastrini 70x50 SX (No : 17)  
 Rebar Pattern : 20 - 7 - P26 Ast = 0.01062 m^2 (Rhost = 0.030)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 84 (Pos : J)  
 Concentric Max. Axial Load N\_Rdmax = 9540.48 kN  
 Axial Load Ratio N\_Ed / N\_Rd = 236.963 / 237.812 = 0.996 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio M\_Ed / M\_Rd = 770.557 / 826.466 = 0.932 < 1.000 ..... O.K  
 M\_Edy / M\_Rdy = 467.543 / 508.026 = 0.920 < 1.000 ..... O.K  
 M\_Edz / M\_Rdz = 612.505 / 651.886 = 0.940 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio Nu\_d / 0.65 = 0.077 / 0.650 = 0.119 < 1.000 ..... O.K



3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 12, POS : J)	z (LCB : 12, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	534.062 kN	728.521 kN
V_Ed / V_Rdc	534.062 / 281.878 = 1.895	728.521 / 273.996 = 2.659
V_Ed / V_Rds	534.062 / 550.692 = 0.970	728.521 / 1068.01 = 0.682
V_Ed / V_Rdmax	534.062 / 1099.56 = 0.486	728.521 / 1142.40 = 0.638
Shear Ratio	0.970 < 1.000 ..... O.K	0.682 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00355 m^2/m, 3-P14 @130	0.00474 m^2/m, 4-P14 @130

[ MIDDLE ]	y (LCB : 12, POS : 1/2)	z (LCB : 12, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	534.062 kN	728.521 kN
V_Ed / V_Rdc	534.062 / 283.870 = 1.881	728.521 / 276.066 = 2.639
V_Ed / V_Rds	534.062 / 550.692 = 0.970	728.521 / 1068.01 = 0.682
V_Ed / V_Rdmax	534.062 / 1099.56 = 0.486	728.521 / 1142.40 = 0.638
Shear Ratio	0.970 < 1.000 ..... O.K	0.682 < 1.000 ..... O.K
Asw-H_use	0.00355 m^2/m, 3-P14 @130	0.00474 m^2/m, 4-P14 @130

[ JOINT : BOTTOM ]	y (LCB : , POS : I)	z (LCB : 60, POS : I)
Ash.req / Ash.use	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00241 / 0.00370 = 0.652
Joint Ratio	0.000 < 1.000 ..... O.K	0.652 < 1.000 ..... O.K
Ash.jnt	3-6	4-6 P14

Figura 97 – Verifiche pilastri 70x50 (pos. A3, D3) - SLU-SLVx-SLVy

9.3.2 SLE

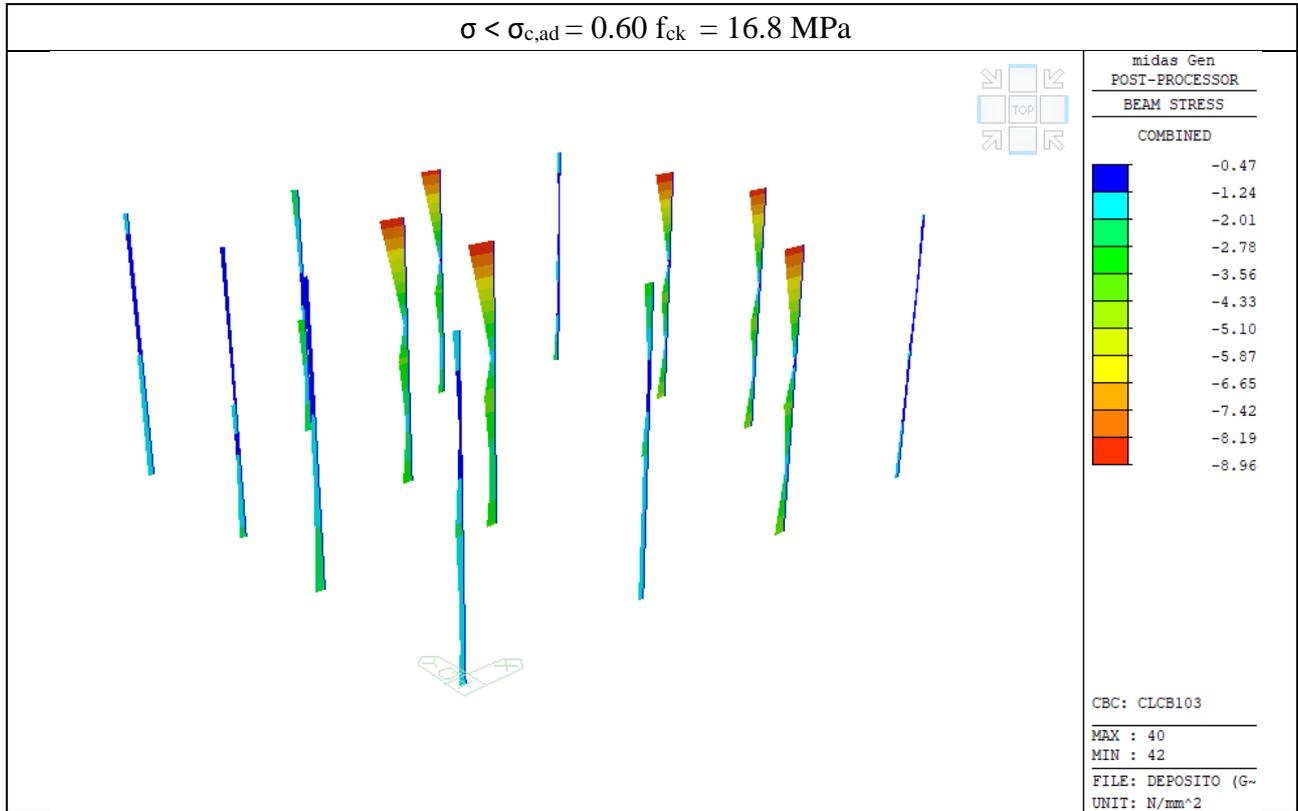


Figura 98 – Verifica pilastri – SLE Rara Stato limite di limitazione delle tensioni

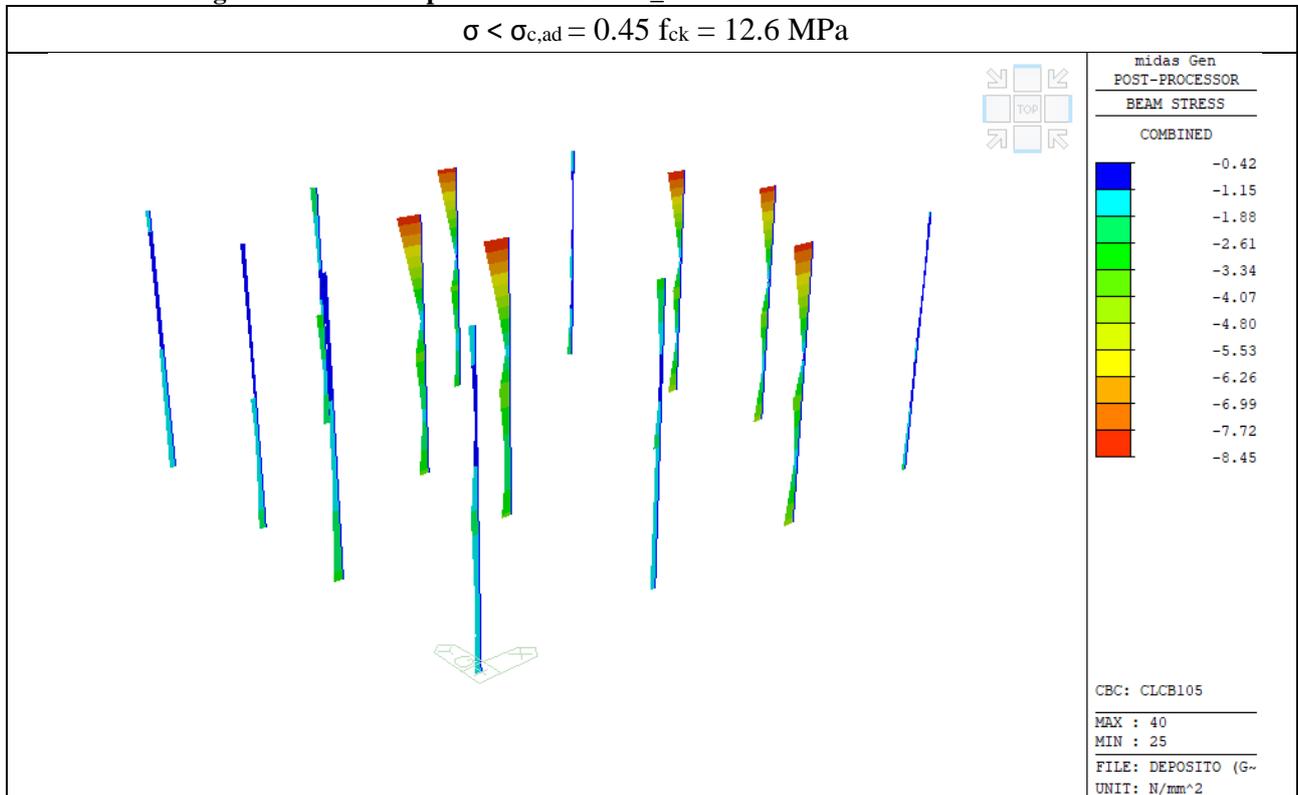


Figura 99 – Verifica pilastri – SLE Quasi Permanente Stato limite di limitazione delle tensioni

### 9.4 Verifiche delle pareti dell'ascensore

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura delle pareti dell'ascensore longitudinali e trasversali.

- armatura orizzontale  
superiore  $\phi 14/20$  cm  
inferiore  $\phi 14/20$  cm
- armatura verticale  
superiore  $\phi 26/25$  cm  
inferiore  $\phi 26/25$  cm

#### 9.4.1 SLU-SLVx-SLVy

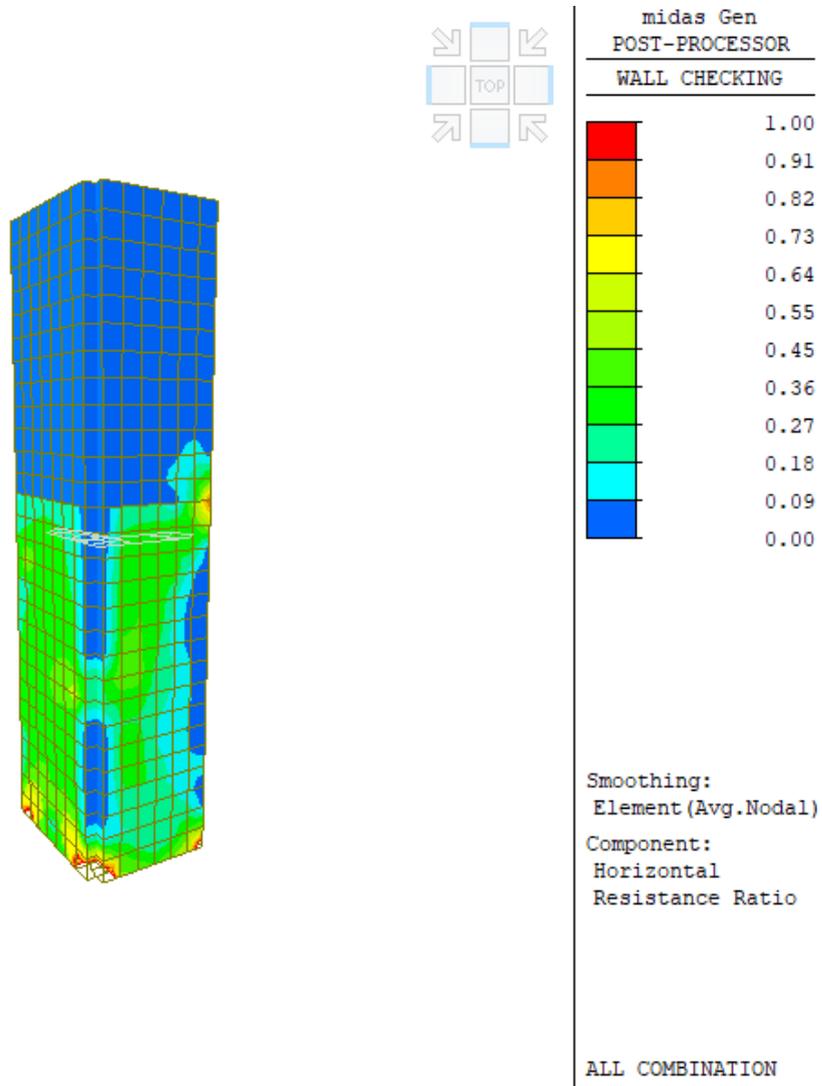
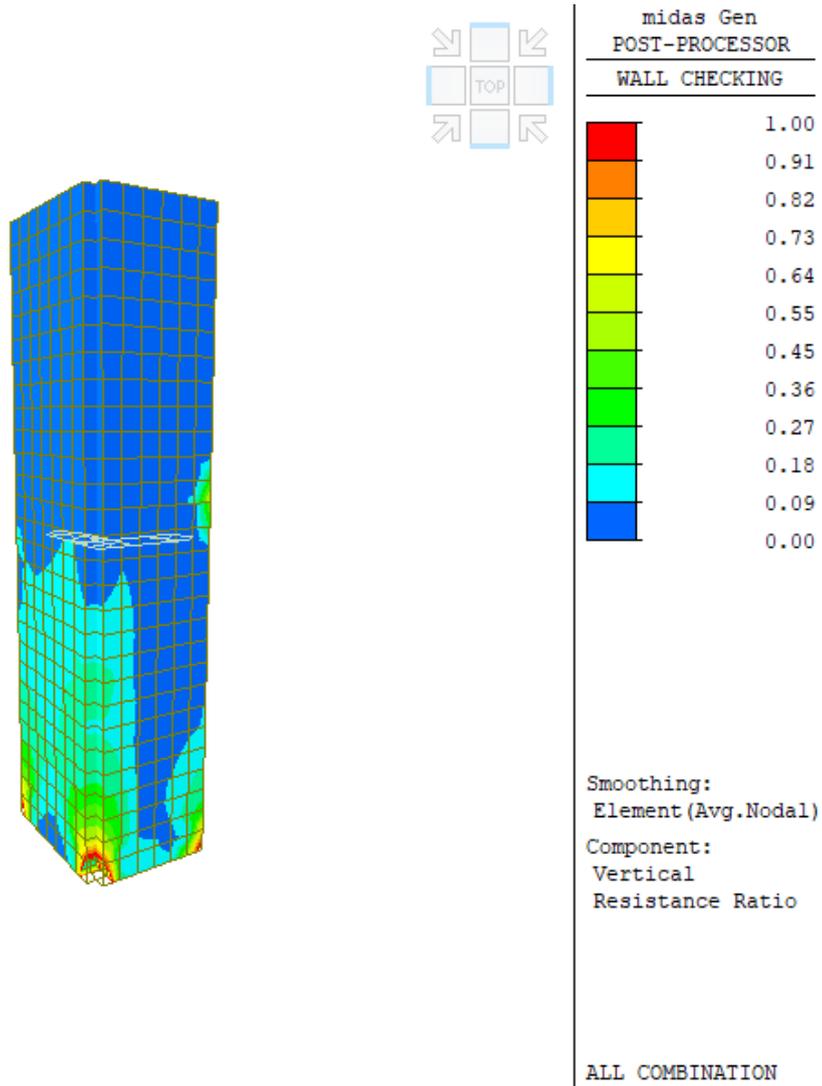


Figura 100 – Verifica membranale pareti dell'ascensore (armatura orizzontale) – SLU-SLVx-SLVy



**Figura 101 – Verifica membranale pareti dell’ascensore (armatura verticale) – SLU-SLVx-SLVy**

Per la verifica sono stati esclusi dal calcolo quegli elementi per i quali si verificano picchi di sollecitazioni localizzati, dovuti alla tipologia di modellazione.

## 9.5 Verifiche della scala

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura dei pianerottoli e dei rampanti delle scale.

<p><b>Pianerottolo</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• armatura lungo x superiore <math>\phi 18/30</math> cm inferiore <math>\phi 18/30</math> cm</li> <li>• armatura lungo y superiore <math>\phi 18/30</math> cm inferiore <math>\phi 18/30</math> cm</li> </ul>	<p><b>Rampante</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• armatura lungo x superiore <math>\phi 18/30</math> cm inferiore <math>\phi 18/30</math> cm</li> <li>• armatura lungo y superiore <math>\phi 18/30</math> cm inferiore <math>\phi 18/30</math> cm</li> </ul>
---	---

### 9.5.1 SLU-SLVx-SLVy

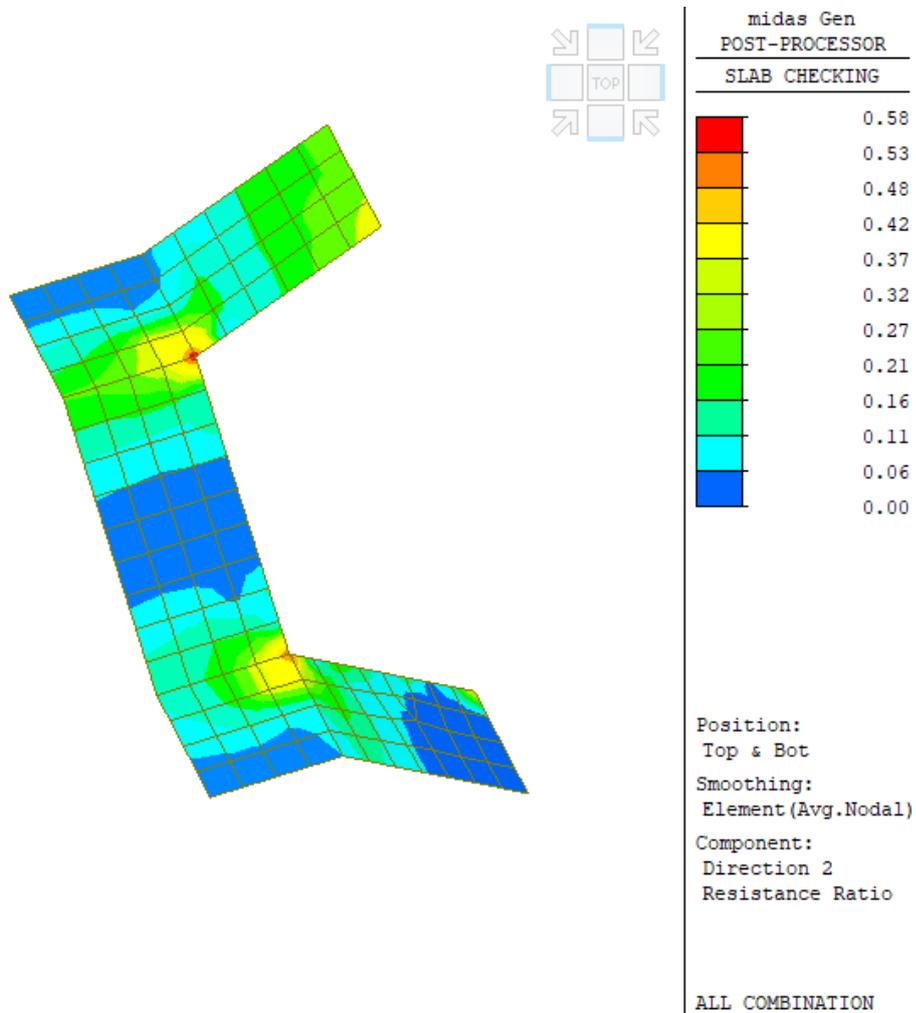
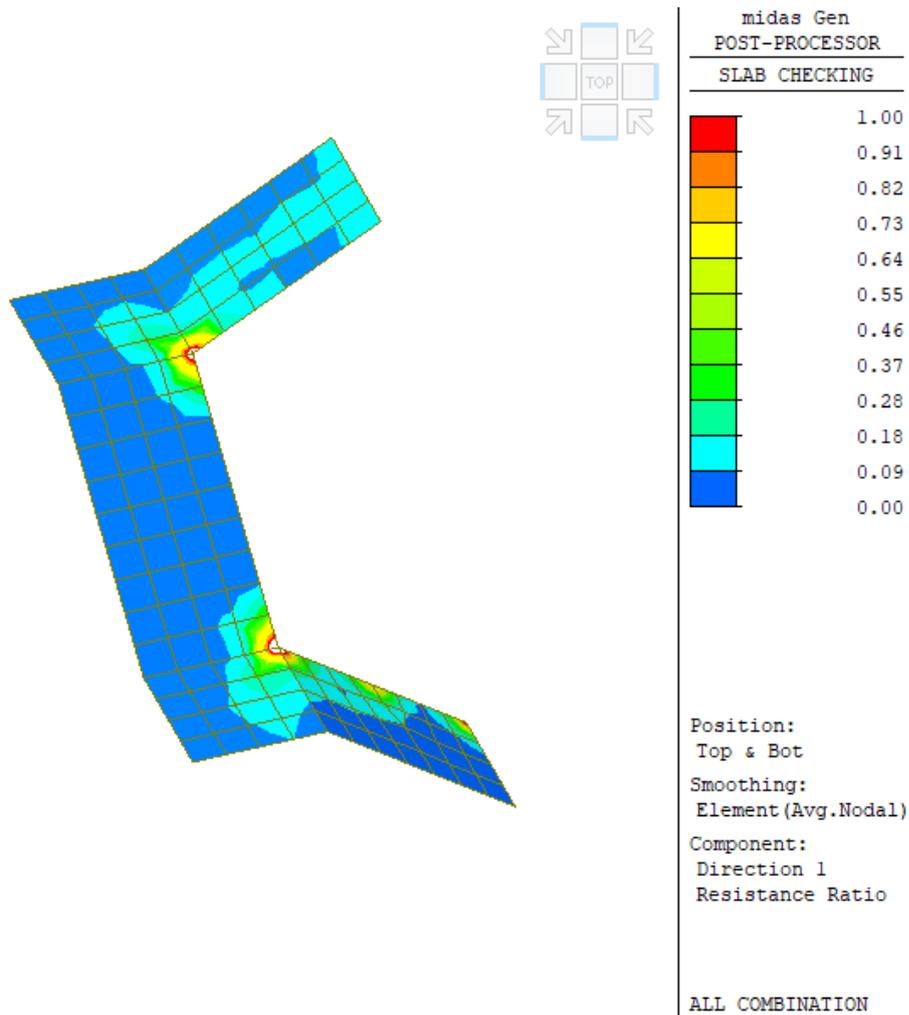


Figura 102 – Verifica flessionale rampa e solaio rampa (armatura lungo x) – SLU-SLVx-SLVy



**Figura 103 – Verifica flessionale rampa e solaio rampa (armatura lungo y) – SLU-SLVx-SLVy**

Per la verifica sono stati esclusi dal calcolo quegli elementi per i quali si verificano picchi di sollecitazioni localizzati, dovuti alla tipologia di modellazione.

### 9.6 Verifiche del solaio

Le porzioni di solaio scelte ai fini della verifica sono quelle del piano di copertura che vengono evidenziata nella figura sottostante.

La verifica viene condotta considerando uno schema statico di trave continua (fascia di solaio di larghezza pari a 0.50 m) su tre appoggi e uno schema di trave appoggiata-appoggiata.

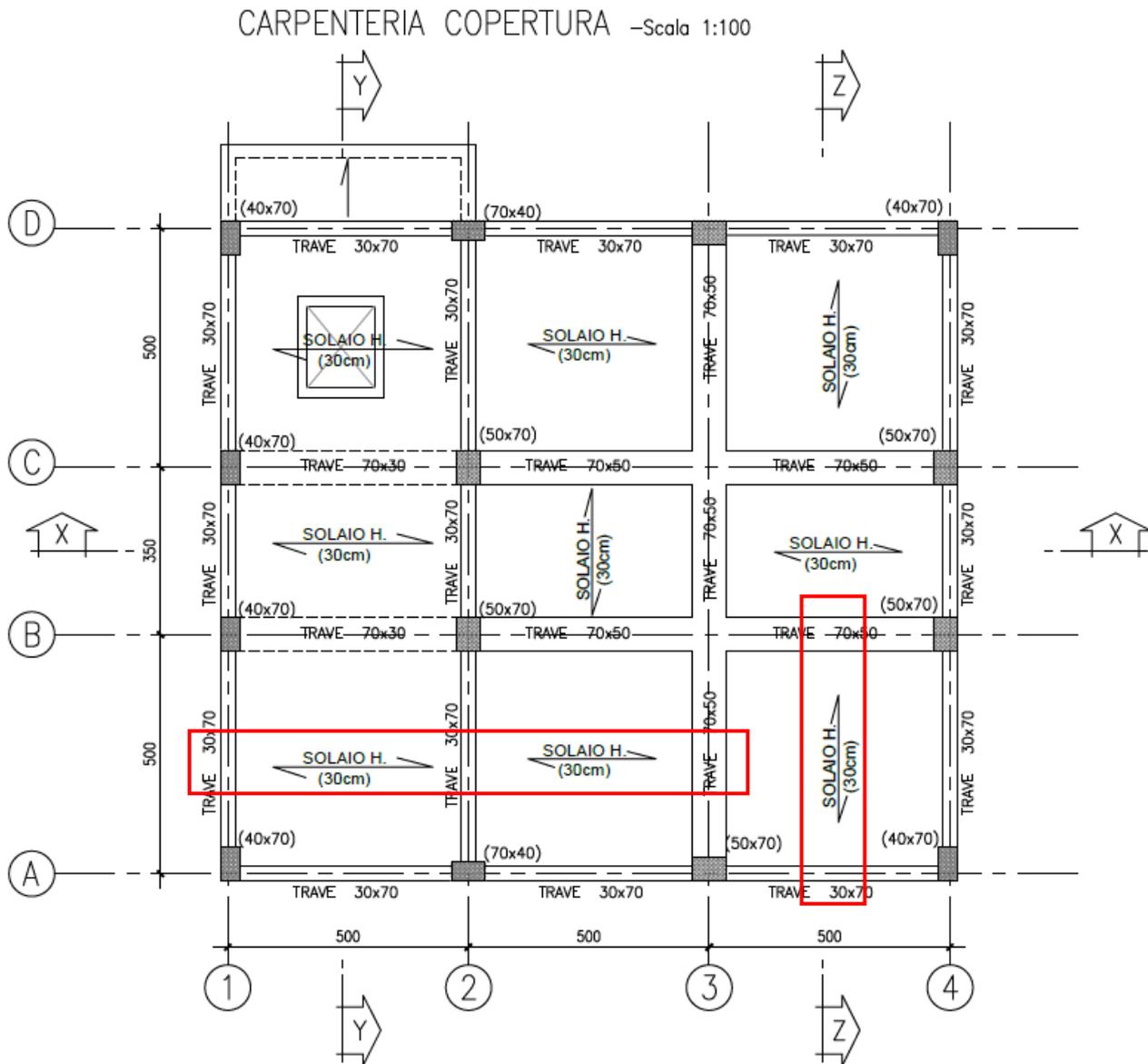


Figura 104 – Sezione di verifica del solaio di copertura

#### 9.6.1 Analisi dei carichi

Dai paragrafi precedenti si ricavano le azioni agenti sul solaio di copertura:

- Peso proprio  $G_1 = 4.24 \text{ kN/m}^2$
- Permanenti  $G_2 = 3.25 \text{ kN/m}^2$
- Variabile cat. K Q =  $2.00 \text{ kN/m}^2$

- Variabile neve  $Q_{neve} = 0.48 \text{ kN/m}^2$

Occorre precisare che si considera una sezione di calcolo del tipo trave a T di larghezza pari a 0.50 m. Dunque, le azioni agenti sulla trave equivalente al solaio divengono:

- Peso proprio ( $G_1$ ) =  $0.5 \text{ m} \times 4.24 \text{ kN/m}^2 = 2.12 \text{ kN/m}$
- Permanenti ( $G_2$ ) =  $0.5 \text{ m} \times 3.25 \text{ kN/m}^2 = 1.63 \text{ kN/m}$
- Variabile cat. K (Q) =  $0.5 \text{ m} \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 1.00 \text{ kN/m}$
- Variabile neve  $Q_{neve} = 0.5 \text{ m} \times 0.48 \text{ kN/m}^2 = 0.24 \text{ kN/m}$

### 9.6.2 Calcolo sollecitazioni

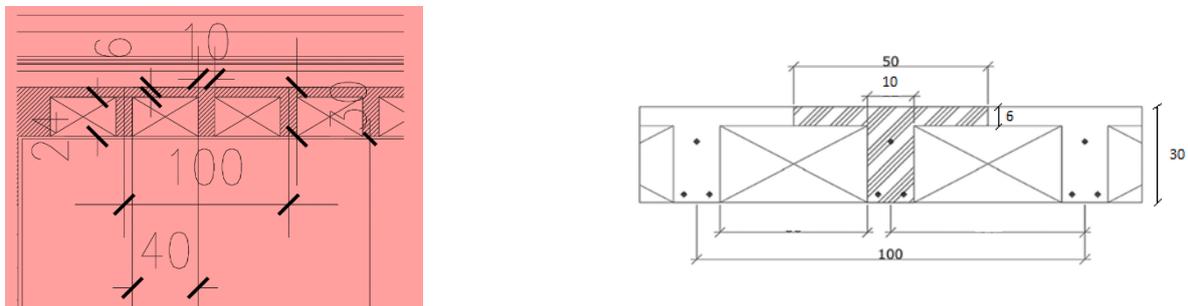


Figura 105 – Sezione di calcolo del solaio

Nelle immagini che seguono si riportano i diagrammi del momento sollecitante e del taglio sollecitante per i campi considerati:

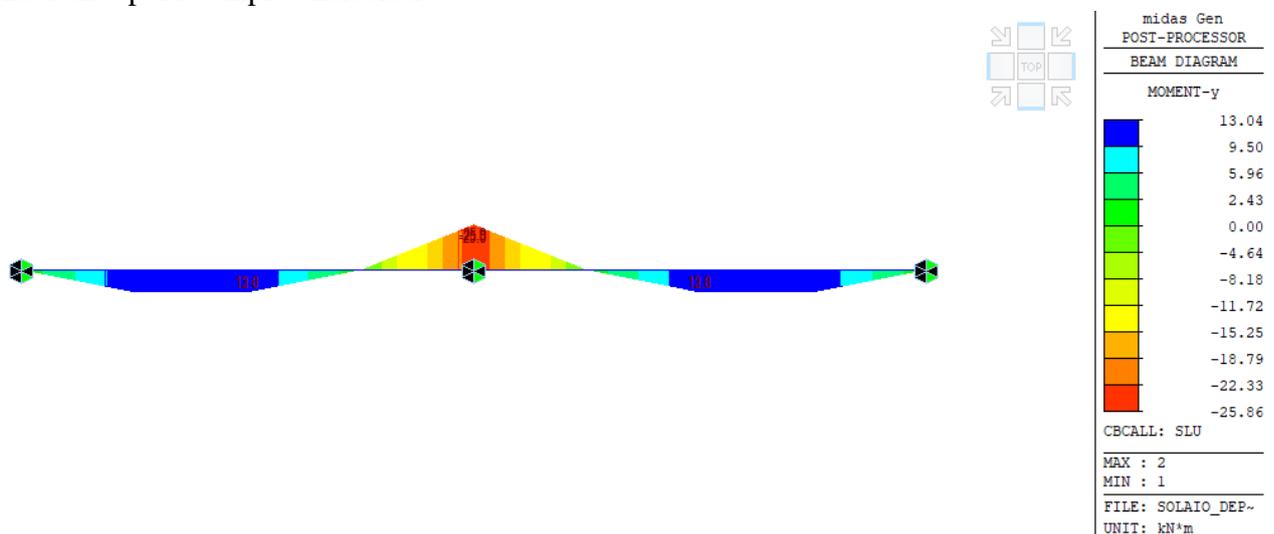


Figura 106 – Diagramma del momento sollecitante (trave continua) – SLU

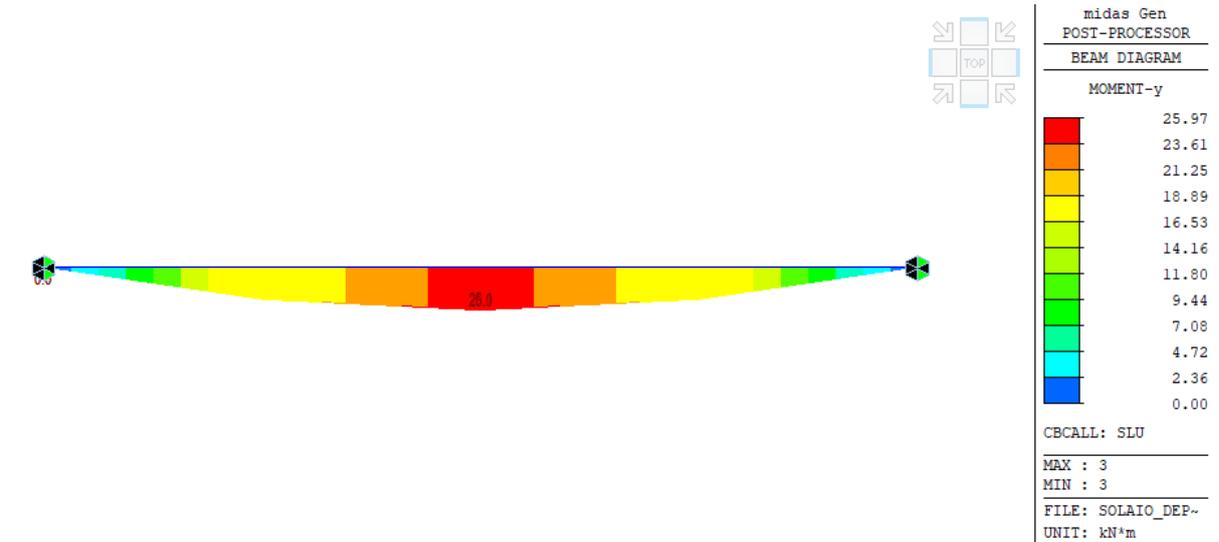


Figura 107 – Diagramma del momento sollecitante (schema appoggio-appoggio) - SLU

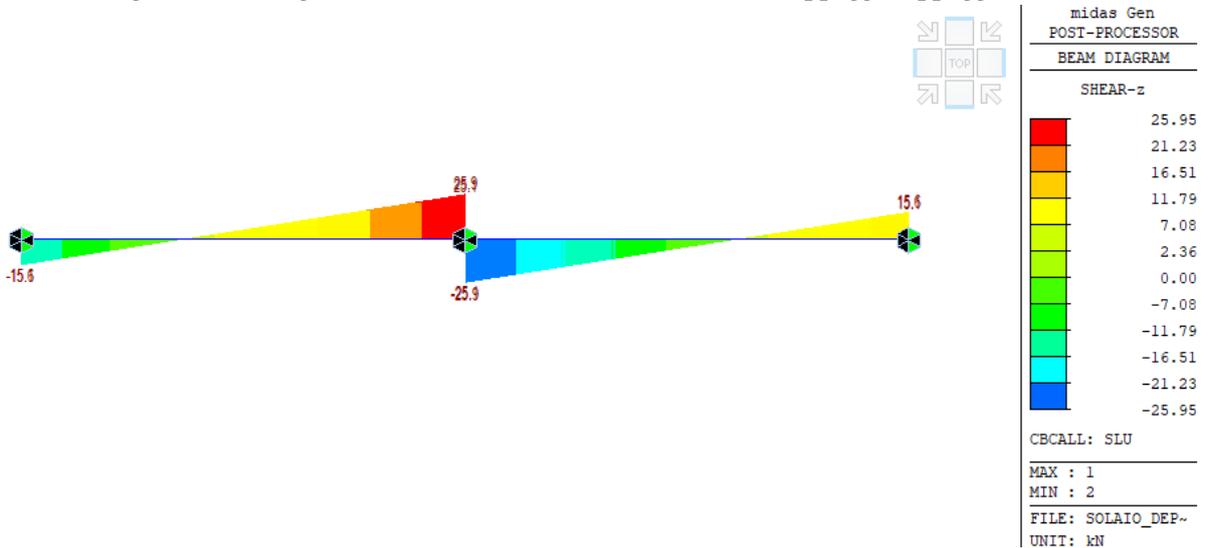


Figura 108 – Diagramma del taglio sollecitante (trave continua) – SLU

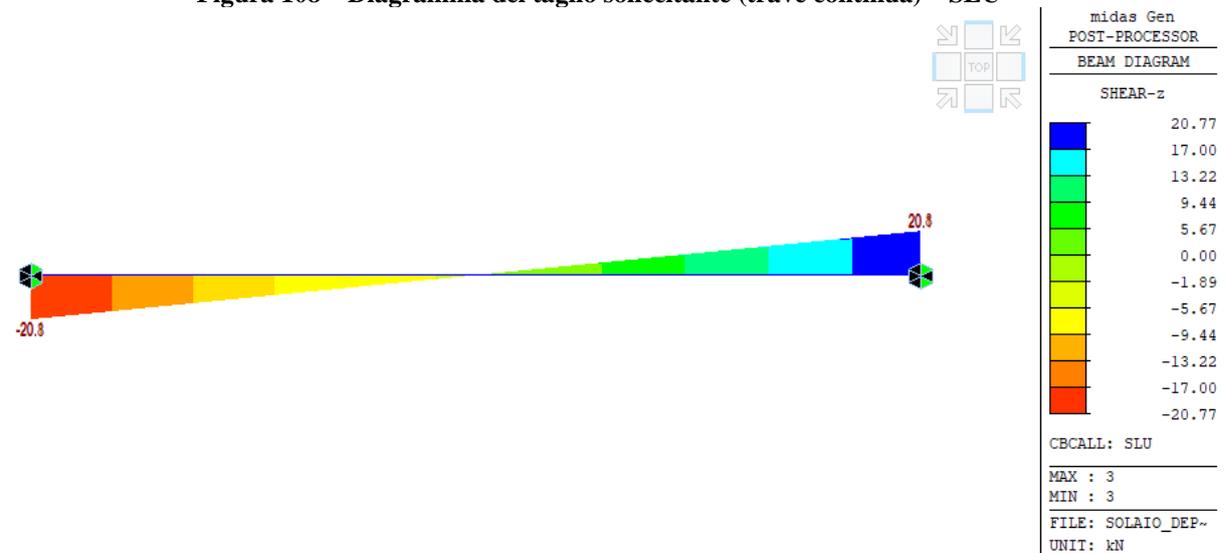


Figura 109 – Diagramma del taglio sollecitante (schema appoggio-appoggio) – SLU

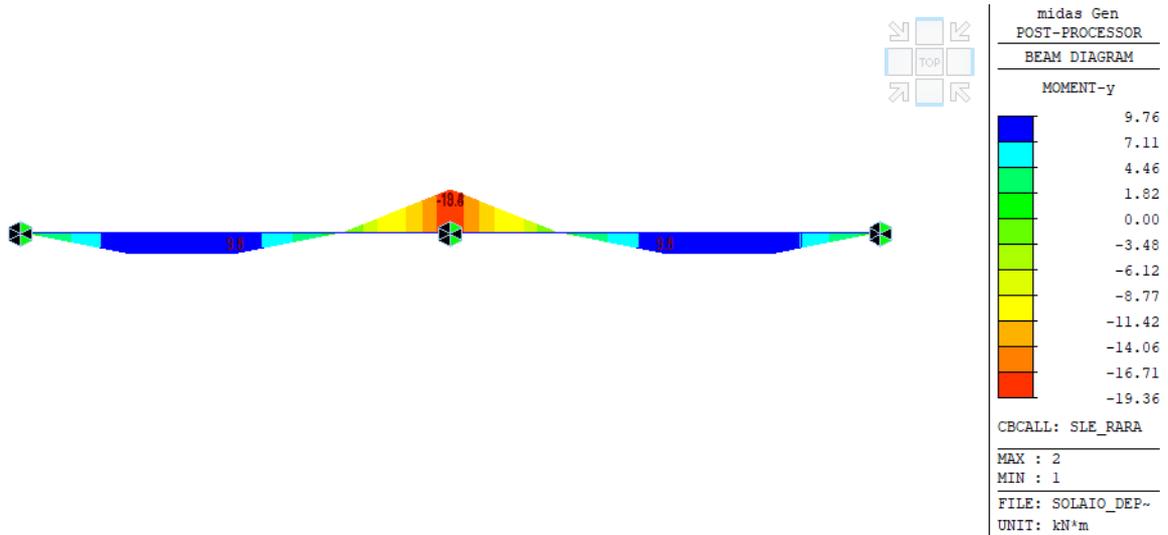


Figura 110 – Diagramma del momento sollecitante (trave continua) – SLE (rara)

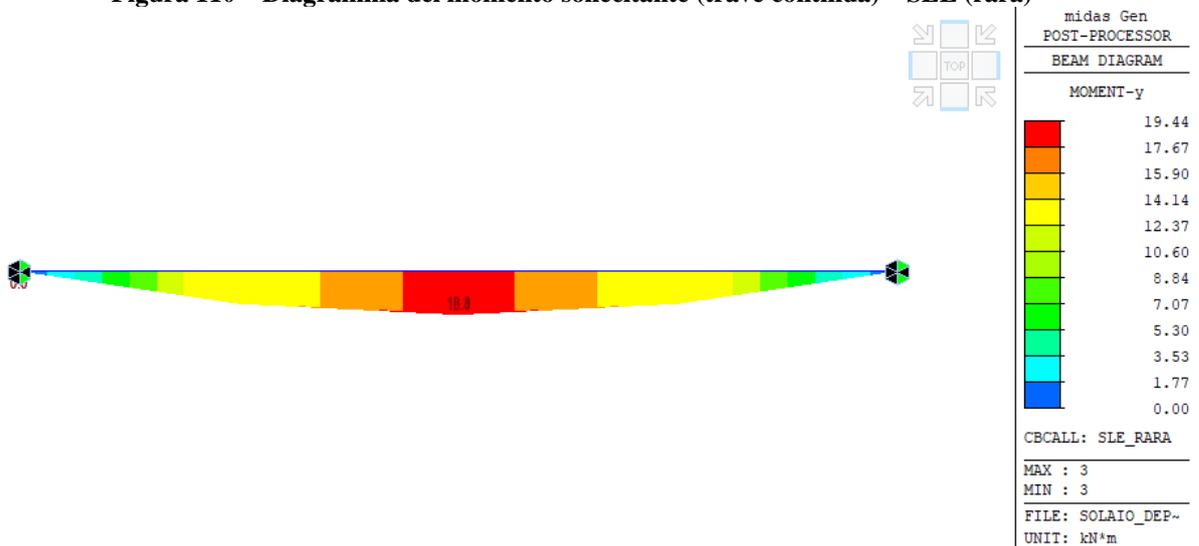


Figura 111 – Diagramma del momento sollecitante (schema appoggio-appoggio) – SLE (rara)

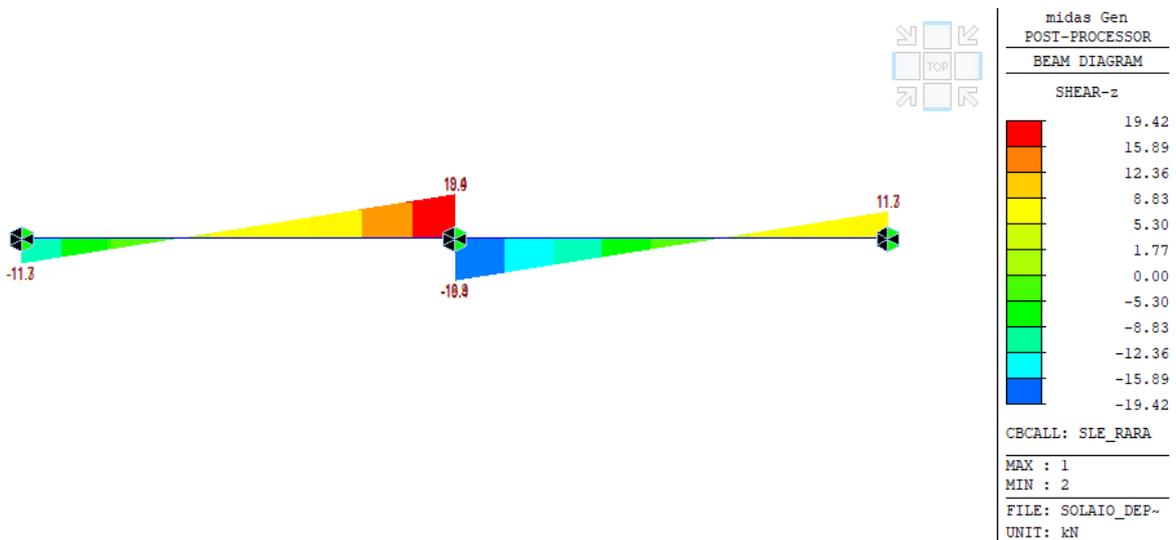


Figura 112 – Diagramma del taglio sollecitante (trave continua) – SLE (rara)

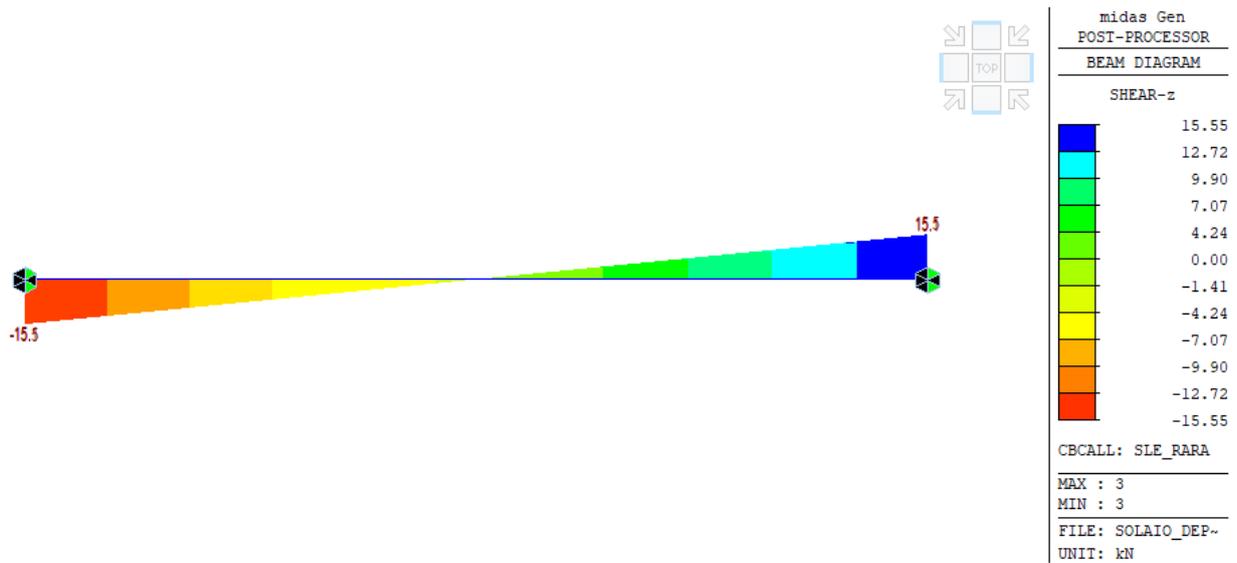


Figura 113 – Diagramma del taglio sollecitante (schema appoggio-appoggio) – SLE (rara)

Dunque, si ha:

$V_{Ed,SLU,max}$	$M^+_{Ed,SLU,max}$	$M^-_{Ed,SLU,max}$	$M^+_{Ed,SLE,rara,max}$	$M^-_{Ed,SLE,rara,max}$
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
25.95	25.97	-25.86	19.44	-19.36

La sezione di calcolo a T viene armata con 2 $\phi$ 14 inferiori e 2 $\phi$ 14 superiori a travetto, e staffe  $\phi$ 6/19cm.

### 9.6.3 Verifiche SLU

Di seguito vengono riportati i risultati della verifica a flessione e a taglio.

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property T - travetto (No : 1) Beam Span 5m

[END-I] [MID] [END-J]

TOP 2-P14  
 BOT 2-P14  
 STIRRUPS 2-P6 @190

2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	3	2
Moment (M_Ed)	25.86	0.00	25.86
Factored Strength (M_Rd)	27.64	27.64	27.64
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9358	0.0000	0.9358
Neutral Axis (x/d)	0.2080	0.2080	0.2080
(+) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	19.48	25.97	19.48
Factored Strength (M_Rd)	31.72	31.72	31.72
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6139	0.8186	0.6139
Neutral Axis (x/d)	0.1157	0.1157	0.1157
Using Rebar Top (As_top)	0.0003	0.0003	0.0003
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0003	0.0003	0.0003

3. Shear Capacity

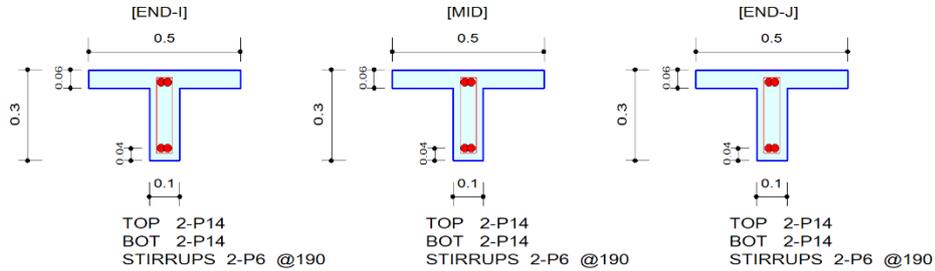
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_Ed)	25.95	15.56	25.95
V_Rdc	18.82	18.82	18.82
V_Rds	26.99	26.99	26.99
V_Rdmax	92.82	92.82	92.82
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0003	0.0003	0.0003
Using Stirrups Spacing	2-P6 @190	2-P6 @190	2-P6 @190
V_Ed / V_Rdc	1.3790	0.8269	1.3790
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.9615	0.5766	0.9615
Check Ratio	0.9615	0.8269	0.9615

Figura 114 – Verifiche travetto – SLU

9.6.4 Verifiche SLE

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m  
 Material Data  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Section Property T - travetto (No : 1) Beam Span 5m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	5(C)	5(C)	9(Q)	9(Q)	5(C)	5(C)
Stress(s)	5919.00	23334.72	0.00	0.00	5919.00	23334.72
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	0.00	0.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3523	0.0648	0.0000	0.0000	0.3523	0.0648
(+) Load Combination No.	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)	5(C)
Stress(s)	8513.32	152870.00	11351.09	203826.67	8513.32	152870.00
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.5067	0.4246	0.6757	0.5662	0.5067	0.4246

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9(Q)	9(Q)	9(Q)
Stress(s)	5424.17	0.00	5424.17
Allowable Stress(sa)	12600.00	0.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4305	0.0000	0.4305
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	9(Q)	9(Q)	9(Q)
Stress(s)	7100.40	9467.20	7100.40
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.5635	0.7514	0.5635
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9(Q)	9(Q)	9(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0353	0.0000	0.0353
(+) Load Combination No.	9(Q)	9(Q)	9(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.3032	0.4396	0.3032

5. Deflection Control

$L/250 = 0.020000 > 0.0037$  (LCB-5, POS: 2.5m from END-I)..... O.K

Figura 115 – Verifiche travetto – SLE

<p>RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE</p>	<p>Pag.111 DI 123</p>
-------------------------------------	--	-------------------------------

## 9.7 Verifica strutturale della platea di fondazione

Al §7.4.3.1 delle NTC 18 si legge quanto segue: *“Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:*

- *quella derivante dall’analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);*
- *quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;*
- *quella trasferita dagli elementi soprastanti nell’ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”.*

*Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.“*

In ragione di quanto sopra riportato, il dimensionamento e la verifica strutturale delle travi di fondazione è stato eseguito per le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti derivanti da una analisi strutturale elastica.

- armatura lungo x:
  - superiore  $\phi 18/250$  mm
  - inferiore  $\phi 18/250$  mm
- armatura lungo y:
  - superiore  $\phi 18/250$  mm
  - inferiore  $\phi 18/250$  mm
- armatura trasversale:
  - legature  $\phi 12/250$  mm in entrambe le direzioni

Per la verifica sono stati esclusi dal calcolo quegli elementi per i quali si verificano picchi di sollecitazioni localizzati, dovuti alla tipologia di modellazione.

9.7.1 SLU-SLV<sub>x</sub>\_el-SLV<sub>y</sub>\_el

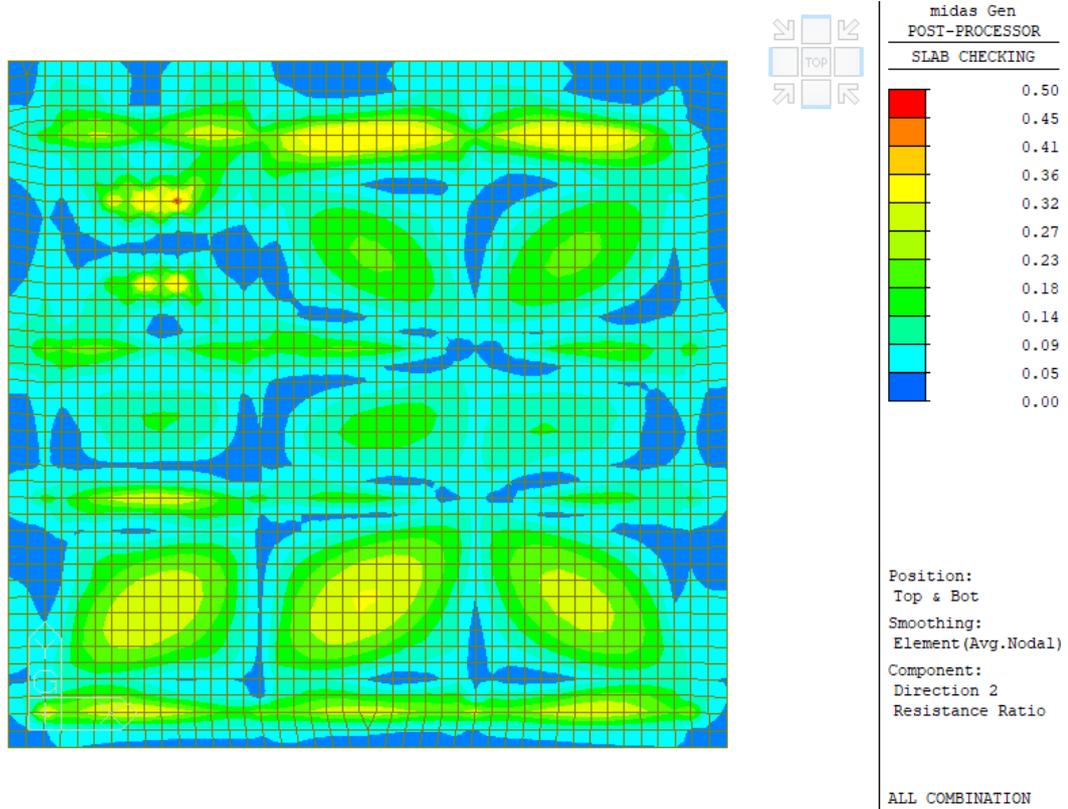


Figura 116 – Verifica flessionale platea di fondazione (armatura lungo x) – SLU-SLV<sub>x</sub>\_el-SLV<sub>y</sub>\_el

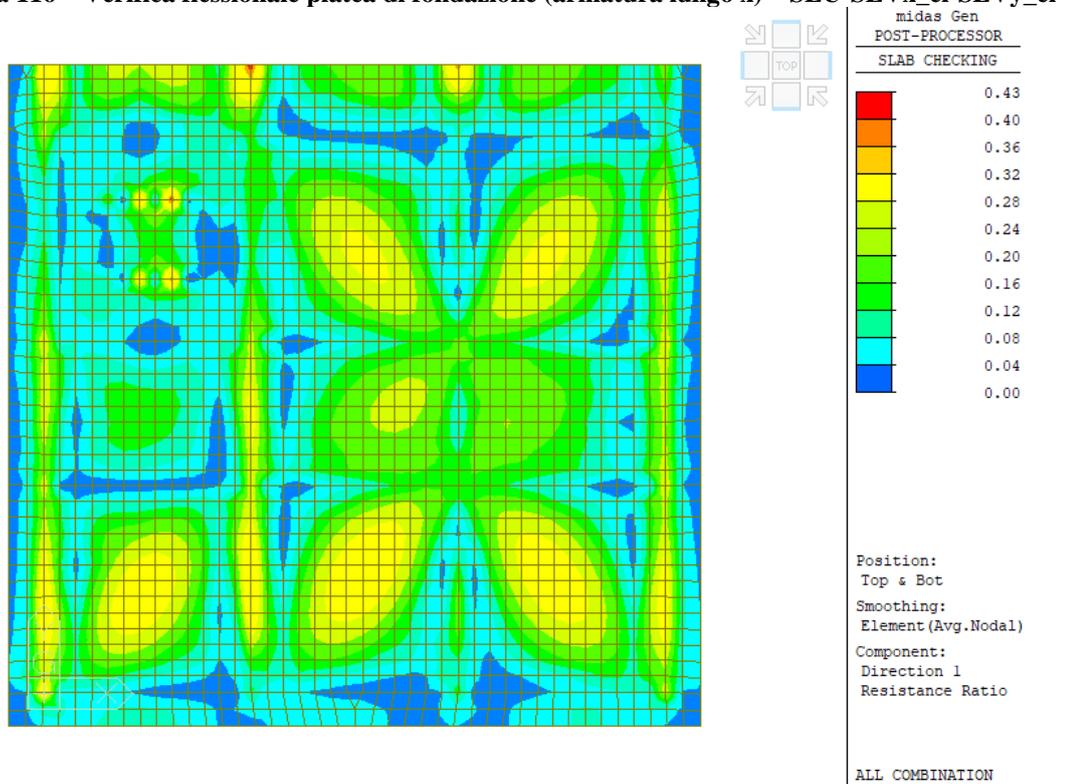


Figura 117 – Verifica flessionale platea di fondazione (armatura lungo y) – SLU-SLV<sub>x</sub>\_el-SLV<sub>y</sub>\_el

Per la verifica a taglio degli elementi bidimensionali è stata effettuata una verifica combinata, come descritto nel paragrafo 9.1.4.

VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$								
SEZIONE CLS					ARMATURA A TAGLIO			
Elemento	h	c	d	b	$\phi_{legat}$	Bracci	$A_{\phi}$	$A_{sw}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
Platea deposito	500	40	460	1000	12	4.0	113.1	452.4

VERIFICA A COTG FISSA										
$V_{ed}$			CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI							FS
			TAGLIO COMPRESSIONE				TAGLIO TRAZIONE			
$V_{ed,XX}$	$V_{ed,YY}$	$V_{ed,comb}$	$\alpha_c$	$f'_{cd}$	$\cotg\Theta$	$V_{Rcd}$	$\cotg\alpha$	$s_{eff}$	$V_{Rsd}$	
[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	
200.0	150.0	<b>250.0</b>	1.00	7.93	1.4	1543	0.0	300	348.9	1.4

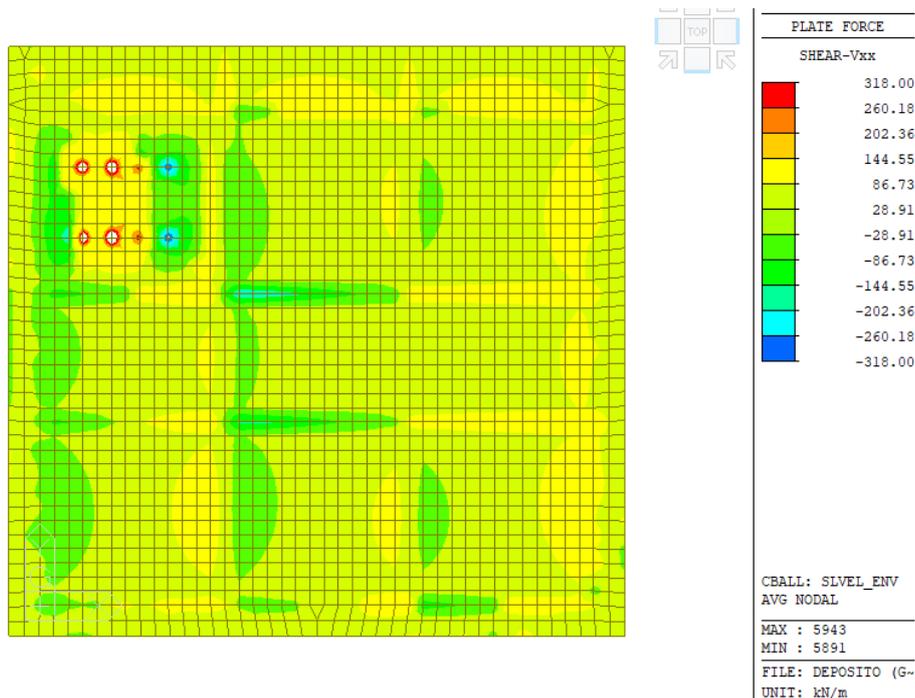


Figura 118 – Verifica a taglio platea di fondazione (direzione x) – SLU-SLVx\_el-SLVy\_el

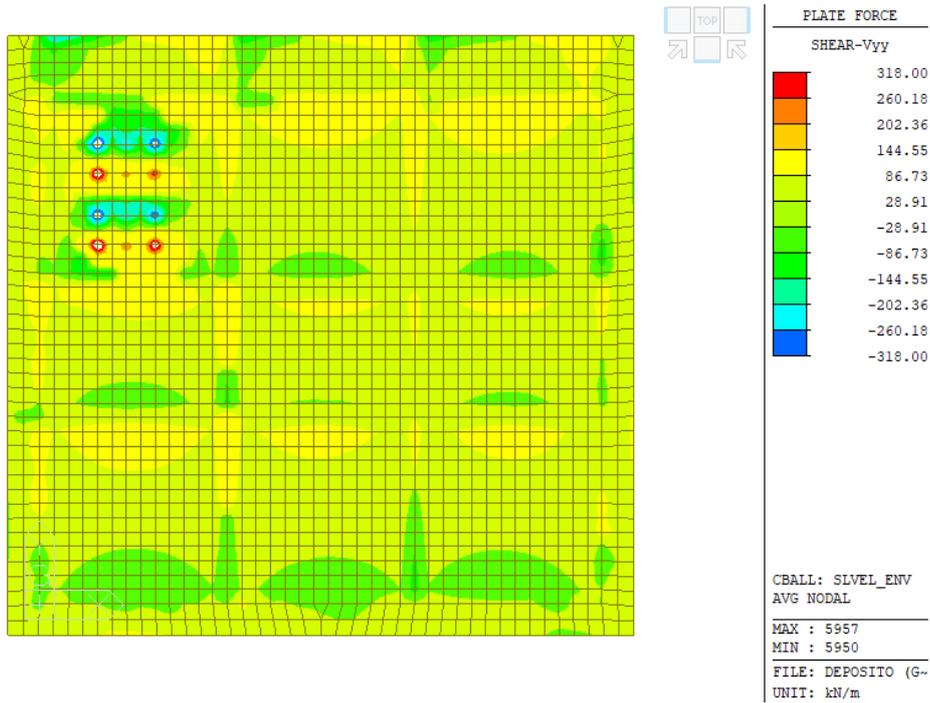


Figura 119 – Verifica a taglio platea di fondazione (direzione y) – SLU-SLVx\_el-SLVy\_el

## 9.7.2 SLE

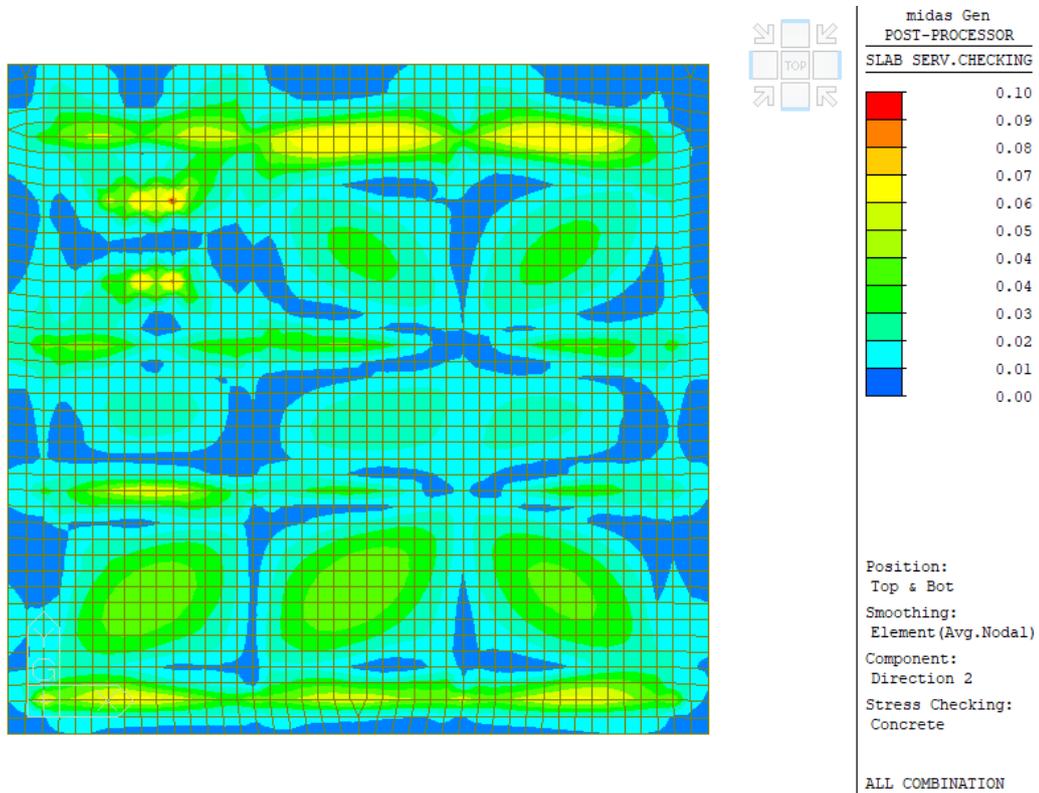


Figura 120 – Verifica tensionale cls platea di fondazione (armatura lungo x) – SLE

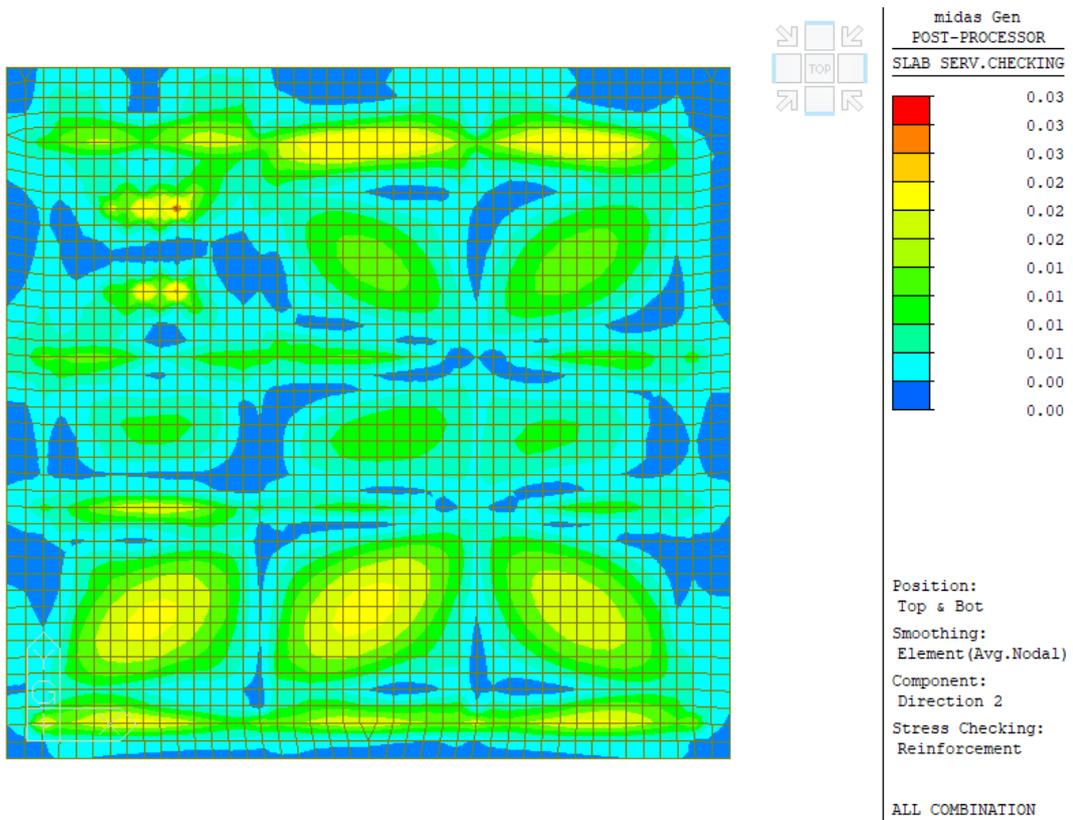


Figura 121 – Verifica tensionale armatura platea di fondazione (armatura lungo x) – SLE

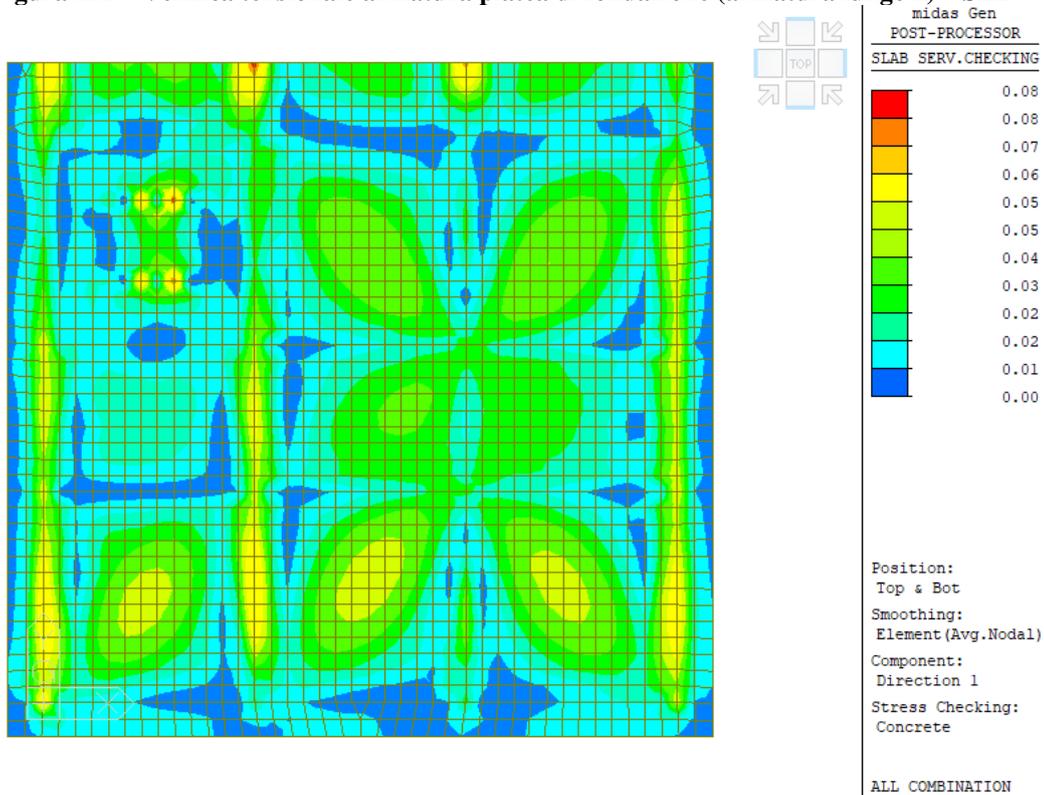


Figura 122 – Verifica tensionale cls platea di fondazione (armatura lungo y) – SLE

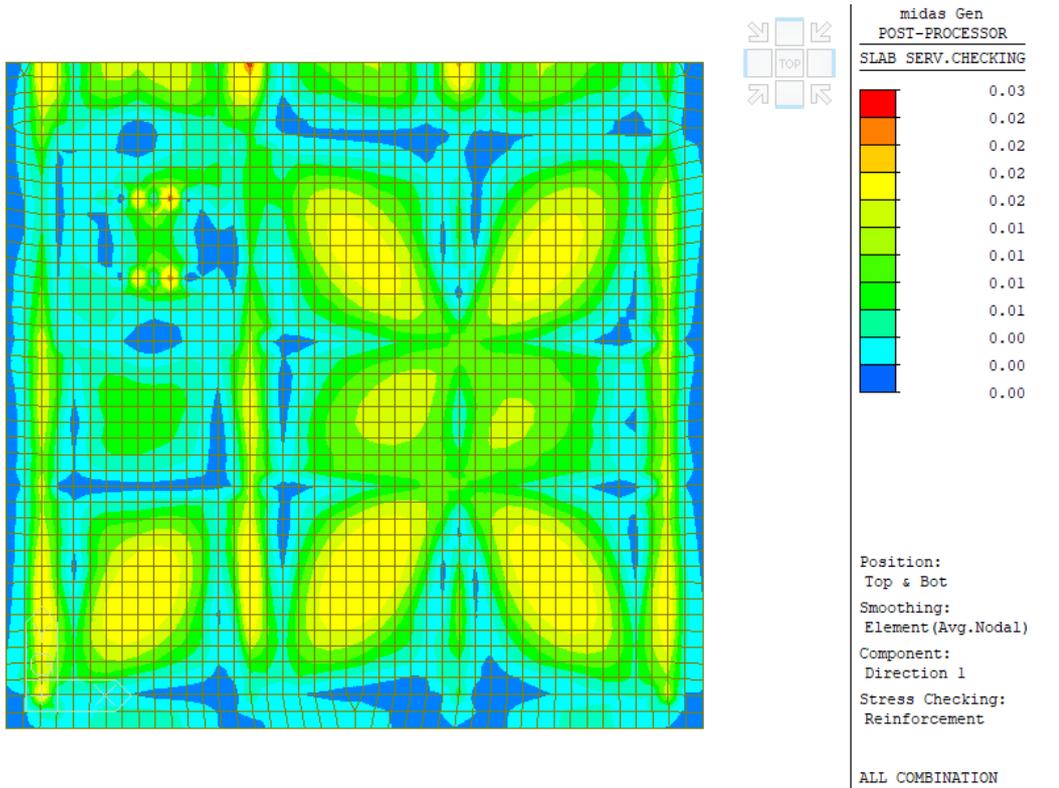


Figura 123 – Verifica tensionale armatura platea di fondazione (armatura lungo y) – SLE

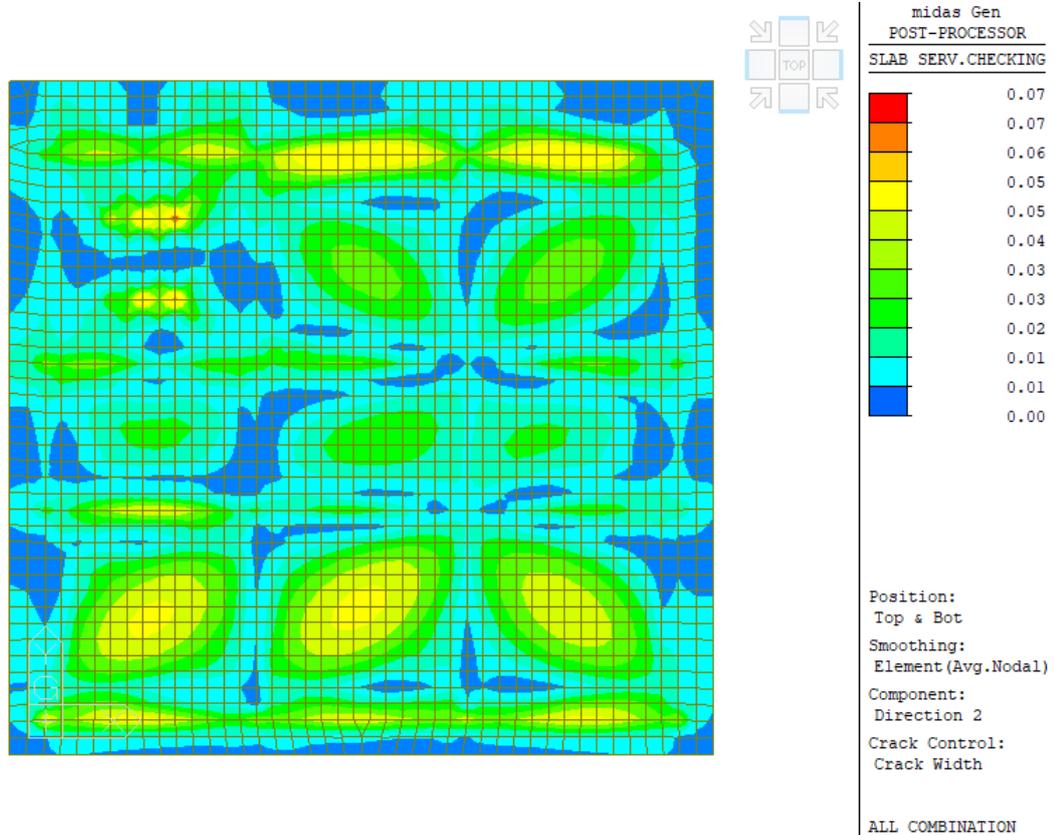


Figura 124 – Verifica dello stato limite di fessurazione platea di fondazione (armatura lungo x) – SLE

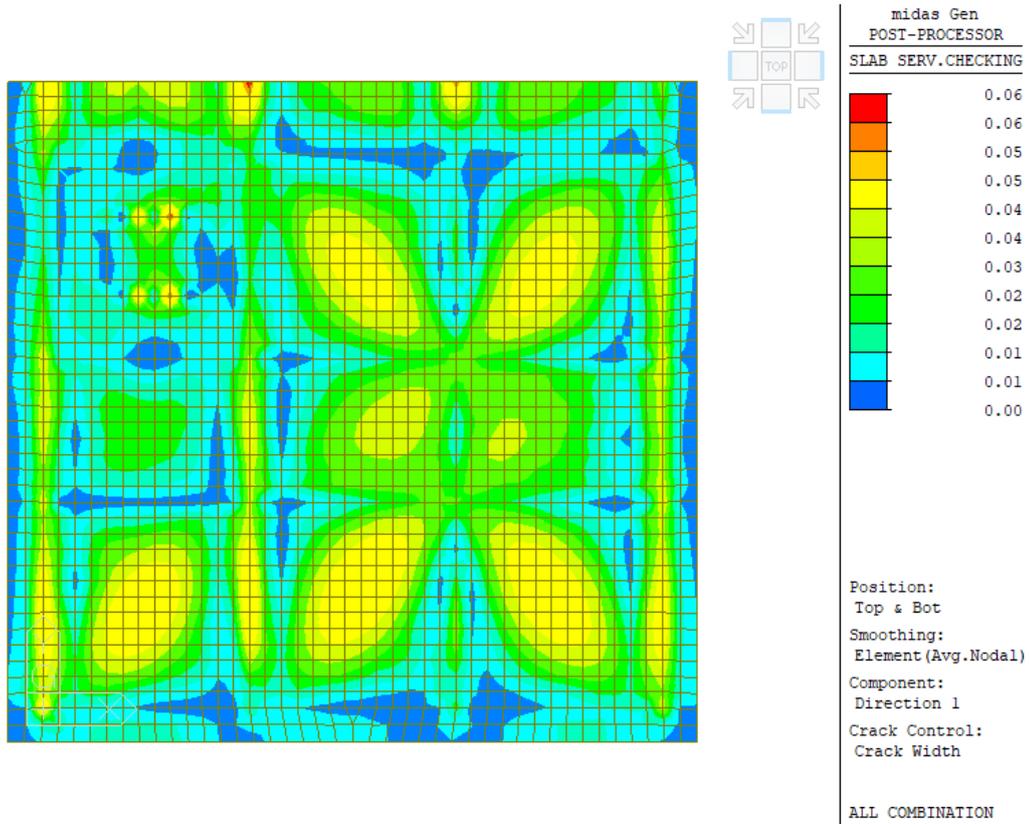


Figura 125 – Verifica dello stato limite di fessurazione platea di fondazione (armatura lungo y) – SLE

## 9.8 Verifica di rigidità degli elementi strutturali - SLD

Al §7.3.6.1 delle NTC 18 si legge quanto segue: “La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla C<sub>U</sub> considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le C<sub>U</sub> I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

- per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:  $q_d < 0,0050 h$  per tamponature fragili.

con:

- $d_r$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature;
- $h$  è l’altezza di interpiano, pari a 3.45m nel caso in esame.

Dunque, nel caso in esame di ha:

$$d_r \leq 0.005 \cdot 3.45 = 17 \text{ mm}$$

Si riportano gli spostamenti nelle due direzioni della combinazione “ENV\_SLD\_elastico”.

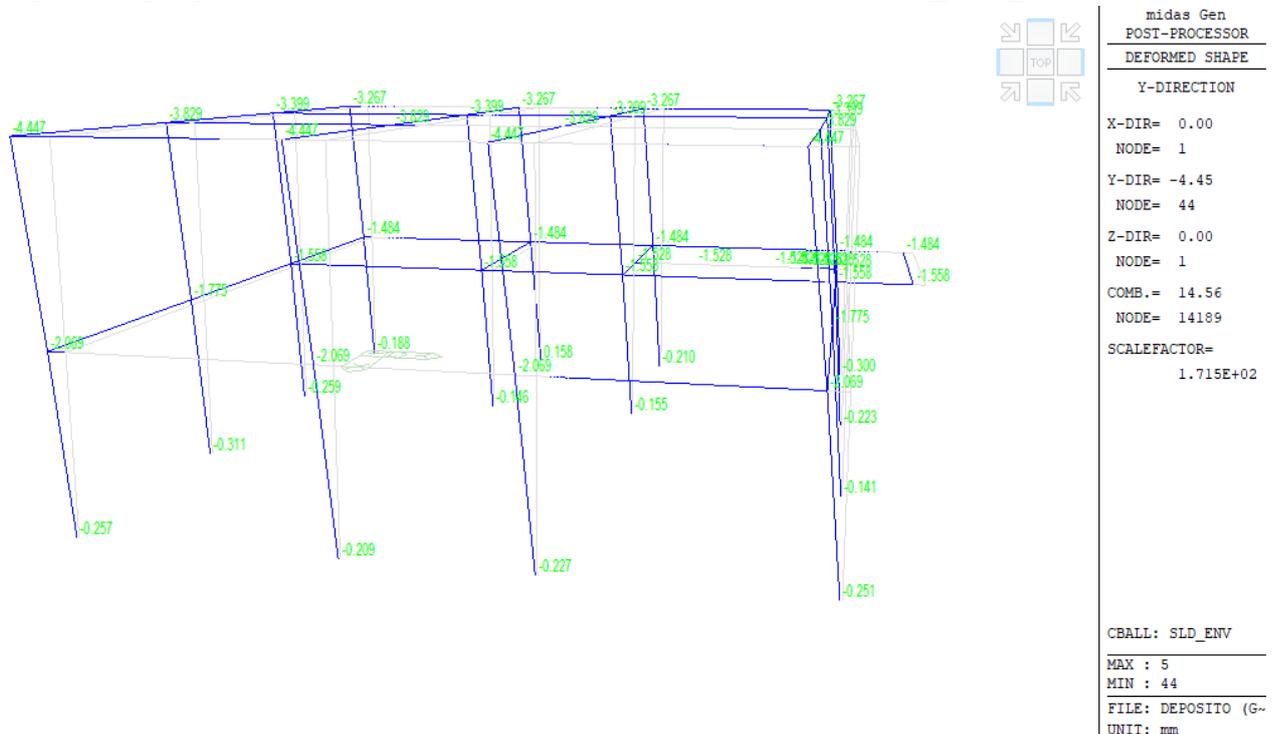


Figura 126 – Spostamenti  $d_r$

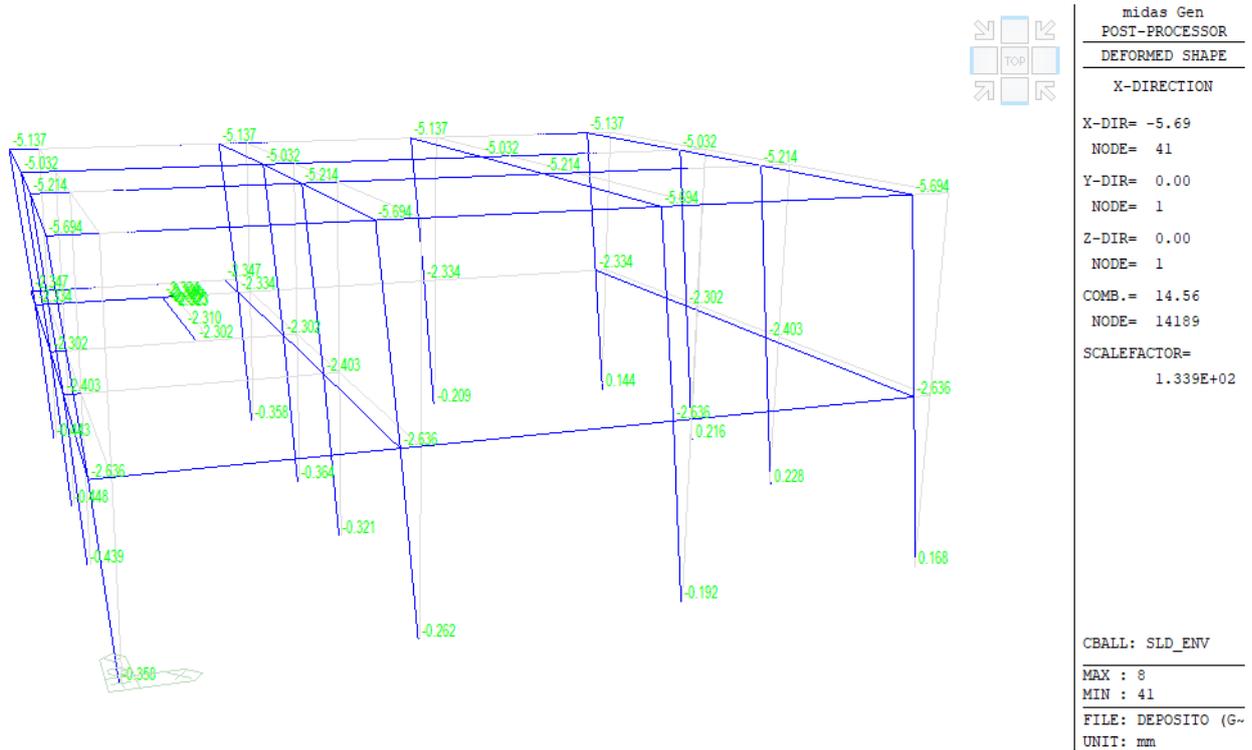


Figura 127 – Spostamenti d<sub>x</sub>

Come si può vedere dalle immagini precedenti e nella tabella riportata di seguito, la verifica risulta soddisfatta in entrambe le direzioni:

$$d_{r,y} = 4.45 \text{ mm} < 17 \text{ mm}$$

$$d_{r,x} = 5.69 \text{ mm} < 17 \text{ mm}$$

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.120 DI 123
------------------------------	--	----------------------

## 9.9 Verifica di stabilità degli elementi non strutturali - SLV

Al §7.3.6.2 delle NTC 18 si legge quanto segue: *“Per gli elementi non strutturali debbono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l’azione della  $F_a$  (v. §7.2.3) corrispondente allo  $SL$  e alla  $C_u$  considerati.”*

Inoltre, al §7.3.6.2 della Circolare n.7 del 2019 si legge: *“La prestazione, consistente nell’evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l’azione della  $F_a$ , si può ritenere conseguita con l’inserimento di leggere reti di intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.”*

Dunque, il progettista prescrive l’adozione di un sistema del tipo di cui sopra, con lo scopo di garantire la prestazione in oggetto.

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA ADEGUAMENTO FUNZIONALE SVINCOLO DI EBOLI AL KM 30+000 E SISTEMAZIONE VIABILITA' LOCALE ESISTENTE	Pag.121 DI 123
---------------------------------	---	----------------------

## 9.10 Verifiche geotecniche della fondazione

Al §7.11.5.3.1 delle NTC 18 si legge quanto segue: “La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.”

Coerentemente con quanto riportato nel §9.47 per la verifica strutturale della platea di fondazione, la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno è stata eseguita per le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti derivanti da una analisi strutturale elastica.

### 9.10.1 Verifica a carico limite

Sulla base dei valori delle azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura, si è ritenuto di eseguire la verifica a carico limite della porzione di platea di 2.00 m x 16.00 m.

**Tabella 12 – Calcolo della capacità portante della platea (2 m x 16 m)**

Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	$(\gamma)$	t/mc	2.00
Angolo di attrito interno	$(\varphi)$	°	27.00
Coesione	$(c')$	t/m <sup>2</sup>	0.00
Kp			2.66
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	$(\gamma_r)$	t/mc	1.60

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	2.00
Lunghezza fondazione	L	m	16.00
Eccentricità larghezza	$e_x$	m	0.000
Eccentricità lunghezza	$e_y$	m	0.000
Approfondimento	D	m	1.50
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	2.00
Lunghezza ridotta	L'	m	16.00

Coefficienti di fondazione		
N <sub>q</sub>	13.20	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$ * $\tan^2 (45^\circ + \varphi/2)$
N <sub>γ</sub>	9.46	$(N_q - 1) \tan (1,4 \varphi)$
N <sub>c</sub>	23.94	$(N_q - 1) \cotg (\varphi)$

Fattori di forma		
s <sub>c</sub>	1.07	$1 + 0,2 * K_p (B/L)$
s <sub>q</sub> = s <sub>γ</sub>	1.03	$1 + 0,1 * K_p (B/L)$

Fattori di profondità		
d <sub>c</sub>	1.24	$1 + 0,2 K_p^{1/2} * D/B$
d <sub>q</sub> = d <sub>γ</sub>	1.12	$1 + 0,1 K_p^{1/2} * D/B$

Fattori di inclinazione del carico	
$i_q = i_c$	1.00 $(1 - i^\circ/90)^\circ$
$i_\gamma$	1.00 $(1 - i^\circ/\varphi)^\circ$

Calcolo del carico limite	
	36.74 $\gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q$
	21.95 $0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
	0.00 $c' * N_c * s_c * d_c * i_c$

$q_d$		<b>t/m<sup>2</sup></b>	<b>58.69 TOTALE</b>
-------	--	------------------------	---------------------

Coefficiente parziale a carico limite $\gamma_R$	$q_d$	$q_d$
[-]	[t/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
2.3	58.69	575.75

### 9.10.1.1 SLU

Nel seguito viene riportata la verifica a carico limite in condizioni statiche.

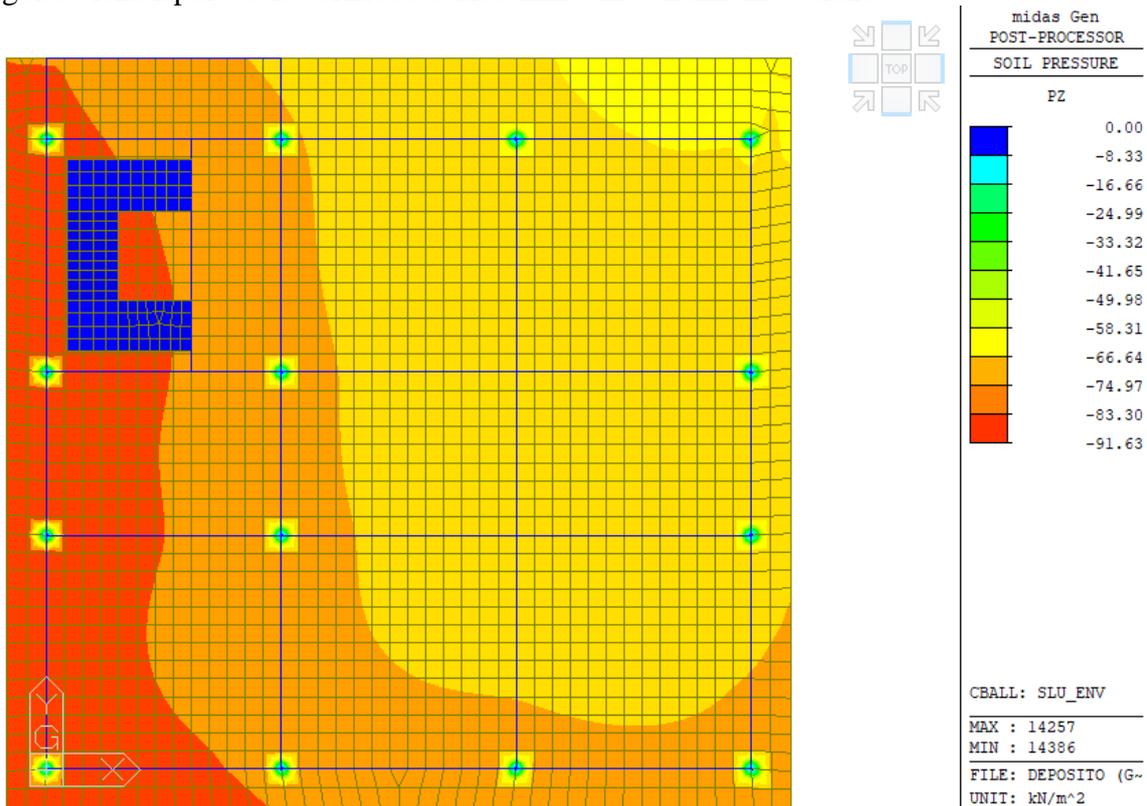


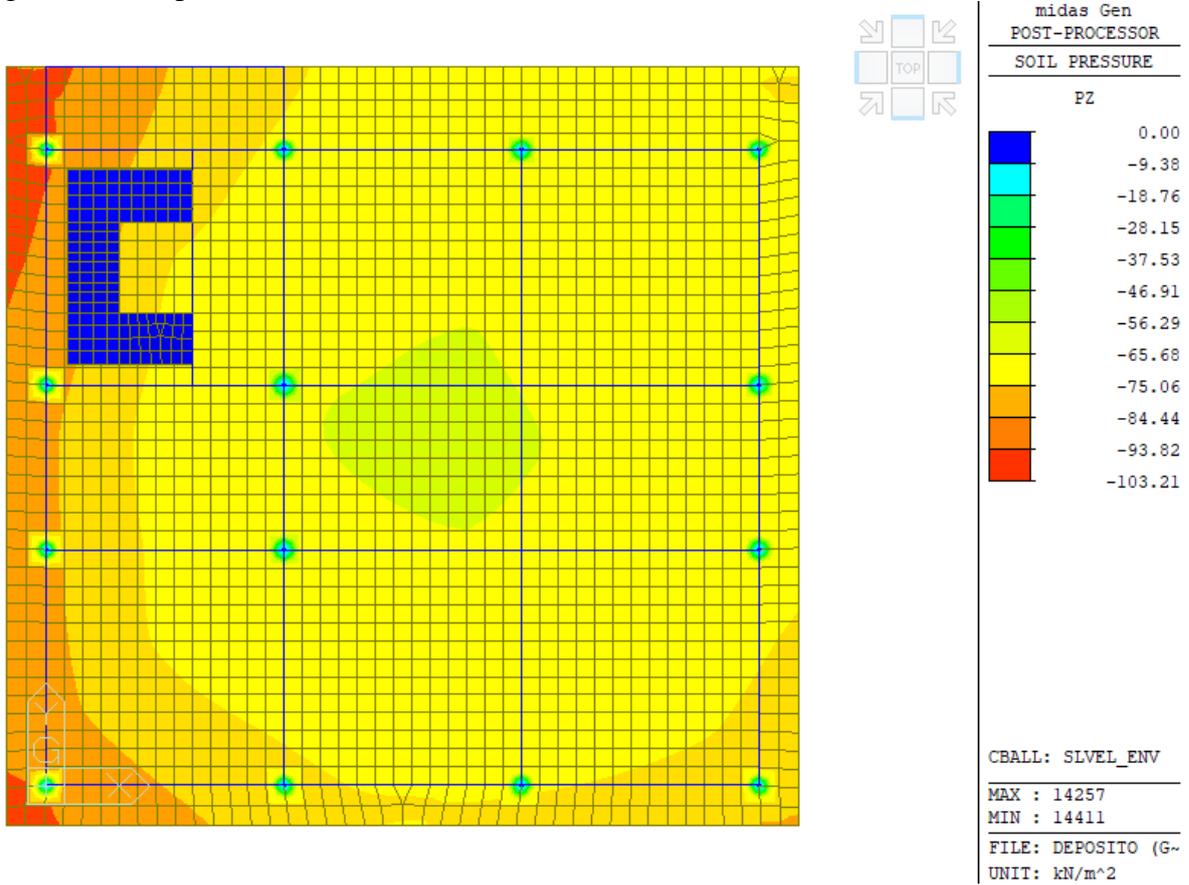
Figura 128 – Pressione del terreno Pz - Inviluppo SLU

Tabella 13 – Verifica a carico limite platea (5 m x 5 m) – SLU

$q_{lim}$	$P_{z,media}$	FS
[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
250.32	90	2.78

**9.10.1.2 SLV**

Nel seguito viene riportata la verifica a carico limite in condizioni sismiche.



**Figura 129 – Pressione del terreno  $P_z$  - Involuppo SLV\_Elastico**

**Tabella 14 – Verifica a carico limite platea (5 m x 5 m) – SLV\_Elastico**

$q_{lim}$	$P_{z,media}$	FS
[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
250.32	95	2.63