



# ACER

Azienda Casa  
EmiliaRomagna  
della Provincia  
Forlì-Cesena

Azienda con Sistema di Gestione certificato in  
conformità alle Norme ISO 9001:2015

Viale G. Matteotti, 44 47121 FORLÌ  
Tel. 0543 451011 Fax 0543 451012  
www. aziendacasa.fc.it e-mail casa@aziendacasa.fc.it  
C.f e P. IVA 00139940407



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU

## COMUNE di FORLÌ

" PINQuA"

Programma Innovativo Nazionale per la Qualità dell'Abitare  
cod. id. Pinqua 33 - cod. intervento 944

Progetto per la costruzione di un edificio di ERP comprendente  
n. 28 alloggi, in via Autoparco Comune di Forlì.

oggetto:

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

COLLABORATORE ALLA PROGETTAZIONE

geom. SANDRA LUCCHI

aggiornamenti :

REVISIONE N.

0

data :

Aprile 2022

scala : varie

tav. n

ILL

PROGETTAZIONE

arch. PAOLO SEVERI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

ing. PAOLO BERGONZONI

REDATTO DA:

ing. NICOLA CASADEI ROSSI

# Indice

## Indice generale

RELAZIONE DI CALCOLO E ILLUSTRATIVA.....	3
a) Descrizione del contesto edilizio.....	3
b) Descrizione generale della struttura.....	3
c) Normativa tecnica.....	4
d) Definizione dei parametri di progetto.....	5
AZIONE SISMICA.....	5
AZIONI PROPRIE E PERMANENTI.....	9
AZIONE DEL VENTO.....	9
AZIONE DELLA NEVE.....	10
e) Descrizione dei materiali.....	11
f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione.....	14
Giunti sismici tra fabbricati.....	15
Modellazione Corpo B.....	15
g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione;.....	19
h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa.....	32
i) Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:.....	37
Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni elementi monodimensionali.....	37
Verifiche dello stato limite del danno.....	41
Verifiche per lo stato limite di esercizio.....	42
Verifiche per lo stato limite ultimo.....	43
Verifiche sismiche degli elementi.....	45
j) Rappresentazione delle configurazioni deformate.....	49
Diagrammi delle deformate della struttura per condizioni di carico , con indicato il massimo spostamento nodale in cm.....	49
Diagrammi delle sollecitazioni per condizioni carico.....	55
k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;.....	62
l) Con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione.....	64
Verifiche elementi non discretizzati, elementi secondari e altre verifiche autonome .....	72

## RELAZIONE DI CALCOLO E ILLUSTRATIVA

**a) Descrizione del contesto edilizio**

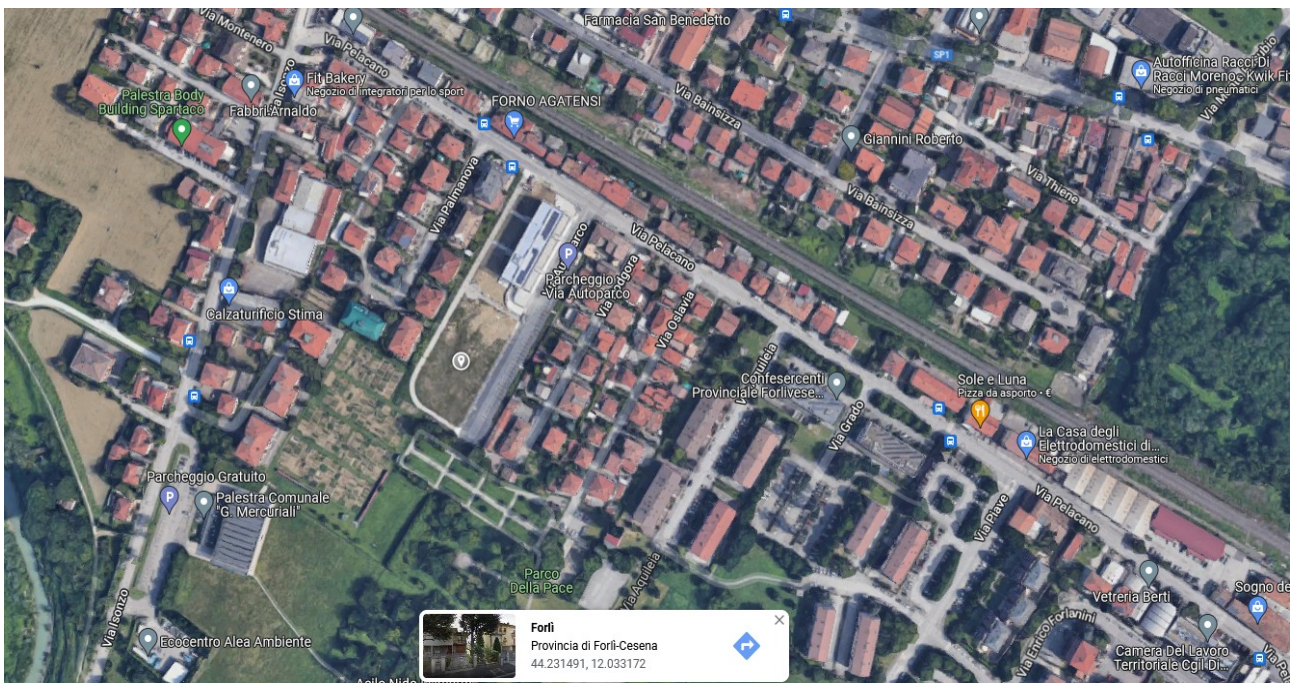
*(e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e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

Siamo in Comune di Forlì , provincia di Forlì -Cesena , in via Autoparco ,zona urbanizzata del Comune , pianeggiante, già oggetto di costruzione di edificio gemello negli anni 2011-2012 . La zona era sede dell'autoparco dei mezzi pubblici del Comune di Forlì , e prima ancora aveva ospitato gli edifici del macello comunale. Siamo quindi in un'area ben nota.

Di seguito si riporta la localizzazione ottenuta tramite Google.

Latitude 44,231491 Longitude 12,033172 Altitude 34 mslm

Siamo in un'area nota , area pianeggiante , nelle vicinanze di fabbricati ACER esistenti , che non denotano segni di cedimenti ed instabilità locali dell'area

**b) Descrizione generale della struttura**

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

Si tratta di un nuovo fabbricato ad uso residenziale, formato da due US giuntate e simmetriche, poggiate su un unico basamento fondale. É presente un piano interrato uso autorimessa.

Ogni unità strutturale è realizzata in cls armato , gettato in opera, con solai in laterocemento , travetti con fondello in laterizio tipo bausta, rampe scale in cls , tamponamenti in laterizio.

Struttura a telaio in c.a. progettata come dissipativa CDB, ad uso civile abitazione.

Si sviluppa su 5 livelli ed il coperto : Il livello più basso è interrato, poggiante direttamente sulla platea di fondazione; il solaio di piano terra è di spessore maggiore per rispettare le regole di prevenzione incendi essendo prevista l'autorimessa al piano interrato. I solai sono in laterocemento, le travi sono previste sia in spessore che in altezza , e tutti i carichi d'esercizio sono considerati come uniformemente distribuiti sui solai, che sono considerati come vicoli rigidi nel piano. Le due strutture sono giuntate in altezza al centro della costruzione, con un giunto di separazione di 20 cm lungo l'asse di simmetria

Trattandosi di 2 strutture si applica doppio rimborso forfettario ed un solo calcolo del telaio principale, che è identico in entrambe le unità .

I disegni esecutivi mostrano gli assi di simmetria, l'enumerazione degli elementi, dimensione e posizione dei giunti tecnici.

Gli elementi secondari e non discretizzati sono trattati nella parte finale della relazione.

Rimborso forfettario per nuova costruzione tipologia usuale , soggetta deposito del progetto esecutivo  $V > 5000$  mc con 2 unità strutturali identiche in altezza a meno di piccole modifiche locali al piano interrato , per cui da devolvere per due US : 800,00 € di rimborso forfettario.

### **c) Normativa tecnica**

*(e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica)*

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni".
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) Aggiornamento delle"Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 .
- Norme - UNI EN 1993-1-3 , **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio**

#### d) Definizione dei parametri di progetto

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

#### AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 aggiornamento "Norme tecniche per le Costruzioni".

##### VITA NOMINALE DELL'OPERA

$V_{??} = 50$  VN > 50 Costruzioni con livelli di prestazione ordinari. (Tab 2.4.I)

##### Classe d'uso II

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

$C_u = 1,0$  Periodo di riferimento  $VR = VN * C_u = 50$  anni (Tab 2.4.II)

Dove

$C_u$  è un coefficiente d'uso dato dalla normativa definita la classe d'uso (par. 2.4.3 tabella 2.4.II).

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

ag accelerazione orizzontale massima attesa in superficie;

F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tc\* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri sono forniti dalla normativa note le coordinate del sito e in funzione del Tempo di ritorno:  $?? = ??? / \ln$

Es. per lo stato limite SLV  $P_{vr} = 10, \%$   $T_R(P_{vr}) = 475$  anni (Tab 3.2.I)

##### CATEGORIA DI SOTTOSUOLO CONSIDERATA

La Categoria di sottosuolo è definita sulla base della velocità di propagazione delle onde  $V_s$  "onde di taglio" nel terreno, ed al parametro  $V_{s,eq}$  velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio definita dalla 3.2.1 delle NTC 2018

In assenza di più approfondite, per assimilazione ad indagini e risultazne eseguite nelle vicinanze al sito di cui trattasi, si pone che il terreno in esame ricada all'interno della:

*Categoria C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*

##### COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA $S_T$

Il terreno in oggetto è posto in categoria topografica:

**T1**  $S_T = 1$

Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

##### COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA $S_s$

Per terreno il coefficiente di amplificazione stratigrafica viene valutato in sede di generazione dello spettro in accordo con le indicazioni della Tab. 3.2.IV delle NTC 2018.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
12,0332	44,2315	30

## COMPORTAMENTO STRUTTURALE

La struttura è progettata per :

b) comportamento strutturale dissipativo

Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento  $q$  (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6)

## CLASSI DI DUTTILITÀ

La costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

– Classe di Duttività Media (CD" B"), a media capacità dissipativa.

## REGOLARITÀ 7.2.1. NTC 2018

### Si verificano le condizioni a, b, e c: la costruzione è regolare in pianta

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;

b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;

c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza.

### Si verificano le condizioni d,e,f e g: la costruzione è regolare in altezza

Una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;

e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

## FATTORE DI COMPORTAMENTO

Tipologia strutturale:

Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)

Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)

$$q_0 = 3 \quad \alpha_u/\alpha_l$$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

b.3 - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

$$\alpha_u/\alpha_l \quad 1,2$$

$$K_R = 1$$

$$q_{lim} = q_0 \quad K_R = 3,6$$

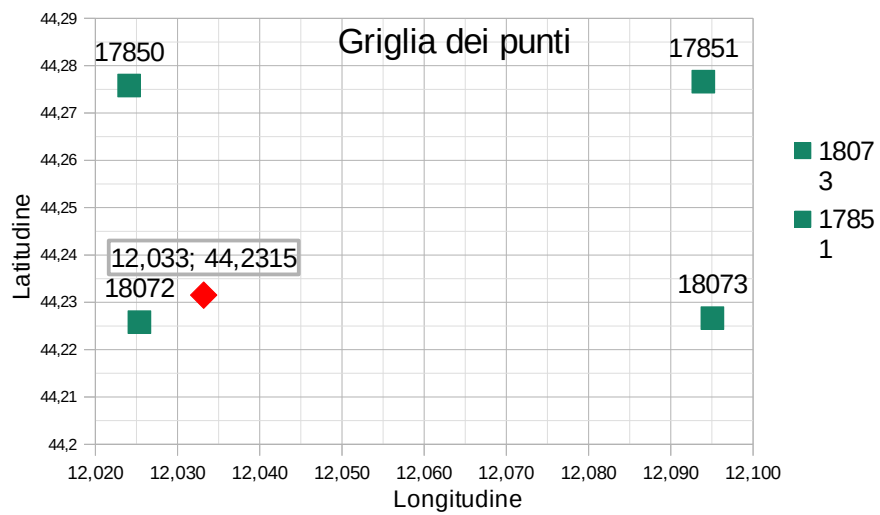
### Fattore di comportamento allo SLU SLV

Utilizzato dal software d'analisi è  $q = 2,760$  inferiore al limite sopra indicato, pertanto corretto.

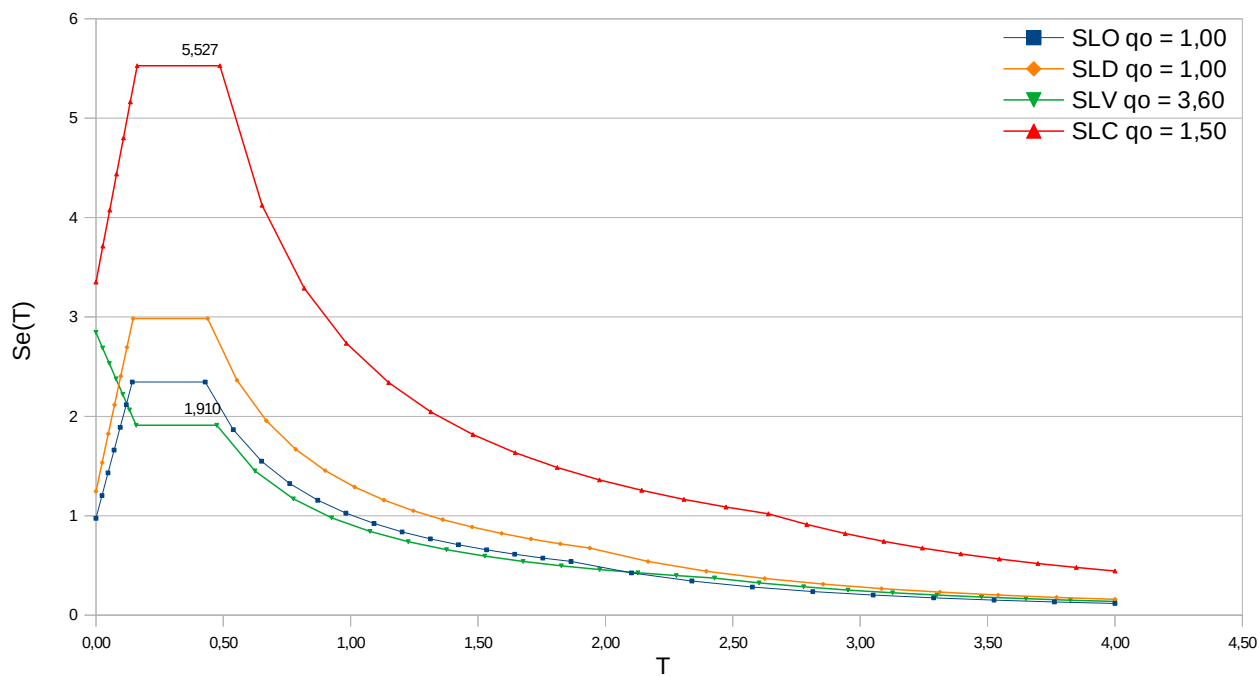
### Fattore di comportamento allo SLE - SLD

$q = 1,0$  (tabella 7.3.I NTC 2018) sisma orizzontale

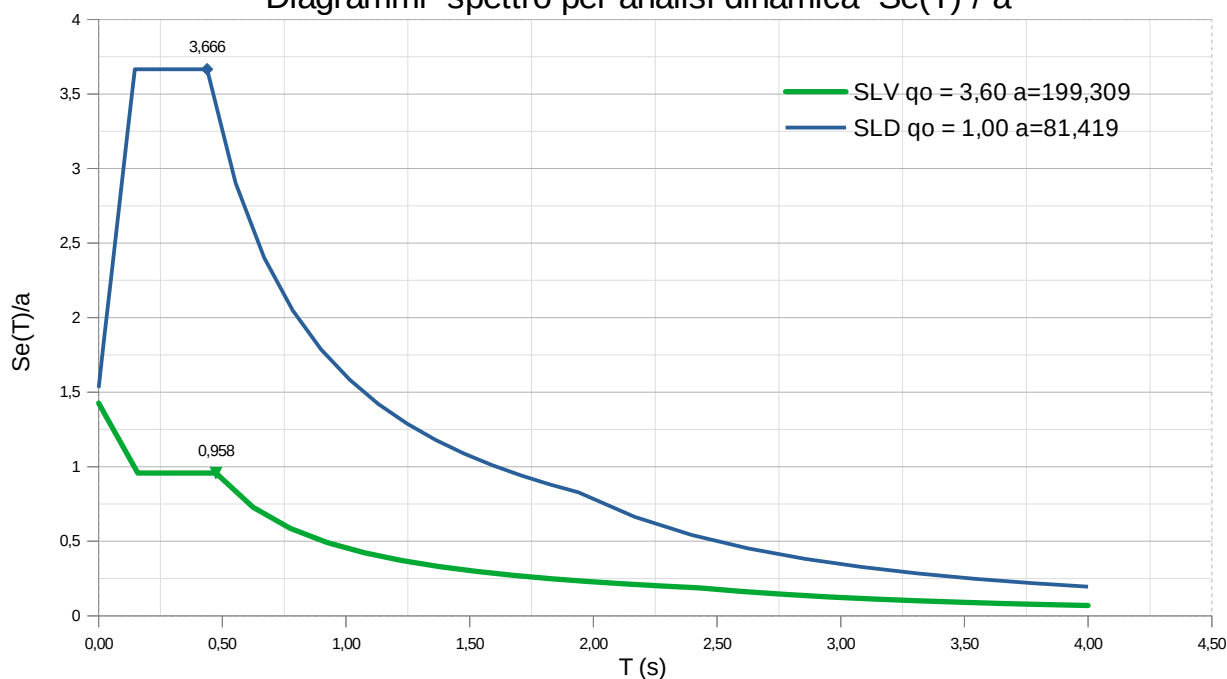
N.B.: il sisma verticale viene tralasciato nell'analisi effettuata.



Diagrammi degli spettri con fattori di struttura adottati



Diagrammi spettro per analisi dinamica  $Se(T) / a$



N.B.: al fine della valutazione dei grafici degli spettri, si informa che il software che genera gli spettri pone nelle ordinate  $S/ag$ , e che il valore di calcolo di  $ag$ , viene espresso nel dialogo che indica le accelerazioni spettrali di base. Nel sito in esame corrispondono a  $81,4186061896406$  m/s<sup>2</sup> per gli SLD e a  $199,308795337464$  m/s<sup>2</sup> per gli SLV. Per ottenere la sollecitazione da applicare è necessario moltiplicare il valore dello spettro per  $ag$  e poi moltiplicare il valore ottenuto per le masse, queste ultime ottenibili dai carichi divisi per  $g$ .

Opzioni analisi

Materiali e unità | Condizioni di carico | **Analisi dinamica** | Metodi e damping

Numero massimo di frequenze da calcolare: 8 ☐ Attiva effetti 2° ordine

☒ Abilita masse secondo X

☒ Abilita masse secondo Y

☐ Abilita masse secondo Z

Nome	Tipo	X	Y	Z	Spettro
<input checked="" type="checkbox"/> Dinamica SLDh X	Sismico SLD	81.4199	0.00000	0.00000	SLDh
<input checked="" type="checkbox"/> Dinamica SLDh Y	Sismico SLD	0.00000	81.4199	0.00000	SLDh
<input checked="" type="checkbox"/> Dinamica SLVh X	Sismico SLV	199.287	0.00000	0.00000	SLVh
<input checked="" type="checkbox"/> Dinamica SLVh Y	Sismico SLV	0.00000	199.287	0.00000	SLVh
<input type="checkbox"/> Dinamica 5	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 6	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 7	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 8	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 9	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 10	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 11	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned
<input type="checkbox"/> Dinamica 12	INDEFINITO	0.00000	0.00000	0.00000	Not assigned



## AZIONI PROPRIE E PERMANENTI

- pesi propri dei materiali strutturali da NTC 2018

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 + 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 + 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 + 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 + 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

## AZIONE DEL VENTO

**Azione del VENTO** ( § 3.3 NTC DM 14/01/2018 )

$$\begin{aligned} \text{Zona} &= \mathbf{2} \rightarrow V_{b,0} = 25 \text{ m/s} , a_0 = 750 \text{ m/s} , k_s = 0,450 \\ & a_s = 35 \text{ m/s} \rightarrow V_b = \mathbf{25} \text{ m/s} \quad ( 3.3.1 \text{ NTC } 2018 ) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_R &= \mathbf{50} \text{ anni} \rightarrow c_r = 1 \quad ( 3.3.3 \text{ NTC } 2018 ) \\ V_r &= 25 \text{ m/s} \quad \text{Velocità di riferimento vento} \quad ( 3.3.2 \text{ NTC } 2018 ) \end{aligned}$$

**Pressione del vento**  $p$

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 96 \text{ Kg/m}^2 \quad ( 3.3.1 \text{ NTC } 2018 )$$

dove :

$$\rho = 1,250 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow q_r = 39,1 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Pressione cinetica di riferimento}$$

assumendo i seguenti parametri :

Classe di rugosità del terreno: **B**

Categoria di esposizione selezionata: **III** ,  $z = \mathbf{16} \text{ m}$

$$C_t = 1 , k_r = 0,2 , z_0 = 0,1 \text{ m} , z_{\min} = 5 \text{ m}$$

ricavando

$$c_e = 2,45 \quad ( \text{Coefficiente d'esposizione} )$$

$$c_d = 1,0 \quad ( \text{Coefficiente dinamico} )$$

$$c_p = 1,0 \quad ( \text{Coefficiente di forma, variabile caso per caso} )$$

**Pressione tangenziale del vento** $P_f$ 

$$P_f = q_r \cdot C_e \cdot C_f = 3,8 \text{ Kg/m}^2$$

dove :

$$\begin{aligned} q_b &= 39,1 \text{ Kg/m}^2 & (\text{Pressione cinetica di riferimento}) \\ C_e &= 2,45 & (\text{Coefficiente d'esposizione}) \\ C_f &= 0,04 & (\text{Coefficiente d'attrito}) \end{aligned}$$

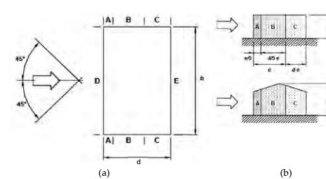
**Pressione equivalente per valori specifici di  $C_p$  (p.to 3.3.8 delle NTC2018)**

Edifici a pianta rettangolare pressione su pareti verticali

Sopravento :	$h/d = 0,75$	$C_{pe} = 0,78$	$\rightarrow$	$P_s = 74,2 \text{ Kg/m}^2$
laterali	$h/d = 0,75$	$C_{pe} = -0,45$	$\rightarrow$	$P_s = -43 \text{ Kg/m}^2$
Sottovento	$h/d = 0,75$	$C_{pe} = -0,90$	$\rightarrow$	$P_s = -86 \text{ Kg/m}^2$

Coefficienti locali e di dettaglio  $C_{pe10}$  e  $C_{pe1}$ con  $e$  mino tra  $b$  e  $2h$ **Tabella C3.3.II** ( Circolare NTC 2018 )

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,8	1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,8	1,0	-0,5	-0,5
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1,0	-0,3	-0,3



a) Schema planimetrico di riferimento  
b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Figura C3.3.3

Elemento locale maggiore di $10 \text{ m}^2$ :	zona	A	$h/d$	0,75	$C_{pe,10}$	-1,2	$\rightarrow$	$P_s = -115 \text{ Kg/m}^2$
Elemento locale superficie intermedia $\text{m}^2$	5				$C_{pe,A}$	-1,26	$\rightarrow$	$P_s = -121 \text{ Kg/m}^2$
Elemento locale inferiore a $1 \text{ m}^2$ :	zona	A	$h/d$	0,75	$C_{pe,1}$	-1,4	$\rightarrow$	$P_s = -134 \text{ Kg/m}^2$

Azione non significativa , ritenuta trascurabile per l'edificio in esame

**AZIONE DELLA NEVE****Azione della NEVE**

( § 3.4 NTC DM 14/01/2018 )

Zona: **1 mediterranea**  $\rightarrow$   $q_{sk} = 150 \text{ Kg/m}^2$  ,  $a_s = 35 \text{ msl}$ **Copertura ad una falda :**

$\alpha_t = 0$	$C_E = 1$	$\rightarrow$	Falda normale
$\mu_t = 0,8$	$C_t = 1$		
$q_s = q_{sk} \mu_t C_E C_t = 120 \text{ Kg/m}^2$			

 $L_c = 32 \rightarrow$  copertura non estesa

Da utilizzare nelle verifiche locali del coperto.

**Accumuli per sporgenze**

sporgenza	$h = 1,5$	$\mu_1 = 0,8$	$\mu_2 = 2$
	$l_s = 5$		

Inizio tratto d'accumulo

Fine tratto d'accumulo

$\mu_2 = 2$	$\mu_1 = 0,8$
$q_{s2} = q_{sk} \mu_t C_E C_t = 300 \text{ Kg/m}^2$	$q_{s1} = q_{sk} \mu_t C_E C_t = 120 \text{ Kg/m}^2$
$C_E = 1 \rightarrow$ Falda normale	$C_E = 1 \rightarrow$ Falda normale
$C_t = 1$	$C_t = 1$

## e) Descrizione dei materiali

(e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati)

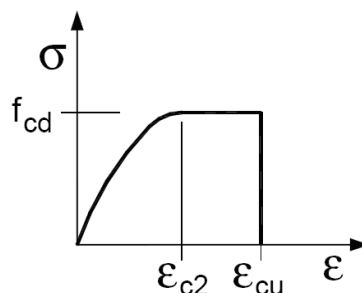
La costruzione è del tipo a telaio in calcestruzzo gettato in opera. I materiali sono quelli tipici di questa tipologia di seguito sono riassunti.

### Legami costitutivi

In questo capitolo sono riportati i legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali e dei terreni.

Nella figura di seguito è rappresentato il legame costitutivo  $\sigma$ - $\epsilon$  adottato per il calcestruzzo negli elementi monodimensionali del tipo parabola-rettangolo.

Legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo

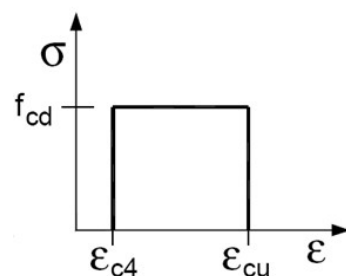


I valori delle deformazioni utilizzati sono i seguenti:

$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu}$
0.0020	0.0035

Nella figura di seguito è rappresentato il legame costitutivo  $\sigma$ - $\epsilon$  adottato per il calcestruzzo del tipo rettangolo (stress block) nel calcolo degli elementi piani bidimensionali.

Legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo



I valori delle deformazioni utilizzati sono i seguenti:

$\epsilon_{c4}$	$\epsilon_{cu}$
$0.2\epsilon_{cu}$	0.0035

### Calcestruzzo C 30/37 struttura in elevazione, pilastri e travi

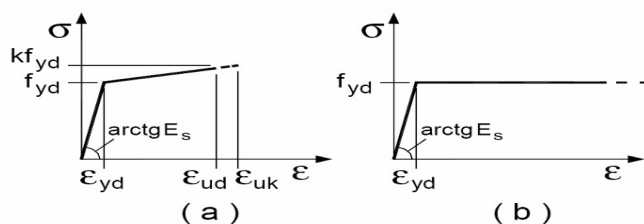
Calcestruzzo tipo	C30/37
Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}$	377 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	313 kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo	1.6
Resistenza di calcolo $f_{cd}$	166.36 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd}$	13.12 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico E	336704.52786377 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale G	168352.26393189 kg/cm <sup>2</sup>

### Calcestruzzo C28/35 - fondazione e muri, solai prefabbricati

Calcestruzzo tipo	C28/35
Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}$	357 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	296 kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo	1.6
Resistenza di calcolo $f_{cd}$	157.37 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd}$	12.65 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico E	332306.21892996 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale G	166153.10946498 kg/cm <sup>2</sup>

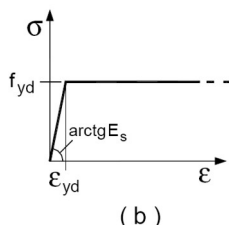
Il legame costitutivo dell'acciaio utilizzato nel calcolo negli elementi monodimensionali è definito come una bilatera con o senza incrudimento.

Legame costitutivo utilizzato per l'acciaio



Il legame costitutivo dell'acciaio utilizzato nel calcolo degli elementi bidimensionali è definito come una bilatera con o senza incrudimento.

Legame costitutivo utilizzato per l'acciaio



Legame costitutivo utilizzato per l'acciaio

$\epsilon_{yd}$	$f_{yd}$
0.0018	3826.09

**Acciaio utilizzato per: tutti i calcestruzzi**

**Acciaio tipo B450C**

Resistenza di snervamento  $f_{yk}$   
Coeff. sicurezza parziale per l'acciaio  
Resistenza di calcolo  $f_{yd}$

4589.0 kg/cm<sup>2</sup>  
1.15  
3990.43 kg/cm<sup>2</sup>

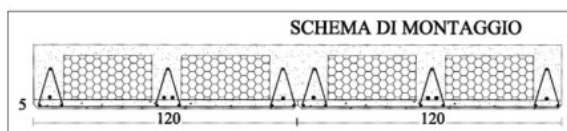
### Rete elettrosaldada per elementi in c.a. e c.a.p.

Per le reti e i tralicci elettrosaldati si utilizzeranno gli acciai tipo B450C e B450A.

### Solai

I solai sono previsti tipo predalle al piano terra, spessore 5+25+5, con soletta di 5 cm a perdere per ottenere resistenza al fuoco, con blocchi in polistirolo da 25.

### SOLAIO A LASTRE INTERASSE 120 R.E.I. 120



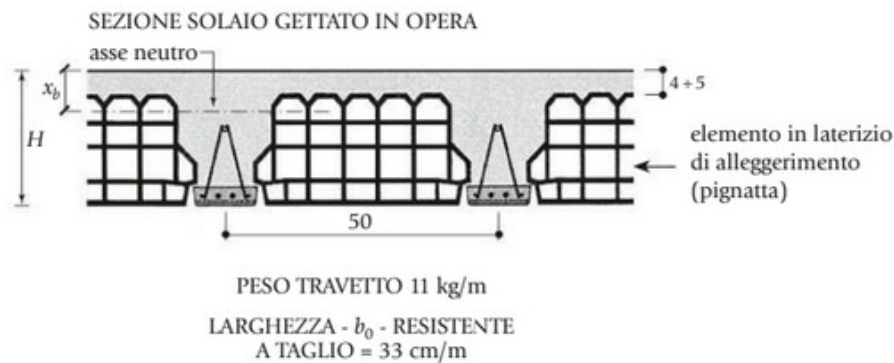
ALTEZZA DEL SOLAIO	Caratteristiche striscia solaio 1 m			Momenti massimi di servizio riferiti ad una striscia di solaio larga un metro (Kg x m)															
	P	L	J	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>6</sub>	T <sub>7</sub>	T <sub>8</sub>	T <sub>9</sub>	T <sub>10</sub>	T <sub>11</sub>	T <sub>12</sub>	T <sub>13</sub>	T <sub>14</sub>	T <sub>15</sub>
H 21 5+12+4	325	80	66205	518	608	781	885	1096	1225	1366	1475	1616	1945	2233	2383	2516	2875	3160	3441
H 22 5+12+5	350	90	79133	685	679	858	966	1187	1320	1470	1583	1733	2070	2375	2533	2675	3054	3350	3645
H 25 5+16+4	360	94	106988	637	751	970	1106	1376	1537	1720	1858	2041	2458	2818	3016	3183	3645	4008	4366
H 26 5+16+5	383	104	123710	694	812	1038	1179	1455	1625	1816	1958	2148	2577	2958	3156	3335	3816	4191	4566
H 29 5+20+4	390	106	158180	760	900	1166	1326	1650	1856	2079	2244	2466	2975	3416	3650	3858	4420	4845	5291
H 30 5+20+5	416	116	180555	802	952	1233	1395	1725	1937	2169	2339	2570	3091	3550	3783	4008	4589	5041	5491
H 34 5+25+4	435	125	239910	919	1087	1412	1615	2016	2258	2531	2733	3004	3625	4167	4450	4704	5387	5925	6450
H 35 5+25+5	458	135	270486	962	1137	1470	1675	2087	2333	2616	2820	3100	3737	4291	4579	4850	5551	6108	6650
H 40 5+30+5	500	150	383333	1116	1320	1716	1954	2445	2733	3066	3304	3637	4391	5041	5391	5700	6516	7179	7816
H 41 5+30+6	525	159	423365	1166	1375	1779	2025	2516	2816	3152	3402	3741	4500	5175	5525	5845	6691	7362	8025
H 45 5+35+5	545	161	521180	1272	1510	1966	2243	2802	3135	3516	3800	4181	5041	5795	6191	6541	7504	8250	8983
H 46 5+35+6	566	176	571755	1319	1560	2025	2306	2876	3215	3600	3891	4279	5158	5929	6333	6691	7668	8433	9191
H 50 5+40+5	585	184	686110	1433	1700	2216	2525	3160	3541	3966	4291	4720	5691	6541	7000	7391	8475	9316	10162
H 51 5+40+6	610	194	748472	1475	1745	2270	2591	3233	3616	4054	4380	4816	5808	6679	7141	7541	8625	9487	10366
H 55 5+45+5	625	200	880208	1591	1891	2458	2816	3525	3941	4425	4783	5250	6350	7300	7800	8250	9450	10375	11329
H 56 5+45+6	650	210	955600	1633	1935	2516	2875	3591	4016	4508	4866	5358	6458	7433	7933	8395	9625	10583	11541
H 60 5+50+5	665	216	1105555	1750	2083	2716	3100	3883	4350	4875	5275	5800	7000	8041	8608	9100	10416	11458	12500
H 61 5+50+6	690	223	1195226	1791	2125	2766	3162	3954	4420	4962	5358	5900	7116	8183	8750	9250	10600	11662	12708

### LEGENDA

H = Altezza solaio in cm  
P = Peso proprio solaio kg/m<sup>2</sup>  
L = Litri conglomerato cementizio (l/m<sup>2</sup>)  
J = Momento d'inerzia della sezione tutta reagente (cm<sup>4</sup>)

NB - la tabella è indicativa per i calcoli di progetto.  
I calcoli di verifica vanno eseguiti caso per caso.

I solai dei piani praticabili e di copertura di spessore 20+5, in travetti e blocchi in laterizio interposti. Calcestruzzo di confezionamento dei travetti, resistenza minima pari a C30/35 XC1.



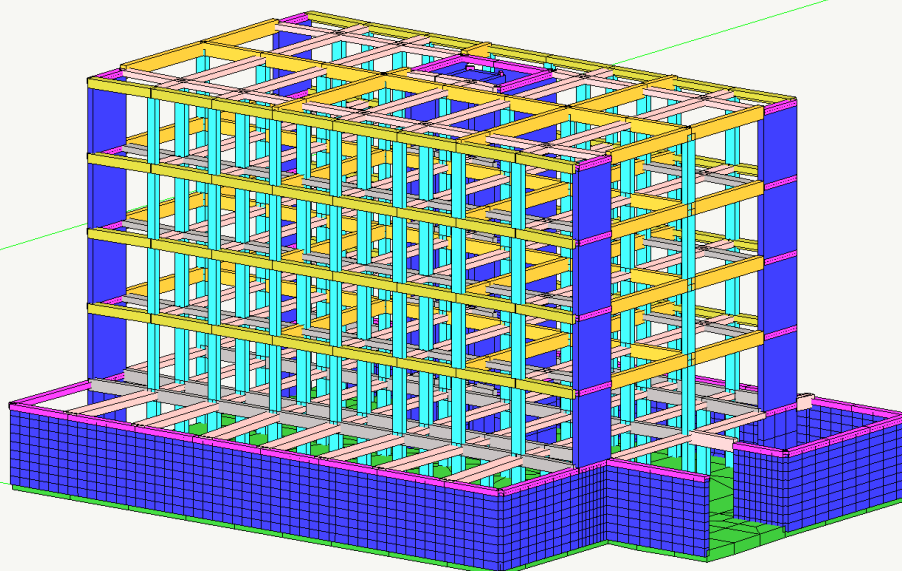
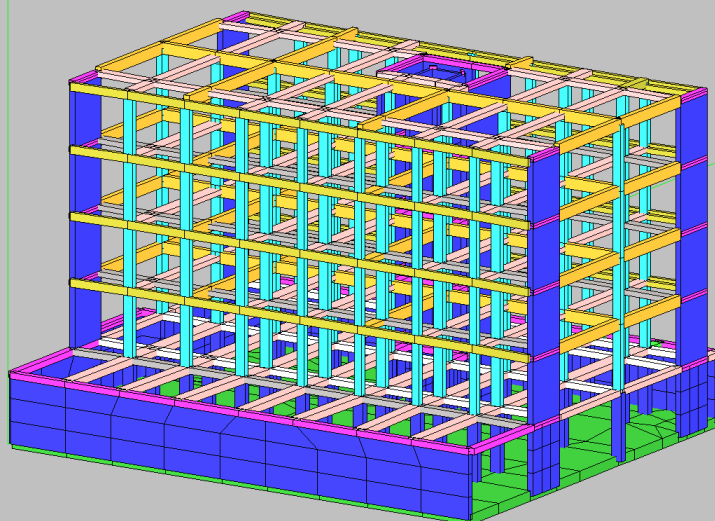
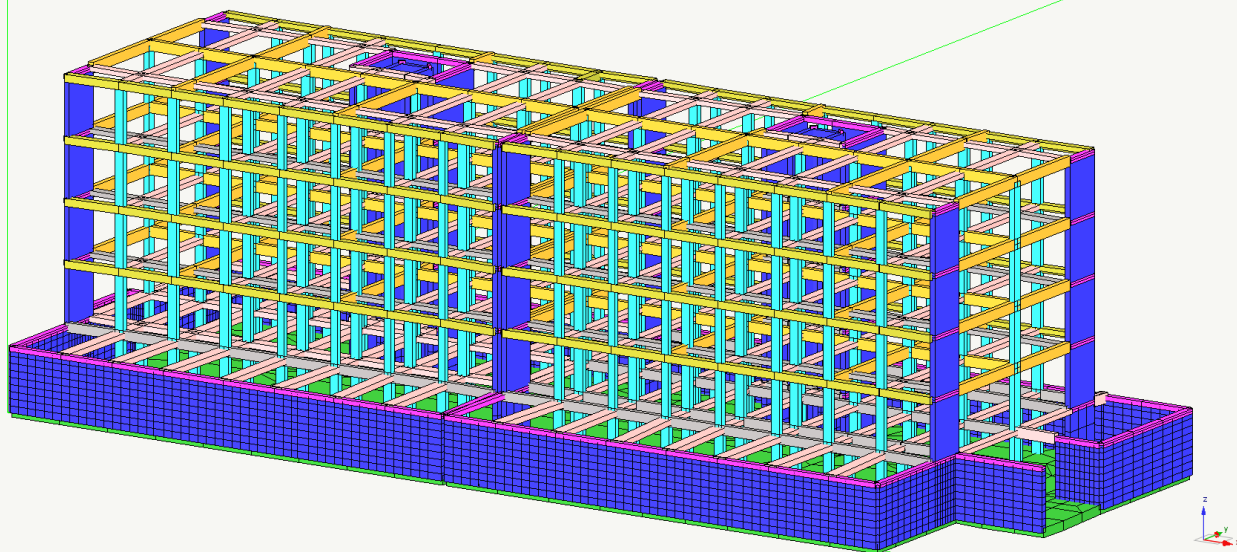
Caratteristiche costruttive				Parametri riferiti alla striscia di solaio larga 1 metro									
Altezza	Peso travi e blocchi	Congl. per getto	Peso solaio in opera	Momenti max. e tagli di servizio $\sigma_c < 85 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_a < 2400 \text{ kg/cm}^2$							Caratteristiche statiche della sezione tutta reagente		
				Momenti $M_s$						Tagli			
$H$ cm	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\frac{\text{dm}^3}{\text{m}^2}$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	kNm						kN	$A_b$ $\text{cm}^2$	$x_b$ cm	$J_b$ $\text{cm}^4$
12 + 4	0,80	68	2,50	3,64	6,72	8,48	10,52	13,13	17,16	22,16	1043	6,78	24.138
+ 5		78	2,75	3,91	7,22	9,11	11,30	14,10	18,44	23,74	1143	7,14	28.980
16 + 4	0,86	79	2,85	4,71	8,71	11,00	13,65	17,05	22,34	28,49	1200	8,48	45.321
+ 5		89	3,10	4,98	9,21	11,63	14,43	18,03	23,59	30,07	1300	8,79	52.769
18 + 4	0,90	84	3,00	5,24	9,71	12,26	15,22	19,03	24,96	31,66	1270	9,31	58.921
+ 5		94	3,25	5,51	10,20	12,89	16,00	19,99	26,18	33,24	1370	9,59	67.848
20 + 4	0,93	90	3,20	5,78	10,70	13,52	16,79	21,01	27,59	34,82	1352	10,20	75.241
+ 5		100	3,45	6,05	11,20	14,15	17,58	21,97	28,78	36,40	1452	10,47	85.918
22 + 4	0,98	97	3,40	6,32	11,70	14,78	18,38	23,01	30,22	37,99	1479	11,28	95.964
+ 5		107	3,65	6,58	12,20	15,42	19,15	23,94	31,40	39,57	1579	11,53	108.968
24 + 4	1,07	103	3,65	6,85	12,70	16,05	19,96	25,01	32,86	41,15	1555	12,11	116.700
+ 5		113	3,90	7,12	13,20	16,68	20,73	25,93	34,03	42,74	1665	12,35	131.656
28 + 4	1,13	116	4,05	7,93	14,70	18,60	23,15	29,02	38,16	47,49	1886	14,55	178.833
+ 5		126	4,30	8,19	15,21	19,22	23,89	29,91	39,31	49,07	1986	14,79	200.348



**f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione**

*(classe di duttilità - CD, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale<sup>5</sup>, fattore di struttura - q e relativa giustificazione, stati limite indagati, giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati;)*

Sono state eseguite tre modulazioni numeriche, una complessiva corpo A e corpo B , una col corpo A ed una del corpo B.



Le due US sono simmetriche rispetto all'asse di simmetria centrale , sono pertanto simili e si è proceduto all'esplicitazione dell'analisi di una sola di queste. Tutte le considerazioni fatte per il corpo B valgono anche per il corpo A .

Si è scelto di parlare in seguito del Corpo B, le considerazioni fatte per questo si ritengono valide e congruenti anche per il corpo A .

Nei disegni esecutivi armature e dimensioni sono equivalenti tra corpo A e corpo B secondo l'asse di simmetria indicato nelle tavole .

La struttura è stata considerata regolare ed i parametri di definizione della sollecitazione sismica sono stati già considerati nella sezione di definizione della azione sismica.

#### • Giunti sismici tra fabbricati

Nella struttura è presente un giunto sismico centrale in elevazione di divisione fra le due US corpo A e Corpo B. il distacco è di 10 cm a livello di piano terra e di 20 cm ai piani superiori, al piano terra è stato contenuto per problemi di prevenzione incendi, così da ridurre l'applicazione di materiale auto estinguente.

Il primo dimensionamento è stato effettuato utilizzando la formula di normativa che definisce il minimo valore sulla base dell'altezza ,  $h/100$  ,  $16,50/100 = 0,165$  m; tale valore è stato poi portato a 20 cm nei disegni esecutivi per facilitazioni esecutive.

Di seguito si riportano i controlli di normativa sul giunto , sulla base degli spostamenti della struttura calcolati con il modello.

LONGITUDINE	LATITUDINE	VITA NOMINALE (anni)	CLASSE D'USO	COEFF. D'USO	PERIODO DI RIFERIMENTO (anni)	Categoria di sottosuolo
12,0332	44,2315	50	II	1,0	50	C

Giunto sismico (§ 7.2.1 NTC 2018)

impalcato	GT	H	H/100	$2a_g S/g$ (<1)	GT <sub>min</sub>	
A	20	1650	16,5	1	16,5	GT > GTmin
B	20	1650	16,5	1	16,5	GT > GTmin

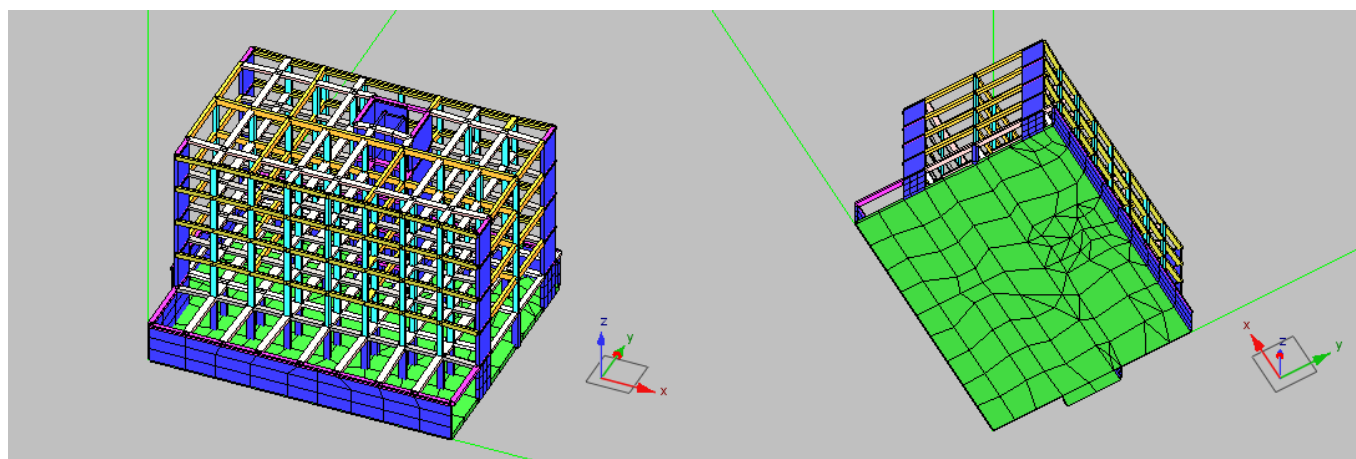
Giunto sismico (§ 7.3.3.3 NTC 2018)

impalcato	d (m)	q	$T_1 = 2d^{1/2}$	Tc	$\mu_d$	GT <sub>min</sub>	GT	
A	0,02695	3,6	0,3283291032	0,305	3,6	9,70 cm	20,00 cm	GT > GTmin
B	0,026957	3,6	0,3283717406	0,305	3,6	9,70 cm	20,00 cm	GT > GTmin

**Il giunto di 20 cm è corretto.**

#### • Modellazione Corpo B

Dal punto di vista strutturale l'edificio in oggetto è realizzato in calcestruzzo armato ed organizzato come strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti.



Vista anteriore e posteriore del modello

## Unità di misura e simbologia

Nei calcoli della relazione si farà uso di unità di misura congruenti con le unità di misura utilizzate nei programmi di calcolo e verifica utilizzati, nella fattispecie quelle utilizzate nel programma Nòlian:

per i carichi:	kg/cm
per i momenti:	kgxcm
per i tagli e sforzi normali:	kg
per le tensioni:	kg/cm <sup>2</sup>
per gli spostamenti	cm

## Unità di misura e simbologia

Il modello e' costituito da 604 nodi e da 966 elementi.

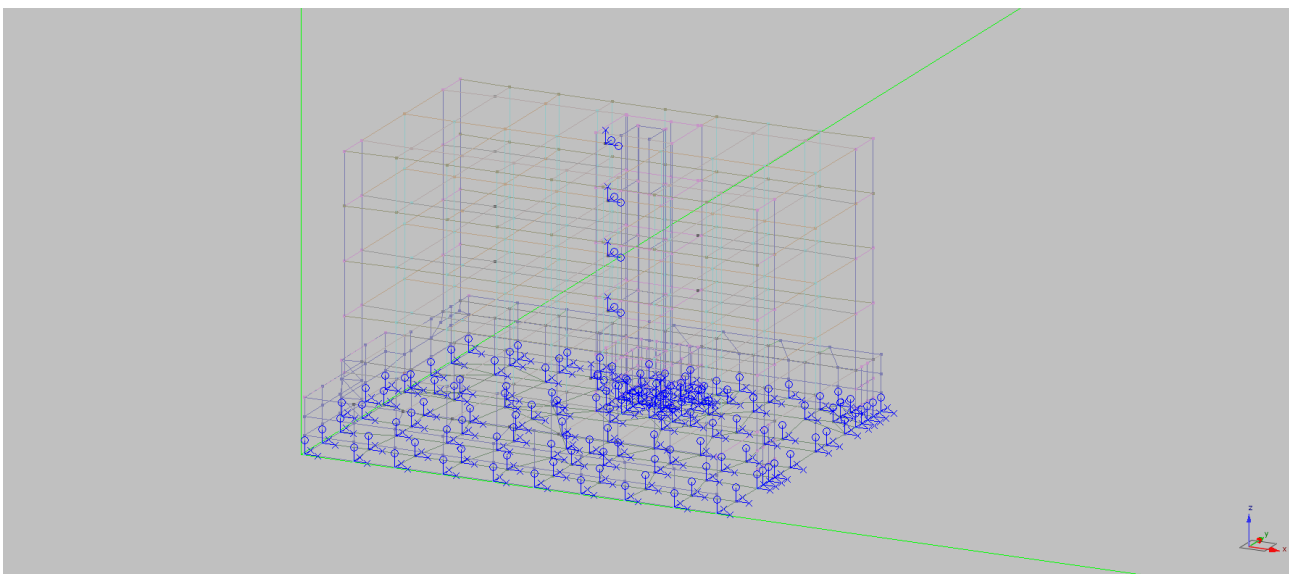
Nel modello vi sono:

- 630.0 elementi lineari a due nodi
- 50.0 elementi piani a tre nodi
- 286.0 elementi piani a quattro nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

- 561.0 elementi trave a sezione rettangolare
- 65.0 elementi travi poligonali
- 4.0 elementi rigel
- 217.0 elementi lastra-piastra
- 119.0 elementi piastra su suolo elastico secondo Winkler

I vincoli esterni imposti alla struttura sono riportati nel seguente schema di vincolamento della struttura.



Nella struttura è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.



### Azioni modellate

In questo capitolo vengono definite le azioni di progetto utilizzate nella struttura.

Carichi permanenti e variabili

Peso proprio della struttura:

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente in funzione dei pesi specifici di ogni singolo materiale utilizzato e delle dimensioni delle sezioni.

I valori dei pesi specifici utilizzati sono in accordo con la tabella 3.1.I del DM 17/01/2018.

Carichi permanenti e variabili unitari agenti sui solai (P.to 3.1 DM 17/01/2018):

Si veda l'analisi dei carichi prodotta.

### Forze indotte dalla pressione del terreno

In caso di presenza delle pareti del cantinato le spinte del terreno sono calcolate considerando una distribuzione lineare crescente con la profondità ottenute dalle tensioni litostatiche moltiplicate per un opportuno coefficiente di spinta orizzontale  $K_a$  valutato caso per caso in funzione dell'angolo di attrito del terreno posto a tergo delle pareti. La spinta dovuta al carico variabile sul terrapieno viene calcolata moltiplicando tale carico per il medesimo coefficiente  $K_a$ .

Si riporta di seguito l'indicazione fornita dal geologo dott. P. Feralli.

#### 5.5 Spinta delle terre

Il calcolo viene sviluppato secondo Rankine, che definisce la spinta attiva esercitata ad 1/3 dell'altezza dello sbanco calcolato dalla base, secondo la nota legge:  $P_a = (\gamma \times H_1^2 / 2 \times K_a) + (\gamma \times a \times H_2^2 / 2) + (q \times K_a)$ , dove:

$\gamma$ = Densità naturale:	1,9 t/mc
$\gamma_a$ = peso del terreno in acqua:	0,9 t/mc
$\phi$ = angolo di attrito interno (stimato prudenziale):	20°
$H_1^2$ = altezza dello sbanco sopra il livello dell'acqua:	4,00 mt.
$H_2^2$ = altezza dello sbanco sotto il livello dell'acqua:	0,0 mt.
$q$ = sovraccarico:	0 t/mq
$K_a$ = coefficiente di spinta attiva = $\tan^2(45 - \phi/2)$ .	0,49

**Sulla base dei parametri precedenti, assumendo uno sbanco di altezza uguale a 4,00 metri e con falda assente risulta una spinta pari a circa 7,45 t/m.l.**

### Forze indotte dalla pressione dell'acqua

L'indagine geologica non ha prodotto la presenza di falda, vien comunque predisposto un drenaggio con pompa di risalita per togliere l'acqua dovuta da innalzamento stagionale della falda.

### Azione da sisma

L'azione sismica è stata definita in capitoli precedenti, nei quali sono esplicitate le scelte effettuate per la sua determinazione.

### Azioni eccezionali

Vista la concezione strutturale dell'edificio, i materiali e i dettagli costruttivi adottati si ritiene di non dover effettuare verifiche specifiche nei riguardi delle azioni eccezionali quali urto, esplosione e incendio.

### Ripartizione dei carichi unitari dei solai

In questa struttura i solai non sono modellati come elementi strutturali. Pertanto i carichi agenti sui solai devono essere attribuiti agli elementi strutturali di competenza. I carichi agenti sui solai sono quindi ripartiti sulle travi sulle quali insistono secondo i casi a giudizio del progettista o con un modello a trave continua o mediante ripartizione per aree di influenza.

### Tipizzazione di carichi

Nella seguente tabella si riporta la associazione delle condizioni di carico ai tipi di carico che sono stati utilizzati nel presente progetto ai fini della generazione delle corrette combinazioni di carico.

(1) #6 spinta delle terre	Permanente
(1) Torcente di piano SLV	Torcente SLV
(1) Torcente di piano SLD	Torcente SLD
(1) #5 tamponamenti esterni	Permanente non strutt.
(1) #4 Accidentale neve	Neve ( $q < 1000$ )
(1) #3 Accidentale cat H	Cat. H: Copertura
(1) #2 Accidentale cat A	Cat. A: Residenziale
(1) #1 Permanenti portati e propri	Permanente non strutt.
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV

### Sistema di masse corrispondenti alle azioni statiche

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\psi_{Ei} \bullet Q_{ki})$$

$\psi_{Ei}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$  che tiene conto che tutti i carichi  $\psi_{Ei} \bullet Q_{ki}$  siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  per  $\phi$ .

I valori di  $\psi_{2i}$ ,  $\phi$  sono riportati nel capitolo della Misura della Sicurezza.

### Distribuzione accidentale delle masse

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto applicando ad ogni piano un momento torcente calcolato come:

$$M_i = F_i \times e_{ai}$$

dove:

$F_i$  sono le forze statiche equivalenti al sisma calcolate in base a quanto definito al punto 7.3.3.2 del DM 17/01/2018

$e_{ai}$  è l'eccentricità definita al punto 7.2.6 del DM 17/01/2018

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

**Analisi dei carichi e combinazioni per verifiche locali.**

Copertura									
strutturali					non strutturali				
Travetti in laterocemento e pignatte 20+5					intonaci/rivestimenti inferiori				
325 Kg/m <sup>2</sup>					25 Kg/m <sup>2</sup>				
					massetto cm 10				
					200 Kg/m <sup>2</sup>				
					isolamento EPS				
					10 Kg/m <sup>2</sup>				
					Coverib				
					10 Kg/m <sup>2</sup>				
					Guaina				
					7 Kg/m <sup>2</sup>				
Permanenti (G)					Coefficienti di combinazione				
strutturali									
(g <sub>1</sub> )	peso proprio	Fk	325,00 Kg/m <sup>2</sup>		γ <sub>g1</sub>	γ <sub>F</sub>	Ψ0	Ψ1	Ψ2
						1,3			
non strutturali									
(g <sub>2</sub> )	–		252,00 Kg/m <sup>2</sup>		γ <sub>g2</sub>	1,5			
Variabili (Q)									
(q <sub>1</sub> )	Neve		120,00 Kg/m <sup>2</sup>		γ <sub>q1</sub>	1,5	0,5	0,2	0,0
(q <sub>2</sub> )	Vento		0,00 Kg/m <sup>2</sup>		γ <sub>q1</sub>	1,5	0,6	0,2	0,0
(q <sub>3</sub> )	Accidentale		50,00 Kg/m <sup>2</sup>		γ <sub>q1</sub>	1,5	0,0	0,0	0,0
- La componente verticale sismica è trascurabile (p.to 7.2.2. NTC 2018)									
- In particolare essendo che gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %, (p.to 7.3.6.1. NTC 2018) si assume il seguente valore per k									
k	=	1,3	(utilizzato come moltiplicatore per lo SLU)						
Combinazioni per Stati Limite					Masse distribuite				
Stato Limite di riferimento	SLU	SLE <sub>rara</sub>	SLE <sub>frequente</sub>	SLE <sub>quasi perm.</sub>	SLU <sub>sismico</sub>				
Valori massimi	1274,7 Kg/m <sup>2</sup>	697,0 Kg/m <sup>2</sup>	601,0 Kg/m <sup>2</sup>	577,0 Kg/m <sup>2</sup>	577,0 Kg/m <sup>2</sup>				
az. primaria	(q1)	(q1)	(q <sub>3</sub> )	(q <sub>3</sub> )	(m <sub>1</sub> )				
Valori applicati al modello (kg / cm )					Luce di carico (m)				
condizione di carico	carico	6,3	5,5	5,2	1,9	3,3	3,15		
#1 proprio e portato	5,77	36,351	31,735	30,004	10,963	19,041	18,176		
#2 accidentale	0,5	3,150	2,750	2,600	0,950	1,650	1,575		
#3 neve	1,2	7,560	6,600	6,240	2,280	3,960	3,780		

Con accumuli di neve

Permanenti (G)			Coefficienti di combinazione				
strutturali		Fk		$\gamma_F$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
(g <sub>1</sub> )	peso proprio	325,00 Kg/m <sup>2</sup>		$\gamma_{g1}$	1,3		
non strutturali							
(g <sub>2</sub> )	--	252,00 Kg/m <sup>2</sup>		$\gamma_{g2}$	1,5		
Variabili (Q)							
(q <sub>1</sub> )	Neve	200,00 Kg/m <sup>2</sup>		$\gamma_{q1}$	1,5	0,5	0,0
(q <sub>2</sub> )	Vento	0,00 Kg/m <sup>2</sup>		$\gamma_{q1}$	1,5	0,6	0,0
(q <sub>3</sub> )	Accidentale	0,00 Kg/m <sup>2</sup>		$\gamma_{q1}$	1,5	0,0	0,0

- La componente verticale sismica è trascurabile (p.to 7.2.2. NTC 2018)					
- In particolare essendo che gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi,aumentate del 30 %, (p.to 7.3.6.1. NTC 2018) si assume il seguente valore per k					
k	=	1,3	(utilizzato come moltiplicatore per lo SLU)		
Combinazioni per Stati Limite				Masse distribuite	
Stato Limite di riferimento	SLU	SLE <sub>rara</sub>	SLE <sub>frequente</sub>	SLE <sub>quasi perm.</sub>	SLU <sub>sismico</sub>
Valori massimi	1430,7 Kg/m <sup>2</sup>	777,0 Kg/m <sup>2</sup>	617,0 Kg/m <sup>2</sup>	577,0 Kg/m <sup>2</sup>	577,0 Kg/m <sup>2</sup>
az. primaria	(q3)	(q1)	(q <sub>s</sub> )	(q <sub>s</sub> )	(m <sub>1</sub> )

Valori applicati al modello (kg / cm )		Luce di carico (m)					
condizione di carico	carico	6,3	5,5	5,2	1,9	3,3	3,15
#1 proprio e portato	5,77	36,351	31,735	30,004	10,963	19,041	18,176
#2 accidentale	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
#3 neve	2	12,600	11,000	10,400	3,800	6,600	6,300

Piano tipo			
strutturali		non strutturali	
Travetti in laterocemento e pignatte 20+5	325 Kg/m <sup>2</sup>	intonaci/rivestimenti inferiori	25 Kg/m <sup>2</sup>
		Isocal 600 spessore cm 13	78 Kg/m <sup>2</sup>
		Pannello radiante e massetto	80 Kg/m <sup>2</sup>
		Pavimento e colla	50 Kg/m <sup>2</sup>
		Tramezzi interni	80 Kg/m <sup>2</sup>

Permanenti (G)			Coefficienti di combinazione				
strutturali		Fk		$\gamma_F$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
(g <sub>1</sub> )	peso proprio	325,00 Kg/m <sup>2</sup>		$\gamma_{g1}$	1,3		

Piano terra - interno alloggi			
strutturali		non strutturali	
Travetti in laterocemento e pignatte 20+5	325 Kg/m <sup>2</sup>	intonaci/rivestimenti inferiori	25 Kg/m <sup>2</sup>
		Isocal 600 spessore cm 13	78 Kg/m <sup>2</sup>
		Pannello radiante e massetto	80 Kg/m <sup>2</sup>
		Pavimento e colla	50 Kg/m <sup>2</sup>
		Tramezzi interni	80 Kg/m <sup>2</sup>

- La componente verticale sismica è trascurabile (p.to 7.2.2. NTC 2018)					
- In particolare essendo che gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi,aumentate del 30 %, (p.to 7.3.6.1. NTC 2018) si assume il seguente valore per k					
k	=	1,3	(utilizzato come moltiplicatore per lo SLU)		
Combinazioni per Stati Limite				Masse distribuite	
Stato Limite di riferimento	SLU	SLE <sub>rara</sub>	SLE <sub>frequente</sub>	SLE <sub>quasi perm.</sub>	SLU <sub>sismico</sub>
Valori massimi	1549,6 Kg/m <sup>2</sup>	838,0 Kg/m <sup>2</sup>	638,0 Kg/m <sup>2</sup>	638,0 Kg/m <sup>2</sup>	638,0 Kg/m <sup>2</sup>
az. primaria	(q3)	(q1)	(q <sub>s</sub> )	(q <sub>s</sub> )	(m <sub>1</sub> )

Valori applicati al modello (kg / cm )		Luce di carico (m)					
condizione di carico	carico	6,3	5,5	5,2	1,9	3,3	3,15
#1 proprio e portato	7,655	48,227	42,103	39,806	14,545	25,262	24,113
#2 accidentale	2	12,600	11,000	10,400	3,800	6,600	6,300
#3 neve	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Combinazioni per Stati Limite				Masse distribuite	
Stato Limite di riferimento	SLU	SLE <sub>rara</sub>	SLE <sub>frequente</sub>	SLE <sub>quasi perm.</sub>	SLU <sub>sismico</sub>
Valori massimi	1758,6 Kg/m <sup>2</sup>	965,5 Kg/m <sup>2</sup>	765,5 Kg/m <sup>2</sup>	765,5 Kg/m <sup>2</sup>	765,5 Kg/m <sup>2</sup>
az. primaria	(q3)	(q1)	(q <sub>s</sub> )	(q <sub>s</sub> )	(m <sub>1</sub> )

Valori applicati al modello (kg / cm )		Luce di carico (m)					
condizione di carico	carico	6,3	5,5	5,2	1,9	3,3	3,15
#1 proprio e portato	7,655	48,227	42,103	39,806	14,545	25,262	24,113
#2 accidentale	2	12,600	11,000	10,400	3,800	6,600	6,300
#3 neve	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

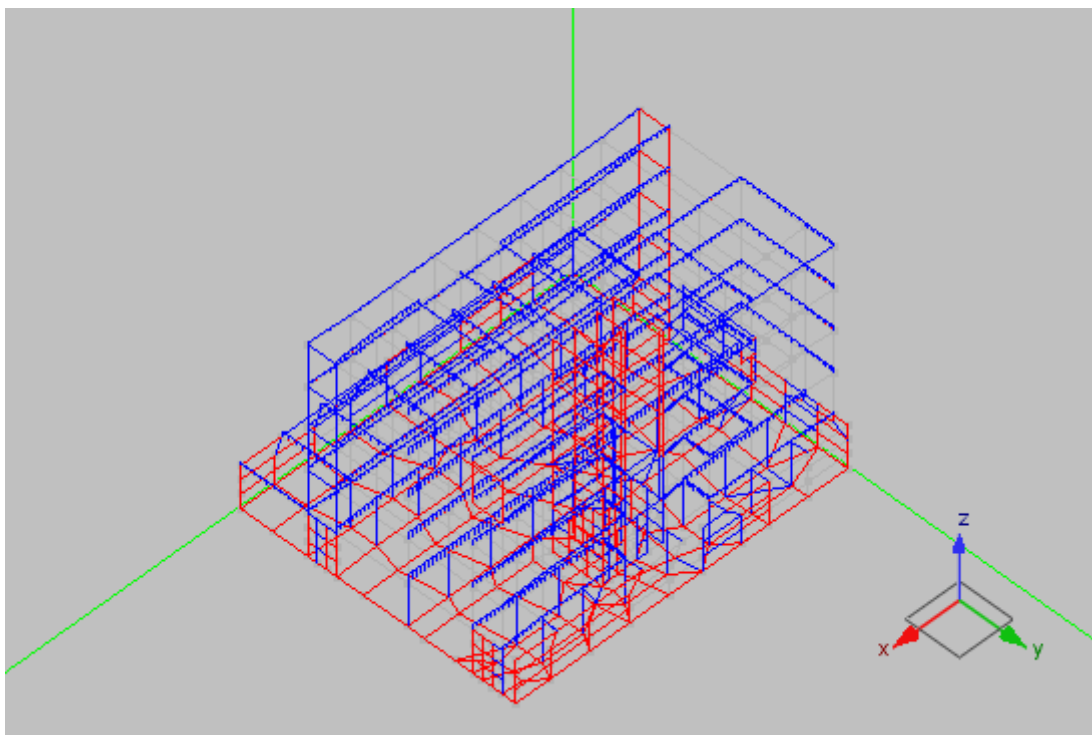
Piano terra - area esterna									
strutturali					non strutturali				
Lastre predalles 5+25+5			478 Kg/m²	intonaci/rivestimenti inferiori					0 Kg/m²
				Leca massetto spessore cm 16					128 Kg/m²
				Massetto					80 Kg/m²
				Pavimento antigelivo e colla					80 Kg/m²
									0 Kg/m²
Permanenti (G)					Coefficienti di combinazione				
strutturali			Fk		γ <sub>F</sub>	Ψ0	Ψ1	Ψ2	
(g <sub>1</sub> )	peso proprio	477,50 Kg/m²		γ <sub>g1</sub>	1,3				
non strutturali									
(g <sub>2</sub> )	–	288,00 Kg/m²		γ <sub>g2</sub>	1,5				
Variabili (Q)									
(q <sub>1</sub> )	Neve	120,00 Kg/m²		γ <sub>q1</sub>	1,5	0,5	0,2	0,0	
(q <sub>2</sub> )	Vento	0,00 Kg/m²		γ <sub>q1</sub>	1,5	0,6	0,2	0,0	
(q <sub>3</sub> )	Accidentale	300,00 Kg/m²		γ <sub>q1</sub>	1,5	0,0	0,0	0,0	
- La componente verticale sismica è trascurabile (p.to 7.2.2. NTC 2018)									
- In particolare essendo che gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi,aumentate del 30 %, (p.to 7.3.6.1. NTC 2018) si assume il seguente valore per k									
k		=	1,3	(utilizzato come moltiplicatore per lo SLU)					
Combinazioni per Stati Limite					Masse distribuite				
Stato Limite di riferimento		SLU	SLE <sub>rara</sub>	SLE <sub>frequente</sub>	SLE <sub>quasi perm.</sub>	SLU <sub>sismico</sub>			
Valori massimi		2070,6 Kg/m²	1125,5 Kg/m²	789,5 Kg/m²	765,5 Kg/m²	765,5 Kg/m²			
az. primaria		(q3)	(q1)	(q <sub>3</sub> )	(q <sub>3</sub> )	(m <sub>1</sub> )			
Valori applicati al modello (kg / cm )					Luce di carico (m)				
condizione di carico		carico	6,3	5,5	5,2	1,9	3,3	3,15	
#1 proprio e portato		7,655	48,227	42,103	39,806	14,545	25,262	24,113	
#2 accidentale		3	18,900	16,500	15,600	5,700	9,900	9,450	
#3 neve		1,2	7,560	6,600	6,240	2,280	3,960	3,780	

## Condizioni e Combinazioni di carico

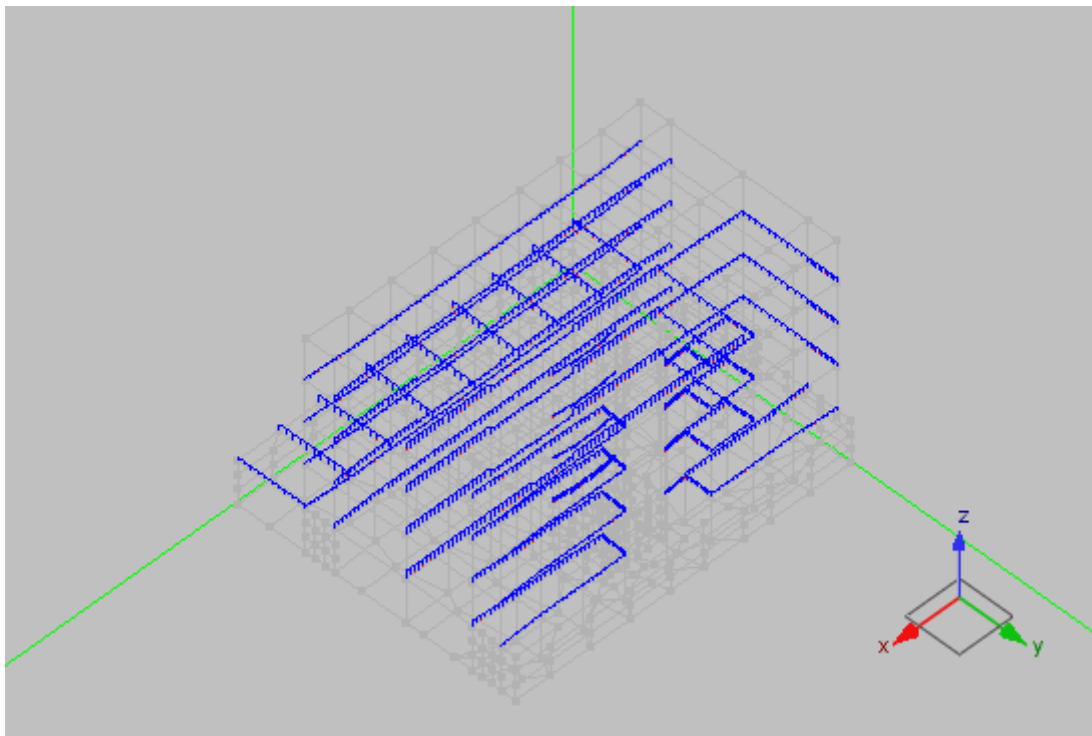
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate nel modello sono i seguenti:

- #1 Permanenti portati e propri
- #2 Accidentale cat A
- #3 Accidentale cat H
- #4 Accidentale neve
- #5 tamponamenti esterni
- Torcente di piano SLD
- Torcente di piano SLV
- #6 spinta delle terre
- 

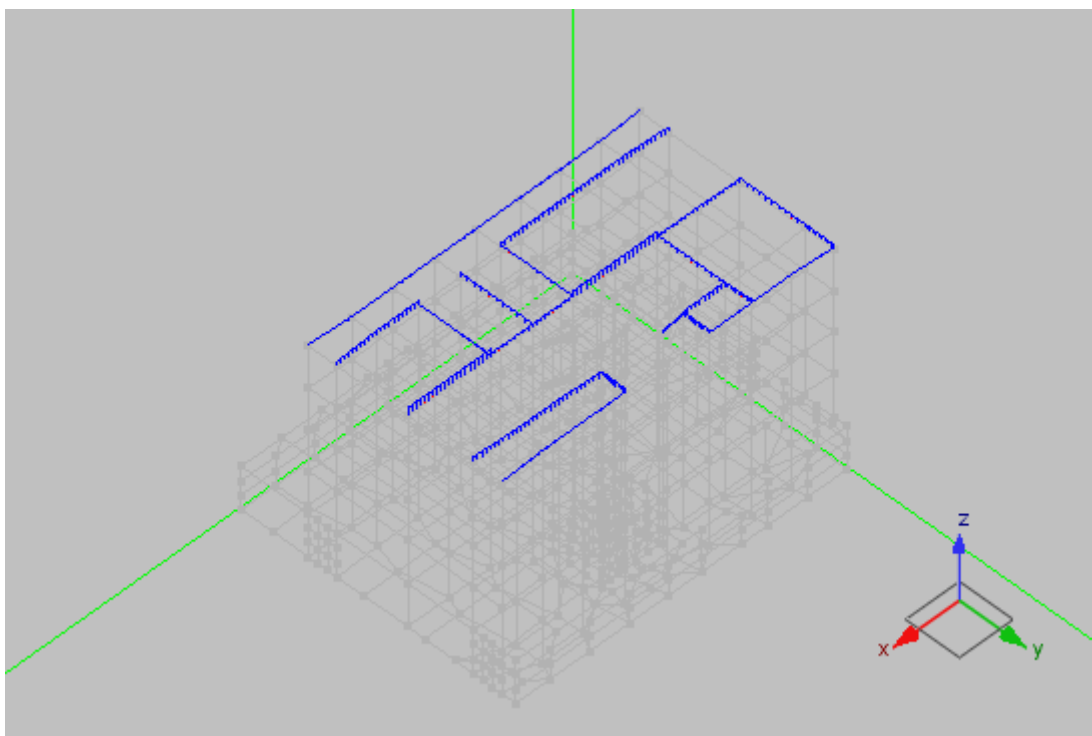
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



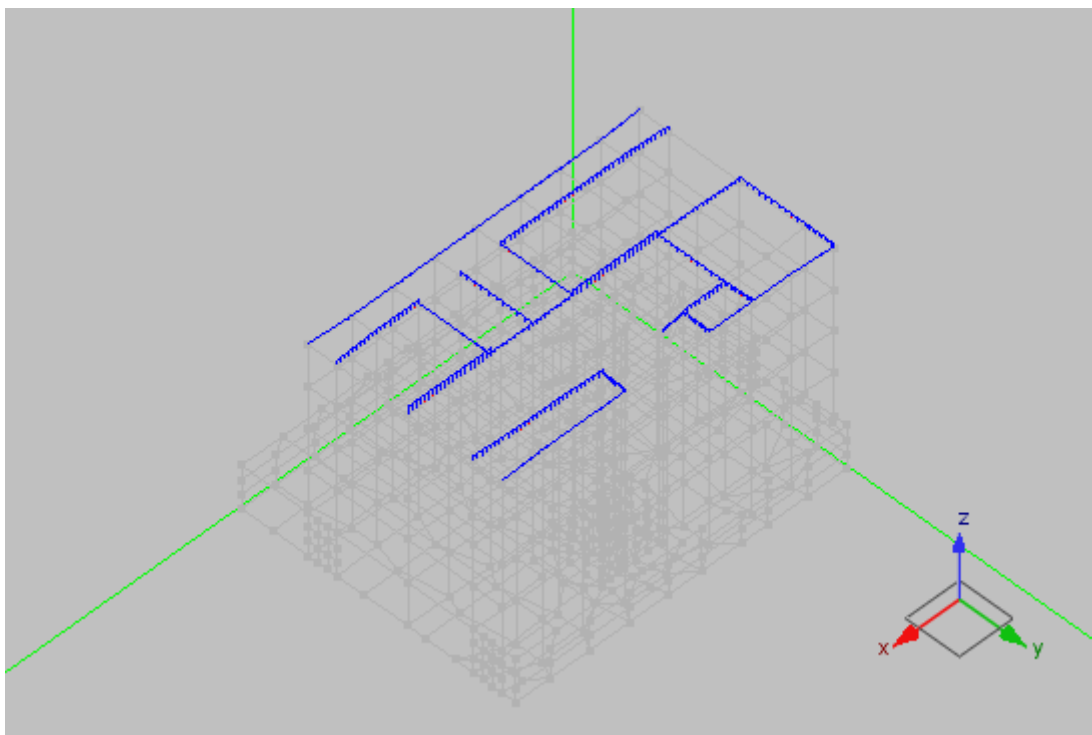
Condizione di carico: #1 Permanenti portati e propri : Grafico dei carichi



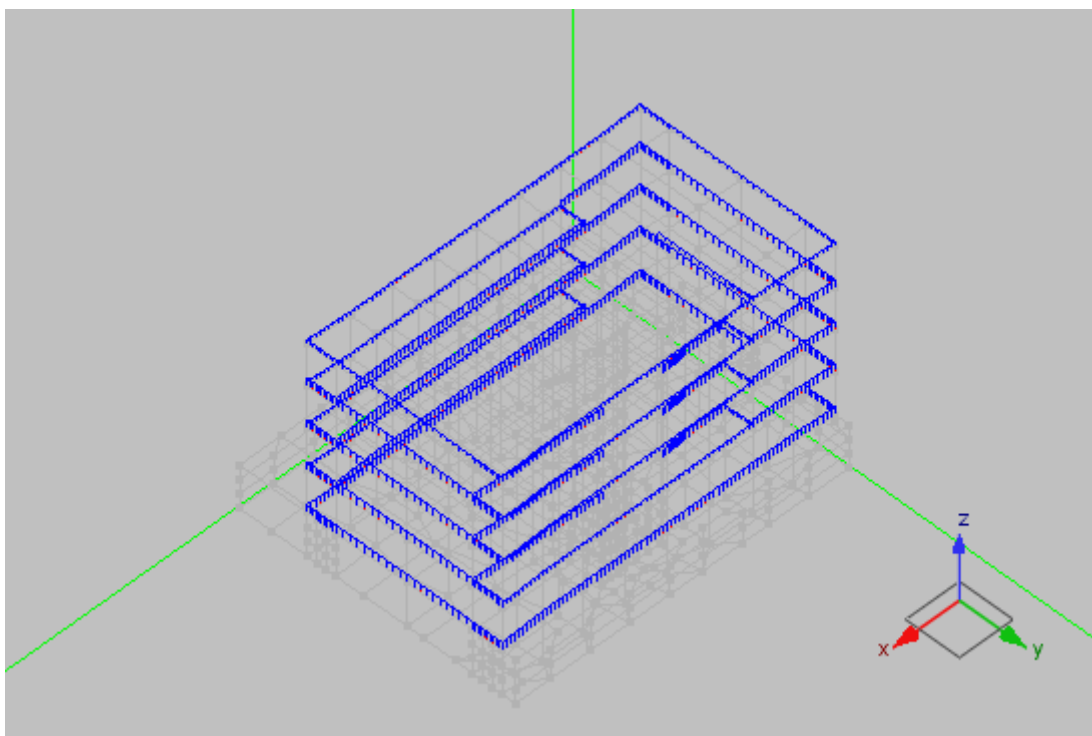
Condizione di carico: #2 Accidentale cat A: Grafico dei carichi



Condizione di carico: #3 Accidentale cat H: Grafico dei carichi

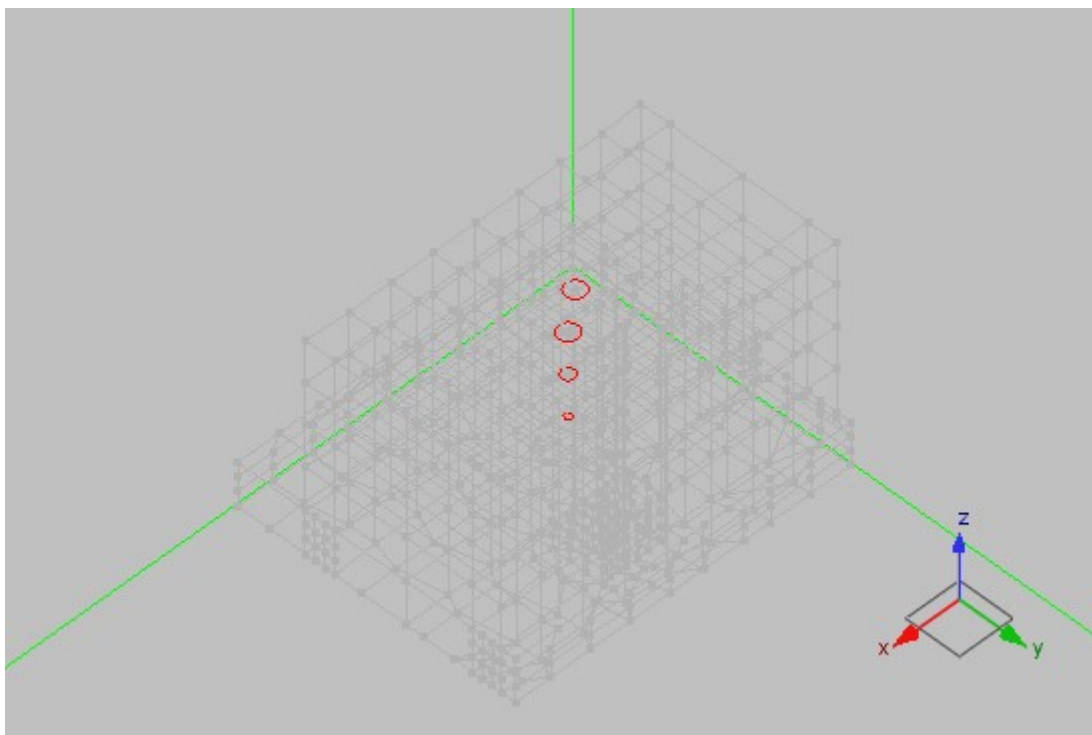


Condizione di carico: #4 Accidentale neve: Grafico dei carichi

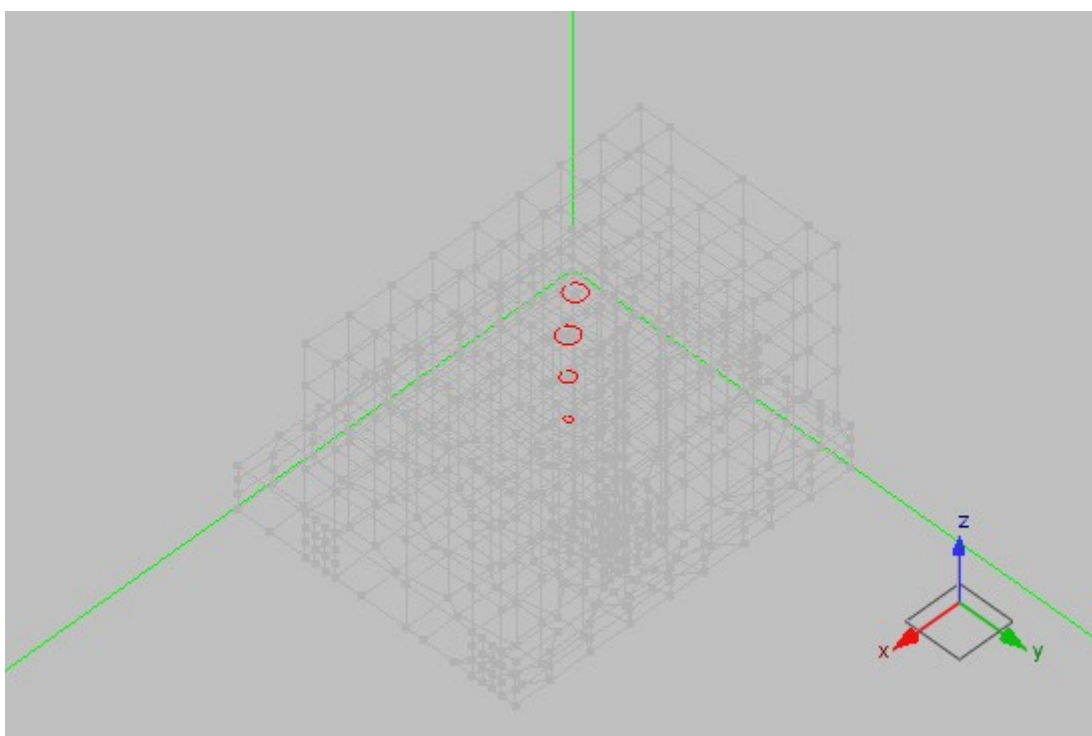


Condizione di carico: #5 tamponamenti esterni: Grafico dei carichi

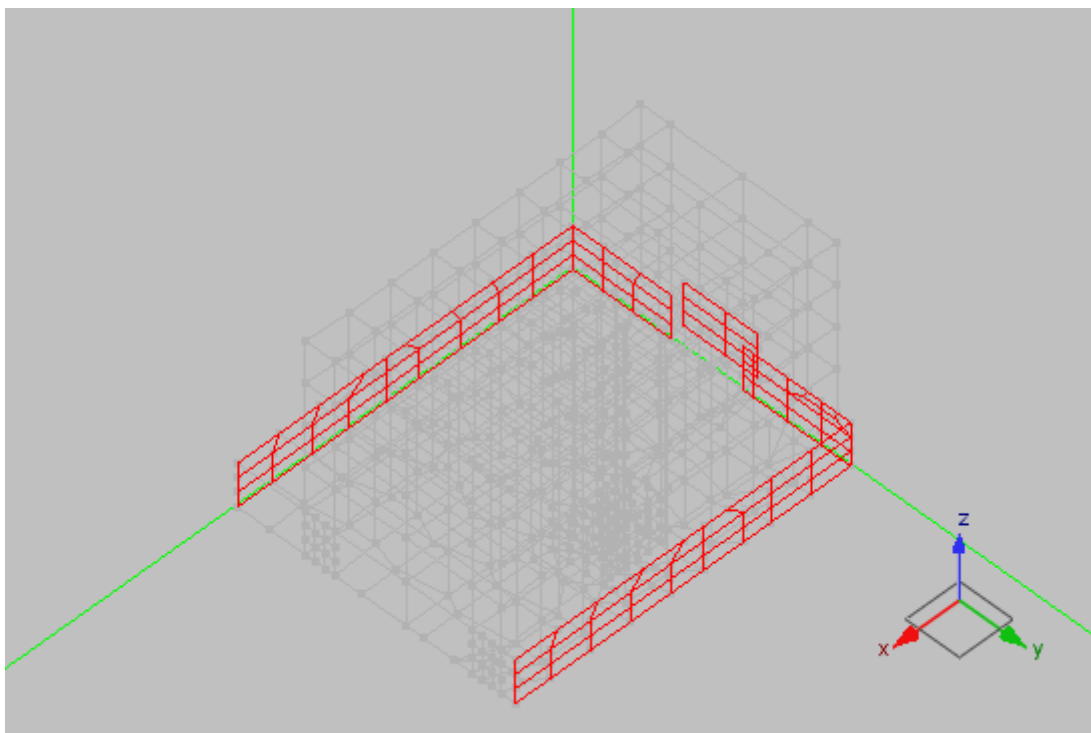




Condizione di carico: Torcente di piano SLD: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Torcente di piano SLV: Grafico dei carichi



Condizione di carico: #6 spinta delle terre: Grafico dei carichi

### Le combinazioni di carico

Per gli elementi in cemento armato monodimensionali sono state prese in considerazione le combinazioni di carico di seguito elencate.

Le combinazioni di carico di servizio considerate sono le seguenti:

- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #4 Accidentale neve + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.50 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #4 Accidentale neve + 0.70 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.50 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.00 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.70 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.50 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.00 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri
- 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri







1.30 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.50 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.50 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.05 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.50 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

-1.00 \* (1) Torcente di piano SLV + 0.30 \* (1) Dinamica SLVh X + 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri + 1.00 \* (1) Dinamica SLVh Y

1.00 \* (1) Torcente di piano SLV + -0.30 \* (1) Dinamica SLVh X + 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri + -1.00 \* (1) Dinamica SLVh Y

1.00 \* (1) Torcente di piano SLV + -0.30 \* (1) Dinamica SLVh X + 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri + 1.00 \* (1) Dinamica SLVh Y

1.00 \* (1) Torcente di piano SLV + 0.30 \* (1) Dinamica SLVh X + 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri + -1.00 \* (1) Dinamica SLVh Y

1.00 \* (1) Torcente di piano SLV + 0.30 \* (1) Dinamica SLVh X + 1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri + 1.00 \* (1) Dinamica SLVh Y

1.30 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.50 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.50 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.05 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.50 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.30 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.50 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.75 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.50 \* (1) #3 Accidentale cat H + 1.05 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.50 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.30 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.50 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.75 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.50 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.50 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.30 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.50 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.50 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

Le combinazioni di carico di servizio considerate sono le seguenti:

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.20 \* (1) #4 Accidentale neve + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.30 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.50 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #4 Accidentale neve + 0.70 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.50 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.00 \* (1) #3 Accidentale cat H + 0.70 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 0.50 \* (1) #4 Accidentale neve + 1.00 \* (1) #2 Accidentale cat A + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

1.00 \* (1) #6 spinta delle terre + 1.00 \* (1) #5 tamponamenti esterni + 1.00 \* (1) #1 Permanenti portati e propri

## **h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa**

(analisi lineare o non lineare (precisazione del fattore  $\Theta = P \cdot d/V \cdot h$ ), analisi statica o dinamica (periodo  $T1 < 2.5TC$  o  $TD$ , regolarità in altezza). Nel dettaglio deve essere esplicitato se trattasi di: - analisi lineare statica, - analisi lineare dinamica (numero di modi considerati e relative masse partecipanti), - analisi non lineare statica (distribuzioni di carico adottate e rapporti di sovrarresistenza  $\alpha_w/\alpha_s$ ), - analisi non lineare dinamica (accelerogrammi adottati), - altro, riportando la sintesi dei principali risultati)

### **Rappresentatività del modello**

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Tale metodo ha permesso infatti di rappresentare tutte le particolarità strutturali con l'opportuna adeguatezza. Il modello strutturale utilizzato corrisponde inoltre alle concezioni e alle esigenze di analisi in quanto il programma di calcolo adottato per trattarlo, consente una completa verifica e diagnosi sul modello stesso di elementi finiti non avendo fasi intermedi di automazione che possano rendere poco identificabile il modello adottato.

### **Analisi condotta con ausilio di elaboratore**

L'analisi è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore tramite il programma di calcolo Nòlian prodotto dalla Softing srl. Le caratteristiche identificative di tale programma e le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento allegato alla documentazione del software.

### **Tipo di analisi svolta**

Per la struttura in esame sono state eseguite:

Una analisi statica lineare per i carichi statici verticali ed orizzontali

Una analisi dinamica spettrale

### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Programma di calcolo e post processori

All-In-One Produttore Softing s.r.l.

Versione

EWS 52 (29.09.2021) build 8361 Licenza Licenza 26769

### **Affidabilità dei codici utilizzati**

Le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento presente sul sito della Softing s.r.l. alla pagina Web <http://www.softing.it/validazione.html>.

### **Risultati della analisi statica**

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi statica. Nella tabella seguente si riassumono le informazioni principali:

Larghezza della semibanda della matrice	1383.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	2211.000
numero di blocchi in cui la matrice è stata divisa	1.000
numero di equazioni di ogni blocco in cui la matrice è stata divisa	2211.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.300

### **Risultati dell'analisi modale**

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L'analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano  $\kappa$  e  $\mu$  rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con  $\omega v$  e  $\phi v$  rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[\kappa - \omega^2 \mu] \phi v = 0$$

Chiaramente  $k$  e  $m$  sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale,  $\omega v$  e  $\phi v$  sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:



$$K\phi = \omega^2 \mu \phi$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di  $\mu$

$$\mu^{-1}K\phi = \omega^2 \phi$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi = \lambda \phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

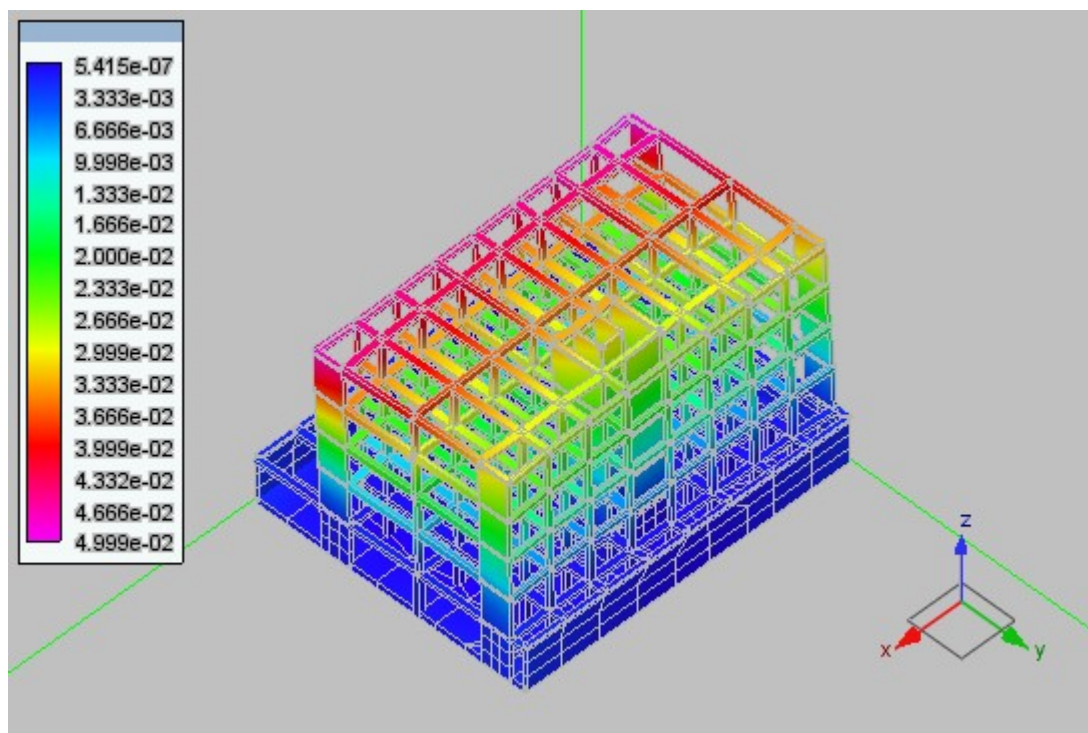
Il numero degli autovalori calcolati è pari a **16.000** e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.395	0.000	24.636
2	0.384	2.790	29.577
3	0.296	22.920	5.660
4	0.102	65.650	4.709
5	0.082	19.280	9.295
6	0.065	21.280	3.009
7	0.049	24.230	3.129
8	0.038	22.270	3.335
9	0.031	19.220	8.296
10	0.027	12.160	0.689
11	0.026	5.150	4.054
12	0.021	18.410	0.430
13	0.019	7.230	0.000
14	0.019	0.750	0.023
15	0.017	11.830	0.069
16	0.017	1.210	1.406

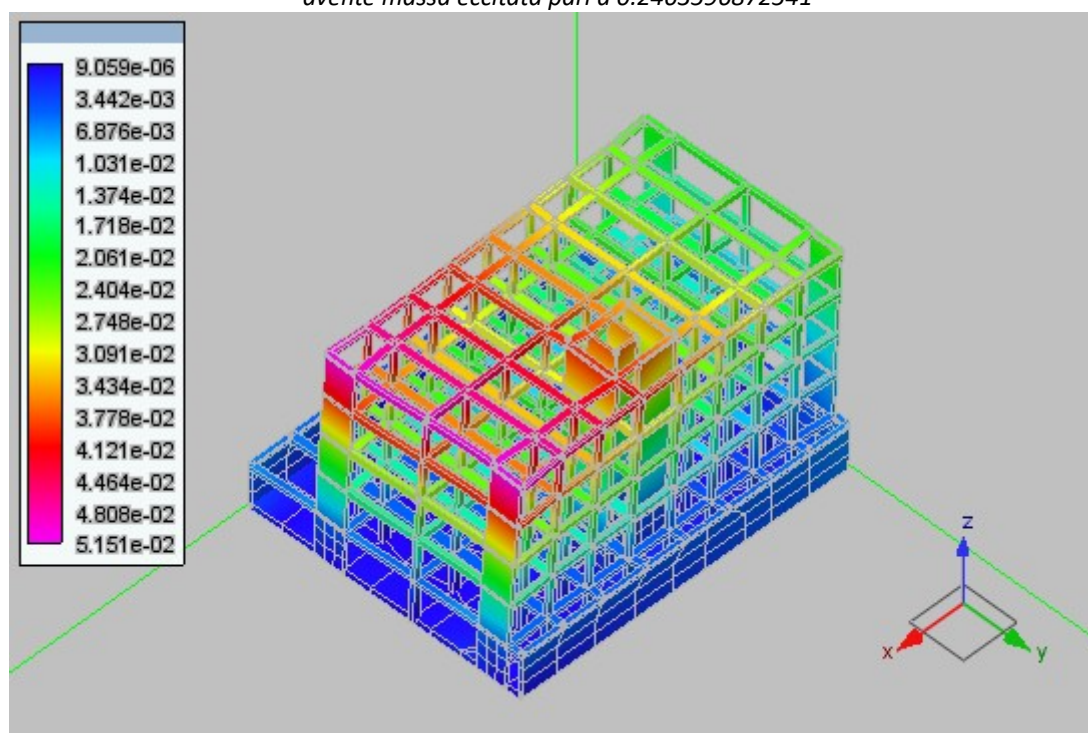
La somma delle masse relative eccitate dai modi considerati è il 98.316% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.750% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

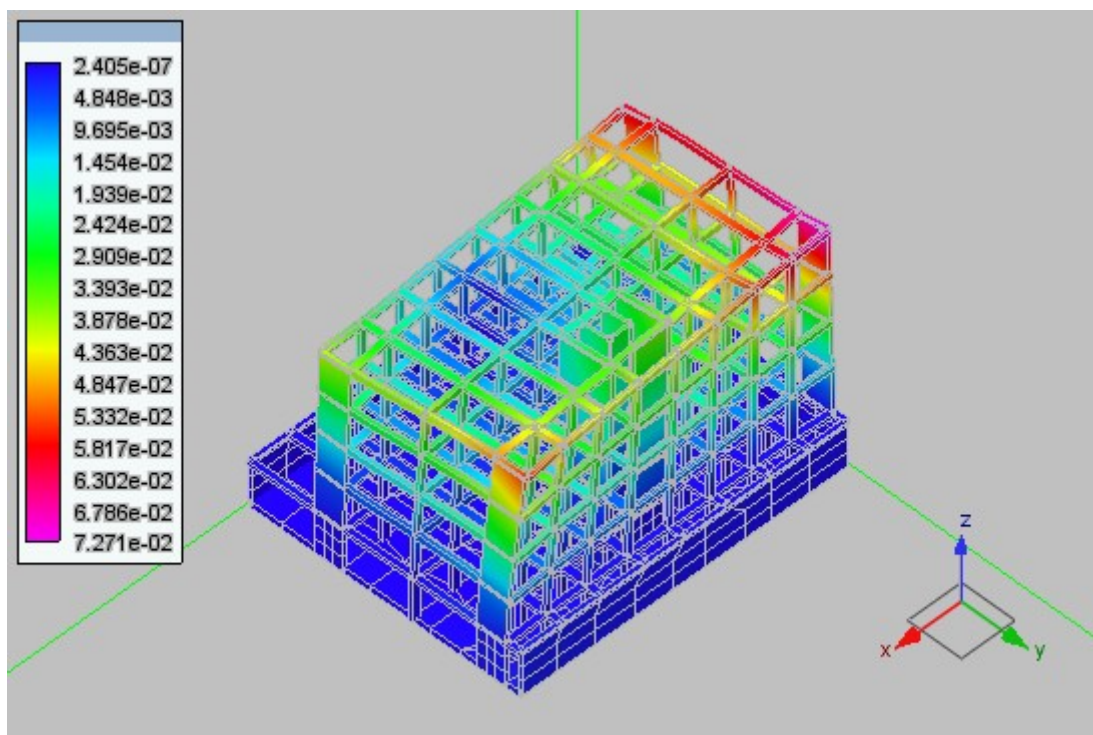
Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitate maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.



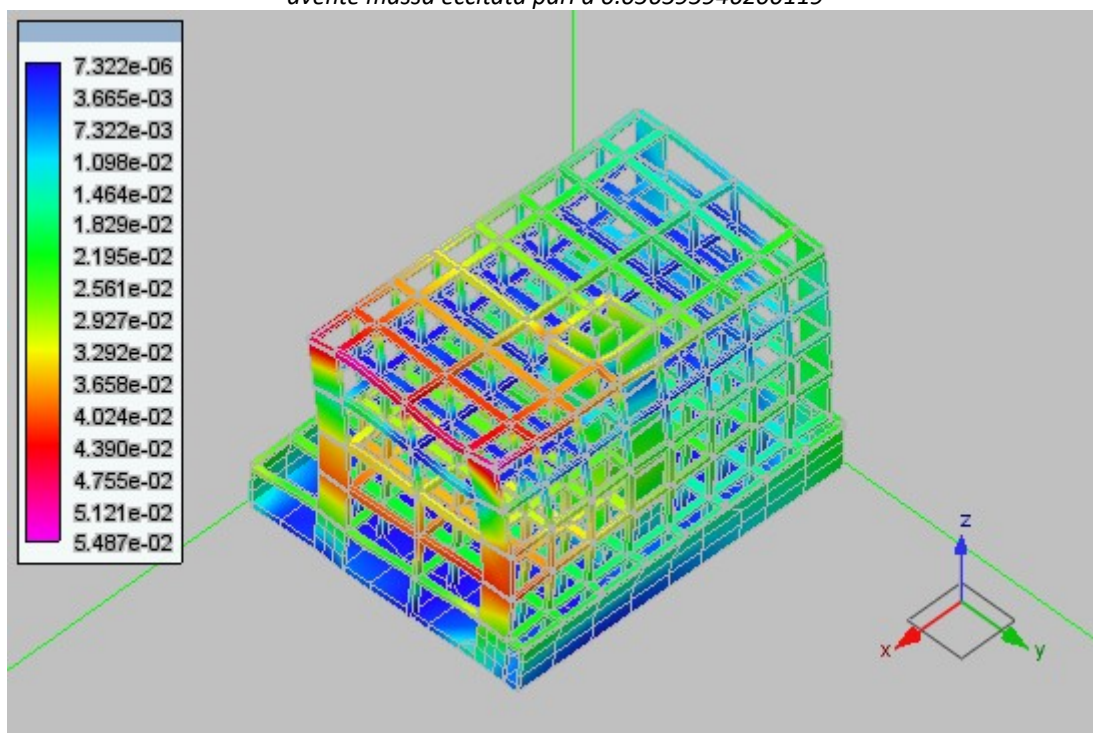
*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.0  
avente massa eccitata pari a 0.2463596872541*



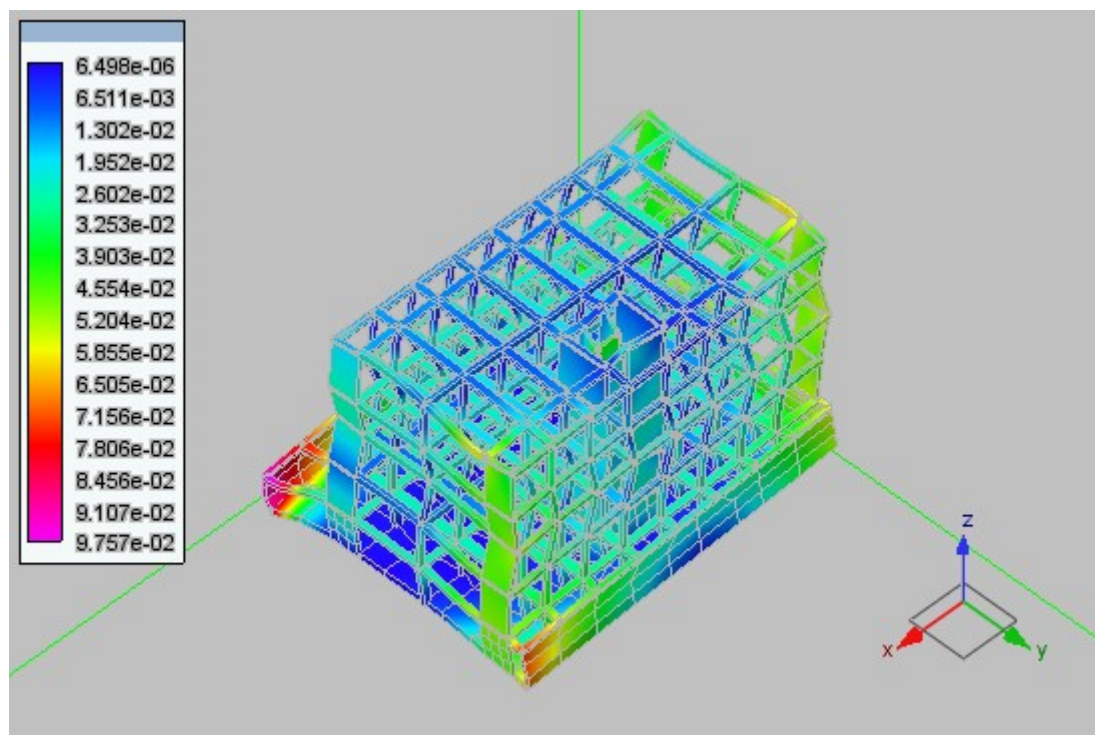
*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2.0  
avente massa eccitata pari a 0.29576698450642*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.0  
avente massa eccitata pari a 0.056595946200119*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 5.0  
avente massa eccitata pari a 0.092946228876299*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 9.0  
avente massa eccitata pari a 0.08295596400275*

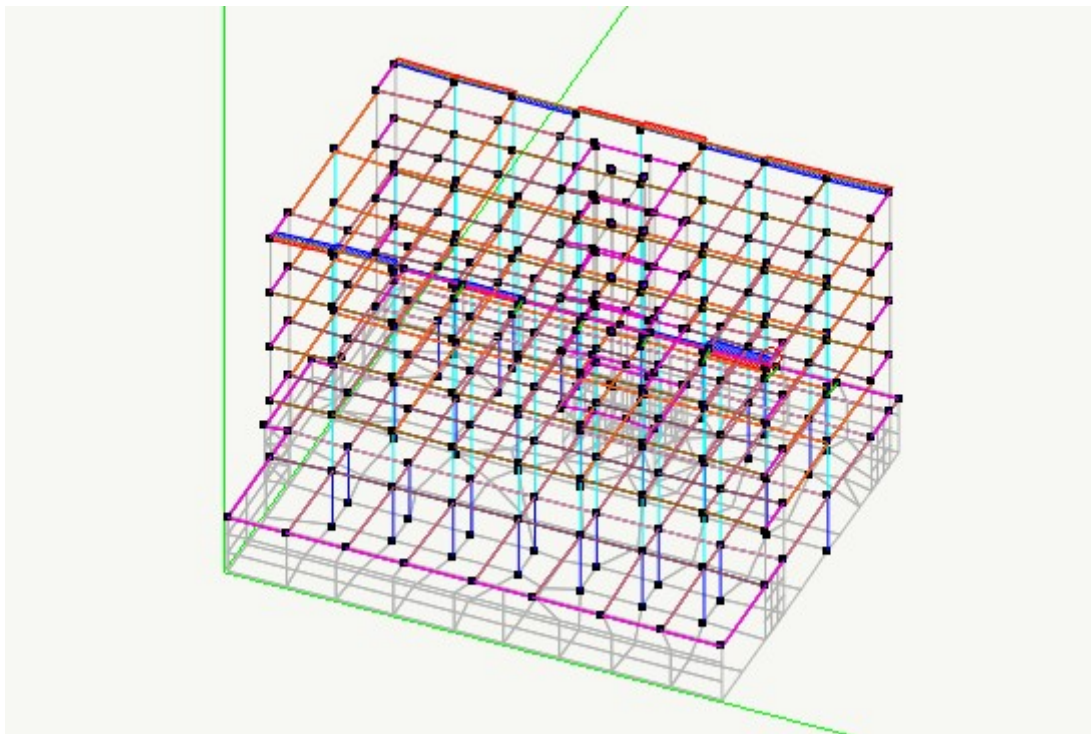


**i) Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:**

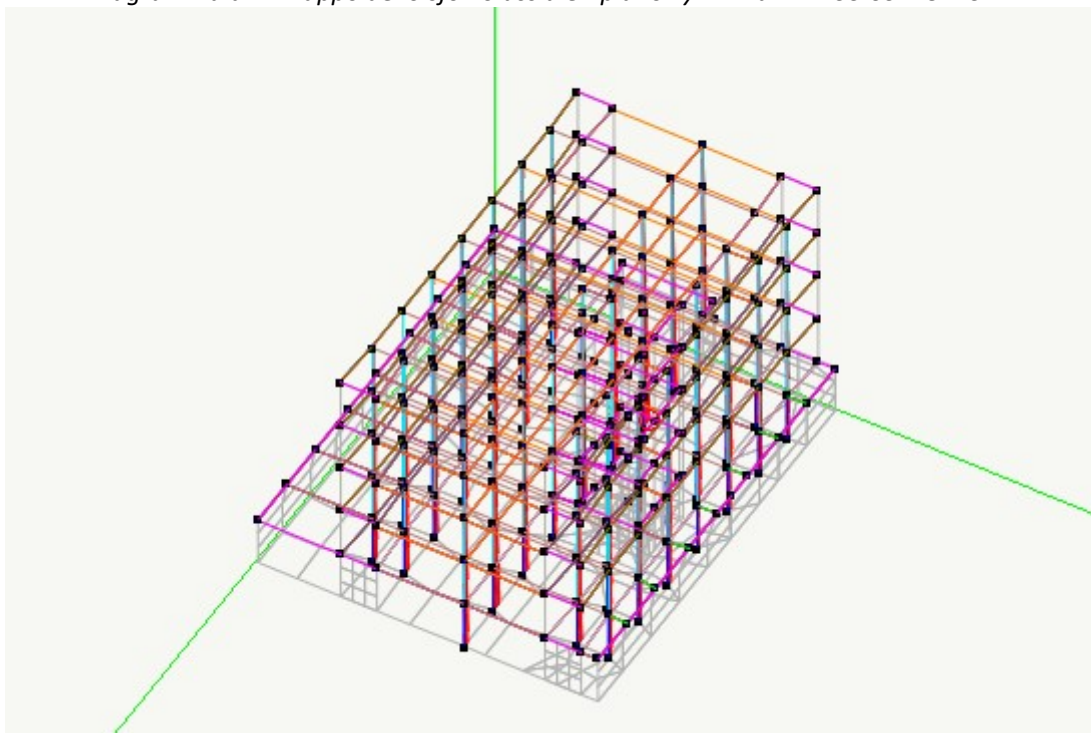
- stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione,
- stati limite di esercizio, in termini di resistenza e di contenimento del danno agli elementi non strutturali;

**• Diagrammi di involucro delle sollecitazioni elementi monodimensionali**

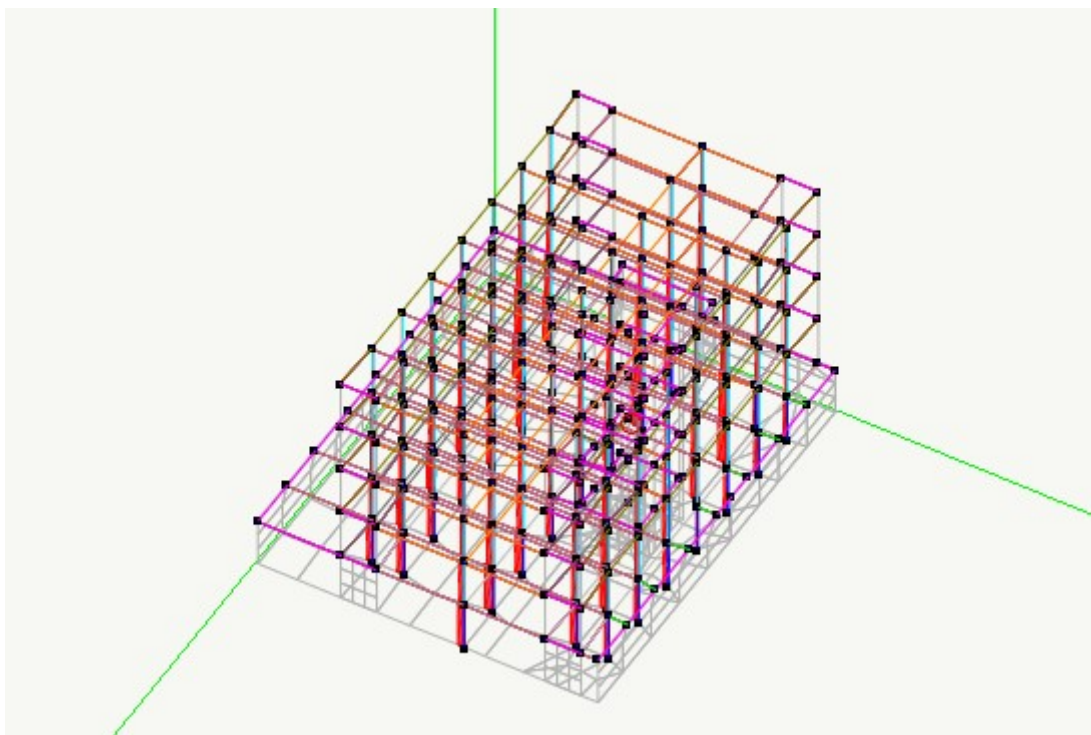
**Diagrammi di involucro delle sollecitazioni assiali**



*Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xy -  $N_{max} = -7255.0544324544$*

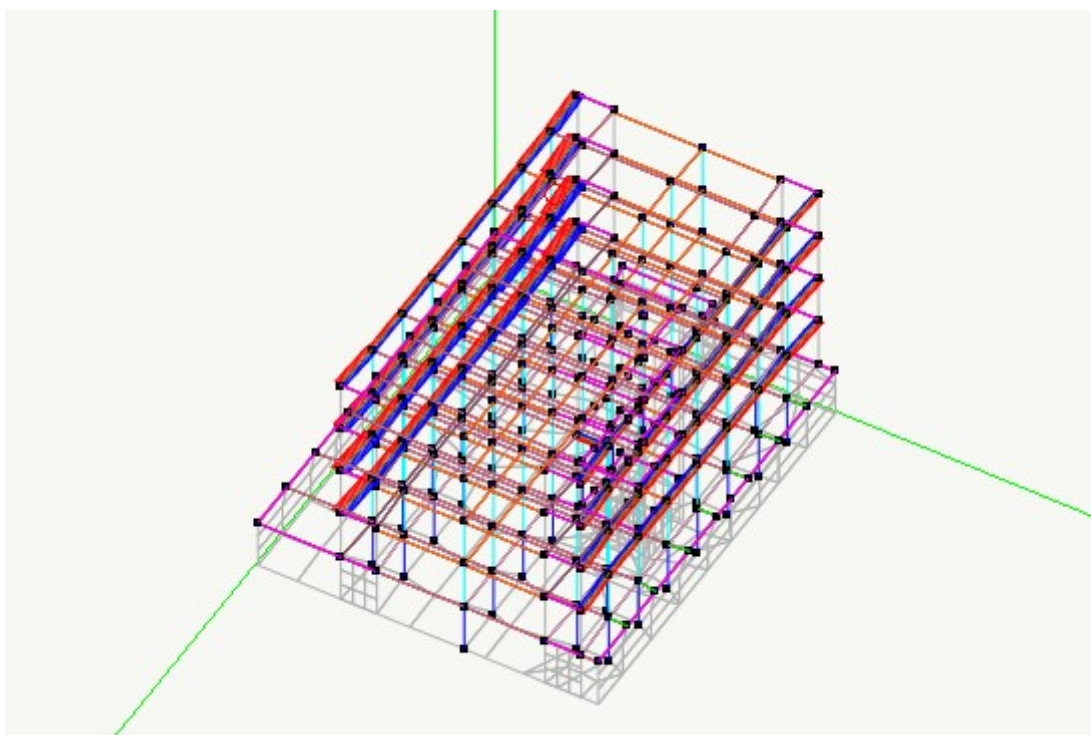


*Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xz -  $N_{max} = 148758.08180437$*

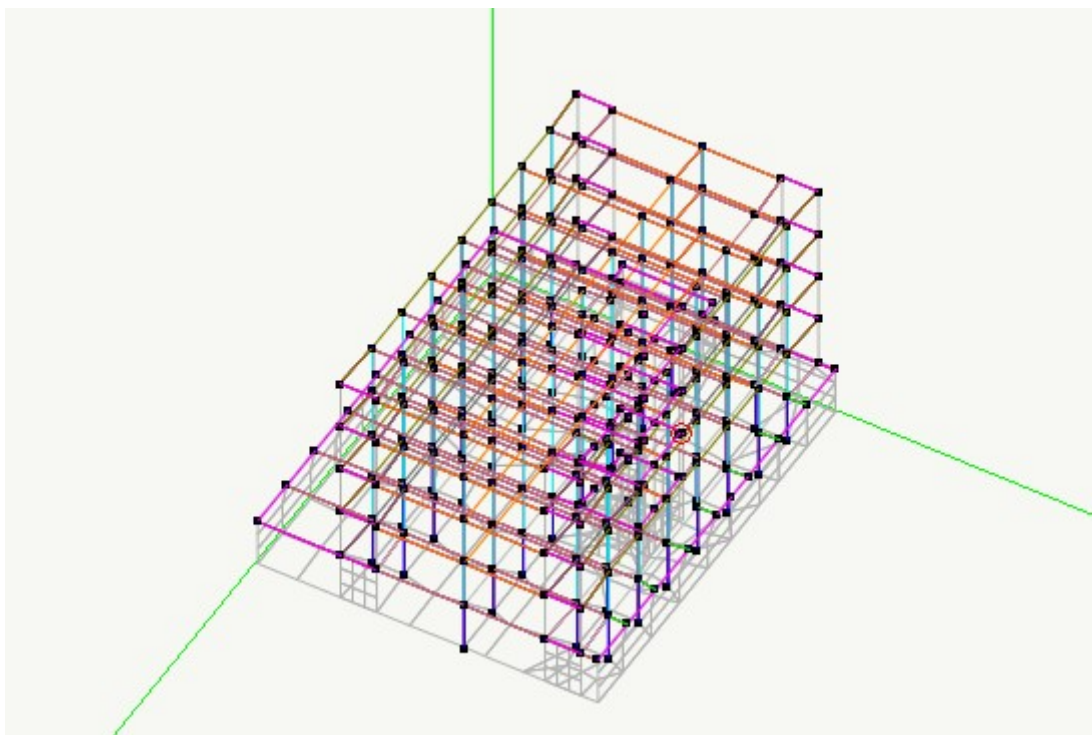


*Diagramma di inviluppo dello sforzo assiale - piano xz -  $N_{max}=148758.08180437$*

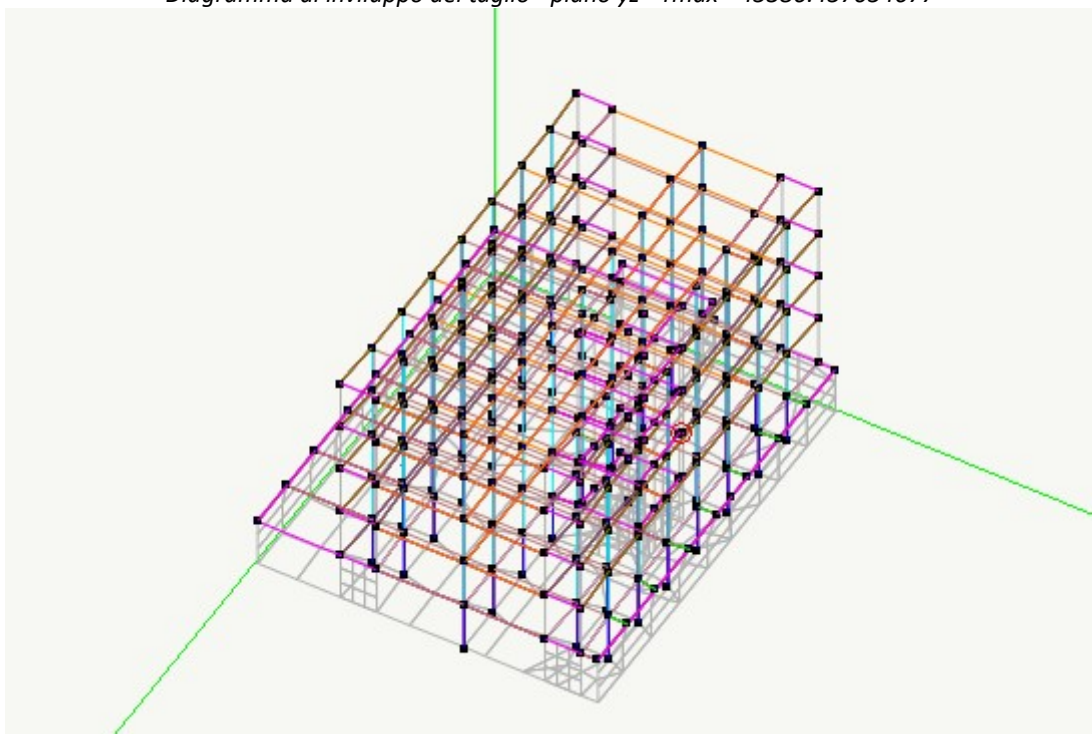
**Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni taglianti**



*Diagramma di inviluppo del taglio - piano xy -  $T_{max}=2362.8773892686$*



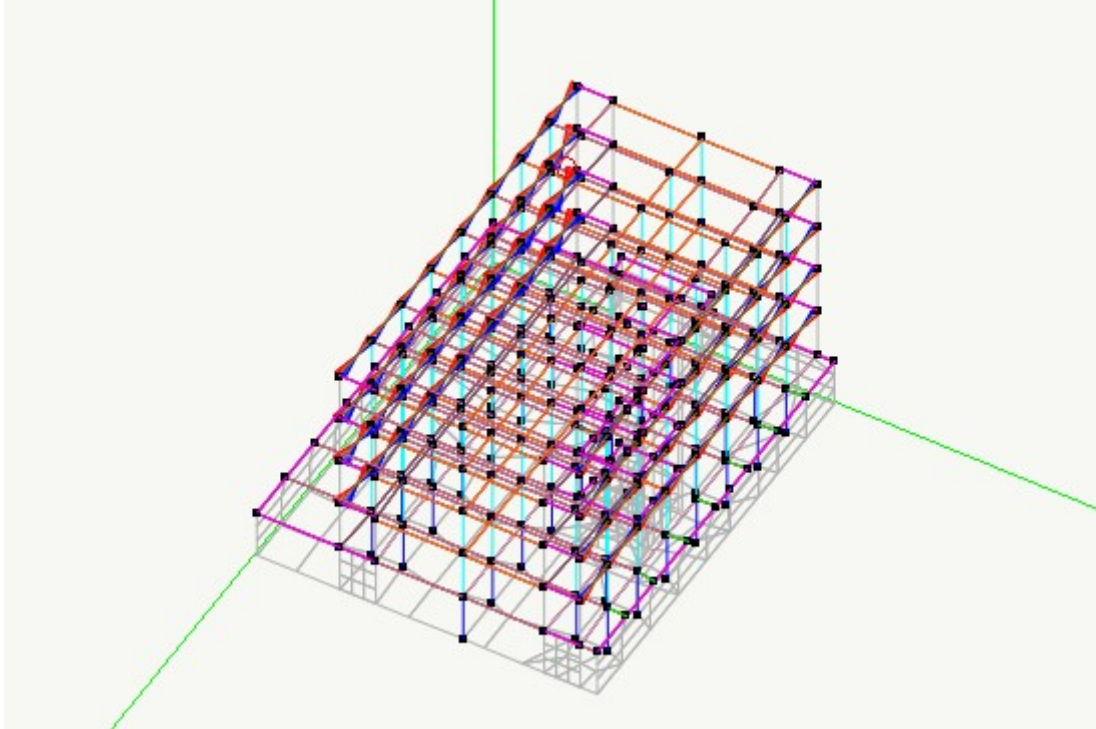
*Diagramma di inviluppo del taglio - piano yz - Tmax=-45386.457054677*



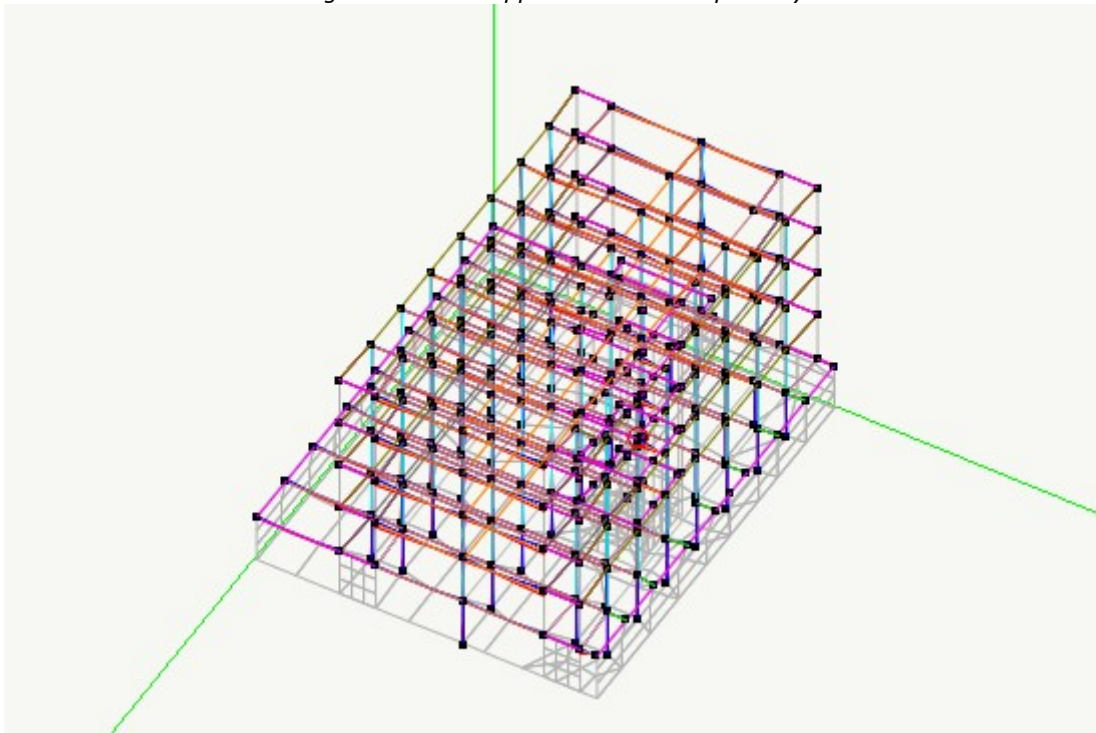
*Diagramma di inviluppo del taglio - piano xz - Tmax=45386.457054666*



## Diagrammi di involucro delle sollecitazioni flettenti

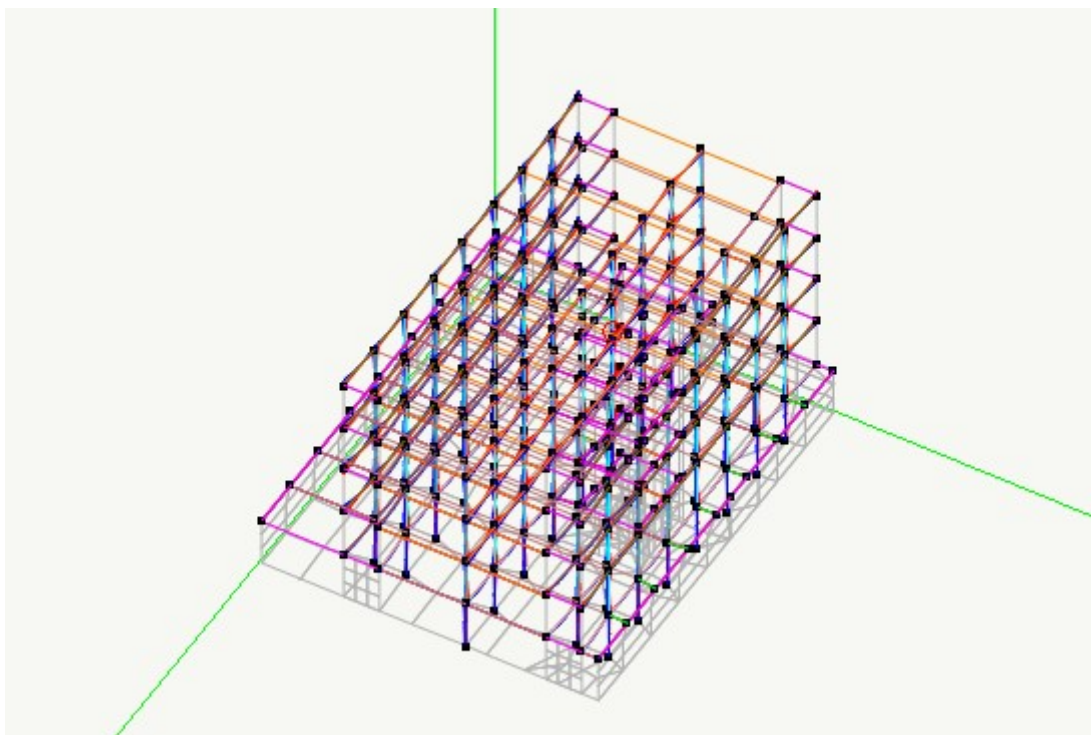


*Diagramma di involucro del momento - piano xy*



*Diagramma di involucro del momento - piano yz*



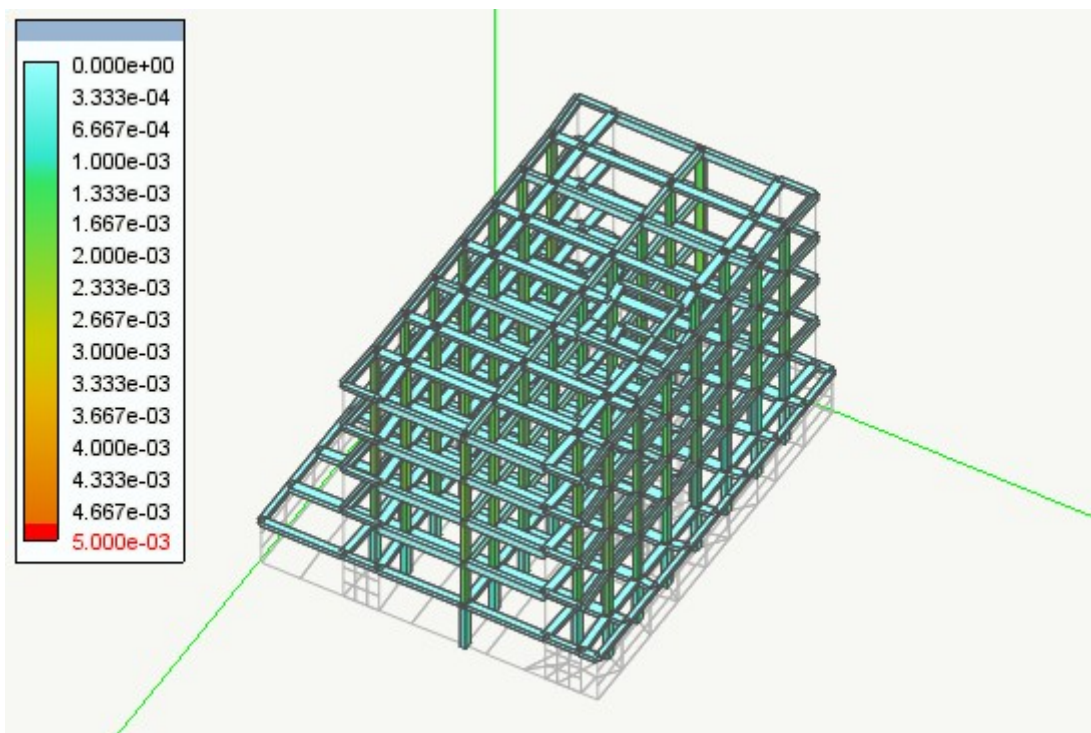


*Diagramma di involucro del momento - piano xz*

- **Verifiche dello stato limite del danno**

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 17/01/2018 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al  $0.005h$ . (punto 7.3.7.2. DM17/01/2018)

La figura seguente rappresenta i valori degli spostamenti relativi massimo su tutti i punti della struttura. In didascalia è riportato il valore massimo.



*Massimo spostamento relativo 0.002 tra le quote 659.0 e 979.0*

- **Verifiche per lo stato limite di esercizio**

## Fessurazione

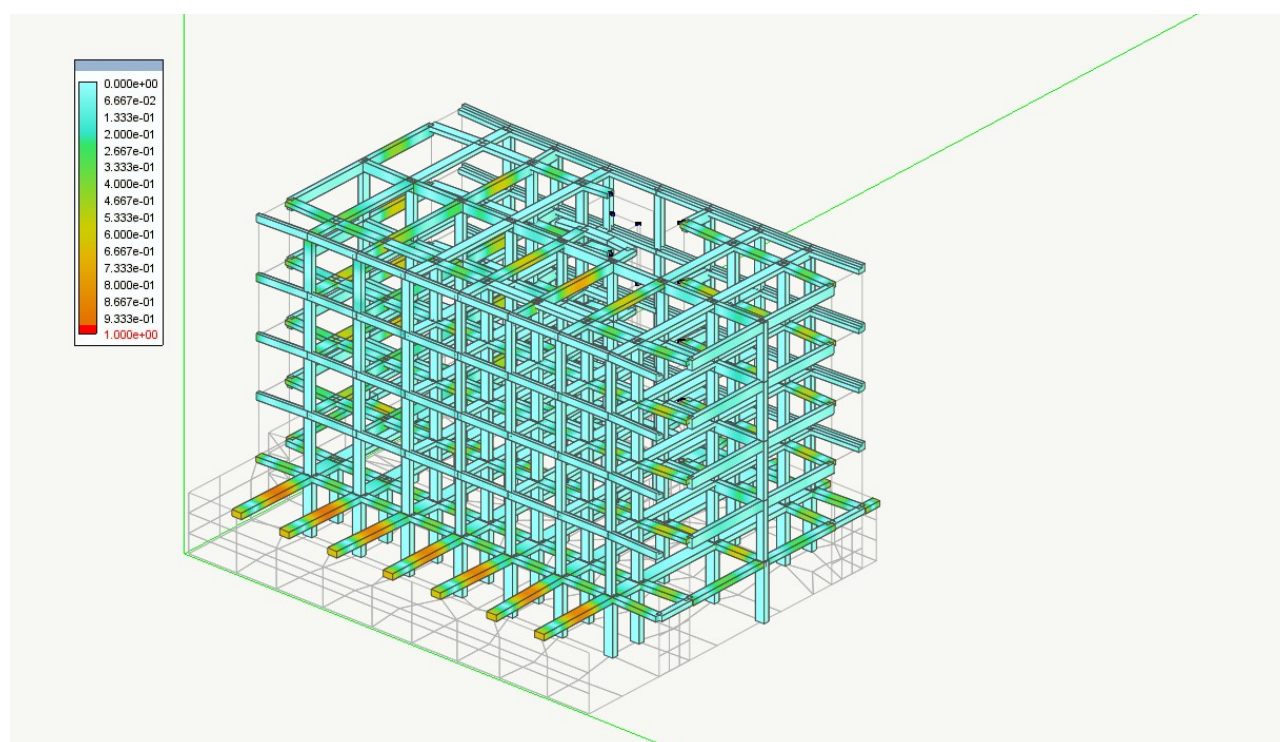
Secondo quanto dettato dal DM 17/01/2018 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

Ambiente:	Ordinario
Gruppo esigenze:	A
Sensibilità armatura:	Poco sensibile

queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	$w_3=0.4\text{mm}$
Quasi permanente	$w_2=0.3\text{mm}$

Le figura riportata di seguito riassume quanto su riportato.



*Valore massimo: 0.941885*

## Tensioni di esercizio

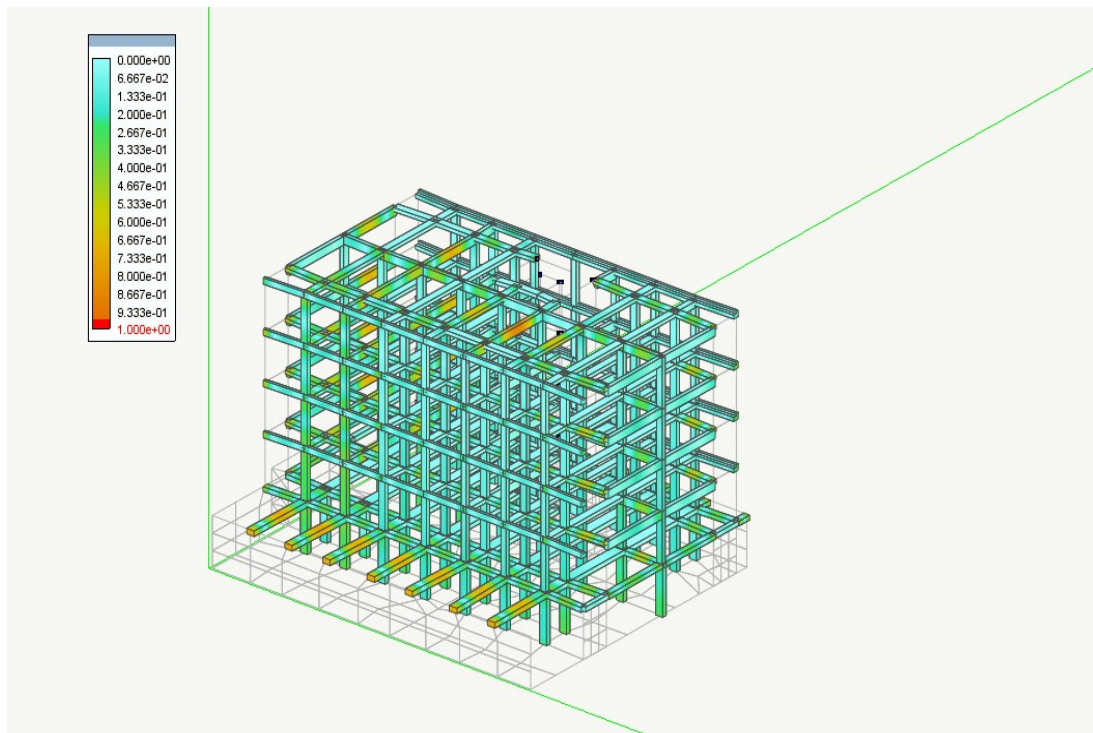
Per la struttura in esame che come detto è esposta ad ambiente de gruppo A del prospetto 7.1 sono stati rispettati (vedi figura seguente e tabulati analitici) i seguenti limiti di compressione nel calcestruzzo:

combinazione di carico rara  $0.600 f_{ck}$

combinazione di carico quasi permanente:  $0.450 f_{ck}$

e di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara 0.800 fyk



*tensioni di esercizio della struttura*

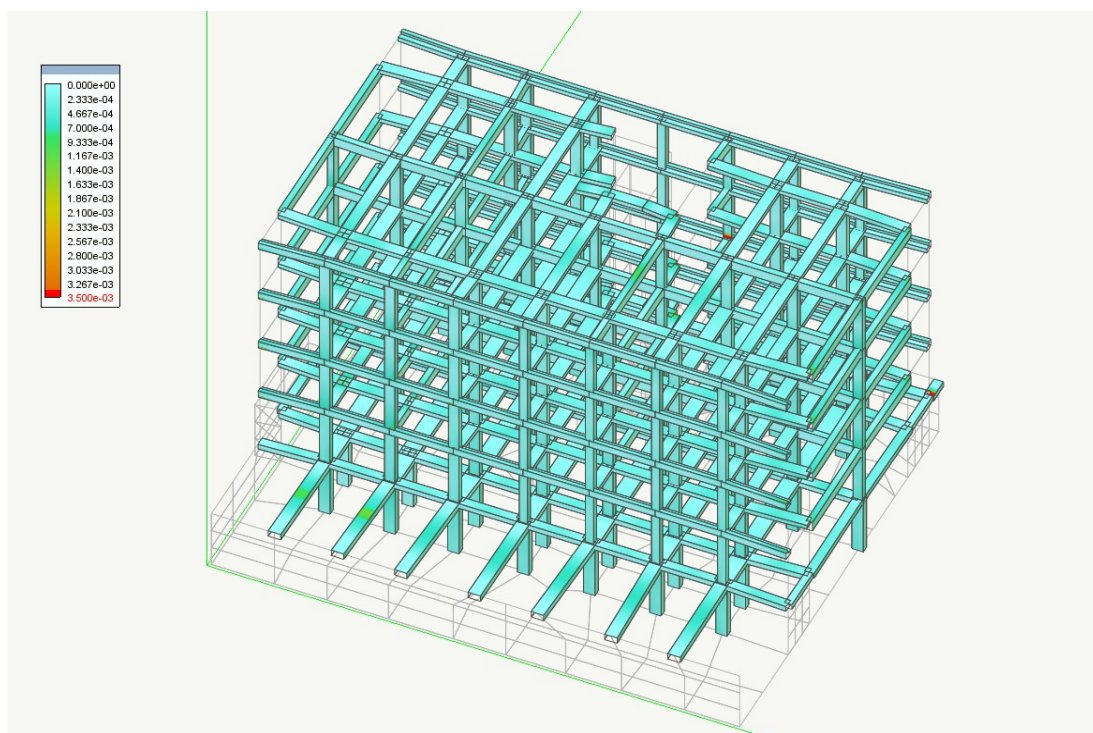
*Massimo: 0.873318*

- Verifiche per lo stato limite ultimo**

### Verifiche di resistenza

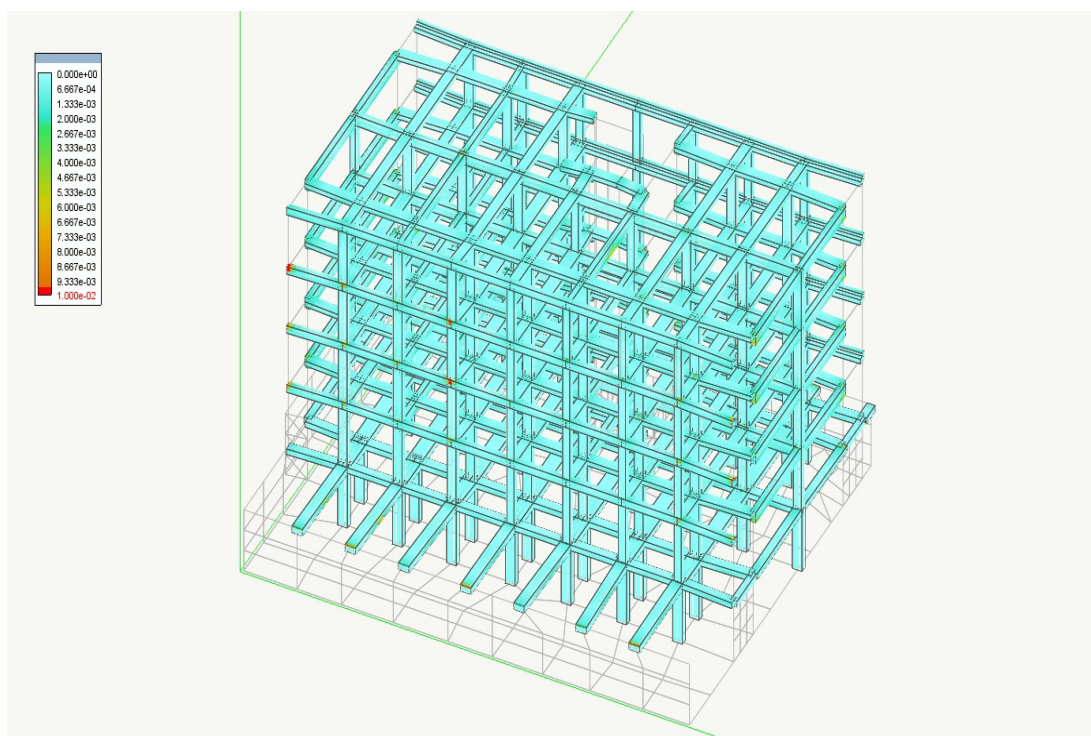
La verifica delle travi e dei pilastri sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EB.

Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.



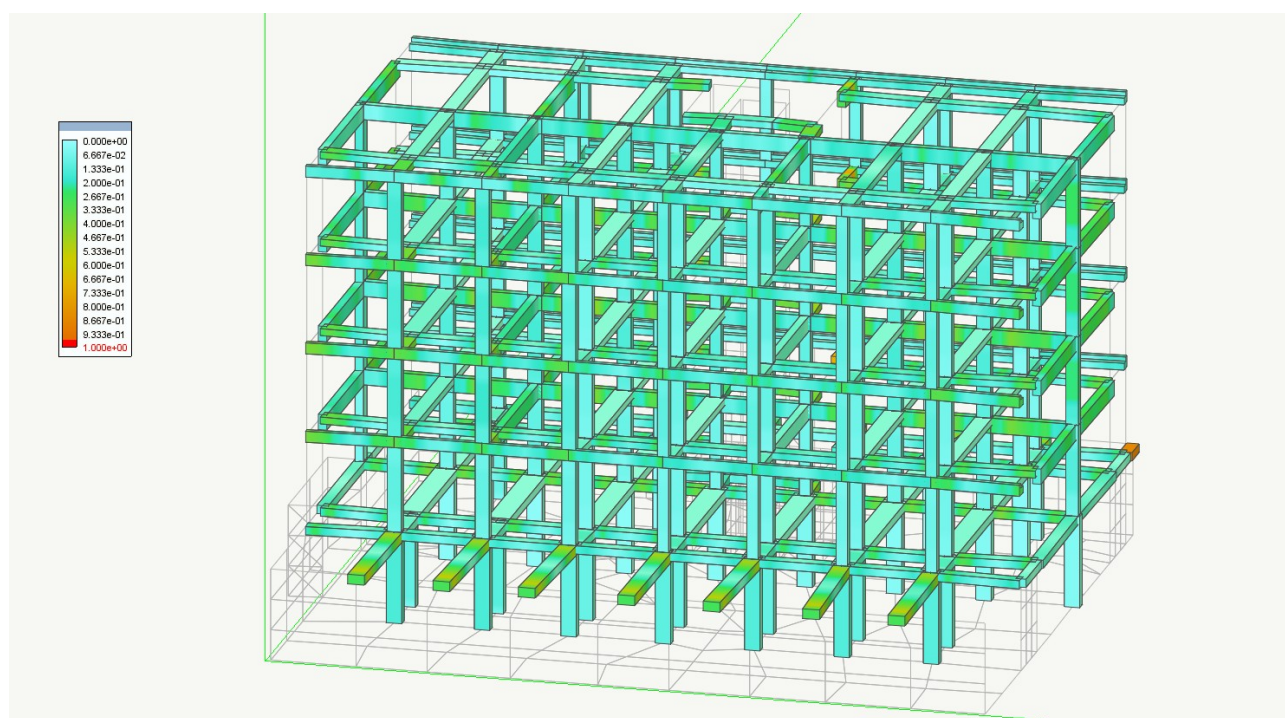
*Massima deformazione nel calcestruzzo* *Massimo: 0.718351*





*Massima deformazione nell'acciaio*

*Massimo: 0.641546*



*Coefficiente di sfruttamento a taglio di progetto Massimo: 0.864816*

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti ( $N_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ) agente e resistenza ultima ed è quindi l'inverso del coefficiente di sicurezza. Valori pertanto superiori ad 1 indicano che la sezione non è verificata. I valori superiori ad 1 sono sempre rappresentati in colore rosso. Il colore rosso indica anche un eventuale errore nel calcolo.

Il fattore di sicurezza viene valutato costruendo la funzione del dominio di rottura e verificando il fattore di sicurezza per tutte le combinazioni di carico di progetto. Il valore minimo del fattore di sicurezza (massimo del fattore di sfruttamento) viene espresso in colore.

Il calcolo del fattore di sicurezza avviene considerando il punto di carico ( $N_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ). La misura del fattore di sicurezza avviene lungo la retta che congiunge questo punto con l'origine nello spazio delle sollecitazioni. L'intersezione di tale retta con il confine del dominio di rottura determina il punto limite. Il rapporto tra la distanza di tale punto dall'origine e la distanza del punto di carico, determina il fattore di sicurezza.

Questa verifica è la più sofisticata e accurata possibile in quanto fornisce in una visione sintetica della reale sicurezza dell'elemento. Infatti la verifica avviene sul dominio di rottura considerando tutte le componenti di sforzo.

- **Verifiche sismiche degli elementi**

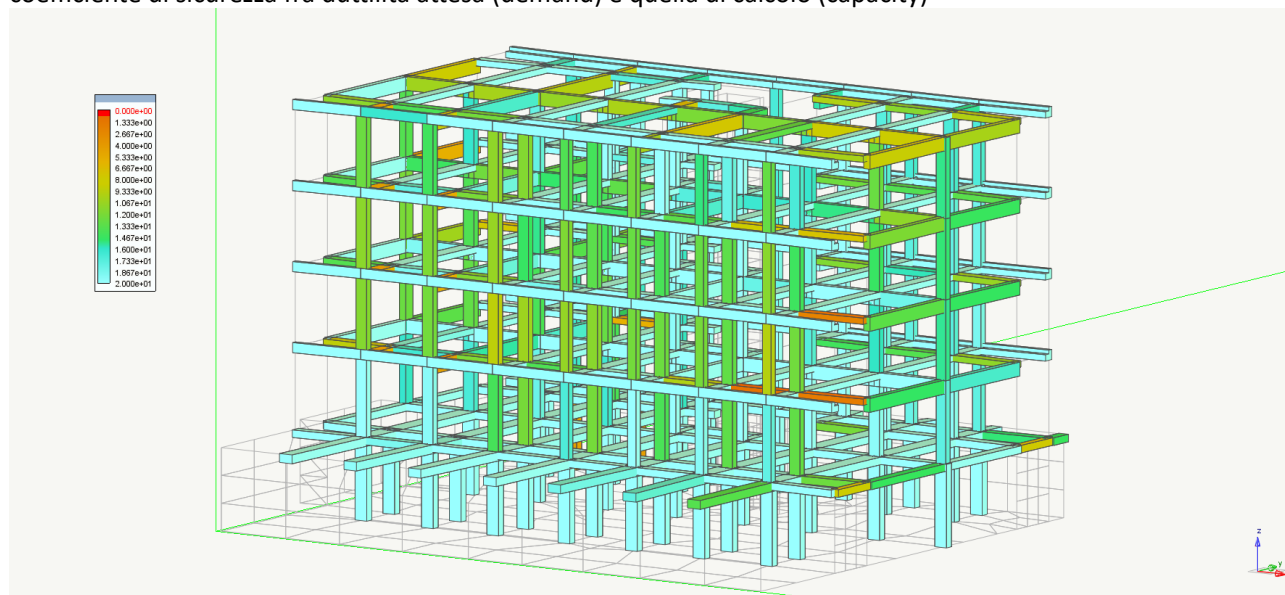
I risultati di tali verifiche sono riportate negli allegati analitici di EasyBeam.

Di seguito si riportano delle immagini che riassumono le verifiche salienti.

### Duttilità e capacità di spostamento

Questa condizione è soddisfatta in quanto sono state applicate le regole specifiche di progettazione relative agli edifici in cemento armato.

Si riporta nella figura che segue la verifica della duttilità di travi e pilastri. La duttilità è intesa come rapporto tra la curvatura ultima e quella corrispondente al primo snervamento dell'acciaio. In figura viene rappresentato il coefficiente di sicurezza fra duttilità attesa (demand) e quella di calcolo (capacity)



Verifica di duttilità - Minimo coefficiente di sicurezza: 0.903358

### Verifica del rapporto di resistenza del nodo

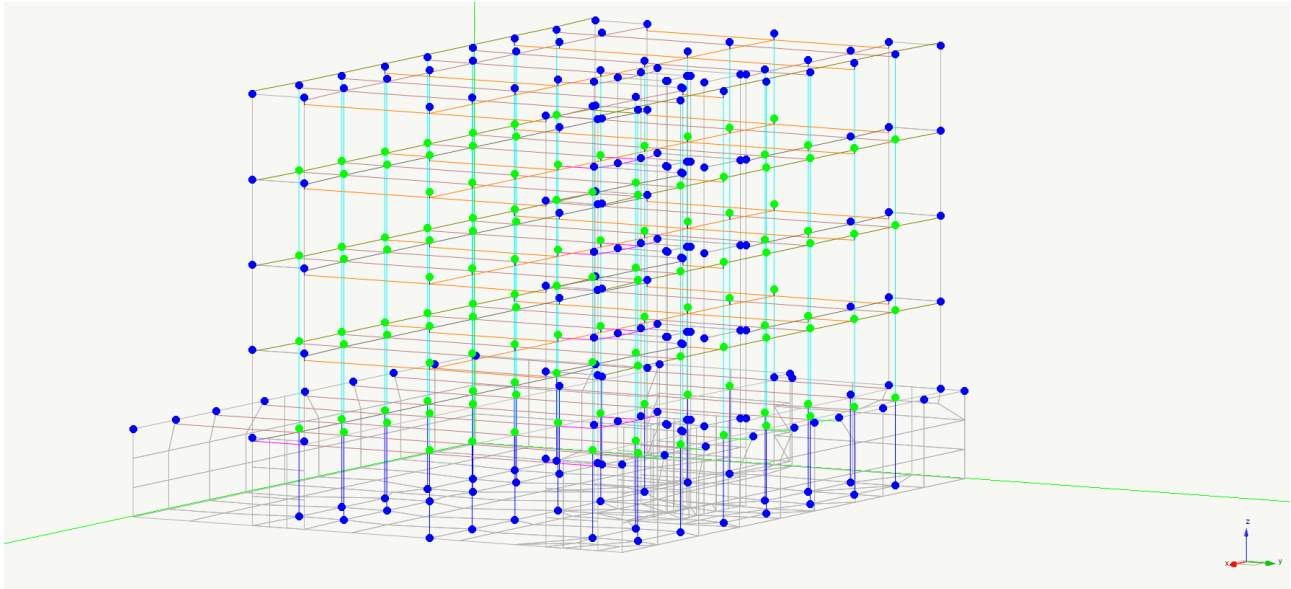
In caso di sisma è opportuno ridurre la possibilità che si formino cerniere plastiche nei pilastri. Il pilastro deve quindi avere un momento ultimo paragonabile a quello della somma dei momenti ultimi delle travi che al pilastro sono collegate. Questa condizione viene verificata per i due piani locali del sistema di riferimento del pilastro ( $xy$  e  $xz$ ) e per i due versi di rotazione del nodo (+ e -) e cioè per le due direzioni di applicazione dell'azione sismica.

Si noti che l'Eurocodice 8 impiega questo criterio come un criterio progettuale ricavando un fattore  $a$  di "amplificazione" del momento di progetto del pilastro  $M_{dp}$  inteso come  $a = S_{Mut} / M_{dp}$  dove  $S_{Mut}$  è la somma dei momenti plastici delle travi. Ne risulta che il momento ultimo del pilastro deve essere pertanto almeno pari a quello della somma dei momenti ultimi delle travi moltiplicato per  $a$ .

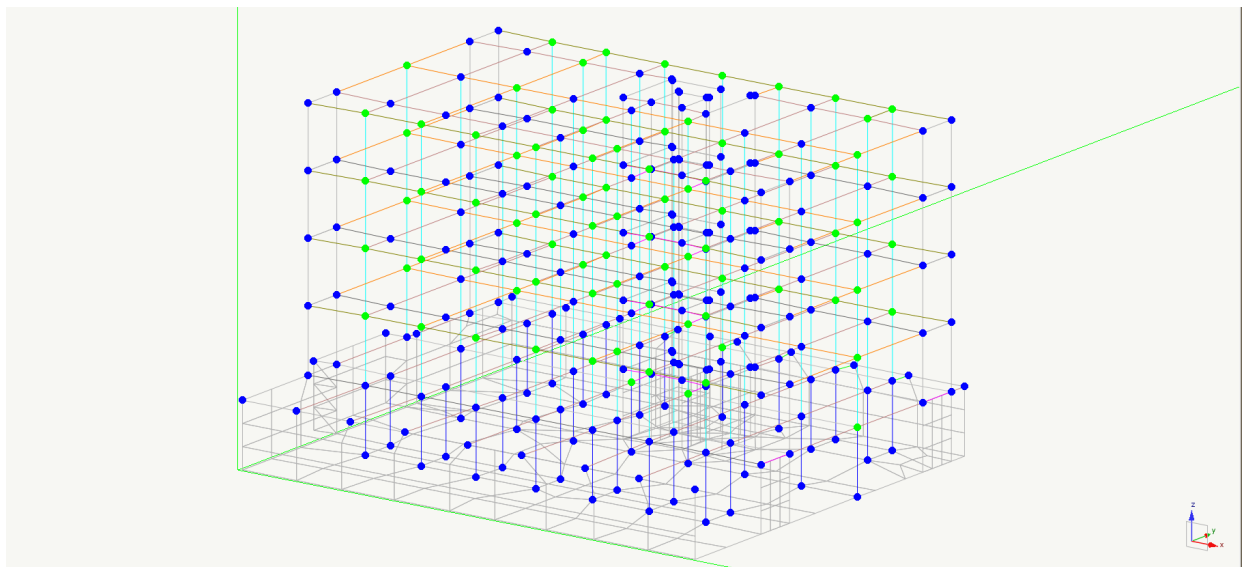
Quindi questa verifica consente di valutare il valore del rapporto  $\alpha$ .

Nella figura che segue:

- il colore rosso indica che nel nodo  $\alpha < \gamma_{Rd}$ ,
- il colore blu indica che il nodo non è ammissibile per la verifica,
- il colore verde che  $\alpha > \gamma_{Rd}$ .



*Mappatura a colori della verifica gerarchia delle resistenze*



*Mappatura a colori della verifica a taglio dei giunti*

### **Limiti e criteri geometrici**

Vi sono alcune limitazioni sulle caratteristiche geometriche del nodo che può essere verificato. Se tali caratteristiche non sono presenti, la verifica non ha luogo e viene stampato un avviso di tale evenienza.

Le caratteristiche geometriche necessarie sono le seguenti.

- Nel nodo deve concorrere almeno una colonna ovvero un elemento subverticale ( $\pm 10$  rispetto all'asse globale  $z$ ).

- Il riferimento locale di tale elemento è assunto come sistema di riferimento
- Gli altri elementi concorrenti nel nodo devono essere subparalleli (+/- 10°) ad uno degli assi del riferimento di verifica.
- Gli elementi concorrenti nel giunto devono anche essere orientati in modo che la loro terna locale sia allineata, per multipli di angolo retto, con il sistema di riferimento di verifica. Non sono accettati, cioè, elementi con arbitraria rotazione intorno al proprio asse.
- Gli elementi, classificati secondo l'appartenenza ai piani del sistema di verifica, contribuiscono a formare le sommatorie dei momenti ultimi suddivise per i due piani di verifica. E cioè, si ripete, i piani locali xy ed xz del sistema di riferimento della colonna.

### Criteri di valutazione dei momenti ultimi

Le sommatorie dei momenti ultimi vengono effettuate separatamente per colonne e per travi curando che i momenti nelle colonne siano di segno opposto a quelli delle travi. Le sommatorie vengono effettuate per i due versi di rotazione dei momenti. Vengono effettuate due distinte verifiche nei due piani locali xy e xz del sistema di riferimento di verifica. Nel caso delle colonne viene considerata la forza assiale per tutte le combinazioni di carico di progetto e viene considerato il momento ultimo minimo tra tutte le combinazioni. Nel caso delle travi la forza assiale non viene considerata. I momenti ultimi si calcolano con i valori di resistenza di progetto e cioè con i valori di resistenza nominali ridotti dei coefficienti di sicurezza parziale o dei fattori di riduzione di resistenza.

### Progetto a taglio per azioni sismiche

In caso di azione sismica, è opportuno provvedere affinché non si verifichi una rottura per taglio prima che si siano formate delle cerniere plastiche agli estremi della trave. Pertanto il taglio di progetto è stato valutato tenendo in conto la formazione di cerniere plastiche agli estremi della trave dovute agli effetti combinati dello spostamento laterale dovuto all'azione sismica e dei carichi.

I carichi che contribuiscono a formare le cerniere plastiche formano una speciale combinazione di carico che deve essere appositamente assegnata dall'operatore. Tale combinazione coinvolge solo i carichi "gravitazionali". Le condizioni di carico quindi che entrano a far parte di questa combinazione saranno solo quelle assegnate come "gravitazionali" insieme all'assegnazione dei tipi di carico.

Detti:

$V_{left}$	taglio a sinistra per effetto della combinazione dei carichi assegnata
$V_{right}$	taglio a destra per effetto della combinazione dei carichi assegnata
$M_{left1}$	momento plastico all'estremità di sinistra per effetto di uno sbandamento a sinistra
$M_{left2}$	momento plastico all'estremità di sinistra per effetto di uno sbandamento a destra
$M_{right1}$	momento plastico all'estremità di destra per effetto di uno sbandamento a sinistra
$M_{right2}$	momento plastico all'estremità di destra per effetto di uno sbandamento a destra
$L$	lunghezza di calcolo dell'elemento

Per uno sbandamento a sinistra si avranno i seguenti valori di taglio ad entrambe le estremità:

$$V_1 = - \gamma ( | M_{left1} | + | M_{right1} | ) / L$$

Per uno sbandamento a destra si avranno i seguenti valori di taglio ad entrambe le estremità:

$$V_2 = \gamma ( | M_{left2} | + | M_{right2} | ) / L$$

Si avranno quindi i seguenti valori di taglio di progetto:

Alla sezione di sinistra:

$$V_{left1} = V_{left} + V_1$$



$$V_{left2} = V_{left} + V_2$$

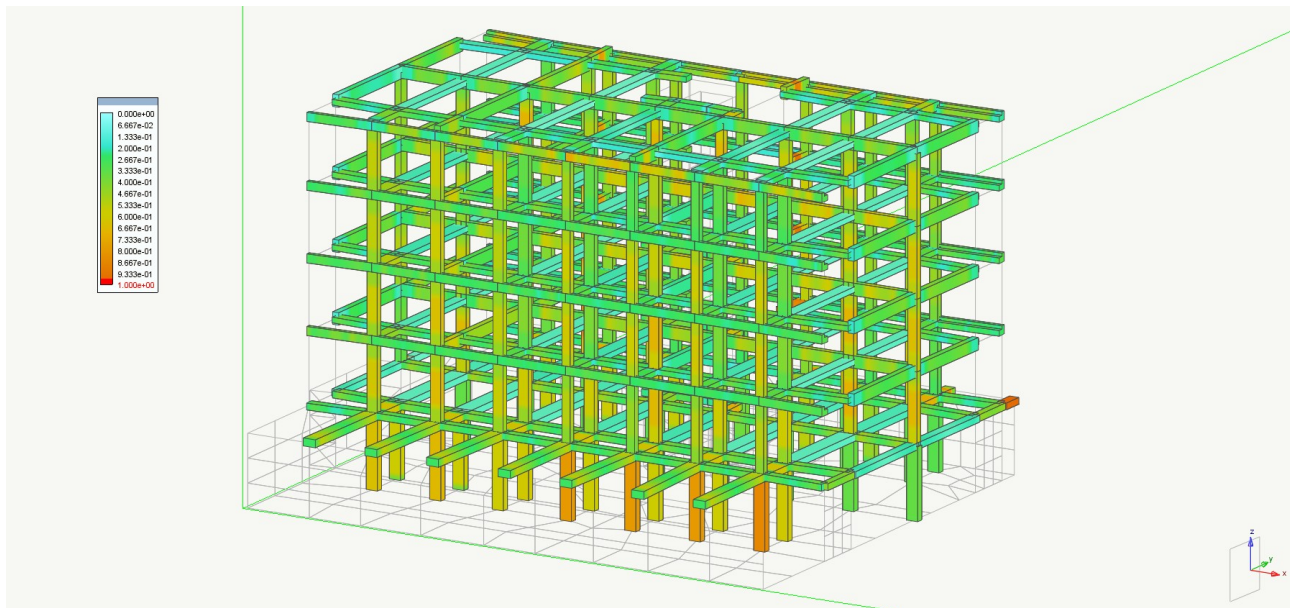
Alla sezione di destra:

$$V_{right1} = V_{right} + V_1$$

$$V_{right2} = V_{right} + V_2$$

Questi valori, interpolati linearmente lungo l'elemento, vengono aggiunti al valore del taglio dovuto alle normali combinazioni di carico di progetto. per il moltiplicatore  $\gamma$  si fa riferimento alla tab. 7.2.I del DM2018.

Di seguito viene riportata una rappresentazione grafica inerente la verifica sopra descritta.



*Mappatura a colori della verifica a taglio sismico*

*Fattore sfruttamento max 0.979198*

## Conclusioni

A seguito dei calcoli e delle verifiche effettuate sulla struttura in oggetto è emerso che:

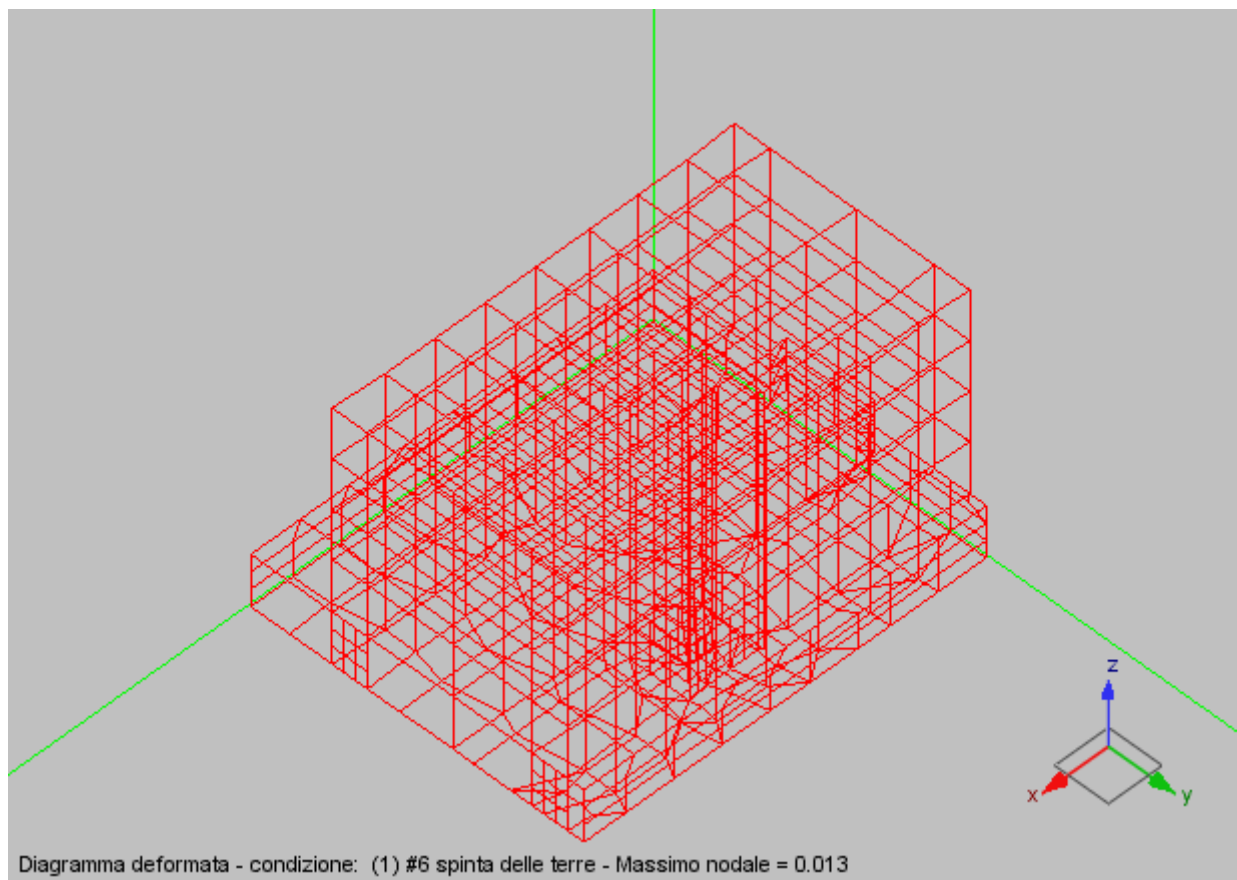
- 1) La deformazione del calcestruzzo è pari a  $0.002514 < 0.0035$ ;
- 2) La deformazione dell'acciaio è pari a  $0.006415 < 0.0100$ ;
- 3) Il coefficiente di sfruttamento dei materiali degli elementi è pari a  $0.718 < 1.00$ ;
- 4) Il coefficiente di sfruttamento dei materiali a taglio è pari a  $0.864 < 1.00$ ;
- 5) Il fattore di verifica a fessurazione per lo stato limite di apertura delle fessure è pari a  $0.941 < 1.00$ ;
- 6) Il fattore di verifica per lo stato limite delle tensioni di esercizio è pari a  $0.873 < 1.00$ ;
- 7) La verifica allo stato limite di danno è soddisfatta avendosi uno spostamento relativo massimo pari a  $0.0020$  inferiore a  $0.0050$ ;
- 8) La somma delle masse relative eccitate dai modi considerati è il  $98.32\%$  delle masse totali;
- 9) La verifica di duttilità dei giunti della struttura è soddisfatta.
- 10) Il fattore di sfruttamento di verifica a taglio sismico negli elementi è pari a  $0.979 < 1.00$ ;

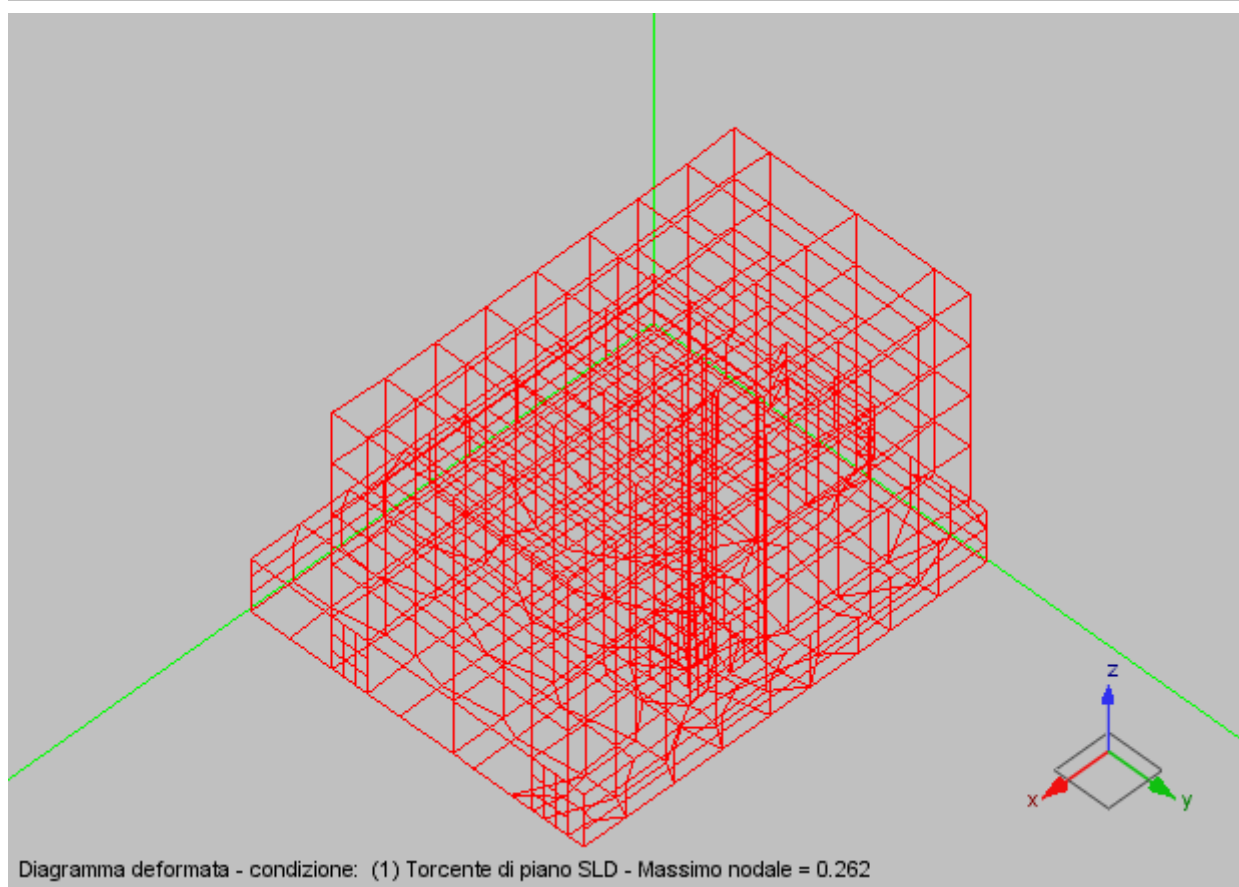
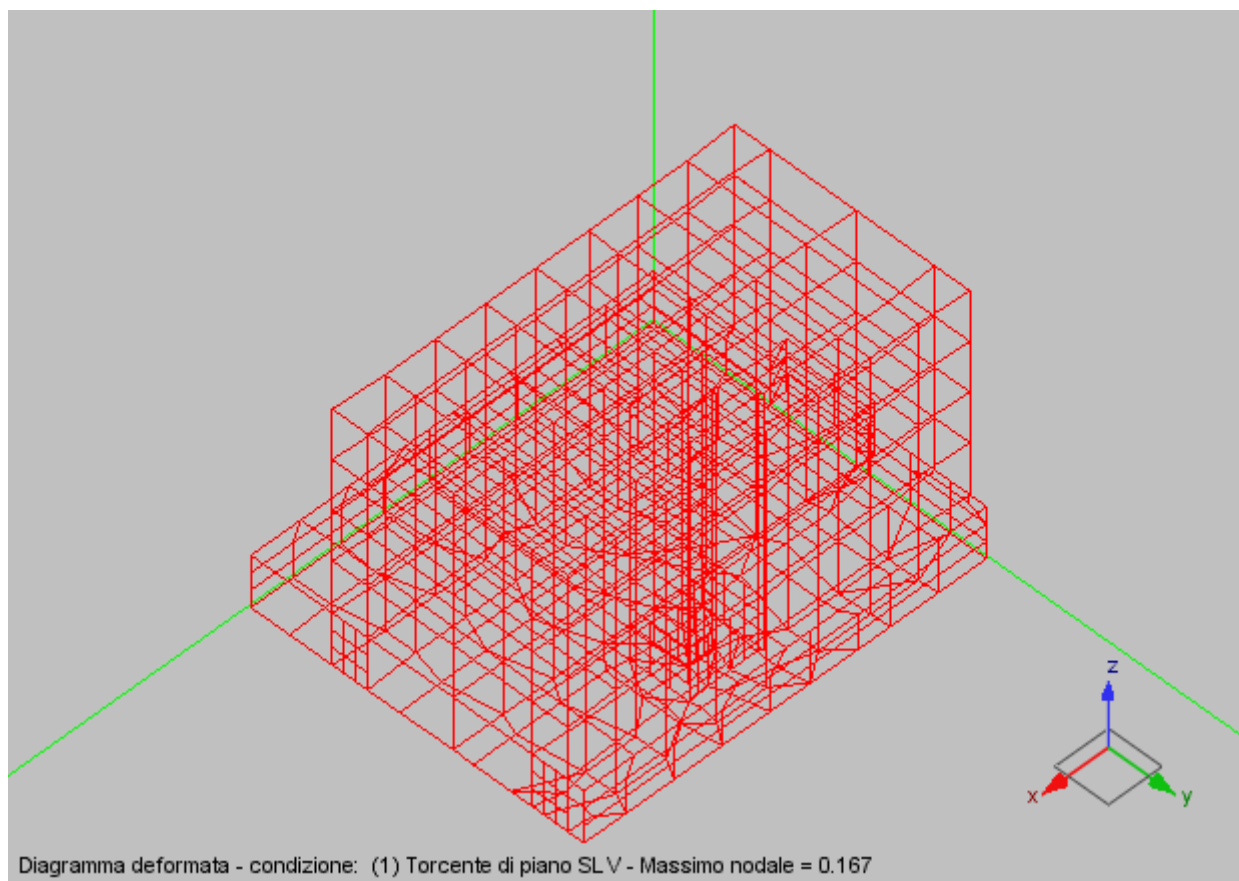


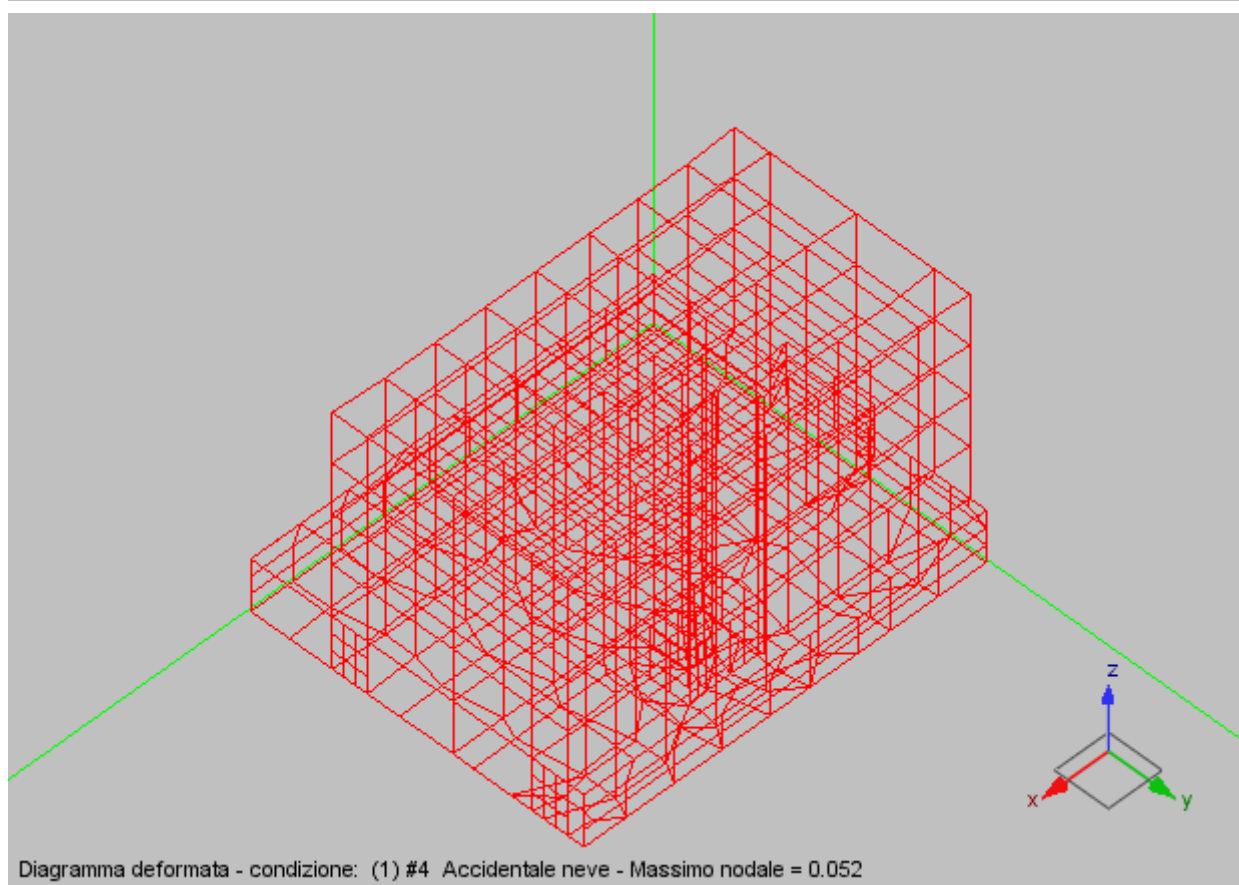
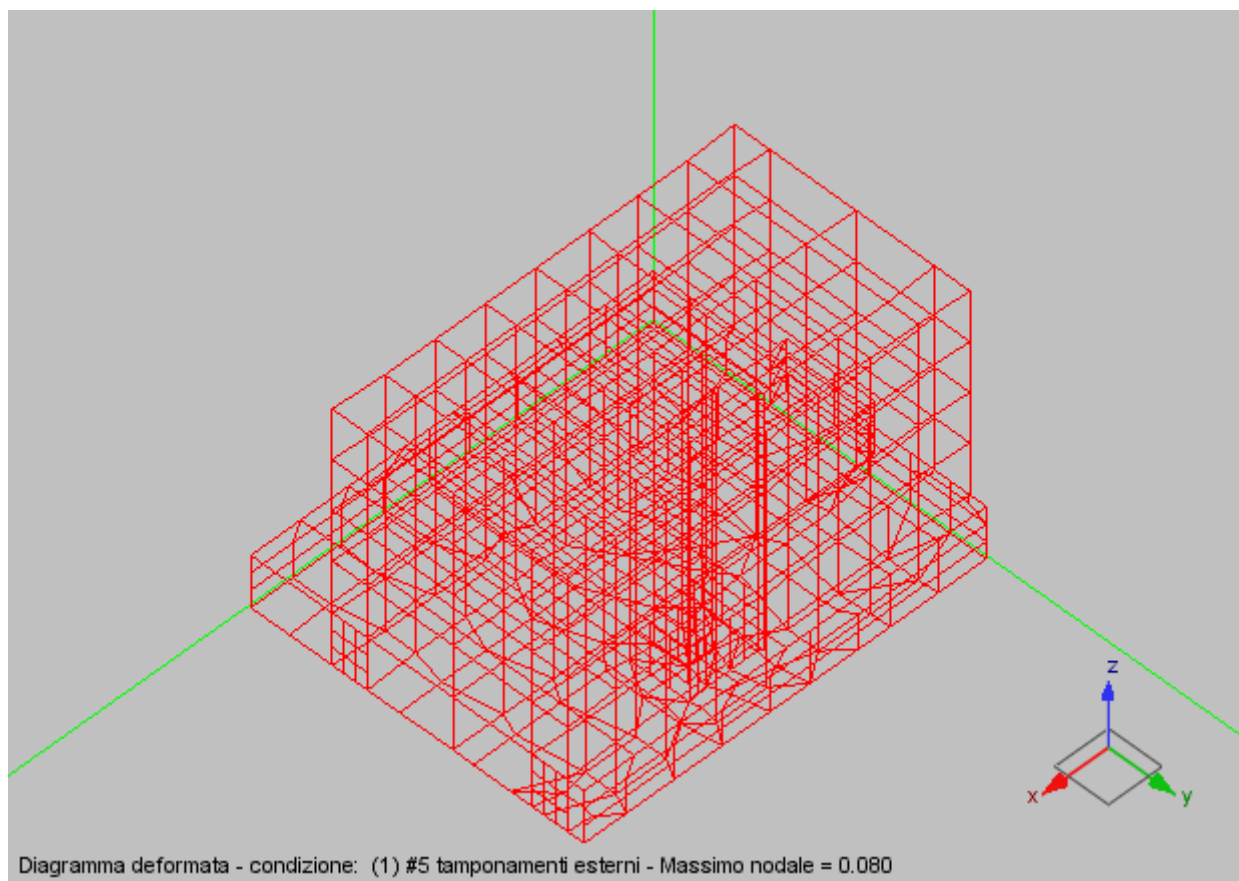
**j) Rappresentazione delle configurazioni deformate**

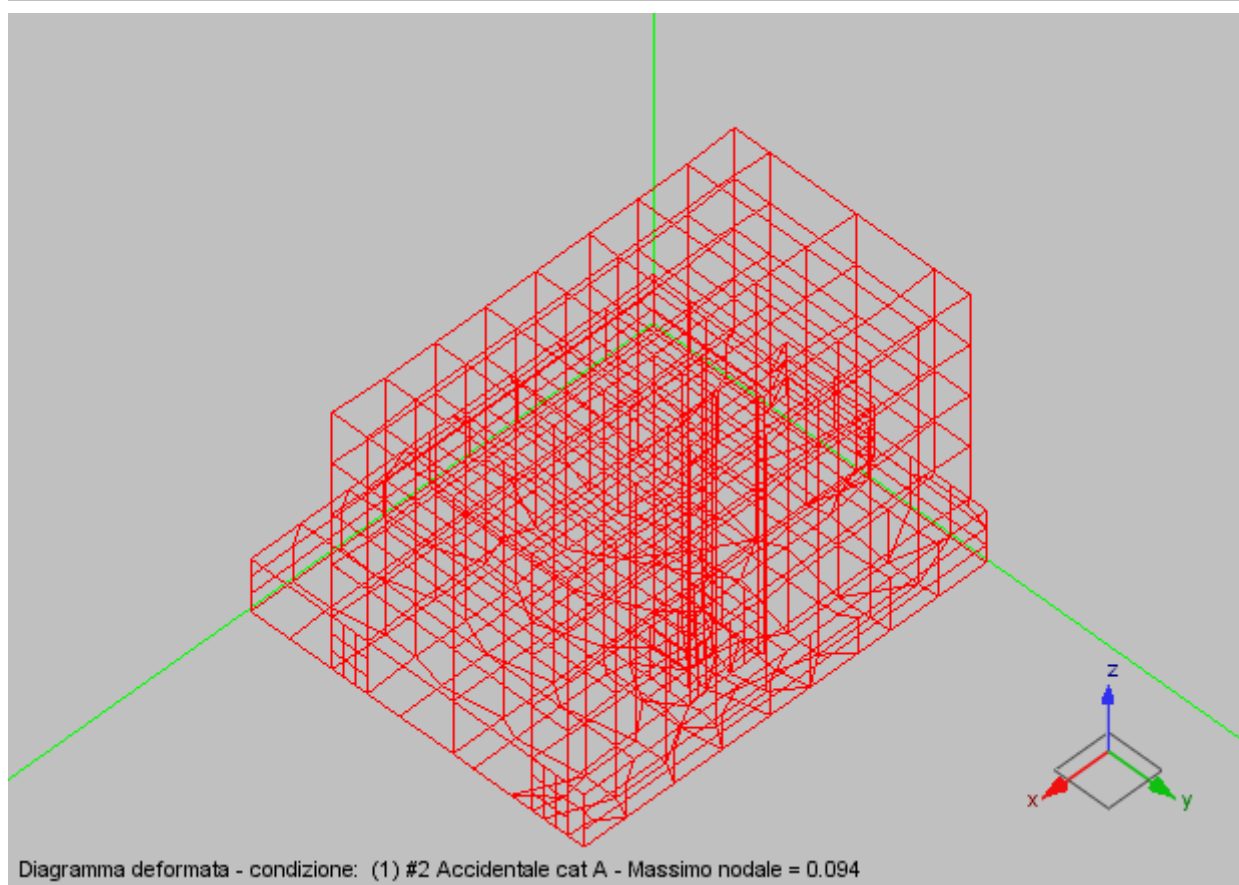
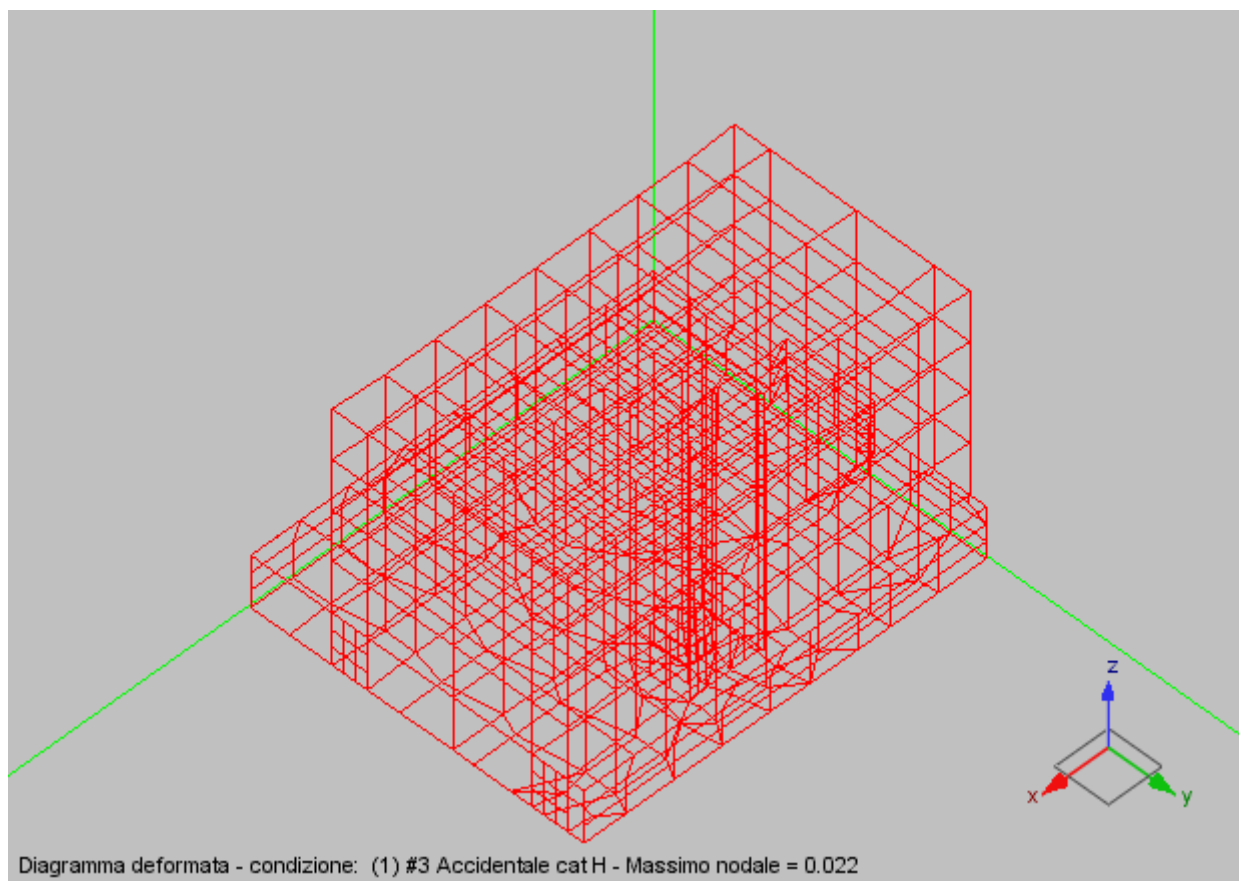
*e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati;*

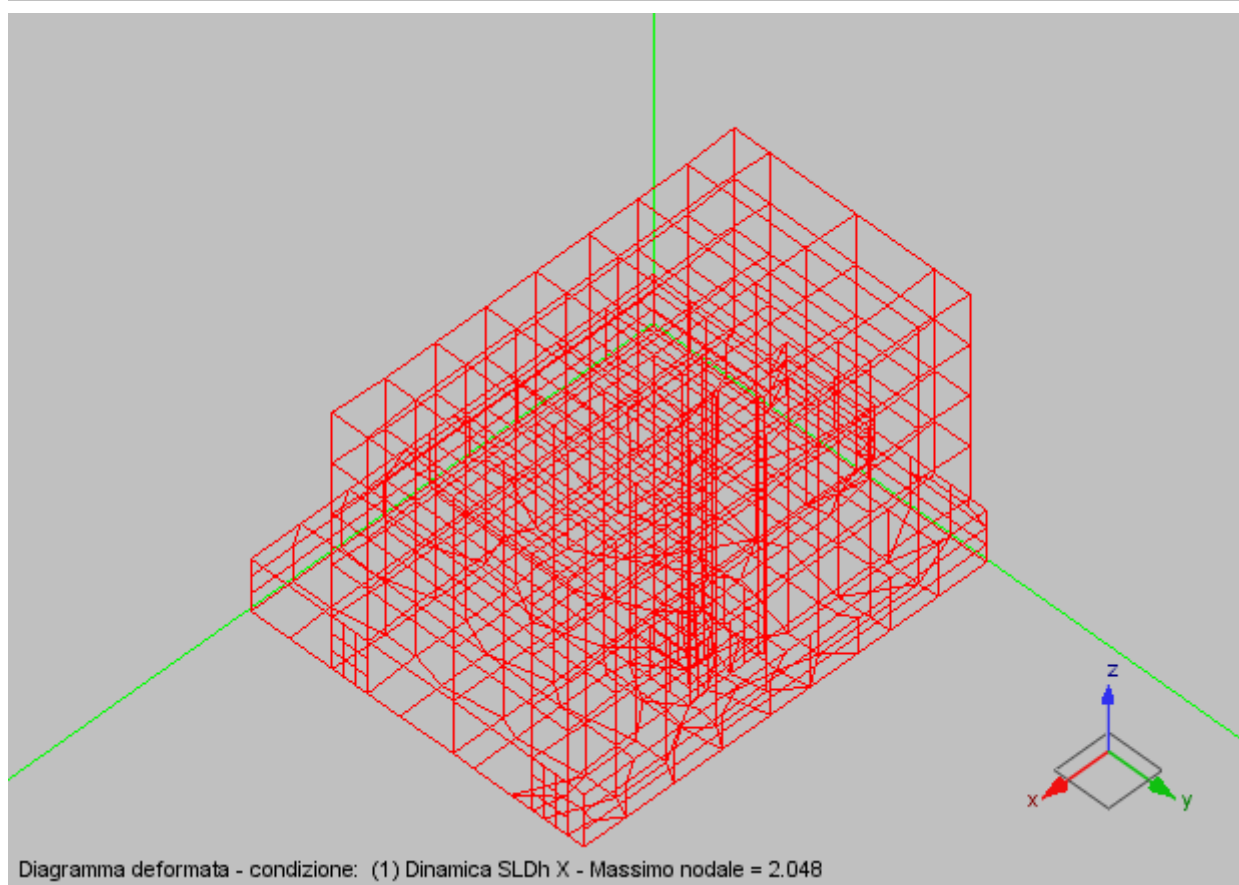
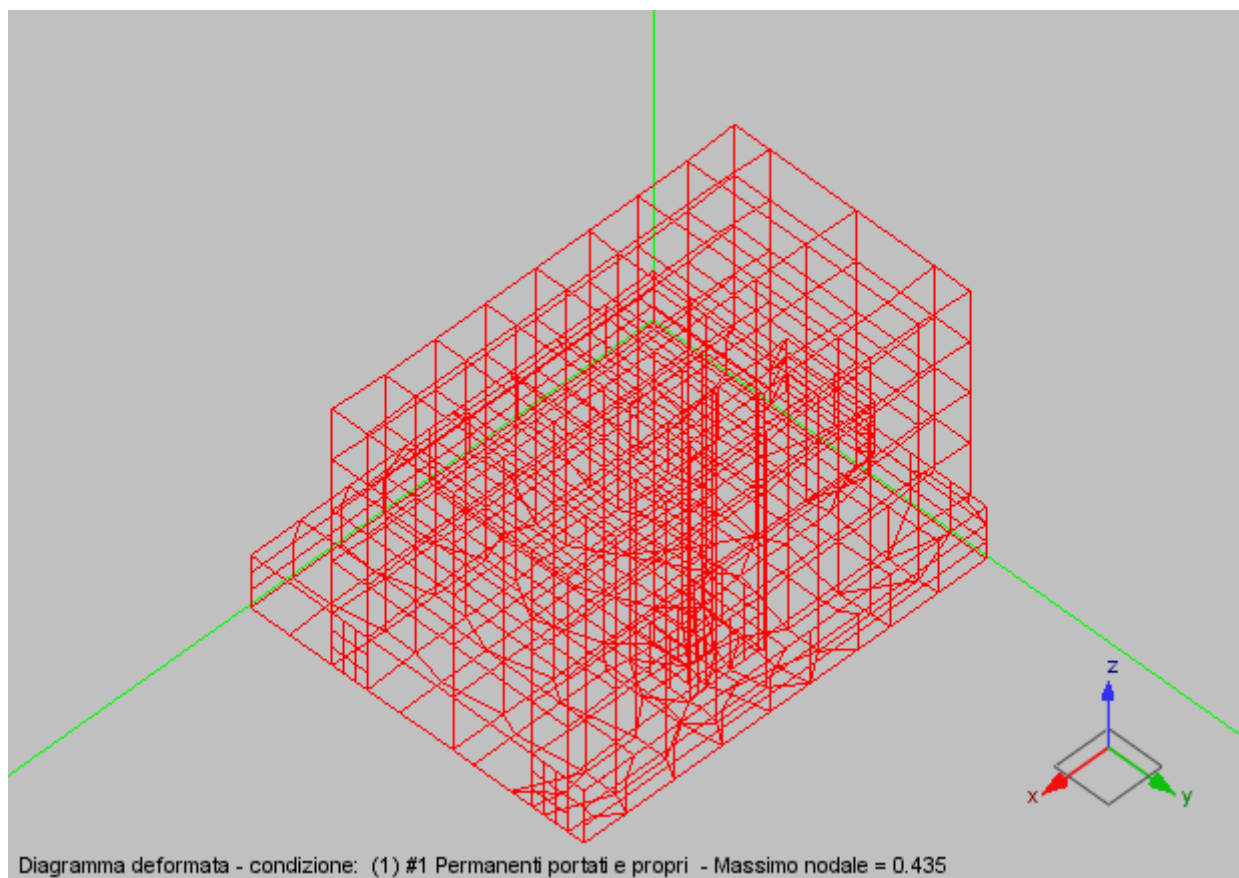
- **Diagrammi delle deformate della struttura per condizioni di carico , con indicato il massimo spostamento nodale in cm**



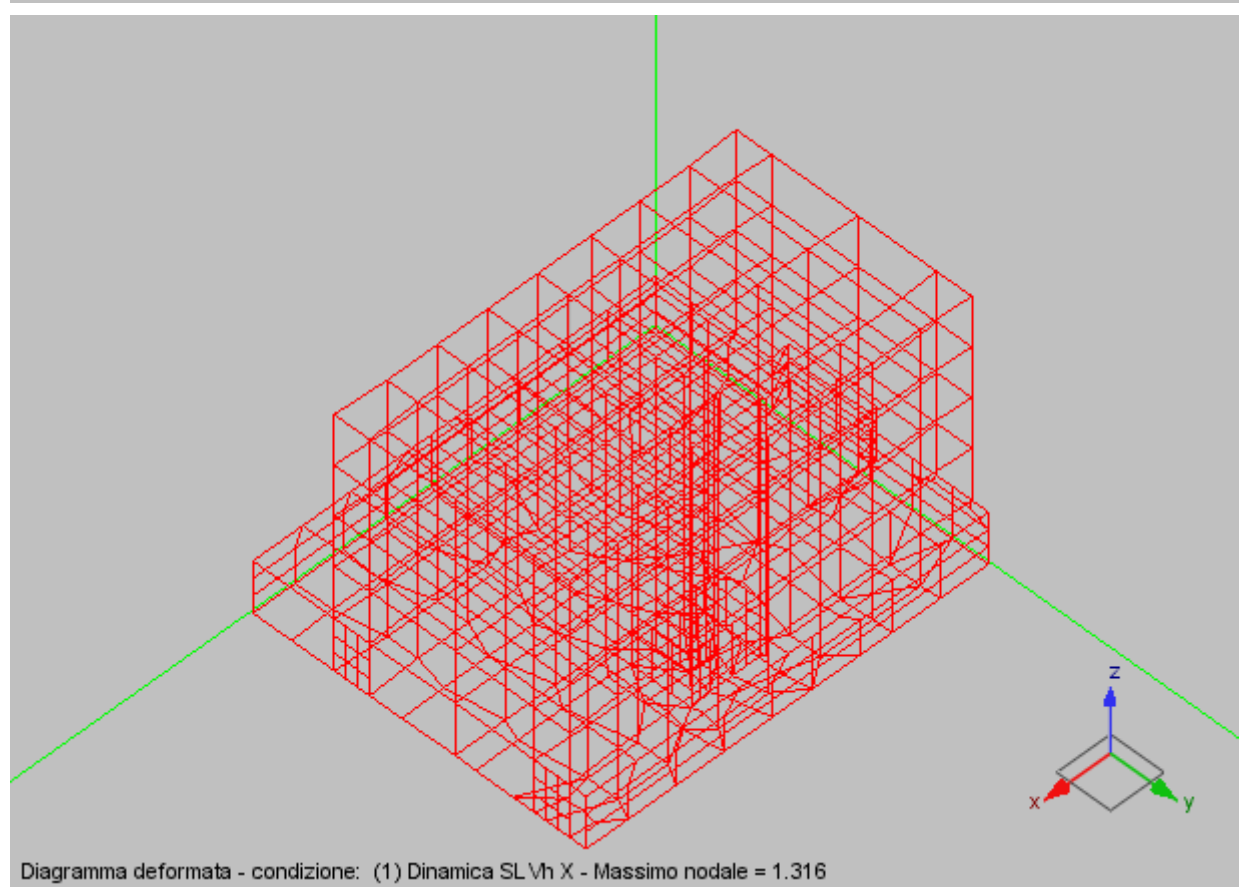
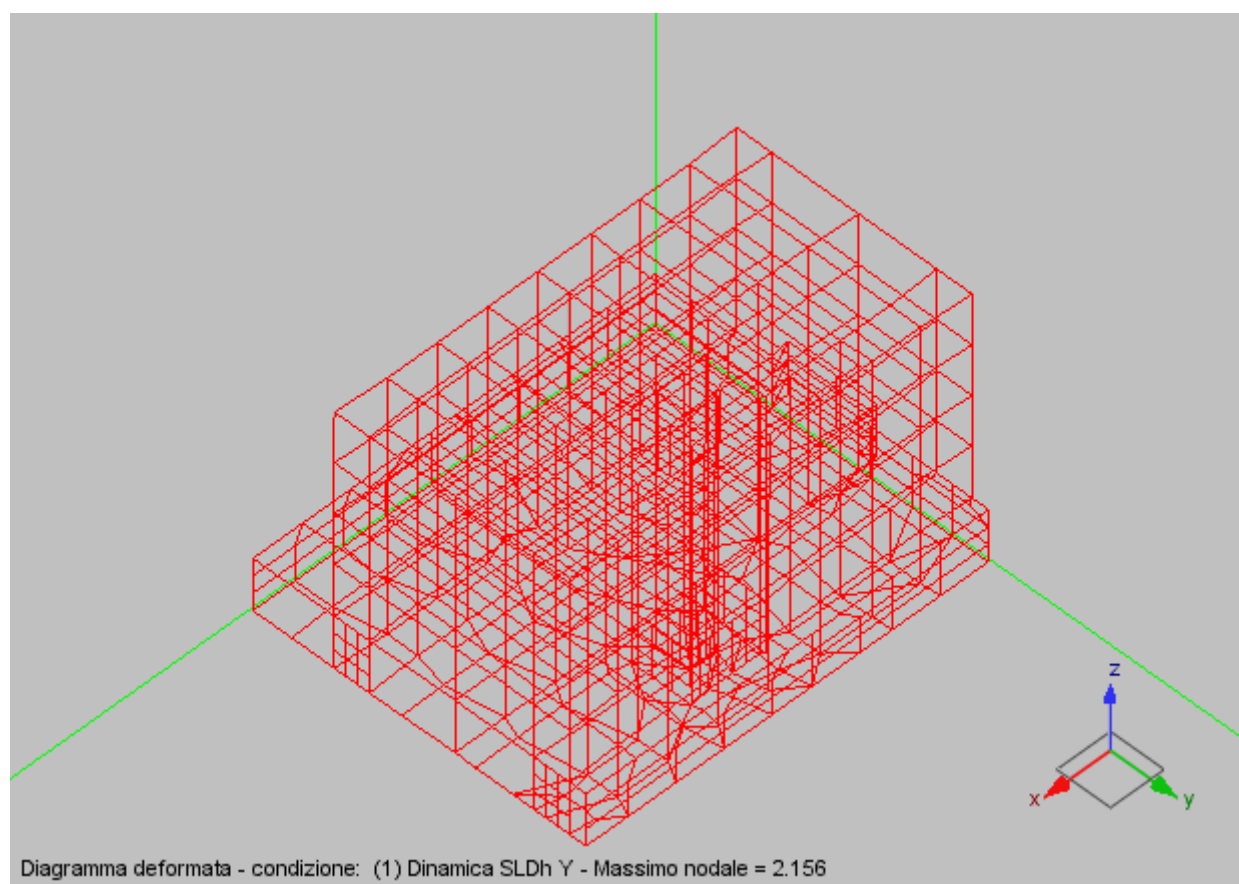


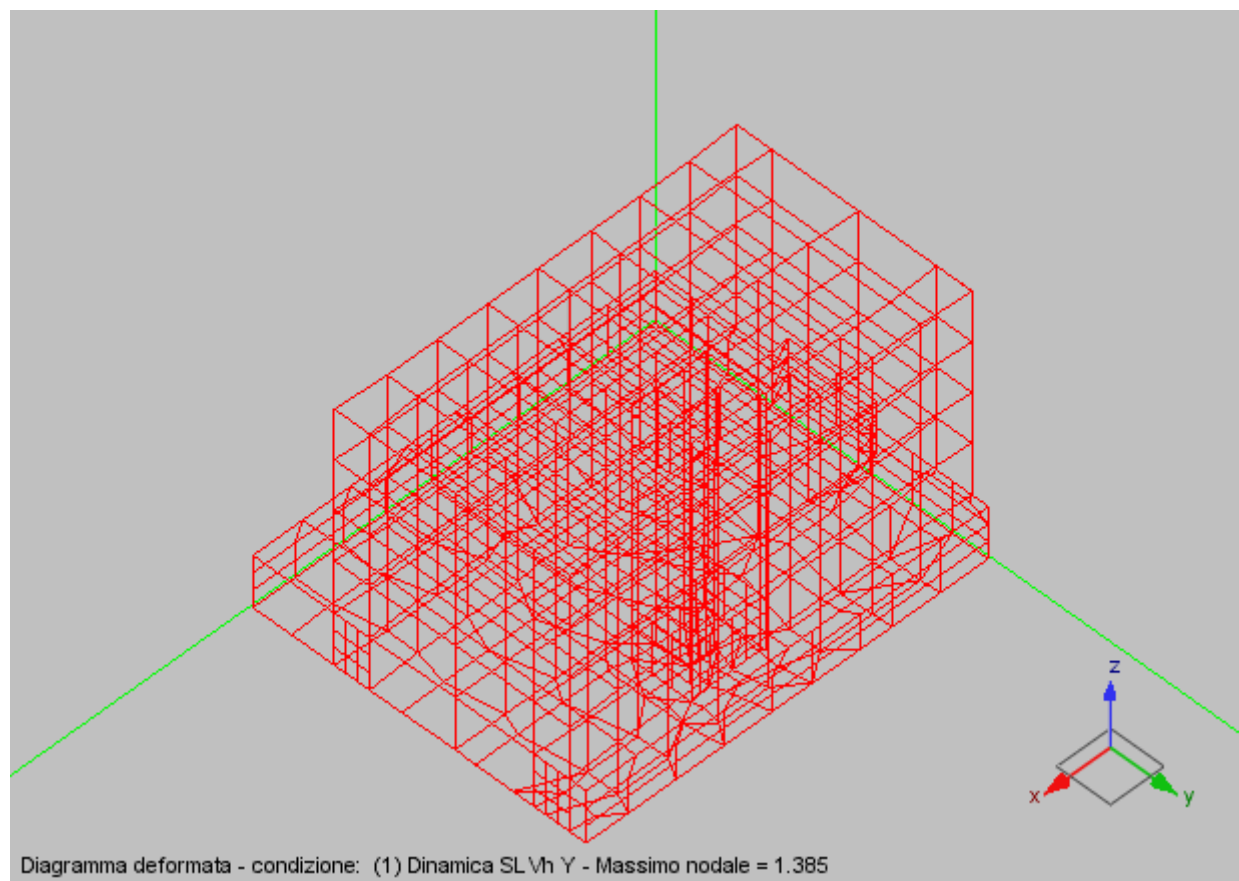




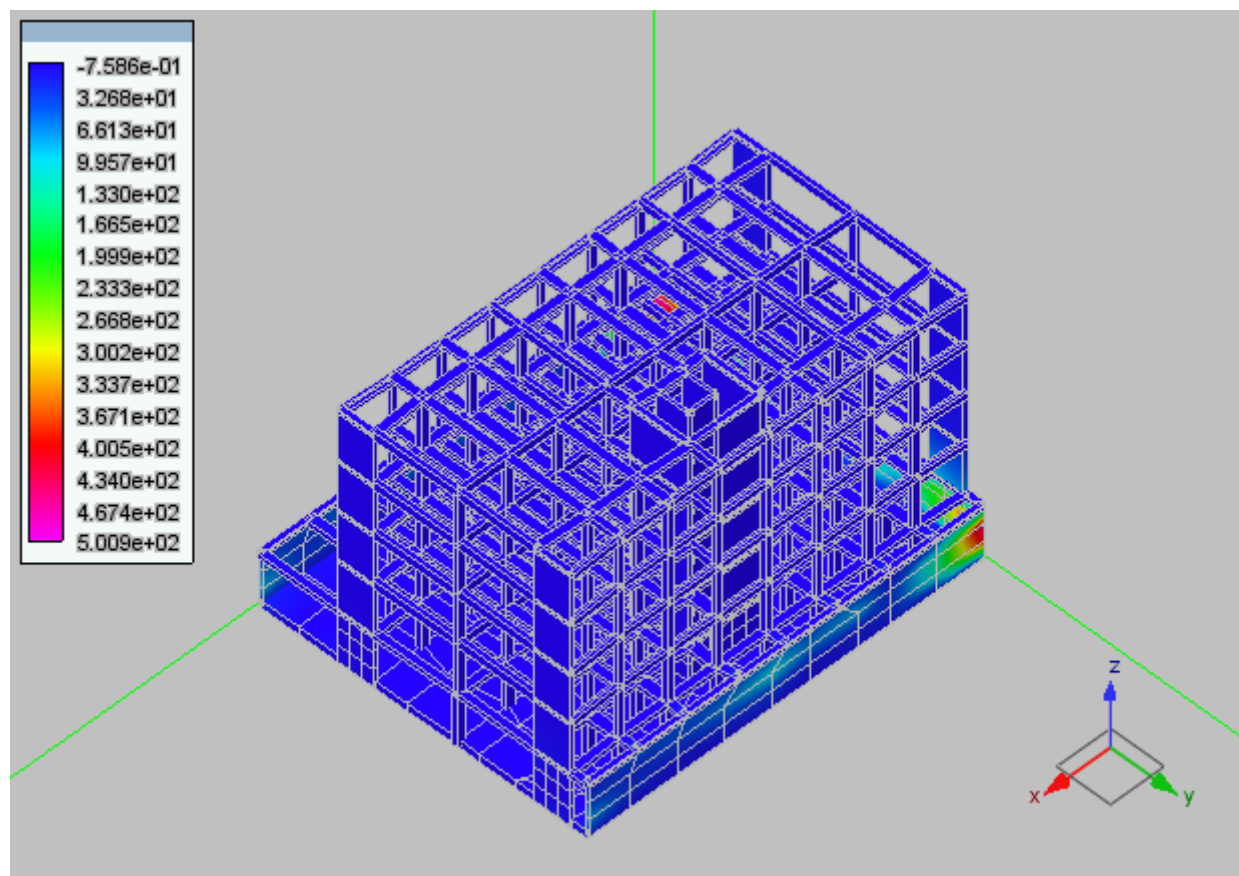








- **Diagrammi delle sollecitazioni per condizioni carico**



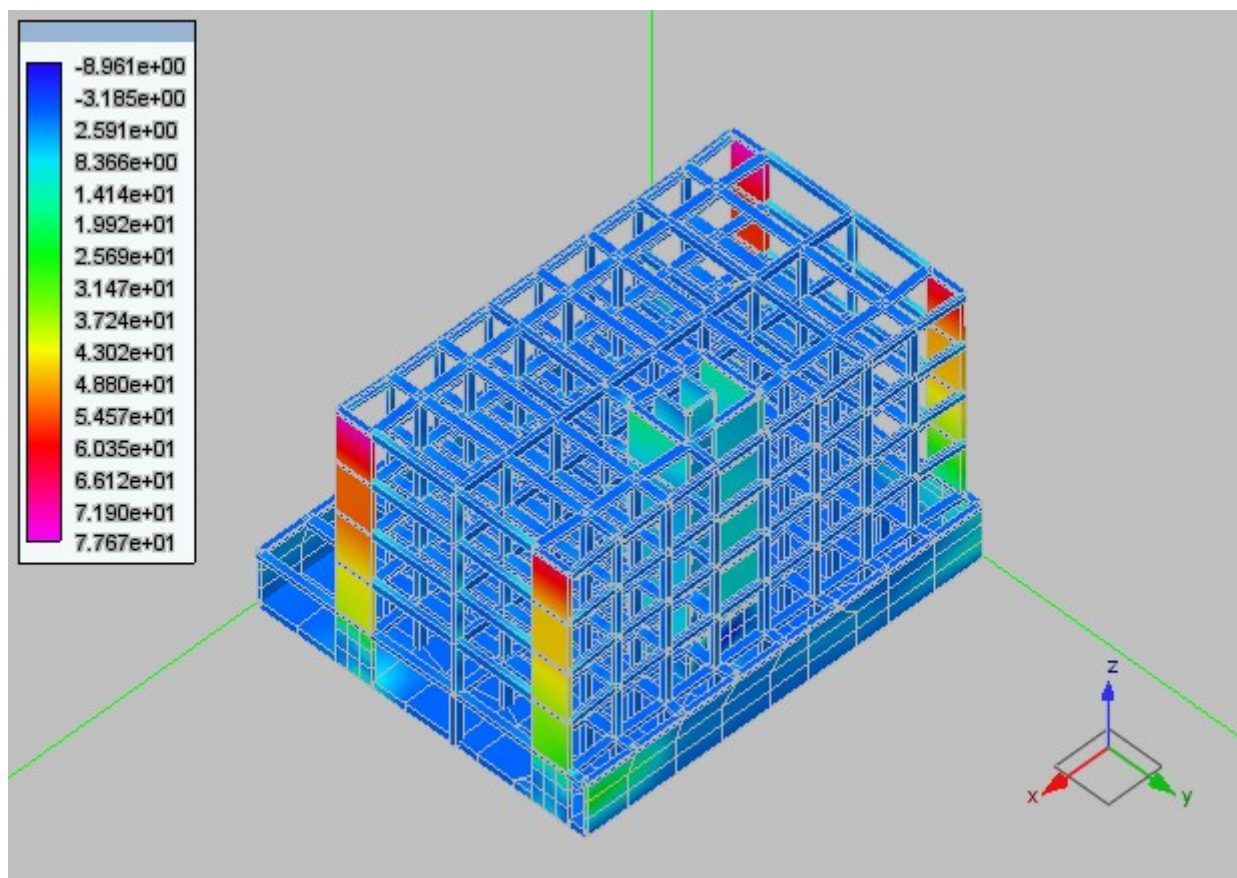


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: Torcente di piano SLV

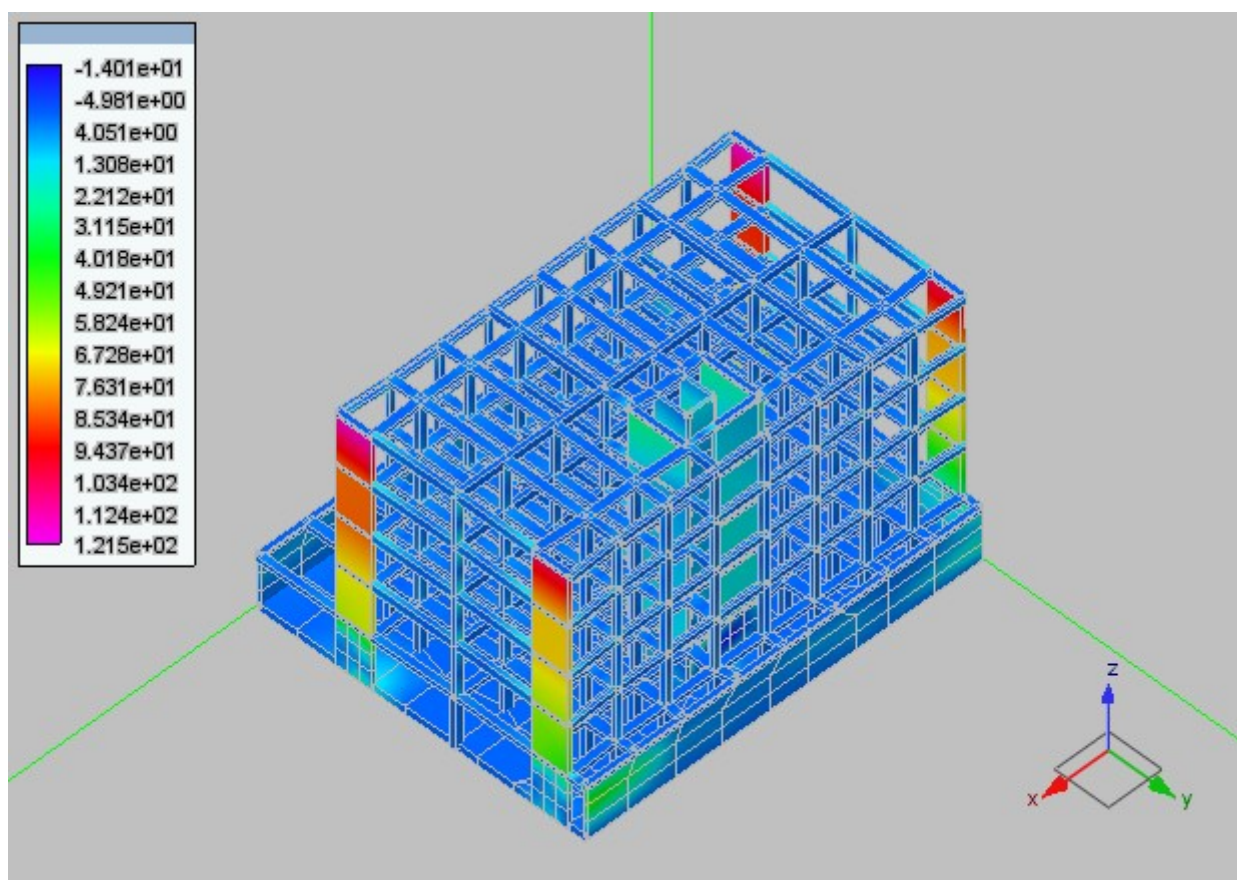


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: Torcente di piano SLD



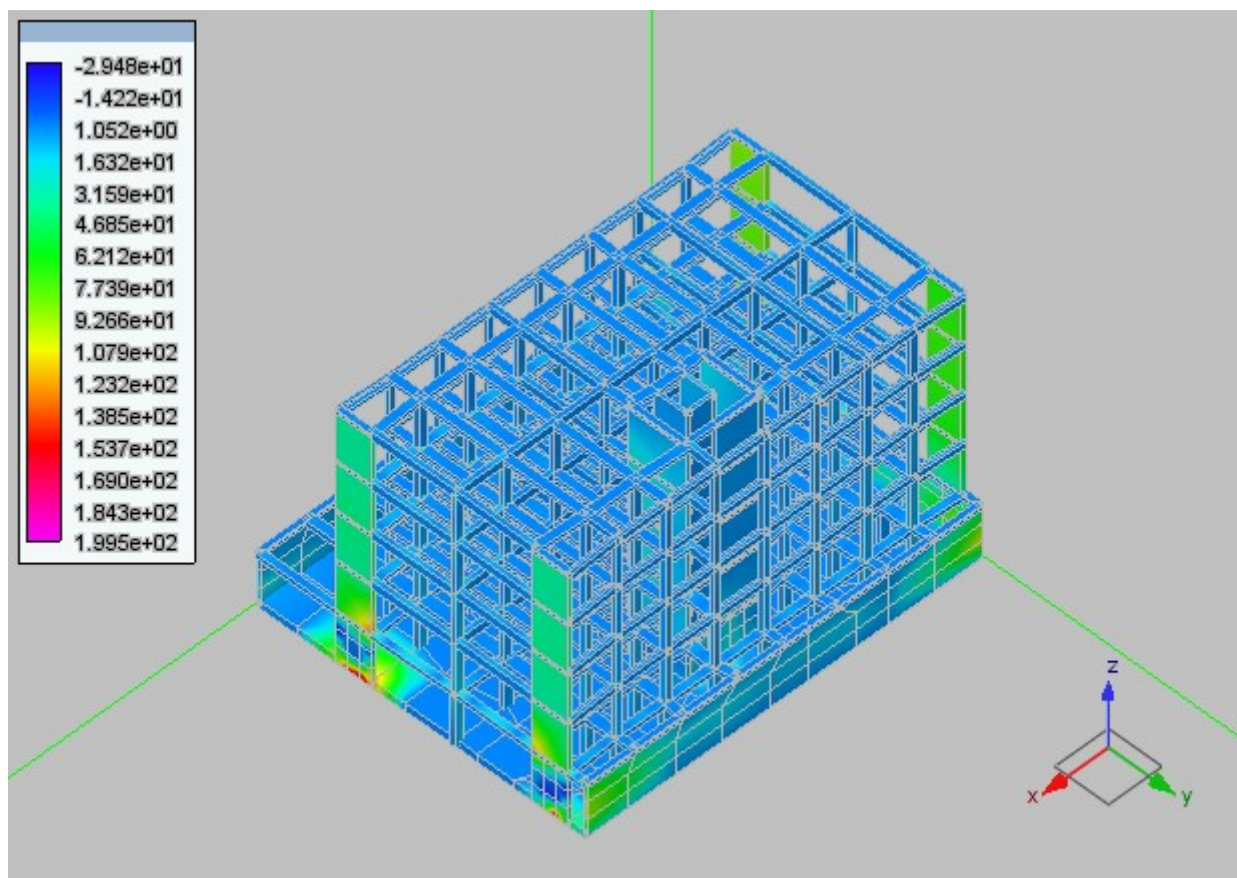


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: #5 tamponamenti esterni

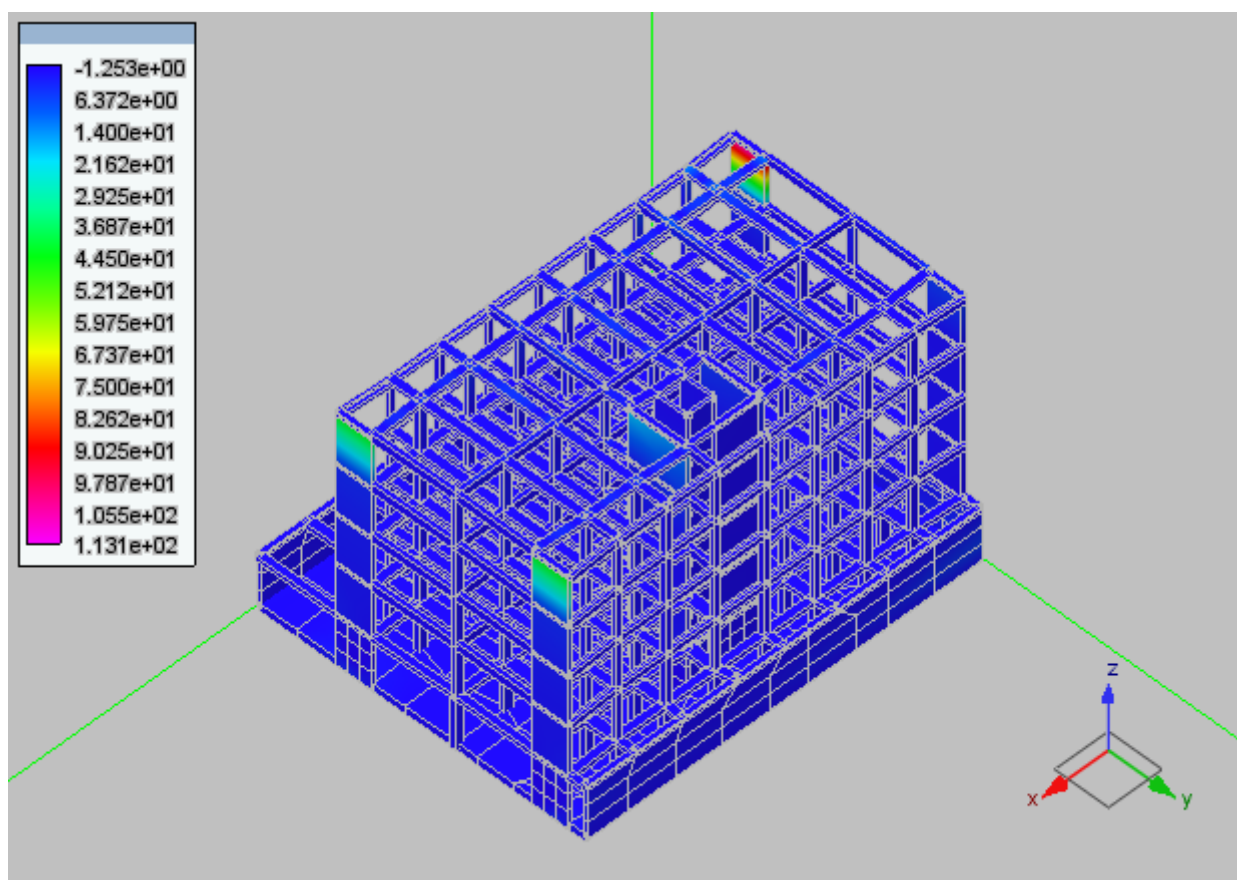


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: #4 Accidentale neve

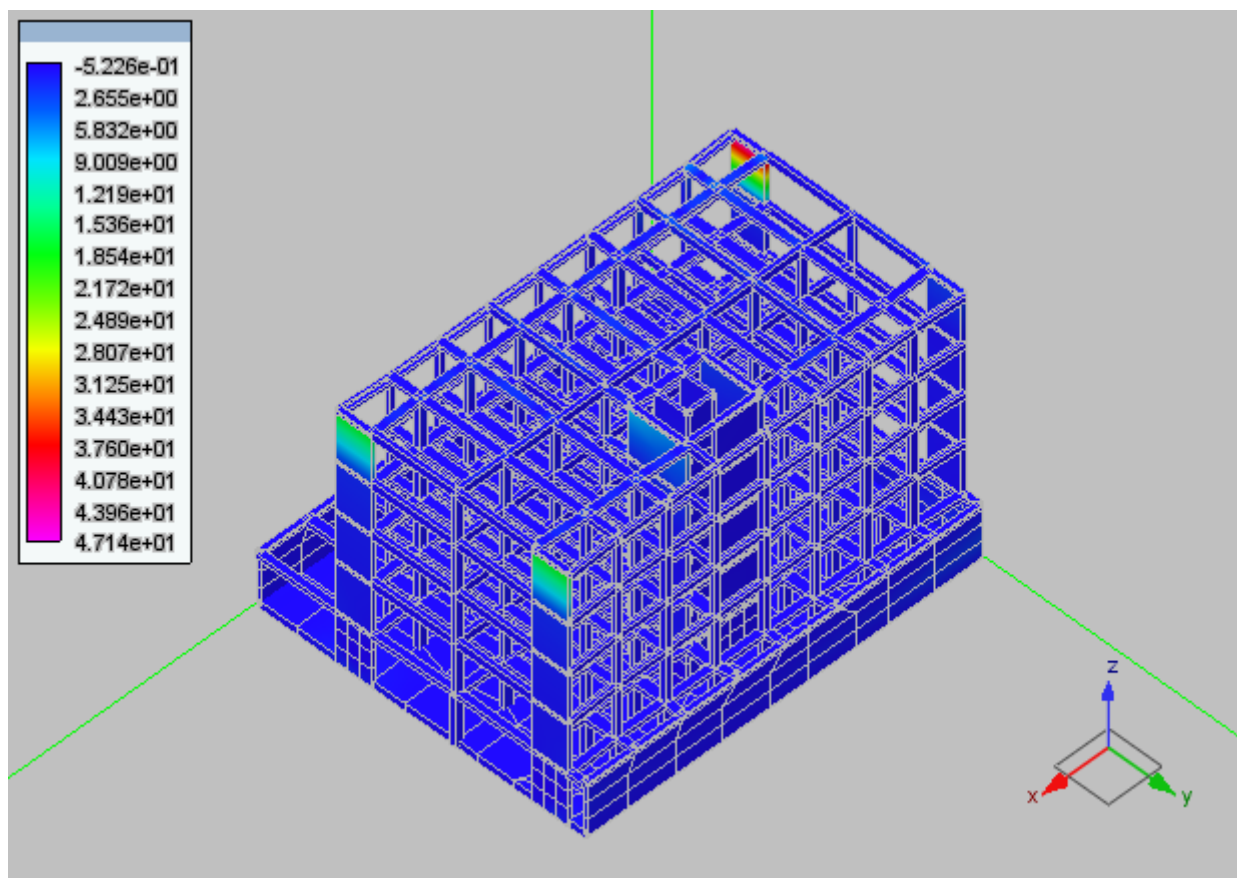


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: #3 Accidentale cat H

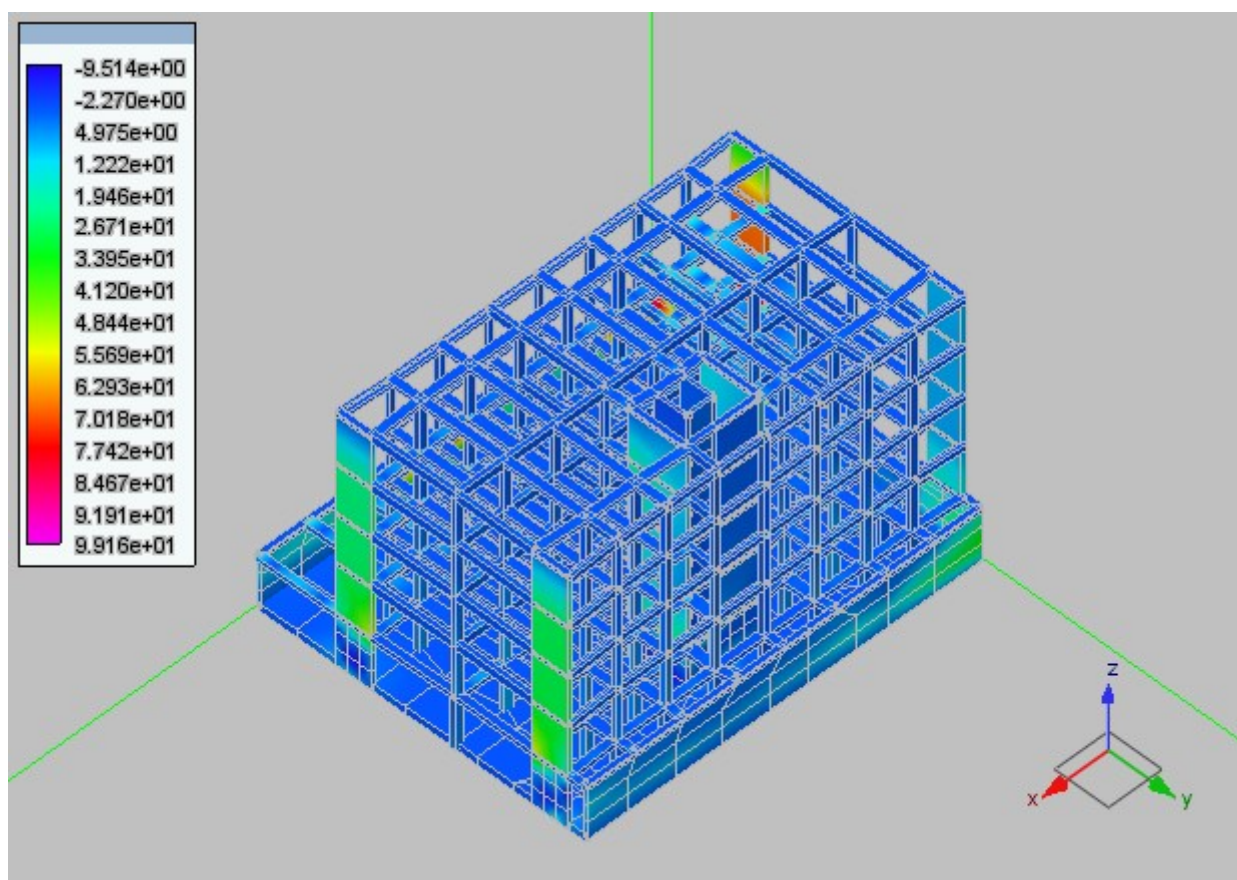


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: #2 Accidentale cat A



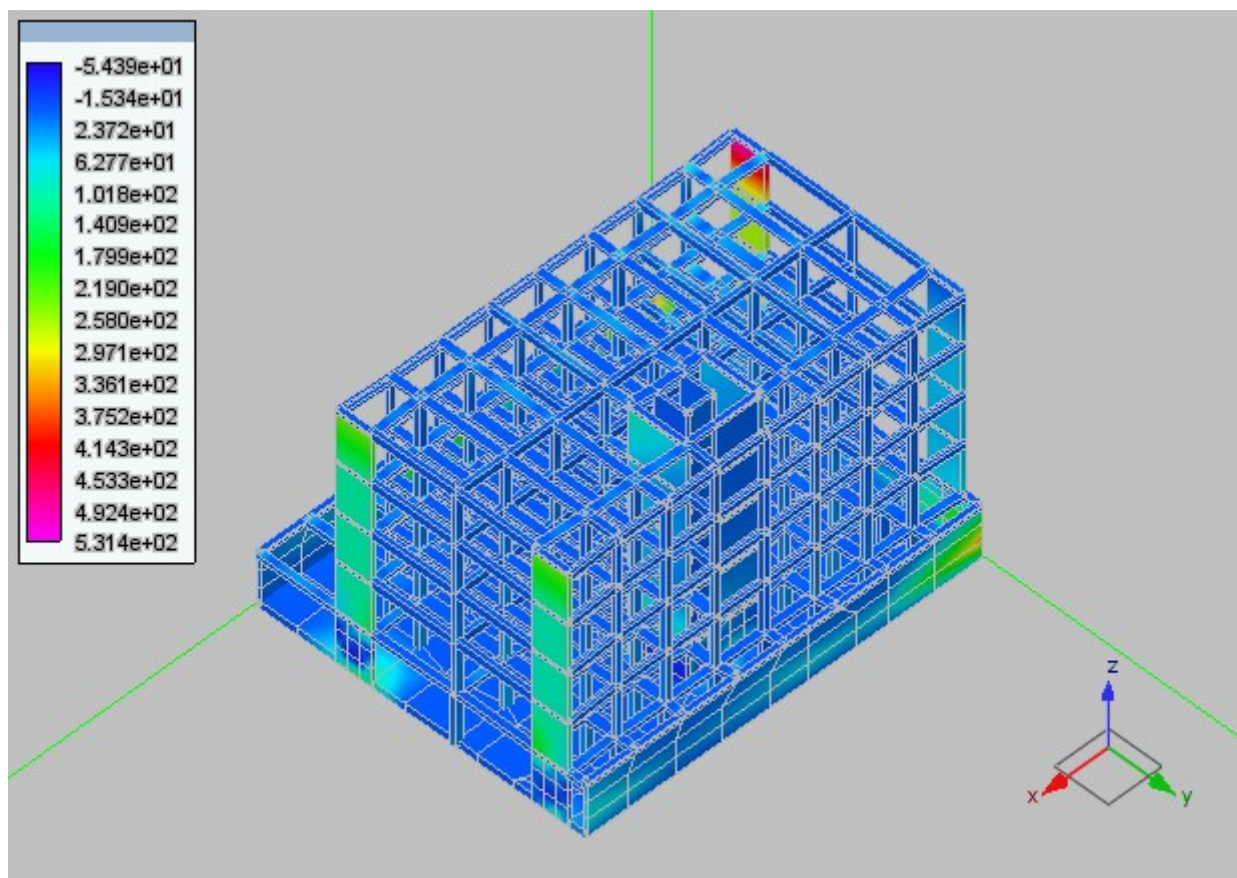


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: #1 Permanent portati e propri

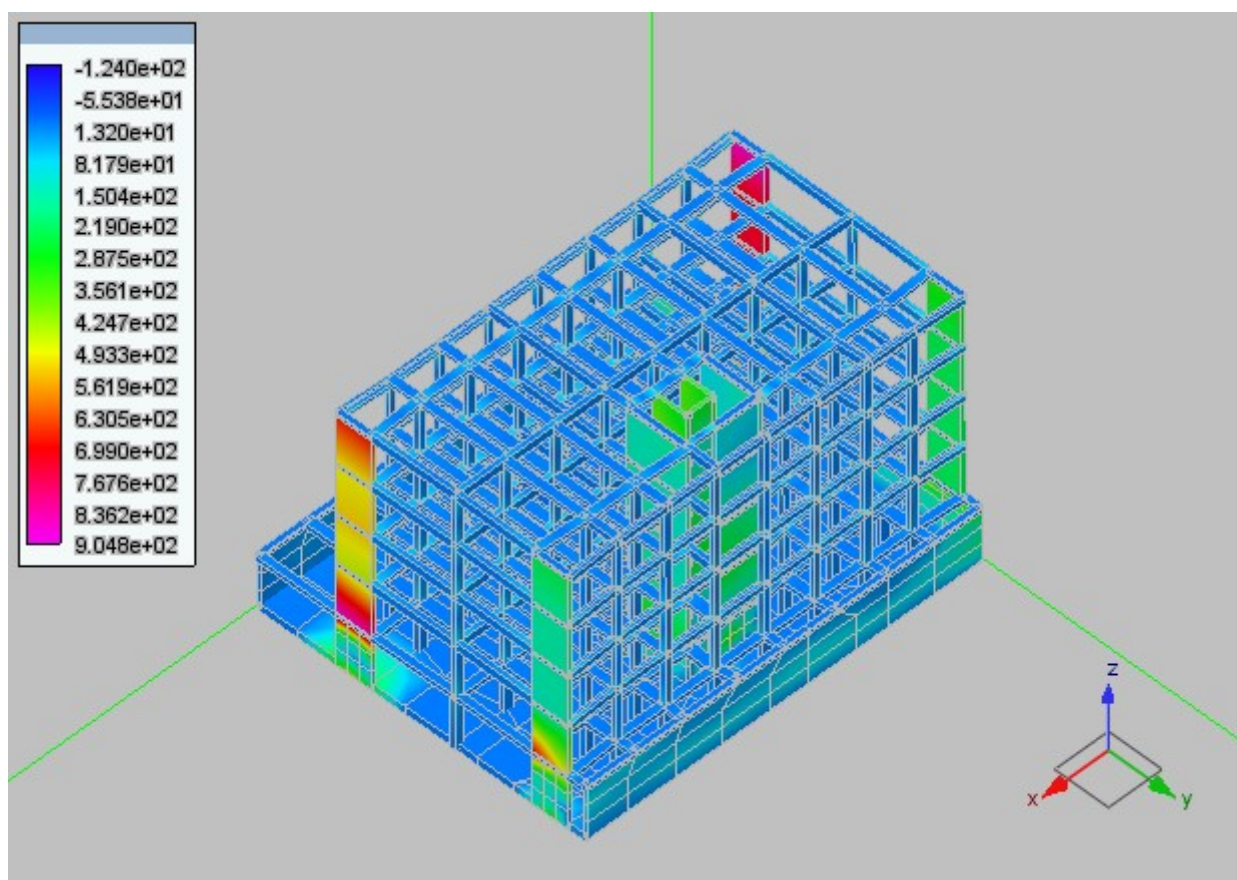


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: Dinamica SLDh X

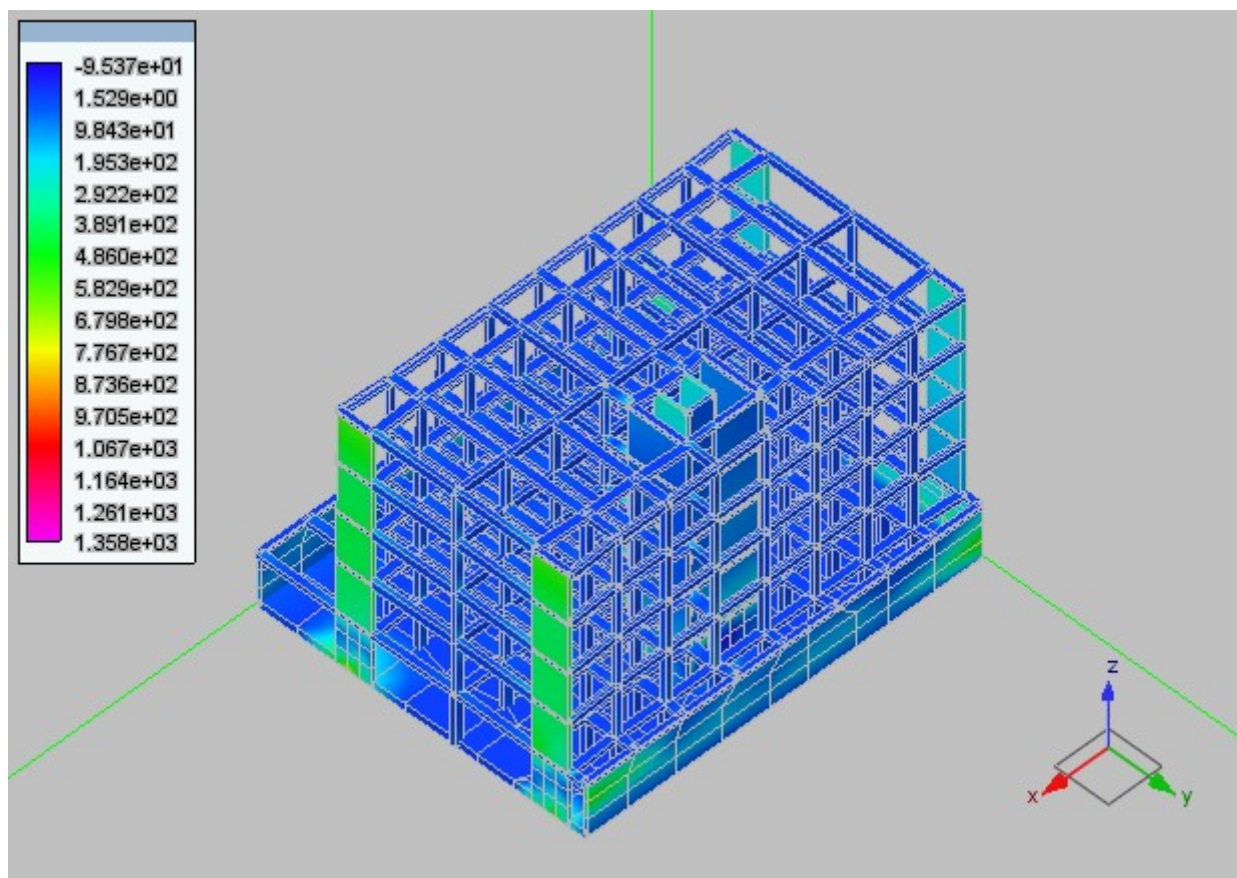


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: Dinamica SLDh Y

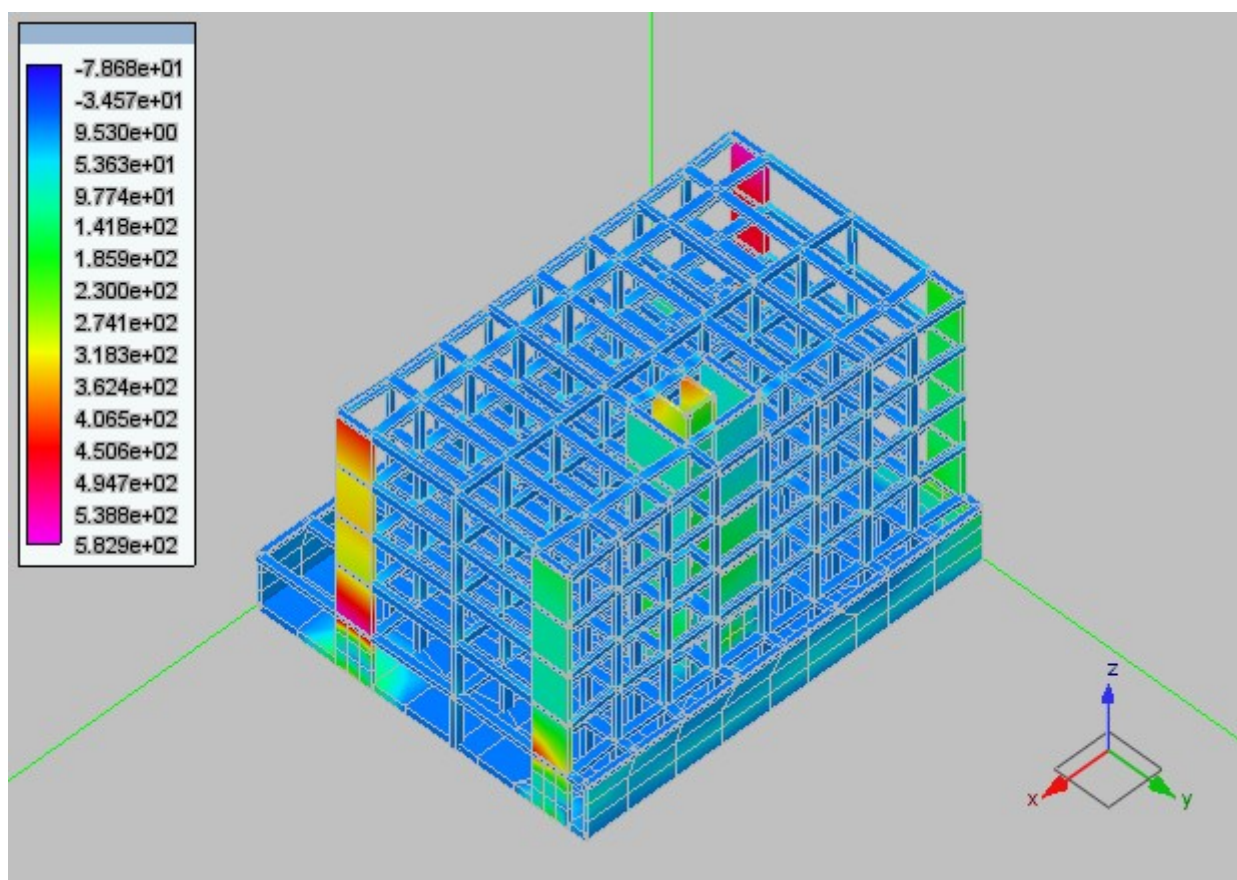


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: Dinamica SLVh X



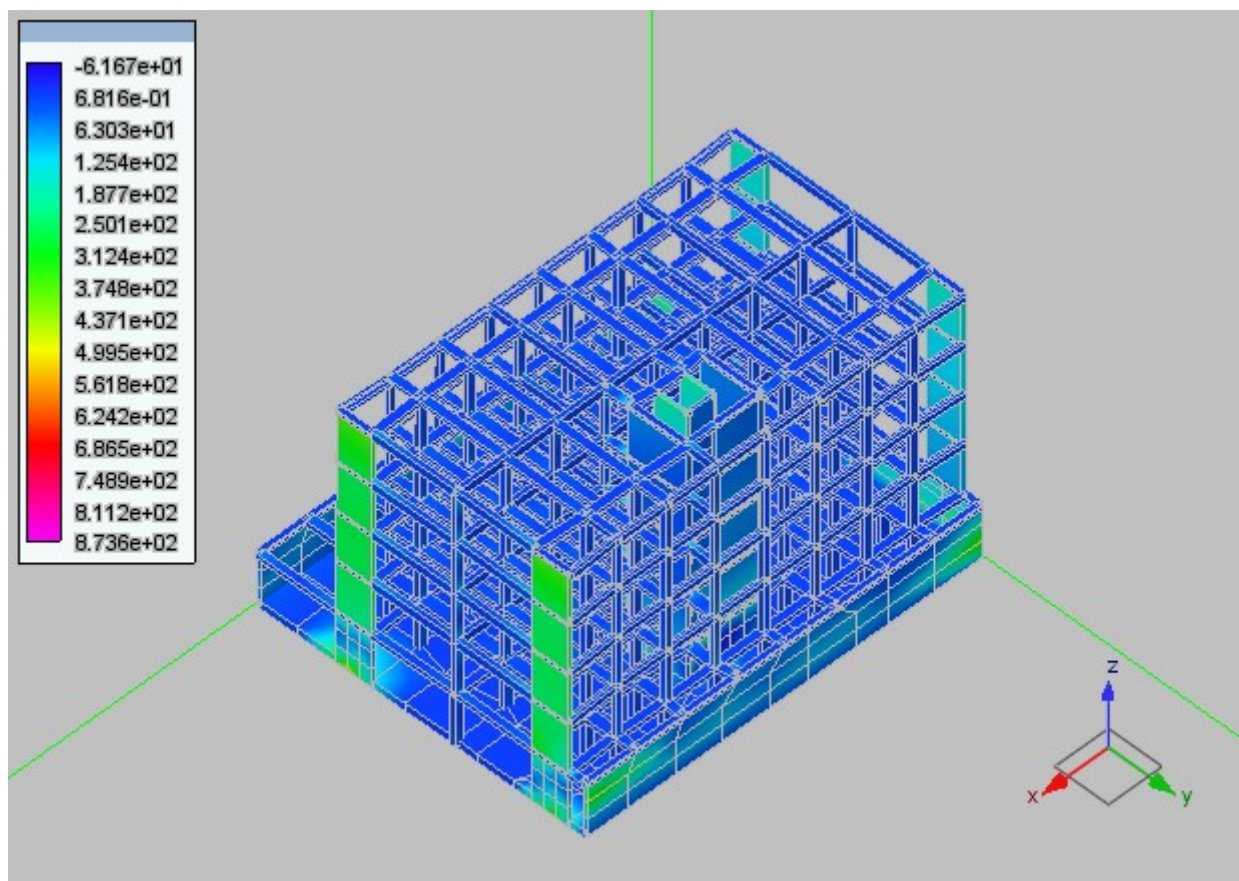


Diagramma delle sollecitazioni della condizione di carico: Dinamica SLVh Y

## **k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo;**

### **Analisi condotta con ausilio di elaboratore**

L'analisi è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore tramite il programma di calcolo Nòlian prodotto dalla Softing srl. Le caratteristiche identificative di tale programma e le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento allegato alla documentazione del software.

### **Tipo di analisi svolta**

Per la struttura in esame sono state eseguite:

Una analisi statica lineare per i carichi statici verticali ed orizzontali

Una analisi dinamica spettrale

### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Programma di calcolo e post processor

All-In-One

Produttore

Softing s.r.l.

Versione

EWS 50 (18.03.2020) build 7762

Licenza

Licenza 26769

### **Affidabilità dei codici utilizzati**

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed auto diagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Ciò quanto dovuto.

Le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in documenti di libera consultazione disponibili all'indirizzo web <http://www.softing.it/validazione.html>

### **Rappresentatività del modello**

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Tale metodo ha permesso infatti di rappresentare tutte le particolarità strutturali con l'opportuna adeguatezza. Il modello strutturale utilizzato corrisponde inoltre alle concezioni e alle esigenze di analisi in quanto il programma di calcolo adottato per trattarlo, consente una completa verifica e diagnosi sul modello stesso di elementi finiti non avendo fasi intermedi di automazione che possano rendere poco identificabile il modello adottato.

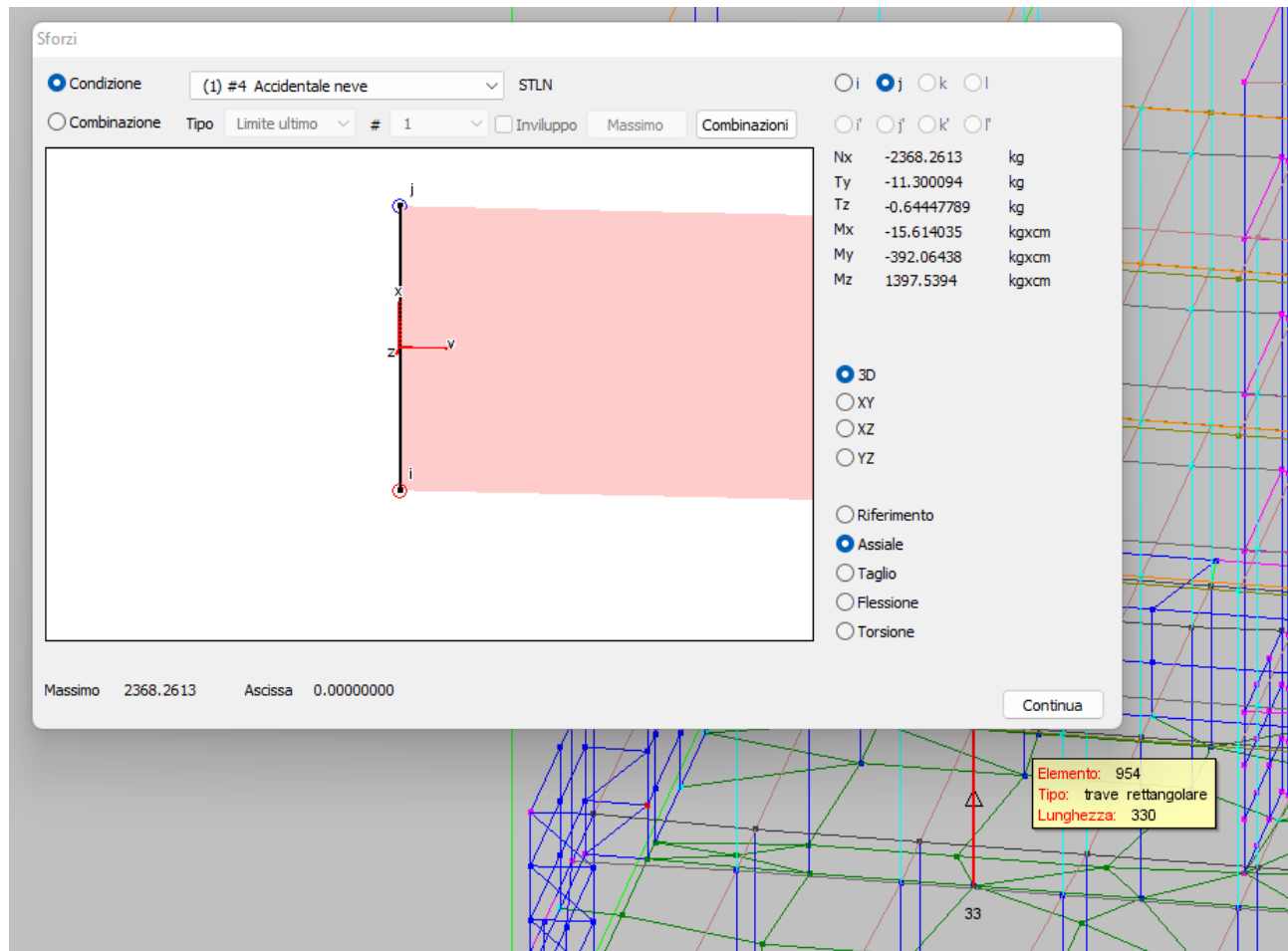
### **Validazione dei codici**

Vista la dimensione contenuta dell'opera, non si ritiene necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

### Giudizio motivato d'accertabilità dei calcoli

I risultati dell'analisi sono stati controllati attraverso i dialoghi di verifica, attraverso la valutazione visiva dei grafici delle deformate e delle sollecitazioni non riscontrando anomalie e criticità nel modello.

Al fine di valutare la congruenza del modello è stata considerata la condizione di carico #3 neve, per l'elemento 954, pilastro ed il carico alla base dello stesso, ricavato dal dialogo di seguito esposto.



Area d'influenza sul pilastro in copertura paria 20,07 mq, carico distribuito 120 kg/m<sup>2</sup>, si ottiene un N pari a 2408 kg.

Carico da modello paria 2368 kg, variazione percentuale 1,66 %.

Accettabile



## I) Con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione

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

La struttura è composta da un piano interrato adibito ad autorimessa con pareti contro terra, fondazione a platea, dalla quale si sviluppano in altezza due diverse strutture , corpo A e corpo B , identiche .

La platea è stata considerata unica, senza giunti di distacco.

I muri perimetrali di contenimento del terreno sono invece considerati giuntati ogni 10-15 mt per permettere di guidare l'insorgere di fessurazioni verticali.

Le murature in c.a. del piano interrato procedono poi in esterno lungo la rampa d'accesso , accompagnando il percorso sino all'imbocco in strada.

Sono presenti anche dei pali a perdere, quale opera provvisoria a sostegno del rilevato stradale in quanto si va a scavare nei pressi della carreggiata stradale. Non hanno alcuna valenza strutturale se non quella di sorreggere lo scavo durante i lavori al piano interrato.

Si riporta di seguito la caratterizzazione fatta dal geologo P. Feralli per il sito in esame .

Il calcolo viene sviluppato secondo Rankine, che definisce la spinta attiva esercitata ad  $1/3$  dell'altezza dello sbanco calcolato dalla base, secondo la nota legge:  $P_a = (\gamma \times H_1^2 / 2 \times K_a) + (\gamma_a \times H_2^2 / 2) + (q \times K_a)$ , dove:

$\gamma$ = Densità naturale:	1,9 t/mc
$\gamma_a$ = peso del terreno in acqua:	0,9 t/mc
$\phi$ = angolo di attrito interno (stimato prudenziale):	20°
$H_1^2$ = altezza dello sbanco sopra il livello dell'acqua:	4,00 mt.
$H_2^2$ = altezza dello sbanco sotto il livello dell'acqua:	0,0 mt.
$q$ = sovraccarico:	0 t/mq
$K_a$ = coefficiente di spinta attiva = $\tan^2(45 - \phi/2)$ .	0,49

Sulla base dei parametri precedenti, assumendo uno sbanco di altezza uguale a 4,00 metri e con falda assente risulta una spinta pari a circa 7,45 t/m.l.

### CARICO LIMITE

TERZAGHI 1,76 Kg/cm<sup>2</sup> (172,60 kPa)

SCHMERTMANN 5,28 Kg/cm<sup>2</sup> (517,79 kPa)

MEYERHOF 3,96 Kg/cm<sup>2</sup> (388,34 kPa)

### CARICO AMMISSIBILE

TERZAGHI 0,88 Kg/cm<sup>2</sup> (86,30 kPa) **NO**

SCHMERTMANN 2,64 Kg/cm<sup>2</sup> (258,90 kPa) **OK**

MEYERHOF 1,98 Kg/cm<sup>2</sup> (194,17 kPa) **OK**

HERMINIER 1,17 Kg/cm<sup>2</sup> (115,00 kPa) **NO**

Dalle valutazioni e sulla base delle ipotesi assunte, risulta che il carico agente sulle fondazioni pari a 1,2 kg/cmq, adottando un fattore di sicurezza 2, è verificato secondo le relazioni indicate.

I cedimenti, calcolati con la teoria del modulo edometrico secondo SCHMERTMANN, in relazione al carico agente sulle fondazioni pari a 1,2 kg/cm<sup>q</sup>, hanno restituito i seguenti valori:

#### **CEDIMENTI**

z: Profondità di calcolo (m)  
q: Sovraccarico a metà strato (Kg/cm<sup>2</sup>)  
qc: Resistenza punta (Kg/cm<sup>2</sup>)  
Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)  
w: Cedimento (cm)

Strato	z	q	qc	Mo	w
1	0,6	0,038621	2,635583	5,271082	0
2	1,51	0,037127	9,500329	19,00036	0
3	2,74	0,035265	2,835107	5,670124	0
4	5,5	0,031716	1,418986	4,748323	2,438
5	7,63	0,029422	1,153387	4,564122	0,4
6	8,31	0,028764	3,149863	6,299626	0,333
7	11,39	0,026101	1,310073	4,712038	3,008
8	14,88	0,023623	2,856645	5,713199	0,641
9	18,26	0,021631	1,551992	4,71863	2,393

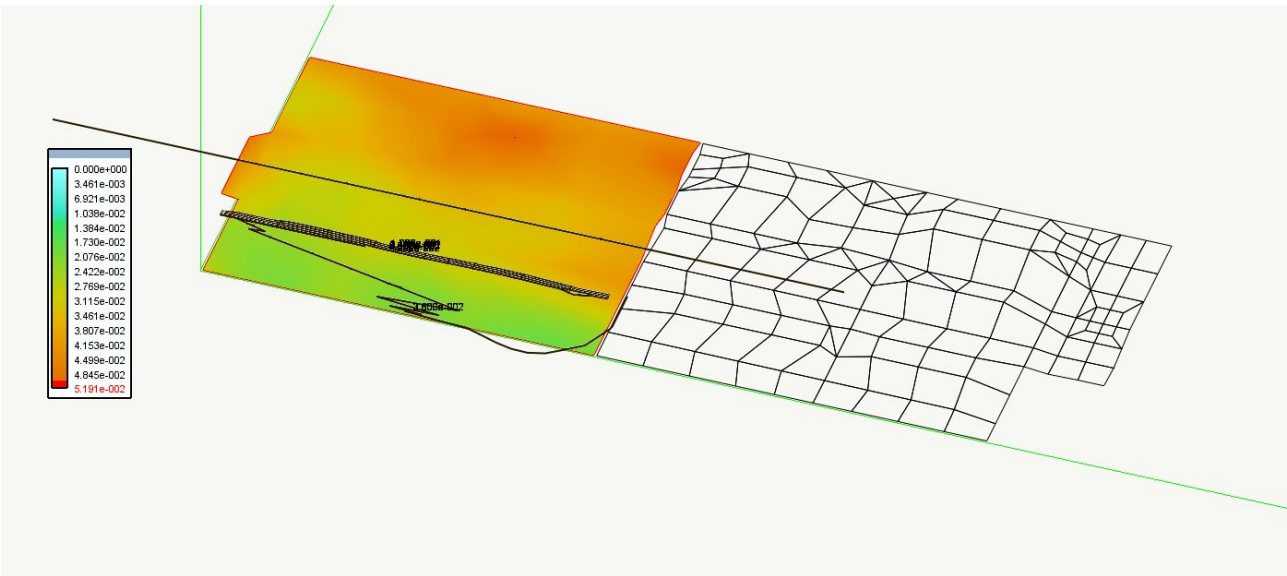
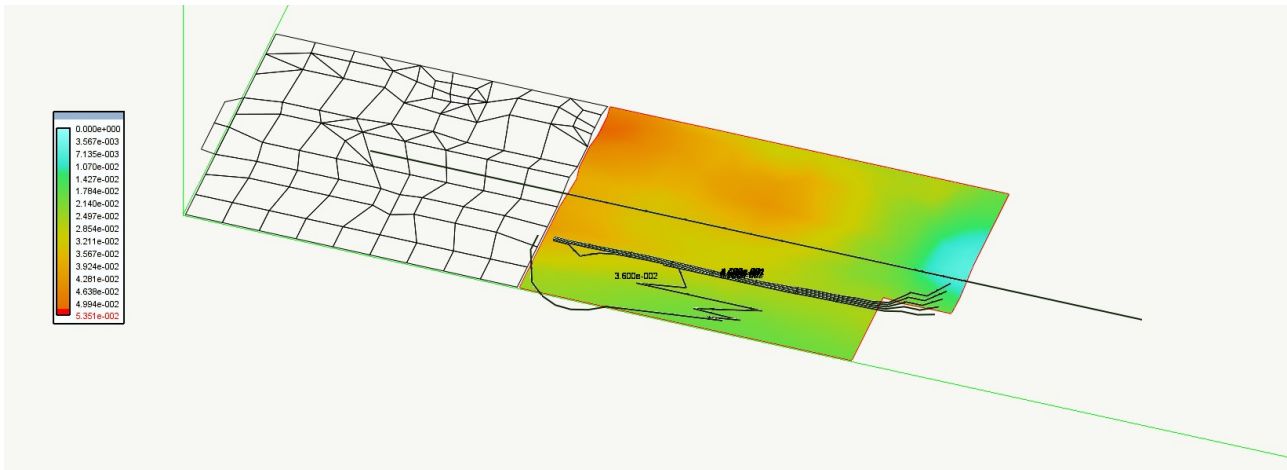
**Totale cedimento (teorico): 9,213 cm.**

**Totale cedimento (reale): 6,909 cm.**

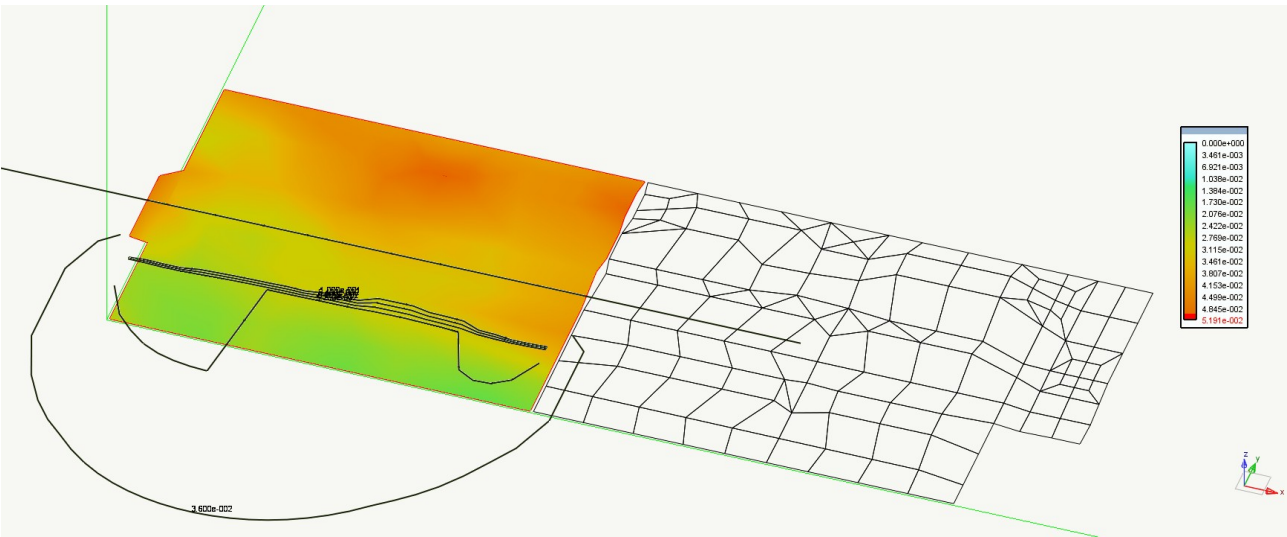
**Totale cedimento (reale per fondazione rigida): 5,438 cm.**

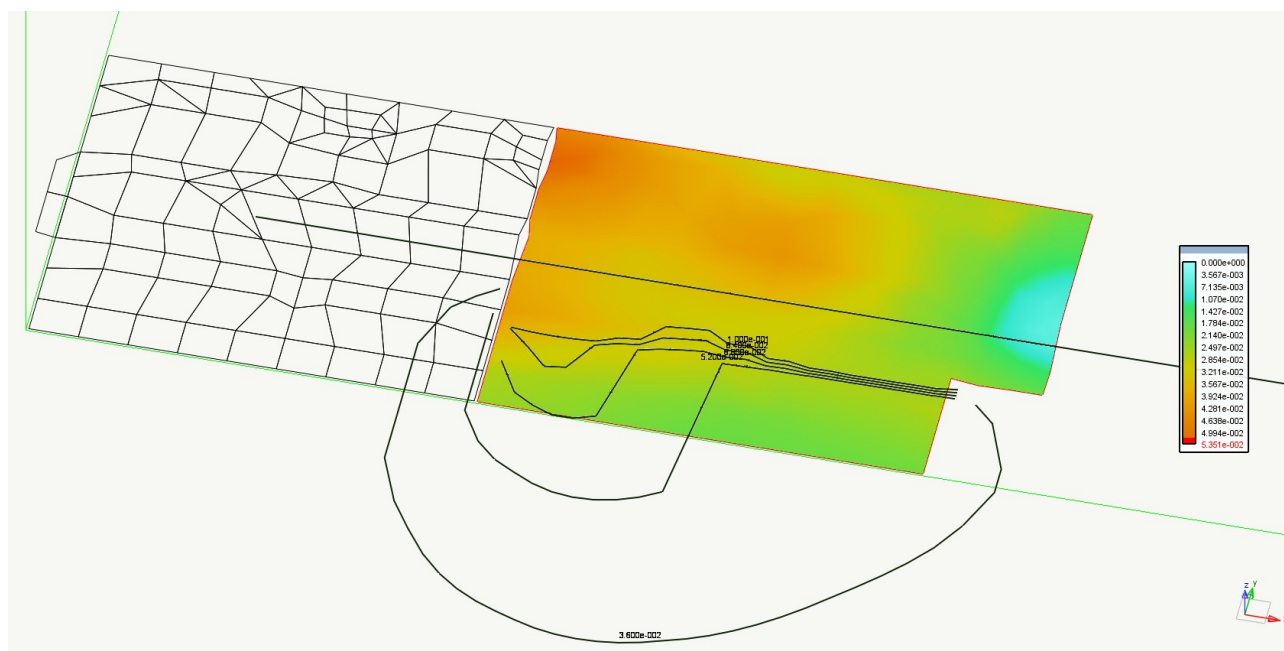
A seguire si riportano alcune slide della fondazione intera , sempre divisa tra corpo A e corpo B a livello di verifica, ma unite in unico modello, così da tener conto della continuità del materiale. La continuità del materiale è stata considerata con l'inserimento di elementi righe (connessioni rigide ) tra i due modelli.

Cedimento non drenato - max 05310 con bulbo delle pressioni

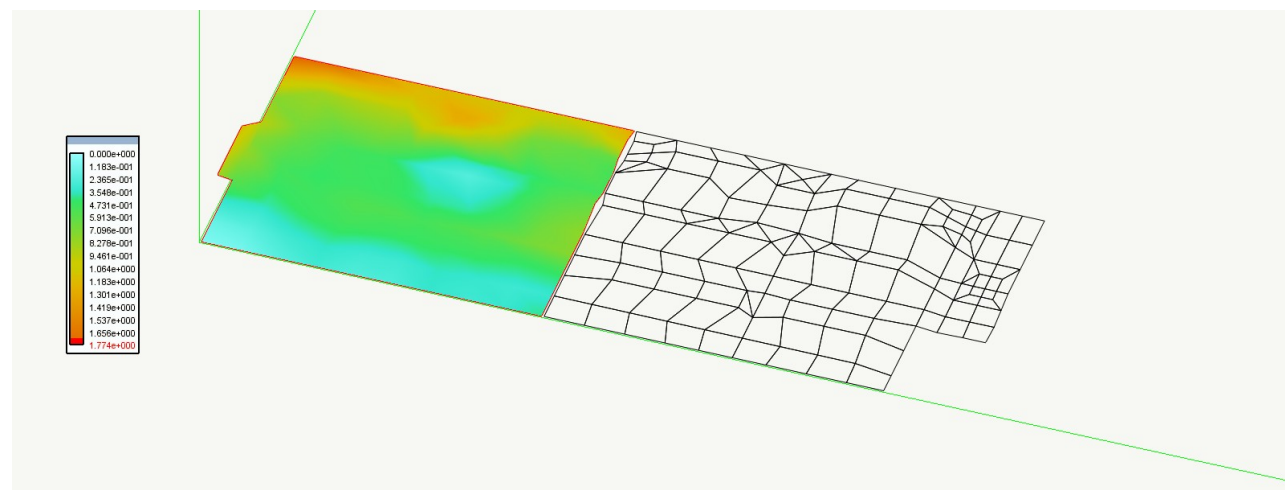
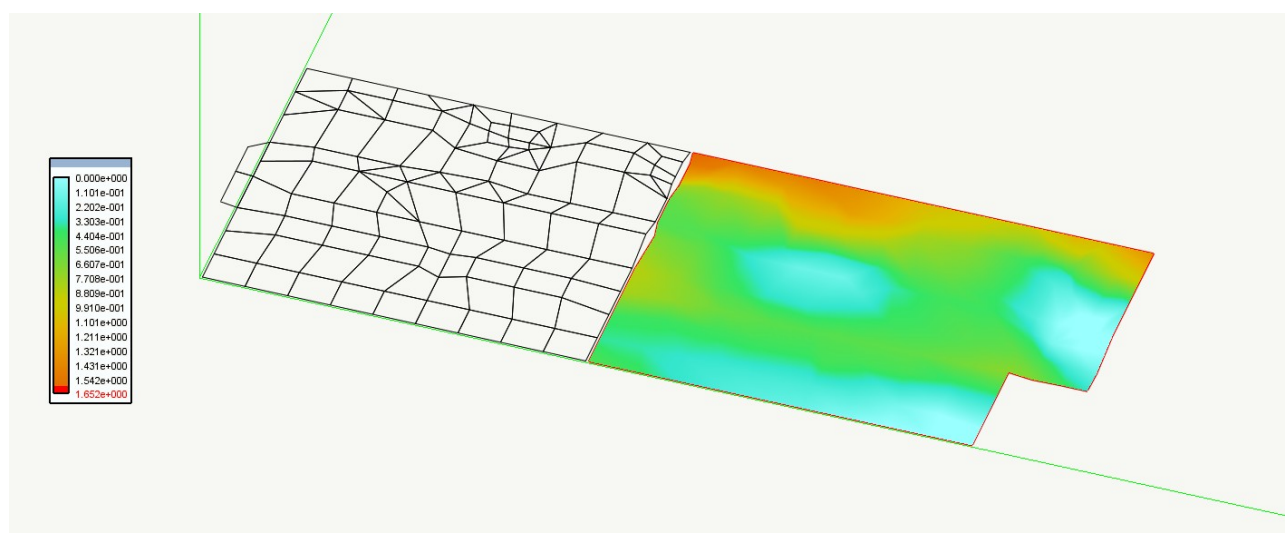


Cedimento non drenato max 0,0519 con bulbo delle pressioni

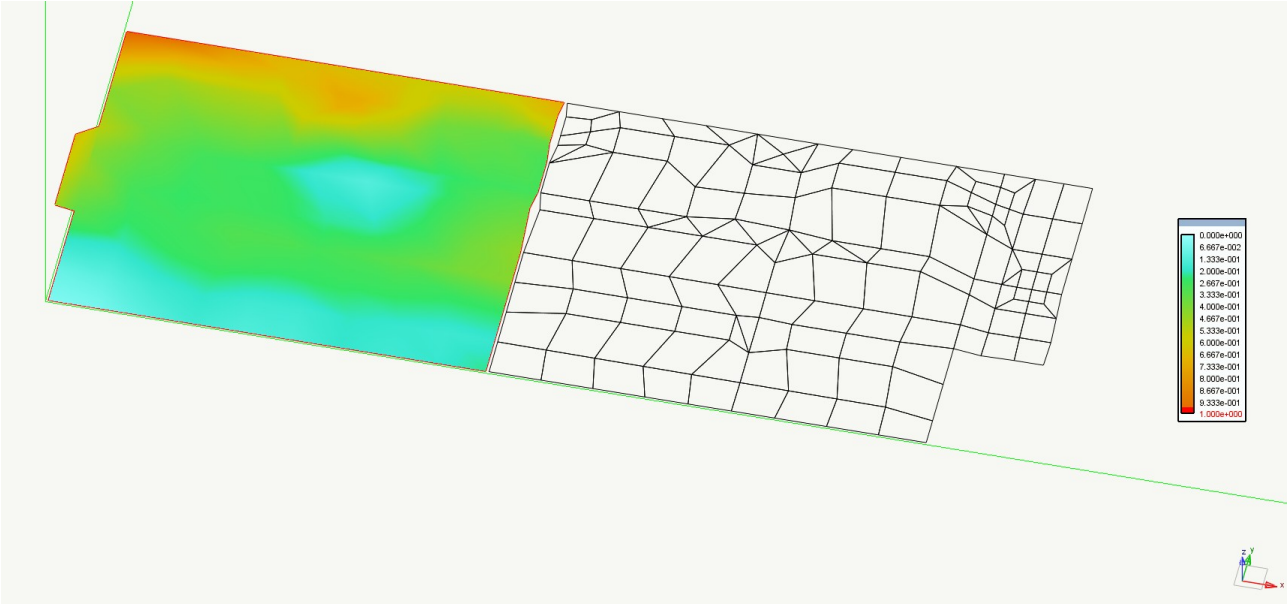
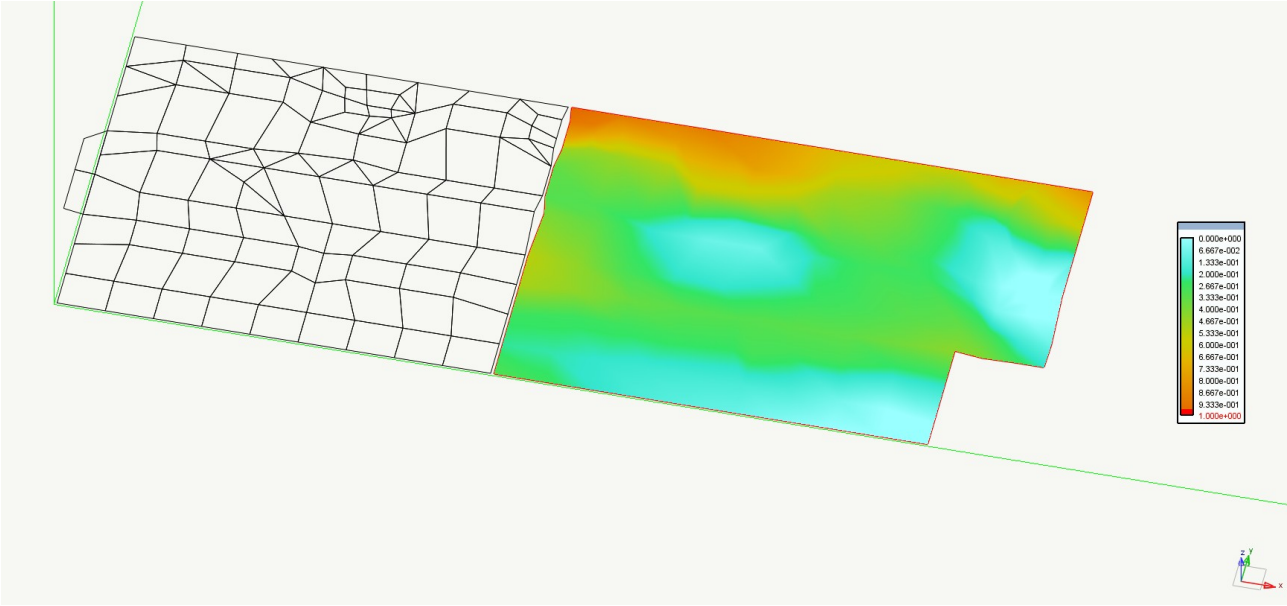




Pressioni sul terreno drenato - max 1,77



Sfruttamento portanza, max 0,390



### Descrizione terreno

L'area su cui insiste la struttura in esame è caratterizzata da un terreno tipo limo sabbioso, scarsamente coerente, del tipo descritto dal Geologo Feralli

### Falda

La falda idrica è presente a 4,00 dal pino di campagna .

### Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati per lo studio della fondazione della struttura in esame sono riportati nella seguente tabella:

Angolo di attrito (°)	20
Coesione	0.00 kg/cm <sup>2</sup>
Peso specifico dei granuli	0.0026 kg/cm <sup>3</sup>
Densità del terreno umido	0.0019 kg/cm <sup>3</sup>
Profondità del piano di posa	350

*tab 1 - parametri geotecnici*

### Approccio utilizzato e coefficienti parziali

Le verifiche sono effettuate per i seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa
- SLU di tipo strutturale
  - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

Per le verifiche di tipo geotecnico è stato utilizzato l'APPROCCIO 1 la cui combinazione di coefficienti parziali nel caso di SLU di tipo geotecnico è A2+M2+R2.

Per quanto riguarda lo SLU di tipo strutturale si rimanda al tabulato di progetto.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i coefficienti parziali dell'approccio considerato.

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (gruppo 'M'):

correlato all'angolo di attrito	1.25
correlato alla coesione	1.25
correlato alla densità	1

Coefficienti parziali per verifiche SLU (gruppo 'R'):



capacità portante 1.8

scorrimento 1.1

Coefficienti parziali per le azioni (gruppo 'A'):

permanenti 1

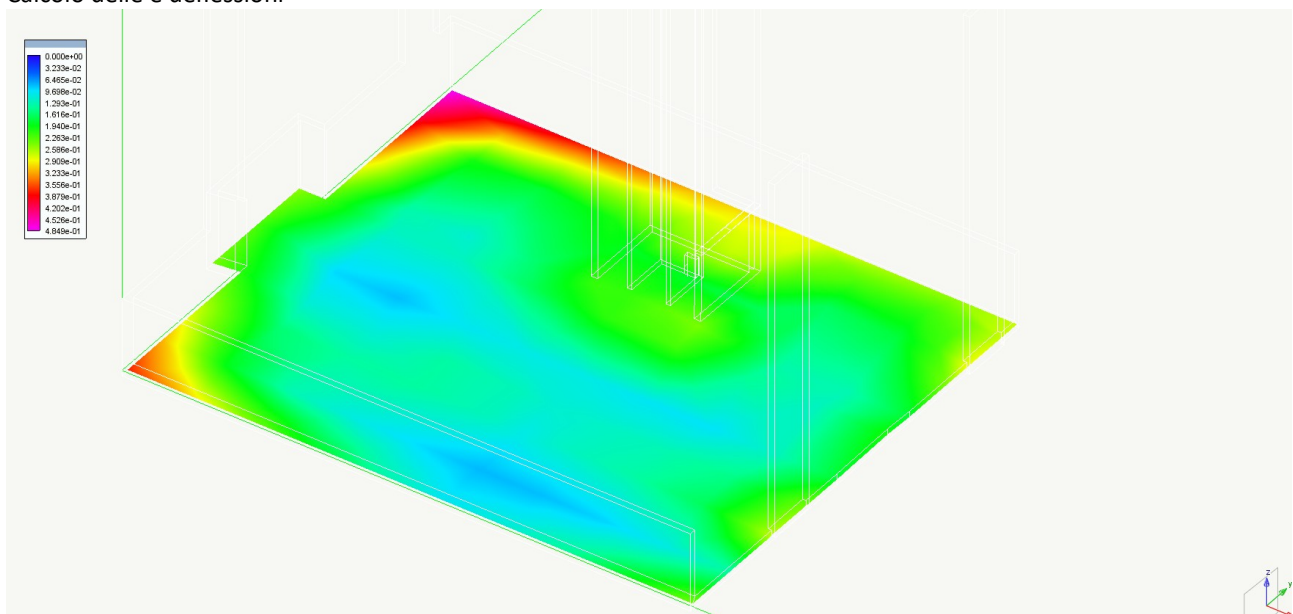
variabili 1.3

### Risultati delle verifiche geotecniche per le platee

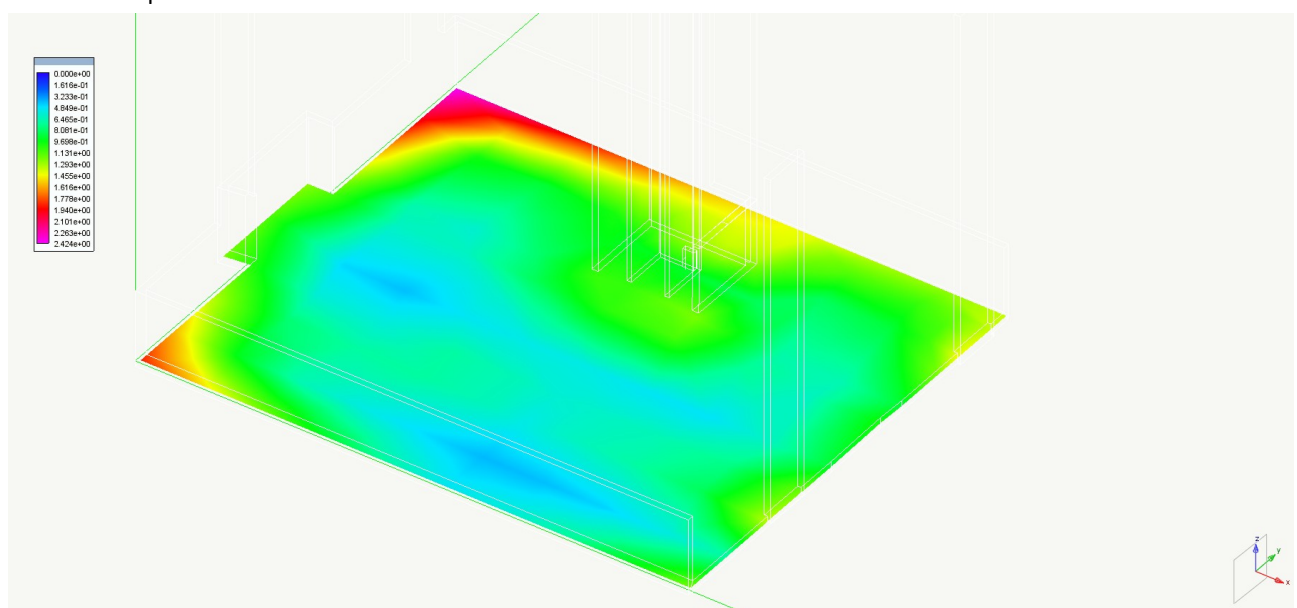
Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

#### Calcolo delle e deflessioni

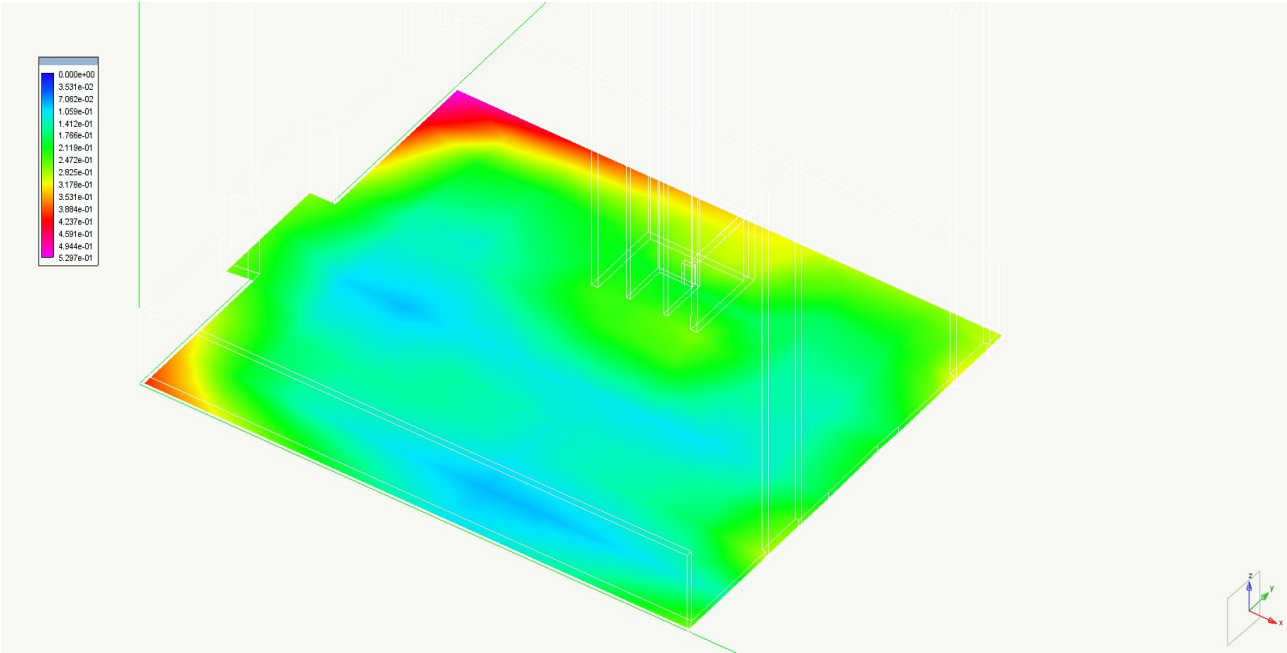


#### Calcolo delle pressioni





Calcolo dello sfruttamento della portanza max in condizioni drenate 0,529

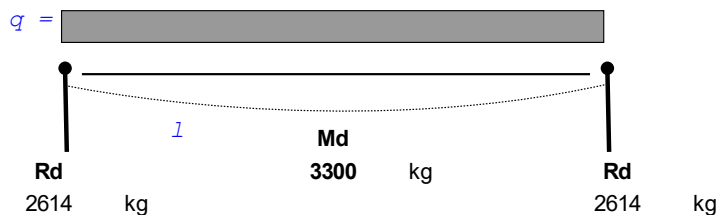


## Verifiche elementi non discretizzati, elementi secondari e altre verifiche autonome .

### Verifica solaio predalle esterno, lastra a perdere

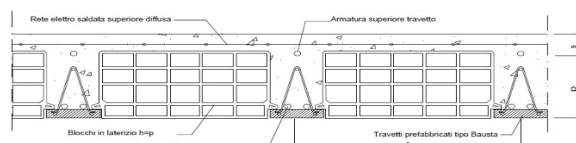
Schema statico adottato (si utilizza uno schema statico di trave in appoggio, con solai portati in semplice appoggio)

$$\begin{aligned} i &= 0,5 & \text{m} \\ F_d &= 2070,60 & \text{kg/m}^2 \\ l &= 5,05 & \text{m} \\ q &= F_d \times i = 1035,3 & \text{Kg/m} \end{aligned}$$



### Sezione reagente solaio gettato in opera con travetti bausta

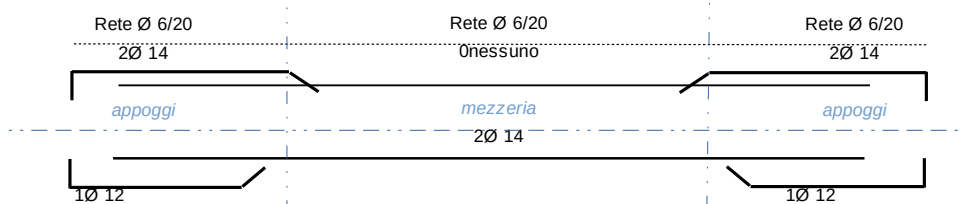
c	copriferro	3,0 cm
p	altezza pignatte	25,0 cm
s	altezza soletta in cls	5,0 cm
i	interasse tra travetti	50,0 cm
t	travetto larghezza	12,0 cm



r	rete diffusa superiore
t	correnti traliccio inferiori
t'	correnti traliccio superiore
A <sub>inf</sub>	Armatura travetto inferiore
A <sub>sup</sub>	Armatura travetto superiore
M <sub>Rd</sub>	Momento massimo
V <sub>Rd</sub>	Taglio massimo
	Asse neutro campo elastico
	Asse neutro campo plastico
	Campo di rottura

mezzeria			appoggi		
	Rete Ø 6/20	1,40cm <sup>2</sup>		Rete Ø 6/20	1,40cm <sup>2</sup>
n. 2	Ø 5	0,40cm <sup>2</sup>	0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>
n. 1	Ø 8	0,50cm <sup>2</sup>	0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>
n. 2	Ø 14	3,08cm <sup>2</sup>	1	Ø 12	1,13cm <sup>2</sup>
n. 0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>	2	Ø 14	3,08cm <sup>2</sup>
3300,3Kg m			1650,2Kg m		
0,0 Kg			2614,1 Kg		
Xe	6,285	cm	Xe	10,917	cm
Xp	2,67	cm	Xp	5,62	cm
ξ = x/d	0,099	Il	ξ = x/d	0,208	Il
M <sub>Rd</sub> =	352.276 kg cm	= 3.523 kg m	M <sub>Rd</sub> =	433.177 kg cm	= 4.332 kg m
Mr > Md Verificato			Mr > Md Verificato		
Md/Mr	=	93,69%	Md/Mr	=	38,09%

V <sub>Rd</sub>	=	2.369 kg	V <sub>Rd</sub>	=	2.654 kg
Vr > Vd Verificato			Vr > Vd Verificato		
Rd/Vr	=	0,00%	Rd/Vr	=	98,52%

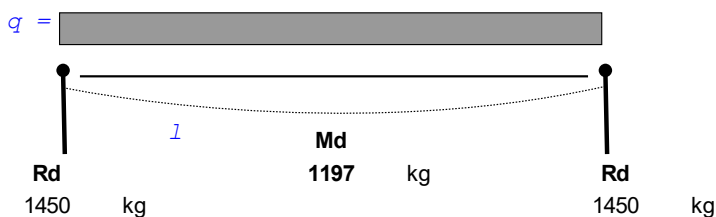


### Verifica solaio predalle interno alloggi , lastra a perdere

*Schema statico adottato*

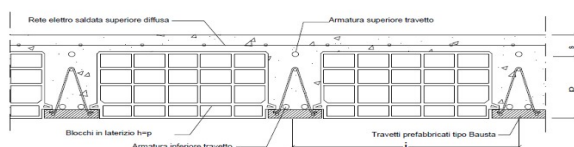
(si utilizza uno schema statico di trave in appoggio, con solai portati in semplice appoggio)

i = 0,5	m
Fd= 1758,00	kg/m <sup>2</sup>
l = 3,3	m
q = Fd x i = 879	Kg/m



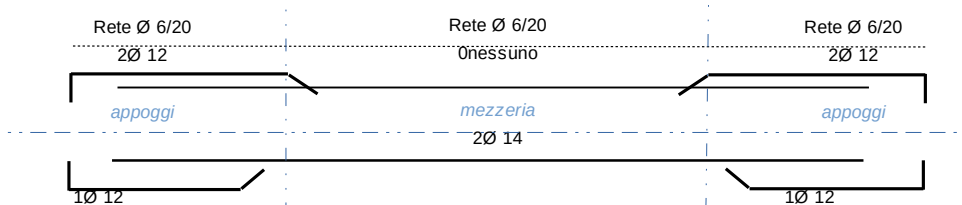
## Sezione reagente solaio gettato in opera con travetti bausta

C	copriferro	3,0 cm
p	altezza pignatte	25,0 cm
S	altezza soletta in cls	5,0 cm
i	interasse tra travetti	50,0 cm
t	travetto larghezza	12,0 cm



mezzeria			appoggi		
	Rete Ø 6/20	1,40cm²		Rete Ø 6/20	1,40cm²
n. 2	Ø 5	0,40cm²	0	nessuno	0,00cm²
n. 1	Ø 8	0,50cm²	0	nessuno	0,00cm²
n. 2	Ø 14	3,08cm²	1	Ø 12	1,13cm²
n. 0	nessuno	0,00cm²	2	Ø 12	2,26cm²
1196,5Kg m			598,3Kg m		
0,0 Kg			1450,4 Kg		
Xe	6,285	cm	Xe	10,454	cm
Xp	2,67	cm	Xp	5,41	cm
ξ = x/d	0,099	II	ξ = x/d	0,201	II
M <sub>Rd</sub> =	352.276 kg cm	= 3.523 kg m	M <sub>Rd</sub> =	355.131 kg cm	= 3.551 kg m
Mr > Md Verificato			Mr > Md Verificato		
Md/Mr	=	33,97%	Md/Mr	=	16,85%

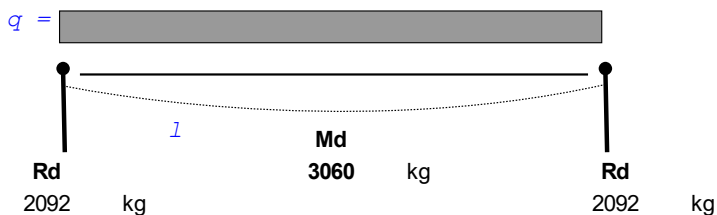
$V_{Rd}$	=	2.369 kg	$V_{Rd}$	=	2.446 kg
$V_r > V_d$	Verificado		$V_r > V_d$	Verificado	
$R_d/V_r$	=	0,00%	$R_d/V_r$	=	59,30%



### Verifica solaio Copertura con accumulo

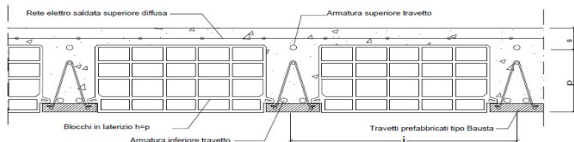
*Schema statico adottato (si utilizza uno schema statico di trave in appoggio, con solai portati in semplice appoggio)*

i = 0,5	m
Fd= 1430,70	kg/m <sup>2</sup>
l = 5,85	m
q = Fd x i = 715,35	Kg/m



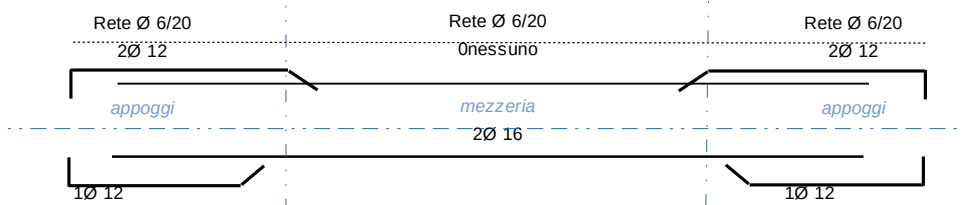
## Sezione reagente solaio gettato in opera con travetti bausta

C	copriferro	3,0 cm
p	altezza pignatte	20,0 cm
S	altezza soletta in cls	5,0 cm
i	interasse tra travetti	50,0 cm
t	travetto larghezza	12,0 cm



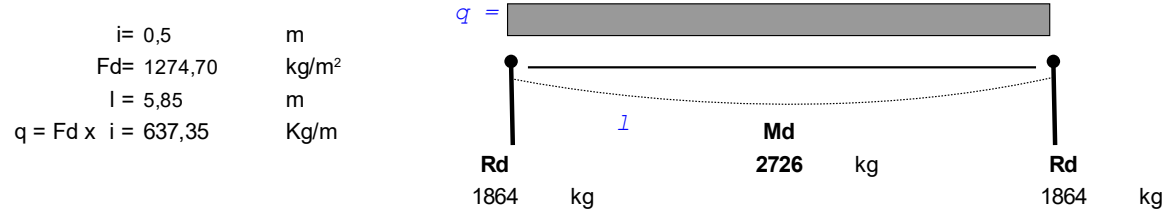
mezzeria			appoggi		
	Rete Ø 6/20	1,40cm²		Rete Ø 6/20	1,40cm²
n. 2	Ø 5	0,40cm²	0	nessuno	0,00cm²
n. 1	Ø 8	0,50cm²	0	nessuno	0,00cm²
n. 2	Ø 16	4,02cm²	1	Ø 12	1,13cm²
n. 0	nessuno	0,00cm²	2	Ø 12	2,26cm²
3060,1Kg m			1530,1Kg m		
0,0 Kg			2092,4 Kg		
Xe	6,188	cm	Xe	9,123	cm
Xp	3,02	cm	Xp	5,41	cm
ξ = x/d	0,137	II	ξ = x/d	0,246	II
<b>M<sub>Rd</sub> =</b>	358.790 kg cm	<b>= 3.588 kg m</b>	<b>M<sub>Rd</sub> =</b>	279.051 kg cm	<b>= 2.791 kg m</b>
<b>Mr &gt; Md Verificato</b>			<b>Mr &gt; Md Verificato</b>		
<b>Md/Mr</b>	<b>=</b>	<b>85,29%</b>	<b>Md/Mr</b>	<b>=</b>	<b>54,83%</b>

$V_{Rd}$	=	2.289 kg	$V_{Rd}$	=	2.240 kg
<b>Vr &gt; Vd Verificato</b>			<b>Vr &gt; Vd Verificato</b>		
<b>Rd/Vr</b>	=	0,00%	<b>Rd/Vr</b>	=	93,41%



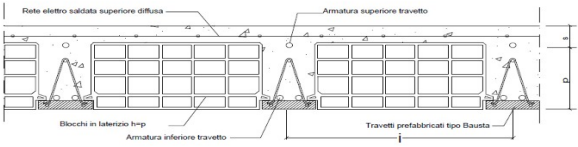
Verifica solaio Copertura

Schema statico adottato (si utilizza uno schema statico di trave in appoggio, con solai portati in semplice appoggio )



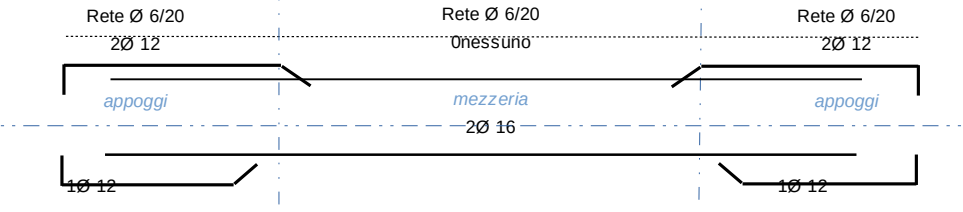
Sezione reagente solaio gettato in opera con travetti bausta

c	copriferro	3,0 cm
p	altezza pignatte	20,0 cm
s	altezza soletta in cls	5,0 cm
i	interasse tra travetti	50,0 cm
t	travetto larghezza	12,0 cm



r	rete diffusa superiore
t	correnti traliccio inferiori
t'	correnti traliccio superiore
A <sub>inf</sub>	Armatura travetto inferiore
A <sub>sup</sub>	Armatura travetto superiore
M <sub>Rd</sub>	Momento massimo
V <sub>Rd</sub>	Taglio massimo
	Asse neutro campo elastico
	Asse neutro campo plastico
	Campo di rottura

mezzeria				appoggi			
	Rete Ø 6/20	1,40cm <sup>2</sup>		Rete Ø 6/20	1,40cm <sup>2</sup>		
n. 2	Ø 5	0,40cm <sup>2</sup>		0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>	
n. 1	Ø 8	0,50cm <sup>2</sup>		0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>	
n. 2	Ø 16	4,02cm <sup>2</sup>		1	Ø 12	1,13cm <sup>2</sup>	
n. 0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>		2	Ø 12	2,26cm <sup>2</sup>	
2726,5Kg m				2726,5Kg m			
0,0 Kg				1864,2 Kg			
Xe	6,188	cm		Xe	9,123	cm	
Xp	3,02	cm		Xp	5,41	cm	
ξ = x/d	0,137	II		ξ = x/d	0,246	II	
M <sub>Rd</sub> = 358.790 kg cm = 3.588 kg m				M <sub>Rd</sub> = 279.051 kg cm = 2.791 kg m			
Mr > Md Verificato				Mr > Md Verificato			
Md/Mr	=	75,99%		Md/Mr	=	97,70%	
V <sub>Rd</sub> = 2.289 kg				V <sub>Rd</sub> = 2.240 kg			
Vr > Vd Verificato				Vr > Vd Verificato			
Rd/Vr	=	0,00%		Rd/Vr	=	83,22%	

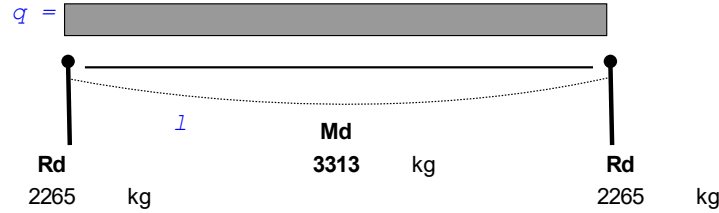


Verifica solaio Piano Tipo

Schema statico adottato

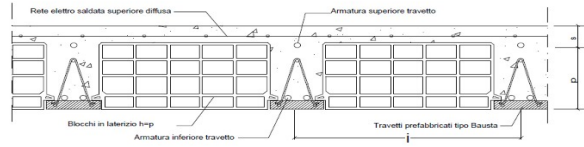
(si utilizza uno schema statico di trave in appoggio, con solai portati in semplice appoggio)

$i = 0,5$  m  
 $F_d = 1549,00$  kg/m<sup>2</sup>  
 $l = 5,85$  m  
 $q = F_d \times i = 774,5$  Kg/m



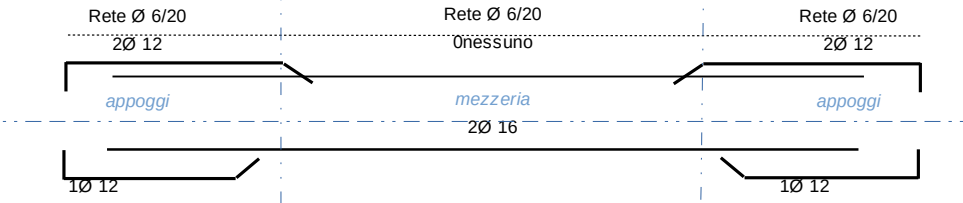
Sezione reagente solaio gettato in opera con travetti bausta

- c copriferro 3,0 cm
- p altezza pignatte 20,0 cm
- s altezza soletta in cls 5,0 cm
- i interasse tra travetti 50,0 cm
- t travetto larghezza 12,0 cm



- r rete diffusa superiore
- t correnti traliccio inferiori
- t' correnti traliccio superiore
- A<sub>inf</sub> Armatura travetto inferiore
- A<sub>sup</sub> Armatura travetto superiore
- M<sub>Rd</sub> Momento massimo
- V<sub>Rd</sub> Taglio massimo
- Asse neutro campo elastico
- Asse neutro campo plastico
- Campo di rottura

mezzeria				appoggi			
	Rete Ø 6/20	1,40cm <sup>2</sup>			Rete Ø 6/20	1,40cm <sup>2</sup>	
n. 2	Ø 5	0,40cm <sup>2</sup>		0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>	
n. 1	Ø 8	0,50cm <sup>2</sup>		0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>	
n. 2	Ø 16	4,02cm <sup>2</sup>		1	Ø 12	1,13cm <sup>2</sup>	
n. 0	nessuno	0,00cm <sup>2</sup>		2	Ø 12	2,26cm <sup>2</sup>	
3313,2Kg m				1656,6Kg m			
0,0 Kg				2265,4 Kg			
Xe	6,188	cm		Xe	9,123	cm	
Xp	3,02	cm		Xp	5,41	cm	
ξ = x/d	0,137	II		ξ = x/d	0,246	II	
M <sub>Rd</sub> = 358.790 kg cm = 3.588 kg m				M <sub>Rd</sub> = 279.051 kg cm = 2.791 kg m			
Mr > Md Verificato				Mr > Md Verificato			
Md/Mr	=	92,34%		Md/Mr	=	59,36%	
V <sub>Rd</sub> = 2.289 kg				V <sub>Rd</sub> = 2.240 kg			
Vr > Vd Verificato				Non verificato			
Rd/Vr	=	0,00%		Rd/Vr	=	101,13%	



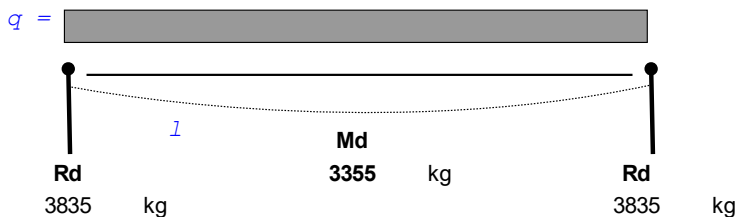


### Verifica scala in c.a. e pianerottolo

*Schema statico adottato*

(si utilizza uno schema statico di trave in appoggio, con solai portati in semplice appoggio)

i = 1,2	m
Fd= 1826,00	kg/m <sup>2</sup>
l = 3,5	m
q = Fd x i = 2191,2	Kg/m



## Sezione reagente soletta scala, cls gettato in opera

C	copriferro	2,0 cm
S	altezza soletta in cls	18,0 cm
I	larghezza della soletta	120,0 cm

- r rete diffusa superiore

$A_{inf}$  Armatura inferiore

$A_{sup}$  Armatura superiore

**M<sub>Rd</sub>** Momento massimo

**V<sub>Rd</sub>** Taglio massimo

mezzeria			appoggi		
	nessuna	0,00cm²		nessuna	0,00cm²
n. 8	Ø 10	6,32cm²	n. 8	Ø 10	6,32cm²
n. 8	Ø 10	6,32cm²	n. 8	Ø 10	6,32cm²
3355,3Kg m			3355,3Kg m		
0,0 Kg			3834,6 Kg		
<b>M<sub>Rd</sub> = 375.837 kg cm = 3.758 kg m</b>			<b>M<sub>Rd</sub> = 375.837 kg cm = 3.758 kg m</b>		
<b>Mr &gt; Md Verificato</b>			<b>Mr &gt; Md Verificato</b>		
<b>Md/Mr</b>	<b>=</b>	<b>89,27%</b>	<b>Md/Mr</b>	<b>=</b>	<b>89,27%</b>
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>=</b>	<b>11.086 kg</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>=</b>	<b>11.086 kg</b>
<b>Vr &gt; Vd Verificato</b>			<b>Vr &gt; Vd Verificato</b>		
<b>Rd/Vr</b>	<b>=</b>	<b>0,00%</b>	<b>Rd/Vr</b>	<b>=</b>	<b>34,59%</b>

