

# Comune di Francavilla d'Ete

## Provincia di Fermo

INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE E  
RIQUALIFICAZIONE  
FINALIZZATO AL MIGLIORAMENTO SISMICO  
SCUOLA PRIMARIA E DELL'INFANZIA VIA DIDARI  
L. 128/2013 - D.M. 23.01.2015 - DGR n. 124 del 02.03.2015

## PROGETTO ESECUTIVO

Committente: Amministrazione Comunale di Francavilla d'Ete,  
Piazza Vittorio Emanuele II n. 34, 63816 Francavilla d'Ete

Tavola  
**2**

Relazione tecnica per Valutazione  
Vulnerabilità Sismica

Progettista e Direttore Lavori  
Ing. Marco Ramadori  
via Mazzini n.3, 63833 Montegiorgio  
Tel. e Fax 0734962399 - mobile: 3356375851  
e-mail:marco.ram@libero.it - pec:  
marco.ramadori@ingpec.eu

Responsabile del procedimento: Sindaco Carolini Nicola

Marzo 2015

## **Premessa**

Nella presente relazione è riportata la verifica di vulnerabilità sismica condotta sulla scuola primaria elementare e materna sita in via Didari a Francavilla D'ete (FM), commissionata da parte dell'amministrazione comunale.

Analizzare la vulnerabilità sismica di una costruzione significa valutare quale sia la sua propensione a subire danni in conseguenza delle sollecitazioni indotte dal terremoto o più precisamente significa determinare la capacità resistente che la struttura è in grado di esibire se soggetta ad azioni orizzontali quali quelle sismiche indicate dalle NTC del 2008.

La verifica di vulnerabilità rappresenta comunque solamente la prima di una più ampia attività, che si conclude con la progettazione degli interventi di miglioramento sismico del fabbricato in oggetto.

Pertanto per quanto riguarda la prima parte la seguente relazione viene redatta seguendo le indicazioni contenute nel “Manuale per la Stesura della Relazione Tecnica per la Valutazione della Vulnerabilità Sismica di edifici esistenti” (versione 2.0.2 del 26/01/2010), pubblicato dalla Regione Marche, con particolare riferimento ai capitoli afferenti ai calcoli strutturali eseguiti per la determinazione dell'indice di vulnerabilità sismica del complesso strutturale allo stato attuale. I vari capitoli del presente elaborato sono nominati nello stesso modo in cui sono indicati nel documento guida.

Per quanto riguarda invece i nuovi lavori riguardanti gli interventi necessari per ottenere un miglioramento delle caratteristiche strutturali tali da garantire un indicatore di rischio superiore a 0.60, si integra la relazione con nuovi capitoli.

## **Capitolo 1 – Indagini in situ**

### ***1.1 - Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli***

La caratterizzazione della tipologia di sottosuolo ai fini della determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni e dell'azione sismica è stata desunta dalla specifica indagine geologico – tecnica redatta dal Geol. Vanessa Francia nel febbraio 2010 nella quale vengono evidenziati i risultati del rilevamento geologico e geomorfologico.

Dalla relazione si evince che le fondazioni sono intese nelle colluvioni limose-sabbiose aventi le seguenti caratteristiche meccaniche: peso di volume  $\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3$ , coesione non drenata  $C_u = 0,40-0,90 \text{ Kg/cm}^2$  e angolo di attrito pari a  $23-25^\circ$ .

Nell'area interessata sono presenti processi gravitativi secondo la perimetrazione del P.A.I. (Piano per l'assetto idrogeologico) della Regione Marche.

Tuttavia questi movimenti, riguardanti unicamente la parte superficiale, risultano molto lento e non sono stati riscontrate fessurazioni o lesioni sui manufatti presenti nella porzione alta del dissesto.

Ai fini della caratterizzazione della categoria di sottosuolo indispensabile per la

definizione della risposta sismica locale nel sito è stata eseguita un'indagine geofisica con metodologia MASH sulla base della quale è stata ricavata una velocità media di propagazione delle onde di taglio compresa tra 280 e 320 m/sec pertanto la categoria di terreno è di tipo C secondo la tabella 3.2.II delle NTC 2008 "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < \text{cu}_{30} < 250$  KPa nei terreni a grana fina").

Ai fini delle verifiche sismiche, sulla base dell'assetto morfologico e topografico del sito in oggetto, si ritiene opportuno associare allo stesso una categoria topografica di tipo T2 e un conseguente coefficiente d'amplificazione topografica  $ST=1,20$ .

### **1.2 – Sull'edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC e delle proprietà dei materiali**

Per quello che riguarda la caratterizzazione meccanica dei materiali, si è deciso di non eseguire prove sulla struttura limitando queste a verifiche in situ basate su rilievi di tipo visivo delle porzioni di muratura prive d'intonaco per esaminarne le caratteristiche di superficie e nello spessore.

Ne risultano murature omogenee che presentano buone caratteristiche per quanto riguarda l'orizzontalità delle giaciture, la consistenza della malta, la presenza collegamenti trasversali tra i paramenti e la presenza di giunti di malta regolari ed abbastanza sottili.

Alla luce delle considerazioni fin qui esposte si reputa di aver conseguito un livello di conoscenza LC1 che corrisponde ad un fattore di confidenza  $FC=1,35$ .

Per quello che riguarda le caratteristiche dei materiali sono state assegnate agli elementi murari e di cemento armato le seguenti proprietà meccaniche.

*Muratura: muratura piena e mattoni di calce;*

Elaborando in modo prestazionale le indicazioni di norma, alla muratura sono stati assegnati i valori di riferimento inclusi nella Tab. C8A.2.1, opportunamente modificati applicando i coefficienti migliorativi relativi alla malta buona e alla presenza di collegamenti trasversali

Mmuratura esistente					
1.1 Tipologia muratura e livello di conoscenza:					
Tipologia Tabella C8A.2.1:		Muratura in mattoni pieni e malta di calce			
1.2 Coefficienti correttivi					
Malta buona	Si	Connessione trasversale	Si	Giunti sottili	No
Nucleo scadente	No	Intonaco armato	No	Miscele leganti	No
Listature	No				

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi

	Malta buona	Connes. Trasvers	Giunti <10mm	Intonaco armato	Listature	Miscele leganti	Nucleo scadente
$f_m$	1,5	1,3	1	1	1	1	1
$\tau_0$	1,5	1,3	1	1	1	1	1
$E, G$	1,5	1	1	1	1	1	1

**1.3 Valori tabella modificati**

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici

$f_m$ min	$f_m$ max	$\tau_0$ min	$\tau_0$ max	E min	E max	G min	G max
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
4,68	7,80	0,117	0,179	1800	2700	600	900

**1.4 Valori di calcolo**

Rma compressione $f_k$ =	4,68	N/mm <sup>2</sup>	Rma taglio $f_{vko}$ =	0,120	N/mm <sup>2</sup>
Melasticità normale E=	2250,00	N/mm <sup>2</sup>	Melasticità tangenziale G=	750,00	N/mm <sup>2</sup>
Peso W=	18,00	kN/m <sup>3</sup>			

**Calcestruzzo: Rck 300****calcestruzzo Rck300****1.1 Tipo calcestruzzo:**Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>**1.2 Proprietà meccaniche:**

Tipologia calcestruzzo	C 25/30 [-]	Valore resistenza a trazione (5%)	$f_{ctk0,05} = 1,80$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 25$ N/mm <sup>2</sup>	Valore resistenza a trazione (95%)	$f_{ctk0,95} = 3,33$ N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_c = 1,5$ [-]	Valore medio resistenza a trazione	$f_{ctkm} = 3,08$ N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente effetti lungo termine	$\alpha_{cc} = 0,85$ [-]	Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 31476$ N/mm <sup>2</sup>
Valore resistenza a compressione	$f_{cm} = 33,00$ N/mm <sup>2</sup>	Modulo di elasticità tangenziale	$G = 13115$ N/mm <sup>2</sup>
Valore resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,56$ N/mm <sup>2</sup>		

**1.3 Deformazione**Deformazione contrazione (tensione  $f_{cj}$ )  $\epsilon_{cy} = 0,0020$  [-]Deformazione ultima di contrazione  $\epsilon_{cu} = 0,0035$  [-]**1.4 Resistenza**

Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 14,11$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,20$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione amm. comb. Caratteristica	$\sigma_{c,car} = 15,00$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione amm. comb. quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.} = 11,25$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{camm} = 9,75$ N/mm <sup>2</sup>

**1.5 Coefficiente omogeneizzazione**Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$ **Armatura: B450C****Acciaio B450C****3.1 Proprietà meccaniche:**

Resistenza a snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>
Deformazione snervamento	$\epsilon_{sy} = 0,00196$ [-]
Deformazione ultima	$\epsilon_{su} = 0,0675$ [-]

**3.2 Resistenza**

Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$ [-]
Resistenza a trazione	$f_{yd} = 391,3$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione amm. per S	$\sigma_{s,carat} = 360$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{samm} = 254,958$ N/mm <sup>2</sup>

### ***1.3 – Sui solai per l'idoneità statica***

Non si è ritenuto necessario studiare i solai con delle indagini endoscopiche, stante l'assenza di segni di dissesto o ammaloramento.

Ai fini del calcolo, gli impalcati sono stati ritenuti “rigidi” nel proprio comportamento a piastra e dunque sismicamente efficienti.

### ***1.4 – Sul mantenimento della funzionalità degli impianti***

Non viene eseguita una verifica dell'efficienza degli impianti in quanto non è una condizione necessaria al mantenimento del servizio reso all'interno della struttura vista la sua funzione di scuola pubblica.

### ***1.5 – Valutazione critica delle risultanze delle indagini***

Non ci sono macrocarenze o elementi che incidano negativamente sulla validità dei calcoli.

## **Capitolo 2 – Valutazione della sicurezza**

Considerando la rilevante importanza per l'amministrazione comunale locale dell'edificio oggetto dell'indagine, se ne valuta la sua vulnerabilità sismica in quanto requisito fondamentale per le richiesta di accesso al finanziamento secondo il piano triennale 2015-2017 di edilizia scolastica.

Lo Stato Limite nei confronti del quale viene valutata la vulnerabilità sismica è quello relativo alla Salvaguardia della Vita (SLV).

## **Capitolo 3 – Vita Nominale, Classe D'Uso e Periodo di Riferimento**

La Vita Nominale (VN) dell'edificio scolastico viene assunta pari a 50 anni.

La Classe d'Uso è la III.

Il relativo periodo di riferimento è pari a 75 anni.

## **Capitolo 4 – Azioni sulla costruzione**

Le azioni considerate sono le seguenti:

- Permanenti: pesi propri e carichi permanenti compresa l'incidenza dei divisori interni;
- Carichi Variabili: per ambienti suscettibili di affollamento di cui alla cat. C1 e azione della neve in copertura
- Azione sismica.

### ***4.1 – Combinazione delle azioni***

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai

carichi gravitazionali che si ricavano dalla combinazione di carico così come definita al punto 3.2.4 delle NTC 2008 nella quale i pesi propri strutturali e non strutturali sono presi con il loro valore nominale, mentre i carichi variabili sono considerati affetti dai coefficienti di combinazione sismica.

Detti coefficienti vengono applicati, nella metodologia degli stati limite, per sopperire all'indecisione sull'entità dei valori dei carichi.

L'analisi consiste nell'applicare alla struttura un sistema di forze laterali proporzionali alle masse ed alla deformata modale.

Attraverso questa procedura si controlla che gli elementi strutturali abbiano le risorse di resistenza minime previste per “sopportare” l'aliquota di carico orizzontale che secondo normativa è presente in fase sismica.

#### **4.2 – Analisi dei carichi**

Essendo una verifica della stato attuale si considerano i carichi permanenti come compiutamente definiti pertanto si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

##### **- Solaio interpiano**

Peso proprio  $296 \text{ kg/m}^2$

Permanente  $182 \text{ kg/m}^2 + \text{tramezzi } 160 \text{ kg/m}^2 \text{ (se presenti)} = 342 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile  $300 \text{ kg/m}^2$

##### **- Solaio sottotetto**

Peso proprio  $257 \text{ kg/m}^2$

Permanente  $108 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile  $50 \text{ kg/m}^2$

##### **- Solaio copertura**

Peso proprio  $257 \text{ kg/m}^2$

Permanente  $45 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile  $81,6 \text{ kg/m}^2$

##### **- Scala interna:**

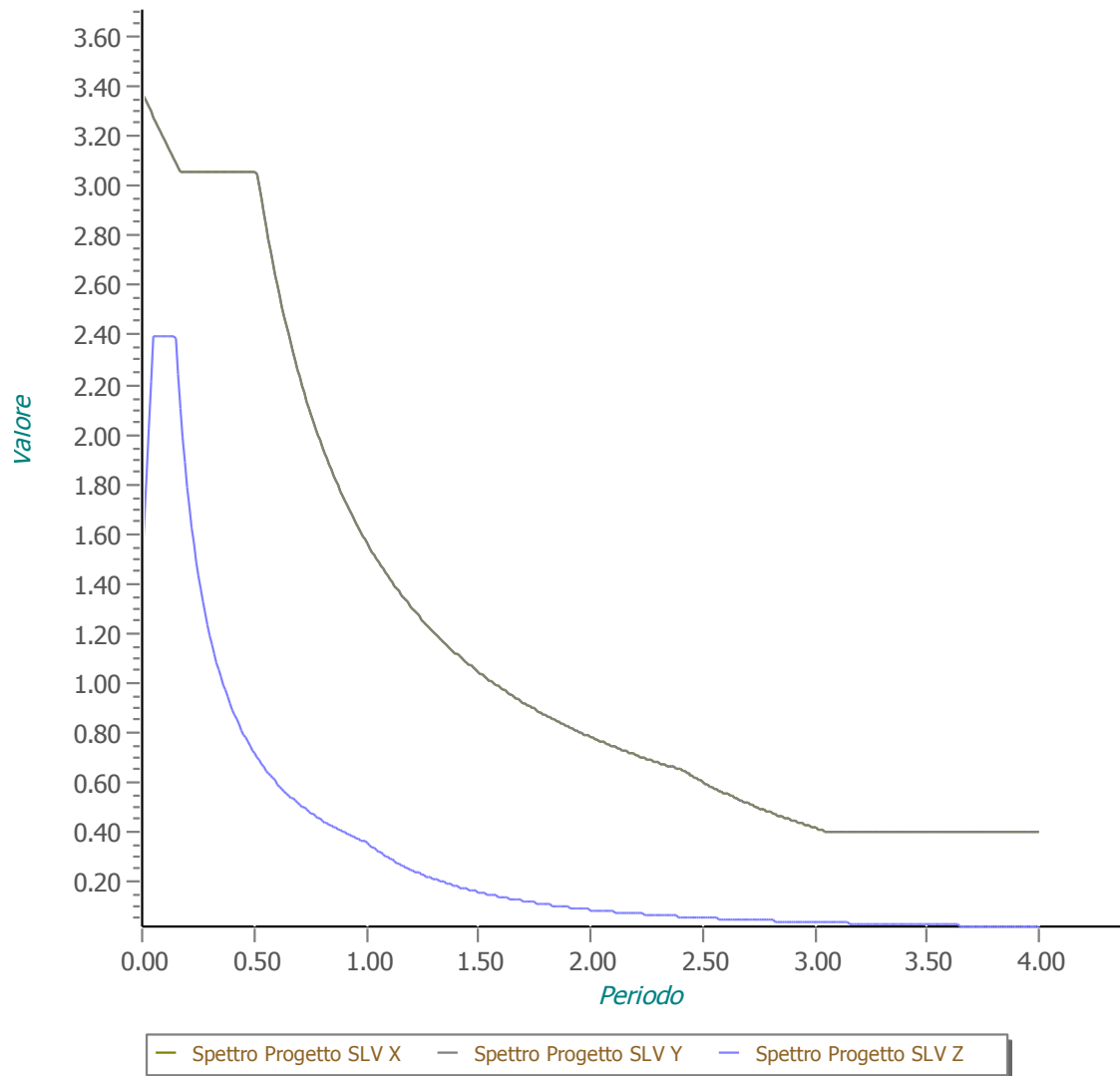
Peso proprio  $550 \text{ kg/m}^2$

Permanente  $58 \text{ kg/m}^2$

Carico variabile  $400 \text{ kg/m}^2$

### 4.3 – Determinazione dell'azione sismica

#### Grafico degli Spettri di Risposta



Gli spettri di risposta elastici di progetto vengono direttamente ricavati attraverso una procedura implementata all'interno del programma di calcolo che utilizza in automatico tutti i dati necessari per il calcolo come categoria di terreno, fattore di struttura ecc.

### 4.4 – Determinazione dell'azione della neve

Il valore caratteristico della neve al suolo viene determinato in funzione dell'altezza s.l.m. che risulta essere di circa 213 metri.

Poiché Francavilla d'Ete è collocata in Zona II – Mediterranea, si ottiene:  $q_{sk} = 0,85 [1 + (as/481)^2] = 1,02 \text{ kN/m}^2$

Considerando unitari il coefficiente termico e di esposizione, e pari a 0,80 il coefficiente di forma si ricava un carico delle neve effettivo pari a  $0,80 \times 102 = 81,6 \text{ kg/m}^2$

# Capitolo 5 – Criteri generali di valutazione della vulnerabilità per azioni sismiche

## Capitolo 5.1 – Analisi di regolarità

### Regolarità in pianta

- α) La configurazione in pianta non è compatta ed simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze. I dati relativi alla distribuzione di masse e rigidezze fornite dal programma sottolineano la non regolarità strutturale in pianta di tutti i piani del fabbricato. La verifica non è soddisfatta.
- β) Le dimensioni in pianta dell'edificio sono di 25,2m x 13,00m con un rapporto di  $25,2/13,0=1,94$ . Pertanto il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta risulta inferiore a 4. La verifica è soddisfatta.
- χ) Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.
- Direzione x  $25,2 * 0,25 = 6,30 \text{ m} > 4,85 \text{ m}$   
 Direzione y  $13,0 * 0,25 = 3,25 \text{ m} < 3,60 \text{ m}$   
 La verifica non è soddisfatta.
- δ) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti. La presenza di una soletta di 4cm è requisito sufficiente per verificare questa condizione.

### Regolarità in altezza

- ε) Da questo punto di vista non può essere definita regolare a causa di alcuni muri che non si estendono per tutta l'altezza dell'edificio. La verifica non è soddisfatta.
- φ) Massa e rigidezza non rimangono costanti dalla base alla sommità della costruzione.

## LIVELLI O PIANI

Id <sub>Lv</sub>	Descrizione	Z <sub>Lv</sub>	H <sub>Lv</sub>	Q <sub>ex,lv</sub>	Massa del piano		
					M <sub>L,st</sub>	M <sub>L,slu</sub>	M <sub>L,sld</sub>
		[m]	[m]	[m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]
01	Piano copertura	6,85	3,10	9,95	107.057	90.681	90681
02	Piano primo	3,50	3,35	6,85	323.441	306.497	306497
03	Piano terra	0,00	3,50	3,50	480.044	447.046	447046
04	Piano seminterrato	-3,05	3,05	0,00	507.984	475.534	475534
05	Fondazione	-3,05		-3,05	311.513	311.166	311166

### LEGENDA:

<b>Id<sub>Lv</sub></b>	Numero identificativo del livello o piano.
<b>Z<sub>Lv</sub></b>	Quota di calpestio del livello o piano, relativa al sistema di riferimento globale X, Y, Z.
<b>H<sub>Lv</sub></b>	Altezza del livello o piano.
<b>Q<sub>ex,lv</sub></b>	Quota dell'estradosso dell'impalcato del livello o piano.
<b>M<sub>L,st</sub></b>	Massa del piano valutata in condizioni statiche.
<b>M<sub>L,slu</sub></b>	Massa del piano valutata per SLU.
<b>M<sub>L,sld</sub></b>	Massa del piano valutata per SLD.

- γ) Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non differisce più del 20% da un orizzontamento all'altro. Punto controllabile solo a posteriori dal software.



Non è soddisfatta

- η) Considerando l'ingresso al piano terra si evince che il restringimento della sezione orizzontale della costruzione non avviene in modo graduale. La verifica non è soddisfatta.

### ***Capitolo 5.2 – Classificazione degli elementi strutturali***

Gli elementi strutturali in muratura hanno sia la funzioni di portare i carichi verticali che orizzontali (pareti di controventamento)

Nei confronti delle azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un insieme di pannelli. La modellazione della geometria delle pareti portanti è avvenuta assemblando elementi che simulassero il comportamento delle travi di accoppiamento (fasce) e dei pannelli murari (maschi) secondo i criteri di modello a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata a partire dall'analisi della conformazione dei prospetti, prestando particolare attenzione alla morfologia ed al posizionamento delle aperture.

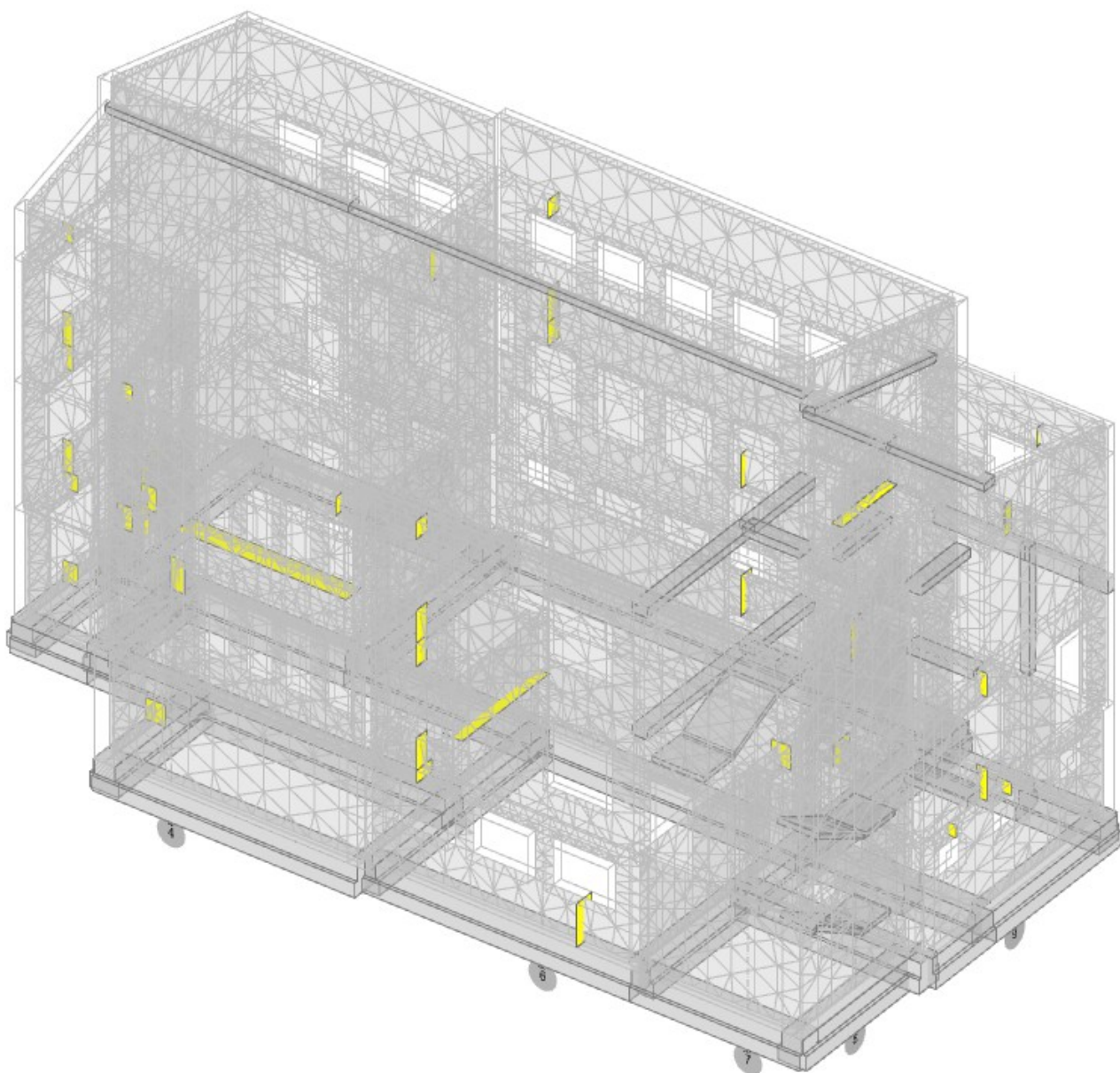
In particolare sono stati considerati resistenti alle azioni orizzontali i pannelli murari avente lunghezza non inferiore a 0,30 volte l'altezza di interpiano; essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, ma non svolgono funzione di controvento, quando sollecitati da azioni orizzontali. Pertanto nel caso in esame vengono considerati sismoresistenti solamente i maschi murari con lunghezza maggiore di  $3,20 \cdot 0,30 = 0,96 - 1,00$  m.

### ***Capitolo 5.3 – Valutazione della vulnerabilità statica finalizzata all'analisi sismica***

Prendendo come riferimento la situazione statica nella quale le sollecitazioni degli elementi sono conseguenti ai soli carichi gravitazionali nella combinazione dei carichi in condizioni sismiche si evince che la struttura possiede le risorse necessarie per sopportare in sicurezza i carichi statici di norma mediamente presenti durante un evento sismico.

Detta analisi dello stato tensionale degli elementi murari mostra la presenza di pareti sottoposte ad un carico di pressione che non supera la resistenza caratteristica a compressione delle murature tenendo conto del fattore di confidenza.

La seguente figura estrapolata dal programma di calcolo evidenzia in condizioni statiche gli elementi che non soddisfano le verifiche di legge. Si evince che solamente alcune muri, unicamente in condizioni ultime, vanno in crisi per taglio.



Tuttavia ai fini dell'analisi sismica e del giudizio di vulnerabilità globale del fabbricato, si può affermare che gli elementi murari sono impegnati entro i loro limiti di resistenza, anchese in alcuni casi la situazione tensionale supera i valori limite.

Ciò è confermato dalle indagini visive eseguite in situ che non hanno evidenziato la presenza di quadri fessurativi degni di attenzione.

#### ***Capitolo 5.4 – Valutazione della idoneità statica dei solai***

Allo stato attuale i solai non mostrano segni di degrado o quadri fessurativi che possano far ritenere significative delle indagini specifiche sulla stabilità degli impalcati.

Inoltre la destinazione d'uso è sempre stata quella di istituto scolastico con affollamenti significativi quindi con carico accidentale che la norma attuale prevede per i complessi scolastici pari a 300 Kg/m<sup>2</sup>.

## ***Capitolo 5.5 – Identificazione degli interventi “urgenti”***

Non si identificano interventi urgenti particolari necessari per risolvere problematiche sulla situazione statica in essere. Oggetto invece della seconda parte della relazione è l'eliminazione delle carenze riscontrate durante questa prima fase di verifica al fine di migliorare il comportamento sismico.

## **Capitolo 6 – Aspetti ulteriori per la valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato**

### ***Capitolo 6.1 – Presenza di elementi strutturali “secondari”***

Gli elementi riconducibili a tale categoria sono tutti i maschi murari aventi lunghezza inferiore a 1,00 m e il pilastro in ca. di sezione cm 25 x cm 25 situato al piano terra nella zona d'ingresso. Il programma di calcolo esegue la verifica di controllo affinché gli spostamenti di questi elementi siano compatibili con quelli della struttura.

### ***Capitolo 6.2 – Presenza di elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti***

Non ci sono elementi riconducibili a tale categoria.

### ***Capitolo 6.3 – Modellazione delle tamponature sismo rilevanti***

Non ci sono elementi riconducibili a tale categoria.

## **Capitolo 7 – Modellazione della struttura**

### ***Capitolo 7.1 – Generale e input***

I solai sono considerati infinitamente rigidi, e tutti gli elementi in c.a. sono stati armati con un quantitativo di barre longitudinali e trasversali così come è stato desunto ed ipotizzato attraverso i dati ricavati.

In particolare circa la comprensione del funzionamento degli elementi strutturali principali verticali (maschio) e orizzontali (fascia) si utilizza un modello a telaio equivalente che può essere ragionevolmente usato nel caso di impalcati sufficientemente rigidi nel loro piano.

Secondo questa schematizzazione, le pareti murarie sono ricondotte ad un modello "a telaio", ovvero ad un modello di aste lineari (montanti e traversi).

Attraverso l'inserimento di elementi tridimensionali come le pareti il programma in automatico definisce i maschi murari e le travi di accoppiamento ed assegna a questi elementi le caratteristiche di resistenza.

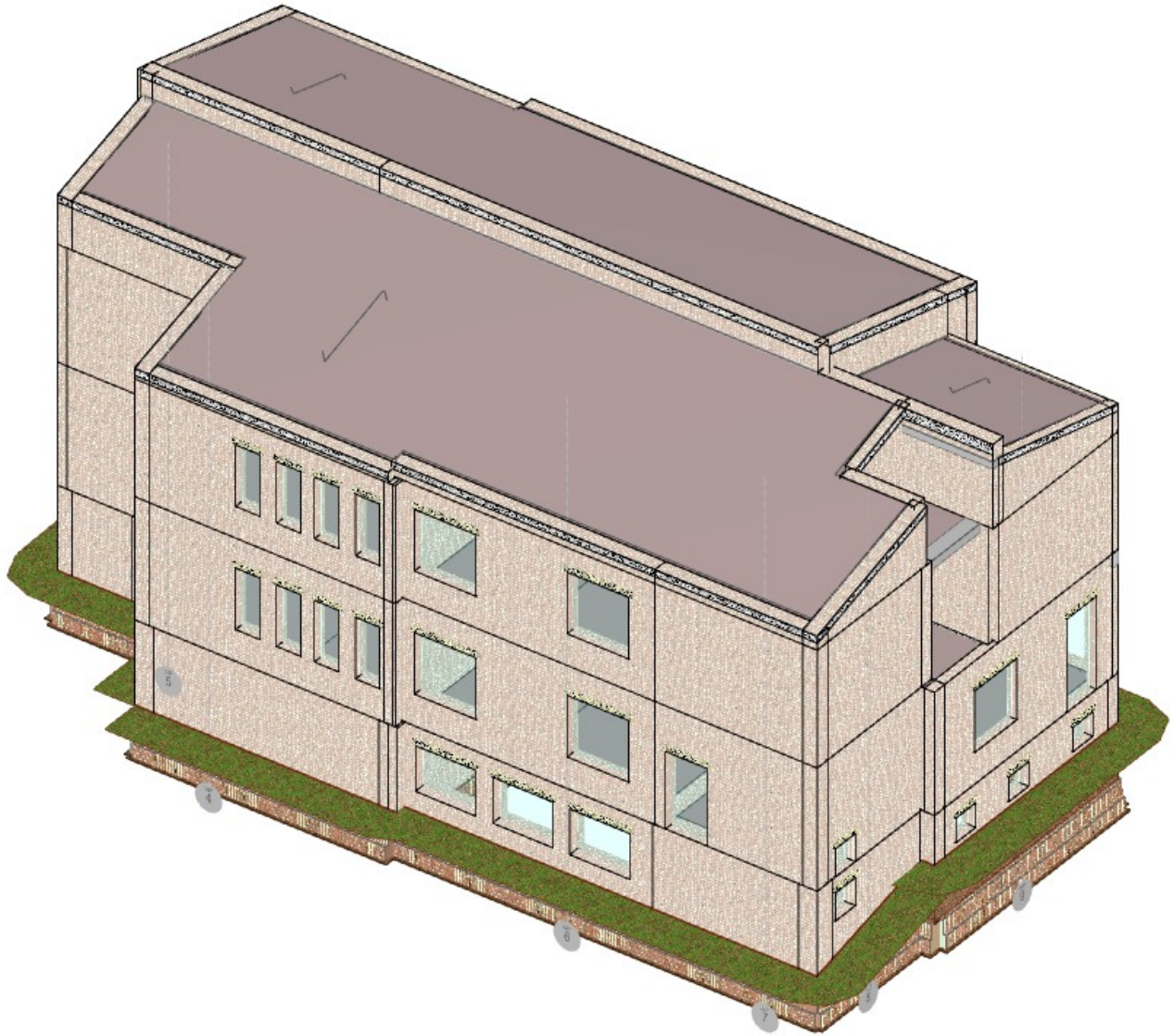
In particolare il software crea un modelli HP-SHELL modellando le pareti con triangoli con infittimento variabile: uno schema molto dettagliato che consente di conoscere, l'effettivo stato tensionale della muratura in ogni punto. Successivamente esegue le verifiche di legge.

Nell'analisi dinamica lineare il comportamento dei pannelli murari viene caratterizzato attraverso un modello teorico elastico caratterizzato da un comportamento elastico lineare fino

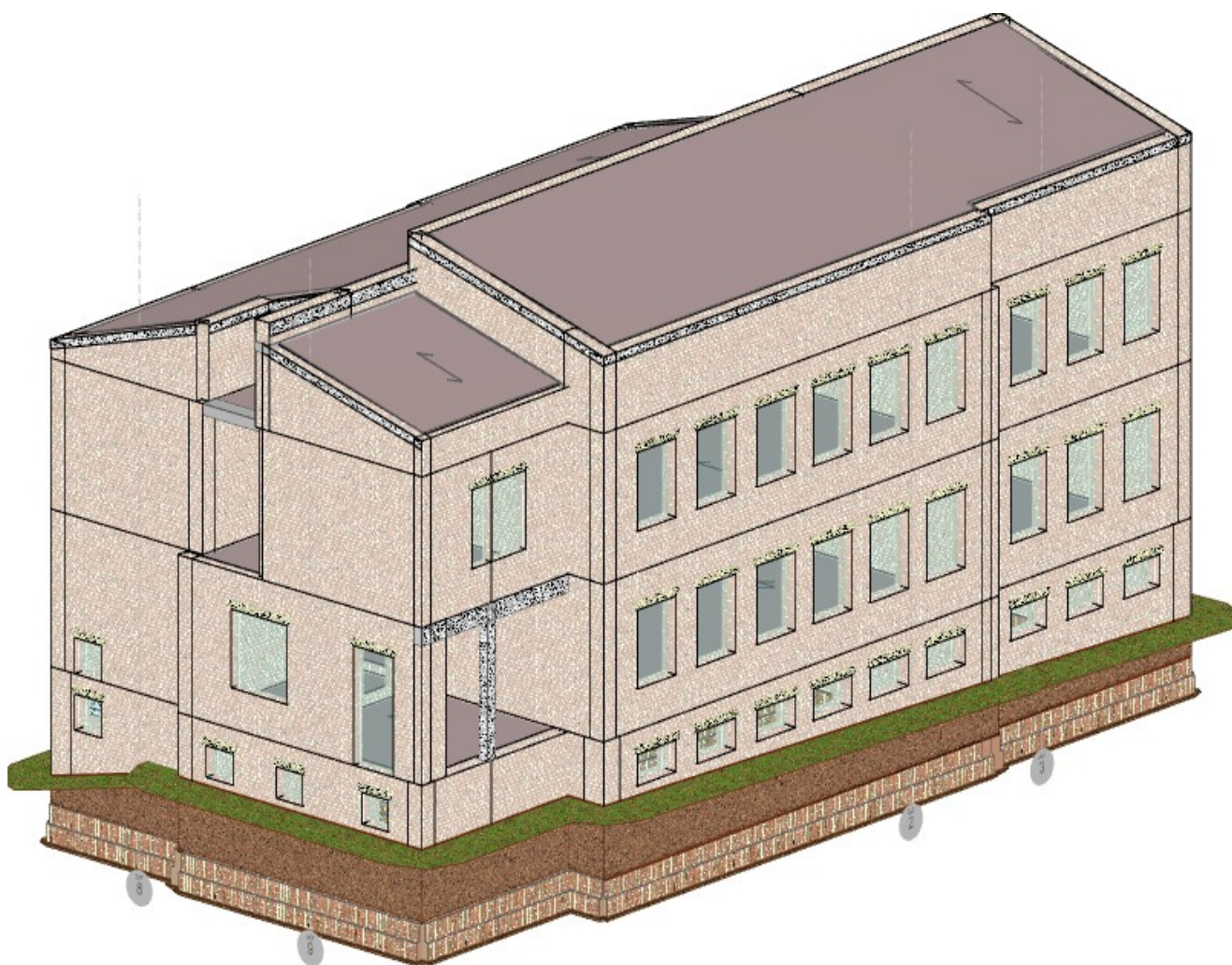
a rottura.

Ricordate le note sopra descritte riguardo i principi di modellazione delle pareti in muratura, la struttura non presenta per il resto singolarità degne di particolare menzione, sennò quella di aver escluso dal calcolo le pareti di lunghezza ridotta caratterizzate da una serie di aperture ravvicinate. La criticità più rilevante è la mancata prosecuzione di alcuni muri di spina del piano seminterrato ai restanti piani.

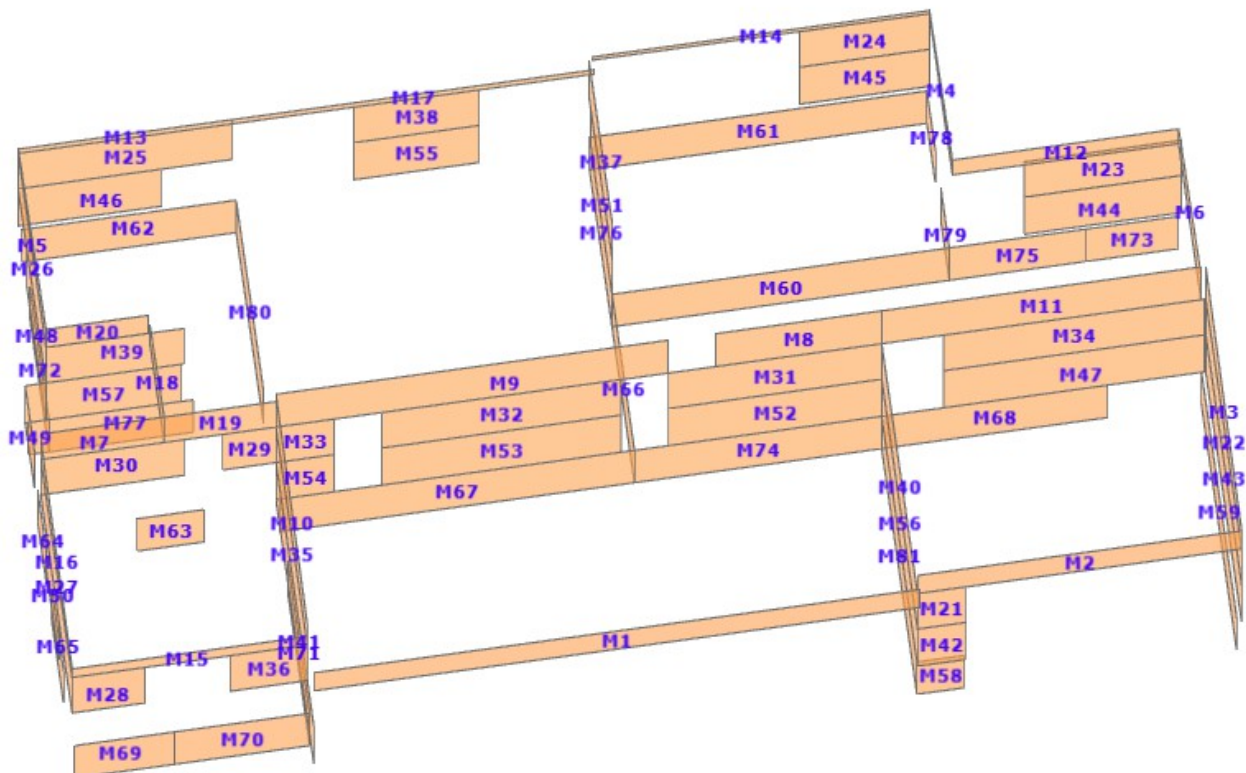
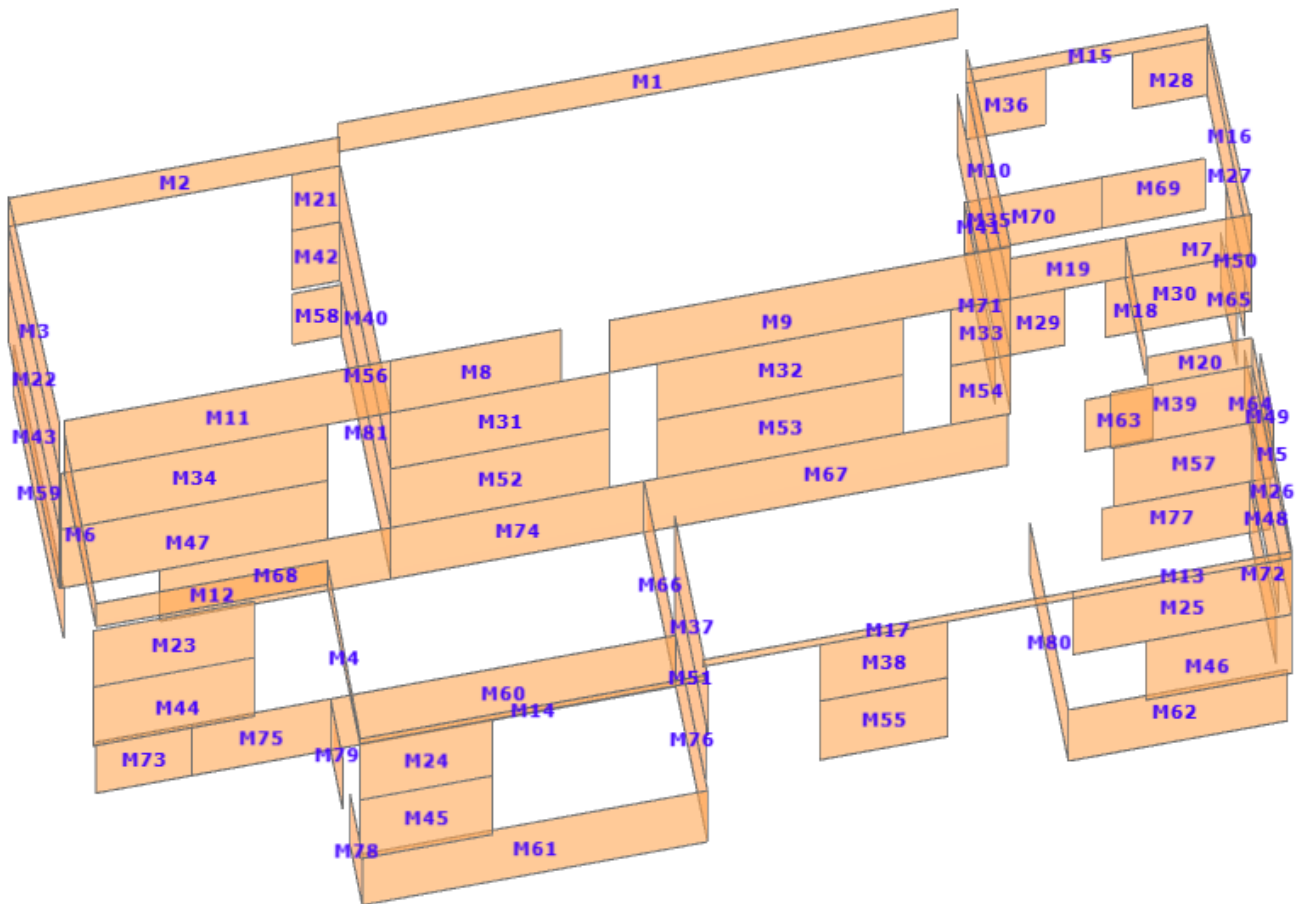
Dal punto di vista grafico il modello implementato è rappresentato dalle seguenti figure.







Per quanto riguarda il modello di calcolo vengono proposte le seguenti figure rappresentanti i maschi murari.



## Capitolo 8 – Input di calcolo ante operam

Normativa di riferimento Tomo1-Pag. 2

Caratteristiche dei materiali Tomo1-Pag. 2-3

Analisi dei carichi Tomo1-Pag.4

Dati generali analisi sismica Tomo1-Pag.9

Principali elementi analisi sismica Tomo1-Pag. 10

Assegnazione travi in elevazione Tomo1-Pag. 13

Assegnazione travi in fondazione Tomo1-Pag. 14

Assegnazione muri Tomo1-Pag. 16

Sollecitazioni sulle travi Tomo2-Pag. 346

Sollecitazioni sui muri Tomo3-Pag. 6

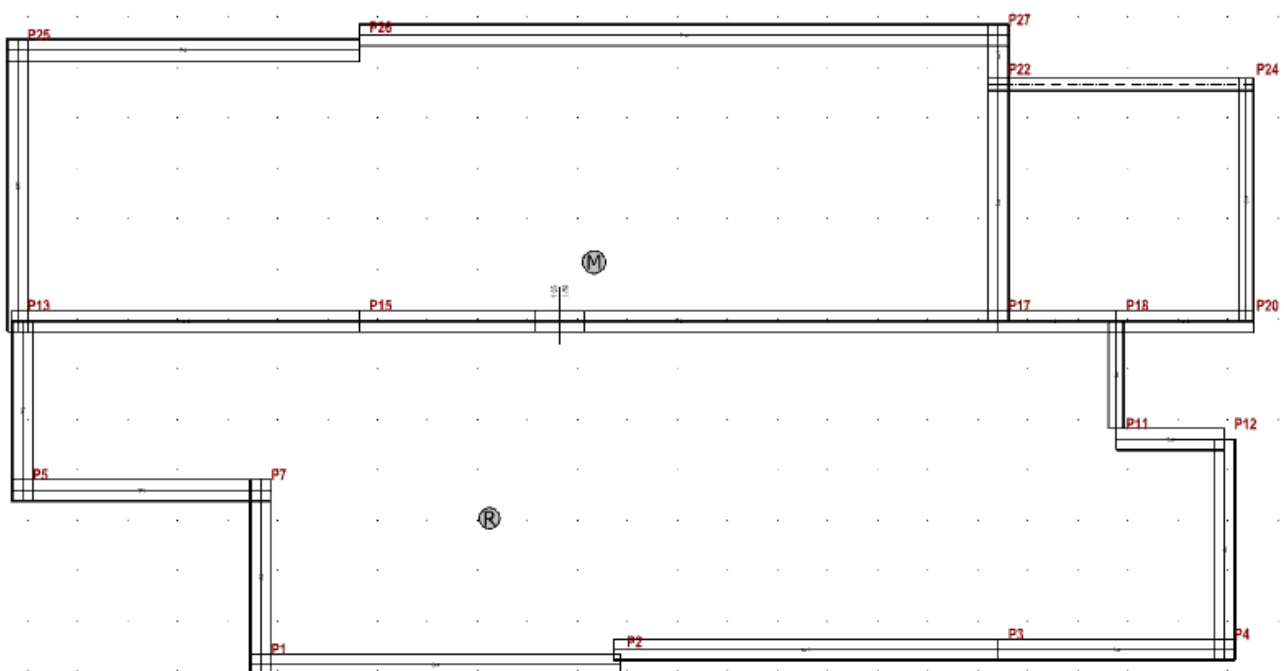
## Capitolo 9 – Metodi di analisi e criteri di ammissibilità

Il metodo di base per l'analisi sismica della struttura è l'analisi lineare dinamica benchè soggetta ad una serie di criteri di ammissibilità.

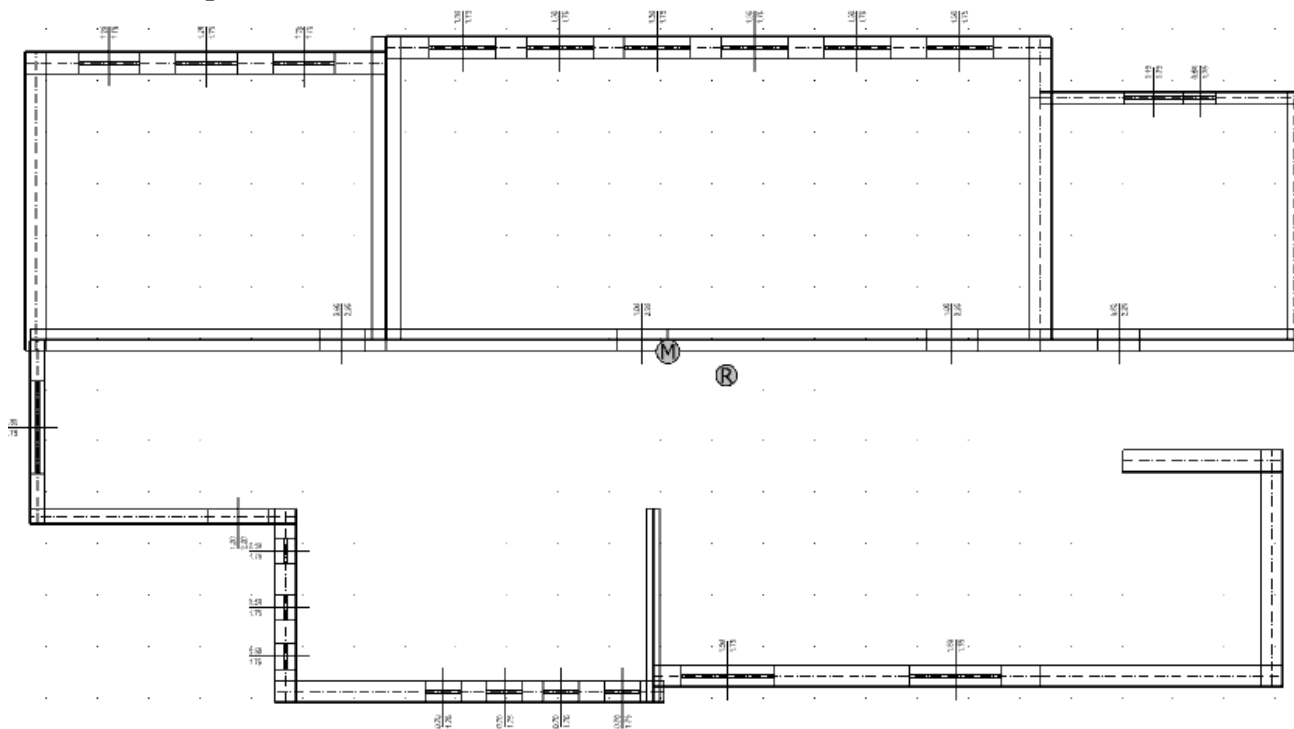
### Capitolo 9.1 – Caratterizzazione modale della struttura

Nel seguente paragrafo vengono riassunte, sia in forma di tabella che di figure, le principali informazioni relative alla caratterizzazione modale della struttura come centri di massa e rigidezze, modi di vibrare e masse eccitate. Nelle seguenti immagini si possono individuare i centri di massa e rigidezza per i vari piani.

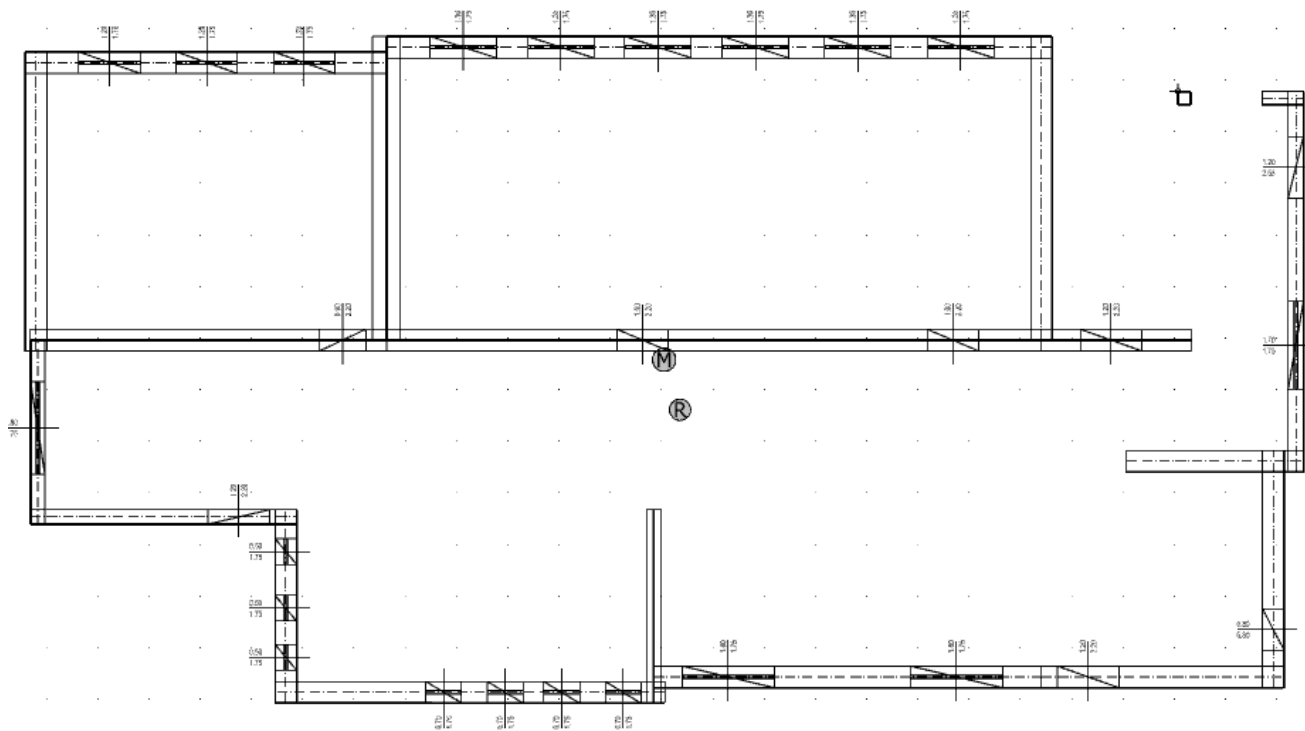
Copertura



## Piano primo



## Piano terra







Dalla tabella seguente, estrapolata dal programma di calcolo, si può avere un'analisi più precisa della posizione dei centri di massa e rigidezza e si può notare come si siano avvicinati, anche se di poco. Questo è dovuto alla distribuzione degli interventi omogenea sia in pianta che in altezza.

### LIVELLI O PIANI

Id <sub>Lv</sub>	Descrizione	Z <sub>Lv</sub>	H <sub>Lv</sub>	Q <sub>ex,lv</sub>	Crd <sub>G,s</sub>		Crd <sub>G,SLU</sub>		Crd <sub>G,SLD</sub>		Crd <sub>R,SLU</sub>	
					X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
01	Piano copertura	6,85	3,10	9,95	57,34	26,18	57,33	26,13	57,33	26,13	55,24	21,04
02	Piano primo	3,50	3,35	6,85	58,19	24,63	58,14	24,73	58,14	24,73	59,28	24,27
03	Piano terra	0,00	3,50	3,50	58,05	24,59	58,05	24,58	58,05	24,58	58,36	23,61
04	Piano seminterrato	-3,05	3,05	0,00	58,07	24,54	58,06	24,53	58,06	24,53	58,79	24,01
05	Fondazione	-3,05		-3,05	58,41	24,35	58,40	24,35	58,40	24,35	0,00	0,00

#### LEGENDA:

<b>Id<sub>Lv</sub></b>	Numero identificativo del livello o piano.
<b>Z<sub>Lv</sub></b>	Quota di calpestio del livello o piano, relativa al sistema di riferimento globale X, Y, Z.
<b>H<sub>Lv</sub></b>	Altezza del livello o piano.
<b>Q<sub>ex,lv</sub></b>	Quota dell'estradosso dell'impalcato del livello o piano.
<b>Crd<sub>G,s</sub></b>	Coordinate del baricentro delle masse, valutate in condizioni statiche.
<b>Crd<sub>G,SLU</sub></b>	Coordinate del baricentro delle masse, valutate per SLU.
<b>Crd<sub>G,SLD</sub></b>	Coordinate del baricentro delle masse, valutate per SLD.
<b>Crd<sub>R,SLU</sub></b>	Coordinate del baricentro delle rigidezze, valutate per SLU.

Il seguente schema invece evidenzia le masse in gioco, con particolare riferimento alla massa eccitata dal sisma. Naturalmente sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa cioè la cui massa partecipante sia superiore all'85%.

Infatti dal calcolo risulta che considerando il sisma lungo la direzione x si eccita una percentuale delle masse pari al 86,4 mentre lungo la direzione y si eccita una percentuale della masse pari al 20,0. Questi valori sono ottenuti considerando un numero dei modi di vibrare pari a 18

### PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA

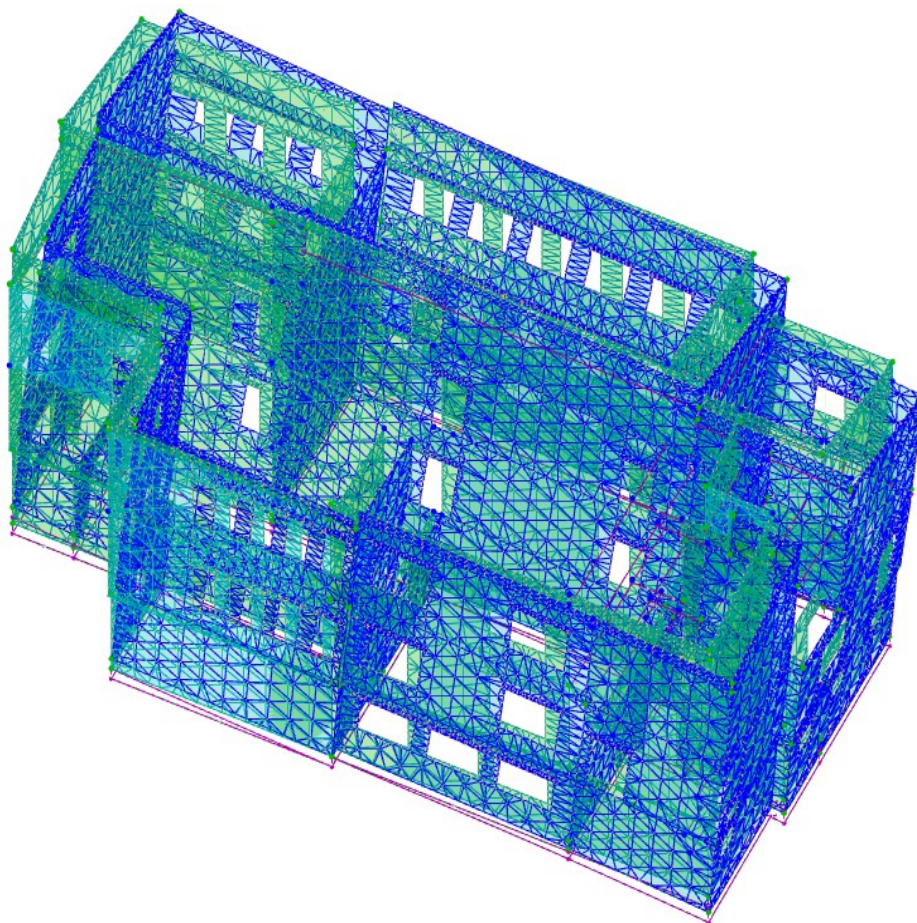
Dir	M <sub>str</sub>	M <sub>SLU</sub>	M <sub>Ecc,SLU</sub>	M <sub>SLD</sub>	M <sub>Ecc,SLD</sub>	% T.M <sub>Ecc</sub>	ΣV <sub>Ed,SLU</sub>
	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[%]	[N]
X	1.730.052	1.421.351	1.227.774	1.421.351	1.227.774	86,4	3.687.257
Y	1.730.052	1.421.351	1.350.792	1.421.351	1.350.792	95,0	3.687.257
Z	1.730.052	0	0	0	0	100,0	0

#### LEGENDA:

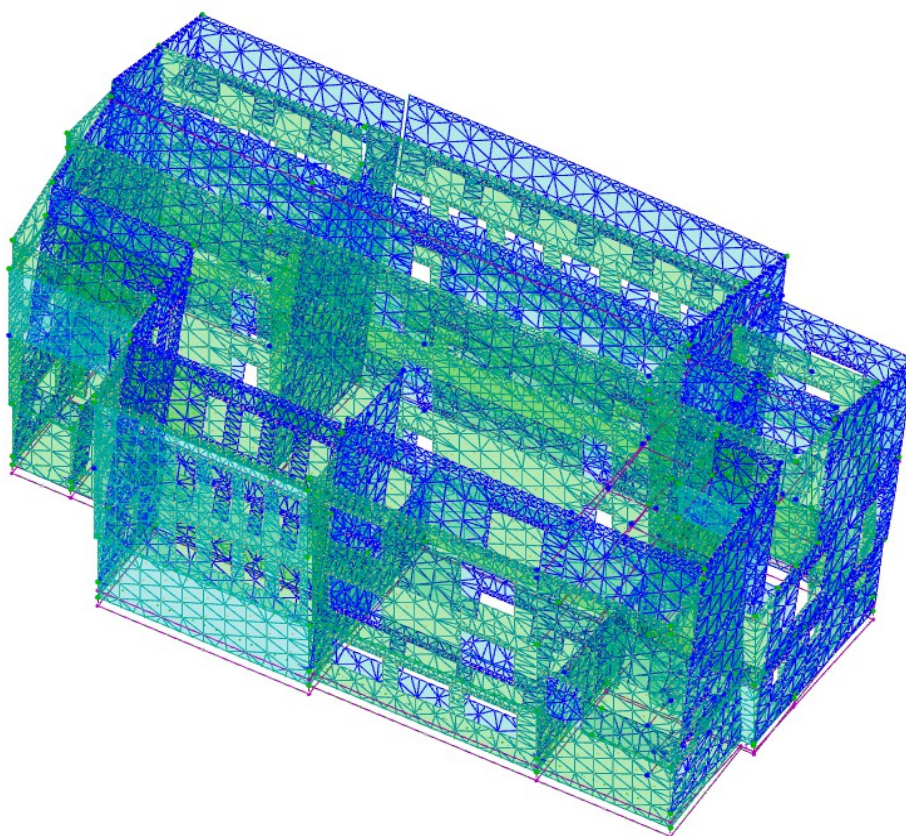
<b>Dir</b>	Direzione del sisma.
<b>M<sub>str</sub></b>	Massa complessiva della struttura.
<b>M<sub>SLU</sub></b>	Massa eccitabile allo SLU.
<b>M<sub>Ecc,SLU</sub></b>	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
<b>M<sub>SLD</sub></b>	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
<b>M<sub>Ecc,SLD</sub></b>	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
<b>% T.M<sub>Ecc</sub></b>	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
<b>ΣV<sub>Ed,SLU</sub></b>	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

Nelle figure di seguito riportate viene invece rappresentato lo spostamento delle struttura nelle direzioni x e y considerando il modo di vibrare preponderante.

Sisma in direzione x



Sisma in direzione y



## **Capitolo 9.2 – Analisi sismica**

Per quanto riguarda l'analisi sismica è stato utilizzato il metodo dell'analisi lineare dinamica che consiste nel valutare i primi rilevanti modi della vibrazione flessionale e torsionale della struttura.

Indipendentemente dall'azione sismica, ma con riferimento soltanto alle proprietà intrinseche della struttura (masse e rigidezze), il programma elabora la soluzione di un problema di autovalori, fornendo, tramite gli spostamenti normalizzati di piano, le deformate corrispondenti appunto ai modi di vibrazione libera della struttura con i rispettivi periodi  $T_k$ .

Successivamente, utilizzando lo spettro di progetto, si associano ai vari modi l'accelerazione sismica di riferimento e si ripartisce ai vari piani una frazione della forza sismica totale coerentemente con la corrispondente deformata.

Con tale sistema di forze si sviluppa l'analisi statica della struttura per il calcolo degli sforzi e degli spostamenti. I risultati  $E_k$  delle diverse analisi si sommano con la radice quadrata dei quadrati (CQC combinazione quadratica completa) per ottenere finalmente l'effetto globale da utilizzarsi nella verifica di resistenza.

L'analisi dinamica modale sopra descritta va ripetuta due volte, una volta con le forze sismiche dirette secondo x, una volta con le forze sismiche dirette secondo y, combinando alla fine gli effetti di una direzione con lo 0,3 degli effetti dell'altra direzione.

Il fattore di struttura da adottare per la definizione dello spettro di progetto viene calcolato così come specificato al punto C8.7.1.2 della circolare n.617 del 02/02/2009 " Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni".

In particolare, per edifici non regolari in elevazione, il valore da utilizzare si ricava dalla formula  $q=1,5\alpha_u/\alpha_1$  con  $\alpha_u/\alpha_1$ , rapporto di sovrarresistenza, pari a 1,8 per muratura ordinaria a due o più piani. Il valore ottenuto è  $q=2,70$

## **Capitolo 10 – Output di calcolo ante operam**

Riepilogo modi di vibrare Tomo1 Pag. 10

Coordinate baricentri di massa e rigidezza (livelli) Tomo1 Pag. 12

Nodi spostamenti Tomo2 Pag. 2

Nodi reazioni vincolari Tomo4-Pag. 57

Verifica travi in elevazione Tomo4-Pag. 451

Verifiche muri Tomo4-Pag. 163

Verifiche travi in fondazione Tomo5-Pag. 3

Accelerazioni sismiche al collasso Tomo5-Pag. 4



## Capitolo 11 – Verifiche di vulnerabilità sismica

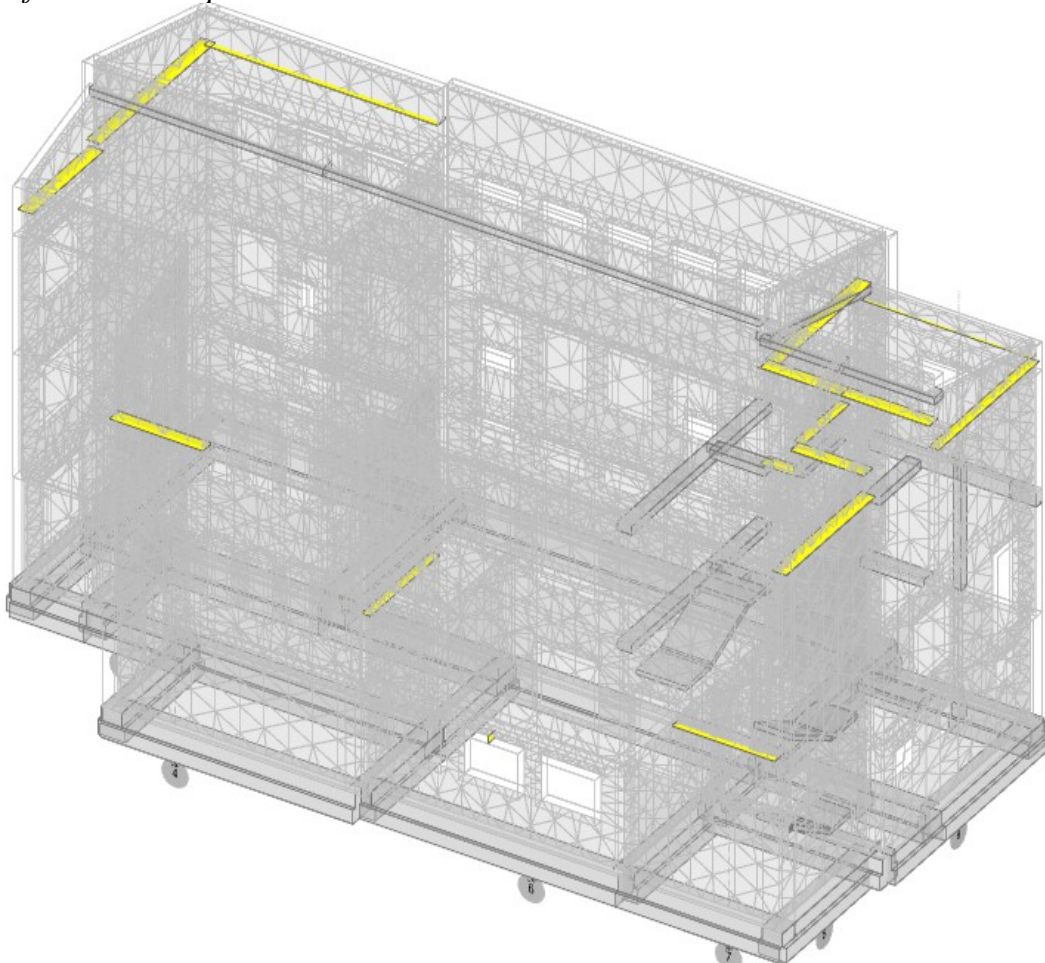
Nel caso di analisi dinamica le modalità di verifica devono seguire le procedure previste al §7.8.2.2 del DM08.

In particolare i meccanismi di rottura allo SLU da verificare sono i seguenti:

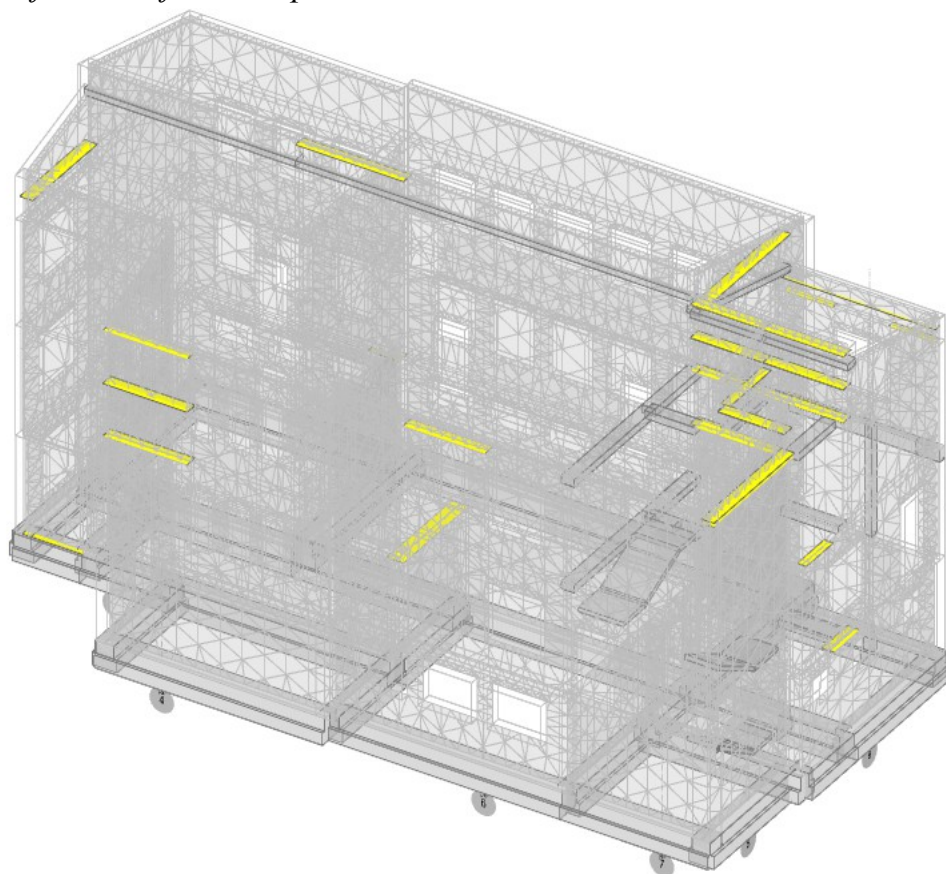
- pressoflessione per carichi laterali (fuori dal piano) per forze che agiscono ortogonalmente al piano
- pressoflessione nel piano con la rottura che avviene al raggiungimento della zona compressa quando si arriva al momento ultimo
- taglio per azioni nel piano che può avvenire con una rottura diagonale o lungo i letti di malta
- flessione e taglio per travi di accoppiamento dette fasce di piano. Si possono avere rotture per eccessiva compressione per taglio analogo al maschio.

Per una miglior visione del quadro d'insieme in termini di grado di diffusione degli elementi non verificati nell'ambito del complesso strutturale esaminato, vengono proposte le seguenti figure che evidenziano i maschi murari che non soddisfano le verifiche di legge.

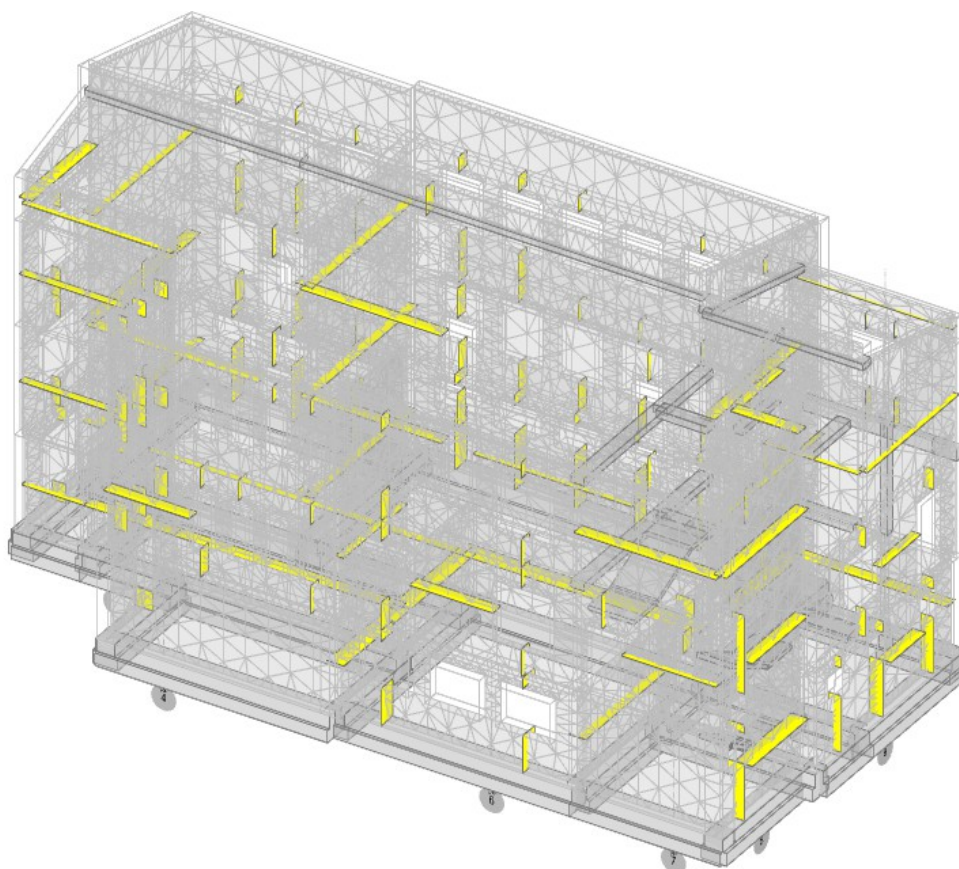
*Pressoflessione nel piano*



*Pressoflessione fuori dal piano*



*Taglio nel piano*



I grafici sopra evidenziati e la lettura dei risultati delle verifiche riportate in allegato, portano alla conclusione che le maggiori carenze della struttura riguardano la sua resistenza a taglio nel piano.

Non poteva essere altrimenti, in quanto avendo escluso dal calcolo i maschi murari più snelli, il collasso si realizza in genere con la rottura a taglio degli elementi meno snelli.

Più precisamente l'analisi della natura del comportamento strutturale porta alla conclusione che, per l'insufficiente rigidezza o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e principalmente taglio.

## Capitolo 12 – Determinazione dell'indicatore di rischio (Ir)

L'indicatore di rischio da attribuire alla struttura è dato dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che la struttura è in grado di assorbire e quella richiesta dalla normativa perché la struttura stessa possa essere definita adeguata sismicamente

Il programma di calcolo utilizzato per le verifiche permette di calcolare in modo automatico il valore dell'indicatore di rischio sia in termini di rapporto tra accelerazioni che in termini di rapporto tra periodi di ritorno mediante spettro ridotto del fattore di struttura  $q$ .

Il programma fornisce per ogni elemento portante le accelerazioni al suolo massime di picco che portano l'elemento al collasso e le confronta con quella del luogo corrispondente al valore di accelerazione dello spettro a  $T=0$  sec (PGA di domanda) che nel caso in esame è pari a 0,341.

L'indicatore di rischio per la struttura in esame allo SLV è dunque  $Ir=0,23$  in termini di accelerazioni e circa 0,257 in termini di tempo di ritorno.

Per maggiore chiarezza viene riportato uno stralcio della scheda di vulnerabilità che viene fornita dal programma.

### 9 - CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA <sub>c</sub> [Ag/g]	T <sub>RC</sub> [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.287	373
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.183	125
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.126	64
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.288	448
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.079	26
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.107	44
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.673	>2475
SLV	Taglio	CA	0.287	442
SLD	Cinematismo Ribaltamento	-	0.054	17
SLV	Cinematismo Ribaltamento	-	0.107	44
SLD	Cinematismo Spanciamento	-	0.276	340
SLV	Cinematismo Spanciamento	-	0.553	>2475

#### LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

<b>Stato Limite</b>	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
<b>Materiale</b>	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
<b>Tipo di rottura</b>	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
<b>PGA<sub>c</sub></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo.
<b>T<sub>RC</sub></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.



## 10 - DOMANDA - ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Stato Limite		Domanda - Entità dell'azione sismica attesa	
	$PGA_0$		$T_{RD}$
	[g]		[anni]
SLO	0.116		45
SLD	0.145		75
SLV	0.344		712
SLC	0.414		1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

**Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

**$PGA_0$**  Domanda in termini di accelerazione al sito ( $S_a S_T a_g/g$ )  **$T_{RD}$**  Domanda in termini di periodo di ritorno

## 11 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Stato Limite		Indicatori di rischio sismico	
	$\alpha_{PGA}$		$\alpha_{TR}$
SLO	1.577		1.520
SLD	0.368		0.544
SLV	0.230		0.257

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

**Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

**$\alpha_{PGA}$**  Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione:  $PGA_c/PGA_0$  - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

**$\alpha_{TR}$**  Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno:  $(T_{RC}/T_{RD})^{2.4}$  - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

## Capitolo 13 – Valutazione critica dell'indicatore di rischio (Ir)

Al di là dei risultati numerici uscenti dall'analisi strutturale basata su una modellazione della struttura condizionata da scelte legate alle risultanze delle indagini in situ e dunque indissolubilmente legate alla completezza ed affidabilità delle stesse, non si può prescindere dal fatto che l'edificio, allo stato attuale, non mostra lesioni diffuse o quadri fessurativi in atto, che possano far ritenere prossimo uno stato limite di collasso.

Si ritiene dunque che l'edificio possa essere staticamente idoneo a sopportare i carichi di esercizio quali quelli a cui attualmente è sottoposto, senza denunciare problemi di stabilità.

E' evidente però che non è possibile non denunciare una situazione critica soprattutto per quello che riguarda le potenzialità globali di resistenza sismica e deformabilità laterale.

In questa situazione il fabbricato risulta dunque carente sia in termini di capacità resistente che di capacità deformativa.

## Capitolo 14 – Interventi previsti

In questo capitolo, in riferimento agli obiettivi del progetto, sono indicati gli interventi previsti e le caratteristiche prestazionali dei materiali prescelti.

Il recupero dell'edificio deve elevare la capacità sismo-resistente la struttura tendendo al suo adeguamento alle attuali normative al fine di aumentare la sicurezza dell'intera struttura, sia nei confronti dei carichi verticali che nei confronti delle azioni sismiche.

Si propongono di seguito gli interventi finalizzati a tale scopo e che coinvolgono gli elementi resistenti.



Tali lavorazioni andranno poi integrate con tutte quelle che interesseranno le opere di finitura per rendere l'edificio perfettamente fruibile.

In particolare, per il consolidamento della muratura, si prevede di intervenire su tutti i maschi murari ritenuti più deboli attraverso la realizzazione di intonaco armato.

L'intervento prevede l'applicazione del betoncino a base di calce armata con reti e comprende le seguenti fasi operative:

- Rimozione completa dell'intonaco esistente con pulizia accurata di tutta la superficie muraria su cui si deve intervenire;
- scrostatura della malta dagli interstizi dei giunti;
- esecuzione di perfori passanti nella muratura di diametro di 10mm per il successivo inserimento delle armature di collegamento. Naturalmente le perforazioni devono avere disposizione tale da realizzare una maglia regolare con opportuno sfasamento e devono essere leggermente inclinate;
- iniezione di malta fluida da inghisaggio o adesivo epossidico bicomponente;
- applicazione della rete in acciaio B450C con diametro 8mm e maglia 100x100mm per le pareti interne e reti in fibra di vetro con diametro 5mm e maglia 66x66mm mediante impiego di distanziatori in plastica;
- legature della rete alle barre precedentemente ammorsate che verranno ripiegate a 90°;
- applicazione, sulle facce della muratura, dell'intonaco strutturale.

Di seguito vengono riportate le proprietà meccaniche dei nuovi materiali

### *Fibre di vetro*

Acciaio in Tondini

Caratteristiche Lineari	Resistenze di Calcolo	Caratteristiche non Lineari	Grafica
<b>Caratteristiche generiche</b>			
Descrizione <input type="text" value="Fibre di vetro"/>			
Sigla caratteristica del materiale .....		<input type="text" value="FRN"/>	
Peso Specifico .....		[N/m³]	<input type="text" value="10 '000"/>
Coefficiente di dilatazione termica .....		[1/°C]	<input type="text" value="0.000010"/>
Modulo Elastico Normale .....		[N/mm²]	<input type="text" value="27 '000"/>
Modulo Elastico Tangenziale .....		[N/mm²]	<input type="text" value="10 '384"/>
<b>Altre caratteristiche</b>			
F <sub>yk</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento .....	[N/mm²]	<input type="text" value="285.00"/>
γ <sub>s</sub>	Coefficiente di sicurezza allo SLU .....		<input type="text" value="1.15"/>

Caratteristiche Lineari	Resistenze di Calcolo	Caratteristiche non Lineari	Grafica
<b>Resistenze di Calcolo per Edifici Esistenti (esprese in N/mm²)</b>			
		<b>Fatto</b>	<b>Proget.</b>
F <sub>yd</sub>	Resistenza allo snervamento .....	<input type="text" value="183.57"/>	<input type="text" value="247.83"/>

## Betoncino

Betoncino armato

Caratteristiche Lineari   Resistenze di Calcolo   Caratteristiche non Lineari   Grafica

**Caratteristiche generiche**

Descrizione: Betoncino interno

Sigla caratteristica del materiale: BtnArm

Peso Specifico: [N/m³] 18 '000

Coefficiente di dilatazione termica: [1/°C] 0.000010

Modulo Elastico Normale: [N/mm²] 10 '000

Percentuale del Modulo Elastico Normale per Analisi Sismica: [%] 100

Modulo di Poisson: 0.20

Coefficiente di omogeneizzazione: 15

**Altre caratteristiche**

Inputa Resistenza media in luogo della Resistenza caratteristica: ☐

Rck Resistenza caratteristica cubica: [N/mm²] 13.00

%Rck Percentuale di riduzione di Rck: [%] 85

γc Coefficiente di sicurezza allo SLU: 1.50

Caratteristiche Lineari   Resistenze di Calcolo   Caratteristiche non Lineari   Grafica

**Resistenze di Calcolo per Edifici Esistenti (esprese in N/mm²)**

		Fatto	Proget.
Fcd	Resistenza a compressione	4.53	6.11
Fctd	Resistenza a trazione	0.76	1.03
Fcfm	Resistenza media a trazione per flessione	1.30	1.76

E' prevista la realizzazione di nuovi muri di spina in prosecuzione di quelli al piano interrato. In questo modo i muro di spina vanno ad ammorsarsi ai muri perimetrali migliorando il comportamento scatolare.

Al piano primo viene inoltre realizzato in nuovo muro in prossimità del balcone in modo da collegare i muri perimetrali ora previ di collegamento trasversale.

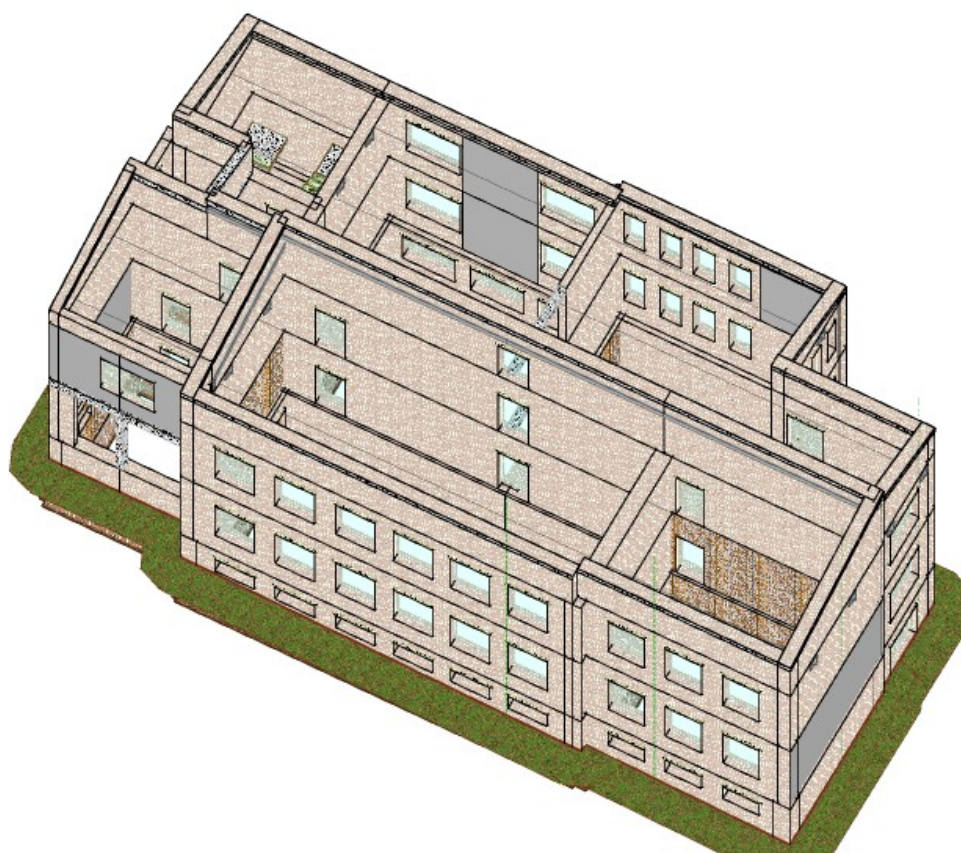
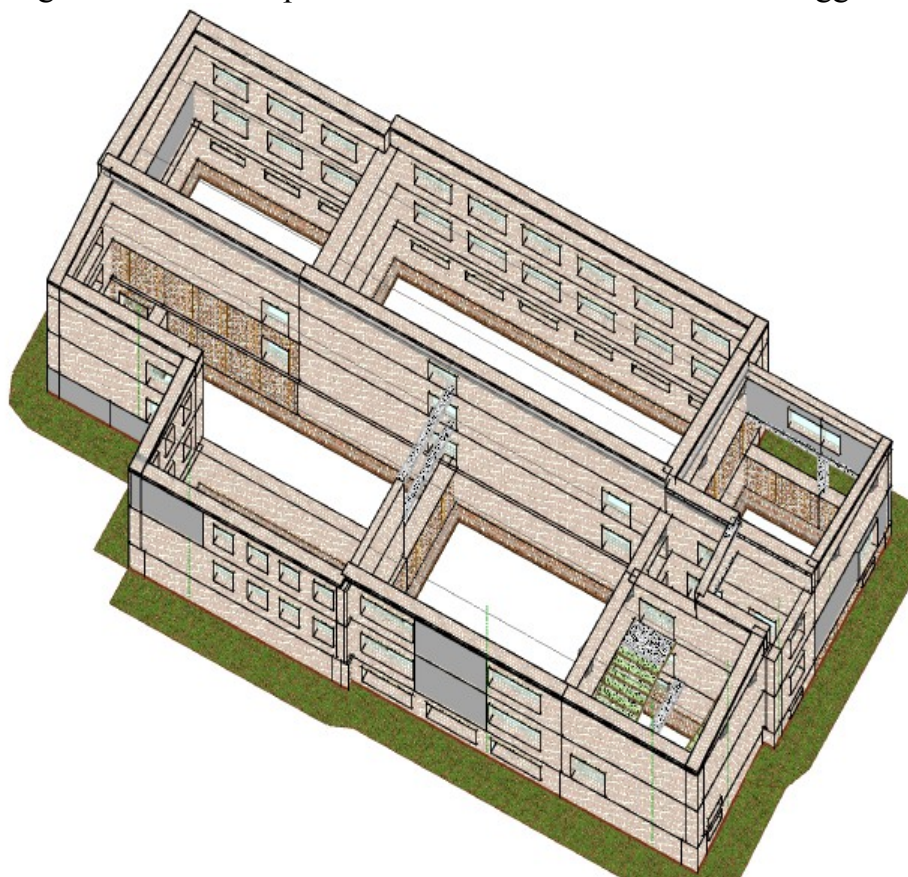
Detti muri saranno realizzati in con mattoni piena e malta in omogeneità con quelli esistenti. Gli spessori possono essere dedotti dalle tavole strutturali allegate.

Verrà chiusa una finestra al piano seminterrato, nel disimpegno del bagno, in modo da avere continuità dei maschi murari per i vari piani.

Non sono attesi aumenti di carico sui solai o variazioni di destinazioni d'uso dei locali pertanto valgono tutte le considerazioni espresse nei capitolo 5-6-7 della presente relazione.

Non sono previsti interventi sui solai e sugli elementi in c.a. in quanto garantiscono un sufficiente grado di sicurezza.

Nelle immagini sottostanti si possono individuare i maschi murari oggetto d'intervento.



## Capitolo 15 – Input di calcolo post operam

Normativa di riferimento Tomo1-Pag. 1

Caratteristiche dei materiali Tomo1-Pag. 2

Analisi dei carichi Tomo1-Pag.4

Dati generali analisi sismica Tomo1-Pag.9

Principali elementi analisi sismica Tomo1-Pag. 10

Assegnazione travi in elevazione Tomo1-Pag. 13

Assegnazione travi in fondazione Tomo1-Pag. 14

Assegnazione muri Tomo1-Pag. 15

Sollecitazioni sulle travi Tomo3-Pag. 111

Sollecitazioni sui muri Tomo3-Pag. 124

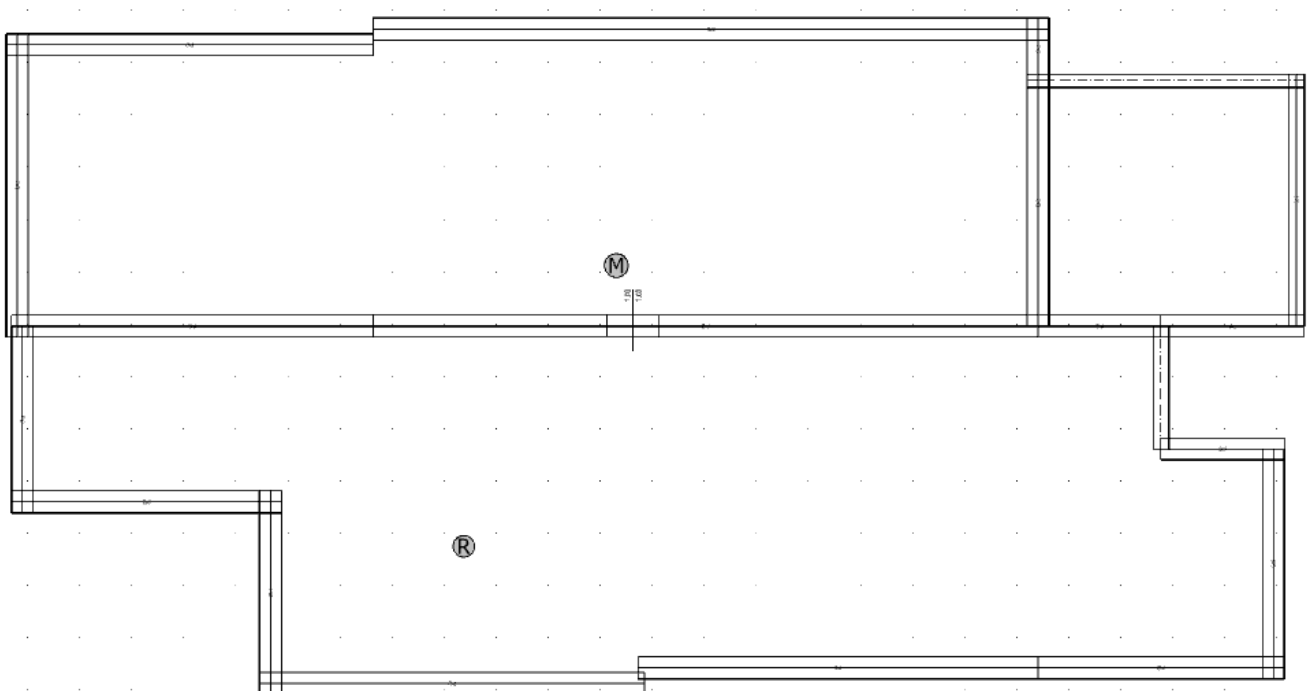
## Capitolo 16 – Metodi di analisi e criteri di ammissibilità

Viene confermata l'analisi lineare dinamica come strumento per l'analisi sismica della struttura e il fattore di struttura  $q=2,70$

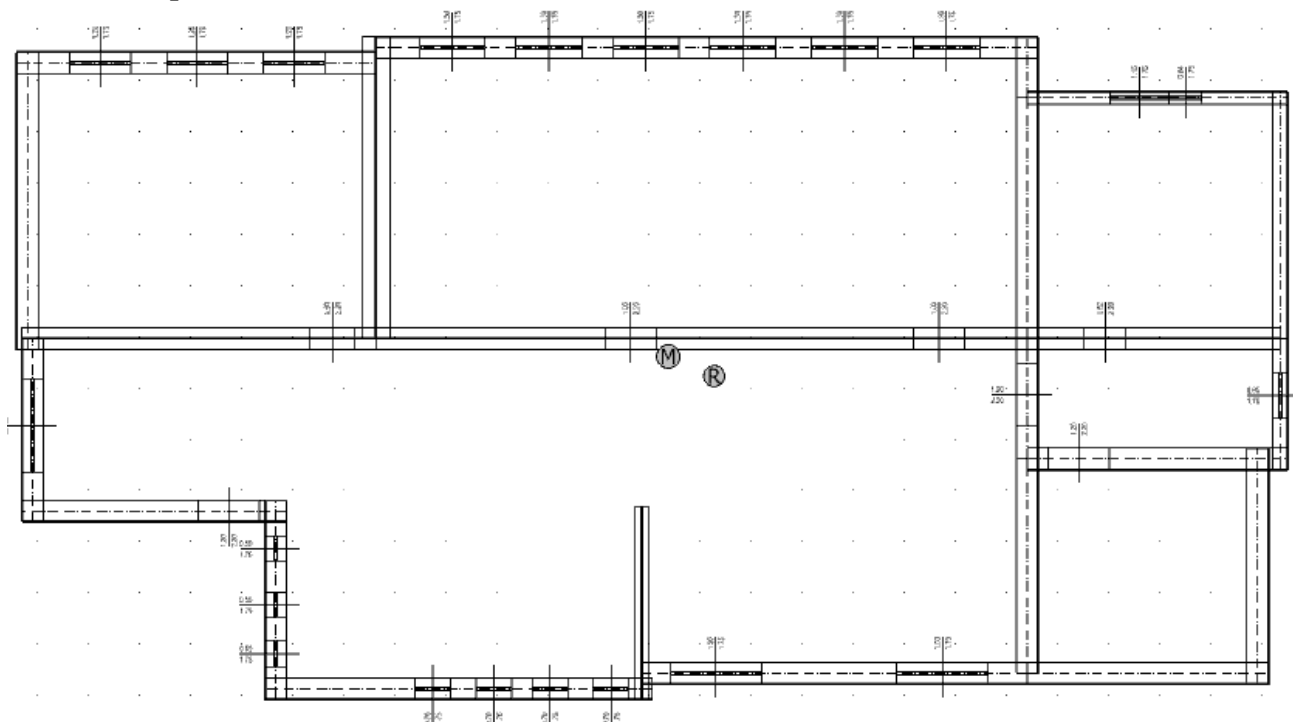
### **Capitolo 16.1 – Caratterizzazione modale della struttura**

Nel seguente paragrafo vengono riassunte, sia in forma di tabella che di figure, le principali informazioni relative alla caratterizzazione modale della struttura come centri di massa e rigidezze, modi di vibrare e masse eccitate. Nelle seguenti immagini si possono individuare i centri di massa e rigidezza per i vari piani.

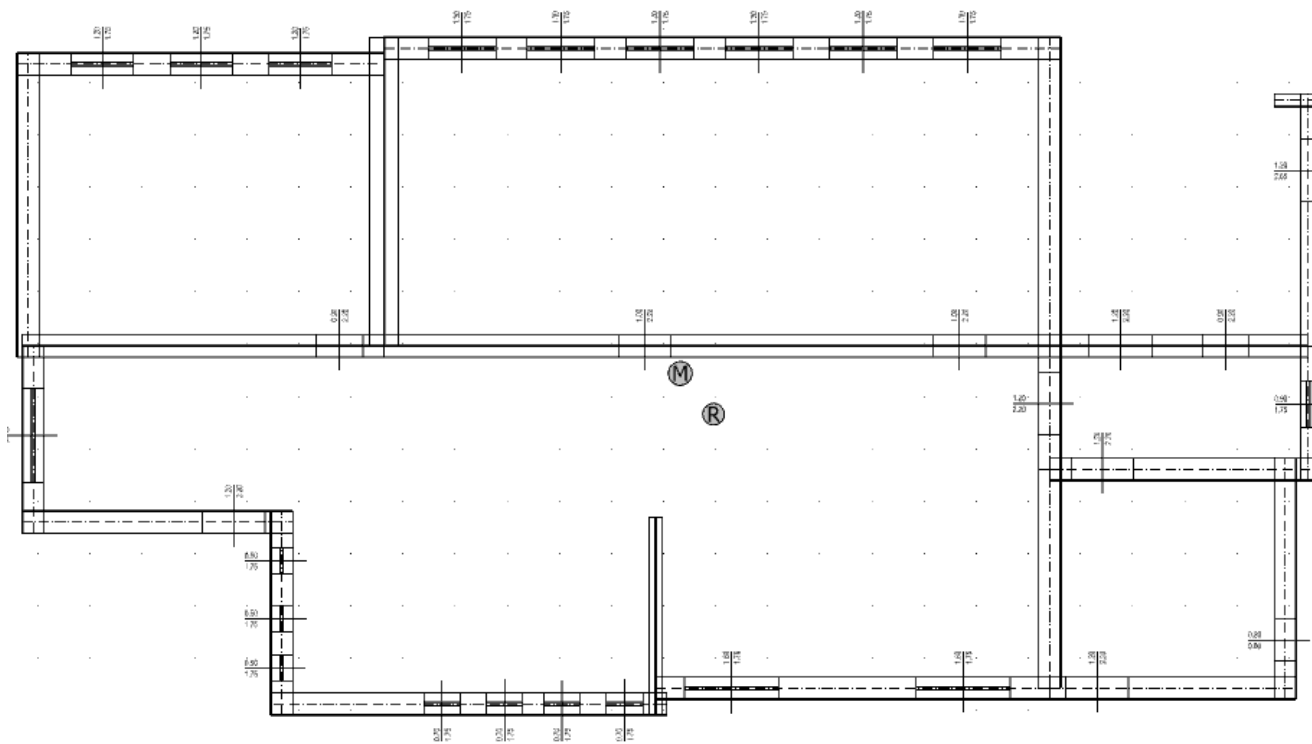
Copertura



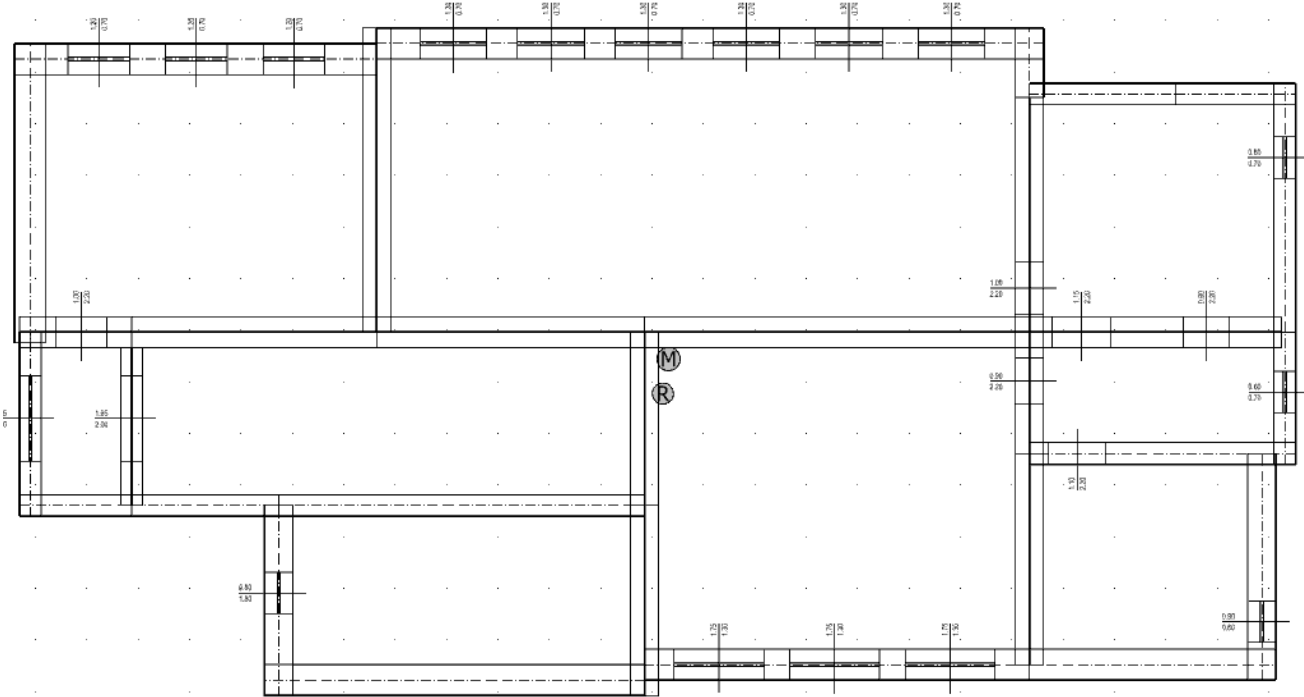
## Piano primo



## Piano terra



Seminterrato





Dalla tabella seguente, estrapolata dal programma di calcolo, si può avere un'analisi più precisa della posizione dei centri di massa e rigidezza e si può notare che rimangono più o meno inalterati. Questo è dovuto alla distribuzione degli interventi omogenea sia in pianta che in altezza.

### LIVELLI O PIANI

IdLv	Descrizione	Z <sub>Lv</sub>	H <sub>Lv</sub>	Q <sub>ex,lv</sub>	Crd <sub>G,s</sub>		Crd <sub>G,SLU</sub>		Crd <sub>G,SLD</sub>		Crd <sub>R,SLU</sub>	
					X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
01	Piano copertura	6,85	3,10	9,95	57,34	26,18	57,31	26,12	57,31	26,12	54,38	20,75
02	Piano primo	3,50	3,35	6,85	58,40	24,52	58,37	24,61	58,37	24,61	59,27	24,23
03	Piano terra	0,00	3,50	3,50	58,31	24,46	58,32	24,44	58,32	24,44	58,96	23,66
04	Piano seminterrato	-3,05	3,05	0,00	58,21	24,50	58,21	24,49	58,21	24,49	58,21	23,77
05	Fondazione	-3,05		-3,05	58,39	24,35	58,37	24,36	58,37	24,36	0,00	0,00

#### LEGENDA:

<b>IdLv</b>	Numero identificativo del livello o piano.
<b>Z<sub>Lv</sub></b>	Quota di calpestio del livello o piano, relativa al sistema di riferimento globale X, Y, Z.
<b>H<sub>Lv</sub></b>	Altezza del livello o piano.
<b>Crd<sub>G,s</sub></b>	Coordinate del baricentro delle masse, valutate in condizioni statiche.
<b>Crd<sub>G,SLU</sub></b>	Coordinate del baricentro delle masse, valutate per SLU.
<b>Crd<sub>G,SLD</sub></b>	Coordinate del baricentro delle masse, valutate per SLD.
<b>Crd<sub>R,SLU</sub></b>	Coordinate del baricentro delle rigidezze, valutate per SLU.

Il seguente schema invece evidenzia le masse in gioco, con particolare riferimento alla massa eccitata dal sisma. Naturalmente sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa cioè la cui massa partecipante sia superiore all'85%.

Infatti dal calcolo risulta che considerando il sisma lungo la direzione x si eccita una percentuale delle masse pari al 91,4% mentre lungo la direzione y si eccita una percentuale della masse pari al 93,8%. Questi valori sono ottenuti considerando un numero dei modi di vibrare pari a 18.

### PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA

Dir	M <sub>Str</sub>	M <sub>SLU</sub>	M <sub>Ecc,SLU</sub>	M <sub>SLD</sub>	M <sub>Ecc,SLD</sub>	% T.M <sub>Ecc</sub>	ΣV <sub>Ed,SLU</sub>
	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[N·s <sup>2</sup> /m]	[%]	[N]
X	1.805.751	1.494.367	1.366.576	1.494.367	1.366.576	91,4	3.876.675
Y	1.805.751	1.494.367	1.401.019	1.494.367	1.401.019	93,8	3.876.675
Z	1.805.751	0	0	0	0	100,0	0

#### LEGENDA:

<b>Dir</b>	Direzione del sisma.
<b>M<sub>Str</sub></b>	Massa complessiva della struttura.
<b>M<sub>SLU</sub></b>	Massa eccitabile allo SLU.
<b>M<sub>Ecc,SLU</sub></b>	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
<b>M<sub>SLD</sub></b>	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
<b>M<sub>Ecc,SLD</sub></b>	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
<b>% T.M<sub>Ecc</sub></b>	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
<b>ΣV<sub>Ed,SLU</sub></b>	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

## Capitolo 17 – Output di calcolo post operam

Riepilogo modi di vibrare Tomo1 Pag. 10

Coordinate baricentri di massa e rigidezza (livelli) Tomo1 Pag. 13

Nodi spostamenti Tomo1-Pag. 122

Nodi reazioni vincolari Tomo4-Pag. 127

Verifica travi in elevazione Tomo5-Pag. 51

Verifiche muri Tomo5-Pag. 61

Verifiche travi in fondazione Tomo5-Pag. 88

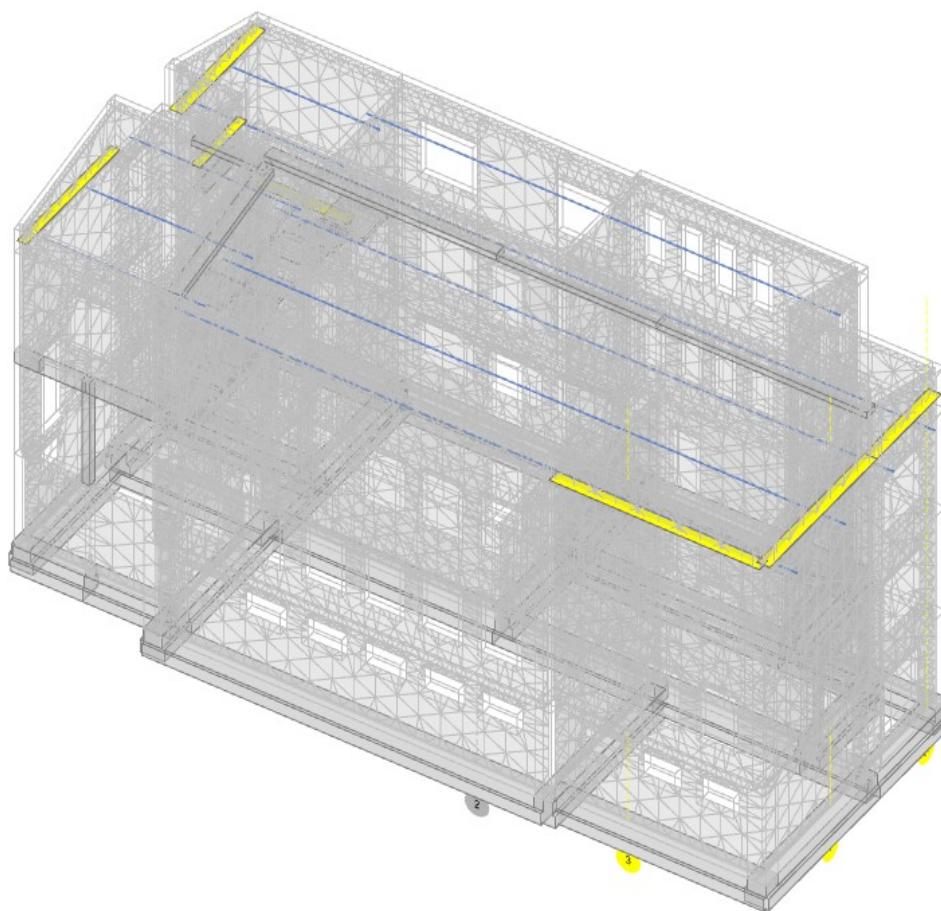
Accelerazioni sismiche al collasso Tomo5-Pag. 90

## Capitolo 18 – Verifiche di vulnerabilità sismica

Vengono eseguite le verifiche di legge così come previsto al punto §7.8.2.2 del DM08.

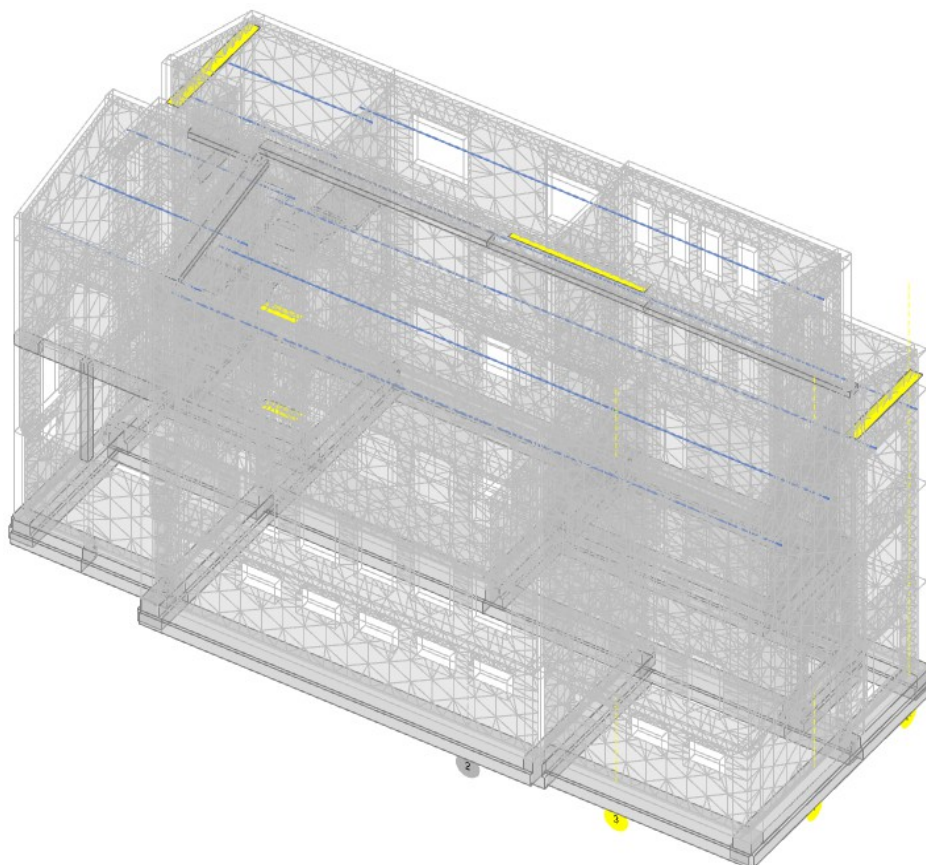
Per una miglior visione del quadro vengono proposte le seguenti figure che evidenziano i maschi murari che non soddisfano le verifiche di legge.

*Pressoflessione nel piano*

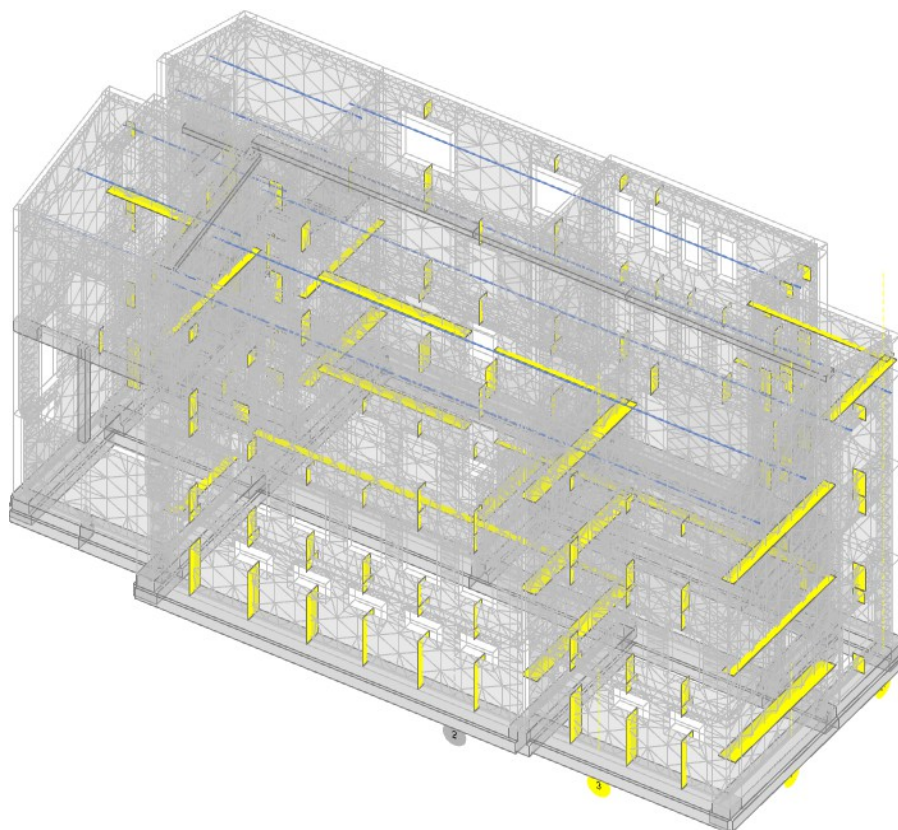




*Pressoflessione fuori dal piano*



*Taglio nel piano*



Permangono delle criticità sulle pareti di copertura per le verifiche a pressoflessione, meno influenti dal punto di vista della vulnerabilità della struttura mentre i grafici sopra evidenziati evidenziano che l'esito delle verifiche a taglio non è sempre positivo.

Non poteva essere altrimenti, in quanto lo scopo della progettazione è un consistente miglioramento sismico e non l'adeguamento della struttura.

## Capitolo 19 – Determinazione nuovo indicatore di rischio (Ir)

Il programma di calcolo fornisce post operam un indicatore di rischio allo SLV  $I_r=0,612$  in termini di accelerazioni e circa 0,60 in termini di tempo di ritorno.

Viene riportato uno stralcio della scheda di vulnerabilità che viene fornita dal programma.

### 9 - CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	$PGA_c$ [Ag/g]	$T_{RC}$ [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.319	485
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.204	161
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.238	277
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.313	558
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.265	362
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.216	220
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	2.181	>2475
SLV	Taglio	CA	1.030	>2475
SLD	Cnematismo Ribaltamento	-	0.122	50
SLV	Cnematismo Ribaltamento	-	0.243	293
SLD	Cnematismo Spanciamento	-	0.105	37
SLV	Cnematismo Spanciamento	-	0.210	205

#### LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

<b>Stato Limite</b>	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
<b>Materiale</b>	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
<b>Tipo di rottura</b>	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
<b><math>PGA_c</math></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo.
<b><math>T_{RC}</math></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

### 11 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\alpha_{PGA}$	$\alpha_{TR}$
SLO	1.755	1.686
SLD	0.724	0.748
SLV	0.612	0.600

#### LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

<b>Stato Limite</b>	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
<b><math>\alpha_{PGA}</math></b>	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: $PGA_c/PGA_d$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.
<b><math>\alpha_{TR}</math></b>	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.