



COMUNE DI TOANO

Corso Trieste n. 65, 42010 Toano (RE)

PROGETTO: REALIZZAZIONE CASA DELLA CULTURA

In Loc. Cerredolo –Piazza Don Giulio Vincenzi– 42010 Comune di Toano (RE)

COMMITTENTE: Comune di Toano, Corso Trieste n° 65

ST 4.2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Progetto strutturale redatto ai sensi della DGR 1373/2011

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

6. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

Toano, Agosto 2025

Il Progettista Strutturale

(Ing. Lucio Iotti)

1 Indice

1	INDICE	1
2	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	2
2.1	Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale	2
2.2	Descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica	4
2.3	Quadro normativo di riferimento adottato	7
2.4	Azioni di progetto sulla costruzione	8
2.5	Modello/i numerico/i.....	12
2.6	Combinazioni e/o percorsi di carico	29
2.7	Principali risultati	34
2.8	Verifiche a SLU	70
2.9	Verifiche a SLE	84
3	RELAZIONE SUI MATERIALI	103
3.1	Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera	103
3.2	Valori di calcolo	103
4	ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	108
5	PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA.	109
5.1	Attività di manutenzione dell'intervento.	109
5.2	Ulteriori prescrizioni comuni a tutti i tipi di strutture.	111
6	RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI.	112
6.1	Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito.....	112
6.2	Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno.	112
6.3	Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.	112
7	ALLEGATI.....	113
7.1	ALLEGATO A - Verifiche di capacità portante e dei cedimenti.....	113
7.2	ALLEGATO B - Verifiche Strutture lignee di copertura.....	113

2 Relazione di calcolo strutturale

2.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

- a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica:

vedi § 2.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale.

- b) Descrizione generale della struttura sia in elevazione sia in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico;

vedi § 2.2 Premessa e 2.3.1 Inquadramento generale

- c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica;

vedi § 2.3 Quadro normativo di riferimento adottato

- d) Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - VN, classe d'uso, periodo di riferimento - VR, categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali;

vedi §2.2.3 Caratteristiche generali della struttura e approccio di verifica utilizzato.

- e) Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati;

vedi § 3 Relazione sui materiali

- f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale, fattore di struttura - q e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione

degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati;

vedi § 2.2.3 Caratteristiche generali della struttura e approccio di verifica utilizzato

- g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione;

vedi § 2.6 Combinazioni e/o percorsi di carico

- h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa: analisi lineare o non lineare, analisi statica o dinamica;

vedi §2.5.1.2 Metodologia di analisi

- i) Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati;

vedi § 2.7 Principali risultati

- j) Criteri di verifica agli Stati limite indagati, in presenza di azione sismica:

- Stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione,

vedi § 2.8 Verifiche a SLU

- Stati limite di esercizio, in termini di resistenza e di contenimento del danno agli elementi non strutturali

vedi § 2.9 Verifiche a SLE

- k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;

vedi §2.5.2 Informazioni sul codice di calcolo.

- l) Con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: fasi di realizzazione dell'opera (se pertinenti), sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite, ed altri aspetti e risultati significativi della progettazione di opere particolari;

vedi §6 Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali.

2.2 Descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica

2.2.1 Inquadramento generale

La presente relazione ha come oggetto la nuova costruzione di una sala civica, a servizio della località di Cerredolo nel comune di Toano in provincia di Reggio Emilia, costituita da locali avente funzione di sala polivalente, cucina, bar, servizi igienici e ripostiglio.

L'edificio scolastico è in posizione centrale rispetto al centro abitato, a una quota sul livello del mare di 325 m circa.

La struttura in oggetto, è costituita da un corpo di forma pressochè semicircolare, avente raggio di 10.65 m circa; in elevazione invece il fabbricato si sviluppa su un piano singolo per un'altezza massima pari a 4.30 m.

L'impalcato di copertura è in travetti in legno con tavolato costituito da doppio assito, al fine di fornire irrigidimento alla struttura;

La struttura in elevazione portante per i carichi verticali e sismo resistente pareti in c.a., con 5 pilastri posti sul lato rettilineo, in opera ed è costituita da:

- Pilastri in c.a. sezione quadrata;
- Setti di forma circolare
- Travi in c.a. a sezione rettangolare
- Solai in travetti di legno lamellare
- Copertura in legno con doppio assito.

Le strutture di fondazione sono costituite da travi rettangolari con plate di collegamento, con piano di posa a circa -1.00 m rispetto al piano campagna.

2.2.2 Localizzazione dell'intervento

- Piazza don Giulio Vincenzi
- Località Cerredolo
- Comune di Toano
- Coordinante Geografiche (ED50)
 - Lat. Nord 44.402589° N
 - Long. Est 10.619687° E
- Altezza sul livello del mare 325 m



Figura 1 - Individuazione del sito d'intervento.

2.2.3 Caratteristiche generali della struttura e approccio di verifica utilizzato

CARATTERISTICHE GENERALI DELLA STRUTTURA

Vita nominale	V_N	50 y
Classe d'uso		II
Coefficiente d'uso	C_u	1.0
Vita di riferimento	V_R	50 y
Materiale della struttura	C.A. IN OPERA	
Classe di duttilità	STRUTTURA NON DISSIPATIVA	
Regolarità in pianta	NO	
Regolarità in elevazione	NO	
Tipologia strutturale	STRUTTURA A PARETI IN C.A.	
Fattore di comportamento per la componente orizzontale del sisma in direzione X a Stato Limite di Salvaguardia della vita	qX_slv	1.06
Fattore di comportamento per la componente orizzontale del sisma in direzione Y a Stato Limite di Salvaguardia della vita	qY_slv	1.06
Fattore di comportamento per la componente orizzontale del sisma a Stato Limite di Danno	qY_slo	1.00
Fattore di struttura per la componente verticale del sisma	q	NON CONSIDERATO

APPROCCIO DI VERIFICA 2

Set di coefficienti parziali A1 - M1 - R3

2.2.4 Determinazione del fattore di comportamento

La determinazione del fattore di struttura è stata eseguita in base alle seguenti considerazioni:

- La struttura (per entrambe le direzioni) è a telaio, poiché le azioni verticali e orizzontali sono affidate ai telai;
- La struttura è deformabile torsionalmente, non essendo $r/l_s > 1$ a tutti i piani;

Calcolo delle rigidezze di piano

Visualizzare in tabella:

- dettagli impalcato
- opzioni di calcolo
- pulsanti di visualizzazione
- dettagli del calcolo

Opzioni:

- Incastra fondazioni alla base
- Cancella fase di calcolo

Avvisi / resoconti del calcolo:

- Struttura deformabile torsionalmente;

Nome Impalcato	Verticali	Quota (cm)	Piano rigido	Nodo rif.	Shear type	Calcolo Is	xR (cm)	yR (cm)	Is ² (cm ²)	rx / Is	ry / Is
Impalcato n°2	Vert 1	430.0	<input type="checkbox"/>	0	<input type="checkbox"/>	Geometrico	1066.295	531.420	472133.8	0.771	0.024

- La struttura non è regolare in pianta (§7.2.2).
- La struttura non è regolare in altezza (§7.2.2).
- La struttura non è a pendolo inverso in quanto nel terzo superiore della costruzione non è presente più del 50% della massa sismica.

Fattore di Struttura qx

Costruzioni con Struttura in C.A. (par. 7.4.3.2) e Prefabbricate (par. 7.4.5.1)

Tipo struttura

In opera Prefabbricato

α_U / α_1

Da analisi non lineare

α_1 α_U

Da tipologia edificio

a) Edifici a telaio di un piano

Tipologia

Strutture deformabili torsionalmente

α_U / α_1

q0 kw

Fattore di struttura q per stati limite ultimi e di danno

Imposto q = da usare: Controllo massimo fattore di struttura SLV

q0 = da usare: Fattore di struttura per SLD:

OK Annulla

Figura 2 – Fattore di comportamento della struttura in direzione X

Fattore di Struttura q_y ✕

Costruzioni con Struttura in C.A. (par.7.4.3.2) e Prefabbricate (par.7.4.5.1) ▾

Tipo struttura α_U / α_1

In opera Prefabbricato Da analisi non lineare

K_R α_1 α_U

Edifici non regolari in altezza ▾ Da tipologia edificio

Edifici non regolari in pianta ▾ a) Edifici a telaio di un piano ▾

Tipologia α_U / α_1

Strutture deformabili torsionalmente ▾

q_0 k_w

Fattore di struttura q per stati limite ultimi e di danno

Imposto $q =$ da usare: Controllo massimo fattore di struttura SLV

$q_0 =$ da usare: Fattore di struttura per SLD:

Figura 3 – Fattore di comportamento della struttura in direzione Y

2.3 Quadro normativo di riferimento adottato

2.3.1 Norme di riferimento cogenti

- Legge n° 1086 del 5-11-1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e a struttura metallica”;
- Legge n° 64 del 2-2-1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. Min. Infrastrutture del 17 gennaio 2018 “Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolari Ministeriali varie sulle istruzioni delle dette norme.

2.4 Azioni di progetto sulla costruzione

2.4.1 Azioni statiche

2.4.1.1 Pesi propri dei materiali strutturali e Carichi permanenti non strutturali

ELEMENTI DI CLS

Peso proprio **G1_PP 25 kN/mc**

ELEMENTI DI ACCIAIO

Peso proprio **G1_PP 25 kN/mc**

TAMPONAMENTI IN VETRATE

Peso proprio **G2_TAMP 1.00 kN/mq**

COPERTURA IN TRAVETTI IN LEGNO

	h cm	base cm	interasse cm	γ kN/mc	Carico kN/mq
TRAVETTI	40	16	106	4,6	0,25
				G1	0,25
DOPPIO ASSITO	5			5	0,25
CAPPA MASSETTO ALLEGERITO (5-25 cm)	15			10	1,50
ISOLANTE XPS	10			0,5	0,05
GUAINE ISOLANTI	1			-	0,05
PANNELLI FOTOVOLTAICI					0,15
	VAR			G2	2,00
				G1+G2	2,25

2.4.2 Azioni variabili

NEVE

Zona neve	Zona	I Mediterranea
Altitudine sul livello del mare del sito (< 1500 m s.l.m.)	as	325 m s.l.m.
Carico neve al suolo (caratteristico)	qsk	1.74 kN/m ²
Coefficiente di esposizione	CE	1
Coefficiente termico	Ct	1
Coefficiente di forma	μ_i	0,8
Carico neve copertura	qs	1.39 kN/m ²

AZIONI DEL VENTO¹

Zona eolica	2
Velocità di riferimento del vento	v_ref 25 m/s
	a_0 25 m
	k_a 0,015 1/s
Pressione cinetica di riferimento	q_ref 0,391 kN/mq
Classe di rugosità	C
Categoria di esposizione	III
	kr 0,2
Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	z0 0,1
	z_min 5 m

2.4.3 Azioni sismiche

DM 2018

Categoria suolo fondazione:

Categoria topografica:

Percentuale smorzam. equivalente: ξ %

Fattore di strutt. base q_{0,x} q_{0,y}

Fattore di struttura SLV: q_x q_y q_z

Fattore di struttura SLD: q_x q_y

Periodo T_c (sec.) xy SLV z Auto

xy SLD

Analisi statica equivalente

Quota di riferim. fondazioni: cm

Coefficiente Lambda: λ

Periodo fondam. T (secondi):

X Y Z

Analisi dinamica

Analisi Pushover

Selezione elementi con sisma verticale:

Coefficiente eccentricità accidentale centro di massa (vd. Definizione impalcati):

% per ottenere la rigidezza fessurata

Peso proprio incluso in calcolo eccentricità masse

Escludi massa propria elementi da analisi sismica

Ecc. costante

Auto Lx Ly cm

Amplificazione sollecitazioni taglio aste

Usa momento resistente asta sempre Auto

Fase di appartenenza analisi sismica statica equivalente e dinamica modale

Figura 4 - Parametri generali azione sismica.

¹ Nel seguito si trascureranno le azioni dovute al vento in quanto non significative per la struttura in oggetto.

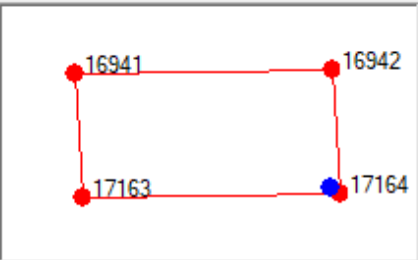
2.4.3.1 Azione sismica orizzontale – SLD e SLV

Parametri spettri di risposta automatici

Par. 3.2 DM 14/1/2008

Reticolo
 Isole
 Interpolaz. con media pond. (DM '08)
 Interpolaz. con superf. rigata

Lon (°) Lat (°)



SLE

SLO

Auto PVR= % TR= anni
 Auto ag/g = Fo= Tc*= s

SLD

Auto PVR= % TR= anni
 Auto ag/g = Fo= Tc*= s

SLU

SLV

Auto PVR= % TR= anni
 Auto ag/g = Fo= Tc*= s

SLC

Auto PVR= % TR= anni
 Auto ag/g = Fo= Tc*= s

OK Annulla

Figura 5 - Parametri spettrali.

Condizioni sismiche

	Nome	Tipo	Sottotipo	Spettro	ag/g	Molt X	Molt Y	Molt Z
1	Sisma S...	Sisma SLE x	SLD	~DM 2018 SLD X	0.0693	1	0	0
2	Sisma S...	Sisma SLE y	SLD	~DM 2018 SLD Y	0.0693	0	1	0
3	Sisma S...	Sisma SLU x	SLV	~DM 2018 SLV X	0.159	1	0	0
4	Sisma S...	Sisma SLU y	SLV	~DM 2018 SLV Y	0.159	0	1	0

Figura 6 - Condizioni sismiche.

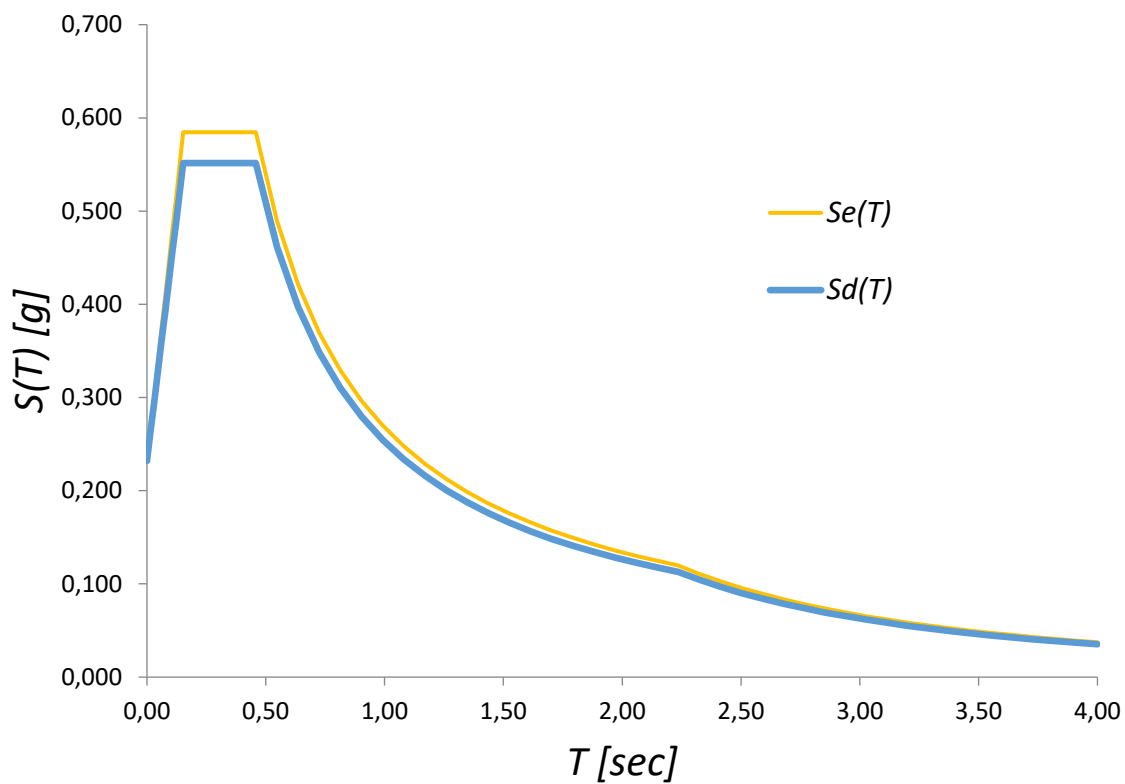


Figura 7 - Spettro SLV / SLV ELASTICO. Fattore di comportamento $q = 1,06$.

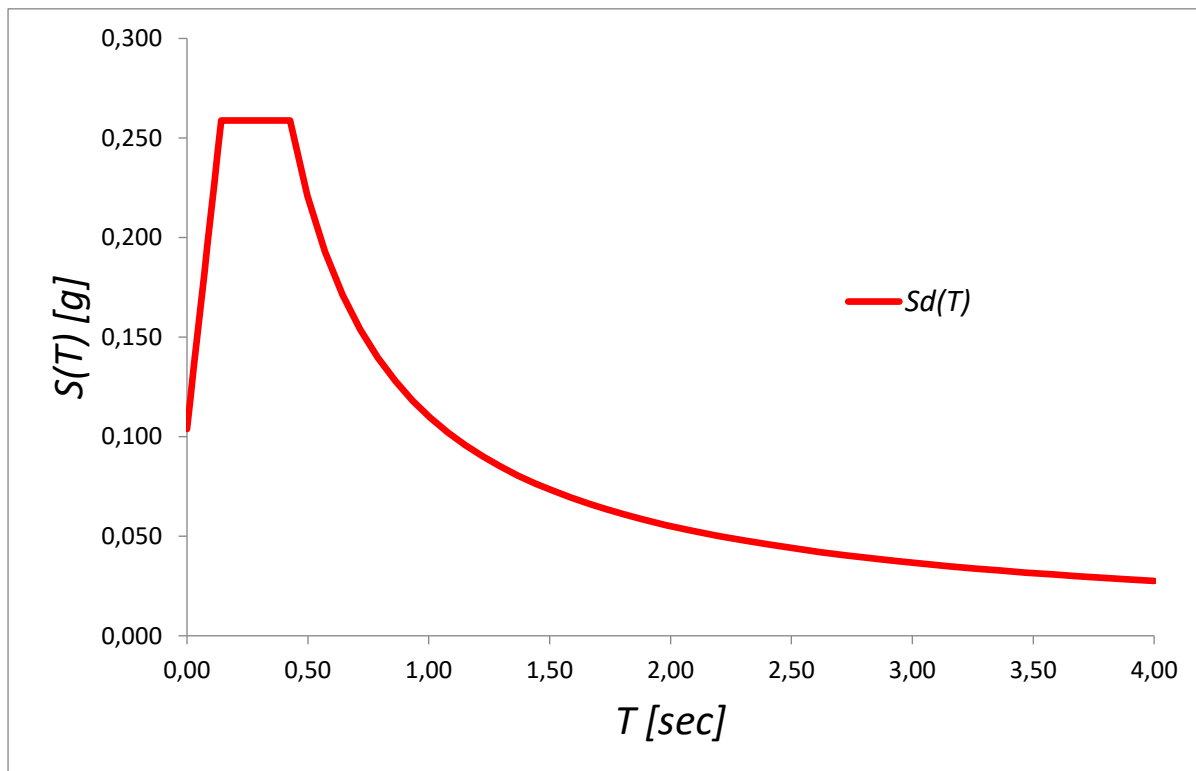


Figura 8 - Spettro SLD. Fattore di comportamento $q = 1,00$

2.5 Modello/i numerico/i

Si riporta la descrizione del modello strutturale correlato con quello geotecnico ed i criteri generali di analisi e di verifica

2.5.1 Metodologia di modellazione ed analisi

2.5.1.1 Metodologia di modellazione

Nel calcolo della struttura si utilizzano 2 modelli.

- **Modello 1** per l'analisi statica e sismica della sovrastruttura: per l'analisi dinamica modale si adotta il fattore di struttura 1,50 per entrambe le direzioni d'ingresso del sisma.
- **Modello 2** per l'analisi statica e sismica delle strutture di fondazione: per l'analisi dinamica modale si adotta il fattore di struttura $q = 1.50$ per entrambe le direzioni d'ingresso del sisma e amplificando le sollecitazioni sismiche del fattore 1.1, progettando quindi le fondazioni in accordo con il §7.2.5 del DM 17/1/2018².

Si riportano di seguito le principali scelte di modellazione generalmente valide per entrambi i modelli (tranne dove specificato).

2.5.1.1.1 *Elementi impiegati*

La struttura è stata modellata utilizzando:

- Elementi beam a 2 nodi per travi e pilastri in elevazione;
- Elementi beam a 2 nodi su suolo elastico alla Winkler per le travi di fondazione;
- Elementi shell a 4 nodi per i setti in c.a. in elevazione;

2.5.1.1.2 *Modulo di Winkler*

Per il modello di calcolo relativo alle strutture di fondazione si è considerato un modulo di Winkler pari a 0.015 N/mm^3 (1.5 kg/cm^3).

L'utilizzo di detto valore non comporta modifiche significative in termini di taglio alla base rispetto al modello con incastri.

2.5.1.1.3 *Modellazione dei carichi*

Nel modello di calcolo sono stati applicati i carichi dovuti a:

- Pesi propri delle sezioni degli elementi strutturali (G1+G1_PP)
- Carichi permanenti non strutturali (G2)

² [...] tali azioni risultino [...] comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

- Tamponamenti (G2_TAMP)
- Carichi accidentali NEVE (Q_NEVE)
- Azioni sismiche lungo x e y a SLD e SLV (Sisma_SLD X, Sisma_SLD Y)
(Sisma_SLV X, Sisma_SLV Y)

2.5.1.1.4 Modellazione delle masse

Nei modelli sono state applicate le masse associate ai carichi di seguito elencati, calcolate come masse distribuite sugli elementi su cui gravano oppure (per i tamponamenti) **ripartite al 50% tra la trave superiore e inferiore che chiude il tamponamento:**

- Pesi propri e Carichi permanenti portati (G1_PP, G1, G2, G2_TAMP) -> $\psi_2 = 1.0$
- Carichi accidentali NEVE (Q_NEVE)-> $\psi_2 = 0.0$

2.5.1.1.5 Vincoli esterni

- Nel modello di calcolo 1 si sono vincolati i nodi in fondazione mediante il codice di vincolo = 111111 ({ux, uy, uz, rx, ry, rz} dove 1 = gdl bloccato, 0 = gdl libero)
- Nel modello di calcolo 2 si sono vincolati i nodi in fondazione mediante il codice di vincolo = 110001 ({ux, uy, uz, rx, ry, rz} dove 1 = gdl bloccato, 0 = gdl libero)

2.5.1.1.6 Vincoli interni

- Nel modello di calcolo 1 e 2 si considera come rigido l'impalcato di copertura.
- Nel modello di calcolo 1 e 2 si considerano incernierati i travetti in legno.

2.5.1.2 Metodologia di analisi

L'analisi del modello di calcolo è stata condotta:

- Mediante il Metodo degli Elementi Finiti (F.E.M.)
- Nell'ipotesi di comportamento Elastico Lineare dei materiali
- Trascurando gli effetti geometrici del 2° ordine in relazione al valore del fattore θ che comunque per ciascun impalcato è **sempre minore di 0.1**

2.5.1.2.1 Calcolo fattore theta³

Risultati - Calcolo del fattore theta

Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (cm)	Metodo calc.	h (cm)
Vert1	Impalcato n°2	482	(1065.07; 401.205)	Ordinario	430
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (cm)	H (kN)
theta X	1	0.00015	-567.6877	-0.0177	-157.5390
theta Y	2	0.00007	-567.0918	-0.0030	-59.57832

2.5.1.3 Metodologia di verifica

La verifica delle sezioni è stata condotta:

- Secondo il metodo degli Stati limite (S.L.)
- Considerando per ogni asta l'involuppo delle sollecitazioni dovuto alle combinazioni delle azioni di progetto.

Per il modello è stata eseguita un'analisi sismica:

- **Per l'analisi dinamica modale (a spettro di risposta) con fattore di struttura.**
- considerando un numero di modi sufficiente a movimentare una **massa > 95% di quella totale, senza scartare i modi con massa inferiore al 5%.**
- Considerando **un'eccentricità accidentale** delle masse pari a 5% nelle 2 direzioni principali della dimensione in pianta (mediante lanci multipli dell'analisi modale con distribuzione delle masse nodali variata per ottenere l'eccentricità richiesta)⁴

³ Calcolo secondo DM'08 §7,3,1 - formula (7.3.2)

⁴ Le CdC sismiche impostate per l'analisi dinamica e/o statica equivalente vengono automaticamente sdoppiate con l'aggiunta al nome di ogni CdC sismica di Dx (eccentricità a destra del baricentro) e Sx (eccentricità a sinistra del baricentro). Per ogni CdC sismica orizzontale vengono associate due distribuzioni di masse, rispettivamente con eccentricità a destra e sinistra rispetto al baricentro di ogni piano; ogni distribuzione di massa corrisponde ad un lancio del solutore per l'estrazione dei modi di vibrare.

2.5.2 Informazioni sul codice di calcolo

2.5.2.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Il calcolo dell'intera struttura è sviluppato mediante il software CMP versione 30 prodotto da Namirial S.p.A. abbinato al solutore XFinest di Harpaceas S.r.l.

Si allega sotto la figura con descrizione precisa della versione di CMP utilizzata:



2.5.2.2 Affidabilità dei codici utilizzati

Dall'esame della documentazione a corredo del software si ritiene il programma di calcolo utilizzato nell'analisi affidabile e idoneo all'utilizzo per la risoluzione e la verifica del caso specifico.

Si rimanda al sito del produttore <http://www.edilizianamirial.it/software-calcolo-strutturale.asp>, dove è reperibile la documentazione di affidabilità e di validazione.

2.5.2.3 Validazione dei codici

Con riferimento alla classe d'uso della struttura non si rende necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

2.5.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

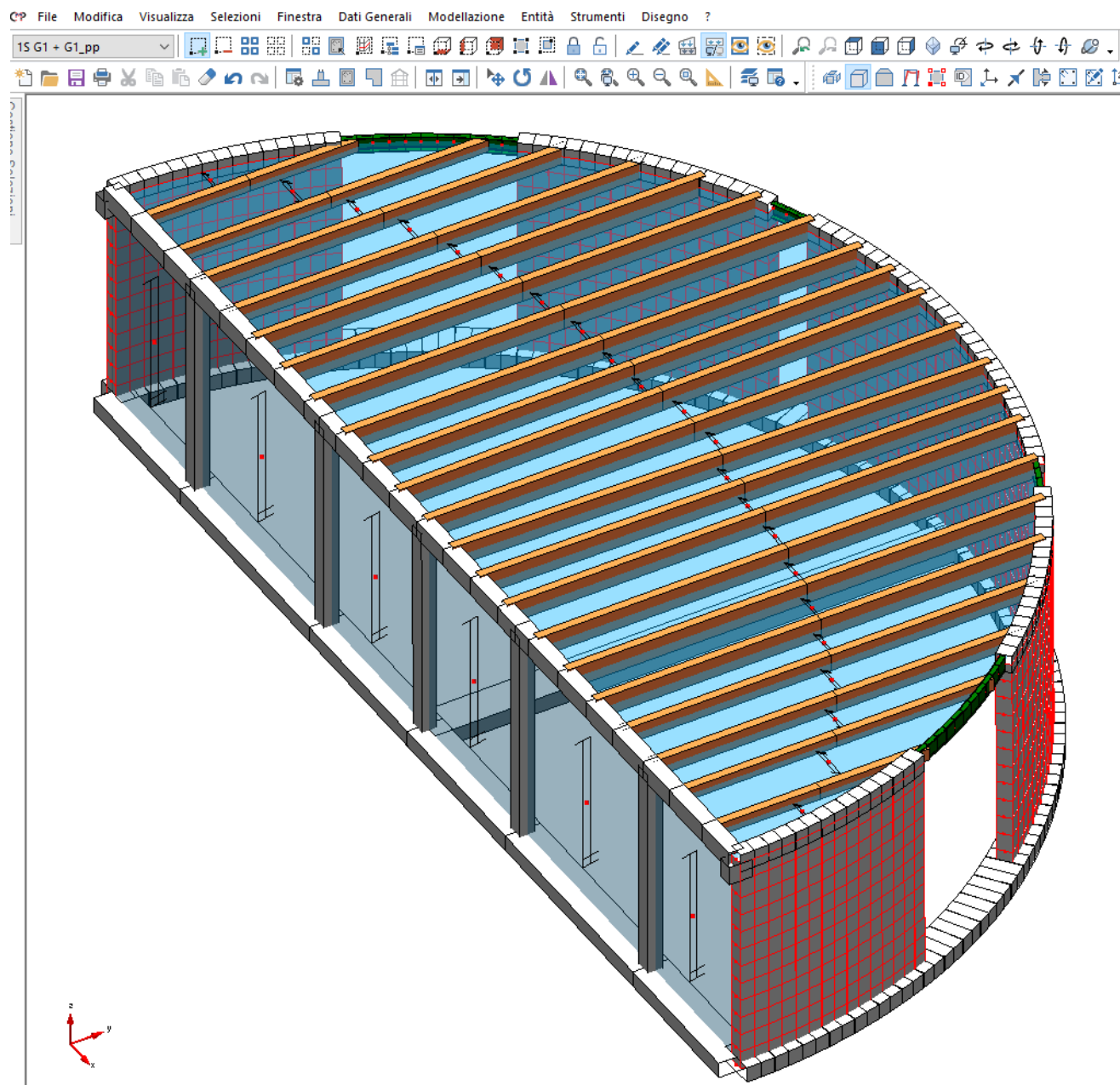


Figura 9 - Modello di calcolo 1 – Vista assometrica 3D SOLIDO.

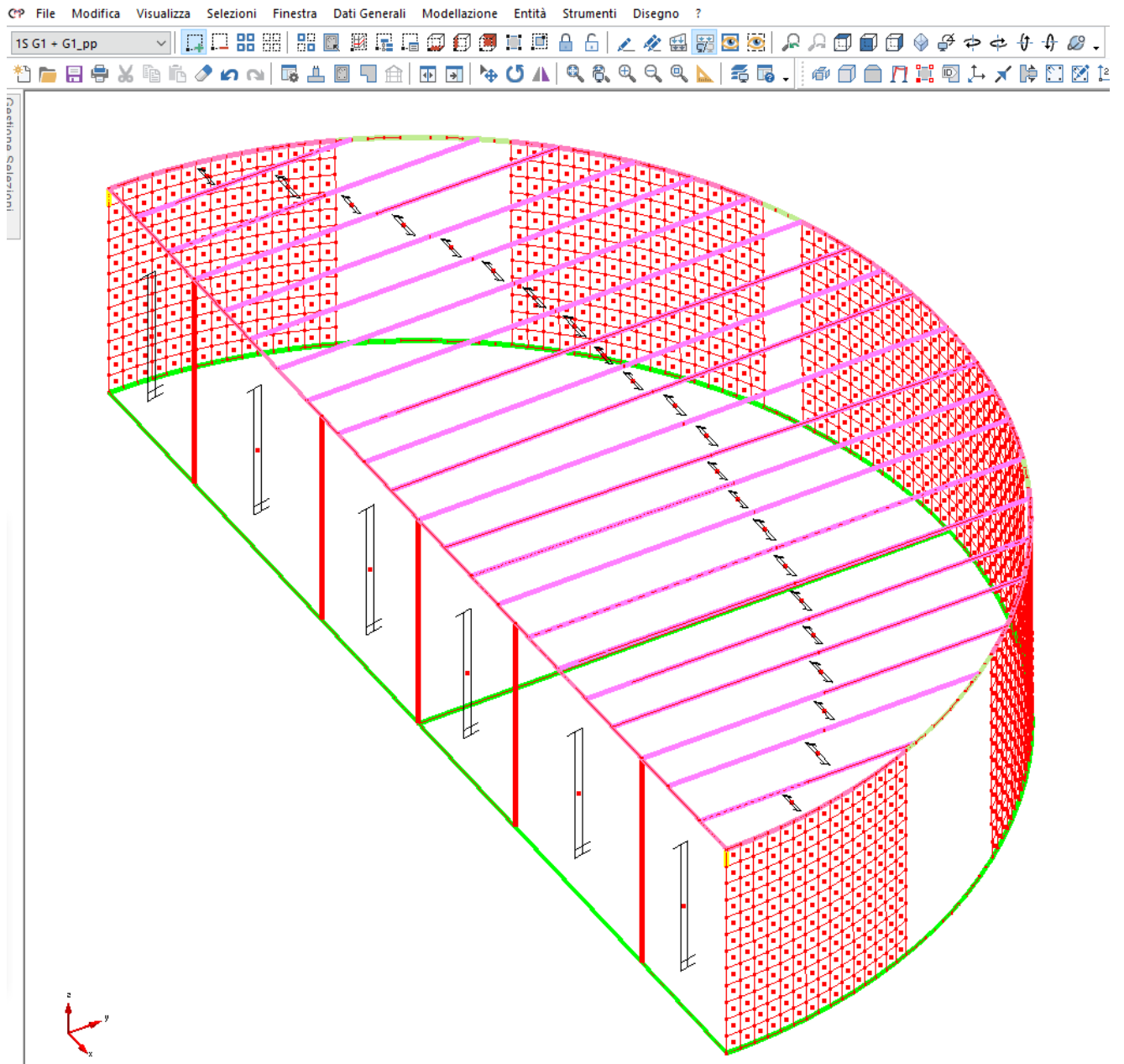


Figura 10 - Modello di calcolo 1 – Vista assonometrica 3D WIREFRAME.

2.5.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

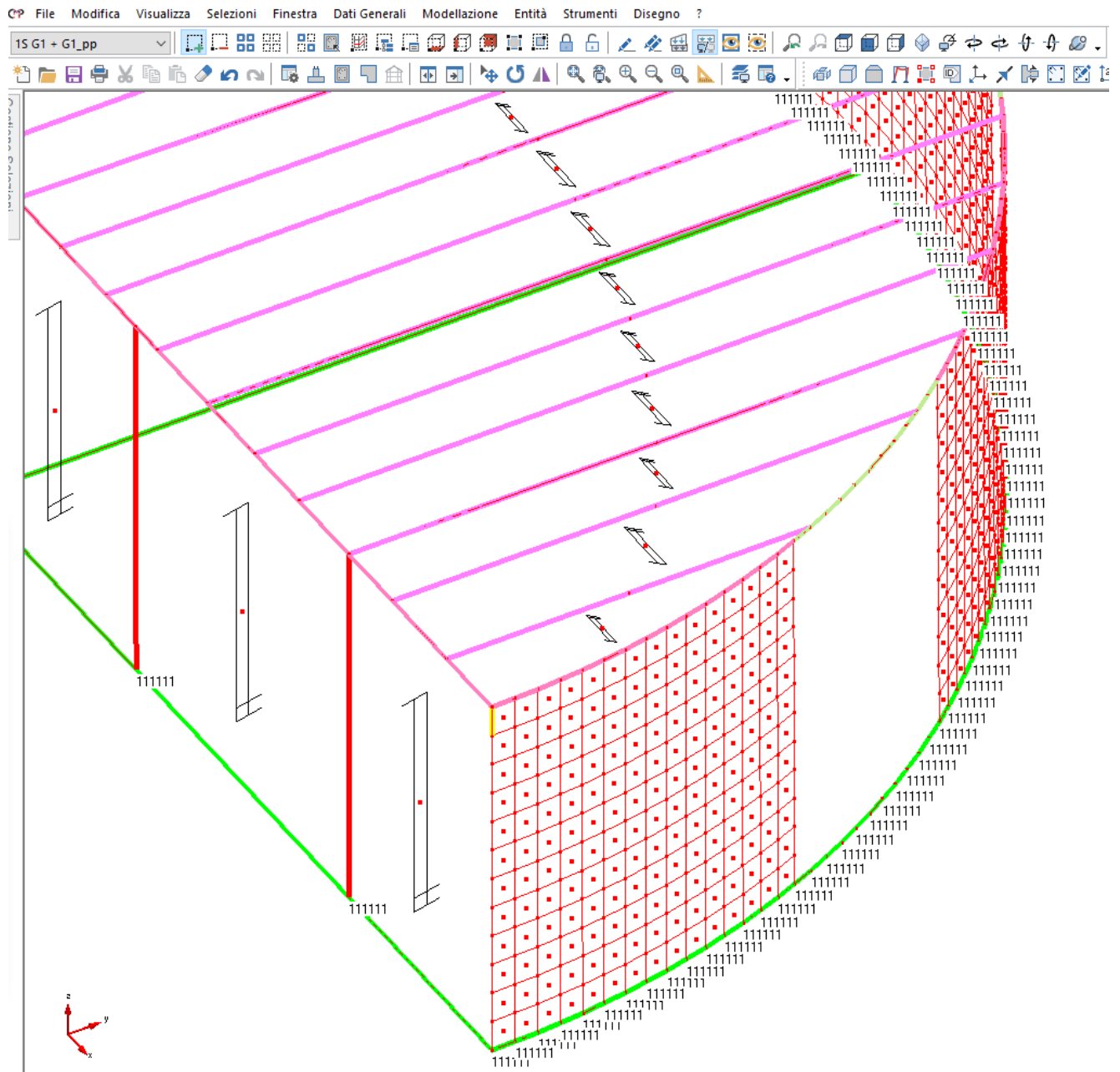


Figura 11 – Modello 1 - Vincoli esterni della struttura – Incastri alla base (dettaglio).

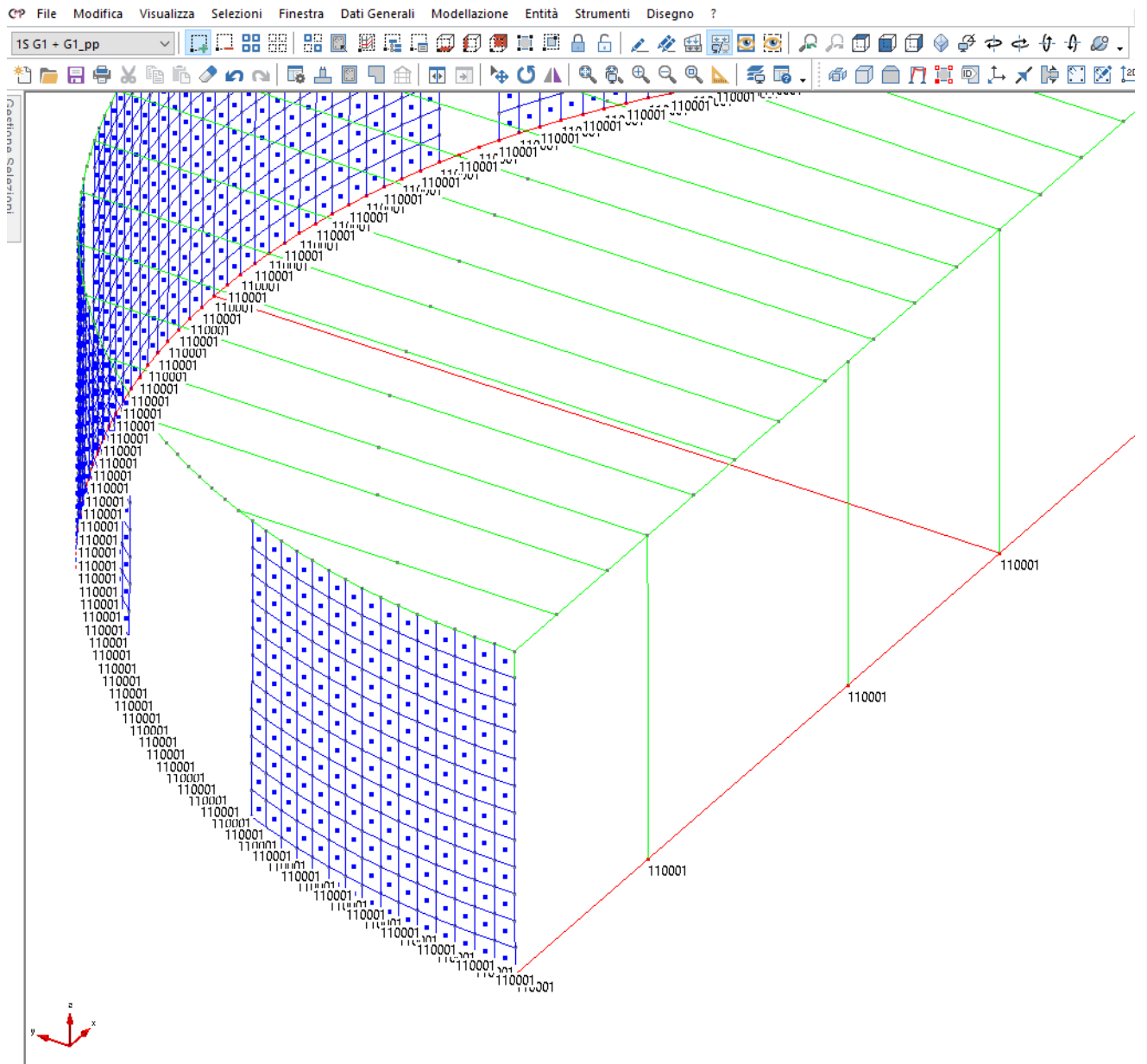


Figura 12 – Modello 2 - Vincoli esterni della struttura – Fondazioni su suolo alla Winkler.

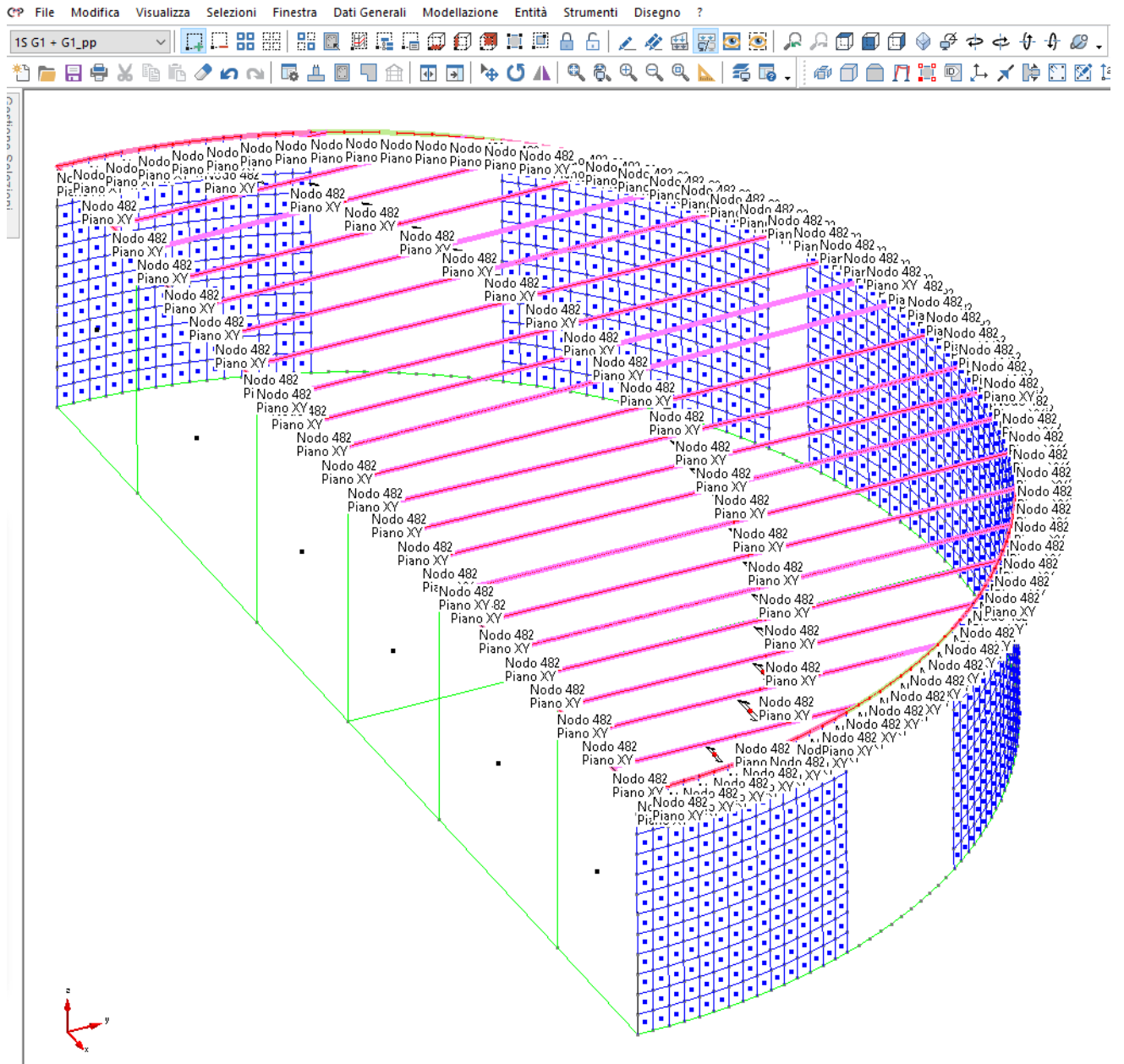


Figura 13 – Modelli 1 2 - Vincoli interni della struttura – Impalcato di copertura rigido.

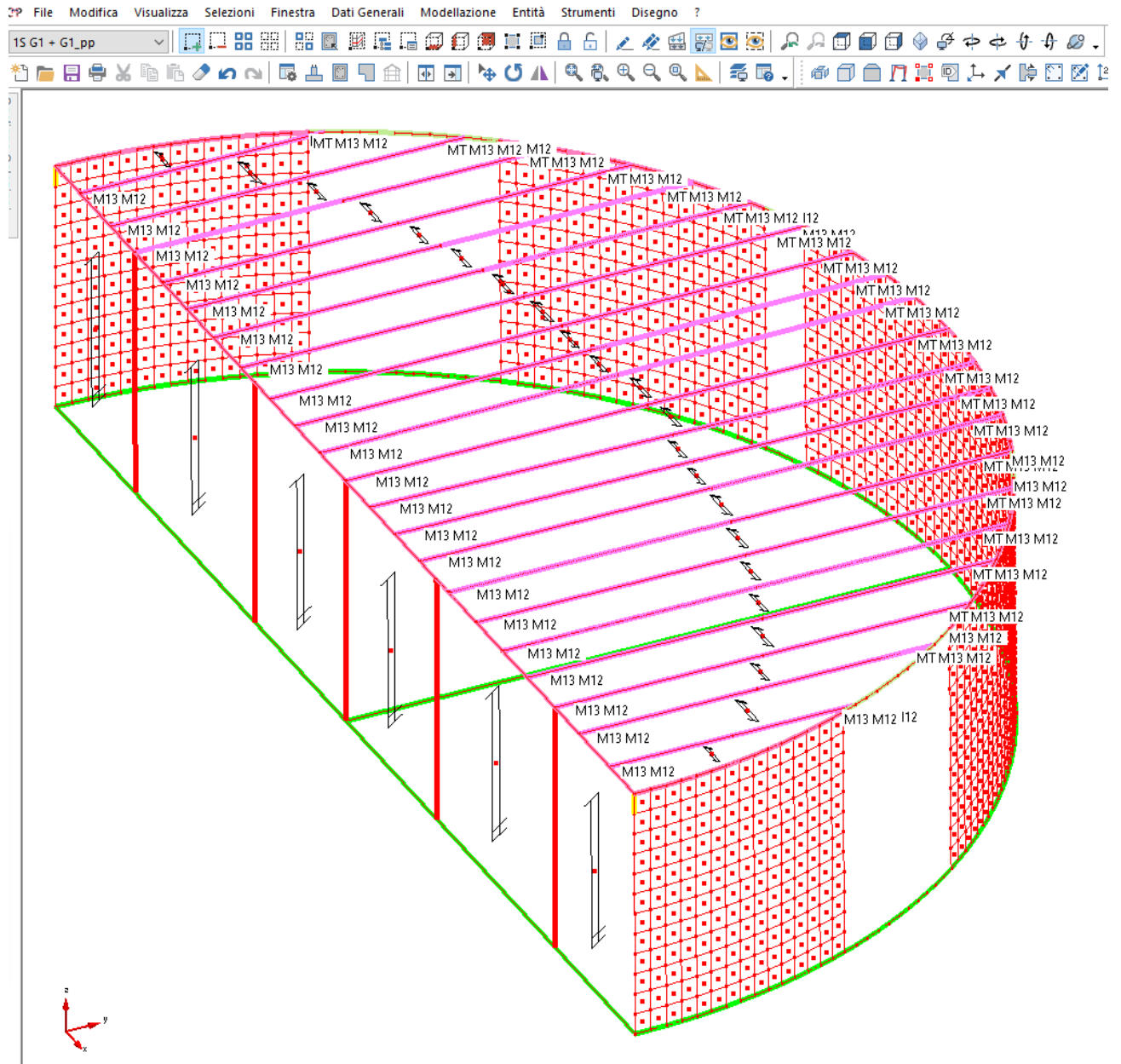


Figura 14 – Modelli 1 2 – Travetti di copertura incernierati alle estremità.

2.5.5 Modellazione delle azioni

- Condizioni di carico elementari statiche - Moltiplicatori gravitazionali

n°	Descrizione	x	y	z	Tipo	grp	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{23}	Φ	
1S	G1 + G1_pp	0	0	-1	Permanente		1	1	1	1	1	
2S	G2	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1	
3S	G2_Tamp	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1	
4S	Q_Neve	0	0	0	Tetti e coperture co...	2	0.5	0.2	0	0	1	

Figura 15 - Tabella Condizioni di carico elementari.

2.5.5.1 Condizione di carico G1+G1 PP

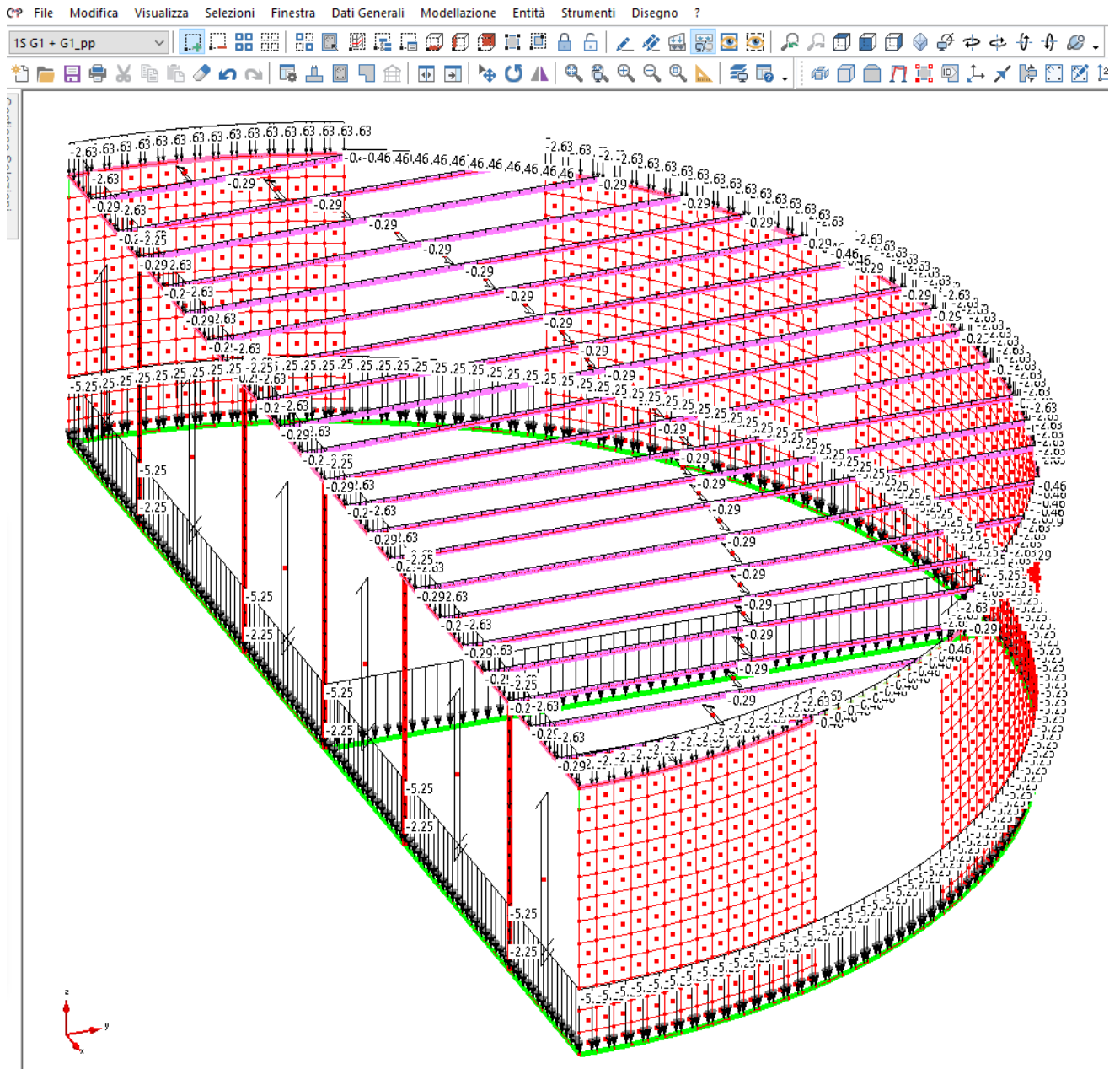


Figura 16 - Carichi distribuiti per unità di lunghezza [kN/m] – G1_PP (Peso Proprio strutture in elevazione – Elementi Beam).

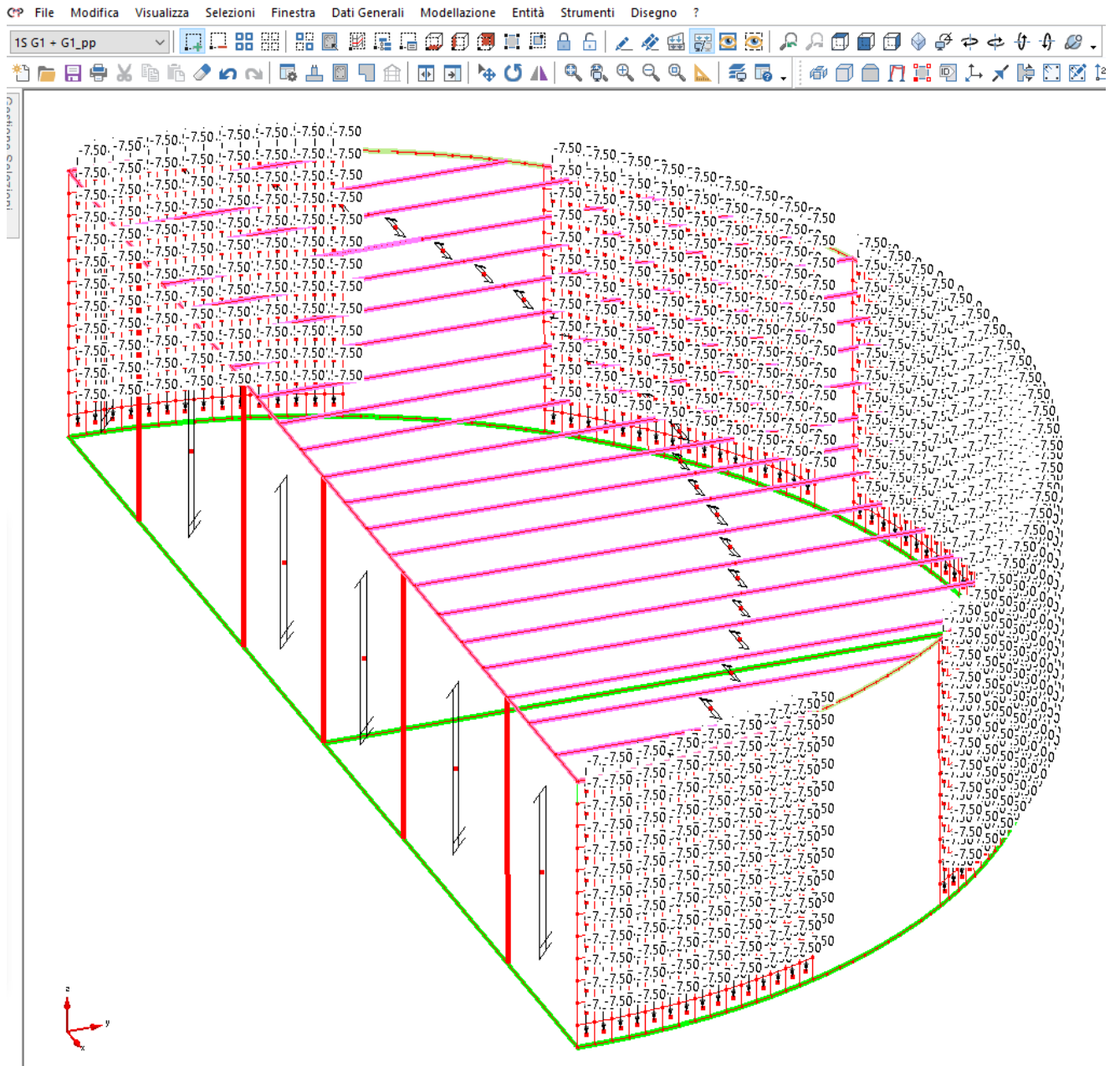


Figura 17 - Carichi distribuiti per unità di superficie [kN/m] – G1_PP (Peso Proprio strutture in elevazione – Elementi Shell dettaglio).

2.5.5.2 Condizione di carico G2

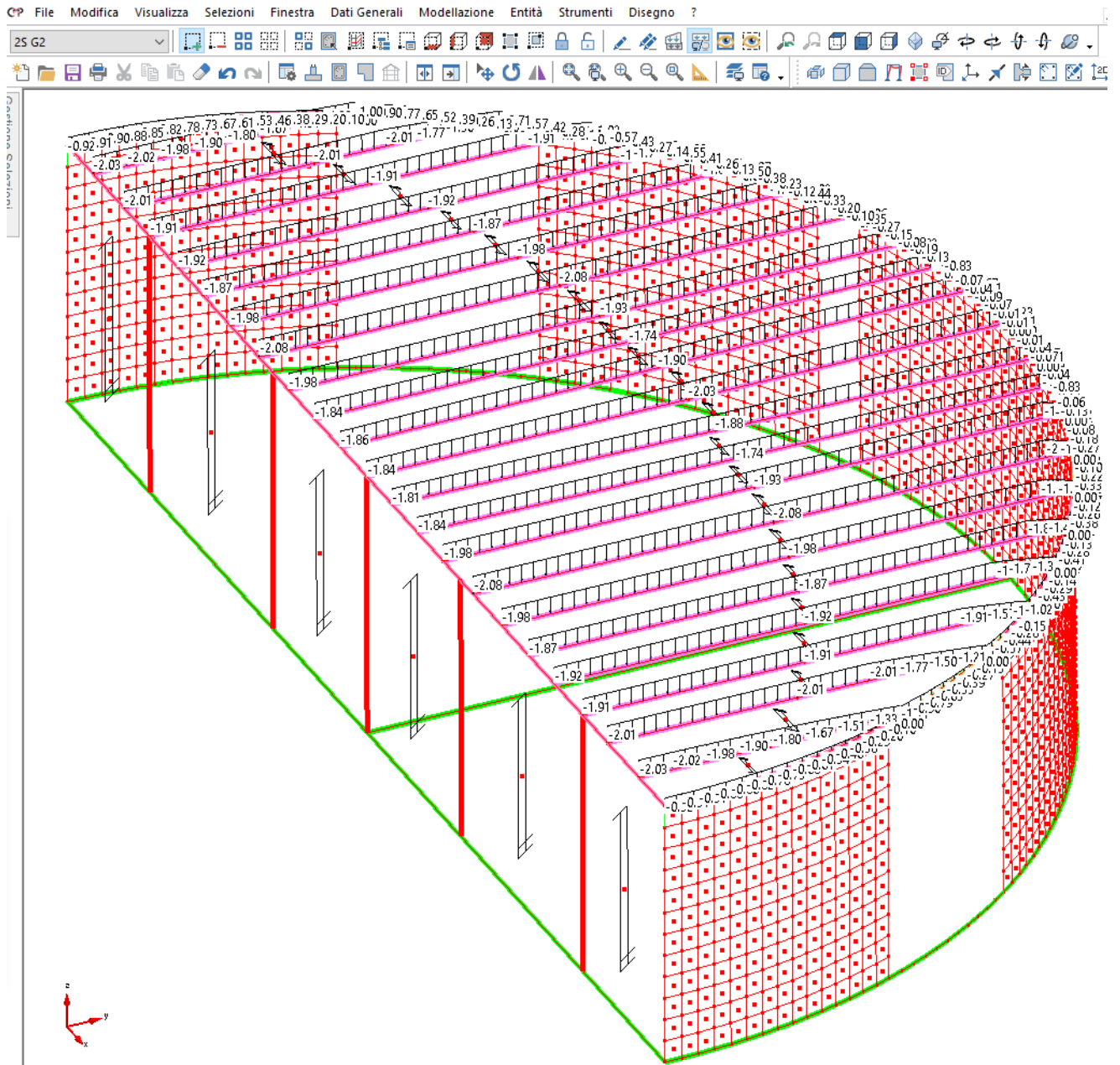


Figura 18 - Carichi distribuiti per unità di lunghezza [kN/m] -G2 (Carichi da solai) .

2.5.5.3 Condizione di carico G2 TAMP

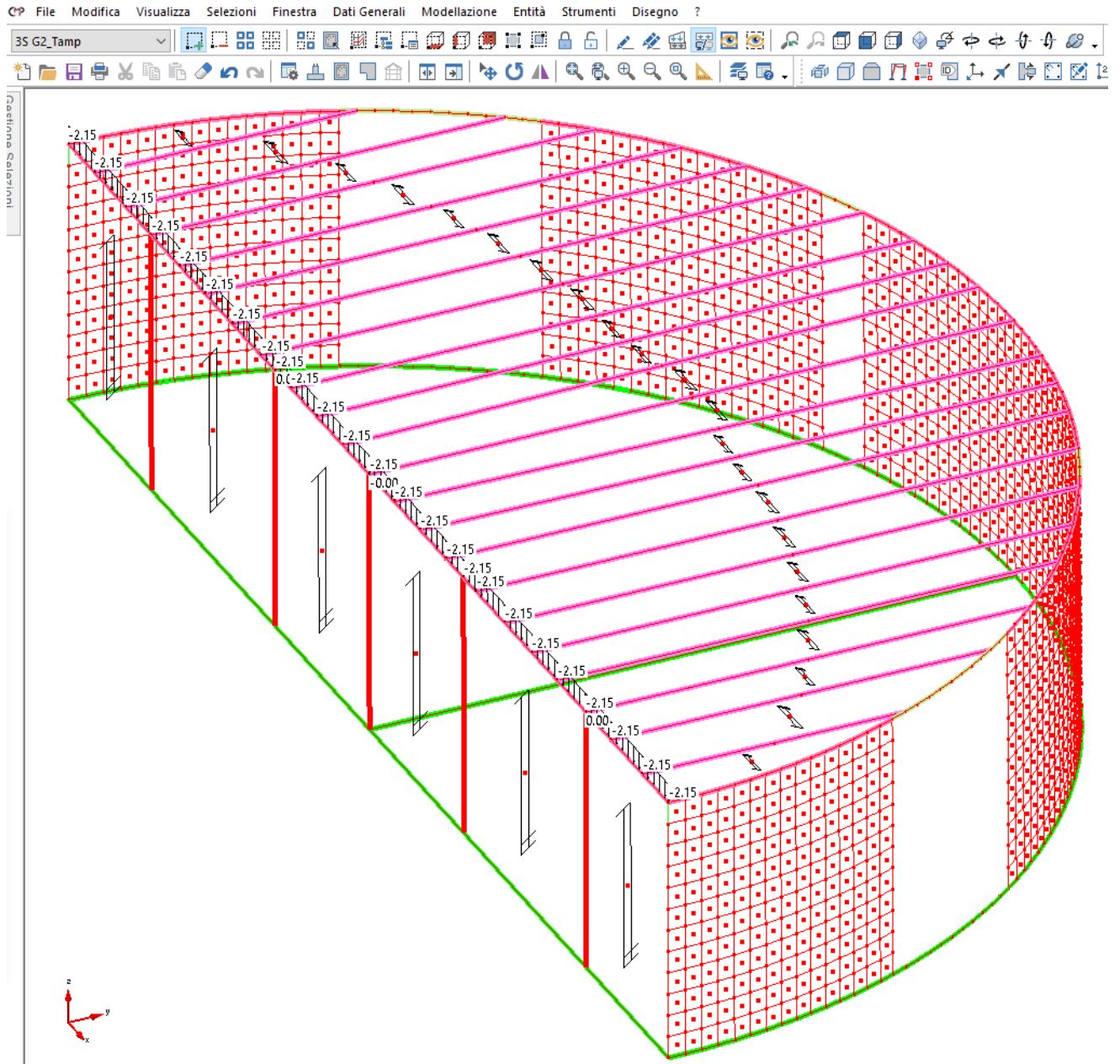


Figura 19 – Massa sismica distribuita per unità di lunghezza [kN/m] – G2_TAMP.

2.5.5.4 Condizione di carico Q_NEVE

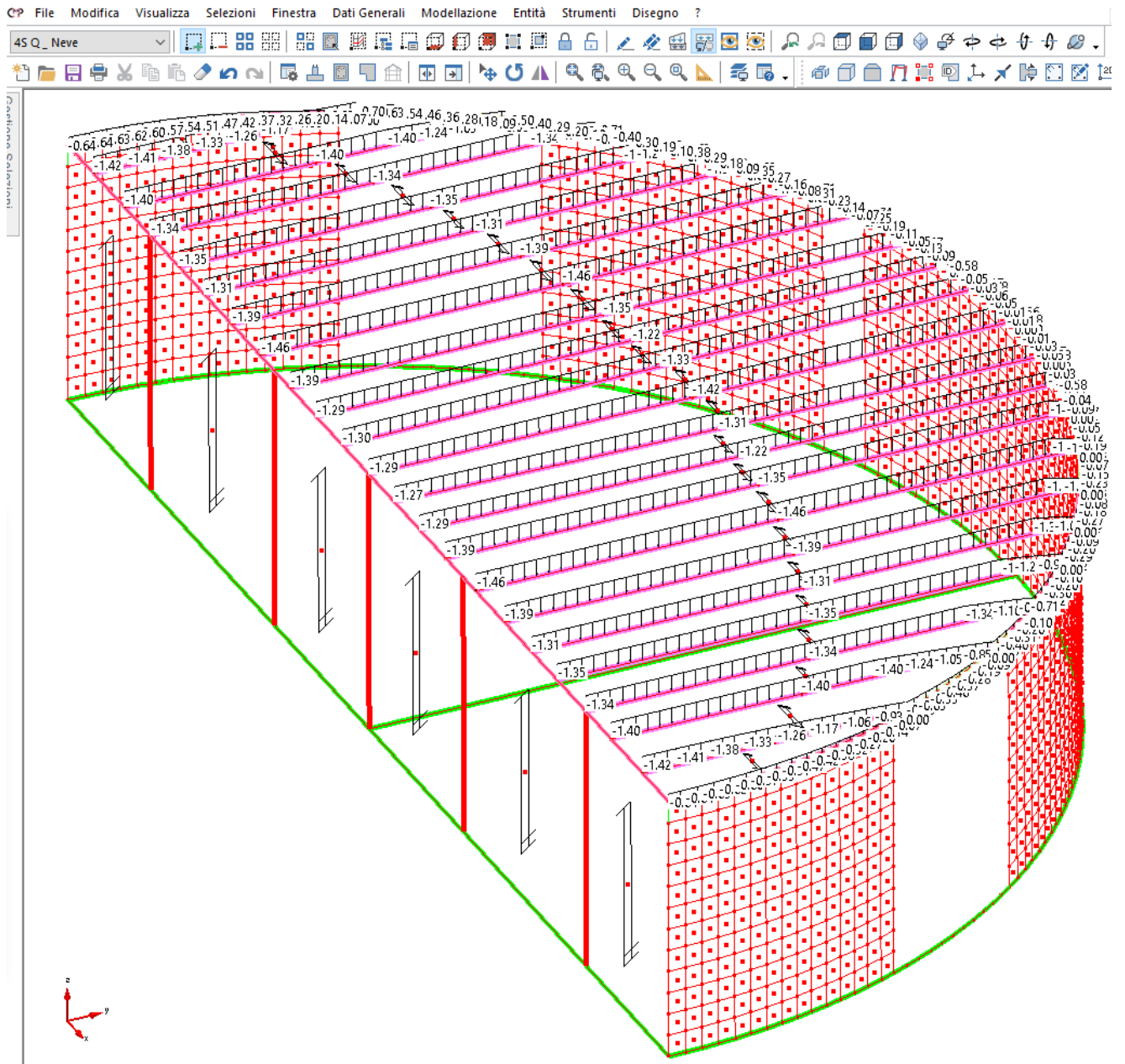


Figura 20 - Carichi distribuiti per unità di lunghezza [kN/m] -Q_NEVE (Carichi da solai) .

2.5.6 Modellazione delle masse

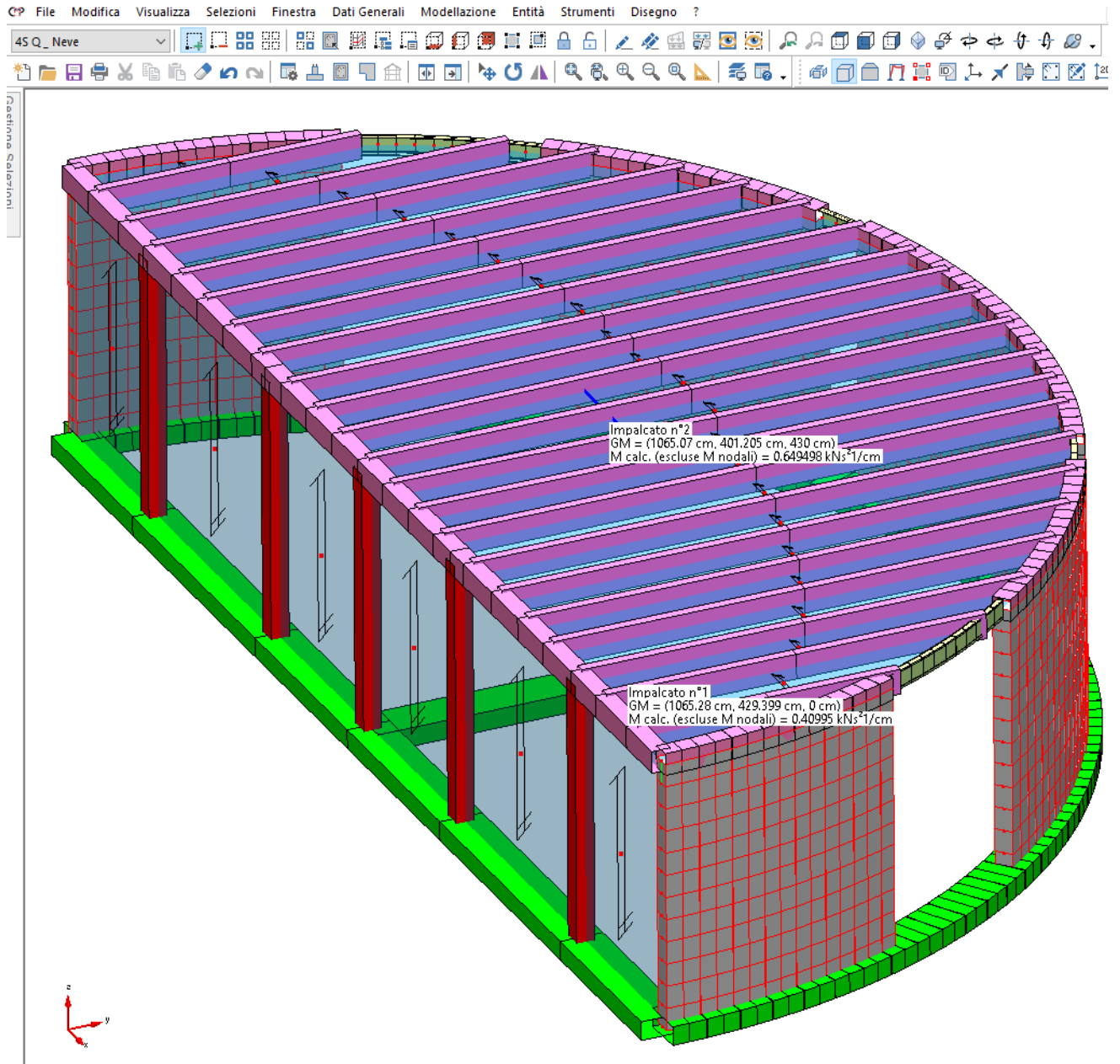


Figura 21 - Risultanti masse di piano degli impalcati.

2.6 Combinazioni e/o percorsi di carico

Si riportano le principali combinazioni di carico indagate tramite il programma agli elementi finiti FEM:

- ~SL18 SLE caratt.
- ~SL18 SLE freq.
- ~SL18 SLE q.perm.
- ~SL18 STR SLV
- ~SL18 Default_SL18 - Azioni di breve durata STR SLV
- ~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee STR SLV
- ~SL18 Default_SL18 - Azioni permanenti STR SLV
- ~SL18 GEO -
- ~SL18 SLD Sism. Orizz.

2.6.1 Stati limite ultimi

2.6.1.1 Inviluppo “~SL18 GEO”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 GEO_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz._1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz._2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 GEO”

Descrizione inviluppo “~SL18 GEO_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	1.5

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1

2.6.1.2 Inviluppo “~SL18 STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz._1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz._2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 STR SLV”

Descrizione inviluppo “~SL18 STR SLV_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	1.5

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1

2.6.1.3 Inviluppo “~SL18 DEFAULT SL18 - AZIONI PERMANENTI STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 - Azioni permanenti STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni permanenti STR SLV”

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni permanenti STR SLV_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1.5

2.6.1.4 Inviluppo “~SL18 Default SL18 - Azioni di breve durata STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 - Azioni di breve durata STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni di breve durata STR SLV”

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni di breve durata STR SLV_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	1.5

2.6.1.5 Inviluppo “~SL18 Default SL18 - Azioni istantanee STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee SLU Sism. Orizz._1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee SLU Sism. Orizz._2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee STR SLV”

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee STR SLV_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1.3

CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	1.5

Descrizione involuppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
-------------------	----------------------	-----------	--------	----------	----------

CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

Descrizione involuppo “~SL18 Default_SL18 - Azioni istantanee SLU Sism. Orizz._2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
-------------------	----------------------	-----------	--------	----------	----------

CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 6Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 7Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 8Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1

2.6.2 Stati limite d’esercizio

2.6.2.1 Involuppo “~SL18 SLE caratt.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	~SL18 SLE caratt._1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell’involuppo “~SL18 SLE caratt.”

Descrizione involuppo “~SL18 SLE caratt._1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
-------------------	----------------------	-----------	--------	----------	----------

CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		1	1

2.6.2.2 Involuppo “~SL18 SLE freq.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	~SL18 SLE freq._1	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell’involuppo “~SL18 SLE freq.”

Descrizione involuppo “~SL18 SLE freq._1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0.2	0.2

2.6.2.3 Inviluppo “~SL18 SLE q.perm.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0

2.6.2.4 Inviluppo “~SL18 SLD SISM. ORIZZ.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Inviluppo	~SL18 SLD Sism. Orizz. _1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLD Sism. Orizz. _2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 SLD Sism. Orizz.”

Descrizione inviluppo “~SL18 SLD Sism. Orizz. _1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLD X Dx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 2Dy	Sisma SLD X Sx	Var.non Contemp.	1	-1	1
CdC elem. 3Dy	Sisma SLD Y Dx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3
CdC elem. 4Dy	Sisma SLD Y Sx	Var.non Contemp.	2	-0.3	0.3

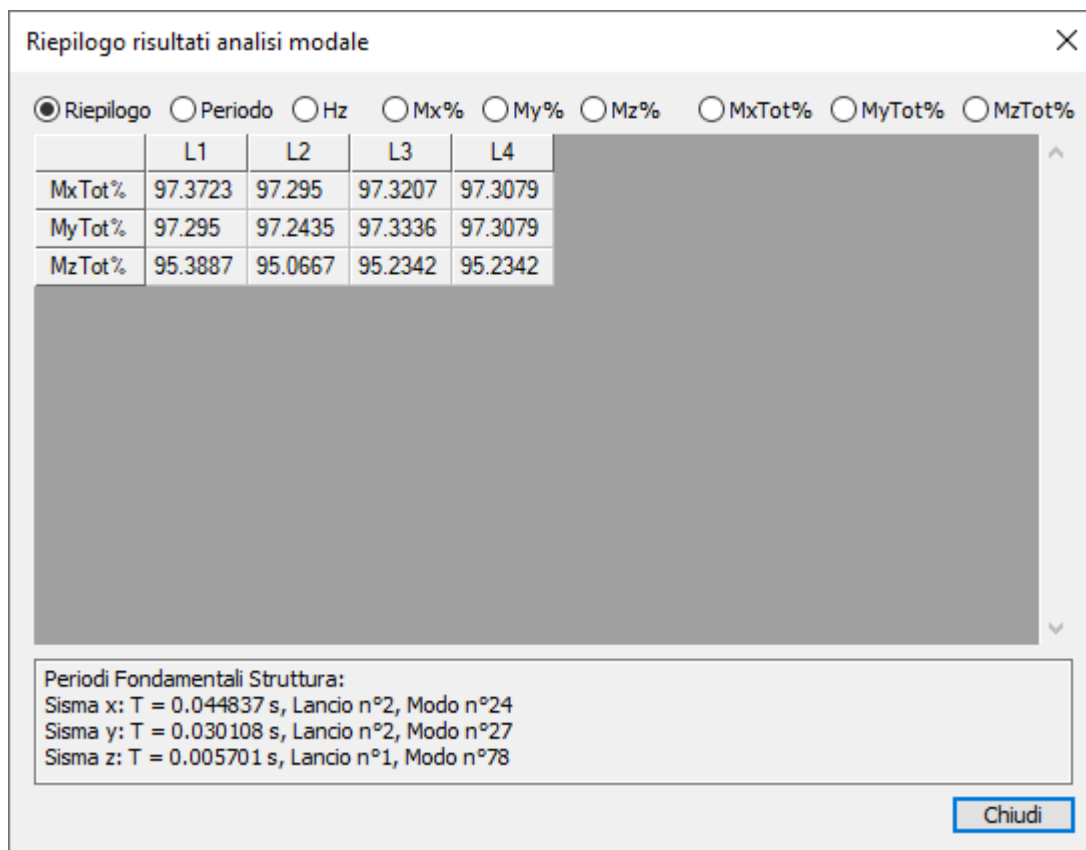
Descrizione inviluppo “~SL18 SLD Sism. Orizz. _2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	G1 + G1_pp	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	G2_Tamp	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Q_Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLD X Dx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 2Dy	Sisma SLD X Sx	Var.non Contemp.	1	-0.3	0.3
CdC elem. 3Dy	Sisma SLD Y Dx	Var.non Contemp.	2	-1	1
CdC elem. 4Dy	Sisma SLD Y Sx	Var.non Contemp.	2	-1	1

2.7 Principali risultati

2.7.1 Risultati dell'analisi modale

Nelle tabelle seguenti sono riportate le principali grandezze relative all'analisi dinamica modale; nelle tabelle di riepilogo i codici L1, L2 L3 e L4 si riferiscono ai lanci multipli dell'analisi modale dovuti all'eccentricità accidentale in direzione x e y, per i due versi + e -.



Riepilogo risultati analisi modale

Riepilogo Periodo Hz Mx% My% Mz% MxTot% MyTot% MzTot%

	L1	L2	L3	L4
MxTot%	97.3723	97.295	97.3207	97.3079
MyTot%	97.295	97.2435	97.3336	97.3079
MzTot%	95.3887	95.0667	95.2342	95.2342

Periodi Fondamentali Struttura:
Sisma x: T = 0.044837 s, Lancio n°2, Modo n°24
Sisma y: T = 0.030108 s, Lancio n°2, Modo n°27
Sisma z: T = 0.005701 s, Lancio n°1, Modo n°78

Chiudi

Figura 22 - Riepilogo masse partecipanti.

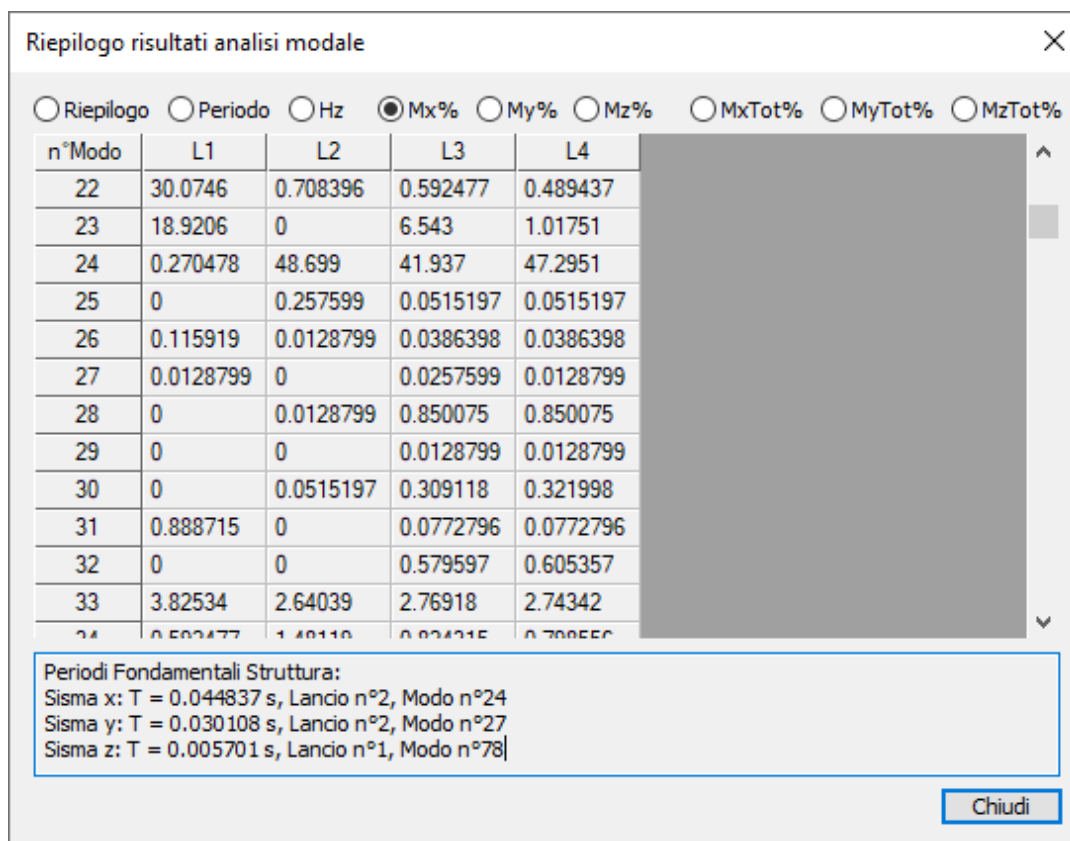


Figura 23 - Masse partecipanti x

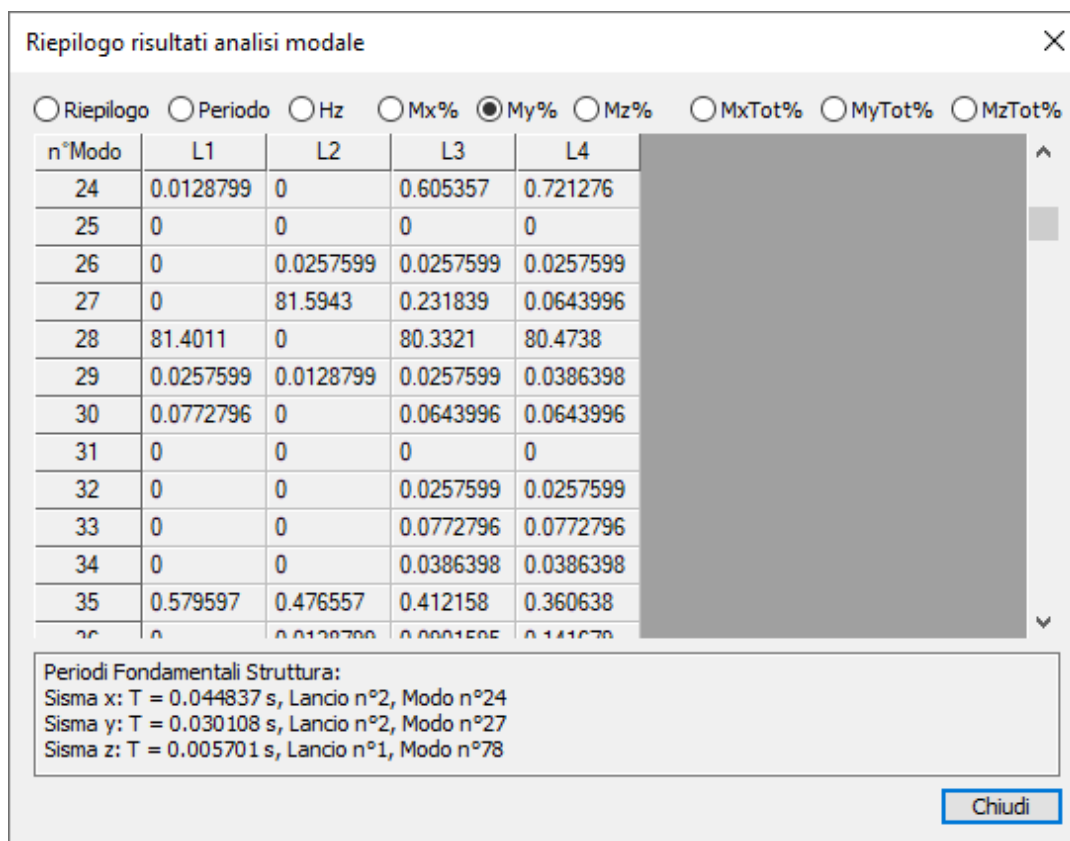


Figura 24 - Masse partecipanti y

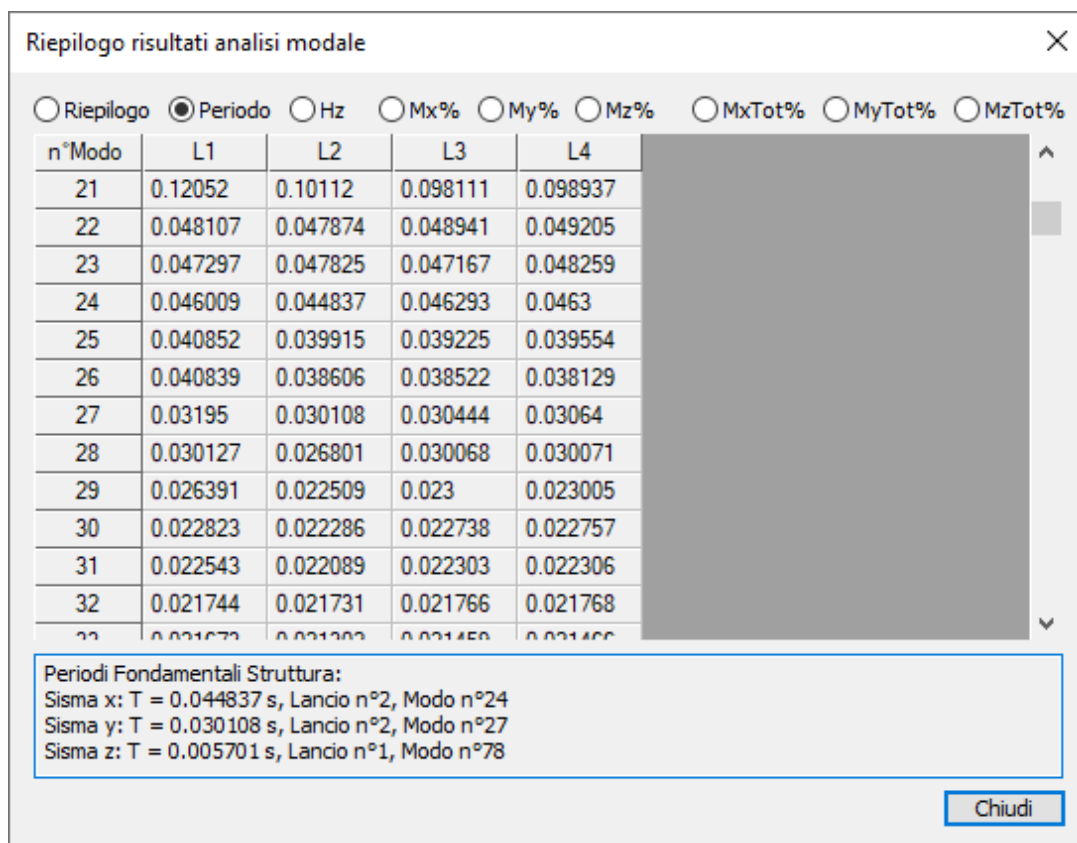


Figura 25 - Periodi propri.

2.7.1.1 Modo principale in X

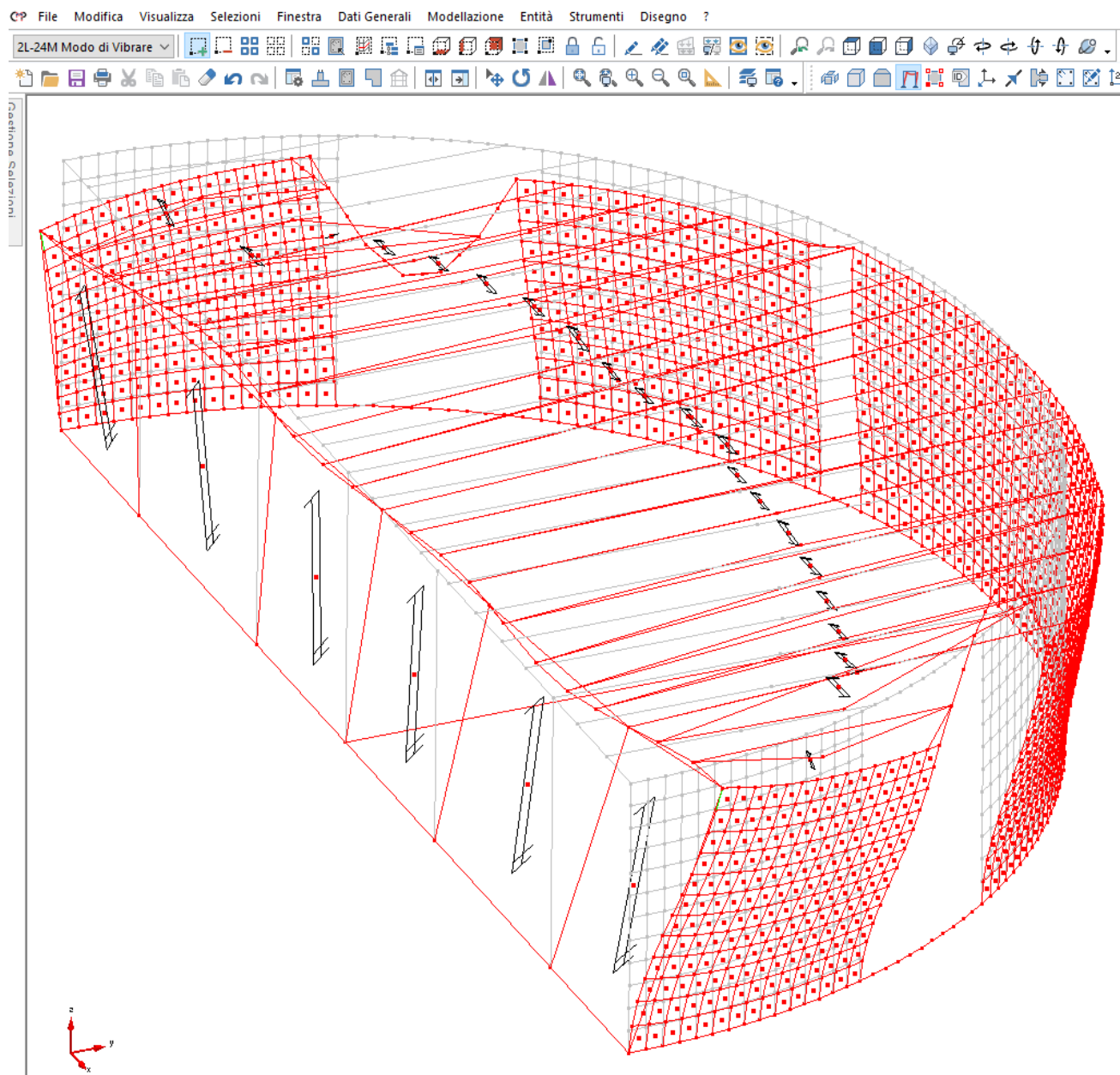


Figura 26 – Deformata modale.

2.7.1.2 Modo principale in Y

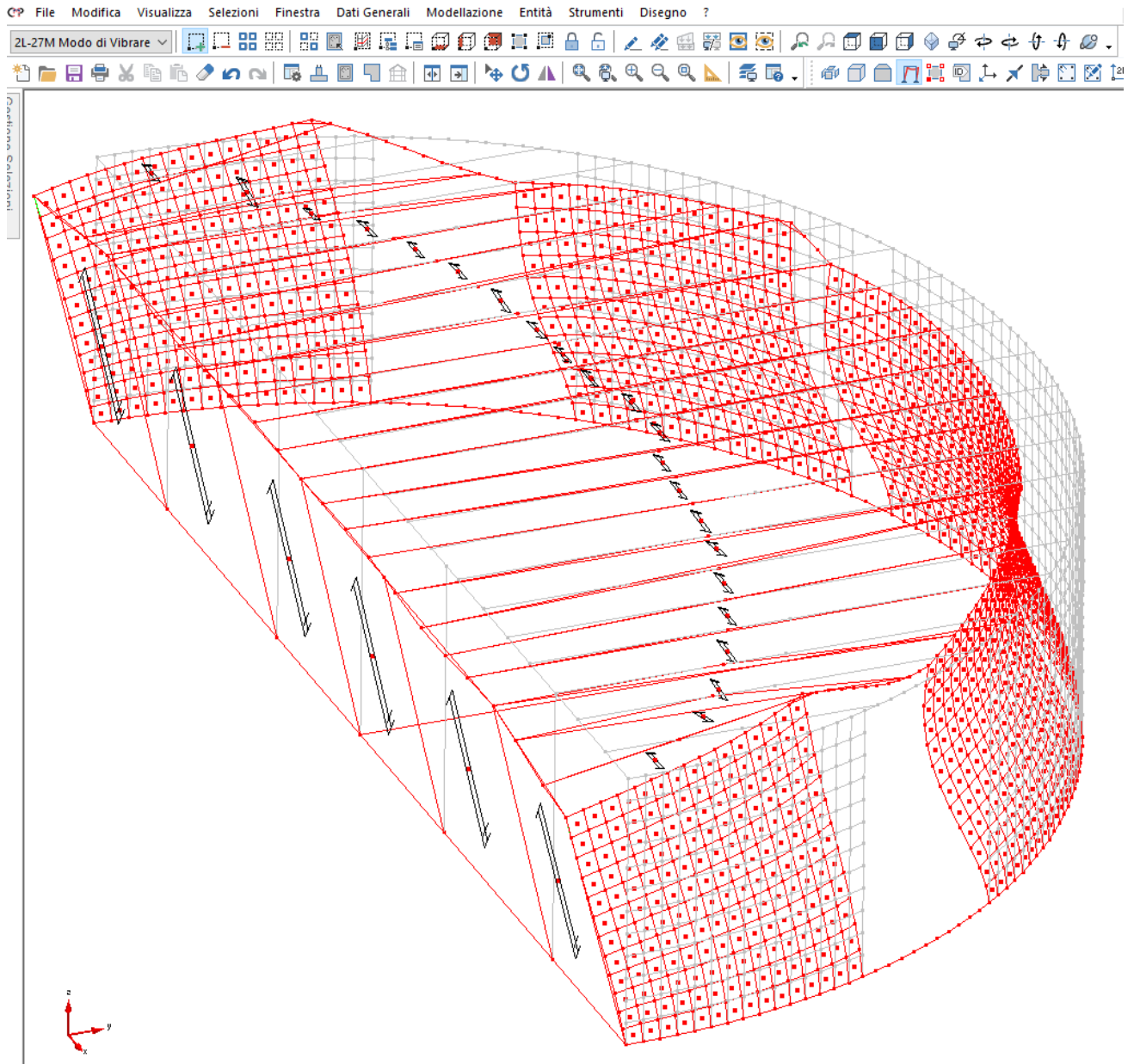


Figura 27 – Deformata modale.

2.7.2 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative.

2.7.2.1 Deformate sismiche

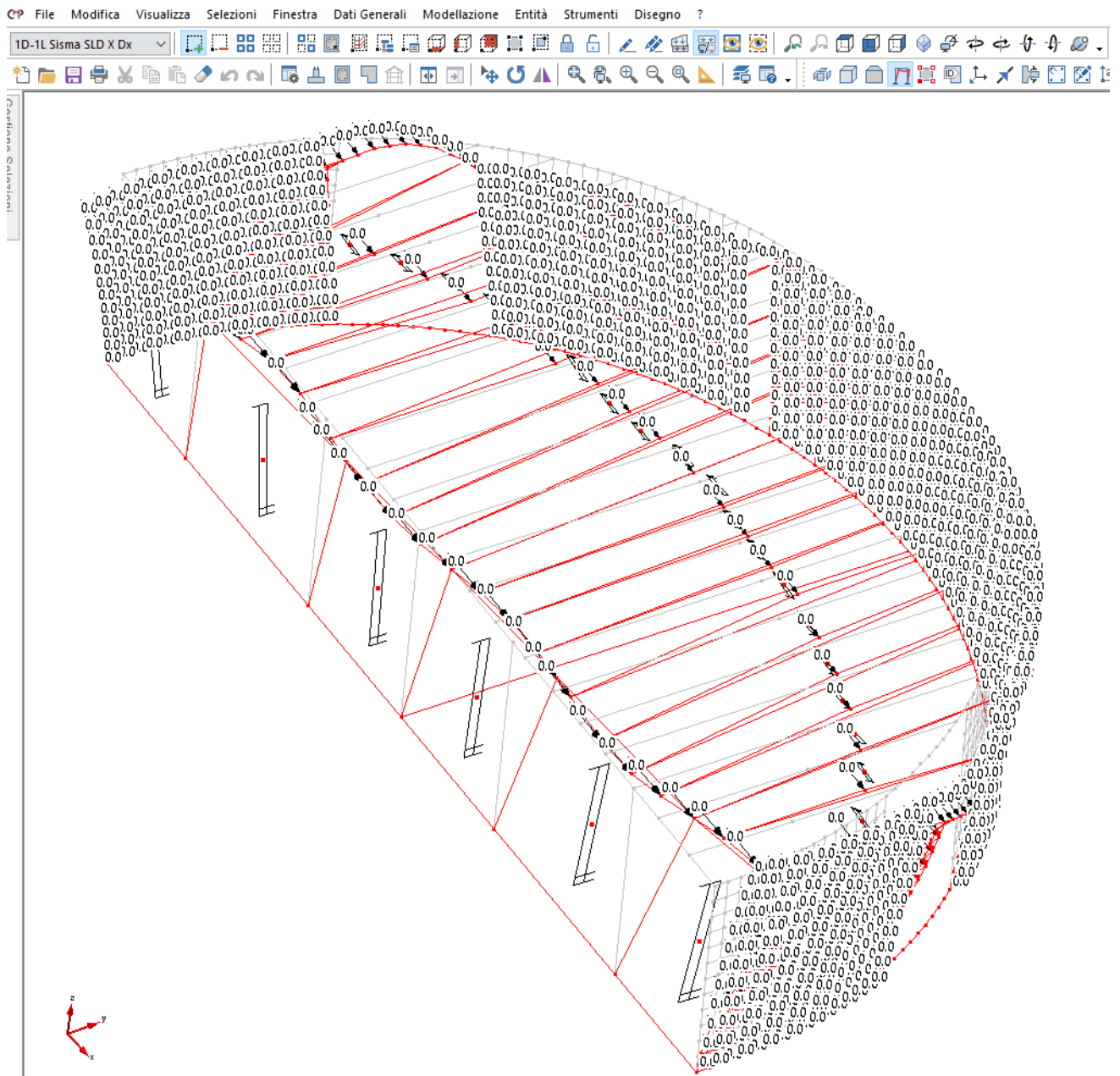


Figura 28 - Deformazioni per condizione di carico sismica – INVILUPPO SLD Direzione X [cm].

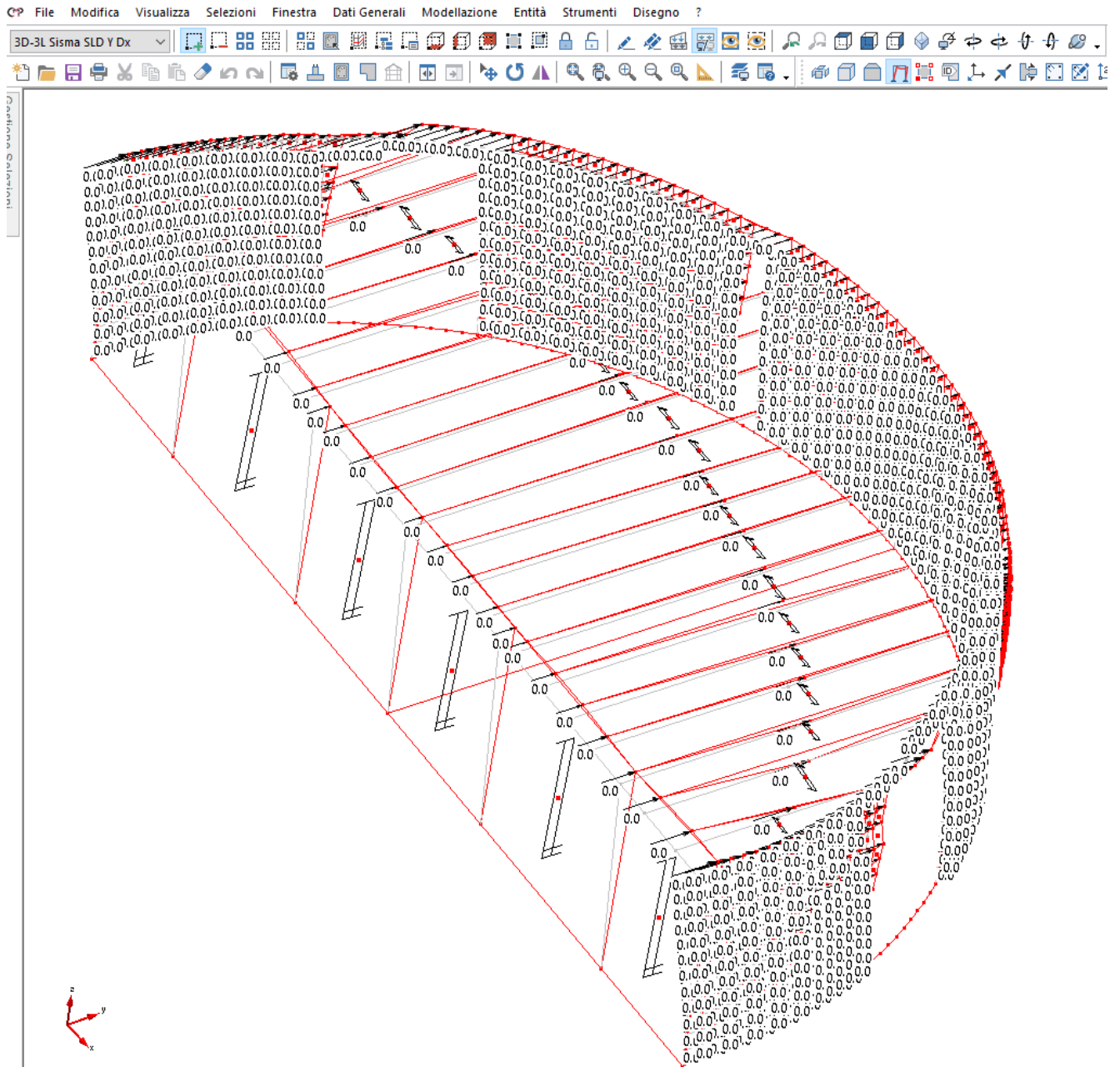


Figura 29 - Deformazioni per condizione di carico sismica – INVILUPPO SLD Direzione Y [cm].

2.7.2.2 Strutture in elevazione – Setti in c.a.

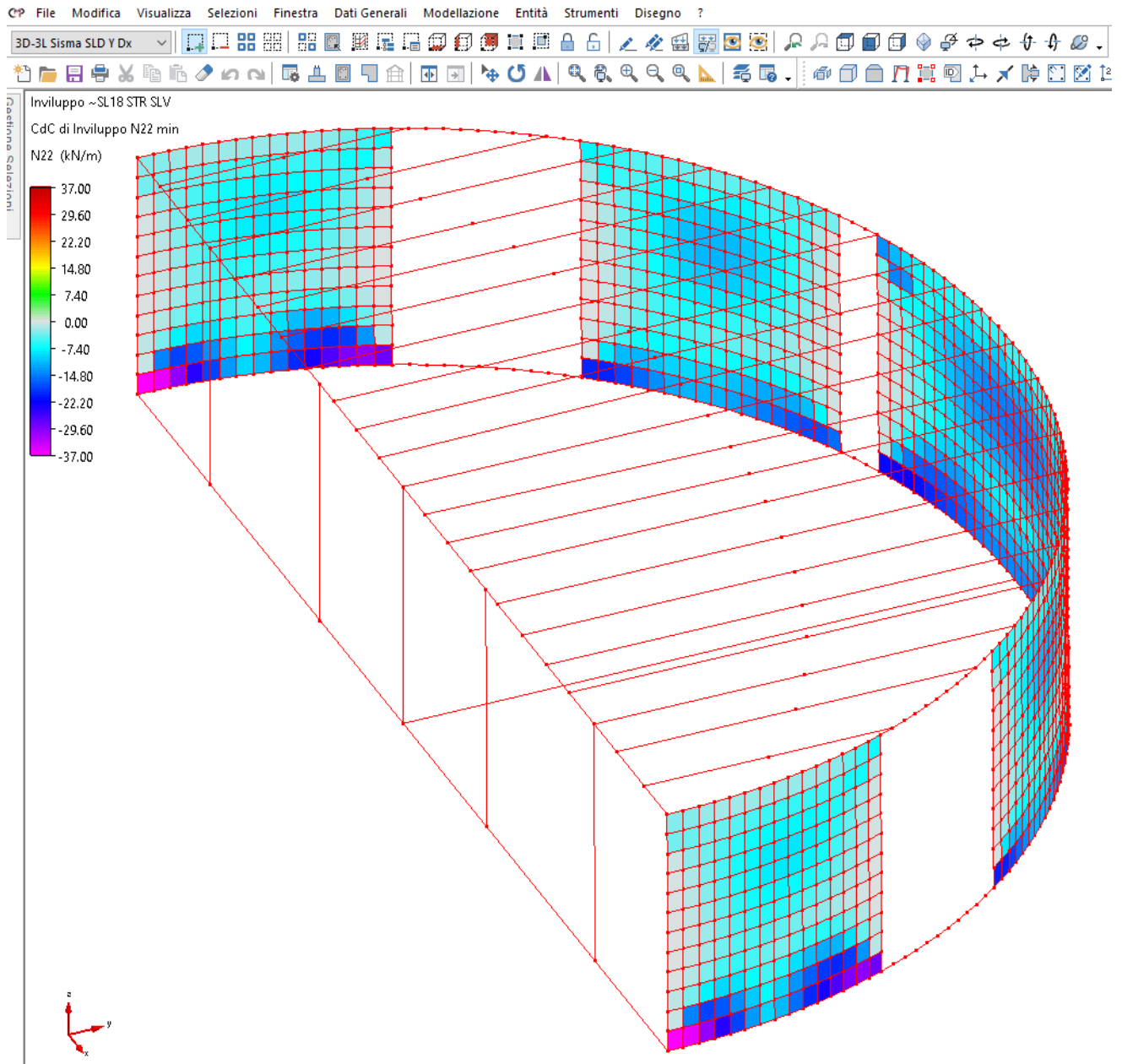


Figura 30 - Involuppo SLU – Sforzo Normale per unità di lunghezza [kN/m] – N22 - VALORI MINIMI

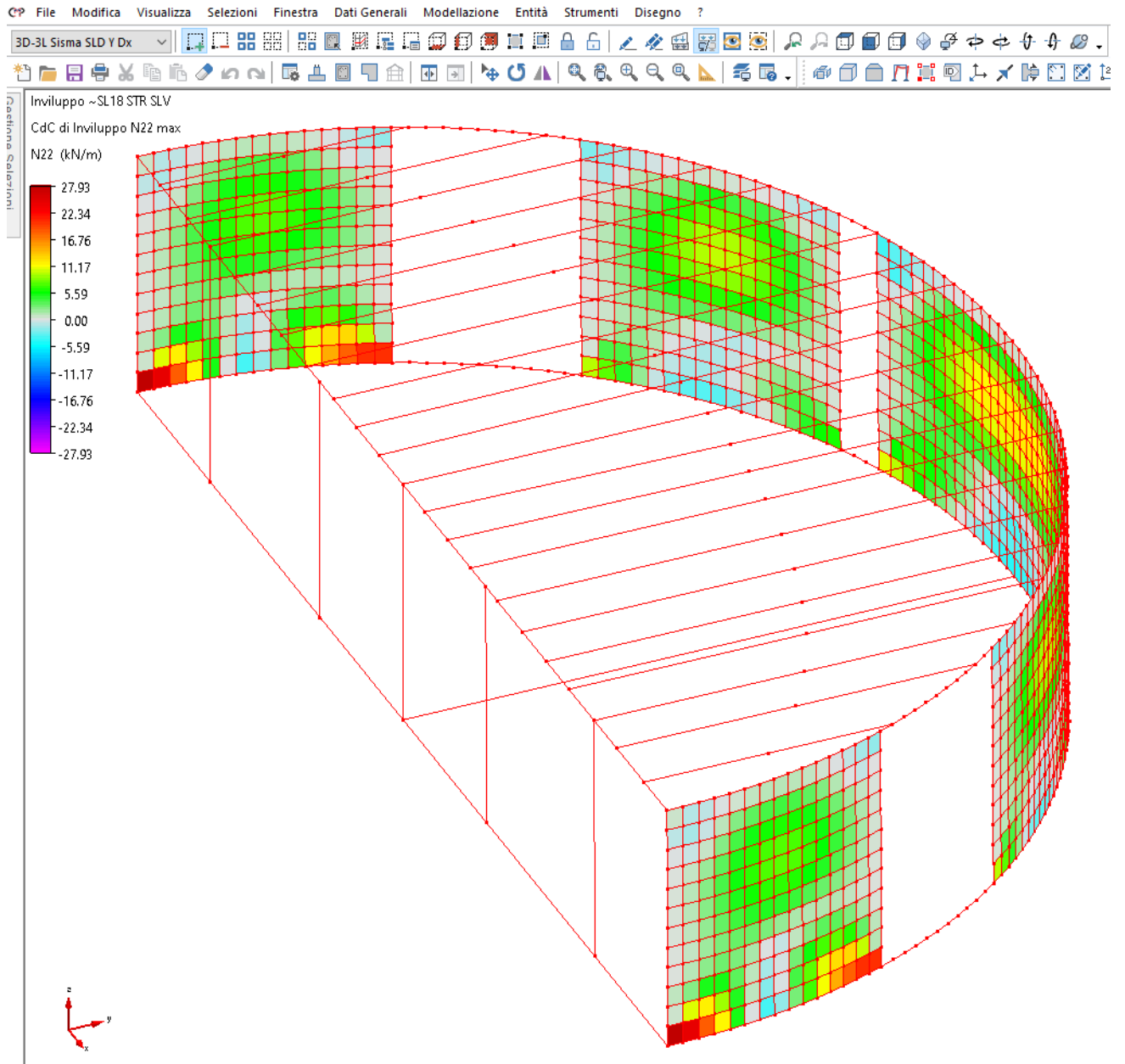


Figura 31 - Inviluppo SLU – Sforzo Normale per unità di lunghezza [kN/m] – N22 - VALORI MASSIMI

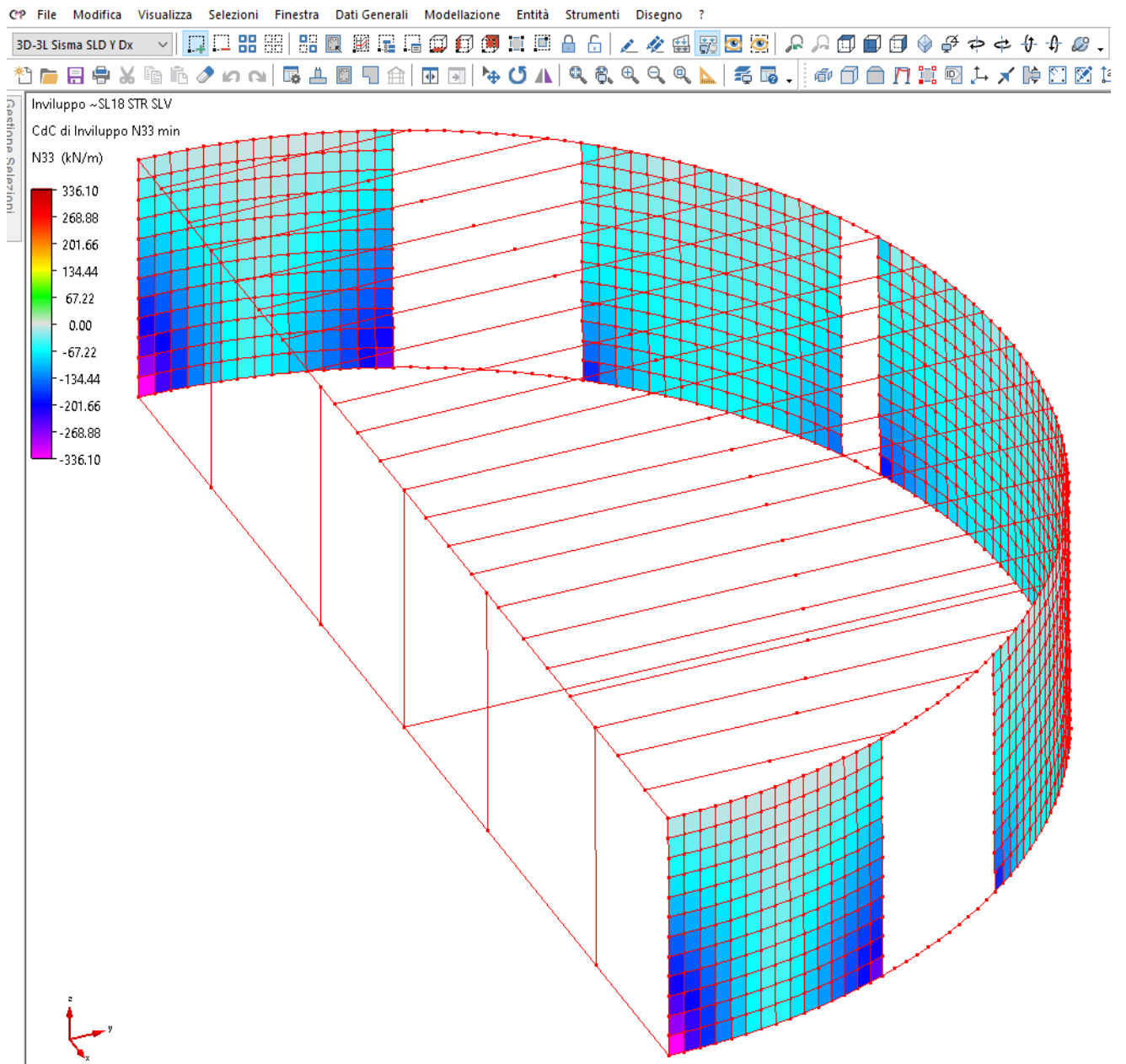


Figura 32 - Involuppo SLU – Sforzo Normale per unità di lunghezza [kN/m] – N33 - VALORI MINIMI

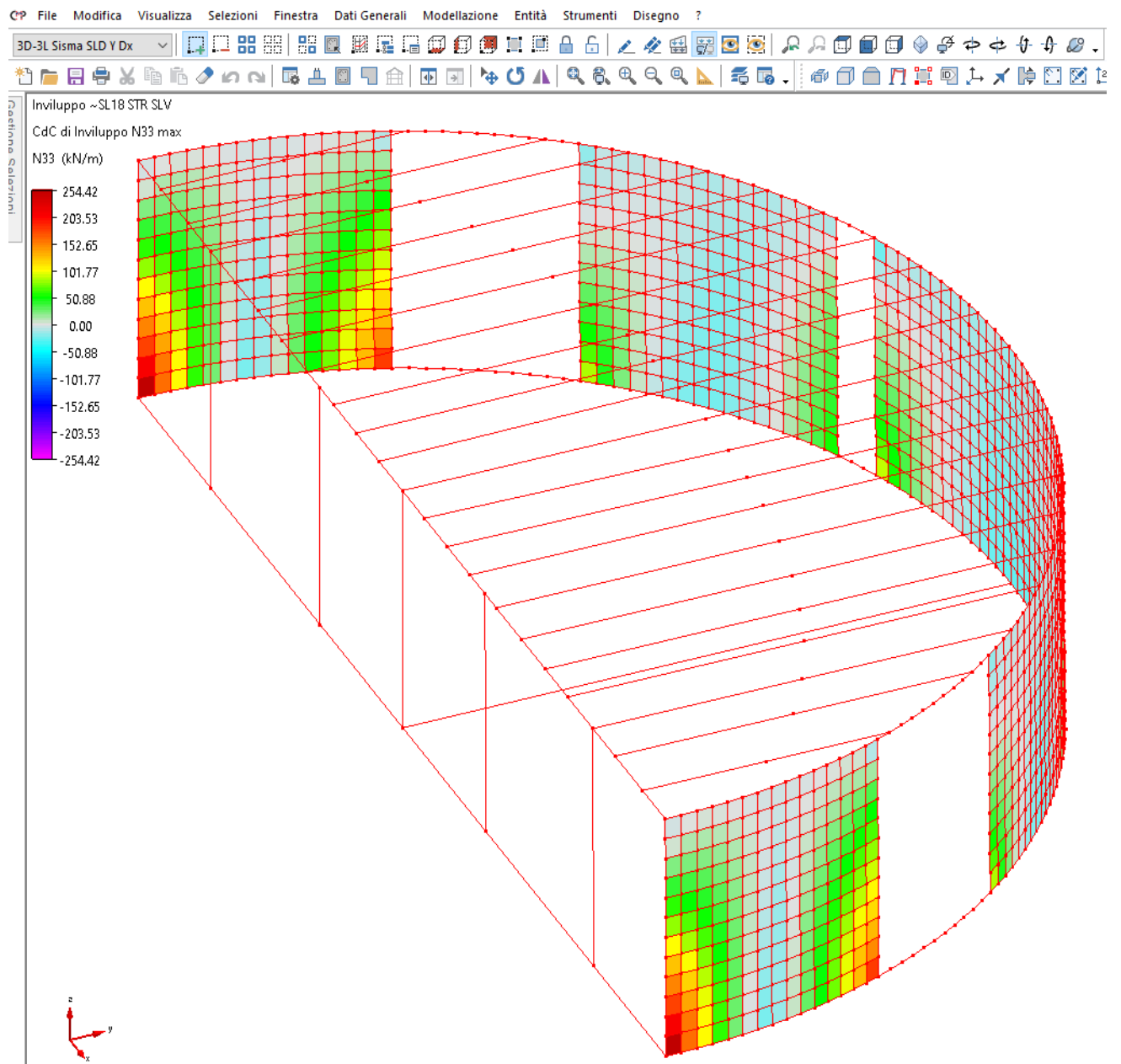


Figura 33 - Involuppo SLU – Sforzo Normale per unità di lunghezza [kN/m] – N33 - VALORI MASSIMI

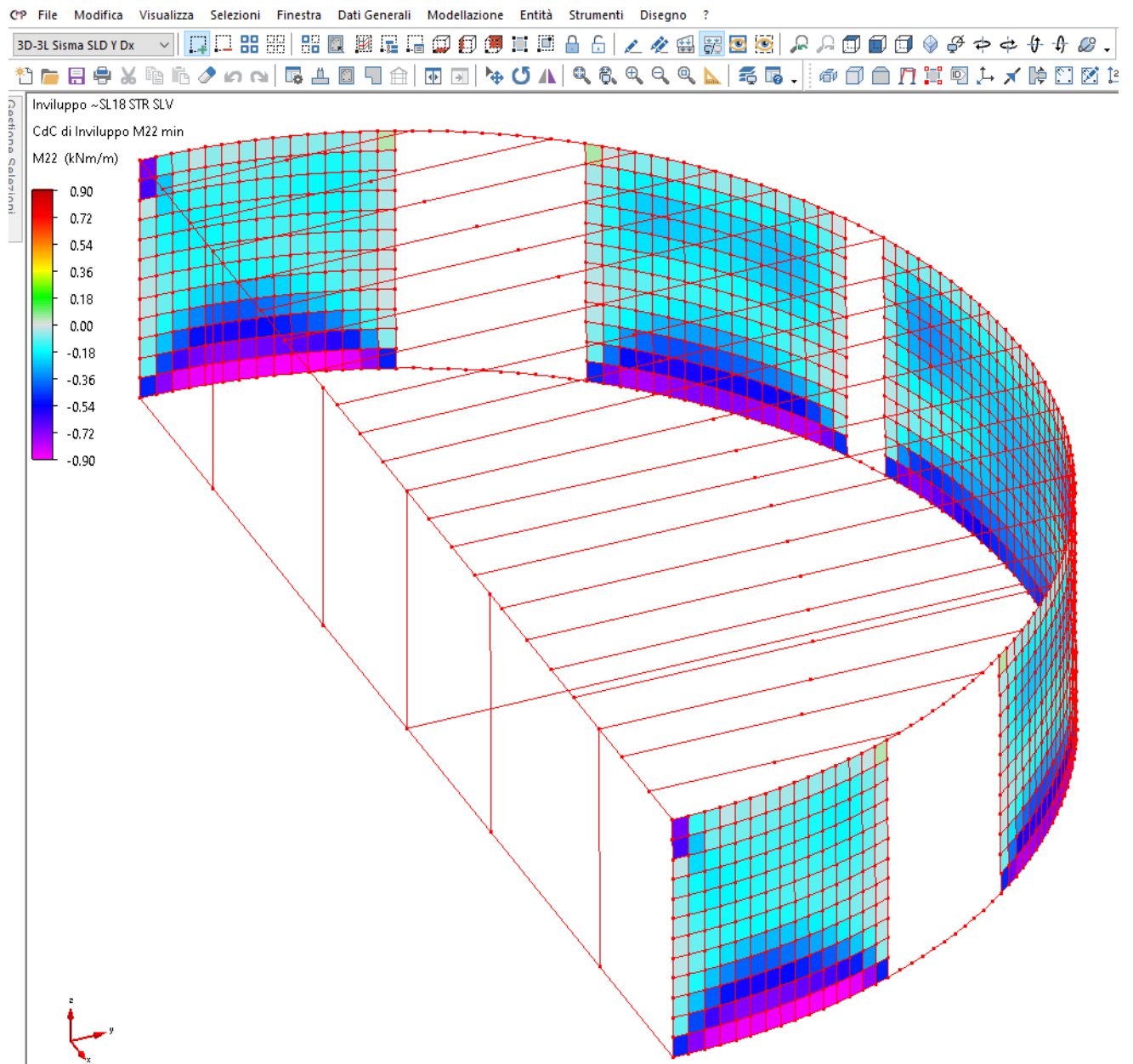


Figura 34 - Involuppo SLU - Momento flettente per unità di lunghezza [kNm/m] – M22 - VALORI MINIMI

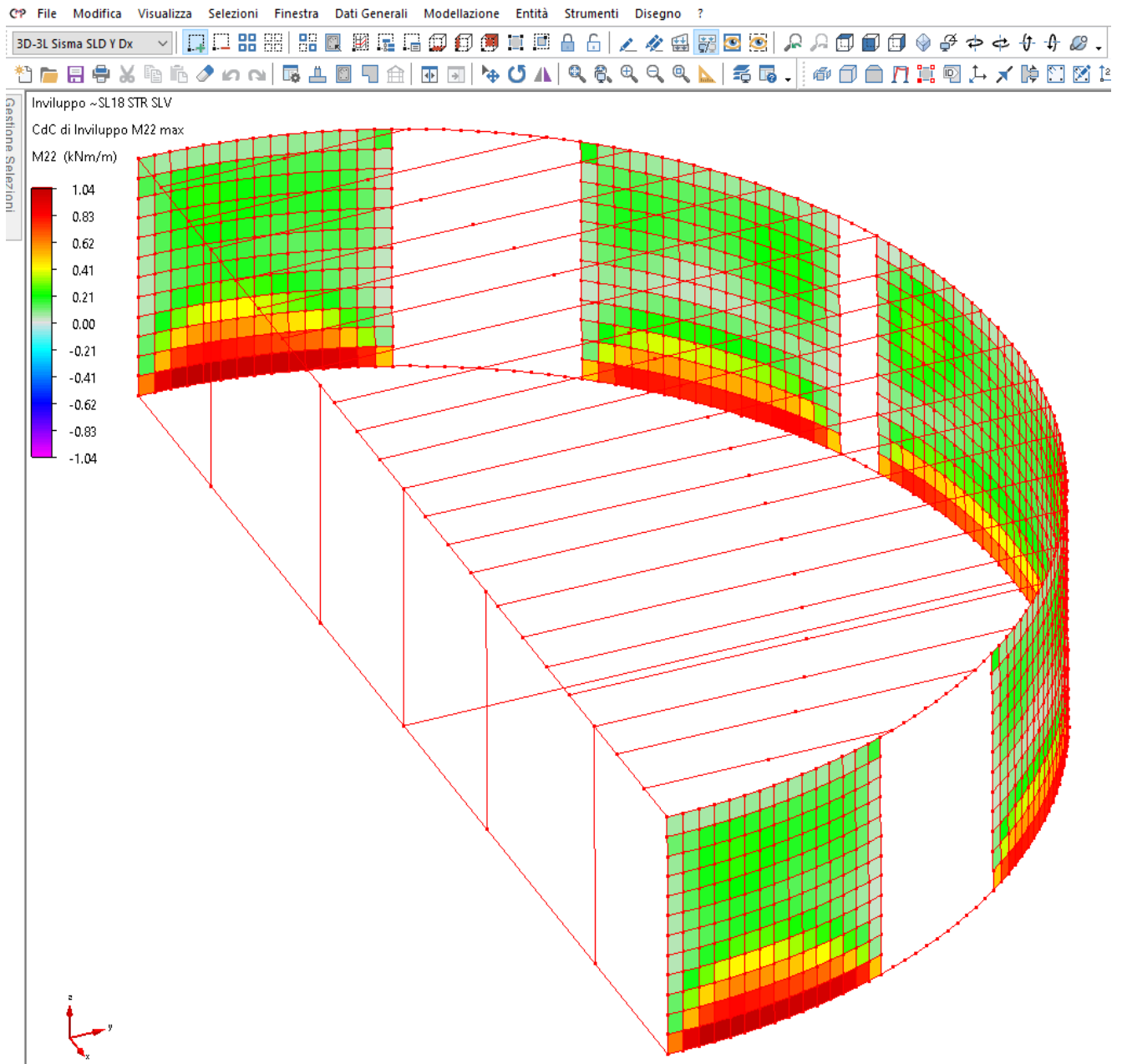


Figura 35 - Involuppo SLU - Momento flettente per unità di lunghezza [kNm/m] – M22 - VALORI MASSIMI

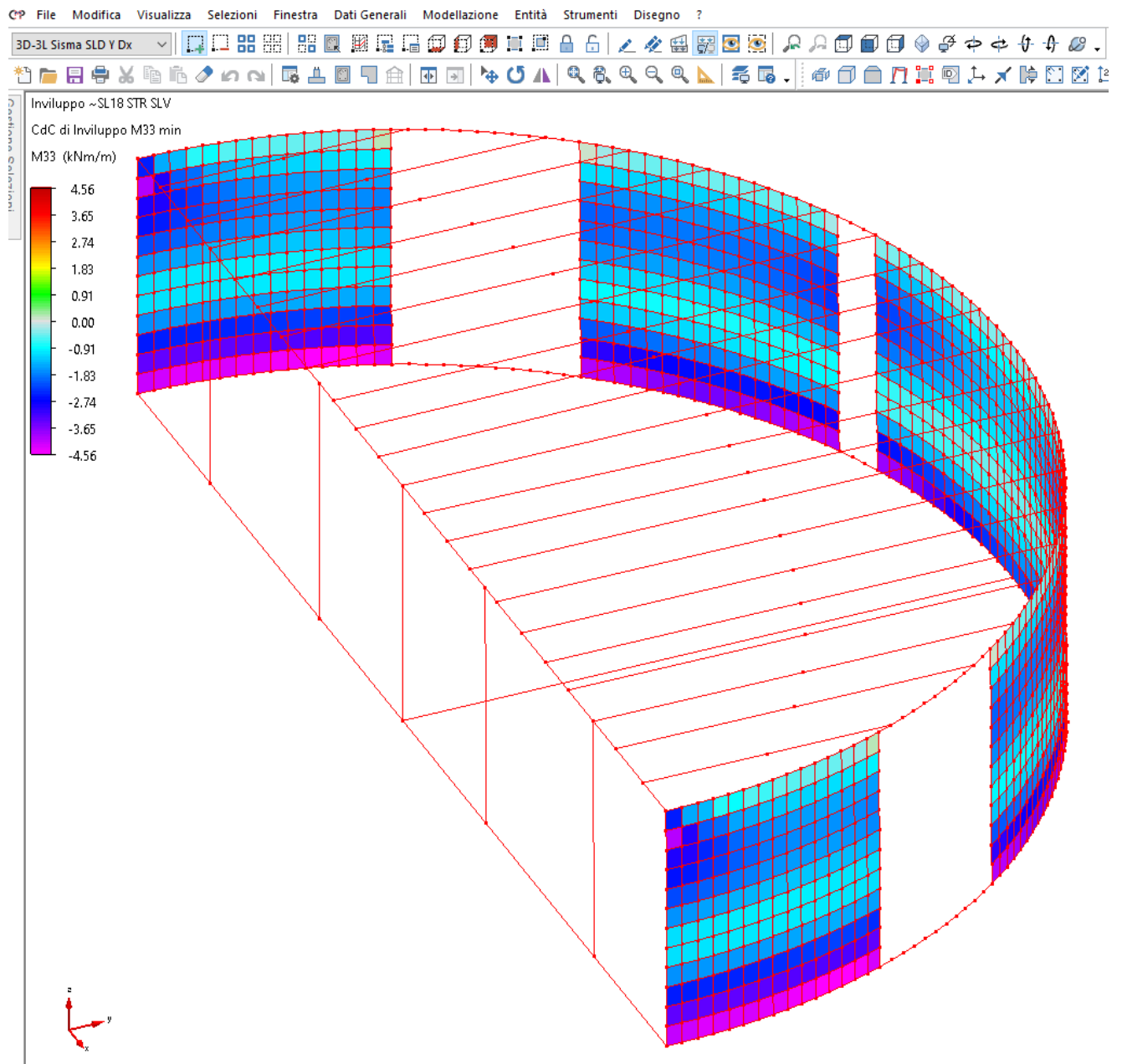


Figura 36 - Involuppo SLU - Momento flettente per unità di lunghezza [kNm/m] – M33 - VALORI MINIMI

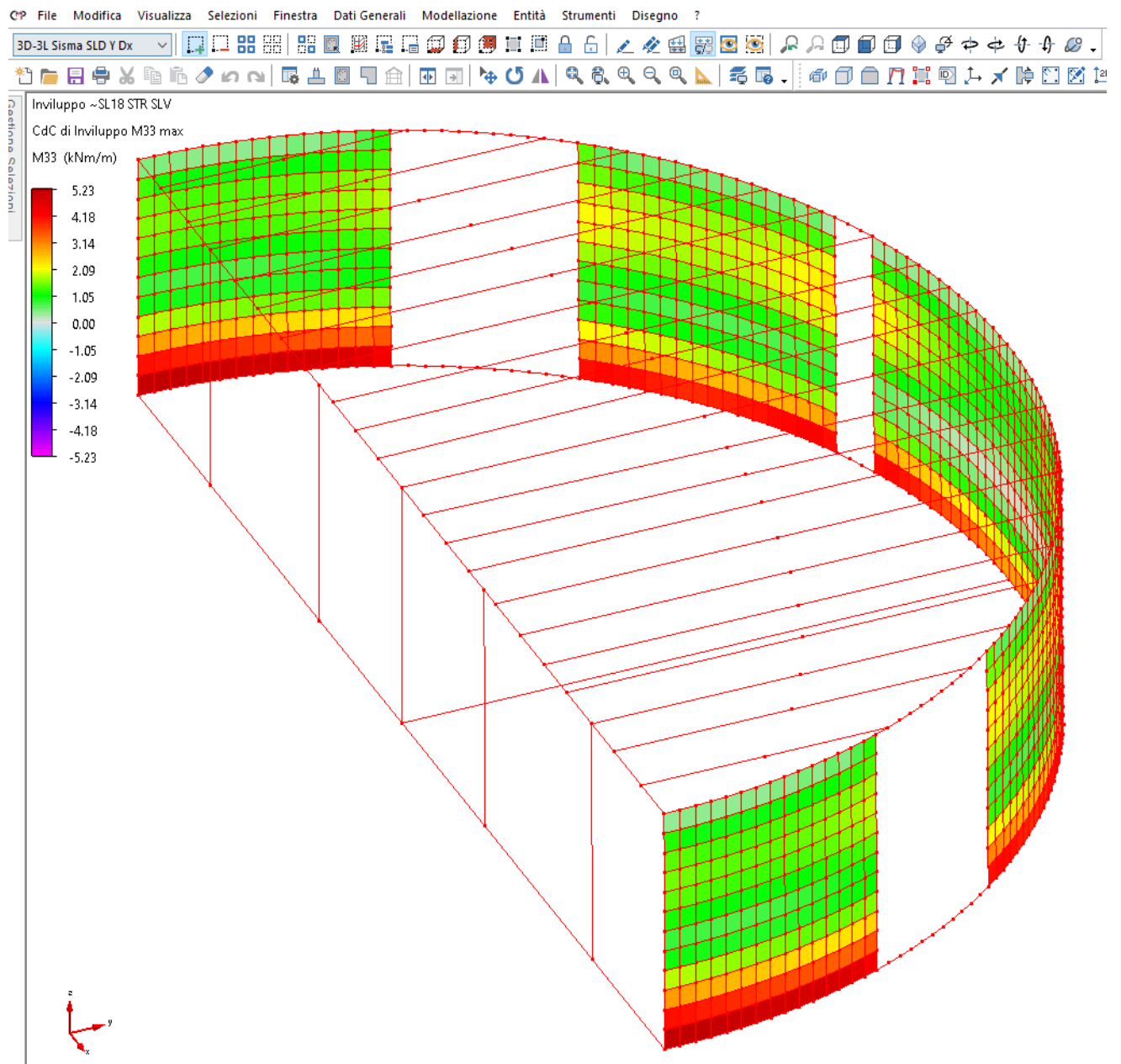


Figura 37 - Inviluppo SLU - Momento flettente per unità di lunghezza [kNm/m] – M33 - VALORI MASSIMI

2.7.2.3 Strutture in elevazione – Pilastrri

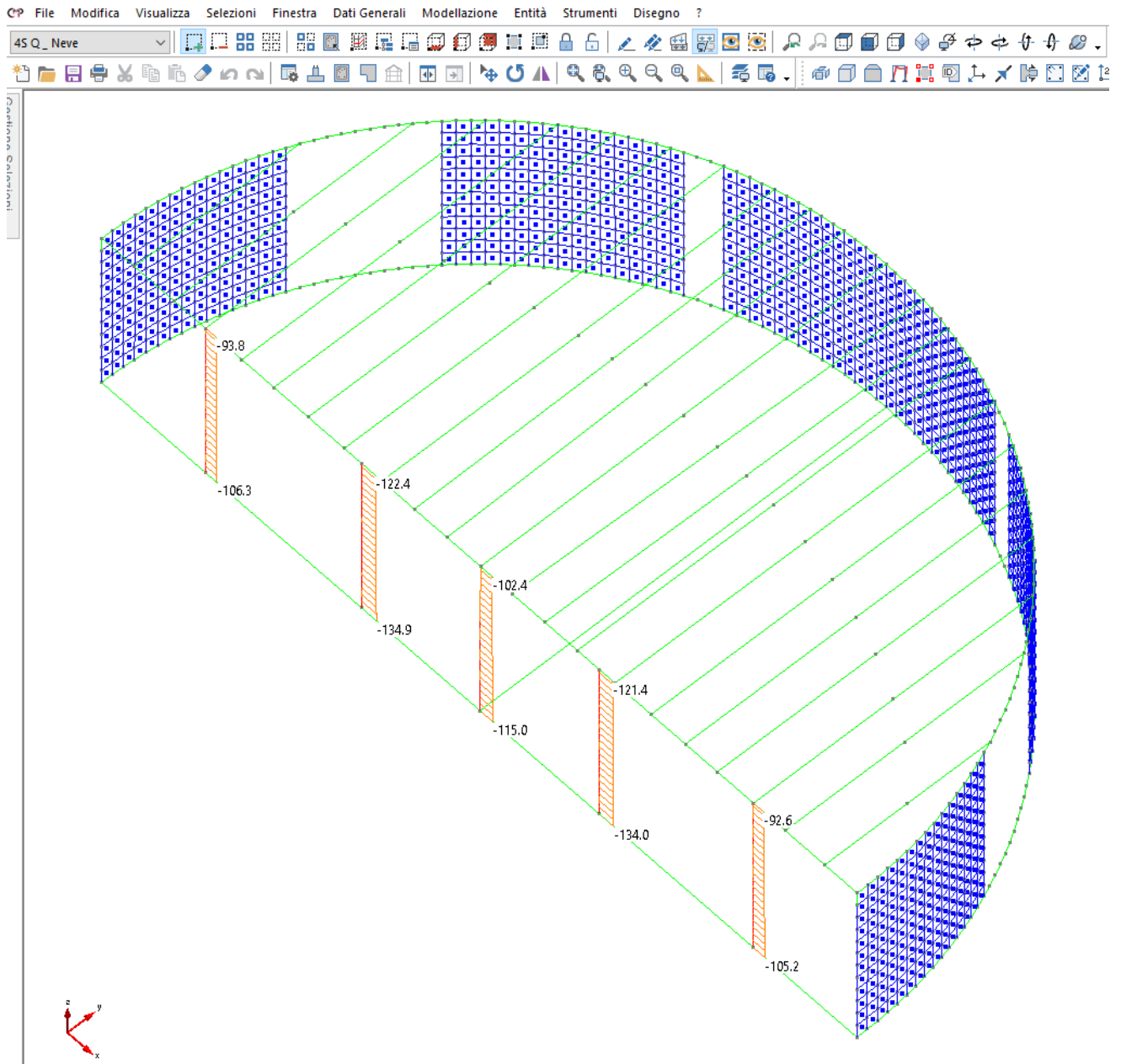


Figura 38 - Involuppo SLU - Sforzo normale [kN]

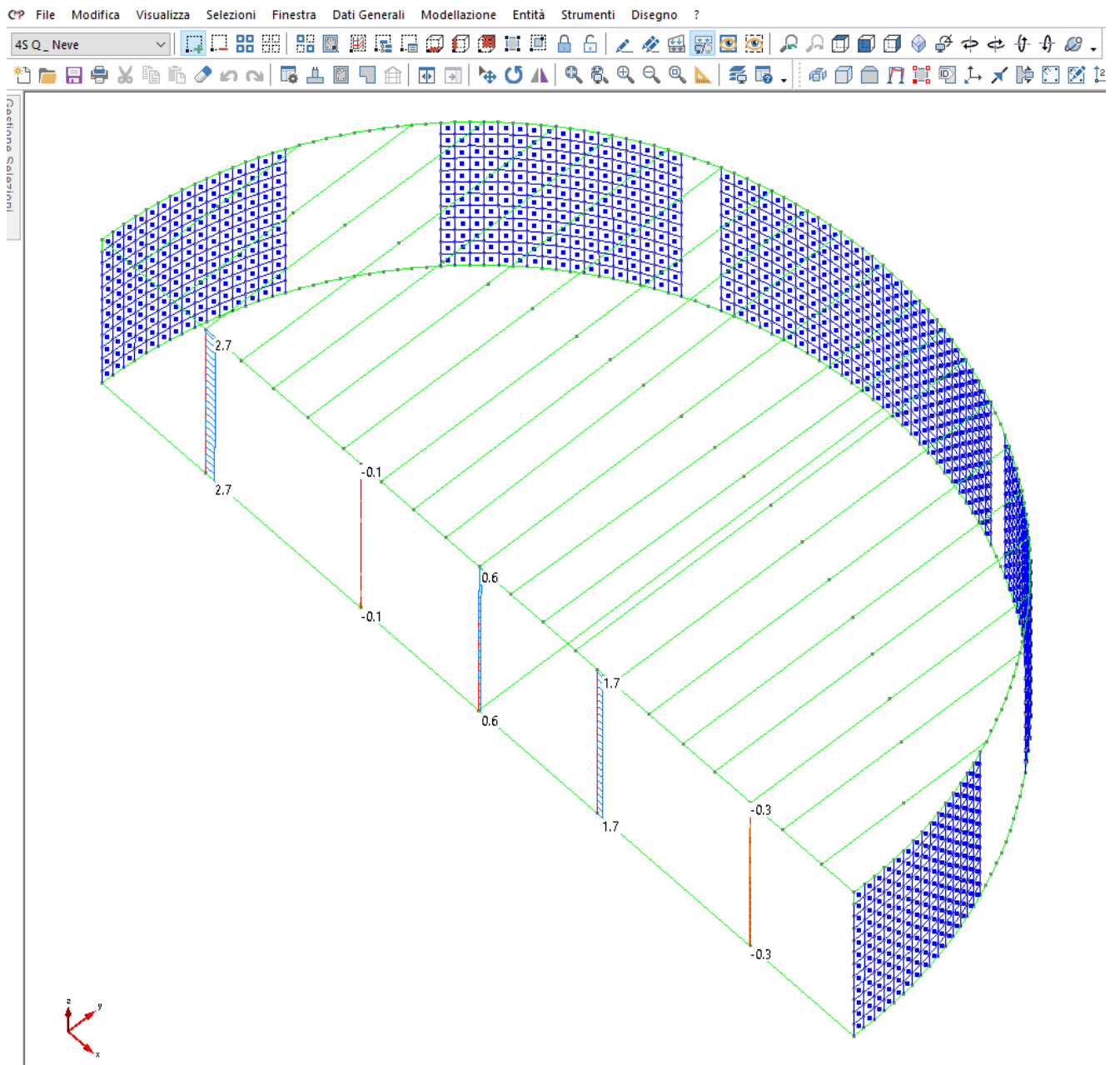


Figura 39 - Involuppo SLU – Taglio 1-2 [kN] – VALORI MASSIMI.

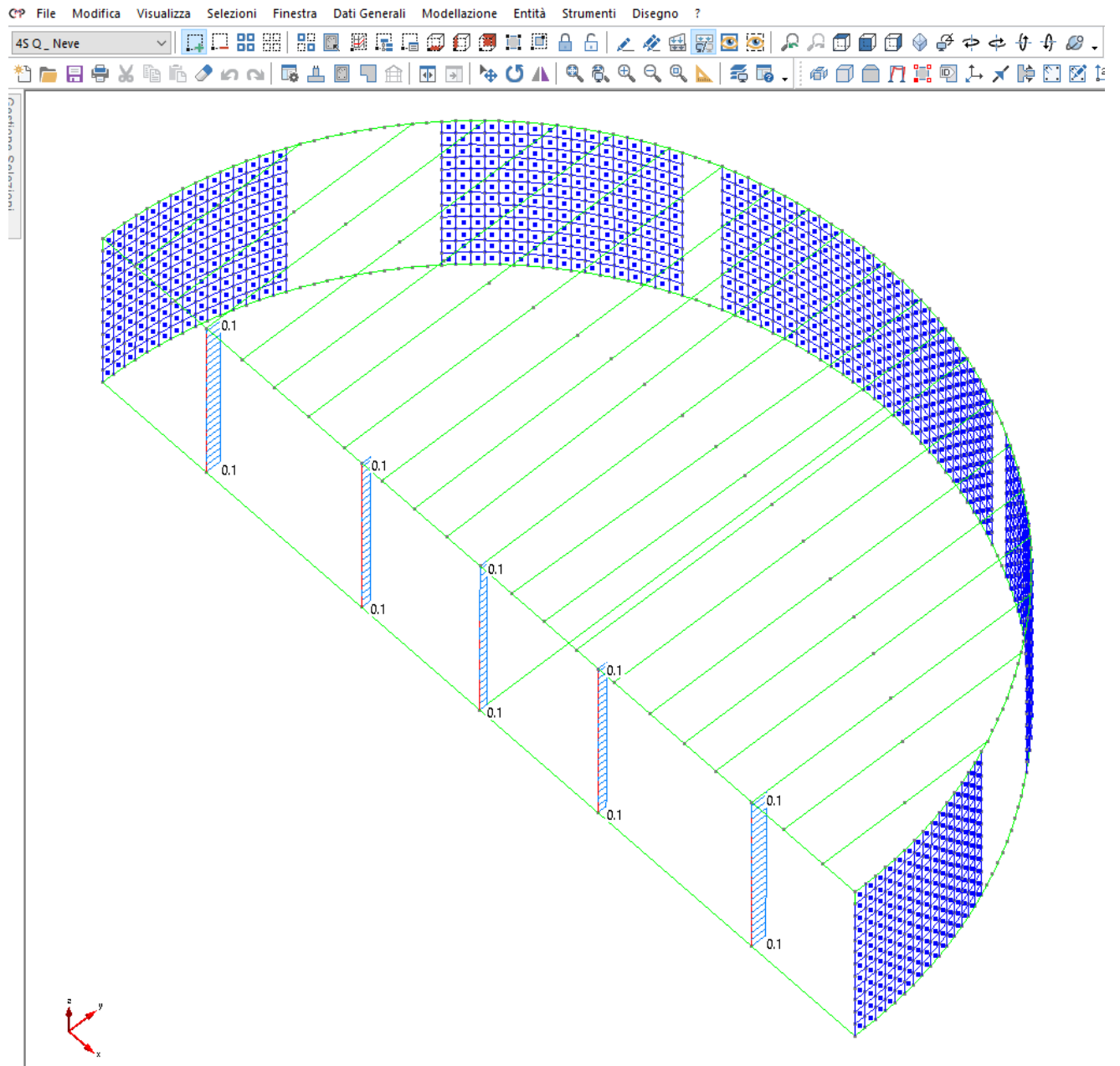


Figura 40 - Involuppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MASSIMI.

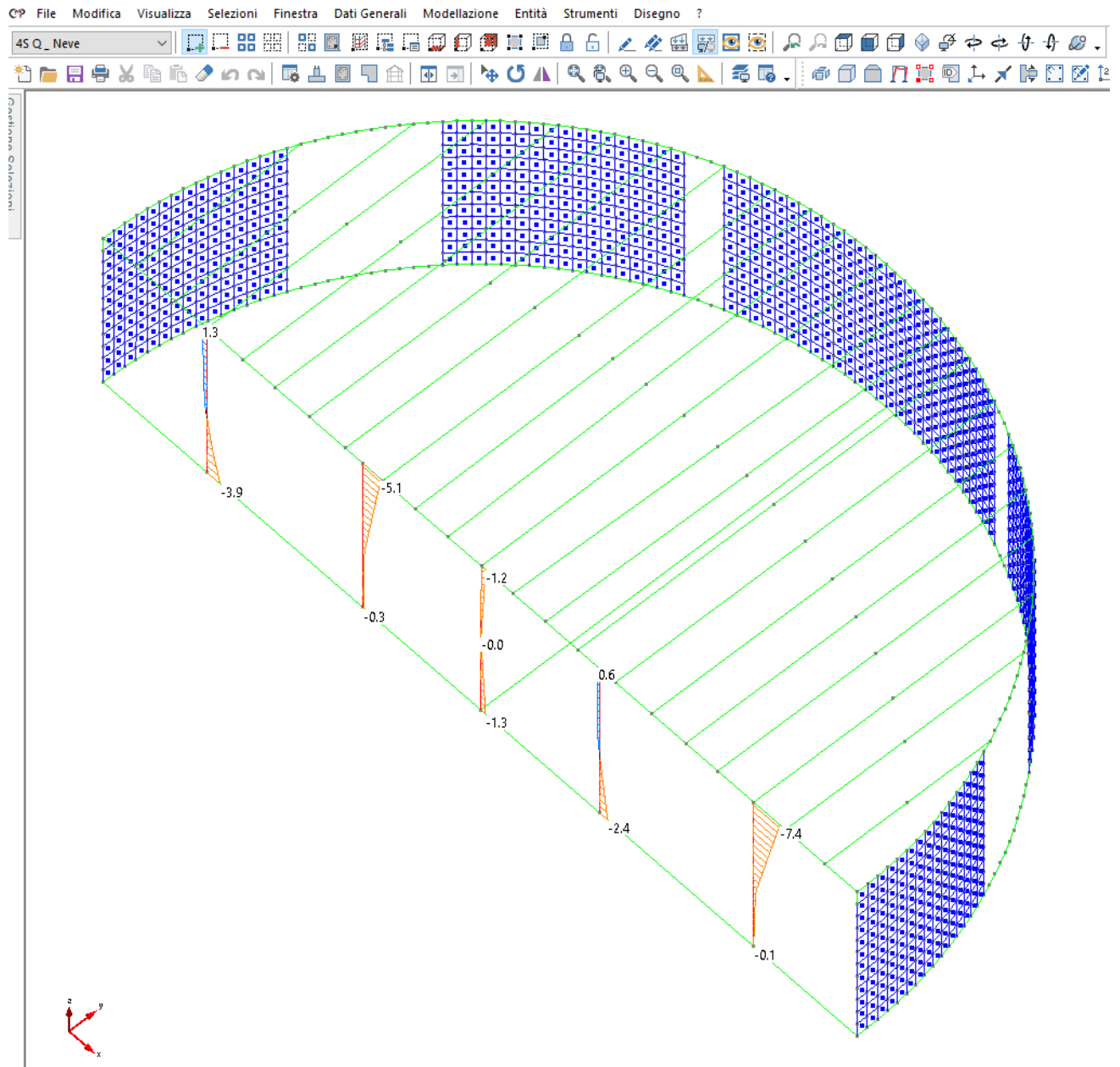


Figura 41 - Involuppo SLU – Momento flettente 1-2 [kNm] – VALORI MINIMI.

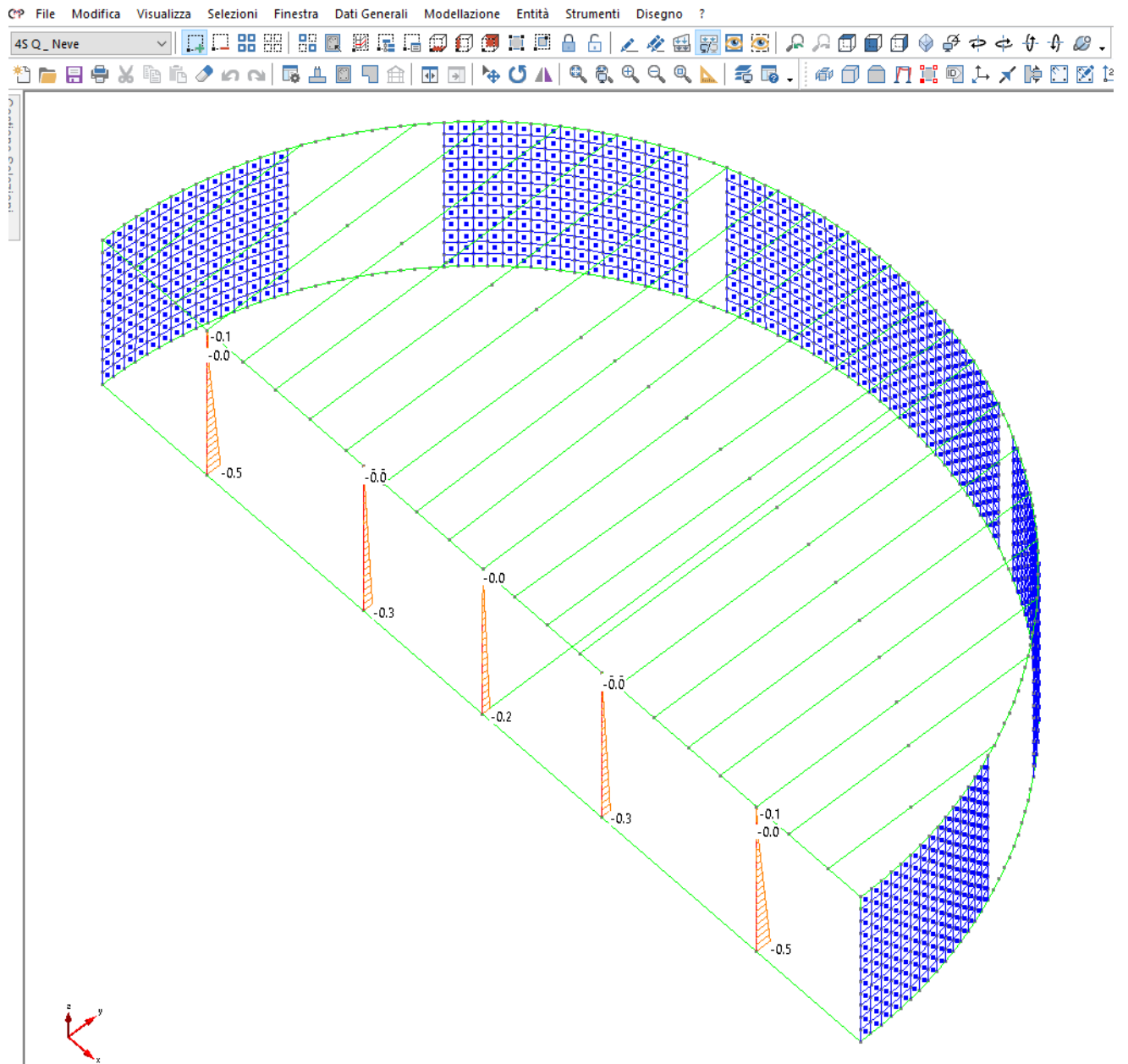


Figura 42 - Involuppo SLU – Momento flettente 1-3 [kNm] – VALORI MINIMI.

2.7.2.4 Strutture in elevazione – Travi in c.a.

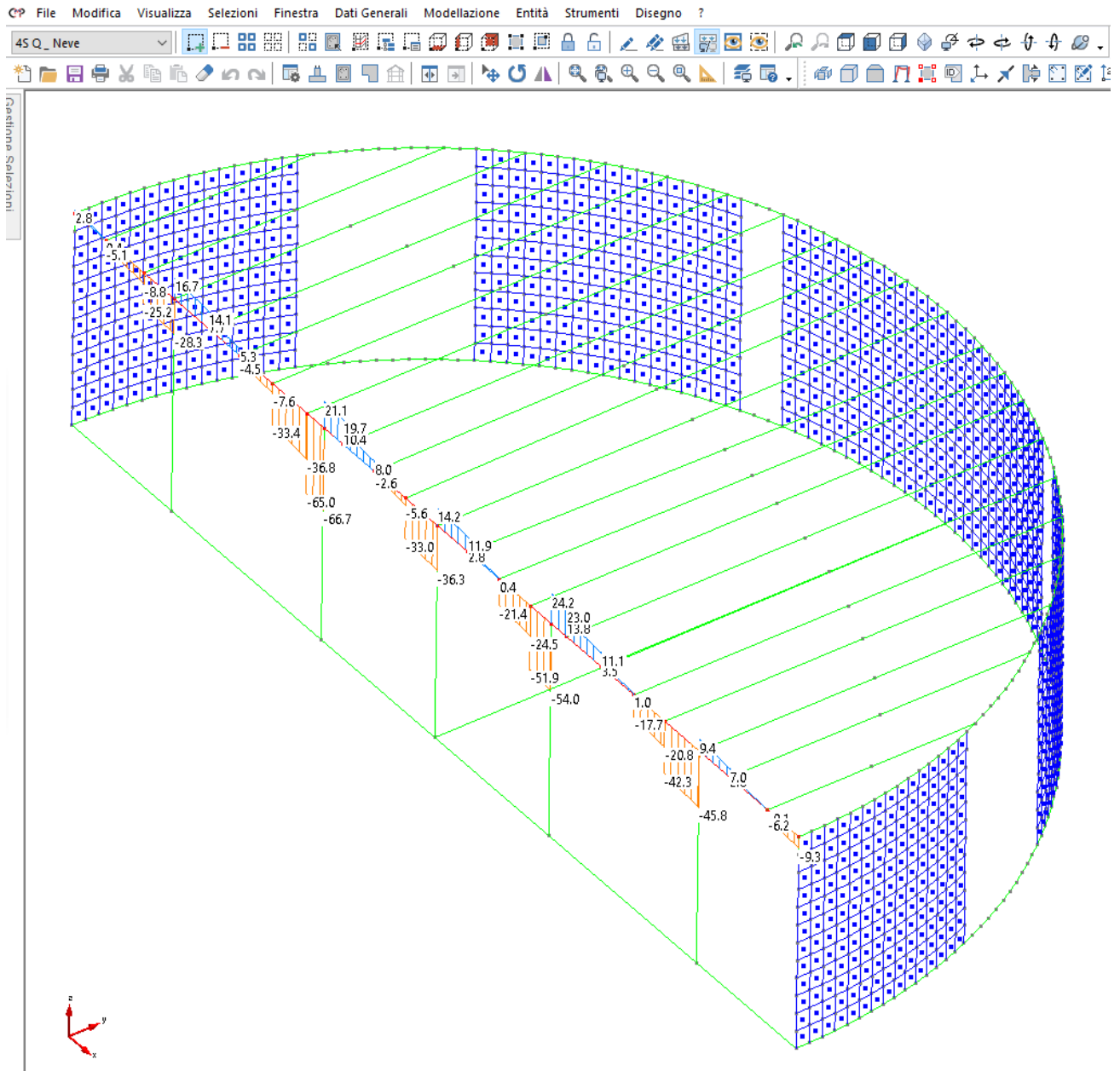


Figura 43 - Involuppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MINIMI.

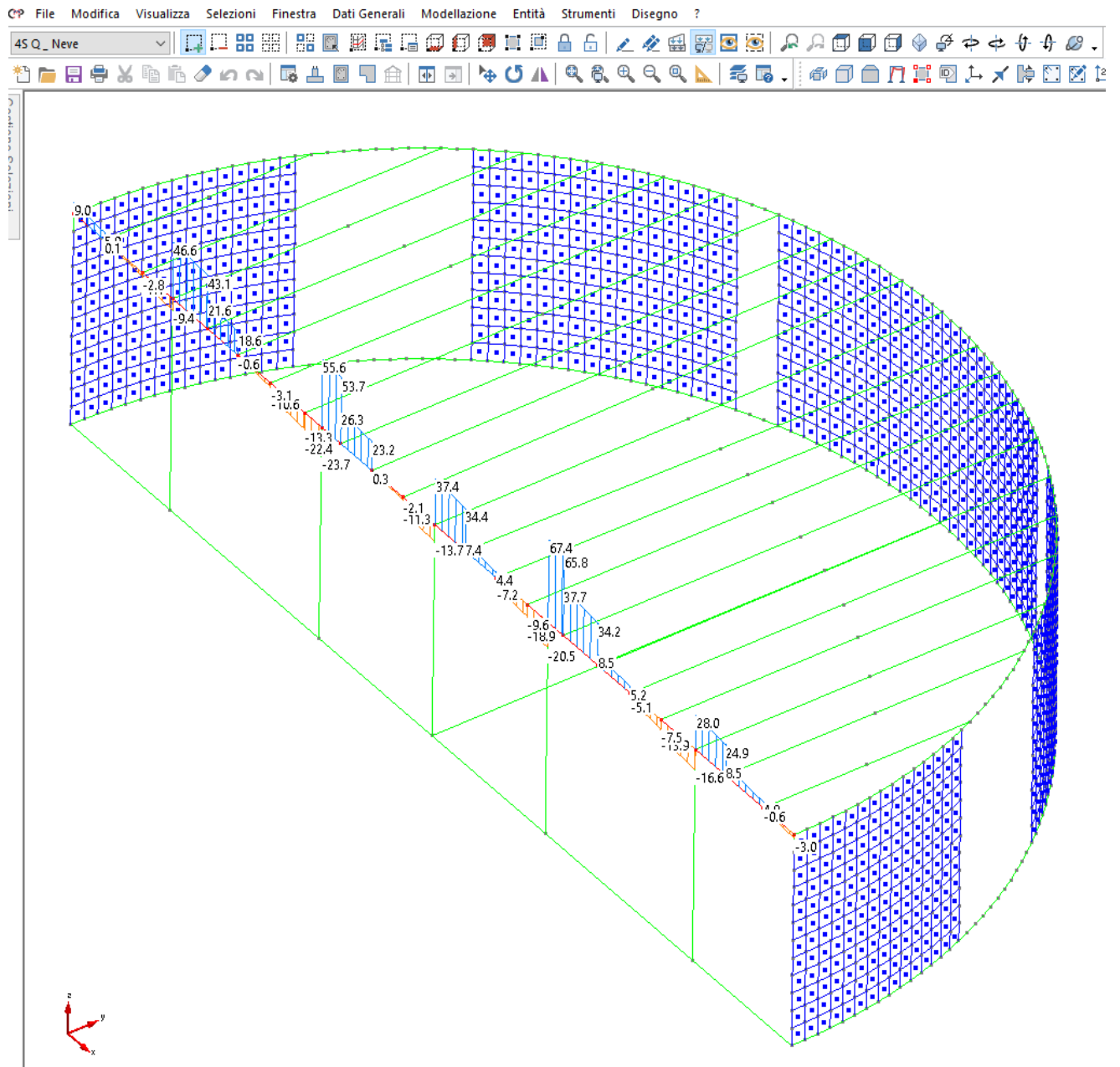


Figura 44 - Involuppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MASSIMI.

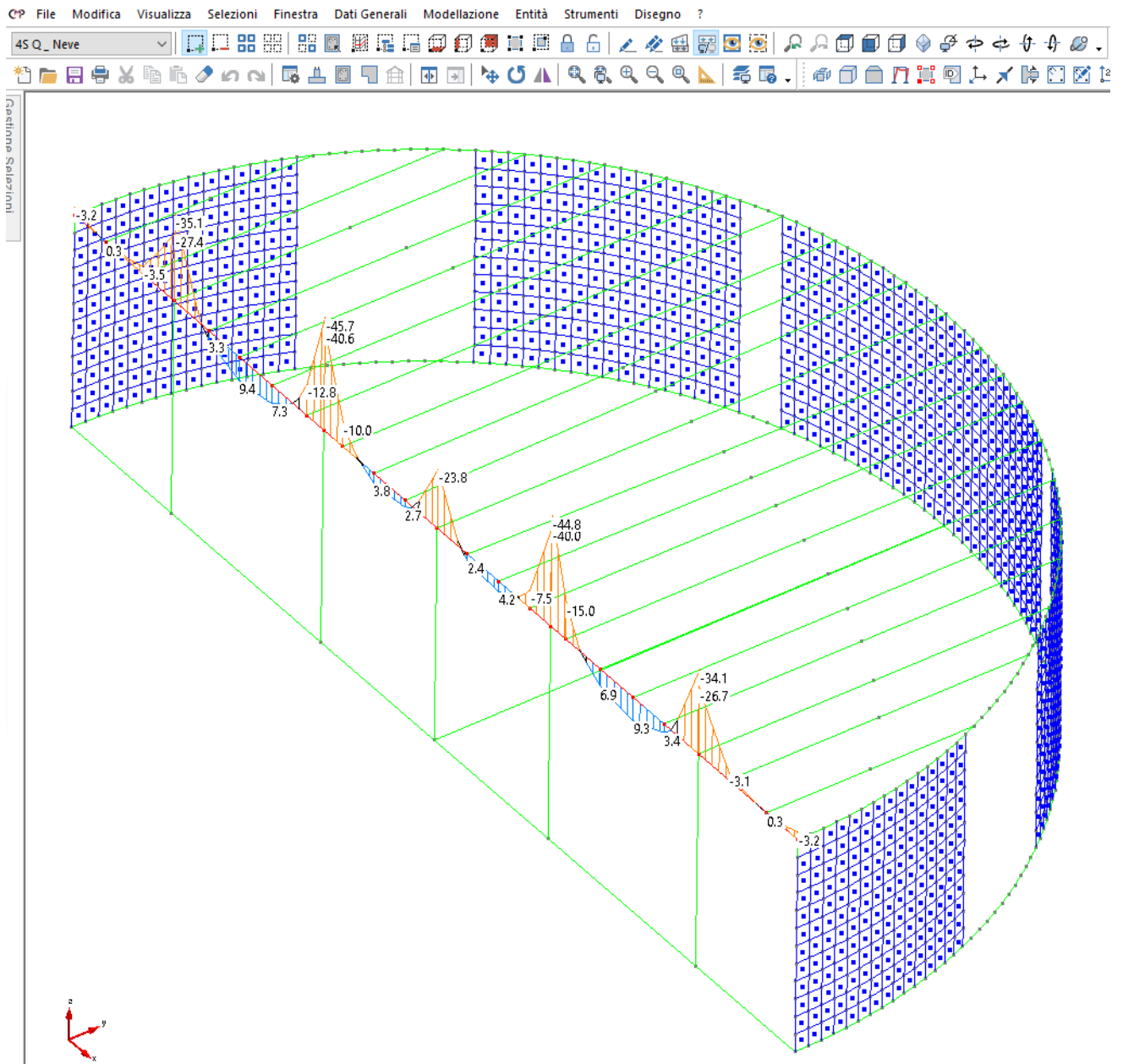


Figura 45 - Involuppo SLU – Momento flettente 1-3 [kNm] – VALORI MINIMI.

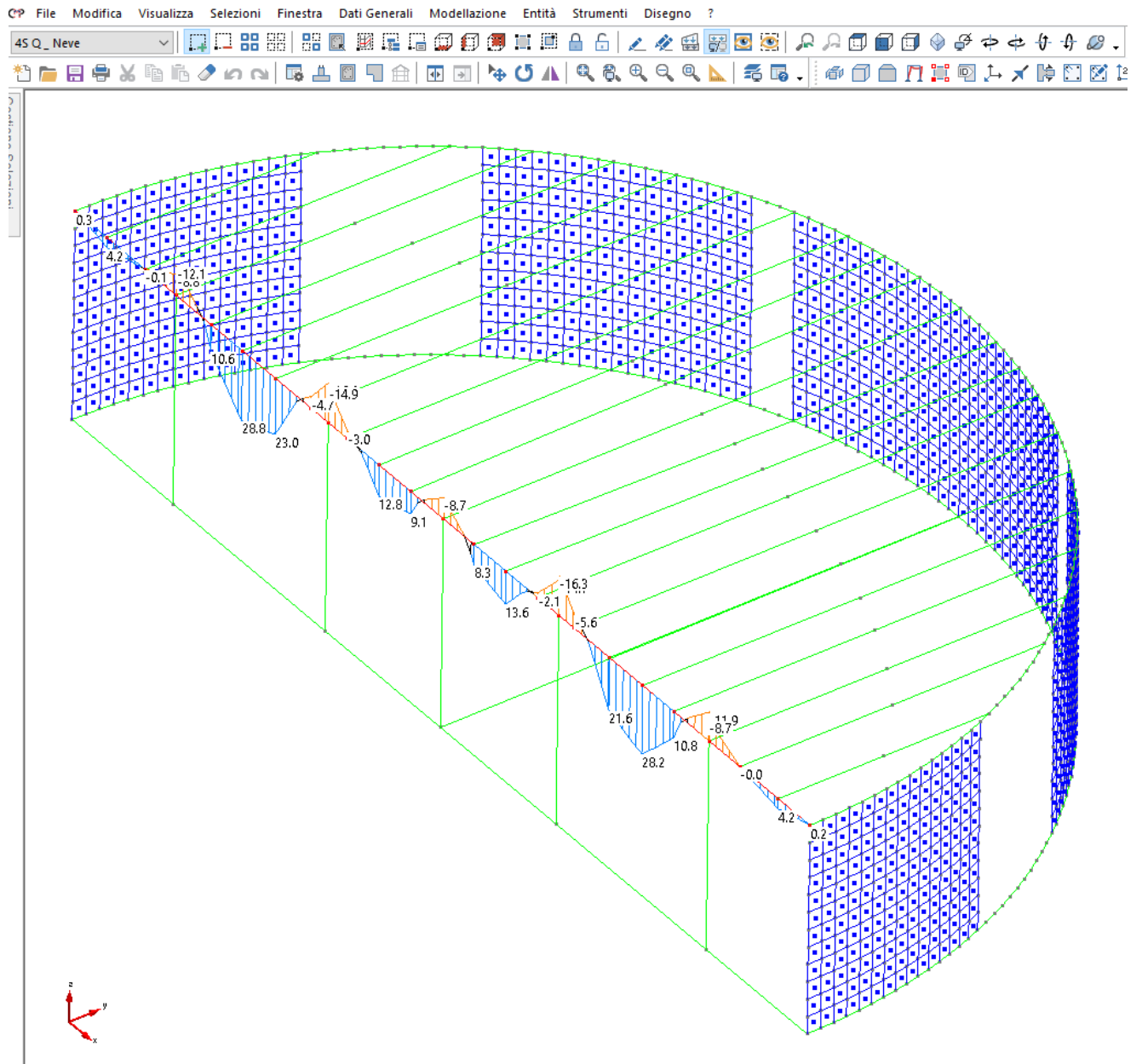


Figura 46 - Involuppo SLU – Momento flettente 1-3 [kNm] – VALORI MASSIMI.

2.7.2.5 Strutture in elevazione – Travi in legno lamellare

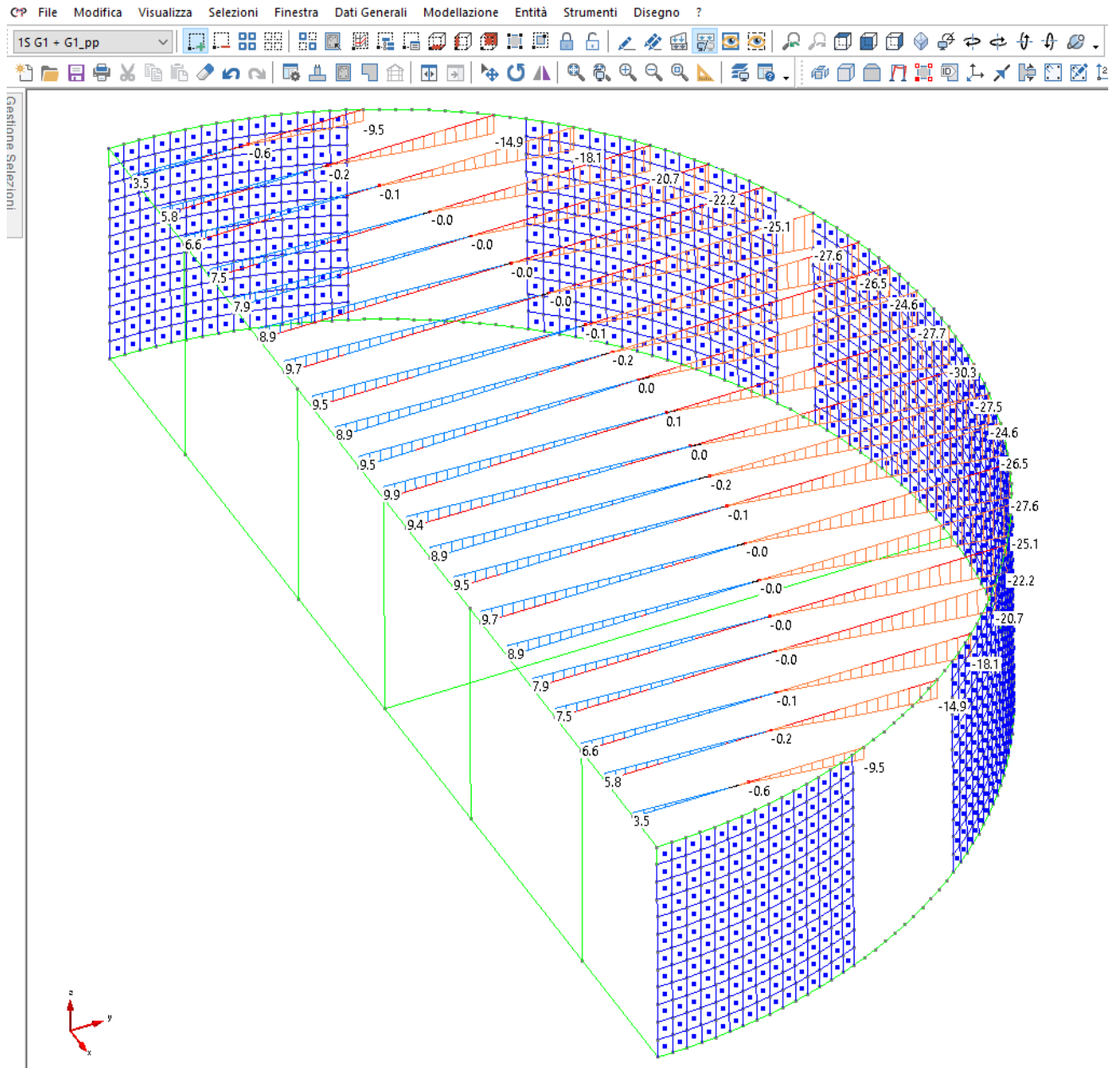


Figura 47 - Involuppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MINIMI.

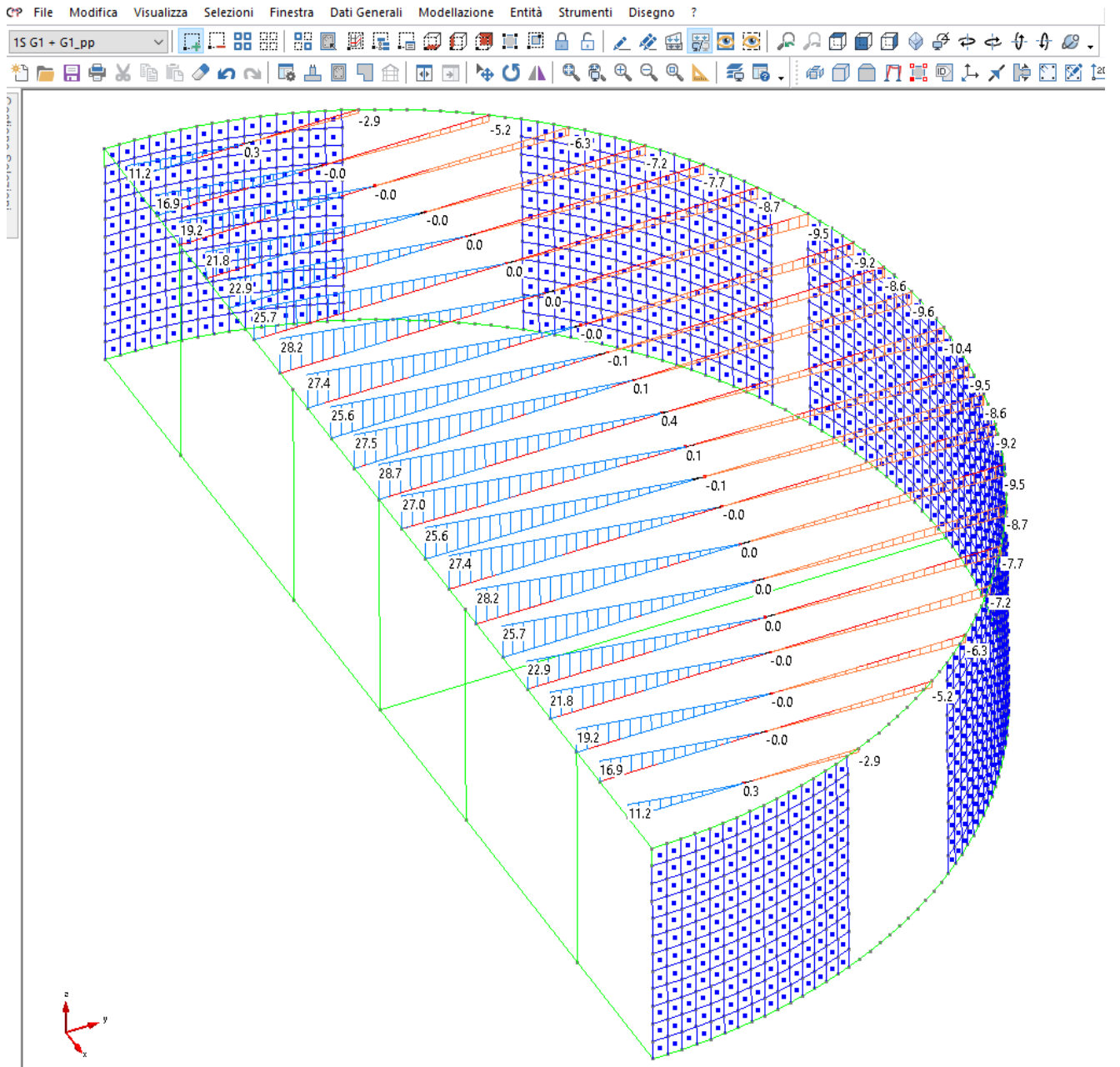


Figura 48 - Inviluppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MASSIMI.

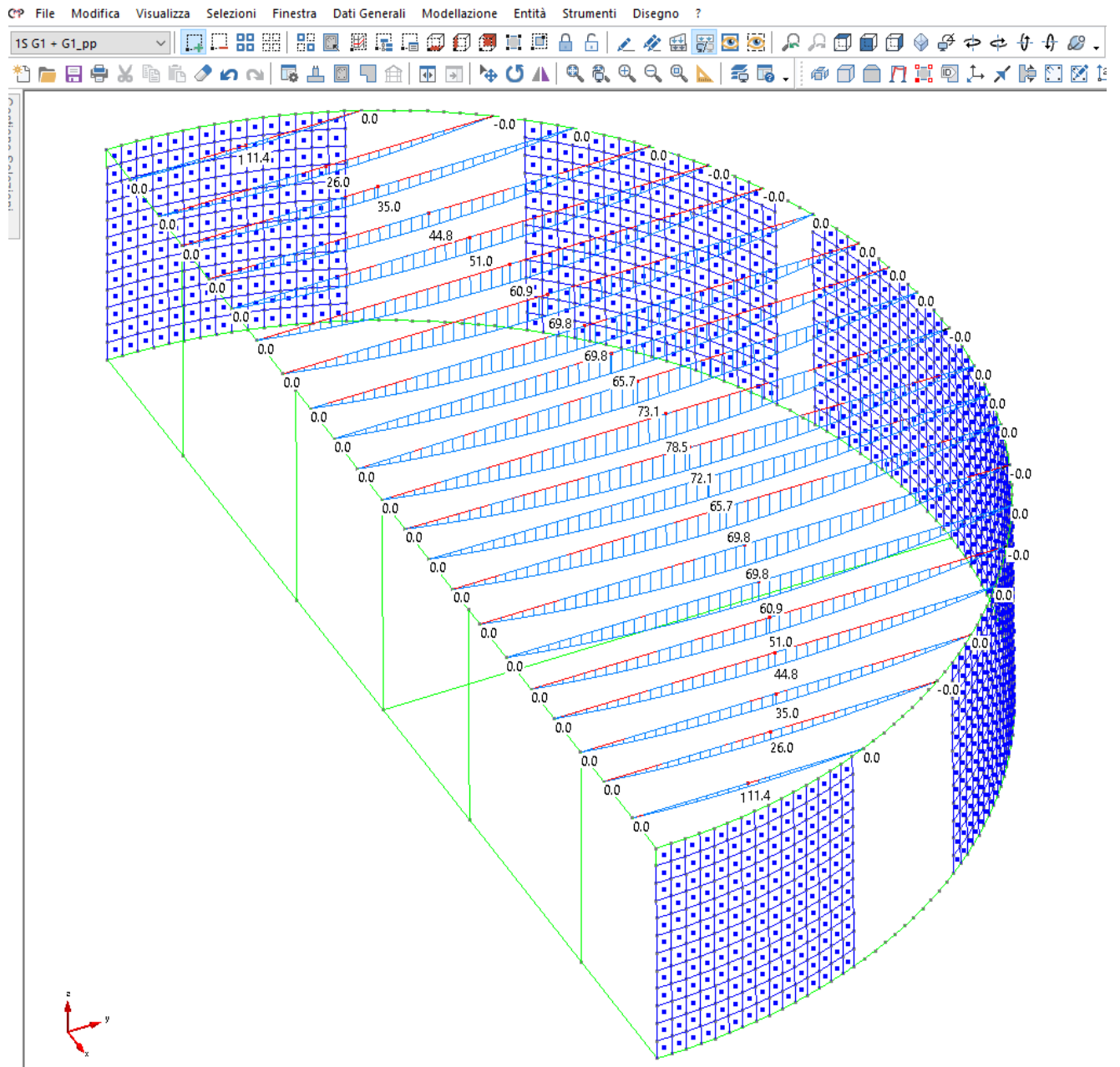


Figura 49 - Involuppo SLU – Momento flettente 1-3 [kNm] – VALORI MASSIMI.

2.7.2.6 Strutture di fondazione

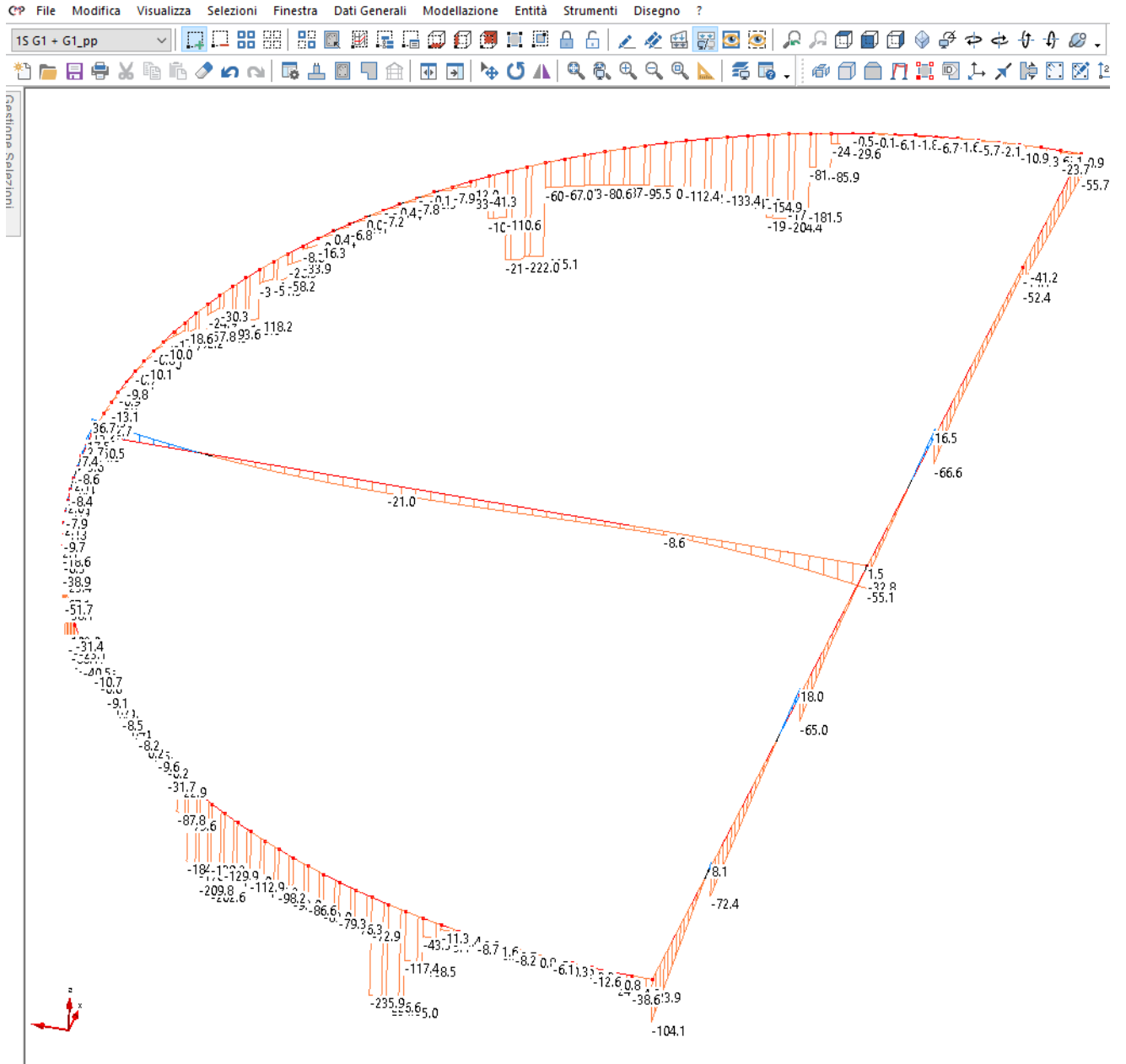


Figura 50 - Involuppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MINIMI.

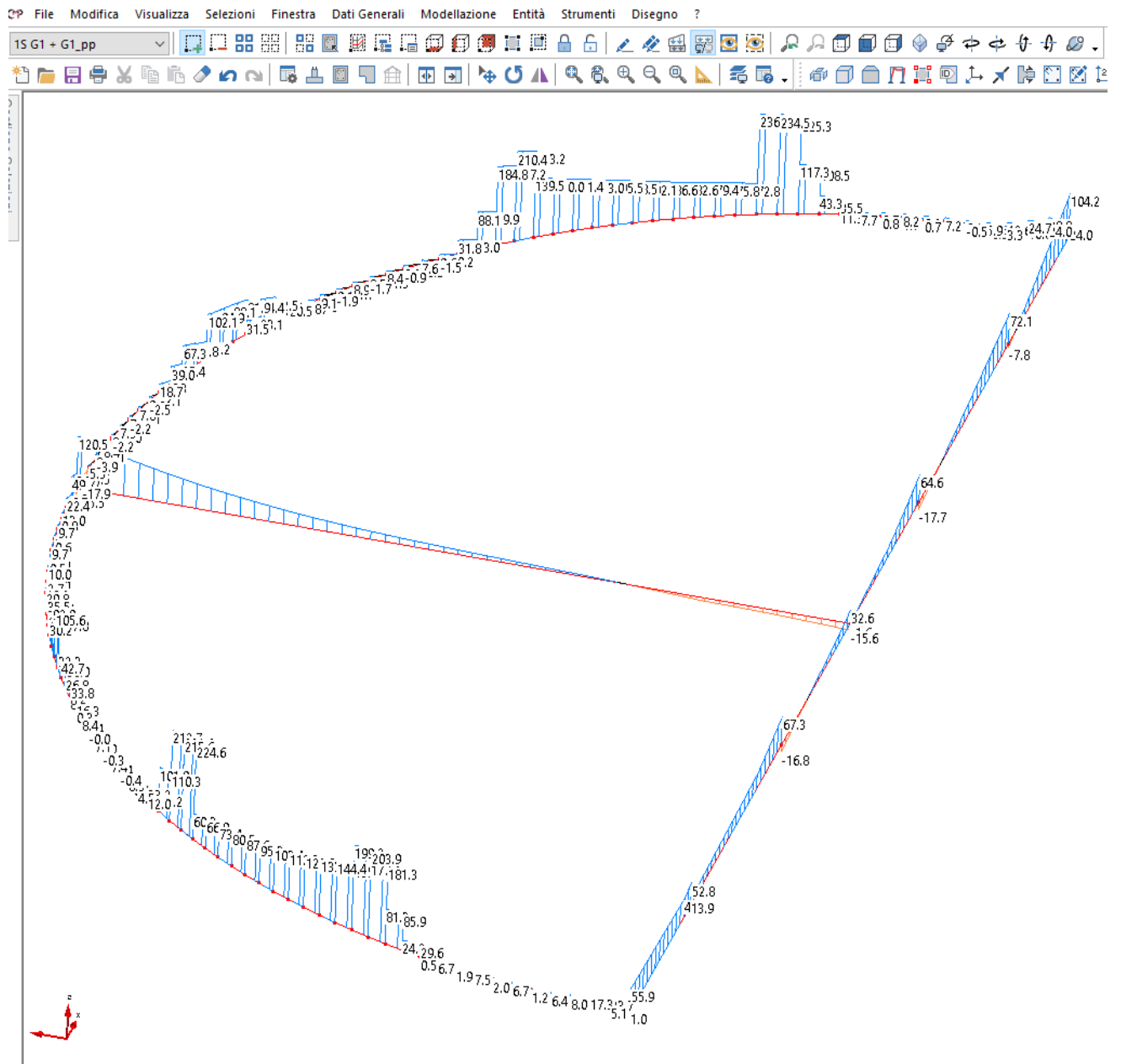


Figura 51 - Involuppo SLU – Taglio 1-3 [kN] – VALORI MASSIMI.

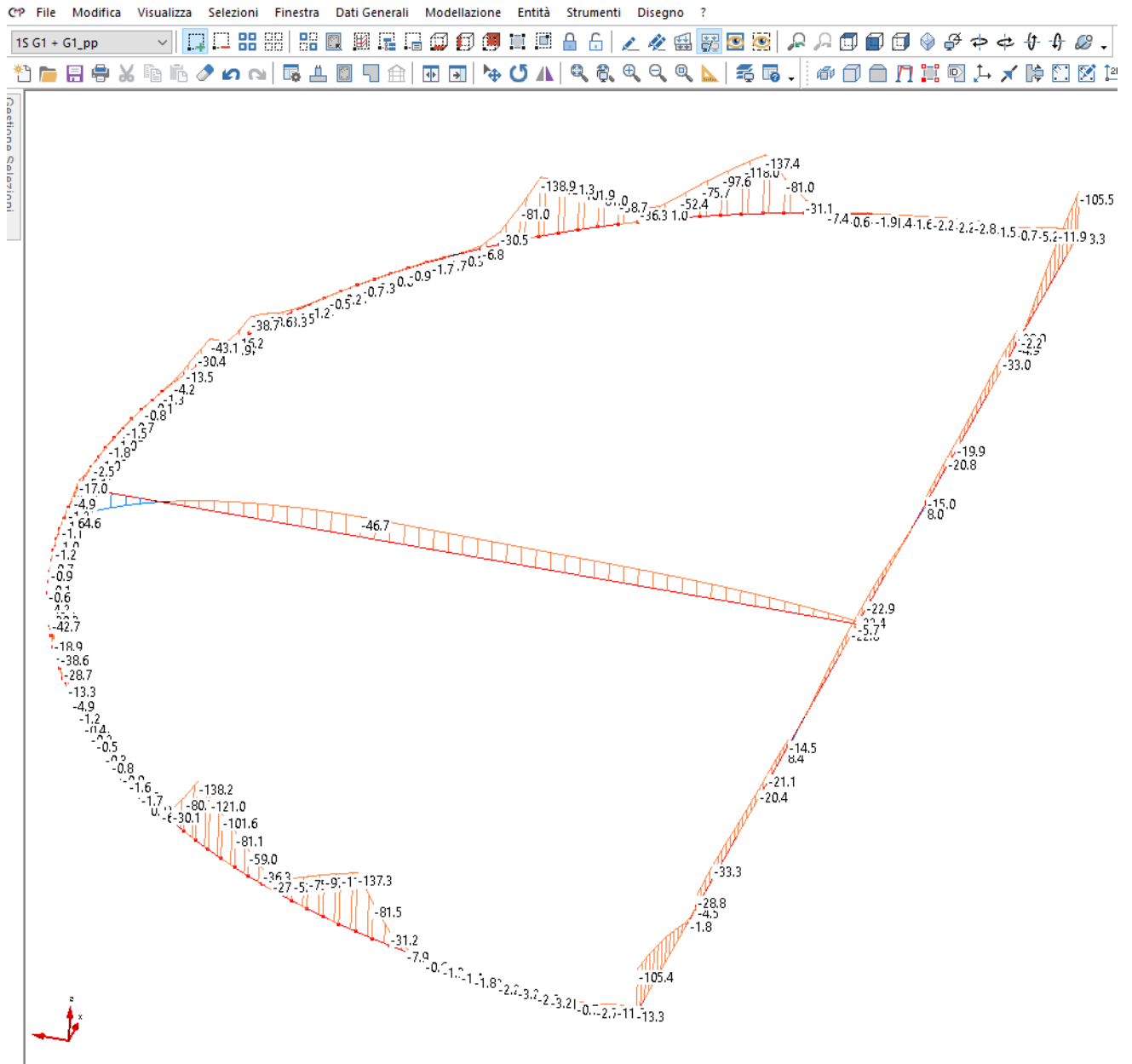


Figura 52 - Involuppo SLU – Momento flettente 1-3 [kNm] – VALORI MINIMI.

2.7.2.6.1 Pressioni sul terreno.

Si riportano di seguito le pressioni massime sul terreno per

- SLU Sismica
- SLU Statica
- SLE Quasi Permanente

Utilizzate per il calcolo della capacità portante e dei cedimenti in allegato.

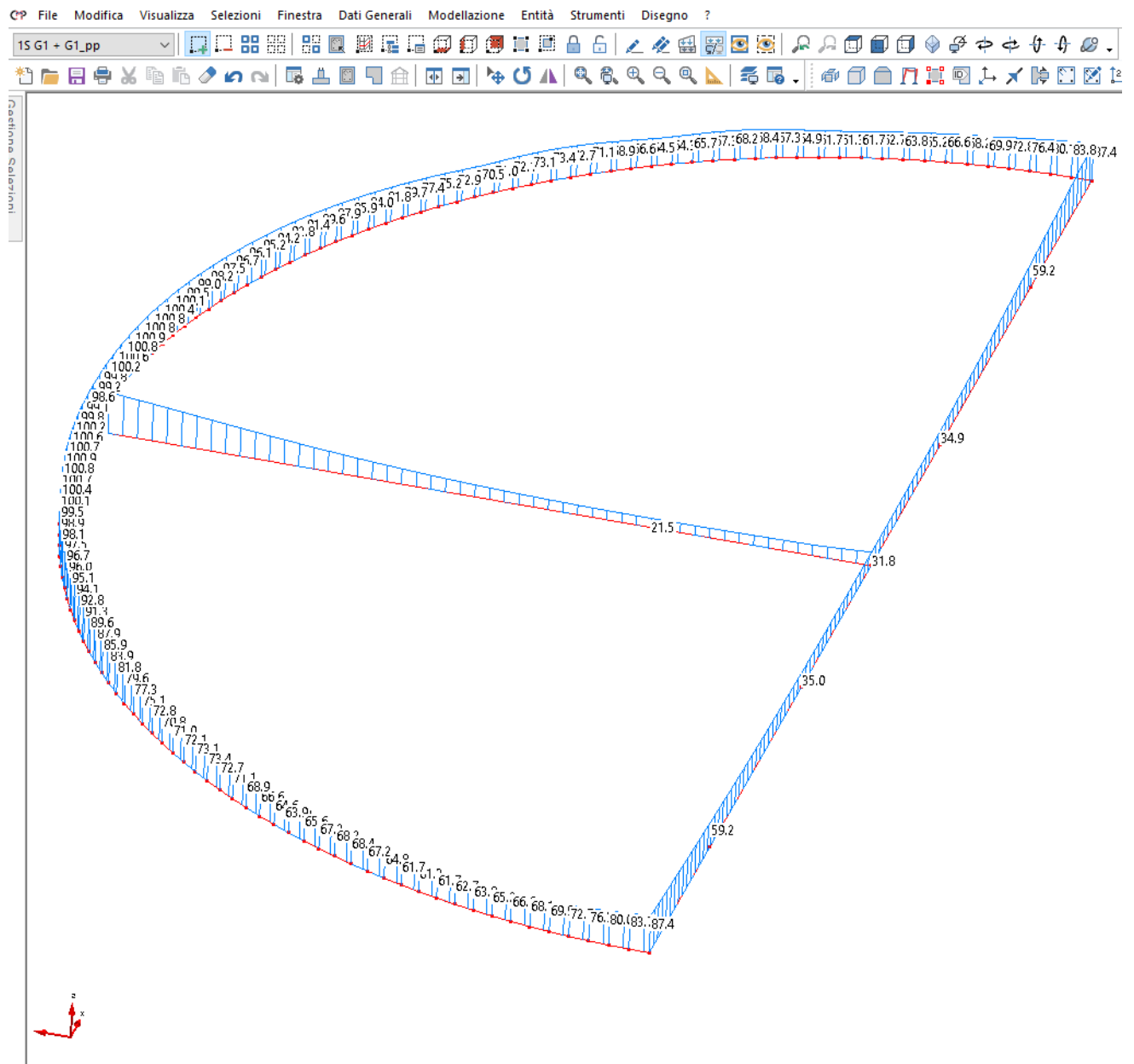


Figura 54 - Involuppo SLU GEO SISMA – Pressioni sul terreno [kN/m²] – VALORI MASSIMI.

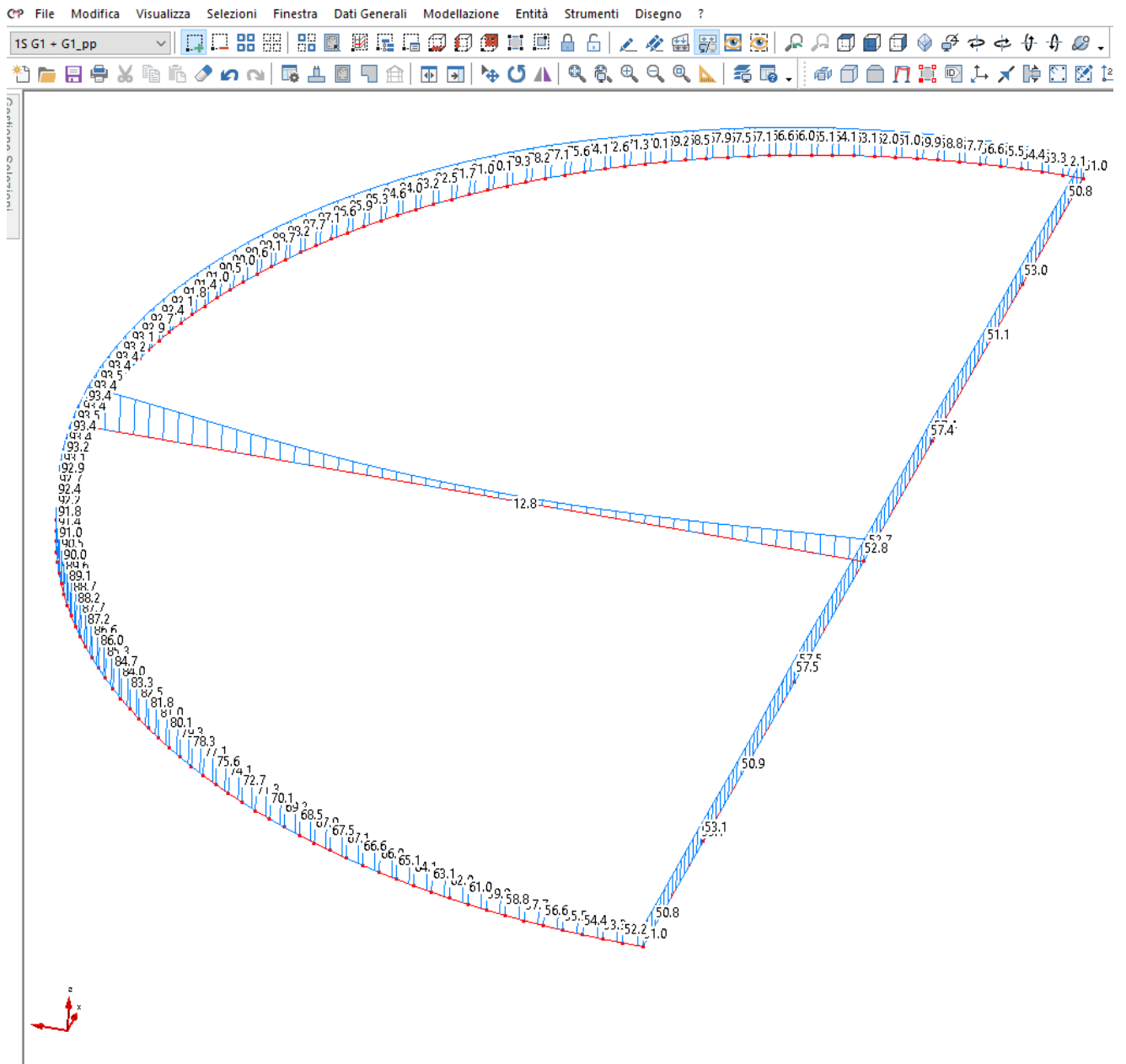


Figura 55 - Involuppo SLU GEO NO SISMA – Pressioni sul terreno [kN/m²] – VALORI MASSIMI.

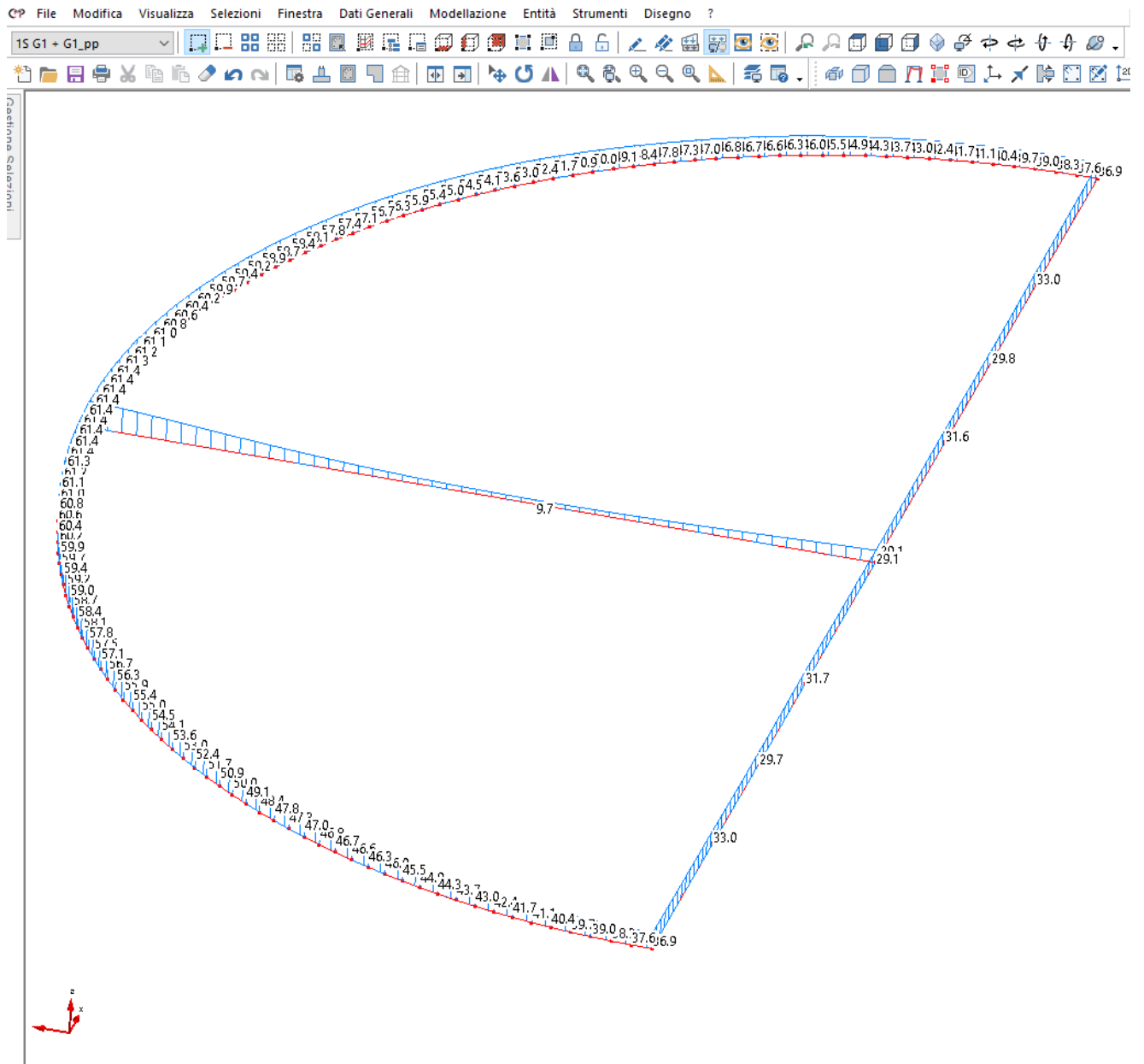


Figura 56 - Involuppo SLE QUASI PERMANENTE – Pressioni sul terreno [kN/m²] – VALORI MASSIMI.

2.7.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati ottenuti dall'analisi strutturale, la configurazione delle deformate (statiche e dinamiche) e l'andamento dei diagrammi di sollecitazione, si ritengono compatibili con quelli desunti da verifiche sommarie.

Si confronta inoltre il taglio alla base stimato mediante calcolo manuale con quello da ottenuto dall'analisi.

2.7.3.1 Stima del taglio alla base manuale

Calcolo manuale delle masse totali

- Area Impalcati e copertura = 185 mq circa

Massa areale in combinazione sismica

- Pesi permanenti G1+G2 Copertura= 225 Kg/mq
- Quota parte G1_PP travi , G2_TAMP setti pilastri per copertura = 175 Kg/mq

Massa totale in combinazione sismica

- Copertura P.PERM. G + CAR. ACC. Q = 185 mq x (400 kg/mq)= 74000 kg
- Massa Sismica Totale = 74000 kg

Stima periodo proprio $T1 = C1 * H^{3/4} = 0.075 * 4.30 \text{ m}^{(3/4)} = 0.254 \text{ s}^5$

Accelerazione spettrale corrispondente al periodo proprio $S(T1) = 0.552 \text{ g}$

Tagliante alla base a SLV = (74000) kg * 0.552 g = 400.72 kN.

2.7.3.2 Risultati dell'analisi e loro confronto con il calcolo manuale.

In **Figura 57** si riportano i valori dell'analisi in termini di risultanti alla base: in particolare si evidenziano i valori di T12 e T13 che corrispondono ai taglianti a SLV da confrontarsi con i valori stimati manualmente.

⁵ Il periodo proprio così calcolato risulta nella fattispecie sottostimato ma comunque tale da non inficiare il calcolo, ricadendo sul plateau dello spettro.

CDC	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	M1(kNm)	M2(kNm)	M3(kNm)
1S G1 + G1_pp	-1019.09	1.58761e-06	-0.000325484	-0.00374241	-6183.28	10854.1
2S G2	-355.302	3.26921e-06	-0.000252583	-0.00334683	-1601.88	3783.96
3S G2_Tamp	0	0	0	0	0	0
4S Q_Neve	-248.711	2.29503e-06	-0.000176801	-0.00234292	-1121.31	2648.78
1D-1L Sisma SLD X Dx	0.117817	119.695	-0.00877505	-14.4294	-0.111172	435.563
2D-2L Sisma SLD X Sx	2.30777	120.272	0.0066225	-118.541	-0.0365585	362.5
3D-3L Sisma SLD Y Dx	4.84956	-15.9967	157.326	1812.52	-532.635	-111.068
4D-4L Sisma SLD Y Sx	4.86297	16.0335	157.29	1538.19	-532.793	7.49634
5D-1L Sisma SLV X Dx	0.244568	255.284	-0.0200505	-44.976	-0.235226	924.874
6D-2L Sisma SLV X Sx	5.00783	257.014	0.0140814	-266.393	-0.0777127	769.768
7D-3L Sisma SLV Y Dx	10.359	-34.3827	338.542	3899.55	-1146.52	-238.218
8D-4L Sisma SLV Y Sx	10.3887	34.4619	338.465	3310.68	-1146.86	16.9718

Figura 57 - Risultanti da CMP su piano di taglio alla base dei pilastri.

2.7.3.3 Conclusioni.

Confrontati i valori del tagliante alla base ricavati sommariamente dal calcolo manuale e quelli derivanti del calcolo automatico, le differenze sono compatibili con le approssimazioni adottate nella stima manuale delle grandezze in gioco e con le differenze di periodo proprio di vibrazione della struttura.

Accelerazione spettrale corrispondente al periodo proprio $S(T1 = 0) = 0.232 \text{ g}$

Tagliante alla base a SLV = $(74000) \text{ kg} * 0.232 \text{ g} = 168.42 \text{ kN}$.

2.8 Verifiche a SLU

2.8.1 Strutture in elevazione – Setti in c.a.

2.8.1.1 Pressoflessione

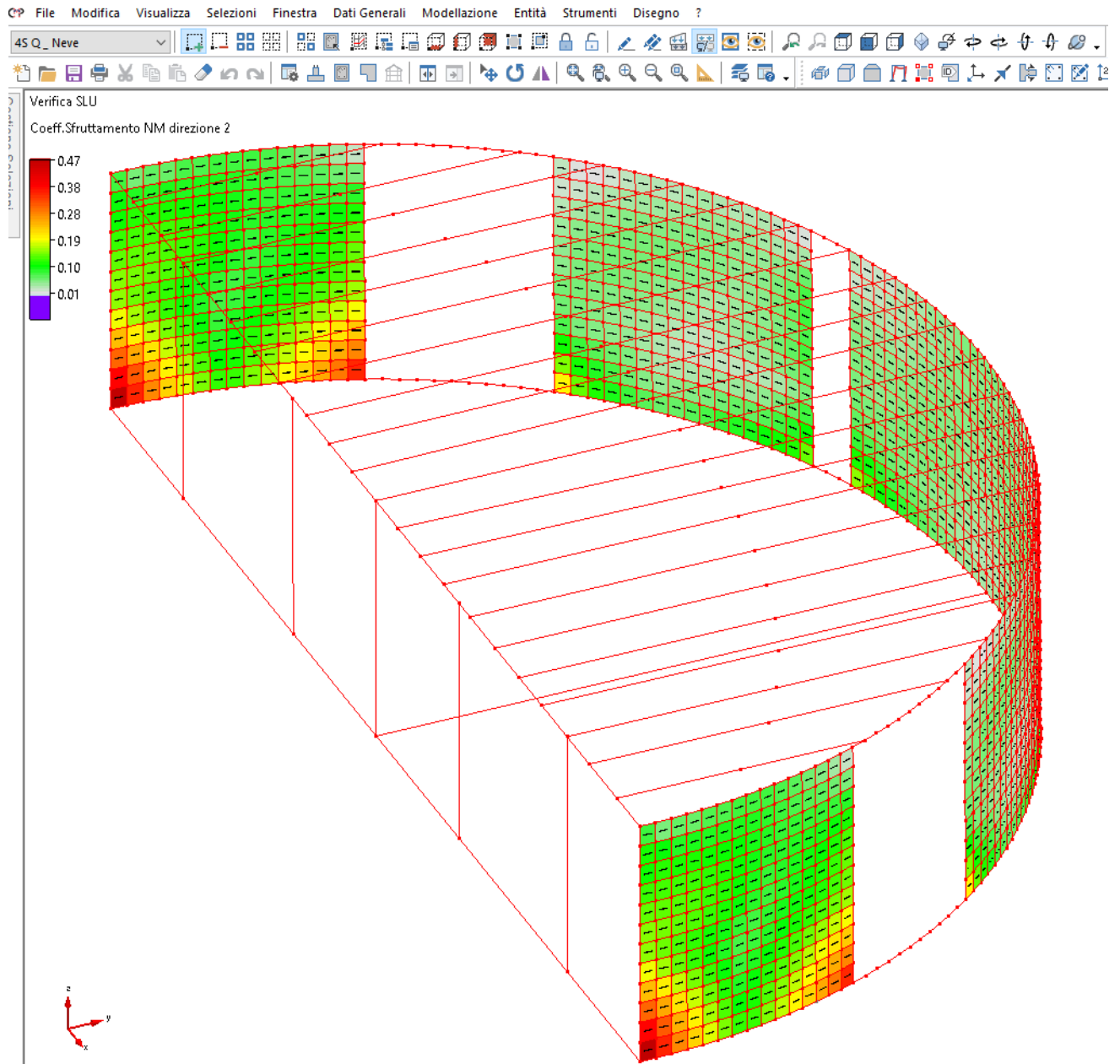


Figura 58 – Mappa delle verifiche a pressoflessione in direzione 22 – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

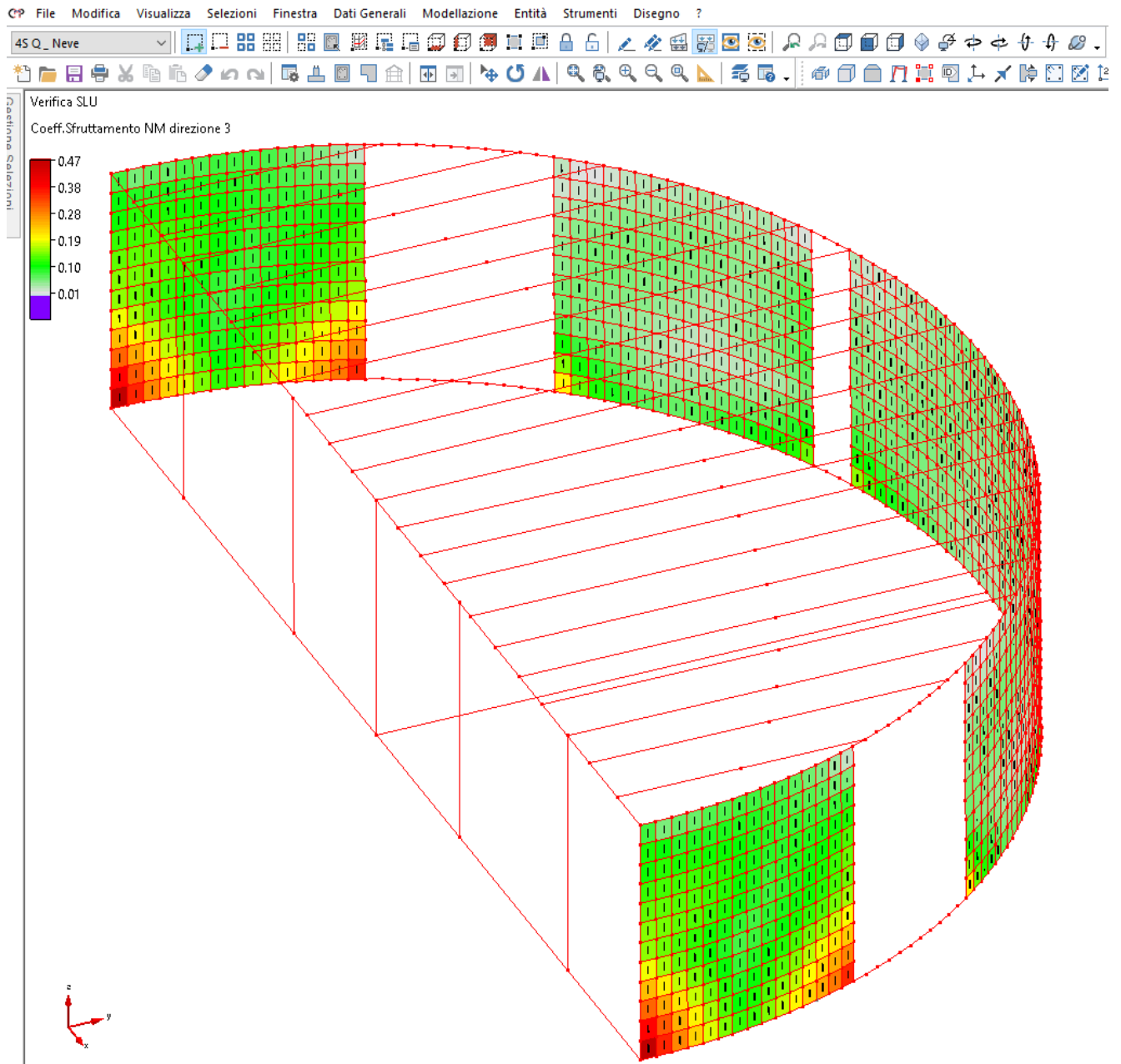


Figura 59 – Mappa delle verifiche a pressoflessione in direzione 33 – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.2 Strutture in elevazione – Pilastri in c.a.

2.8.2.1 *Pressoflessione deviata*

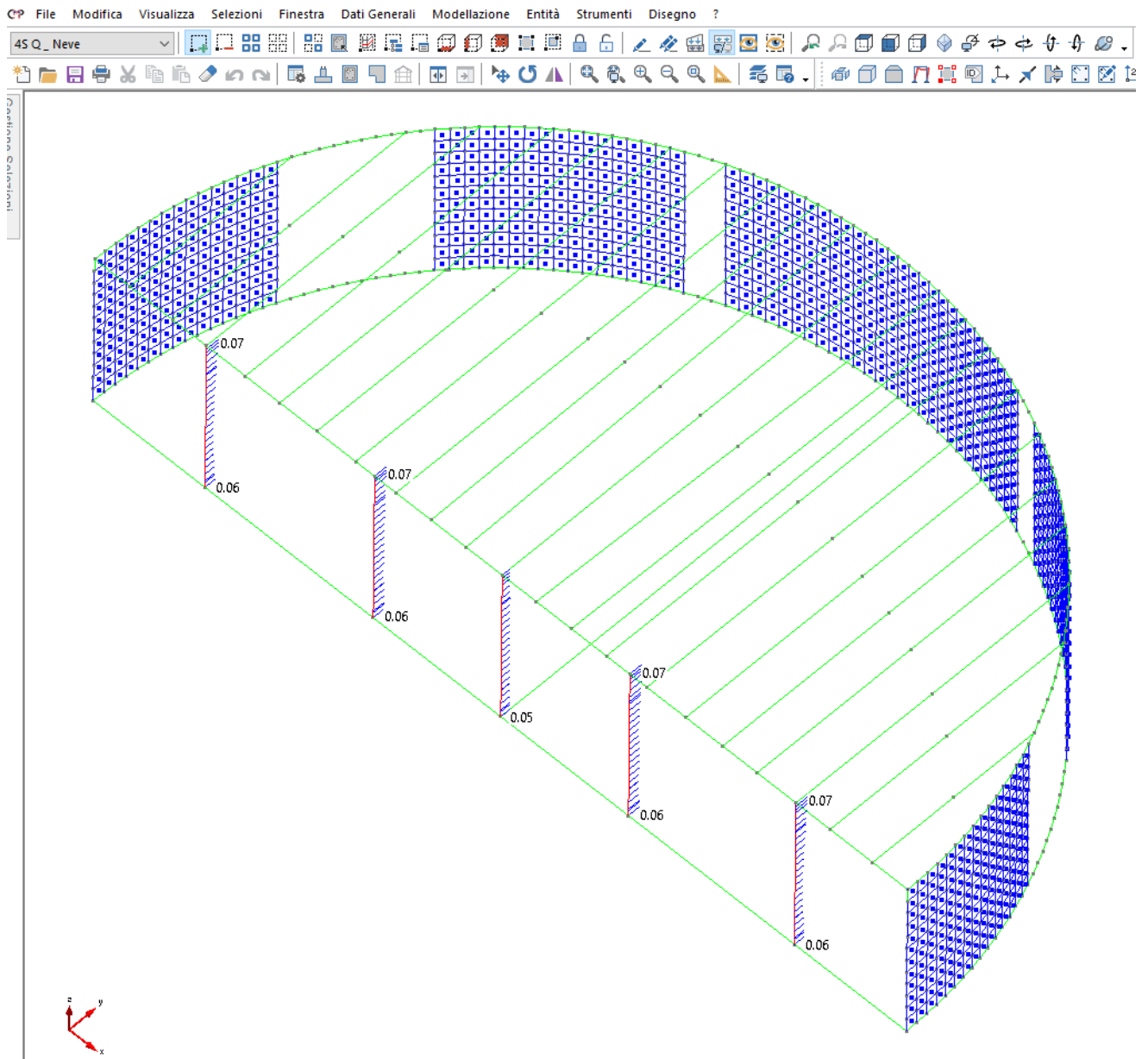


Figura 60 – Mappa delle verifiche a pressoflessione deviata – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.2.2 Taglio

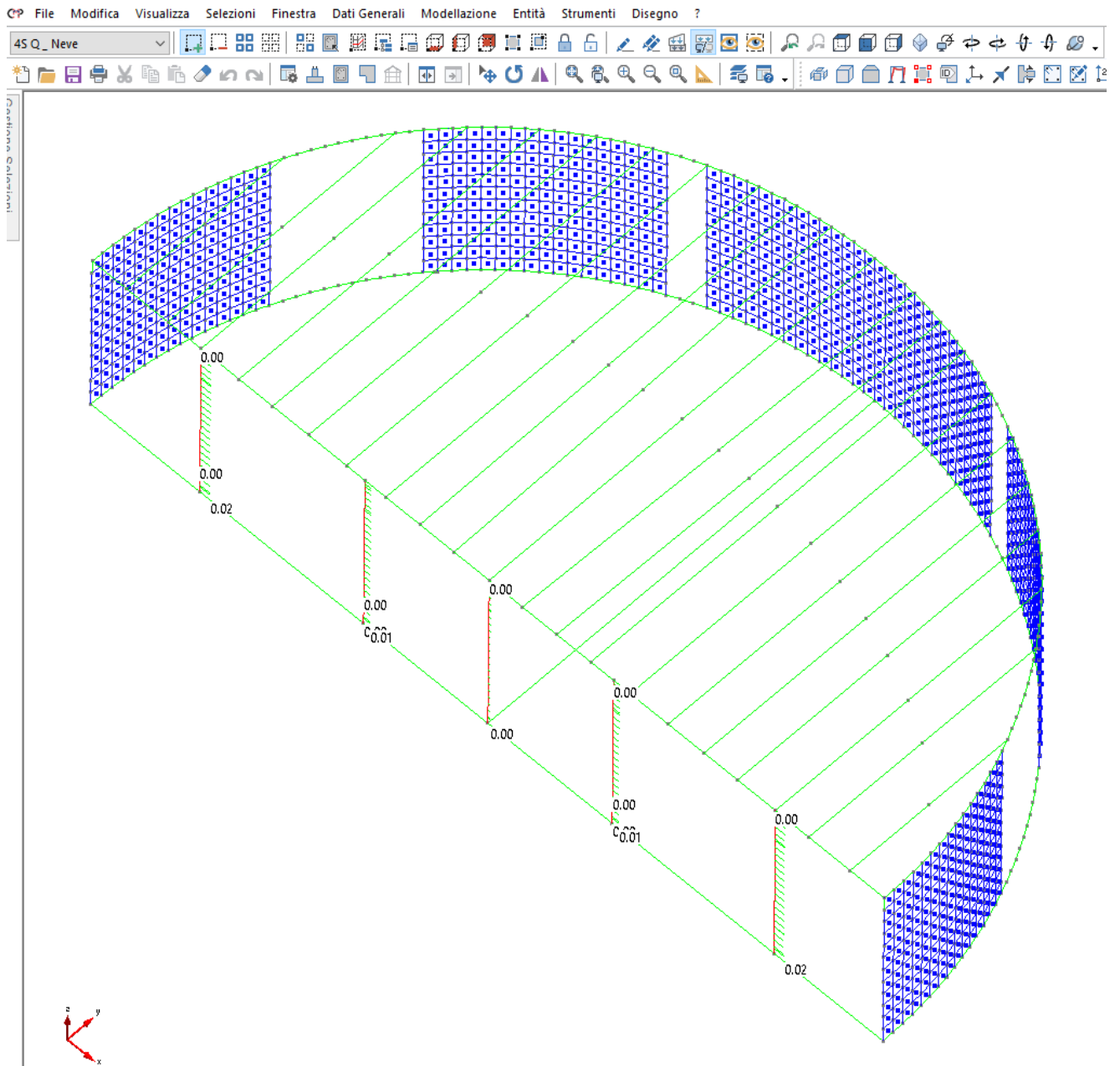


Figura 61 – Mappa delle verifiche a taglio – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.3 Strutture in elevazione – Travi in c.a. Copertura

2.8.3.1 *Pressoflessione*

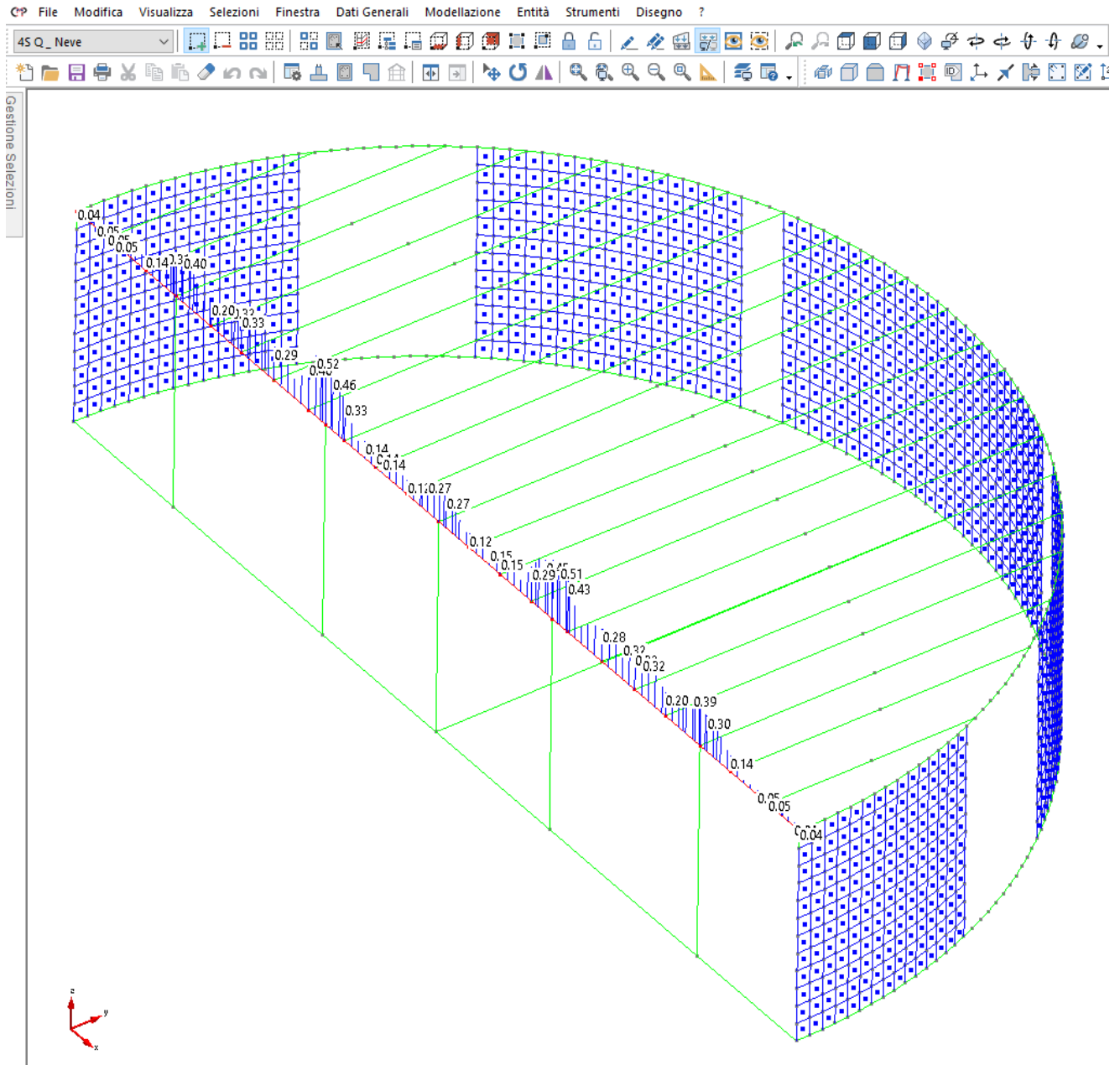


Figura 62 – Mappa delle verifiche a pressoflessione – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.3.2 Taglio

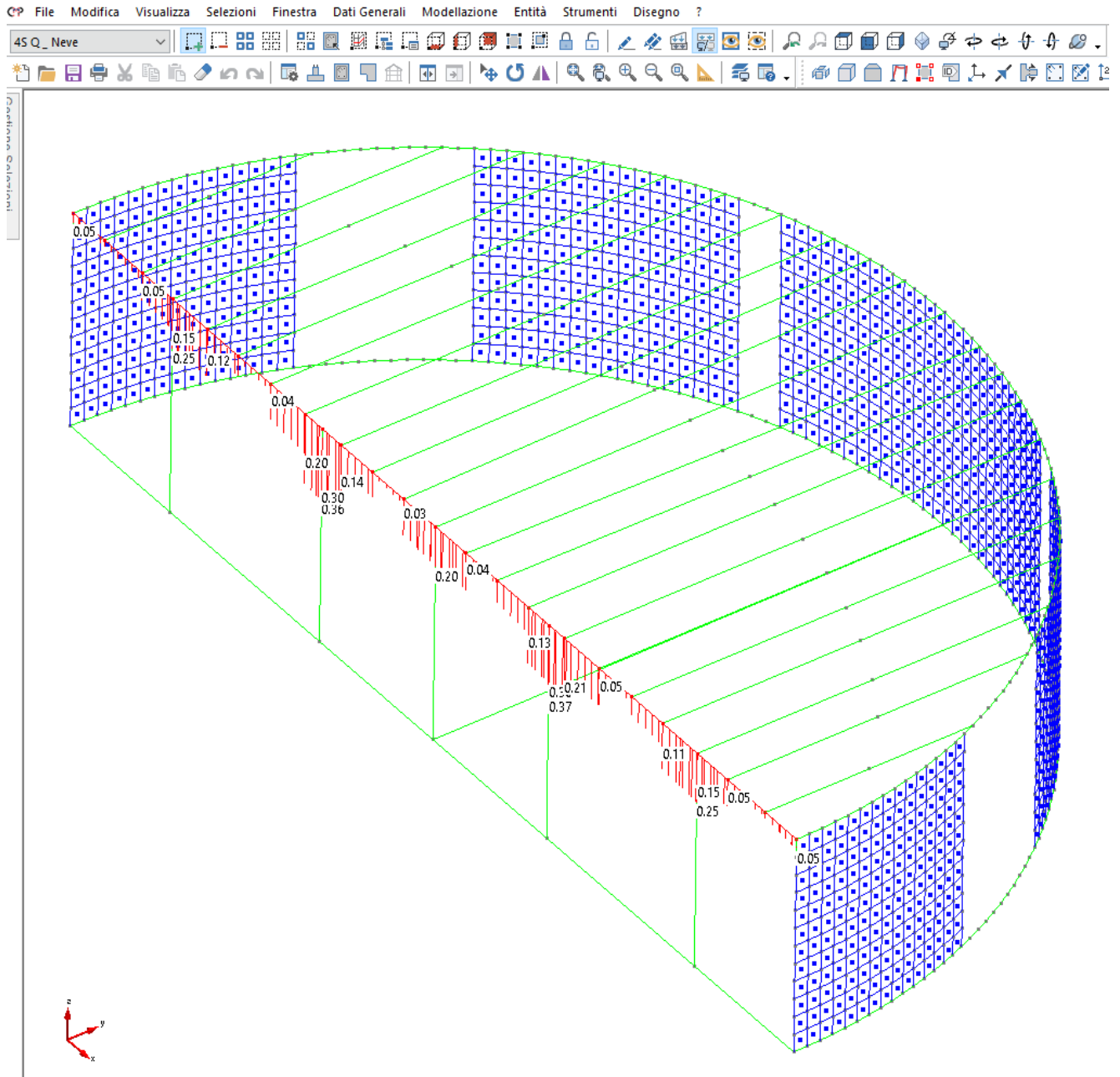


Figura 63 – Mappa delle verifiche a taglio – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.4 Strutture in elevazione – Travetti in legno lamellare

2.8.4.1 *Pressoflessione deviate e taglio*

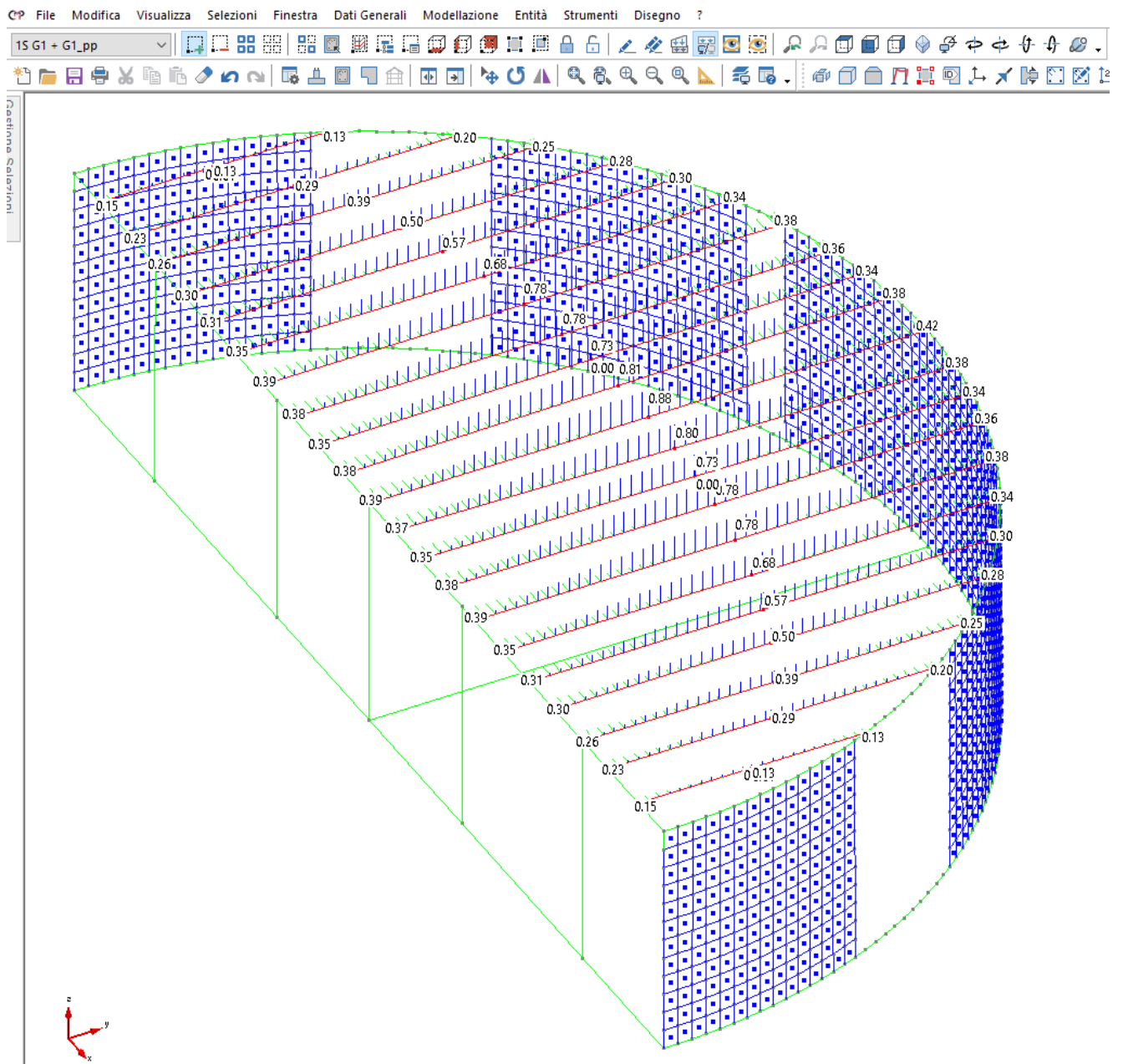


Figura 64 – Mappa delle verifiche – Coefficiente di sfruttamento della sezione – Azioni di breve durata.

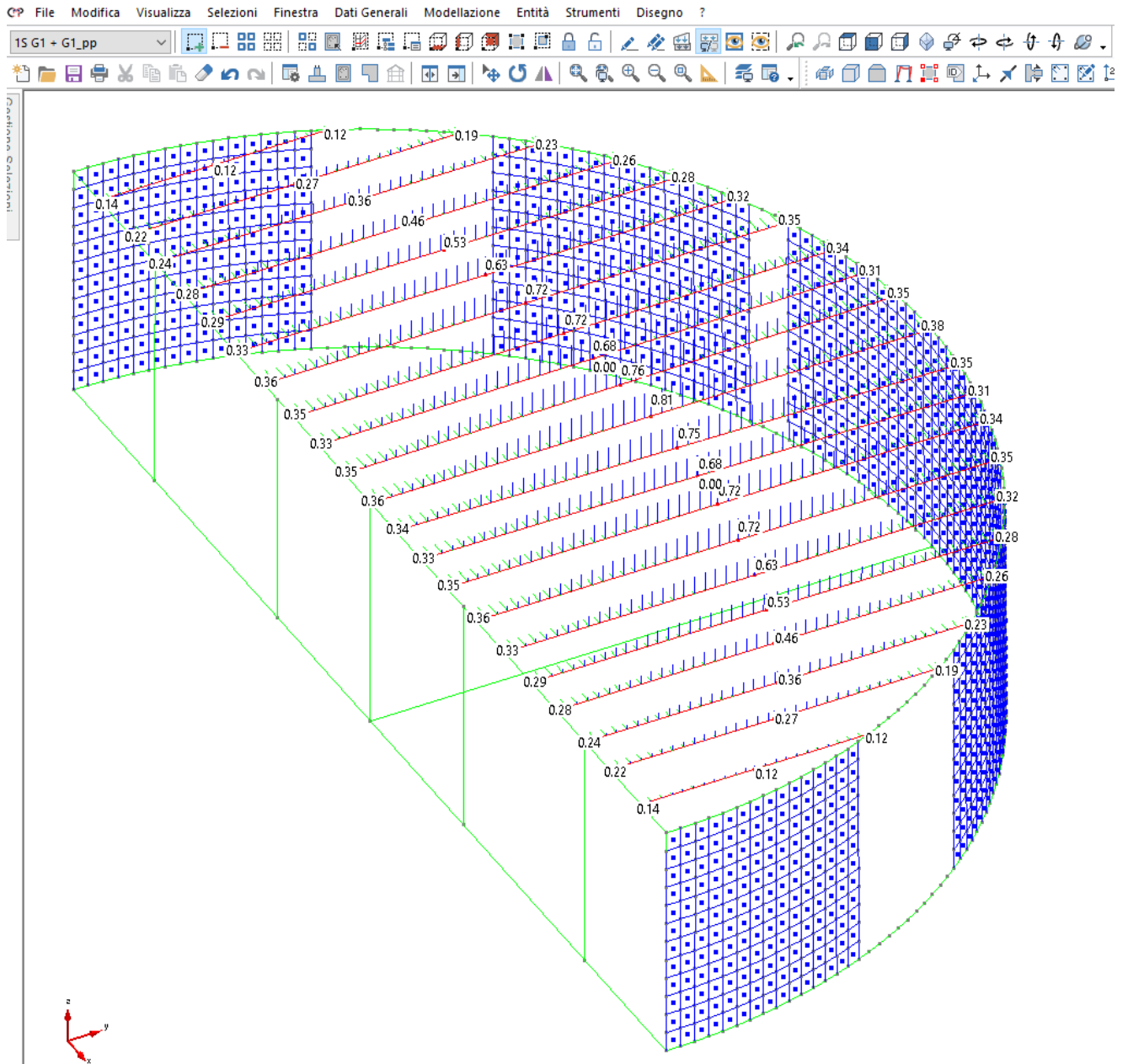


Figura 65 – Mappa delle verifiche – Coefficiente di sfruttamento della sezione – Azioni permanenti.

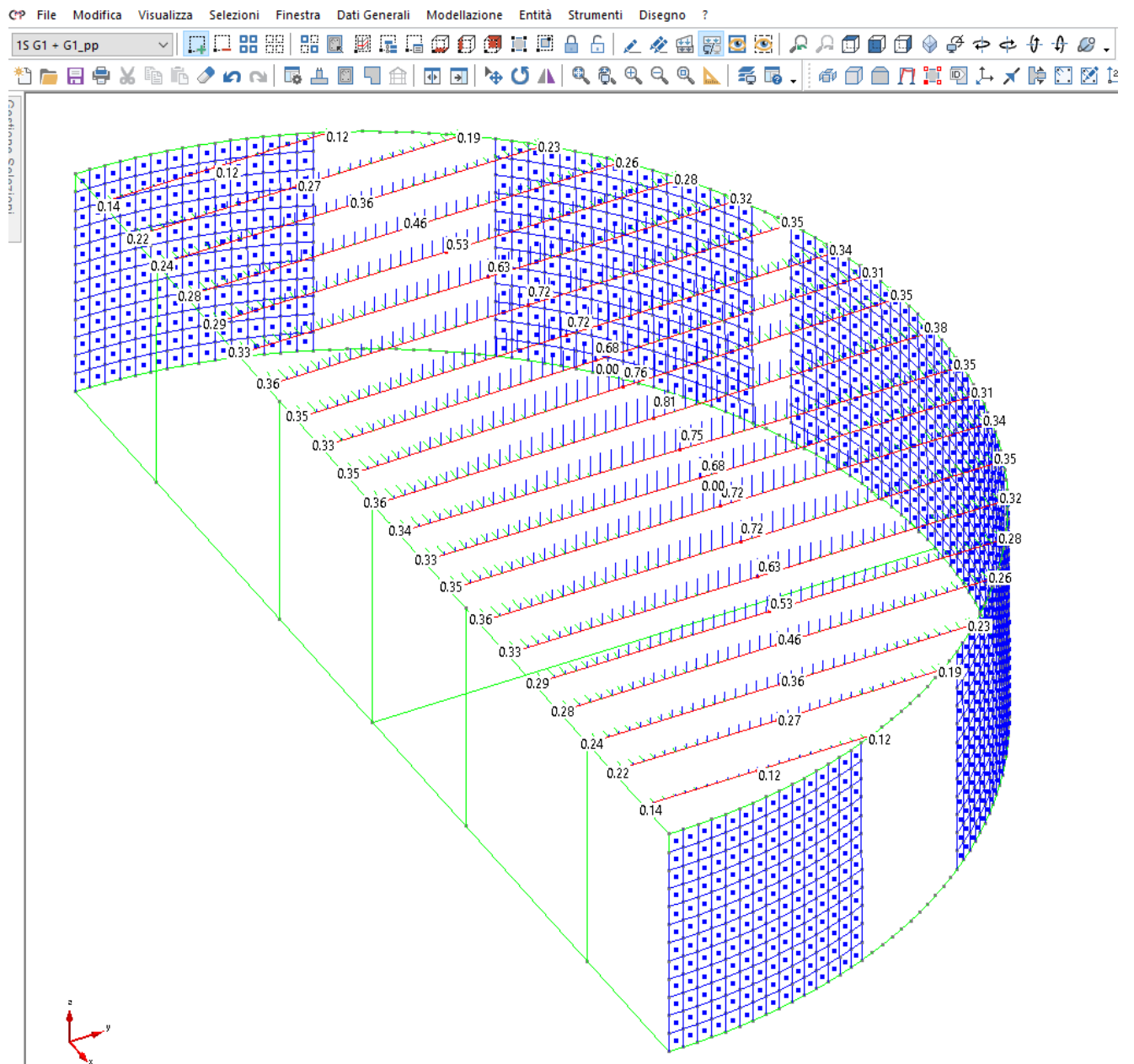


Figura 66 – Mappa delle verifiche – Coefficiente di sfruttamento della sezione – Azioni istantanee.

2.8.4.2 Instabilità

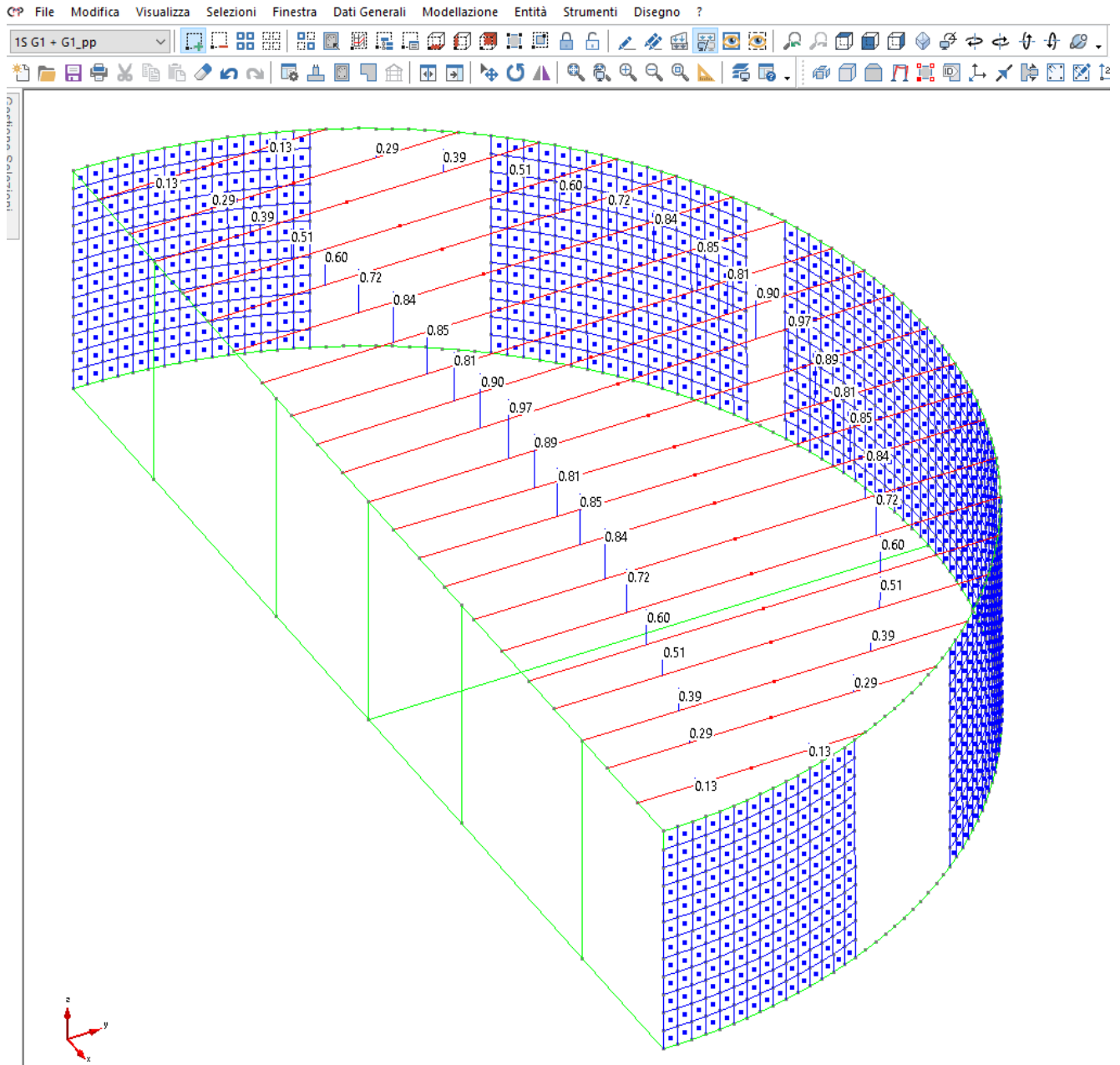


Figura 67 – Mappa delle verifiche – Coefficiente di sfruttamento della sezione – Azioni di breve durata.

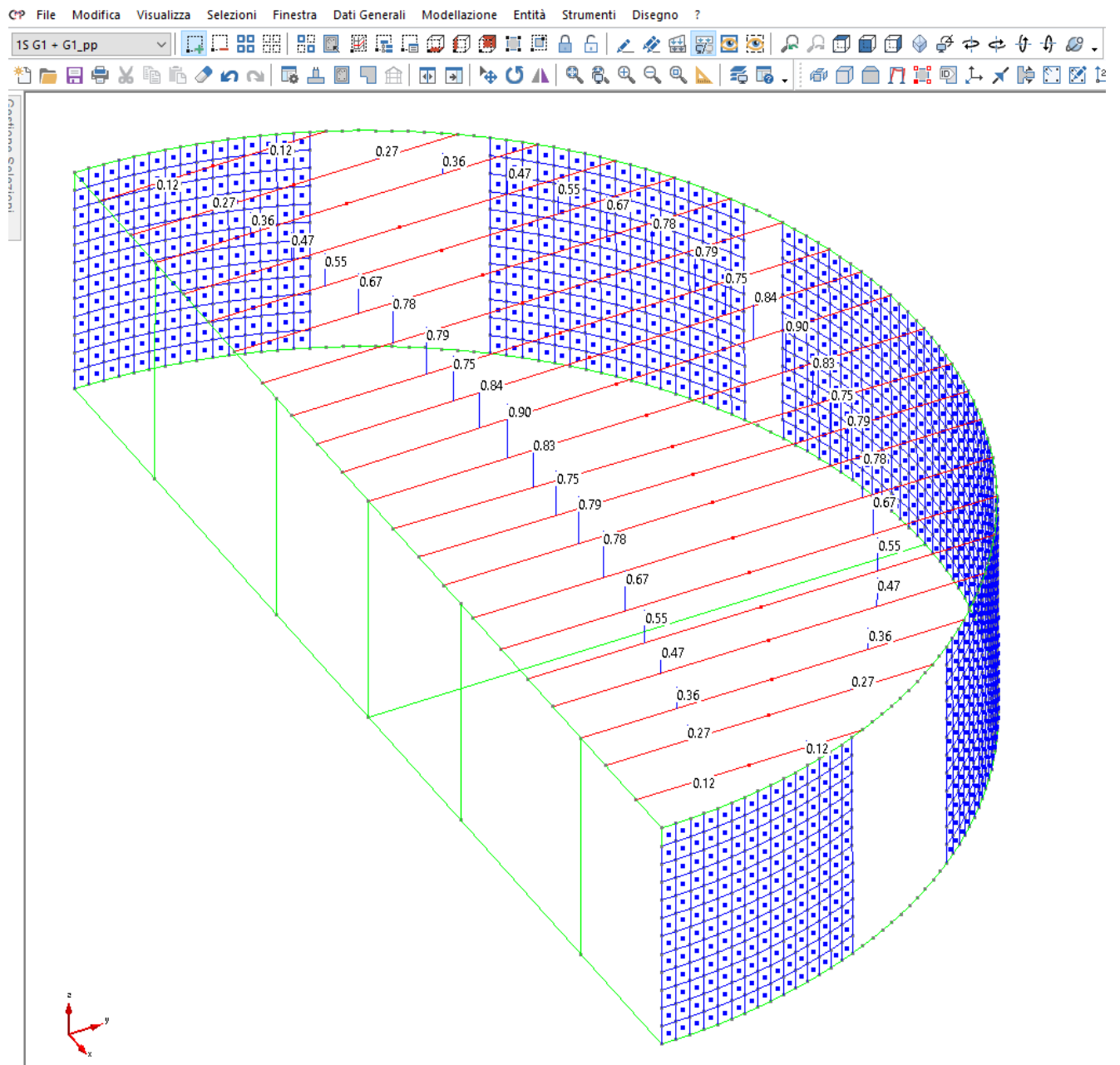


Figura 68 – Mappa delle verifiche – Coefficiente di sfruttamento della sezione – Azioni permanenti.

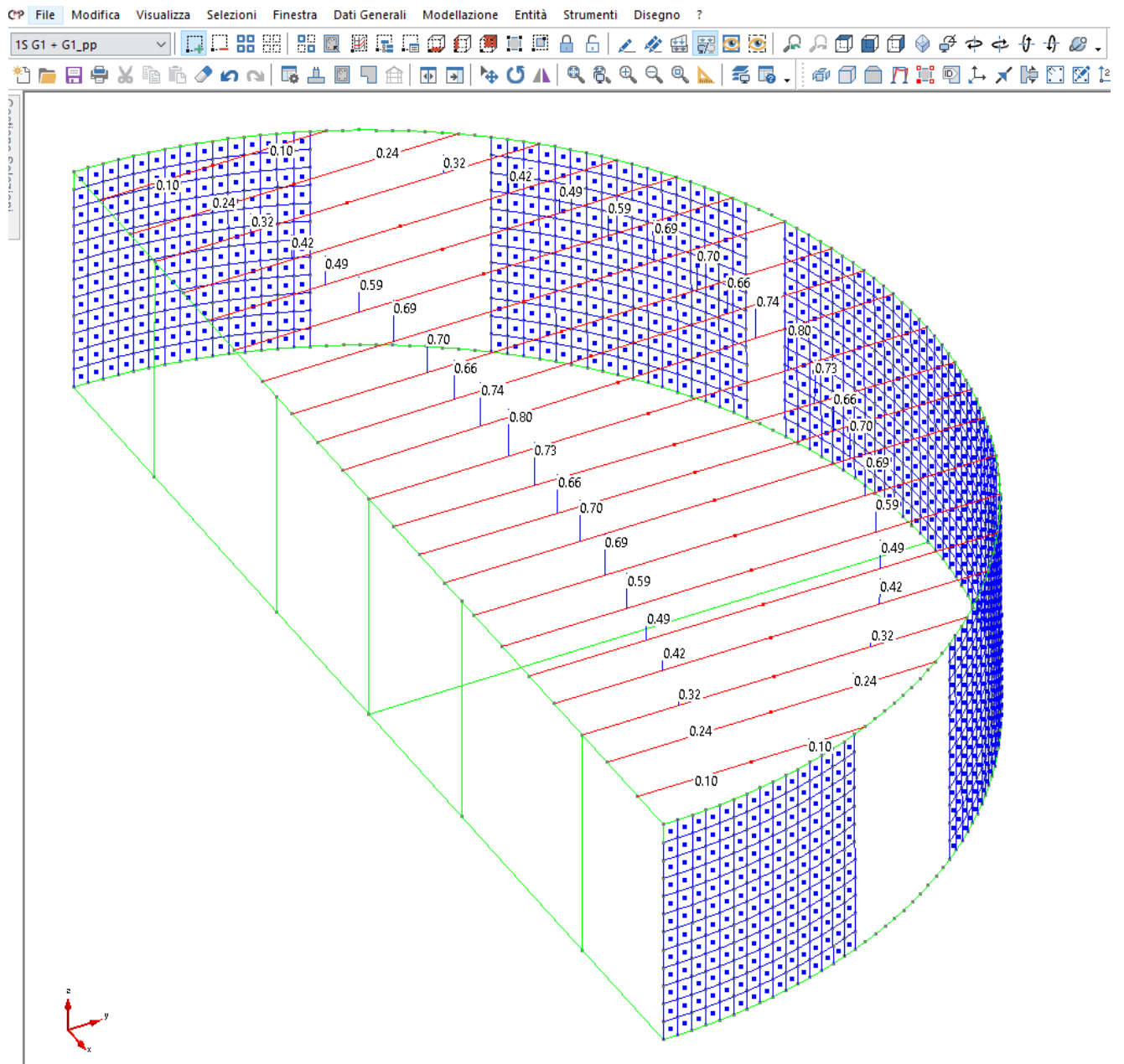


Figura 69 – Mappa delle verifiche – Coefficiente di sfruttamento della sezione – Azioni istantanee.

2.8.5 Strutture di fondazione

2.8.5.1 Pressoflessione

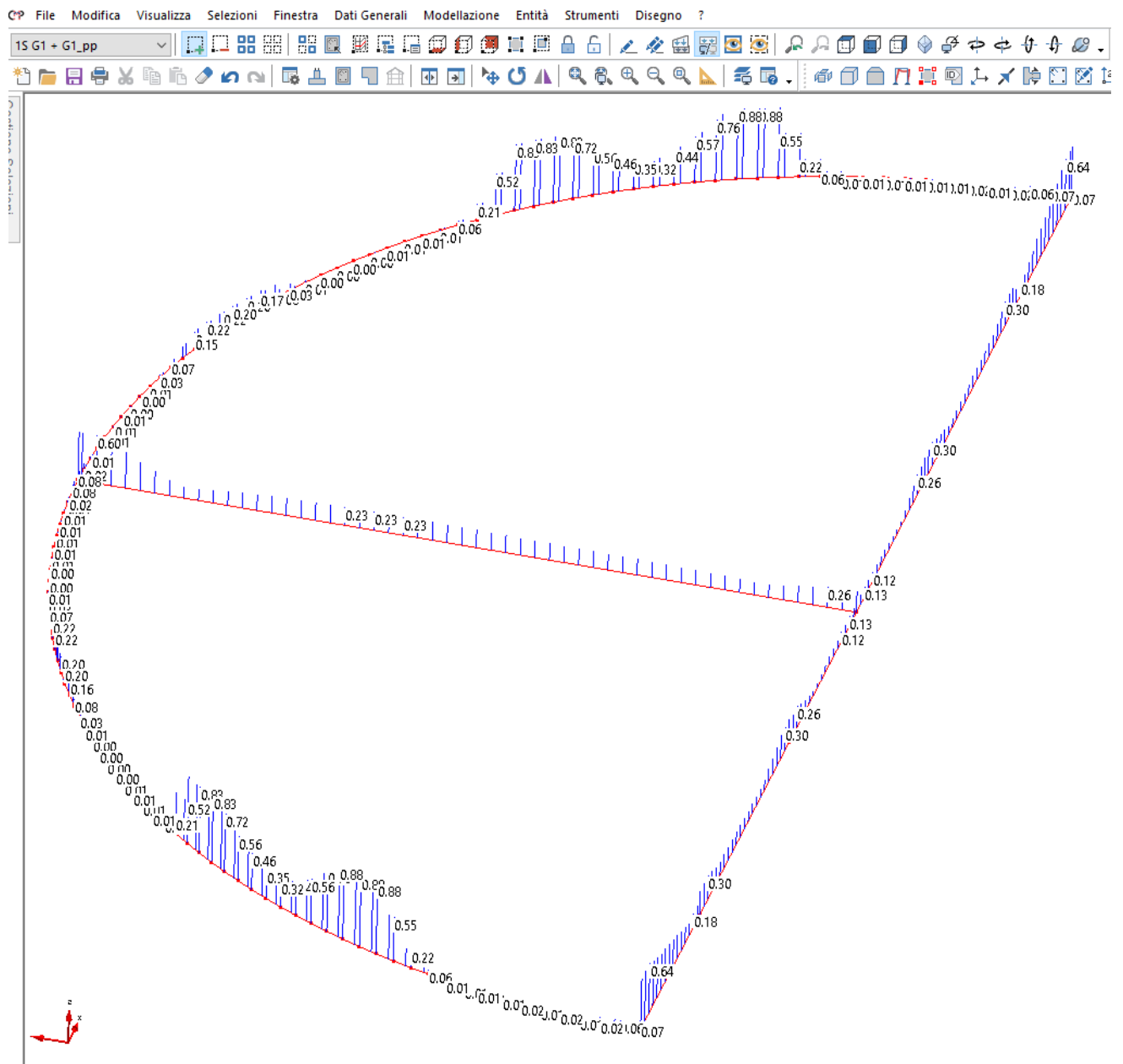


Figura 70 – Mappa delle verifiche a pressoflessione – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.5.2 Taglio

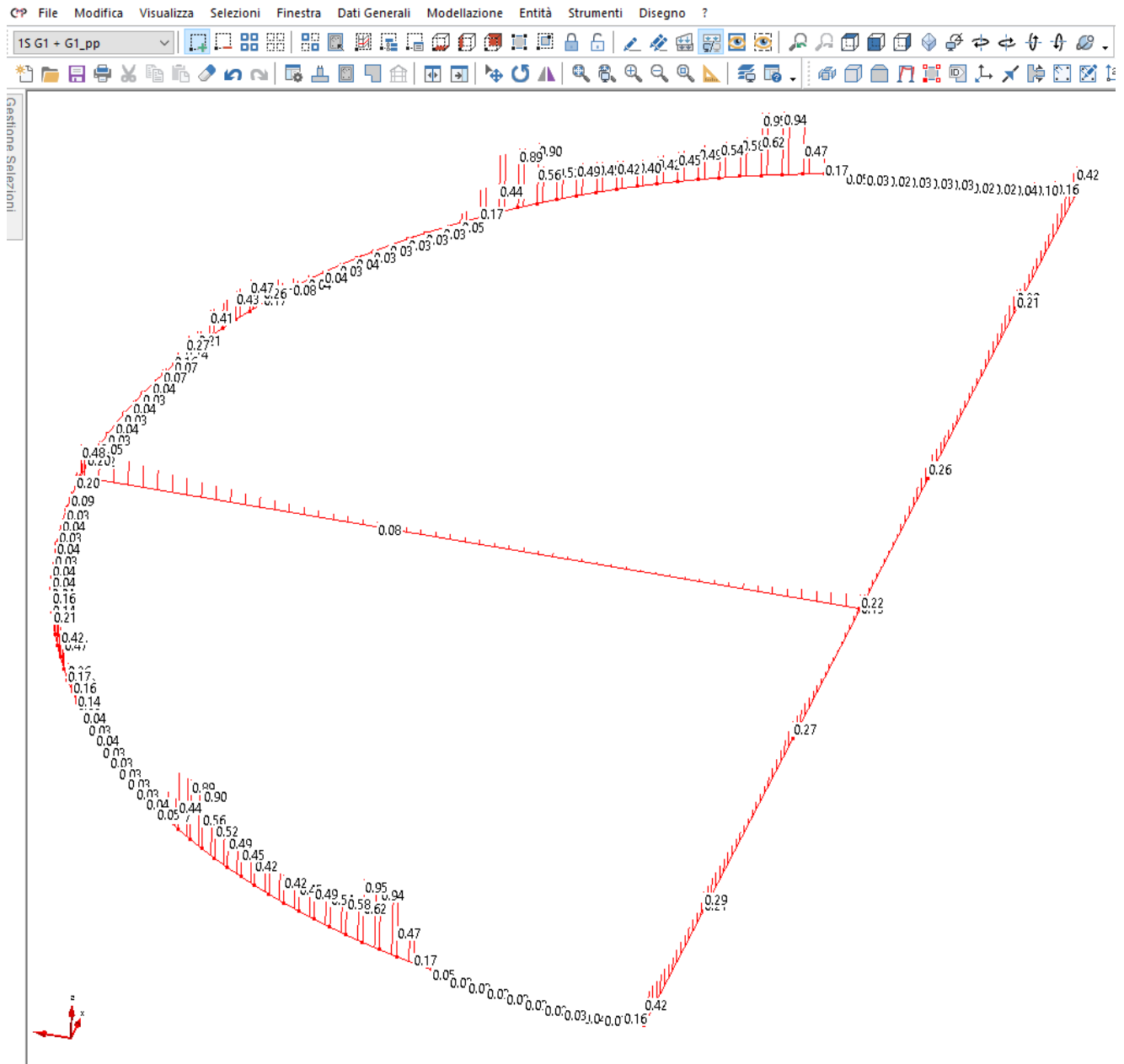


Figura 71 – Mappa delle verifiche a taglio – Coefficiente di sfruttamento della sezione.

2.8.5.3 Verifiche di capacità portante e dei cedimenti

Si rimanda all'allegato A per le verifiche di capacità portante e dei cedimenti.

2.9 Verifiche a SLE

2.9.1 Strutture in elevazione – Setti in c.a.

2.9.1.1 Verifiche alle tensioni

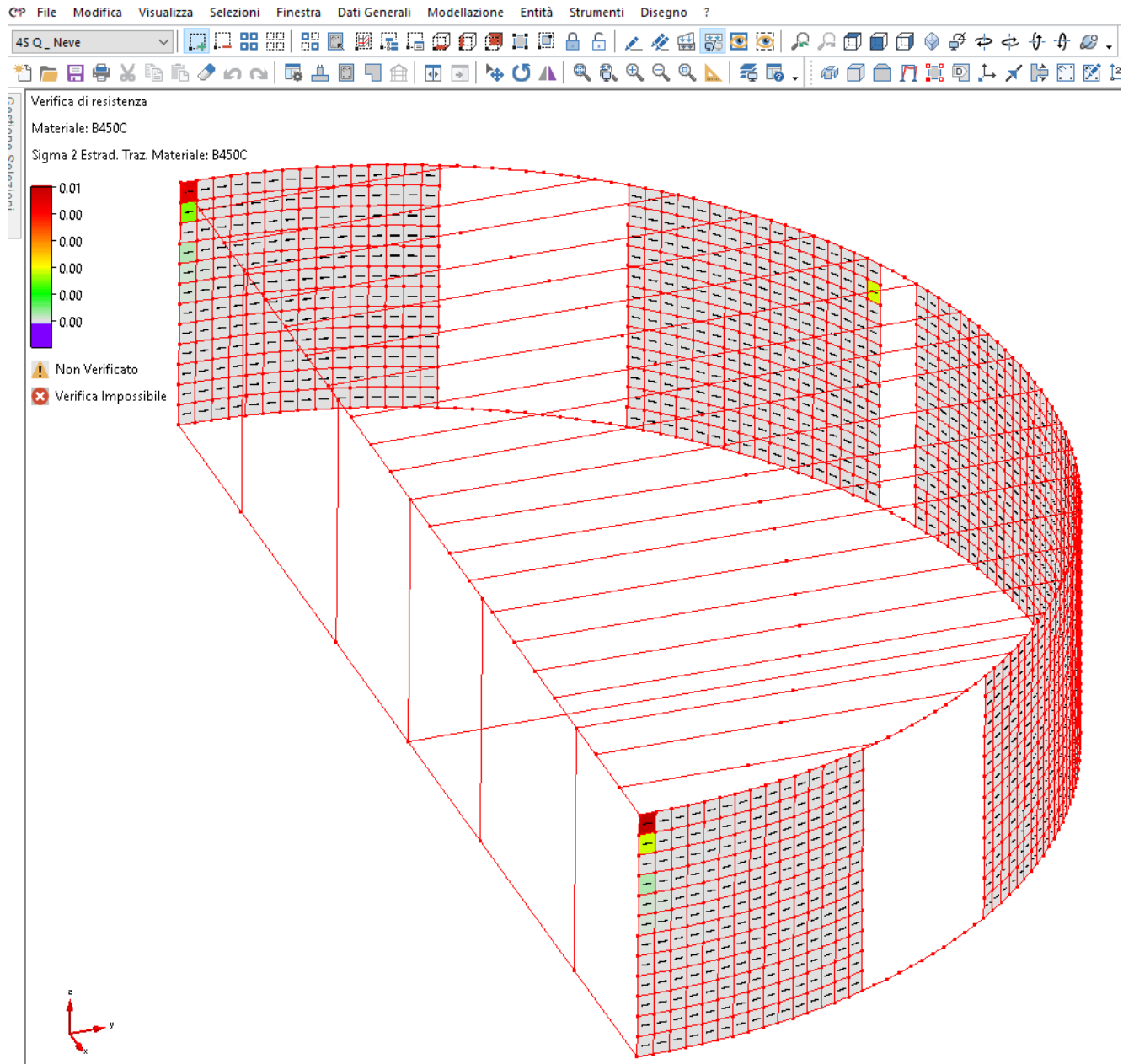


Figura 72 – SLE RARA – Tensioni acciaio- Coefficiente di sfruttamento.

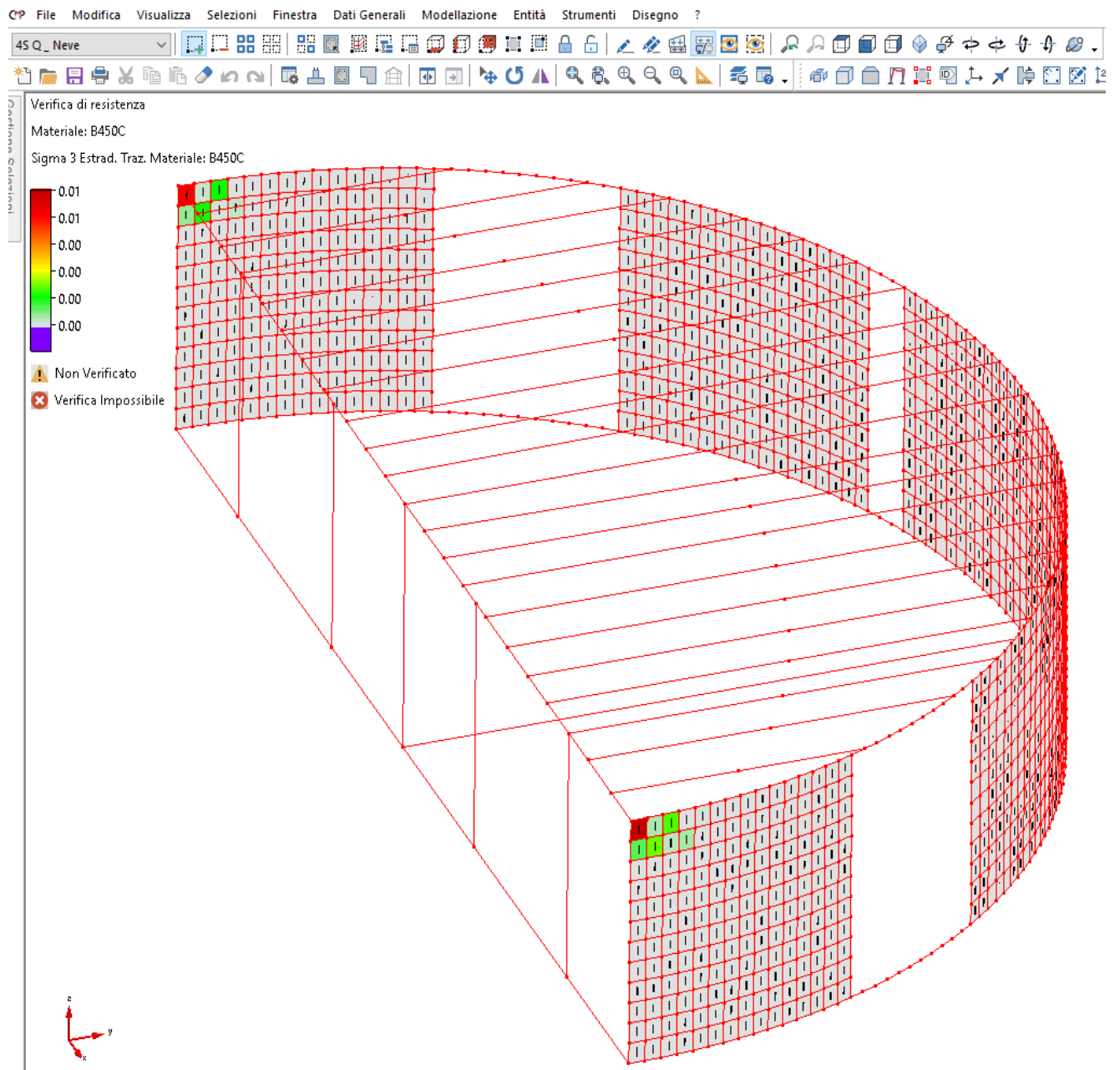


Figura 73 – SLE RARA – Tensioni acciaio- Coefficiente di sfruttamento.

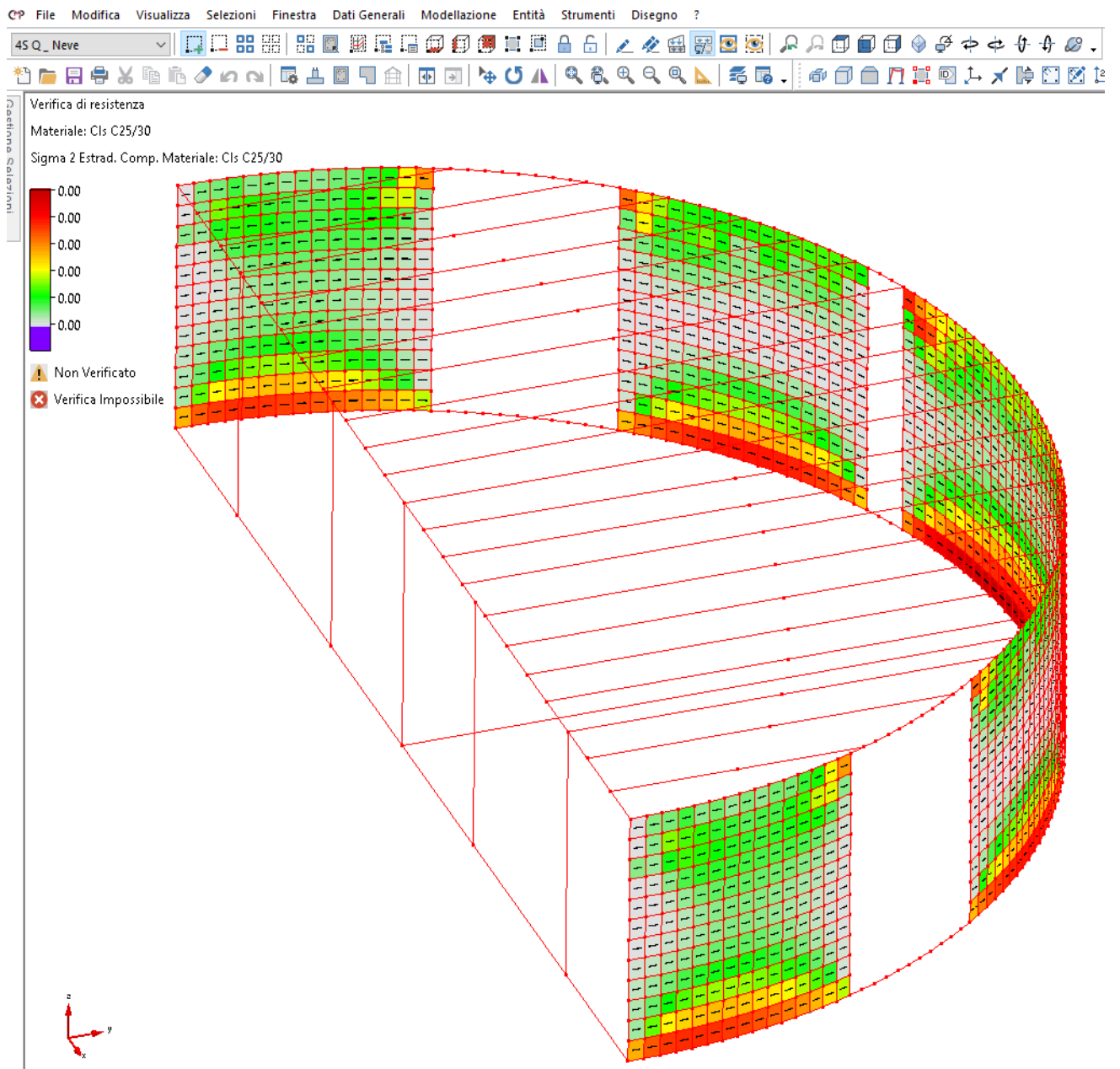


Figura 74 – SLE RARA – Tensioni calcestruzzo- Coefficiente di sfruttamento.

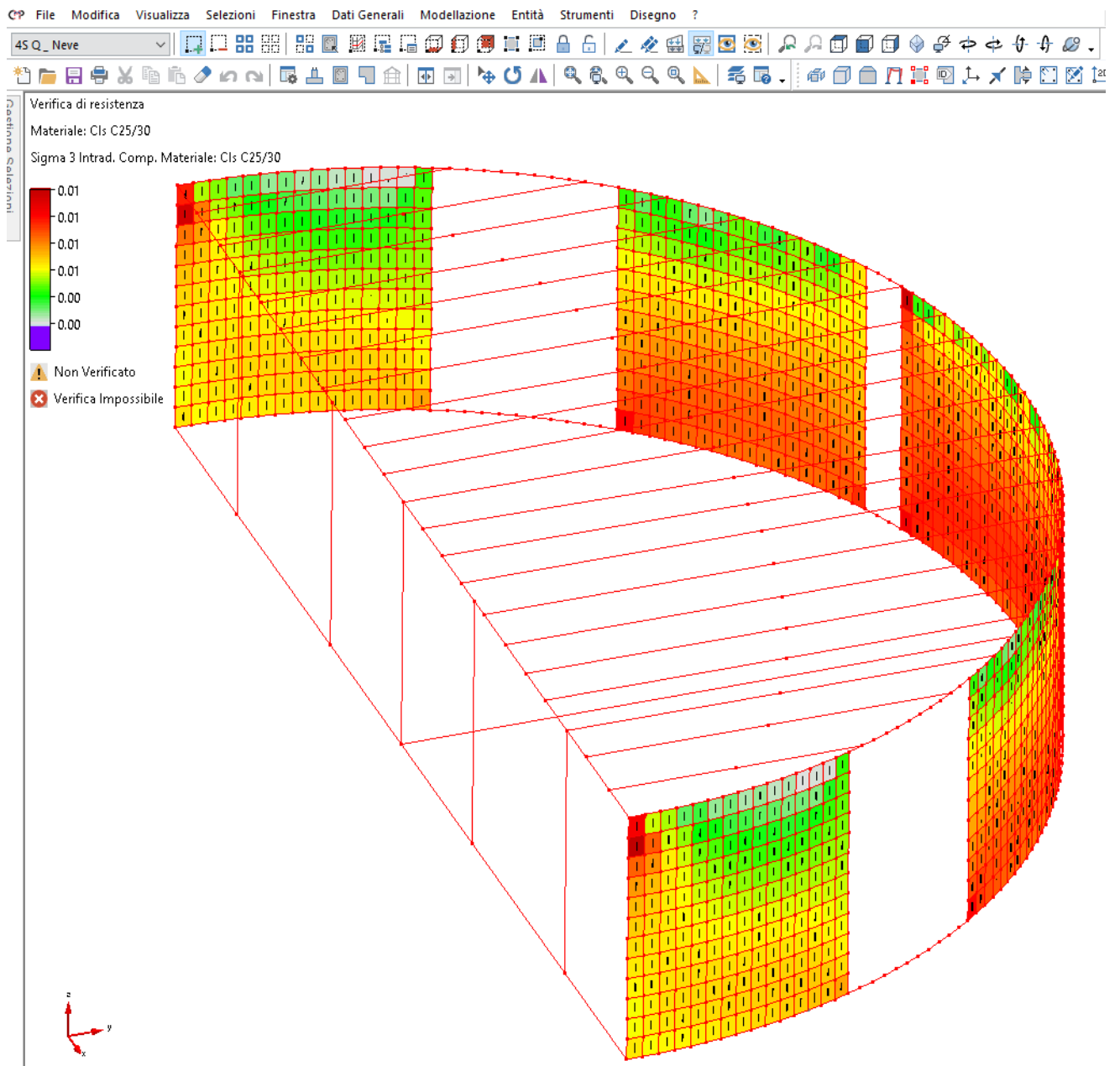


Figura 75 – SLE RARA – Tensioni calcestruzzo- Coefficiente di sfruttamento.

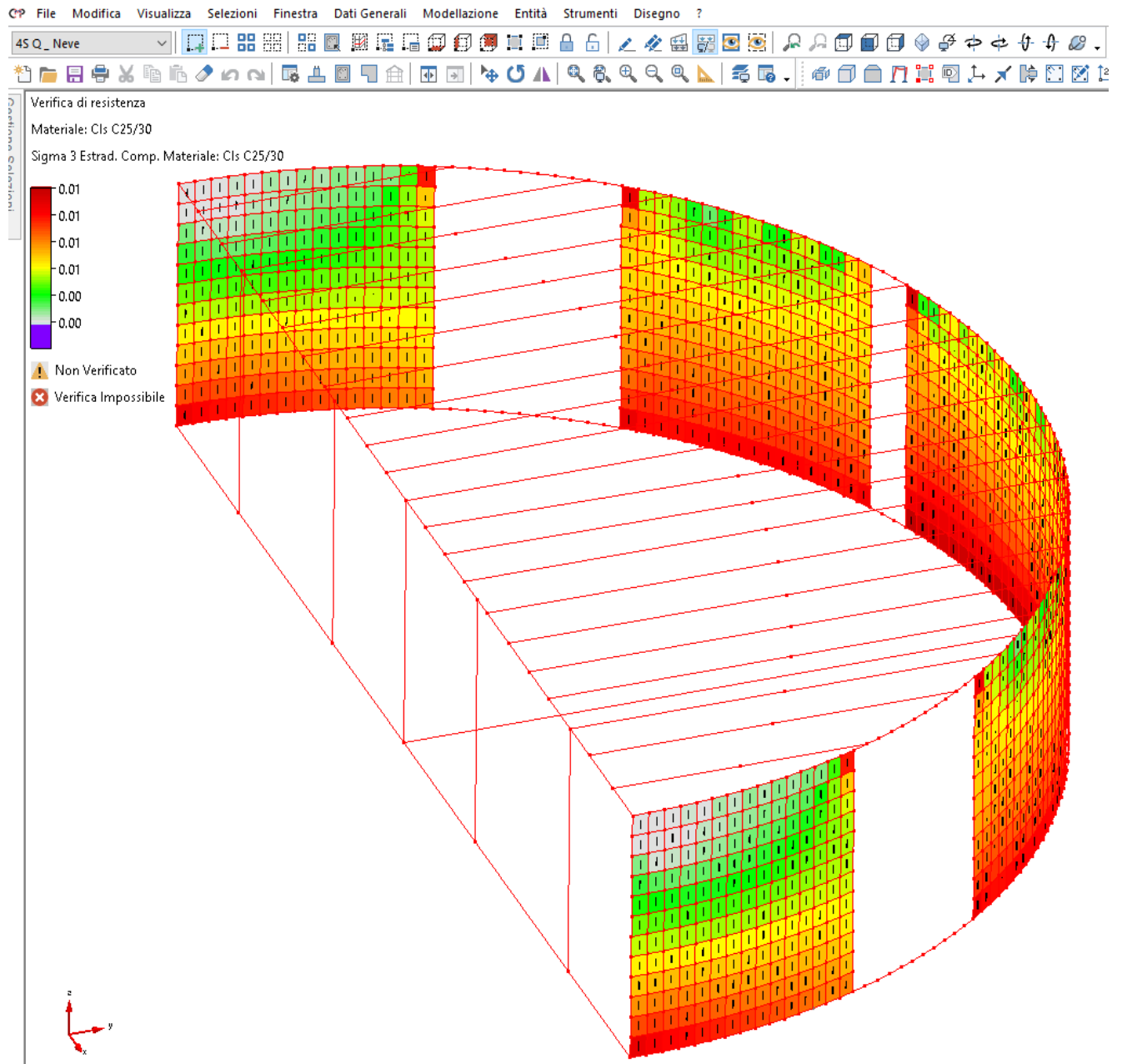


Figura 76 – SLE QUASI PERMANENTE – Tensioni calcestruzzo - Coefficiente di sfruttamento.

2.9.1.2 Verifiche a fessurazione

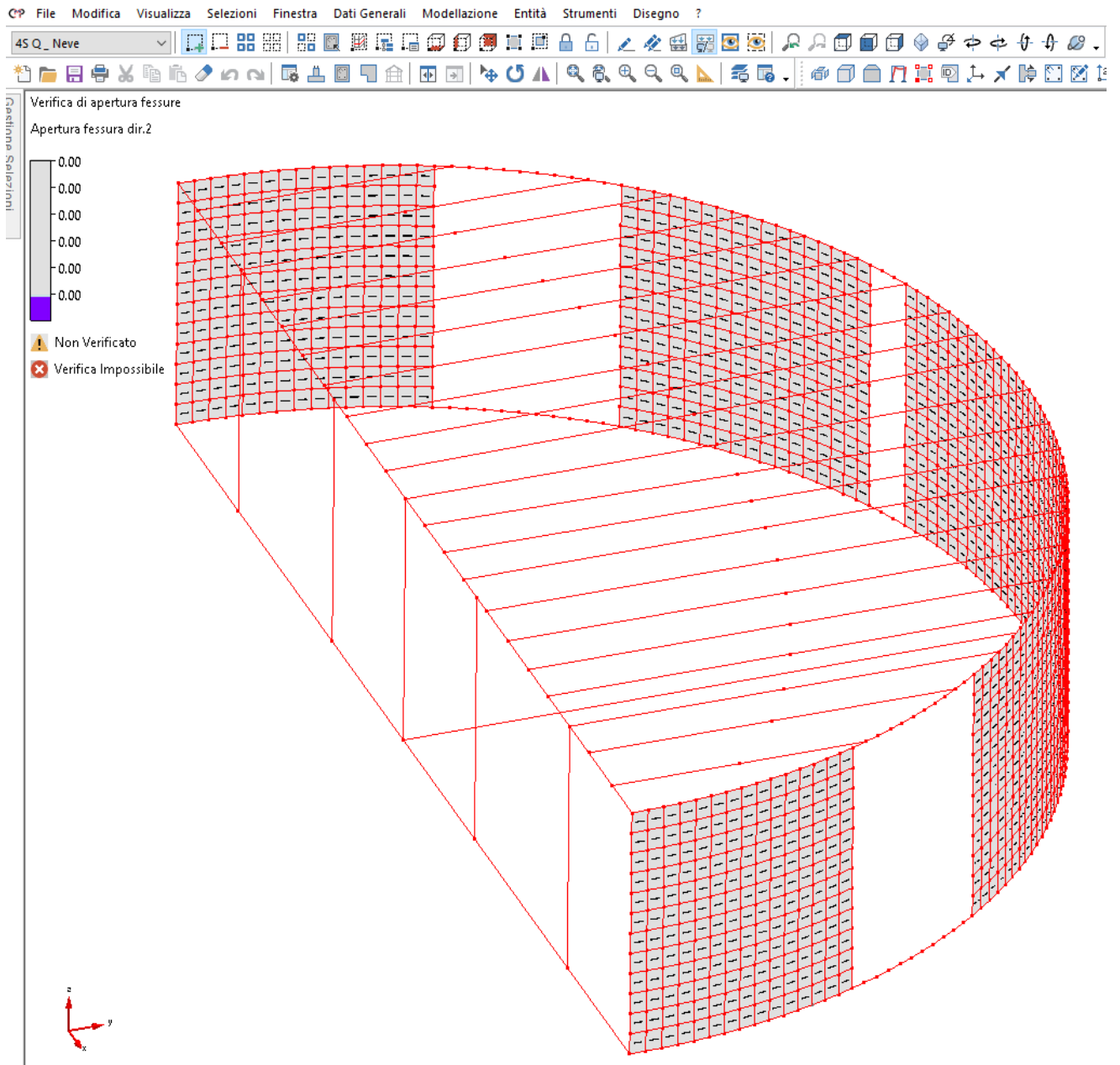


Figura 77 – SLE FREQUENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

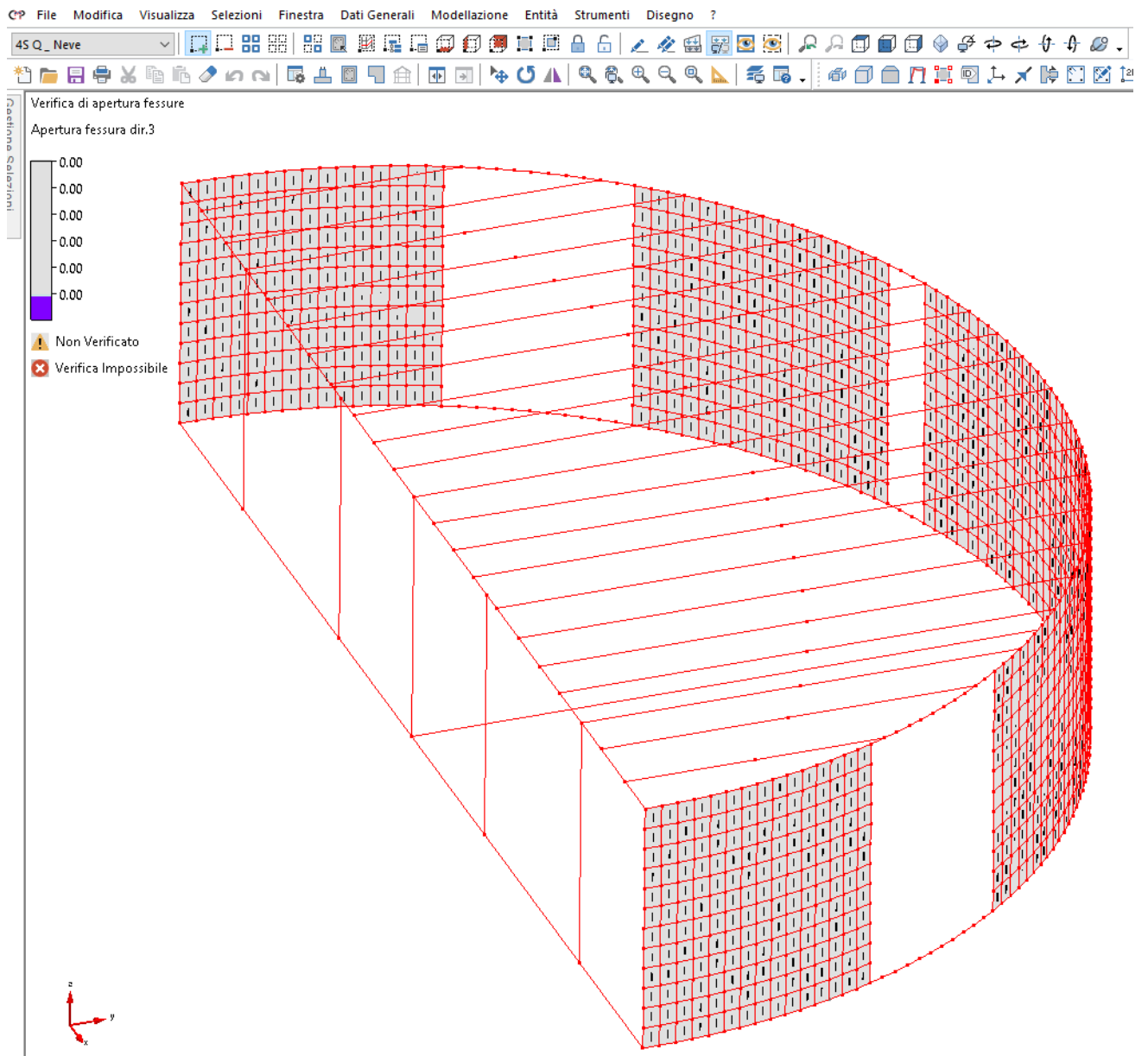


Figura 78 – SLE QUASI PERMANENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento

2.9.2 Strutture in elevazione – Pilastri in c.a.

2.9.2.1 Verifiche alle tensioni

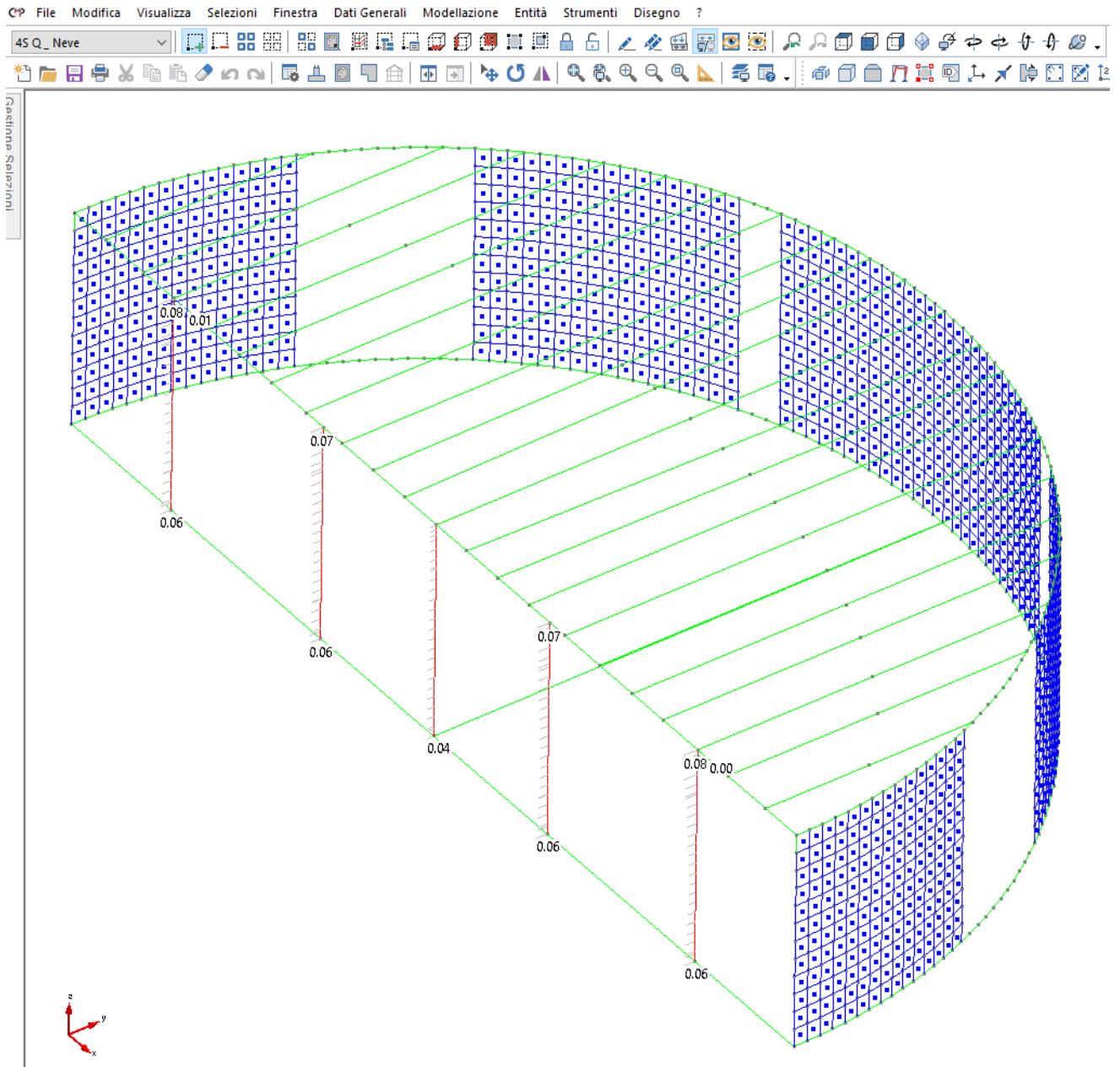


Figura 79 – SLE RARA – Tensioni calcestruzzo e acciaio- Coefficiente di sfruttamento.

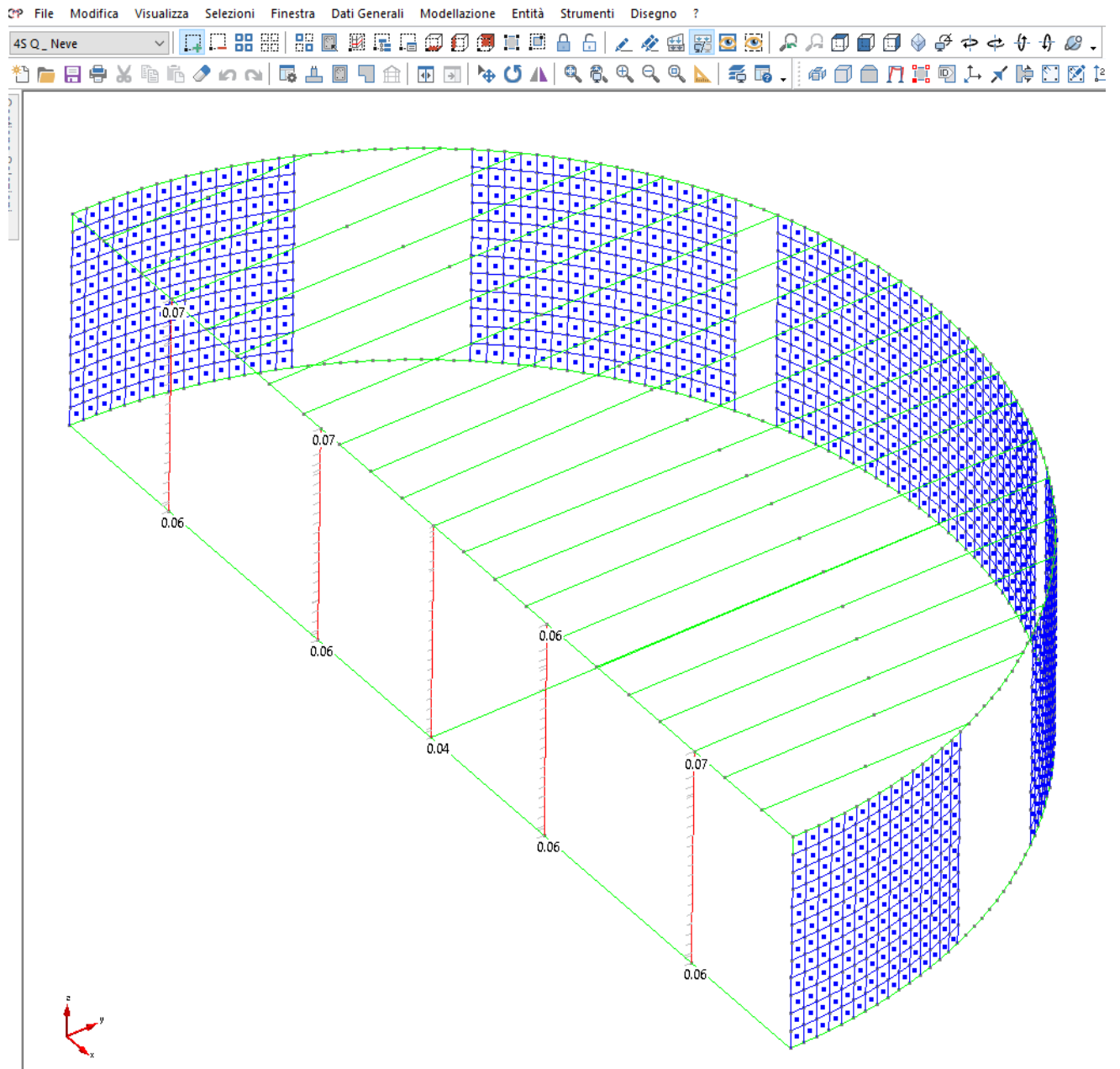


Figura 80 – SLE QUASI PERMANENTE – Tensioni calcestruzzo - Coefficiente di sfruttamento.

2.9.2.2 Verifiche a fessurazione

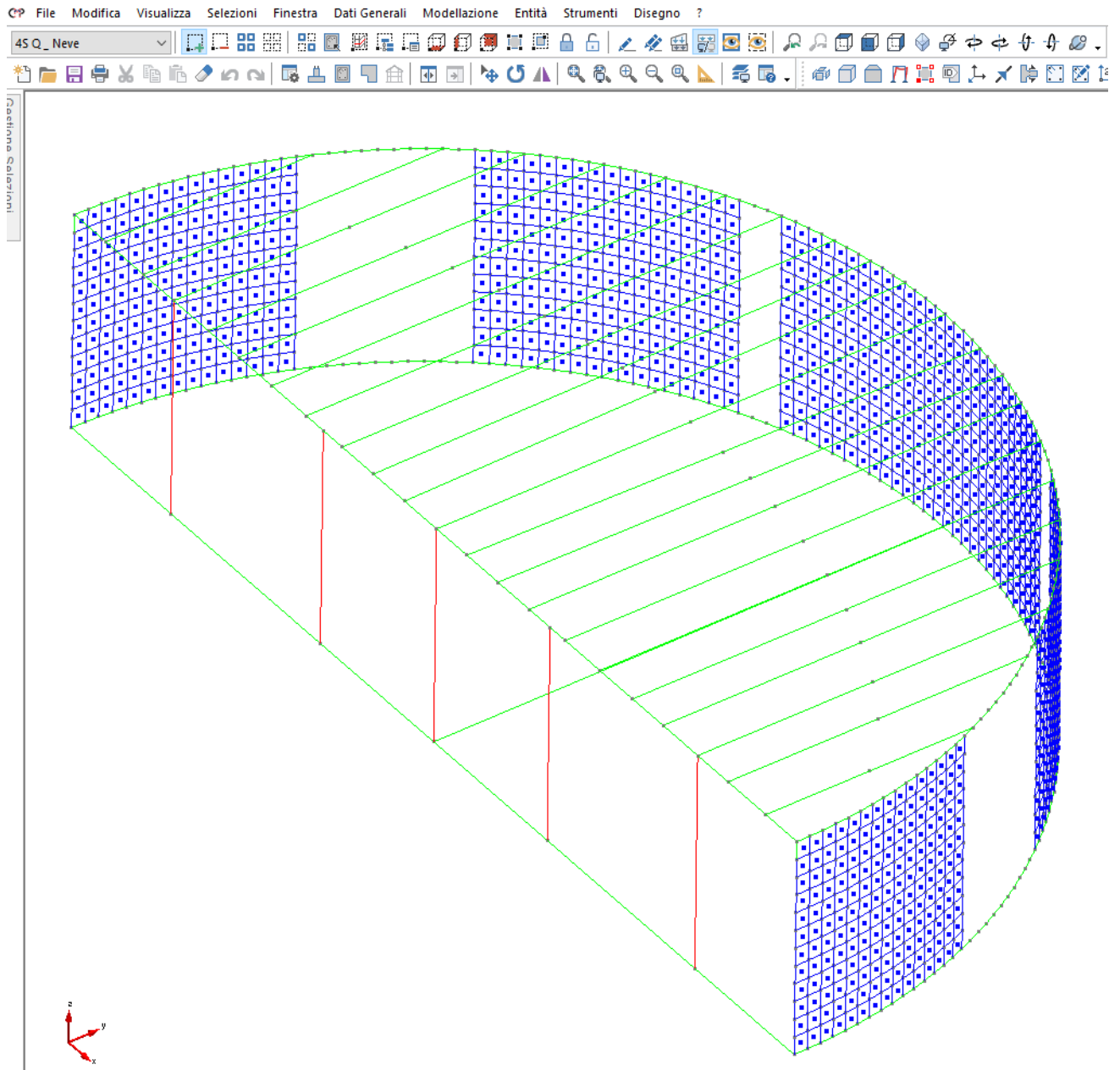


Figura 81 – SLE FREQUENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

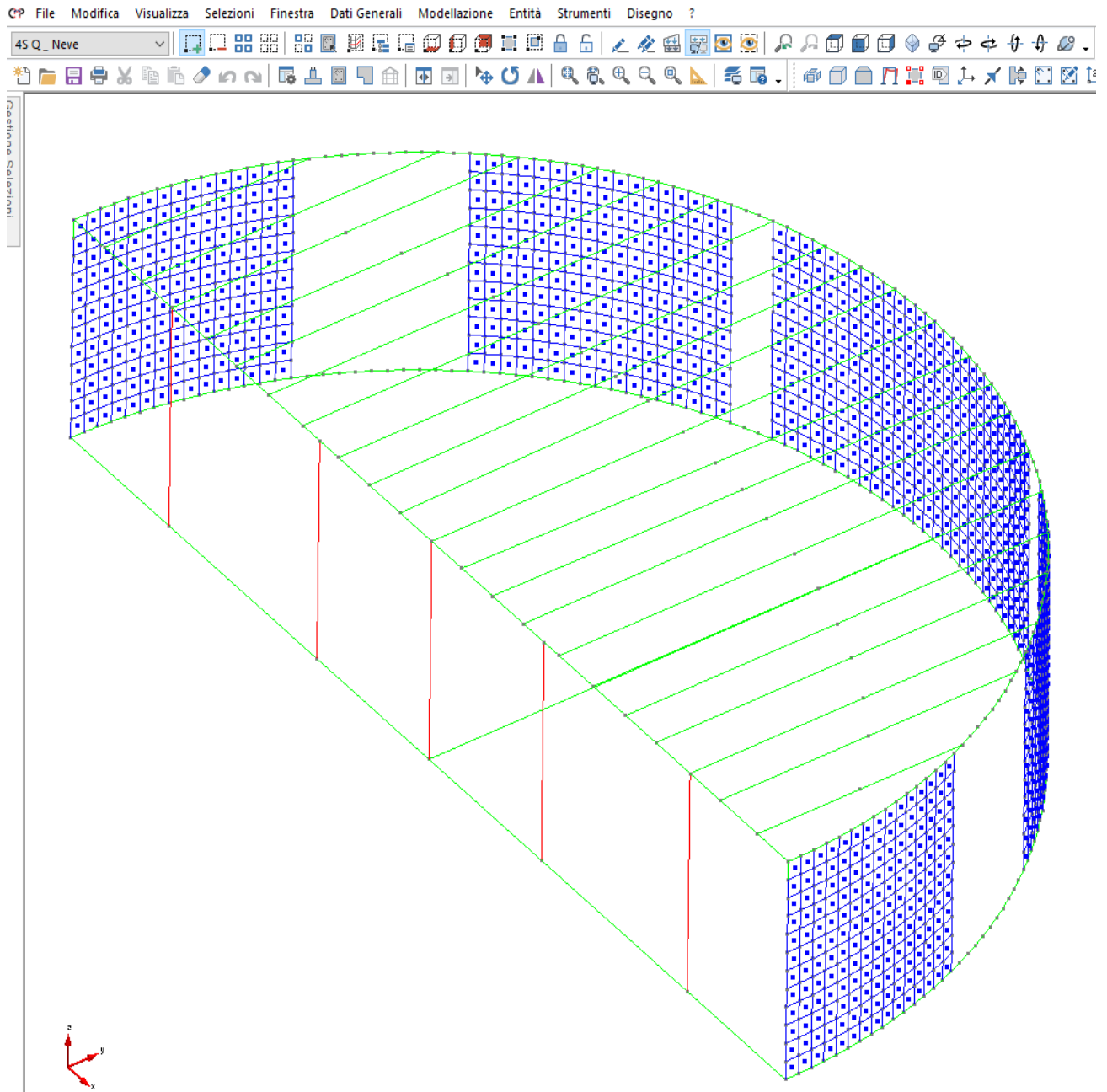


Figura 82 – SLE QP – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

2.9.3 Strutture in elevazione – Travi Copertura

2.9.3.1 Verifiche alle tensioni

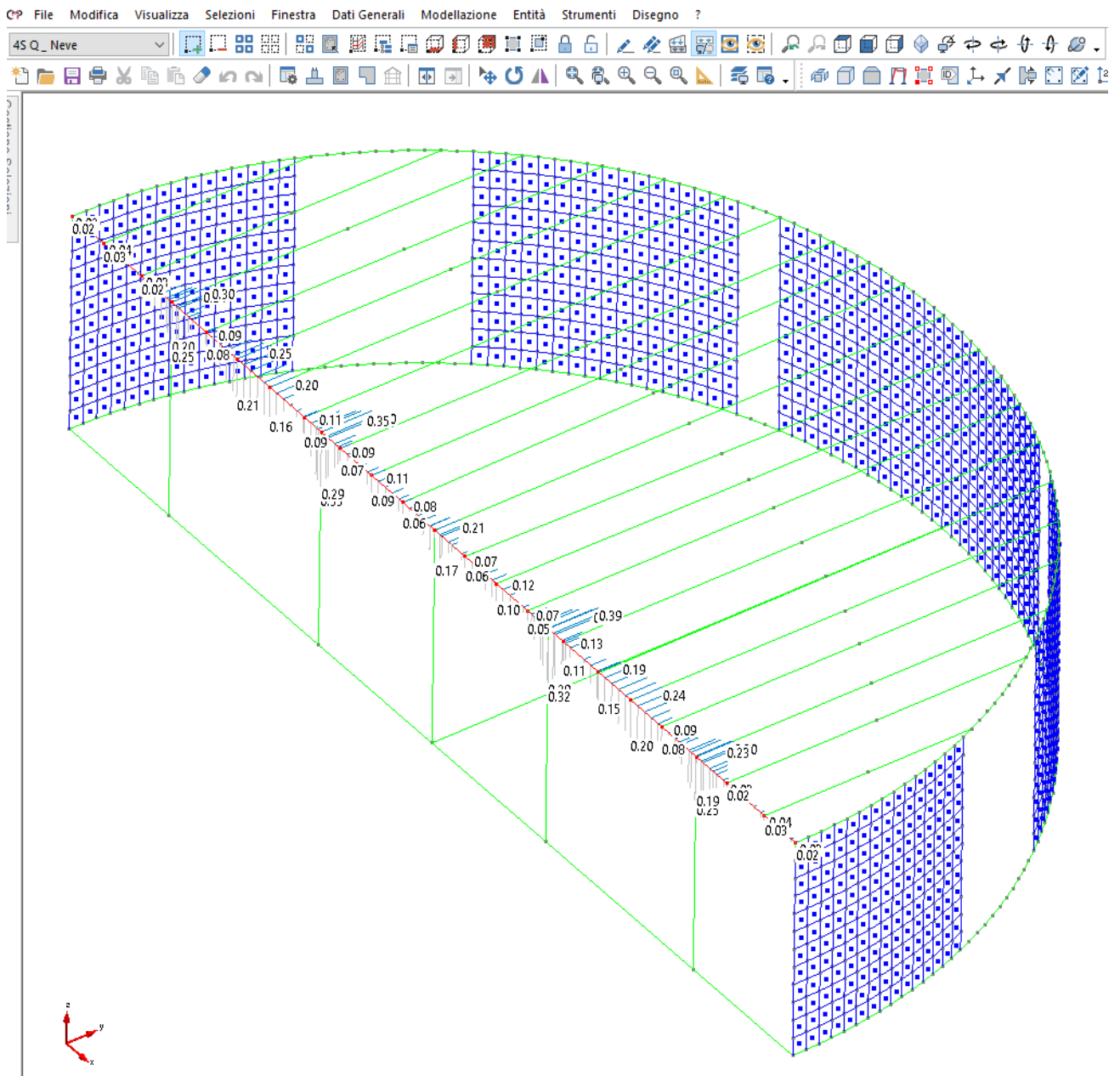


Figura 83 – SLE RARA – Tensioni calcestruzzo e acciaio- Coefficiente di sfruttamento.

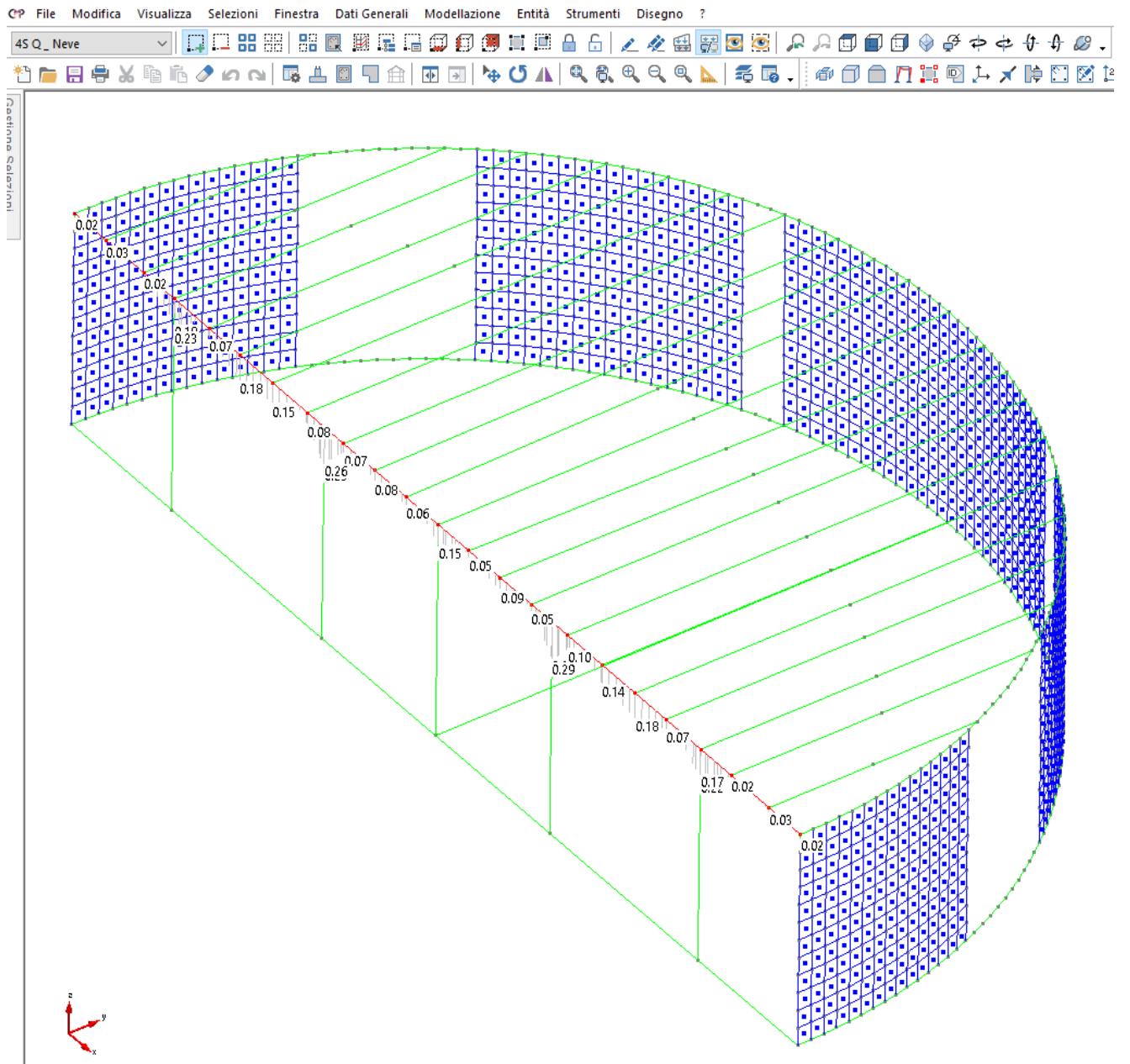


Figura 84 – SLE QUASI PERMANENTE – Tensioni calcestruzzo - Coefficiente di sfruttamento.

2.9.3.2 Verifiche a fessurazione

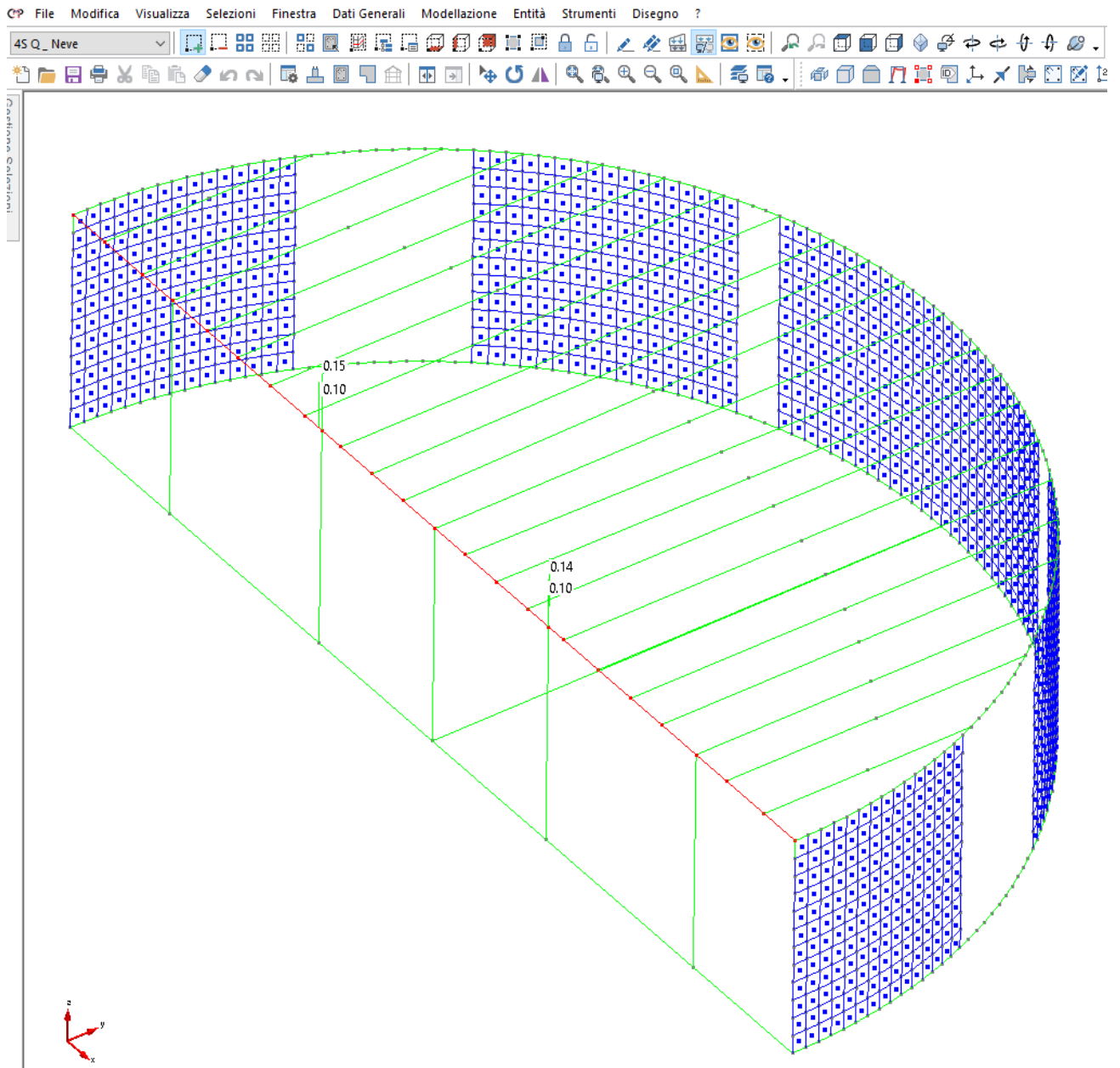


Figura 85 – SLE FREQUENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

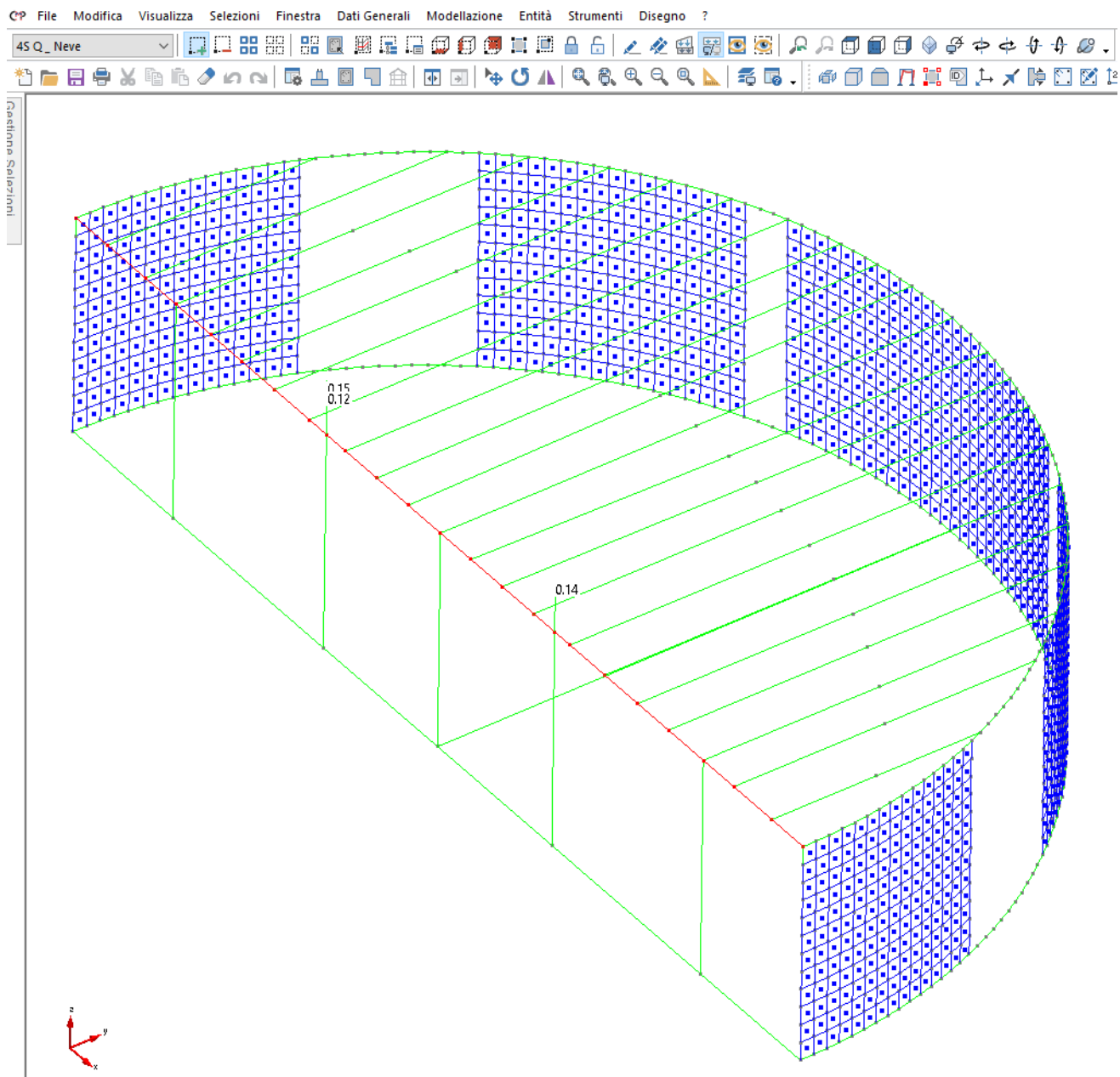


Figura 86 – SLE QUASI PERMANENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

2.9.4 Strutture di fondazione

2.9.4.1 Verifiche alle tensioni

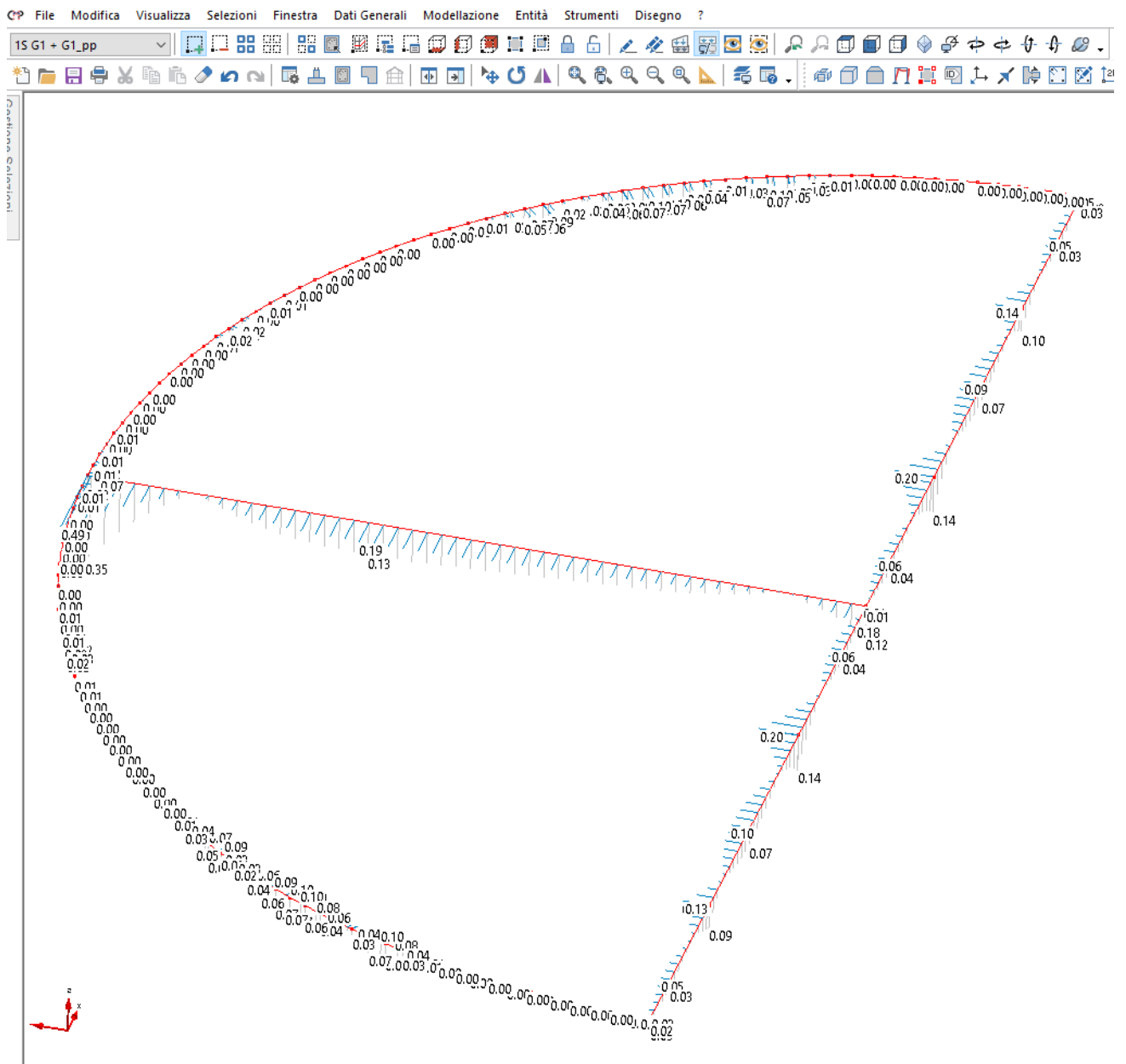


Figura 87 – SLE RARA – Tensioni calcestruzzo e acciaio- Coefficiente di sfruttamento.

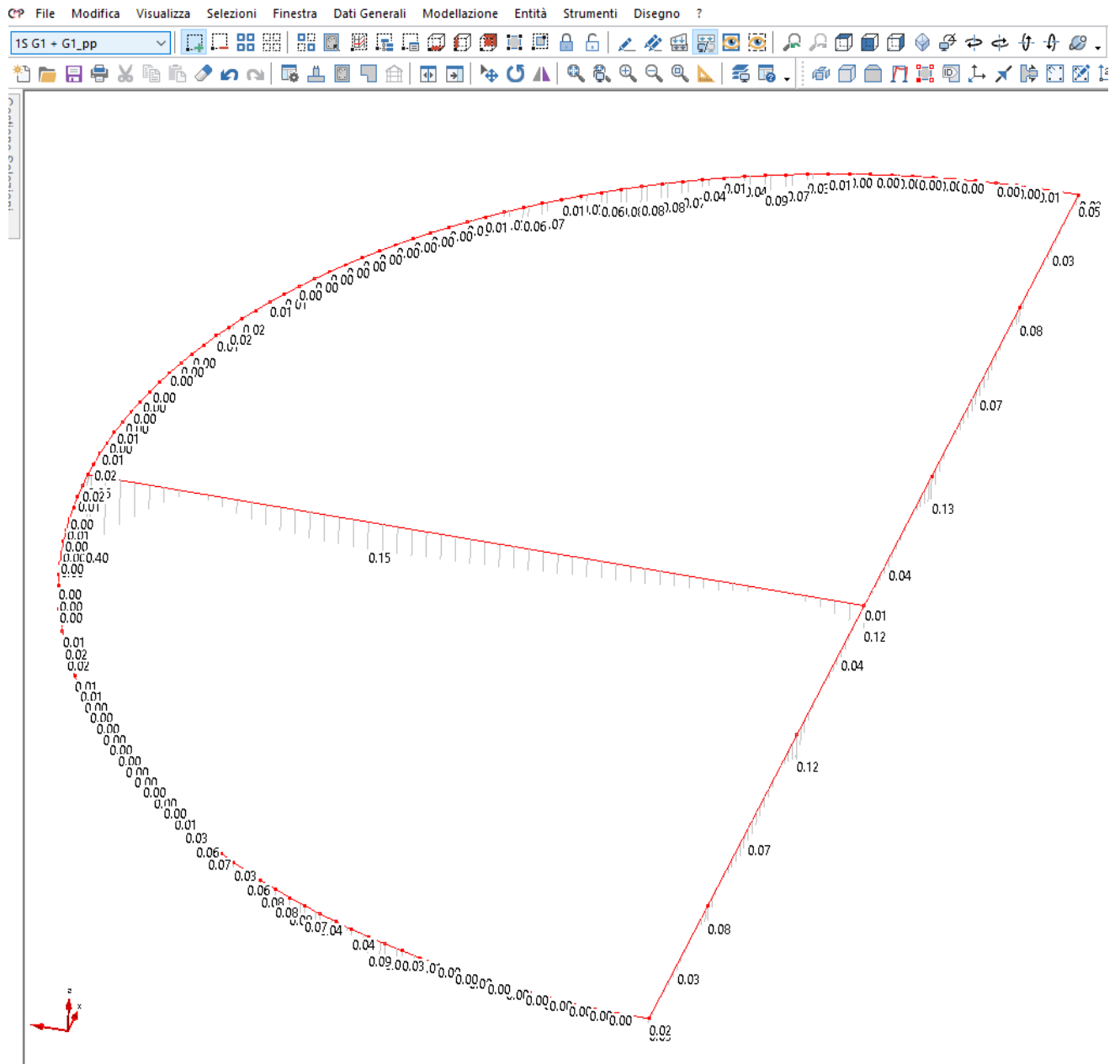


Figura 88 – SLE QUASI PERMANENTE – Tensioni calcestruzzo - Coefficiente di sfruttamento.

2.9.4.2 Verifiche a fessurazione

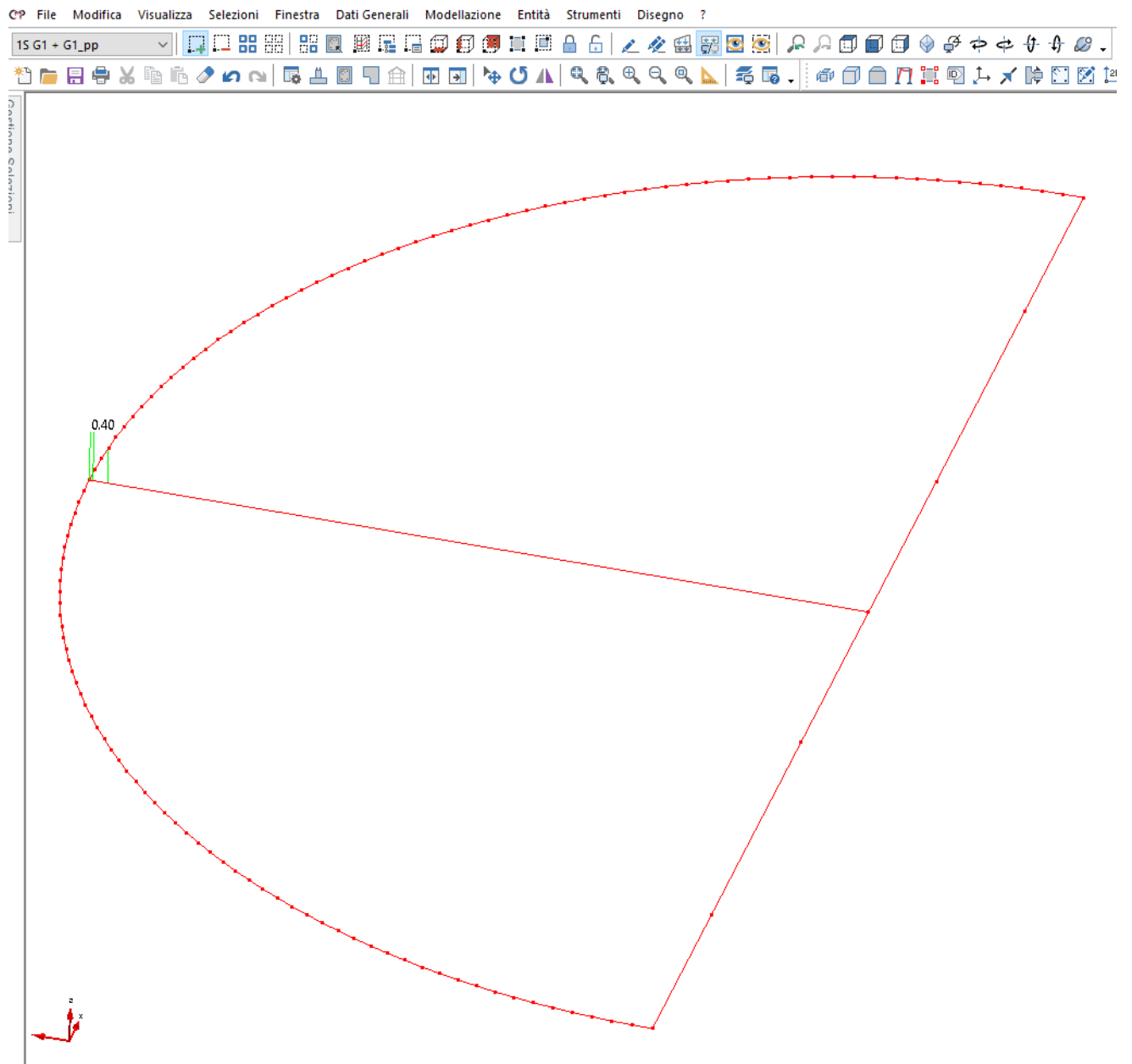


Figura 89 – SLE FREQUENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

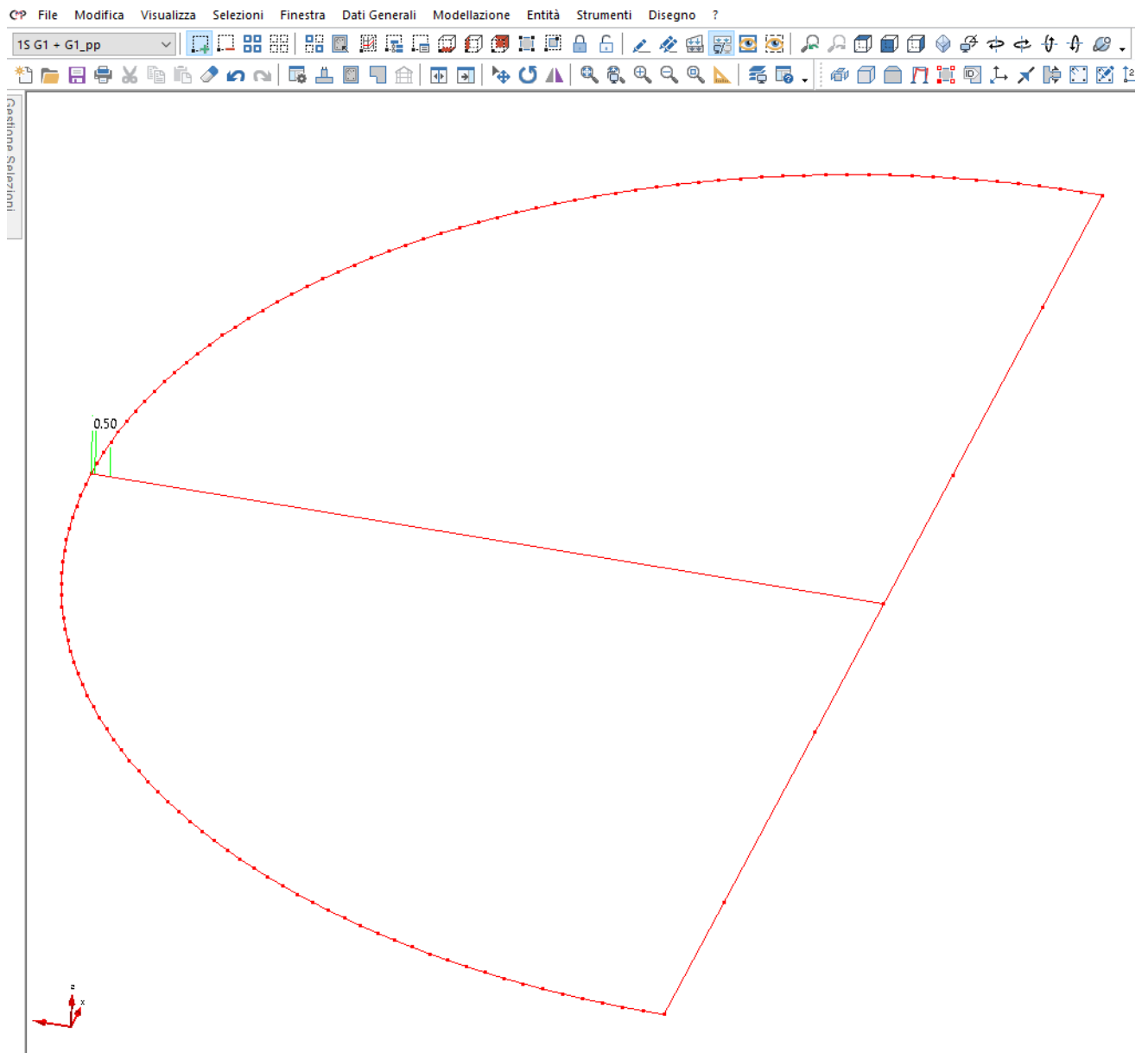


Figura 90 – SLE QUASI PERMANENTE – Apertura delle fessure - Coefficiente di sfruttamento.

3 Relazione sui materiali

3.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

3.1.1 Strutture di fondazione e in elevazione

- Calcestruzzo Classe C25/30 _ Strutture di fondazione e in elevazione
- Acciaio per c.a. B450C
- Legno Lamellare GL28h
- Acciaio laminato a caldo (di uso generale) **S275**
- Bulloni (UNI EN ISO 898-1:2001) **Ad alta resistenza Vite 8.8 – Dado 8**
- Resina di ancoraggio acciaio-clc tipo HILTI HIT-HY200 o equivalente certificata per applicazioni in zona sismica.

3.2 Valori di calcolo

3.2.1 Calcestruzzo _ Strutture in fondazione e in elevazione

Materiali

Nome: Clc C25/30

Materiale isotropo Materiale ortotropo

Modulo elastico N/mm^2 : 31475.806210

Alfa $1/^\circ C$: 1e-05

ν : 0.2

G N/mm^2 : 13114.919254

Peso specifico kN/m^3 : 25

Parametri secondo Normativa

Tipologia del materiale: Calcestruzzo

Materiale Drucker-Prager

Coes. N/mm^2 : 0

Angolo attrito $^\circ$: 0

Dilatanza $^\circ$: 0

Tipo coincidenza con solido Mohr-Coulomb: Esterna

Database materiali... Elimina Rinomina Salva Chiudi

Generale Calcestruzzo Acciaio da carpenteria Acciaio per armature Legno XLam

Rck 30 N/mm² fck 25 N/mm² α_{cc} 0.85 Materiale esistente

fctm 2.5649639 N/mm² fctk 1.7954747 N/mm² α_{ct} 1

fm 33 N/mm² FC 1

Legame costitutivo del materiale:
~Parabola Rettangolo

SLU comp γ_M 1.5 SLU traz γ_M 1.5 SLU Eccez γ_M 1

Coeff.per pressofless. 1 x fcd

fcd 14.1666666666 N/mm²

fctd 1.1969831626 N/mm²

ϵ_{yd} 0.002

ϵ_{ud} 0.0035

Modifica legame costitutivo

Resistenza a trazione per Pushover

Auto FT 3.75 N/mm²

Verifiche SLE

No resist. comp No resist. traz

Aggiorna proprietà meccaniche

Parametri verifiche DM'18

OK Annulla Applica ?

3.2.2 Acciaio per c.a.

Materiali

Nome del Materiale B450C 26

Materiale Isotropo Materiale Ortotropo

mod. Elas N/mm² 200000

Alfa 1/°C 1.2e-005

v 0.3

G N/mm² 76923.0769230

Peso Specif. kN/m³ 78.5

Parametri secondo Normativa

Tipologia del materiale

Acciaio per Armature

Database materiali...

Elimina Rinomina Salva Chiudi

Tipo di Materiali

Generale Calcestruzzo **Acciaio da Carpenteria** Acciaio per Armature Legno XLam

fyk N/mm² fu N/mm² materiale esistente

Aderenza Migliorata ϵ_{ud} Legame Costitutivo del materiale:
~Bilatera Acciaio

fm N/mm² FC

Verifiche SLU

SLU comp	SLU traz	SLU Eccez
γ_M <input type="text" value="1.15"/>	γ_M <input type="text" value="1.15"/>	γ_M <input type="text" value="1"/>
fd Compres. <input type="text" value="391.304347826"/> N/mm ²		
fd Trazione <input type="text" value="391.304347826"/> N/mm ²		

Modifica Legame Costitutivo

Verifiche SLE

No Resist.Comp No Resist.Traz

Aggiorna Prop.Meccaniche

3.2.3 Legno Lamellare

Materiali

Nome

Materiale isotropo Materiale ortotropo

Modulo elastico kN/m²

Alfa 1/°C

v

G kN/m²

Peso specifico kN/m³

Tipologia del materiale

Parametri secondo Normativa

Materiale Drucker-Prager

Coes. kN/m² Angolo attrito ° Dilatanza °

Tipo coincidenza con solido Mohr-Coulomb

Database materiali... Elimina Rinomina Salva Chiudi

Materiale: GL28h (EN 14080:2013) X

Generale Calcestruzzo Acciaio da carpenteria Acciaio per armature Legno XLam

Tipo: Lamellare incollato $f_{m,k}$ 28000 kN/m²

Classe di servizio 2 $f_{t,0,k}$ 22300 kN/m²

Coeff. parziale 1.45 $f_{t,90,k}$ 500 kN/m²

Coeff. parziale slu 1 $f_{c,0,k}$ 28000 kN/m²

Coeff. di comportamento, k_{mod} : $f_{c,90,k}$ 2500 kN/m²

d. durata perman. 0.6 $f_{v,k}$ 3500 kN/m²

d. durata lunga 0.7 $f_{v,r,k}$ 1200 kN/m²

d. durata media 0.8 $f_{v,b,k}$ 3500 kN/m²

d. durata breve 0.9 $E_{0,k}$ 10500000 kN/m²

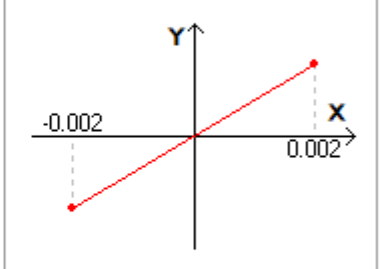
d. durata istantanea 1.1 $E_{90,m}$ 300000 kN/m²

Coeff. deformabilità differita, k_{def} : 0.8 $\rho_{0,k}$ 0.425 t/m³

Considera coeff. k_h

Considera coeff. k_{cr} con NTC 2008

Legame costitutivo del materiale:
~Lineare



Modifica legame costitutivo

No resist. comp No resist. traz

Aggiorna proprietà meccaniche

OK Annulla Applica ?

3.2.4 Acciaio laminato S275

- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità $\gamma_{M0} = 1,05$
- Tensione di progetto di snervamento $f_{yd} = 262 \text{ N/mm}^2$

3.2.5 Bulloni ad alta resistenza Vite 8.8

- Tensione caratteristica di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$
- Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni $\gamma_{M2} = 1,25$
- Tensione di progetto di snervamento $f_{yd} = 512 \text{ N/mm}^2$

3.2.6 Prescrizioni relative alla durabilità dei materiali

3.2.6.1 Strutture in c.a. - Fondazione

Con riferimento al calcestruzzo per le strutture di fondazione si definiscono le specifiche di progetto atte a soddisfare i requisiti di durabilità secondo il §4.1.6.1.3 del DM 17/1/2018

- Calcestruzzo per strutture di fondazione e di elevazione
 - Classe di esposizione: XC2 (Ambiente ordinario §C4.1.IV)
 - Diametro massimo aggregato $\Phi_{agg} = 32$ mm
 - Classe di consistenza S4
 - Copriferro minimo $c_{min} = 40$ mm

3.2.6.2 Strutture in c.a.- Elevazione

Con riferimento al calcestruzzo per le strutture di fondazione si definiscono le specifiche di progetto atte a soddisfare i requisiti di durabilità secondo il §4.1.6.1.3 del DM 17/1/2018

- Calcestruzzo per strutture di fondazione e di elevazione
 - Classe di esposizione: XC3 (Ambiente ordinario §C4.1.IV)
 - Diametro massimo aggregato $\Phi_{agg} = 20$ mm
 - Classe di consistenza S4
 - Copriferro minimo $c_{min} = 25$ mm

3.2.6.3 Strutture in acciaio

Con riferimento alle strutture di acciaio laminato si prescrivono trattamenti protettivi tipo zincatura o equivalenti.

4 Elaborati grafici esecutivi e particolari costruttivi

Vedi tavole allegate.

5 Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera.

5.1 Attività di manutenzione dell'intervento.

Si riportano in seguito, le attività di manutenzione al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico delle opere strutturali.

5.1.1 Strutture in cemento armato

Ispezioni e modalità di controllo	Interventi di manutenzione possibili	Periodicità
<ul style="list-style-type: none">• Ispezionare i manufatti e controllare:• Eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali;• Eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali;• Presenza di un quadro fessurativo che esuli dalle normali fessure dovute al ritiro del calcestruzzo in fase di maturazione;• Presenza di distacchi di parte superficiale delle opere in calcestruzzo che comportino l'esposizione all'ambiente aggressivo dei ferri di armatura;• Presenza di fenomeni di risalita dell'umidità;• Presenza di avvallamenti della superficie di calpestio;• Presenza di eccesso di vibrazioni o emissioni sonore delle strutture sotto carico.	<ul style="list-style-type: none">• Riparazioni localizzate superficiali delle parti strutturali, da effettuare anche con materiali speciali;• Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato da eseguire anche con materiali speciali;• Protezione dei calcestruzzi da azione disgreganti (gelo, Sali solventi, ambiente aggressivo, ecc.) con eventuale applicazione di film protettivi;• Protezione delle armature da azioni disgreganti (gelo, ambiente aggressivo, ecc.);• Consultare un tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.	2 anni

5.1.2 Strutture di acciaio.

Ispezioni e modo di controllo	Interventi di manutenzione possibili	Periodicità
<ul style="list-style-type: none">• Eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali;• Eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali;• Presenza di un quadro fessurativo e/o deformazioni permanenti;• Presenza di fenomeni di corrosione;• Presenza di avvallamenti della superficie di calpestio;• Presenza di eccesso di vibrazioni o emissioni sonore delle strutture sotto carico.	<ul style="list-style-type: none">• Riparazioni localizzate superficiali delle parti strutturali, da effettuare anche con materiali speciali;• Ripristino e/o sostituzione delle parti danneggiate dalla corrosione;• Consultare un tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo e/o deformativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.	2 anni

5.1.3 Strutture di legno lamellare

Ispezioni e modalità di controllo	Interventi di manutenzione possibili	Periodicità
<ul style="list-style-type: none">• Ispezionare i manufatti e controllare:• Eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali;• Eventuali fenomeni di dissesto delle strutture dovuti a cedimenti differenziali;• Presenza di un quadro fessurativo sulle travi e arcarecci di legno lamellare;• Stato delle carpenterie di acciaio, delle passivazioni e delle eventuali pitture intumescenti;• Presenza di eccesso di vibrazioni o emissioni sonore. delle strutture	<ul style="list-style-type: none">• Ripresa della passivazioni delle carpenterie in acciaio;• Consultare ditta fornitrice opere in legno lamellare o ditta specializzata per interventi di ripristino o sostituzione di parti ammalorate• Consultare tecnico abilitato in caso di quadro fessurativo/deformativo in rapida evoluzione o interventi che vadano a variare dimensioni strutturali o carichi applicati.	2 anni

- sotto carico;
- Presenza di eventuali infiltrazioni dalla copertura.

5.2 Ulteriori prescrizioni comuni a tutti i tipi di strutture.

L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

Tale verifica si dovrà fare obbligatoriamente a seguito di eventi eccezionali quali uragani, trombe d'aria, terremoti, esplosioni, urti, ecc, oppure a seguito di un cambio di destinazione d'uso qualora comporti un incremento di carico non previsto in fase di progetto.

6 Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali.

6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito.

Le caratteristiche geologiche del terreno adottate nella progettazione e nelle verifiche, si deducono a partire da “RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA”, a firma del dott. Geol. Paolo Calicetti.

6.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno.

Le caratteristiche geotecniche del terreno adottate nella progettazione e nelle verifiche, si deducono a partire da “RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA”, a firma del dott. Geol. Paolo Calicetti.

Si riportano le caratteristiche del terreno considerate per la determinazione dell'azione sismica di progetto:

CARATTERISTICHE GENERALI TERRENO

Categoria di sottosuolo	C
Condizioni topografiche	T1
Pericolo di liquefazione	NO

6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Non necessaria poiché nell'analisi si è utilizzato lo spettro di risposta definito come da DM 17/01/2018.

7 ALLEGATI

7.1 ALLEGATO A - Verifiche di capacità portante e dei cedimenti.

Si fa riferimento all'appendice alla presente relazione per le verifiche in allegato.

7.2 ALLEGATO B - Verifiche Strutture lignee di copertura.

Si fa riferimento all'appendice alla presente relazione per le verifiche in allegato.

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F ($\sigma\gamma_E$)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d , valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d , valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_{k, Eed_k}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.**

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
----------	-----------------------

Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

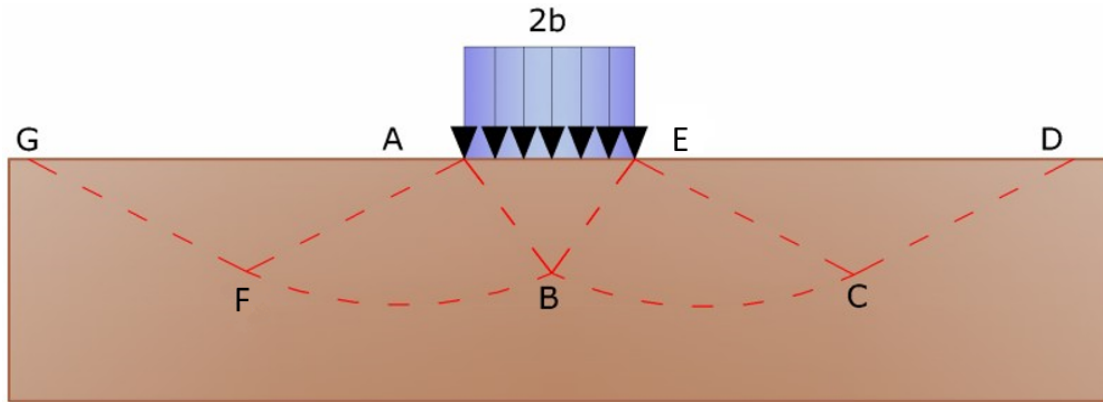
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg}\varphi} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi / 2)$

- θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A' \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen} \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per $c = 0$ e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

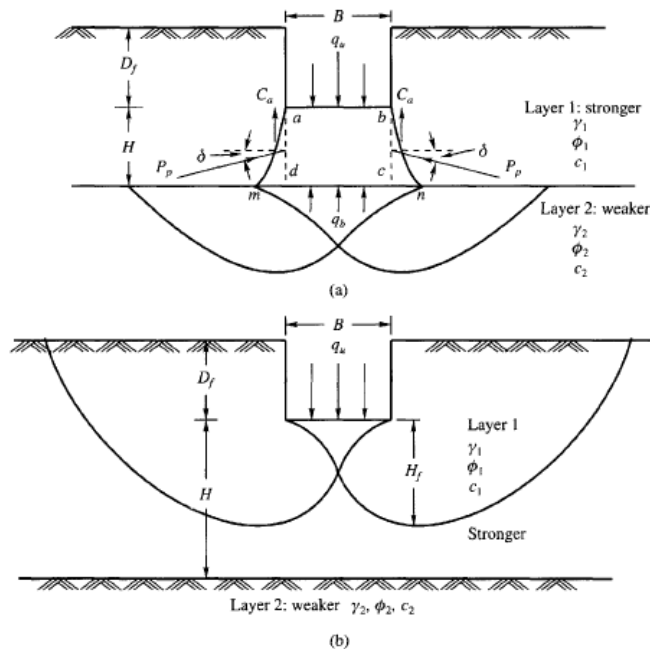


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b = carico limite nello strato 2;
- P_p = spinta passiva;

- C_a =adesione;
- δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

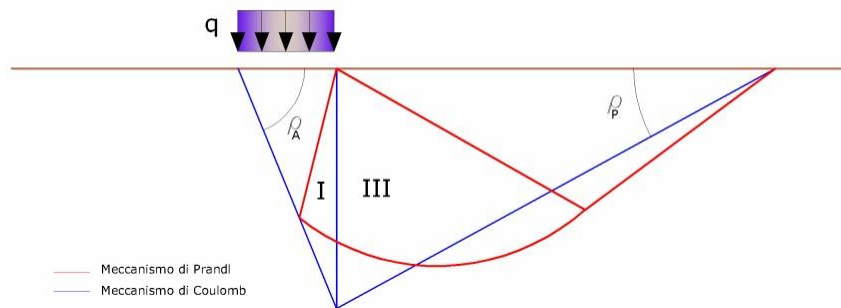
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_{\gamma} = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$\rho_A\$ e \$\rho_P\$ che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva \$K_A\$ e \$K_P\$ in funzione dell'angolo di attrito interno \$\varphi\$ del terreno e dell'angolo di attrito \$\delta\$ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

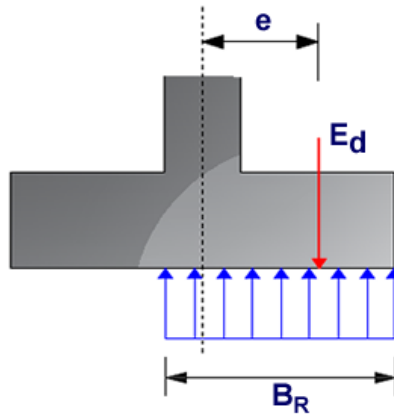
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

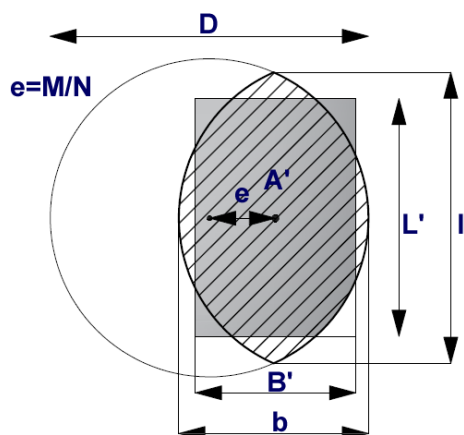
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata da α l'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto

alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità

(Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati

dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- RR : Rapporto di ricompressione;
- CR : Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δz_i : rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione **t** rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_c : Indice di compressibilità;
- f_s, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- t tempo in anni > 3;
- R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	0.7 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	0.9 m
Altezza di incastro	0.9 m

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.232
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	

Fattore di comportamento [q] 1
 Periodo fondamentale vibrazione [T] 0.25
 Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0.0557
 Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0.5844

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
 Classe d'uso: Classe II
 Vita nominale: 50.0 [anni]
 Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.549	2.494	0.249
S.L.D.	50.0	0.677	2.488	0.262
S.L.V.	475.0	1.559	2.518	0.291
S.L.C.	975.0	1.961	2.527	0.299

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.8235	0.2	0.0168	0.0084
S.L.D.	1.0155	0.2	0.0207	0.0104
S.L.V.	2.2758	0.24	0.0557	0.0279
S.L.C.	2.7391	0.24	0.067	0.0335

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m ²]	Coesio ne non drenata [kN/m ²]	Modul o Elastic [kN/m ²]	Modul o Edomet rico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
----------------------------	--	--	--------------------------------	--------------------------------------	---	---	--	---------	---	--	-----------------

0.8	17.0	19.0	16.0	3.0	30.0	3500.0	3680.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	9500.0	9980.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	9500.0	9980.0	0.0	0.0	0.0
0.8	17.0	19.0	16.0	3.0	30.0	3920.0	4280.0	0.0	0.0	0.0
0.8	17.0	19.0	16.0	3.0	30.0	3920.0	4280.0	0.0	0.0	0.0
0.8	17.0	19.0	16.0	3.0	30.0	3920.0	4280.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0
0.8	20.0	22.0	20.0	5.0	50.0	8100.0	8550.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	94.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	101.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	62.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume coperture	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	251.5 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	139.72 kN/m ²
Tensione [Ed]	101.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.49
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	10060.15 kN/m ³
---------------------	----------------------------

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.0 kN/m ³
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	5.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	2.95
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	252.95 kN/m ²
Resistenza di progetto	109.98 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	22.0 kN/m ³
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	5.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	2.95
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	251.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	139.72 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	62.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	1.22 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
--------	----------	----------------------------------	----------------------------	--------	------------	------------	------------

2	1.25	22.6	37.969	Edometrico	0.4181	--	0.4181
3	2	37.6	17.619	Edometrico	0.1698	--	0.1698
4	2.8	52.4	10.576	Edometrico	0.2161	--	0.2161
5	3.6	66	7.415	Edometrico	0.1459	--	0.1459
6	4.4	79.6	5.597	Edometrico	0.108	--	0.108
7	5.2	94.4	4.4	Edometrico	0.0421	--	0.0421
8	6	110.4	3.55	Edometrico	0.0337	--	0.0337
9	6.8	126.4	2.918	Edometrico	0.0276	--	0.0276
10	7.6	142.4	2.434	Edometrico	0.0229	--	0.0229
11	8.4	158.4	2.055	Edometrico	0.0193	--	0.0193
12	9.2	174.4	1.755	Edometrico	0.0165	--	0.0165

Indice

DATI GENERALI	.29
Parametri sismici NTC	.29
STRATIGRAFIA TERRENO	.30
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.30
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.31
Carico limite verticale	.31
Carico limite verticale ...A1+M1+R3	.31
HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	.31
Carico limite verticale ...SISMA	.32
HANSEN (1970) (SISMA)	.32
CEDIMENTI PER OGNI STRATO	.33
Indice	.36

COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE - GL28h

TRAVETTI **B x H = 160 x 400**
mm

Geometria della sezione			
Forma della sezione		 Rettangolare 	
Base sezione (lungo y)	b	 160 	mm
Numero lamelle	n_l	 10 	
Altezza sezione (lungo z)	h	 400 	mm
Lunghezza di appoggio (su cordolo o trave di colmo)	l_app	 120 	mm
Area	A	 64,000 	mm ²
Momento resistente y-y	W_yy	 4,266,667 	mm ³
Momento di inerzia y-y	J_yy	 853,333,333 	mm ⁴
Momento resistente z-z	W_zz	 1,706,667 	mm ³
Momento di inerzia z-z	J_zz	 136,533,333 	mm ⁴
Raggio di inerzia y-y	ρ_yy	 115 	mm
Raggio di inerzia z-z	ρ_zz	 46 	mm
Proprietà meccaniche caratteristiche del materiale			
Tipo di legno		 GL28h 	
		 LAMELLARE 	
Classe di servizio	Classe	 2 	
Flessione	f_m,k	 28.0 	MPa
Trazione parallela	f_t,0,k	 22.3 	MPa
Trazione ortogonale	f_t,90,k	 0.5 	MPa
Compressione parallela	f_c,0,k	 28.0 	MPa
Compressione perpendicolare	f_c,90,k	 2.5 	MPa
Taglio	f_v,k	 3.5 	MPa
Modulo elastico parallelo medio	E_0,m	 12600 	MPa
Modulo elastico parallelo caratteristico	E_0,05	 10500 	MPa
Modulo elastico tangenziale medio	G_mean	 650 	MPa
Peso specifico medio (massa volumica caratteristica)	ρ_mean	 4.6 	kN/m ³
Coefficiente correttivo §4.4.6	k_mod, PERMANENTE	 0.60 	
	k_mod, BREVE DURATA	 0.90 	
Coefficiente di redistribuzione a flessione §4.4.8.1.6	k_m	 0.70 	
Fattore riduttivo modulo elastico Tab. 4.4.V	k_def	 0.80 	
Geometria dell'elemento			
Schema statico		 Appoggio - Appoggio 	
Pendenza	p	 0% 	
Luce sbalzo orizzontale	a_o	 0.00 	m
Luce sbalzo di calcolo	a_c	 0.00 	m
Luce appoggio orizzontale	l_o	 10.10 	m
Luce appoggio di calcolo	l_c	 10.10 	m
Luce di influenza	i	 0.90 	m
Angolo di rotazione rispetto alla verticale	α	 0.00 	°
Rapporto tra lunghezza libera di inflex. e lunghezza geometrica	β_0	 1.00 	
Tensione critica per flex.	σ_m,crit,y	 47 	MPa
	σ_m,crit,z	 742 	MPa
Snell. relativa di trave	λ_rel, min	 0.77 	
Coeff. riduttivo di tensione critica per instabilità di trave	k_crit,m	 0.98 	
Analisi dei carichi			

Analisi dei carichi al mq

Permanenti non strutturali	G2	2.00	kN/mq
Variabile Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Q	1.40	kN/mq

Analisi dei carichi al m

Peso Proprio	G1_PP	0.29	kN/m
Permanenti non strutturali	G2	1.80	kN/m
Variabile Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Q	1.26	kN/m

Coefficienti parziali

Coefficiente parziale sul materiale	γ_M	1.45	
	γ_{G1}	1.30	
Coefficienti parziali a SLU	γ_{G2}	1.50	
	γ_Q	1.50	
Coefficiente di combinazione carichi variabili	ψ_1	0.20	
	ψ_2	0.00	

Carichi di progetto

Carico per combinazione SLU_PERMANENTE	q_SLU_PERMANENTE	3.08	kN/m
Carico per combinazione SLU_BREVE DURATA	q_SLU_BREVE DURATA	4.97	kN/m
Rapporto tra i carichi SLU	r_SLU	1.61	
Rapporto tra i coefficienti k_mod	r_k_mod	1.50	
Combinazione a SLU da verificare		BREVE DURATA	
Carico per combinazione SLU di verifica	q_SLU	4.97	kN/m
Carico per combinazione SLE_FREQUENTE	q_SLE_FREQUENTE	2.35	kN/m
Carico per combinazione SLE_QP	q_SLE_QP	2.09	kN/m

Azioni di progetto a SLU

Reazioni vincolari COLMO	R_A_Ed,z	25.11	kN
	R_A_Ed,y	0.00	kN
Reazioni vincolari SBALZO	R_B_Ed,z	25.11	kN
	R_B_Ed,y	0.00	kN
Sforzo normale	N_Ed	0.00	kN
Taglio z-z _MAX	V_Ed,z	25.11	kN
Taglio y-y _MAX	V_Ed,y	0.00	kN
Momento flettente y-y MAX	M_Ed,y	63.41	kNm
Momento flettente z-z MAX	M_Ed,z	0.00	kNm

Verifiche a SLU**Proprietà meccaniche di progetto a SLU**

Coefficiente correttivo §11.7.1.1	k_h	1.04	
Compressione perpendicolare	f_c,90,d	1.55	MPa
Compressione parallela	f_c,0,d	17.38	MPa
Taglio	f_v,d	2.17	MPa
Flessione	f_m,d	18.10	MPa

Verifiche a SLU sforzo normale

Sforzo normale	$\sigma_{c,0,d}$	0.00	MPa
----------------	------------------	------	-----

Verifiche a SLU taglio §4.4.8.1.9

Taglio z-z	$\tau_{z,d}$	0.59	MPa
Taglio y-y	$\tau_{y,d}$	0.00	MPa
Verifica a taglio z-z	$\tau_{z,d}/f_{v,d}$	0.27	OK
Verifica a taglio y-y	$\tau_{y,d}/f_{v,d}$	0.00	OK

Verifiche a SLU flessione §4.4.8.1.6

Tensione di flessione y-y	$\sigma_{m,y,d}$	14.86	MPa
Tensione di flessione z-z	$\sigma_{m,z,d}$	0.00	MPa
Verifica a pressoflex. (eq. 4.4.7a)	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,d}$	0.57	OK

Verifica a pressoflex. (eq. 4.4.7b)	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,d}$	0.82	OK
-------------------------------------	--	------	----

Verifiche a SLU appoggio

Tensione di compressione perpendicolare	$\sigma_{c,90,d}$	1.31	MPa
Verifica a compressione perpendicolare 4.4.8.1.4	$\sigma_{c,90,d}/f_{c,90,d}$	0.84	OK

Verifiche a SLE

Proprietà meccaniche di progetto a SLE

Coefficiente di riduzione	$1/(1+k_{def})$	0.56	
Modulo elastico parallelo medio ridotto	$E_{0,m,rid}$	7000	MPa

Verifiche a SLE - Deformabilità

Freccia istantanea per combinazione FREQUENTE	f_0	29.6	mm
Freccia a lungo termine per combinazione QP	f_∞	47.5	mm

Denominatore freccia ammissibile istantanea	$den_{f_0,amm}$	250	
Denominatore freccia ammissibile a lungo termine	$den_{f_\infty,amm}$	200	

Freccia istantanea ammissibile	$f_{0,amm}$	40.4	mm
Freccia a lungo termine ammissibile	$f_{\infty,amm}$	50.5	mm

Verifica di deformabilità istantanea	$f_0/f_{0,amm}$	0.73	OK
Verifica di deformabilità a lungo termine	$f_\infty/f_{\infty,amm}$	0.94	OK