



**CITTA' DI
ROBBIO**
(PROVINCIA DI PAVIA)

**Realizzazione della nuova Caserma dei Carabinieri e recupero
funzionale area degradata nel Comune di Robbio (PV)**

PROGETTO DEFINITIVO

E_1	Aprile 2020	ALLOGGI - Relazione di calcolo delle strutture	
		Collaboratore: F. Mocchi - R. Dondi	Valid: Agg. 1/apr_2020

PROGETTISTA: Augusto Allegrini ingegnere	DIRETTORE LAVORI:	IL SINDACO	IL RESP.del PROCEDIMENTO

<p>augusto allegrini ingegnere</p> <p>iscritto al n. 1398 dell'Albo degli Ingegneri della Provincia di Pavia</p> <p>Studio: via Tasso, 94 - 27100 - PAVIA Tel.: +39 0382 571453 e-mail: allegrini.augusto@gmail.com</p>

Diritti d'autore riservati a norma di legge.

Riproduzione totale o parziale vietata senza consenso scritto del progettista o degli aventi diritto.

Indice

1. Introduzione	3
1.1 Inquadramento urbano.....	3
1.2 Descrizione dell'opera	4
2. Normativa e Documentazione Tecnica di Riferimento	6
3. Tipo di Analisi.....	7
4. Analisi dei carichi agenti sulla struttura.....	8
4.1 Pesì propri strutturali.....	8
4.1.1 Pesì propri strutturali locali tecnici.....	9
4.2 Pesì propri non strutturali.....	10
4.3 Sovraccarichi	12
4.3.1 Sovraccarichi Locali tecnici	12
4.4 Azioni della temperatura	12
4.5 Neve	14
4.6 Azione Sismica.....	16
4.6.1 Definizione del fattore di comportamento.....	18
4.7 Combinazione dell'azione sismica con le azioni	19
5. Modellazione numerica della struttura	21
5.1 Codice di calcolo impiegato	21
5.2 Sezioni	22
5.2.1 Sezioni Locali tecnici	22
5.3 Materiali.....	22
5.4 Modellazione tridimensionale	23
5.4.1 Locali tecnici.....	27
6. Analisi numeriche svolte	28
6.1 Analisi agli autovalori.....	28
6.1.1 Locali tecnici.....	30
6.2 Analisi dinamica lineare con fattore di comportamento q.....	33
6.2.1 Locali tecnici.....	37
7. Verifiche Strutturali	41
7.1 Verifiche strutturali Pilastri SLV	44
7.1.1 Verifiche strutturali Pilastri Locali tecnici SLV	49

7.2 Verifica delle travi allo SLV	51
7.2.1 Verifica strutturali travi Locali tecnici SLV	55
7.3 Verifica delle pareti allo SLV	57
7.4 Verifica dei solai allo SLV	61
7.5 Verifica delle fondazioni allo SLV	68
7.5.1 Verifica delle fondazioni Locali tecnici allo SLV	72
7.6 Verifica allo Stato Limite di Esercizio	77
7.6.1 Verifica allo Stato Limite di Esercizio Locali tecnici	78
7.7 Verifica dei cedimenti in fondazione	79
7.7.1 Verifica dei cedimenti in fondazione Locali tecnici	80
7.8 Verifica platea garages.....	81
7.8.1 Cedimenti platea garages	86

1. INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento urbano

La relazione in oggetto riguarda la costruzione della nuova caserma dei carabinieri di Robbio, con il relativo recupero funzionale dell'area degradata in cui l'opera in progetto è prevista.



Figura 0.1 Inquadramento urbano - fonte Google Maps



Figura 0.2 Inquadramento locale - fonte Google Maps

1.2 Descrizione dell'opera

Il nuovo complesso (alloggi personale Caserma Carabinieri e locali tecnici) in progetto è costituito da un edificio principale organizzato su due livelli, con un'impronta a terra di circa 1.320 m². La copertura è piana e raggiunge un'altezza massima di 7,40 m rispetto alla quota del marciapiede. La struttura è realizzata in calcestruzzo armato attraverso l'ausilio del sistema PLASTBAU che combina la leggerezza e le prestazioni termiche del poliuretano espanso a quelle statiche del c.a.. La tecnologia Plastbau è utilizzata sia per la realizzazione delle strutture portanti verticali che degli impalcati orizzontali. Nel dettaglio sono stati utilizzati i seguenti elementi:

- pareti da 35 cm Plastbau (10+20+5 cm), di cui 20 cm portanti in c.a.;
- solaio di base da 45 cm di cui 40 cm di cupole per vespaio areato e 5 cm di caldana in c.a.;

- solaio 1°impalcato Plastbau da 24 cm di cui 16 cm di cassero a perdere e 8 cm di caldana (travetto l.11 cm ogni 60 cm);
- solaio 2°impalcato Plastbau da 28 cm di cui 20 cm di cassero a perdere e 8 cm di caldana (travetto l.11 cm ogni 60 cm);
- setti in c.a. gettati in opera per vano scala sp.20 cm;
- scale con soletta rampante in c.a. sp. 14 cm.

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Al fine dello svolgimento del presente lavoro viene fatto riferimento alla seguente normativa e documentazione scientifica:

- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.n.8) *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”* (NTC 2018);
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del C.S.LL.PP. (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) *“Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*;
- UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (EC2), Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano.
- UNI EN 1998-3:2005, Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici (EC8), Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano.

3. TIPO DI ANALISI

Per l'opera in progetto è stata eseguita un'analisi elastica lineare. Essa può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale non dissipativo o dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II delle NTC 2018.

In particolare, è stata svolta un'analisi dinamica lineare che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione [7.3.4] delle NTC 2018, le cui grandezze sono esplicitate al 7.3.3.1 delle NTC 2018:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Le verifiche sugli elementi sono eseguite sulla base dei risultati dell'analisi in accordo con quanto previsto al 7.4 (costruzioni di calcestruzzo) delle NTC 2018, nel rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite di cui al 7.3.6 delle NTC 2018.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA

Al fine della corretta valutazione della prestazione strutturale dell'opera si riportano i carichi considerati in accordo con quanto riportato al capitolo 3 delle NTC 2018.

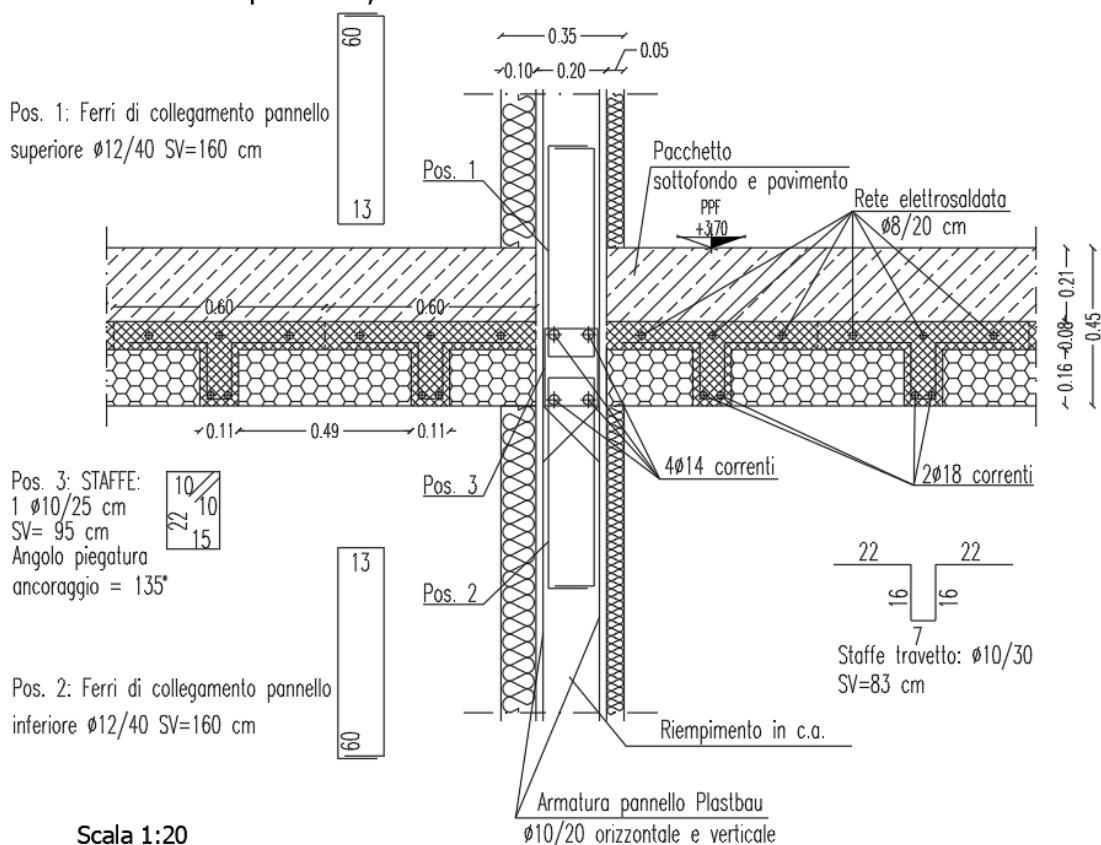
4.1 Pesì propri strutturali

Il peso proprio delle opere strutturali modellate esplicitamente viene conteggiato in modo automatico dal software calcolando il volume del generico materiale e moltiplicando per la relativa densità (25 kN/m³ nel caso del calcestruzzo armato).

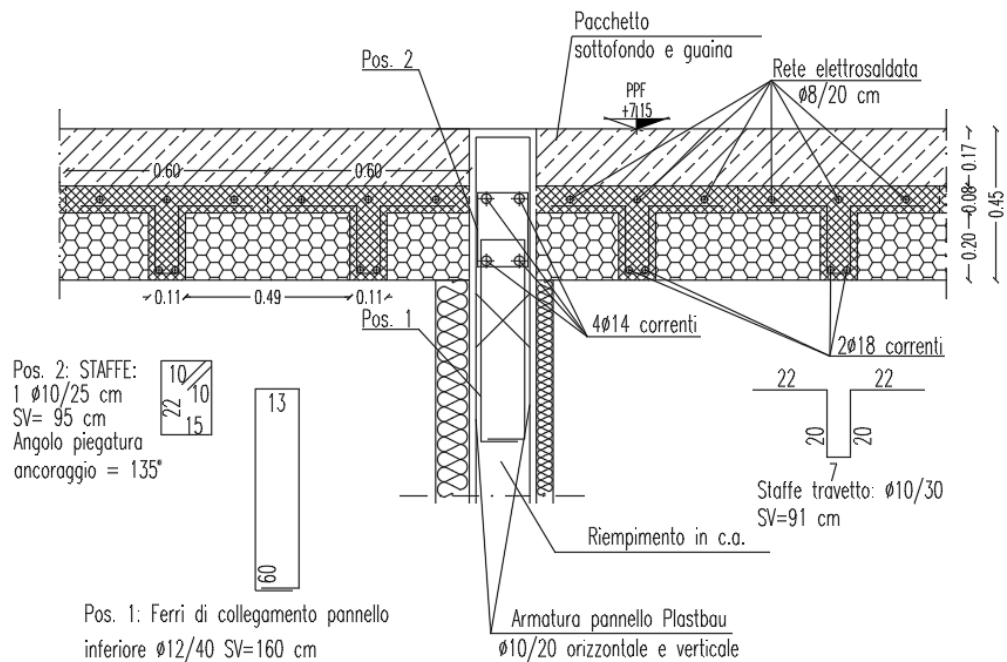
Per quanto riguarda i solai:

Descrizione G1	[kN/m ³]
Solaio 1° impalcato	3
Solaio 2° impalcato	3.2

Particolare solaio quota + 3,70



Particolare solaio quota +7,15

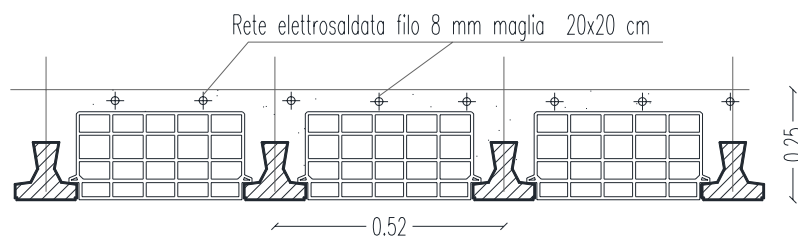


Scala 1:20

4.1.1 Pesì propri strutturali locali tecnici

Per quanto riguarda il solaio (H = 20+5 cm):

Descrizione G1	[kN/m ³]
Solaio 1° impalcato	3

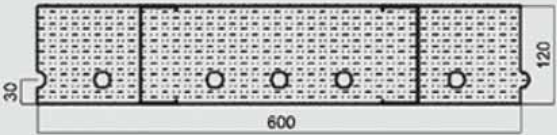


4.2 Pesì propri non strutturali

G2 Tamponature

TAMPONATURE			
Descrizione	Densità [kN/m ³]	sp.[m]	Peso [kN/m ²]
Isolante (int+ext)	1	0,15	0,15
Intonaco (int+ext)	18	0,03	0,54
Totale		0,18	0,69

G2 Tramezze



Modello 120

Dimensioni mm.	120 x 600 x L
Peso Kg./ml	3,9
Peso Kg./m ²	6,5
U W/m ² K	0,26

Il peso delle tramezze viene ripartito sull'unità di superficie sulla base di quanto riportato al punto 3.1.3 delle NTC 2018:

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Essendo la tipologia di tramezza inferiore a 1 kN/m, si adotta un carico distribuito pari a **0,40 kN/m²**.

G2 Solai

La stratigrafia è stata ipotizzata sulla base dello spessore indicato negli elaborati strutturali.

1° SOLAIO			
Descrizione	Densità [kN/m ³]	sp.[m]	Peso [kN/m ²]
Pavimentazione	20	0,02	0,4
Massetto sabbia-cemento	24	0,04	1,0
Supporto Radiante	1	0,04	0,0
Massetto di CLS alleggerito	14	0,1	1,4
Intonaco	18	0,01	0,2
Totale		0,21	1,62

2° SOLAIO			
Descrizione	Densità [kN/m ³]	sp.[m]	Peso [kN/m ²]
Impermeabilizzante	-	-	-
Isolante	1	0,08	0,1
Massetto di CLS alleggerito	14	0,08	1,1
Intonaco	18	0,01	0,2
Totale		0,17	1,3

4.3 Sovraccarichi

Categoria/Azione		q [kN/m ²]
Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,0
Categoria H: Coperture accessibili per sola manutenzione		0,5

4.3.1 Sovraccarichi Locali tecnici

Categoria/Azione		q [kN/m ²]
Categoria H: Coperture accessibili per sola manutenzione		0,5

4.4 Azioni della temperatura

Sono stati valutati gli effetti termici e poiché la temperatura non costituisce un'azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è stata valutata la sola componente ΔT_u , ricavata direttamente dalla Tab. 3.5.II. delle NTC2018. È stato assunto un valore di ΔT_u pari a $\pm 15^\circ\text{C}$ (pari a $\pm 59^\circ\text{F}$) (Strutture in c.a. esposte).

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

Gli effetti termici combinati con gli effetti statici secondo i coefficienti di combinazione previsti nella Tabella 2.5.I delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Temperature Gradient ▾ ...

Load Case Name
Termico ▾ ...

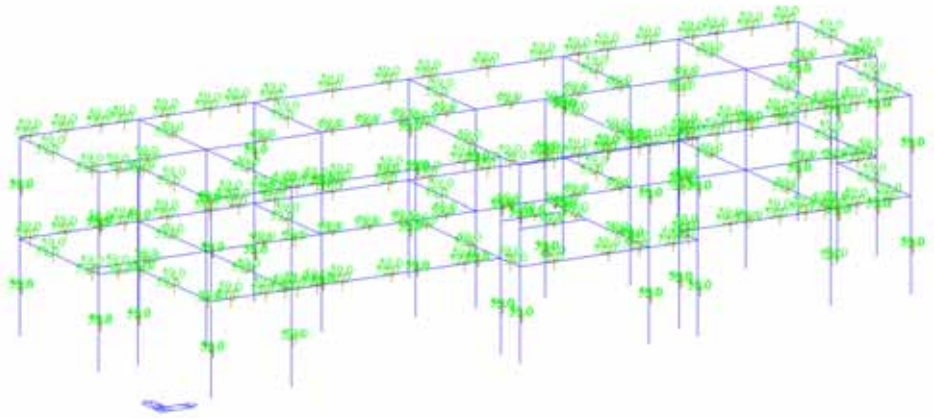
Load Group Name
Default ▾ ...

Options
☒ Add ☐ Replace ☐ Delete

Types
☒ Beam ☐ Plate

Gradient
 T2z-T1z : 59 [F]
☒ Use Section Hz
 Hz : 0 m
 T2y-T1y : 59 [F]
☒ Use Section Hy
 Hy : 0 m

Apply Close

*Figura 0.1 Applicazione al modello delle azioni della temperatura*

4.5 Neve

Il carico dovuto dalla neve sulle coperture è valutato in accordo con quanto indicato al 3.4 delle NTC 2018:

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

Dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

- q_{sk} : Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Si riportano i dati della zona considerata:

- Regione: Lombardia
- Provincia: Pavia
- Città: Robbio
- Zona: I Mediterranea
- Quota sul livello del mare: $a_s = 122 \text{ m s.l.m.}$

$$q_{sk} = 1,5 \frac{kN}{m^2}$$

- μ_i : Coefficiente di forma della copertura

La copertura di progetto è piana, quindi si assume $\alpha = 0$ ed un corrispondente $\mu = 0,8$, come riportato nella tabella 3.4 II delle NTC 2008.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

- C_e = Coefficiente di esposizione

L'area analizzata corrisponde ad una tipografia normale, quindi assumiamo quindi un valore di $C_e = 1$.

- C_t = coefficiente termico

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Quindi il carico da neve risulta essere:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

4.6 Azione Sismica

Lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è un diagramma che fornisce, per diversi periodi T di oscillazione, il valore massimo della pseudo-accelerazione dell'oscillatore elementare (terreno o struttura) soggetto all'azione del sisma, per un fissato valore del rapporto di smorzamento, che è una caratteristica fisica della struttura o del terreno. In sostanza, lo spettro ci dice su quali frequenze di vibrazione la sollecitazione sulle strutture risulta massima e dove siano possibili fenomeni di risonanza, che potrebbero determinarne il collasso.

Gli spettri elastici di risposta per la costruzione oggetto della relazione sono stati individuati in accordo con le *Norme Tecniche per Costruzioni 2018* (D.M. 17 gennaio 2018) per i seguenti stati limite di danno SLD, salvaguardia della vita SLV.

Gli spettri elastici sono stati valutati per la costruzione in esame situata in via Palestro, Robbio, (45°17'24.7"N 8°35'05.9"E). Lo spettro tiene in considerazione le eventuali amplificazioni dovute alla categoria di sottosuolo (**C**: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina molto consistenti) e alla categoria topografica (**T1**: terreno pianeggiante). La costruzione è stata assunta regolare in altezza (blocco campo centrale). È stata valutata anche la componente verticale del sisma in quanto sono presenti *elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m* in accordo con il §7.2.2 delle NTC 2018.

La costruzione viene intesa con vita nominale **V_N pari a 50 anni** (*Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*); §2.4.1 delle NTC 2018) e **classe d'uso II** (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*; §2.4.2 delle NTC 2018), la quale comporta un **coefficiente d'uso C_U pari a 1,0**. Si ottiene così un periodo di riferimento per l'azione sismica **$V_R = V_N C_U$** (eq. 2.4.1 delle NTC 2018) **pari a 50 anni**.

Per ciascun stato limite nella tab. 3.2.I delle NTC 2018, sono fissate le rispettive probabilità di superamento dell'azione sismica P_{V_R} , cui si associa un **periodo di ritorno T_R** , che dipende sia da P_{V_R} che dal periodo di riferimento V_R , come riassunto in *Tabella 0.1*.

Tabella 0.1 Periodo di ritorno in relazione allo stato limite considerato

Stato Limite	Pv _R (%)	T _R (anni)
SLO	81	30
SLD	63	50
SLV	10	475
SLC	5	975

Si riportano quindi in Figura 0.2, Figura 0.3, gli spettri elastici in accelerazione relativi al sito in esame per ciascun stato limite considerato. Le Figura 0.4 riporta un confronto tra gli spettri ricavati per i differenti stati limite da normativa.

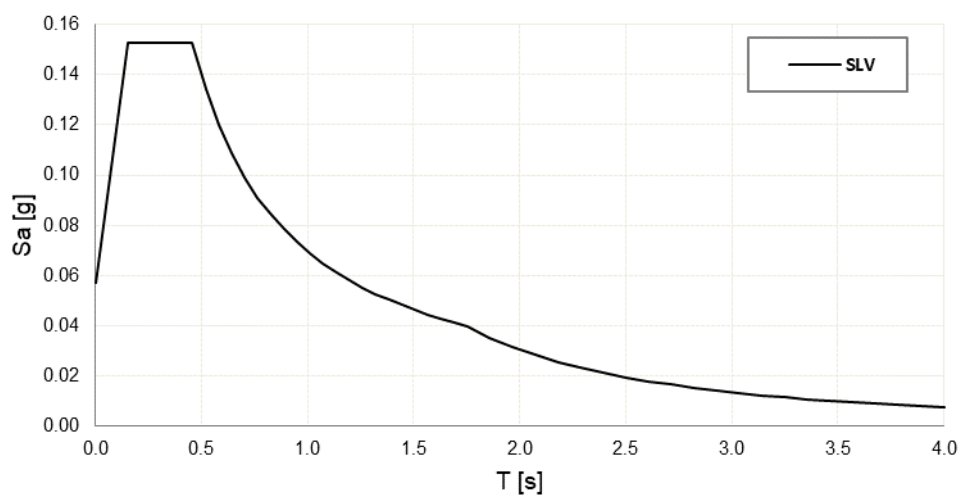


Figura 0.2 Spettro elastico per stato limite di salvaguardia della vita SLV componente orizzontale

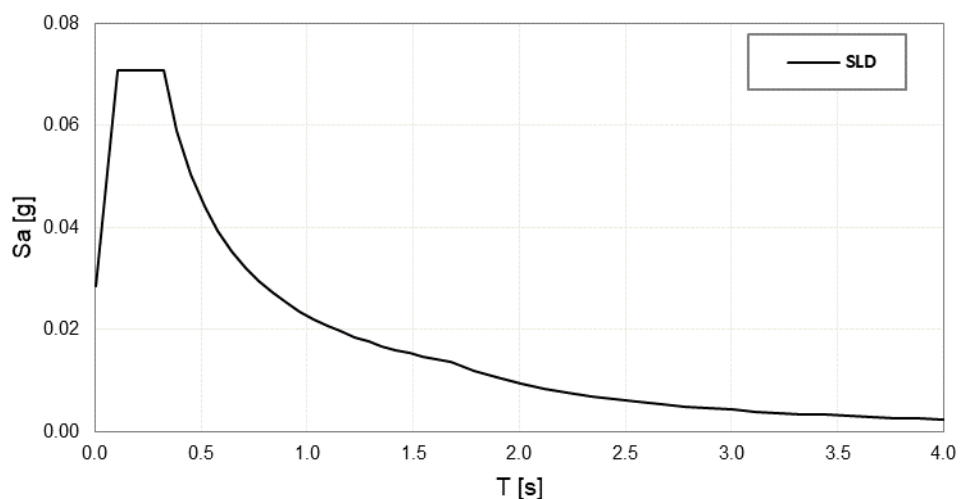


Figura 0.3 Spettro elastico per stato limite di danno SLD componente orizzontale

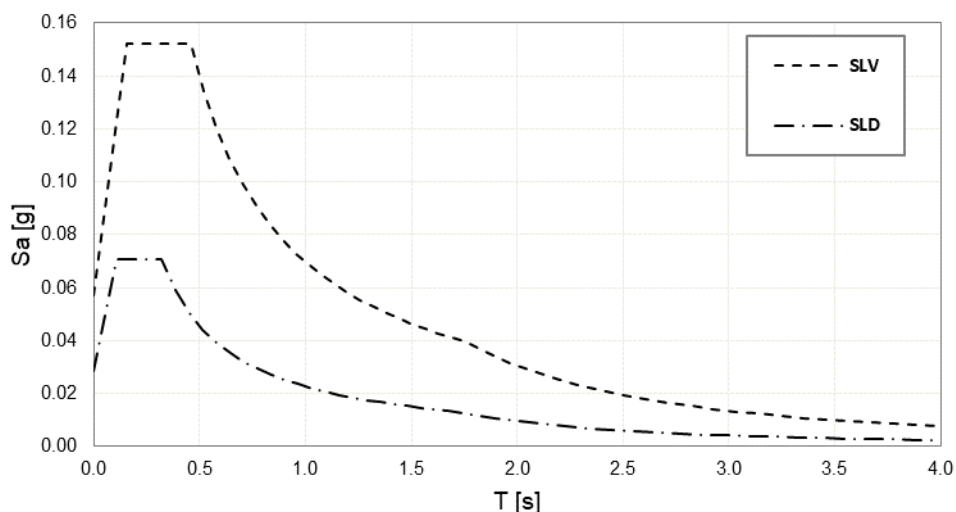


Figura 0.4 Confronto spettri elastici per differenti stati limite considerati per la componente orizzontale

4.6.1 Definizione del fattore di comportamento

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Si assume un comportamento **non dissipativo** della struttura.

Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si è impiegato uno spettro ridotto per un fattore di comportamento q assunto pari ad **1,5** in accordo con la tabella 7.3.I delle NTC 2018.

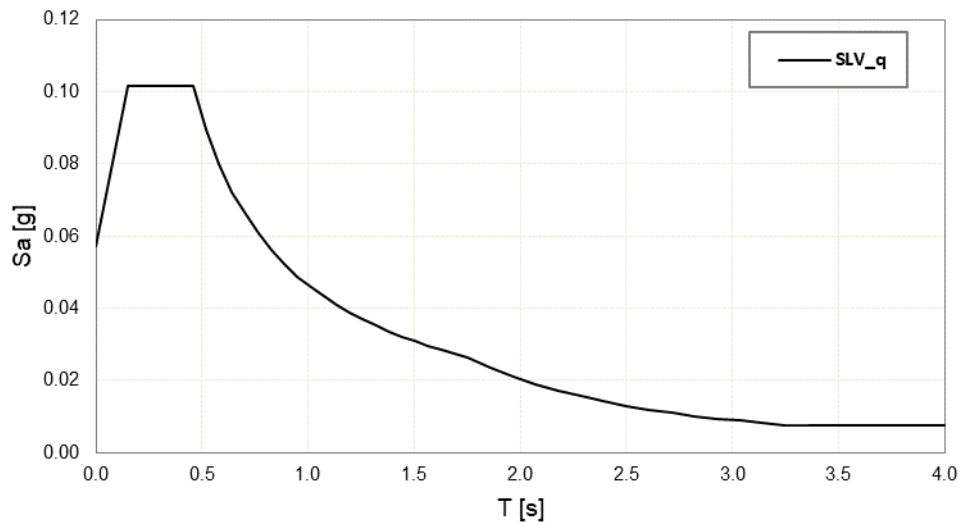


Figura 0.5 Spettro elastico per stato limite di salvaguardia della vita SLV componente orizzontale ridotto del fattore di comportamento q

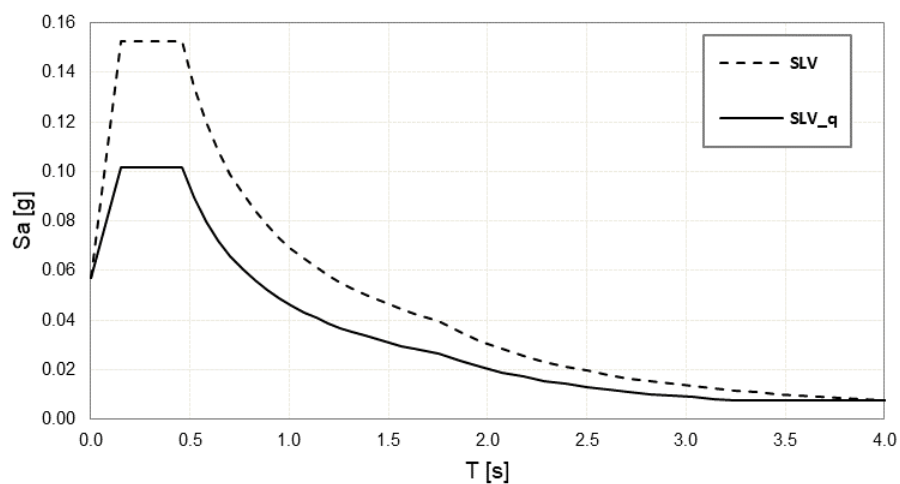


Figura 0.6 Confronto tra spettro elastico e spettro con fattore di comportamento q

4.7 Combinazione dell'azione sismica con le azioni

Le azioni sulla costruzione sono state combinate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Le combinazioni delle azioni sono definite al punto 2.5.3 delle NTC 2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
[2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
[2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Sono state considerate per l'opera in progetto le combinazioni per SLU ed SLE, oltre alla combinazione sismica. I valori dei coefficienti di combinazione ψ sono riportati nella Tabella 0.2.

Tabella 0.2 Valori dei coefficienti di combinazione (NTC 2018)

Categoria/Azione	ψ_{0j}	ψ_{0j}	ψ_{2j}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento uso commerciale e uso industriale, Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5. MODELLAZIONE NUMERICA DELLA STRUTTURA

5.1 Codice di calcolo impiegato

Il modello di tipo spaziale dell'edificio in esame è stato realizzato attraverso l'ausilio del codice di calcolo MidasGen (Midas Engineering Software e CSPFea Engineering Solutions, 2019), un programma di modellazione agli elementi finiti di tipo "general purpose".

MidasGen è software di calcolo ad elementi finiti pensato per l'applicazione del metodo agli elementi finiti per una vasta tipologia di problemi, disponendo di una ampia libreria di elementi finiti, di tipologie di materiale e avendo implementato all'interno un'ampia gamma di analisi. Il software MidasGen è un programma commerciale e, come tale, possiede una qualità superiore nella gestione grafica sia per il pre-processamento, che per il post-processamento.

Nella tabella seguente vengono riassunte le principali caratteristiche del software impiegato per la modellazione strutturale.

Nome del Software	MidasGen
Versione	2019
Caratteristiche del Software	Programma agli elementi finiti per il calcolo strutturale (per piattaforma Windows)
Manualistica disponibile	MidasGen On-line manual
Produzione	Midas Engineering Software E-mail: <i>Info@Midasit.com</i> Sito web: <i>http://en.midasuser.com/</i>
Distribuzione	CSPFea Engineering Solutions E-mail: <i>info@cspfea.net</i> Sito web: <i>http://www.cspfea.net/</i>

5.2 Sezioni

Si riepilogano di seguito le sezioni utilizzate la relativa geometria e le proprietà:

ID	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m ²)	Qzb (m ²)
1	PIL_20X20	0.04	0.0333	0.0333	0.0002	0.0001	0.0001	0.1	0.1	0.1	0.1	0.005	0.005
2	PIL_40x30	0.12	0.1	0.1	0.0019	0.0016	0.0009	0.15	0.15	0.2	0.2	0.02	0.0113
3	PIL_40x20	0.08	0.0667	0.0667	0.0007	0.0011	0.0003	0.1	0.1	0.2	0.2	0.02	0.005
4	TR_40x24	0.096	0.08	0.08	0.0012	0.0005	0.0013	0.2	0.2	0.12	0.12	0.0072	0.02
5	TR_30x24	0.072	0.06	0.06	0.0007	0.0003	0.0005	0.15	0.15	0.12	0.12	0.0072	0.0113
6	TR_CORD	0.22	0.1833	0.1833	0.0065	0.0055	0.0029	0.2	0.2	0.275	0.275	0.0378	0.02
7	TR_40x28	0.112	0.0933	0.0933	0.0017	0.0007	0.0015	0.2	0.2	0.14	0.14	0.0098	0.02
8	TR_30x28	0.084	0.07	0.07	0.001	0.0005	0.0006	0.15	0.15	0.14	0.14	0.0098	0.0113

5.2.1 Sezioni Locali tecnici

Si riepilogano di seguito le sezioni utilizzate la relativa geometria e le proprietà:

ID	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m ²)	Qzb (m ²)
1	PIL_35X35	0.1225	0.1021	0.1021	0.0021	0.0013	0.0013	0.175	0.175	0.175	0.175	0.0153	0.0153
2	TR_35x25	0.0875	0.0729	0.0729	0.001	0.0005	0.0009	0.175	0.175	0.125	0.125	0.0078	0.0153
3	TR_30x25	0.075	0.0625	0.0625	0.0008	0.0004	0.0006	0.15	0.15	0.125	0.125	0.0078	0.0113

5.3 Materiali

Si riportano di seguito i materiali previsti a progetto

<i>Calcestruzzo</i> ⁽¹⁾	classi di esposizione	classe di resistenza minima	massimo rapporto a/c	minimo contenuto in cemento	classe di consistenza	dimensione massima aggregati	compriferro minimo
- Magrone	XC2	C20/25	0,50	300 kg/m ³	S4	32 mm	40 mm
- Fondazione	XC2	C25/30	0,50	300 kg/m ³	S3	32 mm	30 mm
- Elevazioni	XC2	C25/30	0,50	300 kg/m ³	S4	32 mm	25 mm

Acciaio per c.a. ⁽²⁾
- barre in acciaio tipo B450C

Si riportano quindi i materiali con i relativi moduli elastici considerati nel progetto:

TABELLA MATERIALI		
CALCESTRUZZO	fck [MPa]	E [kN/m ²]
C25/30	25	3.00E+07
ACCIAIO DA C.A.	fyk [MPa]	E [kN/m ²]
B450C	450	2.06E+08

La resistenza di progetto del calcestruzzo è calcolata in accordo con il punto 4.1.2.1.1 delle NTC 2018. Per il calcestruzzo:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad [4.1.3]$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Per le barre d'armatura:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad [4.1.5]$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2)

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

I valori del copriferro sono stati assunti in accordo con quanto indicato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare Esplicativa delle NTC 2018.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

5.4 Modellazione tridimensionale

La modellazione è funzionale ad un'analisi dinamica lineare elastica con spettro di risposta (§7.3.3.1 delle NTC 2018).

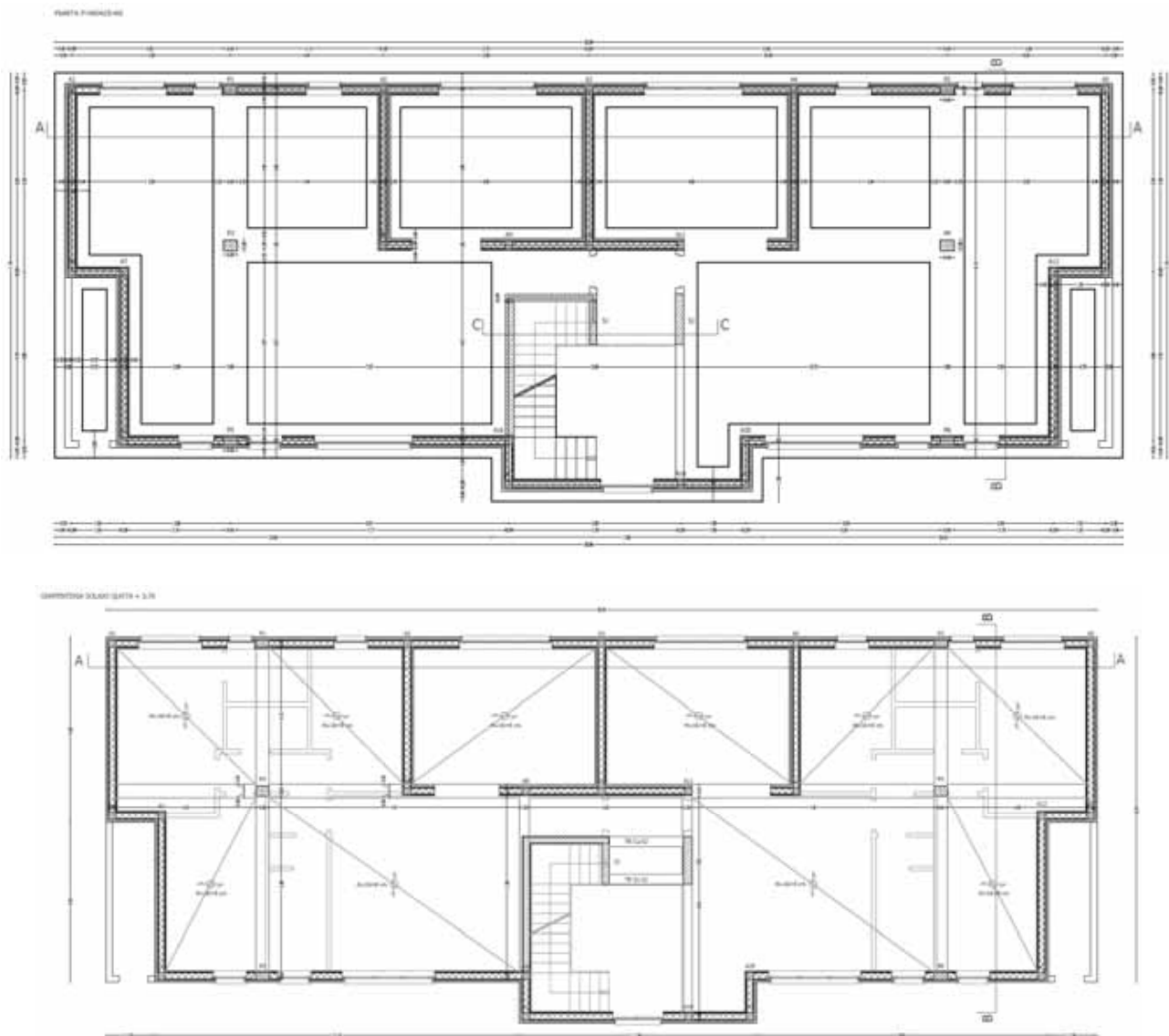
Le Norme Tecniche per le Costruzioni al §7.2.6 chiariscono i criteri di modellazione di riferimento. In particolare:

- È richiesto che il modello sia tridimensionale;
- Il modello deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione effettiva di massa, rigidità e resistenza nello spazio, considerando anche il contributo di elementi non strutturali e le eccentricità di masse e rigidità.

Pertanto, la struttura in esame è stata modellata mediante elementi tipo *beam* (travi, pilastri e pilastri equivalenti) e di tipo *wall* (pareti).

Il modello realizzato è quindi costituito da 194 nodi, 202 elementi beam e 88 elementi wall.

In Figura 0.1 si riportano le planimetrie con l'indicazione dei pilastri, travi ed elementi di copertura.



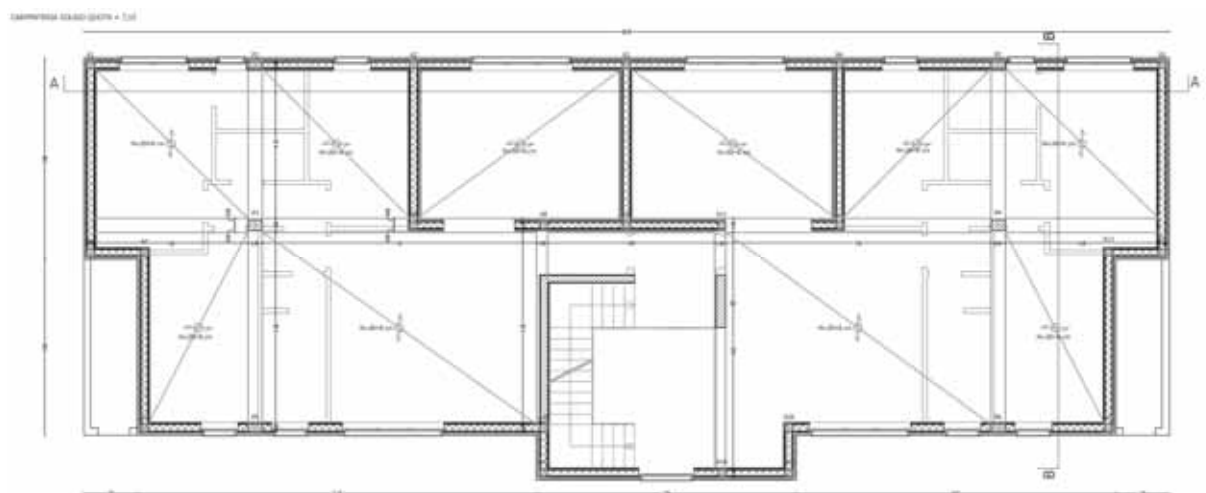


Figura 0.1 Planimetrie struttura dall'alto verso il basso: fondazioni, primo impalcato e secondo impalcato.

Le masse degli elementi strutturali modellati (travi, pilastri e solaio di copertura) sono state valutate dal software di calcolo in base al peso specifico del materiale (calcestruzzo armato), mentre le masse, derivanti dagli altri carichi permanenti portati (G2) e sovraccarichi, sono state inserite come carichi distribuiti/nodali e trasformati in massa dal software mediante il comando "loads to masses". La massa viene considerata distribuita sugli elementi attraverso il comando "consistent mass". Nella Figura 0.3 e Figura 0.4 sono presentate alcune viste del modello numerico, confrontando la vista con le sezioni estruse e schematizzate (wireframe).

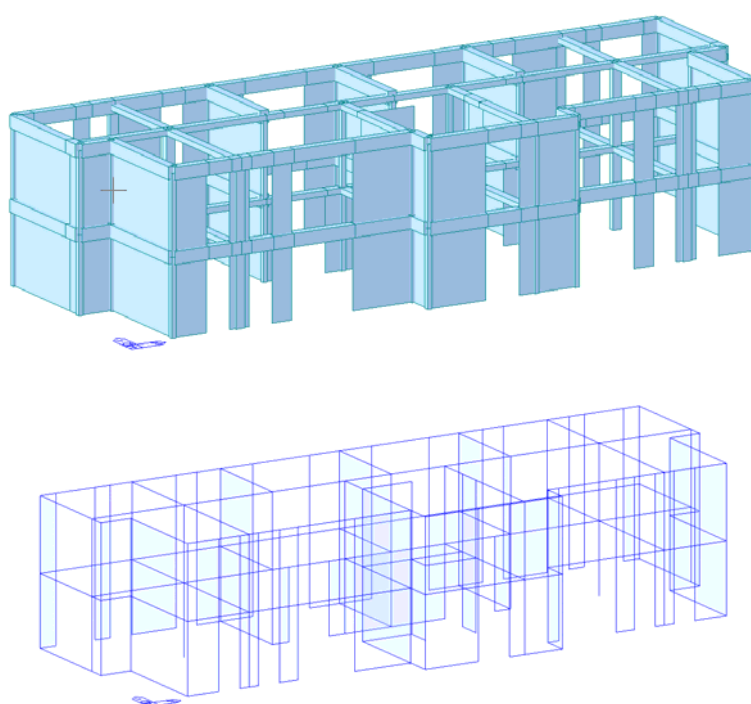


Figura 0.2 Viste tridimensionali del modello estruso/wireframe

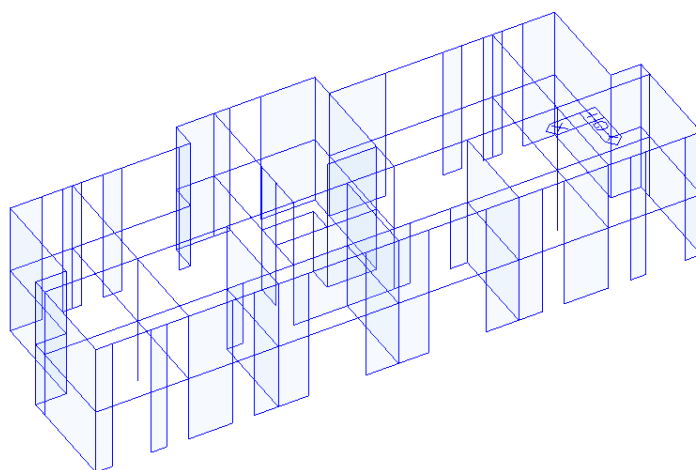
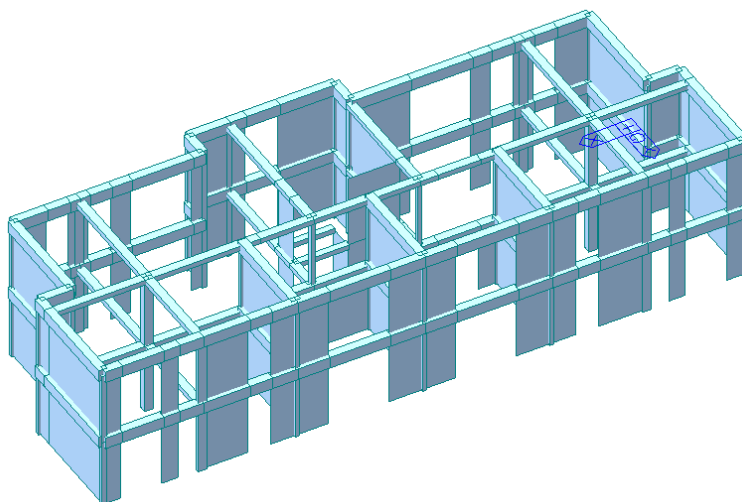


Figura 0.3 Viste tridimensionali del modello estruso/wireframe

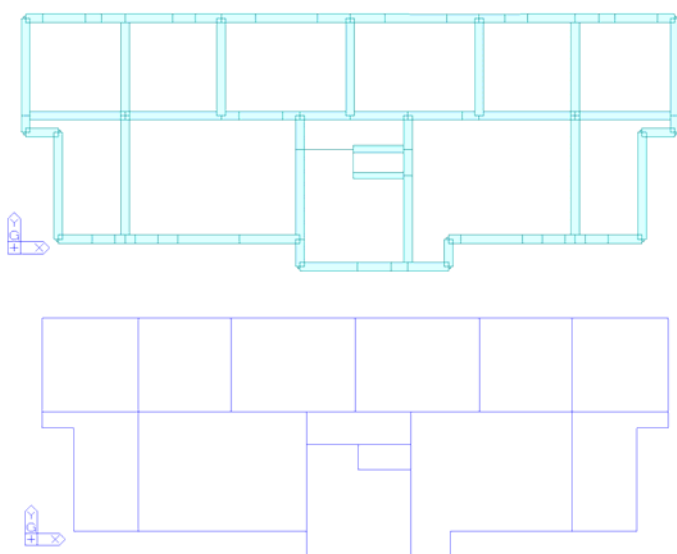


Figura 0.4 Viste bidimensionali in pianta del modello numerico estruso/wireframe

5.4.1 Locali tecnici

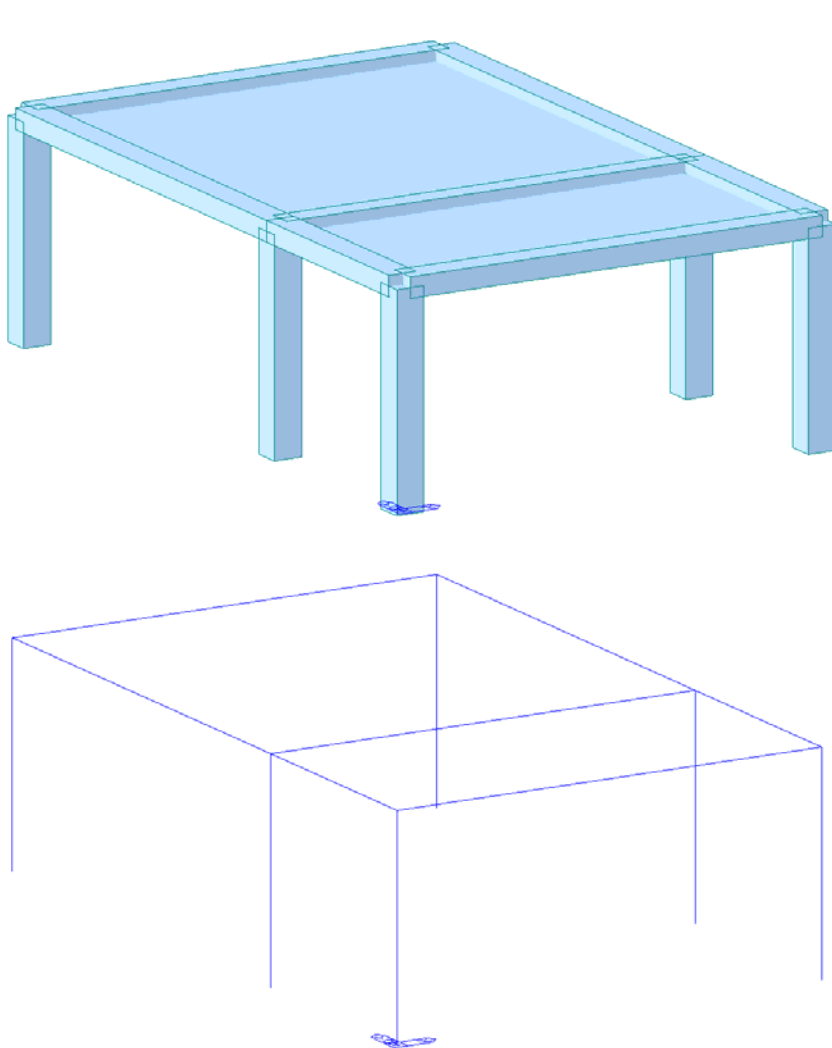


Figura 0.5 Viste tridimensionali del modello estruso/wireframe

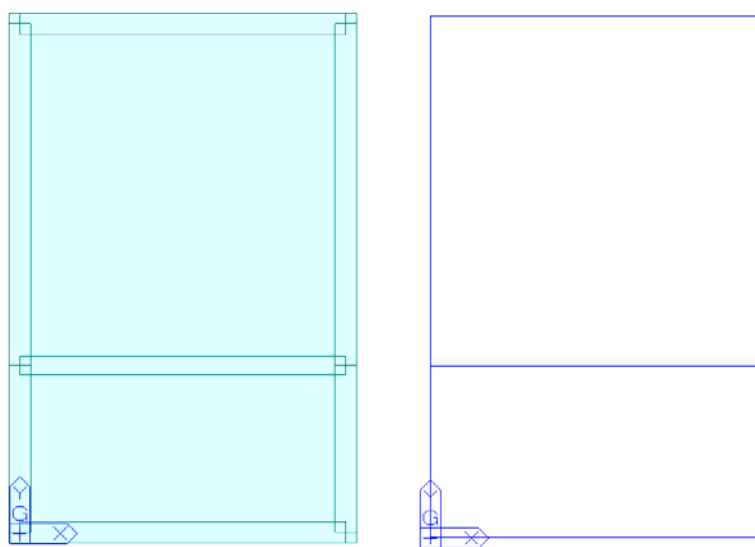


Figura 0.6 Viste bidimensionali in pianta del modello numerico estruso/wireframe

6. ANALISI NUMERICHE SVOLTE

Al fine di svolgere un'analisi dinamica elastica lineare è necessario svolgere preliminarmente un'analisi agli autovalori.

6.1 Analisi agli autovalori

Per determinare i modi propri di vibrare al fine di effettuare l'analisi modale con spettro di risposta, è stata svolta un'analisi agli autovalori (*eigenvalue*) per la struttura oggetto di studio.

Secondo quanto indicato nelle norme NTC 2018 (§7.3.3.1) devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Nelle tabelle seguenti si riportano i valori ottenuti, rispettivamente, in termini di periodo (Tabella 0.1) e massa partecipante (Tabella 0.2) dei primi 10 modi di vibrare (in totale sono stati considerati 30 modi). Si notino in particolare i modi fondamentali in X, Y e torsionale (attorno all'asse Z).

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode N°	Frequency	Period	
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	184.2147	29.3187	0.0341
2	202.1013	32.1654	0.0311
3	239.7743	38.1613	0.0262
4	274.2858	43.6539	0.0229
5	343.6293	54.6903	0.0183
6	464.5111	73.9292	0.0135
7	468.3158	74.5348	0.0134
8	477.0335	75.9222	0.0132
9	486.589	77.4431	0.0129
10	489.2877	77.8726	0.0128

Tabella 0.1 Risultati analisi agli autovalori per i primi 10 modi di vibrare

Tabella 0.2 Masse partecipanti per i primi 10 modi di vibrare

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	90.5327	90.5327	0	0	0.0011	0.0011	0	0	0.096	0.096	0.1368	0.1368
2	0.0002	90.5329	91.657	91.657	0.0062	0.0073	0.1138	0.1138	0	0.096	0.0365	0.1733
3	0.1242	90.6571	0.0369	91.6939	0.0003	0.0076	0	0.1138	0.0007	0.0967	95.6253	95.7986
4	0.0032	90.6602	0.0022	91.6961	1.499	1.5066	0	0.1138	0	0.0967	0	95.7986
5	0.0044	90.6646	0.0019	91.698	1.7539	3.2604	0	0.1138	0.016	0.1127	0	95.7986
6	0.0569	90.7215	2.4371	94.135	14.0189	17.2794	0.0249	0.1386	0	0.1128	0.0017	95.8002
7	0.0223	90.7439	0.0027	94.1377	0.0464	17.3257	0	0.1387	0.015	0.1278	0.0003	95.8005
8	0.1759	90.9197	0.0001	94.1378	0.005	17.3307	0	0.1387	0.0469	0.1747	0.0216	95.8221
9	0.8997	91.8194	2.7162	96.854	46.1674	63.4981	0.0263	0.165	0.0032	0.1779	0.0003	95.8224
10	7.0413	98.8607	0.1649	97.0189	6.7355	70.2336	0.002	0.167	0.0544	0.2323	0.0001	95.8225

Si riportano di seguito (Figura 0.1, Figura 0.2 e Figura 0.3) le deformate dei primi tre modi registrati (modo X: fondamentale in X, modo X: fondamentale in Y, modo X torsionale fondamentale).

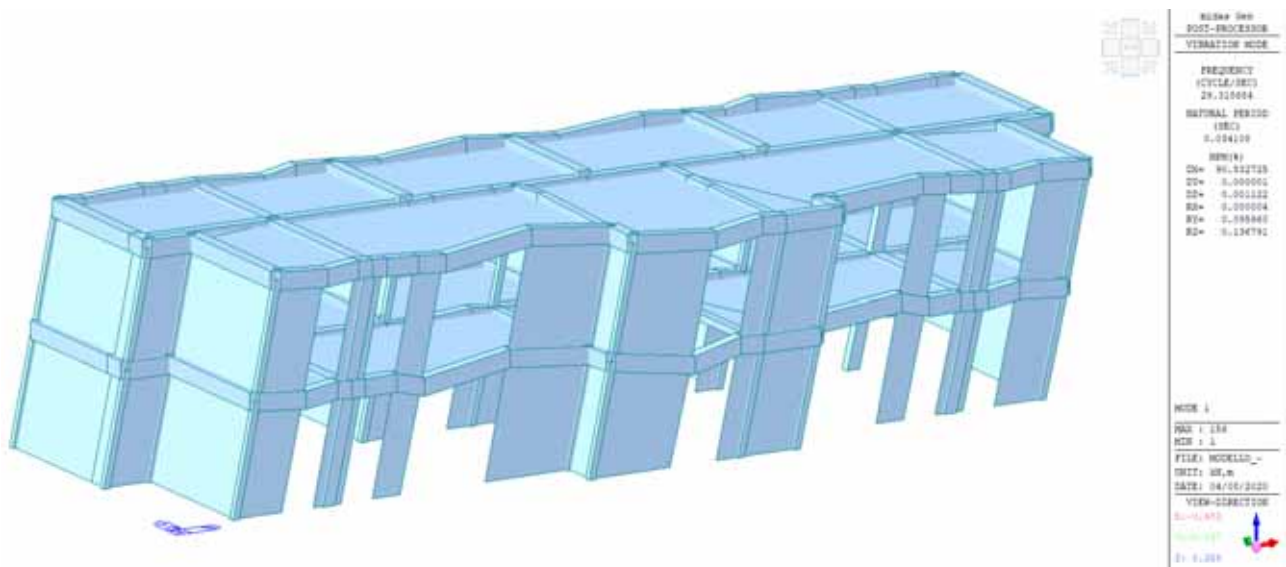
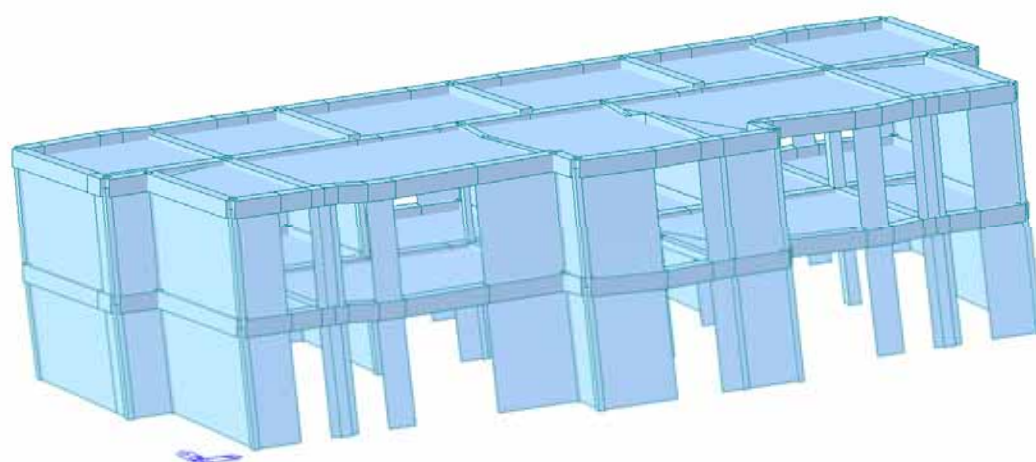


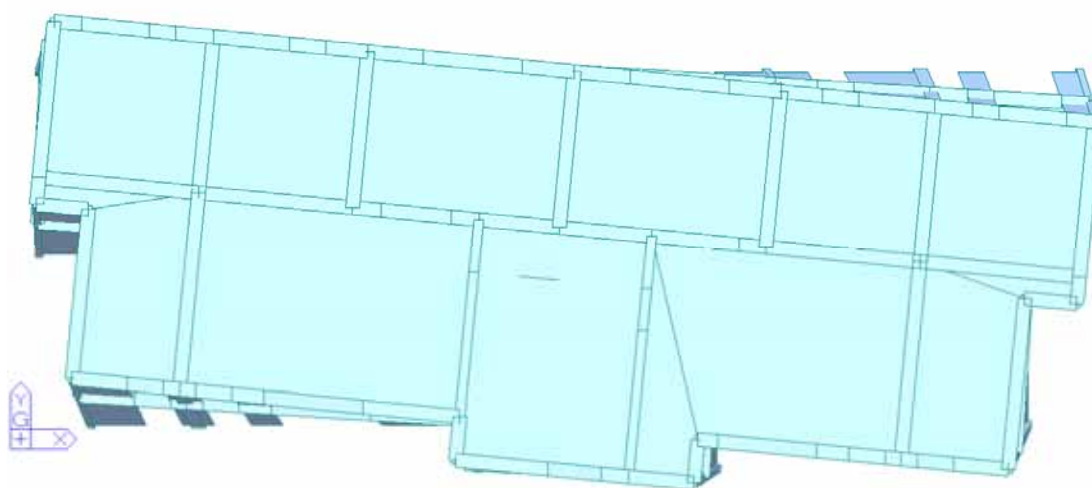
Figura 0.1 Deformata modo 1



midas Gen POST-PROCESSOR VIBRATION MODE
FREQUENCY (CYCLE/SEC)
32.165415
NATURAL PERIOD (SEC)
0.031089
MPH(%)
DX= 0.000162
DY= 91.657010
DZ= 0.000169
RX= 0.113759
RY= 0.000004
RZ= 0.036492

MODE 2
SCALE 1.194
MODE 1.1
FILE: MODELLO_
UNIT: MM, N
DATE: 04/05/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.259

Figura 0.2 Deformata modo 2



midas Gen POST-PROCESSOR VIBRATION MODE
FREQUENCY (CYCLE/SEC)
35.161260
NATURAL PERIOD (SEC)
0.028205
MPH(%)
DX= 0.124166
DY= 0.036052
DZ= 0.000294
RX= 0.000001
RY= 0.000745
RZ= 95.625289

MODE 3
SCALE 1.194
MODE 1.1
FILE: MODELLO_
UNIT: MM, N
DATE: 04/05/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 1.000

Figura 0.3 Deformata modo 3

6.1.1 Locali tecnici

Per determinare i modi propri di vibrare al fine di effettuare l'analisi modale con spettro di risposta, è stata svolta un'analisi agli autovalori (*eigenvalue*) per la struttura oggetto di studio.

Secondo quanto indicato nelle norme NTC 2018 (§7.3.3.1) devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Nelle tabelle seguenti si riportano i valori ottenuti, rispettivamente, in termini di periodo (Tabella 0.1) e massa partecipante (Tabella 0.2) dei primi 10 modi di vibrare (in totale sono stati considerati 30 modi). Si notino in particolare i modi fondamentali in X, Y e torsionale (attorno all'asse Z).

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode N°	Frequency	Period	
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	129.735	20.648	0.0484
2	130.381	20.7508	0.0482
3	152.8093	24.3204	0.0411
4	999.2188	159.0306	0.0063
5	1137.2639	181.0012	0.0055
6	1169.8048	186.1802	0.0054
7	15387.1469	2448.9405	0.0004
8	19609.6447	3120.9719	0.0003
9	29979.421	4771.373	0.0002
10	41402.8875	6589.4742	0.0002

Tabella 0.1 Risultati analisi agli auto valori per i primi 10 modi di vibrare

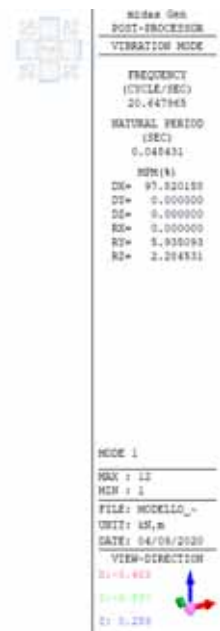
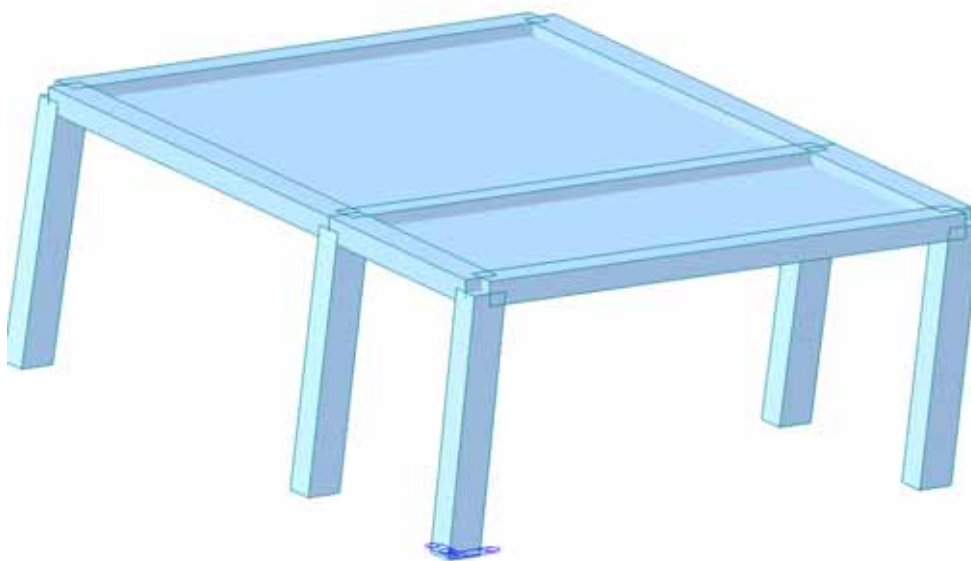


Figura 0.4 Deformata modo 1

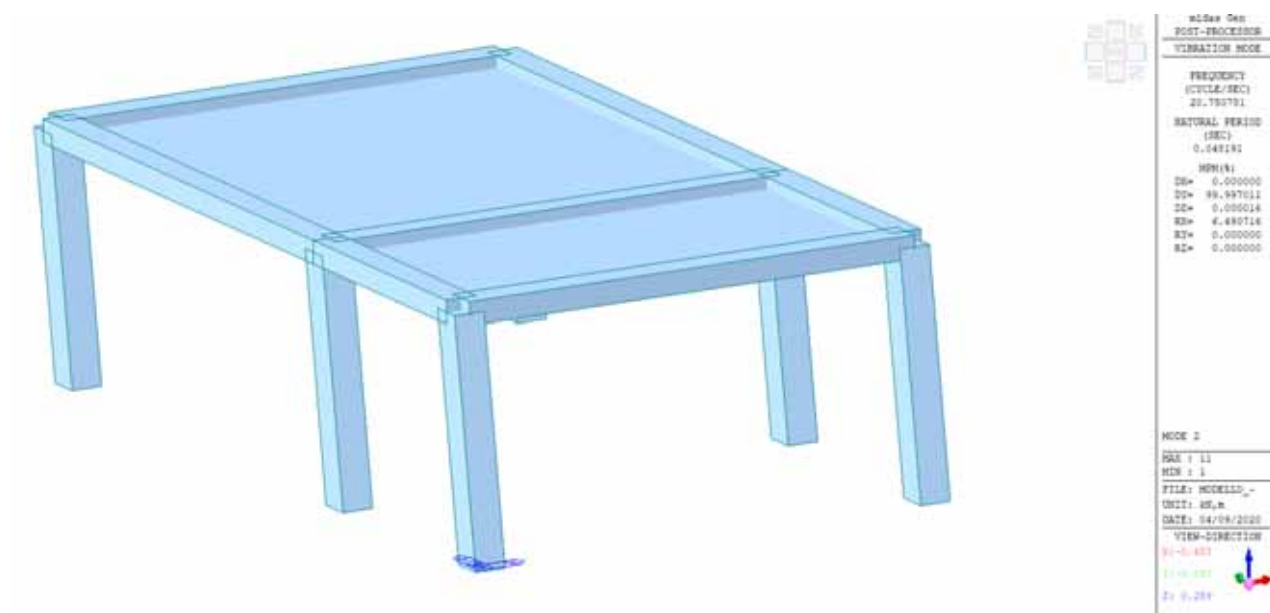


Figura 0.5 Deformata modo 2

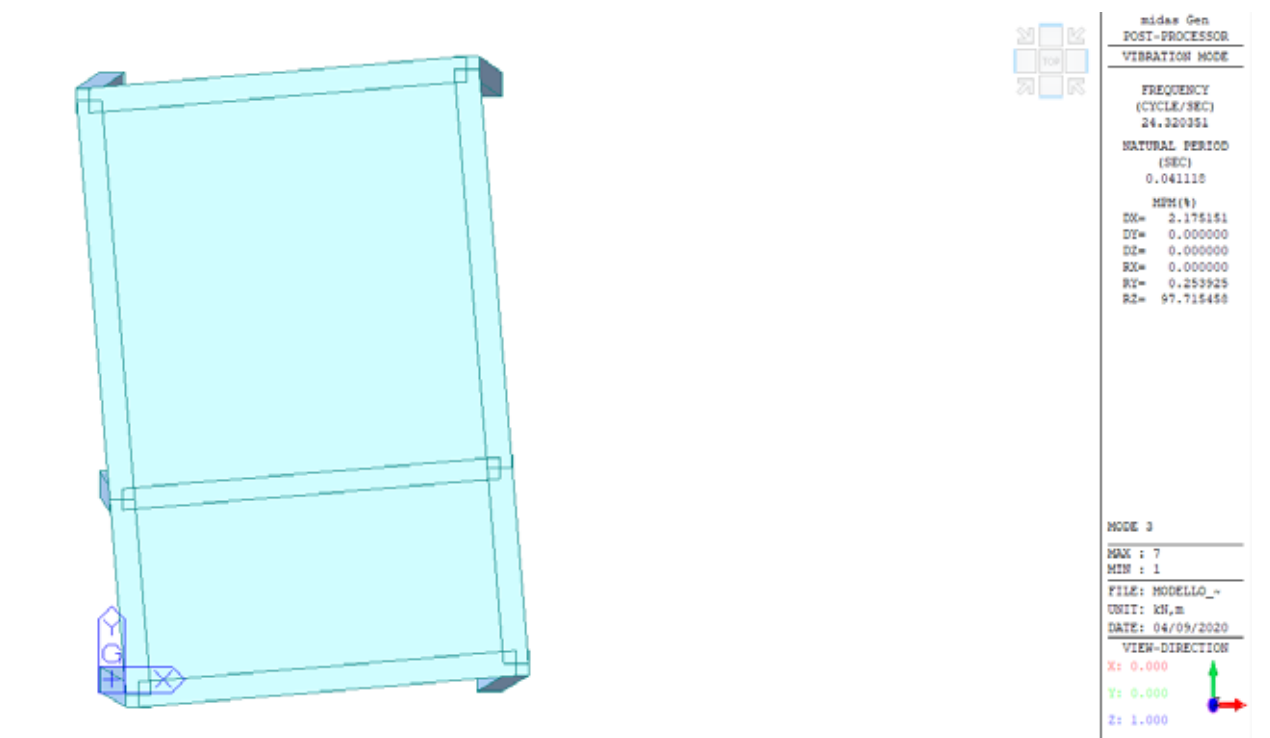


Figura 0.6 Deformata modo 3

6.2 Analisi dinamica lineare con fattore di comportamento q

Con le informazioni ottenute dall'analisi agli autovalori, si è svolta, con il medesimo modello, un'analisi modale con spettro di risposta per ciascuno stato limite considerato (SLV e SLD). Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC.

Si riportano di seguito (Figura 0.7, Figura 0.8, Figura 0.9, Figura 0.10, Figura 0.11,) a titolo di esempio le sollecitazioni sulla nella combinazione involuppo di tutte le combinazioni SLU e sismiche adottate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

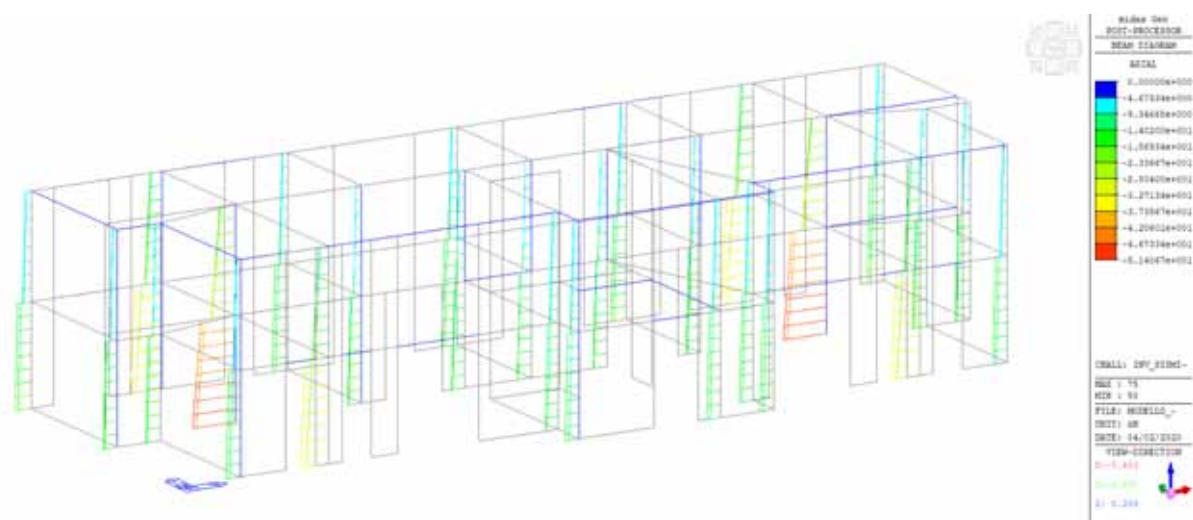


Figura 0.7 Azione assiale nei pilastri

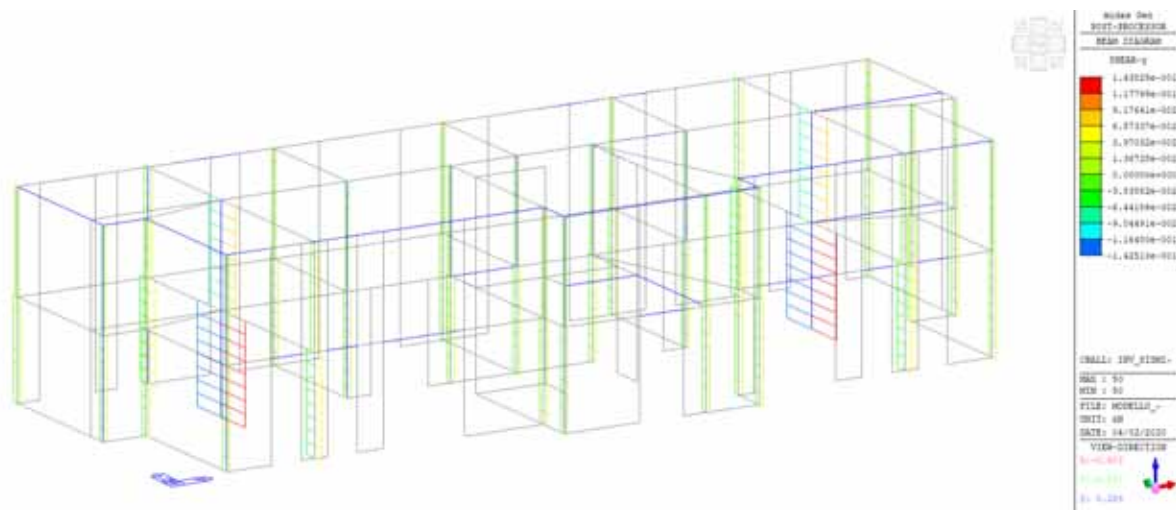


Figura 0.8 Taglio nella direzione y (asse locale elemento)

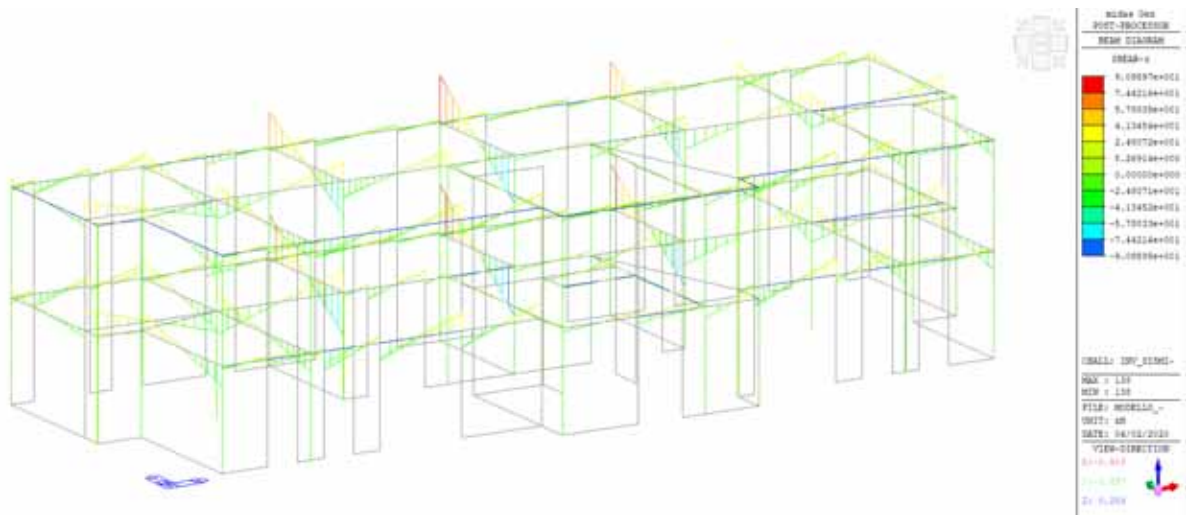


Figura 0.9 Taglio nella direzione z (asse locale elemento)

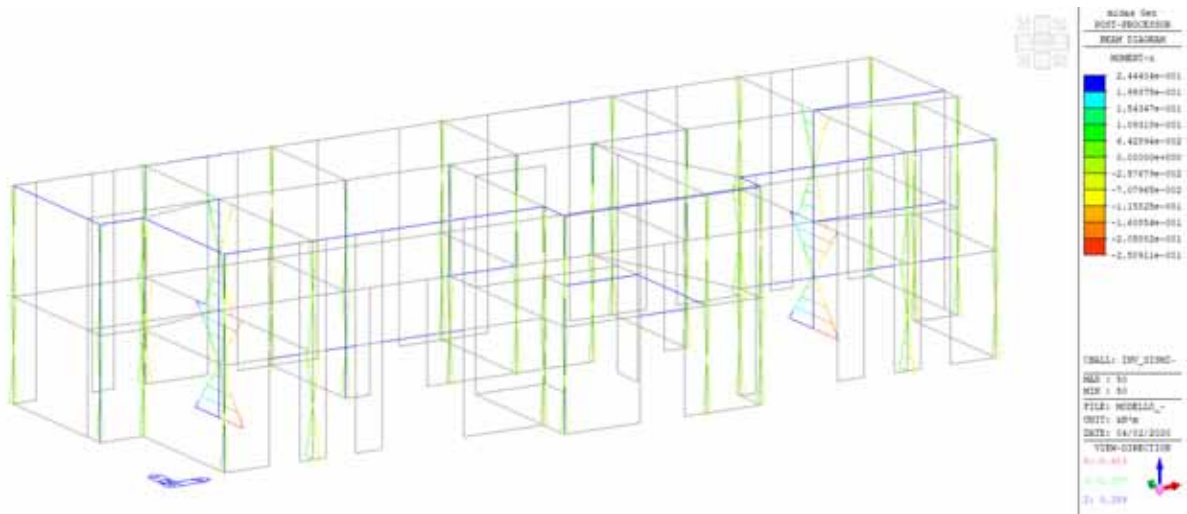


Figura 0.10 Momento in direzione z associato al taglio in direzione y (asse locale elemento)

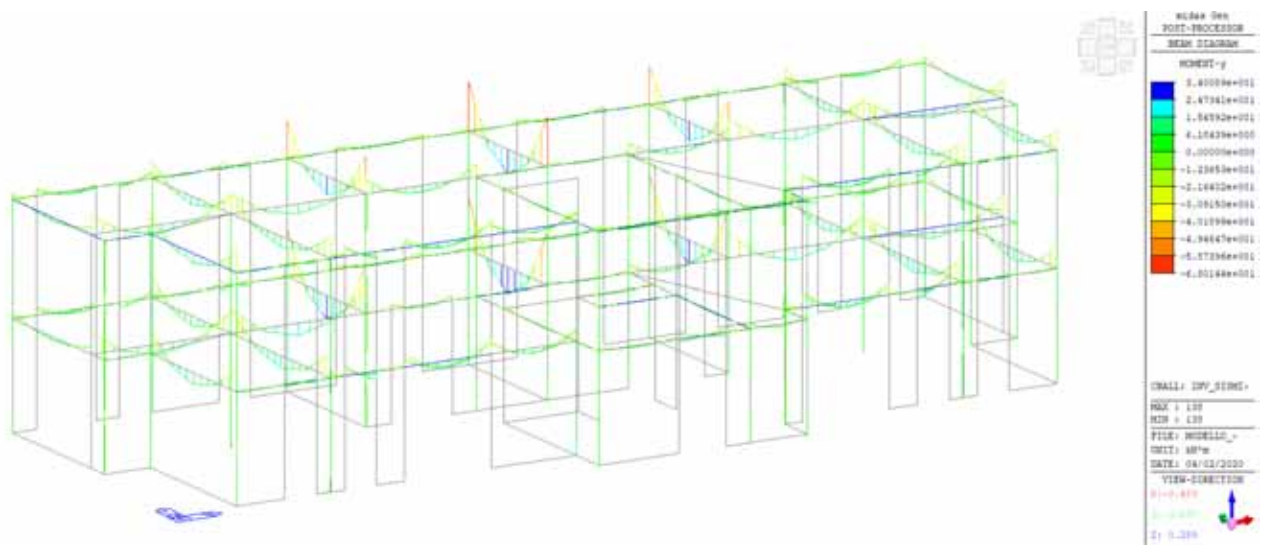


Figura 0.11 Momento in direzione y associato al taglio in direzione z (asse locale elemento)

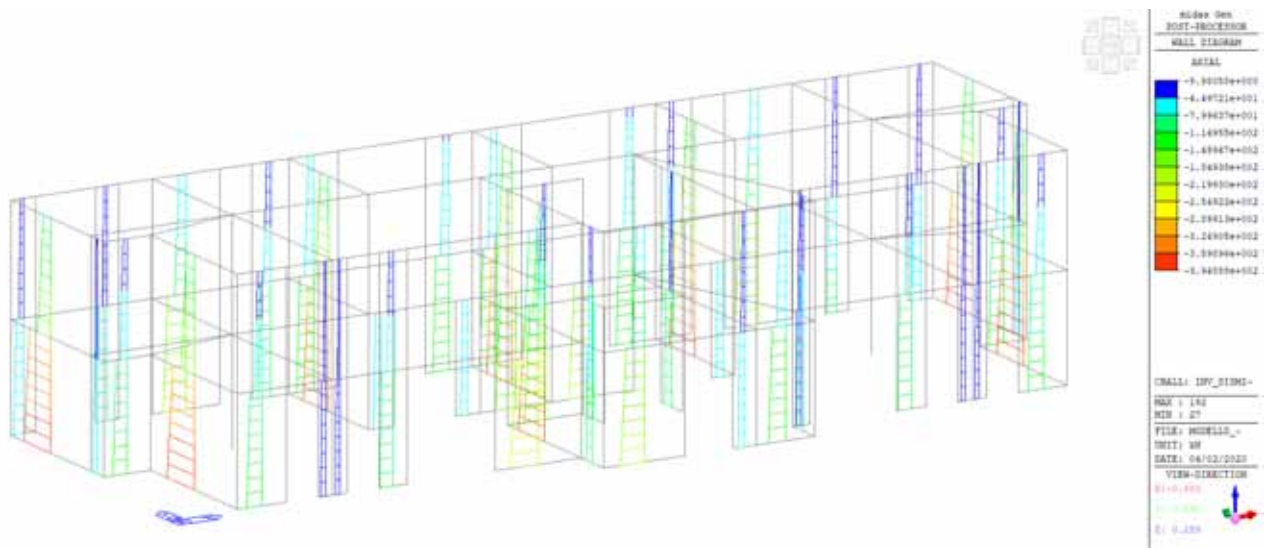


Figura 0.12 Azione assiale negli elementi parete (WALL)

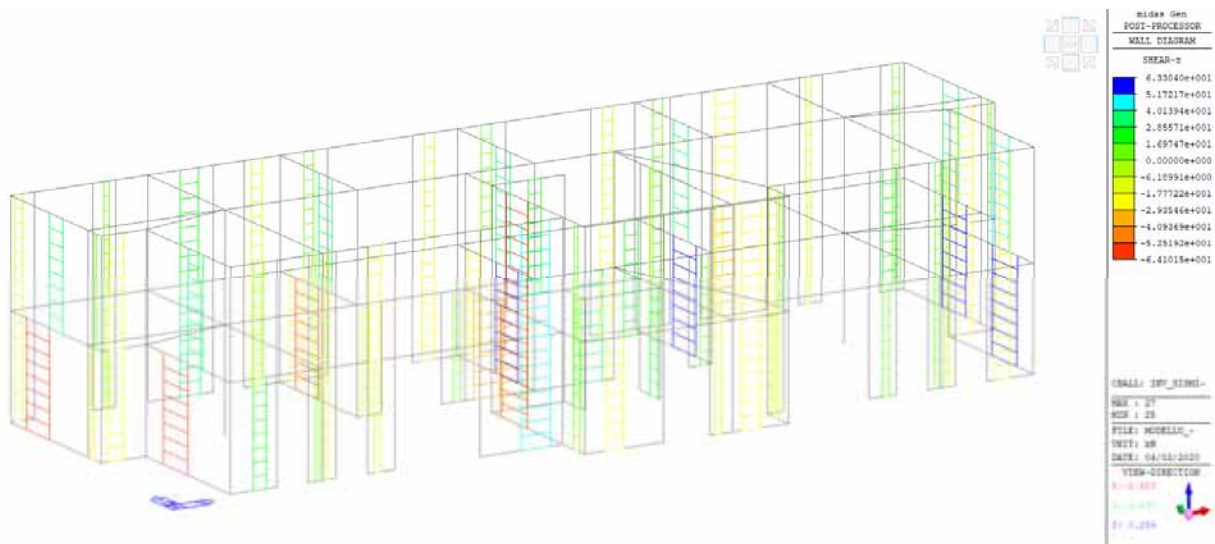


Figura 0.43 Taglio nella direzione z (asse locale elemento) negli elementi parete (WALL)

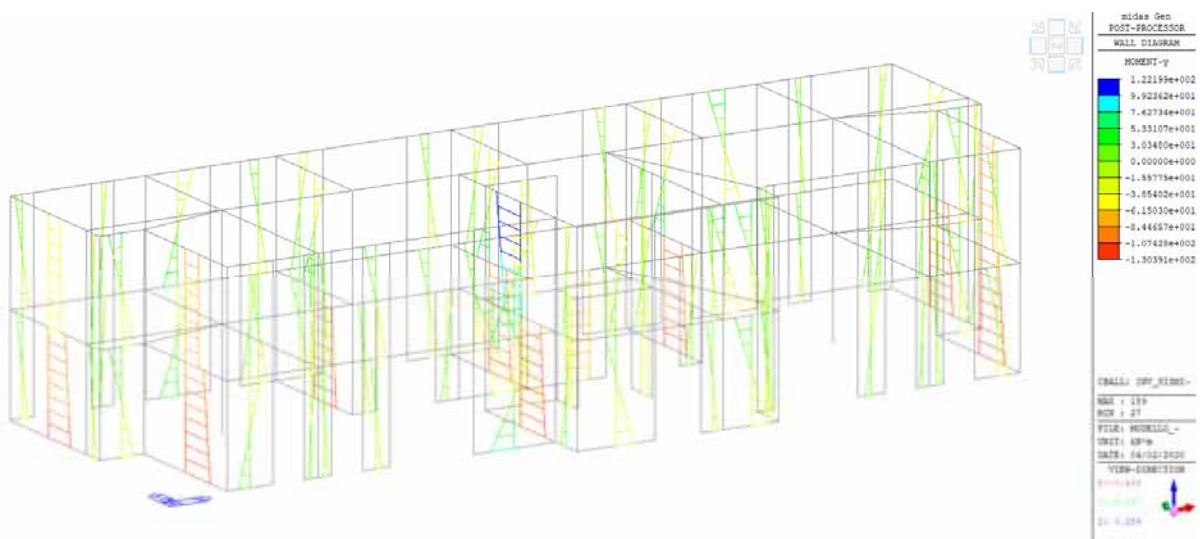


Figura 0.54 Momento in direzione y associato al taglio in direzione z (asse locale elemento)

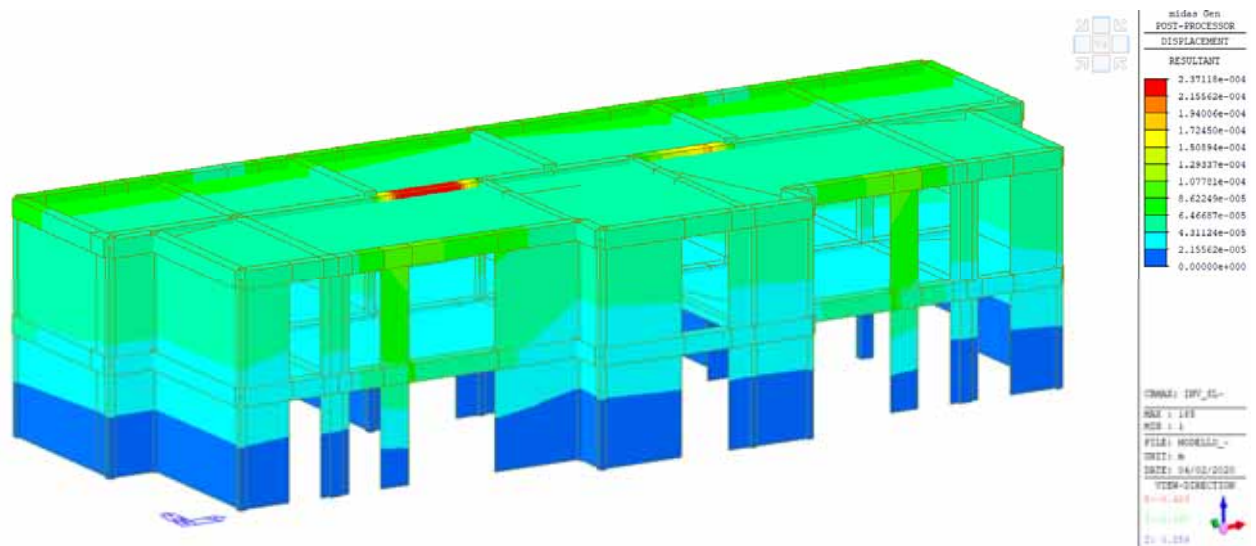


Figura 0.65 Risultante degli spostamenti in direzione XYZ positive– Involuppo allo SLD

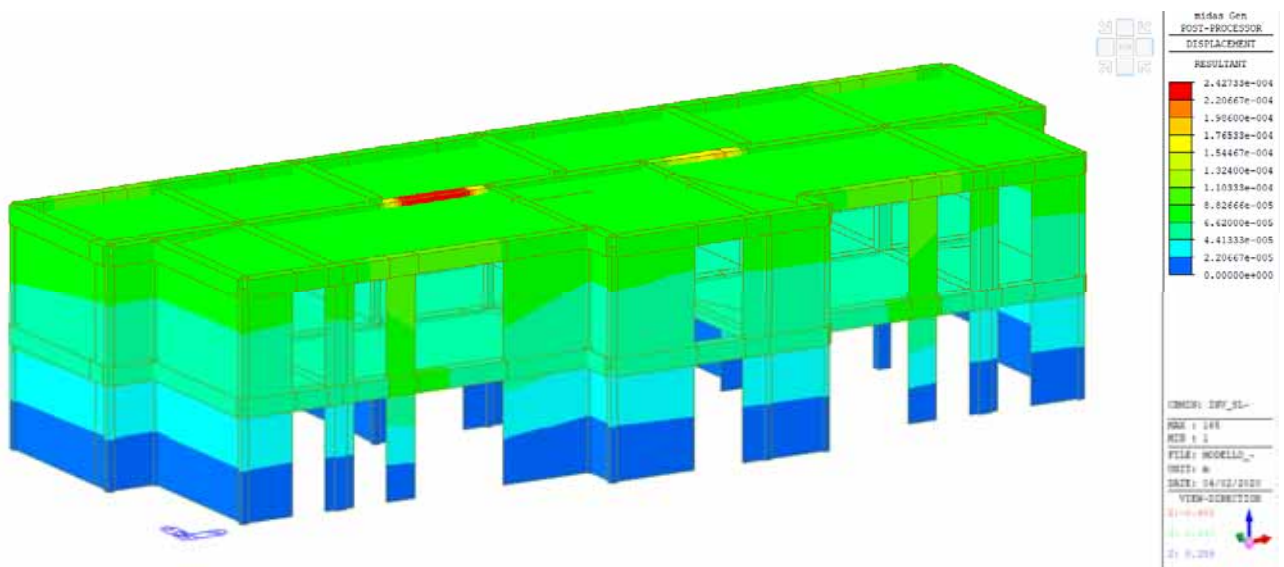


Figura 0.76 Risultante degli spostamenti minimi in direzione XYZ negative – Involuppo allo SLD

6.2.1 Locali tecnici

Con le informazioni ottenute dall'analisi agli autovalori, si è svolta, con il medesimo modello, un'analisi modale con spettro di risposta per ciascuno stato limite considerato (SLV e SLD). Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC.

Si riportano di seguito a titolo di esempio le sollecitazioni sulla nella combinazione involuppo di tutte le combinazioni SLU e sismiche adottate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

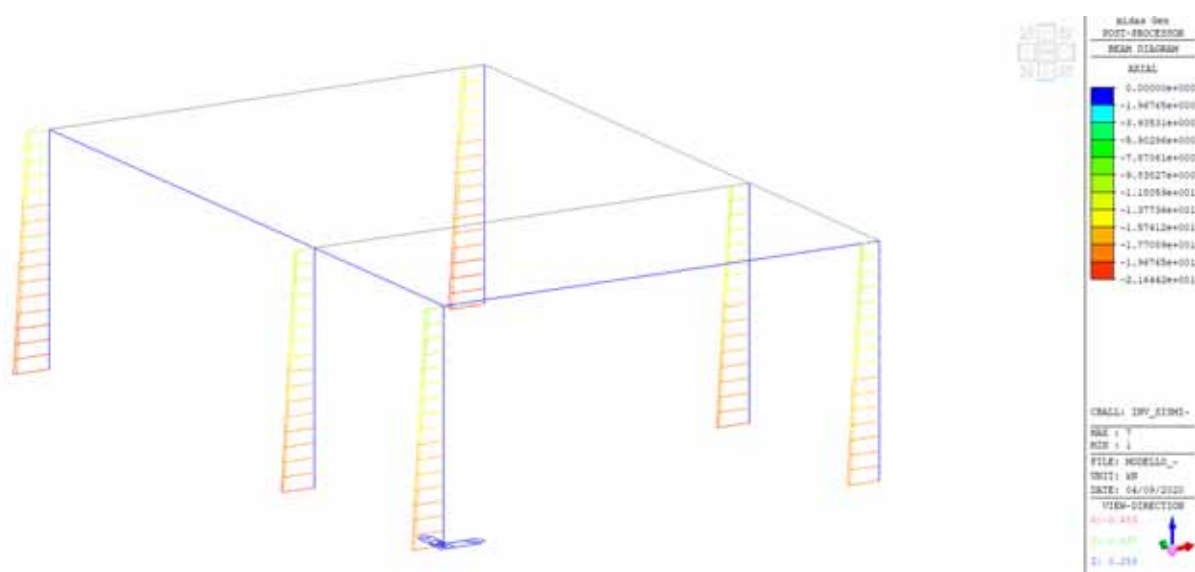


Figura 0.87 Azione assiale nei pilastri

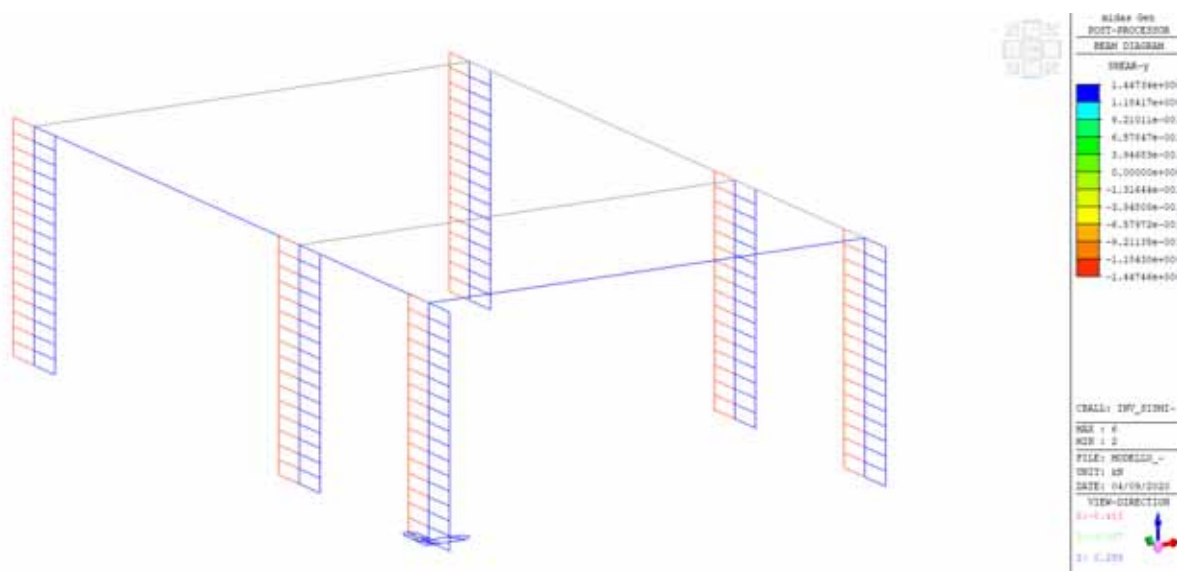


Figura 0.98 Taglio nella direzione y (asse locale elemento)

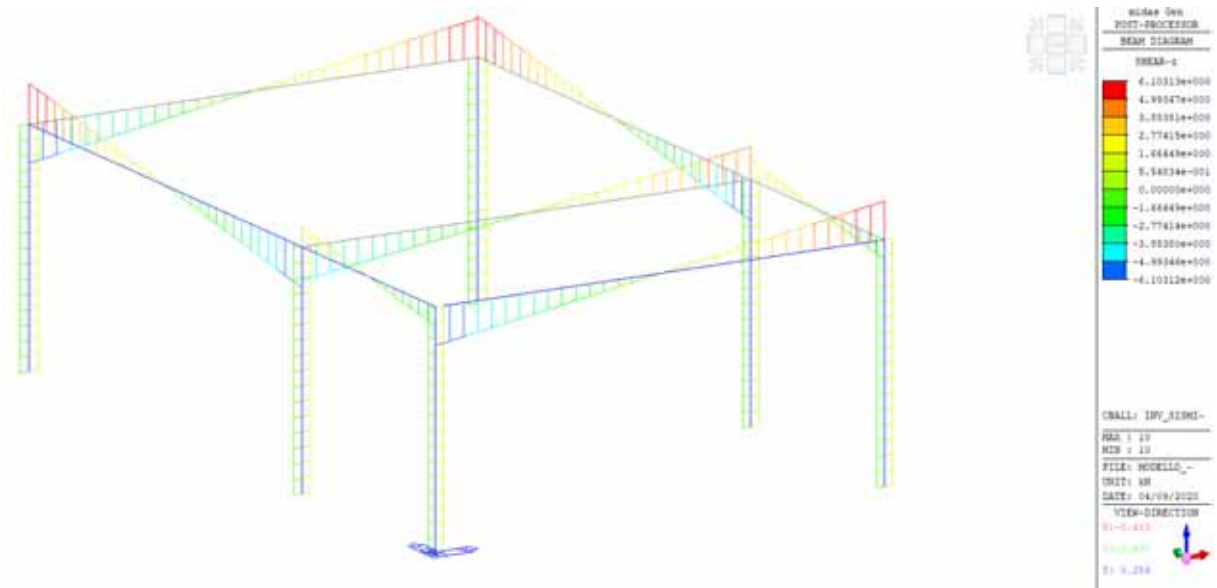


Figura 0.109 Taglio nella direzione z (asse locale elemento)

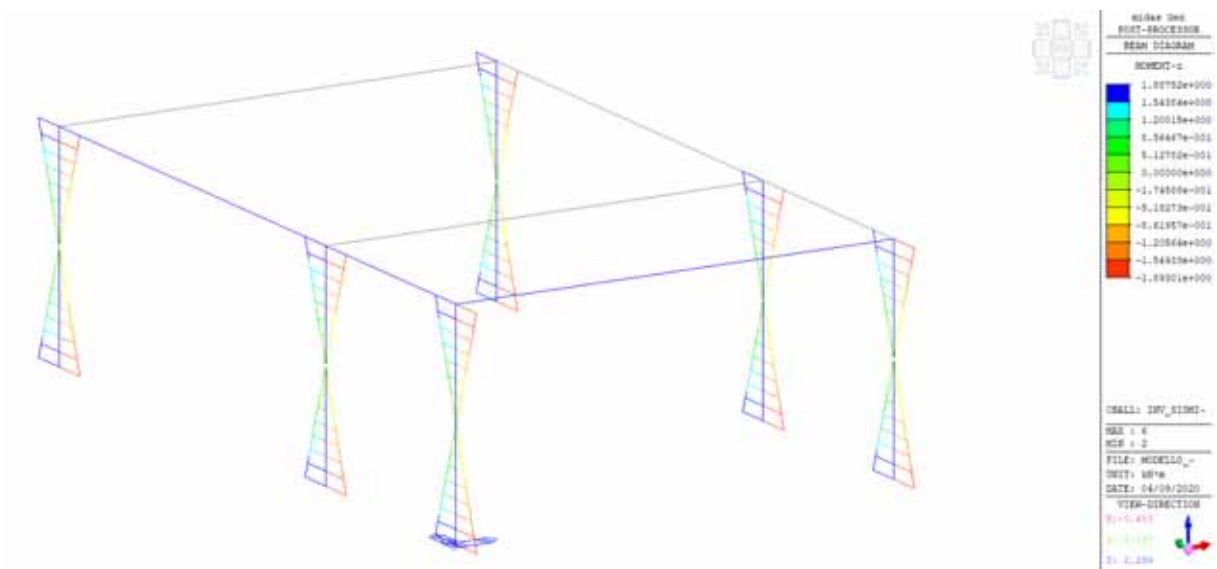


Figura 0.20 Momento in direzione z associato al taglio in direzione y (asse locale elemento)

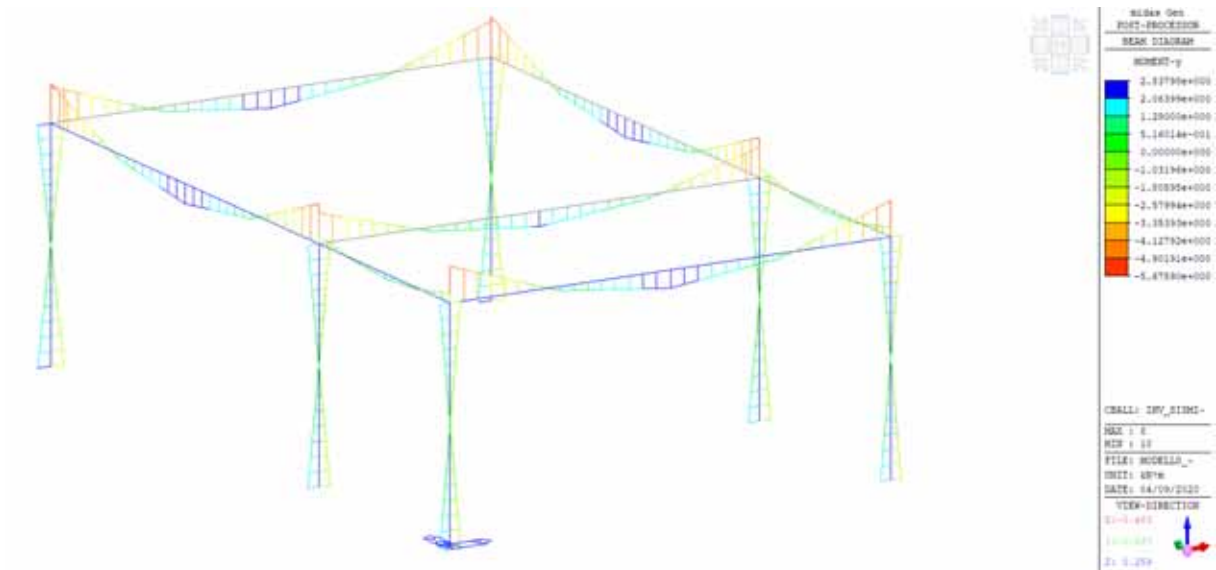


Figura 0.21 Momento in direzione y associato al taglio in direzione z (asse locale elemento)

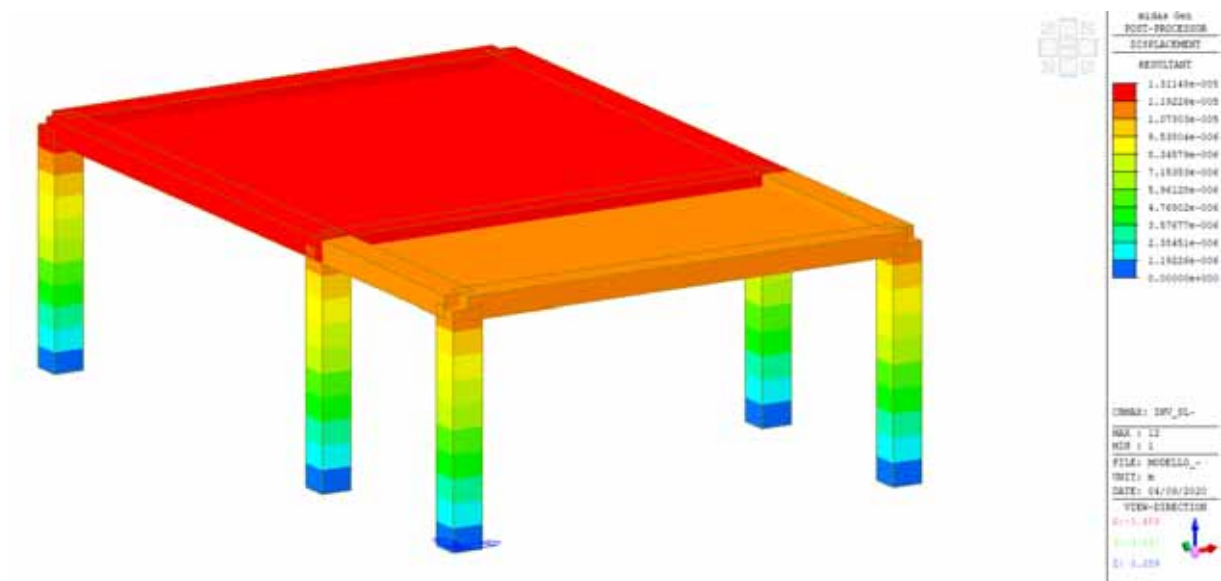


Figura 0.22 Risultante degli spostamenti in direzione XYZ positive – involucro allo SLD

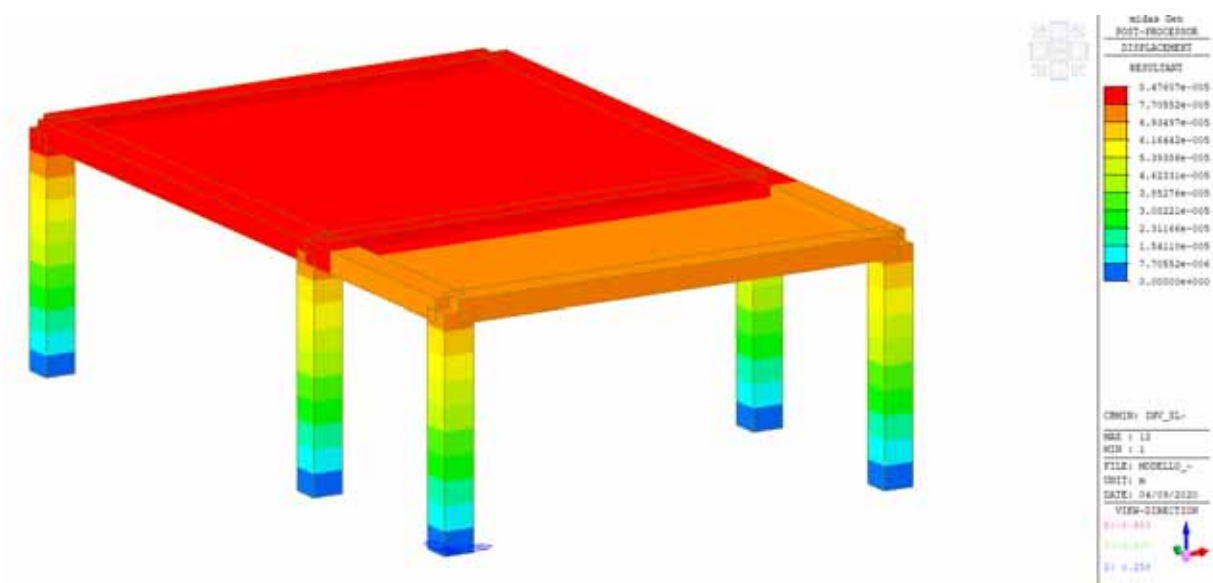


Figura 0.23 Risultante degli spostamenti minimi in direzione XYZ negative – involucro allo SLD

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche sono condotte secondo quanto riportato nel D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018) e nella Circolare Applicativa n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 (G.U. n. 35 del 11-02-2019).

Le verifiche sono state condotte per due diversi Stati Limite:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ossia per un TR pari a 475 anni;
- Stato Limite di Danno (SLD), ossia per un TR = 50 anni.

Come riportato nella Tabella 7.3.III le verifiche allo SLD saranno condotte in termini di rigidità e in termini di resistenza per lo SLV.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

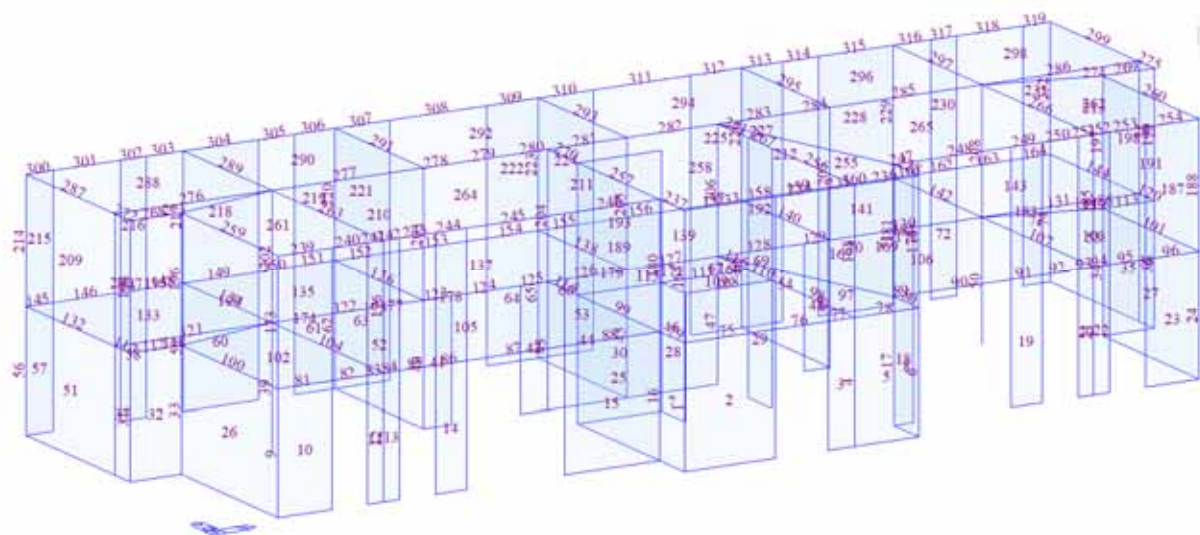
^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

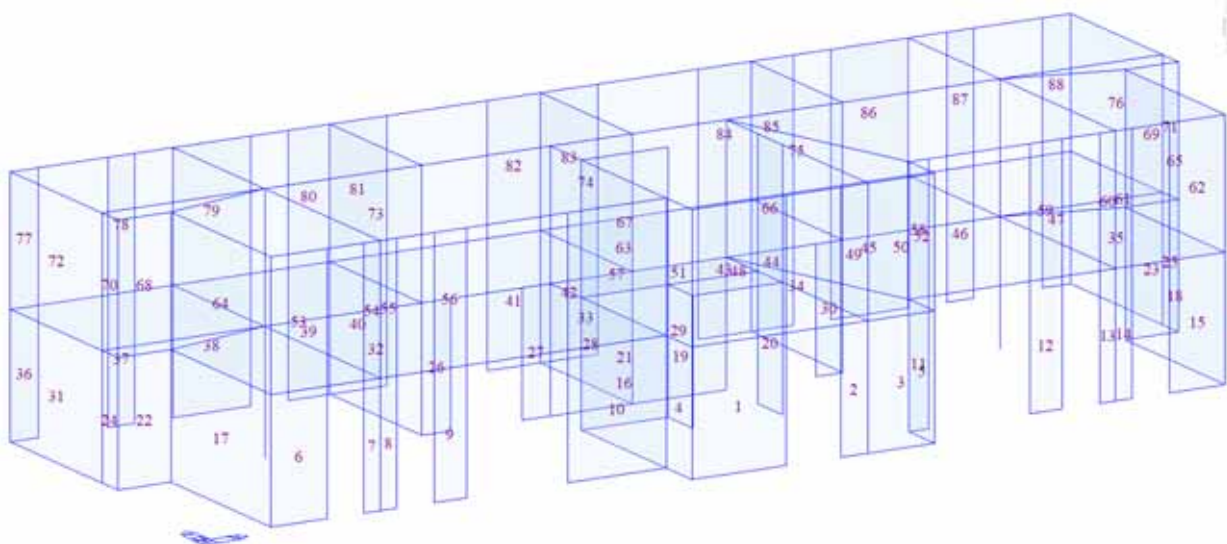
Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo (Paragrafo C7.4 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.), a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2.

La struttura in oggetto rientra tra strutture a pareti debolmente armate, ovvero nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. §7.4.4.5), aventi resistenza a taglio alla base maggiore o uguale al 65% della resistenza a taglio totale.

Per una migliore leggibilità dei risultati si riporta la numerazione degli elementi oggetto di verifica in Figura 0.1.



(a)



(b)

Figura 0.1 Numerazione elementi per piano: (a) numerazione elementi beam; (b) numerazione elementi wall (WALL-ID)

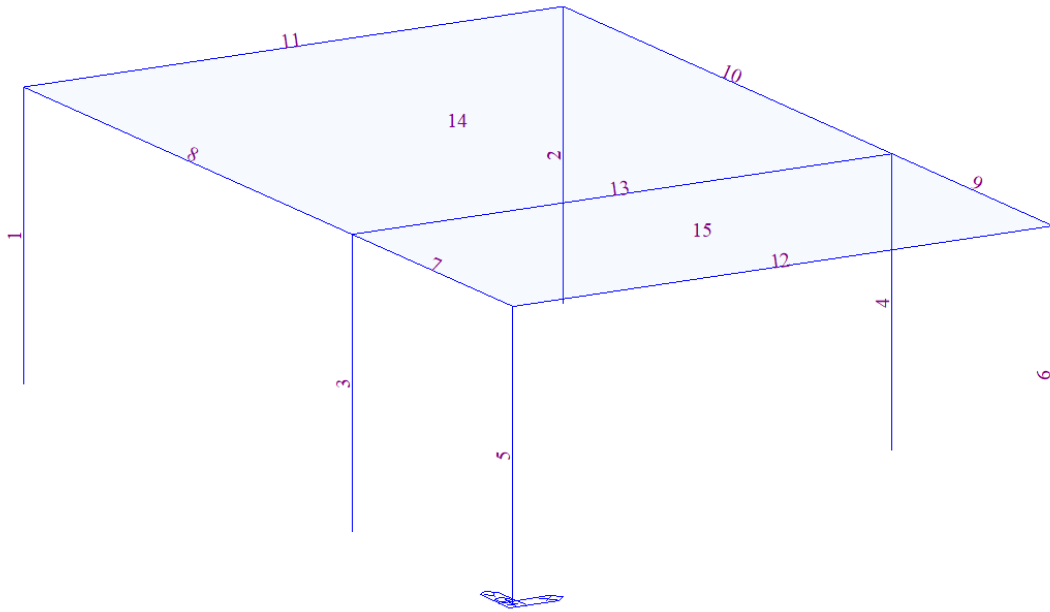


Figura 0.2 Numerazione elementi modello Locali tecnici

7.1 Verifiche strutturali Pilastri SLV

Il valore della resistenza a taglio fornito dall'eq. [C8.7.2.8] non può, in ogni caso, essere assunto maggiore del valore della resistenza a “taglio compressione”, valutata come per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.28] delle NTC), utilizzando $\theta = 45^\circ$.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a “taglio compressione” si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

Le verifiche a pressoflessione sono state condotte in accordo con quanto riportato al §4.1.2.3.4.2:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Vista la dipendenza del momento resistente dall'azione assiale sono state considerate le sollecitazioni agenti per tutte le singole combinazioni sismiche e si è verificata la casistica più sfavorevole.

Per i pilastri il momento resistente è stato ricavato con l'ausilio dell'applicativo VCA-SLU (Gelfi, 2011) nel caso di pressoflessione deviata inserendo l'effettiva geometria della sezione e la corretta posizione ed entità di ciascuna barra.

Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche a pressoflessione sull'elemento più sollecitato per azione sismica e per azione statica.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
50	Inv_sismica(all)	J[108]	-37.7	0.13	-0.27	0	0.46	-0.22

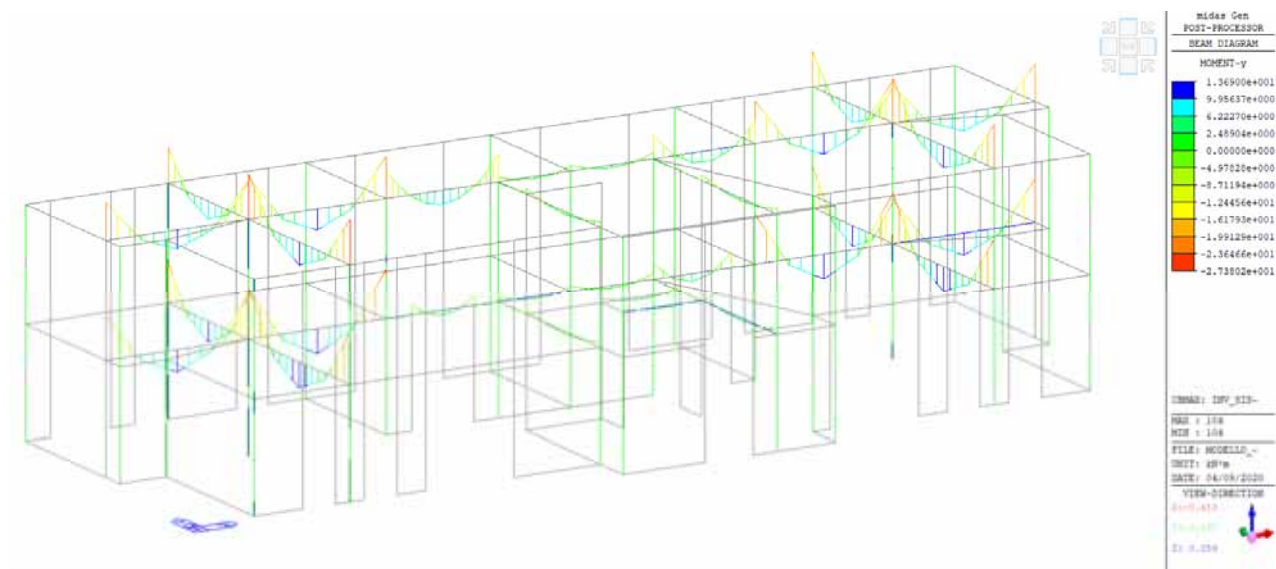


Figura 0.3 Pilastro più sollecitato in sismica: Elem 50

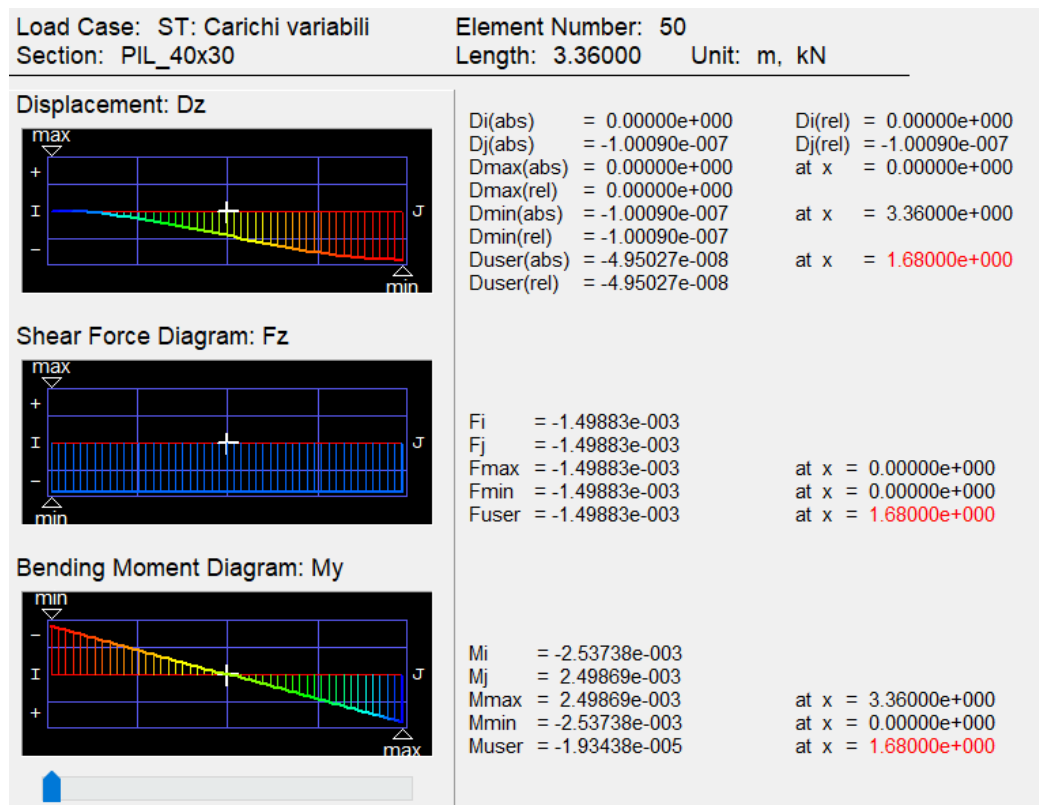
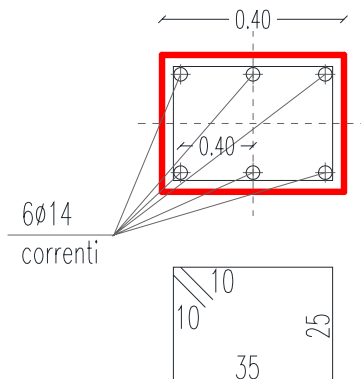


Figura 0.4 Sollecitazioni per combinazione sismica Pilastro 50

Pilastri P3, P4



Scala 1:20

STAFFA:
 Ø10/30 cm
 SV= 140 cm
 Angolo piegatura
 ancoraggio = 135°

Figura 0.2 Armature pilastri 40x30cm

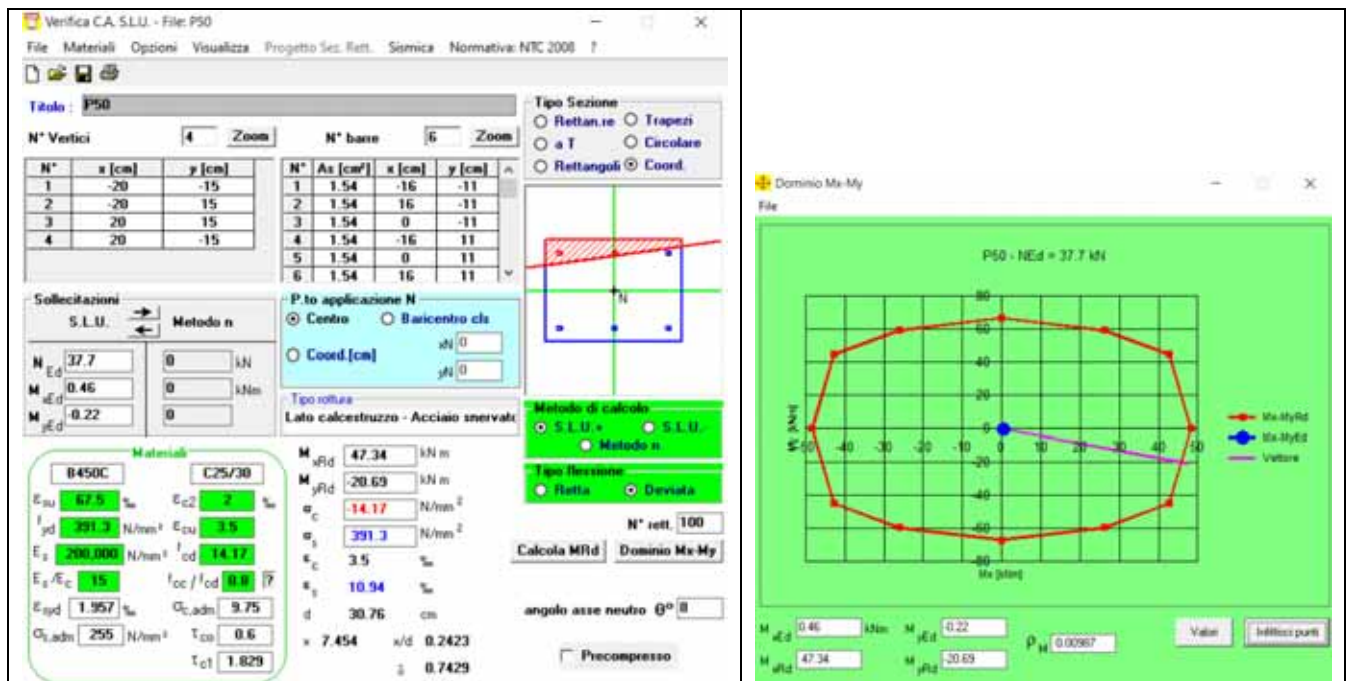


Figura 0.3 Verifica a flessione pilastro più sollecitato in sismica

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio del pilastro più sollecitato a taglio (Elemento 14):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 380 \times 157 / 300 \times 391 = 69,98 \text{ kN} > V_{sd} = 0,27 \text{ kN}$$

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
202	Combostatica	J[163]	-22.81	0.01	-0.02	0	24.81	18.56

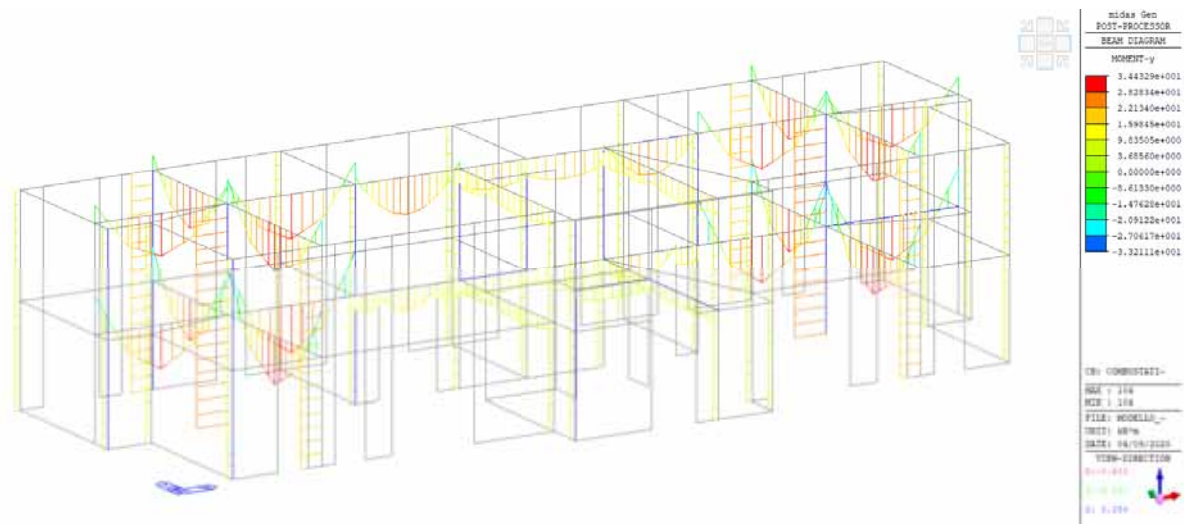


Figura 0.4 Pilastro più sollecitato in statica: Elem 202

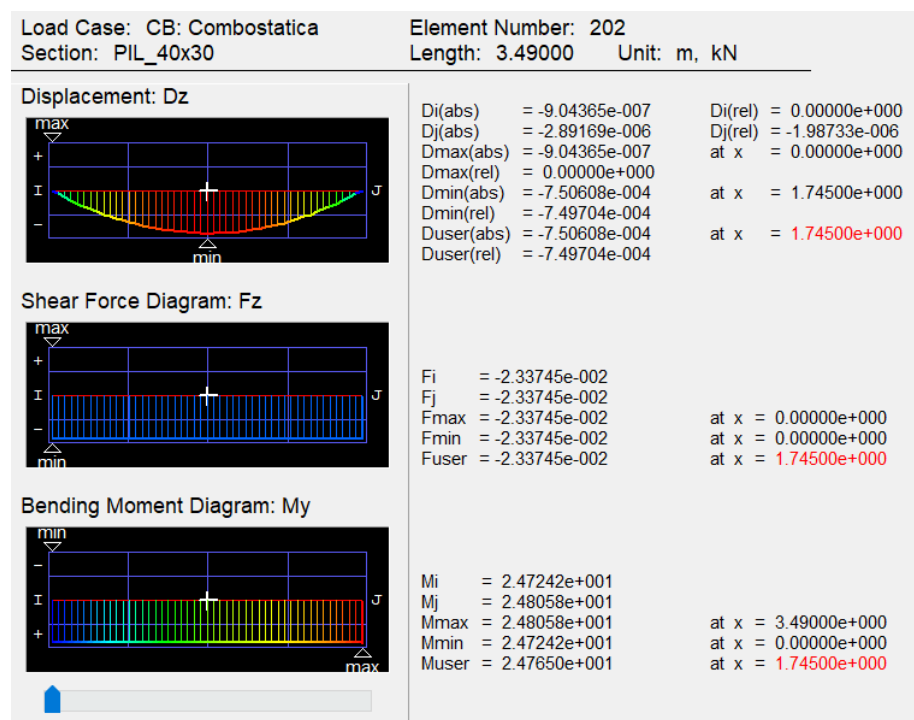


Figura 0.5 Sollecitazioni per combinazione statica Pilastro 202

Pilastri P3, P4

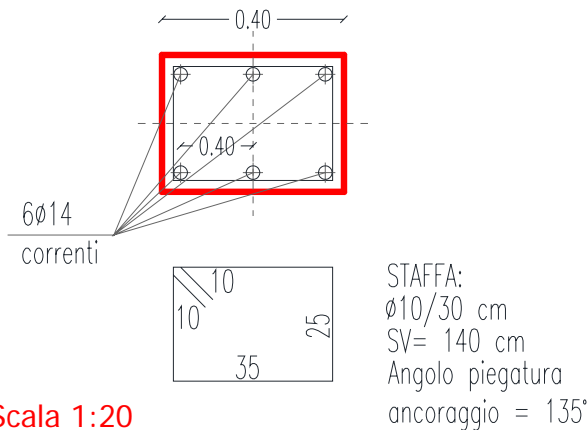


Figura 0.6 Armature pilastri 40x30cm

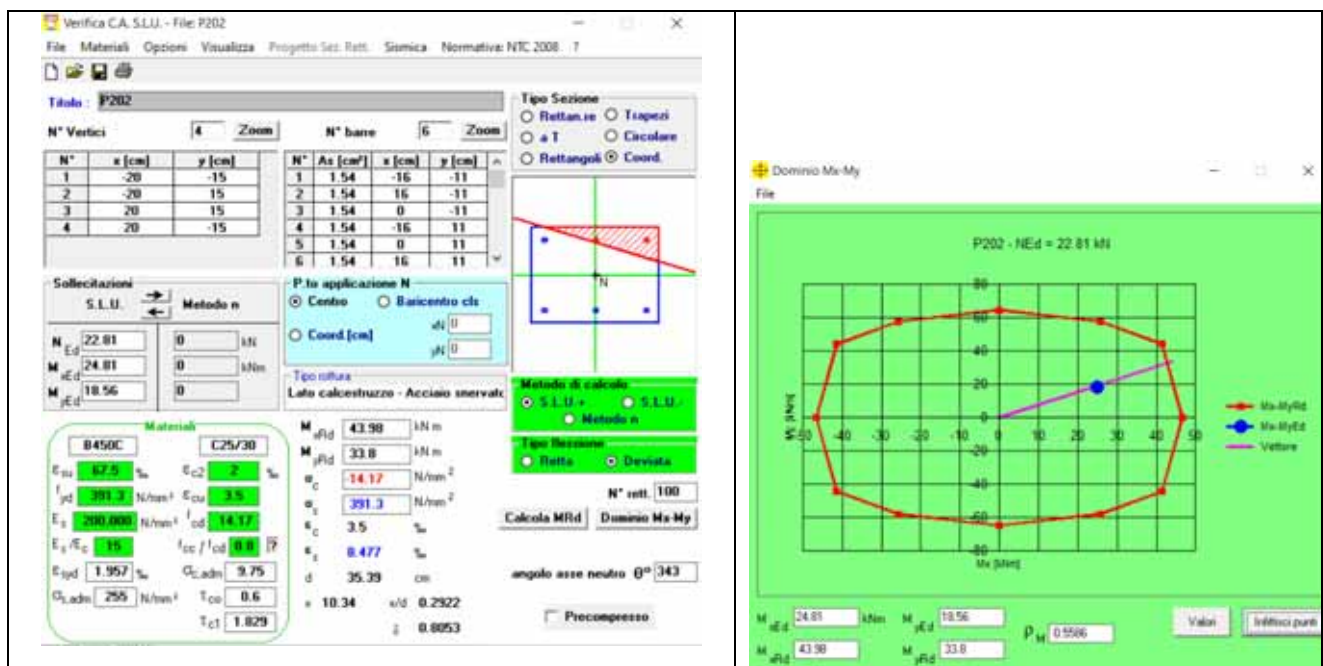


Figura 0.7 Verifica a flessione pilastro più sollecitato in statica

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio del pilastro più sollecitato a taglio (Elemento 14):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 380 \times 157 / 300 \times 391 = 69,98 \text{ kN} > V_{sd} = 0,02 \text{ kN}$$

7.1.1 Verifiche strutturali Pilastri Locali tecnici SLV

Si riportano di seguito le verifiche dei pilastri per la condizione di carico più sfavorevole.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1	Inv_sismica(all)	I[5]	-21.64	-1.45	-1.59	0.02	-2.07	-1.89
1	Inv_sismica(all)	J[11]	-13.65	-1.45	-1.59	0.02	2.07	-1.89
1	Combostatica	I[5]	-41.57	0	0	0	0	-0.01
1	Combostatica	J[11]	-31.18	0	0	0	0	-0.01

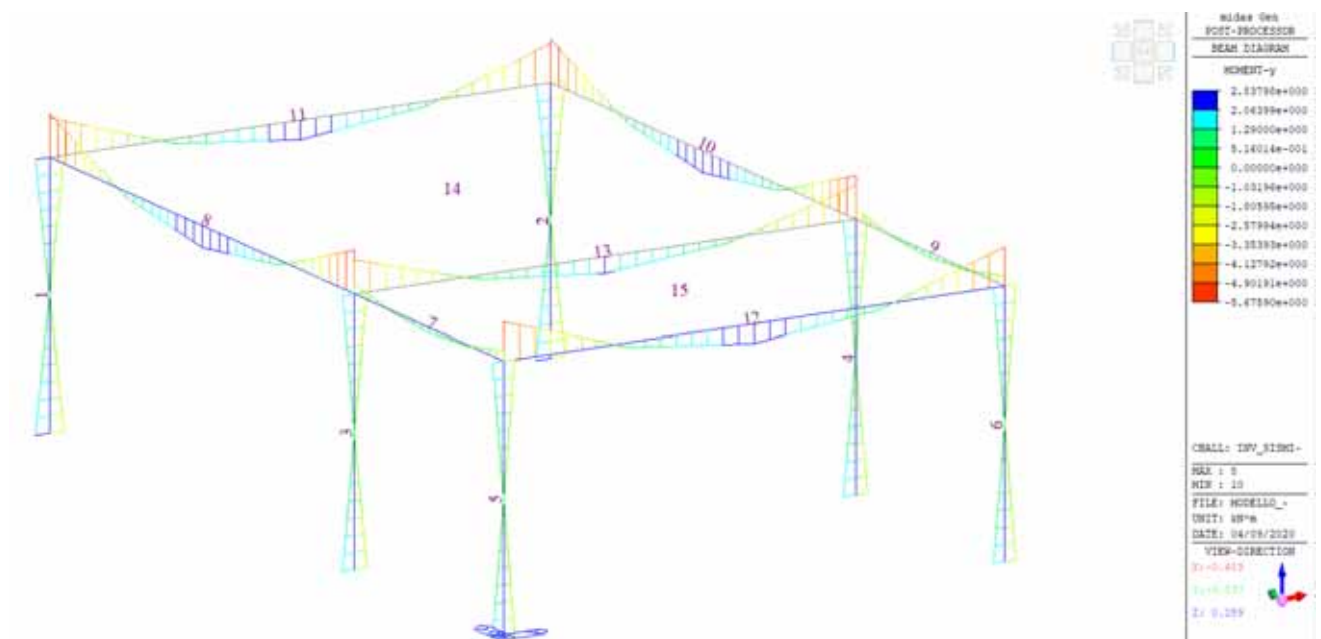


Figura 0.10 Pilastro più sollecitato in sismica: Elem. 1

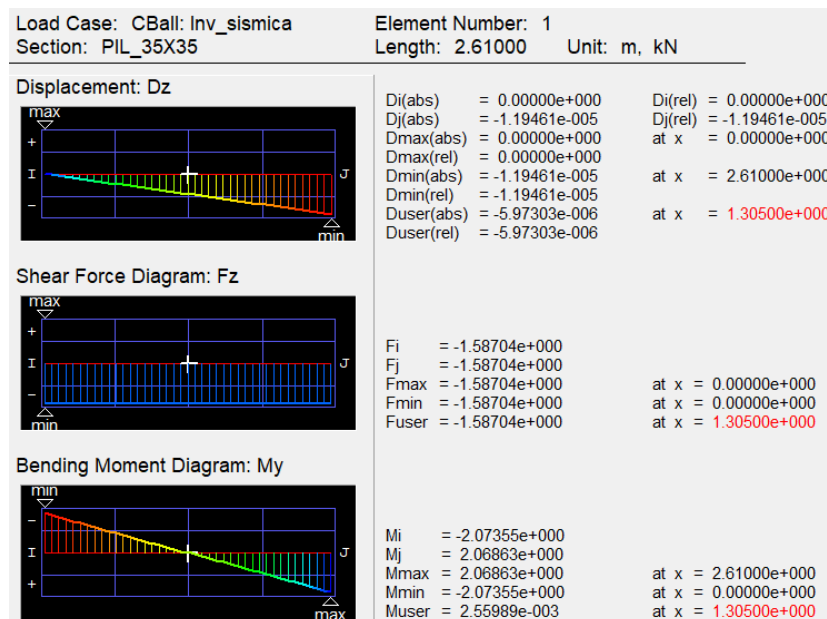
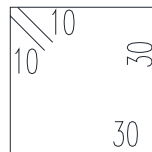
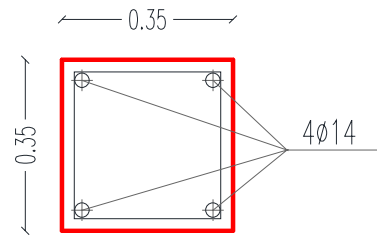


Figura 0.11 Sollecitazioni per combinazione sismica Pilastro 1

ARMATURA PILASTRI



STAFFA:
 $\varnothing 10/25$ SV=140 cm
 Angolo piegatura
 ancoraggio = 135°

Figura 0.12 Armature pilastri 35x35 cm

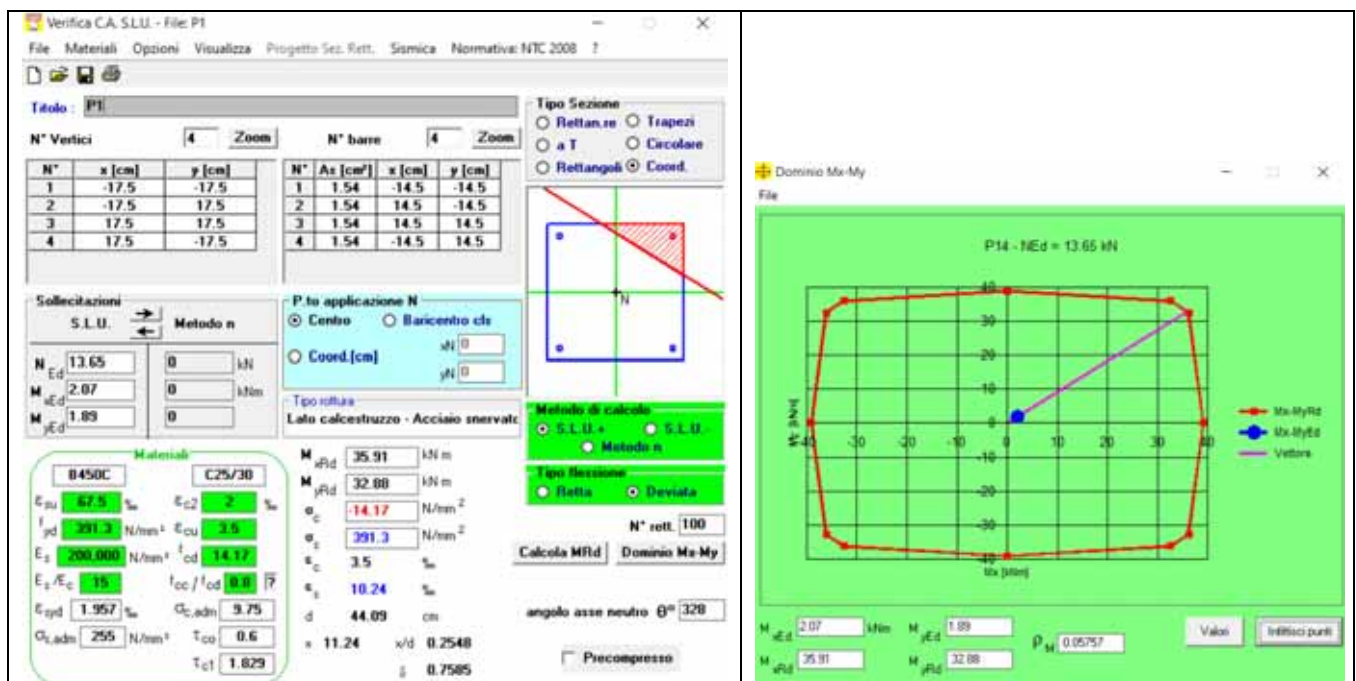


Figura 0.13 Verifica a flessione pilastro più sollecitato in sismica

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio del pilastro più sollecitato a taglio (Elemento 1):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 320 \times 157 / 250 \times 391 = 70,71 \text{ kN} > V_{sd} = 1,59 \text{ kN}$$

7.2 Verifica delle travi allo SLV

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate delle travi in condizioni sismiche e statiche.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
104	Inv_sismica(all)	I[74]	0	0	-28.95	0	-27.38	0

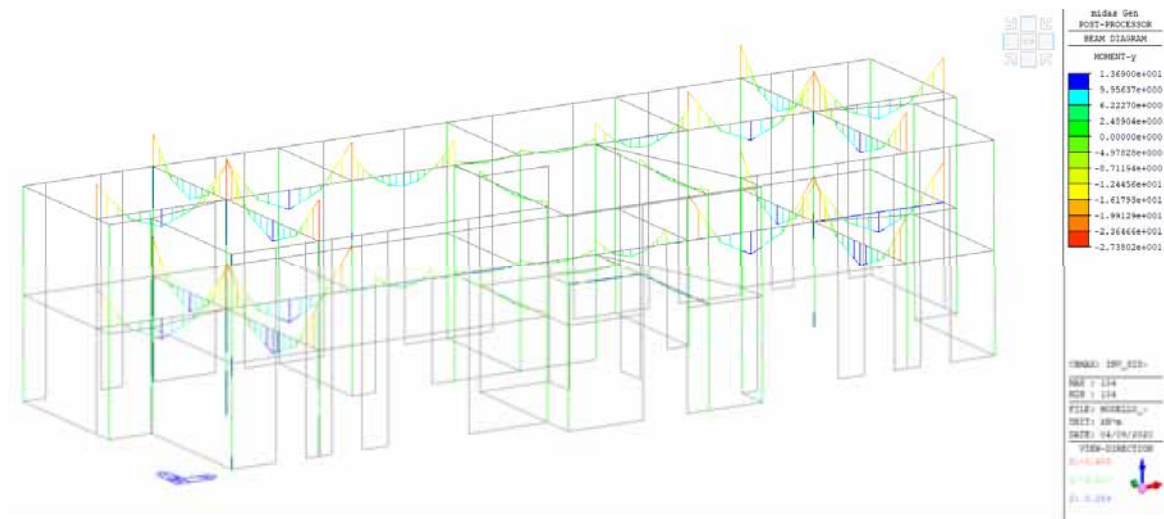


Figura 0.84 Trave più sollecitata in sismica: Elem 104

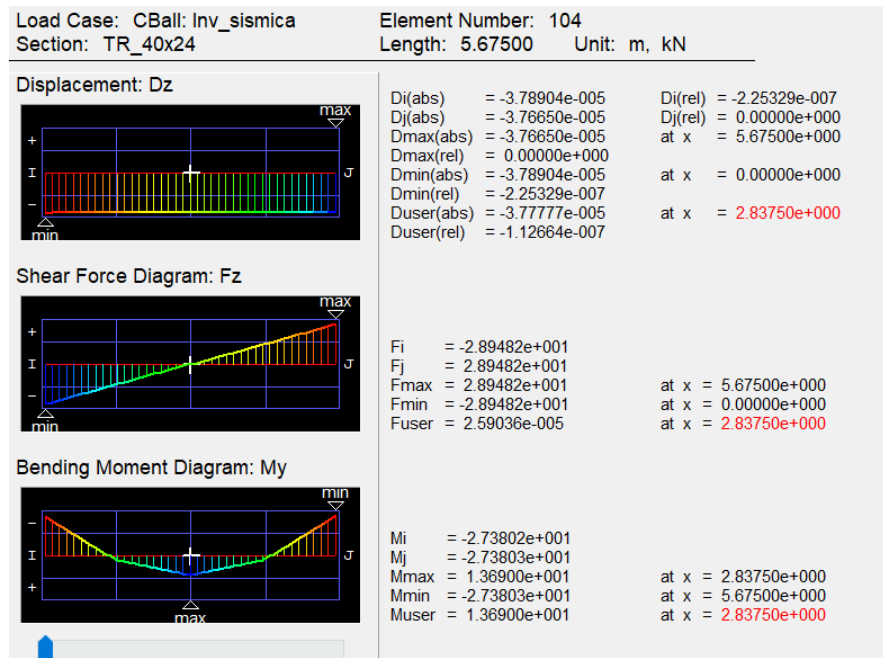


Figura 0.95 Sollecitazioni per combinazione sismica Trave 104

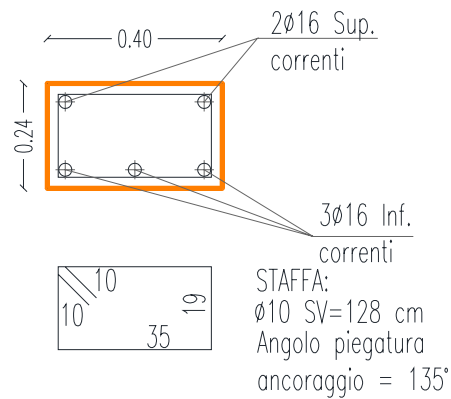


Figura 0.106 Armature travi principali del 1° piano

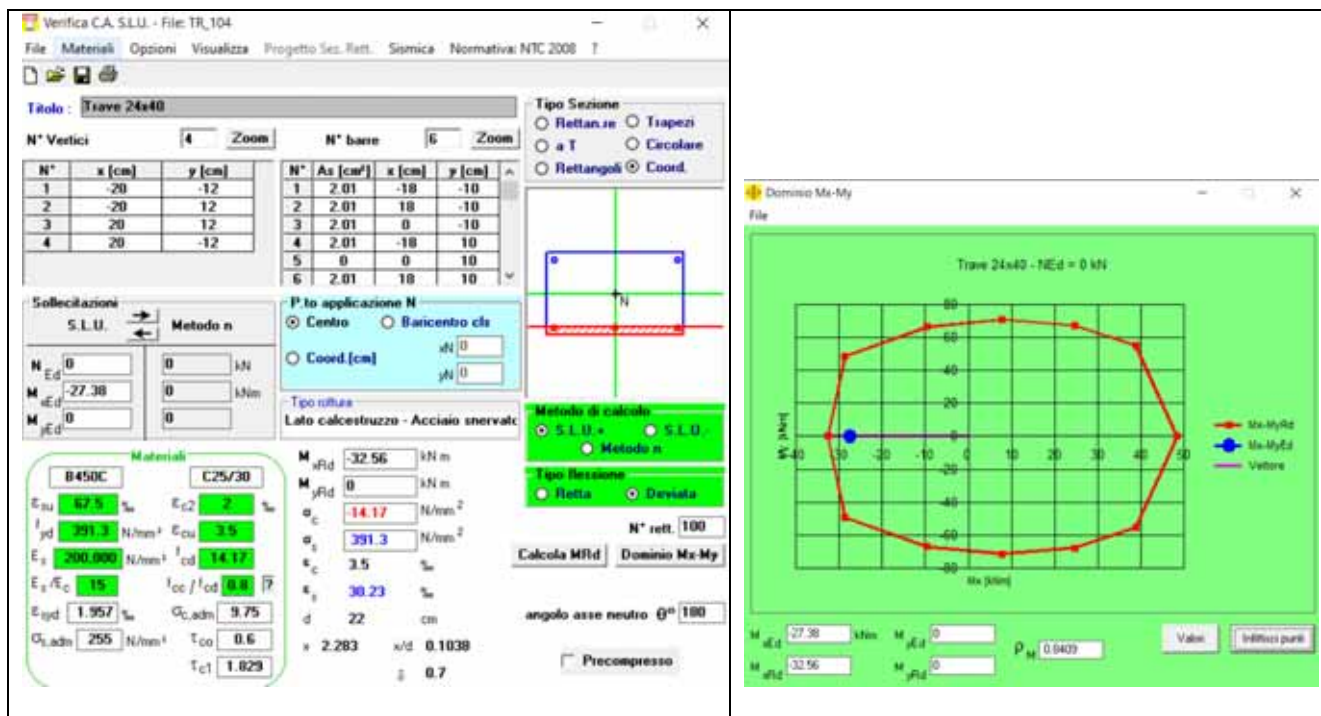


Figura 0.117 Verifica a flessione trave più sollecitata in sismica

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio della trave più sollecitata a taglio (Elemento 30):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 220 \times 157 / 128 \times 391 = 94,96 \text{ kN} > V_{sd} = 28,95 \text{ kN}$$

Elem	Load	Part	Part Order	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
104	Combostatica	2/4	2	0	0	0	0	34.43	19.81

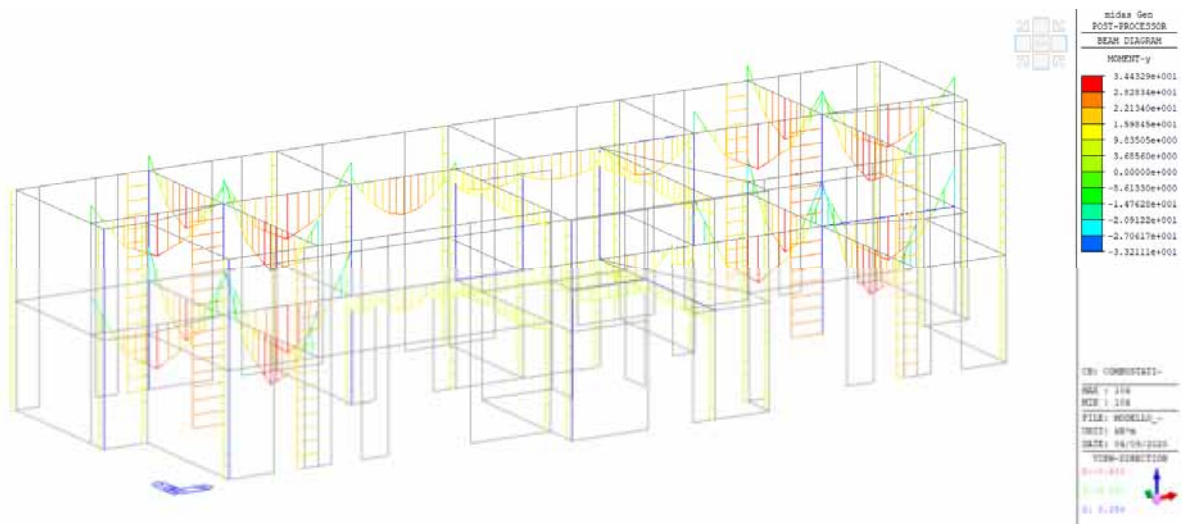


Figura 0.128 Trave più sollecitata in statica: Elem 104

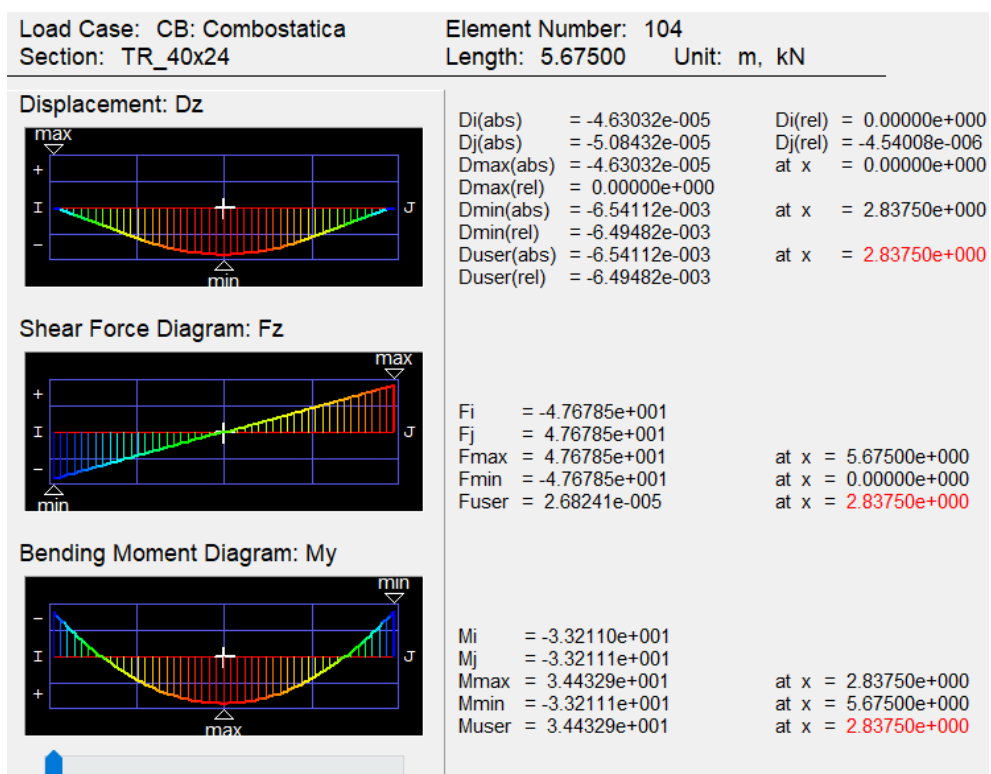


Figura 0.139 Sollecitazioni per combinazione statica Trave 104

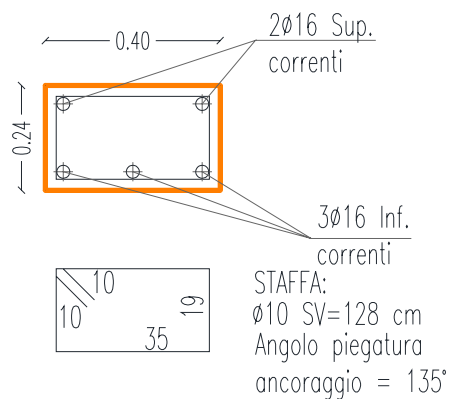


Figura 0.2014 Armature travi principali del 1° piano

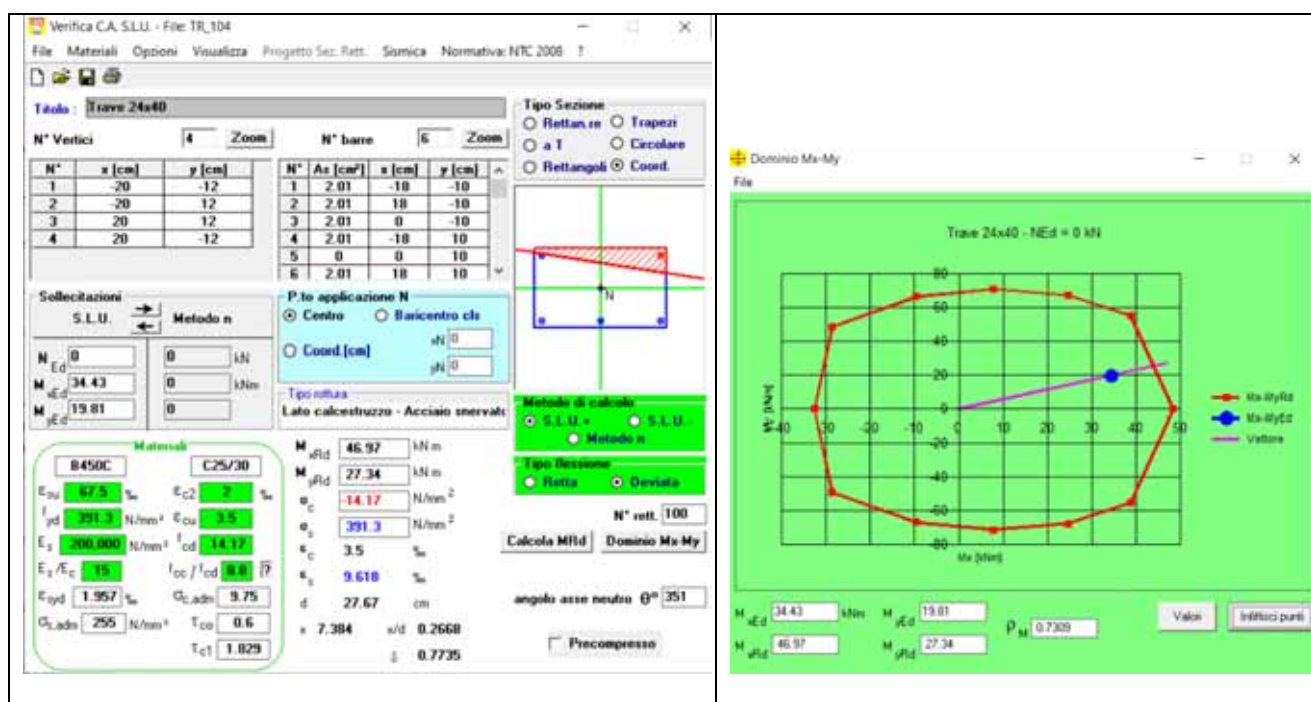
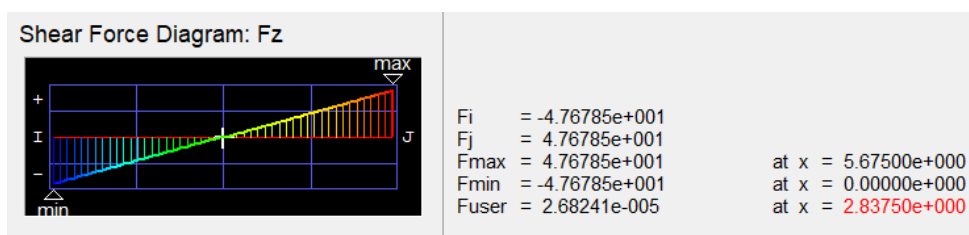


Figura 0.2115 Verifica a flessione trave più sollecitata in statica



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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio della trave più sollecitata a taglio (Elemento 104):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 220 \times 157 / 128 \times 391 = 94,96 \text{ kN} > V_{sd} = 47,68 \text{ kN}$$

7.2.1 Verifica strutturali travi Locali tecnici SLV

Si riporta di seguito le verifiche delle travi per la condizione di carico più sfavorevole.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
8	Combostatica	I[9]	0	0	-20.34	0	-18.91	0
8	Combostatica	J[11]	0	0	20.34	0	-18.91	0
8	Inv_sismica(all)	I[9]	0	0	-6.1	0	-5.68	0
8	Inv_sismica(all)	J[11]	0	0	6.1	0	-5.68	0

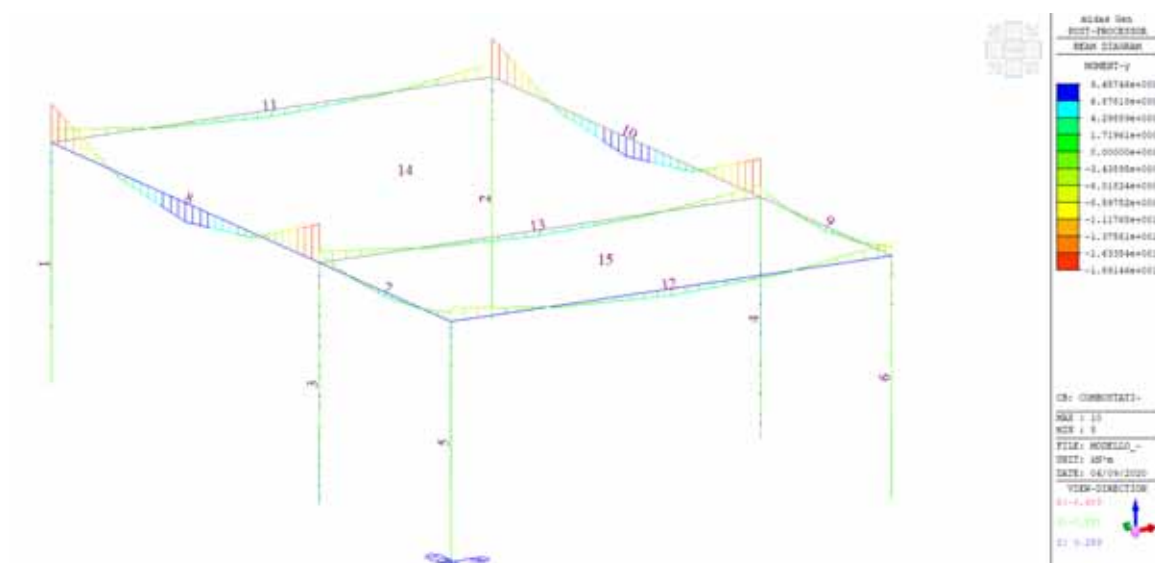


Figura 0.2316 Trave più sollecitata in statica: Elem 8

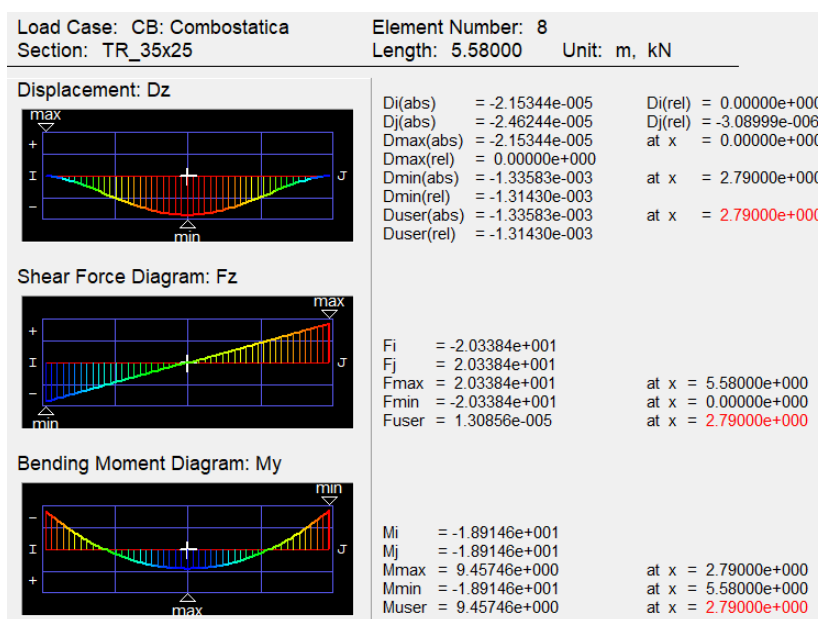


Figura 0.2417 Sollecitazioni per combinazione sismica

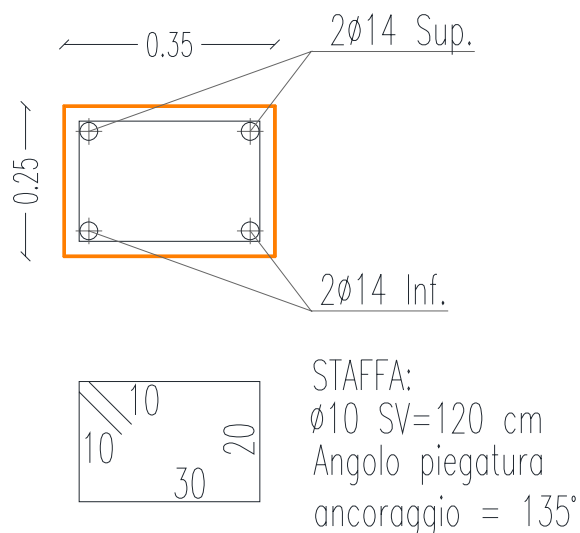


Figura 0.2518 Armature travi 35x35 cm

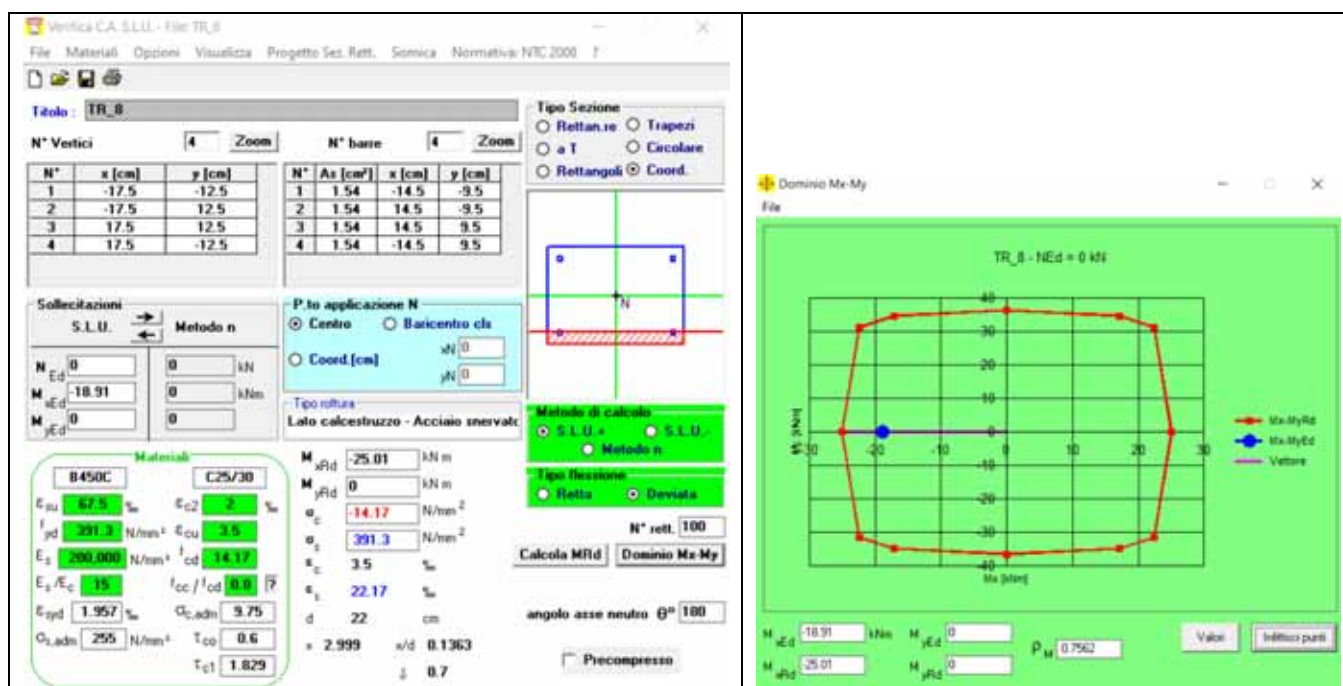


Figura 0.2619 Verifica a flessione trave più sollecitata in sismica

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio della trave più sollecitata a taglio (Elemento 1):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 210 \times 157 / 100 \times 391 = 116,1 \text{ kN} > V_{sd} = 20,634 \text{ kN}$$

7.3 Verifica delle pareti allo SLV

Si riporta di seguito la verifica a flessione del setto più sollecitato la cui armatura è riportata in Figura 0.27 ($\phi 10/20$ in direzione orizzontale e verticale). Le pareti che costituiscono l'edificio possono essere classificati come elementi debolmente armati secondo le indicazioni del Produttore.

Particolare solaio quota + 3,70

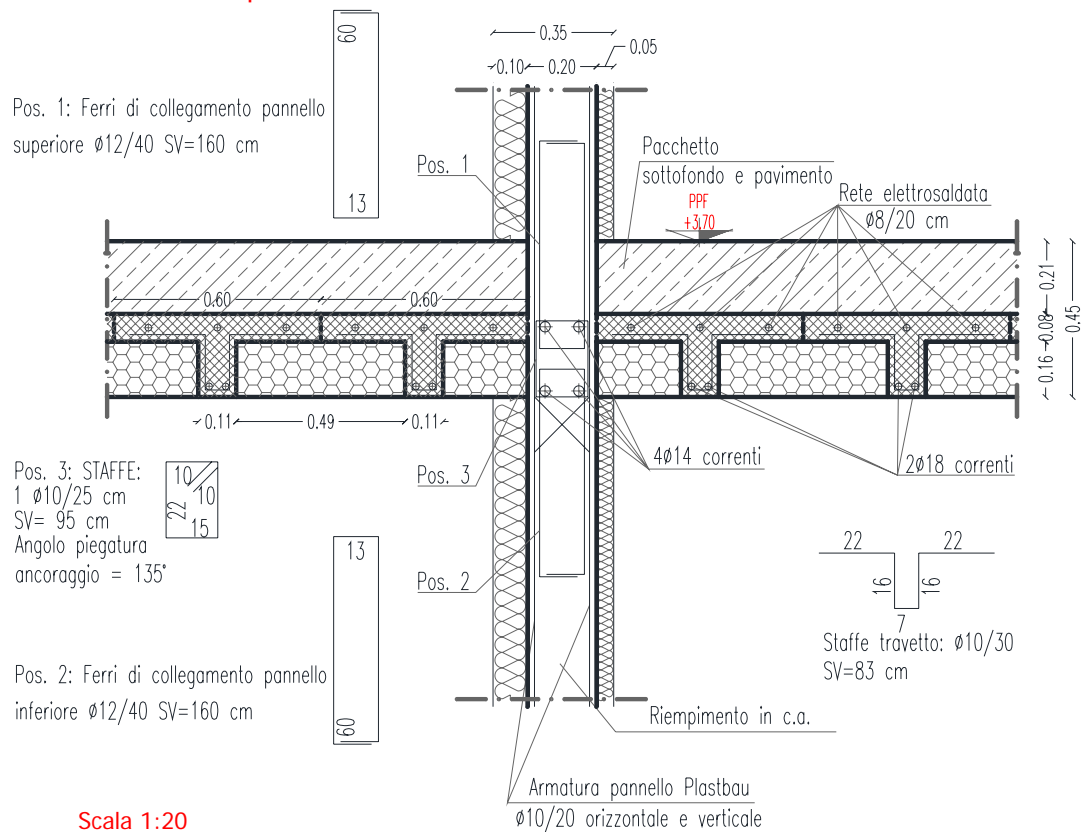


Figura 0.27 Armature setti

Story	Level (m)	Wall	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1F	0	18	Inv_sismica(all)	top	-283.19	0	57.52	0	-89.79	0
				bot	-365.51	0	57.52	0	-117.87	0

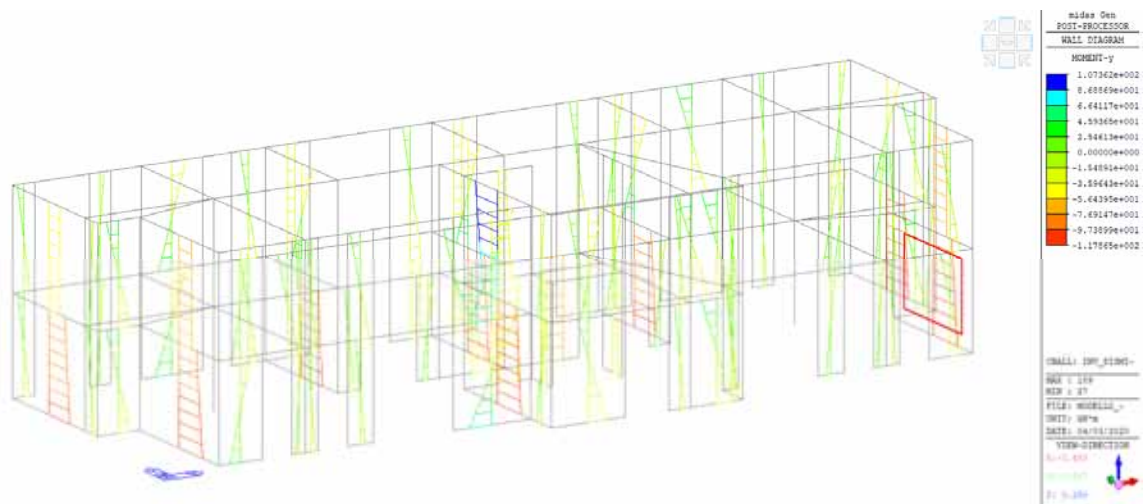


Figura 0.28 Parete più sollecitata in sismica: WALL_ID 18

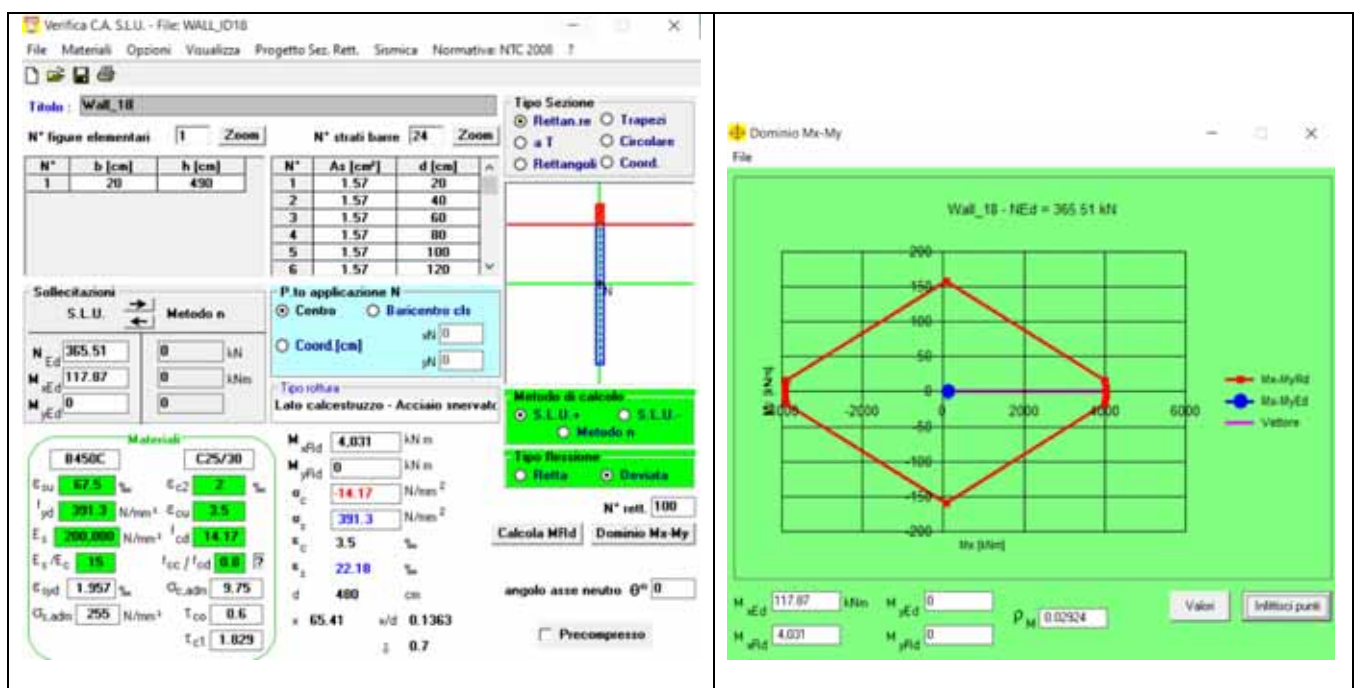


Figura 0.29 Verifica a flessione parete più sollecitata in sismica (WALL_ID18)

Story	Level (m)	Wall	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
2F	3.36	63	Combostatica	top	-82.73	0	-22.83	0	87.67	0
				bot	-200.42	0	-22.83	0	8	0

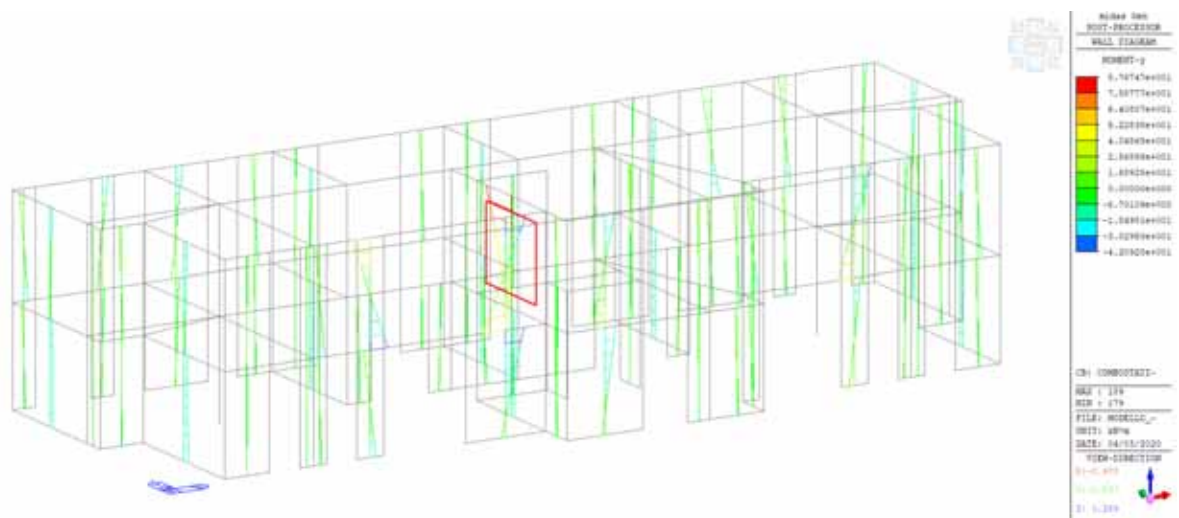


Figura 0.30 parete più sollecitata in statica: WALL_ID 63

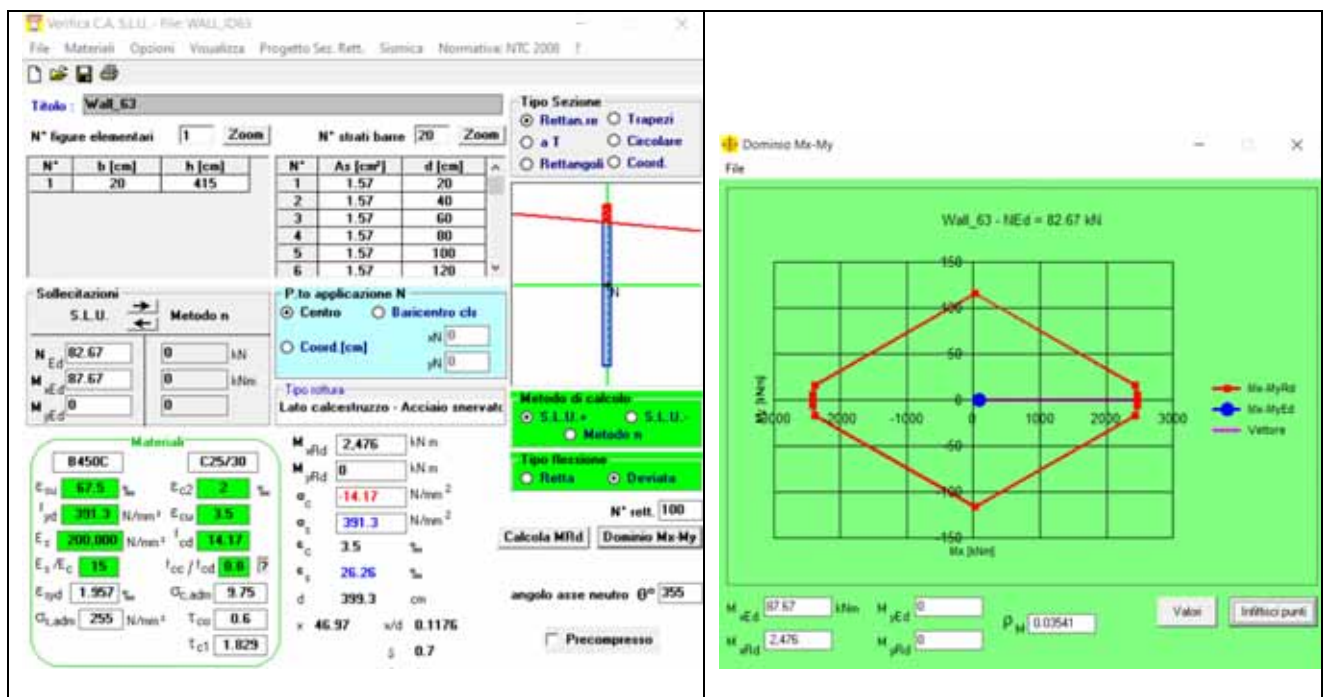


Figura 0.31 Verifica a flessione parete più sollecitata in sismica (WALL_ID63)

La verifica a taglio delle pareti è stata eseguita coerentemente con quanto indicato al paragrafo 7.4.4.5.1 del DM2018 in cui viene richiesto che nelle pareti estese debolmente armate, per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo per taglio, il taglio derivante dall'analisi deve essere amplificato, ad ogni piano, del fattore $(q+1)/2$. Nelle verifiche delle pareti in CD "B", si deve considerare: la possibile rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima e la possibile rottura per scorrimento nelle zone dissipative.

Parete	Sezione	l [m]	s [mm]
ID18	base	4.9	200

ID18	
z = 0 m	
Nsd [kNm] =	365
Msd [kNm] =	117.87
Vsd [kNm] =	57.52
Vsd (q+1)/2 [kNm] =	71.90

$A_{s,centr}$ [mm ²]	tondini	ρ_{centr} [%]
1896	24 Φ_{10}	0.33

Taglio compressione dell'anima	
V_{Rd} [kN]	verifica condizione 1
2528.47	sì

taglio-trazione dell'armatura d'anima							
V_{Ed} [kN]	V^*_{Ed} [kN]	α_s	σ_{cp} [MPa]	k	ρ_l [%]	v_{min} [MPa]	V_{Rcd} [kN]
71.90	107.85	0.225	0.564	1.20	0.96	0.23	1891.08

taglio-trazione dell'armatura d'anima						
staffe disposte	ρ_h [%]	$V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$	verifica cond. 1	$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot z$	$\rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$	verifica cond. 2
$\Phi_{10} / 20$ cm	0.40	2145.614582	sì	120483735.3	290528640	sì

7.4 Verifica dei solai allo SLV

Si riporta di seguito la verifica dei solai del primo piano e della copertura

Solaio primo piano

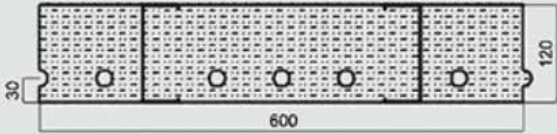
G1

Descrizione G1	[kN/m ²]
Solaio 1° impalcato	3
Solaio 2° impalcato	3.2

G2 Tamponature

TAMPONATURE			
Descrizione	Densità [kN/m ³]	sp.[m]	Peso [kN/m ²]
Isolante (int+ext)	1	0.15	0.15
Intonaco (int+ext)	18	0.03	0.54
Totale		0.18	0.69

G2 Tramezze

		Modello 120	
Dimensioni mm.	120 x 600 x L		
Peso Kg./ml	3,9		
Peso Kg./m ²	6,5		
U W/m ² K	0,26		

Il peso delle tramezze viene ripartito sull'unità di superficie sulla base di quanto riportato al punto 3.1.3 delle NTC 2018:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m} : g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Essendo la tipologia di tramezza inferiore a 1 kN/m , di adotta un carico distribuito pari a **0.40 kN/m²**.

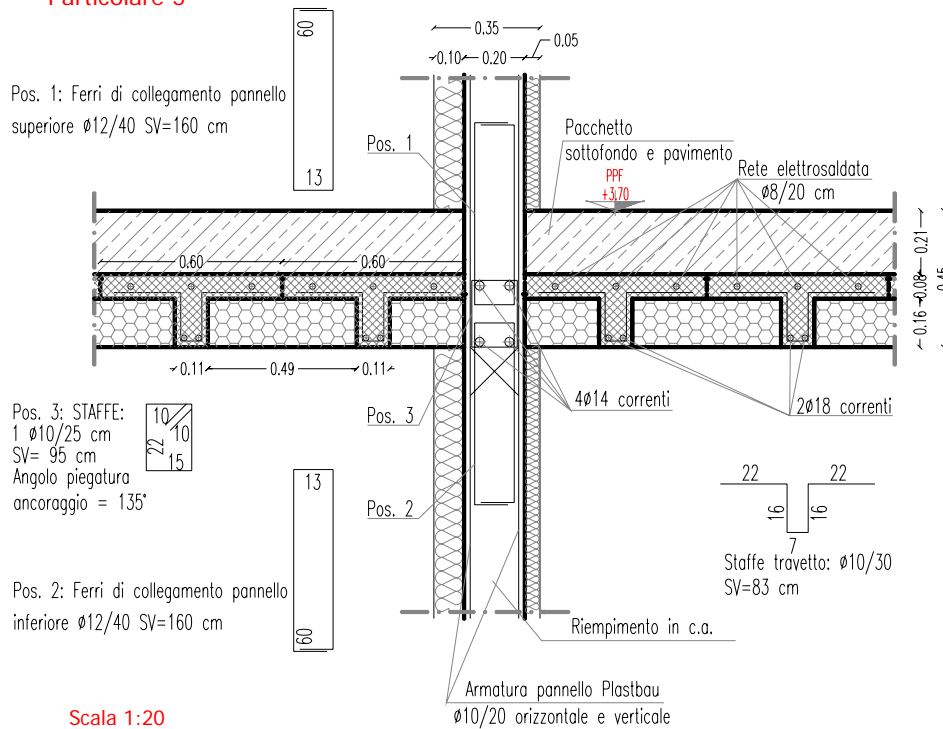
G2 Solai

La stratigrafia è stata ipotizzata sulla base dello spessore indicato negli elaborati strutturali.

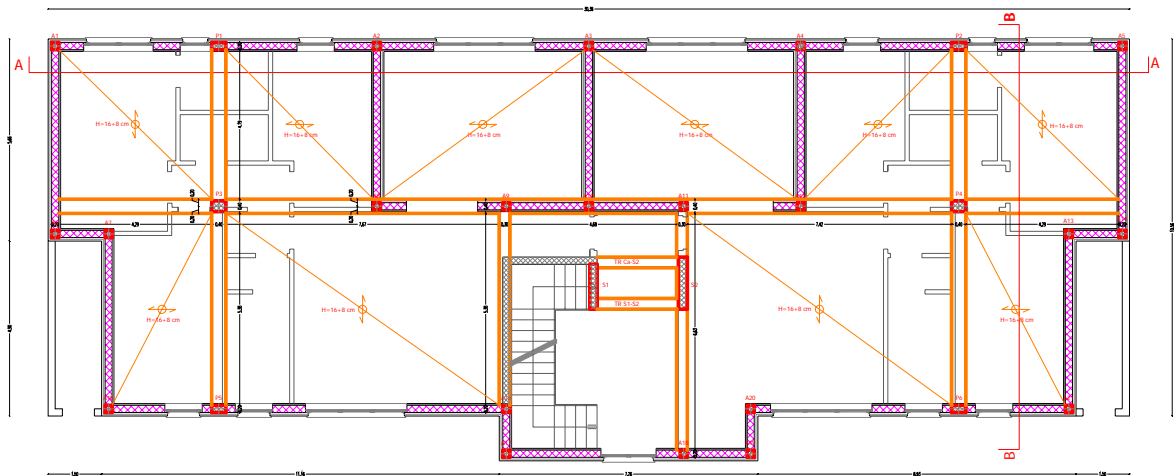
1° SOLAIO			
Descrizione	Densità [kN/m ³]	sp.[m]	Peso [kN/m ²]
Pavimentazione	20	0.02	0.4
Massetto sabbia-cemento	24	0.04	1.0
Supporto Radiante	1	0.04	0.0
Massetto di CLS alleggerito	14	0.1	1.4
Intonaco	18	0.01	0.2
Totale		0.21	1.62

Categoria/Azione		q [kN/m ²]
Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2.0

Particolare 5



CARPENTERIA SOLAIO QUOTA + 3,70



La combinazione delle azioni utilizzata per il progetto statico del solaio è la combinazione fondamentale definita al punto 2.5.3 delle NTC 2018:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

I valori del carico al metro quadro perciò è pari a:

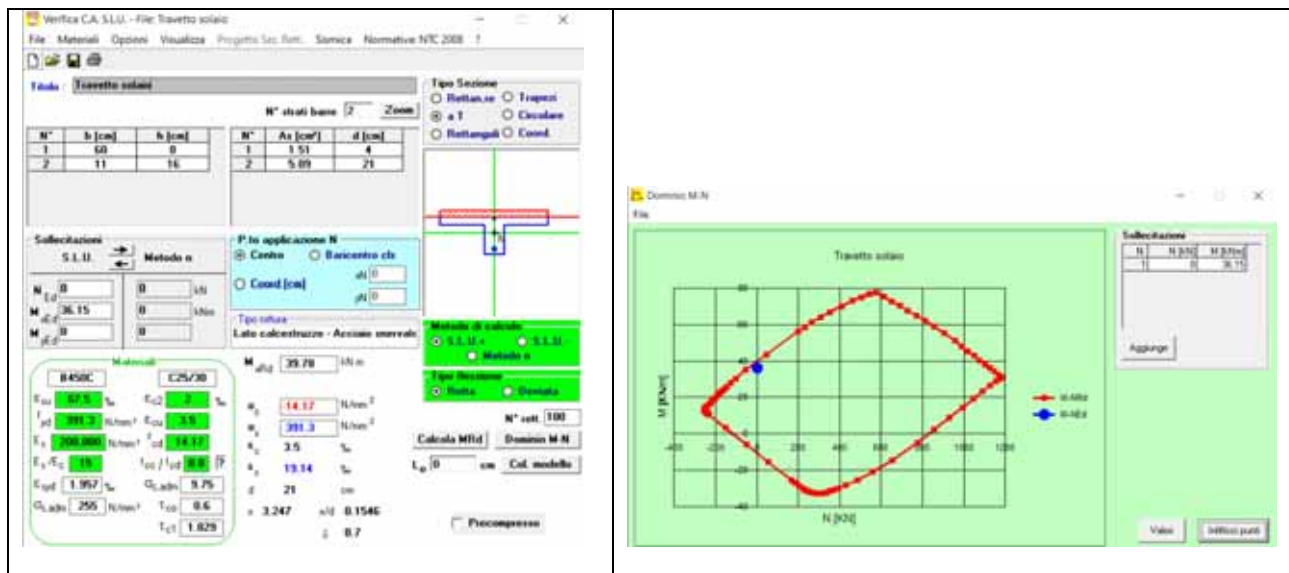
$$1,3 \times 3 + 1,5 \times (0,69 + 0,4 + 1,62) + 1,5 \times 2 = 10,965 \text{ kN/m}^2$$

Ogni travetto ha una larghezza di 60 cm, perciò si è assunto come carico 6,579 kN/m.

Ogni travetto ha una sezione a T armata con 2 ϕ 18 inferiori e una rete elettrosaldata di ϕ 8/20 al lembo superiore. È stata assunta la luce massima del solaio pari a 6,63 m.

Assumendo uno schema di semplice appoggio il momento massimo in campata risulta pari a:

$$M = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{6,579 \cdot 6,63^2}{8} = 36,15 \text{ kNm}$$

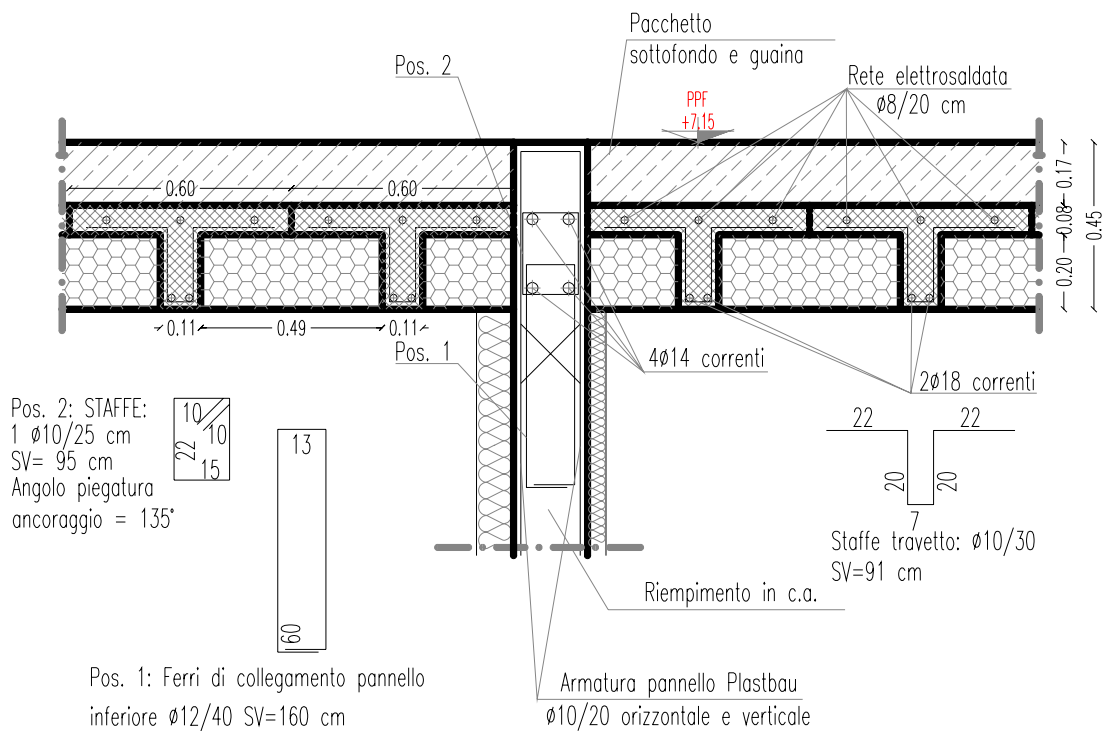


Solaio copertura**G1**

Descrizione		
G1		[kN/m²]
Solaio 2° impalcato		3.2

G2

2° SOLAIO			
Descrizione	Densità [kN/m ³]	sp.[m]	Peso [kN/m ²]
Impermeabilizzante	-	-	
Isolante	1	0.08	0.1
Massetto di CLS alleggerito	14	0.08	1.1
Intonaco	18	0.01	0.2
Totale		0.17	1.3

Particolare 4

Categoria/Azione		q [kN/m ²]
Categoria H: Coperture accessibili per sola manutenzione		0,5

Quindi il carico da neve risulta essere:

$$q_s = \mu_t q_{sk} C_E C_t = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

La combinazione delle azioni utilizzata per il progetto statico del solaio è la combinazione fondamentale definita al punto 2.5.3 delle NTC 2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

I valori del carico al metro quadro perciò è pari a:

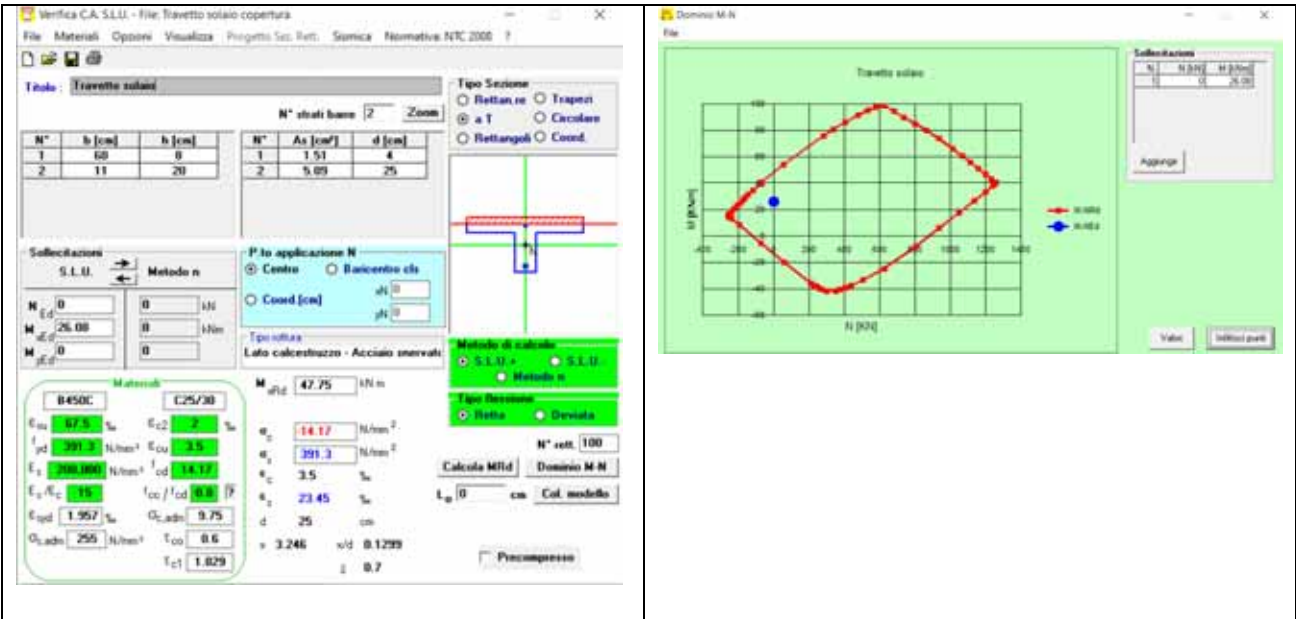
$$1,3 \times 3,2 + 1,5 \times (1,3) + 1,5 \times 1,2 = 7,91 \text{ kN/m}^2$$

Ogni travetto ha una larghezza di 60 cm, perciò si è assunto come carico 4,75 kN/m.

Ogni travetto ha una sezione a T armata con 2φ18 inferiori e una rete elettrosaldata di φ8/20 al lembo superiore. È stata assunta la luce massima del solaio pari a 6,63 m.

Assumendo uno schema di semplice appoggio il momento massimo in campata risulta pari a:

$$M = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{4.75 \cdot 6.63^2}{8} = 26.08 kNm$$



7.5 Verifica delle fondazioni allo SLV

Per la verifica delle travi di fondazione è stato valutato l'effetto della spinta del terreno tramite un approccio alla Winkler. La costante di sottofondo è stata assunta coerentemente con quanto indicato nella Relazione Geologica e sono state assunte le dimensioni delle travi di fondazioni con sezione rettangolare di 1x0,4 m armate con 6+6 $\phi 14$ come indicato in Figura 0.32.

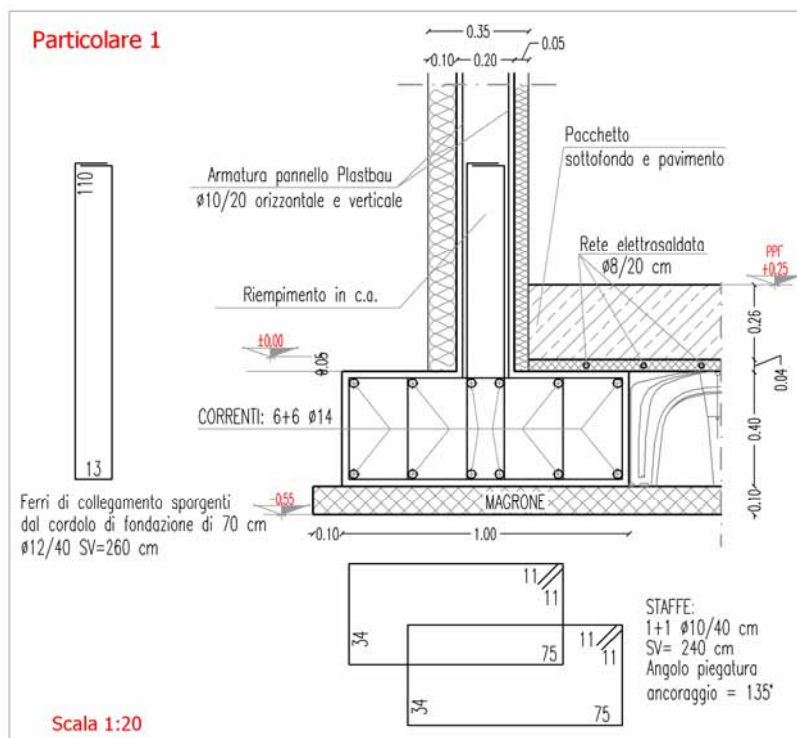


Figura 0.32 Armatura travi di fondazione

Per determinare la rigidità della molla equivalente k_{molla} da inserire nel modello, si è moltiplicata k per l'area A di competenza (nel caso in esame 1m per 0,3 m), in funzione della discretizzazione ad elementi finiti della trave. Il risultato è una rigidità espressa in termini di forza / lunghezza, infatti k è espressa in termini di forza / volume.

Le travi sono state suddivise in elementi da 30 cm e sono state applicate mediante rigid link ancorati alla base calibrate in base alla costante di Winkler assunta e alla larghezza della fondazione pari a 1 m.

B [m] =	1
k = kg/cm ³	1.18
k = kN/m ³	3540
k = kN/m	3540

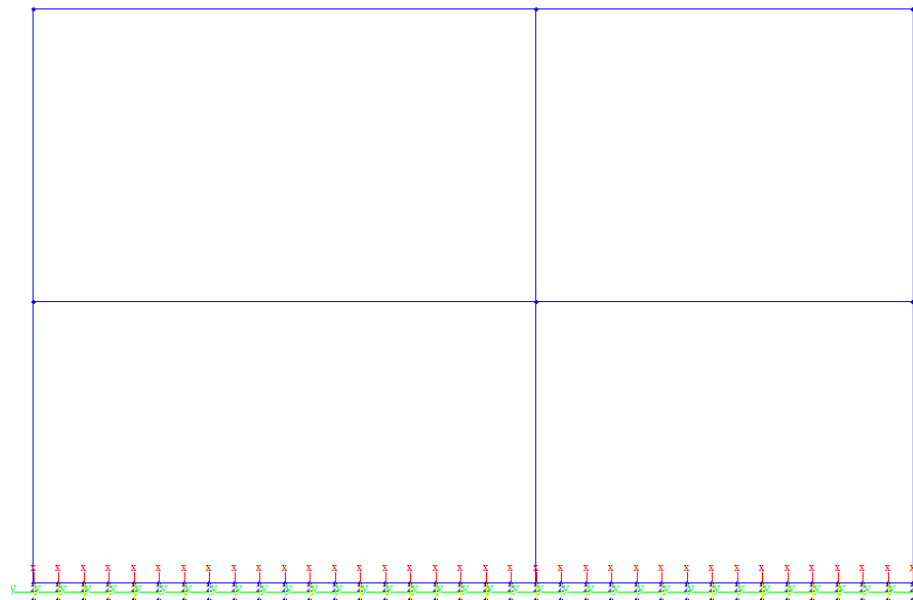
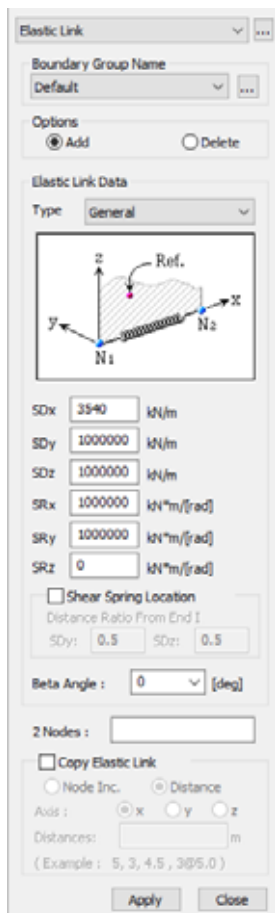


Figura 0.3320 Assegnazione molle tramite rigid link

In Figura 0.35Figura 0.3521 si riportano le sollecitazioni della trave in corrispondenza della trave di fondazione sulla linea di pilastri P6-P4-P2.

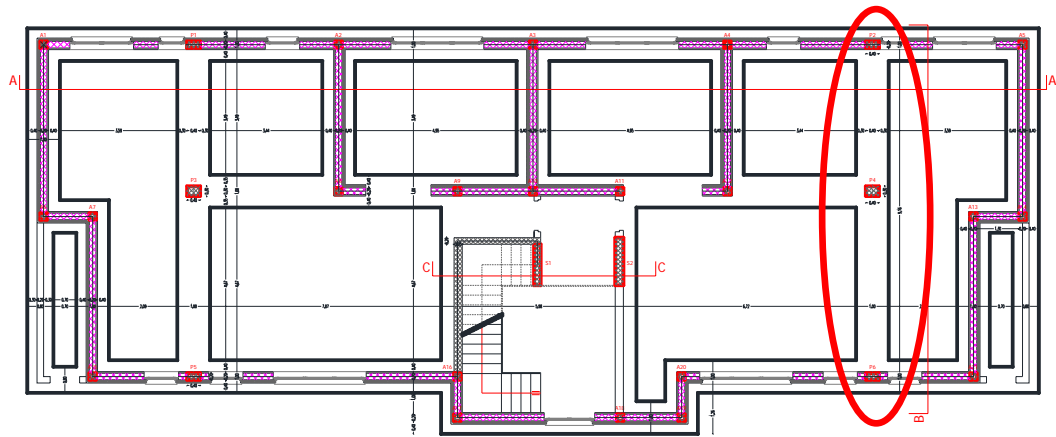


Figura 0.34 Pianta fondazioni

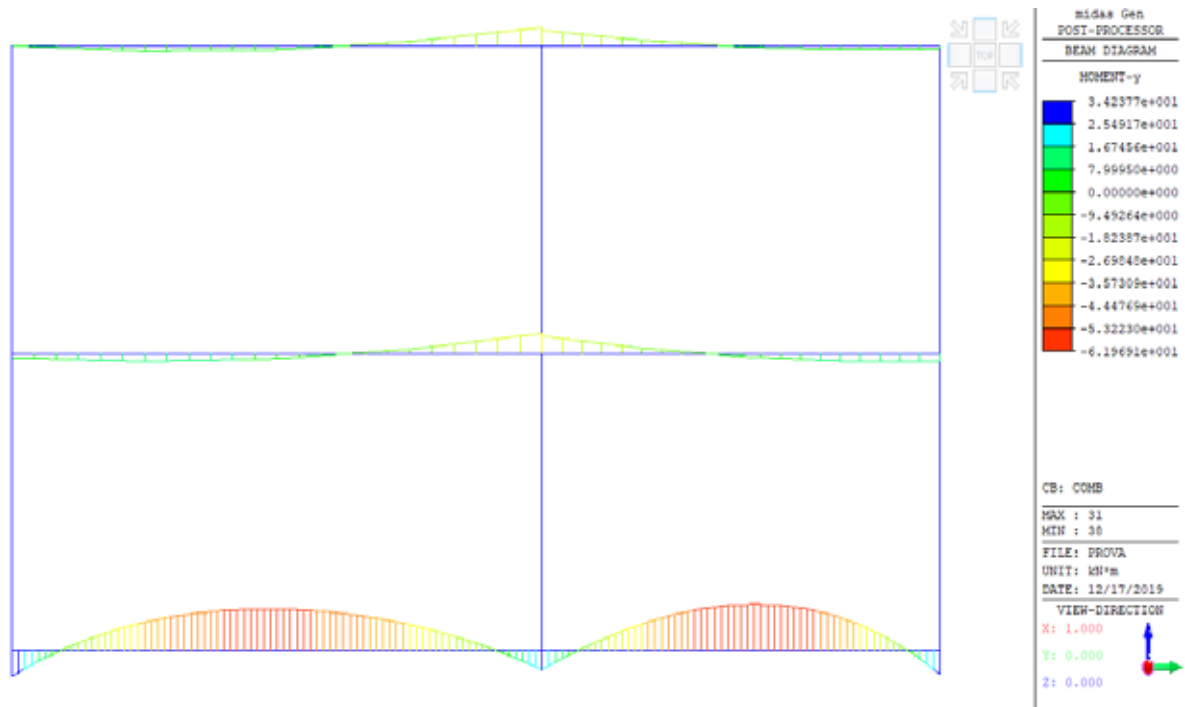


Figura 0.3521 Momento in direzione y associato al taglio in direzione z (asse locale elemento)

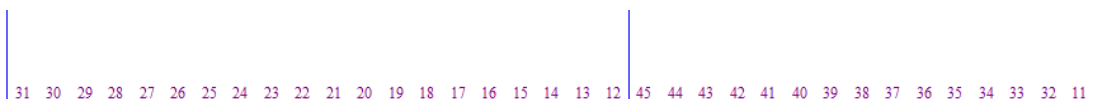


Figura 0.36 Numerazione elementi trave di fondazione sulla linea di pilastri P6-P4-P2

Elemento più sollecitato a flessione:

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
37	comb	J[65]	-4.57	0	6.84	0	-61.97	0

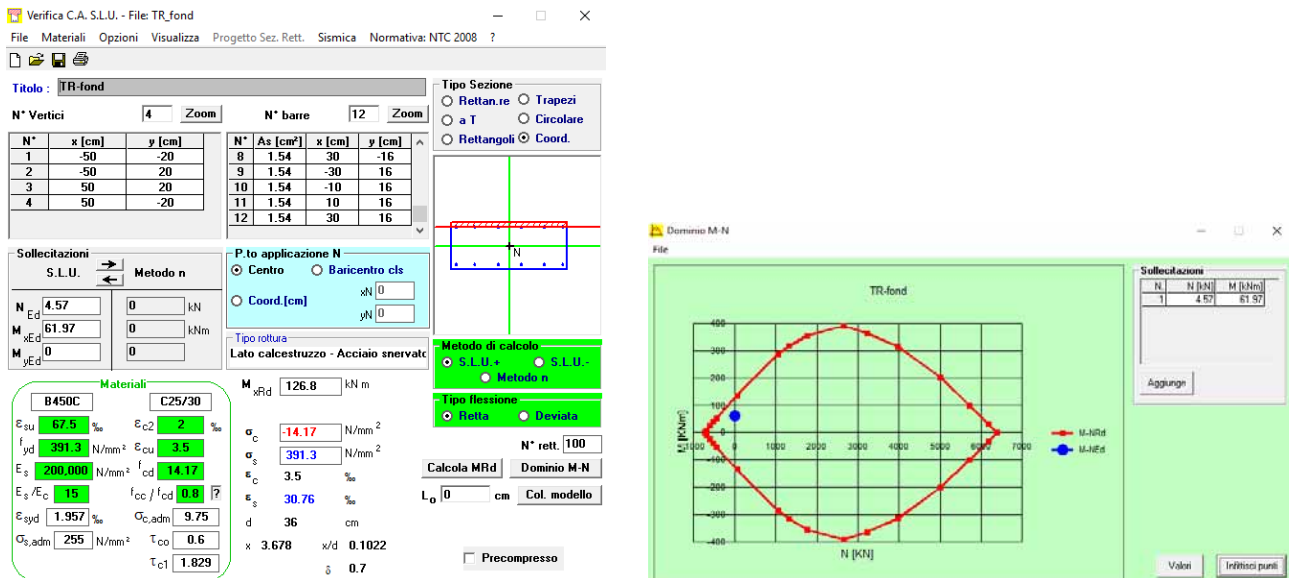


Figura 0.37 Verifica a flessione trave di fondazione più sollecitata

Elemento più sollecitato a taglio:

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
11	comb	J[71]	-11.25	0	91.99	0	4.57	0

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

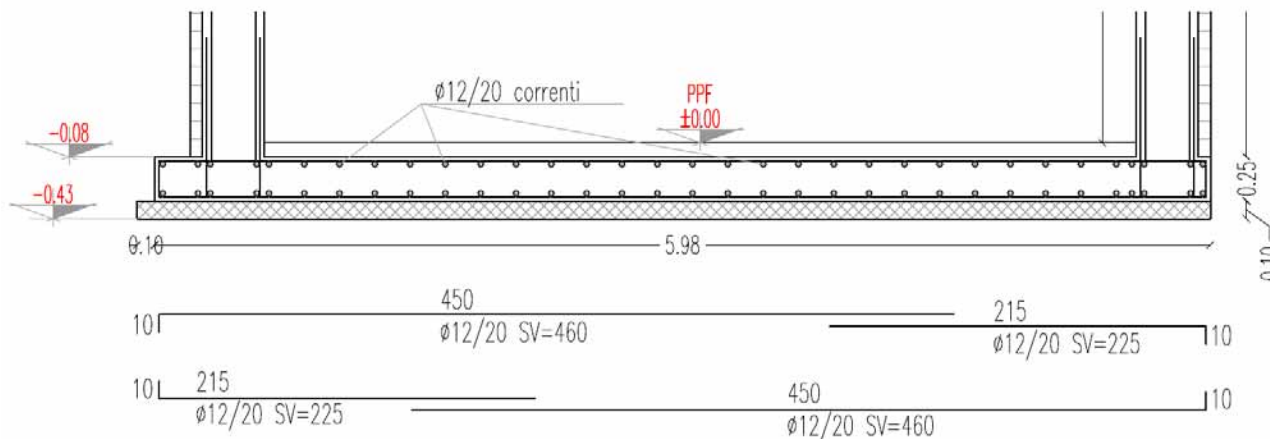
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio del pilastro più sollecitato a taglio (Elemento 320):

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 350 \times 314 / 400 \times 391 = 96,684 \text{ kN} > V_{sd} = 91,99 \text{ kN}$$

7.5.1 Verifica delle fondazioni Locali tecnici allo SLV

E' stata realizzata una modellazione della platea di fondazione in c.a. in spessore pari a 25 cm che si farà carico di assorbire le sollecitazioni in fondazione. Il calcestruzzo è di classe C25/30.



Si tratta di un modello elastico con schematizzazione del terreno alla "Winkler" attraverso la definizione di un letto di molle elastiche lungo la direzione verticale globale (Z), il cui valore in accordo con la relazione geologica e le altre relazioni di calcolo delle fondazioni è riportato nella figura sottostante. La fondazione è stata schematizzata attraverso l'ausilio di elementi "beam" elastici per la definizione dei cordoli interni. La platea è stata modellata attraverso l'ausilio di elementi "shell/plate" di spessore pari a 25 cm. La meshatura è stata condotta attraverso il meshatore di MidasGen con passo 50x50 cm, discretizzando gli elementi "beam" di bordo.

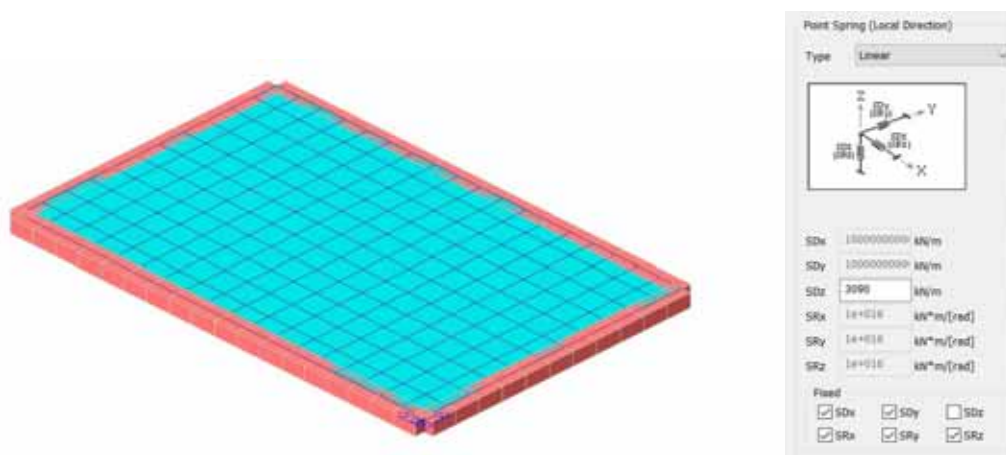


Figura 0.38 Visualizzazione del modello e delle caratteristiche del "letto di molle del terreno"

Figura 0.39 Caratteristiche elastiche dei materiali

Analisi dei carichi

Trattandosi di centrale termica/tecnologica, è stata assimilata alla categoria delle Rimesse (F-G), attribuendo a favore di sicurezza il carico previsto per la categoria G.

Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)				
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00	1,00**

Figura 0.40 Analisi dei carichi

Sono stati riportati i carichi derivanti dalla combinazione statica SLU, in quanto risultano i più gravosi.

Risultati

Si riportano gli sforzi calcolati con la formula di Von Mises che combina la sigma nelle direzioni principali secondo la formula:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2}$$

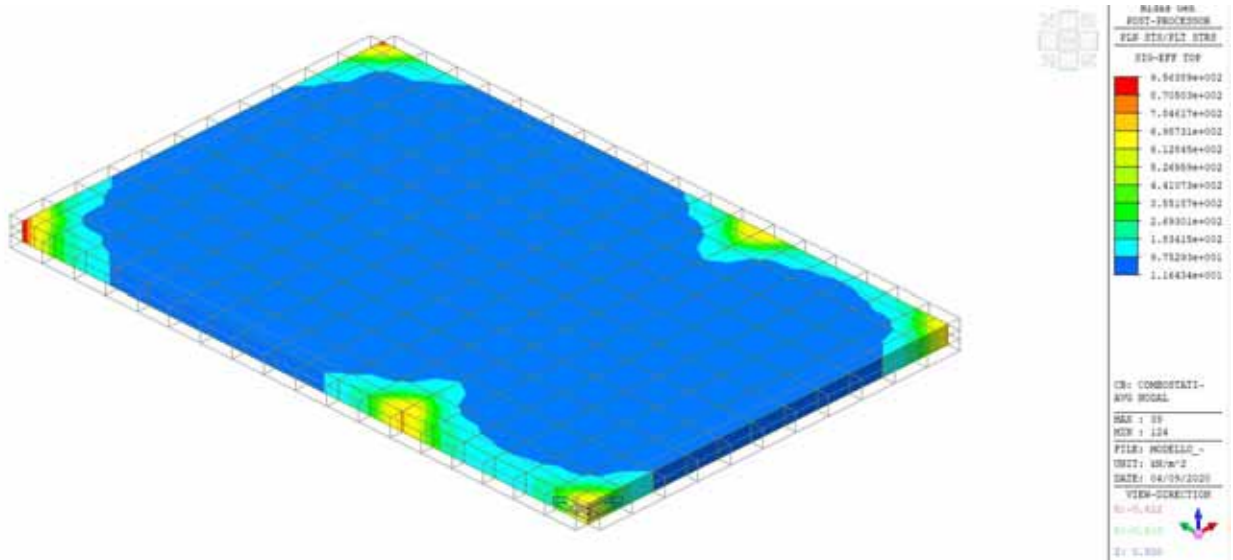
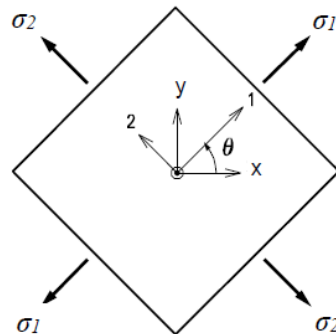


Figura 0.41 Sigma di Von Mises

Per quanto riguarda il progetto della sezione della piastra sono state ricavate le massime sollecitazioni sui vari elementi "shell" e come si può notare l'elemento più sollecitato è il numero 39.

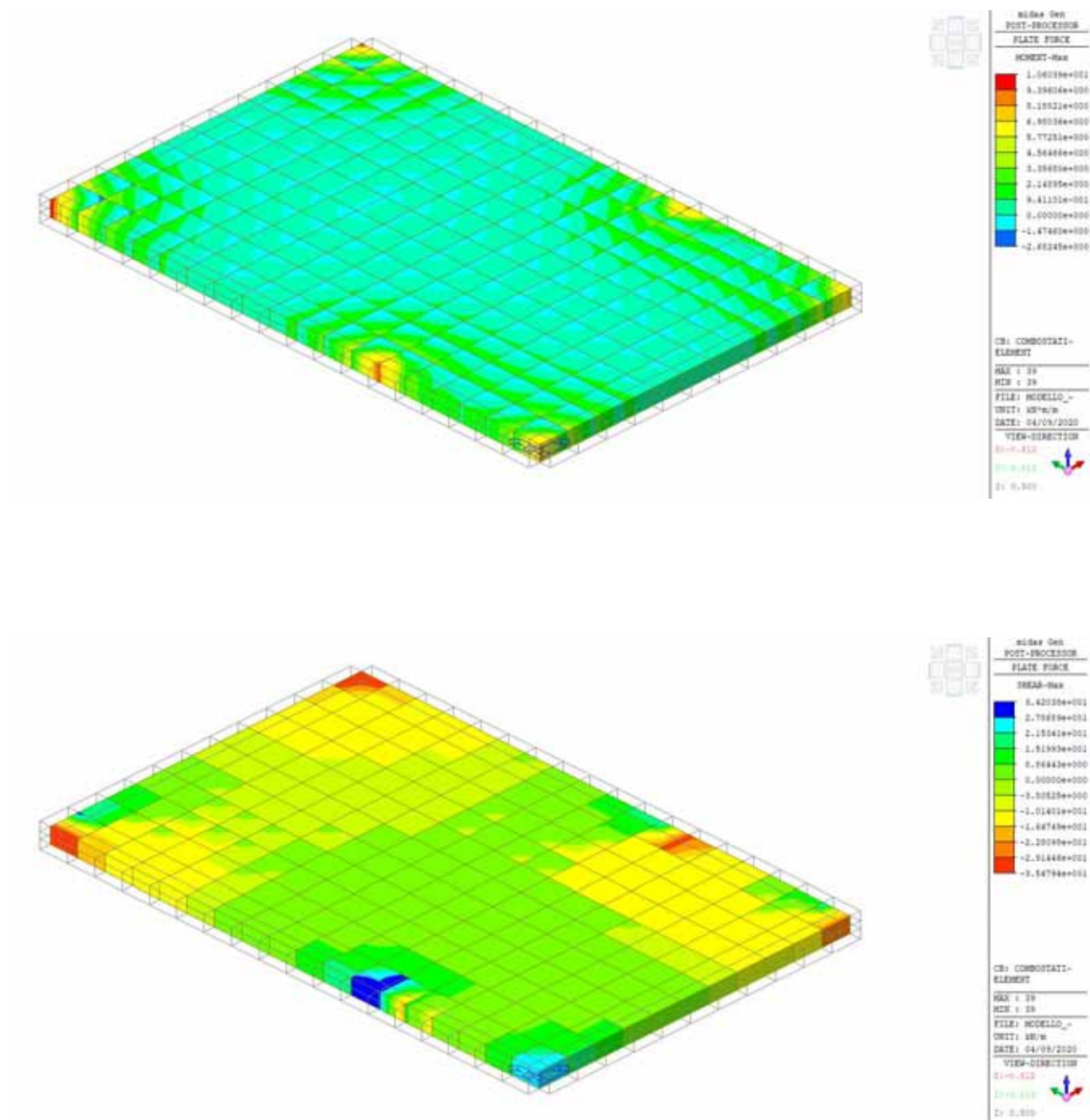


Figura 0.42 Sollecitazioni massime a momento flettente e taglio

Attraverso l'applicativo VcaSLU (Gelfi, 2011), si è proceduto alla verifica dell'armatura flessionale assunta simmetrica su una sezione di larghezza 100 cm. Si è prevista un'armatura con rete elettrosaldata $\varnothing 12$ maglia 20x20 cm, corrispondente ad un'area a metro lineare di $5,65 \text{ cm}^2$. Il momento resistente risulta essere $M_{Rd} = 47 \text{ kNm} > M_{Sd} = 10 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

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

Titolo: Platea

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	21

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 10 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 47,11 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 20,77 ‰
d 21 cm
x 3,029 x/d 0,1442
δ 0,7

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

A taglio sono stati considerati 4 spilli Φ 8 al metro lineare (passo 33 cm) nelle due direzioni.

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio dell'elemento più sollecitato a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 210 \times 201 / 250 \times 391 = 59,41 \text{ kN} > V_{sd} = 36,00 \text{ kN}$$

7.6 Verifica allo Stato Limite di Esercizio

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) che consistono nella capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Data la presenza dell'azione sismica, in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono state effettuate allo Stato Limite di Danno (SLD) (NT2018, Paragrafo 2.2.2.).

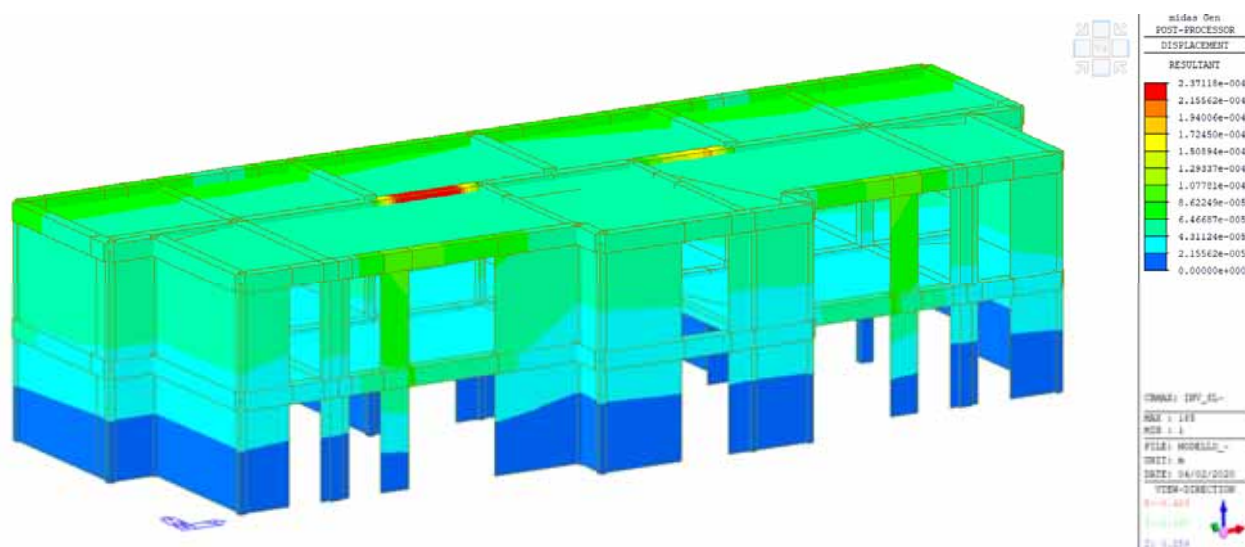


Figura 0.43 Risultante degli spostamenti in direzione XYZ positive– Involuppo allo SLD

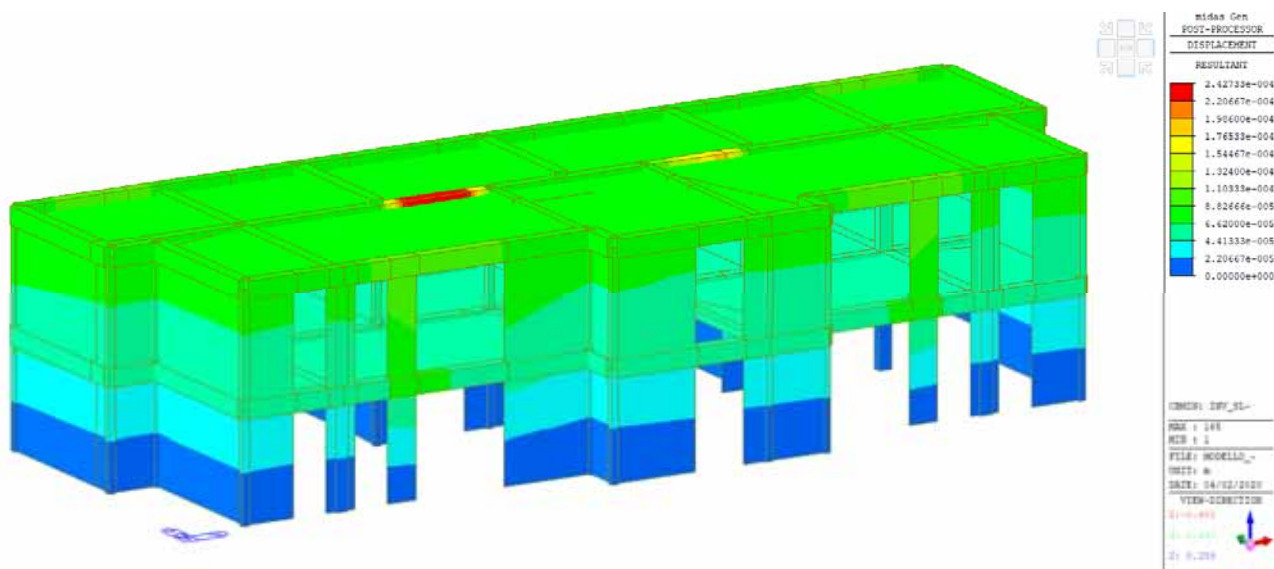


Figura 0.44 Risultante degli spostamenti minimi in direzione XYZ negative – Involuppo allo SLD

Gli spostamenti massimi ottenuti sono inferiori al millimetro, perciò si ritiene la verifica soddisfatta in base alle limitazione imposte al Paragrafo 7.3.6. delle NTC2018.

7.6.1 Verifica allo Stato Limite di Esercizio Locali tecnici

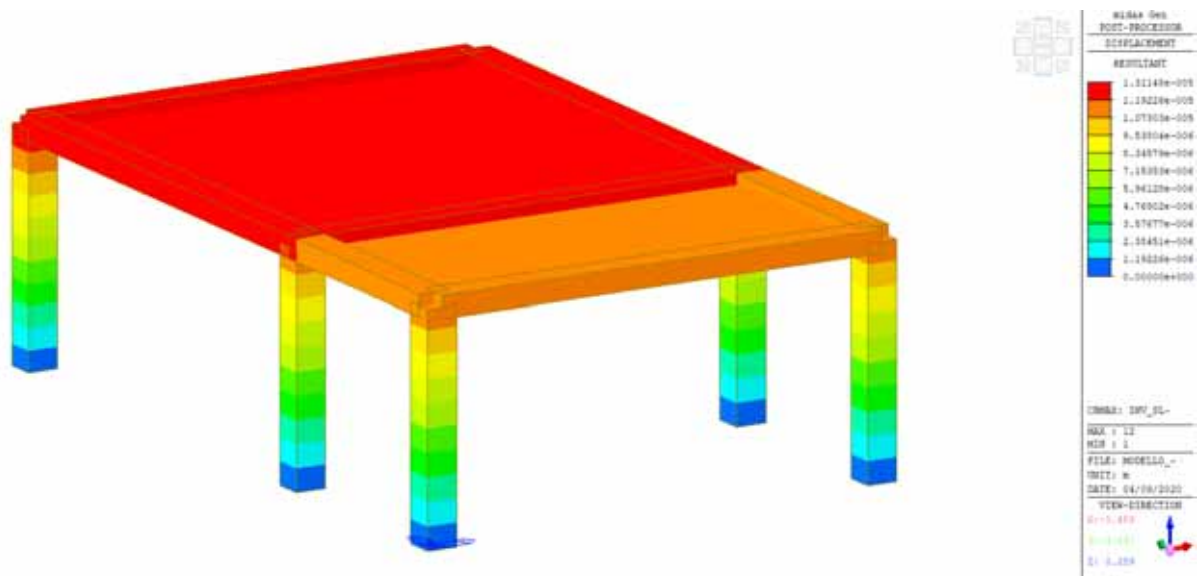


Figura 0.45 Risultante degli spostamenti in direzione XYZ positive – Involuppo allo SLD

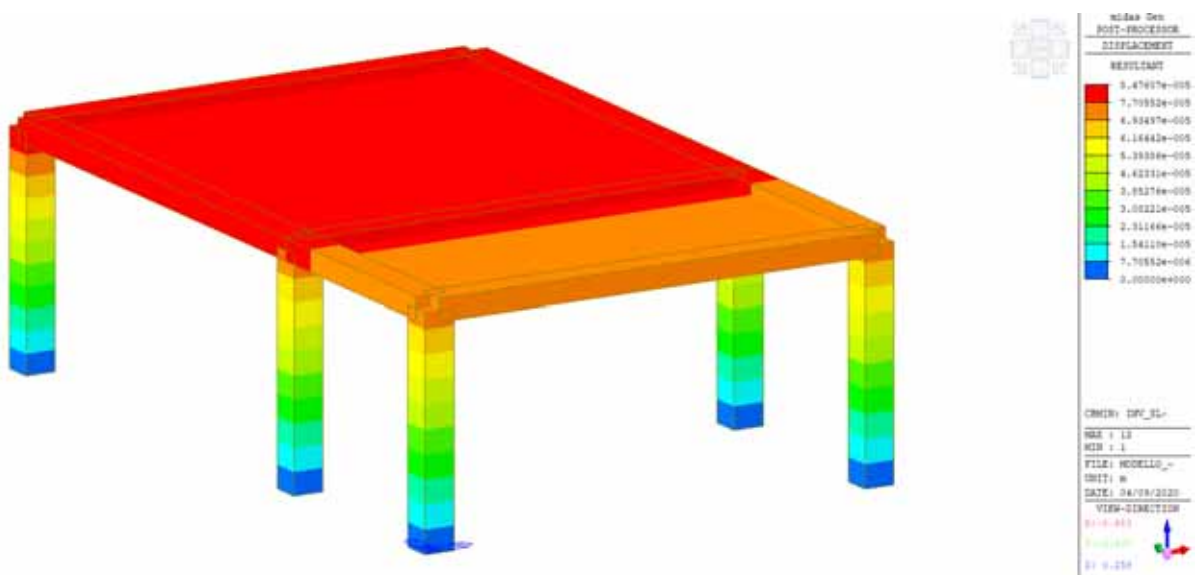


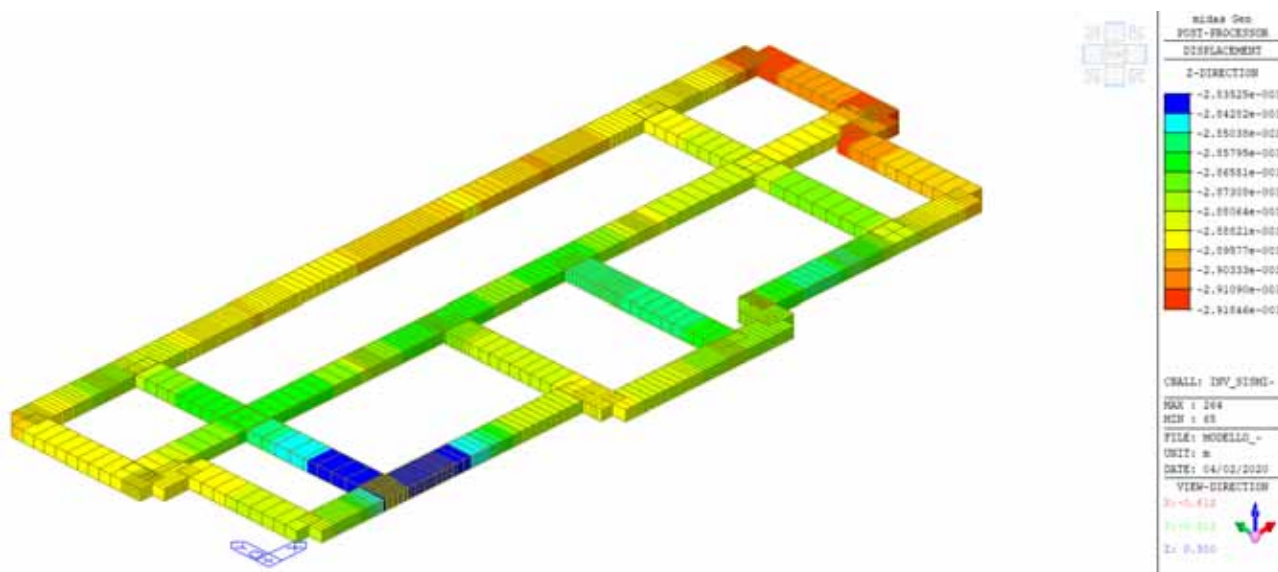
Figura 0.46 Risultante degli spostamenti minimi in direzione XYZ negative – Involuppo allo SLD

Gli spostamenti massimi ottenuti sono inferiori al millimetro, perciò si ritiene la verifica soddisfatta in base alle limitazione imposte al Paragrafo 7.3.6. delle NTC2018.

7.7 Verifica dei cedimenti in fondazione

Il cedimento massimo registrato per l'involuppo SLU sismica è pari a 2.9 mm valore ben al di sotto dei valori ammissibili consigliati in letteratura 2,5-5 cm per edifici con struttura portante in muratura (è stato scelto questo limite poiché la struttura è in c.a. a pareti).

Si ricorda che il valore deve essere valutato allo SLD per cui il valore indicato rappresenta già una sovrastima.

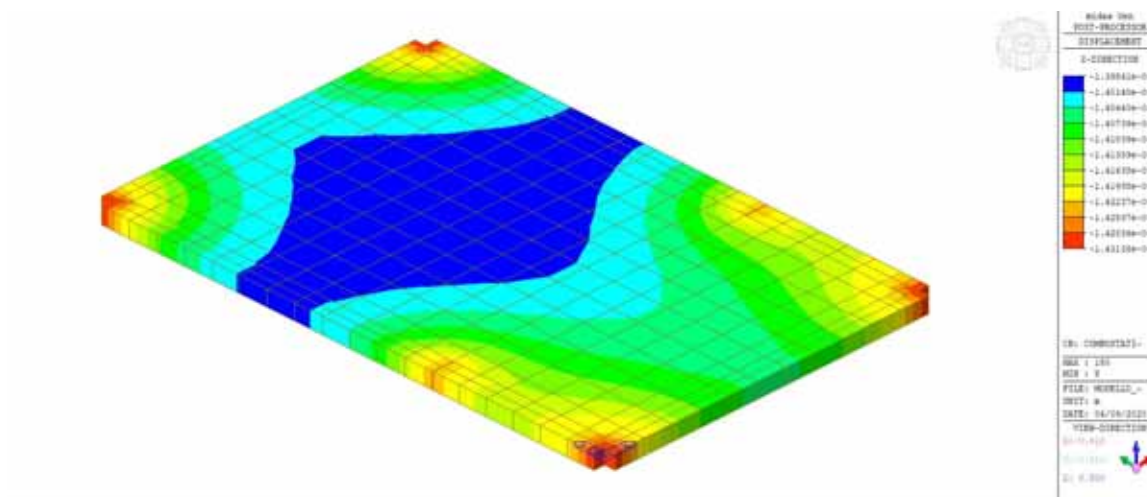


<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo $\rho_{\mu\max}$ (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminere, silos	7,5÷30

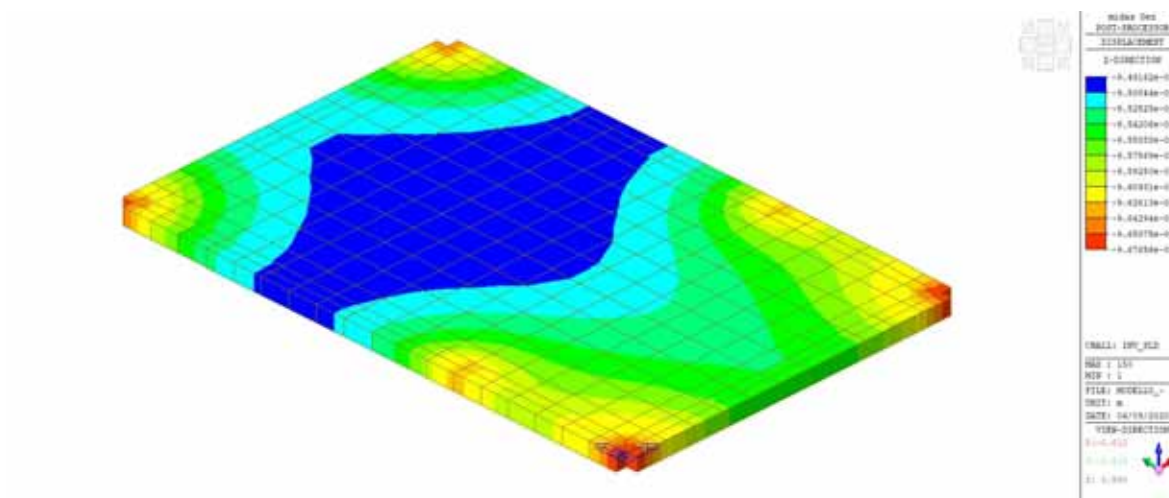
I cedimenti delle travi di fondazioni sono un ordine di grandezza inferiore ai limiti suggeriti in letteratura (considerando la combinazione involucro sismica allo SLU), inoltre non ci sono situazioni di carico eccezionale che possano far pensare a cedimenti localizzati o altri fenomeni differenziali a livello del solaio di base. Per questo motivo i cedimenti differenziali tra i vespai e le travi di fondazione si ritengono trascurabili.

7.7.1 Verifica dei cedimenti in fondazione Locali tecnici

Si riporta di seguito il cedimento della platea allo SLU pari a 1,5 mm per la combinazione statica che è risultata la più gravosa.



Allo stato limite di esercizio (SLE) i cedimenti sono di un ordine di grandezza inferiore come sotto riportato:



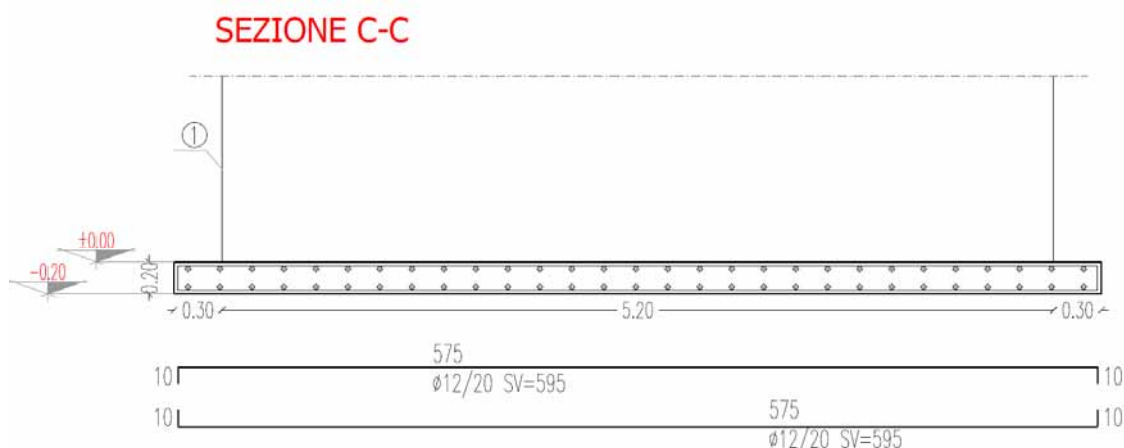
I valori riportati risultano ben al di sotto dei limiti consigliati in letteratura.

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo $\rho_{\mu\max}$ (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiera, silos	7,5÷30

7.8 Verifica platea garages

Presentando le due platee le medesime caratteristiche e conducendo le verifiche a metro lineare come pratica usuale per elementi “shell”, è stata modellata la platea di dimensioni 5,8x11,29 m (più grande). Il calcestruzzo è di classe C25/30 e lo spessore è pari a 20 cm.

Si precisa che al di sopra della platea verrà successivamente posata una struttura in lamiera metallica, non oggetto del presente incarico di progettazione.



Si tratta di un modello elastico con schematizzazione del terreno alla “Winkler” attraverso la definizione di un letto di molle elastiche lungo la direzione verticale globale (Z), il cui valore in accordo con la relazione geologica e le altre relazioni di calcolo delle fondazioni è riportato nella figura sottostante. La platea è stata modellata attraverso l’ausilio di elementi “shell/plate” di spessore 20 cm. La meshatura è stata condotta attraverso il meshatore di MidasGen con passo 50x50 cm.

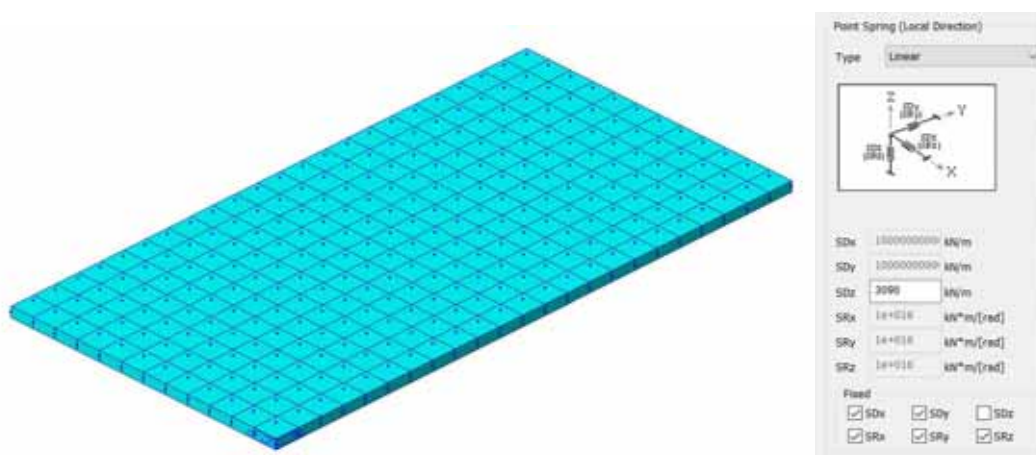


Figura 0.47 Visualizzazione del modello e delle caratteristiche del “letto di molle del terreno”

General

Material ID: 1 Name: C25/30

Elasticity Data

Type of Design: Concrete

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel

Standard: DB

Concrete

Standard: EN04(RC) Code: DB: C25/30

Steel

Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 kN/m²

Poisson's Ratio: 0

Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[F]

Weight Density: 0 kN/m³

☐ Use Mass Density: 0 kN/m³/q

Concrete

Modulus of Elasticity: 3.1475e+007 kN/m²

Poisson's Ratio: 0.2

Thermal Coefficient: 5.5556e-006 1/[F]

Weight Density: 25 kN/m³

☐ Use Mass Density: 2.549 kN/m³/q

Figura 0.48 Caratteristiche elastiche dei materiali

Analisi dei carichi

Trattandosi di un posteggio si è assimilato alla categoria F pari a 2,5 kN/m².

Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)				
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**

Sono stati riportati i carichi derivanti dalla combinazione statica SLU, in quanto risultano i più gravosi.

Risultati

Si riportano gli sforzi calcolati con la formula di Von Mises che combina le sigma nelle direzioni principali secondo la formula:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2}$$

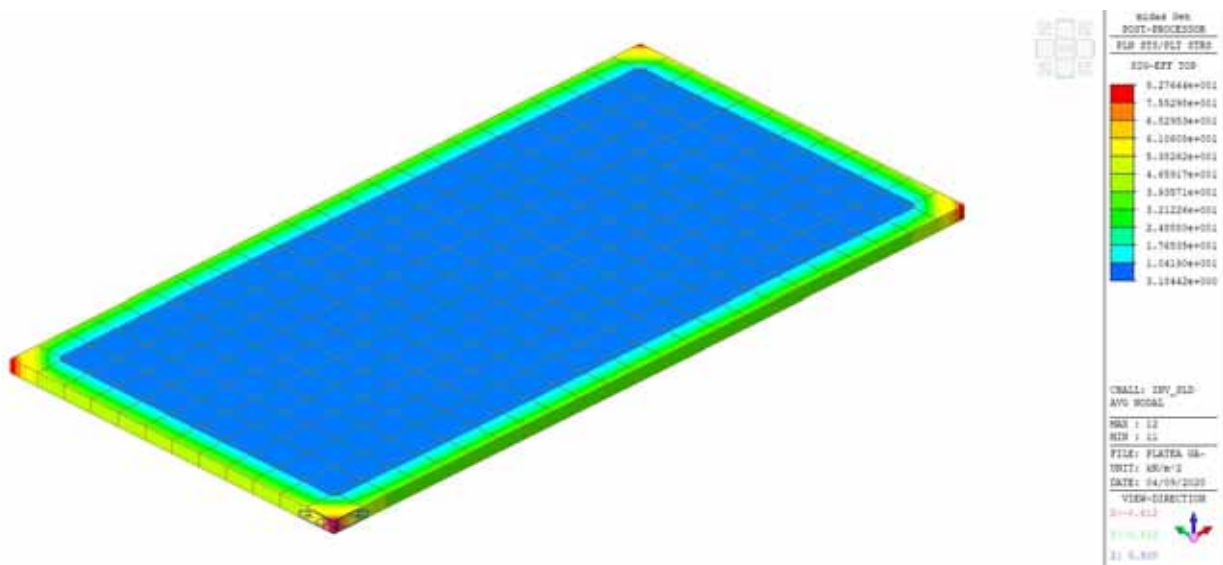
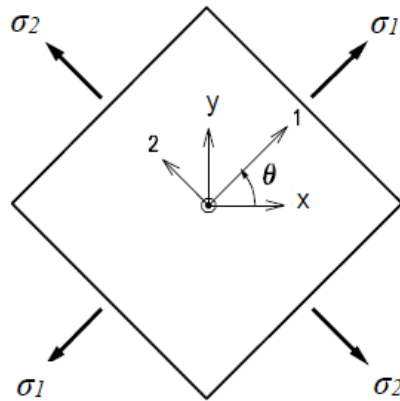


Figura 0.49 Sigma di Von Mises

Per quanto riguarda il progetto della sezione della piastra sono stati ricavate le massime sollecitazioni sui vari elementi "shell" e come si può notare gli elementi sono debolmente sollecitati da momenti massimi che non superano 0,55 kN/m e taglio massimo 2 kN.

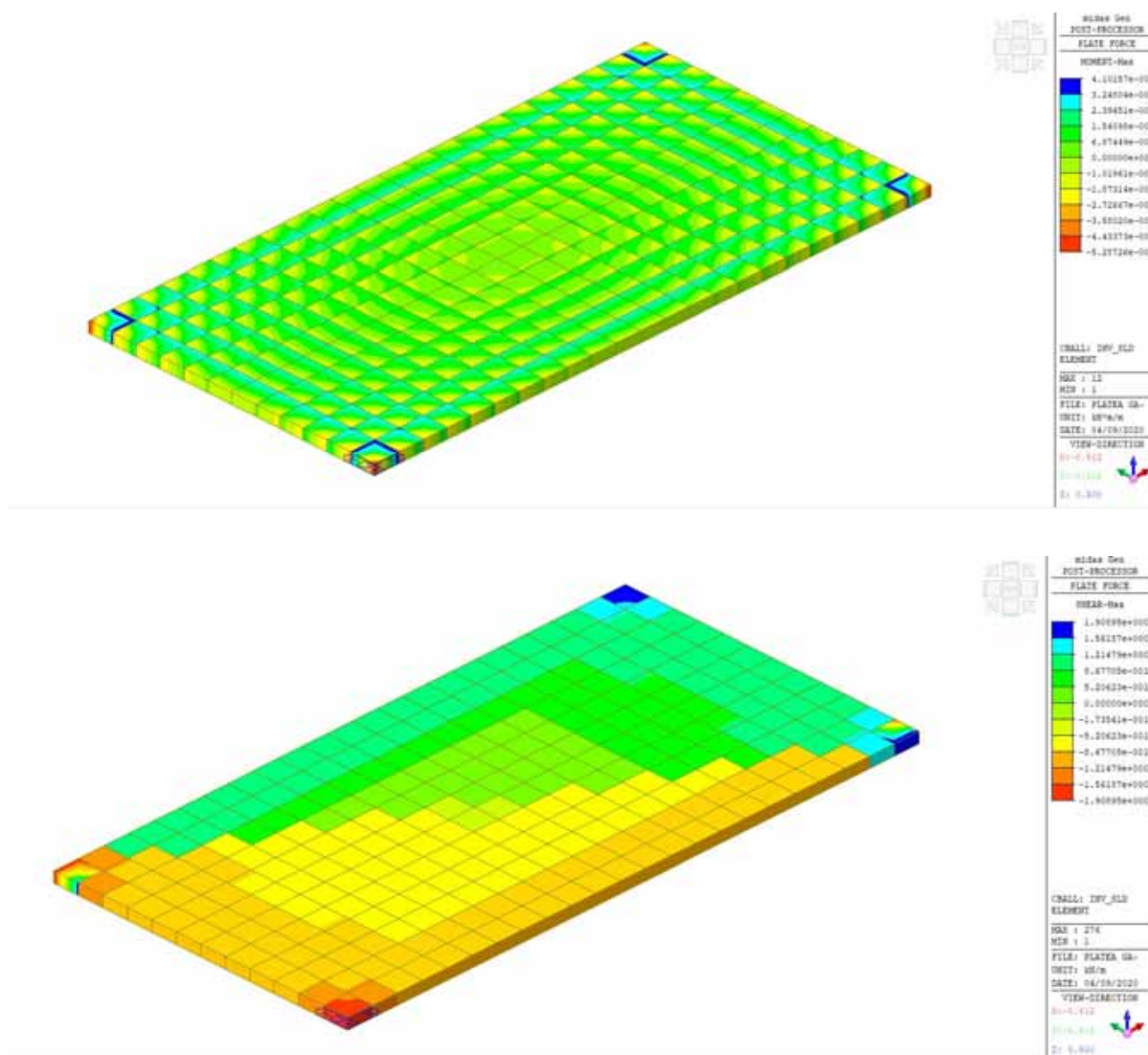


Figura 0.50 Sollecitazioni massime a momento flettente e taglio

Attraverso l'applicativo VcaSLU (Gelfi, 2011) si è proceduto alla verifica dell'armatura flessionale assunta simmetrica su una sezione di larghezza 100 cm. Si è prevista un'armatura con rete elettrosaldata $\varnothing 12$ maglia 20x20 cm, corrispondente ad un'area a metro lineare di $5,65 \text{ cm}^2$. Il momento resistente risulta essere $M_{Rd} = 47 \text{ kNm} > M_{Sd} = 0,55 \text{ kNm}$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

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

Titolo: "trave fondazione"

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	16

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n ←

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

A taglio si è considerato 1 spillo Ø 8 al metro lineare nelle due direzioni.

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Si riporta di seguito la verifica a taglio dell'elemento della platea più sollecitato a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \times 160 \times 50 / 1000 \times 391 = 2,815 \text{ kN} > V_{sd} = 1,50 \text{ kN}$$

7.8.1 Cedimenti platea garages

I cedimenti sia allo SLU che allo SLE risultano dell'ordine di grandezza del decimo di millimetro, per cui trascurabili se confrontati con i valori suggeriti in letteratura come cedimenti ammissibili.

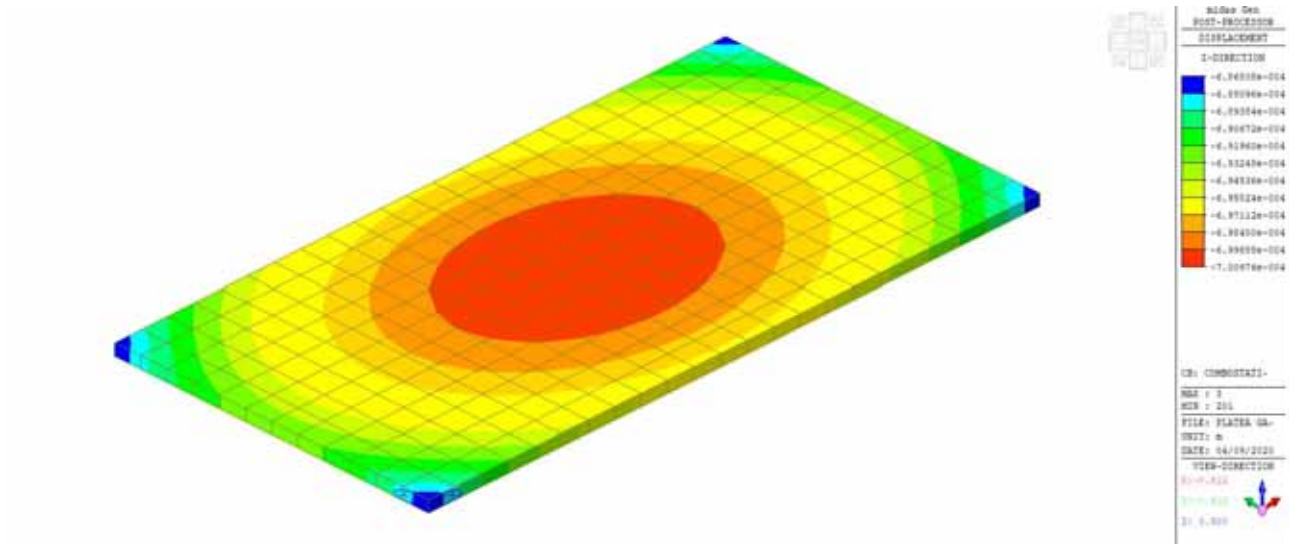


Figura 0.51 Cedimenti SLU

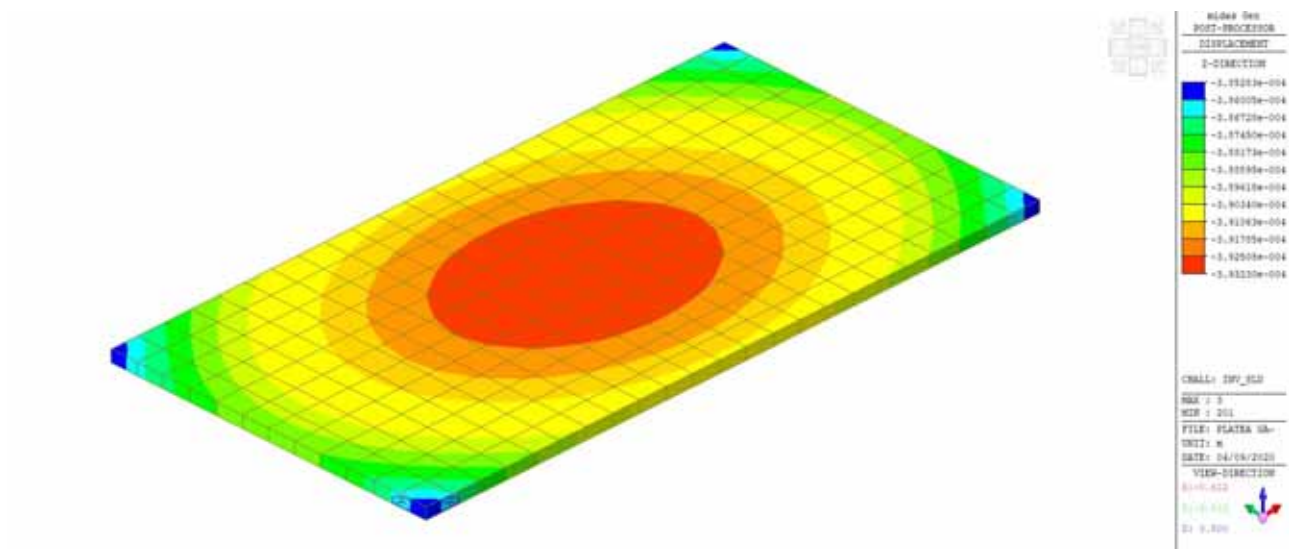


Figura 0.52 Cedimenti SLE