

---

COMMITTENTE

DEVERO COSTRUZIONI S.P.A.  
S.P. per Villasanta, 17 – 20871 Vimercate (MB)

---

OGGETTO

STANDARD QUALITATIVO – SCUOLA PRIMARIA DE FILIPPO  
Via S. Anna – loc. San Damiano, Brugherio (MB)

---

STUDIO DI FATTIBILITA'

## RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

---

COMMESSA	NOME FILE			N. DOCUMENTO
IT22010	PRE_S201_rel.docx			
DATA	REV.	PM	RP	PRE S201
26/04/2022	-	LA	DTB	

## INDICE

<b>1.</b>	<b>DESCRIZIONE GENERALE .....</b>	<b>3</b>
1.1.	DESCRIZIONE INTERVENTO .....	3
1.2.	DESCRIZIONE STRUTTURE.....	4
<b>2.</b>	<b>NORMATIVA.....</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
3.1.	CALCESTRUZZI .....	6
3.2.	ACCIAIO PER C.A.....	7
3.3.	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	7
<b>4.</b>	<b>TERRENO .....</b>	<b>8</b>
<b>5.</b>	<b>STRUTTURE ESISTENTI .....</b>	<b>8</b>
<b>6.</b>	<b>AZIONI SULLA STRUTTURA.....</b>	<b>9</b>
6.1.	CARICHI VERTICALI .....	9
6.1.1.	Pesi propri.....	9
6.1.2.	Sovraccarichi permanenti e variabili.....	9
6.2.	CARICO DA NEVE .....	9
6.3.	AZIONE DEL VENTO .....	10
6.4.	AZIONE SISMICA .....	10
6.4.1.	Spettro di progetto SLV .....	11
<b>7.</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA.....</b>	<b>12</b>
7.1.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE .....	12
7.2.	STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE .....	12
7.3.	STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	12
7.4.	VALORE DEI COEFFICIENTI .....	13
<b>8.</b>	<b>SOFTWARE .....</b>	<b>14</b>
8.1.	DESCRIZIONE SOFTWARE .....	14
<b>9.</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE .....</b>	<b>16</b>
9.1.	MODELLO DI CALCOLO .....	16
9.2.	RISULTATI DELL'ANALISI E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI .....	17
9.2.1.	Deformazioni .....	17
9.2.2.	Fondazioni - Pressioni sul terreno .....	19
9.2.3.	Sollecitazioni elementi strutturali.....	20
9.2.4.	Verifiche elementi in carpenteria metallica .....	23

## 1. DESCRIZIONE GENERALE

Oggetto della presente relazione di calcolo preliminare delle strutture sono le opere strutturali per l'ampliamento della Scuola Primaria De Filippo, sita in località San Damiano nel Comune di Brugherio (MB). Nella presente relazione vengono descritte le nuove opere strutturali e si riportano i risultati di alcune verifiche ritenute significative per uno studio di fattibilità delle stesse.

### 1.1. DESCRIZIONE INTERVENTO

L'ampliamento consiste nella realizzazione di un nuovo fabbricato adibito a mensa / spazio polivalente e del corpo di collegamento all'edificio esistente, che fungerà anche da ingresso del comprensorio scolastico. Si evidenziano nella planimetria del piano terra di seguito riportata i nuovi corpi di fabbrica previsti nel progetto di ampliamento.

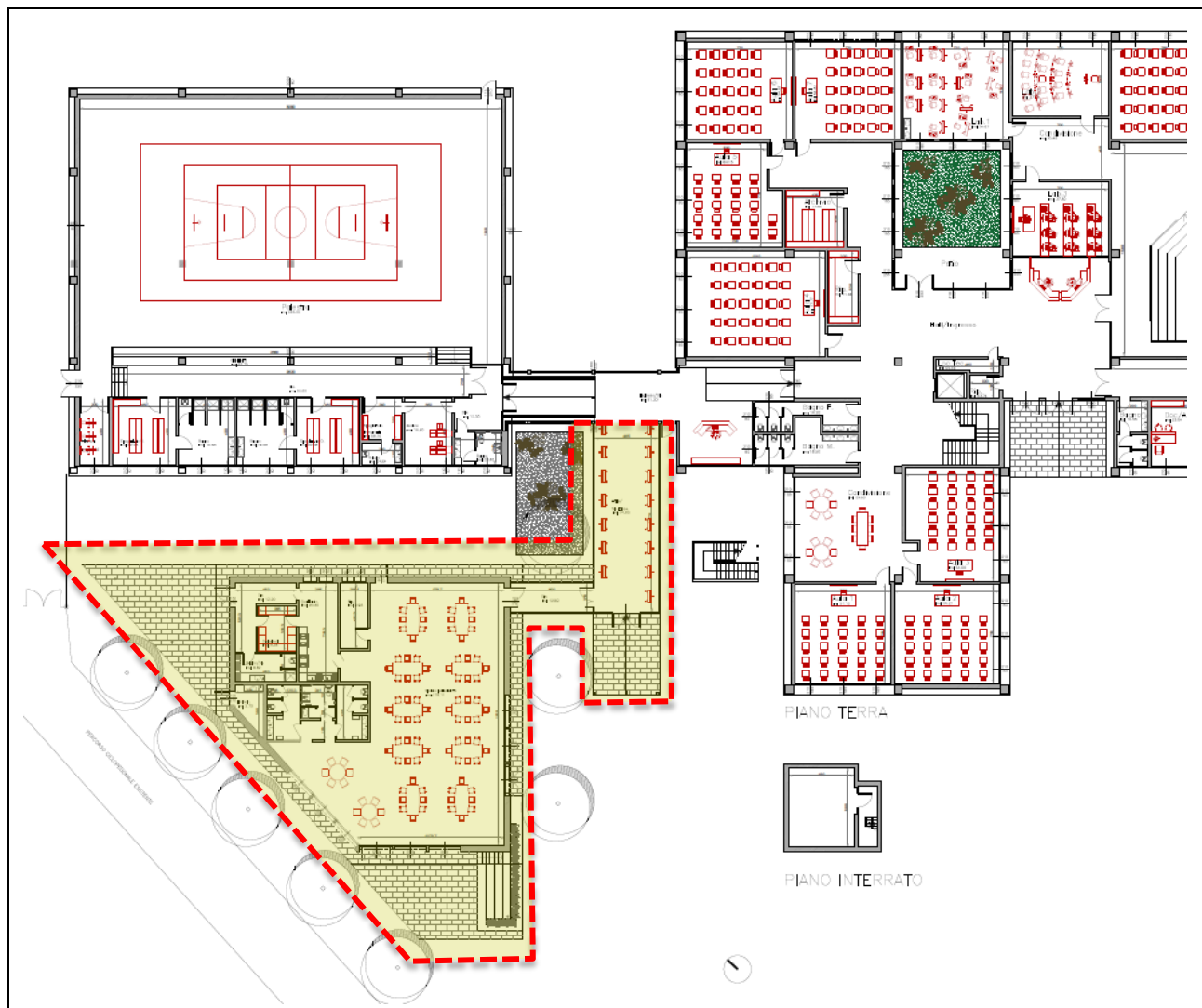


Figura 1 – Planimetria di progetto piano terra.

## 1.2. DESCRIZIONE STRUTTURE

I volumi in ampliamento sono caratterizzati da strutture monopiano con fondazioni superficiali.

In particolare, si prevedono due nuovi corpi di fabbrica indipendenti, il primo per la mensa / spazio polivalente con annesse pensiline esterne in acciaio, il secondo per gli spazi distributivi di collegamento con i fabbricati esistenti del complesso scolastico.

Il nuovo corpo di fabbrica della mensa / spazio polivalente è previsto con struttura in c.a. gettata in opera costituita da travi di fondazione, pilastri e pareti in c.a. e soletta di copertura in c.a. pieno irrigidita da nervature ribassate rispetto all'intradosso del solaio. La quota di estradosso del solaio è pari a +4,24 m rispetto al pavimento finito, per consentire il passaggio degli impianti a controsoffitto.

All'esterno del fabbricato sono presenti due pensiline di copertura e una gronda perimetrale al fabbricato, realizzate con lastre fotovoltaiche su sottostruttura in carpenteria metallica, in parte in appoggio sul cordolo perimetrale del solaio di copertura in c.a. ed in parte su pilastri esterni in acciaio, con relativi plinti di fondazione.

Il corpo di ingresso e di collegamento consiste in un corridoio con pianta a L caratterizzato da chiusure laterali vetrate. La struttura si compone da pilastri in c.a. per il sostegno della soletta piana di copertura in c.a. gettata in opera. All'estremità del ramo principale del corridoio è presente un'ulteriore campata di solaio che funge da pensilina di copertura dell'ingresso, quest'ultima campata si trova impostata ad una quota soprastante rispetto a quella del corpo di collegamento chiuso.

Sono presenti giunti strutturali tra il fabbricato della mensa in progetto ed il nuovo volume distributivo e tra quest'ultimo e la struttura di ingresso e disimpegno esistente.

Si riportano nelle figure seguenti gli schemi strutturali delle fondazioni dei nuovi corpi di fabbrica, dei relativi solai di copertura e delle strutture esterne in carpenteria metallica per il sostegno dei vetri fotovoltaici.

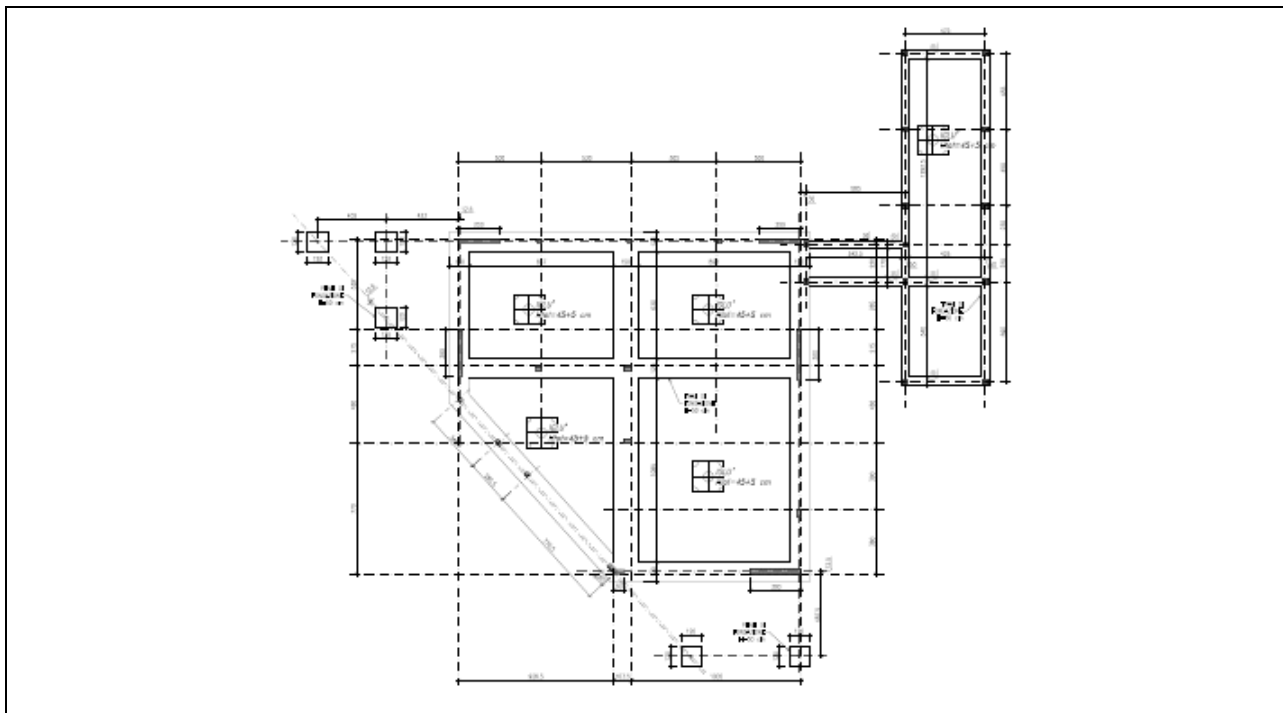
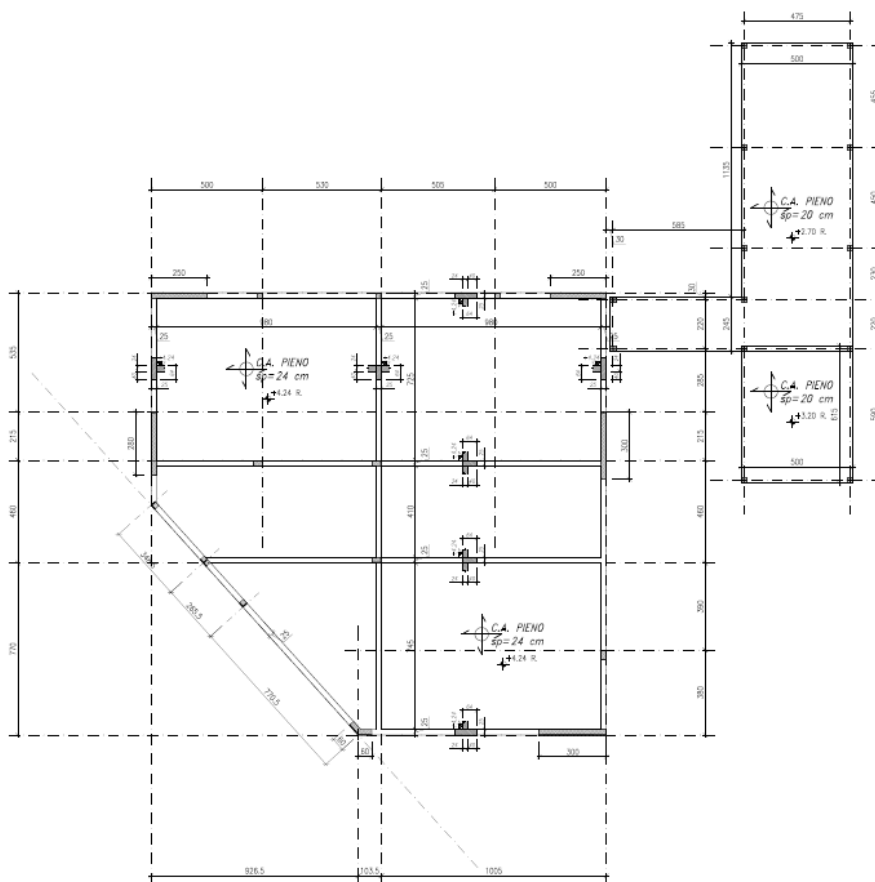
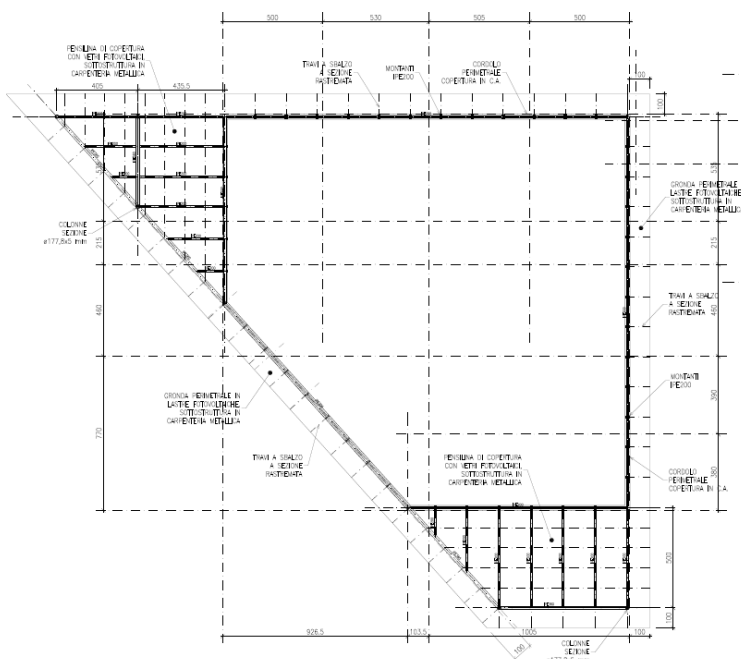


Figura 2 – Schema strutturale fondazioni.



*Figura 3 – Schema strutturale coperture.*



*Figura 4 – Schema strutturale carpenteria metallica esterna.*

## 2. NORMATIVA

- D.M. 17/01/2018:  
Norme tecniche per le costruzioni (in seguito NTC2018)
- Circolare 21/01/2019 n. 7/C.S.LL.PP  
Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

## 3. MATERIALI

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti materiali, di cui si riportano le principali caratteristiche meccaniche.

### 3.1. CALCESTRUZZI

In Tabella 1 vengono mostrate le caratteristiche dei calcestruzzi adottati nel progetto, relativamente alle seguenti parti strutturali:

- sottofondo di fondazione in calcestruzzo magro (magrone);
- fondazioni;
- strutture fuori terra in ambiente interno;
- strutture fuori terra in ambiente esterno.

elemento strutturale	classe esposizione ambientale	classe resistenza a compressione	A/C max	contenuto min. di cemento (kg/m³)	D max (mm)	classe di consistenza getto	classe di contenuto cloruri	classe resistenza cemento	copriferro minimo (mm)
Magrone	X0	C12/15	-	-	31,5	S2	Cl 0,20	-	-
Fondazioni	XC2	C25/30	0,60	300	31,5	S3	Cl 0,20	32,5 R	30
Strutture fuori terra in ambiente interno	XC1	C28/35	0,55	320	20	S4	Cl 0,20	32,5 R	30
Strutture in ambiente esterno	XC3	C28/35	0,55	320	20	S4	Cl 0,20	32,5 R	30

Tabella 1 - Specifiche dei calcestruzzi previsti a progetto.

In Tabella 2 vengono riportati i valori delle caratteristiche meccaniche di calcolo, in funzione della classe di resistenza a compressione delle miscele adottate nel progetto:

Caratteristica	sim.	u.m.	C12/15	C25/30	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	MPa	15,0	25,0	29,05
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd}$	MPa	-	14,16	16,46
Resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	MPa	-	2,56	2,83
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	GPa	-	31,5	32,6

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi adottati nel progetto.

### 3.2. ACCIAIO PER C.A.

Per tutto l'acciaio per c.a. è prevista la classe **B450C** controllato in stabilimento, per il quale vengono assunti i seguenti valori delle principali caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento caratteristica:  $f_{yk} = 450,0$  MPa
- tensione di snervamento di progetto:  $f_{yd} = 391,3$  MPa

### 3.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Nel progetto si prevede l'utilizzo di acciaio per carpenteria metallica di classe **S275**, dotato dei seguenti valori delle principali caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento caratteristica:  $f_{yk} = 275,0$  MPa
- tensione di snervamento di progetto:  $f_{yd} = 261,9$  MPa

Per la bulloneria è prevista la **classe 8.8**.

## 4. TERRENO

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno, allo stato attuale non è stata svolta una campagna di indagini geologico-tecniche in sito per la determinazione delle proprietà meccaniche di progetto.

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di tipo preliminare sono stati desunti da indagini geotecniche effettuate per conto della committente Devero Costruzioni SpA in zone limitrofe, a tal fine si è fatto utile riferimento alla Relazione Geologica e Geotecnica redatta dal dott. geol. Alessandro Ratazzi nel gennaio 2020 nell'ambito della proposta di variante al PII di San Damiano in via S. Anna.

Si rimandano alle successive fasi progettuali i necessari approfondimenti tramite indagini geognostiche in sito per determinare le effettive caratteristiche del terreno presente e i parametri geotecnici da considerare nel progetto definitivo ed esecutivo.

## 5. STRUTTURE ESISTENTI

I nuovi corpi di fabbrica in progetto ed in particolare il nuovo atrio di ingresso, che funge da corpo di collegamento, sarà separato dalle strutture esistenti del complesso scolastico tramite giunto strutturale, non si considera pertanto interazione tra le nuove strutture e quelle esistenti.

Le eventuali interferenze potrebbero verificarsi a livello di fondazione, in quanto il nuovo atrio di ingresso, che collegherà lo spazio polifunzionale con l'attuale corridoio di ingresso, verrà realizzato in posizione attigua a quest'ultimo corpo di fabbrica esistente.

È stato effettuato un accesso agli atti, tramite il quale è stato possibile visionare la documentazione del progetto strutturale depositata in Comune. Tale documentazione non comprende elaborati grafici relativi alle strutture di fondazione, né verifiche approfondite della capacità portante del terreno.

Pertanto, sarà necessario effettuare nel corso delle successive fasi progettuali gli opportuni approfondimenti, tramite assaggi che consentano di verificare la consistenza delle strutture di fondazione esistenti e tramite una campagna di indagini geologiche e geotecniche che consentano di caratterizzare il terreno presente in sito, secondo quanto previsto dalle vigenti normative.

Sarà altresì necessario verificare e risolvere la possibile interferenza tra le travi di fondazione del nuovo corpo di collegamento e la rete di scarico esterna agli edifici, visibile nell'elaborato grafico relativo allo schema di fognatura depositato in Comune.



## 6. AZIONI SULLA STRUTTURA

### 6.1. CARICHI VERTICALI

#### 6.1.1. *Pesi propri*

Di seguito si definiscono i pesi propri delle strutture adottati nel presente progetto.

Strutture in calcestruzzo armato pieno

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Strutture in carpenteria metallica

$$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

#### 6.1.2. *Sovraccarichi permanenti e variabili*

Copertura spazio polivalente

$$\text{sovraccarico permanente} \quad g1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{sovraccarico variabile} \quad q1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Copertura atrio di ingresso / corpo di collegamento

$$\text{sovraccarico permanente} \quad g2 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{sovraccarico variabile} \quad q2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Pensiline con lastre in vetro fotovoltaico

$$\text{sovraccarico permanente} \quad g3 = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{sovraccarico variabile} \quad q3 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

### 6.2. CARICO DA NEVE

Le condizioni climatiche locali per il calcolo del valore caratteristico del carico neve al suolo sono le seguenti:

- Zona I - Mediterranea
- altitudine al suolo: 123 m s.l.m.

cui corrisponde un valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni pari a:

$$q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione ed il coefficiente termico si assumono pari all'unità ( $C_E = 1$  e  $C_t = 1$ ).

Nel caso di copertura piana o con inclinazione minore di  $30^\circ$  il coefficiente di forma assume il valore:

$$\mu_1 = 0,8$$

e il valore del carico da neve in copertura risulta pari a:

$$q_s = 0,8 \cdot 150 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 120 \text{ daN/m}^2$$

## 6.3. AZIONE DEL VENTO

Il calcolo dell'azione del vento è stato eseguito secondo quanto definito nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018), considerando i seguenti parametri:

- Zona 1 (Lombardia)
- Distanza dal mare > 30 km
- Altitudine < 500 m
- Classe di rugosità: A (aree urbane densamente edificate)
- cui corrisponde una Categoria di esposizione V.

La pressione cinetica di riferimento assume il seguente valore:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 25^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 390,6 \text{ N/m}^2 = 39,1 \text{ daN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione è funzione della quota considerata e dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$ , definiti in funzione della Categoria di esposizione, che nel caso di Cat. V assumono i seguenti valori:

- $k_r = 0,23$
- $z_0 = 0,70 \text{ m}$
- $z_{min} = 12 \text{ m}$

Al coefficiente topografico si assegna valore unitario.

I coefficienti di forma assumono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} c_f &= 0,8 \text{ per strutture rettangolari (lato investito dal vento)} \\ c_f &= 0,4 \text{ per strutture rettangolari (lato sopra vento, in depressione)} \\ c_{f,tot} &= c_p = 1,2 \end{aligned}$$

L'espressione per determinare la pressione del vento in funzione della quota  $z$  è la seguente:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 39,1 \cdot c_e(z) \cdot 1,2 \cdot 1 = 46,92 \cdot c_e(z) \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

dove

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] && \text{per } z < z_{min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{min}) && \text{per } z \geq z_{min} \end{aligned}$$

## 6.4. AZIONE SISMICA

Secondo la normativa vigente utilizzata per la progettazione (Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018) l'edificio rientra nella seguente classificazione:

- Vita nominale: Tipo 2 (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)

$$V_N > 50 \text{ anni}$$

- Classe d'uso: Classe III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)

$$C_U = 1,5$$

cui corrisponde un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a  **$V_R = 75$  anni**.

In base al D.d.u.o. Regione Lombardia del 22 maggio 2019 n.7237, si tratta di Edificio che può assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

Il terreno presente nel sito è appartenente alla categoria di sottosuolo C e alla categoria topografica T1.

Per la valutazione dell'azione sismica è stato impostato il modello di calcolo a elementi finiti dell'edificio con comportamento strutturale non dissipativo.

In riferimento a questo tipo di comportamento nella valutazione della domanda, tutte le strutture ed i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite a cui si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto della non linearità del materiale, attraverso un modello elastico.

Il fattore di struttura adottato, considerando una analisi di tipo dinamica lineare con comportamento non dissipativo secondo la tabella Tab7.3.1 al paragrafo 7.3 è pari a:

- $q = 1,33$

#### 6.4.1. Spettro di progetto SLV

Si riportano i parametri dello spettro allo SLV (tempo di ritorno 712 anni) relativi al sito.

$a_g = 0,0654 \text{ g}$

$T_c = 0,289$

$F_0 = 2,634$

Si riporta il grafico dello spettro di risposta di progetto allo SLV relativo al sito, per un sottosuolo di categoria C e categoria topografica T1, adottando un fattore di struttura  $q=1,33$ .

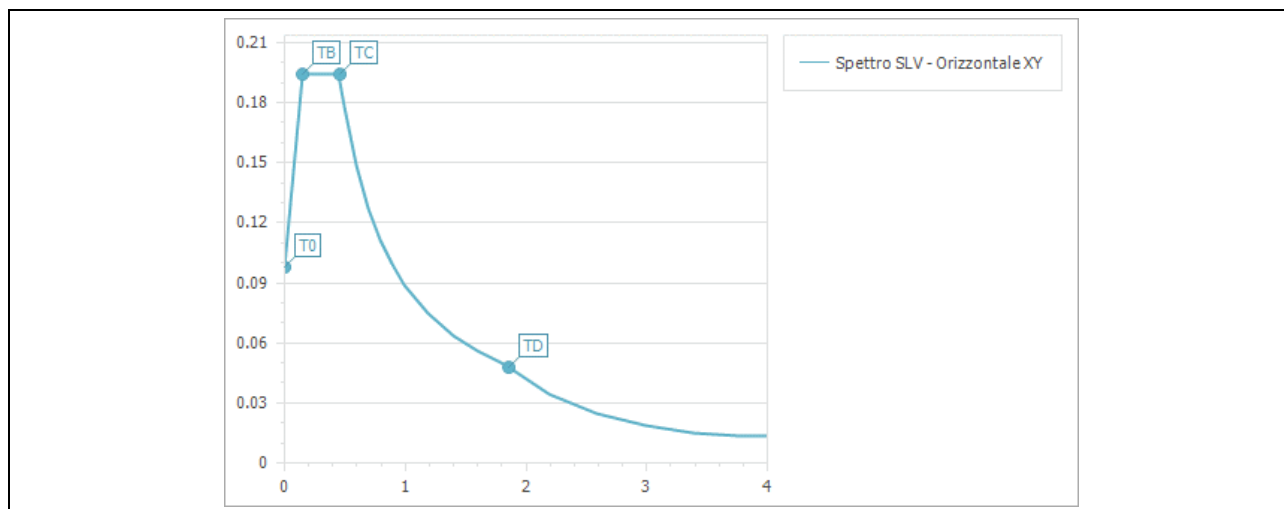


Figura 5 – Spettro di risposta di progetto SLV.

## 7. CRITERI DI VERIFICA

Le azioni agenti sulla struttura sono combinate in base al D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni”.

Si riportano di seguito le espressioni generiche delle combinazioni di carico nel caso di verifiche allo Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Esercizio.

In accordo alla normativa, al paragrafo 2.5.1.3, vengono assunte le seguenti definizioni:

$G_1$  = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

$G_2$  = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

$P$  = azione della pretensione e precompressione

$Q_{k1}$  = azioni variabili di base

$Q_{ki}$  = azioni variabili tra loro indipendenti

$A$  = azioni che si verificano solo eccezionalmente (incendi, esplosioni, urti e impatti)

$E$  = azioni derivate dai terremoti

### 7.1. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA ASSENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, senza sisma

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

### 7.2. STATO LIMITE ULTIMO - SISMA PRESENTE

Si riporta di seguito l'espressione di riferimento per combinazioni di carico allo stato limite ultimo, con sisma

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

Nel caso dei ponti, nelle espressioni precedenti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0,2$ , quando rilevante.

### 7.3. STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le combinazioni allo stato limite di esercizio si suddividono in:

Rare	$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$
Frequenti	$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$
Quasi permanenti	$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \times Q_{ki})$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{ki}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se nel caso, i carichi  $G_2$ .

## 7.4. VALORE DEI COEFFICIENTI

Nelle espressioni delle combinazioni dei paragrafi precedenti i coefficienti assumono i seguenti valori indicati nelle seguenti tabelle.

$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$	Categoria/Azione variabile
0,7	0,5	0,3	Categoria A Ambiente ad uso residenziale
0,7	0,5	0,3	Categoria B Uffici
0,7	0,7	0,6	Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento
0,7	0,7	0,6	Categoria D Ambiente ad uso commerciale
1,0	0,9	0,8	Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale
0,7	0,7	0,6	Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)
0,7	0,5	0,3	Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)
0,0	0,0	0,0	Categoria H Coperture accessibili per sola manutenzione
0,6	0,2	0,0	Vento
0,5	0,2	0,0	Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)
0,7	0,5	0,2	Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)
0,6	0,5	0,0	Variazioni termiche

coeff.	fav./sfav.	EQU	STR	GEO	
$\gamma_{G1}$	favorevoli	0,9	1,0	1,0	Carichi permanenti
	sfavorevoli	1,1	1,3	1,0	
$\gamma_{G2}$	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	
$\gamma_{Qi}$	favorevoli	0,0	0,0	0,0	Carichi variabili
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	

dove per le verifiche per lo stato limite ultimo si distinguono:

EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido

STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione

GEO: stato limite di resistenza del terreno

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

## 8. SOFTWARE

I calcoli delle sollecitazioni sono stati eseguiti attraverso una modellazione agli elementi finiti con il programma MasterSAP2020 dello Studio Software AMV S.r.l. - Via San Lorenzo, 106 - Ronchi dei Legionari (GO).

Le verifiche sezionali sono state effettuate con l'ausilio del programma Ver c.a. dello Studio Software AMV S.r.l. - Via San Lorenzo, 106 - Ronchi dei Legionari (GO).

### 8.1. DESCRIZIONE SOFTWARE

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito ([www.amv.it](http://www.amv.it)) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli

prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it).

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione. Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidità del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.

## 9. ANALISI STRUTTURALE

### 9.1. MODELLO DI CALCOLO

La struttura è stata analizzata per mezzo di un modello tridimensionale agli elementi finiti con l'ausilio del codice di calcolo MasterSap.

La geometria del modello di calcolo rispetta fedelmente quella effettiva della struttura. Il modello a elementi finiti comprende le fondazioni su suolo elastico e la porzione fuori terra dei due corpi di fabbrica. La struttura prevede pareti e pilastri in c.a. gettati in opera, solai in c.a. pieno, pensiline formate da elementi in carpenteria metallica, fondazioni continue a trave rovescia e plinti isolati in corrispondenza dei pilastri esterni in acciaio. Travi e pilastri sono stati modellati con elementi monodimensionali tipo *beam*, mentre le pareti e le solette in c.a. pieno sono stati modellati con elementi finiti bidimensionali di tipo *shell*. Tra gli elementi strutturali in c.a. sono stati considerati vincoli interni di tipo rigido.

La struttura è stata vincolata a terra mediante elementi di fondazione su suolo elastico (travi e plinti).

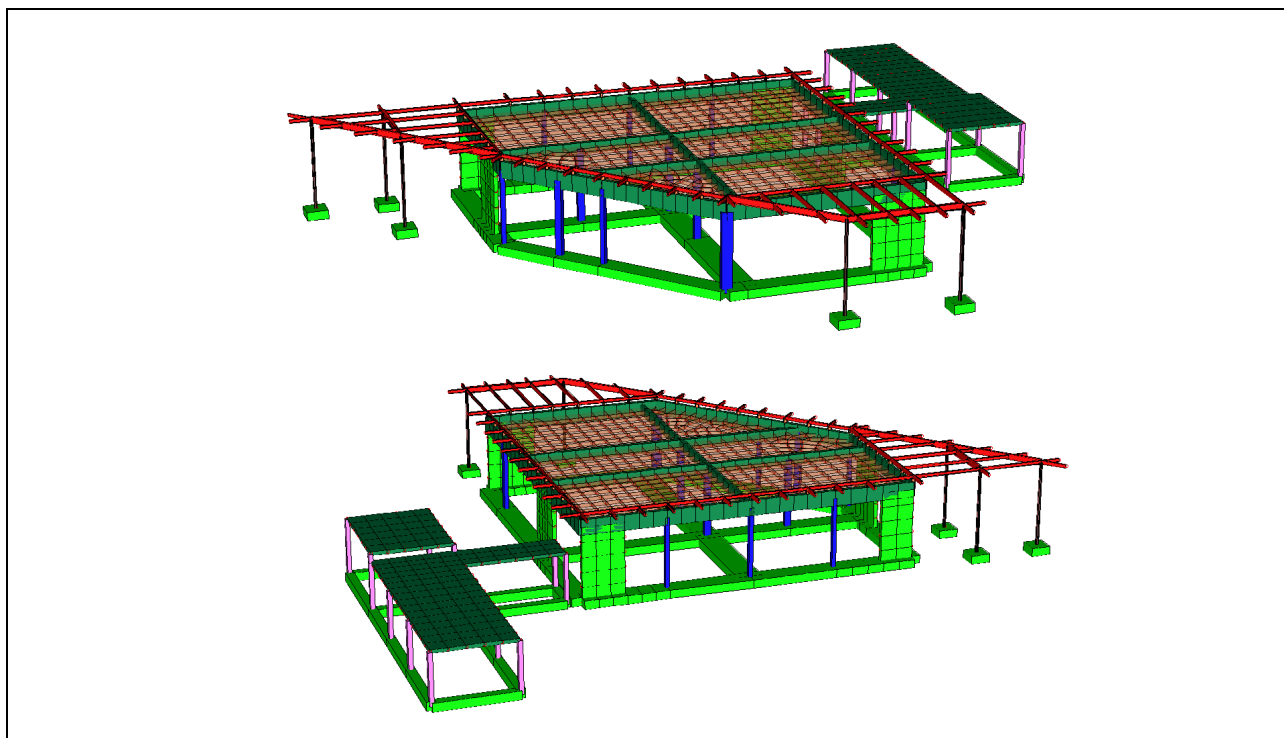


Figura 3 – Modello di calcolo agli elementi finiti.

Al modello sono stati applicati i carichi permanenti e variabili previsti. In particolare, il peso proprio è considerato automaticamente dal programma.

Ai fini del dimensionamento sismico, in accordo con quanto definito al capitolo 7 delle NTC2018, è stata condotta un'analisi dinamica con spettro di risposta di progetto, considerando una struttura con comportamento strutturale non dissipativo.

Secondo quanto indicato nel capitolo 7.3.1 delle NTC2018, si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla  $CD''B'$  secondo l'espressione  $1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD''B'} \leq 1,5$



Considerando la struttura torsionalmente deformabile, si ottiene un fattore di comportamento pari a  $q_{CD''B'}=2$ , che per la struttura non dissipativa si riduce a  $q_{ND}=1,33$ .

## 9.2. RISULTATI DELL'ANALISI E VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

### 9.2.1. Deformazioni

Si riportano nelle immagini seguenti le rappresentazioni grafiche della deformata sotto azione sismica allo SLV nelle due direzioni principali del sisma e delle frecce dei solai allo SLE in combinazione di carico quasi permanente.

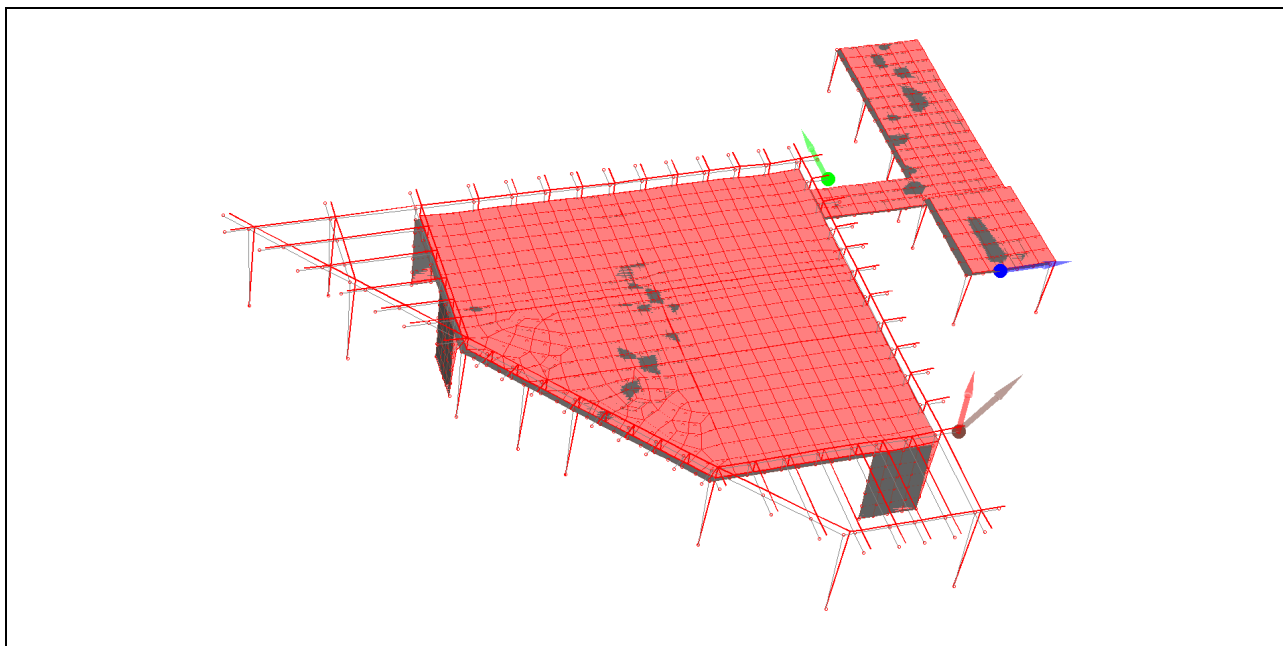


Figura 6 – Involuppi dinamici spostamenti SLV  $Ex+\lambda Ey$ .

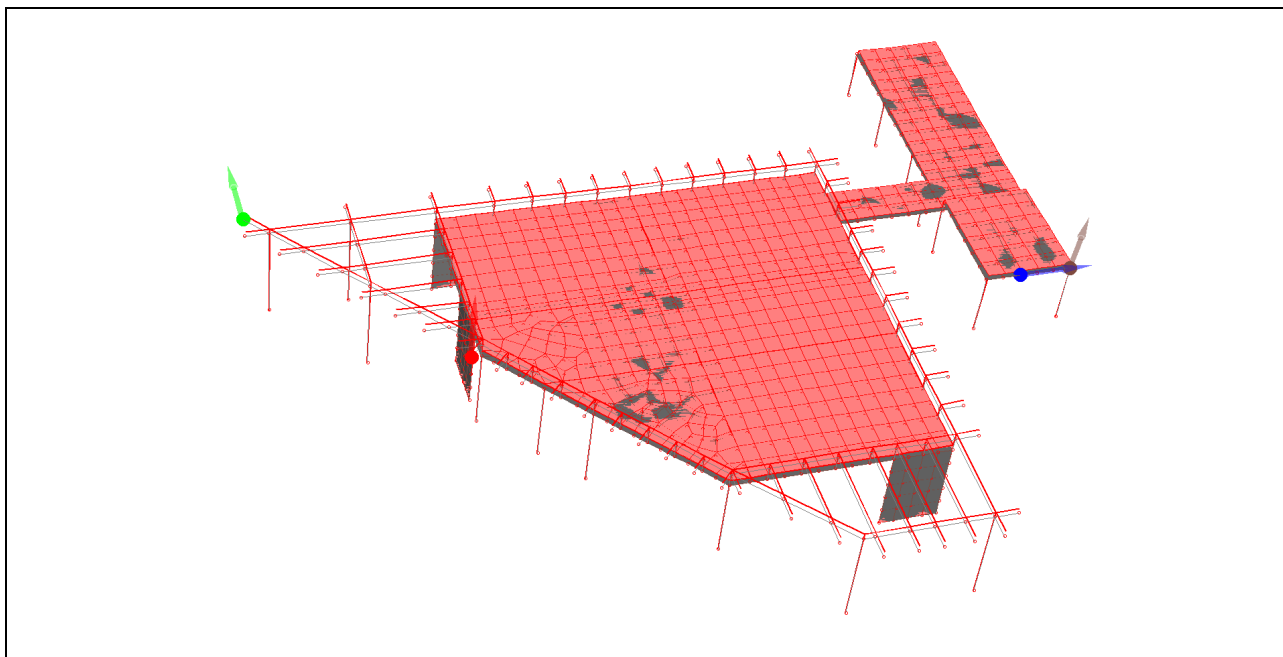


Figura 7 – Involuppi dinamici spostamenti SLV  $\lambda Ex + Ey$ .

Il valore massimo dello spostamento orizzontale risulta pari a 0,83 cm. Tale valore è compatibile con il valore limite per edifici monopiano, pari a 1/300 dell'altezza.

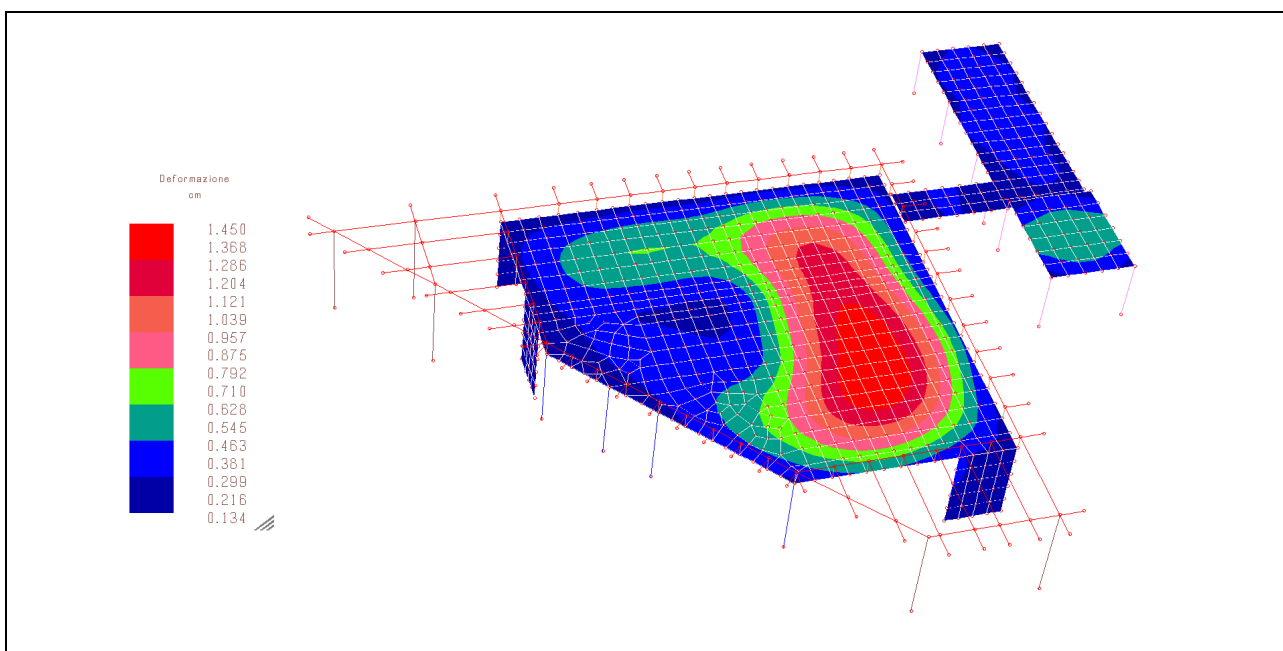


Figura 8 – Involuppi dinamici spostamenti SLV  $\lambda Ex + Ey$ .

La freccia massima del solaio risulta compatibile con il valore limite di spostamenti verticali per solai di copertura, pari a 1/250 della luce.

## 9.2.2. Fondazioni - Pressioni sul terreno

Si riporta nelle figure seguenti la distribuzione delle pressioni sul terreno allo SLU e allo SLE, ottenute dal modello a elementi finiti considerando un valore di costante di Winkler  $k_w=2 \text{ kg/cm}^3$ .

Tale ipotesi relativa al valore di  $k_w$  dovrà essere verificata a seguito delle indagini geognostiche in sito.

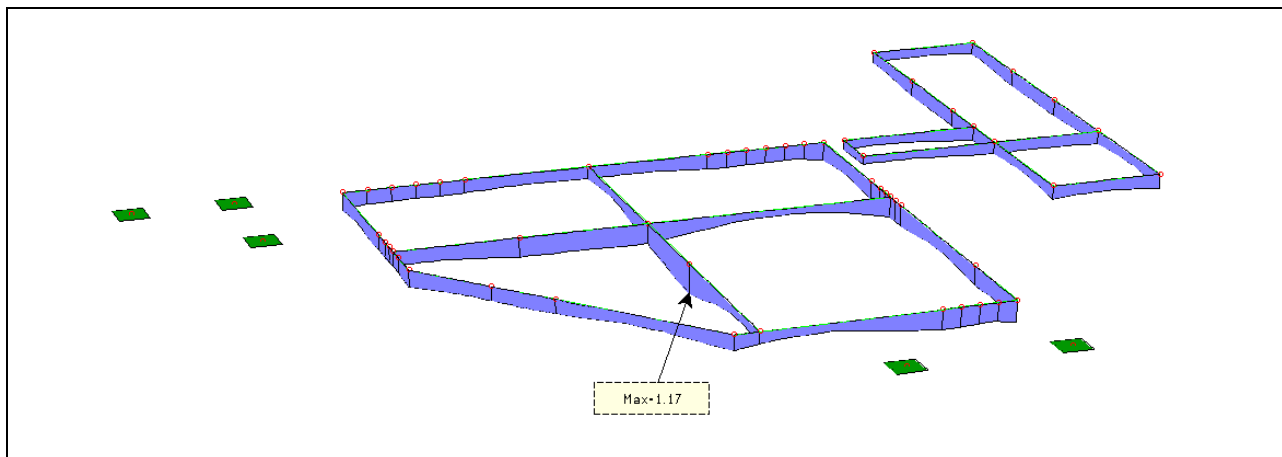


Figura 9 – Pressioni sul terreno allo SLU travi di fondazione ( $\text{kg/cm}^2$ ).

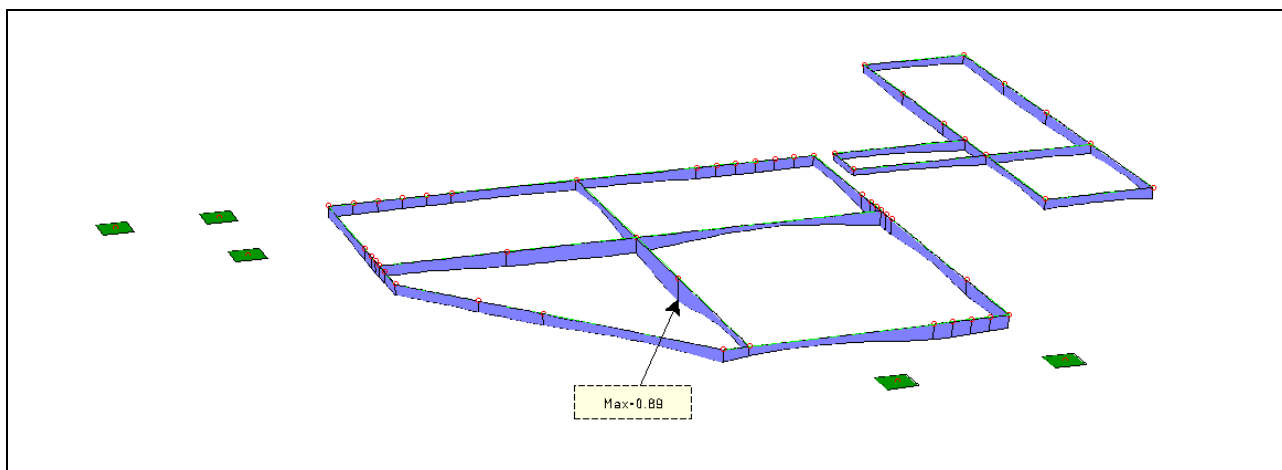


Figura 10 – Pressioni sul terreno allo SLE travi di fondazione ( $\text{kg/cm}^2$ ).

Il valore massimo delle pressioni al suolo risulta di entità contenuta in relazione alla tipologia di terreno presente nell'area limitrofa, le cui caratteristiche sono riportate nella Relazione Geologica e Geotecnica che è stata presa a riferimento.

In ogni caso, le verifiche della capacità portante del terreno e dei cedimenti dovranno essere effettuate a seguito delle indagini geognostiche in sito e sono pertanto rimandate alla successiva fase progettuale.

## 9.2.3. Sollecitazioni elementi strutturali

Si riportano nelle immagini seguenti i diagrammi di involucro delle azioni interne dei principali elementi strutturali.

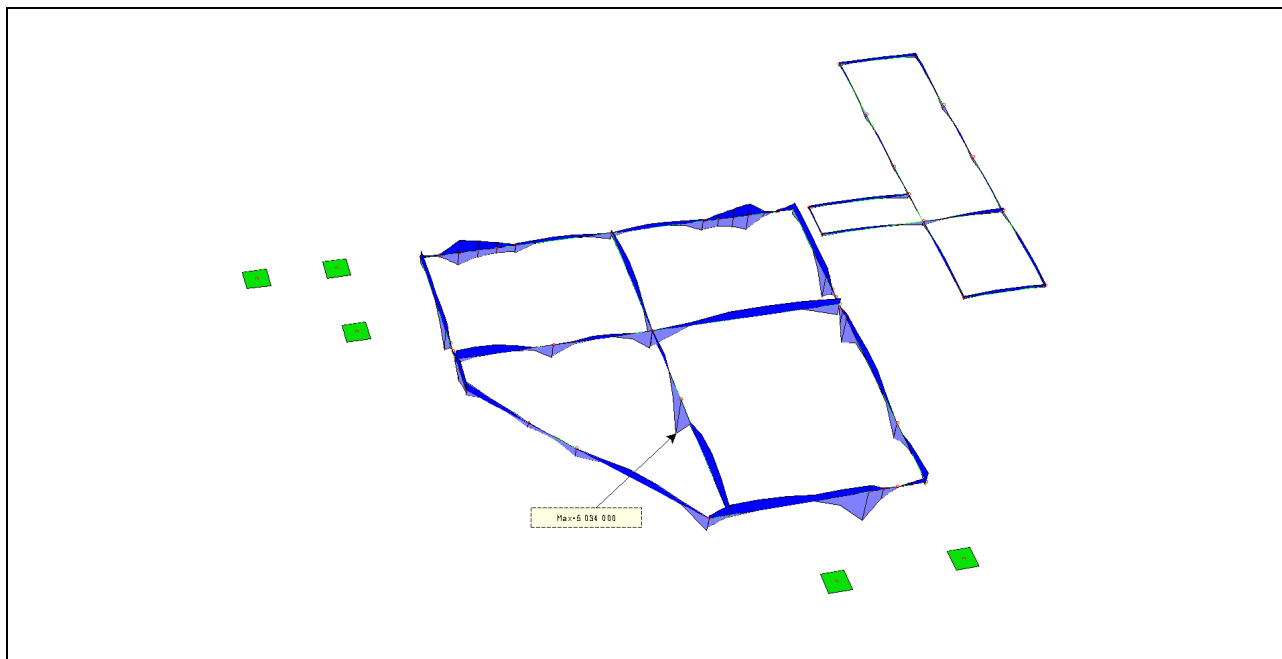


Figura 11 – Sollecitazioni flettenti travi di fondazione (kg-cm).

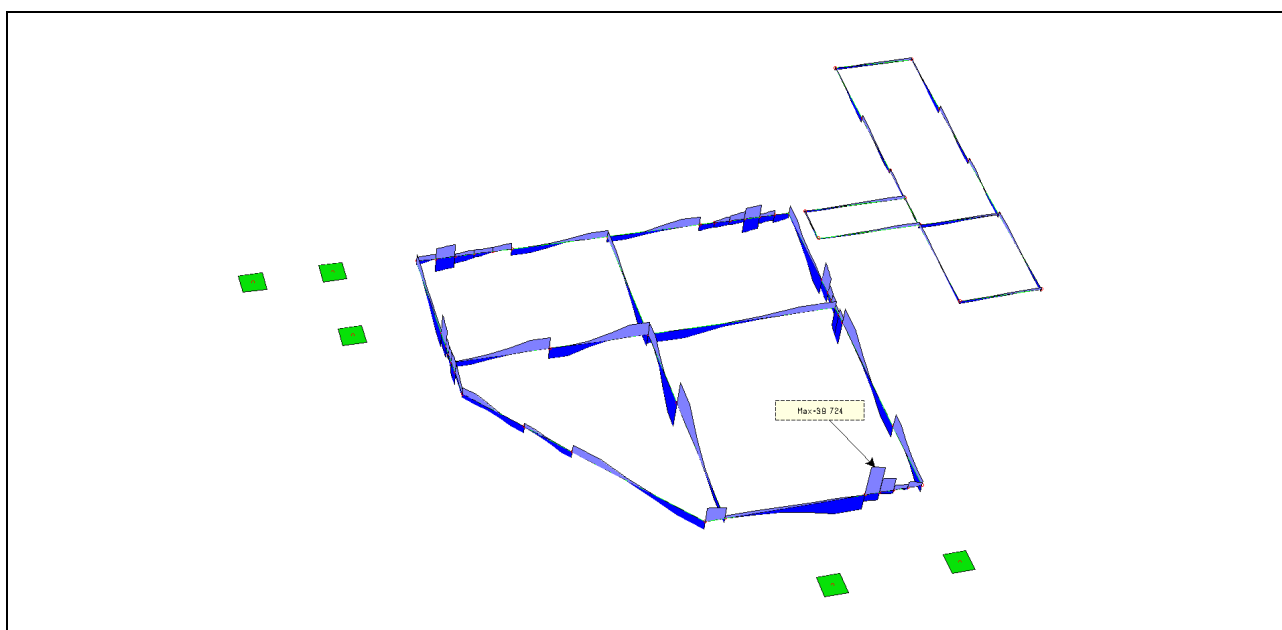


Figura 12 – Sollecitazioni di taglio travi di fondazione (kg-cm).

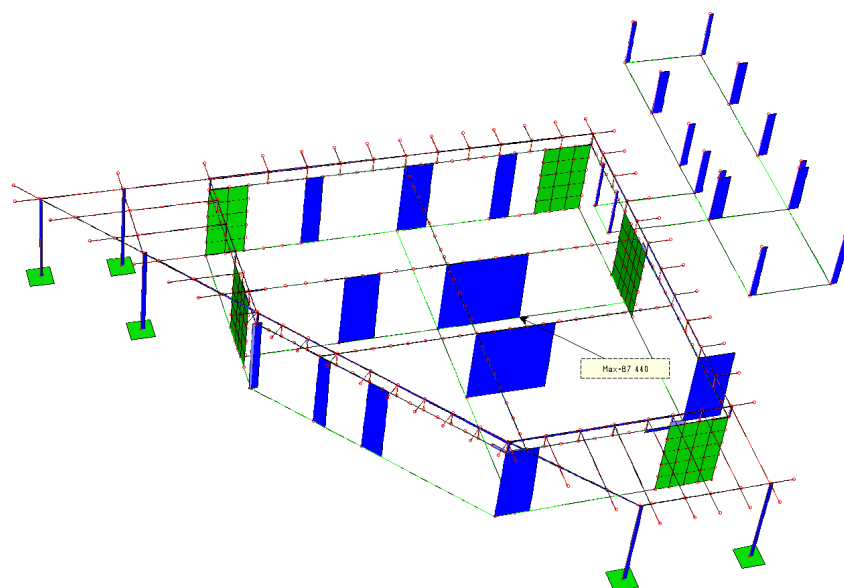


Figura 13 – Azione assiale pilastri e travi (kg).

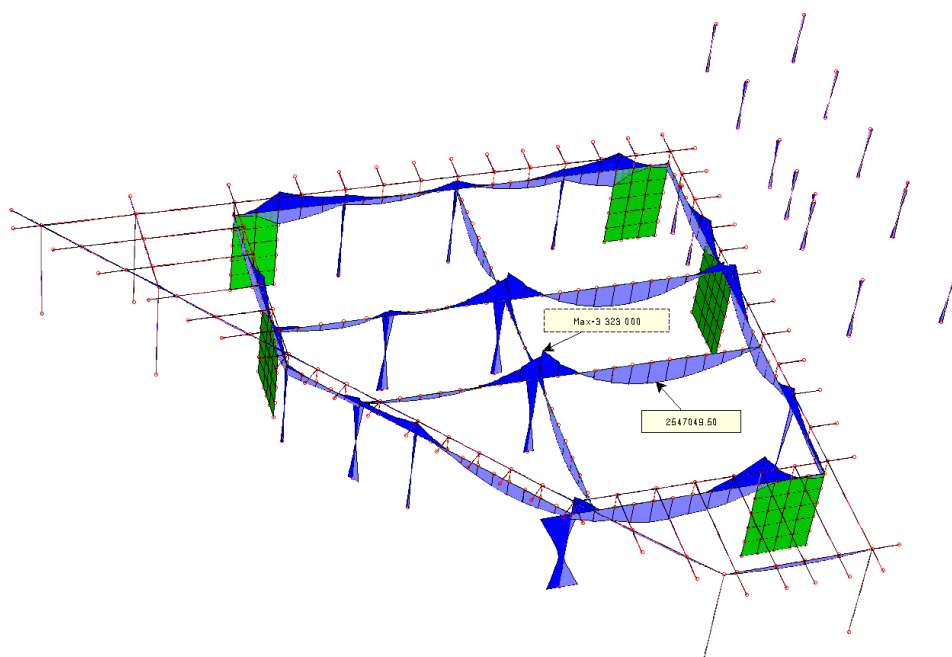


Figura 14 – Azioni flettenti pilastri e travi (kg·cm).

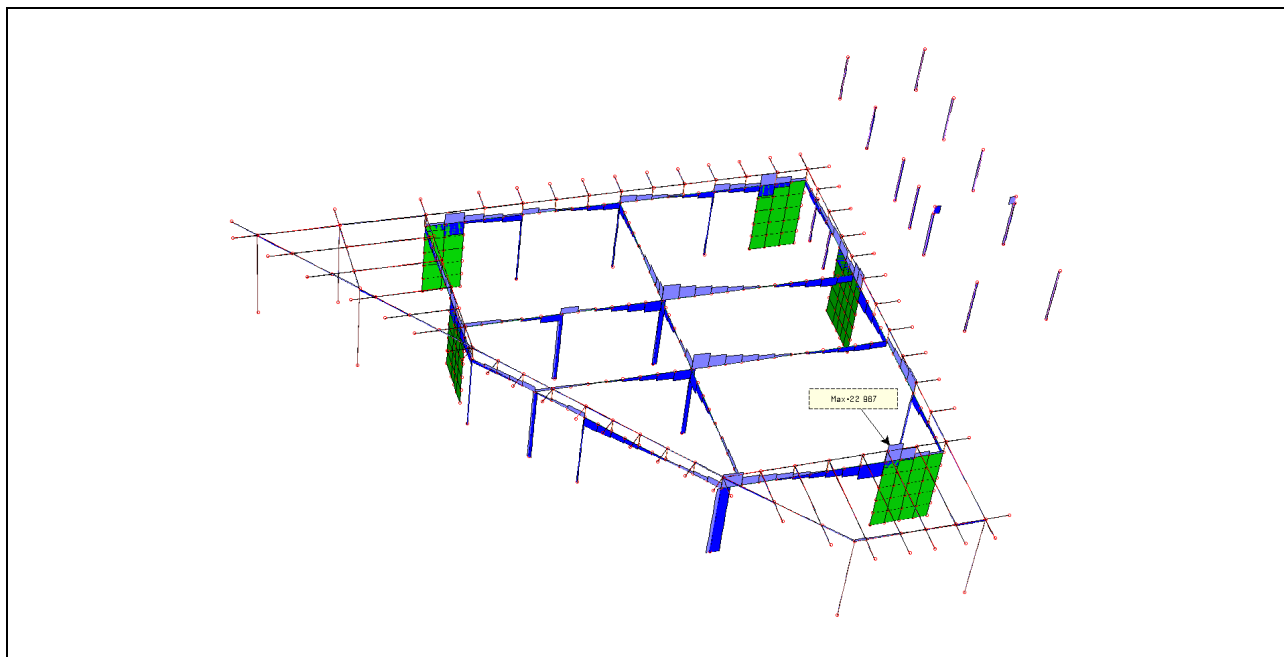


Figura 15 – Azioni di taglio pilastri e travi (kg·cm).

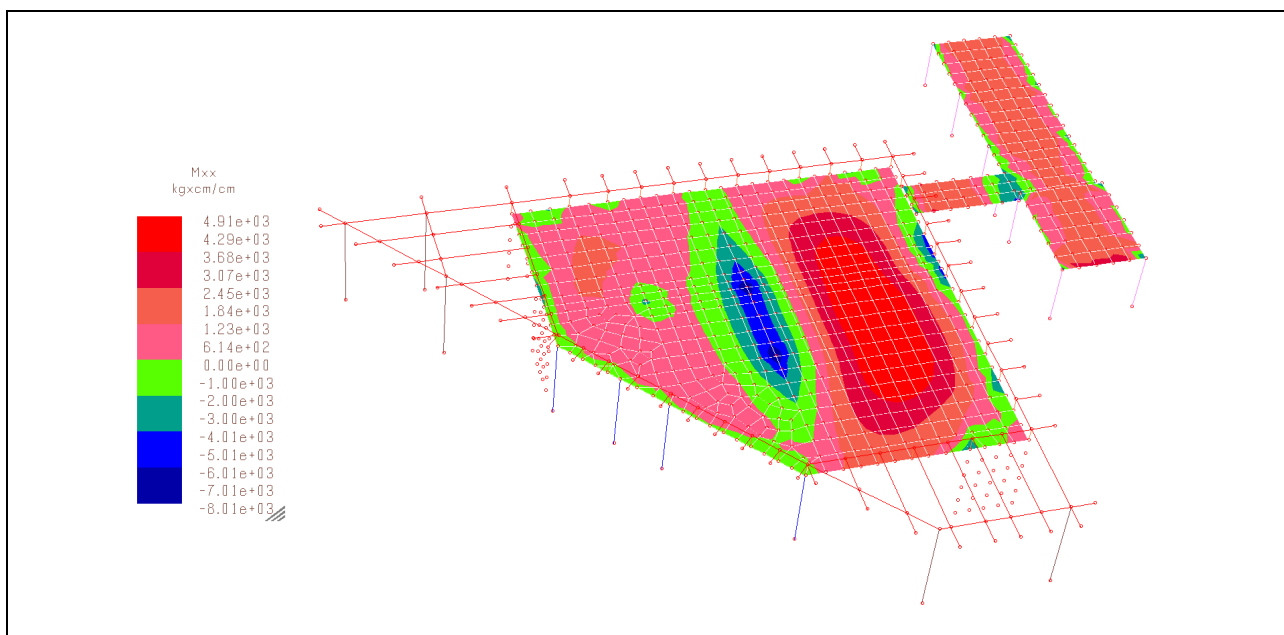


Figura 16 – Momenti flettenti Mxx solette piene (kg·cm/cm).

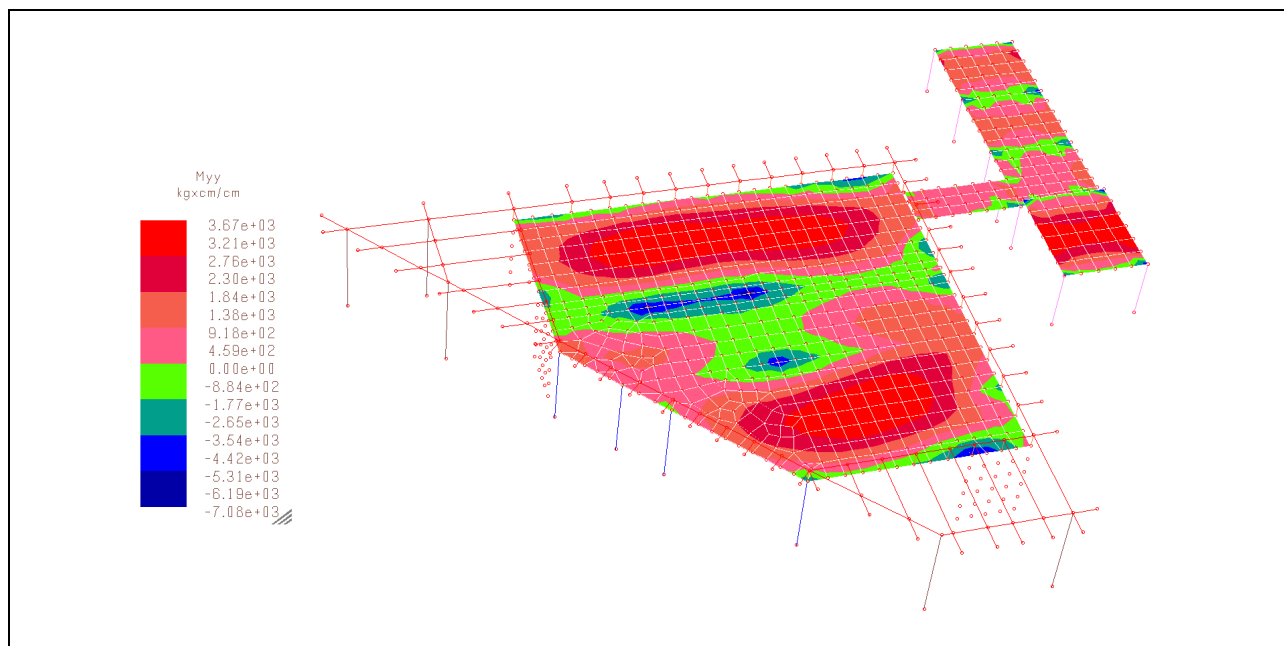


Figura 17 – Momenti flettenti Myy solette piene (kg-cm/cm).

## 9.2.4. Verifiche elementi in carpenteria metallica

Le verifiche degli elementi in acciaio vengono automatizzate utilizzando il post-processore per le verifiche degli elementi in acciaio (MasterVer) del pacchetto di software strutturale MasterSap. Il calcolo viene effettuato considerando tutte le azioni di presso-tenso-flessione, taglio e torsione agenti sugli elementi strutturali.

Si riportano nelle figure seguenti le verifiche di resistenza e di stabilità delle membrature della struttura in acciaio per le sollecitazioni determinate come involucro delle combinazioni allo SLU.

Le verifiche si ritengono soddisfatte se gli indici di resistenza e stabilità non sono superiori ad 1.

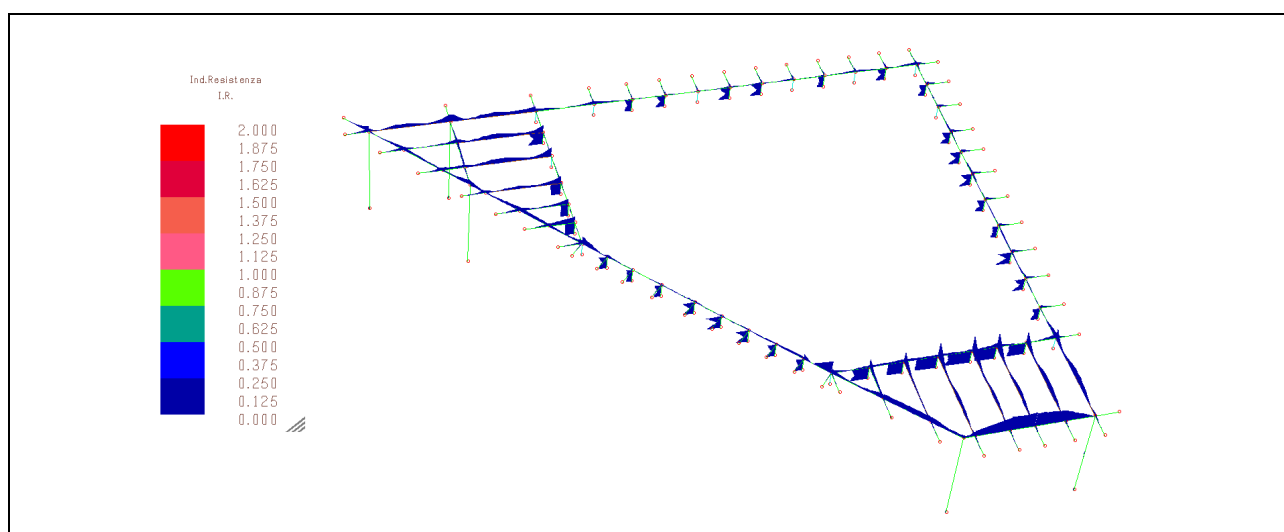


Figura 18 – Indici di resistenza – valore massimo I.R.=0,25.

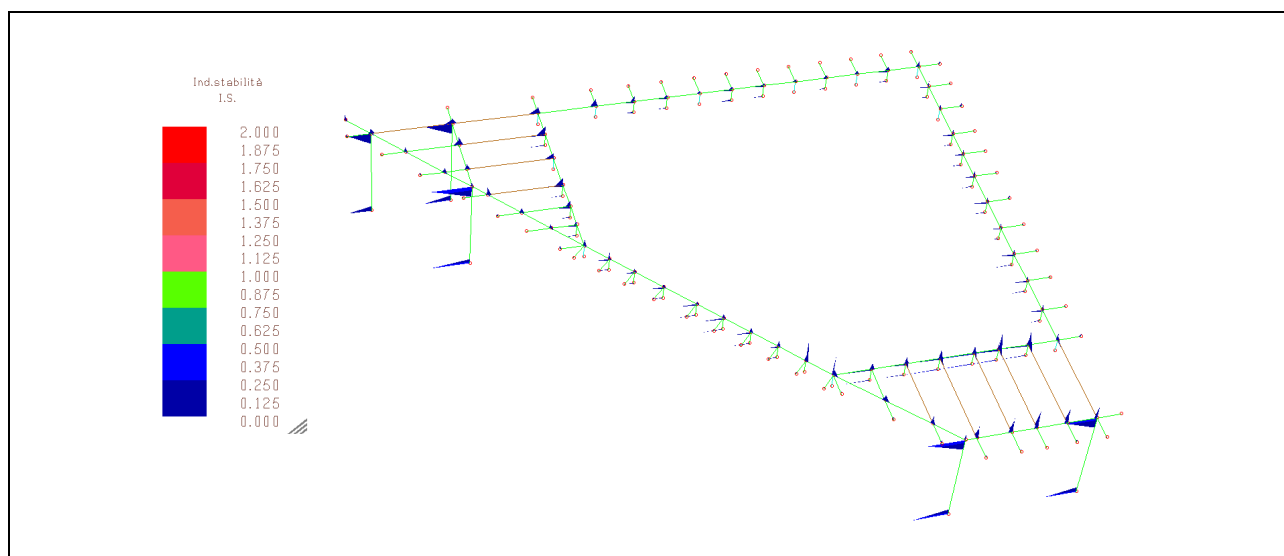


Figura 19 – Indici di stabilità – valore massimo I.S.=0,44.

Il Progettista delle strutture  
**dott. ing. Massimo Panizza**

