

**S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)**

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -  
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)  
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)</p>	 <p>Società designata: <b>GA&amp;M</b></p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p><b>ARKE'</b> INGEGNERIA S.r.l. Via Impedolere, Tirano n° 4 - 76126 Bari</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</p>	<p>RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>
---	--	--	---

<p><b>L0036</b></p>	<p><b>L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE</b></p> <p><b>L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI</b></p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO DI IMBOCCO/SBOCCO - TIPO 3</p>
---------------------	--

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p><b>M</b>   <b>I</b>   <b>3</b>   <b>2</b>   <b>4</b>      <b>E</b>      <b>1</b>   <b>8</b>   <b>0</b>   <b>1</b></p>	<p>NOME FILE</p> <p>L0036-T00TM00STRE36_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p><b>A</b></p>	<p>SCALA:</p> <p>-----</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p><b>T</b>   <b>0</b>   <b>0</b>   <b>T</b>   <b>M</b>   <b>0</b>   <b>0</b>   <b>S</b>   <b>T</b>   <b>R</b>   <b>E</b>   <b>3</b>   <b>6</b></p>			

<b>C</b>					
<b>B</b>					
<b>A</b>	EMISSIONE	FEBBARIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. FABRIZIO BAJETTI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
4	UNITA' DI MISURA .....	6
5	MATERIALI .....	7
5.1	Calcestruzzo .....	7
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione .....	7
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	7
5.2	Acciaio.....	8
5.2.1	Acciaio per armatura lenta .....	8
5.3	Calcolo dei copriferri minimi .....	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	10
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	11
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	11
7.2	Definizione della strategia progettuale .....	12
7.3	Parametri di calcolo .....	14
7.3.1	Parametri numerici sismici .....	14
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	14
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	14
7.3.4	Fattori di struttura.....	15
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto .....	15
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo .....	18
8	IL MODELLO DI CALCOLO .....	19
8.1	Descrizione del modello di calcolo .....	19
9	ANALISI DEI CARICHI.....	20
9.1	Carichi permanenti strutturali .....	20
9.1.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	20
9.2	Carichi permanenti non strutturali .....	20
9.2.1	Peso proprio del parapetto metallico (g2).....	20
9.2.2	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali .....	21
9.2.3	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti .....	24
9.3	Carichi accidentali.....	26
9.3.1	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali .....	26
9.3.2	Carichi accidentali agenti sulla zattera di fondazione .....	28
9.4	Azione sismica.....	29
9.4.1	Azione inerziale delle masse.....	29
9.4.2	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	31
9.4.3	Sovrappinta dinamica dell'acqua.....	32
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	34
10.1	Carichi elementari .....	34
10.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti 36	
10.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti .....	37
10.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche ...	38
10.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche .....	39
10.6	Combinazione di carico sismiche .....	42

11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	44
11.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo max.....	44
11.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo min.....	47
11.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo max.....	50
11.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo min.....	53
11.5	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo max.....	56
11.6	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo min.....	59
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	62
12.1	Verifiche dei setti.....	62
12.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo .....	62
12.1.2	Sezione ed armatura di verifica.....	63
12.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale .....	63
12.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale .....	64
12.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale .....	65
12.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale .....	66
12.1.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale .....	67
12.1.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale .....	68
12.1.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale .....	69
12.1.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale .....	70
12.1.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale .....	71
12.1.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale .....	72
12.1.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	73
12.2	Verifiche zattera di fondazione .....	76
12.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo .....	76
12.2.2	Sezione ed armatura di verifica.....	77
12.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale .....	77
12.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale .....	78
12.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale .....	79
12.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale .....	80
12.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale .....	81
12.2.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale .....	82
12.2.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale .....	83
12.2.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale .....	84
12.2.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale .....	85
12.2.12	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale .....	86
12.2.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	87



## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei manufatti di imbocco e sbocco tipo 3 dei tombini di attraversamento stradali realizzate in cemento armato gettata in opera nell'ambito del progetto esecutivo "S.S.38 – lotto 4: nodo di Tirano – Tratta A (svincolo di Bianzone – svincolo La Ganda) - Tratta B (svincolo La Ganda – Campone di Tirano)".

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera **tipo 3** oggetto della seguente relazione è rappresentata dal manufatto di monte del tombino TM20DX.

La vasca viene completamente realizzata in cls armato gettato in opera.

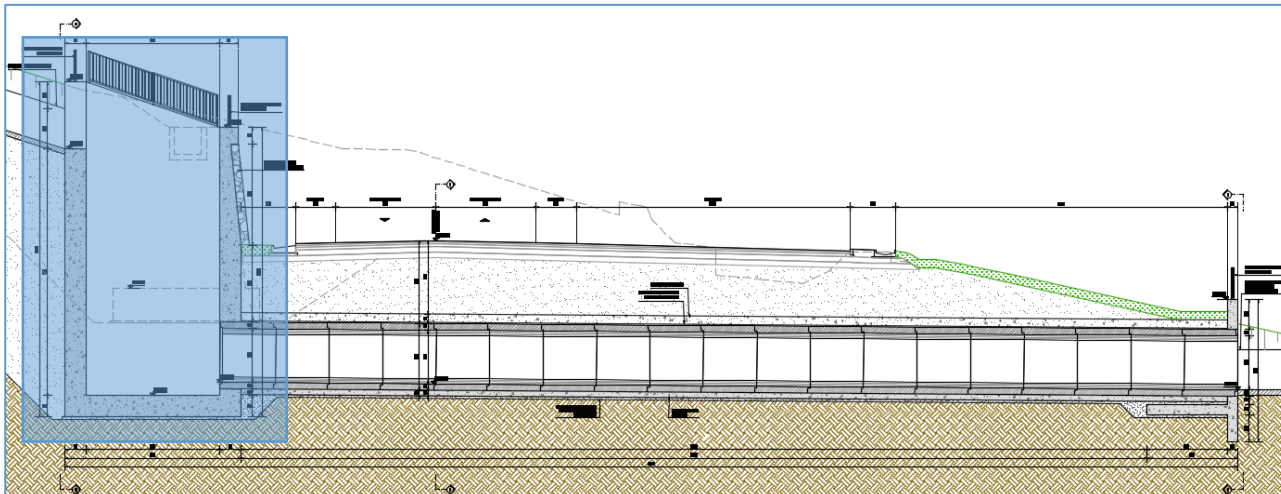


FIGURA 1: SEZIONE LONGITUDINALE TOMBINO TM20DX

L'opera presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- spessore della soletta inferiore di 80 cm;
- superficie totale in pianta pari a 6,60 m x 5,60m = 36,96 m<sup>2</sup>;
- spessore dei setti perimetrali controterra pari a 80 cm;
- altezza massima dei setti perimetrali controterra pari a 11,70 m.

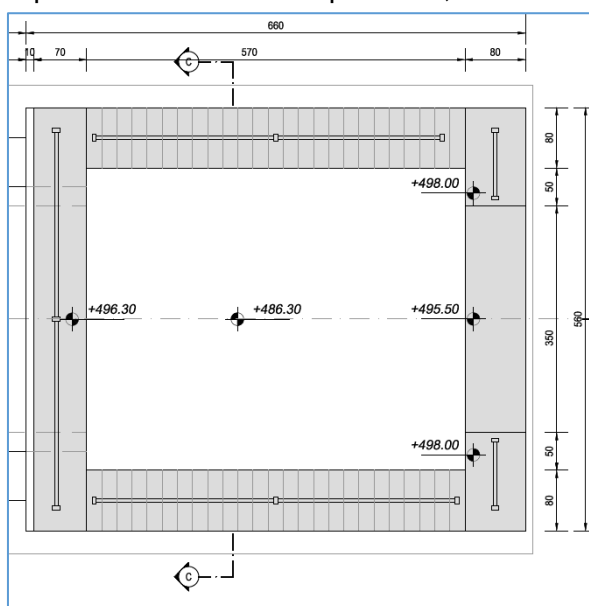


FIGURA 2: PIANTA

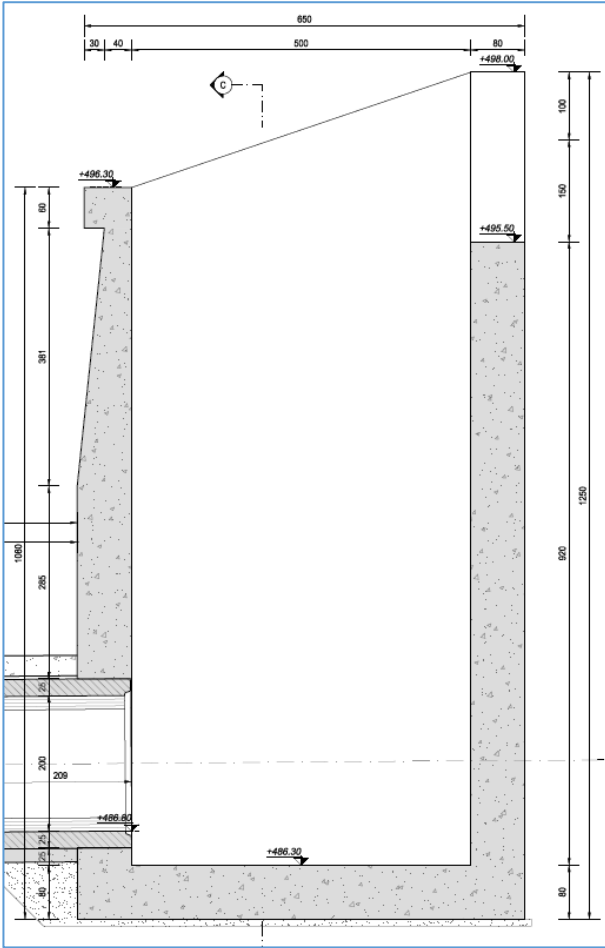


FIGURA 3: SEZIONE LONGITUDINALE

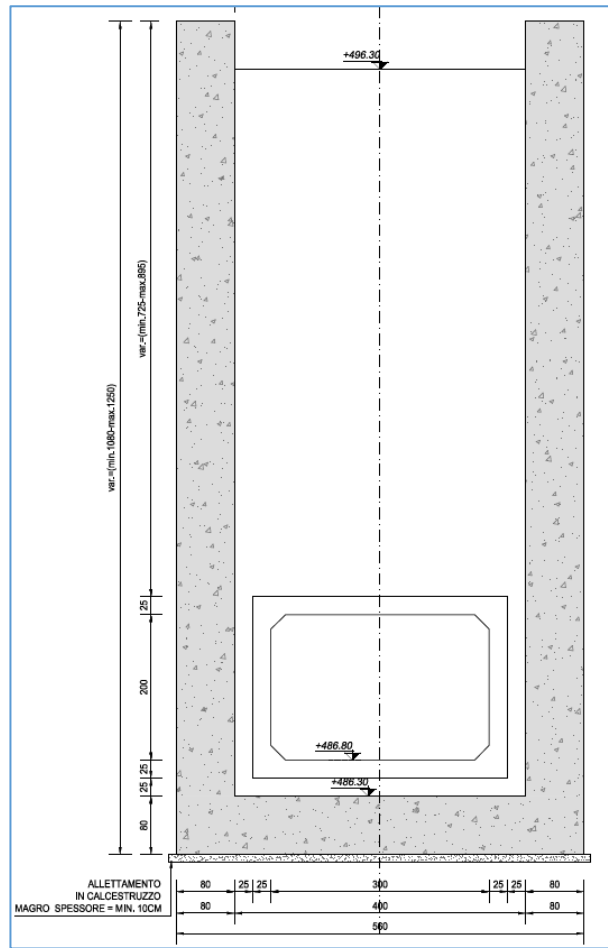


FIGURA 4: SEZIONE TRASVERSALE

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086**→ Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64**→ Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018**→Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)**→ Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)**→Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015**→ Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006**→ Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 2016-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale.

### 4 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi:  $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti:  $\text{kNm}$
- per i tagli e sforzi normali:  $\text{kN}$
- per le tensioni:  $\text{N/mm}^2$
- per le accelerazioni:  $\text{m/sec}^2$

## 5 MATERIALI

### 5.1 CALCESTRUZZO

#### 5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

#### 5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrate e contro terra è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018					
CLASSE DI RESISTENZA			C35/45		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R <sub>ck</sub>	<b>45,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R <sub>ck</sub> ]	11.2.10.1	f <sub>ck</sub>	<b>37,35</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f <sub>ck</sub> +8]	11.2.10.1	f <sub>cm</sub>	<b>45,35</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub> ]	4.1.2.1.1.1	f <sub>cd</sub>	<b>21,17</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	[0,30*f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> ]	11.2.10.2	f <sub>ctm</sub>	<b>3,35</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f <sub>ctm</sub> ]	11.2.10.2	f <sub>ctk</sub>	<b>2,35</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	[f <sub>ctk</sub> /1,5]	4.1.2.1.1.2	f <sub>ctd</sub>	<b>1,56</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f <sub>ck</sub> ]	4.1.2.2.5.1	σ <sub>c max</sub>	<b>22,41</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f <sub>ck</sub> ]	4.1.2.2.5.1	σ <sub>c max</sub>	<b>16,81</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	[E <sub>c</sub> =E <sub>cm</sub> ]	C4.1.2.2.5	E <sub>c</sub>	<b>34.625,49</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	[22.000*(f <sub>cm</sub> /10) <sup>0,3</sup> ]	11.2.10.3	E <sub>cm</sub>	<b>34.625,49</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

A favore di sicurezza ai fini delle verifiche strutturali è stato considerato un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018					
CLASSE DI RESISTENZA			C25/30		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R <sub>ck</sub>	<b>30,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R <sub>ck</sub> ]	11.2.10.1	f <sub>ck</sub>	<b>24,90</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f <sub>ck</sub> +8]	11.2.10.1	f <sub>cm</sub>	<b>32,90</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub> ]	4.1.2.1.1.1	f <sub>cd</sub>	<b>14,11</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	[0,30*f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> ]	11.2.10.2	f <sub>ctm</sub>	<b>2,56</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f <sub>ctm</sub> ]	11.2.10.2	f <sub>ctk</sub>	<b>1,79</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	[f <sub>ctk</sub> /1,5]	4.1.2.1.1.2	f <sub>ctd</sub>	<b>1,19</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f <sub>ck</sub> ]	4.1.2.2.5.1	σ <sub>c max</sub>	<b>14,94</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f <sub>ck</sub> ]	4.1.2.2.5.1	σ <sub>c max</sub>	<b>11,21</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	[E <sub>c</sub> =E <sub>cm</sub> ]	C4.1.2.2.5	E <sub>c</sub>	<b>31.447,16</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	[22.000*(f <sub>cm</sub> /10) <sup>0,3</sup> ]	11.2.10.3	E <sub>cm</sub>	<b>31.447,16</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]



## 5.2 ACCIAIO


### 5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$  = 540,00 N/mm<sup>2</sup> (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$  = 450,00 N/mm<sup>2</sup> (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$  = 391,30 N/mm<sup>2</sup> (tensione di snervamento di calcolo -  $\gamma_c=1,15$ )
- $E_s$  = 210.000,00 N/mm<sup>2</sup> (modulo elastico istantaneo)

### 5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

	CODICE FILE	MAT-02	
	OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO	
<b>Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)</b>			
<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Classe di esposizione di progetto</b>	
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XD3	
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	<b>Condizioni ambientali di progetto</b>	
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<b>Molto Aggressivo</b>	
<b>Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV</b>			
<b>Classe minima Cmin</b>	<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	
C35/45	Barre da c.a. elementi a pi.	C35/45	
<b>Classe C0</b>	<b>Vita Nominale dell'opera</b>	<b>Produzioni sottoposte a controllo qualità</b>	
C45/55	50 Anni	NO	
<b>Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)</b>			
<b>Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa</b>		40	mm
<b>Tolleranza costruttiva</b>		5	mm
<b>COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO</b>		<b>45</b>	<b>mm</b>

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ UG1** Depositi alluvionali recenti e stabilizzati
- **UNITÀ UG2-1** Conoidi
- **UNITÀ UG2-2** Morene
- **UNITÀ UG3** Roccia cristallina intensamente fratturata
- **UNITÀ UG4** Roccia cristallina (poco o moderatamente fratturata)

Dai dati piezometrici disponibili si rinviene la presenza della falda a circa **-5,00 m** da p.c. (da inizio lotto alla progressiva 0+420) e a circa **-12,00 m** dal p.c. (dalla progressiva 0+880 alla progressiva 4+325) per cui non è interferente con le opere in oggetto.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume:  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\phi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace:  $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **UG2-2**:

- Peso per unità di volume:  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\phi = 33,00^\circ$
- Coesione efficace:  $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

## 7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Tirano sito nella provincia di Sondrio.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta >

Variabilità dei parametri >

---

**Elaborazioni**

Tabella parametri >

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## 7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", le opere sono progettate (in funzione dell'importanza strategica dell'infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera: **100 anni**

**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

- Classe d'uso dell'opera: **III**

### 2.4.2. CLASSI D'USO

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 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 DM 5/11/2001, 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.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera: **1,5**

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell'opera: **150 anni**

### 2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info  
 Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

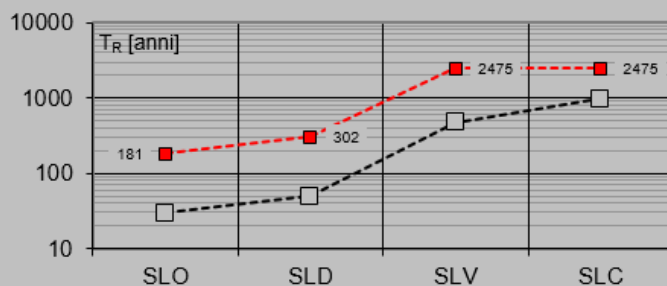
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="181"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="302"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="2475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

### 7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

#### 7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	181	0,056	2,557	0,251
SLD	302	0,068	2,565	0,264
SLV	2475	0,136	2,625	0,292
SLC	2475	0,136	2,625	0,292

#### 7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria B**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

#### 7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T2**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></i>

### 7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a  $q = 1,00$ .

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

### 7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato SLV ▼ info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo B ▼ info       $S_S =$  1,200       $C_C =$  1,407 ▼ info

Categoria topografica T2 ▼ info       $h/H =$  0,000       $S_T =$  1,000 ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\eta =$  1,000 ▼ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  1      Regol. in altezza si ▼ info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q$  1       $\eta =$  1,000 ▼ info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

**Spettri di risposta**

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,136 g
$F_0$	2,625
$T_C$	0,292 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,407
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,137 s
$T_C$	0,411 s
$T_D$	2,144 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

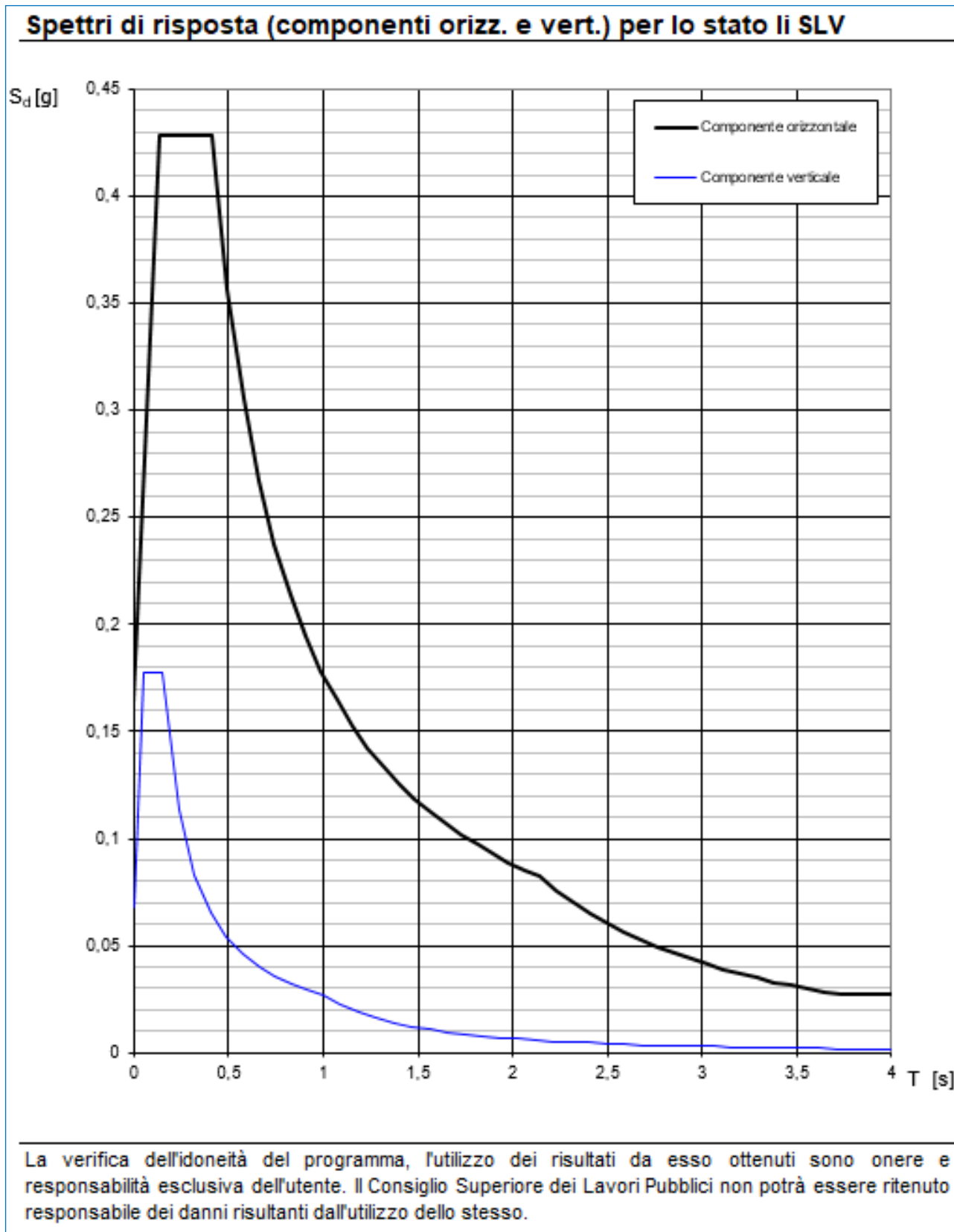
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,163
$T_B \leftarrow$	0,137	0,428
$T_C \leftarrow$	0,411	0,428
	0,494	0,357
	0,576	0,306
	0,659	0,267
	0,741	0,238
	0,824	0,214
	0,906	0,194
	0,989	0,178
	1,071	0,164
	1,154	0,153
	1,236	0,142
	1,319	0,134
	1,401	0,126
	1,484	0,119
	1,566	0,112
	1,649	0,107
	1,731	0,102
	1,814	0,097
	1,896	0,093
	1,979	0,089
	2,061	0,085
$T_D \leftarrow$	2,144	0,082
	2,232	0,076
	2,321	0,070
	2,409	0,065
	2,497	0,061
	2,586	0,056
	2,674	0,053
	2,763	0,049
	2,851	0,046
	2,939	0,044
	3,028	0,041
	3,116	0,039
	3,205	0,037
	3,293	0,035
	3,381	0,033
	3,470	0,031
	3,558	0,030
	3,646	0,028
	3,735	0,027
	3,823	0,027
	3,912	0,027
	4,000	0,027

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell'

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



## 7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

- $a_{\max}$  → accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata mediante la seguente formulazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,20 \cdot 1,00 \cdot 0,136 = 0,163$$

- $g$  → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come non libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente  $\beta_m$  viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – par. 7.11.6.2.1:

Il coefficiente  $\beta_m$  assume un valore pari all'unità per opere impediti di traslare e ruotare.

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$K_h = 0,163$$

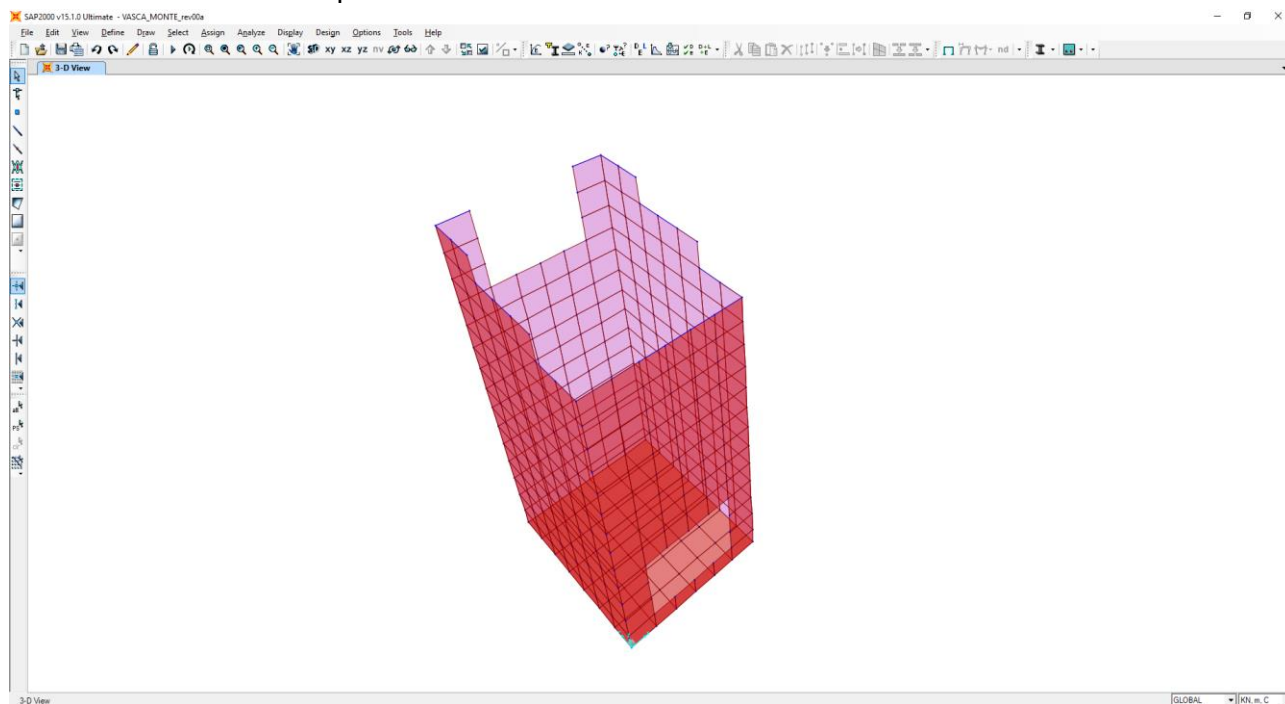
$$K_v = 0,0815$$

## 8 IL MODELLO DI CALCOLO

### 8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sugli elementi strutturali è stato pertanto realizzato un apposito modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers&Structures, Inc).

Gli elementi strutturali, quali platea di fondazione e setti verticali, sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo "shell".



L'interazione terreno – struttura è schematizzata mediante apposite molle di opportuna rigidezza. In particolare, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, è stata considerata una schematizzazione alla Winkler considerando un coefficiente di sottofondo verticale  $k_{s,v} = 3.850,00 \text{ kN/m}^3$ . Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale  $k_{s,h} = 1.925,00 \text{ kN/m}^3$ .

## 9 ANALISI DEI CARICHI

### 9.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

#### 9.1.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a  $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ .

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali assegnate ai singoli elementi (shell).

**Tale carico nel modello è definitivo come "g1"**

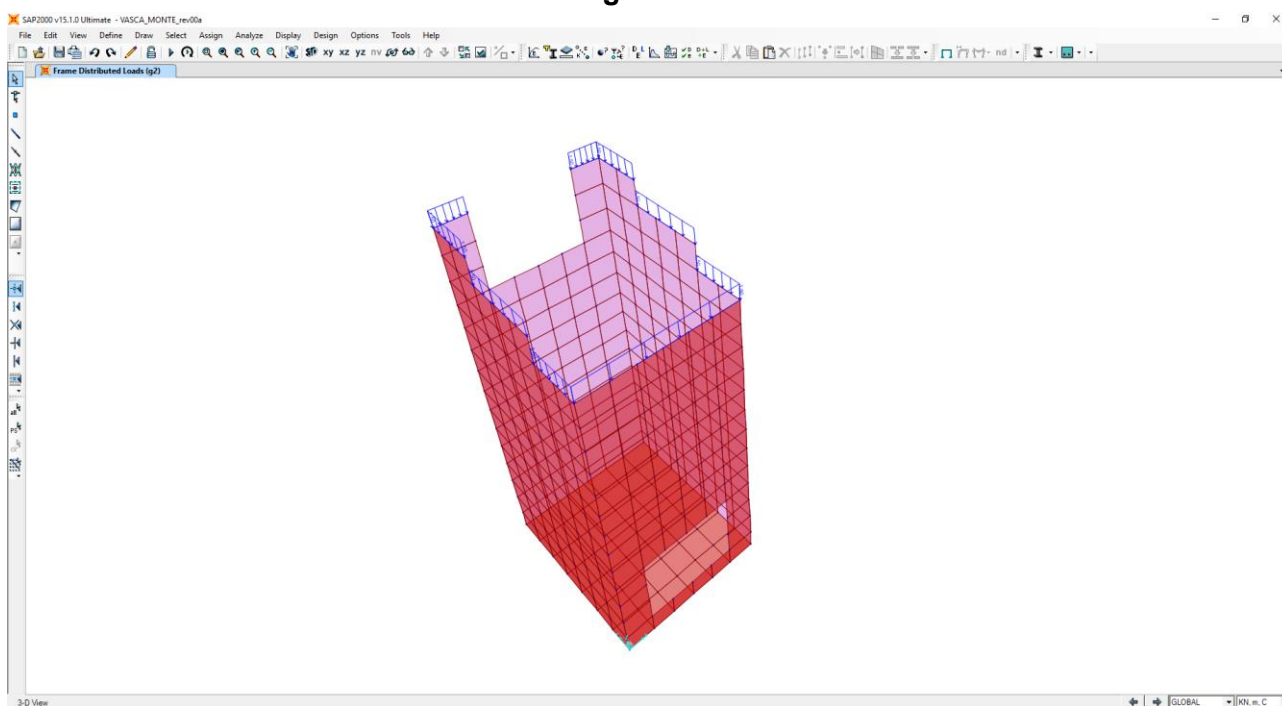
### 9.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

#### 9.2.1 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO METALLICO (G2)

Il peso per unità di lunghezza del parapetto metallico è assunto pari a:

$$p_{\text{parapetto}} = 1,50 \text{ kN/m}$$

**Tale carico nel modello è definitivo come "g2".**



Nel modello il carico viene distribuito in maniera automatica sugli elementi monodimensionali mediante degli elementi "beam" aventi caratteristiche meccaniche ed inerziali nulle.

Gli elementi "beam" così definiti non influiranno in alcun modo sui risultati delle analisi ed avranno come unico scopo quello di ripartire i carichi fra gli elementi di contorno.

### 9.2.2 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

La spinta del terreno sulle pareti laterali dell'opera è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno
- $k$  è il coefficiente di spinta del terreno
- $H$  è l'altezza complessiva dello strato di terreno

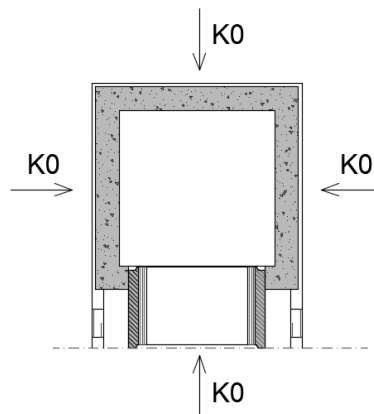
Per la valutazione della spinta dei terreni sulle pareti verticali è stata considerata la condizione di terreno a riposo.

In tale condizione viene assunto per la determinazione della spinta il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ , calcolato mediante la seguente relazione:

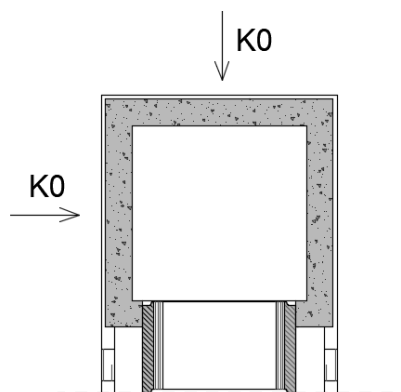
$$k_0 = 1 - \tan^2(\varphi)$$

Verranno considerate due differenti combinazioni di spinta:

1. Condizione di riposo del terreno su tutti i lati della vasca (massimizzazione dei tagli sui setti e dell'azione normale di compressione sulle travi superiori).



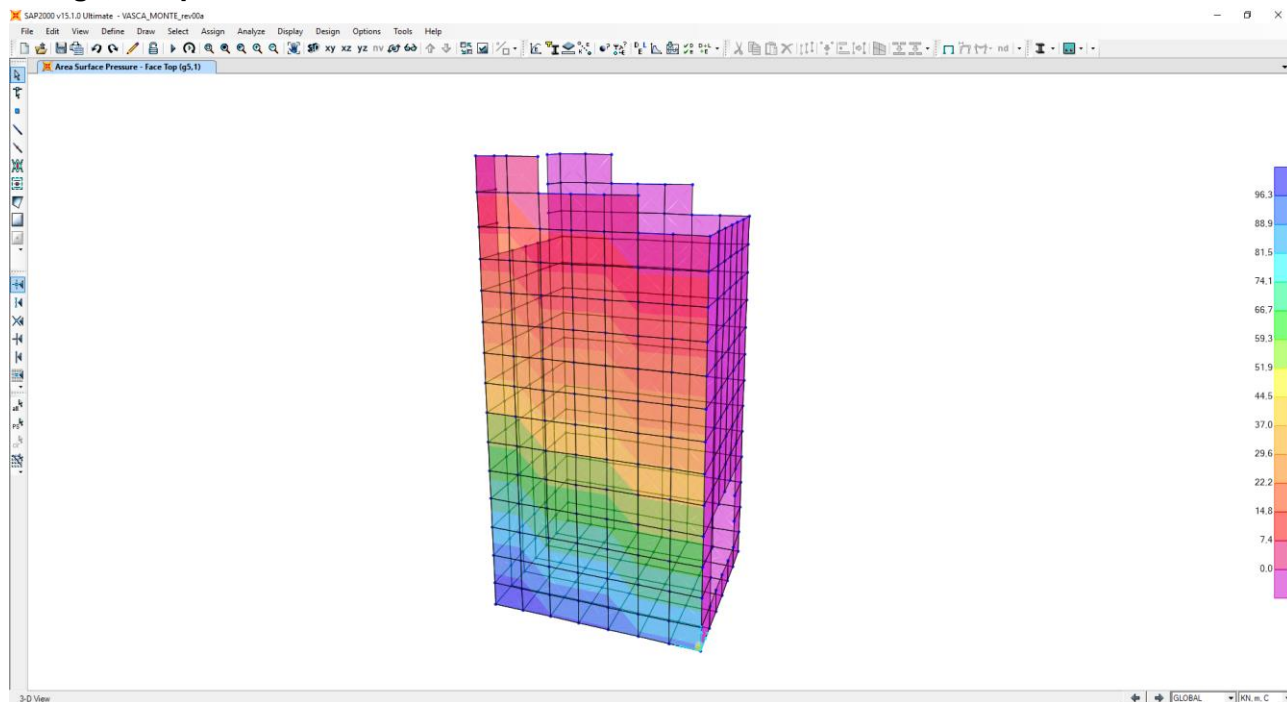
Condizione di riposo del terreno a sinistra e a monte della vasca a seguito di una possibile assenza del terreno sul lato di valle.



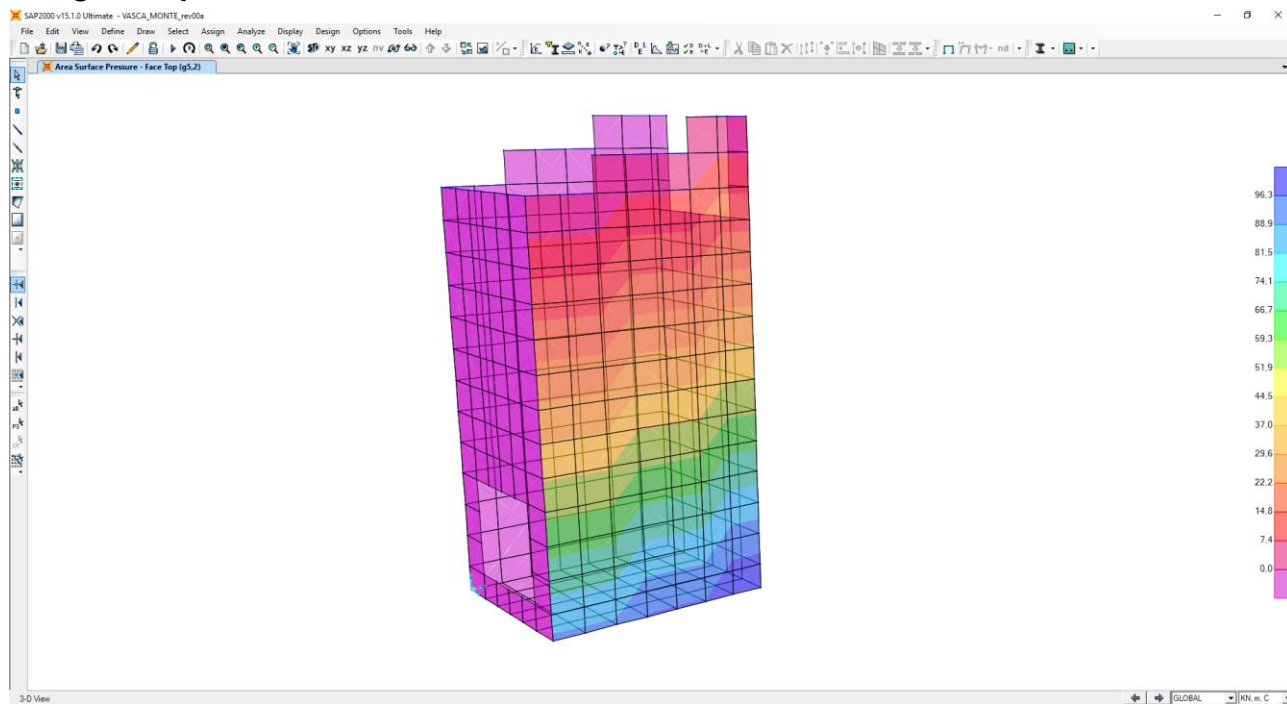
Tale carico è calcolato con riferimento alle dimensioni degli elementi del modello (elementi bidimensionali shell).

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

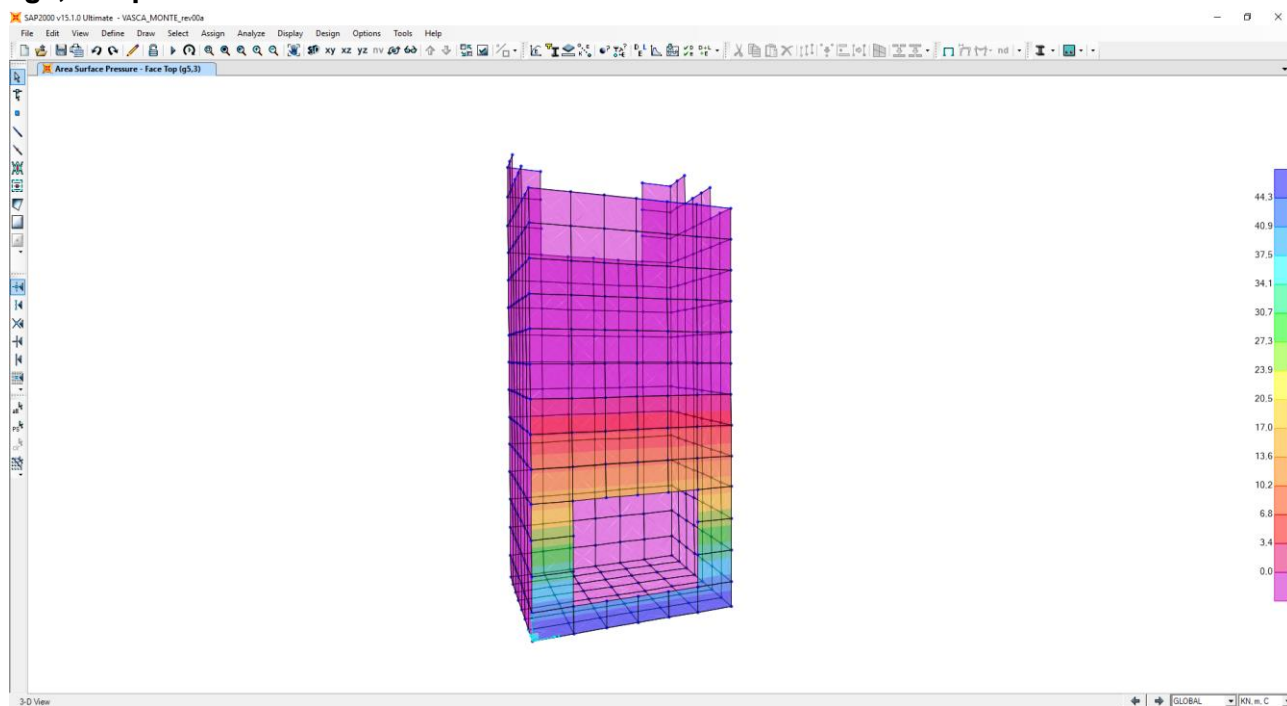
- **“g5,1”- spinta dei terreni lato destro**



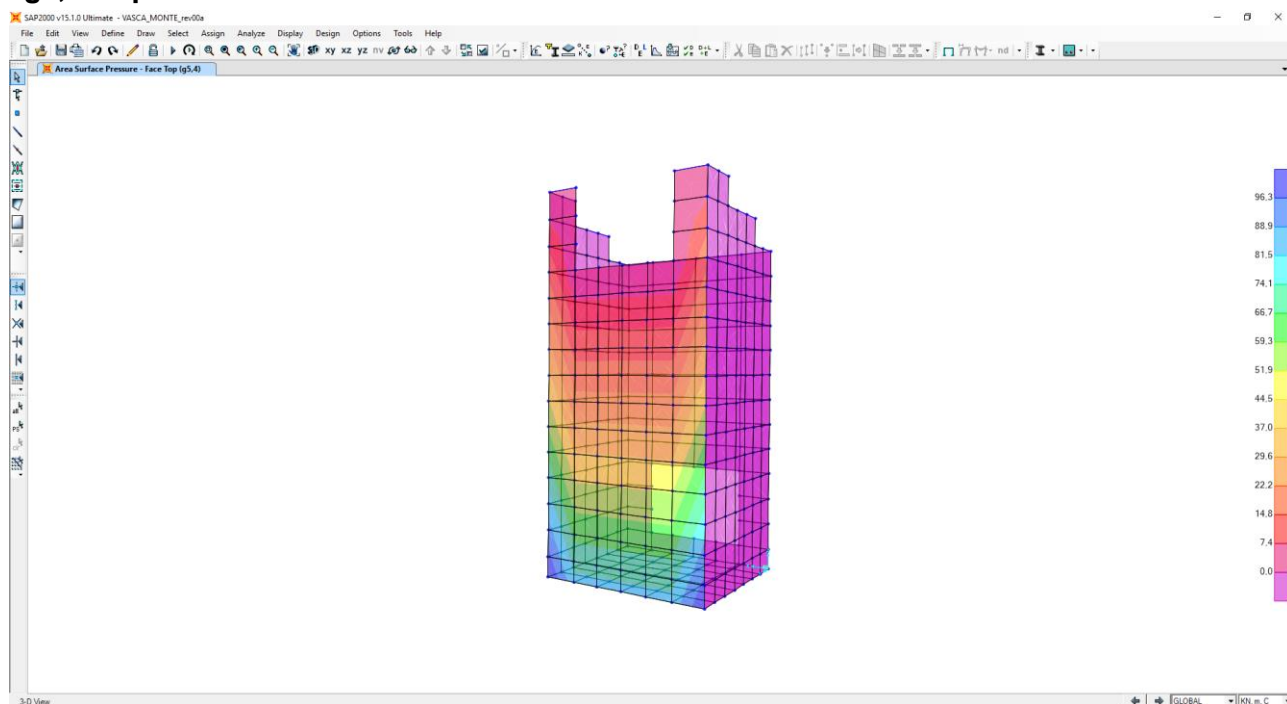
- **“g5,2”- spinta dei terreni lato sinistro**



### "g5,3"- spinta dei terreni lato valle



### "g5,4"- spinta lato dei terreni monte





### 9.2.3 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI PERMANENTI

La spinta dovuta ai sovraccarichi permanenti viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cp} = p \cdot k \cdot H$$

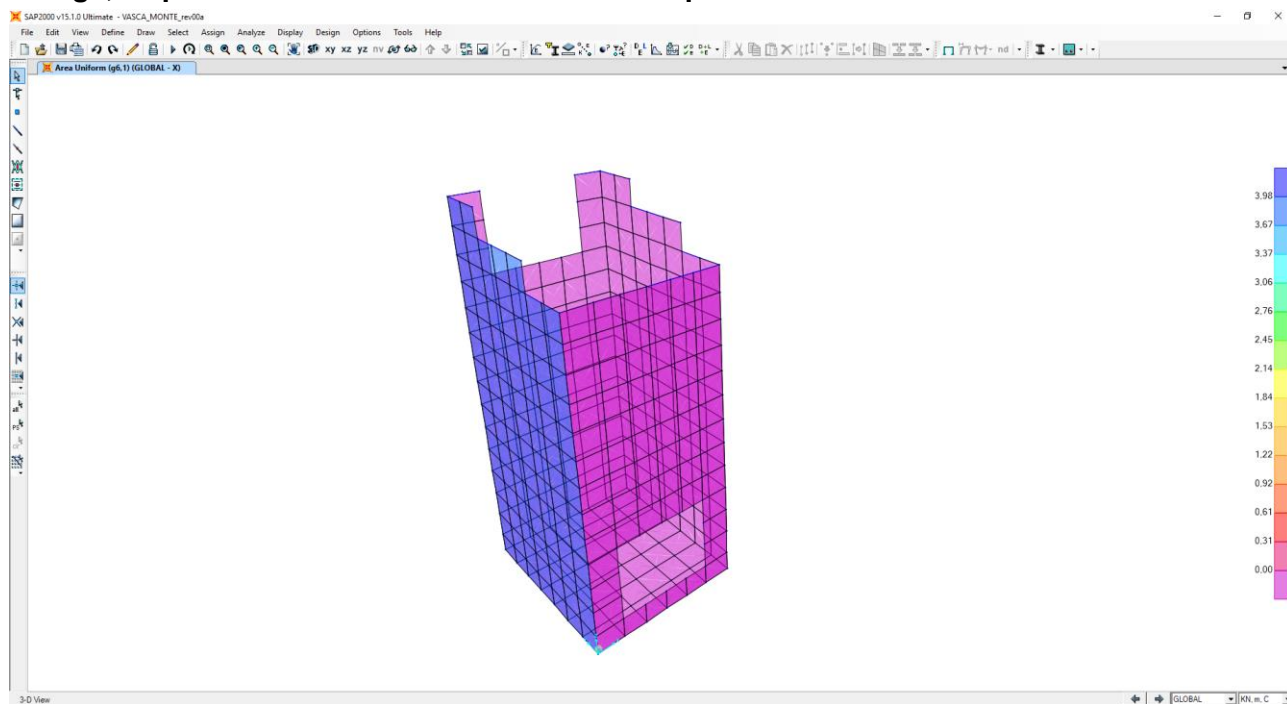
dove:

- p è l'entità del sovraccarico permanente agente (peso del terreno posto a tergo delle pareti perimetrali, della pavimentazione e del rilevato per il setto lato strada);
- k è il coefficiente di spinta del terreno definito al paragrafo precedente.

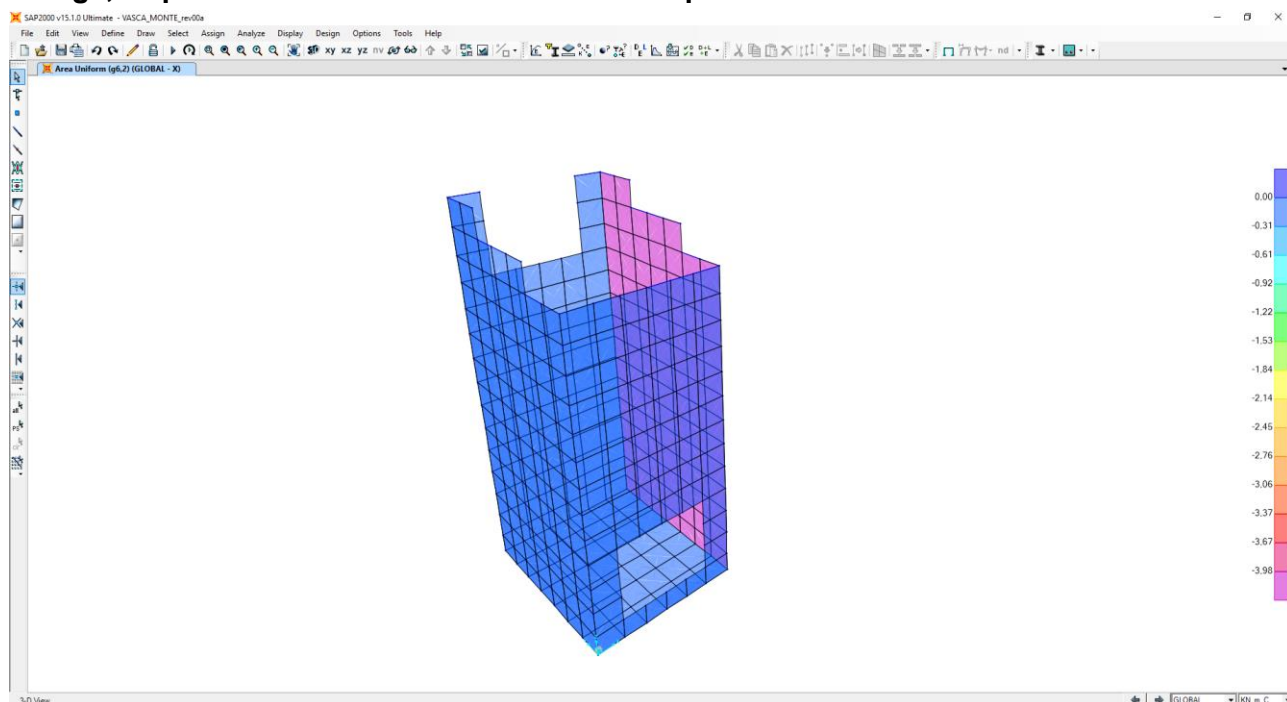
Il valore del sovraccarico in via generale assente, è stato fissato arbitrariamente a vantaggio di sicurezza pari a **10 kN/m<sup>2</sup>**

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

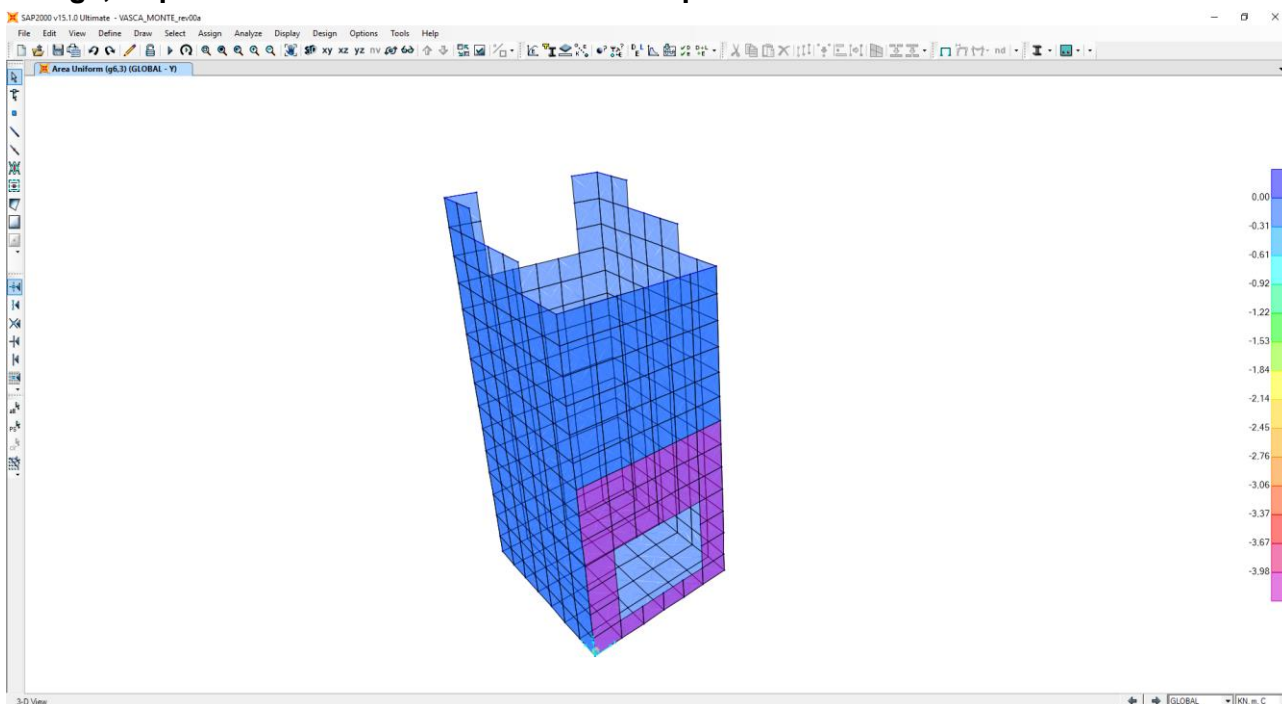
- **“g6,1” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato destro.**



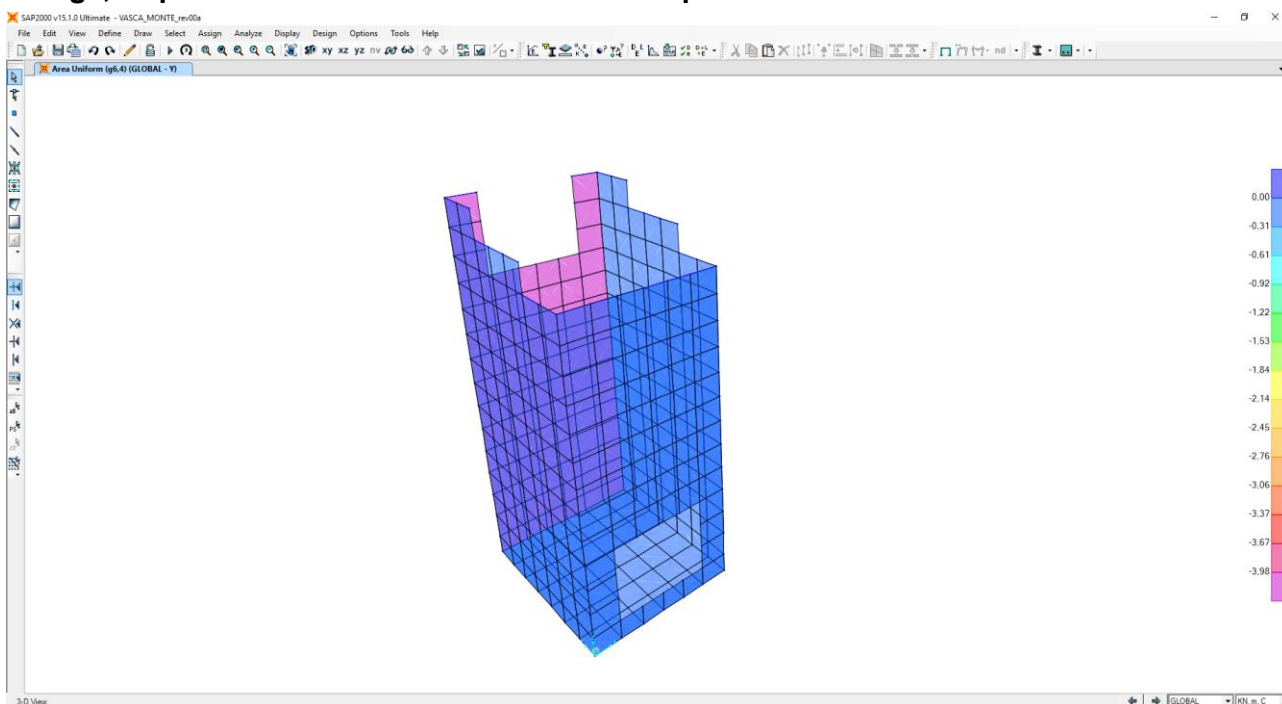
- **“g6,2” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato sinistro.**



- “g6,3” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato valle.



- “g6,4” spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti lato monte.



Nota Bene: l'azione della spinta è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è stata dimensionata doppia e simmetrica per ciascuna sezione e in maniera uguale e costante per tutte le pareti verticali. Le verifiche sono state pertanto condotte esclusivamente in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

### 9.3 CARICHI ACCIDENTALI

#### 9.3.1 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k$$

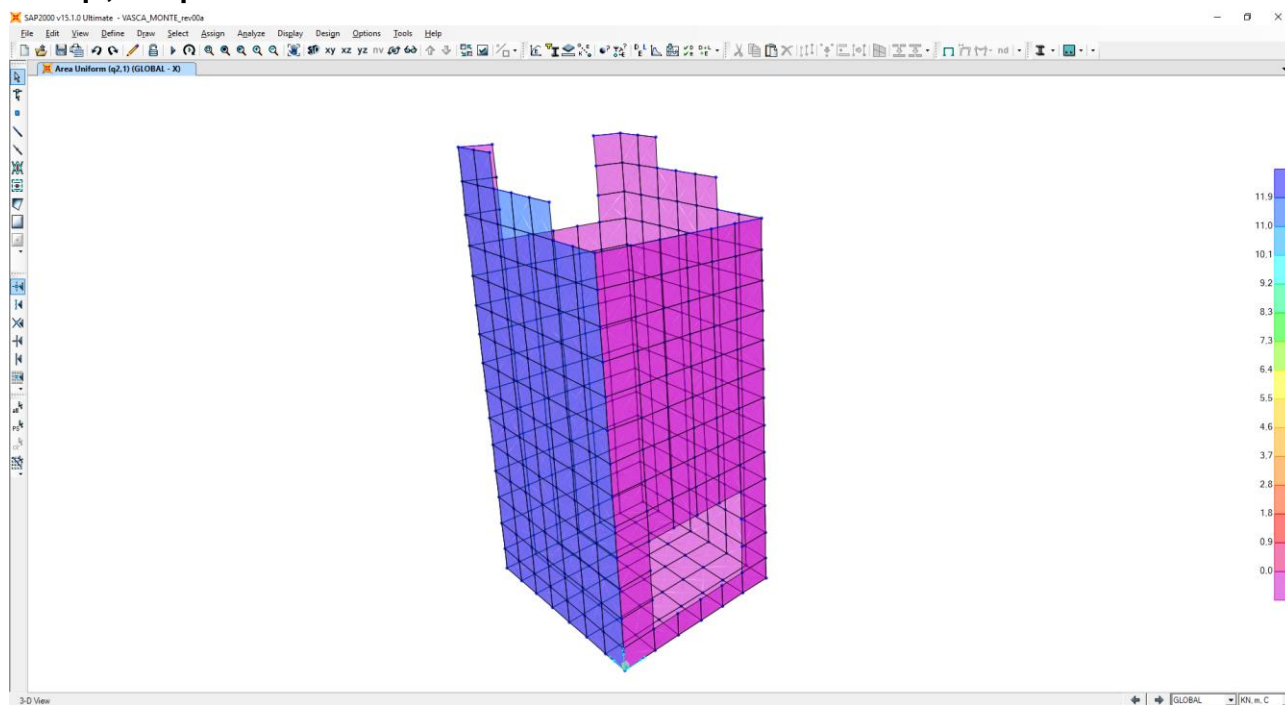
dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente posto pari a **30 kN/m<sup>2</sup>**;
- k è il coefficiente di spinta del terreno.

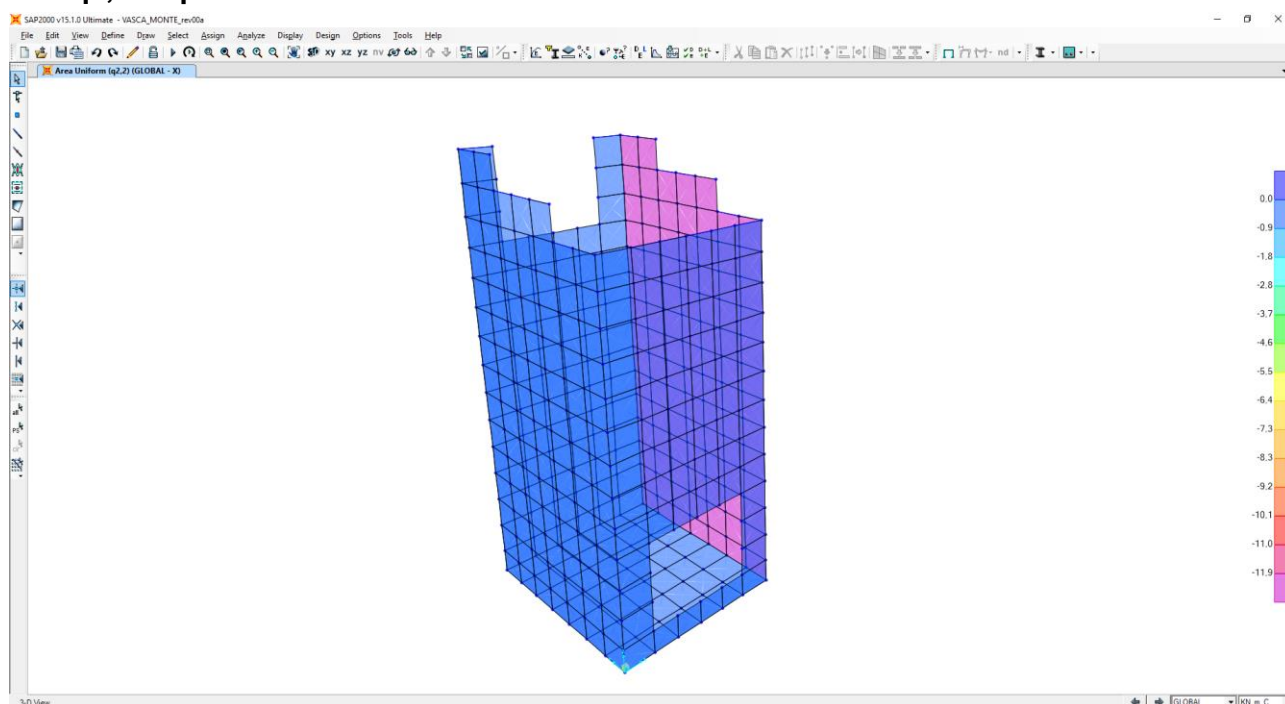
Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k0)

Tale carico nel modello è definito come segue:

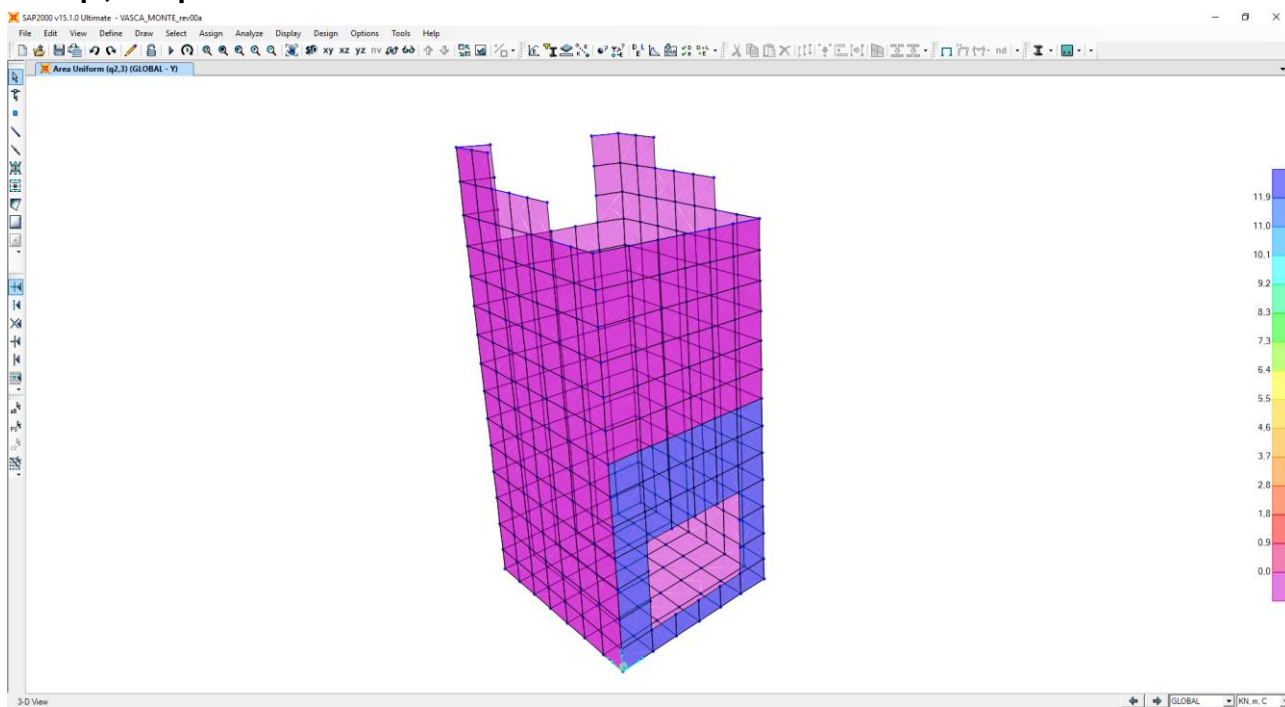
- **“q2,1”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato destro.**



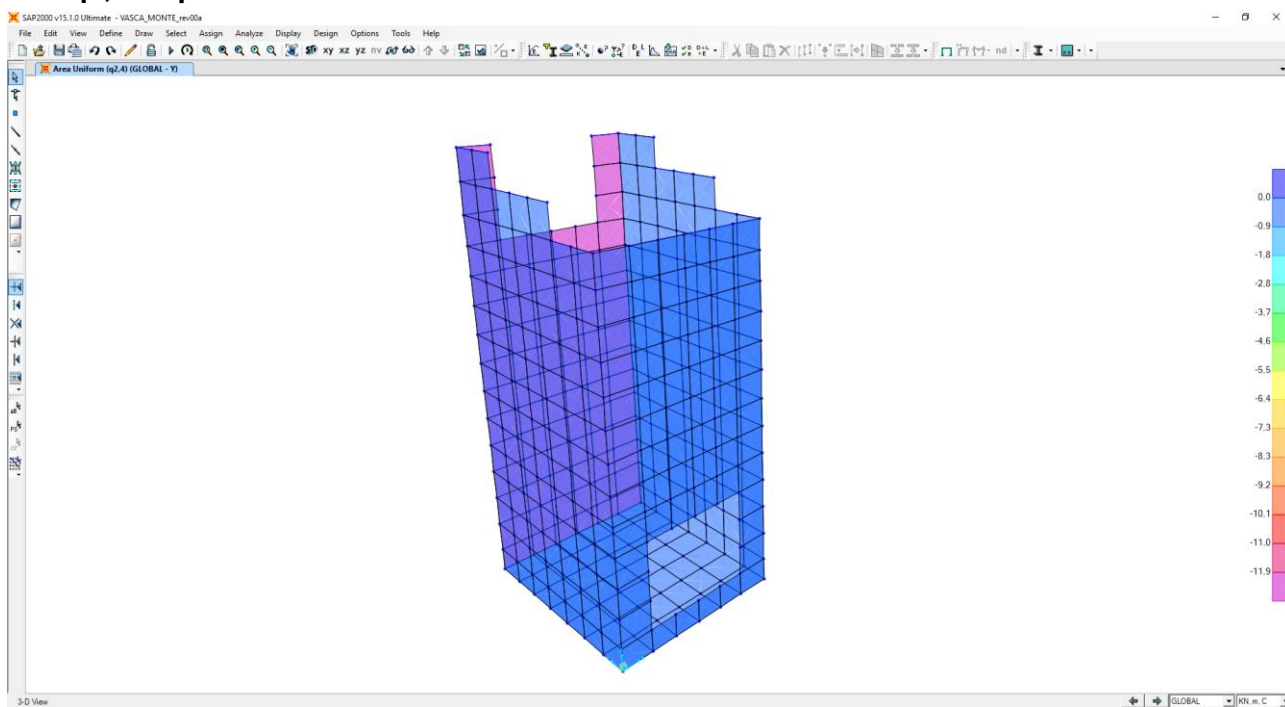
- **“q2,2”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato sinistro.**



- “q2,3”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato valle.



- “q2,4”- spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali lato monte.

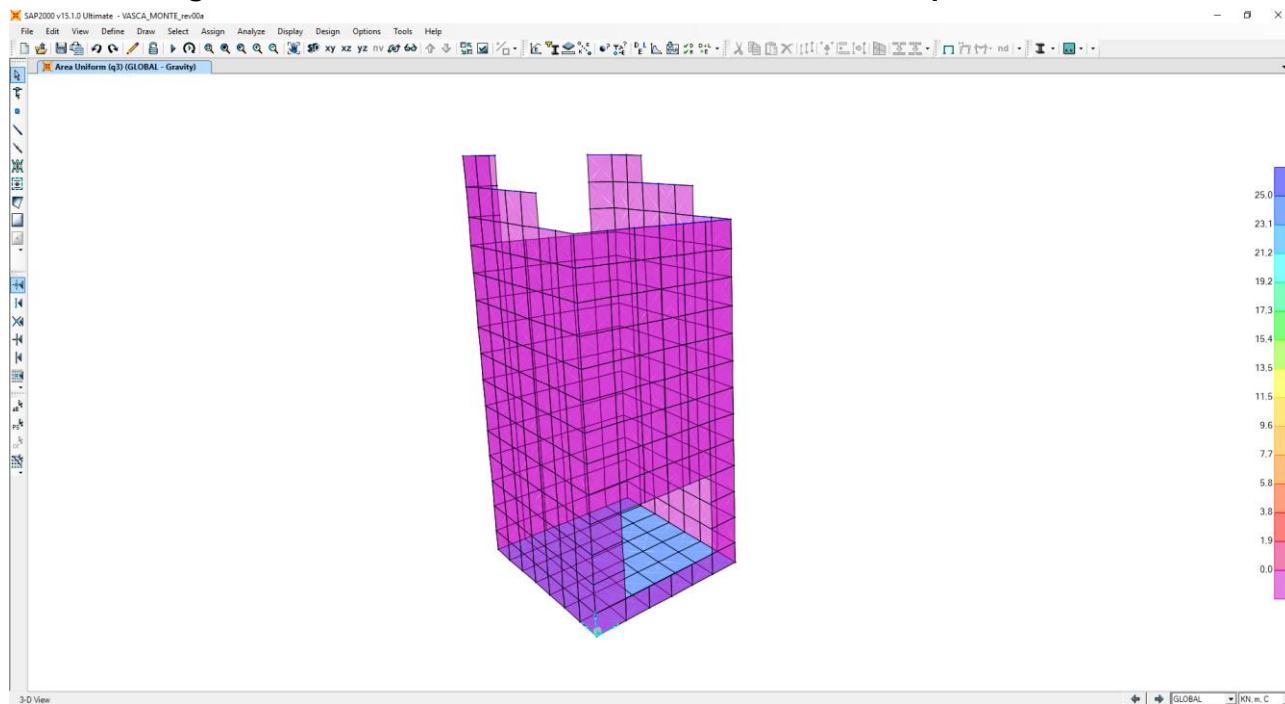


### 9.3.2 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

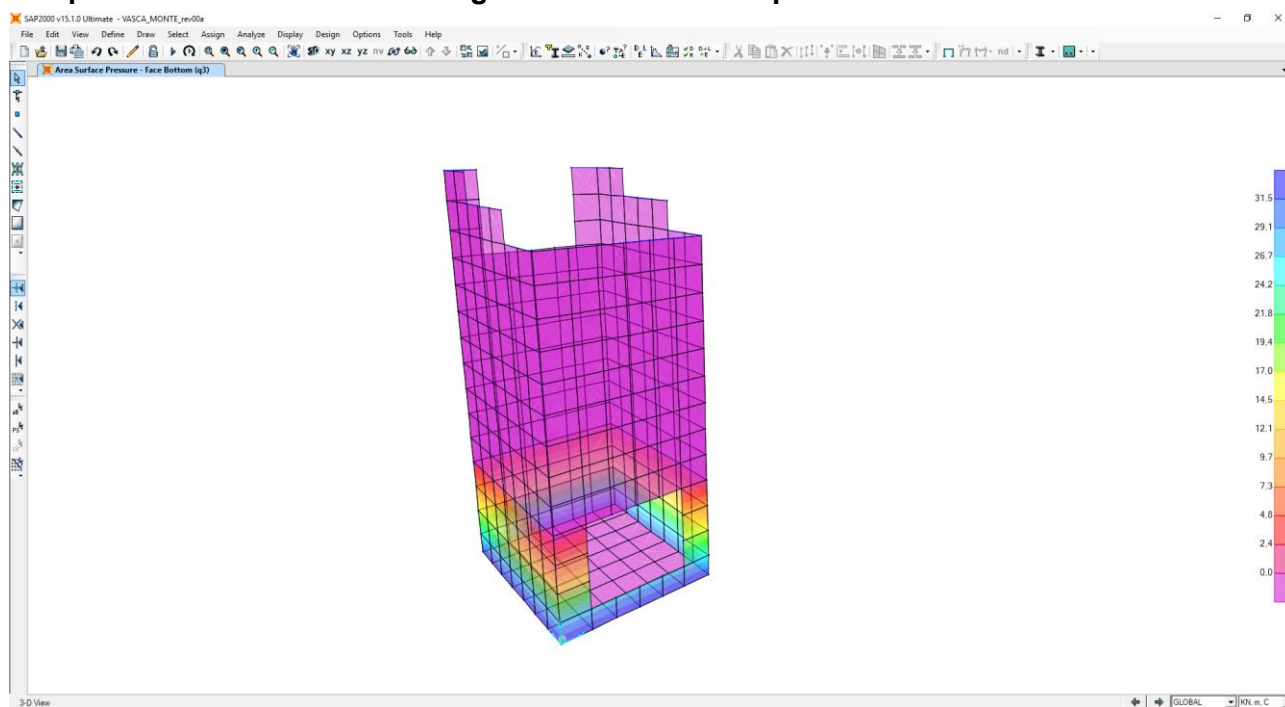
Per la vasca in esame il carico accidentale che può gravare sulla fondazione è rappresentato dal carico idraulico.

L'altezza massima di riempimento dell'acqua è stata assunta pari a 2,50m che è l'altezza massima del tombino. E' stato considerato un peso per unità di volume dell'acqua pari a  $\gamma_{acqua}=10,00kN/m^3$ . Ovviamente l'eventuale presenza di acqua all'interno della vasca genera altresì una spinta laterale contro le pareti dovuta alla pressione idrostatica dell'acqua, la quale contrasta la spinta delle terre (discordanza di segno tra le due azioni).

**Il carico che grava sulla fondazione nel modello è definito come "q3".**



**Le spinte laterali nel modello vengono definite come "q3".**



Sono state considerate due configurazioni differenti:

- **CONDIZIONE 1** → vasca vuota (massimizzazione delle azioni flettenti sulle pareti verticali)
- **CONDIZIONE 2** → vasca piena fino alla quota di sfioro (massimizzazione delle azioni verticali sulla zattera di fondazione)

## 9.4 AZIONE SISMICA

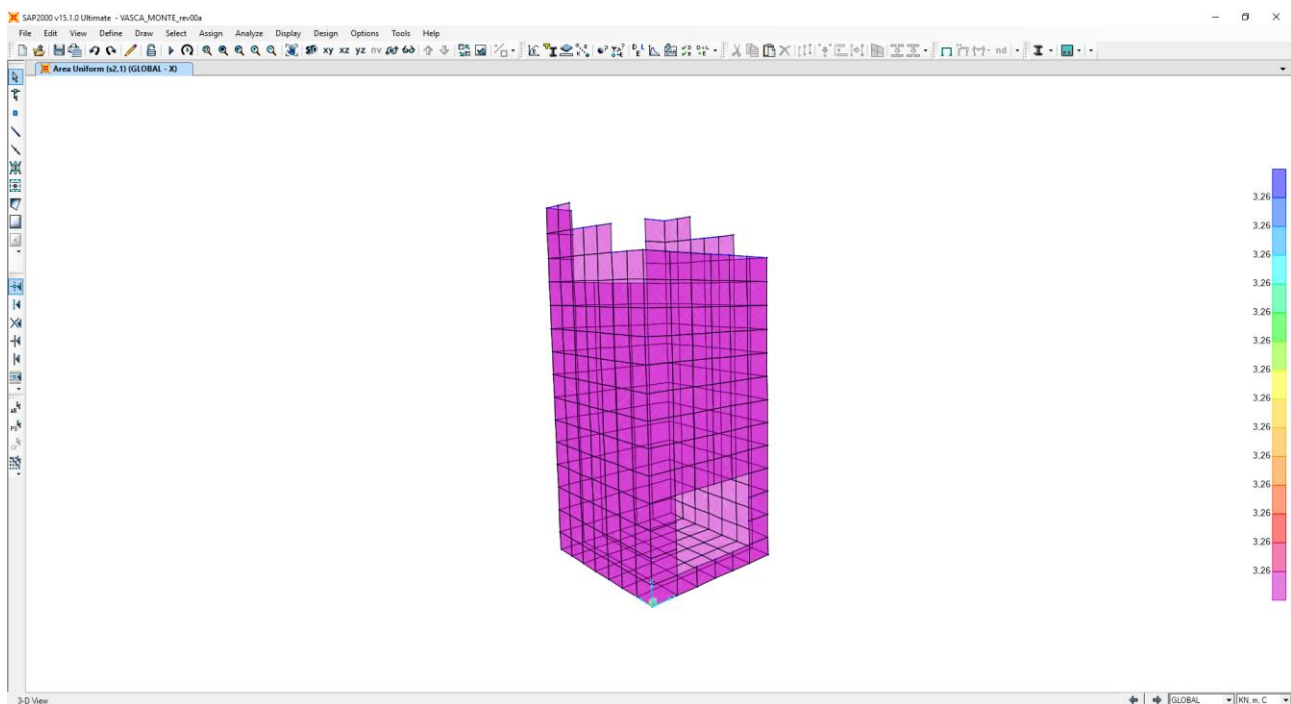
Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.6 della norma vigente. In particolare conformemente a questo ultimo paragrafo (5.1.3.6), trattandosi di un'opera secondario ed essendo la stessa inserita in un contesto non urbano ad intenso traffico, all'interno delle masse sismiche non sono stati considerati i carichi da traffico.

### 9.4.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

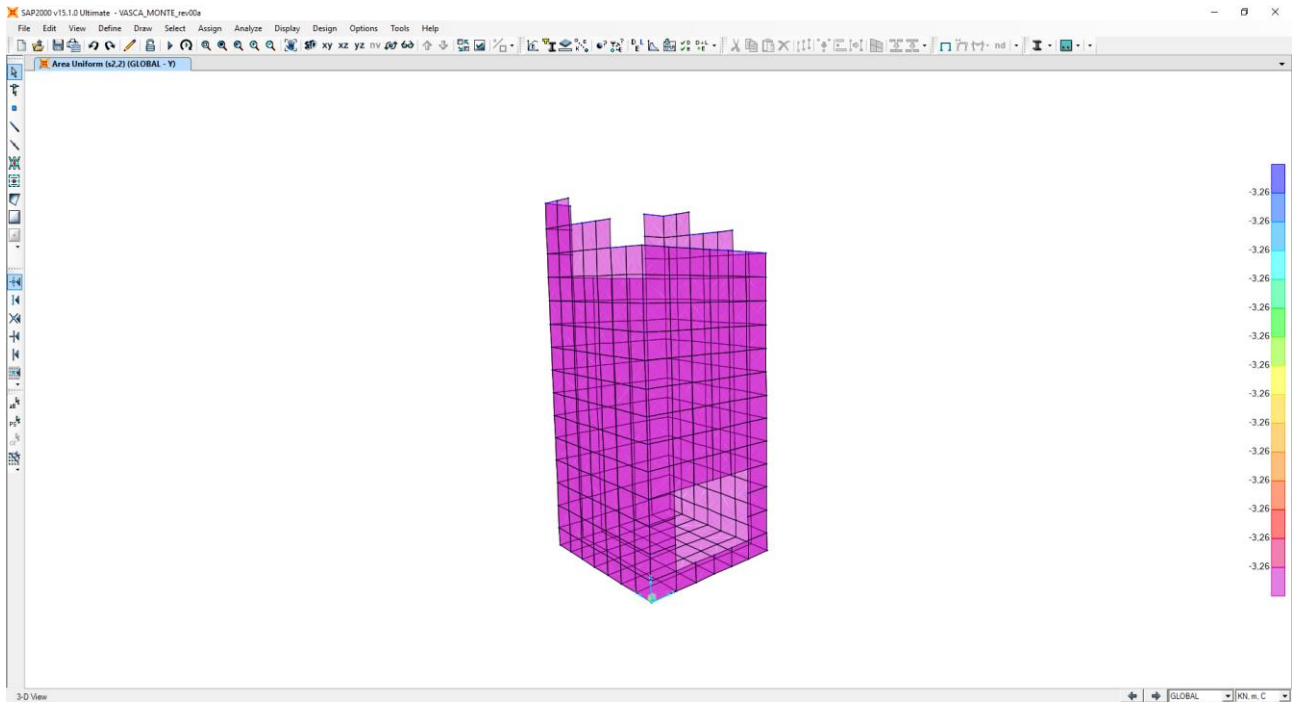
Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  (pari alla PGA) e verticale  $k_v$ .

Tali azioni nel modello sono definite come segue:

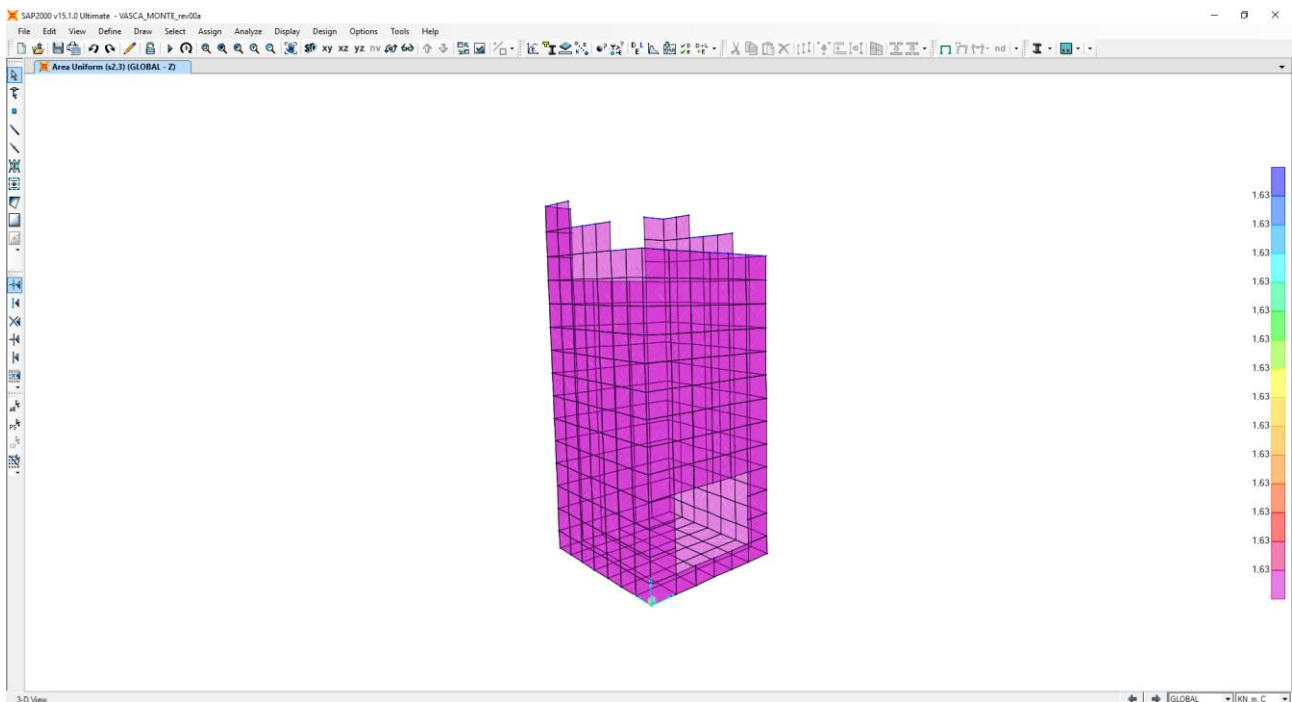
- **"s2.1" inerzia elementi strutturali in direzione trasversale.**



- “s2.2” inerzia elementi strutturali in direzione longitudinale.



- “s2.3” inerzia elementi strutturali in direzione verticale.



Nota Bene: l'azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata in maniera doppia e simmetrica e le verifiche sono state condotte in corrispondenza dei valori massimi (in valore assoluto).

### 9.4.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (sovraspinta dinamica) viene valutata mediante la relazione di Wood:

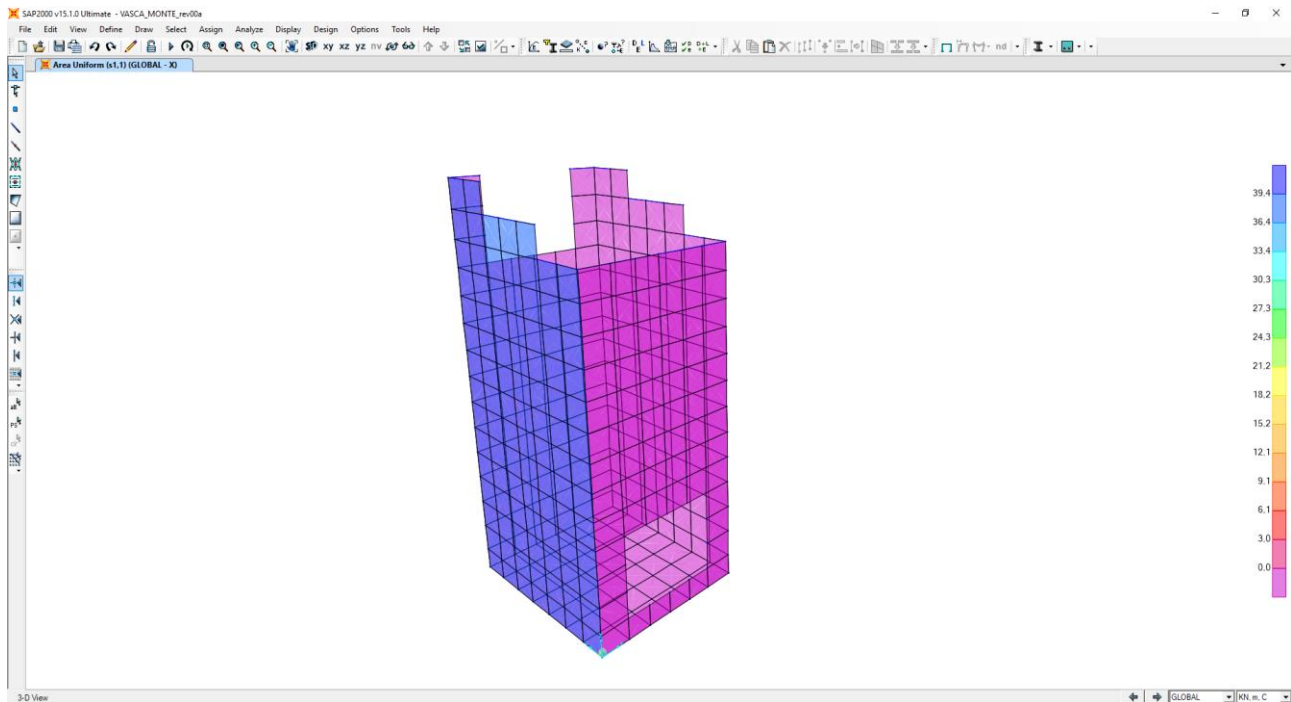
$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

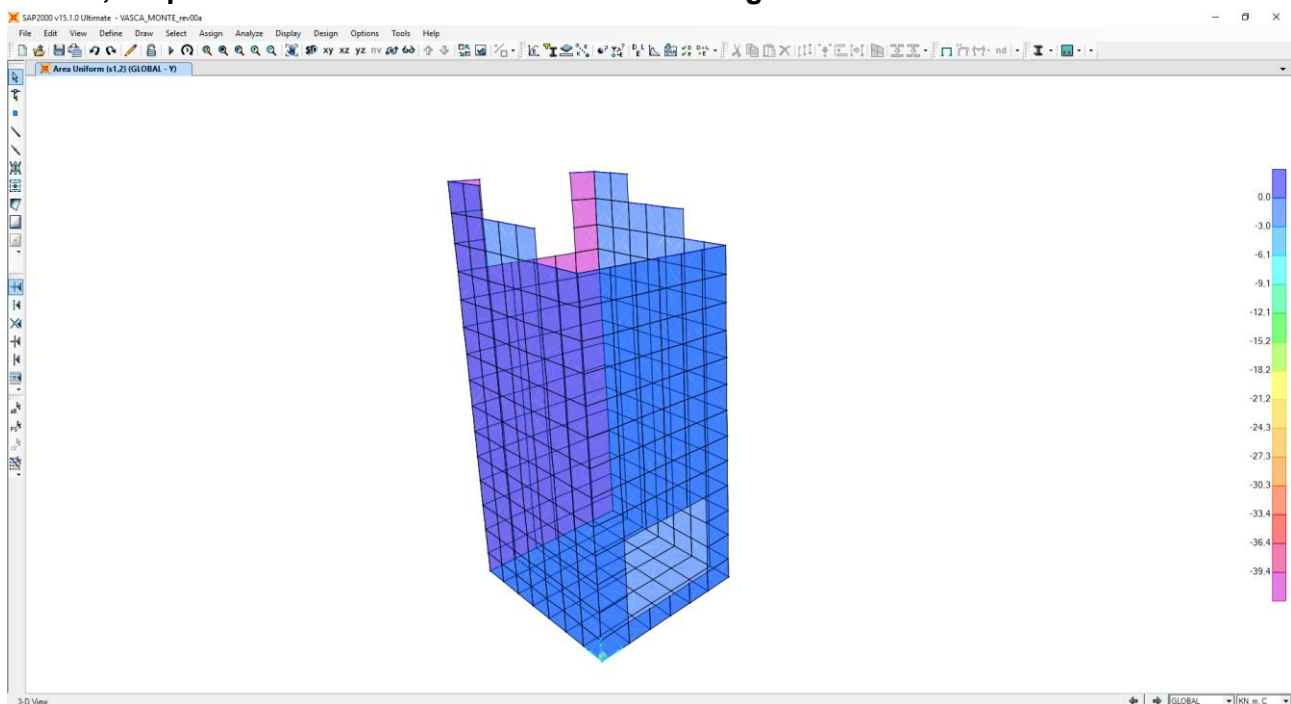
- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno;
- $H$  è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno.

Tale azione nel modello è definita come segue:

- **"s1,1" spinta dinamica dei terreni in direzione trasversale.**



- **"s1,2" spinta dinamica dei terreni in direzione longitudinale.**





Nota Bene: l'azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali. L'output del modello, in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti, è quindi di tipo asimmetrico. L'armatura è ovviamente stata progettata in maniera doppia e simmetrica e le verifiche sono state condotte in corrispondenza dei valori massimi (in valore assoluto).

### 9.4.3 SOVRASPINTA DINAMICA DELL'ACQUA

L'azione di spinta dinamica dell'acqua in fase sismica viene valutata mediante la relazione di Westergaard. L'incremento di pressione agente sul singolo elemento è dato dalla seguente relazione:

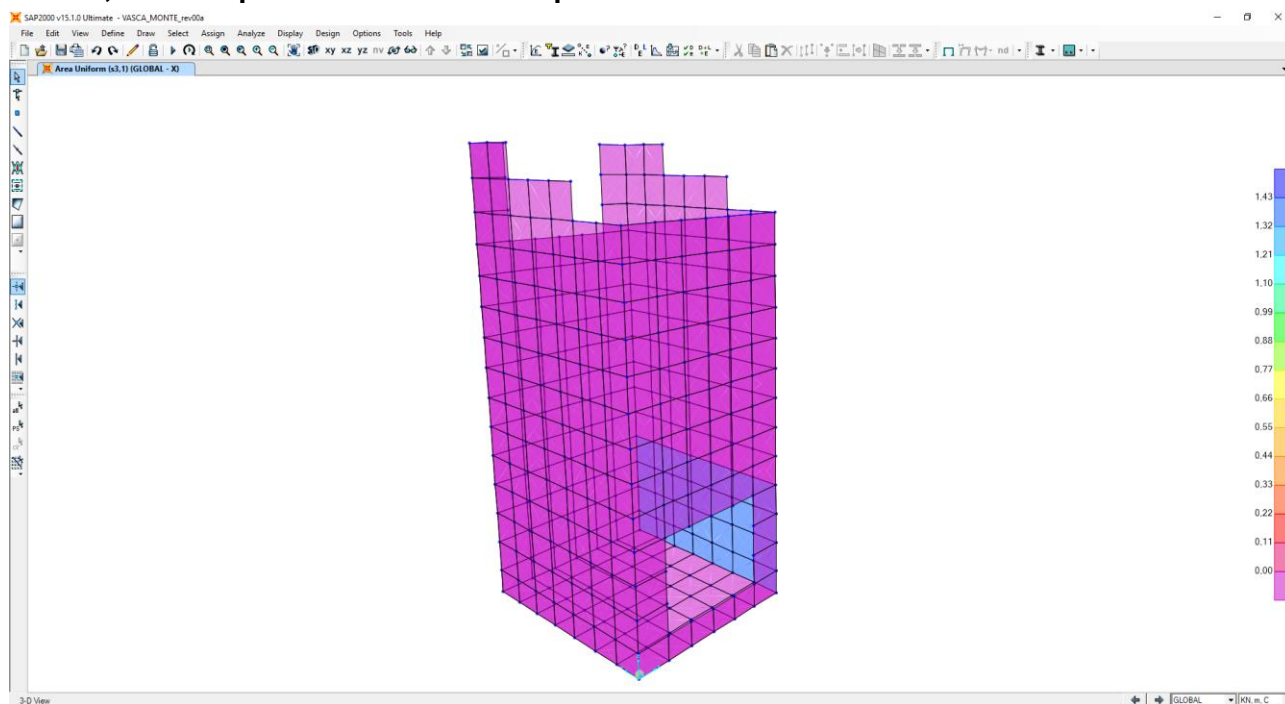
$$P = \frac{7}{8} \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H$$

dove:

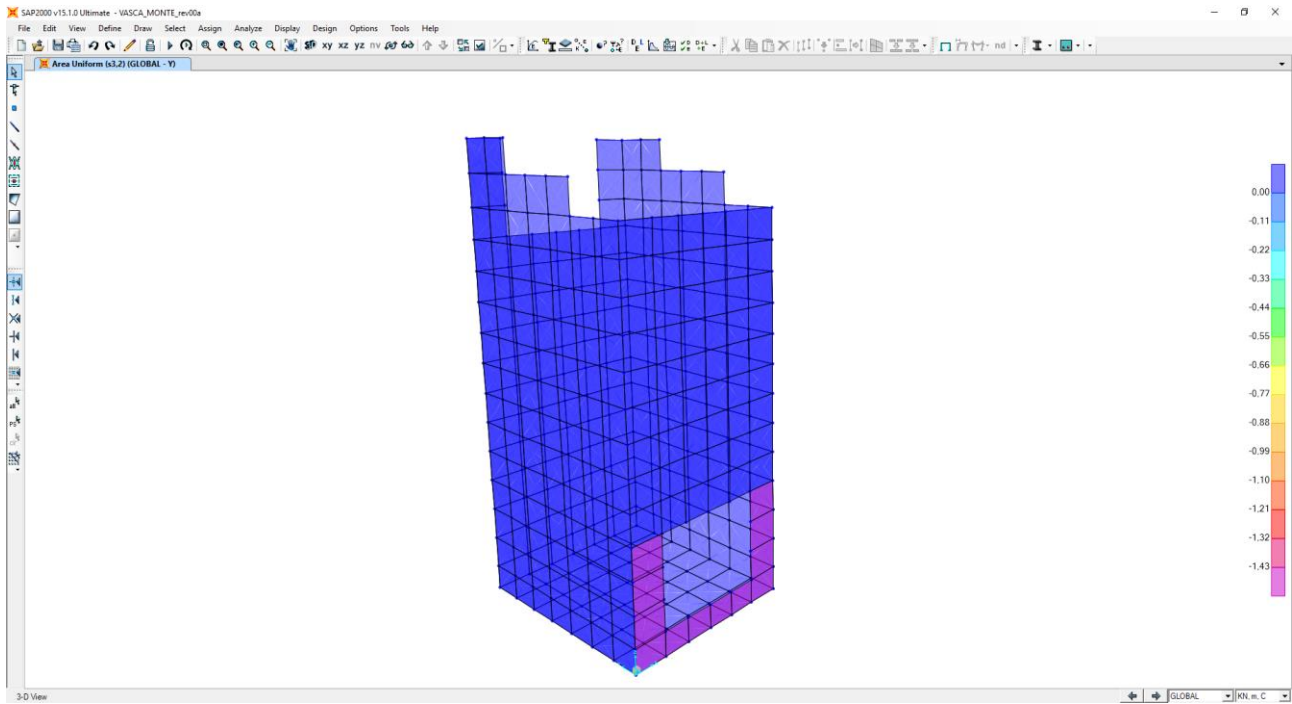
- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno;
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta dell'acqua;

Tale azione nel modello è definita come segue:

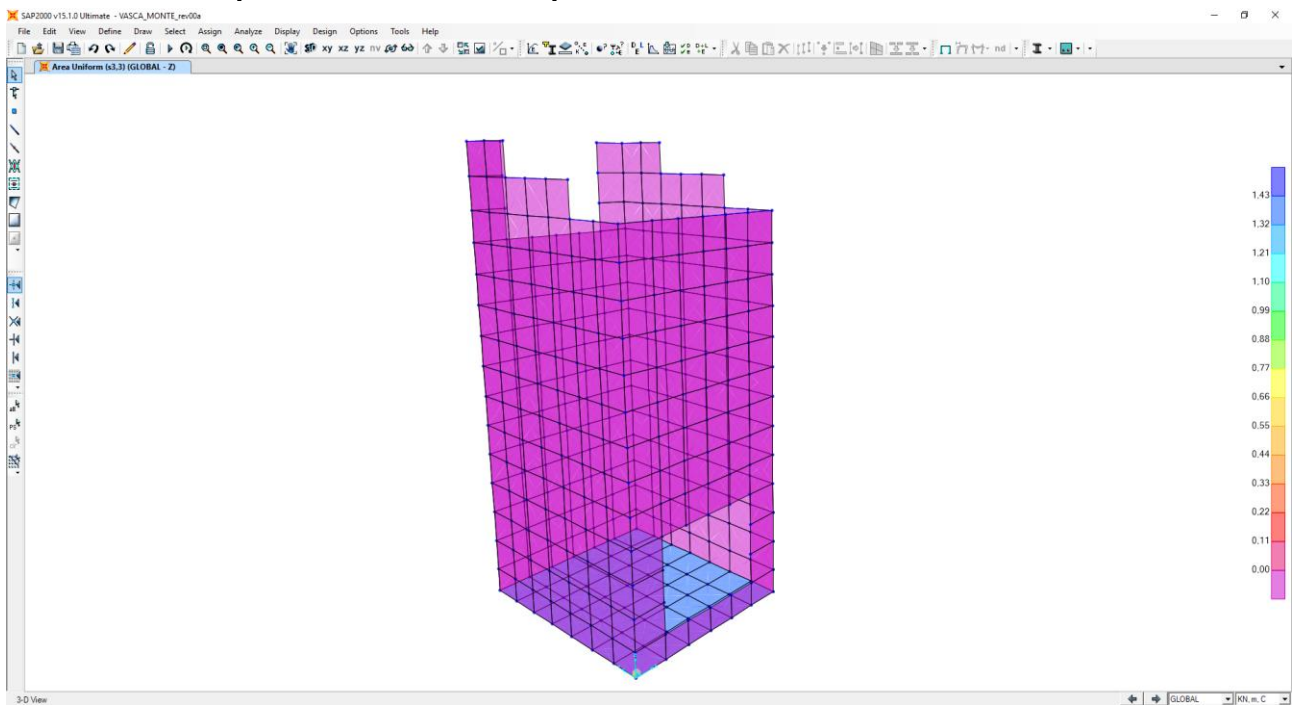
- **"s3,1" sovraspinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale.**



- **“s3,2”sovraspinta dinamica dell’acqua in direzione longitudinale.**



- **“s3,3”sovraspinta dinamica dell’acqua in direzione verticale.**



Nota Bene: l’azione sismica è applicata nel modello alla stregua di quanto già fatto per le spinte del terreno e delle spinte dovute ai carichi accidentali.

## 10 COMBINAZIONI DI CARICO

### 10.1 CARICHI ELEMENTARI

L'approccio seguito per il calcolo e verifica dell'opera è l'**Approccio 2** con la combinazione dei coefficienti parziali **A1+M1+R3** (D.M. 17/01/2018 cap.6.4.3.1).

Nella tabella successiva sono riportati i carichi elementari introdotti nei modelli di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione ( $\gamma$ ) e partecipazione ( $\psi$ ):

CARICO ELEMENTARE		COEFF. DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	$\gamma_{SLU}$ (sfavorevole)	$\gamma_{SLU}$ (favorevole)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
$g_1$	Peso proprio degli elementi strutturali	-	-	PP-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	Carico permanente dovuto al peso proprio dei parapetti	-	-	CP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,1}$	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	$k_0$	1	SPT-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,2}$	Spinta laterale del terreno sul setto a valle	$k_0$							
$g_{5,3}$	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	$k_0$							
$g_{5,4}$	Spinta laterale del terreno sul setto destro	$k_0$							
$g_{5,1}$	Spinta laterale del terreno sul setto a monte	$k_0$	2	SPT-02	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{5,3}$	Spinta laterale del terreno sul setto sinistro	$k_0$							
$g_{6,1}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	$k_0$	1	SPCP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{6,2}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a valle	$k_0$							
$g_{6,3}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	$k_0$							
$g_{6,4}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto destro	$k_0$							
$g_{6,1}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto a monte	$k_0$	2	SPCP-02	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_{6,3}$	Spinta laterale dei sovraccarichi permanenti sul setto sinistro	$k_0$							
$q_1$	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-	1	SPACC-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,1}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	$k_0$			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,2}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a valle	$k_0$			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,3}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	$k_0$			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_{2,4}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a destra	$k_0$			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
$q_1$	Carico accidentale distribuito sulla copertura	-			2	SPACC-02	1,35	0,00	0,75
$q_{2,1}$	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a monte	$k_0$	1,35	0,00			0,75	0,75	0,00

CARICO ELEMENTARE		COEFF. DI SPINTA	DISPOSIZIONE	CASI DI ANALISI	$\gamma_{SLU}$ (sfavorevole)	$\gamma_{SLU}$ (favorevole)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
q <sub>2,3</sub>	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra	k <sub>0</sub>			1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q <sub>3</sub>	Carico accidentale distribuito sulla zattera di base	-	-	ACCZATT-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
S <sub>1,1</sub>	Sovrappinta dinamica dei terreni in direzione trasversale	-	-	SISMA(X)-01	1,00	1,00	-	-	-
S <sub>2,1</sub>	Inerzia sismica orizzontale in direzione trasversale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-			1,00	1,00	-	-	-
S <sub>1,2</sub>	Sovrappinta dinamica dei terreni in direzione longitudinale	-			1,00	1,00	-	-	-
S <sub>2,2</sub>	Inerzia sismica orizzontale in direzione longitudinale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-	-	SISMA(Y)-01	1,00	1,00	-	-	-
S <sub>2,3</sub>	Inerzia sismica verticale dovuta alla massa degli elementi strutturali ed ai carichi permanenti portati in copertura	-	-	SISMA(Z)-01	1,00	1,00	-	-	-
S <sub>3,1</sub>	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione trasversale	-	-	SISMA(X)-02	1,00	1,00	-	-	-
S <sub>3,2</sub>	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione longitudinale	--	-	SISMA(Y)-02	1,00	1,00	-	-	-
S <sub>3,2</sub>	Sovrappinta dinamica dell'acqua in direzione verticale		-	SISMA(Z)-02	1,00	1,00	-	-	-

## 10.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI- PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{2i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

COMB. S.L.E. - QUASI PERMANENTI				
CASO DI ANALISI	Q.P.01	Q.P.02	Q.P.03	Q.P.04
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	1,00	1,00

### 10.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{1i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

COMBINAZIONI S.L.E. - FREQUENTE								
CASO DI ANALISI	FR.01	FR.02	FR.03	FR.04	FR.05	FR.06	FR.07	FR.08
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00

#### 10.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

COMBINAZIONI S.L.E. - CARATTERISTICA								
CASO DI ANALISI	CAR.01	CAR.02	CAR.03	CAR.04	CAR.05	CAR.06	CAR.07	CAR.08
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,75	0,75	0,75

CASO DI ANALISI	CAR.09	CAR.10	CAR.11	CAR.12
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPCP-01	1,00	0,00	1,00	0,00
SPCP-02	0,00	1,00	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,75	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,75	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,75
ACCZATT-01	1,00	1,00	1,00	1,00

### 10.5 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{0i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5



COMBINAZIONI S.L.U. - STATICHE								
CASO DI ANALISI	STR.01		STR.02		STR.03		STR.04	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00
ACCZATT-01	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CASO DI ANALISI	STR.05		STR.06		STR.07		STR.08	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00
ACCZATT-01	1,50	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CASO DI ANALISI	STR.09		STR.10		STR.11		STR.12	
	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ	Y	ψ
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	0,00	1,35	1,00
SPCP-01	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00
SPCP-02	1,50	0,00	1,50	1,00	1,50	0,00	1,50	1,00
SPACC-01	1,35	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-02	1,35	0,00	1,35	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00
SPACC-03	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,75	1,35	0,00
SPACC-04	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	0,75
ACCZATT-01	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

## 10.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- $G_{kj}$  rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- $\Psi_{2i}$  rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

COMBINAZIONI S.L.U. - SISMICHE								
CASO DI ANALISI	SISMA.1	SISMA.2	SISMA.3	SISMA.4	SISMA.5	SISMA.6	SISMA.7	SISMA.8
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ACCZATT-01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
SISMA(X)-01	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00
SISMA(Y)-01	0,30	0,30	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Z)-01	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	0,30	-0,30
SISMA(X)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
SISMA(Y)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	-0,30

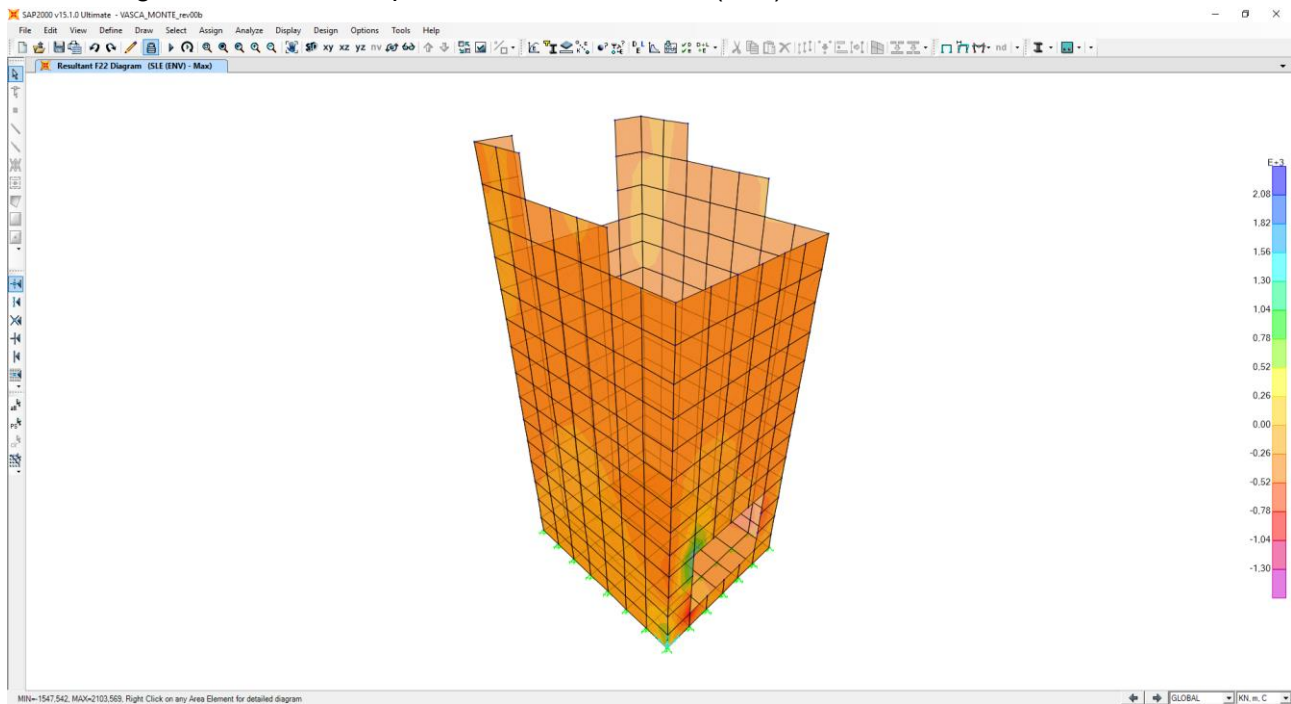
CASO DI ANALISI	SISMA.9	SISMA.10	SISMA.11	SISMA.12
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPCP-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SPCP-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-02	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-03	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-04	0,00	0,00	0,00	0,00
ACZATT-01	1,00	1,00	1,00	1,00
SISMA(X)-01	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Y)-01	1,00	1,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-01	0,30	-0,30	1,00	-1,00
SISMA(X)-02	0,30	0,30	0,30	0,30
SISMA(Y)-02	1,00	1,00	0,30	0,30
SISMA(Z)-02	0,30	-0,30	1,00	-1,00

## 11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

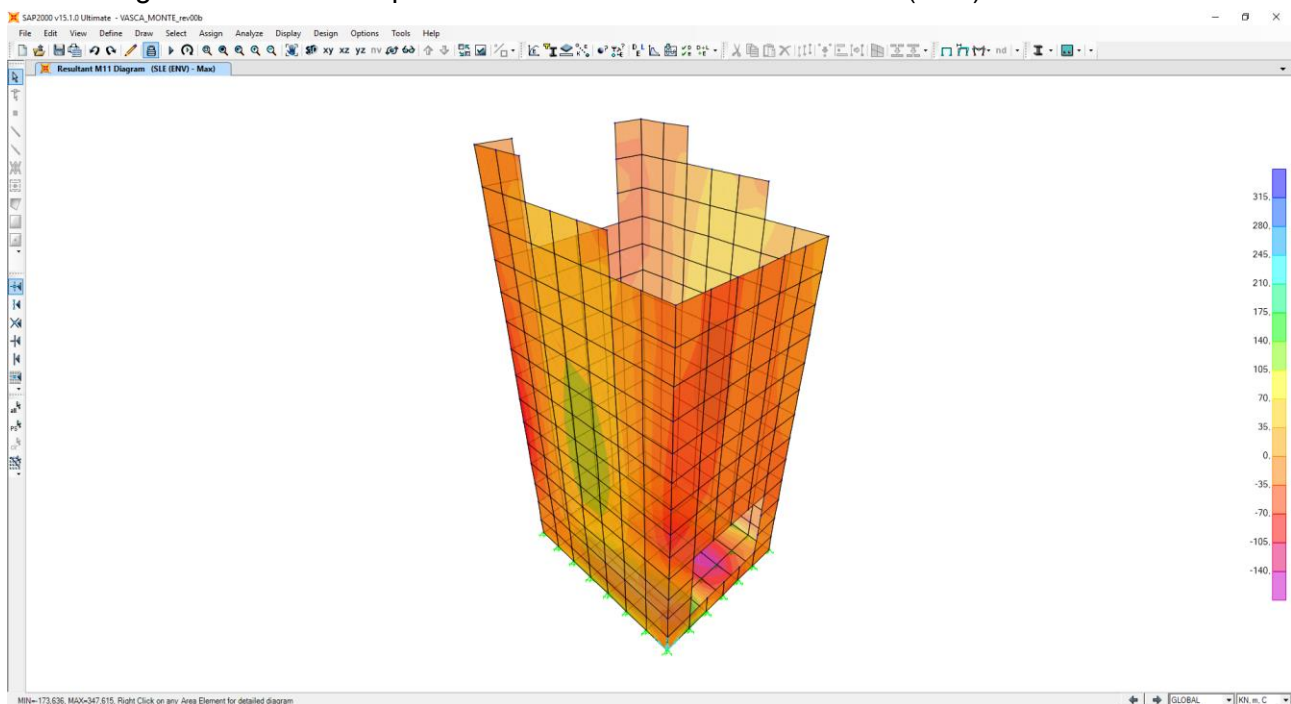
Nei paragrafi successivi sono riportati le azioni sollecitanti agenti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

### 11.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MAX

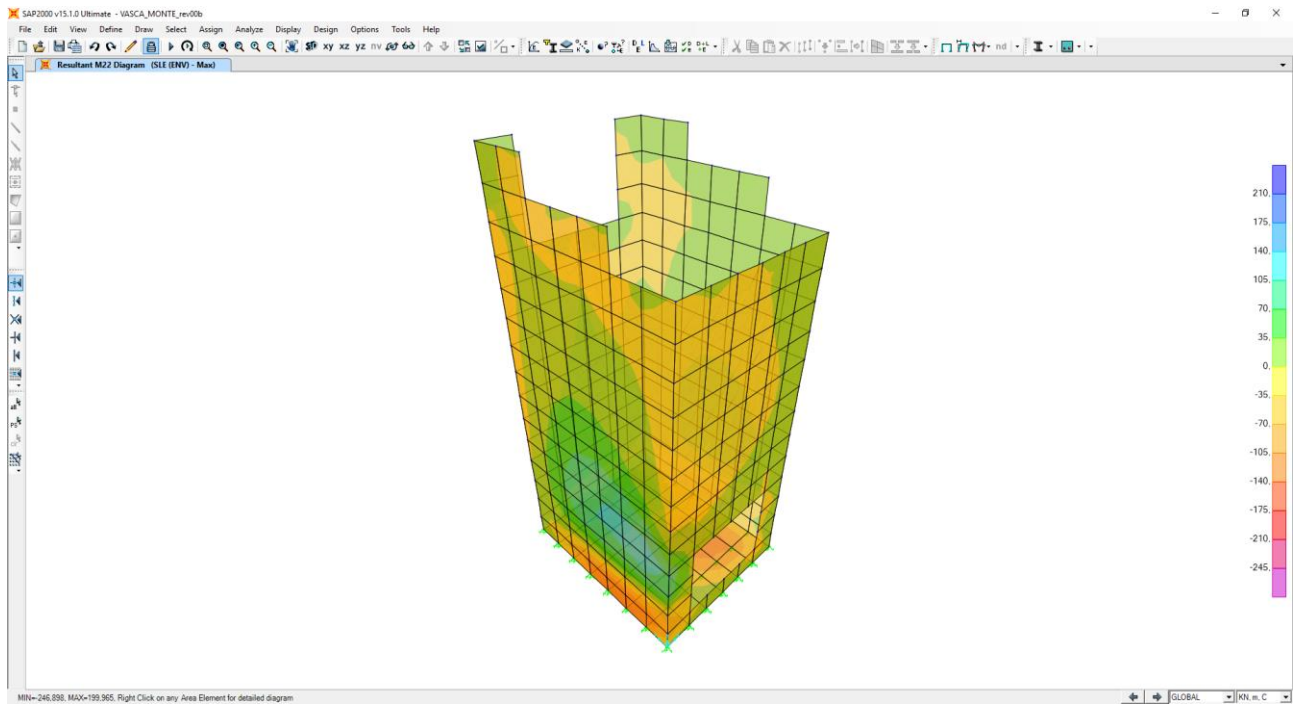
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



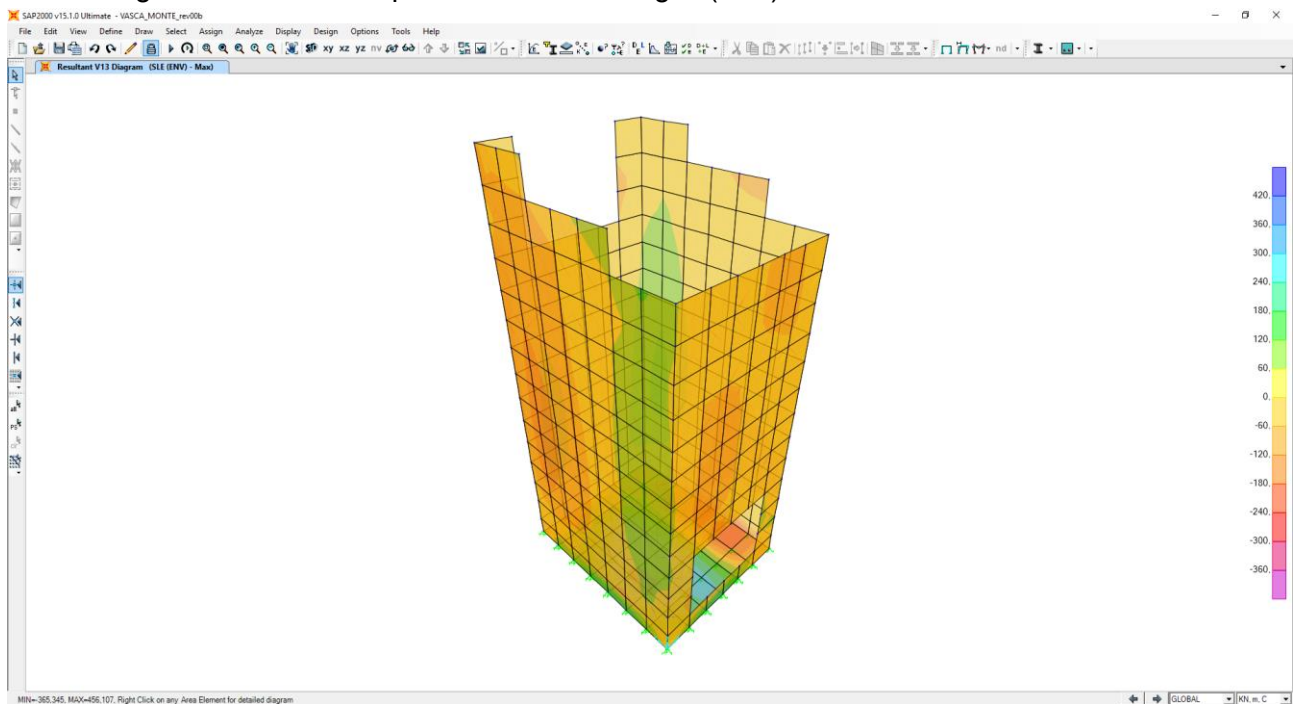
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



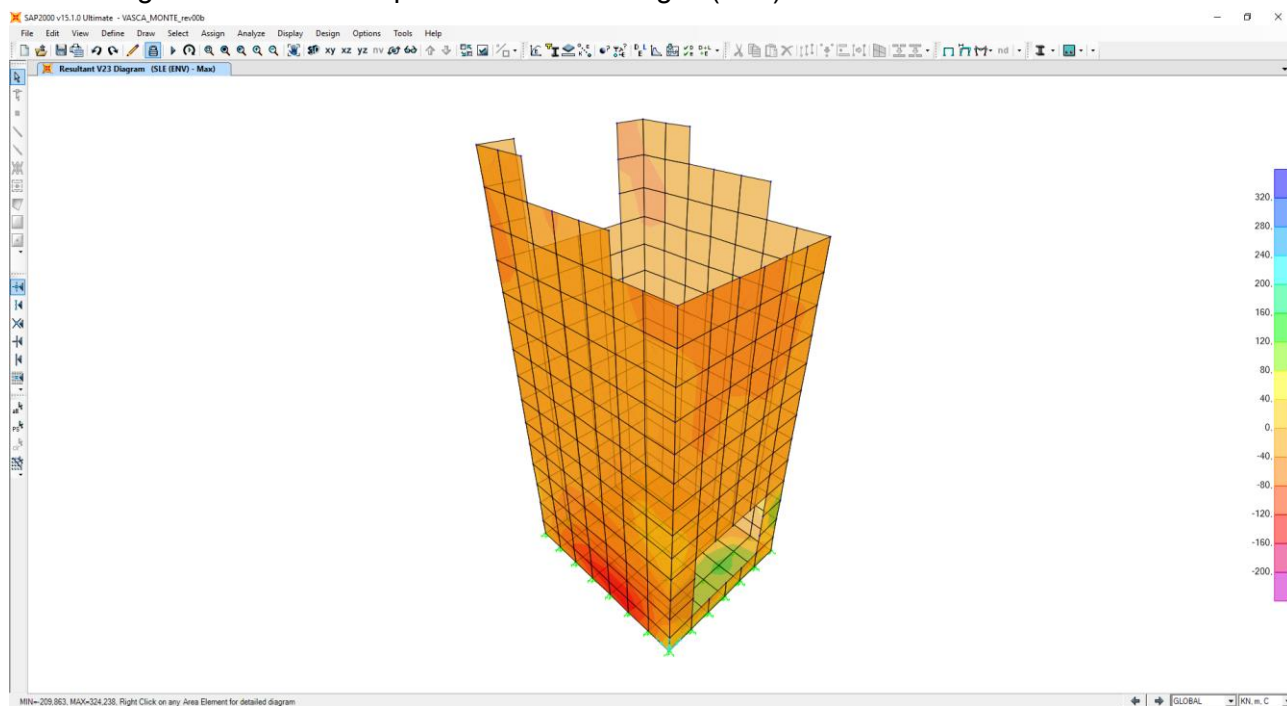
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

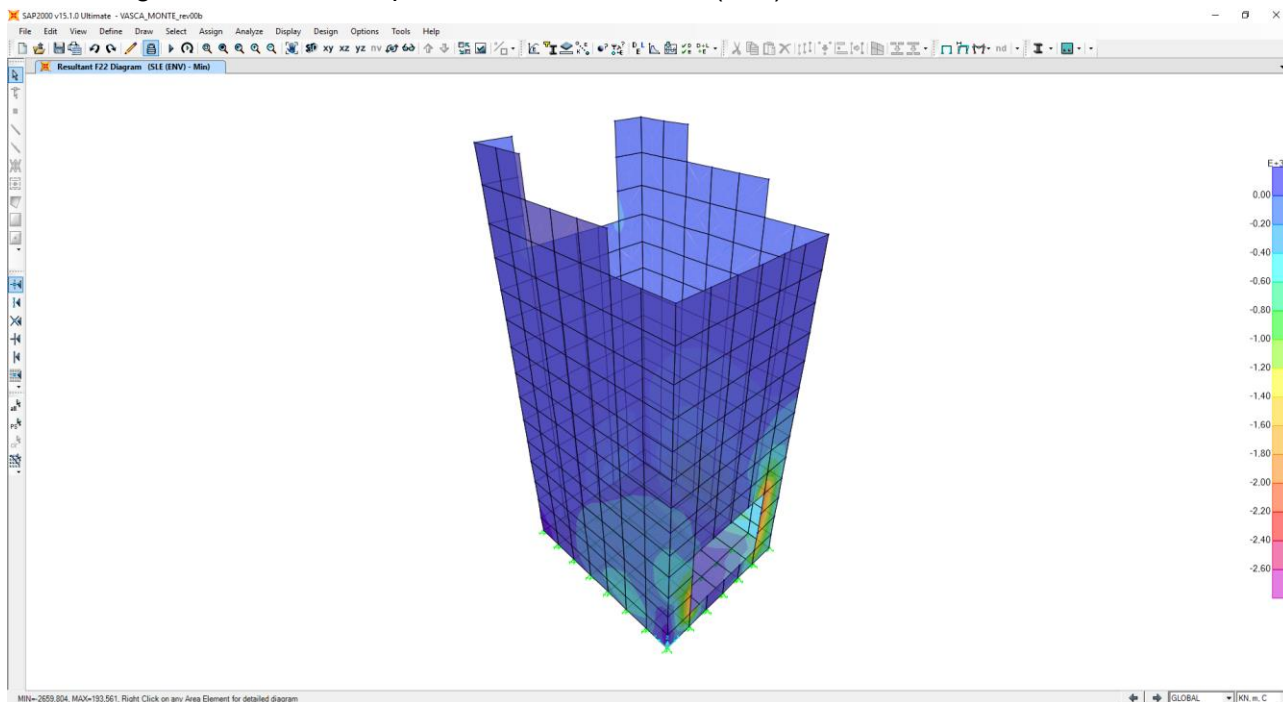


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

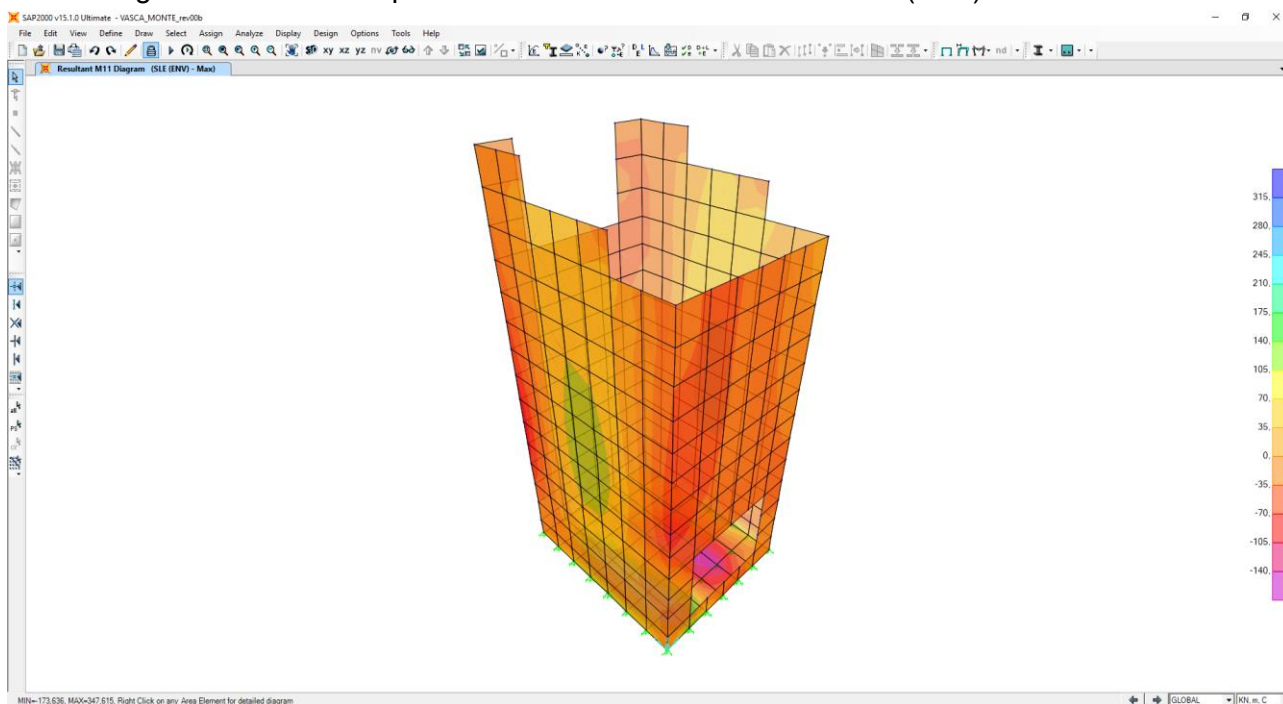


## 11.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MIN

Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)

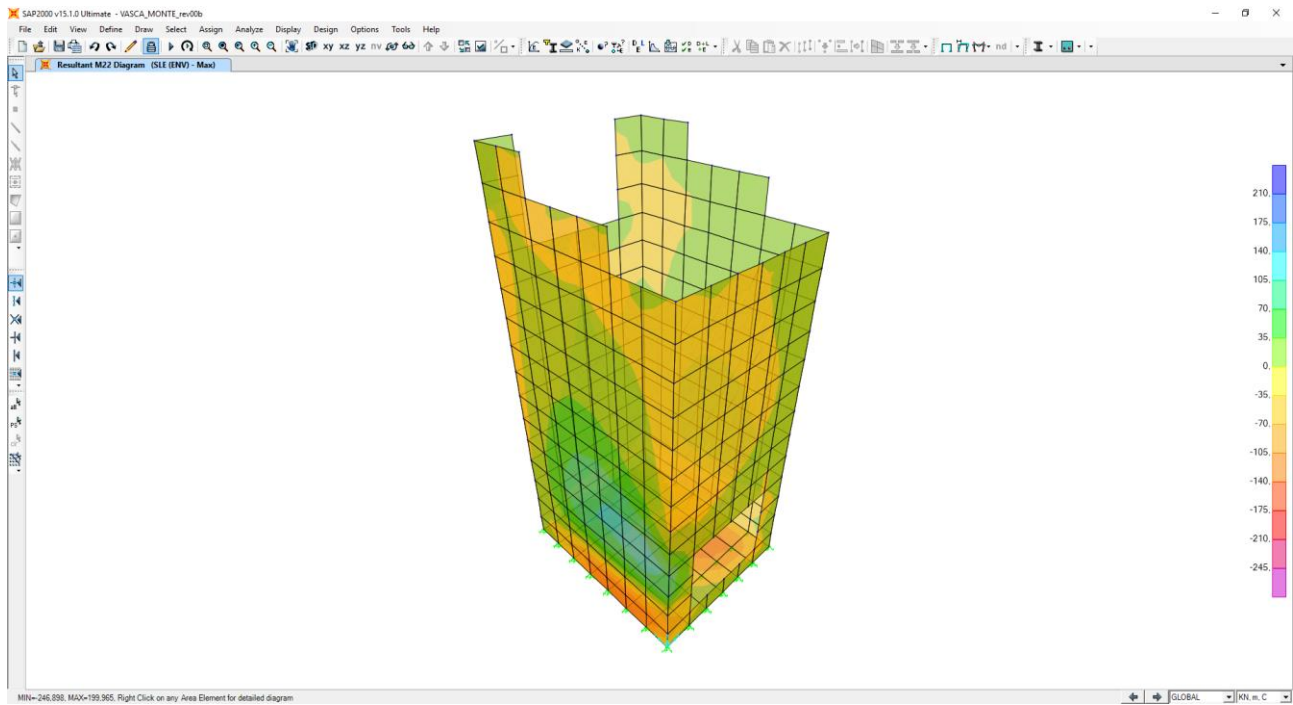


Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)

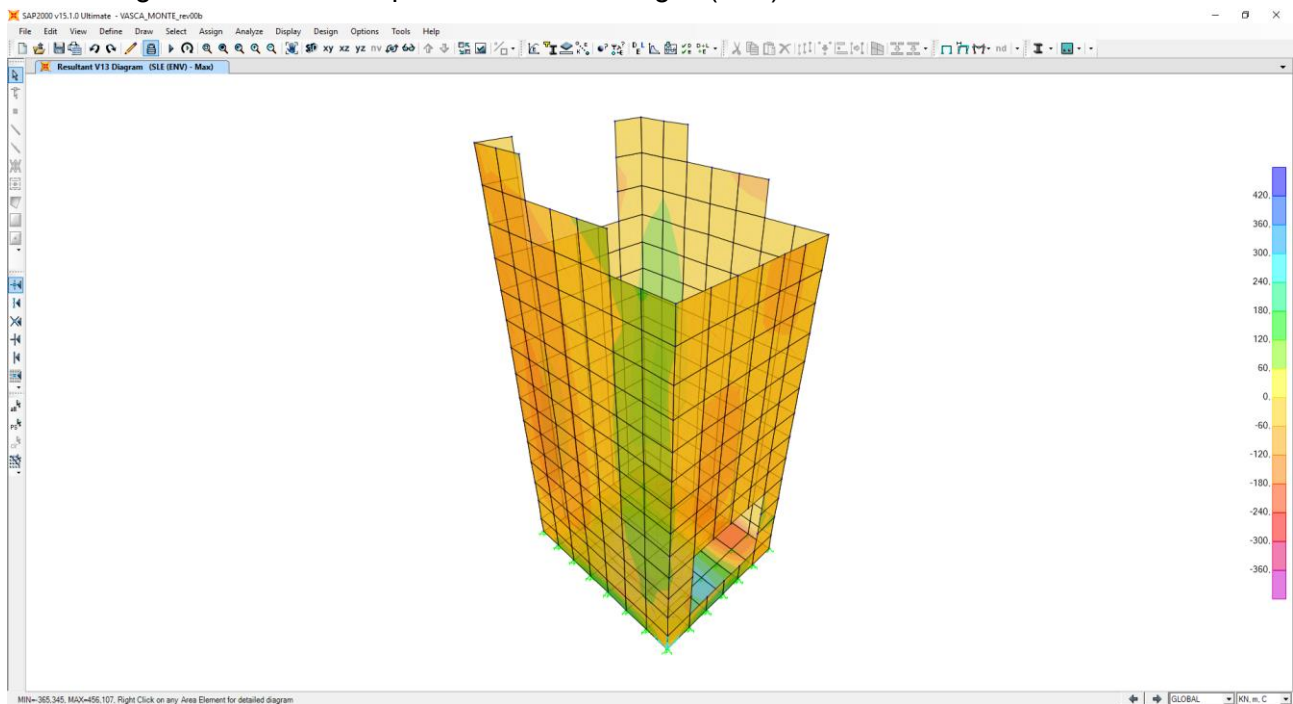




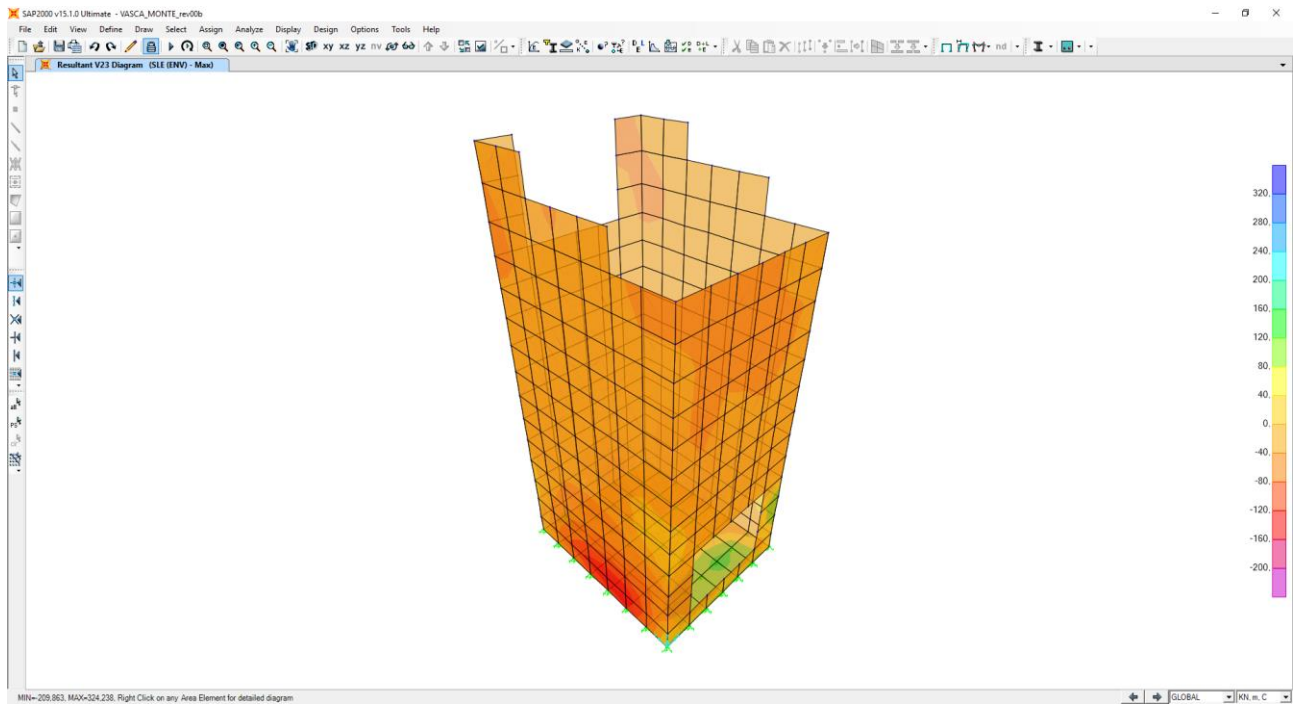
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

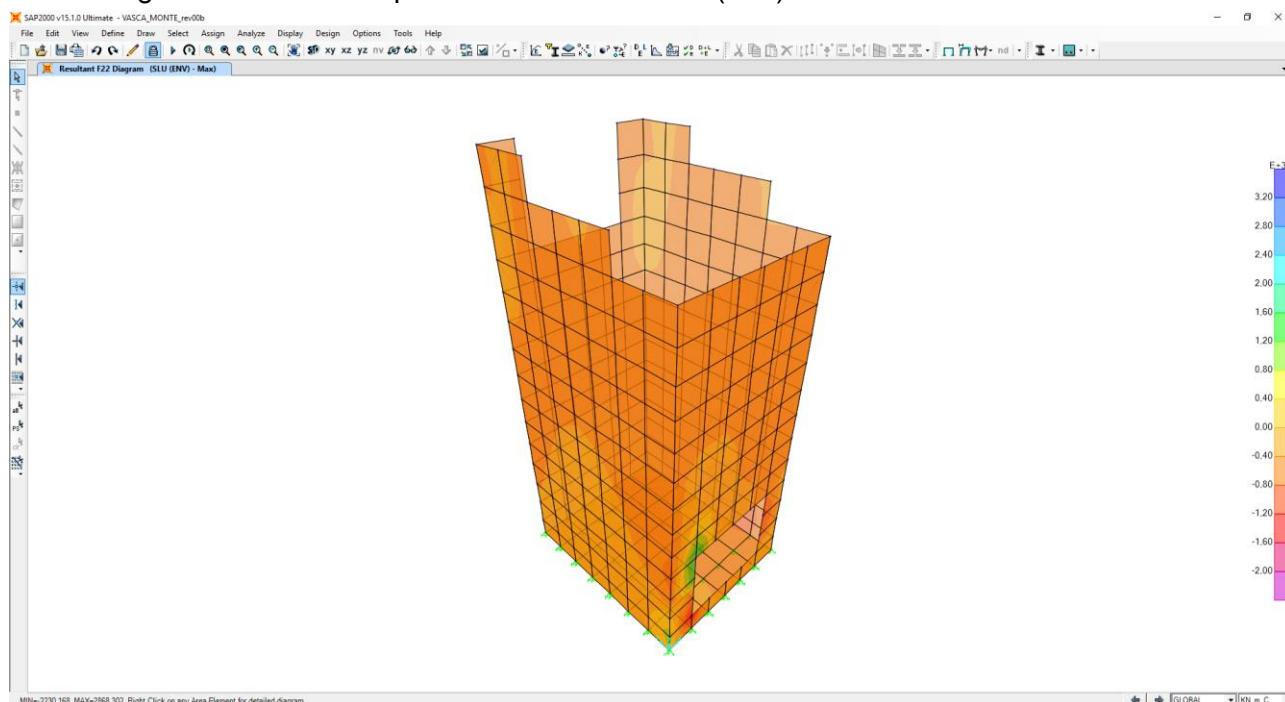


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

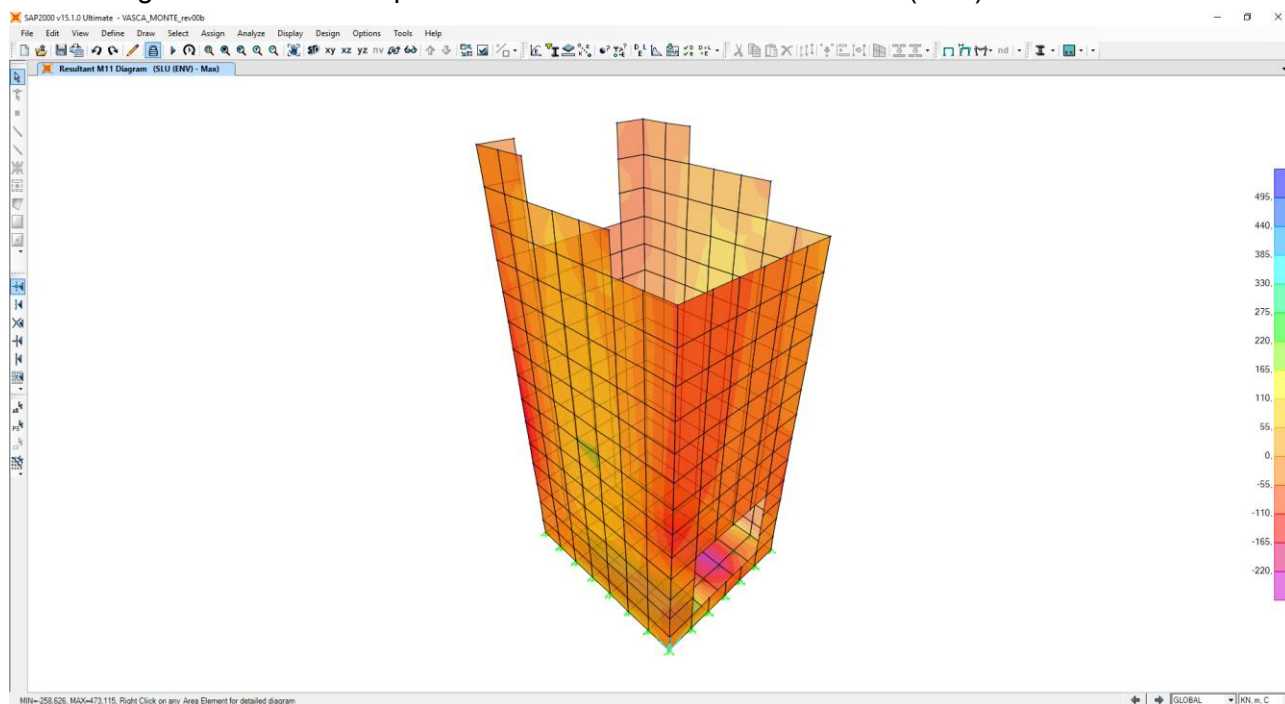


### 11.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MAX

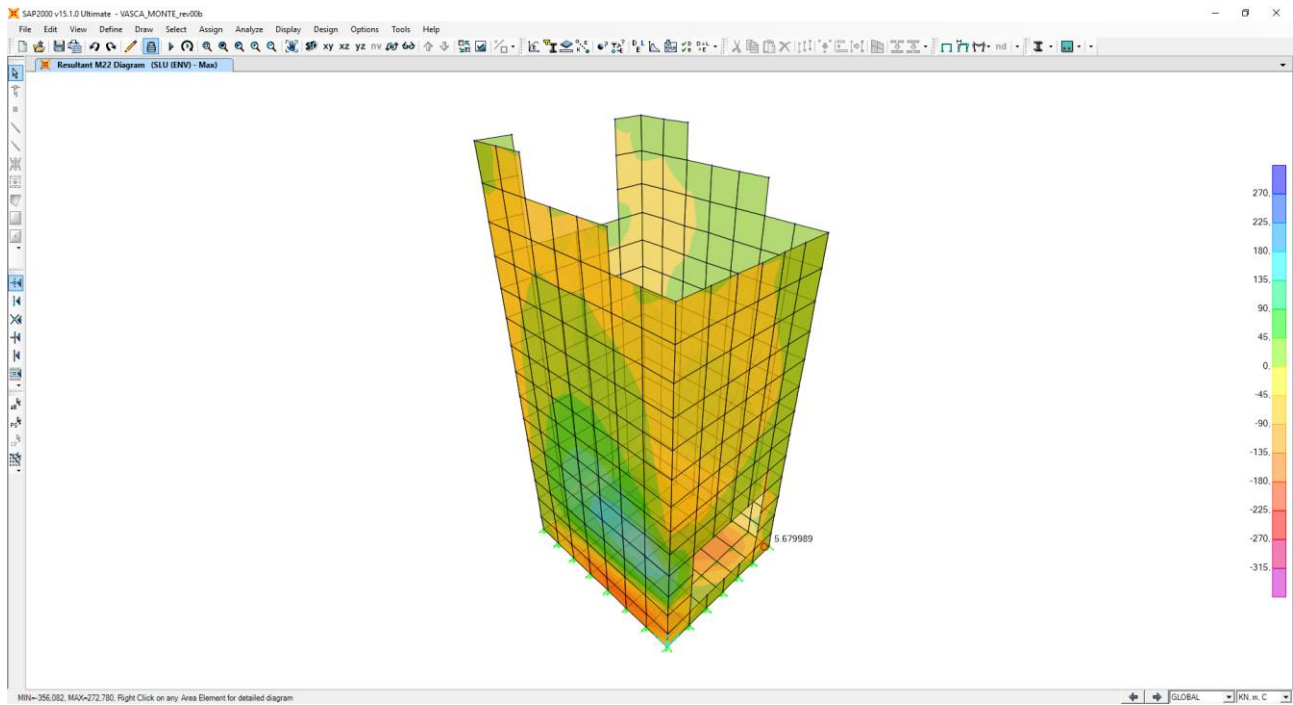
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



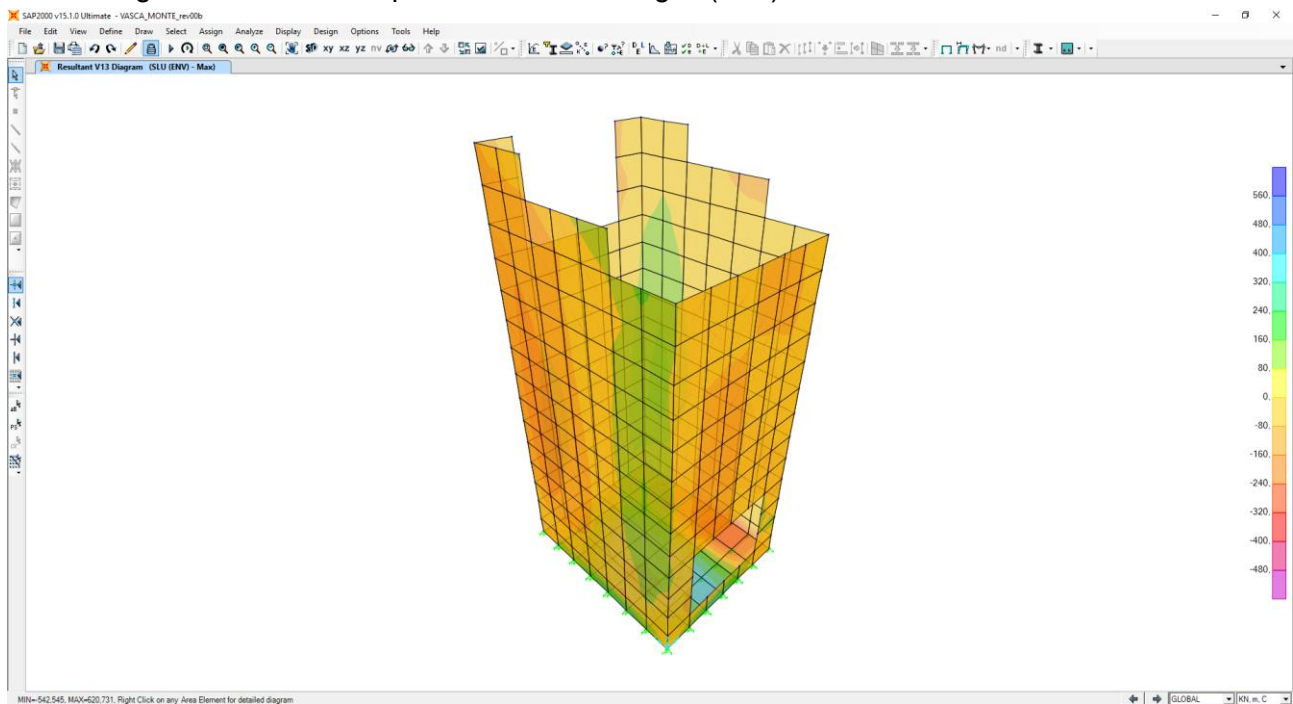
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



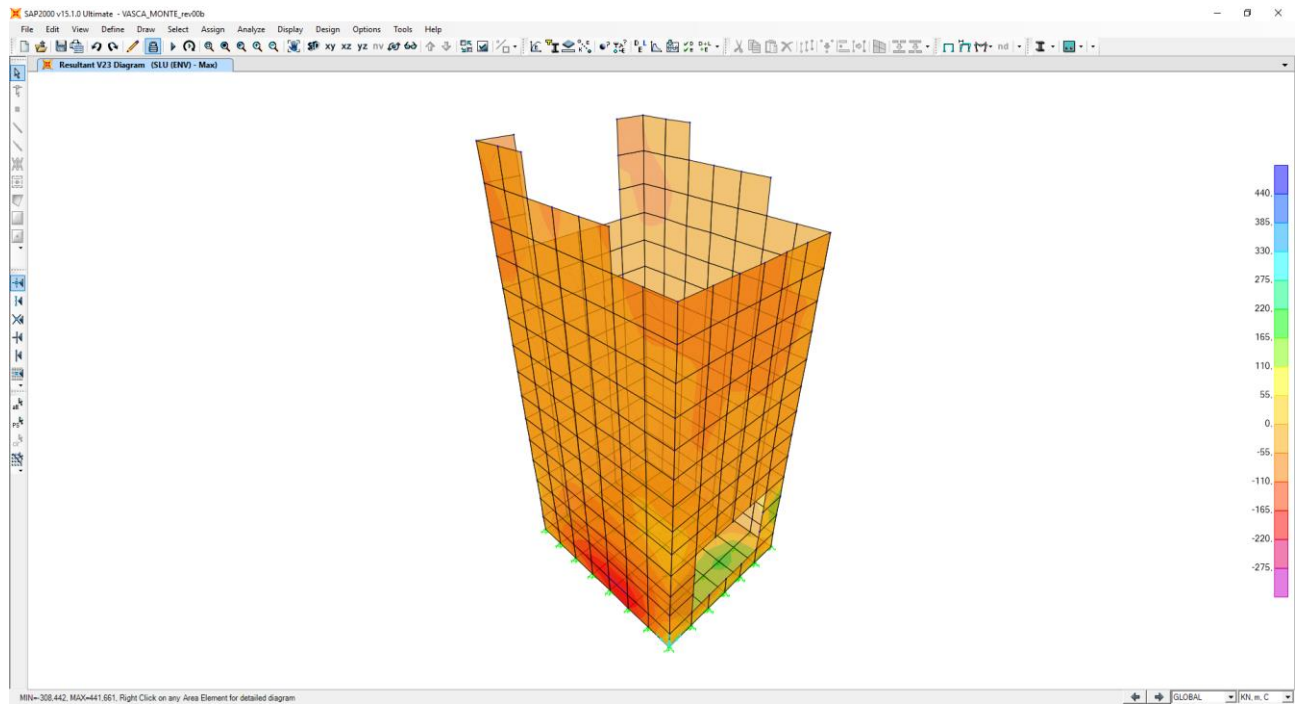
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

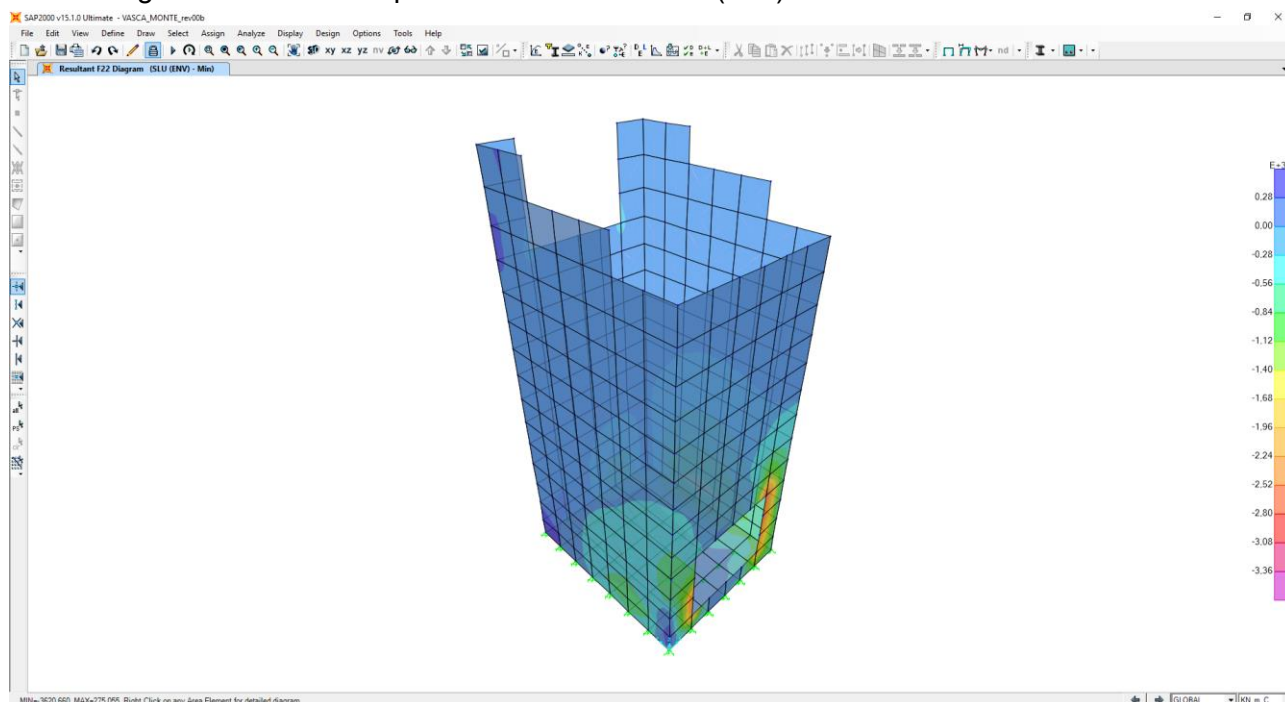


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

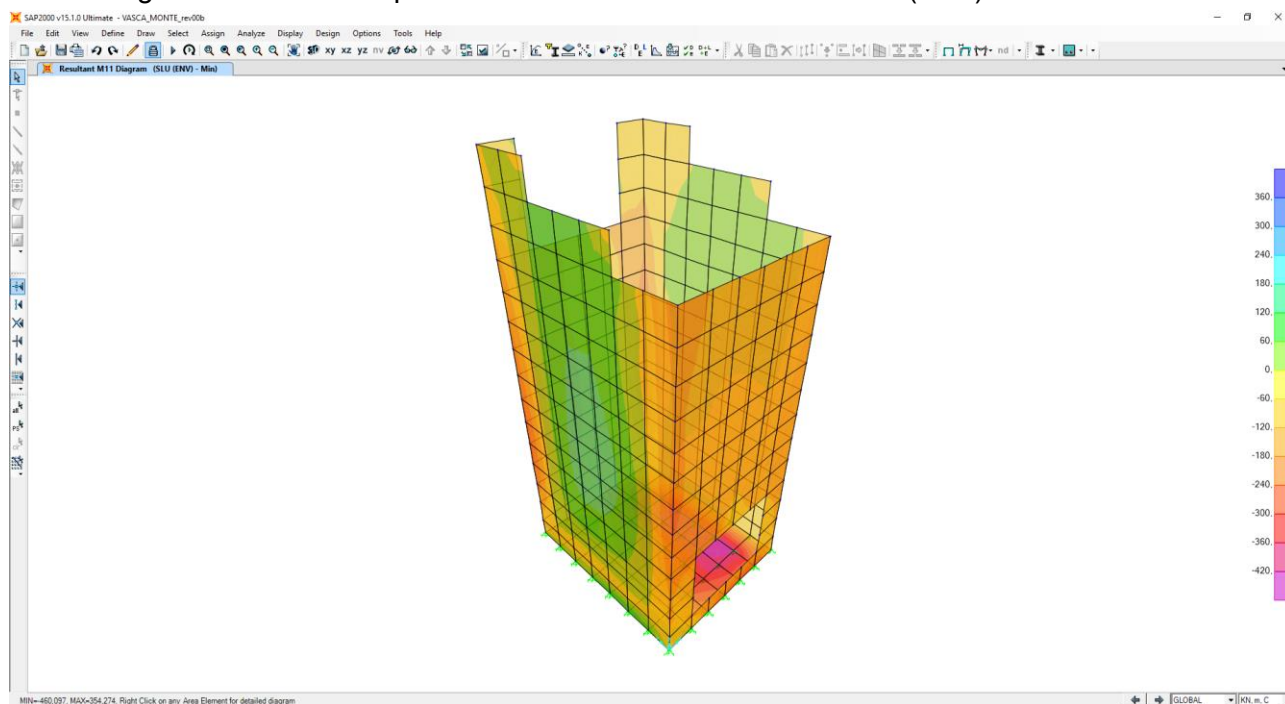


## 11.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MIN

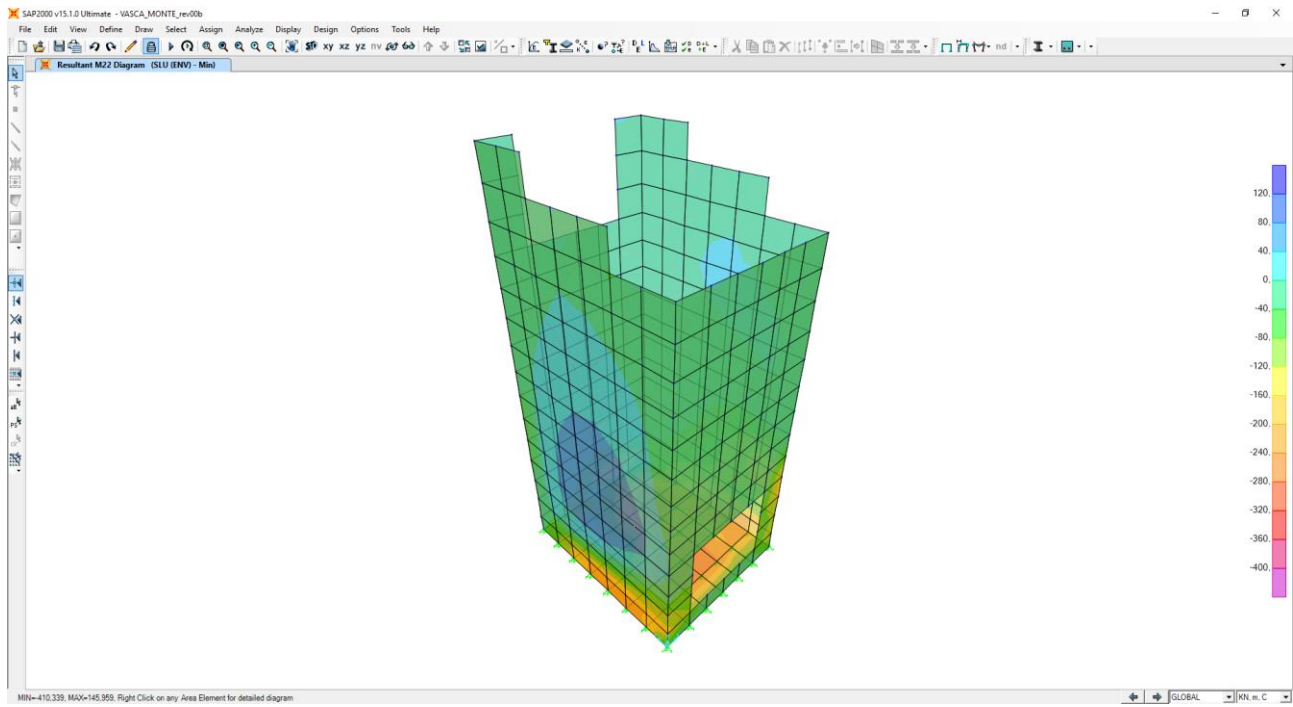
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



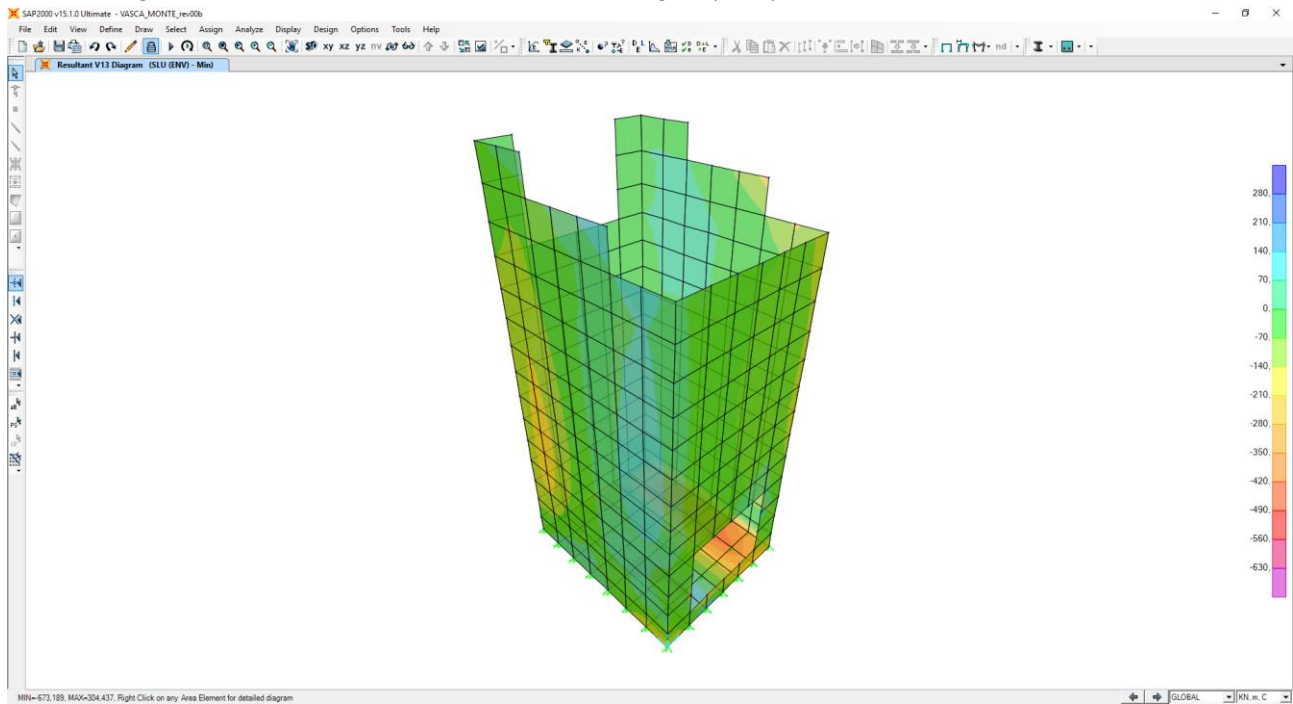
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



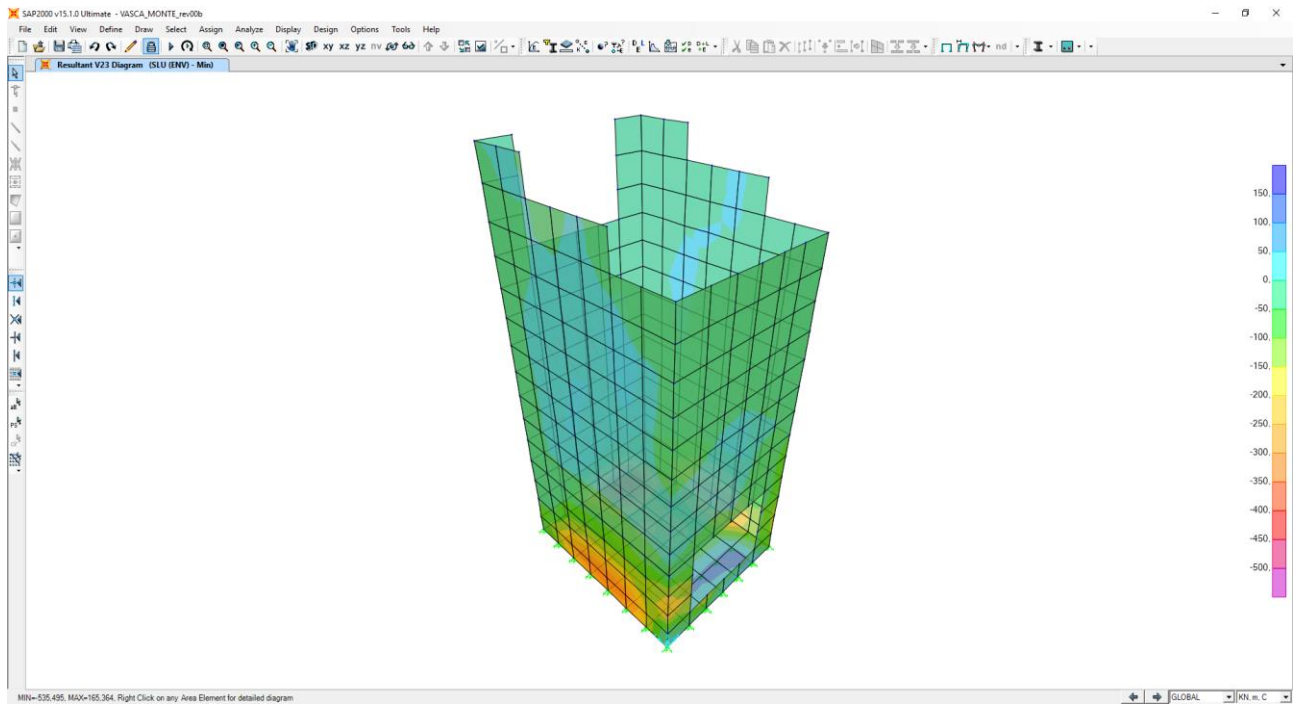
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)



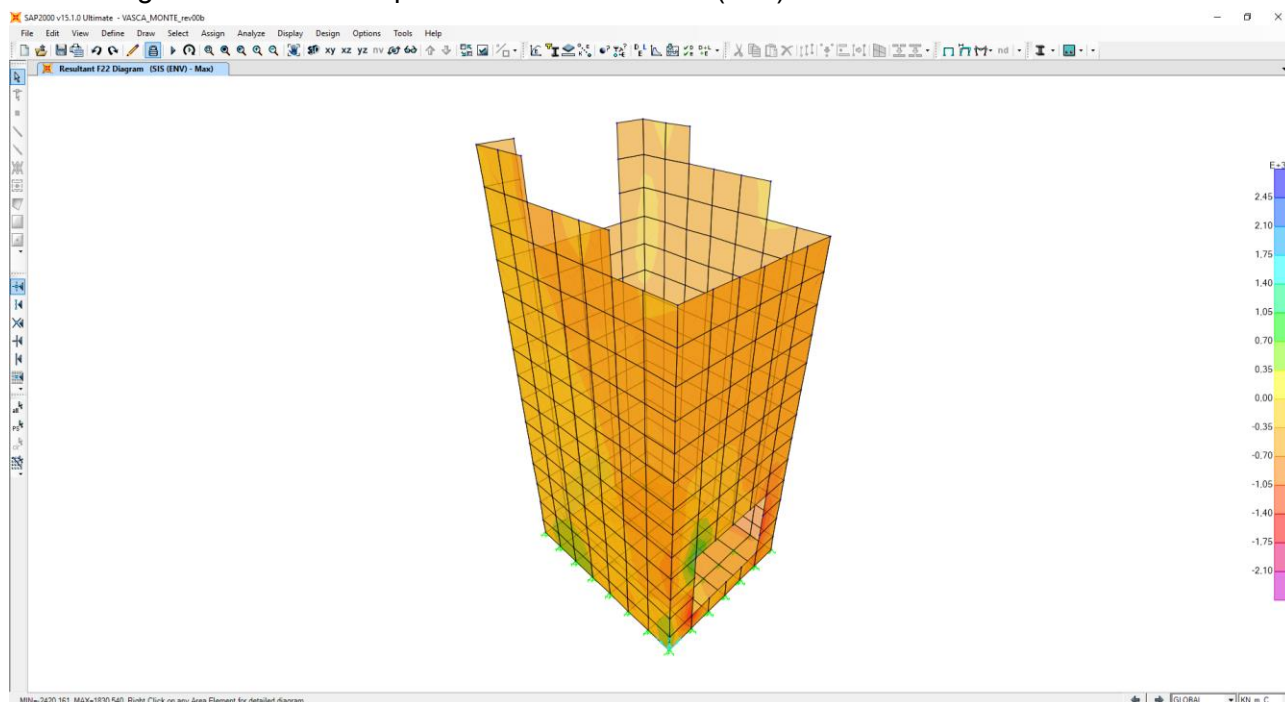
Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)



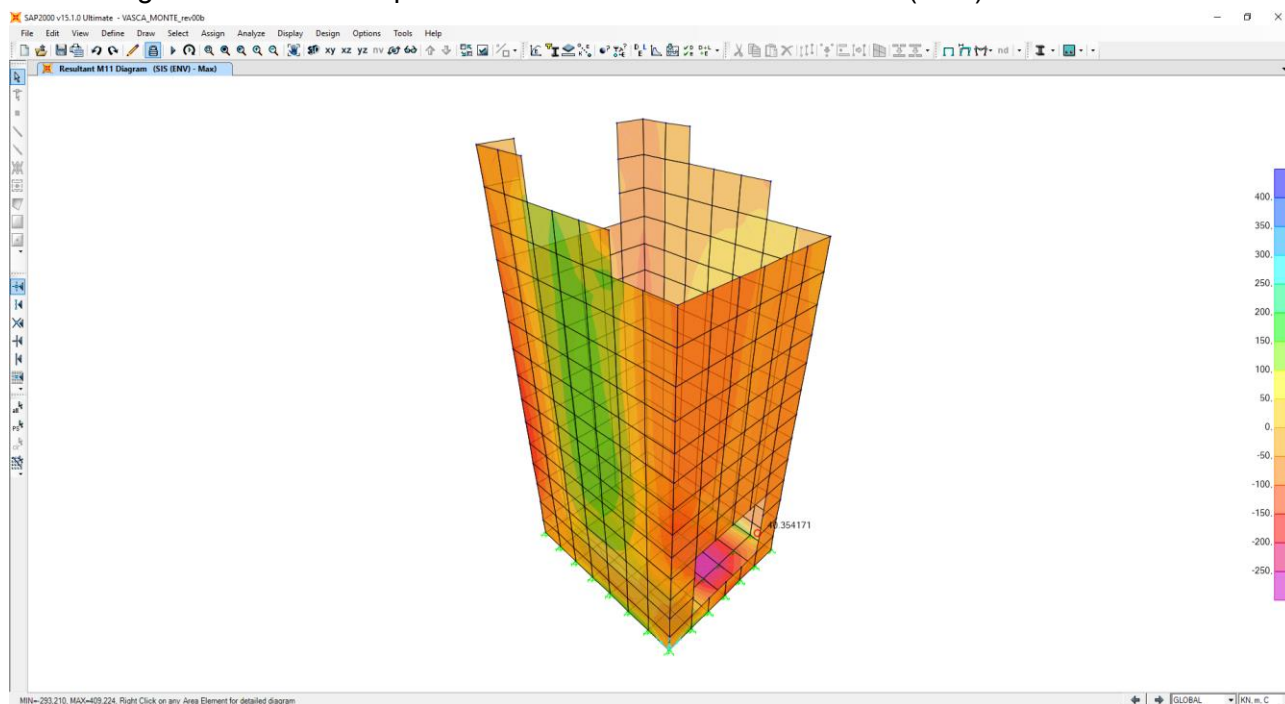


### 11.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MAX

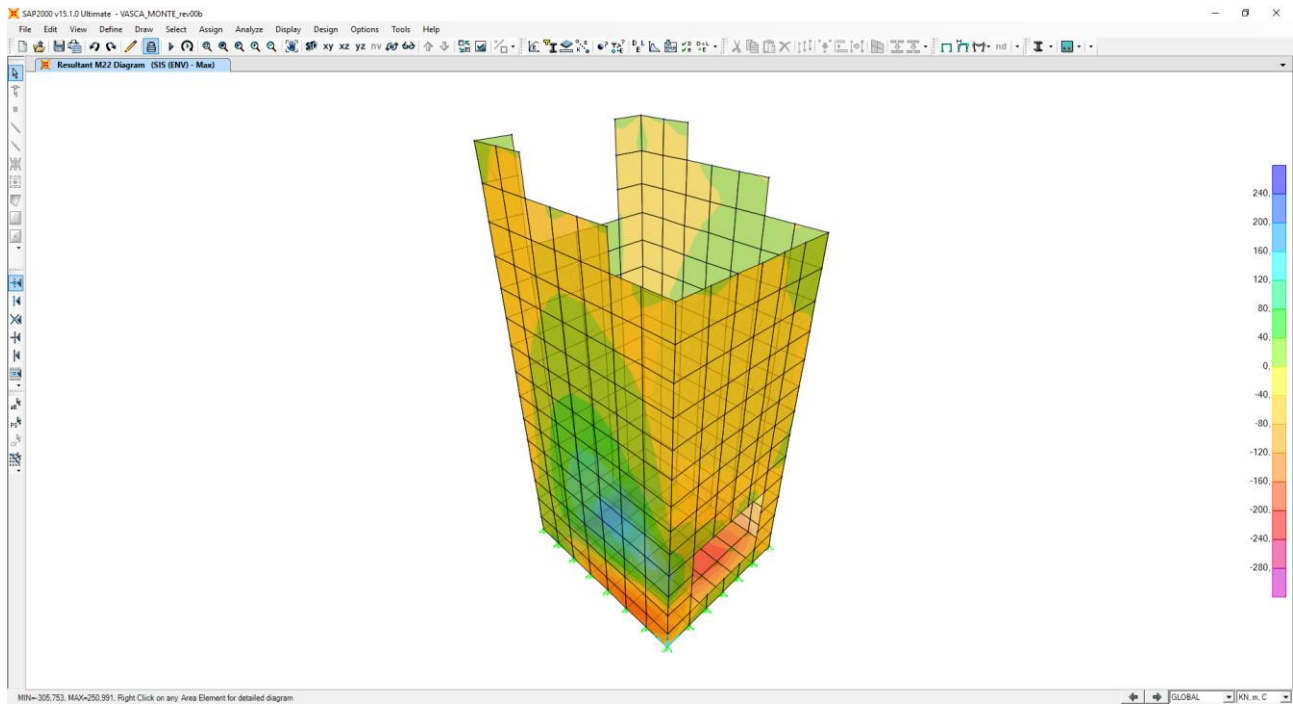
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



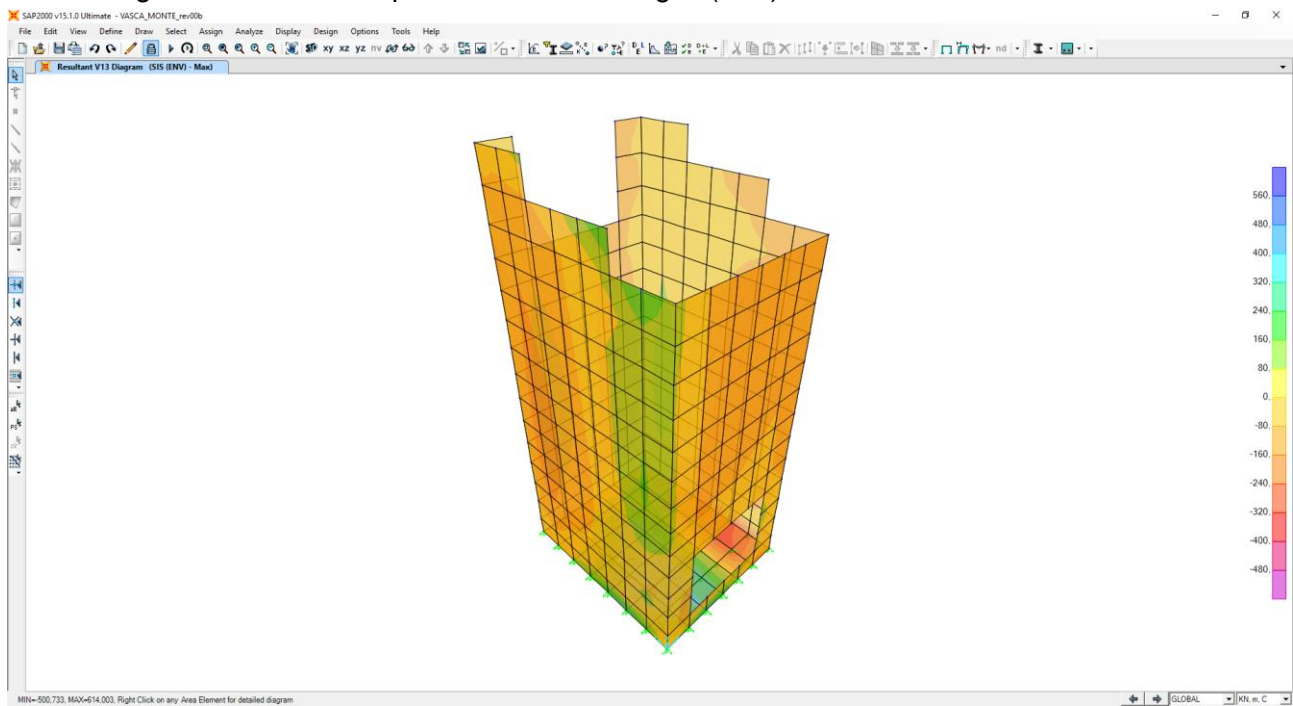
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



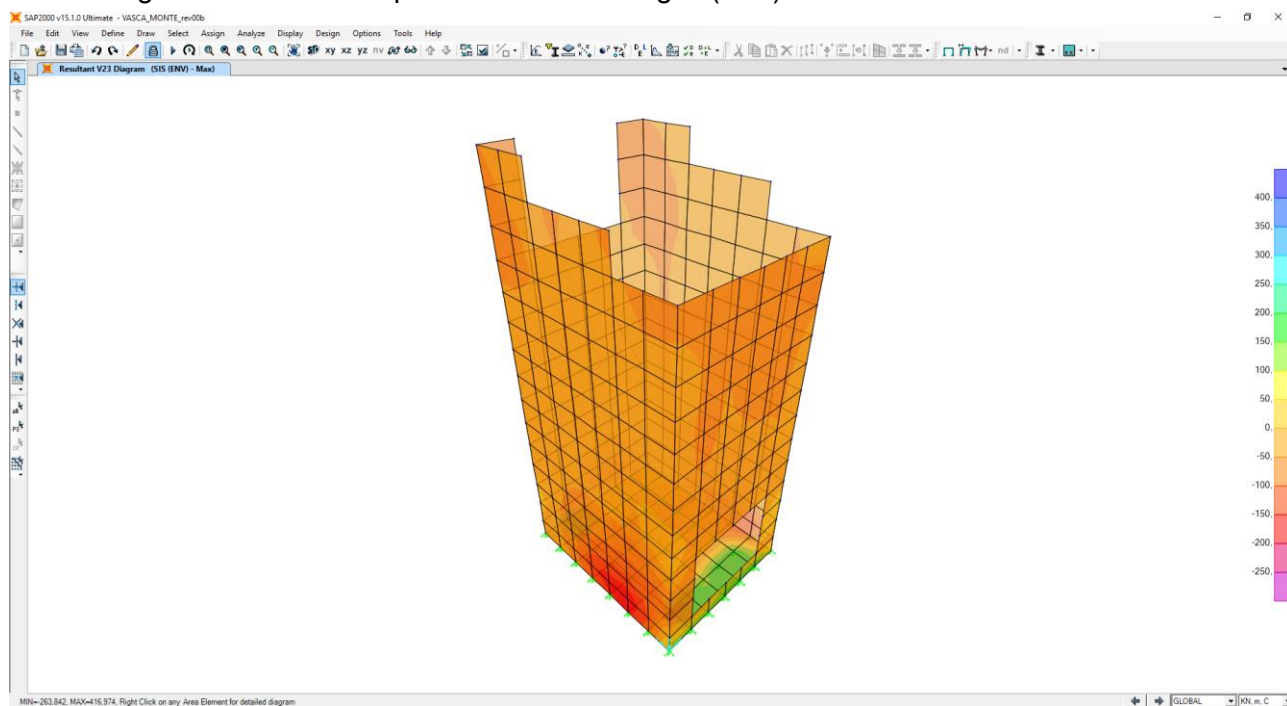
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)

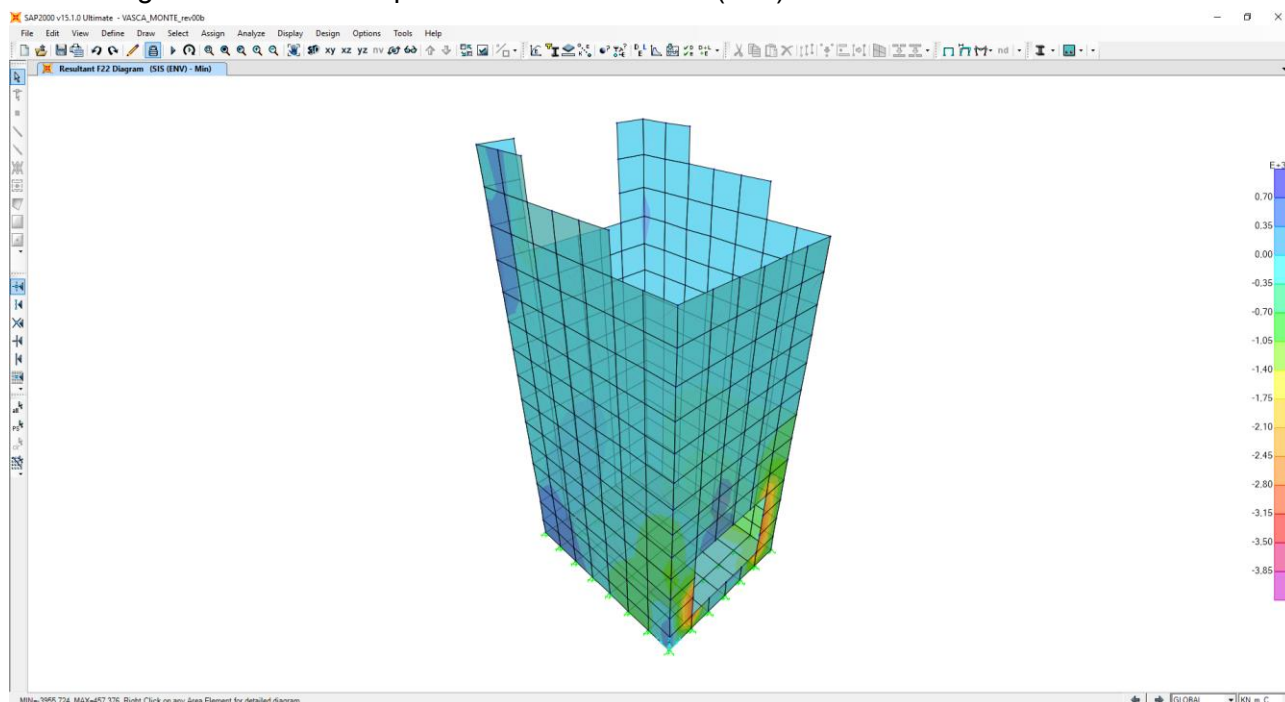


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

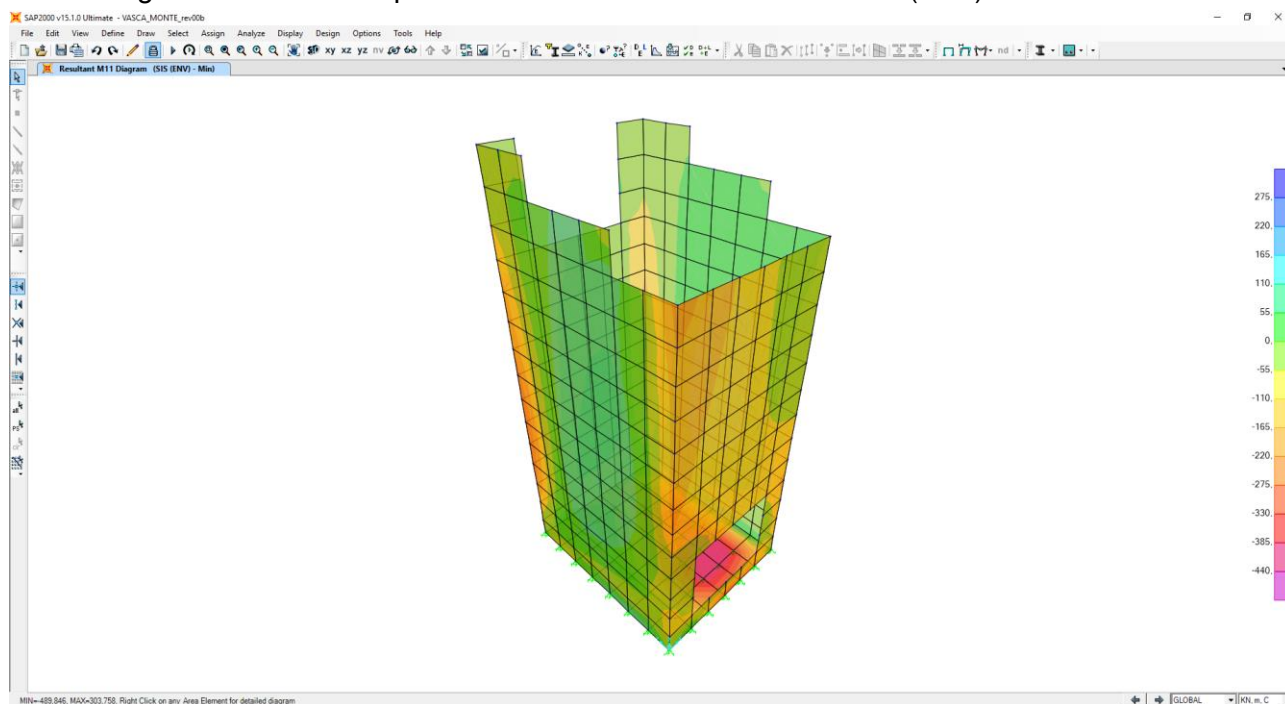


## 11.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MIN

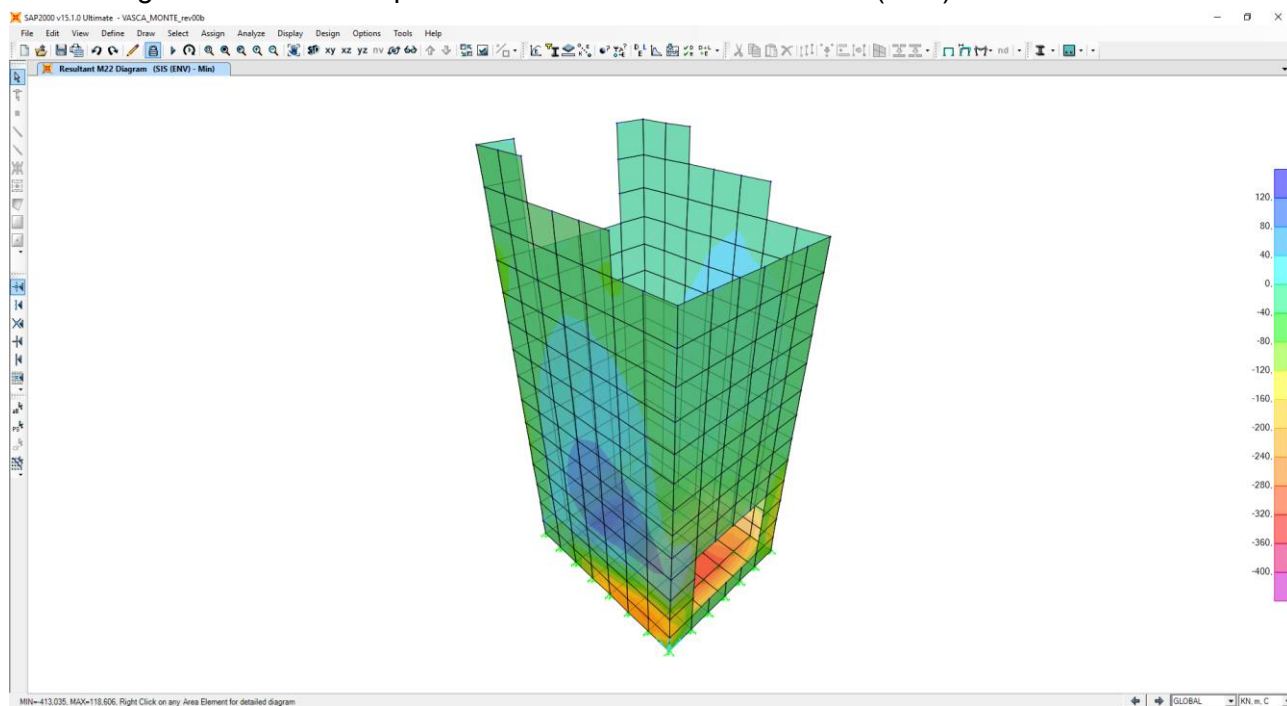
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



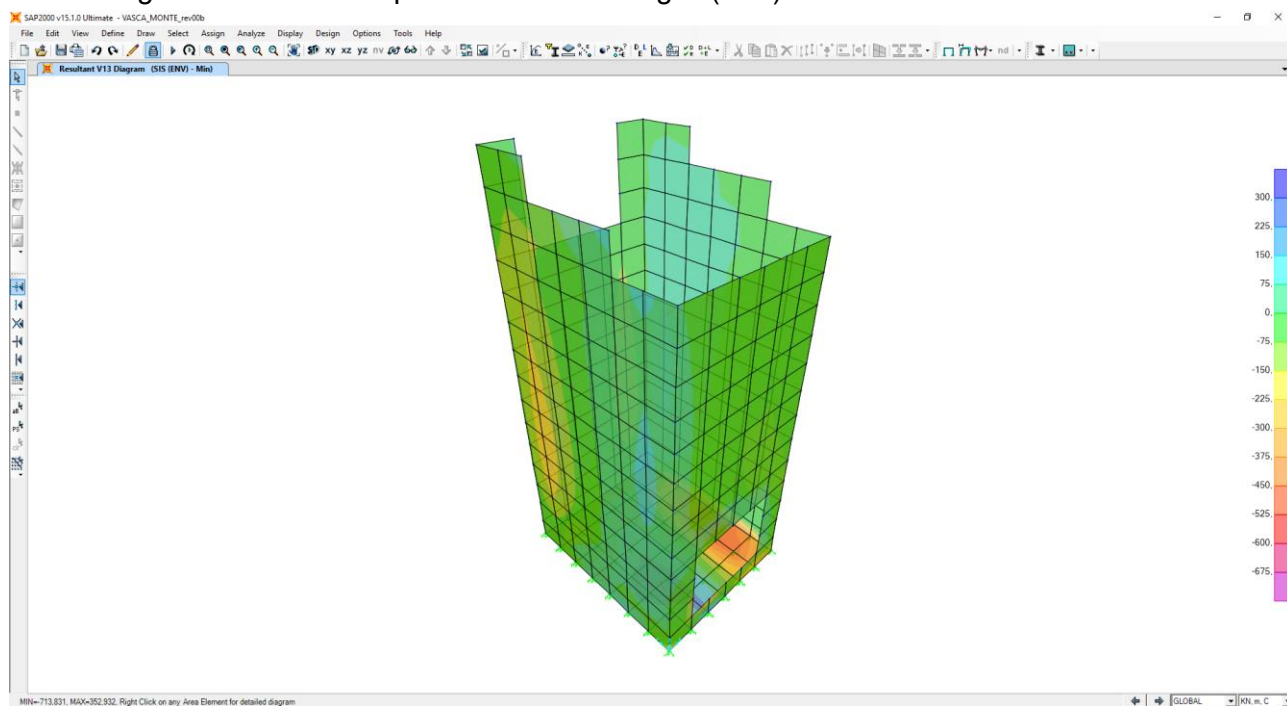
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



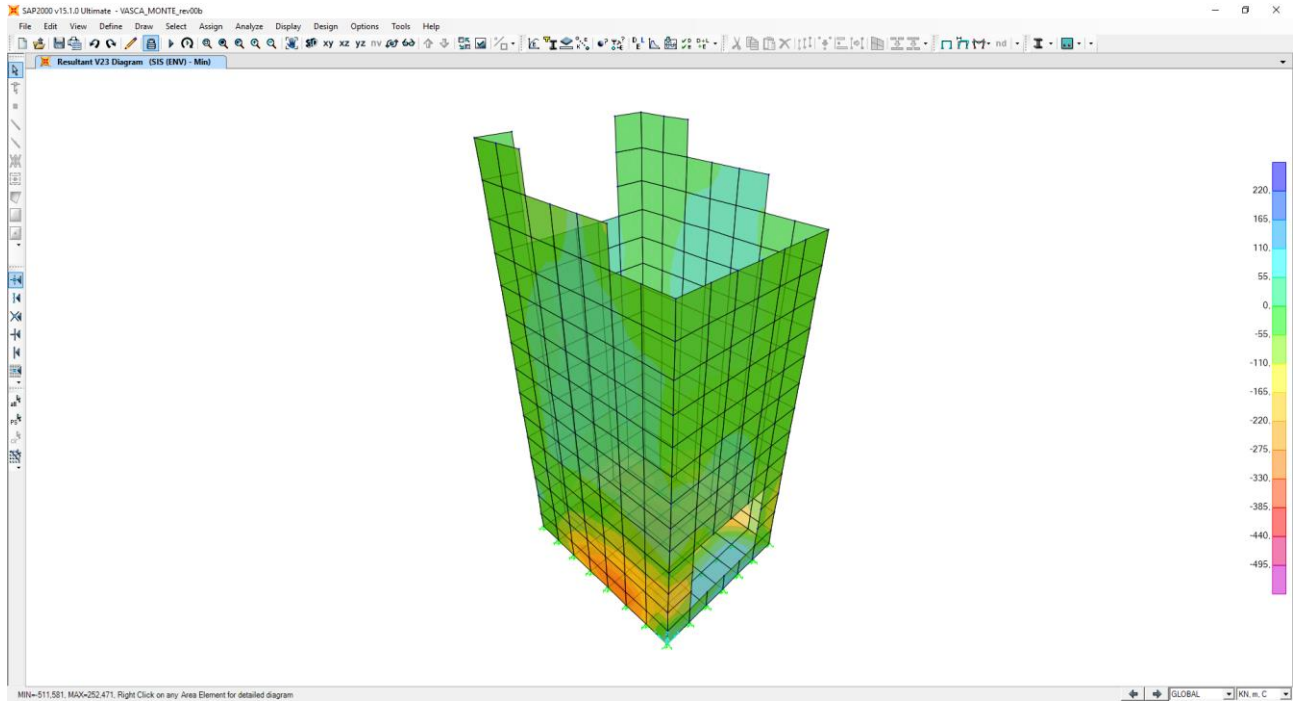
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)



Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)



## 12 VERIFICHE STRUTTURALI

### 12.1 VERIFICHE DEI SETTI

Poiché i ritzi sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

#### 12.1.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- $N_{max}$
- $N_{min}$
- $M_{max}$
- $M_{min}$
- $V_{max}$

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	$N_{max}$	31	QP.4	-2112,01	-14,42	-14,41	35,97	14,24
	$N_{min}$	28	QP.2	1502,26	-13,33	24,09	24,96	-18,28
	$M_{11,max}$	897	QP.1	-171,85	97,39	45,11	30,84	6,54
	$M_{11,min}$	894	QP.1	-112,22	-123,75	-27,50	-148,56	21,89
	$M_{22,max}$	881	QP.4	-615,89	23,30	158,34	-14,39	-92,60
	$M_{22,min}$	862	QP.2	21,83	-71,35	-280,55	-40,02	-259,90
	$V_{max}$	874	QP.4	-56,42	-29,10	-132,49	80,08	-318,81
SLE FREQUENTE	$N_{max}$	31	FR.6	-2524,23	-20,18	-17,18	53,71	16,15
	$N_{min}$	28	FR.2	1953,24	-13,28	32,53	23,45	-24,99
	$M_{11,max}$	945	FR.1	-26,21	120,74	-5,22	121,62	-13,76
	$M_{11,min}$	894	FR.1	-92,19	-145,41	-33,25	-171,72	27,01
	$M_{22,max}$	881	FR.6	-693,95	24,71	190,16	-16,94	-103,66
	$M_{22,min}$	862	FR.2	138,81	-79,17	-297,25	-49,18	-282,82
	$V_{max}$	874	FR.6	-42,68	-37,05	-146,27	96,65	-375,00
SLE CARATTERISTICA	$N_{max}$	31	CAR.6	-2659,80	-22,47	-19,30	60,39	17,82
	$N_{min}$	28	CAR.2	2103,57	-13,27	35,34	22,94	-27,22
	$M_{11,max}$	945	CAR.1	-28,58	133,52	-6,65	134,72	-14,31
	$M_{11,min}$	894	CAR.1	-85,51	-152,63	-35,17	-179,44	28,71
	$M_{22,max}$	881	CAR.6	-720,32	23,76	199,96	-15,57	-105,28
	$M_{22,min}$	862	CAR.2	177,81	-81,78	-302,82	-52,23	-290,46
	$V_{max}$	874	CAR.6	-45,70	-41,58	-149,65	105,41	-393,04
GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	$N_{max}$	31	STR.6	-3620,66	-30,53	-26,47	81,12	24,46
	$N_{min}$	28	STR.2	2868,30	-17,89	47,49	32,09	-36,44
	$M_{11,max}$	945	STR.1	-39,09	182,92	-9,26	184,59	-19,47
	$M_{11,min}$	894	STR.1	-113,98	-207,59	-47,93	-243,90	39,28
	$M_{22,max}$	881	STR.6	-977,70	33,84	272,78	-22,85	-144,42
	$M_{22,min}$	862	STR.2	246,92	-110,84	-410,34	-70,52	-393,91
	$V_{max}$	874	STR.6	-57,07	-55,62	-204,04	142,00	-535,49
SLU - SISMA	$N_{max}$	26	SISMA-10	-3955,72	-51,95	-75,46	1,41	-54,17
	$N_{min}$	28	SISMA-7	1830,30	-18,84	19,80	41,17	-32,16
	$M_{11,max}$	945	SISMA-2	-73,53	247,39	-32,63	289,07	-8,96
	$M_{11,min}$	901	SISMA-1	25,28	-227,59	-48,99	-262,06	-23,25
	$M_{22,max}$	881	SISMA-8	-908,72	28,67	221,07	2,41	-152,65
	$M_{22,min}$	862	SISMA-4	-772,68	-122,25	-413,04	135,32	-354,18
	$V_{max}$	874	SISMA-8	-180,82	-82,49	-240,97	167,68	-511,58

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

### 12.1.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 80.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/10 esterni
- Ø20/10 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

L'armatura a taglio prevista è formata da spille di legatura Ø10/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 5 mm.

### 12.1.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -280,55$  kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,29 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 134,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



### 12.1.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -297,25 \text{ kNm}$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31.42	7
			2	31.42	73

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -297,25 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -3.49 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 142.6 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

ε<sub>s</sub> 0.7129 ‰  
 d 73 cm  
 x 19.61 x/d 0.2686  
 δ 0.7757

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,49 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 142,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 12.1.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -302,82 \text{ kNm}$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31,42	7
			2	31,42	73

Tipo Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: -302,82 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

Materiali	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6
		$\tau_{c1}$ 1,829

$\sigma_c$  -3,556 N/mm²  
 $\sigma_s$  145,2 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Other results:  $\epsilon_s$  0,7262 ‰, d 73 cm, x/d 0,2686,  $\delta$  0,7757

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,56 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 145,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\varnothing$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	134,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	142,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	300,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### 12.1.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -410,34$  kN/m.

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31,42	7
			2	31,42	73

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -410,34 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
 B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> -845,1 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 28,04 ‰  
 d 73 cm  
 x 8,1 x/d 0,111  
 δ 0,7

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

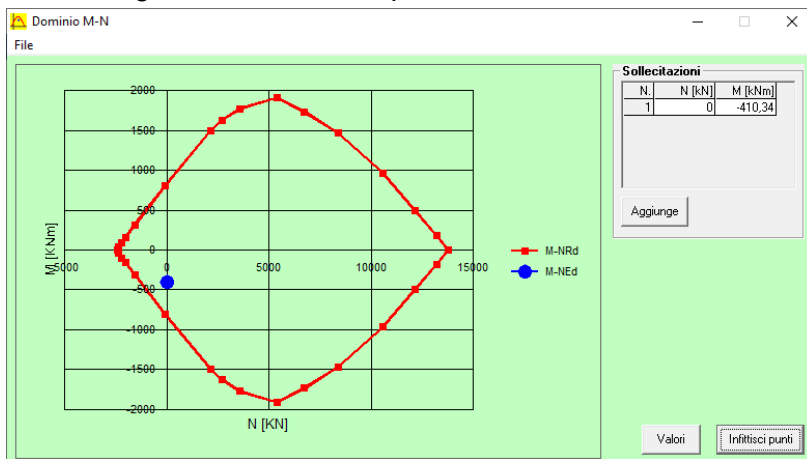
**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -845,10 \text{ kN/m} > M_{sd} = -410,34 \text{ kN/m}.$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.1**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -123,75 \text{ kN/m}$ .

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	9
			2	15,71	71

**Tipologia Sezione:**  
 Rettang.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> -123,75 kNm

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali:**

Proprietà	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	3,5
$E_s$	200.000 N/mm²	14,17
$E_s/E_c$	15	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,6
$\tau_{c1}$		1,829

$\sigma_c$  -2,197 N/mm²  
 $\sigma_s$  120,3 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,6016 ‰  
 d 71 cm  
 x 15,27 x/d 0,215  
 $\delta$  0,7088

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,20 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 120,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.1**.  
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.  
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -145,41$  kNm.

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	9
			2	15,71	71

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: -145,41 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14,17 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>/ε<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9,75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,6  
 τ<sub>c1</sub>: 1,829

σ<sub>c</sub>: -2,582 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 141,4 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0,7069 ‰  
 d: 71 cm  
 x: 15,27 x/d: 0,215  
 δ: 0,7088

**Verifica** N\* iterazioni: 5  Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:  
 $\sigma_c = 2,58 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 141,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$   
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.1**.  
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.  
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -152,63 \text{ kNm}$ .

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C25/30</b>
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14.17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6
	$\tau_{c1}$ 1.829

**Metodo di calcolo**

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

**Verifica**

N\* iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,71 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 148,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\varnothing$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	120,30	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	141,40	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	300,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**



### 12.1.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.1**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -207,59$  kN/m.

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	9
			2	15,71	71

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -207,59 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> -431,4 kNm  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 30,05 ‰  
 d 71 cm  
 x 7,407 x/d 0,1043  
 δ 0,7

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

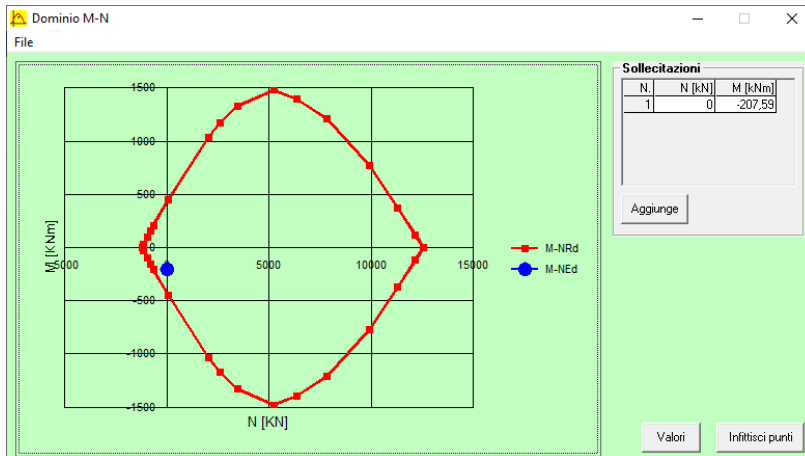
**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -431,40 \text{ kNm} > M_{Sd} = -207,59 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

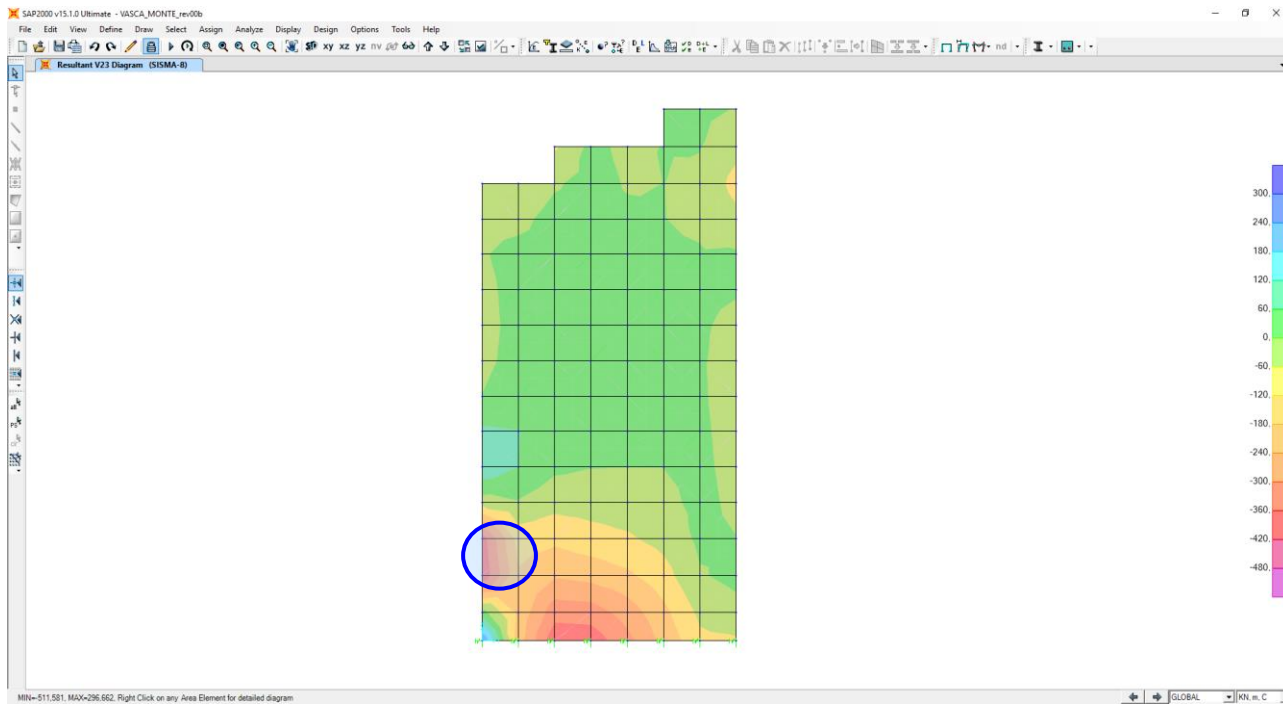
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.8**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 535,49\text{kN}$ .

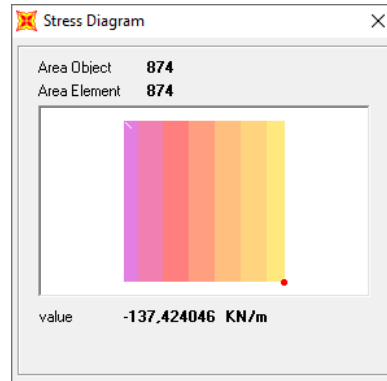
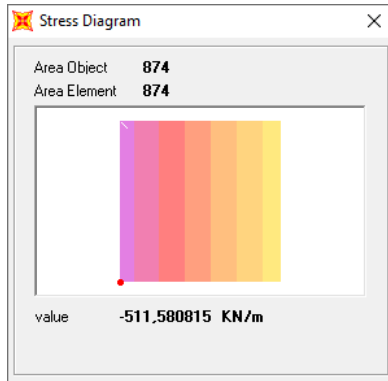
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore dell'azione tagliante è influenzato dalla presenza di punte di tensione legati all'interazione tra gli elementi "shell" presenti nel modello.

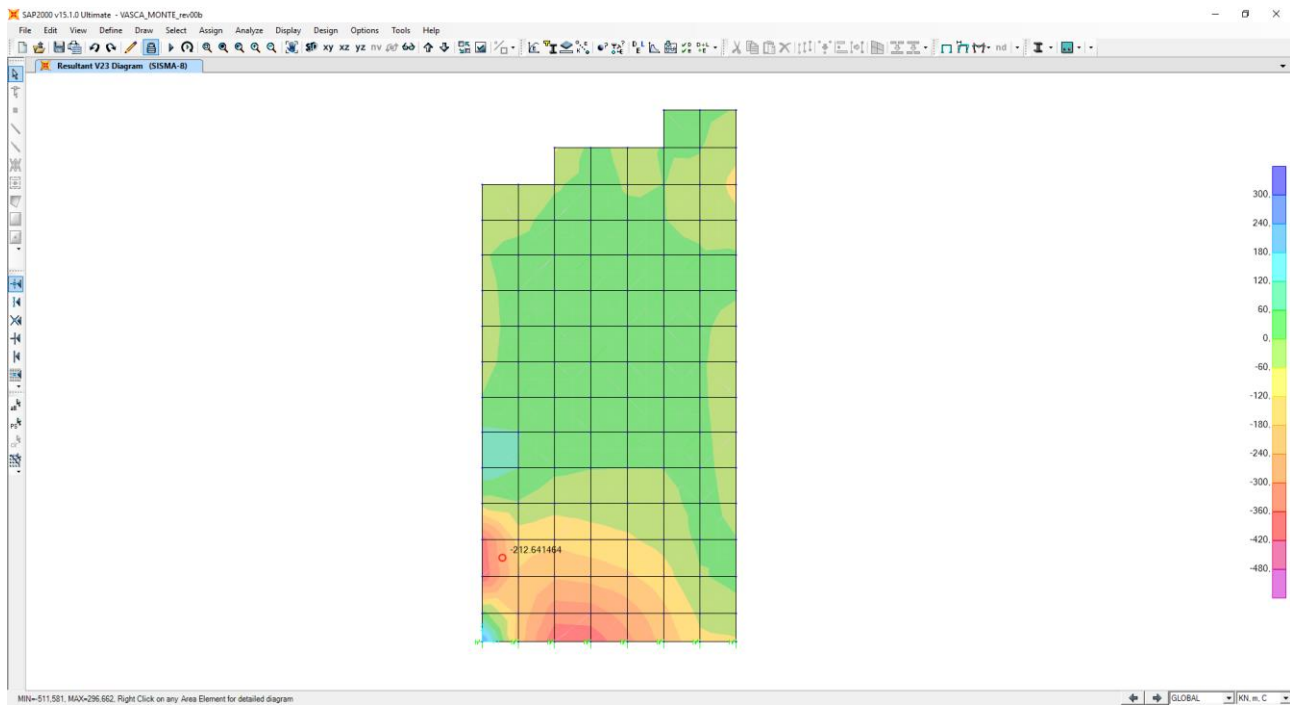
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione SISMA.8, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



Nelle immagini successive, si può notare la variazione rapida di tensione all'interno dell'elemento "shell", per cui tali valori non si considerano rappresentativi del reale comportamento dell'elemento.



Per la successiva verifica si andrà a considerare un valore rappresentativo della vera distribuzione della sollecitazione.



L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{sd} = -212,64\text{kN}$ .

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO**

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE**

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	80,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	75,00	[cm]

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

**AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO**

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	212,64	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

**ARMATURA TRASVERSALE**

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trav}$	10,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	0,79	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	9,88	[cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO**

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 - Capitolo 4.1.2.3.5.2

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	260,83	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	2381,06	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	260,83	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,23	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.**

## 12.2 VERIFICHE ZATTERA DI FONDAZIONE

Poiché i ritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

### 12.2.1 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti maggiormente gravose per le differenti combinazioni di carico considerate.

Sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni sollecitanti:

- $N_{max}$
- $N_{min}$
- $M_{max}$
- $M_{min}$
- $V_{max}$

GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11Sd}$ [kNm]	$M_{22Sd}$ [kNm]	$V_{13Sd}$ [kN]	$V_{23Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	$N_{max}$	1193	QP.2	-435,26	113,17	-9,80	-422,04	-2,60
	$N_{min}$	1158	QP.4	264,91	256,63	56,78	115,79	16,37
	$M_{11,max}$	1158	QP.2	235,91	279,64	65,88	119,10	15,79
	$M_{11,min}$	1185	QP.4	-130,07	-291,43	-125,52	-32,98	29,19
	$M_{22,max}$	1189	QP.2	-107,40	7,85	165,91	92,21	-333,83
	$M_{22,min}$	1170	QP.3	-91,22	-213,18	-152,62	50,72	33,95
	$V_{max}$	1194	QP.2	-208,01	-254,52	-115,34	-425,80	0,56
SLE FREQUENTE	$N_{max}$	1193	FR.2	-524,87	109,26	-16,80	-473,02	-2,60
	$N_{min}$	1158	FR.6	336,77	272,47	63,13	73,16	20,75
	$M_{11,max}$	1162	FR.2	173,09	328,93	75,04	224,89	68,07
	$M_{11,min}$	1185	FR.6	-153,28	-325,98	-133,23	-9,86	35,24
	$M_{22,max}$	1189	FR.2	-120,42	6,77	179,38	107,30	-376,58
	$M_{22,min}$	1170	FR.5	-104,38	-228,85	-169,96	54,58	28,21
$V_{max}$	1194	FR.2	-245,42	-304,30	-132,35	-478,66	1,89	
SLE CARATTERISTICA	$N_{max}$	1193	CAR.2	-554,74	107,95	-19,13	-490,01	-2,59
	$N_{min}$	1158	CAR.6	354,26	279,66	65,68	59,39	22,07
	$M_{11,max}$	1162	CAR.2	184,86	347,61	76,50	228,68	62,71
	$M_{11,min}$	1193	CAR.6	-267,07	-337,77	-125,73	-476,37	5,40
	$M_{22,max}$	1189	CAR.2	-124,76	6,41	183,87	112,33	-390,83
	$M_{22,min}$	1170	CAR.5	-112,98	-233,30	-175,49	55,97	26,13
	$V_{max}$	1194	CAR.2	-257,89	-320,90	-138,02	-496,28	2,34
GRUPPO DI COMBINAZIONE	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11Sd}$ [kNm]	$M_{22Sd}$ [kNm]	$V_{13Sd}$ [kN]	$V_{23Sd}$ [kN]
SLU - STR	$N_{max}$	1193	STR.2	-754,54	145,49	-26,10	-664,76	-3,79
	$N_{min}$	1158	STR.6	486,41	377,71	89,08	29,87	209,32
	$M_{11,max}$	1162	STR.2	253,13	473,11	103,26	310,72	84,24
	$M_{11,min}$	1193	STR.6	-361,09	-460,10	-170,97	-646,28	7,14
	$M_{22,max}$	1189	STR.2	-169,12	8,72	248,94	152,63	-529,23
	$M_{22,min}$	1170	STR.5	-150,95	-317,13	-239,00	75,93	34,64
	$V_{max}$	1194	STR.2	-350,33	-436,38	-187,17	-673,19	3,03
SLU - SISMA	$N_{max}$	1193	SISMA-2	-622,55	220,53	-13,57	-634,08	-41,06
	$N_{min}$	1159	SISMA-7	391,41	152,50	93,62	-151,84	-5,47
	$M_{11,max}$	1156	SISMA-4	-200,76	409,22	45,63	546,75	-132,77
	$M_{11,min}$	1169	SISMA-10	-161,17	-489,85	-75,15	465,24	247,86
	$M_{22,max}$	1175	SISMA-3	-233,32	74,64	250,99	34,95	190,85
	$M_{22,min}$	1170	SISMA-10	-194,27	-366,82	-307,28	170,34	0,44
	$V_{max}$	1191	SISMA-2	-415,53	236,66	-6,45	-713,83	-58,58

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

### 12.2.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 80.

L'armatura trasversale (armatura di forza) è prevista come segue:

- Ø20/10 superiori
- Ø20/10 inferiori

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø20/10 superiori
- Ø20/10 inferiori

Per l'armatura a taglio verranno disposti dei cavallotti Ø24/60x40.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

### 12.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 165,91 \text{ kNm}$ .

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,93 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 78,74 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.2**.  
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = 179,38 kNm**.

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31,42	6
			2	31,42	72

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**Materiali**

Proprietà	B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> (%)	67,5	2
f <sub>yd</sub> (N/mm²)	391,3	3,5
E <sub>s</sub> (N/mm²)	200.000	14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	0,8
ε <sub>syd</sub> (%)	1,957	9,75
σ <sub>s,adm</sub> (N/mm²)	255	0,6
τ <sub>c1</sub>		1,829

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U., Metodo n

**Verifica** N\* iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,12 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 86,92 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 12.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 183,87 \text{ kNm}$ .

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31.42	6
			2	31.42	72

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 183.87 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14.17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

**Verifica**  
 σ<sub>c</sub>: -2.172 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 89.1 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.4455 ‰  
 d: 72 cm  
 x: 19.28 x/d: 0.2678  
 δ: 0.7747

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,17 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 89,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



### 12.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA VERTICALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\varnothing$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>78,74</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	<b>20</b>	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	<b>100,00</b>	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	200,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>86,92</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	300,00	[mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### 12.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA VERTICALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.3**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 250,99 \text{ kN/m}$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31,42	6
			2	31,42	72

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 250,99 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 836,2 kNm  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 31,04 ‰  
d 72 cm  
x 7,296 x/d 0,1013  
δ 0,7

**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

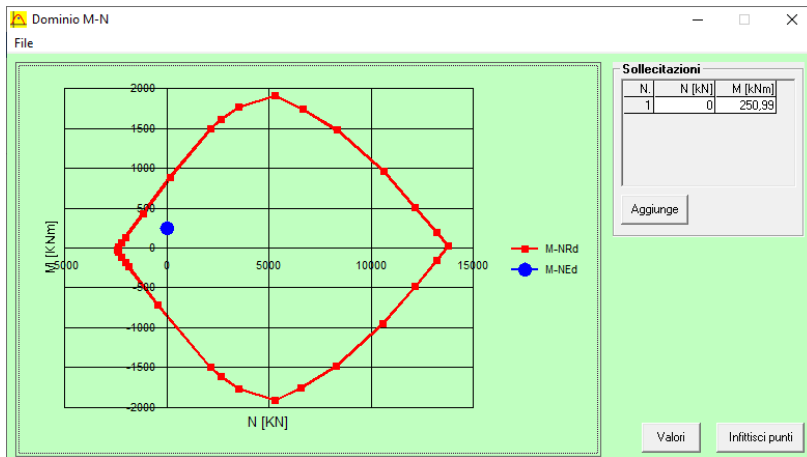
**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 836,20 \text{ kN/m} > M_{Sd} = 250,99 \text{ kN/m}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.2.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.4**.  
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.  
 Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -291,43 \text{ kNm}$ .

**Materiali**

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14.17 N/mm <sup>2</sup>
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6
	$\tau_{c1}$ 1.829

**Metodo di calcolo**

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

**Verifica**

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:  
 $\sigma_c = 3,44 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_s = 141,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$   
 La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 12.2.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.2**.  
 A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 328,93 \text{ kNm}$ .

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31.42	8
			2	31.42	74

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 328.93 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67.5‰ E<sub>c2</sub>: 2‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3.5‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14.17 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>/ε<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

**Verifica**  
 σ<sub>c</sub>: -3.836 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 156.1 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.7806‰  
 d: 74 cm  
 x: 19.93 x/d: 0.2693  
 δ: 0.7767

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,84 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 156,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 12.2.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 347,61 \text{ kNm}$ .

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31.42	8
			2	31.42	74

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 347.61 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67.5‰ E<sub>c2</sub>: 2‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3.5  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

σ<sub>c</sub>: -4.054 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 165 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.8249‰  
 d: 74 cm  
 x: 19.93 x/d: 0.2693  
 δ: 0.7767

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Verifica** N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,05 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 165,00 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.2.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\varnothing$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	<b>141,20</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		$\varnothing_{max}$	<b>20</b> [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		$s_{max}$	<b>100,00</b> [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:		$\varnothing_{max}$	25,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		$s_{max}$	200,00 [mm]

**VERIFICA POSITIVA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:		$\sigma_{s,max}$	<b>156,10</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:		$\varnothing_{max}$	20 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:		$s_{max}$	100,00 [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:		$\varnothing_{max}$	32,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		$s_{max}$	300,00 [mm]

**VERIFICA POSITIVA**

### 12.2.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA LONGITUDINALE

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.10**.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -489,85$  kN/m.

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31,42	8
			2	31,42	74

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -489,85 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ C<sub>c,adm</sub> 9,75  
 C<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> -836,2 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 31,04 ‰  
 d 72 cm  
 x 7,296 x/d 0,1013  
 δ 0,7

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

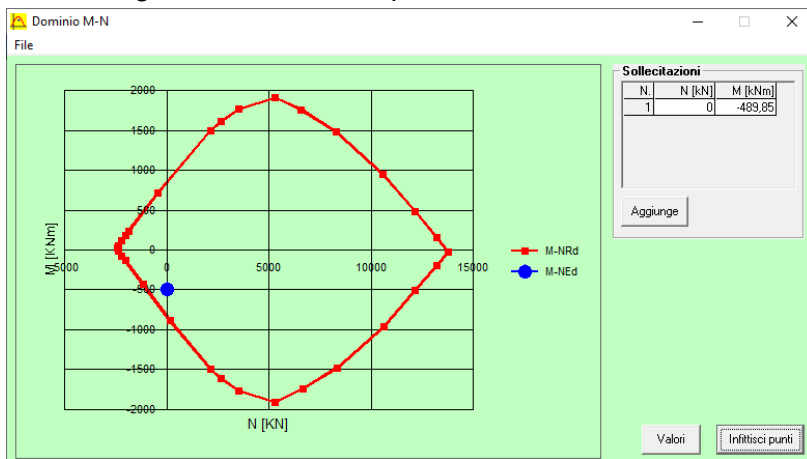
**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -836,20 \text{ kN/m} > M_{sd} = -489,85 \text{ N/m}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.2.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

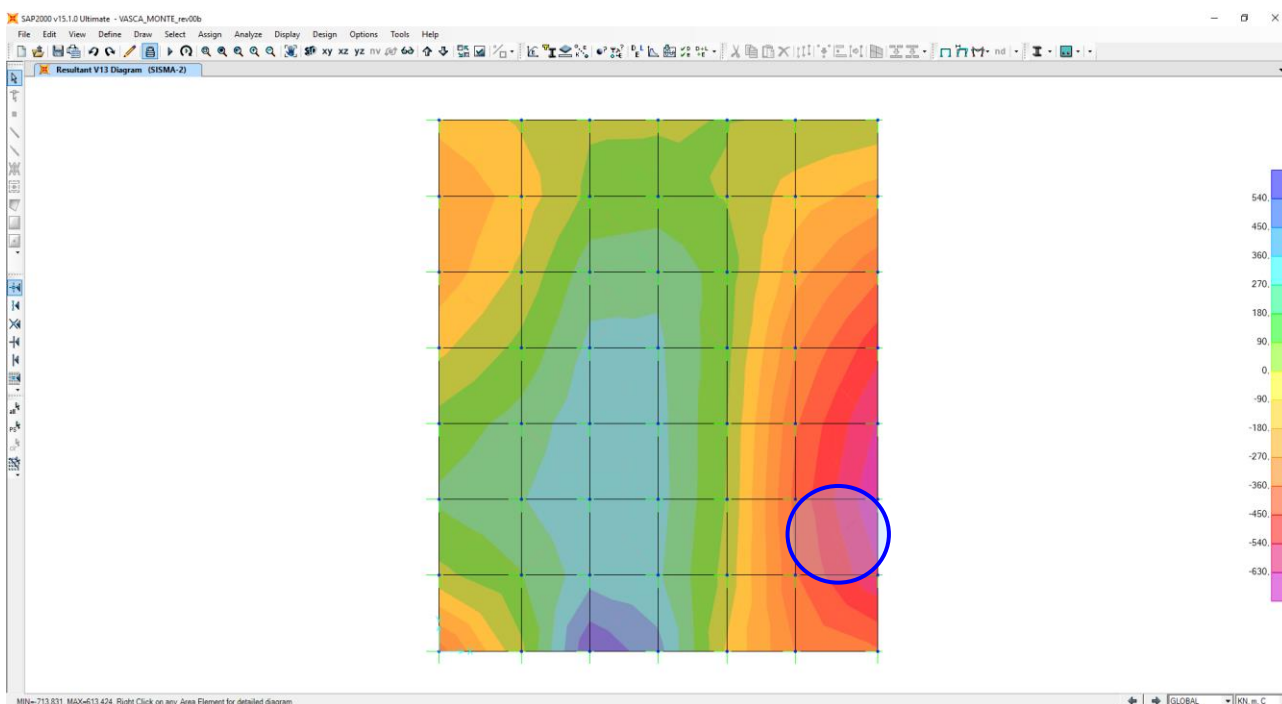
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SISMA.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 713,83\text{kN}$ .

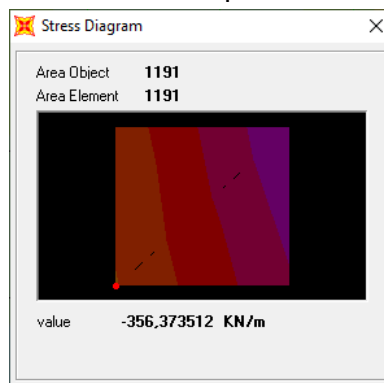
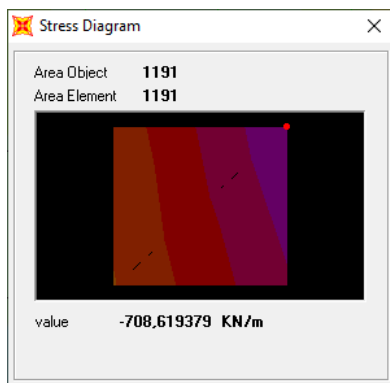
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore dell'azione tagliante è influenzato dalla presenza di punte di tensione legati all'interazione tra gli elementi "shell" presenti nel modello.

Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione STR.9, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.

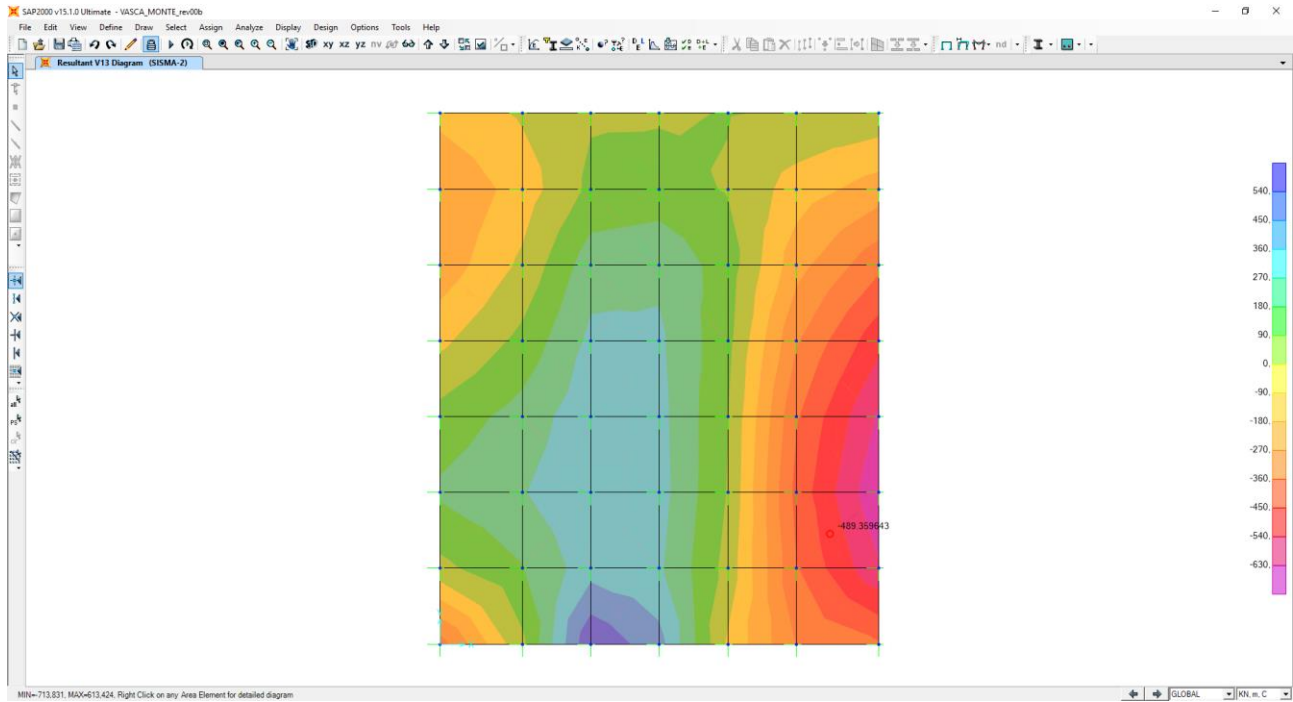


Nelle immagini successive, si può notare la variazione rapida di tensione all'interno dell'elemento "shell", per cui tali valori non si considerano rappresentativi del reale comportamento dell'elemento.





Per la successiva verifica si andrà a considerare un valore rappresentativo della vera distribuzione della sollecitazione.



L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{sd} = -489,36 \text{ kN}$ .

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO**  
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE**

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	80,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	75,00	[cm]

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R <sub>ck</sub>	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub>	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	f <sub>cd</sub>	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>tk</sub>	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	f <sub>yk</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	f <sub>yd</sub>	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

**AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO**

Azione tagliante di calcolo:	V <sub>S,d</sub>	489,36	[kN]
Azione normale di calcolo:	N <sub>S,d</sub>	0,00	[kN]

**ARMATURA TRASVERSALE**

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	60,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø <sub>trasv</sub>	24,00	[mm]
Area della singola barra:	A <sub>barra</sub>	4,52	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	A <sub>tot</sub>	18,83	[cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO**

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 - Capitolo 4.1.2.3.5.2

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b <sub>w</sub>	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f <sub>yd</sub>	7,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ <sub>cp</sub>	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub> :	α <sub>c</sub>	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V <sub>Rsd</sub>	497,45	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V <sub>Rcd</sub>	2381,06	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V <sub>R,d</sub>	497,45	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F <sub>s</sub> =V <sub>R,d</sub> /V <sub>S,d</sub>	1,02	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.**