

**LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO**

**VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO**

**1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C**

**PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p><b>Ing. Valerio Bajetti</b> Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p> <p><b>Ing. Renato Del Prete</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p><b>Arch. Nicoletta Frattini</b> Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p><b>Ing. Gabriele Incecchi</b> Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p><b>Ing. Renato Vaira</b> (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p><b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p><b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p><b>Ing. Gioacchino Angarano</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p>  <p>Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI</p>	<p>INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Fabrizio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gianluca CICIRIELLO</p>
---	--	---	---

<p><b>IC01.1</b></p>	<p><b>I - PROGETTO STRUTTURALE - MURI DI SOSTEGNO</b></p> <p><b>IC - TRATTA C - OPERA DI SOSTEGNO OS04</b></p> <p><b>RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO CONCIO TIPO 6</b></p>
----------------------	---

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p><b>LO203</b>      <b>E</b>      <b>2301</b></p>	<p>NOME FILE</p> <p>IC01.1-P00OS04STRRE02_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p><b>A</b></p>	<p>SCALA:</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p><b>P000S04STRRE02</b></p>			

C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2023	ING. IOLANDA SCHETTINO	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO 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 di fondazione .....	7
5.1.3	Calcestruzzo per le opere in elevazione e soletta superiore .....	7
5.2	Acciaio.....	8
5.2.1	Acciaio per armatura lenta .....	8
5.3	Calcolo dei copriferri minimi .....	9
5.1	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura.....	11
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	13
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	14
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	14
7.2	Definizione della strategia progettuale .....	15
7.3	Parametri di calcolo .....	17
7.3.1	Parametri numerici sismici .....	17
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	17
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica .....	17
7.3.4	Fattori di struttura.....	18
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto .....	18
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo .....	21
8	IL MODELLO DI CALCOLO .....	22
8.1	Descrizione del modello di calcolo .....	22
9	ANALISI DEI CARICHI.....	23
9.1	Carichi permanenti strutturali .....	23
9.1.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	23
9.2	Carichi permanenti non strutturali .....	23
9.2.1	Peso proprio cordoli in calcestruzzo (g2) .....	23
9.2.2	Peso proprio della pavimentazione stradale agente sulla zattera di fondazione (g3).....	24
9.2.3	Peso proprio del terreno di ricoprimento agente sulla zattera di fondazione (g4) .....	25
9.2.4	Peso proprio del terreno di ricoprimento agente sulla soletta superiore (g5) .....	26
9.2.5	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali .....	27
9.3	Carichi accidentali.....	30
9.3.1	Carichi accidentali agenti sulla soletta superiore.....	30
9.3.2	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali .....	31
9.3.3	Carichi accidentali agenti sulla zattera di fondazione .....	32
9.4	Azione sismica.....	33
9.4.1	Azione inerziale delle masse.....	33
9.4.2	Sovraspinta dinamica dei terreni.....	35
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	36
10.1	Carichi elementari .....	36
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 .....	38
10.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche ...	39
10.5	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche .....	40
10.6	Combinazione di carico sismiche .....	41
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	42
11.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo max.....	42
11.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Inviluppo min.....	45
11.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo max.....	48
11.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – Inviluppo min.....	51
11.5	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo max.....	54
11.6	Combinazione di carico sismiche – Inviluppo min.....	57
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	60
12.1	Verifiche dei setti.....	60
12.1.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo .....	60
12.1.2	Sezione ed armatura di verifica.....	61
12.1.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura verticale .....	61
12.1.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura verticale .....	62
12.1.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura verticale .....	63
12.1.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale .....	64
12.1.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura verticale .....	65
12.1.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale .....	66
12.1.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale .....	68
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 .....	72
12.1.12	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale – Combinazione quasi permanente .....	73
12.1.13	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale – Combinazione frequente .....	74
12.1.14	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale .....	75
12.1.15	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	77
12.2	Verifiche zattera di fondazione .....	79
12.2.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo .....	79
12.2.2	Sezione ed armatura di verifica.....	80
12.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura trasversale.....	80
12.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura trasversale .....	81
12.2.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura trasversale .....	82
12.2.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura trasversale .....	83
12.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura trasversale .....	84

12.2.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale .....	85
12.2.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale .....	86
12.2.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale .....	87
12.2.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale – Combinazione quasi permanente .....	88
12.2.12	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura longitudinale – Combinazione frequente .....	89
12.2.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura longitudinale .....	90
12.2.14	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	91
12.3	Verifiche della soletta superiore.....	92
12.3.1	Definizione delle azioni sollecitanti di calcolo .....	92
12.3.2	Sezione ed armatura di verifica.....	93
12.3.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura longitudinale .....	93
12.3.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura longitudinale .....	94
12.3.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura longitudinale .....	95
12.3.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura verticale .....	96
12.3.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura trasversale .....	97
12.3.8	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Quasi Permanente – Armatura trasversale.....	98
12.3.9	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione frequente – Armatura trasversale .....	99
12.3.10	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni - Combinazione Caratteristica – Armatura trasversale .....	100
12.3.11	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura trasversale – Combinazione quasi permanente .....	101
12.3.12	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Armatura trasversale – Combinazione frequente .....	102
12.3.13	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Armatura trasversale.....	103
12.3.14	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio .....	104
13	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	105
13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione .....	105
13.2	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR .....	105
13.3	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV .....	106
13.4	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo .....	106
13.4.1	Dati.....	107
13.4.2	Condizioni di carico.....	108
13.4.3	Opzioni di calcolo.....	110
13.4.4	Risultati.....	110

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche del concio del muro ad “U” comprensivo di passaggio faunistico realizzato in cemento armato gettata in opera nell’ambito del progetto esecutivo “Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino”.

## 2 DESCRIZIONE DELL’OPERA

Il concio del muro ad “U” con annesso passaggio faunistico compreso tra la km 1+500 e 1+520 del tratto 2, viene completamente realizzata in cls armato gettato in opera.

Lo platea di base presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- spessore di 100cm;
- superficie totale in pianta pari a circa  $19,98 \text{ m} \times 15,30 \text{ m} = 305,694 \text{ m}^2$ .

I setti perimetrali controterra hanno spessore pari a 75 cm per un’altezza che varia tra i 6,30m e 7,60m.

In sommità del muro ad “U” è presente una soletta in c.a. di spessore pari a 0,30m, lunghezza pari a 15,00m e larghezza pari a 3,00m. Lungo i bordi della soletta saranno presenti dei cordoli in c.a. di sezione trasversale pari a 0,30x0,50m.

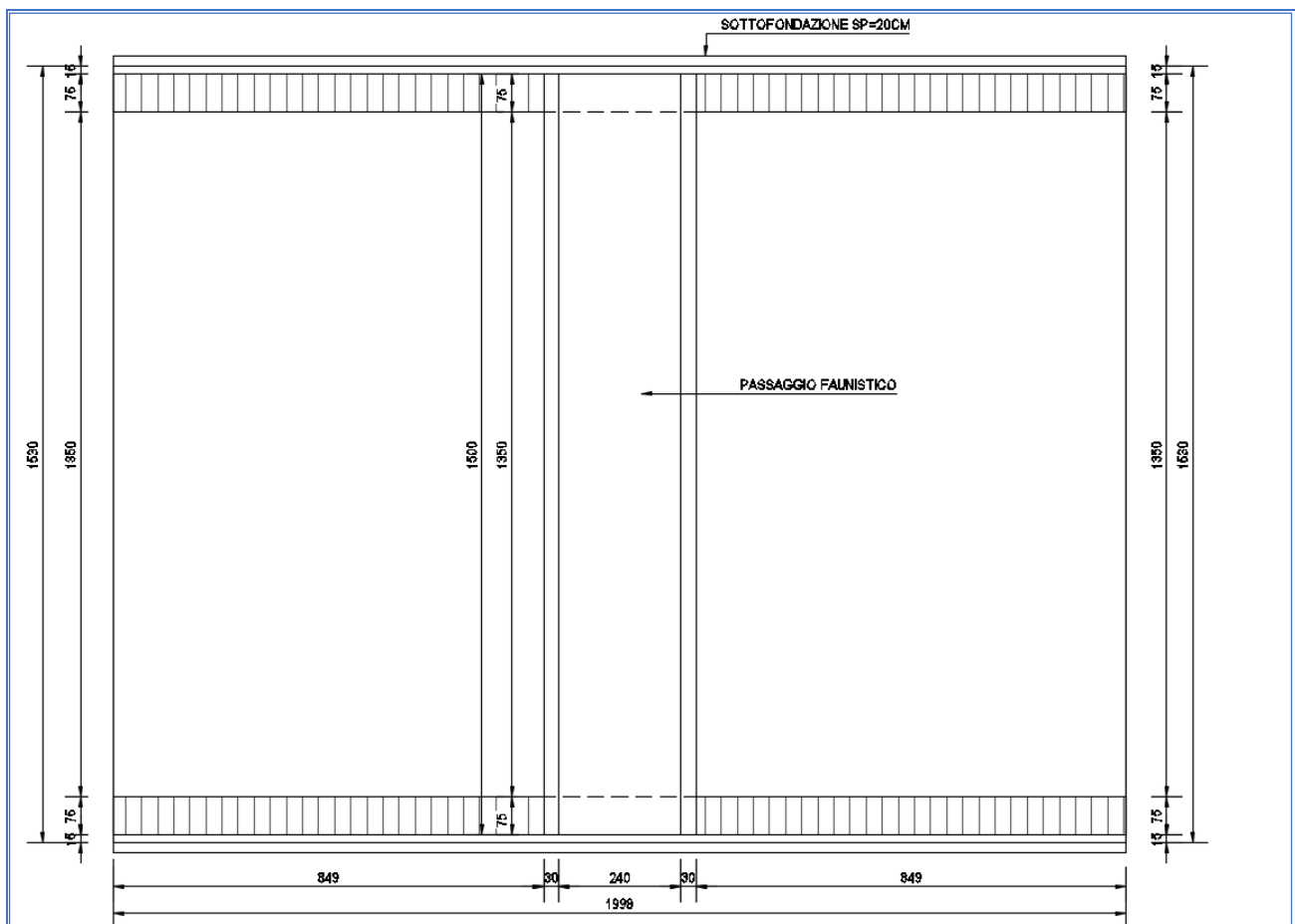


FIGURA 1: PIANTA COPERTURA

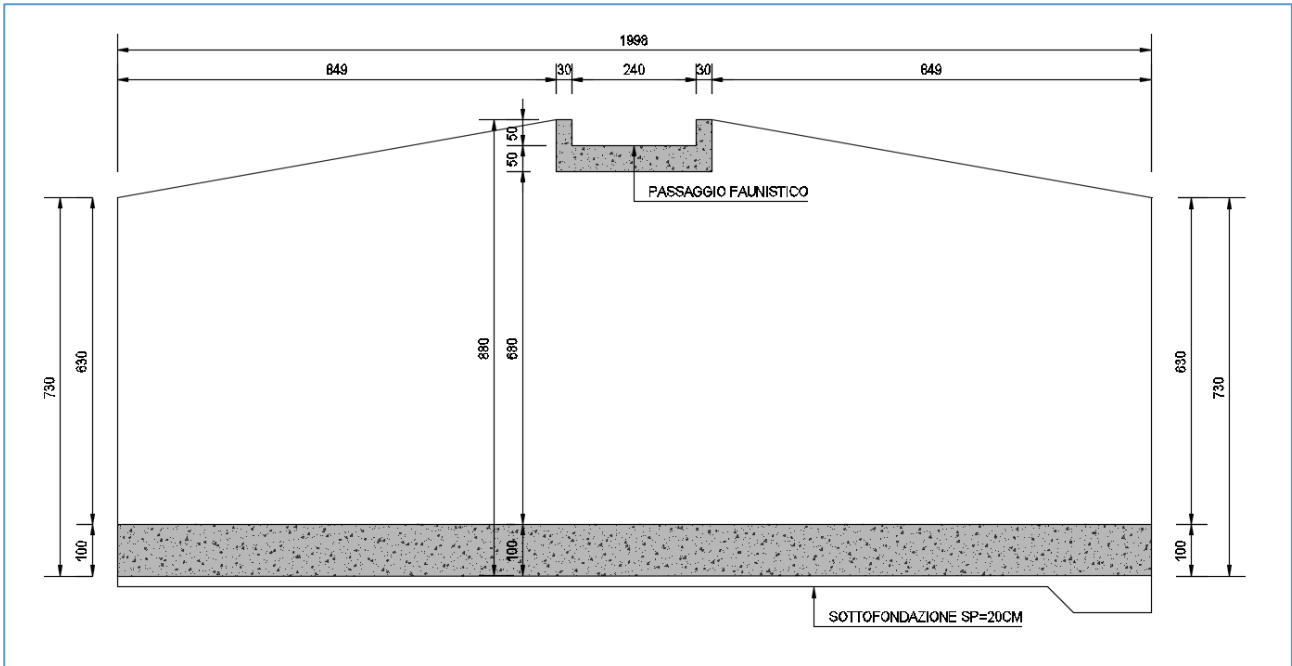


FIGURA 2: SEZIONE LONGITUDINALE

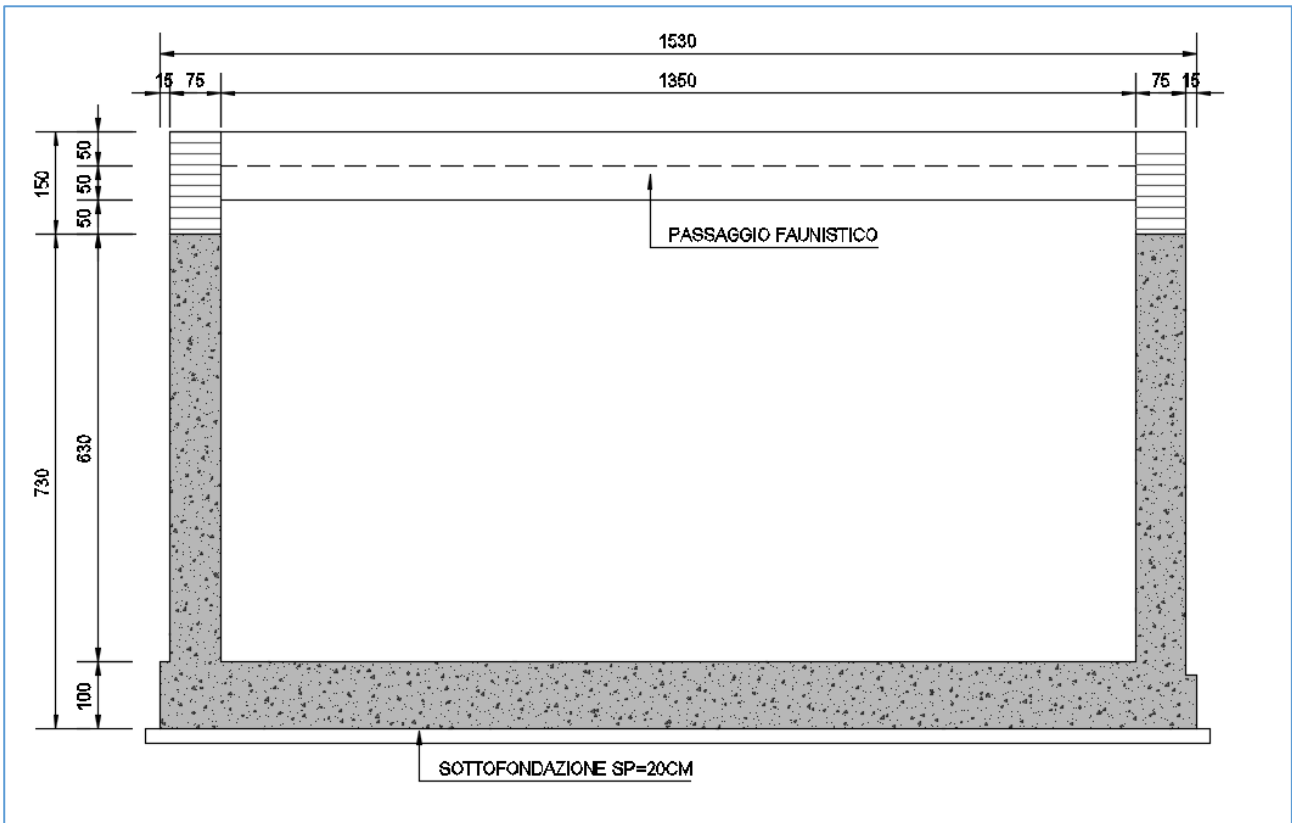


FIGURA 3: SEZIONE TRASVERSALE

### 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
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **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 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **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 DI FONDAZIONE

Per le opere di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2**.

#### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	<b>35,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	<b>29,05</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$f_{cm}$	<b>37,05</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	<b>16,46</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	<b>2,83</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	<b>1,98</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	<b>1,32</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	$E_c$	<b>33.721,65</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	<b>31.670,36</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.

#### 5.1.3 CALCESTRUZZO PER LE OPERE IN ELEVAZIONE E SOLETTA SUPERIORE

Per le opere in elevazione e per la soletta superiore è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF4**.

#### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	<b>40,00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	<b>33,20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$f_{cm}$	<b>41,20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	<b>18,81</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	<b>3,10</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	<b>2,17</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	<b>1,45</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	$E_c$	<b>36.049,97</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	<b>32.811,24</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.



## 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.

Per le opere in elevazione è previsto un copriferro minimo pari a **45mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **45mm**.

Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Classe di esposizione di progetto</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XF4
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>

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
<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 p	C32/40
<b>Classe C0</b>	<b>Vita Nominale dell'opera</b>	<b>Produzioni sottoposte a controllo qualità</b>
C45/55	50 Anni	SI

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	40 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
<b>COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO</b>	<b>45 mm</b>

Per le opere di fondazione è previsto un copriferro minimo pari a **15mm** così come determinato dalla tabella successiva. Ai fini del calcolo sarà adottato un copriferro pari a **40mm**.

Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>Classe di esposizione di progetto</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	<b>Condizioni ambientali di progetto</b>
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<b>Ordinario</b>

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
<b>Classe minima Cmin</b>	<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>
C25/30	Barre da c.a. elementi a p	C28/35
<b>Classe C0</b>	<b>Vita Nominale dell'opera</b>	<b>Produzioni sottoposte a controllo qualità</b>
C45/55	50 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
<b>Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa</b>	20 mm
<b>Tolleranza costruttiva</b>	5 mm
<b>COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO</b>	<b>25 mm</b>

## 5.1 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e l'Eurocodice 2 (EC2 – EN1992) indicano sinteticamente le prescrizioni per calcolare la lunghezza minima di ancoraggio delle armature in modo che quest'ultime riescano ad assorbire le forze di trazione che il calcestruzzo non è in grado di sopportare.

Al paragrafo 5.2.2.3 dell'EC2 viene riportata la definizione della lunghezza di ancoraggio di base.

Essa è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza ( $f_{yd} \times A_s$ ) avendo assunto una tensione costante all'interfaccia acciaio-calcestruzzo pari a  $f_{bd}$ .

La lunghezza di ancoraggio di base per ancorare una barra di diametro  $\varnothing$  è data dalla relazione:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

con:

- $f_{bd}$ : si indica la tensione di aderenza ultima offerta dal calcestruzzo;
- $\varnothing$ : diametro della barra di armatura;
- $f_{yd}$ : si indica la tensione di snervamento dell'acciaio.

La tensione di aderenza  $f_{bd}$ , dipende oltre che dalla resistenza del calcestruzzo, anche dalle condizioni in cui si realizza l'ancoraggio della barra.

La tensione di aderenza ultima di progetto delle barre ad aderenza migliorata è data dalla formula:

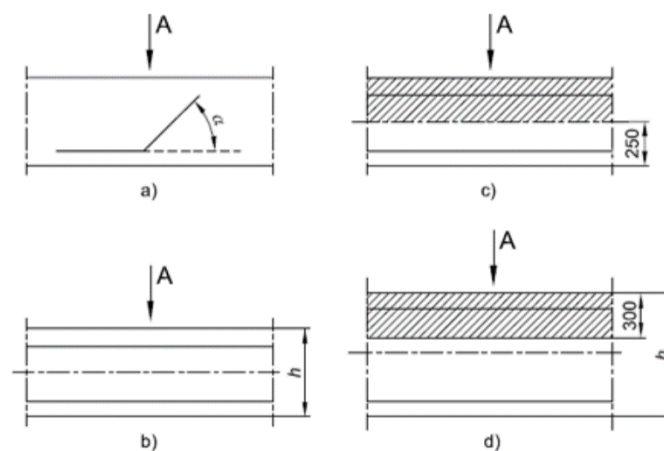
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ ;
- $\eta_1 = 1$  nelle condizioni di buon ancoraggio, e uguale a 0,7 negli altri casi;
- $\eta_2 = 1$  per diametri delle barre inferiori a 32 mm oppure a  $(132 - \varnothing) / 100$  per diametri maggiori.

L'Eurocodice 2 descrive dettagliatamente le condizioni di buone aderenza:

- la barra ha una inclinazione sull'orizzontale maggiore o uguale a  $45^\circ$  verso la direzione del getto
- la barra ha una inclinazione compresa tra 0 e  $45^\circ$  e sono:
  - o poste in elementi la cui profondità nella direzione del getto non è maggiore di 250 mm.
  - o inglobate in elementi con una profondità maggiore di 250 mm e che, a getto completato, sono nella metà inferiore dell'elemento o ad almeno 300 mm dalla superficie superiore dell'elemento.



La figura a e b rappresentano condizioni di buona aderenza. Nelle figure c e d le aree tratteggiate rappresentano zone con condizioni di aderenza mediocre.

Di seguito viene riportata la tabella riepilogativa delle diverse lunghezze di ancoraggio in funzione delle diverse classi di resistenza del calcestruzzo.

ACCIAIO								
f <sub>yd</sub>	Mpa	valore di calcolo snervamento acciaio	391,3					
CALCESTRUZZO								
			C28/35	C32/40	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f <sub>ck</sub>	Mpa	resistenza a compressione cilindrica cls	29,05	33,2	30,71	37,35	41,5	45,65
R <sub>ck</sub>	Mpa	resistenza a compressione cubica cls	35	40	37	45	50	55
f <sub>ctm</sub>	Mpa	resistenza media a trazione semplice cls	2,83	3,10	2,94	3,35	3,60	3,83
f <sub>ctk</sub>	Mpa	resistenza a trazione pura cls	1,98	2,17	2,06	2,35	2,52	2,68
f <sub>bk</sub>	Mpa	valore caratteristico della tensione di aderenza	4,47	4,88	4,63	5,28	5,66	6,04
f <sub>bd_buona</sub>	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,98	3,25	3,09	3,52	3,78	4,02
f <sub>bd_mediocre</sub>	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,08	2,28	2,16	2,46	2,64	2,82
LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO								
l <sub>b_buona</sub>	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	33	30	32	28	26	24
l <sub>b_mediocre</sub>	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	47	43	45	40	37	35

Per armature dei manufatti si è sempre considerata una lunghezza di ancoraggio e sovrapposizione pari a:

$$l_{bd} = 50 \cdot \emptyset$$

maggiore dei valori presenti nella tabella sovrastante per cui la verifica risulta implicitamente soddisfatta.

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

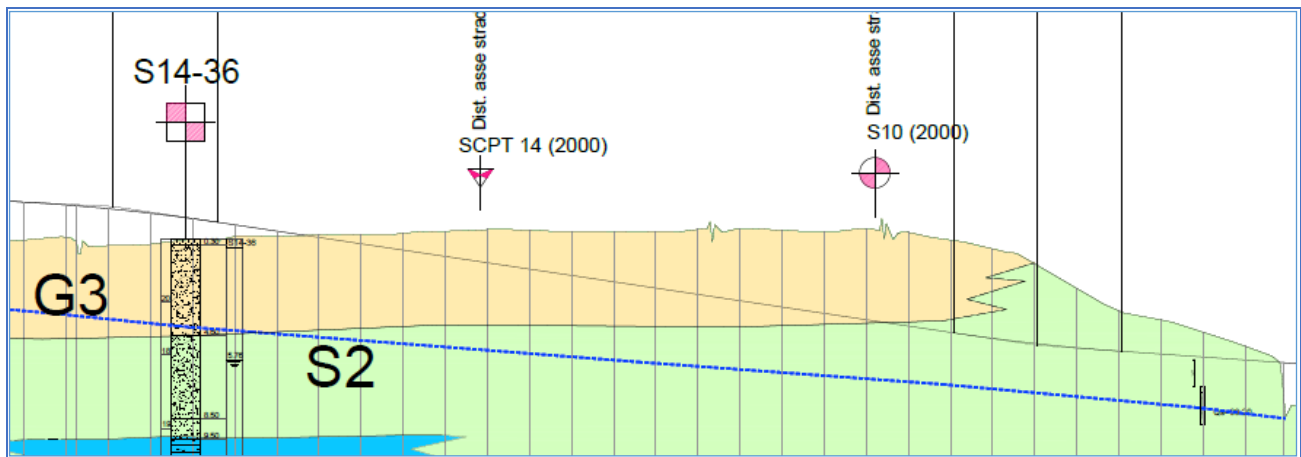
Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ G3/G3\*** Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3\*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.
- **UNITÀ L5** Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3\* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.
- **UNITÀ S2** Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3\* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.
- **UNITÀ S1** Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3\* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna.

Il terreno di fondazione e di rinterro degli scavi, da come si evince dallo stralcio di profilo geotecnico di seguito riportato, è caratterizzato dall'unità **G3** aventi i seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume:  $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\varphi = 30,90^\circ$
- 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 Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

### 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 >>>

---

Nodi del reticolo intorno al sito

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".

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:** **50 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:** **IV**

### 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:** **2,0**

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:** **100 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="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	~300	949
SLC	~1000	1950

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]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

#### 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 C**.

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 T1**.

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 C info       $S_S =$  1,500       $C_C =$  1,556 info

Categoria topografica T1 info       $h/H =$  1,000       $S_T =$  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 sì 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
$a_g$	0,050 g
$F_0$	2,730
$T_c$	0,304 s
$S_B$	1,500
$C_c$	1,556
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,157 s
$T_C$	0,472 s
$T_D$	1,800 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

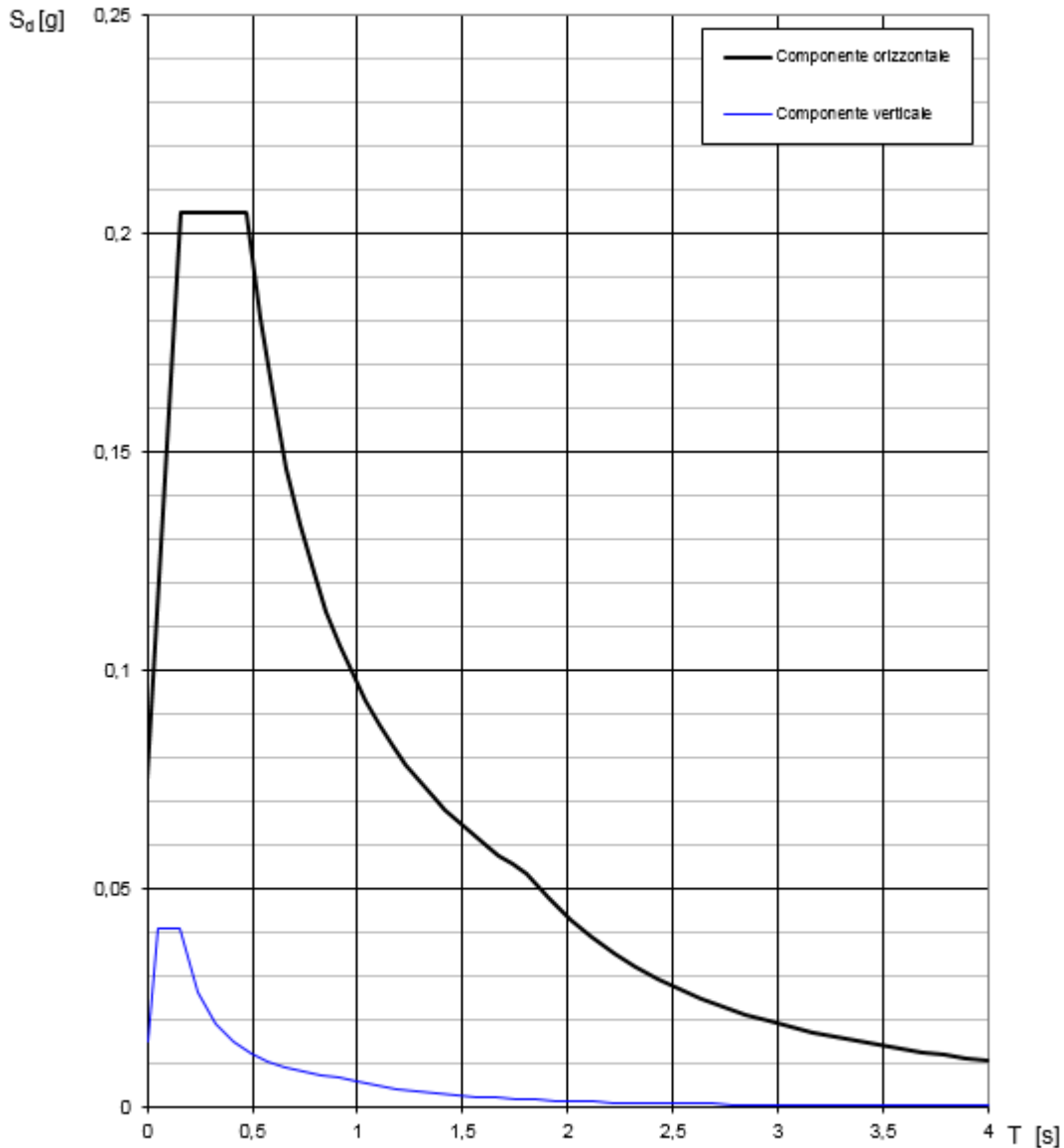
#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,075
$T_B$	0,157	0,205
$T_C$	0,472	0,205
	0,536	0,180
	0,599	0,161
	0,662	0,146
	0,725	0,133
	0,788	0,123
	0,852	0,114
	0,915	0,106
	0,978	0,099
	1,041	0,093
	1,105	0,088
	1,168	0,083
	1,231	0,079
	1,294	0,075
	1,357	0,071
	1,421	0,068
	1,484	0,065
	1,547	0,062
	1,610	0,060
	1,673	0,058
	1,737	0,056
$T_D$	1,800	0,054
	1,905	0,048
	2,009	0,043
	2,114	0,039
	2,219	0,035
	2,324	0,032
	2,428	0,030
	2,533	0,027
	2,638	0,025
	2,743	0,023
	2,848	0,021
	2,952	0,020
	3,057	0,019
	3,162	0,017
	3,267	0,016
	3,371	0,015
	3,476	0,014
	3,581	0,014
	3,686	0,013
	3,790	0,012
	3,895	0,011
	4,000	0,011

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:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLV**



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 dello stesso.

#### 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:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,050 = 0,075$$

- $g$  → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come 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 muri impediti di traslare e ruotare.

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

$$k_h = 0,075$$

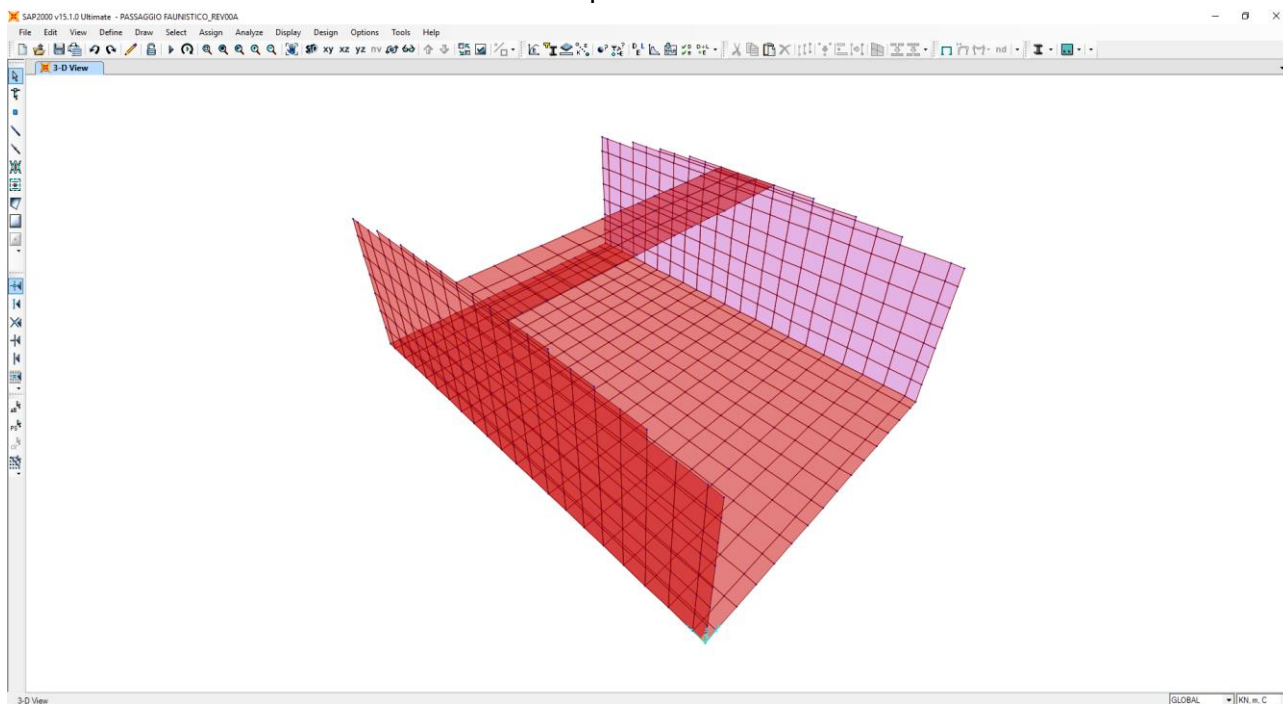
$$k_v = 0,0375$$

## 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, setti verticali e soletta superiore, 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  $k_s = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$ . Il coefficiente di sottofondo orizzontale è stato assunto pari al 50% del coefficiente di sottofondo verticale.

## 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 (beam e/o shell).

Tale carico nel modello è definitivo come “g1”

### 9.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

#### 9.2.1 PESO PROPRIO CORDOLI IN CALCESTRUZZO (G2)

Il peso per unità di volume dei cordoli in calcestruzzo è assunto pari a  $\gamma_{csl} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ .

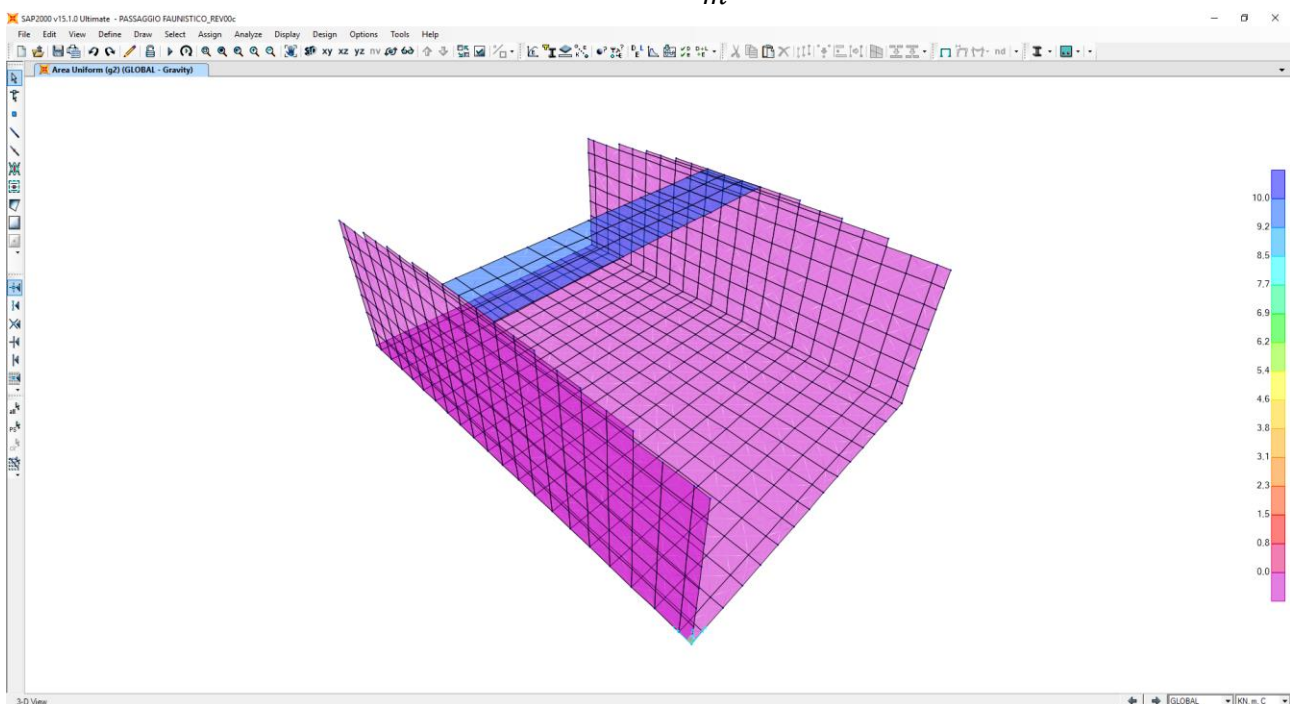
L'altezza del singolo cordolo è pari a **50 cm**. In ogni caso il valore considerato nei calcoli è stato opportunamente, a favore di sicurezza, incrementato per tenere conto della presenza di eventuali parapetti e/o barriere.

Tale carico nel modello è definitivo come “g2”.

$$g_2 = \gamma_{csl} \cdot 2 \cdot H_{cordolo} = 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2 \cdot 0,50\text{m} = 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow g_2 = 30,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Il carico viene ridistribuito sull'intera soletta di larghezza pari a 3,00m per cui:

$$g_2 = 10,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$





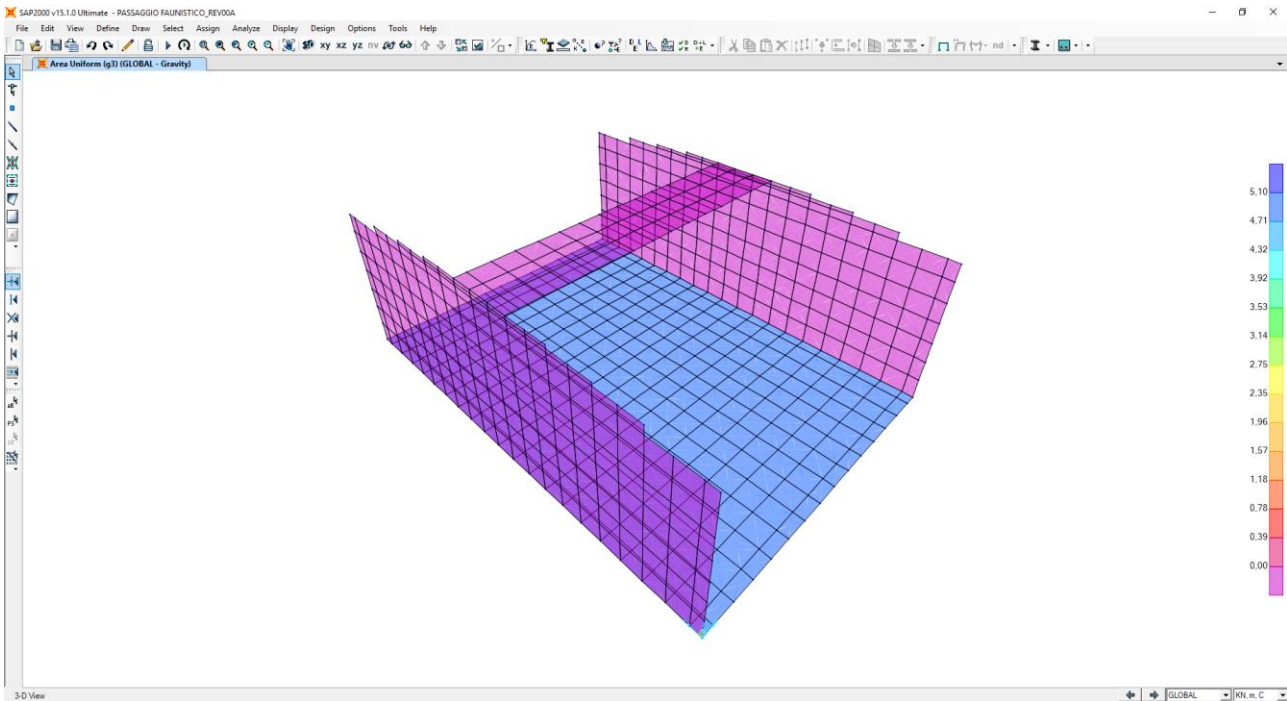
### 9.2.2 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE AGENTE SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE (G3)

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto pari a **22,00 kN/m<sup>3</sup>**.

Lo spessore della pavimentazione stradale è uguale a 23 cm, cui corrisponde un carico per unità di superficie pari a:

$$g_3 = \gamma_{pavimentazione} \cdot H_{pavimentazione} = 22,00 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,23m = 5,06 \frac{kN}{m^2} \rightarrow g_3 = 5,10 \frac{kN}{m^2}$$

Tale carico nel modello è definitivo come "g3".



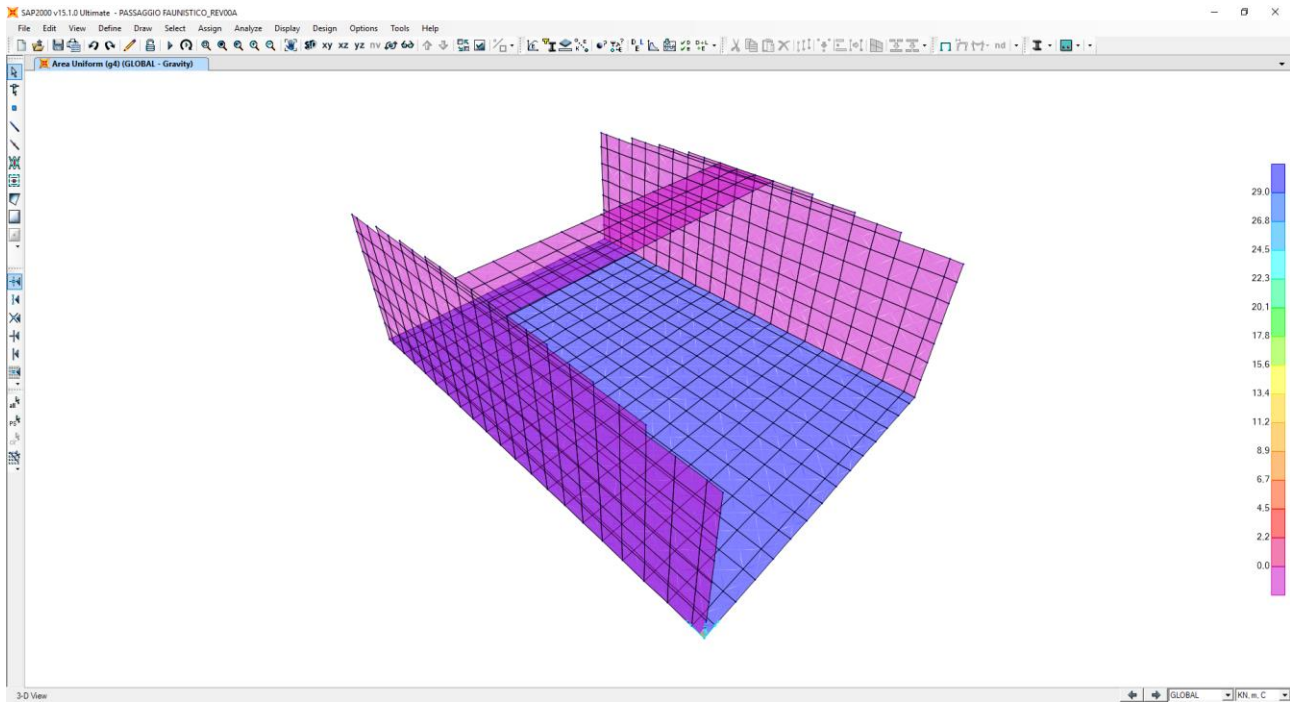
### 9.2.3 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO AGENTE SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE (G4)

Il peso per unità di volume terreno di ricoprimento è assunto pari a  $\gamma_{\text{ricoprimento}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ .

Lo spessore medi del terreno di della piastra amovibile risulta pari a **1,45 cm**.

Tale carico nel modello è definitivo come "g4".

$$g_4 = \gamma_{\text{ricoprimento}} \cdot H_{\text{ricoprimento}} = 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,45\text{m} = 29,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



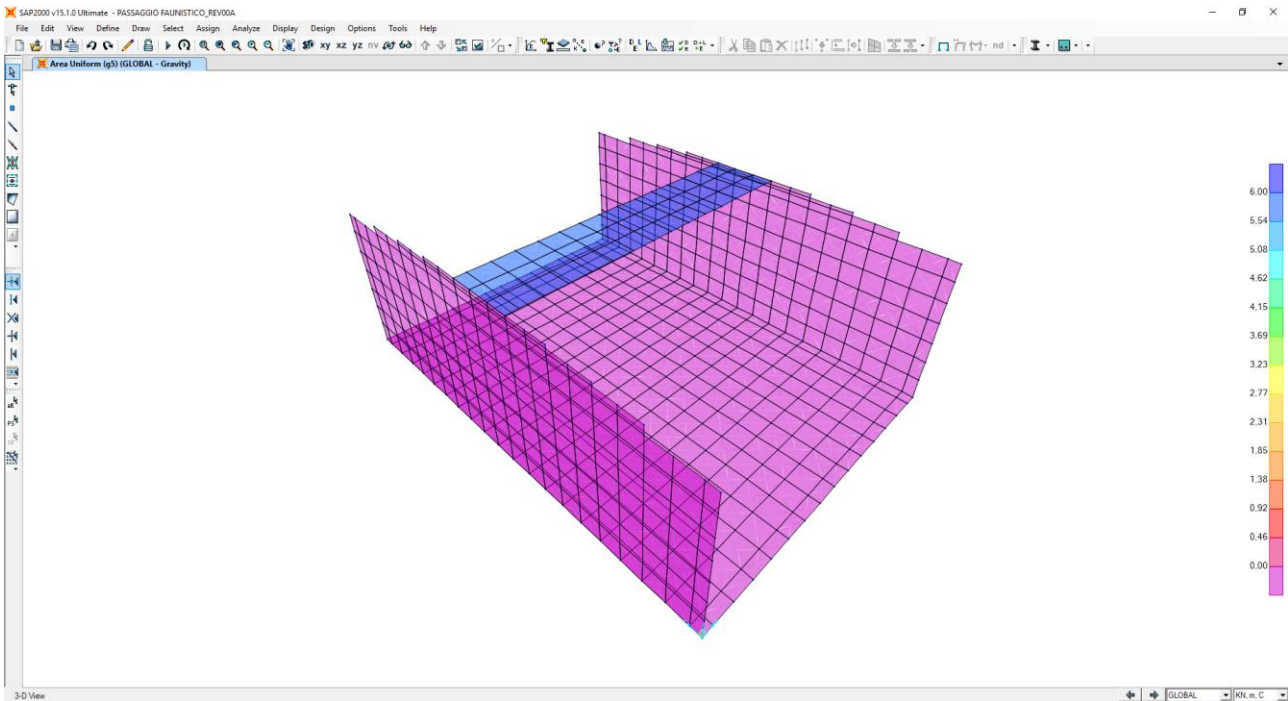
### 9.2.4 PESO PROPRIO DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO AGENTE SULLA SOLETTA SUPERIORE (G5)

Il peso per unità di volume terreno di ricoprimento è assunto pari a  $\gamma_{\text{ricoprimento}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ .

Lo spessore medio del terreno di della piastra amovibile risulta pari a **0,30 cm**.

Tale carico nel modello è definitivo come "g5".

$$g_5 = \gamma_{\text{ricoprimento}} \cdot H_{\text{ricoprimento}} = 20,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,30\text{m} = 6,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



### 9.2.5 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:

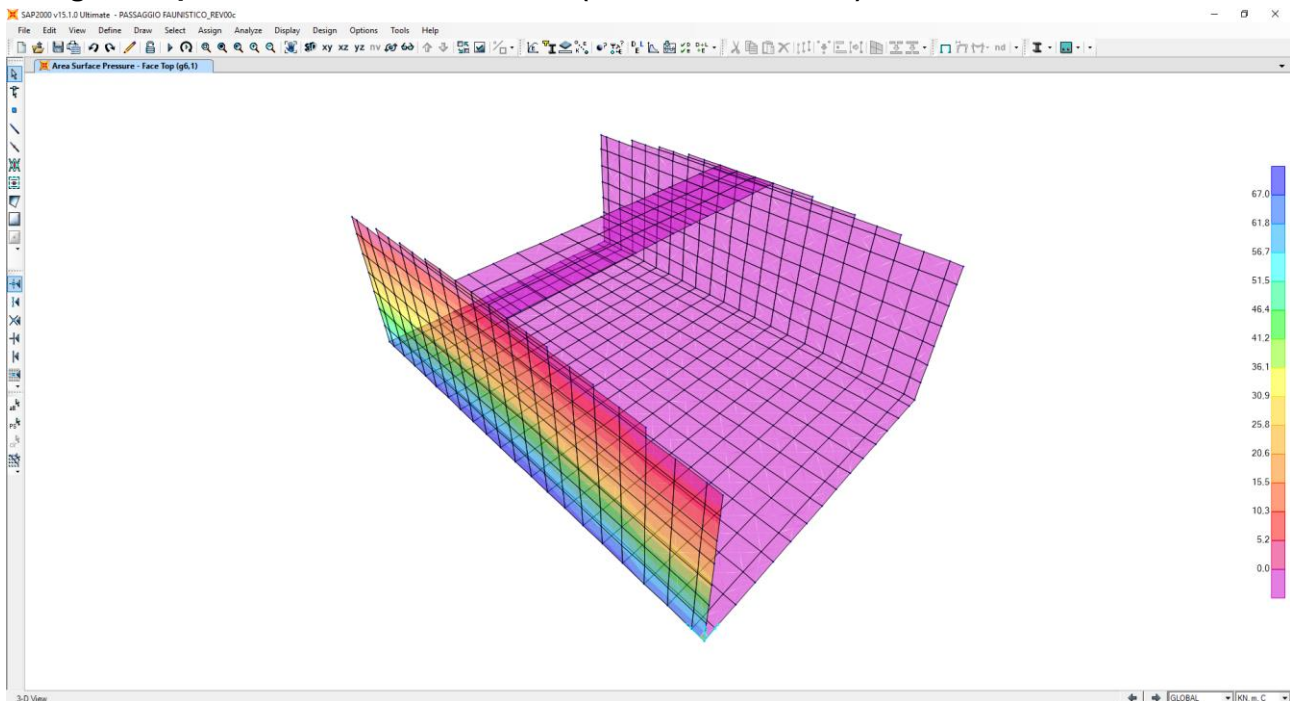
$$k_0 = 1 - \tan(\varphi)$$

Verranno considerate due differenti combinazioni di spinta:

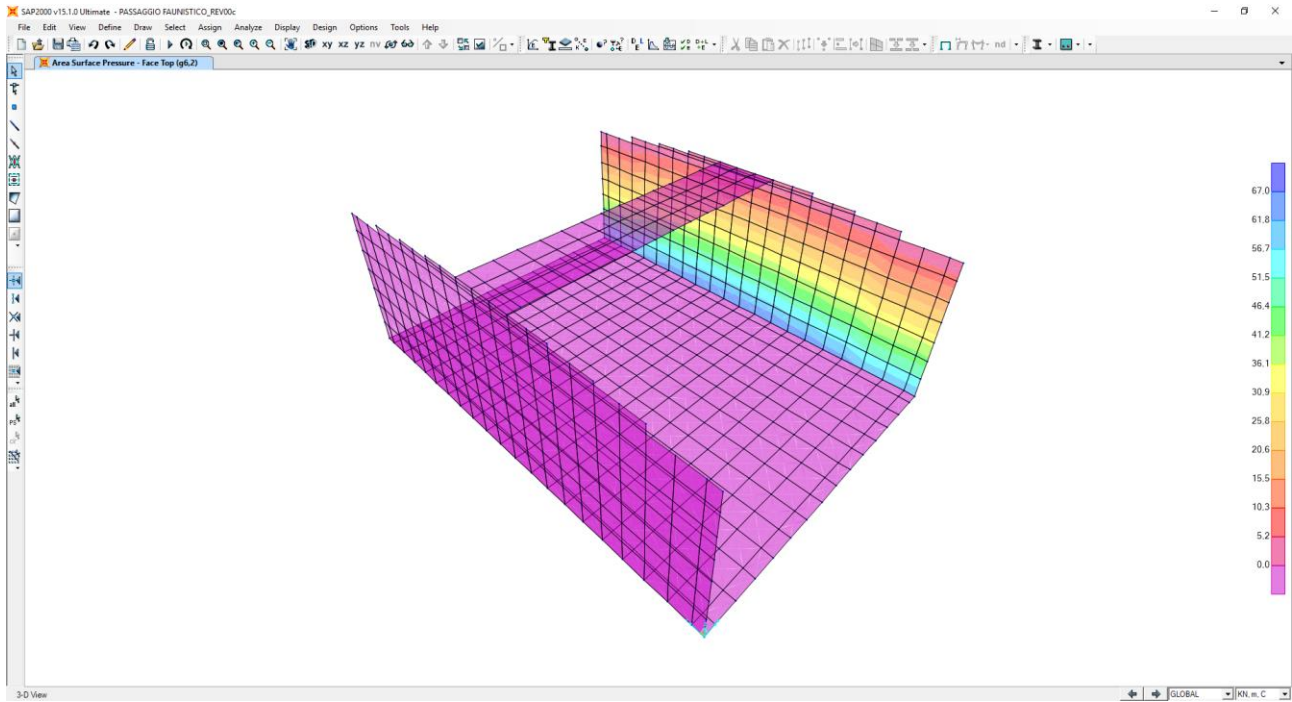
- Condizione di riposo del terreno in assenza di falda;
- Condizione di riposo del terreno in presenza di falda;

Tali carichi nel modello sono definiti come segue:

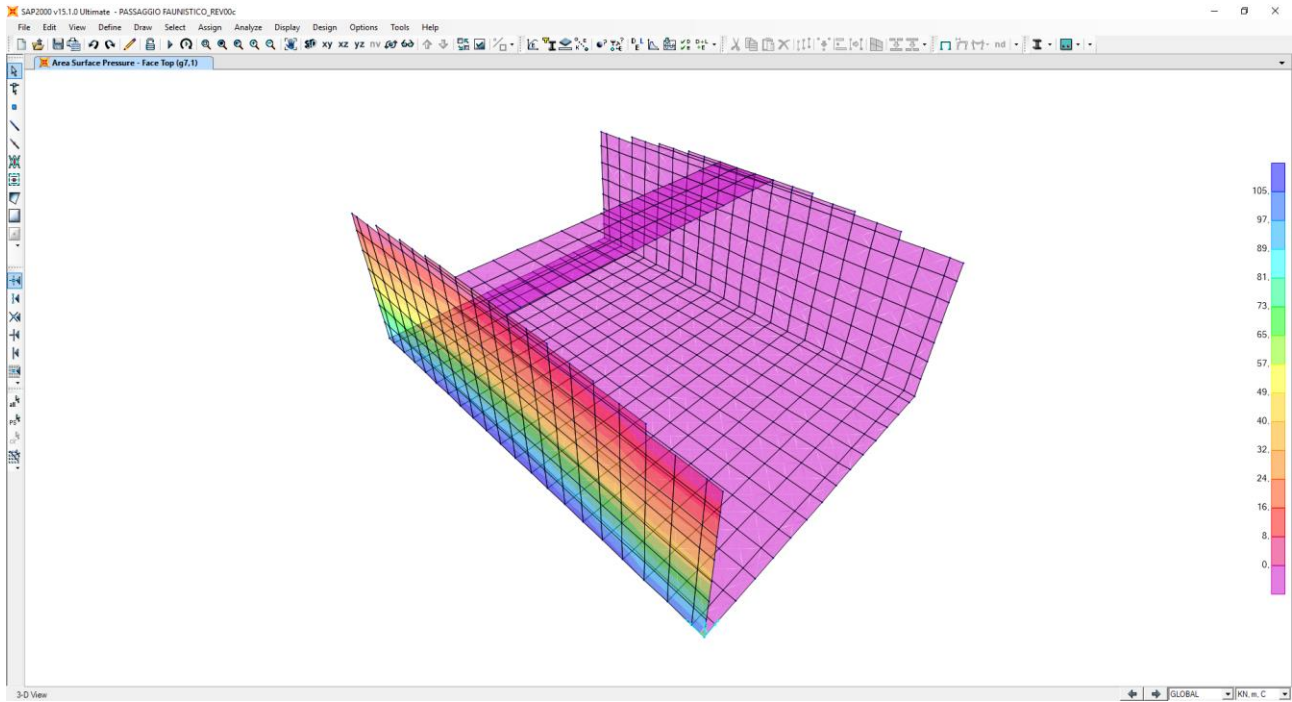
- **“g6,1”- spinta dei terreni lato sinistro (assenza della falda)**



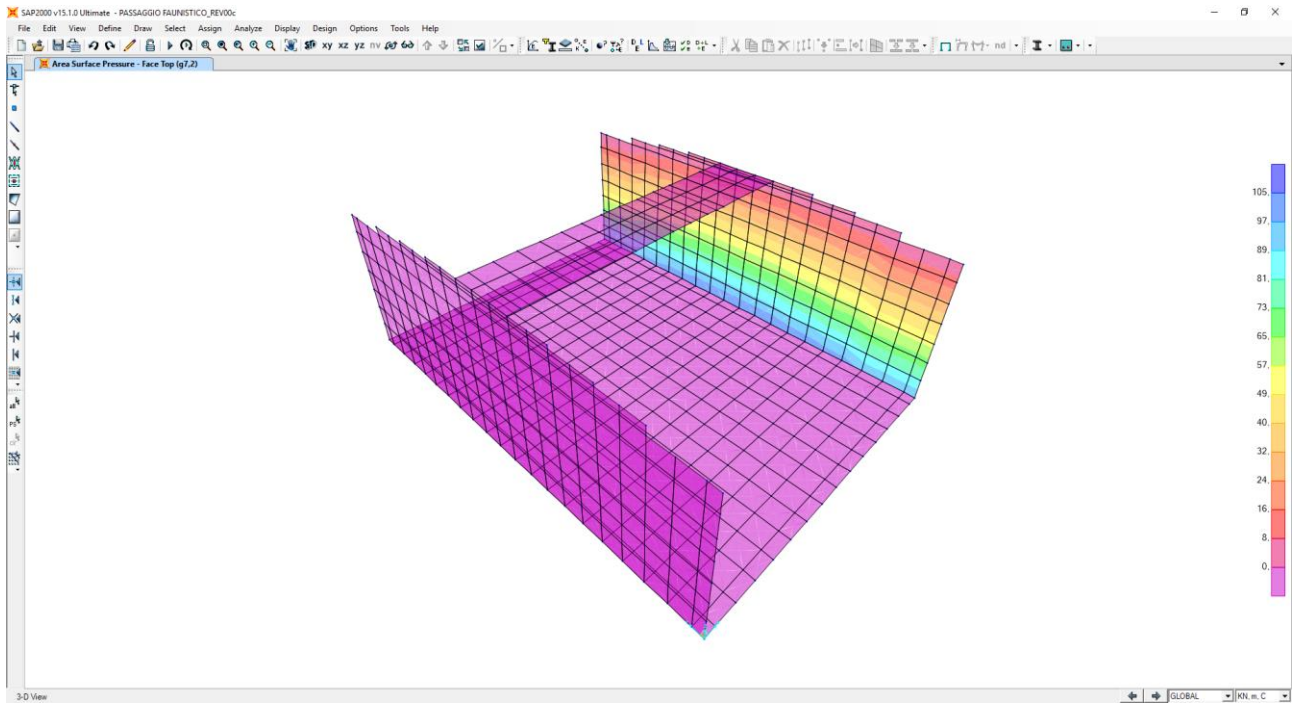
• “g6,2”- spinta dei terreni lato destro (assenza della falda)



• “g7,1”- spinta dei terreni lato sinistro (presenza della falda)



- “g7,2”- spinta dei terreni lato destro (presenza della falda)

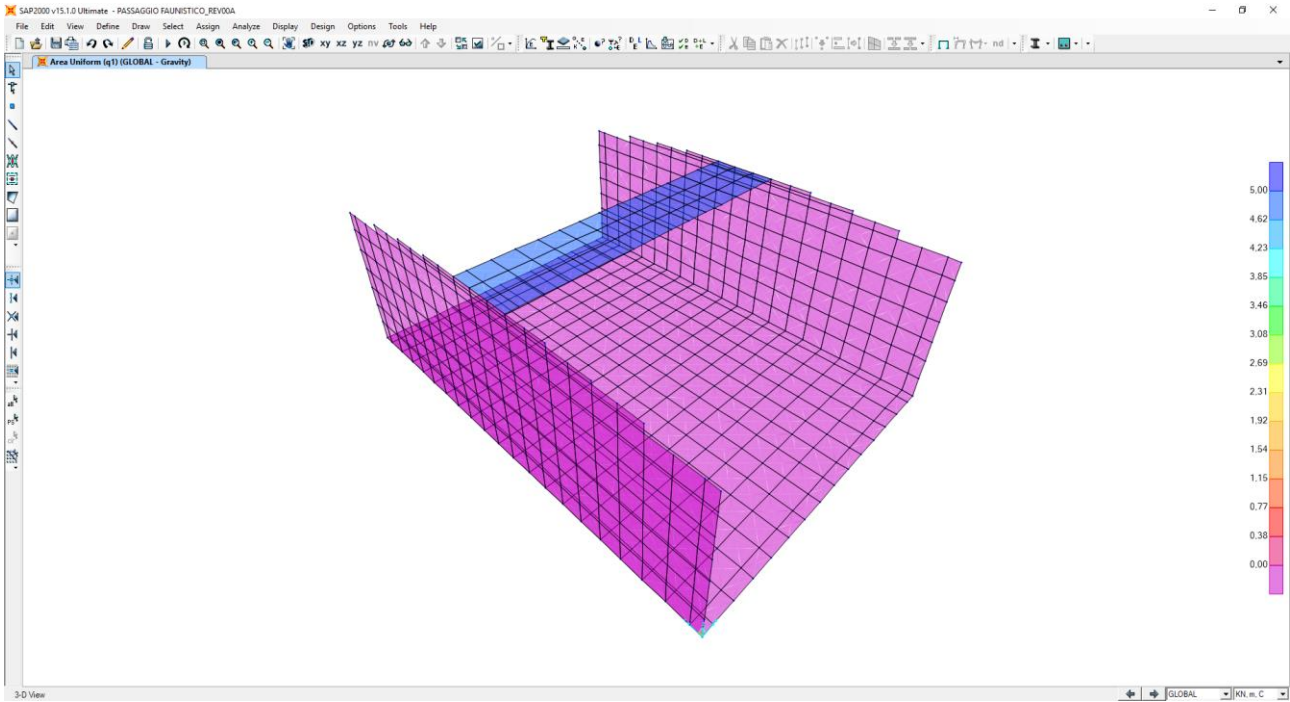


### 9.3 CARICHI ACCIDENTALI

#### 9.3.1 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA SOLETTA SUPERIORE

E' stato assunto un carico accidentale agente sulla soletta superiore pari a **5,00 kN/m<sup>2</sup>** (soletta per passaggio faunistico).

Tale carico nel modello è definito come "q1".



### 9.3.2 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

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

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

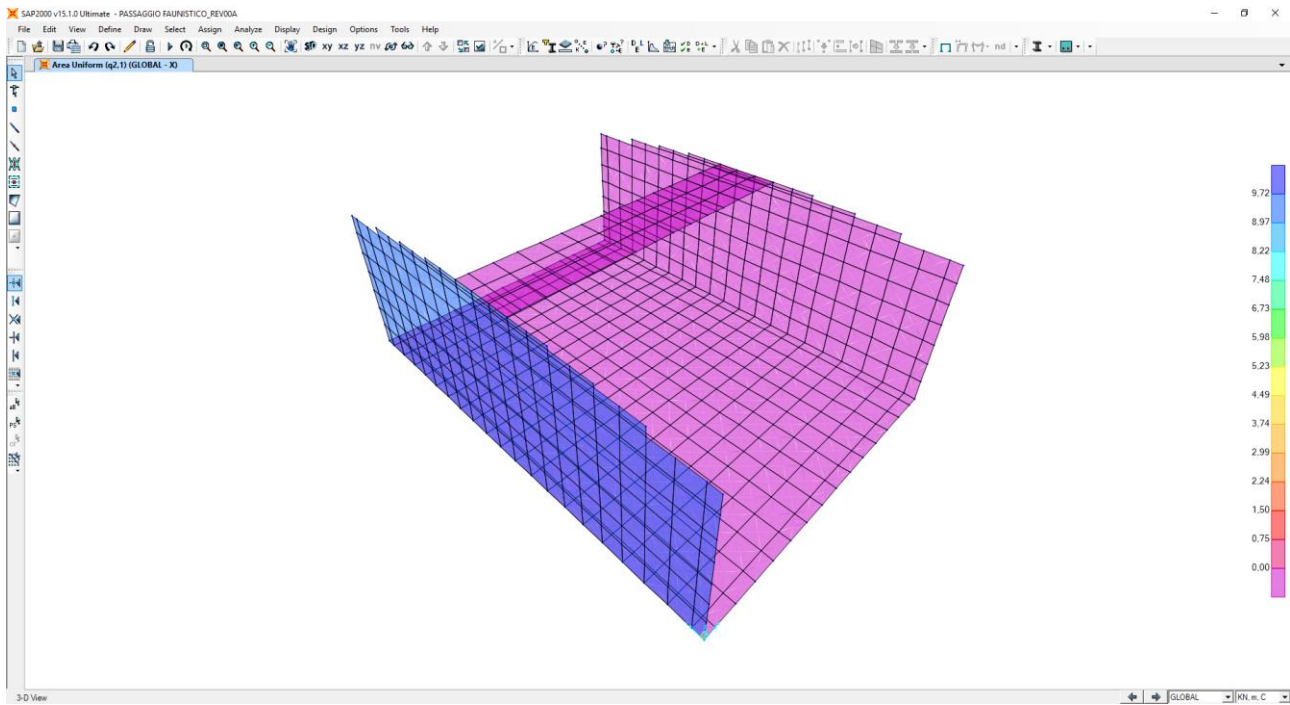
dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente;
- k è il coefficiente di spinta del terreno.

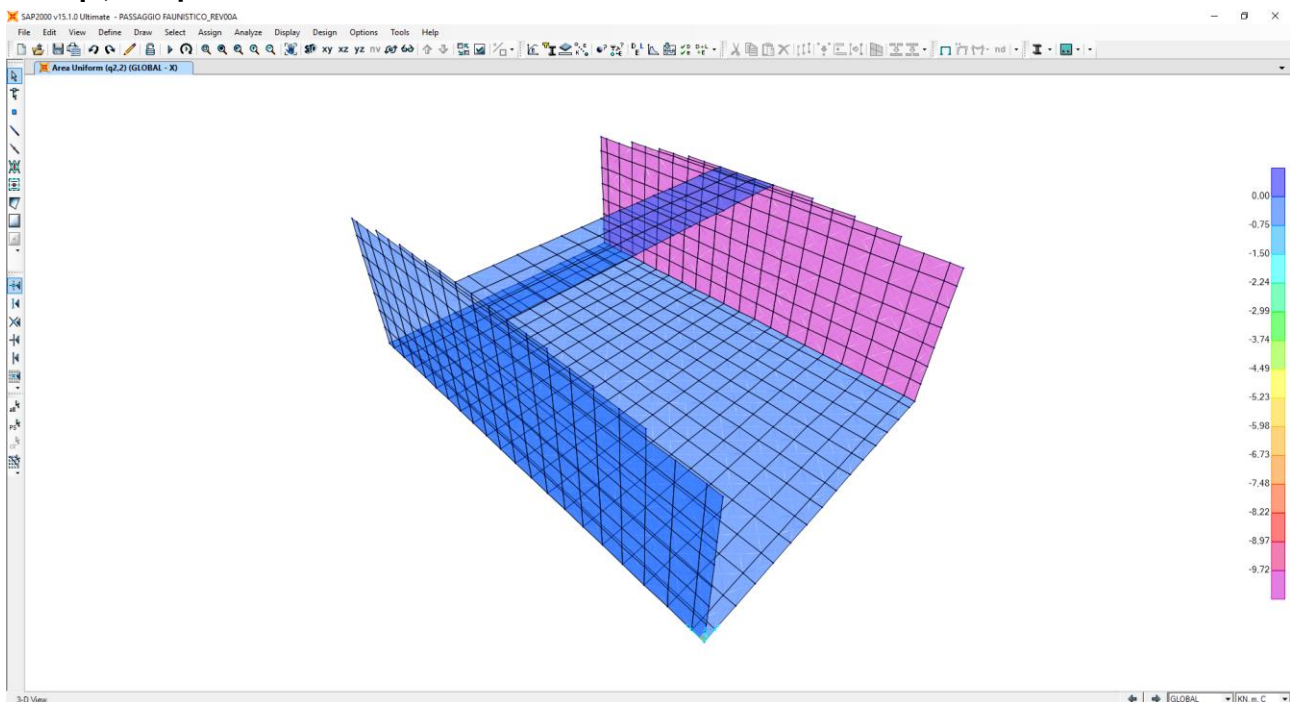
Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k0)

Tale carico nel modello è definito come segue:

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



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

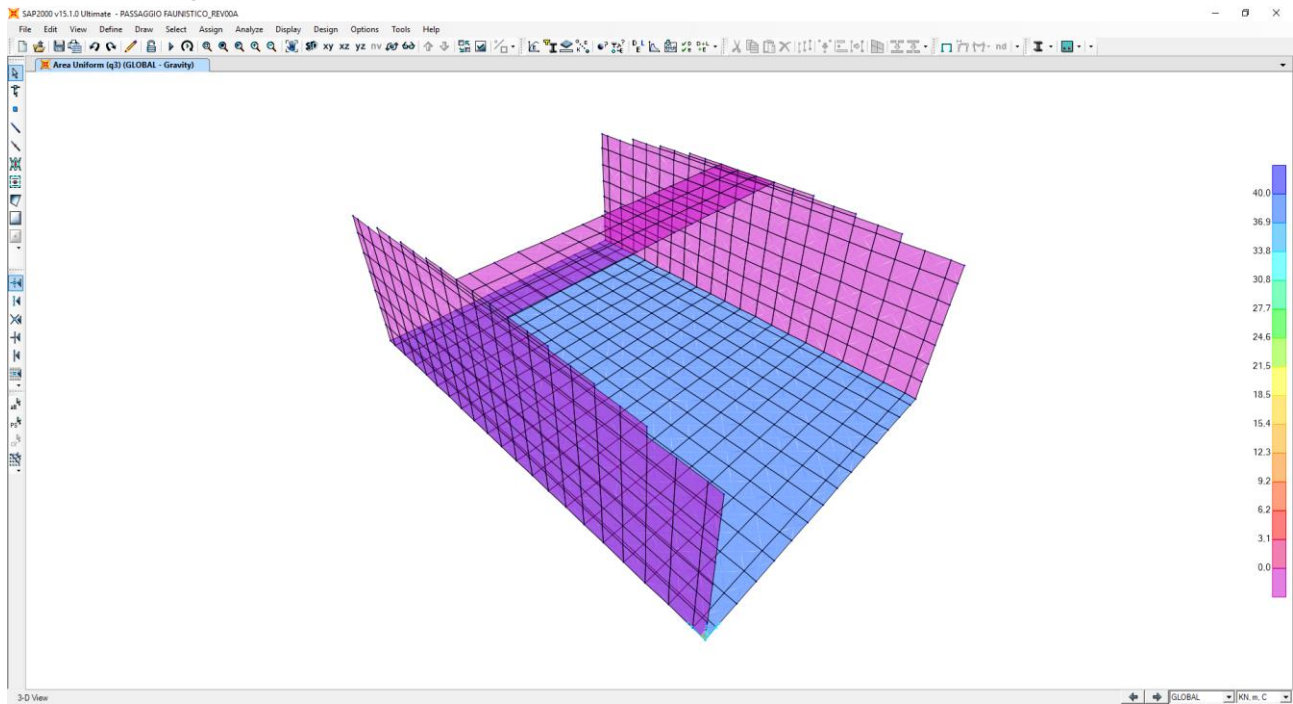




### 9.3.3 CARICHI ACCIDENTALI AGENTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

È stato considerato un carico uniformemente distribuito sulla zattera di fondazione forfettario pari a:  
 $q = 40,00 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico che grava sulla fondazione nel modello è definito come “q3”.



## 9.4 AZIONE SISMICA

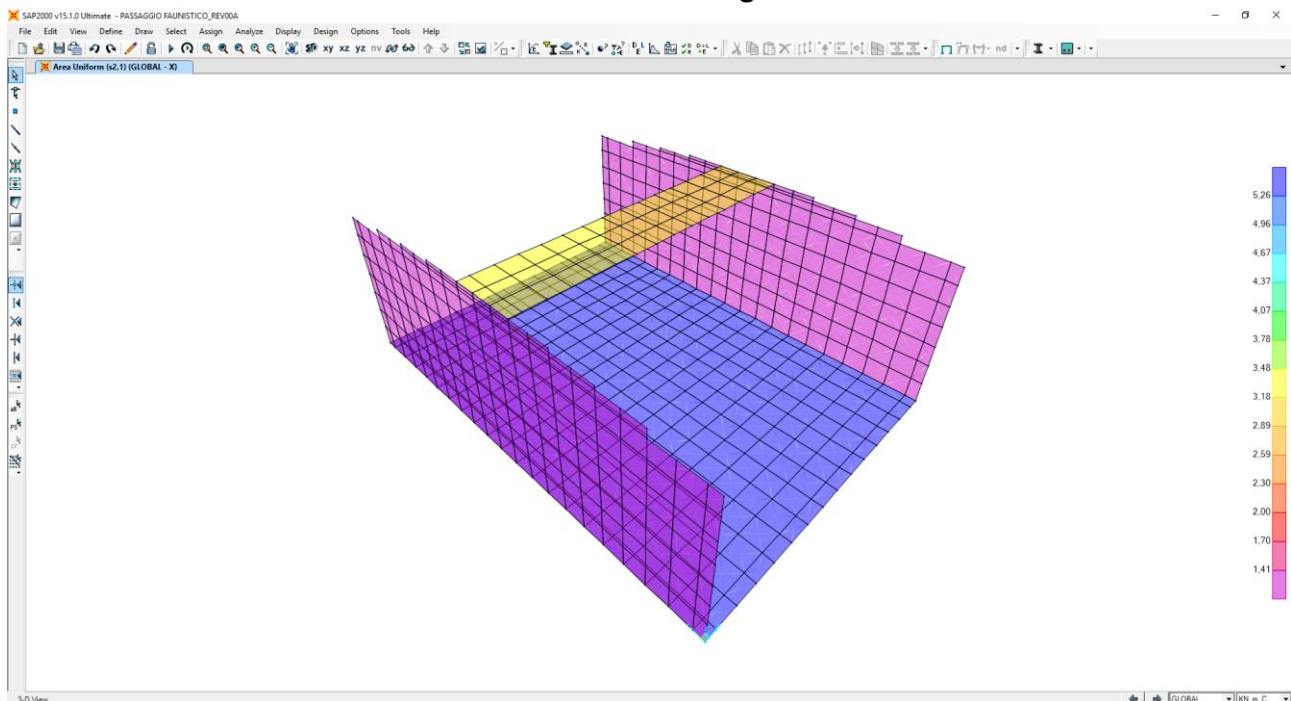
Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6. e conformemente alle previsioni di cui al punto 5.1.3.6 della norma vigente. In particolare 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

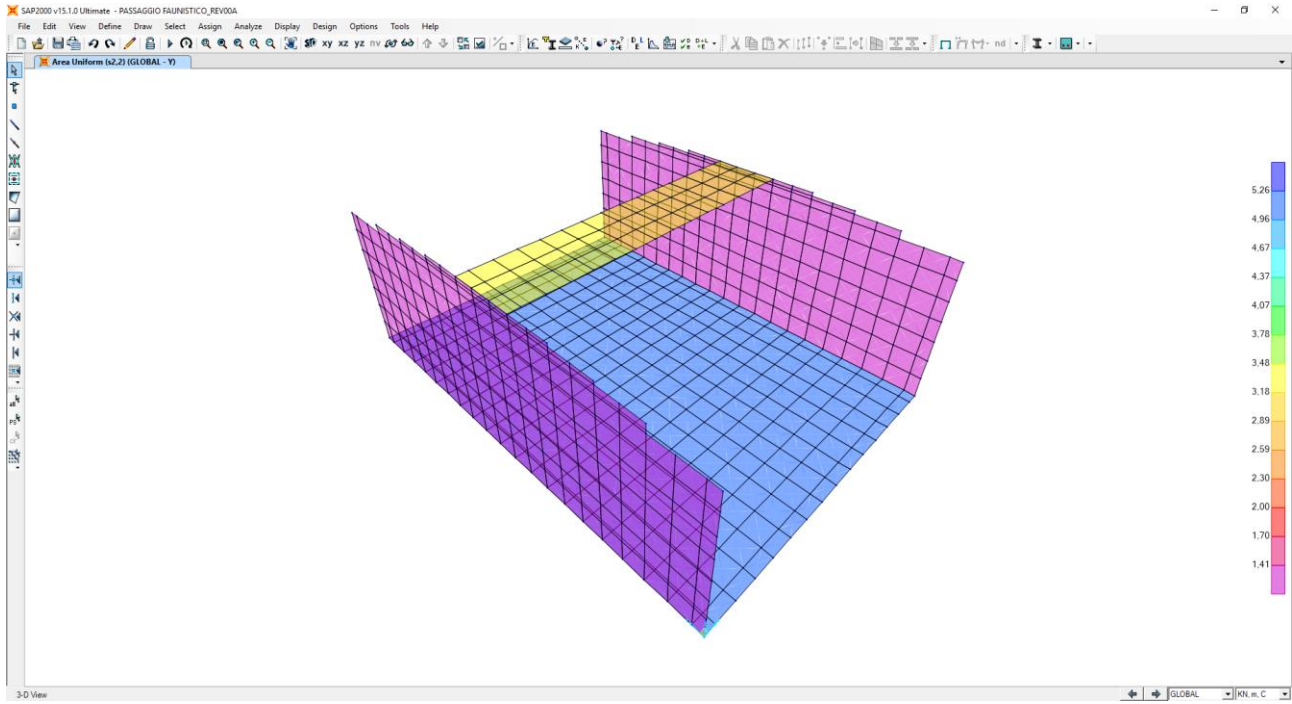
Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali sono state valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  (pari alla PGA) e verticale  $k_v$ .

Tali azioni nel modello sono definite come segue:

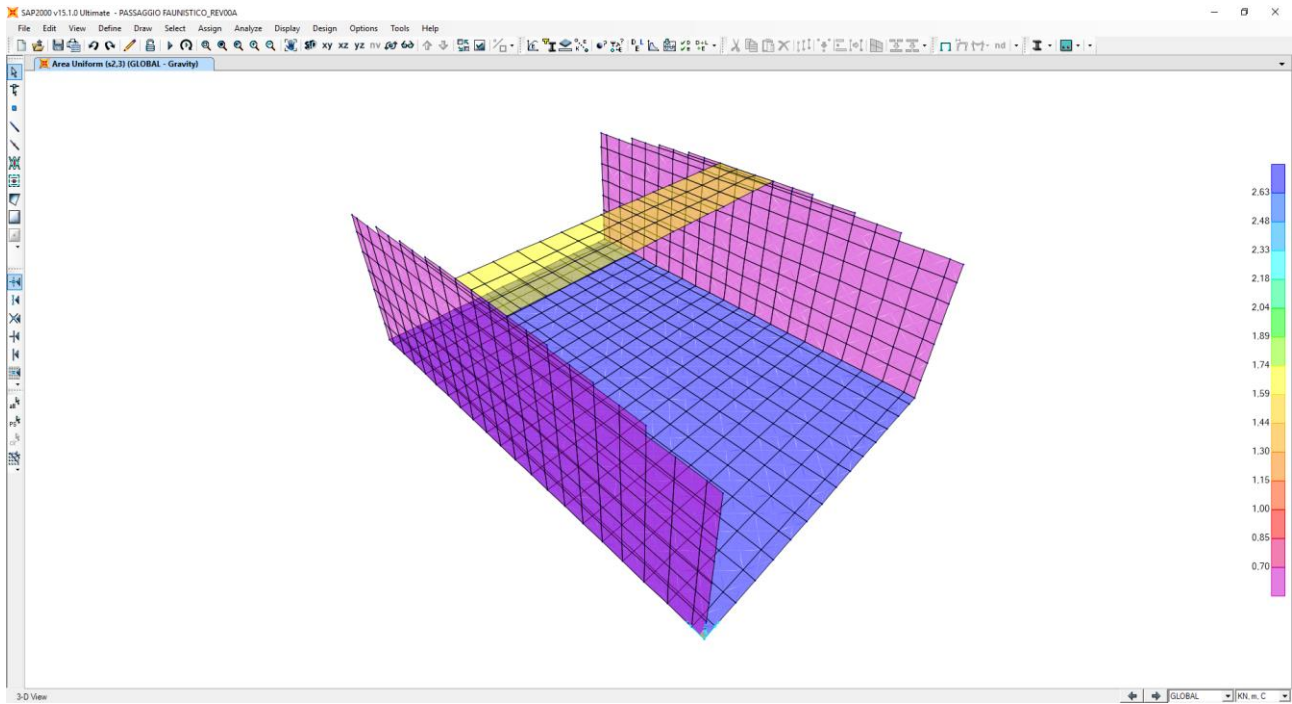
- "s2.1" inerzia elementi strutturali in direzione longitudinale.



● “s2.2” inerzia elementi strutturali in direzione trasversale.



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



### 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:

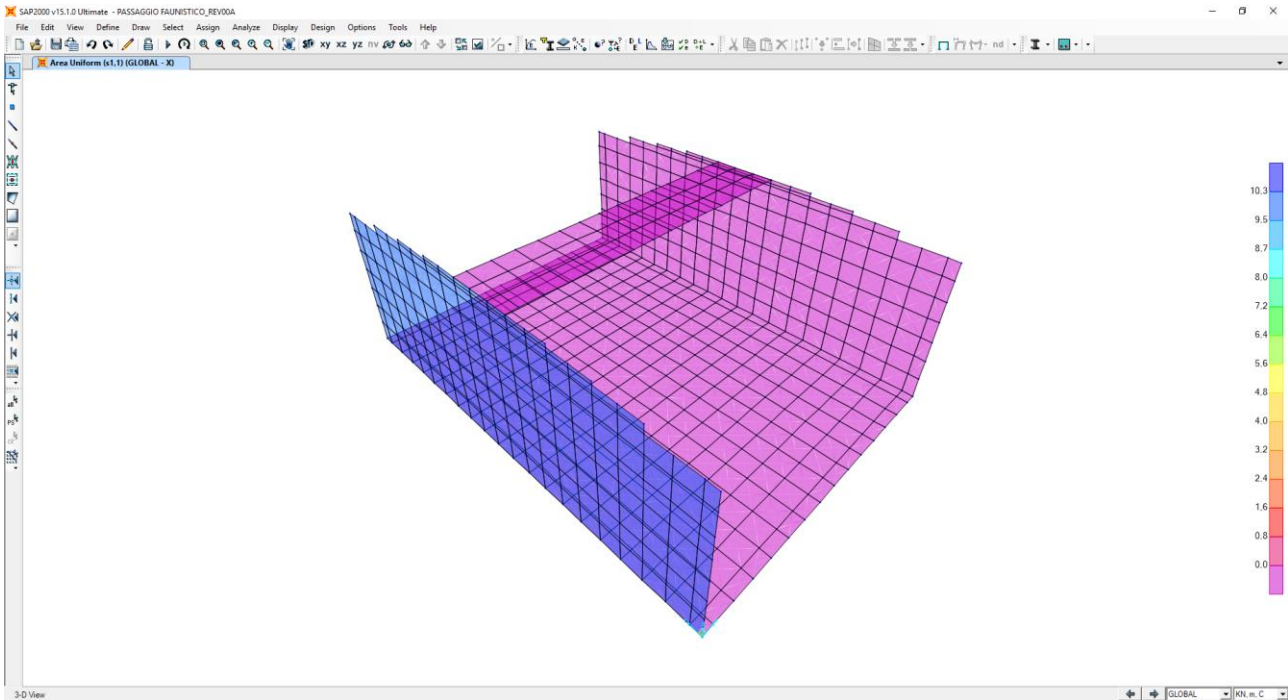
$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

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.**



## 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		CASI DI ANALISI	$\gamma_{SLU}$ (sfavo- revole)	$\gamma_{SLU}$ (favo- revole)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
g <sub>1</sub>	Peso proprio degli elementi strutturali	PP-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g <sub>2</sub>	Carico permanente dovuto al peso proprio dei cordoli in calcestruzzo	CP-01	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
g <sub>3</sub>	Carico permanente dovuto al peso della pavimentazione stradale						
g <sub>4</sub>	Carico permanente dovuto al peso del ricoprimento sulla zattera di fondazione						
g <sub>5</sub>	Carico permanente dovuto al peso del ricoprimento sulla soletta superiore						
g <sub>6,1</sub>	Spinta laterale del terreno sul setto a sinistra	SPT-01	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g <sub>6,2</sub>	Spinta laterale del terreno sul setto a destra in assenza di falda	SPT-02	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
g <sub>7,1</sub>	Spinta laterale del terreno sul setto a sinistra in presenza di falda						
g <sub>7,2</sub>	Spinta laterale del terreno sul setto a destra in presenza di falda						
q <sub>1</sub>	Carico accidentale distribuito sulla copertura	SPACC-01	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q <sub>2,1</sub>	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a sinistra		1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q <sub>2,2</sub>	Spinta laterale del sovraccarico distribuito sul setto a destra		1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
q <sub>3</sub>	Carico accidentale distribuito sulla zattera di base		1,35	0,00	0,75	0,75	0,00
s <sub>1,1</sub>	Sovraspinta 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		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		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	SISMA(Z)-01	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
	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00
SPACC-01	0,00	0,00

### 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
	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00
SPACC-01	0,75	0,75

#### 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
	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00
SPT-01	1,00	0,00
SPT-02	0,00	1,00
SPACC-01	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 2.6.1, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

**Tabella 2.6.1** – 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	
	$\gamma$	$\psi$	$\gamma$	$\psi$
PP-01	1,35	1,00	1,35	1,00
CP-01	1,50	1,00	1,50	1,00
SPT-01	1,35	1,00	1,35	0,00
SPT-02	1,35	0,00	1,35	1,00
SPACC-01	1,35	1,00	1,35	1,00
SISMA(X)-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Y)-01	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA(Z)-01	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

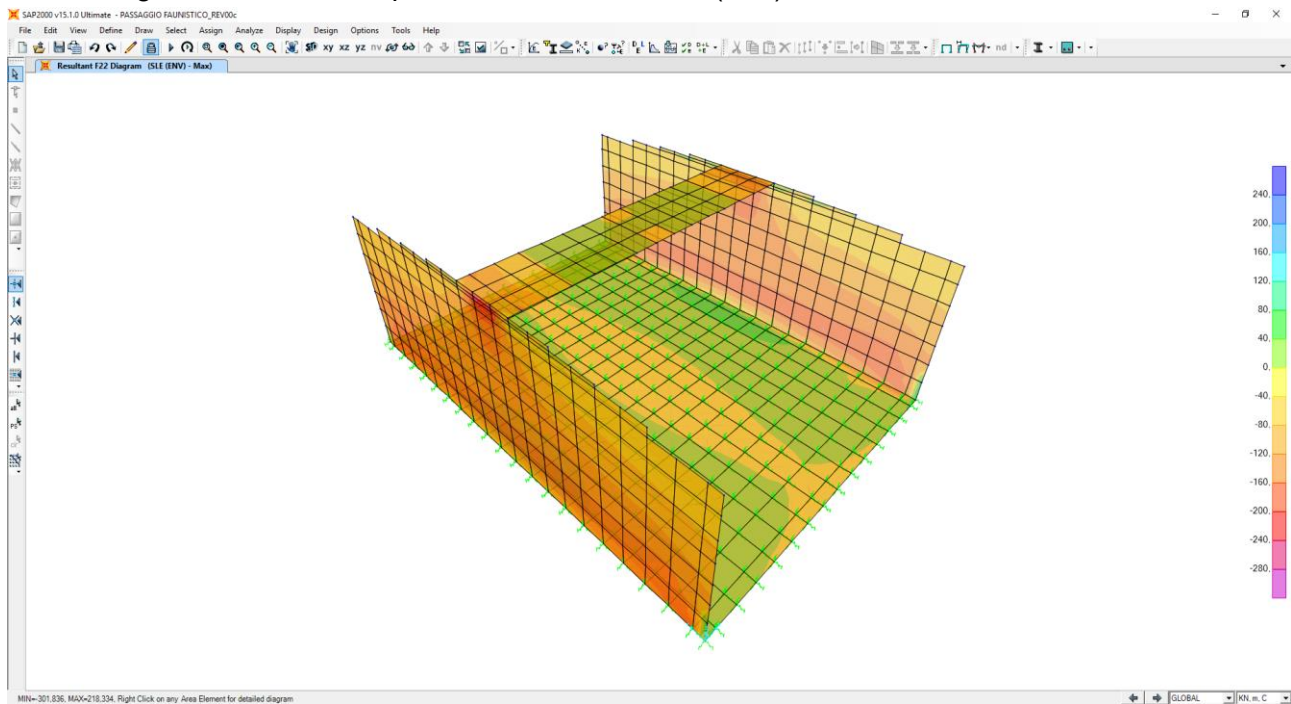
COMBINAZIONI S.L.U. - SISMICHE						
CASO DI ANALISI	SISMA.1	SISMA.2	SISMA.3	SISMA.4	SISMA.5	SISMA.6
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
PP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CP-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
SPT-02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SPACC-01	0,00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

## 11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

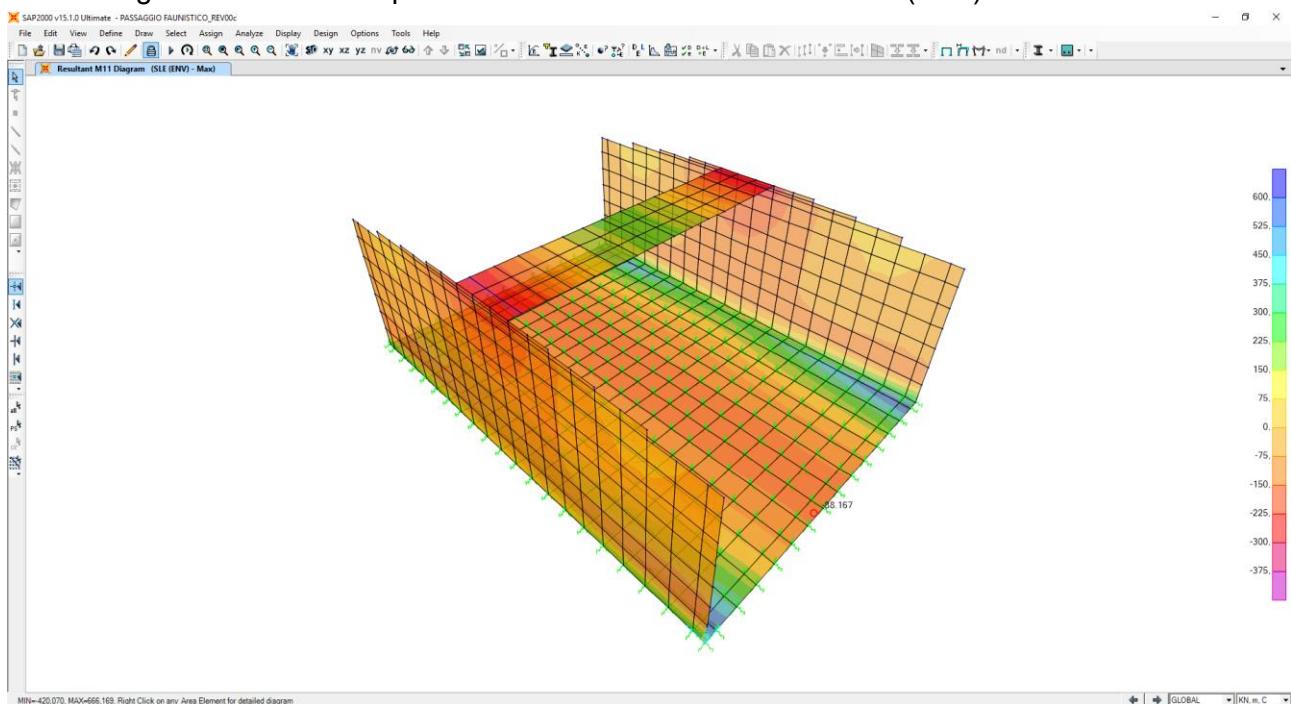
Nei paragrafi successivi sono riportati le azioni sollecitanti agenti sugli elementi strutturali per le diverse combinazioni di carico considerate.

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

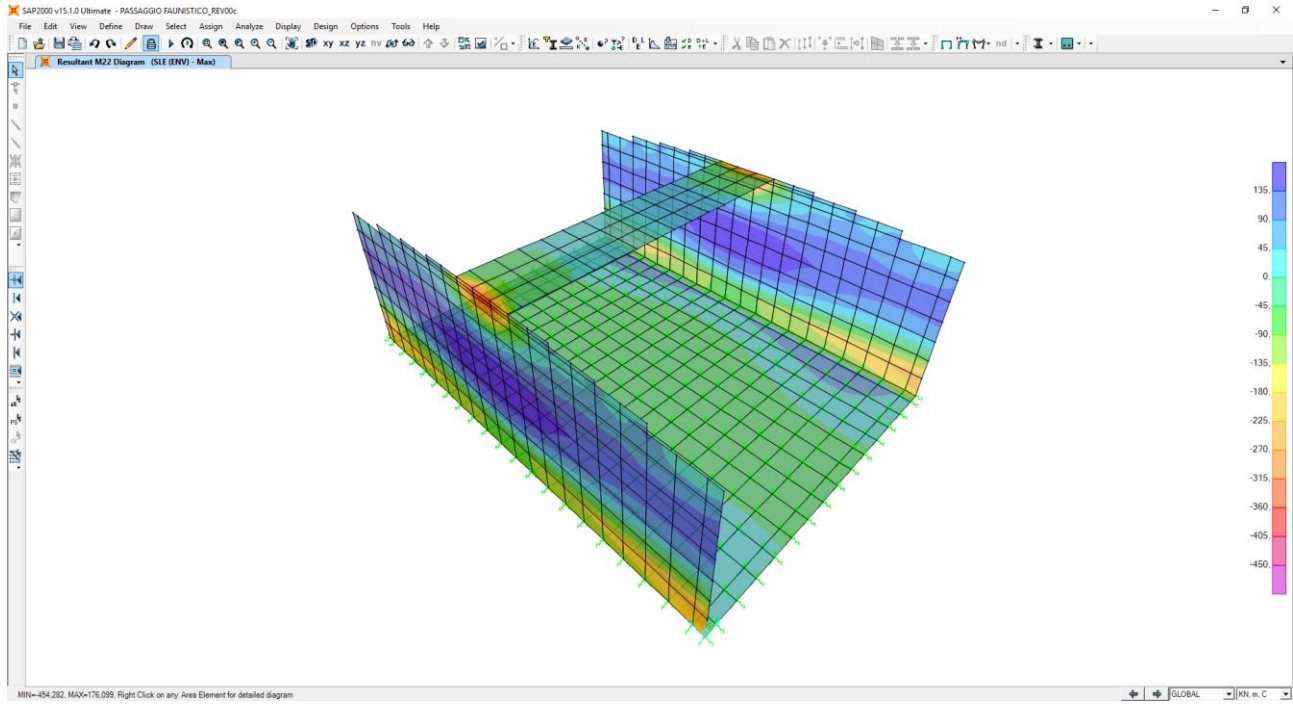
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



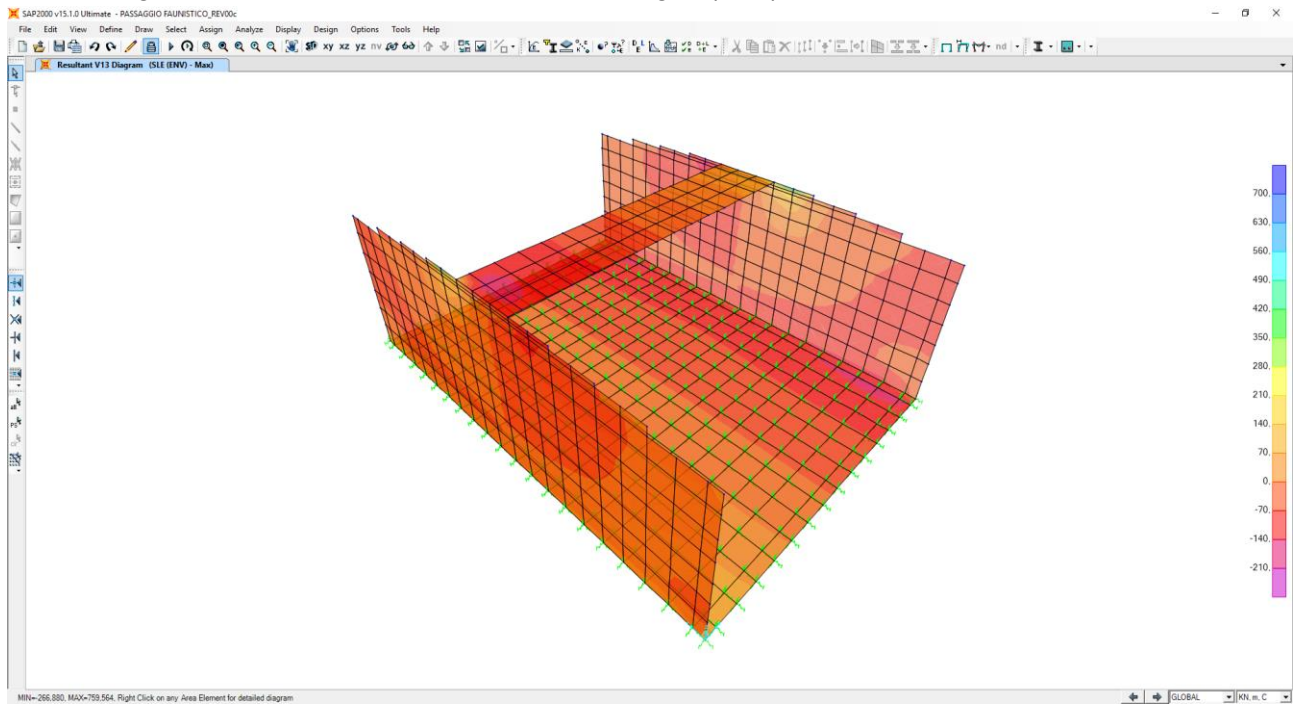
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



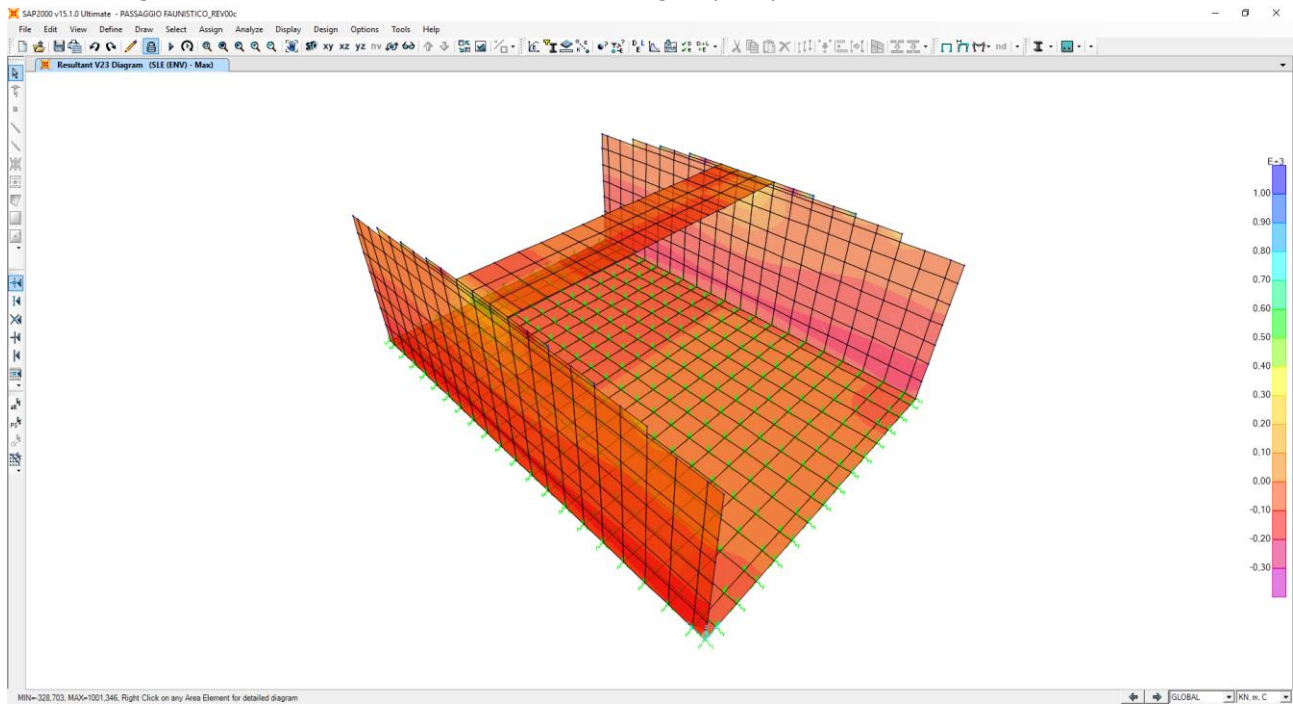
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

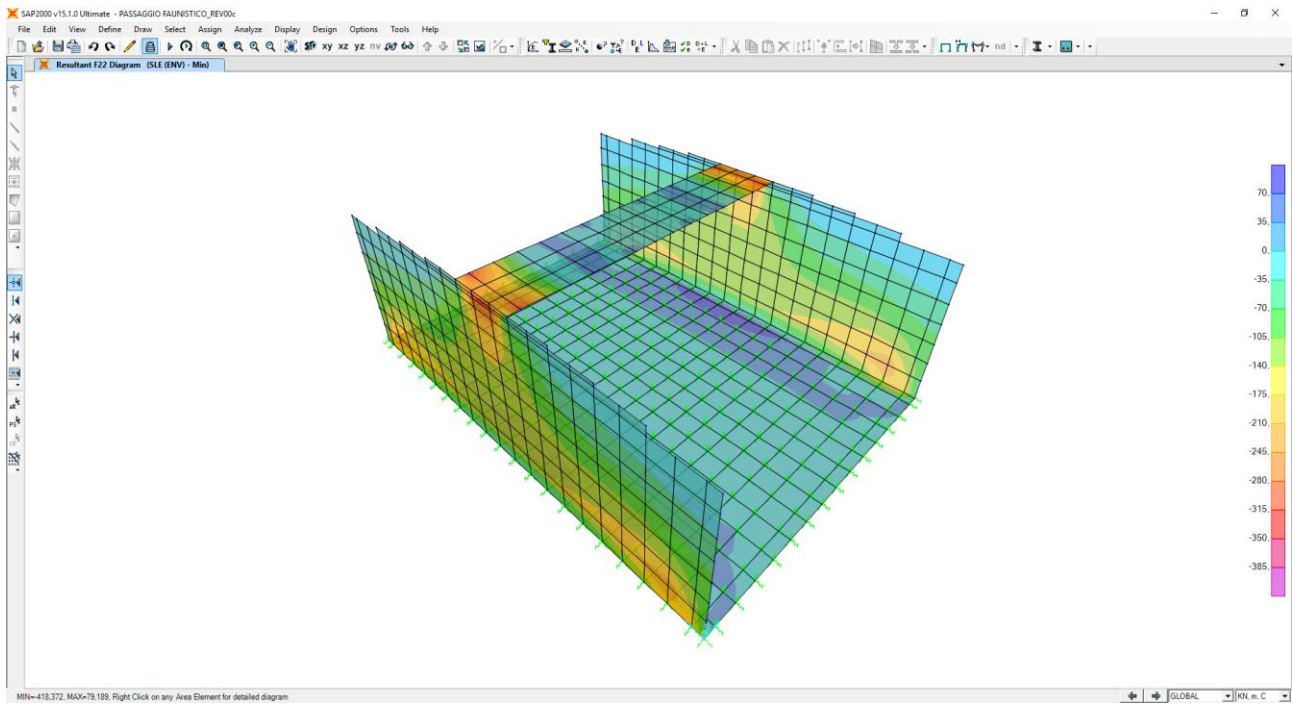


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

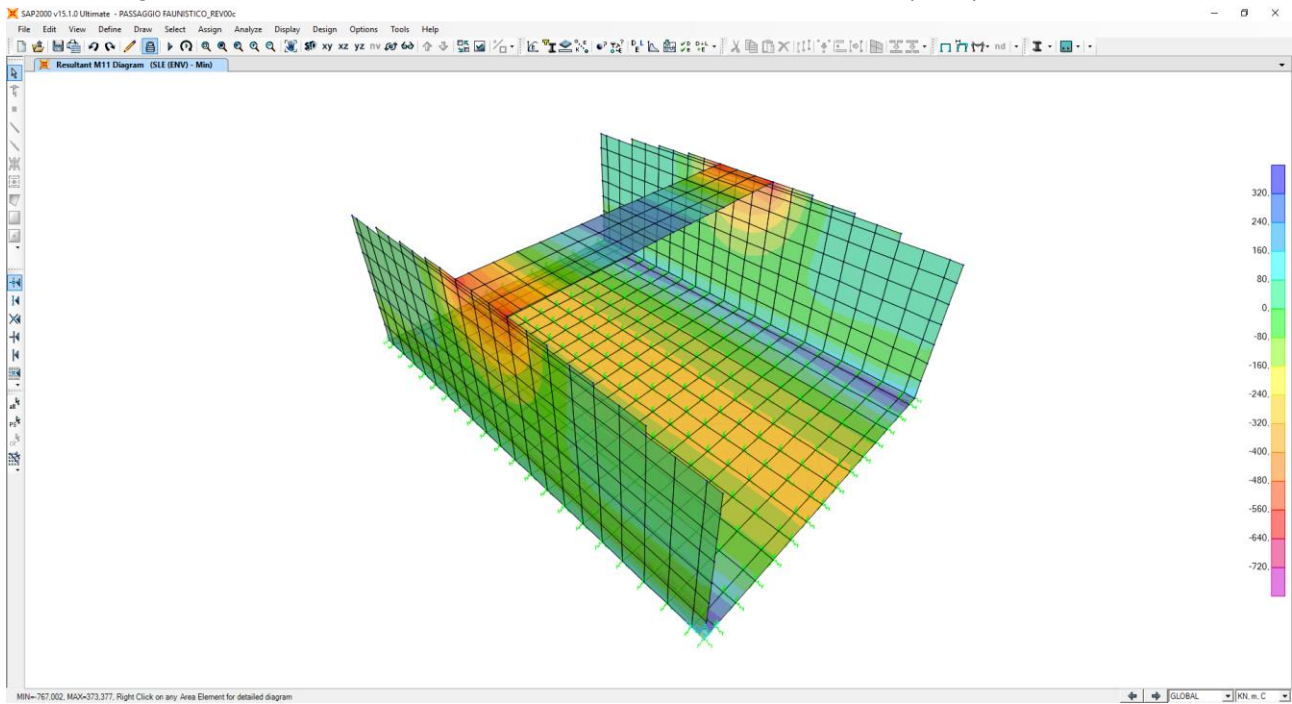


## 11.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – INVILUPPO MIN

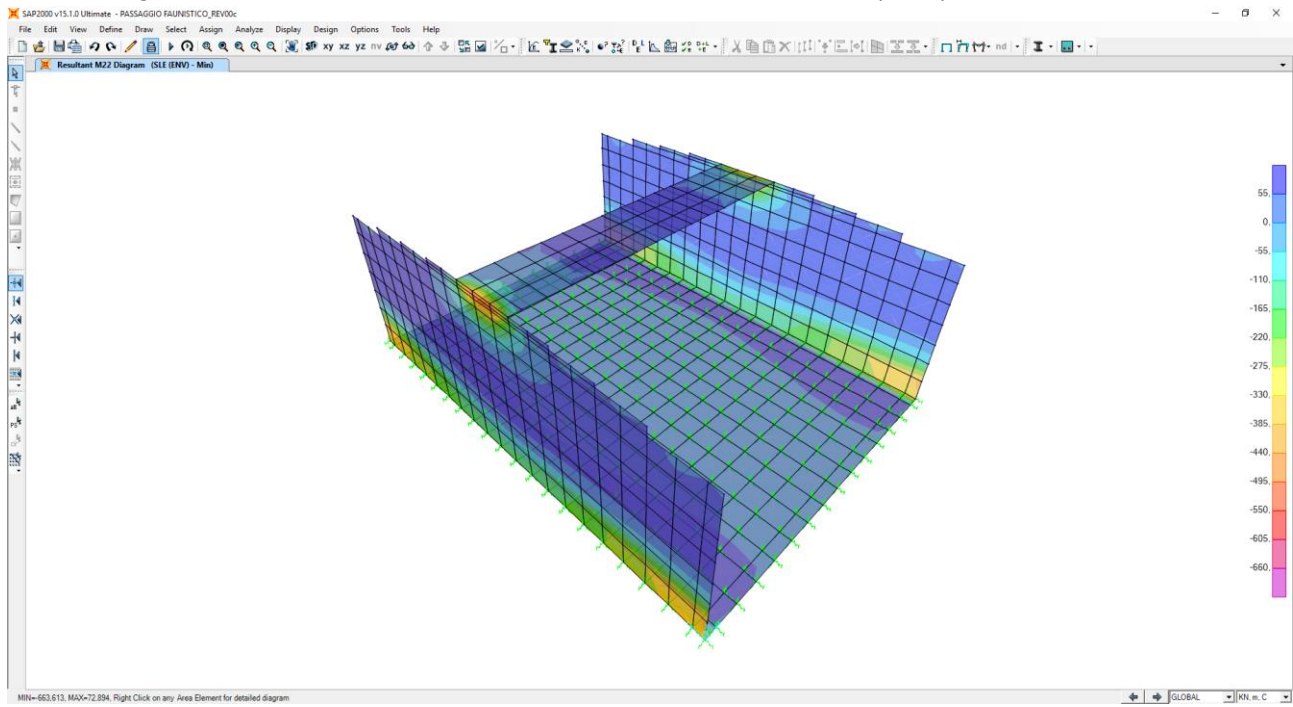
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



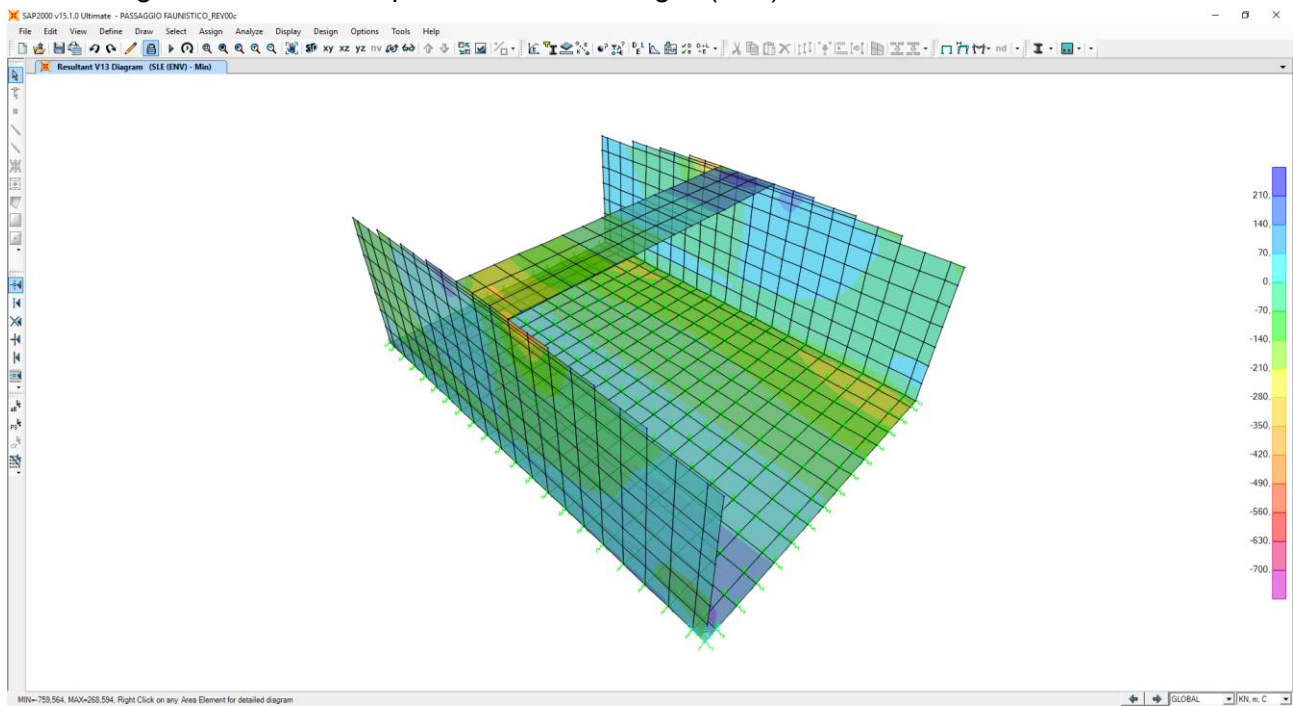
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



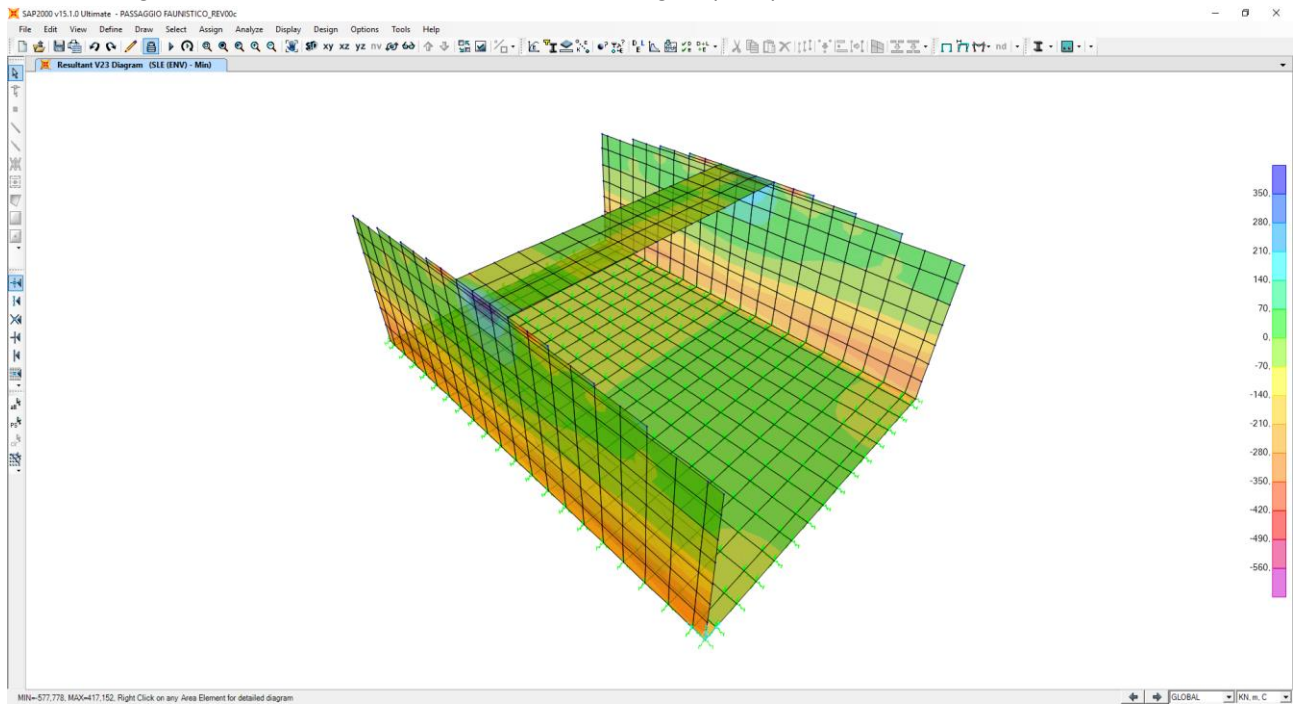
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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



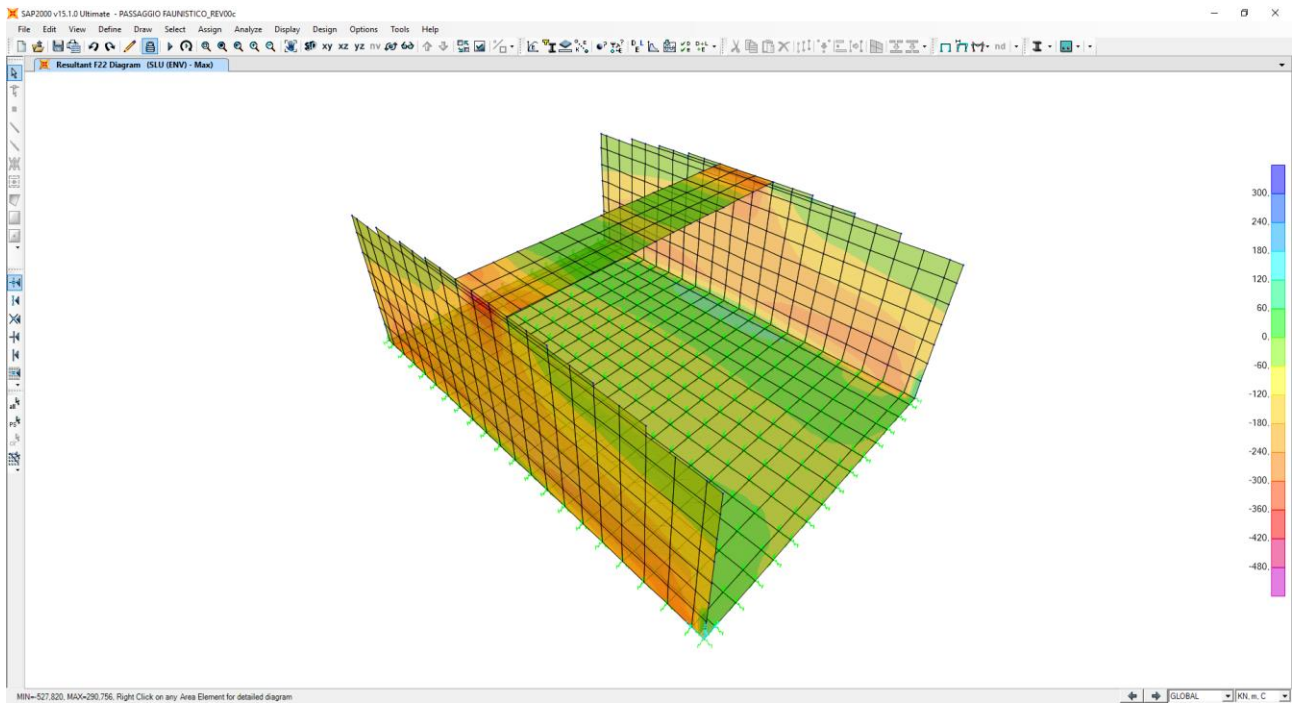
Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)



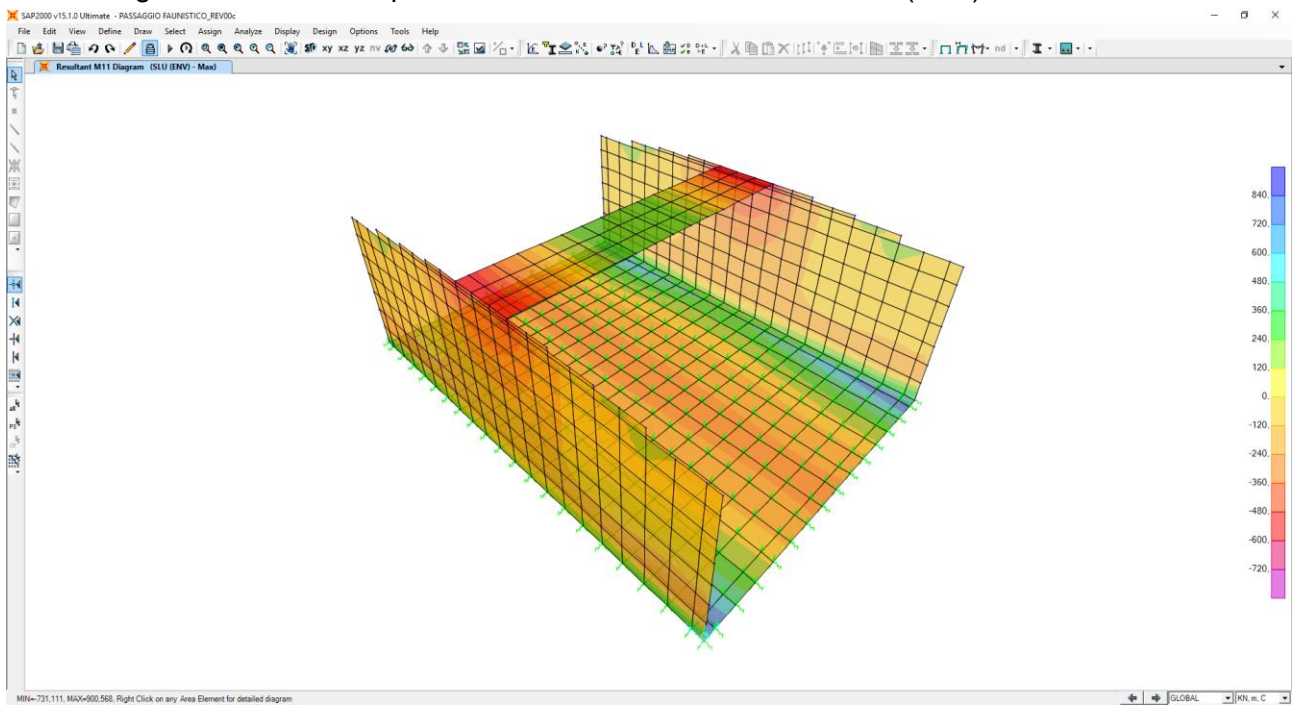


### 11.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MAX

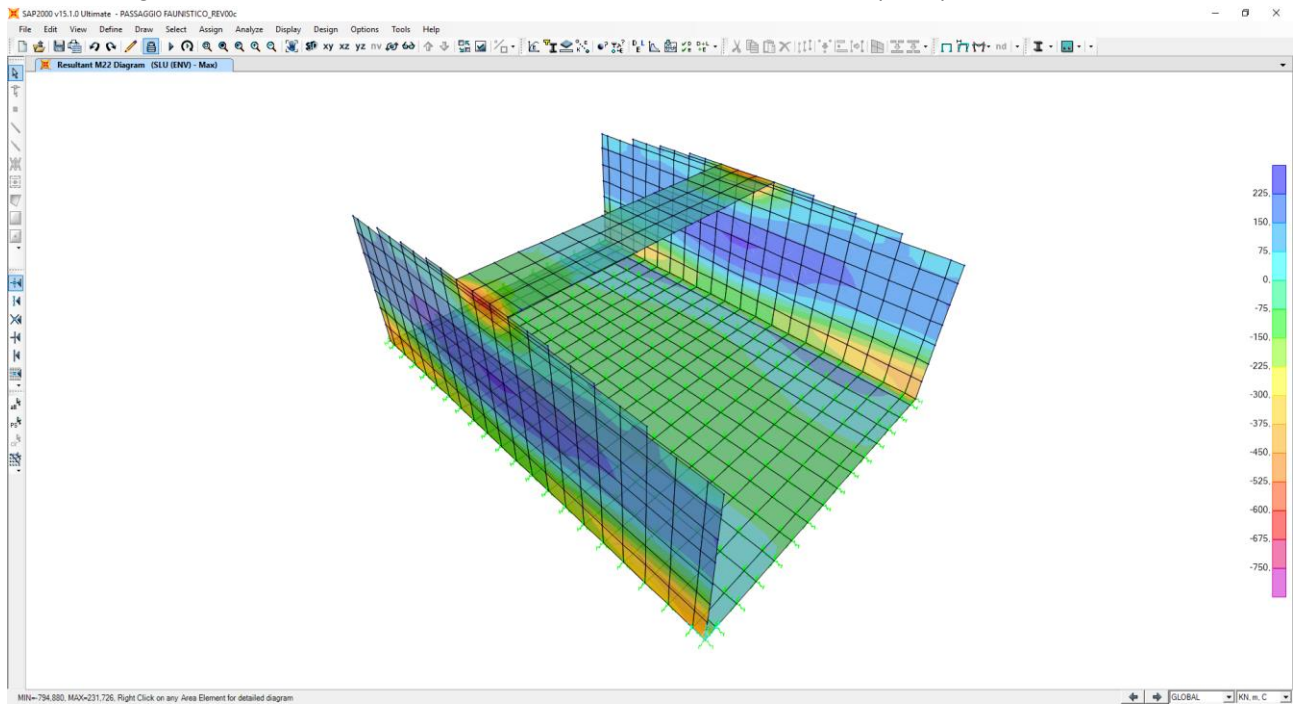
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



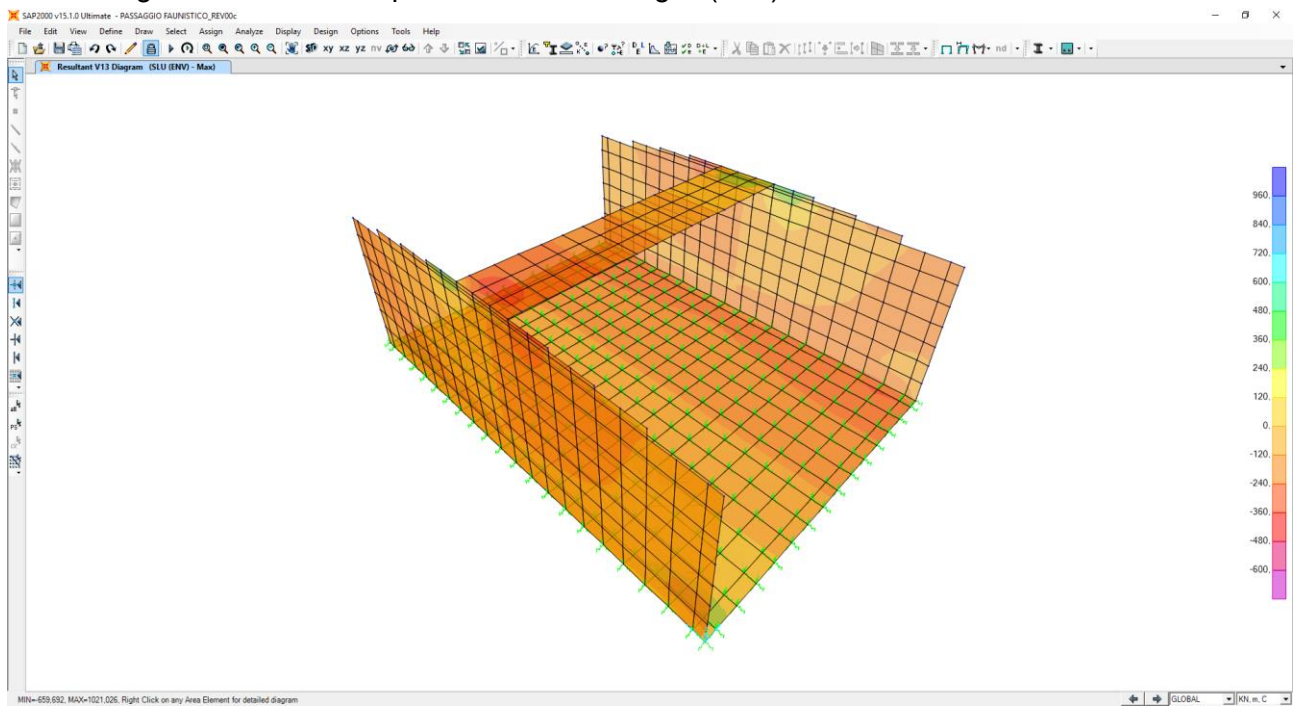
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



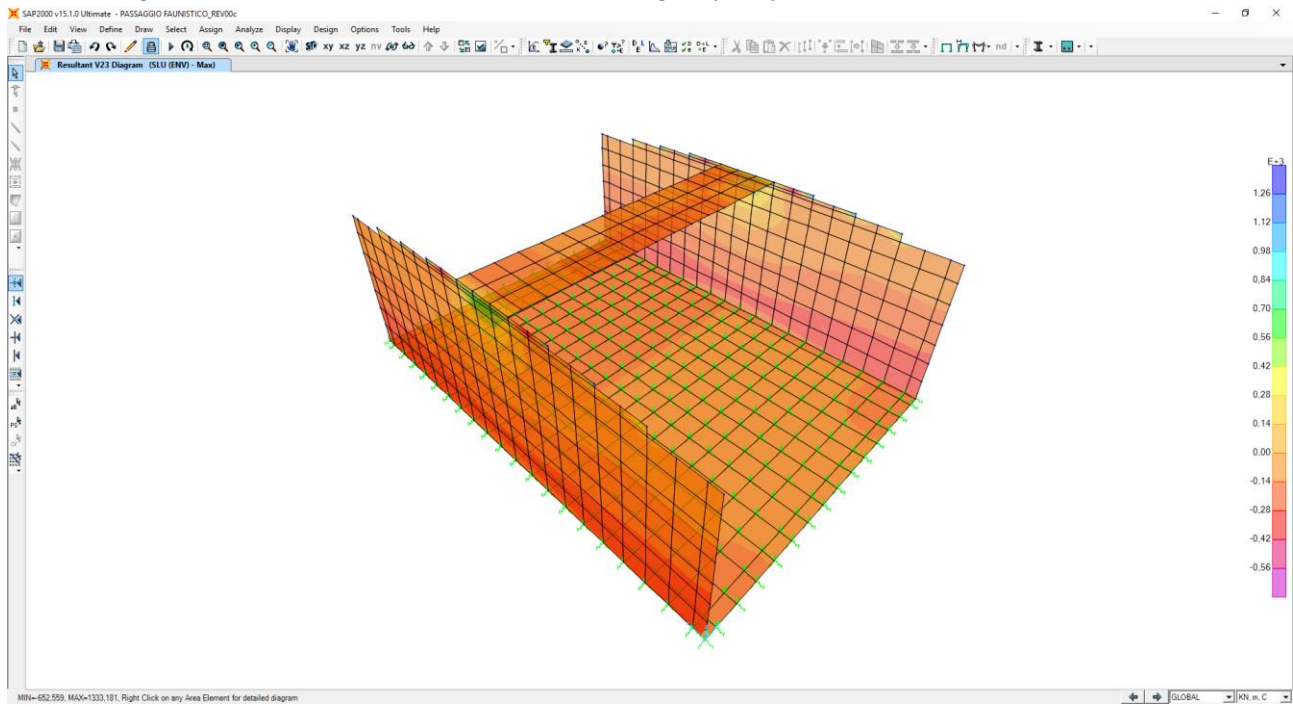
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

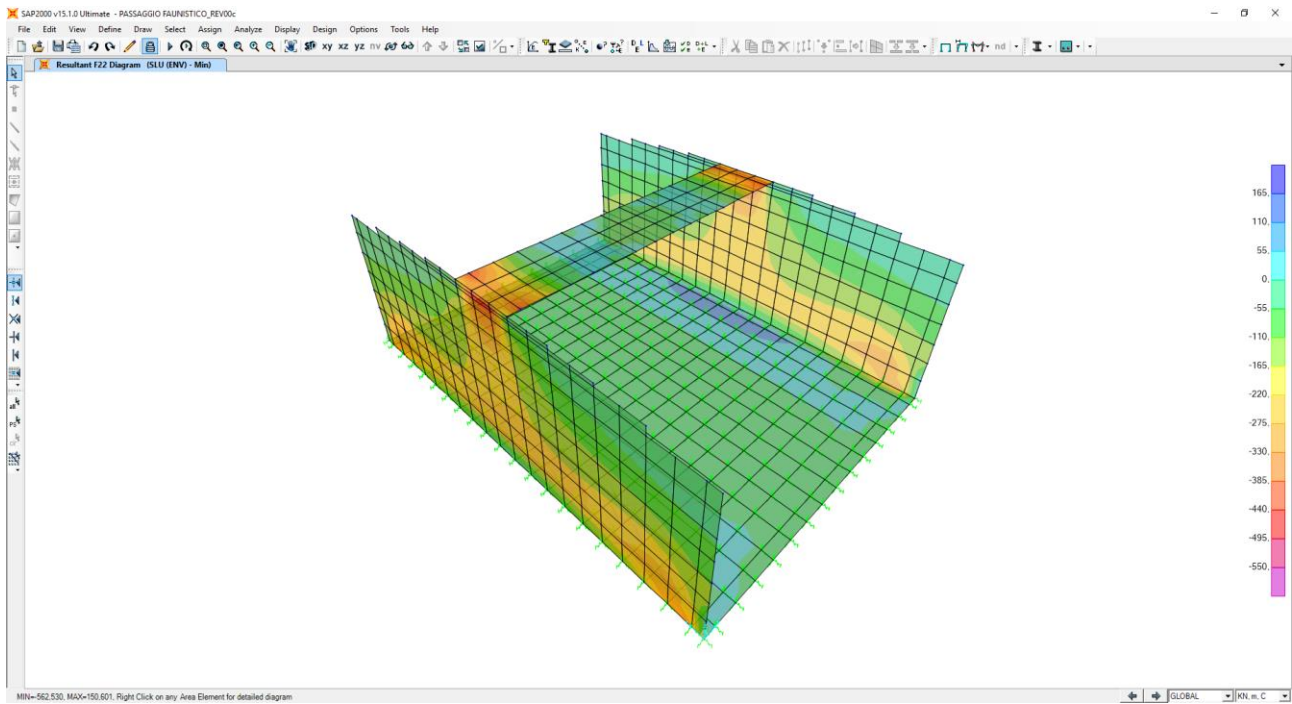


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

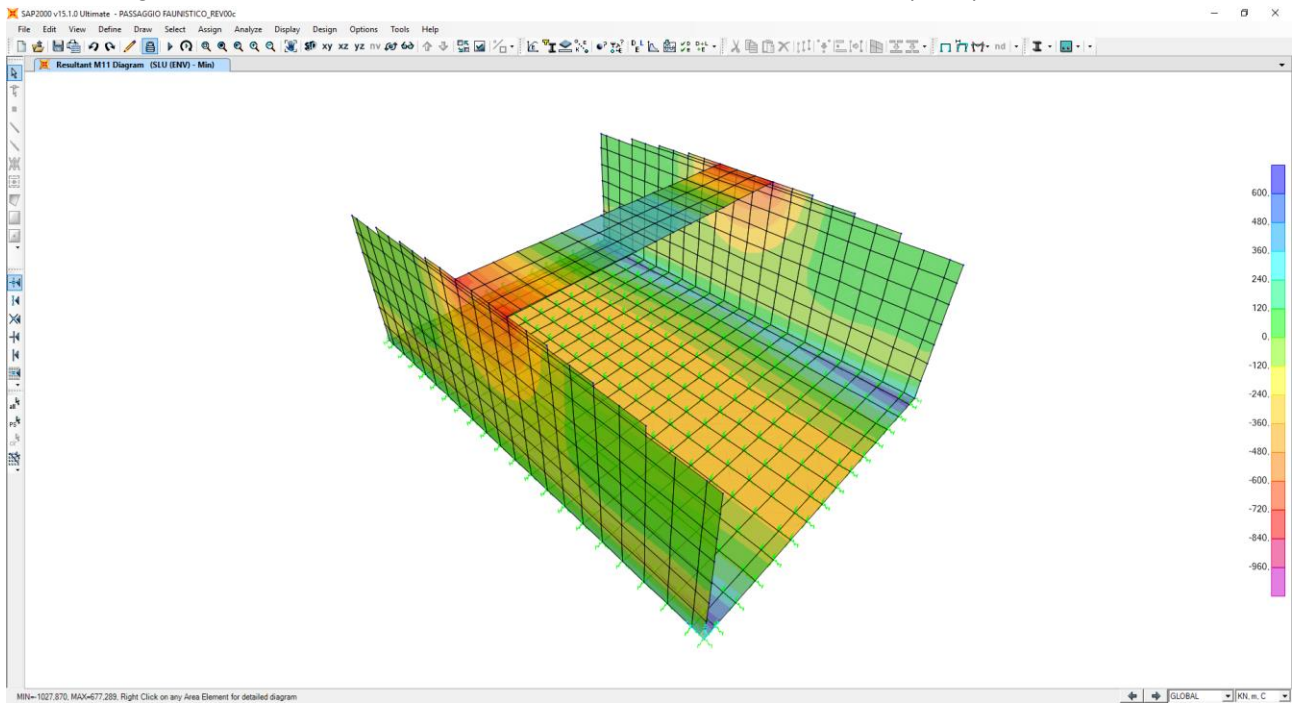


### 11.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO – INVILUPPO MIN

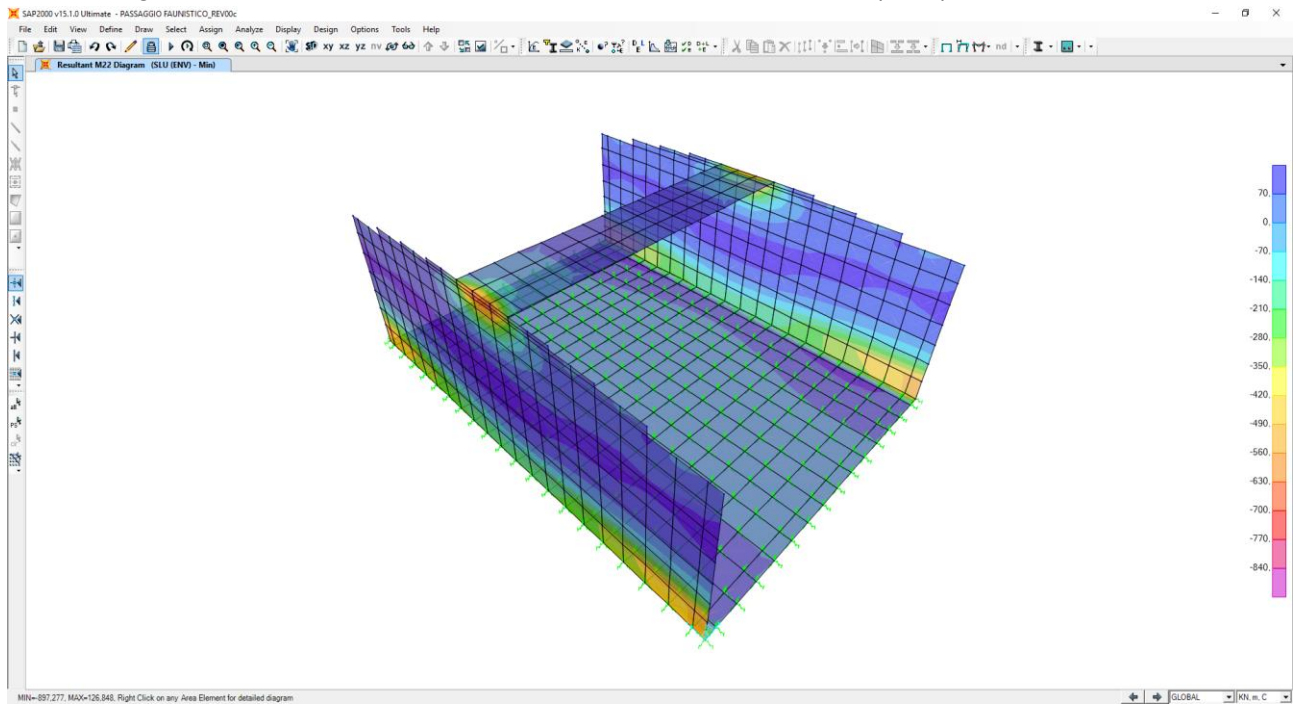
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



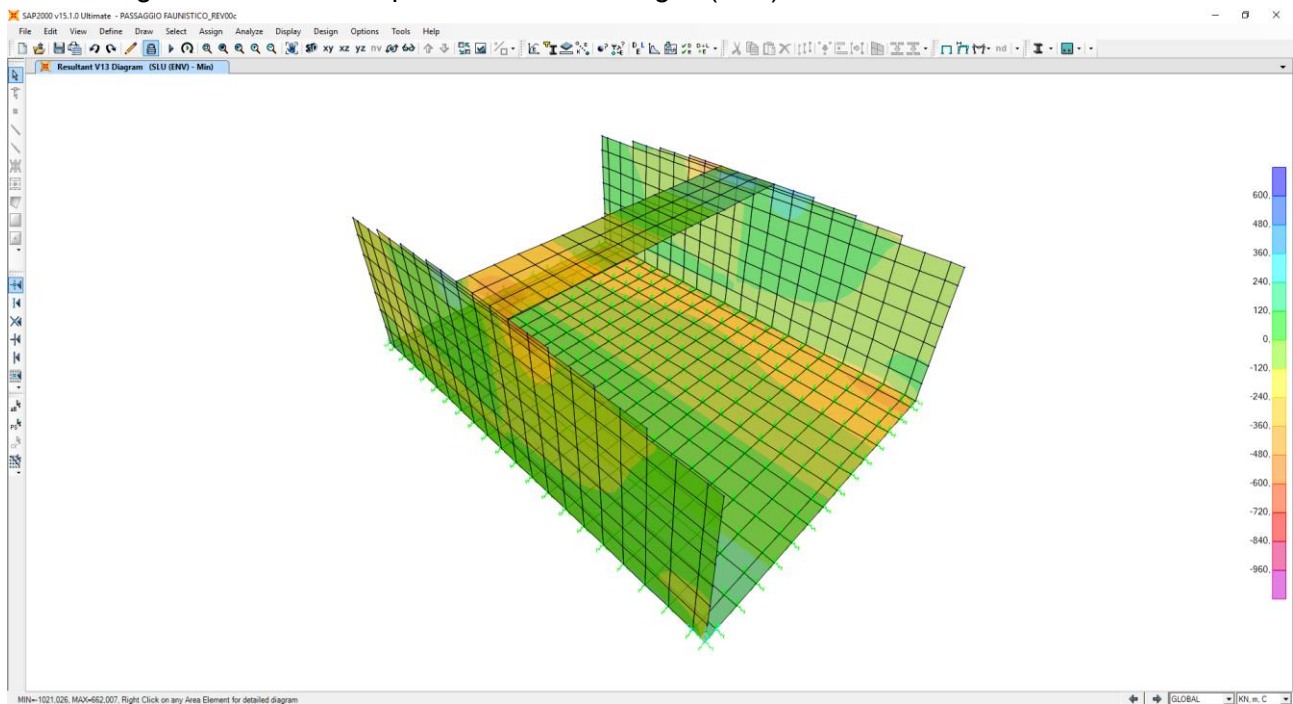
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



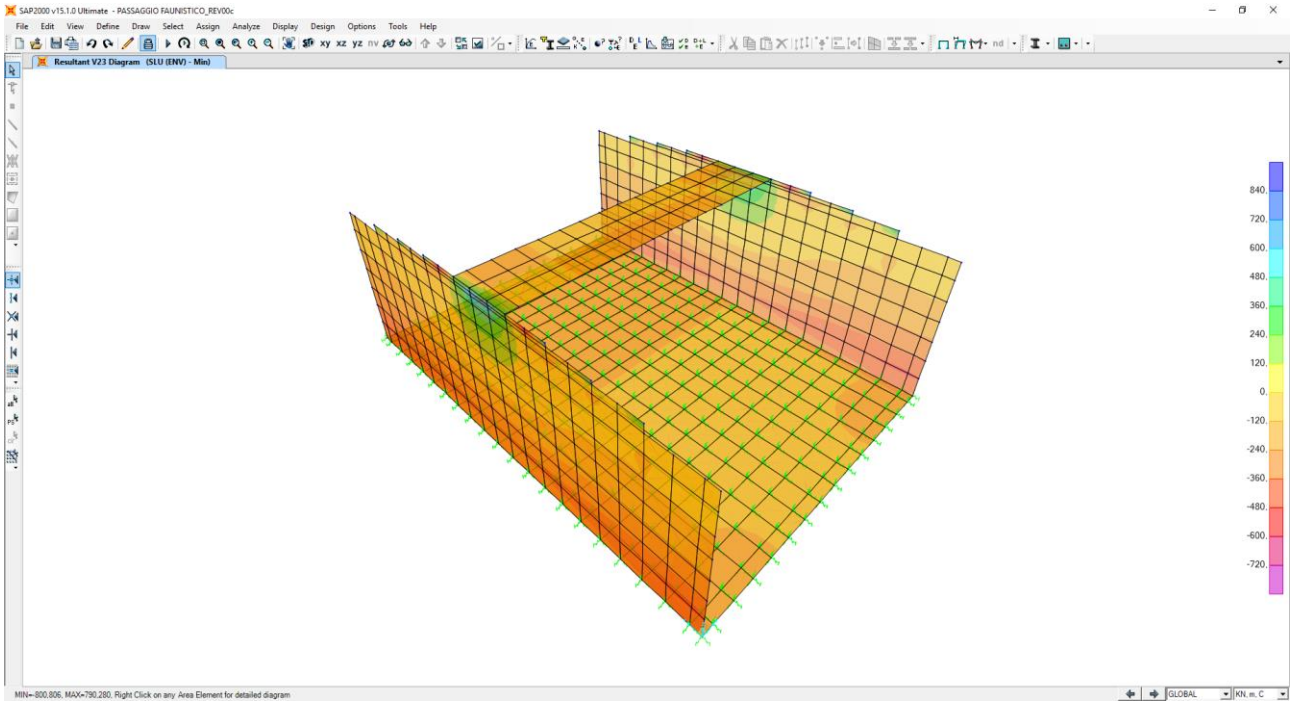
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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

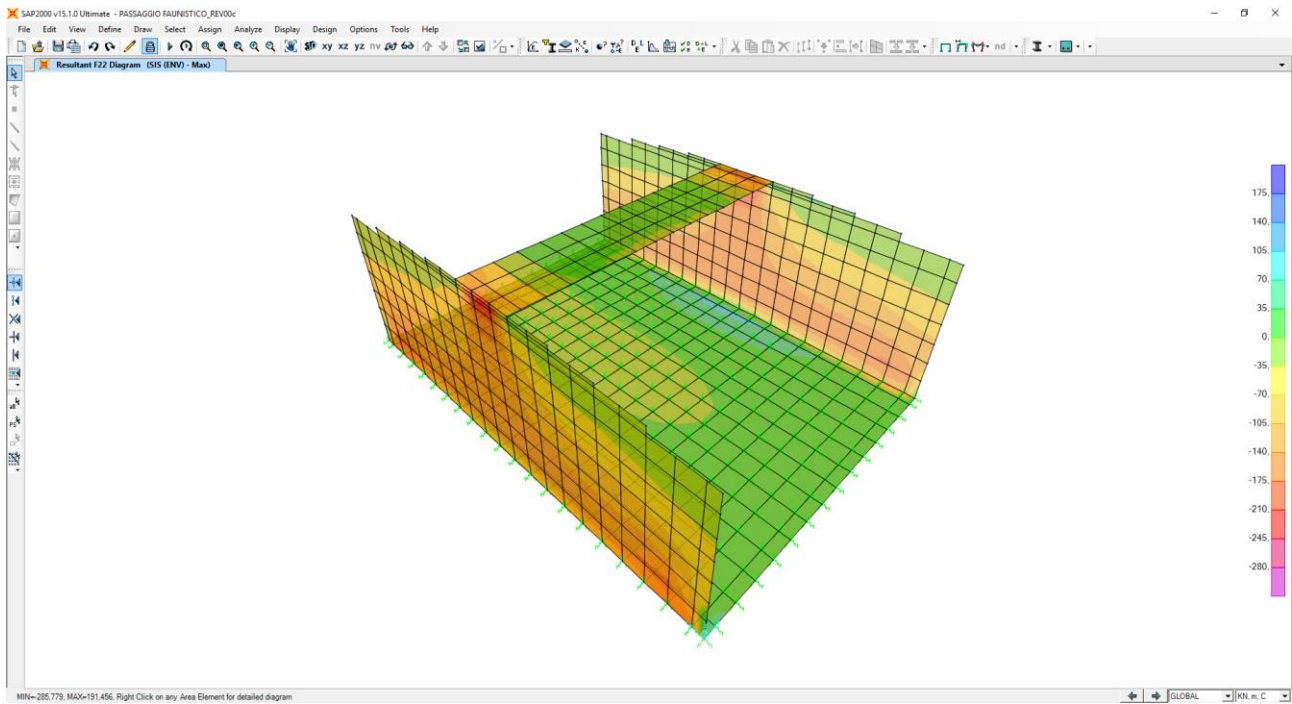


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

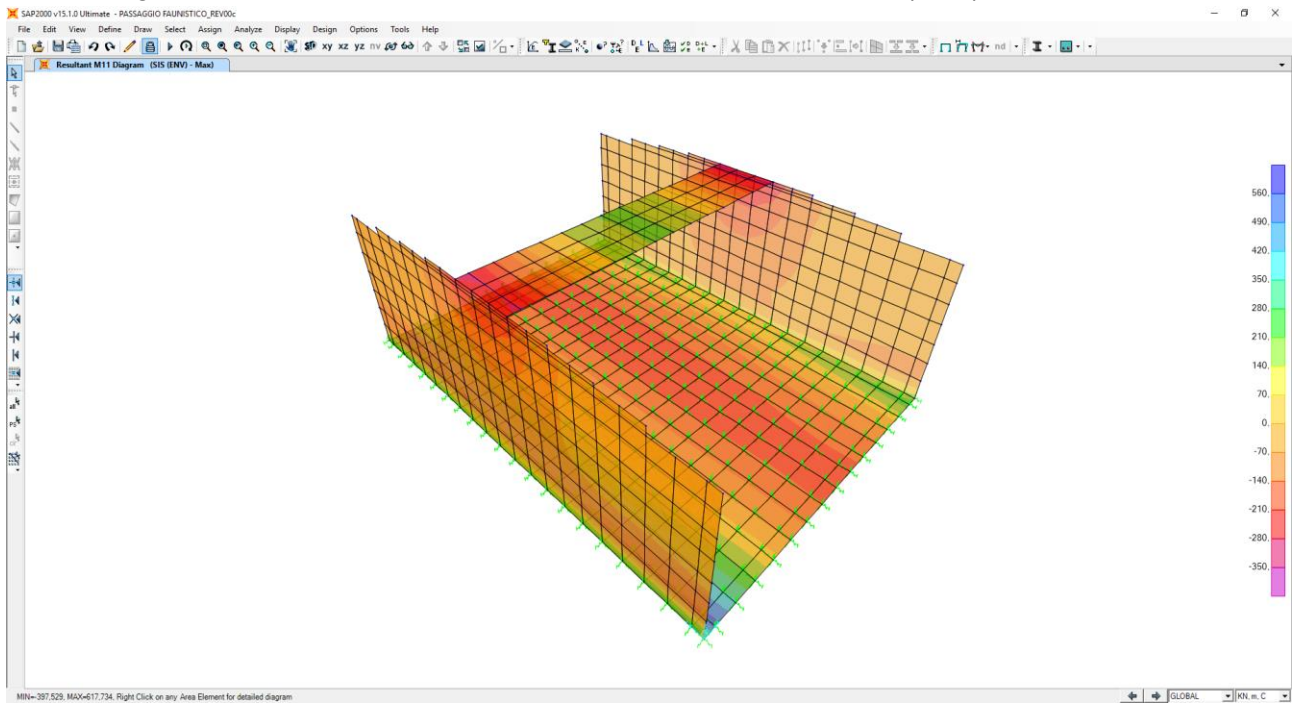


### 11.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MAX

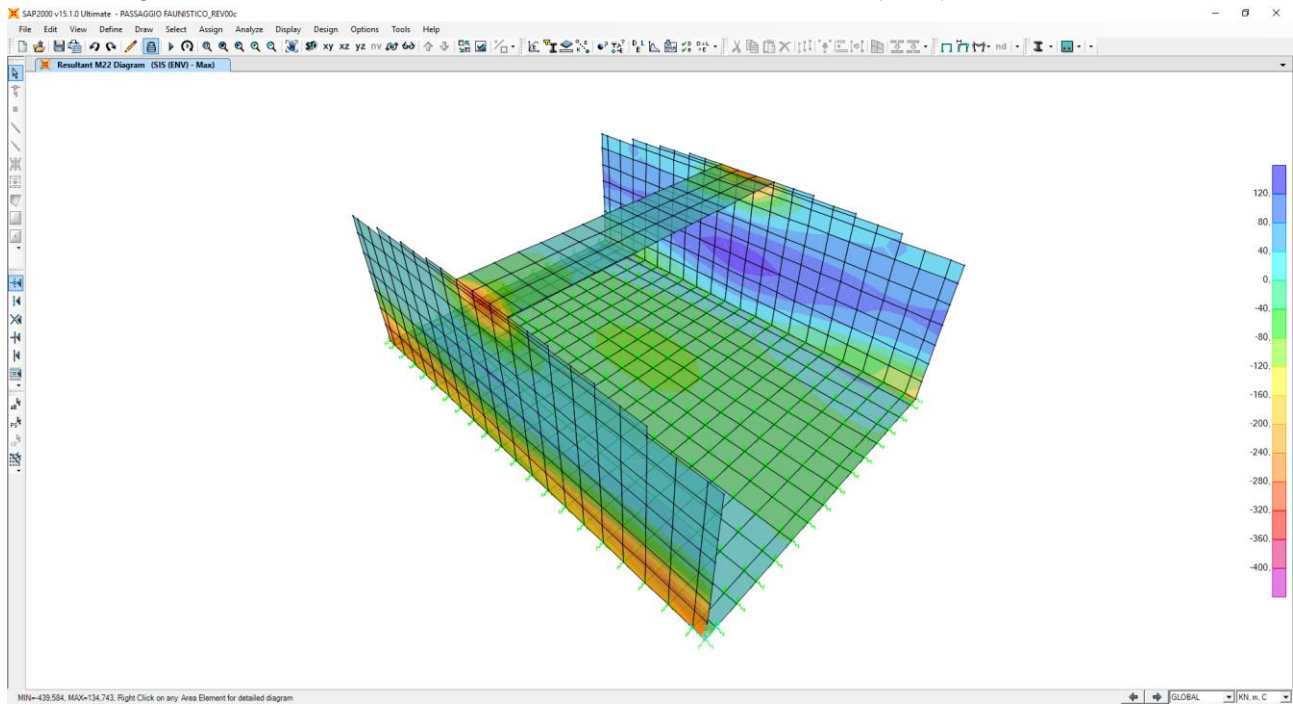
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



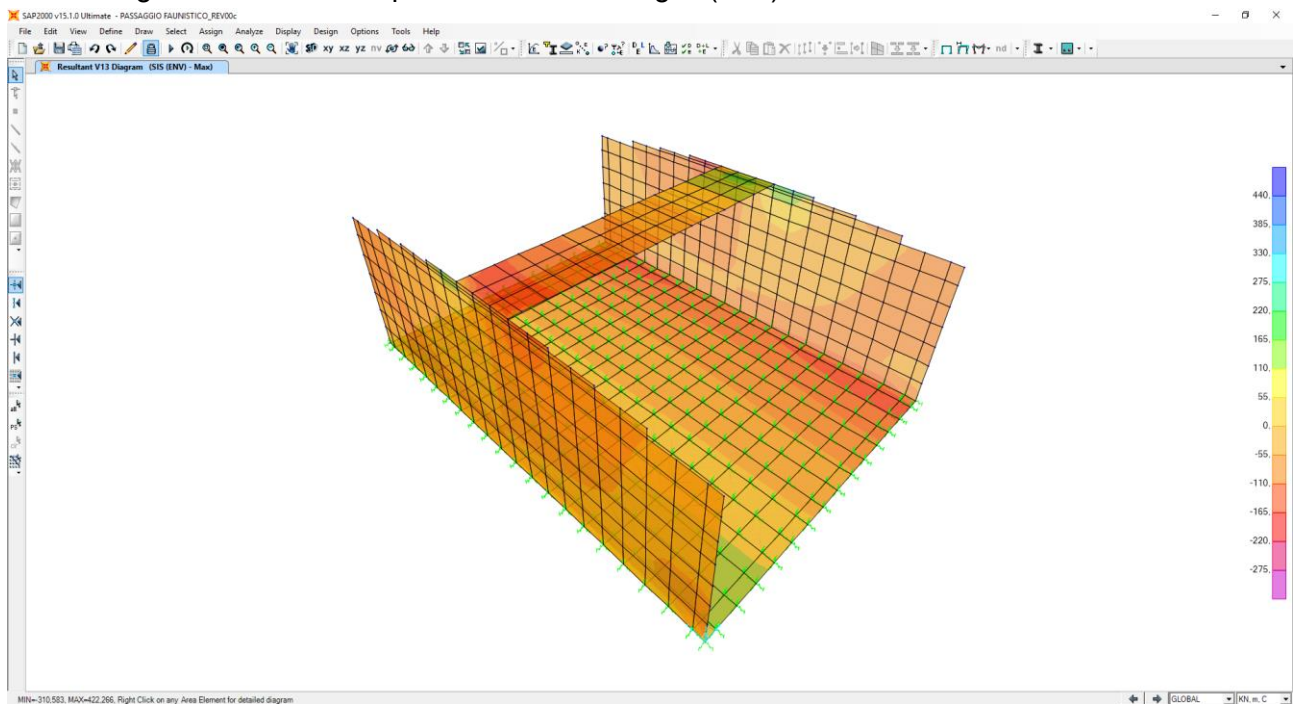
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



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

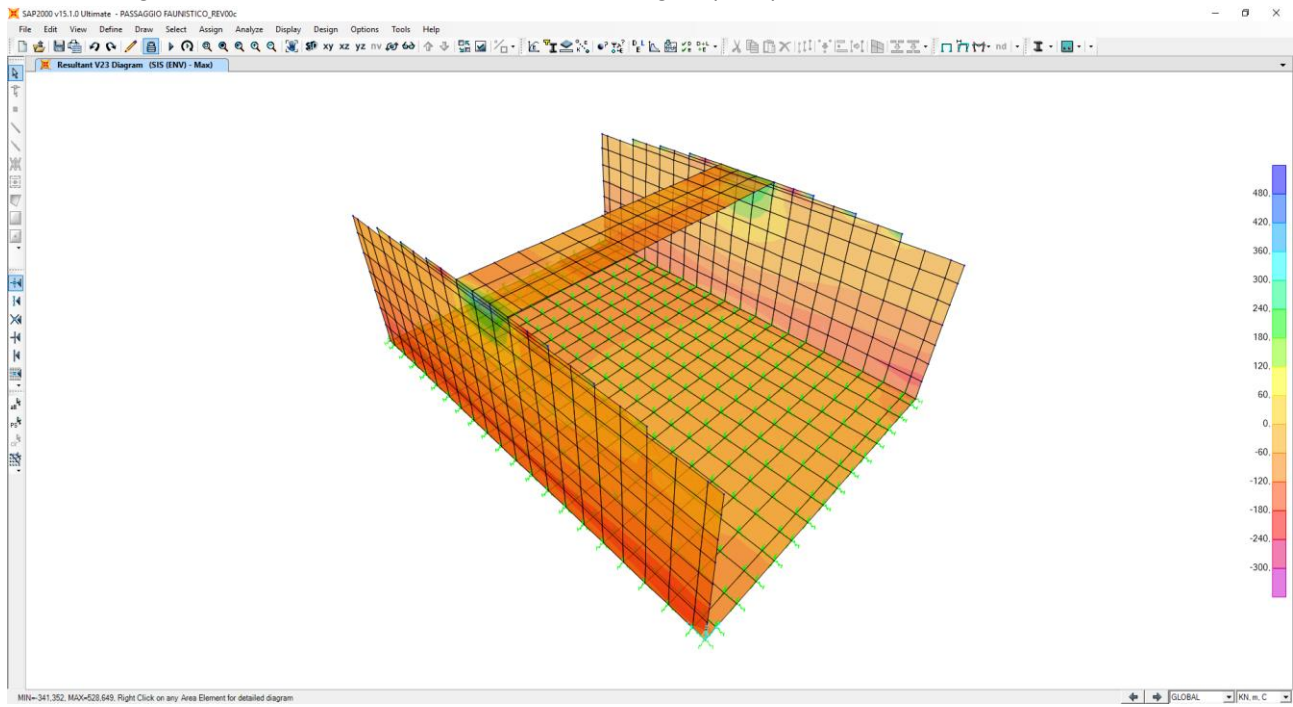


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V13)



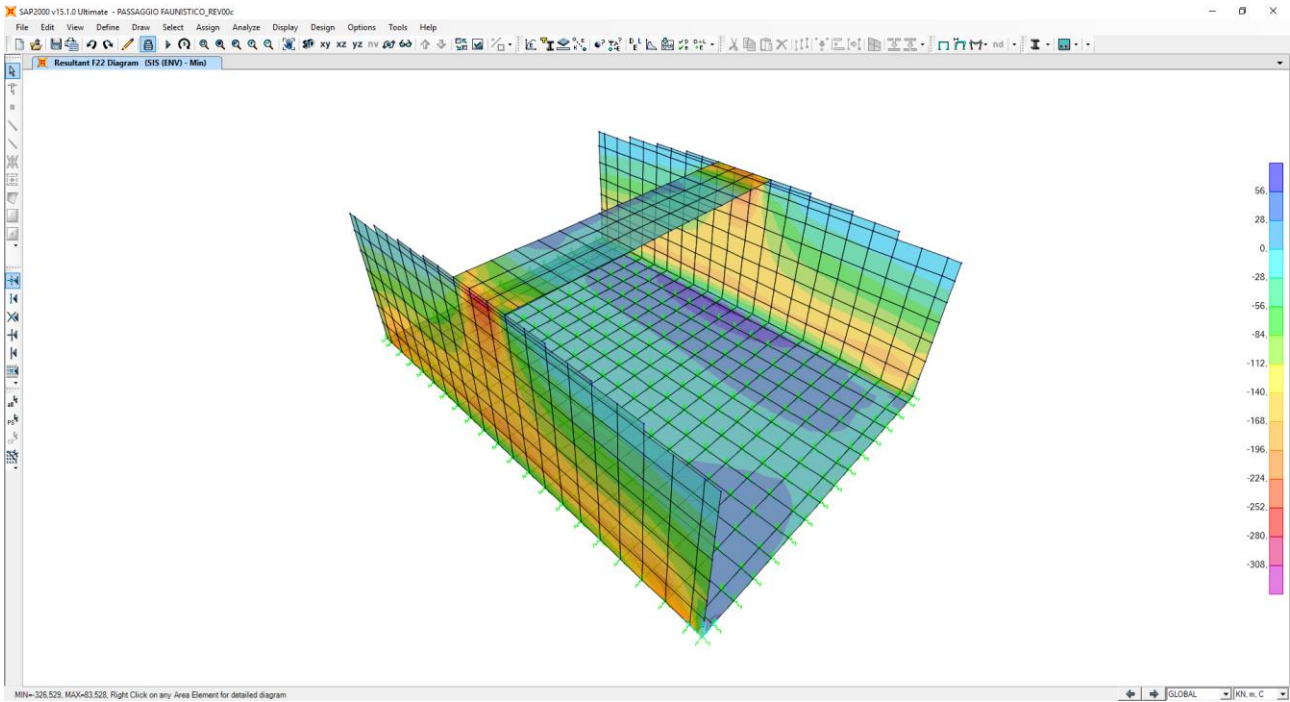


Nell'immagine successiva è riportata l'azione di taglio (V23)

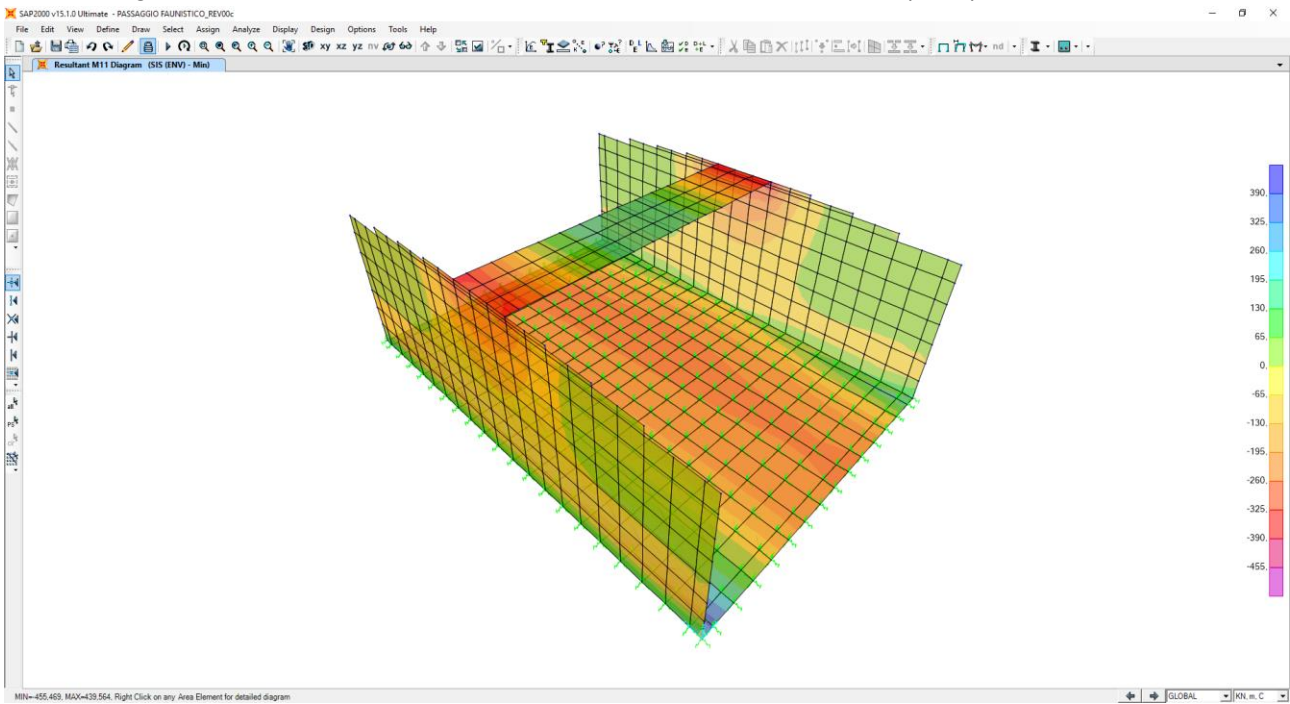


### 11.6 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE – INVILUPPO MIN

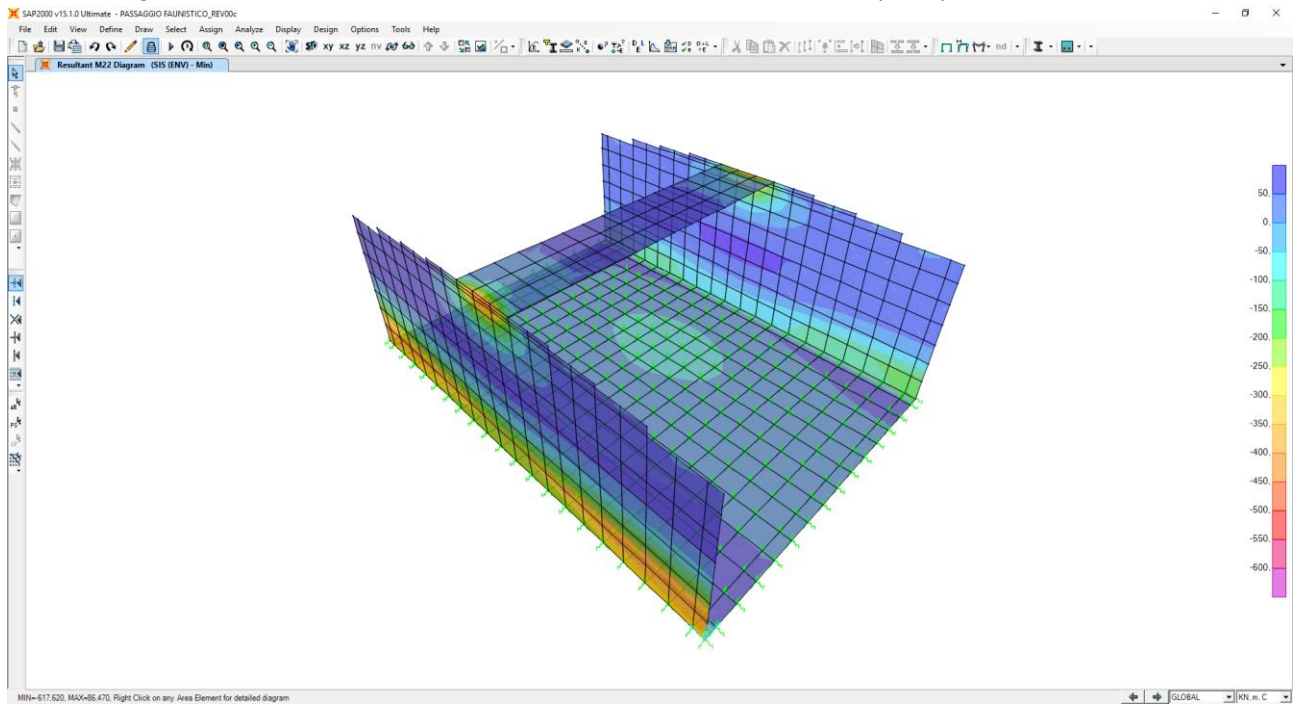
Nell'immagine successiva è riportata l'azione normale (F22)



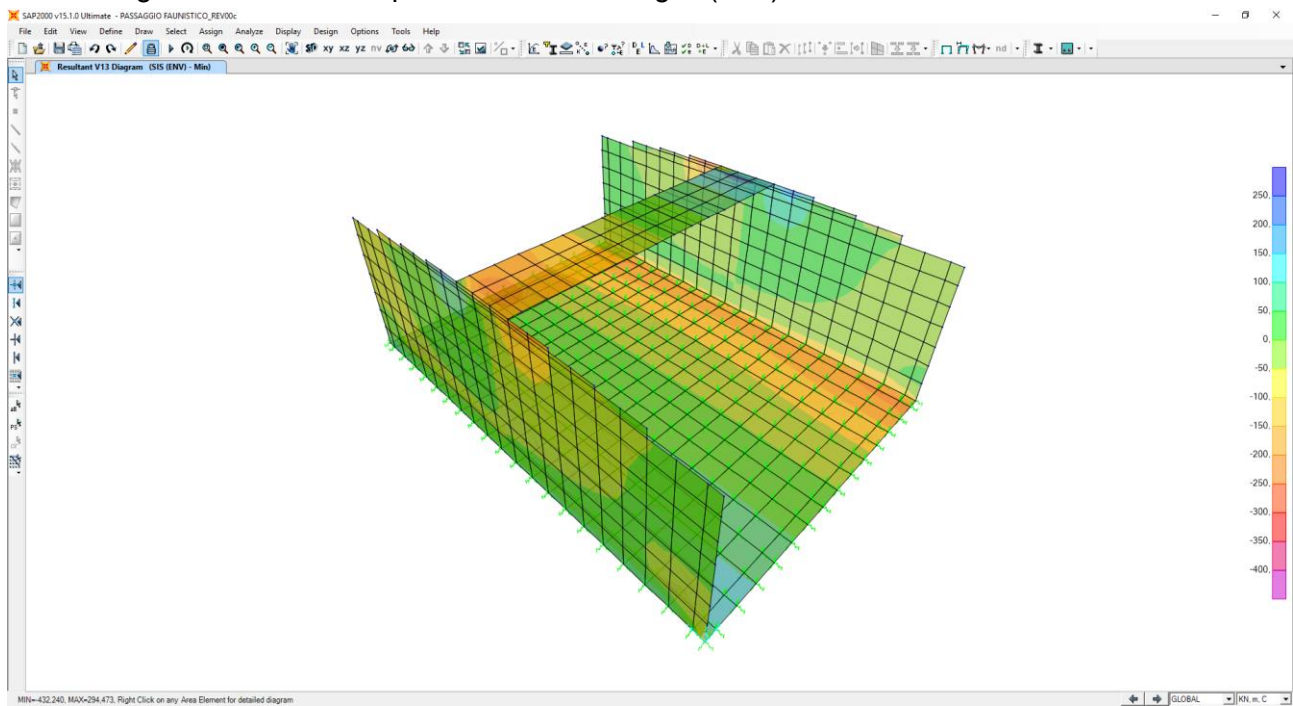
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente orizzontale (M11)



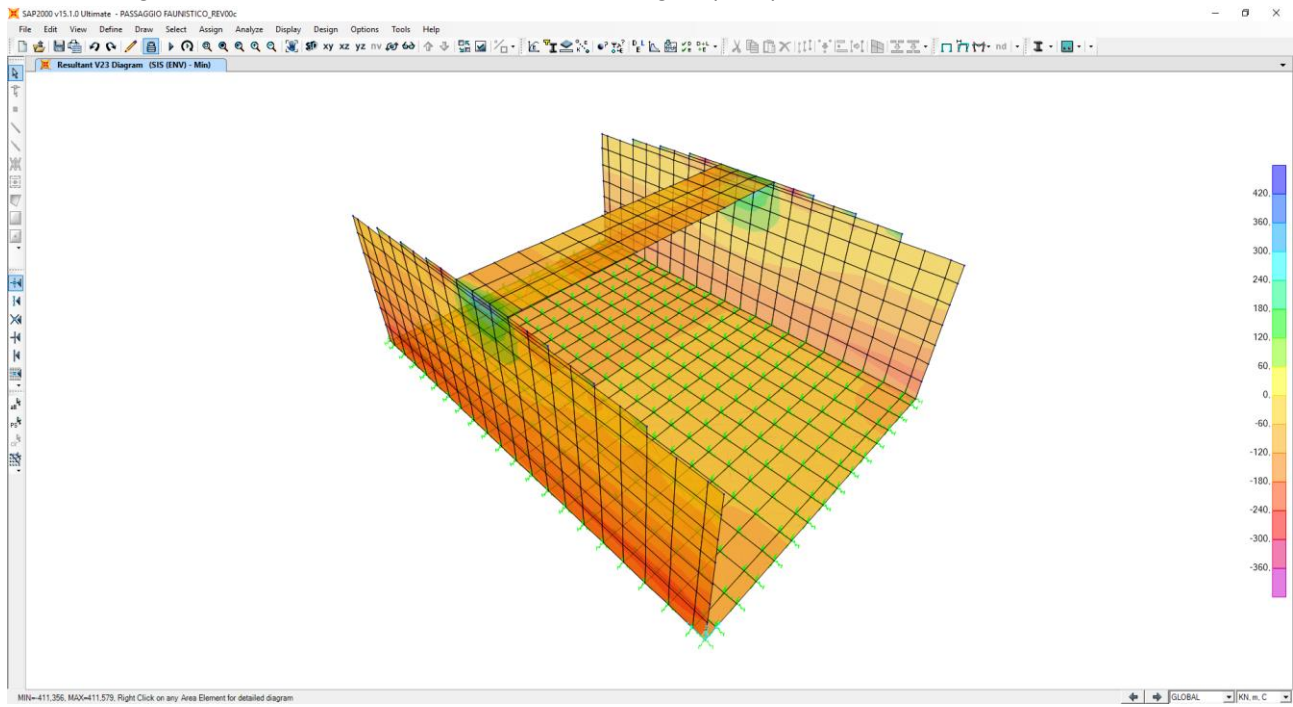
Nell'immagine successiva è riportata il momento flettente verticale (M22)



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 setti 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	$N_{max}$	95	QP.2	-306,76	-224,16	-461,66	-61,53	477,48
	$N_{min}$	101	QP.2	125,15	1,66	-269,65	32,59	-251,08
	$M_{11,max}$	1446	QP.2	-39,53	27,80	9,04	93,27	50,81
	$M_{11,min}$	34	QP.2	8,14	-533,68	-198,34	534,53	441,19
	$M_{22,max}$	168	QP.2	-112,19	-84,10	135,43	16,54	65,14
	$M_{22,min}$	101	QP.2	-169,18	-90,65	-536,05	158,32	-278,09
SLE FREQUENTE	$N_{max}$	95	FR.2	-356,89	-291,58	-537,25	-95,45	570,49
	$N_{min}$	101	FR.2	195,04	1,90	-322,86	39,01	-293,72
	$M_{11,max}$	15	FR.2	-0,72	139,44	-11,72	-136,97	74,33
	$M_{11,min}$	34	FR.2	-2,87	-708,67	-233,69	703,31	584,95
	$M_{22,max}$	168	FR.2	-115,59	-111,41	165,93	20,52	75,83
	$M_{22,min}$	101	FR.2	-175,44	-109,05	-631,72	190,33	-323,38
SLE CARATTERISTICA	$N_{max}$	95	CAR.2	-373,60	-314,05	-562,45	-106,76	601,49
	$N_{min}$	101	CAR.2	218,33	1,98	-340,60	41,15	-307,94
	$M_{11,max}$	15	CAR.2	-0,57	150,78	-12,69	-148,17	80,43
	$M_{11,min}$	34	CAR.2	-6,55	-767,00	-245,48	759,56	632,87
	$M_{22,max}$	168	CAR.2	-116,72	-120,51	176,10	21,85	79,39
	$M_{22,min}$	101	CAR.2	-177,53	-115,18	-663,61	200,99	-338,48
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	$N_{max}$	95	STR.2	-534,47	-424,62	-804,84	-134,47	847,03
	$N_{min}$	101	STR.2	290,76	2,68	-461,37	55,73	-415,45
	$M_{11,max}$	15	STR.2	-0,80	202,40	-16,88	-198,92	107,07
	$M_{11,min}$	34	STR.2	0,91	-1027,87	-349,06	1021,03	846,98
	$M_{22,max}$	168	STR.2	-167,53	-165,55	231,73	30,35	110,37
	$M_{22,min}$	101	STR.2	-242,35	-155,63	-897,28	271,53	-456,89
	$V_{max}$	33	STR.2	-1,39	-70,20	164,16	126,23	1333,18
SLU - SISMA	$N_{max}$	662	SISMA-5	-326,53	-141,14	-493,15	-7,45	456,73
	$N_{min}$	248	SISMA-2	191,46	1,38	-380,58	-46,98	-175,96
	$M_{11,max}$	639	SISMA-2	-0,17	82,02	-6,87	-79,92	42,41
	$M_{11,min}$	650	SISMA-2	30,06	-428,48	-198,10	-432,24	347,13
	$M_{22,max}$	747	SISMA-2	-121,35	-33,96	134,74	6,90	-7,75
	$M_{22,min}$	115	SISMA-1	-220,76	-125,59	-617,62	-11,76	-268,04
	$V_{max}$	652	SISMA-2	-20,34	21,65	-22,16	169,12	528,65

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 75.

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

- Ø26/10 esterni
- Ø26/20 interni

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø24/20 esterni
- Ø24/20 interni

L'armatura a taglio prevista è formata da spille di legatura Ø12/20x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 45 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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = 169,18 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = -536,05 kN/m**.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays input data for a rectangular section and the results of a stress verification calculation.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	53,09	6,8
2			2	26,55	68,2

Input data for the calculation:

- Titolo: [Empty]
- N° strati barre: 2
- Metodo di calcolo: S.L.U. +
- Metodo n: [Checked]
- Materiali: B450C, C25/30
- σ<sub>c</sub>: -6,199 N/mm²
- σ<sub>s</sub>: 152,9 N/mm²
- ε<sub>s</sub>: 0,7646 ‰
- d: 68,2 cm
- x: 25,79
- x/d: 0,3781
- δ: 0,9127

Results for materials:

- 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
- 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

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,20 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 152,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = 175,44 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = -631,72 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	75	1	53,09	6,8
			2	26,55	68,2

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 175,44 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -631,72 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

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

σ<sub>c</sub> -7,278 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 182,2 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

ε<sub>s</sub> 0,9109 ‰  
 d 68,2 cm  
 x 25,55 x/d 0,3747  
 δ 0,9084

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 7,28 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 182,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = 177,53 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = -663,61 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	75	1	53,09	6,8
			2	26,55	68,2

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 177,53 kN  
 M<sub>xEd</sub>: -663,61 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

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

σ<sub>c</sub>: -7,637 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 191,9 N/mm²

ε<sub>s</sub>: 0,9596 ‰  
 d: 68,2 cm  
 x: 25,49 x/d: 0,3738  
 δ: 0,9072

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 7,64 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 191,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



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

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$  → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$  → combinazione frequente.

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 [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:	$\sigma_{s,max}$	152,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[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:	$\sigma_{s,max}$	182,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[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:	$s_{max}$	250,00	[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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 242,35$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -897,28$  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	75	1	53,09	6,8
			2	26,55	68,2

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

N<sub>Ed</sub> 242,35 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -897,28 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 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 ‰

**Calcoli**  
 M<sub>xRd</sub> -1.372 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> 15,31 ‰  
 d 68,2 cm  
 x 12,69 x/d 0,1861  
 δ 0,7

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

**Tipo flessione:**  
 Retta  Deviata

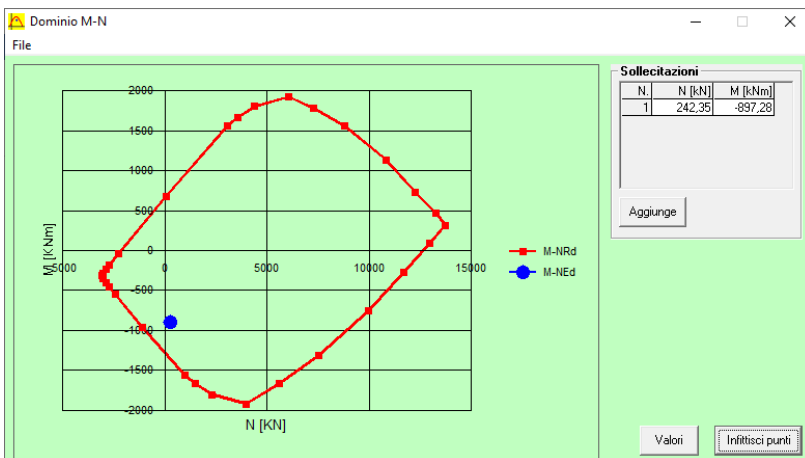
N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -1.372,00 \text{ kN/m} > M_{sd} = -897,28 \text{ kN/m.}$$

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

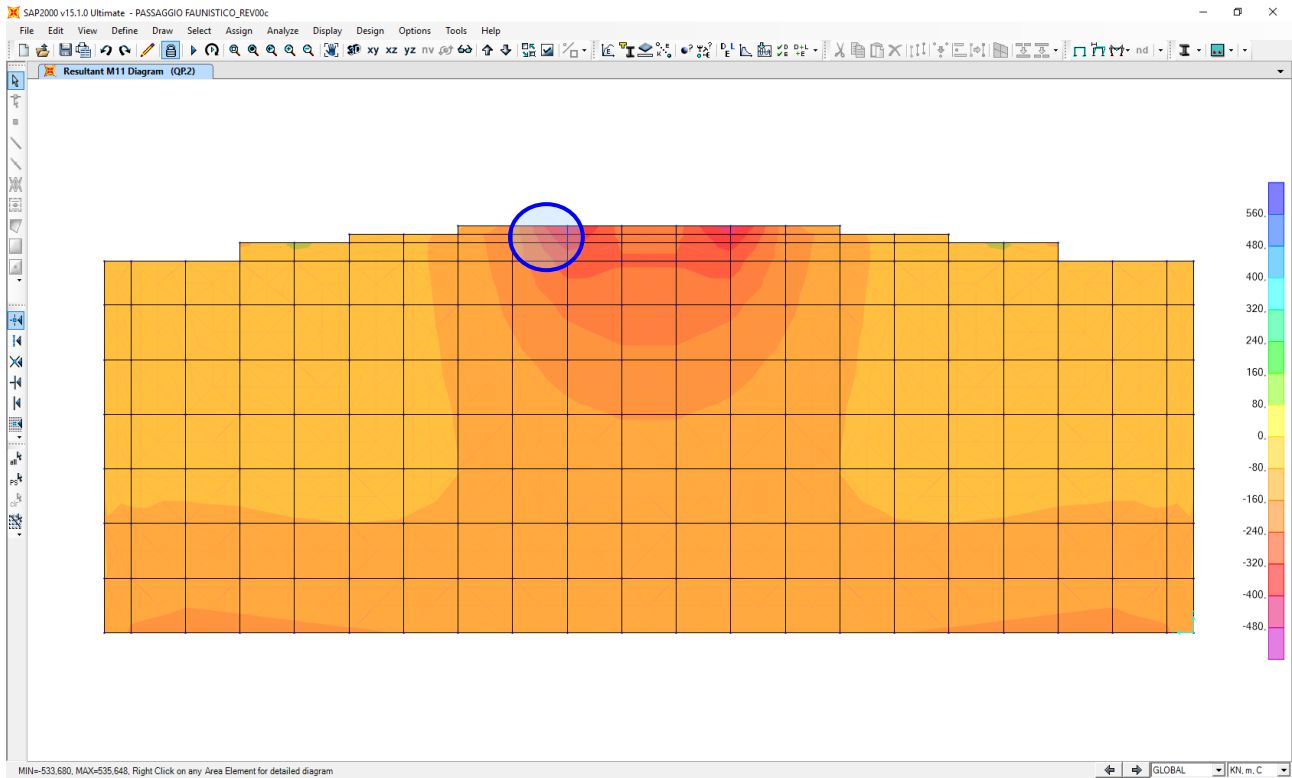
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-QP.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = 8,14 kN**.

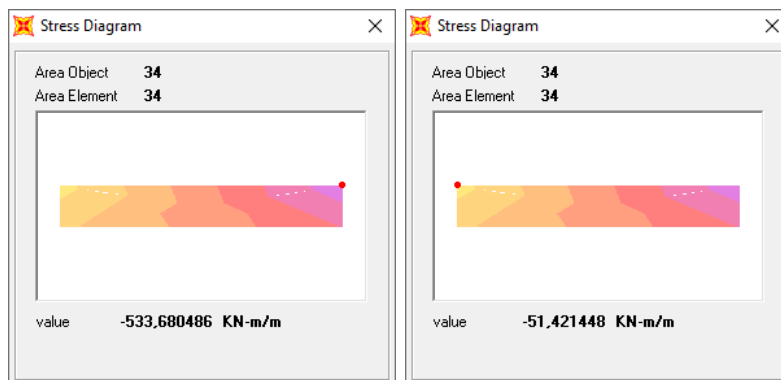
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = -533,68 kN/m**.

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

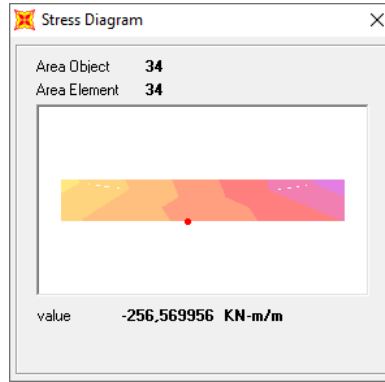
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione QP.2, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio.



L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 8,14$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -256,57$  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	75	1	26,55	9,4
			2	26,55	65,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 8,14 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -256,57 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

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 ‰  
 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> -4,049 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 162,1 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,8104 ‰  
 d 65,6 cm  
 x 17,88 x/d 0,2726  
 δ 0,7807

Verifica N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

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

$$\sigma_s = 162,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

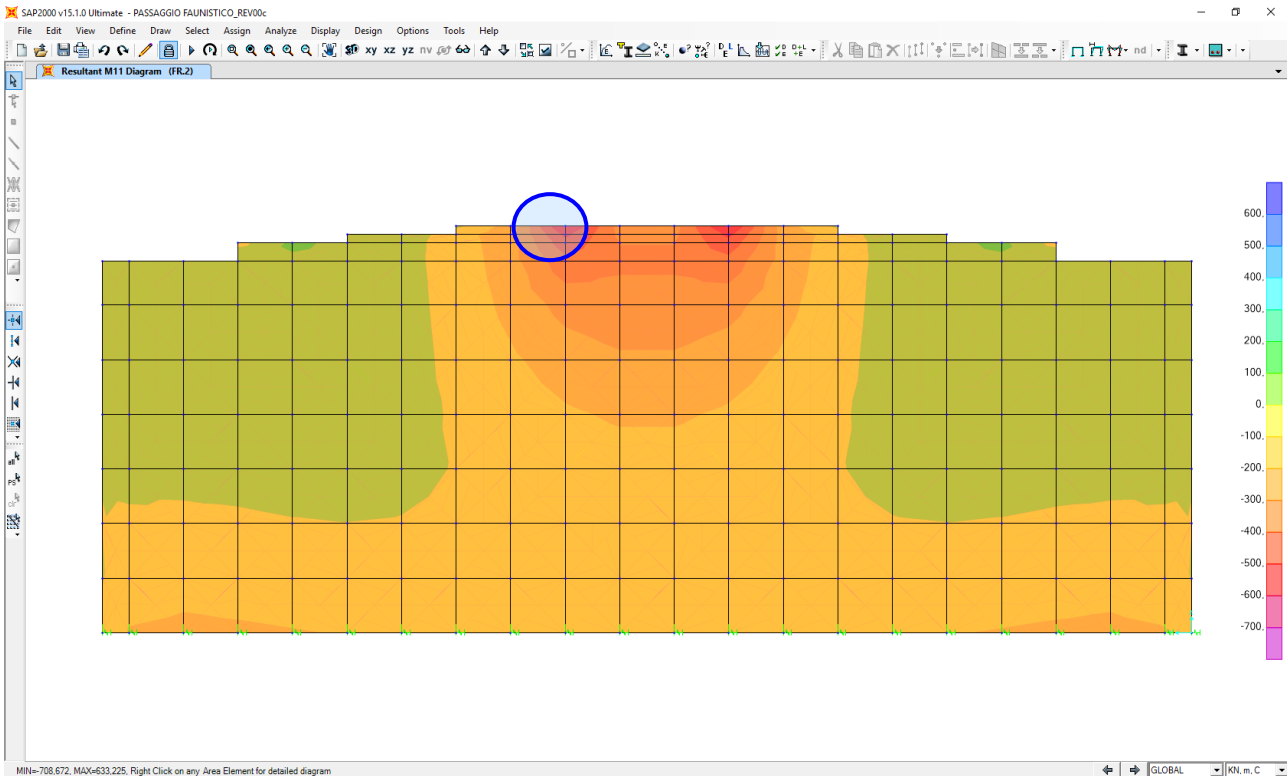
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-FR.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  **$N_{Sd} = 2,87$  kN**.

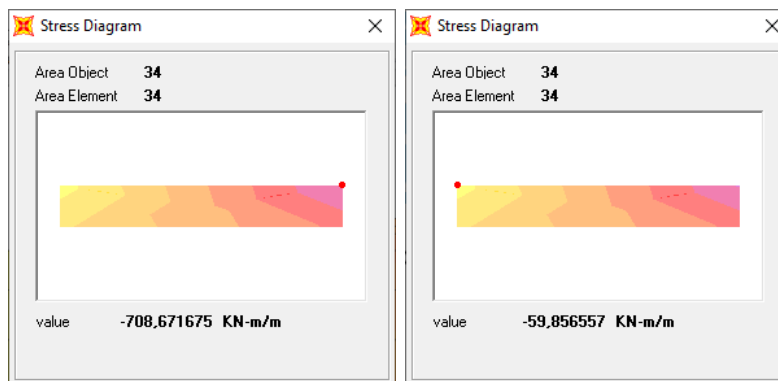
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  **$M_{Sd} = -708,67$  kN/m**.

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

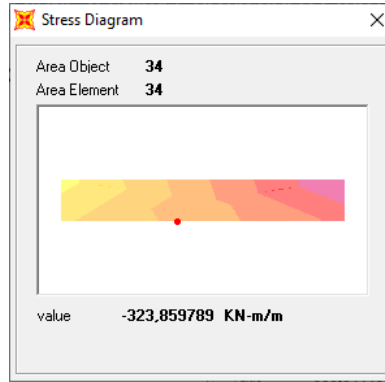
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione FR.2, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio.



L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 2,87$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -323,86$  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	75	1	26,55	9,4
			2	26,55	65,6

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

Sollecitazioni:   
 S.L.U. Metodo n   
 N<sub>Ed</sub> 0 2,87 kN   
 M<sub>xEd</sub> 0 -323,86 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 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

σ<sub>c</sub> -5,105 N/mm²   
 σ<sub>s</sub> 205,9 N/mm²   
 ε<sub>s</sub> 1,03 ‰   
 d 65,6 cm   
 x 17,78 x/d 0,271   
 δ 0,7788

Verifica   
 N° iterazioni: 4   
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,10 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 205,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

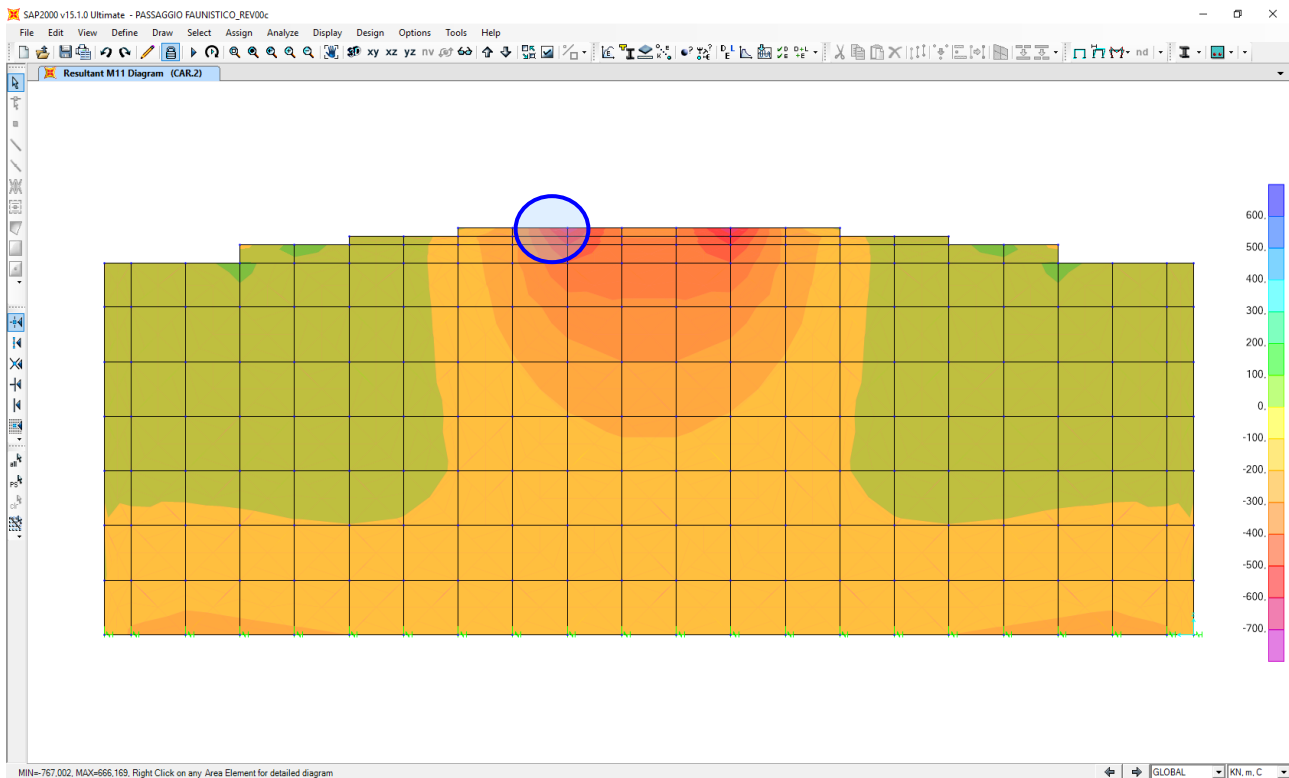
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLE-CAR.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  **$N_{Sd} = 6,55 \text{ kN}$** .

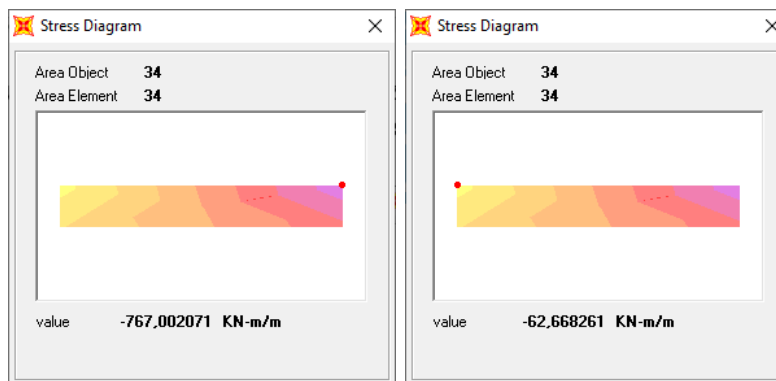
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  **$M_{Sd} = -767,00 \text{ kN/m}$** .

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

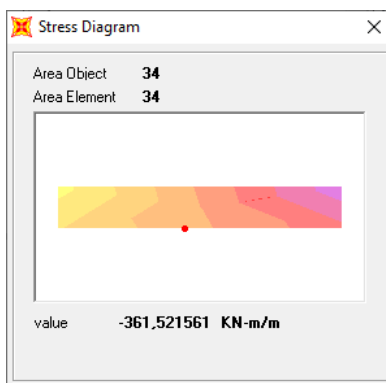
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione CAR.2, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio.



L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 6,55$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -361,52$  kNm/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	75	1	26,55	9,4
			2	26,55	65,6

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 6,55 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -361,52 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

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	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6
		$\tau_{cl}$ 1,829

$\sigma_c$  -5,701 N/mm²  
 $\sigma_s$  229,3 N/mm²

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

$\epsilon_s$  1,146 ‰  
 d 65,6 cm  
 x 17,82 x/d 0,2717  
 $\delta$  0,7796

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,70 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 229,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



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

Le verifiche allo stato limite di fessurazione sono effettuate considerando delle condizioni ambientali di tipo aggressive nonostante la classe di esposizione del calcestruzzo delle elevazioni assunto è XF4 (condizioni ambientali molto aggressive).

L'assunzione della condizione ambientale precedentemente descritta è giustificata poiché il lato delle elevazioni a contatto con gli agenti aggressivi (sali disgelanti e cicli di gelo e disgelo) risulta quello interno compresso e quindi non soggetto a verifica.

Il lato teso oltre a non essere a contatto diretto con gli agenti aggressivi, è protetto mediante impermeabilizzazione dalla falda o altre condizioni ambientali esterne che comporterebbero l'assunzione di una condizione ambientale di tipo molto aggressiva.

Quindi considerando una condizione ambientale aggressiva e la presenza di armatura poco sensibile, i valori limite di apertura delle fessure, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" paragrafo 4.1.2.2.4., risultano:

- $w_1=0,20\text{mm}$  → combinazione quasi permanente;
- $w_2=0,30\text{mm}$  → combinazione frequente.

## 12.1.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	26,55	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	26,55	cm <sup>2</sup>		
			$y_{G A_s} (*)$	9,30	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	65,70	cm	
$c_{f\text{effettivo}}$	4,4	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)		
$c_{f\text{norma}}$	4,4	cm	9,3	5	26	65,7	5	26		
d	65,70	cm								
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{\text{medio}}$	26	mm	$\Phi_{\text{staffe}}$	36	mm		
Sezione interam. reagente										
$y_G$	37,50	cm								
$A_{\text{ideale}}$	8296	cm <sup>2</sup>								
$I_{\text{ideale}}$	4148949	cm <sup>4</sup>								
Fessurazione indotta da:										
carichi										
Caratteristiche ambiente:										
molto o moderatamente aggressivo										
$\beta_1$	1									
$\beta_2$	0,5									
$k_1$	0,8									
$k_2$	0,5									
k	-									
$h_{A\text{ cls eff}}$	23,25	cm								
$A_{\text{cls eff}}$	2325,00	cm <sup>2</sup>								
$\rho_r$	0,0114									
$\sigma_s$	161,79	MPa								
$\sigma_{sr}$	182,75	MPa								
$\epsilon_{sm}$	0,00028									
$s_{rm}$	277,7	mm								
$w_m$	0,077	mm								
$\beta$	1,7									
$\chi$	1									
$w_k$	0,132	mm								
$w_k \text{ limite}$	0,2	mm								
$w_k$	<	$w_k \text{ limite}$								
Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata										
N	8,14	kN	carico assiale agente							
M	-256,57	kN m	momento agente							
e	3151,97	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>							
en	13,34	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
$d_G$	37,50	cm	baricentro armature							
u	3114,47	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-28949076	cm <sup>2</sup>								
q	-5,995E+10	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	3132,35	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	17,88	cm	asse neutro							
$A^*$	2584	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	361	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	1130429,7	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_c$	4,03	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_s$	161,79	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione										
N	8	kN	carico assiale agente							
$M_F$	290	kN m	momento di prima fessurazione							
e	3556,52	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>							
u	3519,02	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-36980557	cm <sup>2</sup>								
q	-8,655E+10	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	3536,88	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	17,86	cm	asse neutro							
$A^*$	2583	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	320	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	1130418,8	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_{cr}$	4,55	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_{sr}$	182,75	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

**12.1.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE –  
 COMBINAZIONE FREQUENTE**

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	75	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	26,55	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	26,55	cm <sup>2</sup>		
			$y_{G A_s} (*)$	9,30	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	65,70	cm	
$c_{f\text{effettivo}}$	4,4	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)		
$c_{f\text{norma}}$	4,4	cm	9,3	5	26	65,7	5	26		
d	65,70	cm								
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{\text{medio}}$	26	mm	$\Phi_{\text{staffe}}$	36	mm		
<b>Sezione interam. reagente</b>										
$y_G$	37,50	cm								
$A_{\text{ideale}}$	8296	cm <sup>2</sup>								
$I_{\text{ideale}}$	4148949	cm <sup>4</sup>								
<b>Fessurazione indotta da:</b>										
carichi										
<b>Caratteristiche ambiente:</b>										
molto o moderatamente aggressivo										
$\beta_1$	1									
$\beta_2$	0,5									
$k_1$	0,8									
$k_2$	0,5									
k	-									
$h_{A\text{ cls eff}}$	23,25	cm								
$A_{\text{cls eff}}$	2325,00	cm <sup>2</sup>								
$\rho_r$	0,0114									
$\sigma_s$	205,58	MPa								
$\sigma_{sr}$	183,27	MPa								
$\epsilon_{sm}$	0,00059									
$s_{rm}$	277,7	mm								
$w_m$	0,164	mm								
$\beta$	1,7									
$\chi$	1									
$w_k$	0,279	mm								
$w_k \text{ limite}$	0,3	mm								
$w_k$	<	$w_k \text{ limite}$								
<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>										
N	2,87	kN	carico assiale agente							
M	-323,86	kN m	momento agente							
e	11284,32	cm	eccentricità		GRANDE ECCENTRICITÀ					
en	13,34	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
$d_G$	37,50	cm	baricentro armature							
u	11246,82	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-378933712	cm <sup>2</sup>								
q	-2,839E+12	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	11264,60	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	17,78	cm	asse neutro							
$A^*$	2574	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	100	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	1130383,2	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_c$	5,09	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_s$	205,58	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>										
N	3	kN	carico assiale agente							
$M_F$	289	kN m	momento di prima fessurazione							
e	10062,65	cm	eccentricità		GRANDE ECCENTRICITÀ					
u	10025,15	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-301029773	cm <sup>2</sup>								
q	-2,01E+12	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	10042,93	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	17,78	cm	asse neutro							
$A^*$	2575	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	113	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	1130384,2	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_{cr}$	4,53	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_{sr}$	183,27	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

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

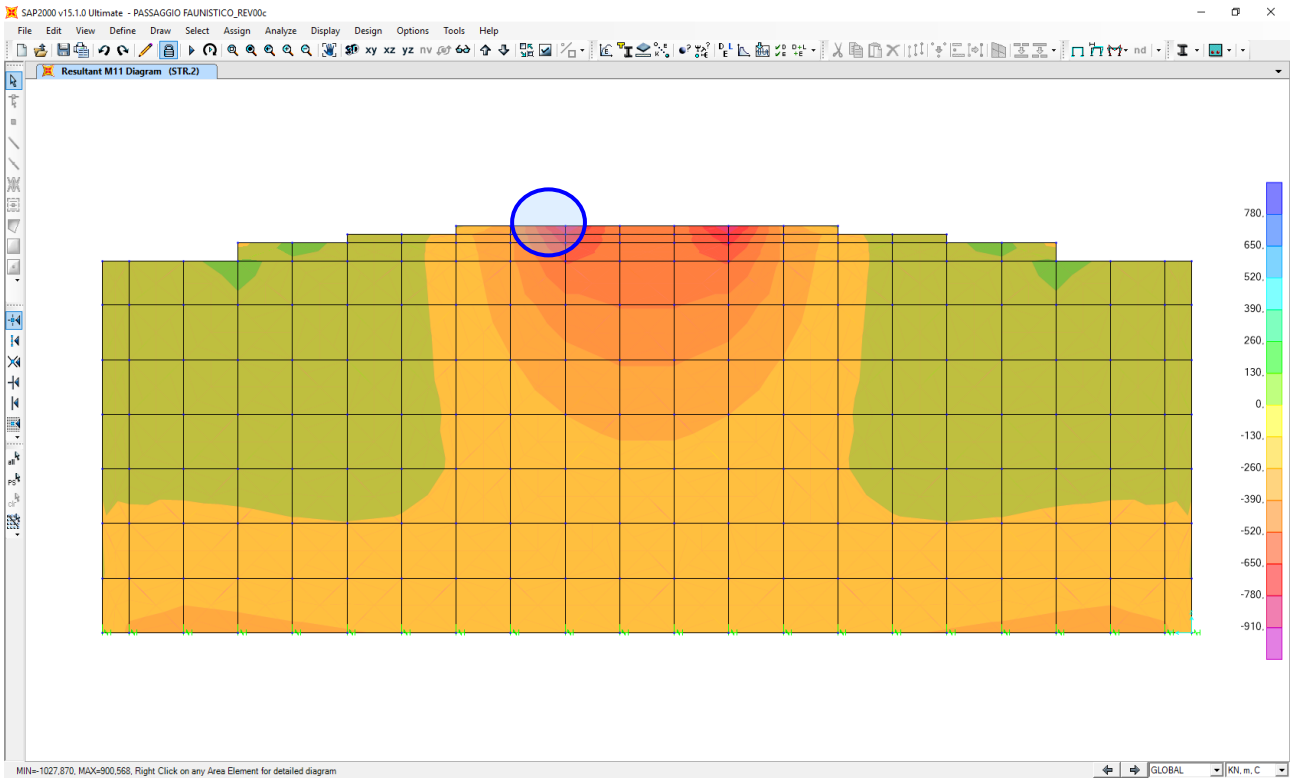
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 0,91 \text{ kN}$ .

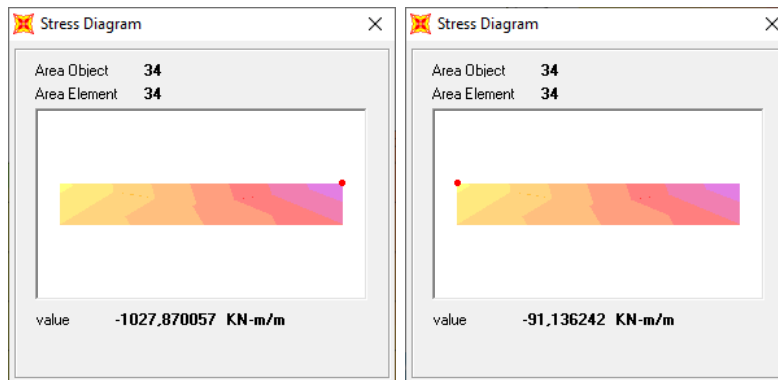
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -1027,87 \text{ kN/m}$ .

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

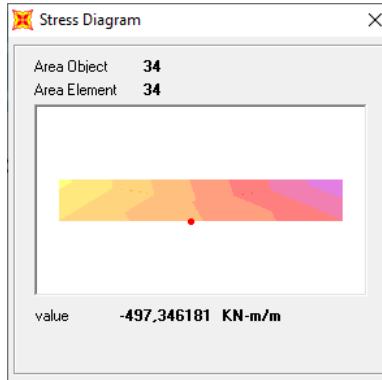
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto per la combinazione STR.2, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio.



L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 0,91$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -642,80$  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	75	1	26,55	9,4
			2	26,55	65,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0,091 kN  
 M<sub>xEd</sub> -497,34 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -642,8 kNm

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> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 21,26 ‰  
 d 65,6 cm  
 x 9,271 x/d 0,1413  
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

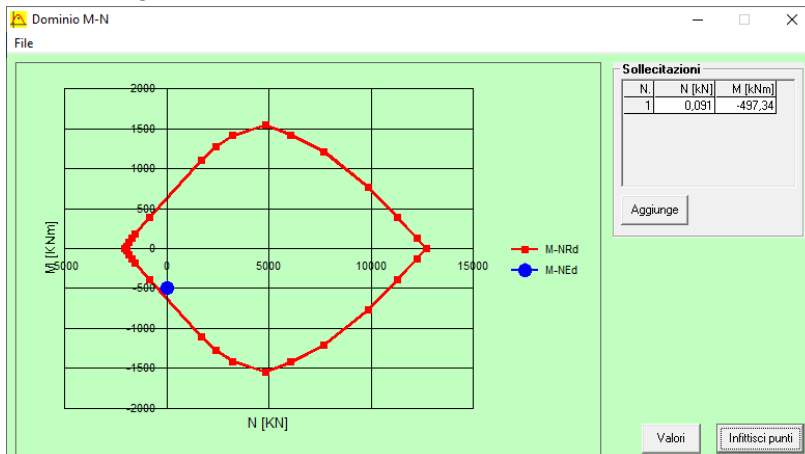
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -642,80$  kN/m >  $M_{Sd} = -497,34$  kN/m.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.15 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

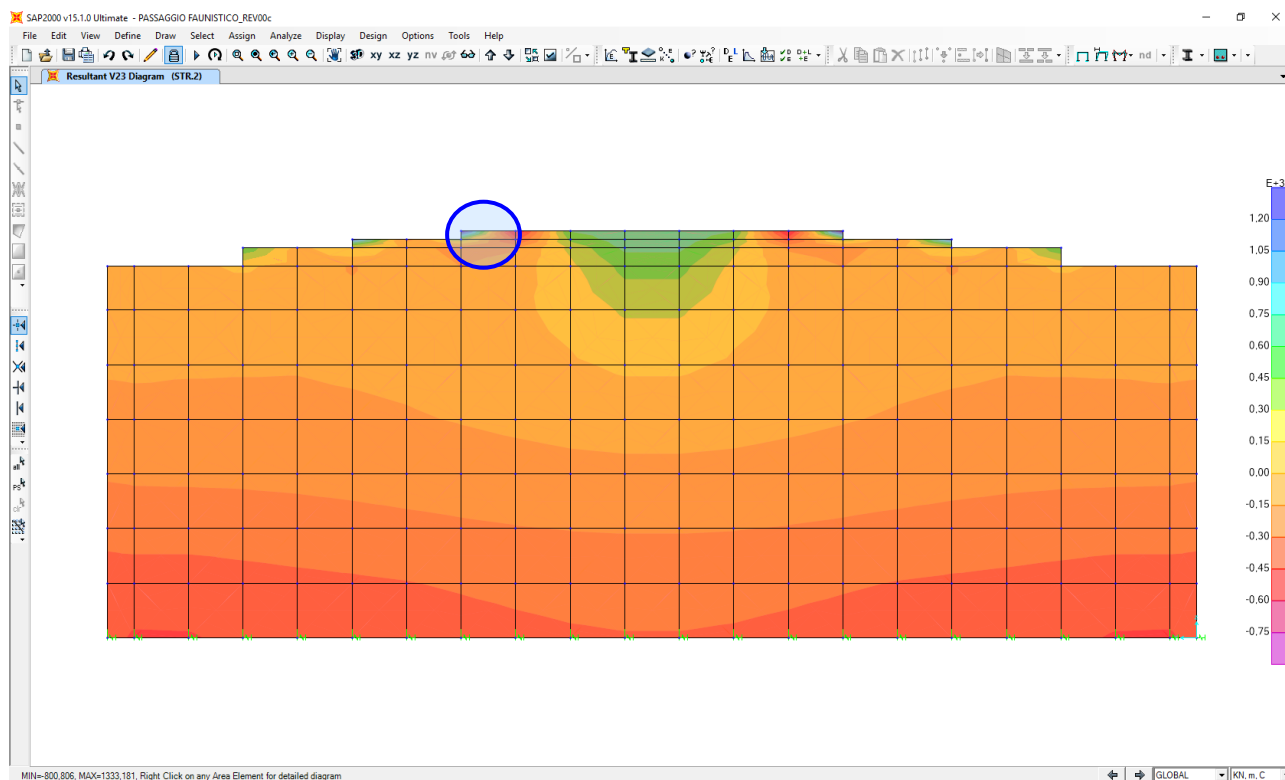
La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **STR.2**.

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 1333,18 \text{ kN}$ .

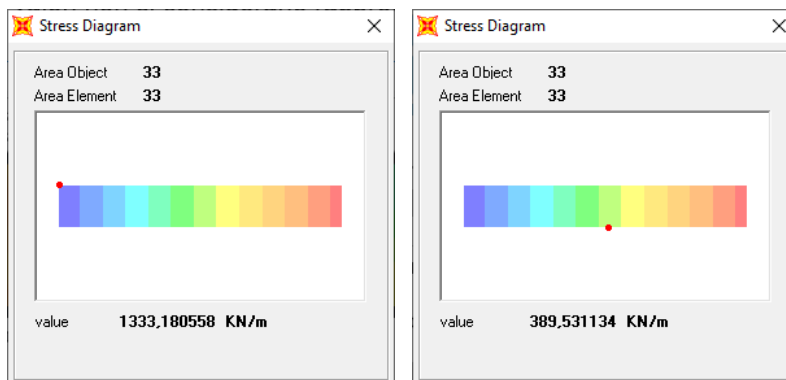
A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

Il valore azione tagliante è influenzati dalla presenza di punte di tensione legati alla interazione tra l'elemento "shell" e l'elemento "beam" presenti nel modello.

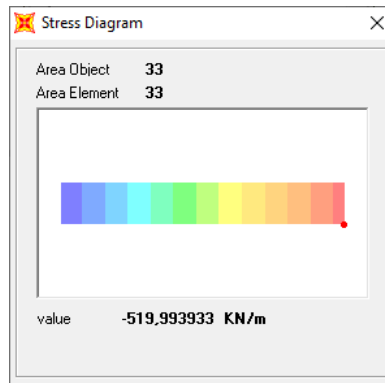
Per una maggiore comprensione della problematica di seguito viene riportata la distribuzione della sollecitazione lungo il setto perimetrale per la combinazione STR.2, dove si riscontra la punta di tensioni sopra citata.



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 cui per la successiva verifica si andrà a considerare un valore medio.



L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = -519,99$  kN.

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE**

Base della zezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,50	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	70,50	[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:	$V_{S,d}$	519,99	[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	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	12,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	28,25	[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. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

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:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	701,40	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	2.238,20	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	701,40	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,35	

**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 COMBINAZIO	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	$N_{max}$	959	QP.2	-133,27	531,14	21,34	-179,30	-7,43
	$N_{min}$	1094	QP.2	87,29	295,47	63,53	-111,61	0,00
	$M_{11,max}$	974	QP.2	-119,28	535,65	43,90	-200,21	-34,28
	$M_{11,min}$	967	QP.1	-0,62	-191,04	-0,04	16,78	8,98
	$M_{22,max}$	989	QP.2	-33,25	486,27	99,32	-185,58	4,02
	$M_{22,min}$	1086	QP.1	-3,95	-185,84	-46,40	-0,17	1,01
SLE FREQUENTE	$N_{max}$	959	FR.2	-160,31	625,23	17,94	-194,87	8,60
	$N_{min}$	1094	FR.2	108,07	309,33	67,13	-102,56	0,00
	$M_{11,max}$	959	FR.2	-100,04	633,22	15,65	-180,40	8,60
	$M_{11,min}$	967	FR.1	-0,88	-169,49	-0,05	19,48	8,95
	$M_{22,max}$	989	FR.2	-40,25	563,19	114,59	-200,20	7,04
	$M_{22,min}$	1086	FR.1	-10,84	-165,28	-48,84	-0,17	1,33
SLE CARATTERISTICA	$N_{max}$	959	CAR.2	-169,32	656,59	16,80	-200,06	13,95
	$N_{min}$	1094	CAR.2	115,00	313,94	68,33	-99,54	0,00
	$M_{11,max}$	959	CAR.2	-107,85	666,17	16,71	-187,54	13,95
	$M_{11,min}$	967	CAR.1	-0,97	-162,31	-0,05	20,38	8,94
	$M_{22,max}$	989	CAR.2	-42,58	588,83	119,69	-205,07	8,05
	$M_{22,min}$	1086	CAR.1	-13,13	-158,43	-49,66	-0,17	1,43
GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11,Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	$N_{max}$	959	STR.2	-228,43	887,83	23,18	-272,77	17,71
	$N_{min}$	1094	STR.2	161,54	422,78	92,33	-136,10	0,00
	$M_{11,max}$	959	STR.2	-144,86	900,57	22,50	-255,32	17,71
	$M_{11,min}$	967	STR.1	-1,35	-224,74	-0,07	27,64	12,22
	$M_{22,max}$	989	STR.2	-57,12	796,30	161,97	-279,50	10,48
	$M_{22,min}$	1086	STR.1	-17,49	-219,47	-68,25	-0,23	1,96
	$V_{max}$	989	STR.2	-64,53	860,16	149,39	-322,41	10,48
SLU - SISMA	$N_{max}$	973	SISMA-2	-167,78	589,52	24,82	146,81	-26,95
	$N_{min}$	1094	SISMA-1	110,01	47,32	14,83	-113,39	1,65
	$M_{11,max}$	1228	SISMA-1	-72,40	617,73	106,99	216,45	6,92
	$M_{11,min}$	1250	SISMA-3	-1,34	-215,67	-0,04	-7,90	-11,42
	$M_{22,max}$	1228	SISMA-1	-66,26	598,30	120,79	194,74	6,92
	$M_{22,min}$	1114	SISMA-1	2,28	-212,64	-57,93	4,02	-1,16
	$V_{max}$	1244	SISMA-1	-26,23	303,47	6,11	-223,35	21,29

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 100.

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

- Ø26/20 superiore
- Ø26/20 inferiore

L'armatura longitudinale di ripartizione è prevista come segue:

- Ø26/20 superiore
- Ø26/20 inferiore

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti Ø20/80x50. Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 33,25$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 99,32$  kNm.

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

- Section Properties:** b [cm] = 100, h [cm] = 100, N° strati barre = 2.
- Material Properties:** B450C (E<sub>su</sub> = 67.5%, f<sub>yd</sub> = 391.3 N/mm<sup>2</sup>, E<sub>s</sub> = 200.000 N/mm<sup>2</sup>), C25/30 (E<sub>c2</sub> = 2%, E<sub>cu</sub> = 3.5, f<sub>cd</sub> = 14.17, E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> = 15, E<sub>syd</sub> = 1.957%, σ<sub>c,adm</sub> = 9.75, τ<sub>co</sub> = 0.6, τ<sub>c1</sub> = 1.829).
- Applied Forces:** N<sub>Ed</sub> = 33.25 kN, M<sub>xEd</sub> = 99.32 kNm, M<sub>yEd</sub> = 0.
- Calculation Results:** σ<sub>c</sub> = -0.8757 N/mm<sup>2</sup>, σ<sub>s</sub> = 37.18 N/mm<sup>2</sup>, ε<sub>s</sub> = 0.1859 ‰, d = 94.7 cm, x = 24.72, x/d = 0.261, δ = 0.7663.
- Method:** Metodo n.
- Iteration:** N° iterazioni = 4.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 0,86 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 37,18 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 40,25 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = 114,59 kN/m**.

**Materiali**

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

**Proprietà Sezione**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	100	1	26,55	7,9
			2	26,55	94,7

**Parametri di Calcolo**

$\sigma_c$ : -1,012 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 42,58 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0,2129 ‰  
 $d$ : 94,7 cm  
 $x$ : 24,88 x/d: 0,2627  
 $\delta$ : 0,7684

**Verifica** (N° iterazioni: 4)

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,01 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 42,58 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  **$N_{sd} = 42,58$  kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  **$M_{sd} = 119,69$  kNm**.

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

**N° strati barre:** 2 **Zoom:** \_\_\_\_\_

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26,55	7,9
			2	26,55	94,7

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 42,58 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 119,69 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  
 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

σ<sub>c</sub> -1,057 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 44,39 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0,222 ‰  
 d 94,7 cm  
 x 24,92 x/d 0,2632  
 δ 0,7689

**Verifica** **N° iterazioni:** 4  Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,06 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 44,39 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

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:	$\sigma_{s,max}$	37,18	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[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:	$\sigma_{s,max}$	42,58	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	24	[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**

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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 57,12$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = 161,97$  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	100	1	26,55	7,9
			2	26,55	94,7

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

N<sub>Ed</sub> 57,12 kN  
 M<sub>xEd</sub> 161,97 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**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 ‰

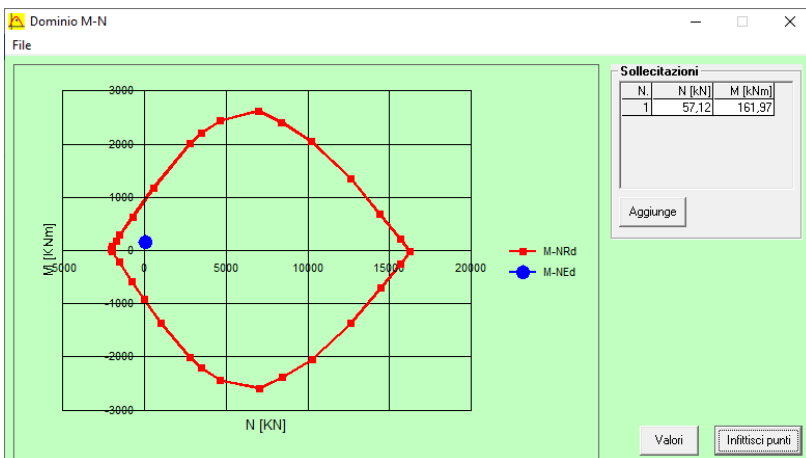
**Calcolo**  
 Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n  
 Tipo flessione: Retta  
 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

**Calcoli**  
 M<sub>xRd</sub> 968,3 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> 35,67 ‰  
 d 94,7 cm  
 x 8,461 x/d 0,08935  
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 968,30$  kN/m >  $M_{sd} = 161,97$  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.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 119,28 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = 535,65 kN/m**.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input and output sections.

**Materiali:** B450C and C25/30. Properties for B450C:  $E_{su} = 67,5$ ‰,  $f_{yd} = 391,3$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_s = 200.000$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_s/E_c = 15$ ,  $E_{syd} = 1,957$ ‰,  $\sigma_{s,adm} = 255$  N/mm<sup>2</sup>. Properties for C25/30:  $\epsilon_{c2} = 2$ ‰,  $\epsilon_{cu} = 3,5$ ,  $f_{cd} = 14,17$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$ ,  $\sigma_{c,adm} = 9,75$ ,  $\tau_{co} = 0,6$ ,  $\tau_{c1} = 1,829$ .

**Calcolo:**  $\sigma_c = -4,748$  N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s = 214,8$  N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s = 1,074$ ‰,  $d = 92,1$  cm,  $x = 22,93$ ,  $x/d = 0,249$ ,  $\delta = 0,7512$ .

**Verifica:** N° iterazioni: 4.  Precompresso.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,75 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 214,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 100,04 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = 633,22 kN/m**.

**Materiali**

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

**Proprietà di calcolo:**  
 $\sigma_c = -5,582$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 261,2$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s = 1,306$  ‰  
 $d = 92,1$  cm  
 $x = 22,36$      $x/d = 0,2427$   
 $\delta = 0,7434$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,58 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 261,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>sd</sub> = 107,85 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>sd</sub> = 666,17 kNm**.

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

**N° strati barre:** 2 **Zoom:** \_\_\_\_\_

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26,55	5,3
			2	26,55	92,1

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

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

**N<sub>Ed</sub>:** 107,85 kN  
**M<sub>xEd</sub>:** 666,17 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

E <sub>su</sub> 67,5 ‰	E <sub>c2</sub> 2 ‰	σ <sub>c</sub> -5,874 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm <sup>2</sup>	E <sub>cu</sub> 3,5 ‰	σ <sub>s</sub> 274,3 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm <sup>2</sup>	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	ε <sub>s</sub> 1,372 ‰
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> 0,6	d 92,1 cm
τ <sub>c1</sub> 1,829		x 22,39 x/d 0,2431
		δ 0,7439

**Verifica** **N° iterazioni:** 4  Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,87 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 274,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



## 12.2.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	26,55	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	26,55	cm <sup>2</sup>		
			$y_{G A_s} (*)$	5,30	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	92,10	cm	
$c_{f\text{effettivo}}$	4	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)		x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	
$c_{f\text{norma}}$	4	cm	5,3	5	26		92,1	5	26	
d	94,70	cm								
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{\text{medio}}$	26	mm		$\Phi_{\text{staffe}}$	0	mm	
<b>Sezione interam. reagente</b>										
$y_G$	49,90	cm								
$A_{\text{ideale}}$	10796	cm <sup>2</sup>								
$I_{\text{ideale}}$	9834635	cm <sup>4</sup>								
<b>Fessurazione indotta da:</b>										
carichi										
<b>Caratteristiche ambiente:</b>										
molto o moderatamente aggressivo										
$\beta_1$	1									
$\beta_2$	0,5									
$k_1$	0,8									
$k_2$	0,5									
k	-									
$h_{A\text{ cls eff}}$	13,25	cm								
$A_{\text{cls eff}}$	1325,00	cm <sup>2</sup>								
$\rho_r$	0,0200									
$\sigma_s$	210,65	MPa								
$\sigma_{sr}$	210,59	MPa								
$\epsilon_{sm}$	0,0005									
$s_{rm}$	179,8	mm								
$w_m$	0,090	mm								
$\beta$	1,7									
$\chi$	1									
$w_k$	0,153	mm								
$w_k \text{ limite}$	0,2	mm								
$w_k$	<	$w_k \text{ limite}$								
<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>										
N	119,28	kN	carico assiale agente							
M	535,65	kN m	momento agente							
e	449,07	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>							
en	18,18	cm	estremità nocciolo d'inerzia							
$d_G$	51,30	cm	baricentro armature							
u	399,07	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-456248,91	cm <sup>2</sup>								
q	-117326636	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	422,75	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	23,68	cm	asse neutro							
$A^*$	3164	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	6032	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	2550176,7	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_c$	4,68	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_s$	210,65	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							
<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>										
N	119	kN	carico assiale agente							
$M_F$	536	kN m	momento di prima fessurazione							
e	448,94	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>							
u	398,94	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso							
p	-455955,13	cm <sup>2</sup>								
q	-117212417	cm <sup>3</sup>								
$y_p$	422,62	cm	distanza asse neutro - centro di pressione							
$y_c$	23,68	cm	asse neutro							
$A^*$	3164	cm <sup>2</sup>	area ideale							
$S_n^*$	6034	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro							
$I_n^*$	2550183,6	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro							
$\sigma_{cr}$	4,68	MPa	massima tensione di compressione nel cls							
$\sigma_{sr}$	210,59	MPa	tensione di trazione nell'acciaio							

**12.2.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA LONGITUDINALE –  
 COMBINAZIONE FREQUENTE**

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	26,55	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	26,55	cm <sup>2</sup>		
			$Y_G A_s (*)$	5,30	cm	(*) da lembo teso	$Y_G A_s' (*)$	92,10	cm	
$c_{f,effettivo}$	4	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)		
$c_{f,norma}$	4	cm	5,3	5	26	92,1	5	26		
d	94,70	cm								
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{medio}$	26	mm	$\Phi_{staffe}$	0	mm		

Sezione interam. reagente	
$Y_G$	49,90 cm
$A_{ideale}$	10796 cm <sup>2</sup>
$I_{ideale}$	9834635 cm <sup>4</sup>

Fessurazione indotta da:  
  
 Caratteristiche ambiente:

$\beta_1$	1
$\beta_2$	0,5
$k_1$	0,8
$k_2$	0,5
k	-
$h_{A,cls,eff}$	13,25 cm
$A_{cls,eff}$	1325,00 cm <sup>2</sup>
$\rho_r$	0,0200
$\sigma_s$	255,97 MPa
$\sigma_{sr}$	212,33 MPa
$\epsilon_{sm}$	0,0008
$s_{rm}$	179,8 mm
$w_m$	0,144 mm
$\beta$	1,7
$\chi$	1

$w_k$	0,244 mm
$w_k \text{ limite}$	0,3 mm
$w_k$	< $w_k \text{ limite}$

Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata		
N	100,04 kN	carico assiale agente
M	633,22 kN m	momento agente
e	632,97 cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>
en	18,18 cm	estremità nocciolo d'inerzia
$d_G$	51,30 cm	baricentro armature
u	582,97 cm	distanza centro di pressione - lembo compresso
p	-989243,35 cm <sup>2</sup>	
q	-376929812 cm <sup>3</sup>	
$y_p$	606,06 cm	distanza asse neutro - centro di pressione
$y_c$	23,09 cm	asse neutro
$A^*$	3106 cm <sup>2</sup>	area ideale
$S_n^*$	4198 cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro
$I_n^*$	2544193,5 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro
$\sigma_c$	5,50 MPa	massima tensione di compressione nel cls
$\sigma_s$	255,97 MPa	tensione di trazione nell'acciaio

Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione		
N	100 kN	carico assiale agente
$M_F$	532 kN m	momento di prima fessurazione
e	531,78 cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>
u	481,78 cm	distanza centro di pressione - lembo compresso
p	-670852 cm <sup>2</sup>	
q	-209979543 cm <sup>3</sup>	
$y_p$	505,14 cm	distanza asse neutro - centro di pressione
$y_c$	23,36 cm	asse neutro
$A^*$	3133 cm <sup>2</sup>	area ideale
$S_n^*$	5042 cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro
$I_n^*$	2546692,2 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro
$\sigma_{cr}$	4,64 MPa	massima tensione di compressione nel cls
$\sigma_{sr}$	212,33 MPa	tensione di trazione nell'acciaio

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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 144,86$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = 900,57$  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	100	1	26,55	5,3
			2	26,55	92,1

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

N<sub>Ed</sub> 144,86 kN  
 M<sub>xEd</sub> 900,57 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 ‰

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

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

M<sub>xRd</sub> 985,7 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> 44,1 ‰  
 d 92,1 cm  
 x 6,773 x/d 0,07354  
 δ 0,7

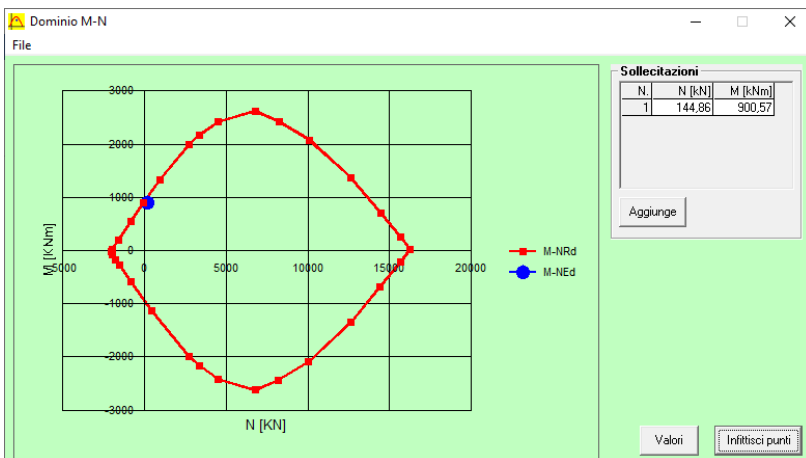
N° rett. 100  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 985,70$  kN/m >  $M_{Sd} = 900,57$  kN/m.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.2.14 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

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

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 322,41$  kN.

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

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[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:	$V_{S,d}$	322,41	[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	2,50	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trav}$	20,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	9,81	[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. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

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:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	331,75	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	3.047,76	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	331,75	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,03	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

### 12.3 VERIFICHE DELLA SOLETTA SUPERIORE

Poiché la soletta è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche verranno eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

#### 12.3.1 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 COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLE QUASI PERMANENTE	$N_{max}$	887	QP.2	-294,61	-312,04	-62,93	147,71	0,00
	$N_{min}$	886	QP.2	122,03	-421,62	-96,45	223,03	0,00
	$M_{11,max}$	877	QP.1	-0,26	201,64	0,16	22,19	-5,61
	$M_{11,min}$	886	QP.2	122,03	-421,62	-96,45	223,03	0,00
	$M_{22,max}$	877	QP.1	-0,36	198,67	7,56	21,96	-5,61
	$M_{22,min}$	886	QP.2	122,03	-421,62	-96,45	223,03	0,00
SLE FREQUENTE	$N_{max}$	887	FR.2	-387,43	-362,15	-73,03	171,24	0,00
	$N_{min}$	886	FR.2	181,00	-489,00	-111,92	258,26	0,00
	$M_{11,max}$	877	FR.1	-0,48	233,10	0,19	25,73	-6,50
	$M_{11,min}$	886	FR.2	181,00	-489,00	-111,92	258,26	0,00
	$M_{22,max}$	878	FR.1	-0,53	229,67	8,77	-0,01	-6,45
	$M_{22,min}$	886	FR.2	181,00	-489,00	-111,92	258,26	0,00
SLE CARATTERISTICA	$N_{max}$	887	CAR.2	-418,37	-378,85	-76,40	179,09	0,00
	$N_{min}$	886	CAR.2	200,65	-511,46	-117,07	270,01	0,00
	$M_{11,max}$	877	CAR.1	-0,56	243,58	0,20	26,91	-6,80
	$M_{11,min}$	886	CAR.2	200,65	-511,46	-117,07	270,01	0,00
	$M_{22,max}$	877	CAR.1	-0,57	239,99	9,17	26,64	-6,80
	$M_{22,min}$	886	CAR.2	200,65	-511,46	-117,07	270,01	0,00

GRUPPO DI COMBINAZIO	CONDIZIONE	AREA	COMBINAZIONE	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{11Sd}$ [kNm]	$M_{22,Sd}$ [kNm]	$V_{13,Sd}$ [kN]	$V_{23,Sd}$ [kN]
SLU - STR	$N_{max}$	887	STR.2	-562,53	-542,91	-109,48	256,86	0,00
	$N_{min}$	886	STR.2	256,59	-733,20	-167,80	387,40	0,00
	$M_{11,max}$	877	STR.1	-0,74	349,64	0,28	38,60	-9,75
	$M_{11,min}$	886	STR.2	256,59	-733,20	-167,80	387,40	0,00
	$M_{22,max}$	878	STR.1	-0,79	344,50	13,15	-0,01	-9,67
	$M_{22,min}$	886	STR.2	256,59	-733,20	-167,80	387,40	0,00
	$V_{max}$	900	STR.1	-294,19	-537,56	-108,44	-388,23	0,05
SLU - SISMA	$N_{max}$	901	SISMA-1	-253,11	-381,53	-32,12	70,74	-62,07
	$N_{min}$	886	SISMA-2	68,38	-433,09	-99,00	225,92	0,18
	$M_{11,max}$	879	SISMA-5	-2,65	216,01	0,17	-22,99	-6,00
	$M_{11,min}$	886	SISMA-5	6,56	-455,47	-104,07	241,26	0,18
	$M_{22,max}$	878	SISMA-5	2,34	212,85	8,09	0,74	-5,95
	$M_{22,min}$	886	SISMA-5	6,56	-455,47	-104,07	241,26	0,18
	$V_{max}$	886	SISMA-5	6,56	-455,47	-104,07	241,26	0,18

Con segno negativo sono indicate le azioni normali di compressione.

### 12.3.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50.

L'armatura longitudinale è prevista come segue:

- Ø20/20 esterni
- Ø20/20 interni

L'armatura trasversale è prevista come segue:

- Ø26/10 esterni
- Ø26/10 interni

L'armatura a taglio prevista è formata da spille di legatura Ø12/20x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

### 12.3.3 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.2**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 122,03$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -96,45$  kN/m.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,69 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 117,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.4 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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 181,00 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = -111,92 kNm**.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,29 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 125,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.5 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**.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 200,65 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = -117,07 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	50	1	15,71	6,2
			2	15,71	43,8

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 200,65 kN  
 M<sub>Ed</sub>: -117,07 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

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

σ<sub>c</sub>: -4,484 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 127,7 N/mm²

ε<sub>s</sub>: 0,6383 ‰  
 d: 43,8 cm  
 x: 15,11 x/d: 0,3451  
 δ: 0,8713

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,48 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 127,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



### 12.3.6 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:	$\sigma_{s,max}$	117,70	[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:	$\sigma_{s,max}$	125,20	[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**

### 12.3.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA TRASVERSALE

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 256,59$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{Sd} = -167,80$  kN/m.

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

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

**TITOLO :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	53,09	8,2
			2	53,09	41,8

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

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

N<sub>Ed</sub>  122,03 kN  
 M<sub>xEd</sub>  -421,62 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

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

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

**Materiali**  
 B450C  C25/30  
 E<sub>su</sub>  % E<sub>c2</sub>  %  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² E<sub>cu</sub>  %  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  %  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 E<sub>syd</sub>  % σ<sub>c,adm</sub>  %  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  %  
 τ<sub>c1</sub>  %

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  %  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

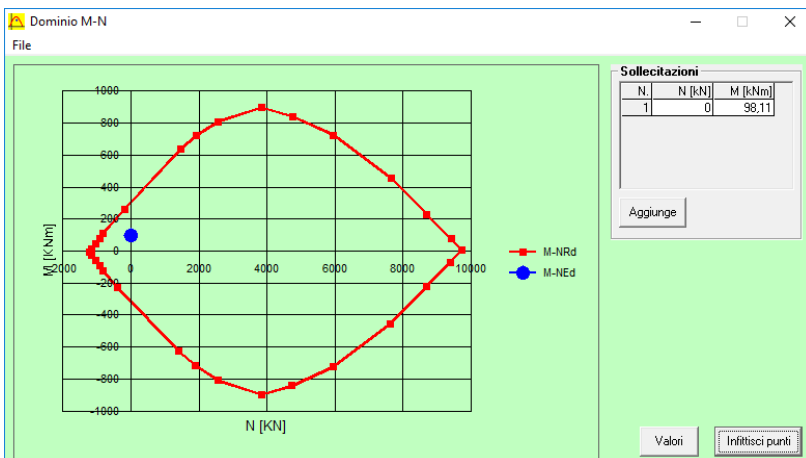
Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 309,60$  kN/m >  $M_{Sd} = 98,11$  kN/m.

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – ARMATURA TRASVERSALE

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 122,03 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = -421,62 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	50	1	53,09	8,2
			2	53,09	41,8

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N Ed 122,03 kN  
 M Ed -421,62 kNm  
 M yEd 0

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

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

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

σ<sub>c</sub> -9,858 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 213,1 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 9,86 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 213,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE FREQUENTE – ARMATURA TRASVERSALE

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a **N<sub>Sd</sub> = 181,00 kN**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M<sub>Sd</sub> = -489,00 kN/m**.

**Materiali**

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

**Tensione di calcolo:**  
 $\sigma_c = -11,18$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 236,6$  N/mm<sup>2</sup>

**Verifica**  Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 11,18 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 236,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.10 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI - COMBINAZIONE CARATTERISTICA – ARMATURA TRASVERSALE

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 200,65$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -511,46$  kN/m.

**Materiali**

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

**Verifica**

$\sigma_c = -12,01$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 253,7$  N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s = 1,269$  ‰  
 $d = 41,8$  cm  
 $x = 17,36$  x/d = 0,4153  
 $\delta = 0,9591$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 12,01 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 253,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 12.3.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA TRASVERSALE – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE											
H	50	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:				
b	100	cm	$A_s$	53,09	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	53,09	cm <sup>2</sup>			
$cf_{effettivo}$	6,9	cm	$y_{G A_s} (*)$	8,20	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	41,80	cm		
$cf_{norma}$	6,9	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)			
d	41,80	cm	8,2	10	26	41,8	10	26			
$R_{ck}$	30	MPa	$\Phi_{medio}$ 26 mm			$\Phi_{staffe}$ 0 mm					
$f_{ctm}$	2,61	MPa									
$f_{ctk}$	1,82	MPa									
$E_s$	210000	MPa									
n	15										
<b>Sezione interam. reagente</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>								
$y_G$	25,00	cm	N	122,03	kN	carico assiale agente					
$A_{ideale}$	6593	cm <sup>2</sup>	M	421,62	kN m	momento agente					
$I_{ideale}$	1491215	cm <sup>4</sup>	e	345,51	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>					
<b>Fessurazione indotta da:</b>			en	9,05	cm	estremità nocciolo d'inerzia					
carichi			$d_G$	25,00	cm	baricentro armature					
<b>Caratteristiche ambiente:</b>			u	320,51	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso					
molto o moderatamente aggressivo			p	-275151,78	cm <sup>2</sup>						
$\beta_1$	1		q	-54411685	cm <sup>3</sup>						
$\beta_2$	0,5		$y_p$	337,63	cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
$k_1$	0,8		$y_c$	17,12	cm	asse neutro					
$k_2$	0,5		$A^*$	3305	cm <sup>2</sup>	area ideale					
k	-		$S_n^*$	2120	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro					
$h_{A\ cls\ eff}$	20,50	cm	$I_n^*$	715731,57	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro					
$A_{cls\ eff}$	2050,00	cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	9,86	MPa	massima tensione di compressione nel cls					
$\rho_r$	0,0259		$\sigma_s$	213,06	MPa	tensione di trazione nell'acciaio					
$\sigma_s$	213,06	MPa	<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>								
$\sigma_{sr}$	77,52	MPa	N	122	kN	carico assiale agente					
$\epsilon_{sm}$	0,00095		$M_F$	167	kN m	momento di prima fessurazione					
$s_{rm}$	150,4	mm	e	136,47	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>					
$w_m$	0,142	mm	u	111,47	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso					
$\beta$	1,7		p	-24234,448	cm <sup>2</sup>						
$\chi$	1		q	-963316,8	cm <sup>3</sup>						
$w_k$	0,242	mm	$y_p$	129,63	cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
$w_k\ limite$	0,3	mm	$y_c$	18,16	cm	asse neutro					
$w_k$	<	$w_k\ limite$	$A^*$	3408	cm <sup>2</sup>	area ideale					
			$S_n^*$	5583	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro					
			$I_n^*$	723658,87	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro					
			$\sigma_{cr}$	3,97	MPa	massima tensione di compressione nel cls					
			$\sigma_{sr}$	77,52	MPa	tensione di trazione nell'acciaio					

### 12.3.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – ARMATURA TRASVERSALE – COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	50	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	$A_s$	53,09	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	53,09	cm <sup>2</sup>		
			$y_{G A_s} (*)$	8,20	cm	(*) da lembo teso	$y_{G A_s'} (*)$	41,80	cm	
$c_{f\text{effettivo}}$	6,9	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)		
$c_{f\text{norma}}$	6,9	cm	8,2	10	26	41,8	10	26		
d	41,80	cm								
$R_{ck}$	30	MPa								
$f_{ctm}$	2,61	MPa								
$f_{ctk}$	1,82	MPa								
$E_s$	210000	MPa								
n	15		$\Phi_{\text{medio}}$	26	mm	$\Phi_{\text{staffe}}$	0	mm		
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
$y_G$	25,00	cm	N	181	kN	carico assiale agente				
$A_{ideale}$	6593	cm <sup>2</sup>	M	-489	kN m	momento agente				
$I_{ideale}$	1491215	cm <sup>4</sup>	e	270,17	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>				
			en	9,05	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			$d_G$	25,00	cm	baricentro armature				
			u	245,17	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	-154499,73	cm <sup>2</sup>					
			q	-22469602	cm <sup>3</sup>					
			$y_p$	262,47	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			$y_c$	17,31	cm	asse neutro				
			$A^*$	3324	cm <sup>2</sup>	area ideale				
			$S_n^*$	2730	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro				
			$I_n^*$	716624,66	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			$\sigma_c$	11,47	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			$\sigma_s$	243,54	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	181	kN	carico assiale agente				
			$M_F$	172	kN m	momento di prima fessurazione				
			e	94,96	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>				
			u	69,96	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	-5606,6552	cm <sup>2</sup>					
			q	203967,81	cm <sup>3</sup>					
			$y_p$	88,89	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			$y_c$	18,93	cm	asse neutro				
			$A^*$	3486	cm <sup>2</sup>	area ideale				
			$S_n^*$	8262	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro				
			$I_n^*$	734412,03	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			$\sigma_{cr}$	4,15	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			$\sigma_{sr}$	75,14	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			$w_k$	0,282	mm					
			$w_k \text{ limite}$	0,3	mm					
			$w_k$	<	$w_k \text{ limite}$					

### 12.3.13 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – ARMATURA TRASVERSALE

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 256,59$  kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a  $M_{sd} = -733,20$  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	50	1	53,09	8,2
			2	53,09	41,8

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 256,59 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> -733,20 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 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 ‰

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

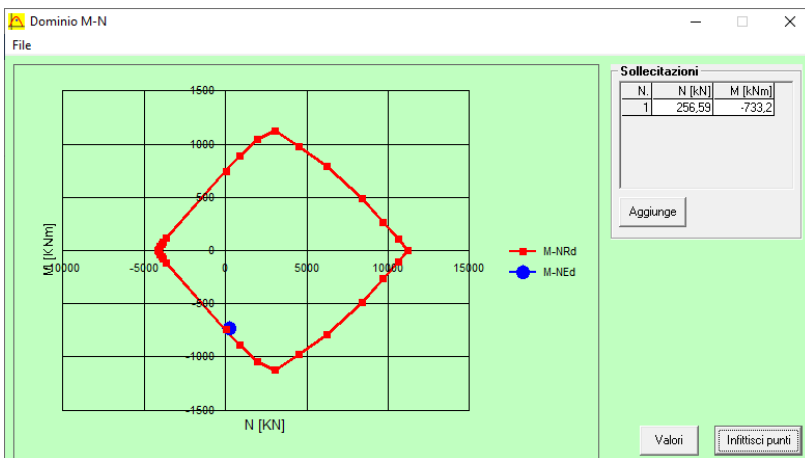
**Precompresso**

**Calculated Values:**  
 M<sub>xRd</sub> -786,4 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 E<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 9,389 ‰  
 d 41,8 cm  
 x 11,35 x/d 0,2715  
 δ 0,7794

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -786,40 \text{ kN/m} > M_{sd} = -733,20 \text{ kN/m.}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.



### 12.3.14 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

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

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a  $V_{Sd} = 388,23$  kN.

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[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:	$V_{S,d}$	388,23	[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	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	12,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	28,25	[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. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

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

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:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	457,65	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	1.460,39	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	457,65	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,18	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

### 13 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riportati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti valutati alla base della zattera di fondazione per i diversi carichi elementari:

CARICHI ELEMENTARI		N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]
Pesi propri strutturali	g <sub>1</sub>	1.254,38	0,00	0,00
Carichi permanenti portati sulla soletta	g <sub>2</sub>	488,93	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00
Sovraccarichi accidentali sulle solette	q <sub>1</sub>	607,50	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete sinistra	q <sub>2</sub>	0,00	141,00	241,78
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali sulla parete destra	q <sub>3</sub>	0,00	-141,00	-241,78
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s <sub>1</sub>	0,00	94,08	104,07
Inerzia sismica dei carichi permanenti portati	s <sub>2</sub>	0,00	36,67	19,07
Sovraspinta dinamica dei terreni	s <sub>3</sub>	0,00	5,17	18,23

#### 13.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 01					COMBINAZIONE SLU - STR 02				
	γ	ψ	N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]	γ	ψ	N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]
g <sub>1</sub>	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00
g <sub>2</sub>	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00
g <sub>3</sub>	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q <sub>1</sub>	1,35	1,00	820,13	0,00	0,00	1,35	1,00	820,13	0,00	0,00
q <sub>2</sub>	1,35	1,00	0,00	190,35	326,41	1,35	1,00	0,00	190,35	326,41
q <sub>3</sub>	1,35	1,00	0,00	-190,35	-326,41	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>3.246,92</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>3.246,92</b>	<b>190,35</b>	<b>326,41</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 03					COMBINAZIONE SLU - STR 04				
	γ	ψ	N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]	γ	ψ	N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]
g <sub>1</sub>	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00
g <sub>2</sub>	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00
g <sub>3</sub>	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q <sub>1</sub>	1,35	1,00	820,13	0,00	0,00	1,35	1,00	820,13	0,00	0,00
q <sub>2</sub>	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q <sub>3</sub>	1,35	1,00	0,00	-190,35	-326,41	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>3.246,92</b>	<b>-190,35</b>	<b>-326,41</b>			<b>3.246,92</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 05					COMBINAZIONE SLU - STR 06				
	γ	ψ	N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]	γ	ψ	N <sub>k</sub> [kN]	V <sub>k</sub> [kN]	M <sub>k</sub> [kN]
g <sub>1</sub>	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00
g <sub>2</sub>	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00
g <sub>3</sub>	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
q <sub>1</sub>	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
q <sub>2</sub>	1,35	1,00	0,00	190,35	326,41	1,35	1,00	0,00	190,35	326,41
q <sub>3</sub>	1,35	1,00	0,00	-190,35	-326,41	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.426,79</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>			<b>2.426,79</b>	<b>190,35</b>	<b>326,41</b>

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLU - STR 07				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,35	1,00	1.693,41	0,00	0,00
$g_2$	1,50	1,00	733,39	0,00	0,00
$g_4$	1,35	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,35	1,00	0,00	-190,35	-326,41
$s_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			<b>2.426,79</b>	<b>-190,35</b>	<b>-326,41</b>

### 13.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA – SLV

CARICHI ELEMENTARI	COMBINAZIONE SLV 01				
	$\gamma$	$\psi$	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
$g_1$	1,00	1,00	1.254,38	0,00	0,00
$g_2$	1,00	1,00	488,93	0,00	0,00
$g_4$	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
$q_1$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_2$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_3$	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$s_1$	1,00	1,00	0,00	94,08	104,07
$s_2$	1,00	1,00	0,00	36,67	19,07
$s_3$	1,00	1,00	0,00	5,17	18,23
			<b>1.743,30</b>	<b>135,92</b>	<b>141,37</b>

### 13.4 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

COMBINAZIONE	$N_k$ [kN]	$V_k$ [kN]	$M_k$ [kN]
SLU - STR 01	3.246,92	0,00	0,00
SLU - STR 02	3.246,92	190,35	326,41
SLU - STR 03	3.246,92	-190,35	-326,41
SLU - STR 04	3.246,92	0,00	0,00
SLU - STR 05	2.426,79	0,00	0,00
SLU - STR 06	2.426,79	190,35	326,41
SLU - STR 07	2.426,79	-190,35	-326,41
SLV 01	1.743,30	135,92	141,37

### 13.4.1 DATI

#### Geometria della fondazione

##### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione della fondazione
<i>Forma</i>	Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]
<i>B</i>	Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
<i>L</i>	Lunghezza della fondazione espressa in [m]
<i>D</i>	Profondità del piano di posa in [m]
<i>α</i>	Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
<i>ω</i>	Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]
Muro concio faunistico	(N)	0,00	--	15,30	--	9,00	0,00	0,00

#### Descrizione terreni e falda

##### Caratteristiche fisico-meccaniche

##### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
<i>γ</i>	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
<i>γ<sub>sat</sub></i>	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
<i>φ</i>	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
<i>δ</i>	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kPa]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descr	γ	γ <sub>sat</sub>	φ	δ	c	ca
	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
Unità G3	18,500	18,500	30,90	20,60	0,0	0,0

#### Falda

Profondità dal piano campagna 1,00 [m]

#### Descrizione stratigrafia

##### Simbologia adottata

<i>n°</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]  
 Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]  
 Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno
	[m]	[m]	[m]	
1	-40,0	-40,0	-40,0	Unità G3

### 13.4.2 CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

#### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.  
 Carichi orizzontali positivi verso sinistra.  
 Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kN]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kNm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kNm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kN]

#### Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	3246,920	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	3246,920	0,000	326,410	0,1	0,0	90,0	190,350

#### Condizione n° 3 - Condizione n° 3 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	3246,920	0,000	-326,410	-0,1	0,0	90,0	190,350

#### Condizione n° 4 - Condizione n° 4 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	3246,920	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 5 - Condizione n° 5 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	2426,790	0,000	0,000	0,0	0,0	90,0	0,000

#### Condizione n° 6 - Condizione n° 6 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	2426,790	0,000	326,410	0,1	0,0	90,0	190,350

#### Condizione n° 7 - Condizione n° 7 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	2426,790	0,000	-326,410	-0,1	0,0	90,0	190,350

#### Condizione n° 8 - Condizione n° 8 - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]		[kN]
Muro concio faunistico	1743,300	0,000	141,370	0,1	0,0	90,0	135,920

## Descrizione combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

#### Combinazione n° 2 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 2	1.00	1.00

#### Combinazione n° 3 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 3	1.00	1.00

#### Combinazione n° 4 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 4	1.00	1.00

#### Combinazione n° 5 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 5	1.00	1.00

#### Combinazione n° 6 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 6	1.00	1.00

#### Combinazione n° 7 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 7	1.00	1.00

#### Combinazione n° 8 STR - A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\Psi$
Condizione n° 8	1.00	1.00

### 13.4.3 OPZIONI DI CALCOLO

#### Verifica al carico limite

Metodo di calcolo della portanza: Meyerhof  
 Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA  
 Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente: MEDIA ARITMETICA  
 Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00  
 Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF  
 Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.  
 Verifica allo scorrimento

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiacco: 0.00 (%)

### 13.4.4 RISULTATI

#### Verifica della portanza per carichi verticali

##### Simbologia adottata

*Cmb* Indice della combinazione  
*Fnd* Indice della fondazione  
*PF* Rottura per punzonamento in presenza di falda  
*q<sub>u</sub>* Portanza ultima, espressa in [kPa]  
*q<sub>d</sub>* Portanza di progetto, espressa in [kPa]  
*P<sub>u</sub>* Portanza ultima, espressa in [kN]  
*P<sub>d</sub>* Portanza di progetto, espressa in [kN]  
*V* Carico ortogonale al piano di posa, espresso in [kN]  
*η* Fattore di sicurezza a carico limite ( $\eta = P_d/V$ )

Cmb	Fnd	PF	q <sub>u</sub> [kPa]	q <sub>d</sub> [kPa]	P <sub>u</sub> [kN]	P <sub>d</sub> [kN]	V [kN]	η
1	1	NO	3322	1444	50820,71	22095,96	3246,92	6.81
2	1	NO	2887	1255	43597,94	18955,62	3246,92	5.84
3	1	NO	2887	1255	43597,94	18955,62	3246,92	5.84
4	1	NO	3322	1444	50820,71	22095,96	3246,92	6.81
5	1	NO	3322	1444	50820,71	22095,96	2426,79	9.11
6	1	NO	2751	1196	41352,20	17979,22	2426,79	7.41
7	1	NO	2751	1196	41352,20	17979,22	2426,79	7.41
8	1	NO	2761	1200	41796,21	18172,27	1743,30	10.42

#### Caratteristiche terreno e fondazione di progetto

##### Simbologia adottata

*Cmb* Indice della combinazione  
*Fnd* Indice della fondazione  
*H* Altezza del cuneo di rottura, espressa in [m]  
*γ* Peso di volume, espressa in [kN/mc]  
*φ* Angolo di attrito, espressa in [°]  
*c* Coesione, espressa in [kPa]  
*G* Modulo di taglio, espresso in [kPa]  
*B'* Base ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ( $B' = B - 2e_x$ ), espressa in [m]  
*L'* Lunghezza ridotta per effetto dell'eccentricità del carico ( $L' = L - 2e_y$ ), espressa in [m]  
*R<sub>ex</sub>* Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo X  
*R<sub>ey</sub>* Fattore di riduzione per carico eccentrico lungo Y  
*I<sub>R</sub>* Indice di rigidezza  
*I<sub>RC</sub>* Indice di rigidezza critico

Cmb	Fnd	H [m]	γ [kN/mc]	φ [°]	c [kPa]	G [kPa]	B' [m]	L' [m]	R <sub>ex</sub>	R <sub>ey</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>RC</sub>
1	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
2	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,10	1,00	--	--	0.93	168.63
3	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,10	1,00	--	--	0.93	168.63
4	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
5	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,30	1,00	--	--	1.00	168.63
6	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,03	1,00	--	--	0.90	168.63
7	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,03	1,00	--	--	0.90	168.63
8	1	13,49	8,6932	30,90	0	0	15,14	1,00	--	--	0.90	168.63

*Fattori correttivi verifica capacità portante*

**Combinazione n° 1**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 2**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.93	Iq = 0.93	I <sub>γ</sub> = 0.79
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 3**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.93	Iq = 0.93	I <sub>γ</sub> = 0.79
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 4**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 5**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 1.00	Iq = 1.00	I <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 6**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.90	Iq = 0.90	I <sub>γ</sub> = 0.73
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 7**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.90	Iq = 0.90	I <sub>γ</sub> = 0.73
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10

**Combinazione n° 8**

**Fondazione n° 1**

Fattori di capacità portante	Nc = 32.41	Nq = 20.39	N <sub>γ</sub> = 18.25
Fattori di forma	Sc = 1.00	Sq = 1.00	S <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori per effetto del punzonamento	Ψ <sub>c</sub> = 1.00	Ψ <sub>q</sub> = 1.00	Ψ <sub>γ</sub> = 1.00
Fattori di inclinazione del carico	Ic = 0.90	Iq = 0.90	I <sub>γ</sub> = 0.73
Fattori di profondità	Dc = 1.21	Dq = 1.10	Q <sub>γ</sub> = 1.10



## Verifica allo scorrimento

### Simbologia adottata

<i>Cmb</i>	Identificativo della combinazione
$R_{ult1}$	Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kN]
$R_{ult2}$	Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kN]
<i>R</i>	Somma di $R_{ult1}$ e $R_{ult2}$
$R_d$	Resistenza di progetto allo scorrimento espressa in [kN]
<i>H</i>	Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kN]
$\eta$	Coeff. di sicurezza allo scorrimento ( $\eta=R_d/H$ )

<b>Cmb</b>	<b>Fnd</b>	<b><math>R_{ult1}</math></b> [kN]	<b><math>R_{ult2}</math></b> [kN]	<b>R</b> [kN]	<b><math>R_{amm}</math></b> [kN]	<b>H</b> [kN]	<b><math>\eta</math></b>
1	1	1220,44	0,00	1220,44	1109,49	0,00	100.00
2	1	1220,44	0,00	1220,44	1109,49	190,35	5.83
3	1	1220,44	0,00	1220,44	1109,49	190,35	5.83
4	1	1220,44	0,00	1220,44	1109,49	0,00	100.00
5	1	912,17	0,00	912,17	829,25	0,00	100.00
6	1	912,17	0,00	912,17	829,25	190,35	4.36
7	1	912,17	0,00	912,17	829,25	190,35	4.36
8	1	655,26	0,00	655,26	595,69	135,92	4.38