



azienda casa emilia - romagna  
provincia di bologna

Piazza della Resistenza 4 - 40122  
Bologna - BO  
tel. 051.292111 fax 051.554335  
Codice Fiscale - Partita IVA e Registro  
Imprese di Bologna n. 00322270372  
sito web: www.acerbologna.it  
posta elettronica: info@acerbologna.it

INTERVENTO

**FONDO COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA  
PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE: RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA"**

**PROGETTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER ADEGUAMENTO SISMICO E  
MIGLIORAMENTO ENERGETICO DELL'EDIFICIO POSTO IN VIA GALILEI 1  
COMUNE DI IMOLA**

LOTTO **3050/PN**

**PROGETTO ESECUTIVO**

TAV. RS.STR.01_G1		OGGETTO GENERALI: Illustrazione sintetica elementi essenziali		DATA  Settembre 2022			
SCALA -				N. DISEGNO			
VERSIONE	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO		APPROVATO
00	PRIMA EMISSIONE		Giugno 2022	R.FORCELLATI	N. LEONE		N. LEONE
01	REVISIONE 1		Settembre 2022	R.FORCELLATI	N. LEONE		N. LEONE
02							
03							

<b>Il Progettista Architettonico</b>  Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	<b>Il Progettista Strutturale</b>  Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	<b>Il Progettista Impianti Elettrici</b>  Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	<b>Il Progettista Impianti Meccanici</b>  Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)
<b>Il Coordinatore della Sicurezza in Fase Progettuale</b>  Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	<b>Il Coordinatore per la progettazione</b>  Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)		
<b>Responsabile del Procedimento</b>  Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	<b>Il Dirigente Responsabile del Servizio Tecnico</b>  Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	<b>Il Direttore Generale</b>  Avv. Francesco Nitti ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	<b>Il Presidente</b>  Marco Bertuzzi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna

**OGGETTO:** *Fondo complementare al piano nazionale di ripresa e resilienza programma "sicuro, verde e sociale: riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica".*

**Progetto di manutenzione straordinaria per adeguamento sismico e miglioramento energetico dell'edificio posto in via Galilei 1 Comune di Imola**

# **ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE**

## **Rev02**







## Sommario

PREMESSA.....	4
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE .....	4
VERIFICHE.....	53



## PREMESSA

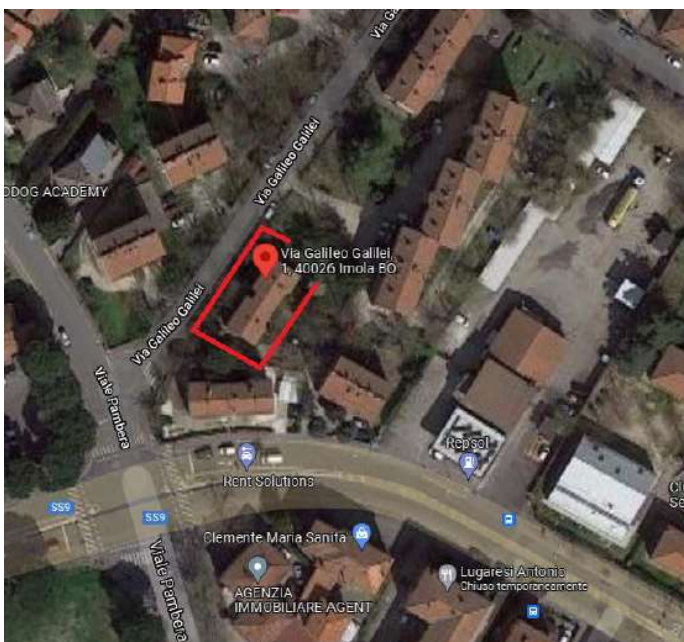
Nella presente relazione lo scrivente riporta le deduzioni ed i calcoli effettuati per il dimensionamento degli interventi strutturali da eseguirsi per l'adeguamento sismico di un fabbricato esistente in muratura portante ordinaria ad Imola (BO).

## ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

### A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO

L'immobile oggetto di intervento si colloca all'interno del Comparto Marconi, in Via Galilei 1.

L'edificio è situato nel comune di Imola, a nord del centro storico, nell'isolato delimitato da Via G. Galilei, Via G. Bucci, Via Q. Cenni, Viale G. Marconi e Viale Pampera.



L'immobile è inserito al catasto fabbricati al foglio n.230 particella n.1251.

Il fabbricato in oggetto non è soggetto a vincoli e/o situato in zona di interesse archeologico.

Il sito di costruzione è pianeggiante.

### B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DELLA TIPOLOGIA D'INTERVENTO

Per la descrizione della struttura vedi "(n) Descrizione struttura esistente".

Riassumendo, i lavori di cui all'oggetto:

- riguardano una costruzione esistente in muratura portante ordinaria;
- occorre la nomina di un collaudatore;
- riguardano un edificio che può essere classificato come "ordinario" (Tipo di costruzione "2"; Vita Nominale = 50 anni);



- l'edificio di progetto è di classe d'uso II (attualmente classe d'uso I), quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:
- $VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50$  anni;
- sono soggetti a semplice deposito;
- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- la costruzione è isolata;
- sulle nuove pareti non grava più del 50% dei carichi gravitazionale.

Si evidenzia che la costruzione attuale:

- riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- non palesa difetti di impostazione e di realizzazione rispetto allo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- non manifesta danni e dissesti significativi;
- presenta un degrado dovuto alla obsolescenza materica.

Il presente progetto pertanto prevede;

- allargamento fondale dei muri caricati dai solai
- inspessimento delle murature all'interrato con intonaco armato
- rinforzo dei solai nel loro spessore
- rinforzo delle murature perimetrali e di alcune pareti interne con tecnica FRCM
- messa in opera di catene metalliche nel sottotetto
- realizzazione di nuovo vano scale in muratura (anche il nuovo vano scale verrà rivestito con FRCM per garantire un migliore ammassamento alla struttura esistente e per tutelarsi da lesioni all'interfaccia tra le due tipologie di murature)

Il percorso progettuale seguito per la definizione delle opere strutturali dallo scrivente progettista si è sviluppato, nell'ordine, secondo i seguenti criteri:

- sopralluoghi nella costruzione, con particolare riferimento alle zone d'intervento, per presa visione e conoscenza dello stato attuale e delle strutture esistenti;
- interazione con le esigenze architettoniche per lo sviluppo di un intervento che, nel rispetto delle necessità e richieste del Committente, consenta l'adozione di ottimali soluzioni strutturali per gli interventi (nei confronti sia delle strutture esistenti sia delle opere di progetto);
- concezione di interventi strutturali con meccanismi resistenti ottimali per le opere di nuova realizzazione, nel rispetto dell'organismo strutturale esistente;
- produzione di elaborati esecutivi con definizione di particolari costruttivi che consentano la realizzazione concreta di quanto progettualmente ideato e concepito.

L'unità immobiliare oggetto del presente intervento è compiutamente individuata e definita negli elaborati predisposti dal progettista architettonico.

Le parti oggetto di interventi strutturali sono compiutamente individuate e definite negli elaborati predisposti dallo scrivente progettista strutturale.

L'uso dell'unità immobiliare non cambia (rimane civile abitazione).



### C) Quadro normativo di riferimento adottato

Il progetto è stato redatto secondo la seguente normativa di riferimento:

- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni».
- Classificazione sismica dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- L.R. (Emilia Romagna) 30 ottobre n. 19 del 2008 – «Norme per la riduzione del rischio sismico» e relativi atti di indirizzo.

### D) AZIONI SULLA COSTRUZIONE E CARICHI

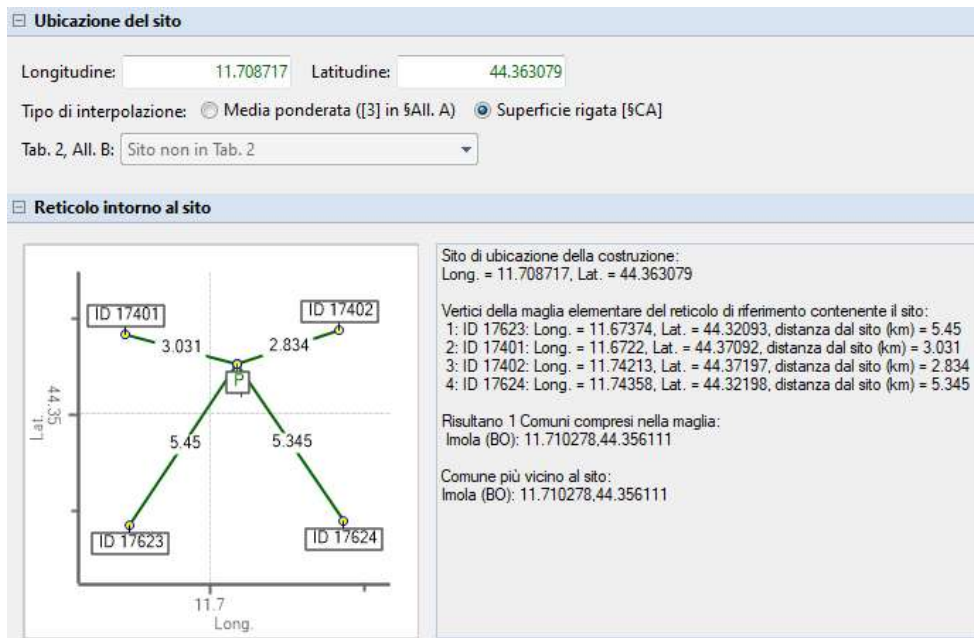
Azioni sulla costruzione

#### Azioni Naturali

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi delle azioni naturali agenti sulla struttura:

- Neve sulla copertura → azione verticale
- Vento → azione orizzontale (trascurabile per l'intervento in oggetto)
- Azione sismica → azione orizzontale

#### *Azione sismica*





#### ☐ Pericolosità sismica di base

T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)
30	0.065	2.408	0.260
50	0.084	2.398	0.270
72	0.098	2.390	0.274
101	0.114	2.408	0.280
140	0.130	2.428	0.280
201	0.150	2.427	0.284
475	0.204	2.436	0.300
975	0.256	2.488	0.310
2475	0.332	2.582	0.330

#### ☐ Risposta sismica locale

##### Approccio semplificato secondo Normativa

Categoria di sottosuolo

C ▼

Categoria topografica

T1 ▼

Quota sito/Altezza rilievo

0.000

$[0 \leq (h/H) \leq 1]$

Amplificazione topografica  $S_T$

1.000

$(§3.2.3.2.1: S_T = 1.000)$

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F,o	T,C (sec)	a,max (g)	F,v	T,C (sec)
30	0.098	2.408	0.426	0.065	0.829	0.150
50	0.126	2.398	0.437	0.084	0.938	0.150
72	0.147	2.390	0.441	0.098	1.010	0.150
101	0.171	2.408	0.447	0.114	1.098	0.150
140	0.195	2.428	0.447	0.130	1.182	0.150
201	0.222	2.427	0.452	0.150	1.269	0.150
475	0.286	2.436	0.469	0.204	1.485	0.150
975	0.337	2.488	0.479	0.256	1.699	0.150
2475	0.394	2.582	0.500	0.332	2.008	0.150





#### Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni):  $V_N = 50$

Classe d'uso: Classe II (normali affollamenti)

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni):  $V_R = V_N * C_U = 50$

Probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (Tab. 3.2.I)  
Tempo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLO	81	30
SLD	63	50
SLV	10	475
SLC	5	975

#### Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	30	0.065	1.500	1.500	2.408	0.142	0.426	1.860	0.065	1.000	0.829	0.050	0.150	1.000
SLD	50	0.084	1.500	1.500	2.398	0.146	0.437	1.936	0.084	1.000	0.938	0.050	0.150	1.000
SLV	475	0.204	1.402	1.402	2.436	0.156	0.469	2.416	0.204	1.000	1.485	0.050	0.150	1.000
SLC	975	0.256	1.318	1.318	2.488	0.160	0.479	2.624	0.256	1.000	1.699	0.050	0.150	1.000

#### PGA

Accelerazione su roccia (analoga ad  $a_g$ )

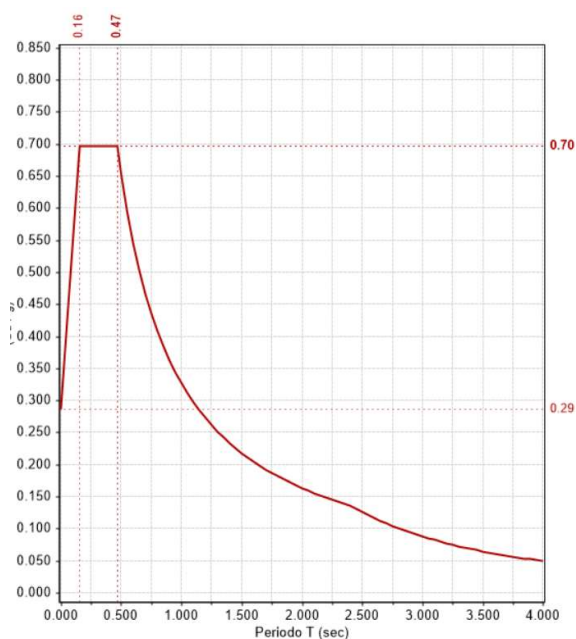
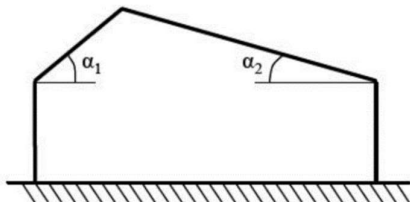
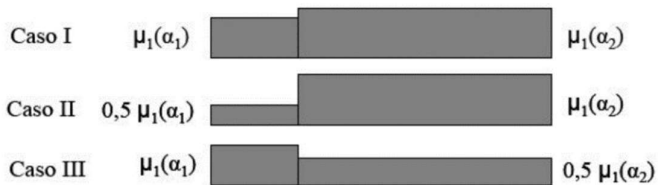


Figura 1: Spettro "elastico" SLV



## Neve

Situazione standard:



- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m.  $a_s$ : 47.00 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione  $C_E$ : 1.0
- Coefficiente termico  $C_t$ : 1.00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ( $T_R=50$ anni)  $q_{sk}$ : 1.50 kN/m<sup>2</sup>
- Angolo  $\alpha_1$  della falda 1 sull'orizzontale: 23°
- Angolo  $\alpha_2$  della falda 2 sull'orizzontale: 23°
- Coefficiente di forma  $\mu_1(\alpha_1)$ : 0.80
- Coefficiente di forma  $\mu_1(\alpha_2)$ : 0.80

Caso (i) - Carico neve in assenza di vento

- Carico neve su falda 1  $q_1$ : 1.20 kN/m<sup>2</sup>
- Carico neve su falda 2  $q_2$ : 1.20 kN/m<sup>2</sup>

Caso (ii) - Carico neve in presenza di vento

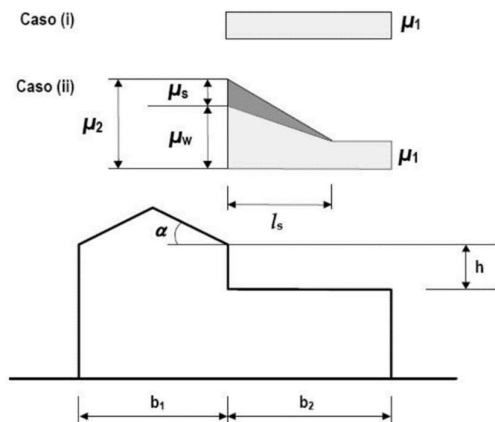
- Carico neve su falda 1  $q_1$ : 0.60 kN/m<sup>2</sup>
- Carico neve su falda 2  $q_2$ : 1.20 kN/m<sup>2</sup>

Caso (iii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1  $q_1$ : 1.20 kN/m<sup>2</sup>
- Carico neve su falda 2  $q_2$ : 0.60 kN/m<sup>2</sup>



Accumulo (su solaio ingresso):



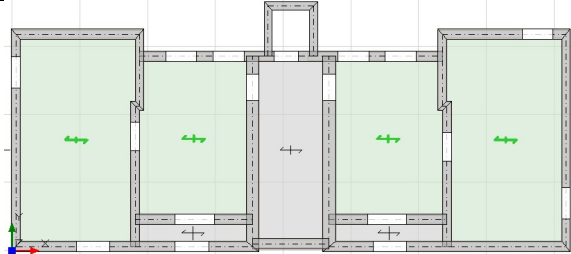
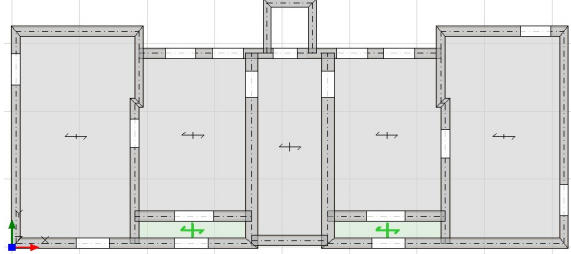
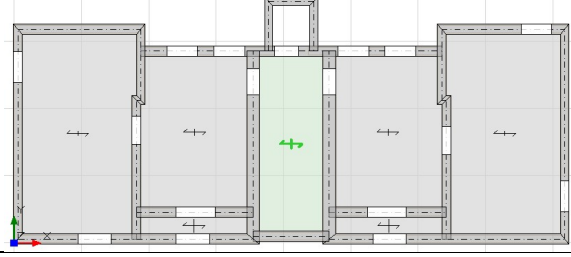
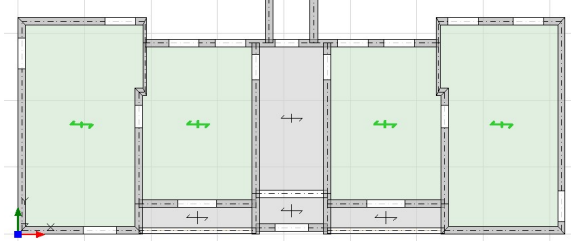
- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m.  $a_s$ : 47.00 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione  $C_E$ : 1.0
- Coefficiente termico  $C_t$ : 1.00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ( $T_R=50$ anni)  $q_{sk}$ : 1.50 kN/m<sup>2</sup>
- Angolo  $\alpha$  della falda sull'orizzontale: 23°
- Dislivello  $h$ : 7 m
- Larghezza edificio a quota maggiore  $b_1$ : 9.3 m
- Larghezza edificio a quota minore  $b_2$ : 1.5 m
- Lunghezza di accumulo  $l_s$ : 14.00 m
- Coefficiente di forma  $\mu_1$ : 0.80
- Coefficiente di forma  $\mu_w$ : 0.80
- Coefficiente di forma  $\mu_s$ : 0.40
- Coefficiente di forma  $\mu_2$ : 1.20
- Carico neve  $q_{inf}$ : 1.74 kN/m<sup>2</sup>
- Carico neve  $q_{sup}$ : 1.80 kN/m<sup>2</sup>

Sul solaio di ingresso si assume, a favore di sicurezza, un carico neve pari a 2.00 kN/m<sup>2</sup>(>1.80 kN/m<sup>2</sup>).

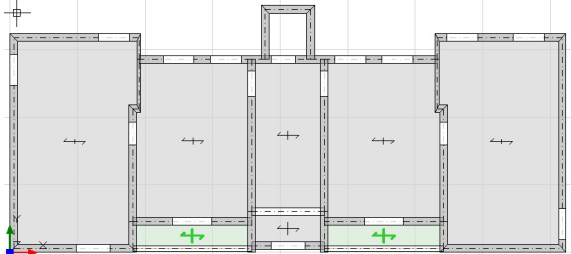
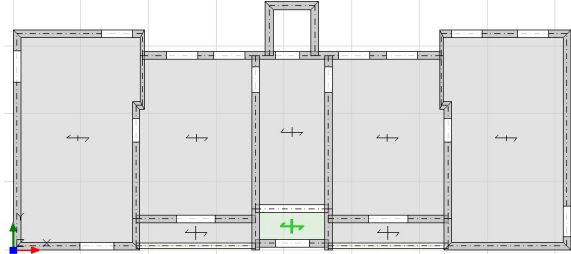
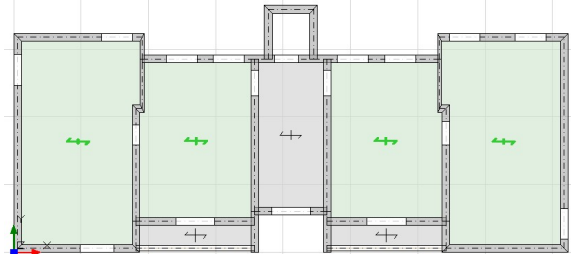
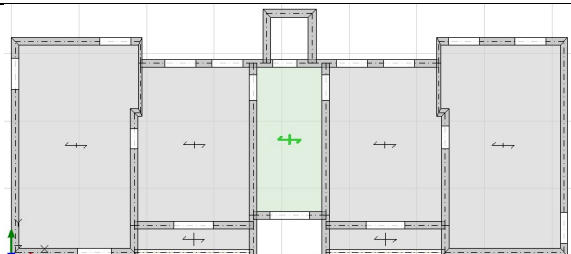
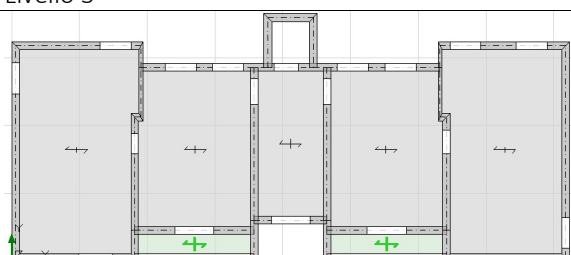


### Carichi da solaio

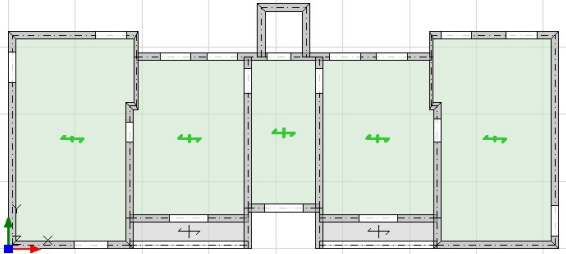
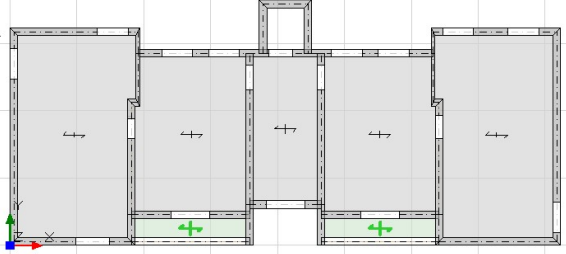
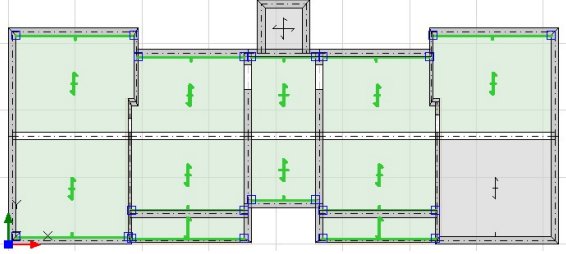
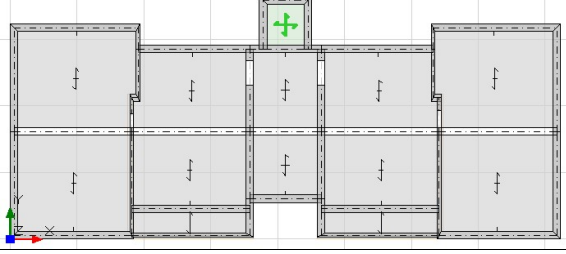
I carichi  $G_2$  sono stati considerati non compiutamente definiti.

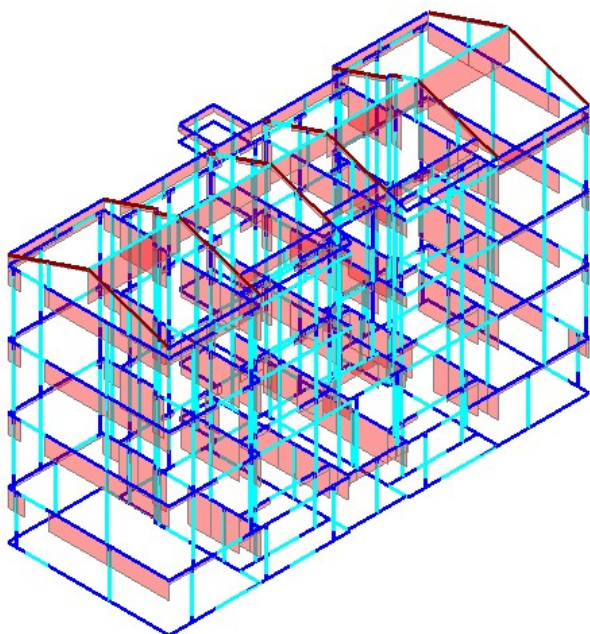
<p>Livello 1</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 2.30 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 1</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 1.00 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 1</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 3.75 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 2.00 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 4.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 2</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 2.30 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>



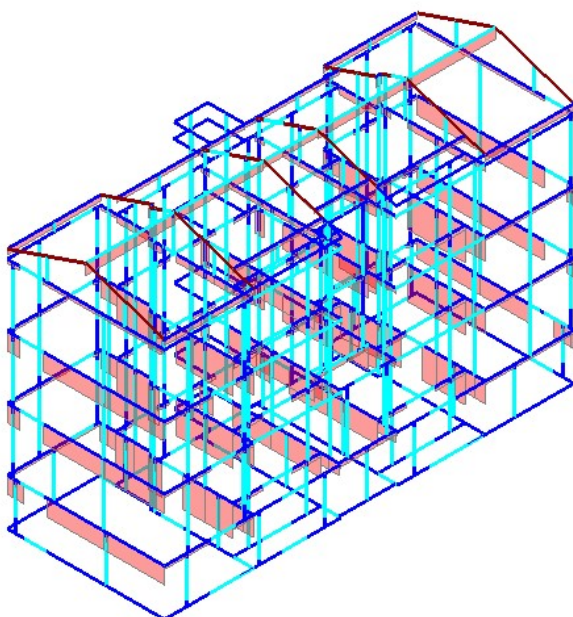
<p>Livello 2</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 1.00 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 2</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 1.00 kN/m<sup>2</sup>          Neve: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 3</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 2.30 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 3</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 3.75 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 2.00 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 4.00 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 3</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.40 kN/m<sup>2</sup>          Peso permanente portato <math>G_2</math>: 1.00 kN/m<sup>2</sup>          Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>



<p>Livello 4</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.20 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Peso permanente portato <math>G_2</math>: 0.50 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Accidentale categoria H: 0.50 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 4</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 3.20 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Peso permanente portato <math>G_2</math>: 0.50 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Accidentale categoria H: 0.50 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 5</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 2.20 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Peso permanente portato <math>G_2</math>: 0.80 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Neve: 1.20 kN/m<sup>2</sup></p>
<p>Livello 5</p> 	<p>Peso proprio strutturale <math>G_1</math>: 5.00 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Peso permanente portato <math>G_2</math>: 0.50 kN/m<sup>2</sup></p> <p>Neve: 2.00 kN/m<sup>2</sup></p>

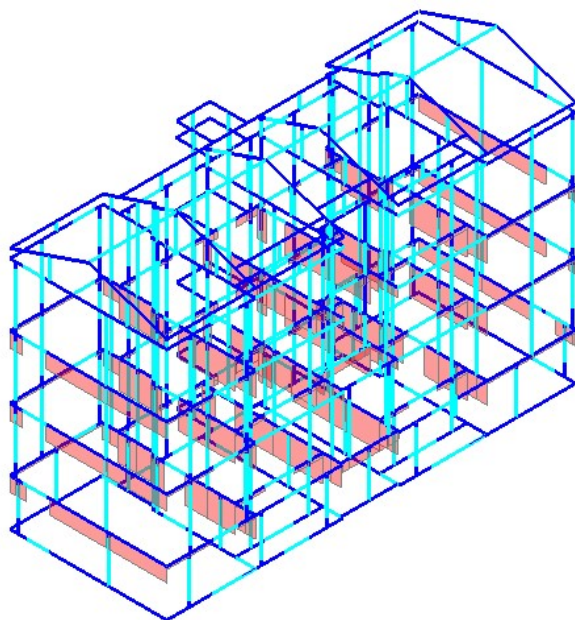


**Figura 2: Carichi da solaio - permanente strutturale ( $G_1$ )**

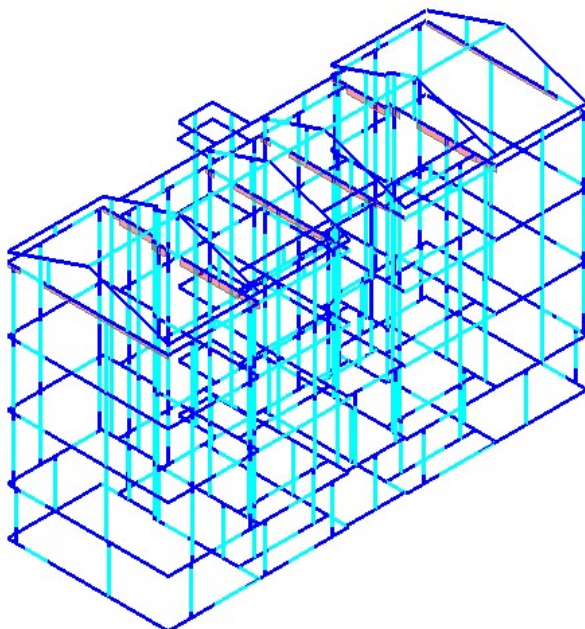


**Figura 3: Carichi da solaio - permanente portato non compiutamente definito ( $G_2$ )**



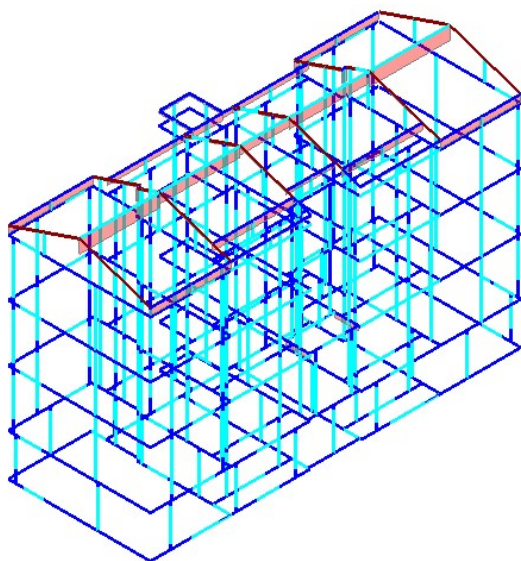


**Figura 4: carichi da solaio - accidentale residenziale (categoria A)**



**Figura 5: carichi da solaio - accidentale sottotetto (categoria H)**





**Figura 6: carichi da solaio - neve**

#### E) MATERIALI IMPIEGATI

##### *Calcestruzzo C25/30: fondazioni e solette controterra*

C25/30, classe di esposizione XC2, con la seguente resistenza cubica a compressione a 28 giorni  $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$  e le seguenti resistenze di calcolo:

- a compressione:  $f_{cd} = 141,10 \text{ daN/cm}^2$
- a trazione:  $f_{ctd} = 11,94 \text{ daN/cm}^2$

##### *Calcestruzzo C25/30: strutture in elevazione*

C25/30, classe di esposizione XC1, con la seguente resistenza cubica a compressione a 28 giorni  $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$  e le seguenti resistenze di calcolo:

- a compressione:  $f_{cd} = 141,10 \text{ daN/cm}^2$
- a trazione:  $f_{ctd} = 11,94 \text{ daN/cm}^2$

##### *Acciaio per cemento armato*

B450C, con la seguente tensione caratteristica di snervamento:

- $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$

e la seguente resistenza di calcolo:

- $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$



## Muratura vano ascensore

Blocco tipo "Poroton Sismico"

CARATTERISTICHE DEL BLOCCO	
Percentuale di foratura [%]	P800 - ( $\varphi \leq 45\%$ )
Tipologia di blocco	liscio
Resistenza a compressione del blocco ?	
Resistenza caratteristica, $f_{bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10,00 <input checked="" type="radio"/>
Resistenza media, $f_{bm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,50 <input type="radio"/>
Resist. a compr. orizzontale del blocco ?	
Resistenza caratteristica, $f'_{bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,50 <input checked="" type="radio"/>
Resistenza media, $f'_{bm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2,14 <input type="radio"/>
CARATTERISTICHE DELLA MALTA	
Classe della malta ?	M10
Giunto ?	NON interrotto

### RESISTENZE CARATTERISTICHE per analisi statiche lineari

Resist. caratt. a compressione, $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	5,30
Resist. caratt. a compr. in direzione orizz. (nel piano della parete), $f_{hk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,59
Resist. caratt. a taglio in assenza di carichi verticali, $f_{vk0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,30
Resist. caratt. a taglio, $f_{vk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$
Valore massimo res. caratt. a taglio, $f_{vk,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,87

### RESISTENZE MEDIE per analisi statiche non lineari

Resist. media a compressione, $f_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	6,63
Resist. media a compr. in dir. orizzontale (nel piano della parete), $f_{hm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,85
Resist. media a taglio in assenza di carichi verticali, $f_{vm0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,43
Resist. media a taglio, $f_{vm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{vm0} + 0,4 \sigma_n$
Valore max res. media a taglio, $f_{vm,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,24

### Parametri di deformabilità della muratura non fessurata

Modulo elasticità norm. secante, $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	5300
Modulo elasticità tang. secante, $G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2120
Modulo di Poisson, $\nu$ [adim.]	$E/2G-1=0,25$



### *Muratura per Interventi su esistente (chiusure di aperture, cucì-scucì, etc)*

Dovendo intervenire su murature esistenti di caratteristiche meccaniche non elevate, si è ritenuto opportuno l'utilizzo di una malta di classe M5 e non più performante (ad esempio M10) per rendere la muratura di progetto più omogenea. La malta dovrà essere compatibile con i materiali esistenti.

È ammesso l'uso di elementi di laterizio di caratteristiche superiori.

- Classe di esecuzione muratura: 2
- Categoria elementi resistenti: cat II - Malta qualsiasi
- Elementi per muratura portante conformi alla norma UNI EN 771
- Sistema di attestazione di conformità: 4
- Classe malta: M 5
- Malta conforme alla norma UNI EN 998-2
- Resistenza caratteristica a taglio della muratura  $f_{vk}$  limitata
- Tipologia elemento: Laterizio semipieno

$f_{bk}$	$f_{bkh}$	$f_k$	$f_{vk0}$	$\gamma_{m,stat}$	$\gamma_{m,din}$	$f_{d,stat}$	$f_{d,din}$	$f_{vk,lim}$	$E_{mur}$	$G_{mur}$	$V_{mur}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
10.00	1.50	4.70	0.20	3.00	2.00	1.57	2.35	2.10	4700	1880	0.25

### *Carpenteria metallica per catene*

- Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta
- Spessore nominale elemento:  $t \leq 40\text{mm}$
- Dimensioni secondo UNI 5397
- Saldature con elettrodi secondo UNI 5132
- Struttura protetta

Classe acciaio	Subgrade	$f_{tk}$	$E_s$	$\nu$	$G_s$	$f_{yk}$	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\beta$	$\beta_1$	$\beta_2$
		[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]							
S 235 - UNI EN 10025-2	JR	360	210000	0.3	80769	235	1.2	1.05	1.05	1.25	0.8	0.85	1

È ammesso l'uso di acciaio con caratteristiche meccaniche superiori.

### *FRCM con rete in carbonio*

- Rete tipo *Betontex FB-RC225-TH12*
- Malta tipo *RINFORZA - RZ 210*
- Connettori tipo *FB-TUP10-CHT1A* e *FB-TUP10-CHT2A*



#### F) CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Si è eseguita una modellazione strutturale dell'edificio con programmi software di modellazione e verifica strutturale specializzati per la verifica delle pareti murarie.

In particolare verrà utilizzato PC.M Programma per il Calcolo strutturale ad Elementi finiti 2021 della AEDES Software, che presenta le seguenti funzionalità:

- Risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).
- Particolari funzionalità studiate per 'telai equivalenti' rappresentativi di elementi parete (ad esempio, telai 2D o 3D che modellano edifici in muratura). Analisi Statica e Sismica, in accordo con la Normativa Sismica vigente (D.M.17.1.2018). Analisi sismiche implementate: statica lineare (dinamica semplificata, o statica equivalente), dinamica modale, statica non lineare specifica per edifici in muratura (analisi pushover).

I solai non sono stati considerati infinitamente rigidi.

Per le pareti trattate con intonaco armato si è agito così come segue:

- per le pareti rinforzate su entrambi i lati con intonaco armato, si è considerato l'aumento di spessore e le caratteristiche meccaniche sono state incrementate secondo quanto indicato nella circolare alle norme tecniche (coefficiente pari a 1.3<sup>1</sup>);
- per le pareti rinforzate su una sola faccia con intonaco armato, si è considerato solo l'aumento di spessore e non si sono incrementate le caratteristiche meccaniche.

Si ritiene corretto considerare nel modello di calcolo l'aumento di spessore delle pareti rinforzate (a seguito della messa in opera dell'intonaco armato) in quanto questo comporta un ulteriore aumento di rigidità; non considerarlo potrebbe essere a sfavore di sicurezza; questa procedura non è vietata e neppure sconsigliata dalle norme tecniche per le costruzioni vigenti.

Alla base dell'edificio, per il tratto compreso tra il piano di campagna ed il primo solaio, una parte della muratura risulta trattata esternamente con tecnica FRM ed internamente con intonaco armato; nel modello di calcolo, in questa zona, non si è tenuto conto dell'intervento FRM.

Il rinforzo con FRM "amplia il dominio di resistenza della sezione" (coerentemente alle diverse applicazioni) e non prevede un sintetico coefficiente di miglioramento delle caratteristiche meccaniche.

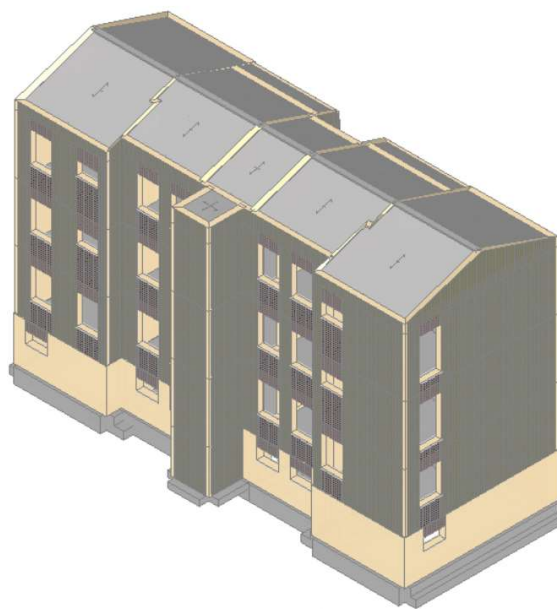
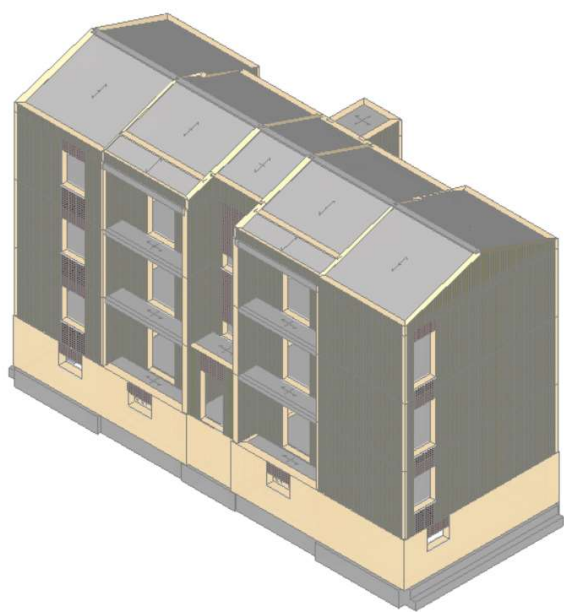
Le figure seguenti mostrano il rendering tridimensionale del modello strutturale.

---

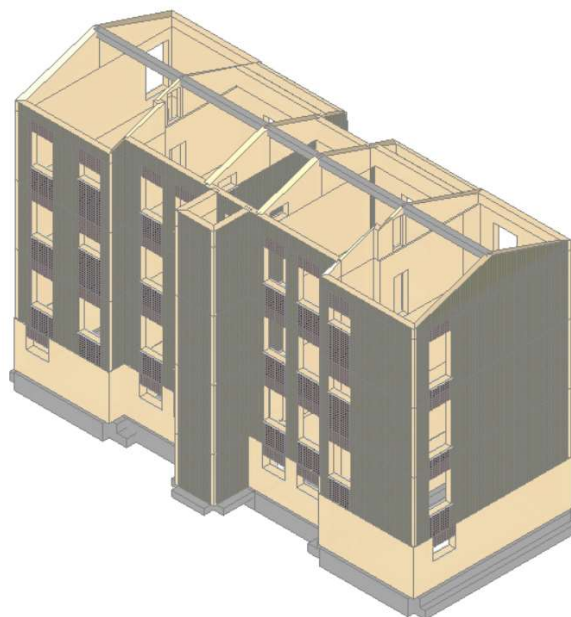
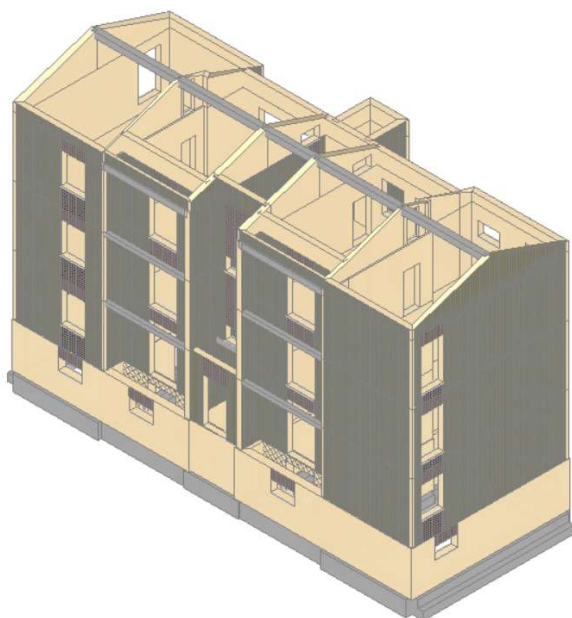
<sup>1</sup> La circolare propone un valore 1.3 per le murature in mattoni semipieni e malta cementizia e un valore 1.5 per le murature in mattoni pieni e malta di calce. La muratura presente è di una tipologia intermedia. Si è scelto, a favore di sicurezza, di utilizzare il valore minore: 1.3.



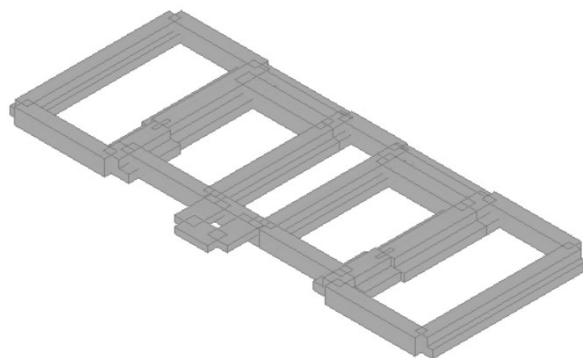
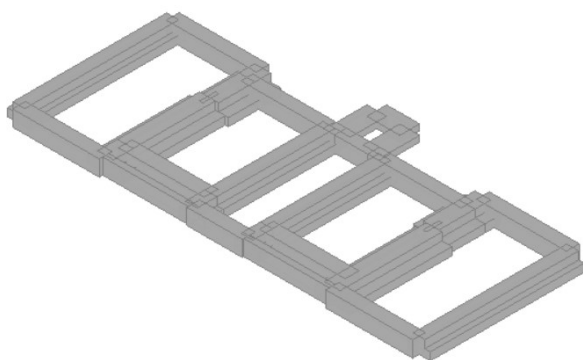
*Metamodello*



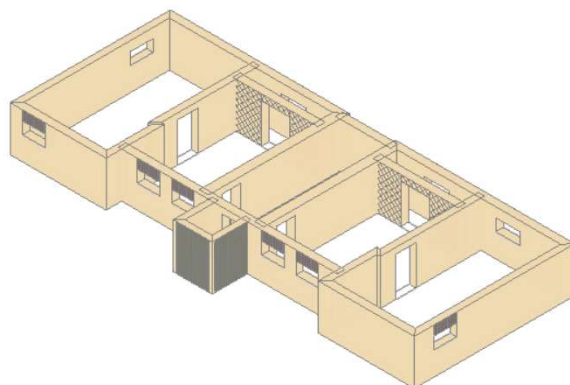
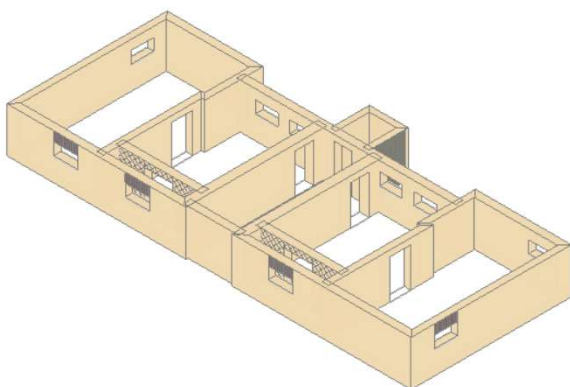
**Figura 7: Rendering assonometrico**



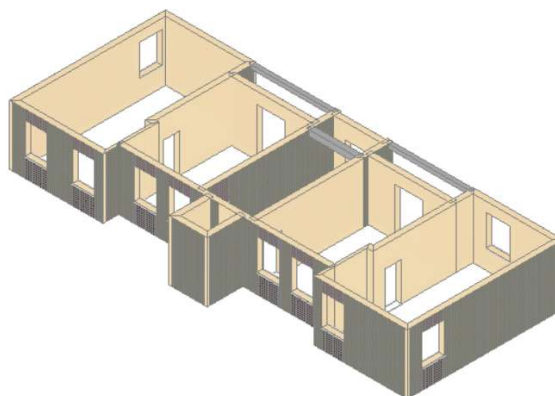
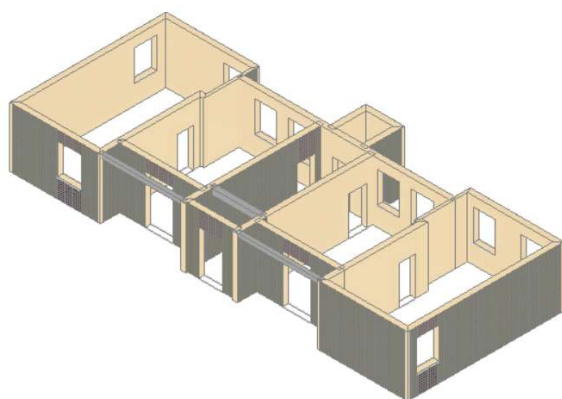
**Figura 8: Rendering assonometrico senza solai**



**Figura 9: Fondazioni**

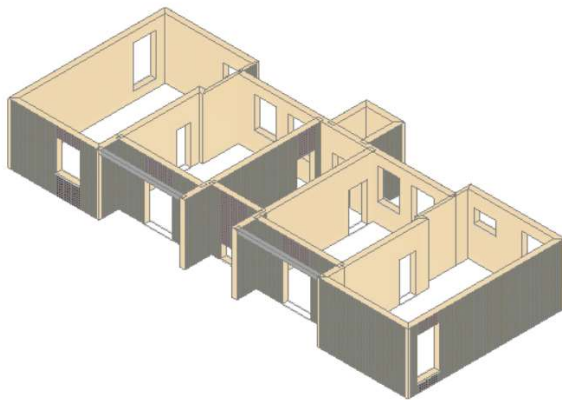


**Figura 10: Livello 1**

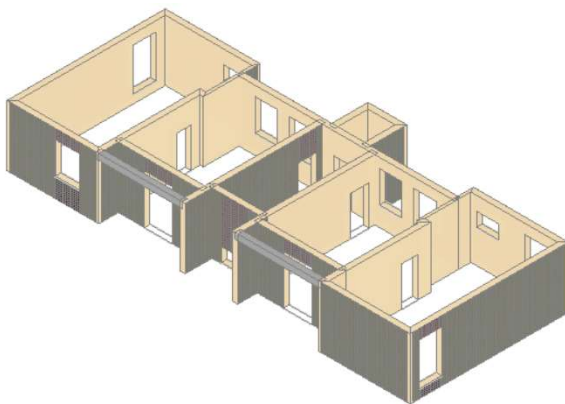
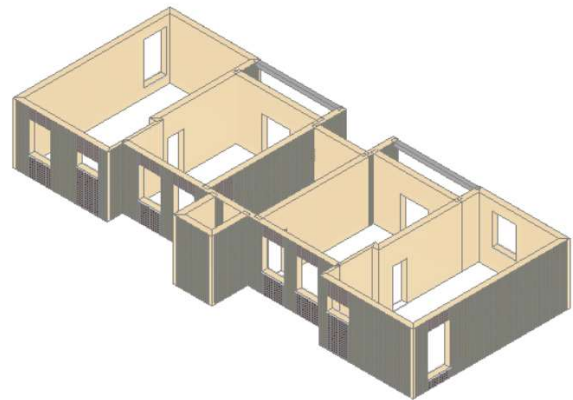


**Figura 11: Livello 2**

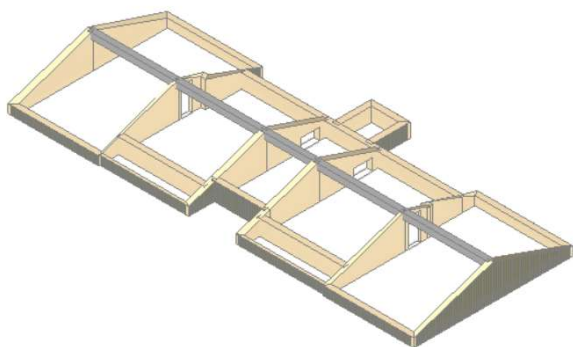
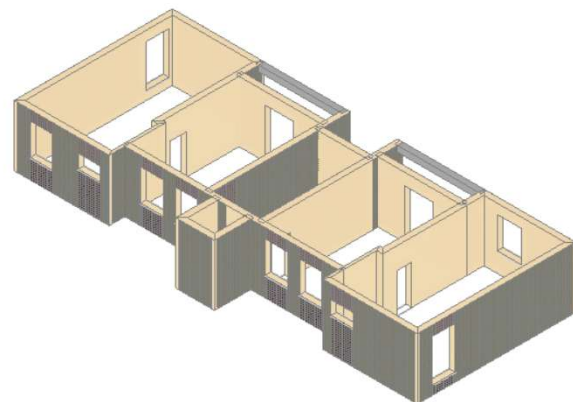




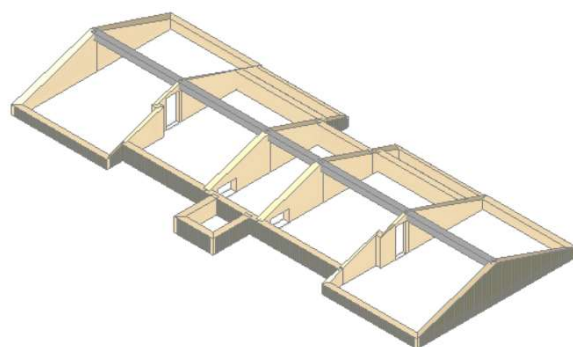
**Figura 12: Livello 3**



**Figura 13: Livello 4**



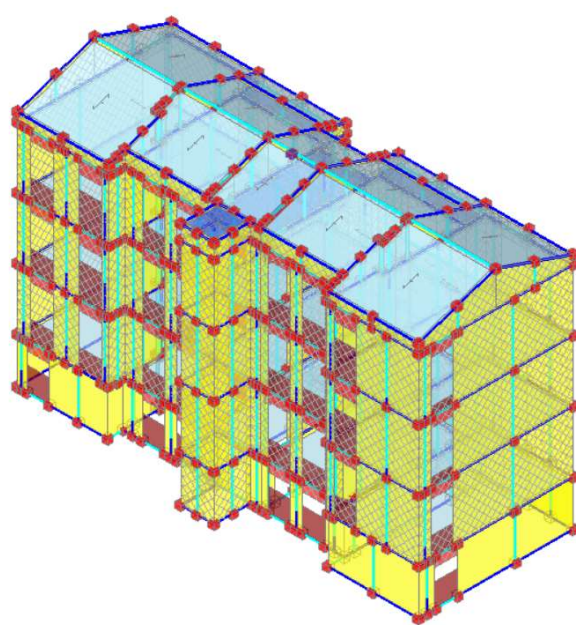
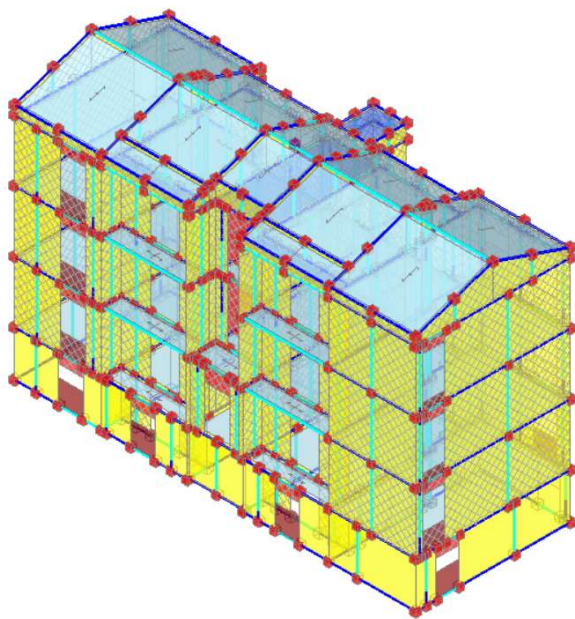
**Figura 14: Livello 5**



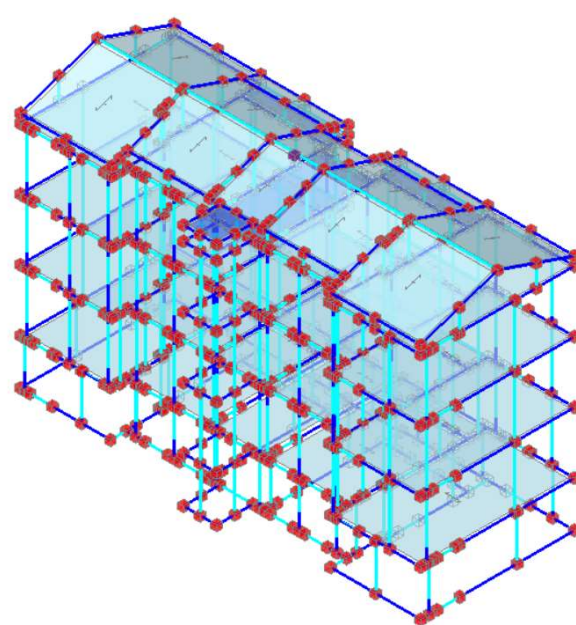
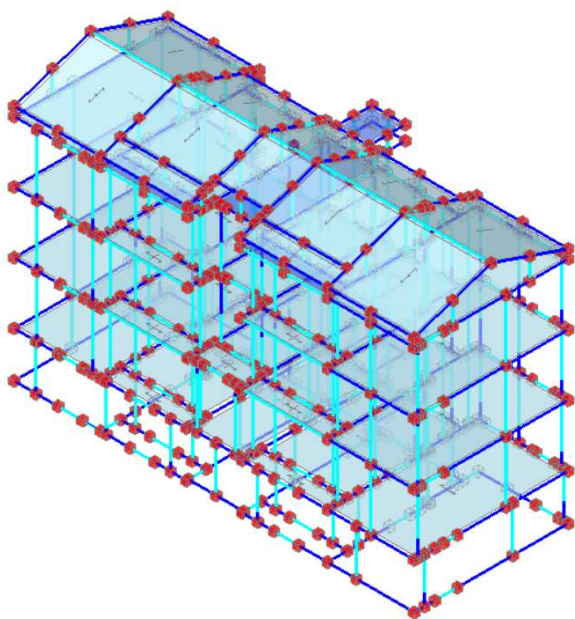


### *Modello a telaio equivalente*

Le figure seguenti invece mostrano il rendering tridimensionale delle aste rappresentative del "telaio equivalente" nel modello strutturale, con indicate le zone rigide complanari alle estremità di ogni maschio murario.

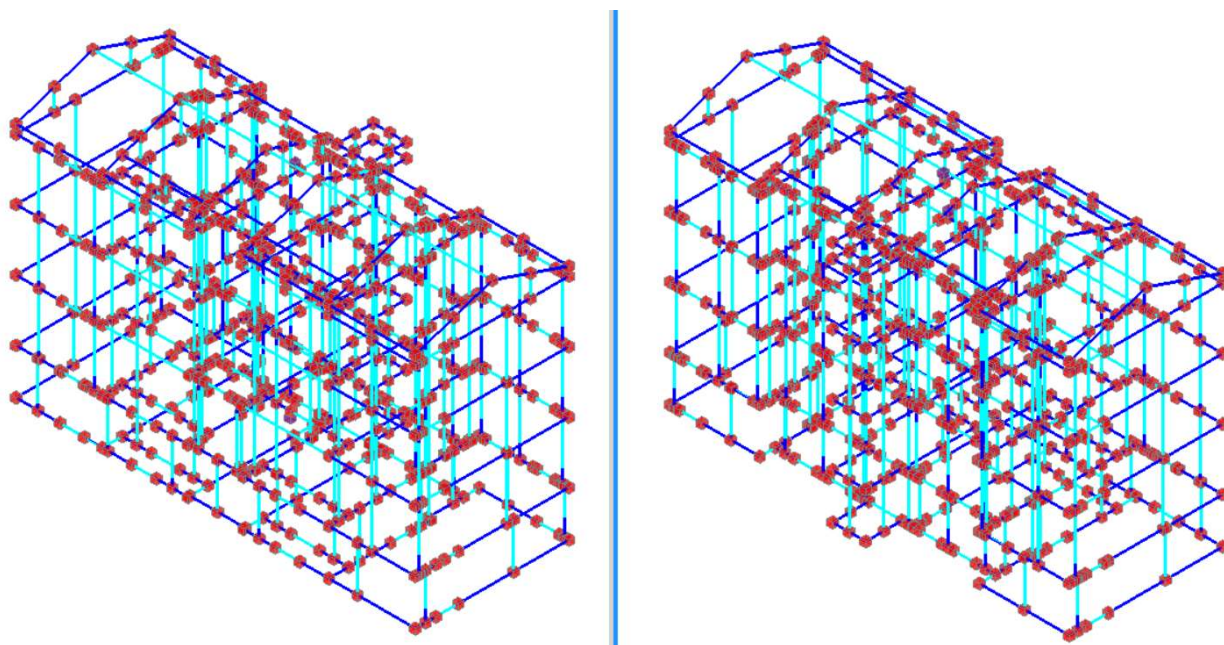


**Figura 15: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"**



**Figura 16: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"**





**Figura 17: modello f.e.m. a "telaio equivalente"**

#### *Analisi statica*

Si eseguirà un'analisi statica utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente; in particolare si eseguiranno per ogni maschio murario le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione nel piano;
- verifica a taglio;
- verifica a pressoflessione ortogonale.

#### *Analisi sismica con il metodo pushover*

Si eseguirà un'analisi sismica con il metodo Pushover utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente, in cui pannelli murari saranno caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche possa essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi Pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura.

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove la matrice di rigidità della struttura viene continuamente aggiornata, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio, generalmente il punto in copertura.



Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare può venire eseguita con le seguenti distribuzioni di forze.

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

**(A) (triangolare) Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare**

**(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.**

**(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati**

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

**(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati**

ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale:

**(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse**

**(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione**

**(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati**

**(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati**

Ad ogni passo di calcolo se uno o più elementi collassano, occorre costruire una nuova curva di capacità dell'analisi corrente che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati.

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica, equivalente allo spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta, del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), lo Stato Limite di Danno SLD è identificato con il punto caratterizzato dallo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori indicati in normativa; lo Stato Limite Ultimo SLV coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.



Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un Coefficiente di Sicurezza, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è  $\geq 1$ , e quindi la struttura è in grado di sostenere lo spostamento richiesto dall'evento sismico.

#### *Verifica a pressoflessione per azioni sismiche ortogonali alle pareti murarie*

Nell'ambito dell'analisi sismica statica non lineare, utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente, si eseguiranno per ogni maschio murario le relative verifiche a pressoflessione ortogonale.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

#### *Verifica a ribaltamento di alcune pareti murarie*

Prescindendo dalla deformabilità di tipo elastico ed adottando il modello di corpo rigido, il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione del meccanismo.

Il metodo di analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

- si prevede e si descrive il meccanismo in termini parametrici;
- si calcola il moltiplicatore di collasso;
- si esegue la verifica di sicurezza controllando che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione dello spettro elastico richiesta.

Nello stato di progetto i cinematismi vengono inibiti dagli interventi di progetto, tranne che per il "timpano" del sottotetto.

### G) PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Trattandosi di un intervento su di un edificio esistente, possono essere utilizzate le sole combinazioni di carico per i soli SLV.

#### *AZIONE NON SISMICA*

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state condotte sulla base dell'Approccio 2.

Si riportano nel seguito i coefficienti parziali delle azioni ed i coefficienti di combinazioni adottati per le verifiche strutturali.

#### Coefficienti parziali delle azioni

- Carichi permanenti e permanenti non strutturali compiutamente definiti  $\gamma_F = 1,30$
- Carichi variabili  $\gamma_F = 1,50$



#### Coefficienti di combinazione per i carichi variabili

- Categoria A (residenziale)  $\gamma_0 = 0.7$ ;  $\gamma_1 = 0.5$ ;  $\gamma_2 = 0.3$
- Neve  $\leq 1000$  m s.l.m.  $\gamma_0 = 0.5$ ;  $\gamma_1 = 0.2$ ;  $\gamma_2 = 0.0$
- Vento  $\gamma_0 = 0.6$ ;  $\gamma_1 = 0.2$ ;  $\gamma_2 = 0.0$

#### AZIONE SISMICA

Si riportano in seguito i coefficienti parziali delle azioni adottati per le verifiche strutturali.

#### Coefficienti parziali delle azioni

- Carichi permanenti e permanenti non strutturali:  $\gamma_F = 1.00$
- Carichi variabili:  $\gamma_F = 1.00$
- Categoria A (residenziale)  $\gamma_2 = 0.3$
- Neve  $\gamma_2 = 0.0$
- Vento  $\gamma_2 = 0.0$

#### H) METODO DI ANALISI

Per il presente progetto sono state eseguite le analisi e verifiche in generale prescritte dalle NTC-18.

Sono state utilizzate:

- analisi statiche lineari per l'analisi della struttura in condizioni non sismiche e per il controllo dei risultati delle altre analisi
- analisi dinamiche modali per un controllo dei risultati delle altre analisi
- analisi statiche non lineari per il progetto/verifica in condizioni sismiche
- analisi cinematiche lineari (fondamentalmente per la verifica della struttura esistente)

Oltre al software di calcolo, si sono utilizzati anche calcoli manuali e fogli elettronici specificatamente predisposti e controllati dallo scrivente o semplici e testati software freeware.

#### I) CRITERI DI VERIFICA CON SISMA

Il dimensionamento e le verifiche delle strutture in esame sono condotti con riferimento alle norme, ai metodi di calcolo e verifica ed alle azioni riportate in precedenza.

In generale gli schemi statici e il modello di calcolo adottato è rappresentativo del comportamento delle strutture o di situazioni limite conservative rispetto a tale comportamento.

I criteri di verifica indagati in presenza di azione sismica sono:

- Stati Limite Ultimi

Da §7.8.1.6:

*"(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base*



pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0 (...)"

## J) PRINCIPALI RISULTATI

### ANALISI SISMICA STRUTTURA MURARIA POST OPERAM

#### Analisi modale

Si illustrano i modi principali.





## Analisi statica non lineare

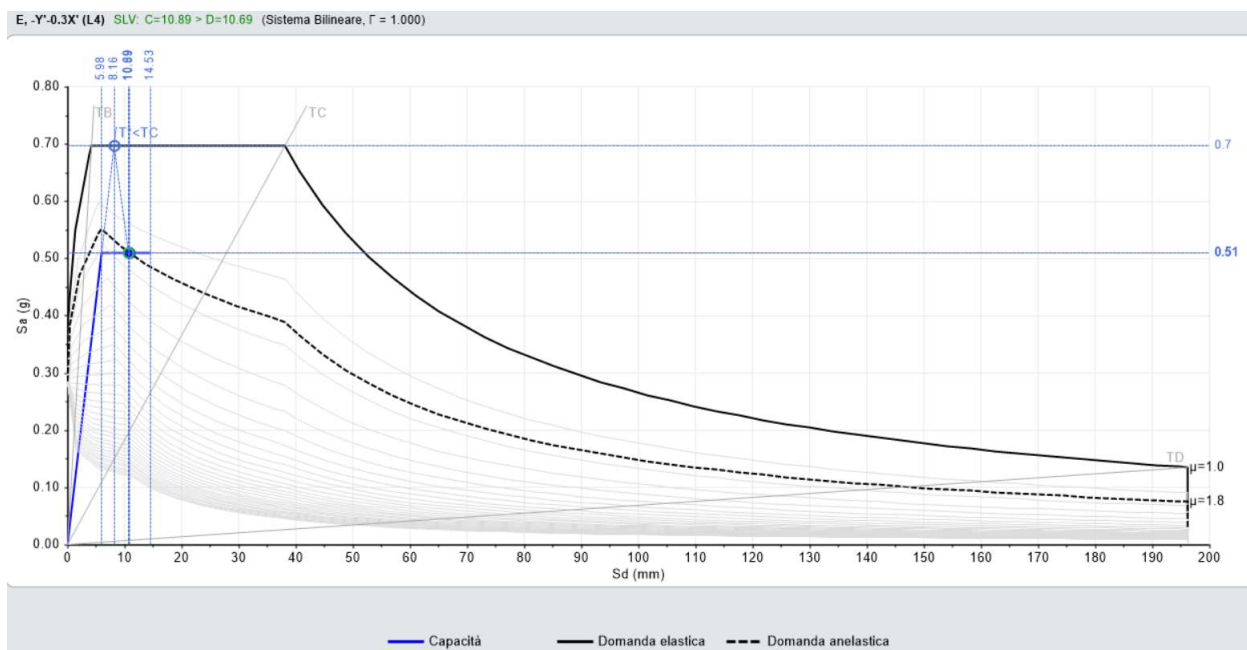
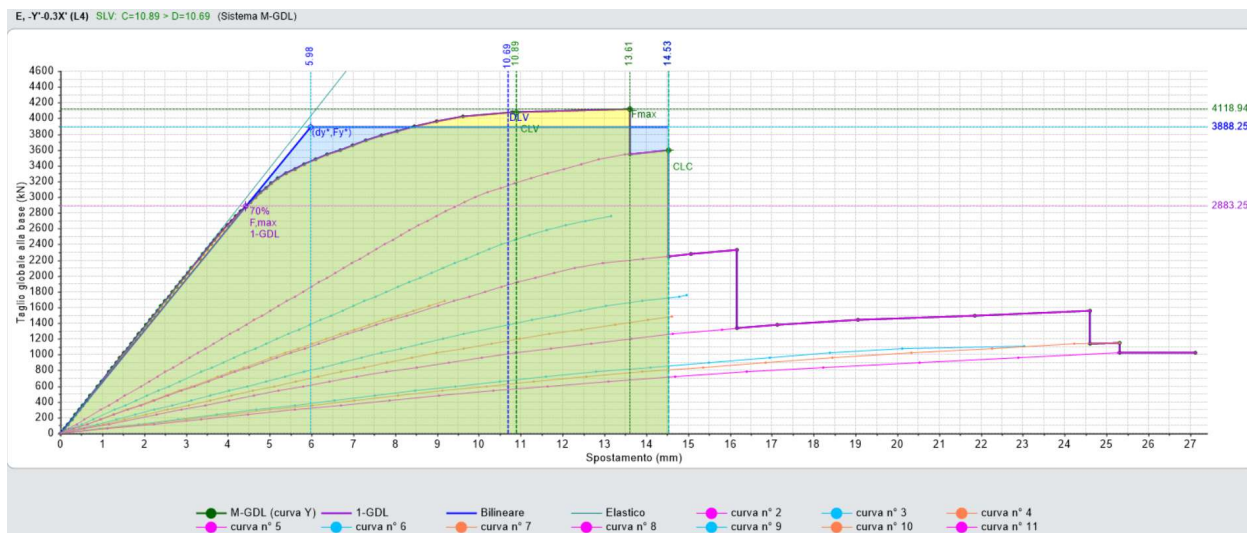
Punto di controllo nel baricentro del solaio di sottotetto.

N° curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'				L4	0.315	1.714	3.281	0.220	608	7.895	1.078	1.280	64
2	A	+X'	+0.3Y'			L4	0.310	1.733	3.281	0.215	557	8.586	1.054	1.173	59
3	A	+X'	-0.3Y'			L4	0.319	1.686	3.281	0.217	582	8.232	1.064	1.225	61
4	A	+Y'				L4	0.442	1.216	3.281	0.283	1405	3.496	1.387	2.958	148
5	A	+Y'	+0.3X'			L4	0.442	1.224	3.281	0.271	1188	4.121	1.328	2.501	125
6	A	+Y'	-0.3X'			L4	0.441	1.236	3.281	0.277	1285	3.816	1.358	2.705	135
7	A	-X'				L4	0.323	1.664	3.281	0.234	738	6.551	1.147	1.554	78
8	A	-X'	+0.3Y'			L4	0.323	1.662	3.281	0.239	779	6.217	1.172	1.640	82
9	A	-X'	-0.3Y'			L4	0.320	1.676	3.281	0.232	719	6.718	1.137	1.514	76
10	A	-Y'				L4	0.445	1.221	3.281	0.273	1222	4.009	1.338	2.573	129
11	A	-Y'	+0.3X'			L4	0.440	1.235	3.281	0.271	1188	4.121	1.328	2.501	125
12	A	-Y'	-0.3X'			L4	0.444	1.220	3.281	0.271	1204	4.068	1.328	2.535	127
13	E	+X'				L4	0.454	1.640	3.281	0.255	969	5.029	1.250	2.040	102
14	E	+X'	+0.3Y'			L4	0.448	1.658	3.281	0.253	933	5.218	1.240	1.964	98
15	E	+X'	-0.3Y'			L4	0.459	1.623	3.281	0.260	1038	4.703	1.275	2.185	109
16	E	+Y'				L4	0.595	1.233	3.281	0.247	865	5.616	1.211	1.821	91
17	E	+Y'	+0.3X'			L4	0.595	1.226	3.281	0.283	1405	3.496	1.387	2.958	148
18	E	+Y'	-0.3X'			L4	0.591	1.231	3.281	0.264	1084	4.508	1.294	2.282	114
19	E	-X'				L4	0.433	1.710	3.281	0.216	565	8.469	1.059	1.189	60
20	E	-X'	+0.3Y'			L4	0.432	1.704	3.281	0.228	680	7.089	1.118	1.432	72
21	E	-X'	-0.3Y'			L4	0.433	1.709	3.281	0.217	582	8.232	1.064	1.225	61
22	E	-Y'				L4	0.542	1.370	3.281	0.220	608	7.895	1.078	1.280	64
23	E	-Y'	+0.3X'			L4	0.533	1.387	3.281	0.214	549	8.705	1.049	1.156	58
24	E	-Y'	-0.3X'			L4	0.541	1.365	3.281	0.207	494	9.626	1.015	1.040	52

N° curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'				L4	1.078	1.280	64
2	A	+X'	+0.3Y'			L4	1.054	1.173	59
3	A	+X'	-0.3Y'			L4	1.064	1.225	61
4	A	+Y'				L4	1.387	2.958	148
5	A	+Y'	+0.3X'			L4	1.328	2.501	125
6	A	+Y'	-0.3X'			L4	1.358	2.705	135
7	A	-X'				L4	1.147	1.554	78
8	A	-X'	+0.3Y'			L4	1.172	1.640	82
9	A	-X'	-0.3Y'			L4	1.137	1.514	76
10	A	-Y'				L4	1.338	2.573	129
11	A	-Y'	+0.3X'			L4	1.328	2.501	125
12	A	-Y'	-0.3X'			L4	1.328	2.535	127
13	E	+X'				L4	1.250	2.040	102
14	E	+X'	+0.3Y'			L4	1.240	1.964	98
15	E	+X'	-0.3Y'			L4	1.275	2.185	109
16	E	+Y'				L4	1.211	1.821	91
17	E	+Y'	+0.3X'			L4	1.387	2.958	148
18	E	+Y'	-0.3X'			L4	1.294	2.282	114
19	E	-X'				L4	1.059	1.189	60
20	E	-X'	+0.3Y'			L4	1.118	1.432	72
21	E	-X'	-0.3Y'			L4	1.064	1.225	61
22	E	-Y'				L4	1.078	1.280	64
23	E	-Y'	+0.3X'			L4	1.049	1.156	58
24	E	-Y'	-0.3X'			L4	1.015	1.040	52



Curva più significativa:



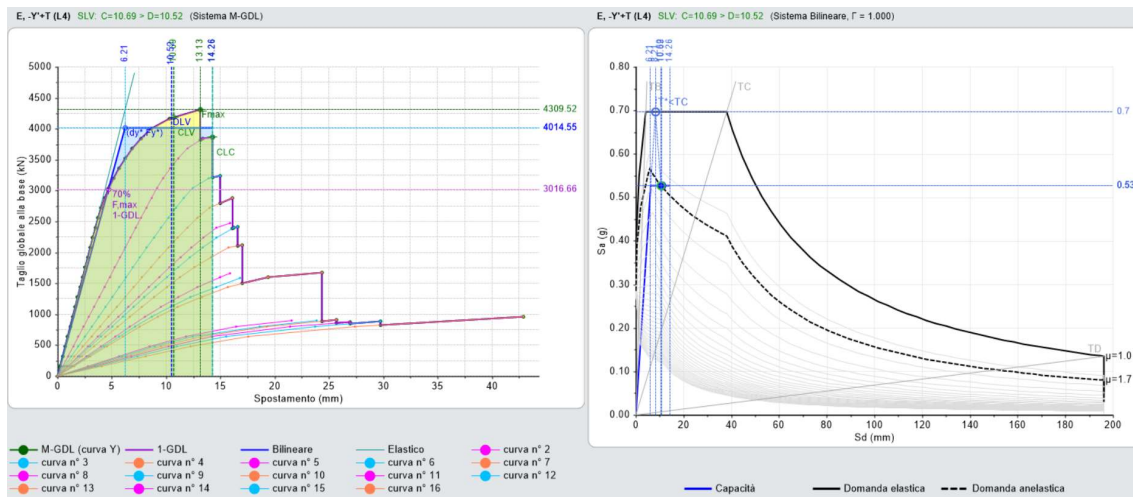
Seguono le analisi relative tenendo conto della eccentricità accidentale (tenendo quindi conto del momento torcente aggiuntivo).





N° curva	Comente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q'	q	PGACL	TRCLV	PVRCLV	ζPGA(SLV)	ζTR(SLV)	VNCLV
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L4	0.336	1.619	3.281	0.225	650	7.404	1.103	1.368	69
2		<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L4	0.334	1.631	3.281	0.212	533	8.954	1.039	1.122	56
3		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L4	0.462	1.194	3.281	0.262	1052	4.642	1.284	2.215	111
4		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L4	0.468	1.172	3.281	0.242	821	5.908	1.186	1.728	87
5		<input type="checkbox"/>	A	-X'		+		L4	0.341	1.573	3.281	0.230	696	6.932	1.127	1.465	73
6		<input type="checkbox"/>	A	-X'		-		L4	0.357	1.520	3.281	0.234	729	6.629	1.147	1.535	77
7		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L4	0.452	1.220	3.281	0.252	929	5.240	1.235	1.956	98
8		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L4	0.456	1.206	3.281	0.260	1031	4.734	1.275	2.171	109
9		<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L4	0.484	1.544	3.281	0.269	1157	4.229	1.319	2.436	122
10		<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L4	0.481	1.556	3.281	0.259	1010	4.830	1.270	2.126	106
11		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L4	0.606	1.225	3.281	0.243	832	5.833	1.191	1.752	88
12		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L4	0.630	1.171	3.281	0.294	1602	3.073	1.441	3.373	169
13		<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L4	0.462	1.615	3.281	0.217	573	8.356	1.064	1.206	60
14		<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L4	0.461	1.621	3.281	0.227	671	7.181	1.113	1.413	71
15		<input checked="" type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L4	0.566	1.322	3.281	0.207	494	9.626	1.015	1.040	52
16		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L4	0.579	1.293	3.281	0.259	1010	4.830	1.270	2.126	106

N° curva	Comente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζPGA(SLV)	ζTR(SLV)	VNCLV
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L4	1.103	1.368	69
2		<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L4	1.039	1.122	56
3		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L4	1.284	2.215	111
4		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L4	1.186	1.728	87
5		<input type="checkbox"/>	A	-X'		+		L4	1.127	1.465	73
6		<input type="checkbox"/>	A	-X'		-		L4	1.147	1.535	77
7		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L4	1.235	1.956	98
8		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L4	1.275	2.171	109
9		<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L4	1.319	2.436	122
10		<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L4	1.270	2.126	106
11		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L4	1.191	1.752	88
12		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L4	1.441	3.373	169
13		<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L4	1.064	1.206	60
14		<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L4	1.113	1.413	71
15		<input checked="" type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L4	1.015	1.040	52
16		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L4	1.270	2.126	106







Seguono le analisi relative tenendo conto della eccentricità accidentale e della compresenza del sisma nell'altra direzione (tenendo quindi conto del momento torcente aggiuntivo).

N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.108	1.373	69
2	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	1.074	1.242	62
3	A	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.064	1.206	60
4	A	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.118	1.432	72
5	A	+Y'	+0.3X'	+		L4	1.495	3.827	192
6	A	+Y'	+0.3X'	-		L4	1.093	1.316	66
7	A	+Y'	-0.3X'	+		L4	1.284	2.215	111
8	A	+Y'	-0.3X'	-		L4	1.108	1.394	70
9	A	-X'	+0.3Y'	+		L4	1.078	1.280	64
10	A	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.137	1.514	76
11	A	-X'	-0.3Y'	+		L4	1.132	1.486	74
12	A	-X'	-0.3Y'	-		L4	1.186	1.707	85
13	A	-Y'	+0.3X'	+		L4	1.240	1.989	100
14	A	-Y'	+0.3X'	-		L4	1.196	1.775	89
15	A	-Y'	-0.3X'	+		L4	1.191	1.752	88
16	A	-Y'	-0.3X'	-		L4	1.230	1.916	96
17	E	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.186	1.728	87
18	E	+X'	+0.3Y'	-		L4	1.186	1.707	85
19	E	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.240	1.964	98
20	E	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.211	1.821	91
21	E	+Y'	+0.3X'	+		L4	1.108	1.394	70
22	E	+Y'	+0.3X'	-		L4	1.211	1.844	92
23	E	+Y'	-0.3X'	+		L4	1.260	2.097	105
24	E	+Y'	-0.3X'	-		L4	1.333	2.568	129
25	E	-X'	+0.3Y'	+		L4	1.074	1.242	62
26	E	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.098	1.354	68
27	E	-X'	-0.3Y'	+		L4	<b>1.025</b>	1.072	54
28	E	-X'	-0.3Y'	-		L4	1.137	1.514	76
29	E	-Y'	+0.3X'	+		L4	1.284	2.215	111
30	E	-Y'	+0.3X'	-		L4	1.172	1.640	82
31	E	-Y'	-0.3X'	+		L4	1.078	1.280	64
32	E	-Y'	-0.3X'	-		L4	1.221	1.867	94

Il numero complessivo delle analisi ("curve") è così pari a 72 (=24+16+32).



## Analisi cinematica lineare

### Azione Sismica

#### Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
Classe d'uso: II  
Coefficiente d'uso CU = 1  
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 50

#### Pericolosità:

##### Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.708717  
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.363079  
Tipo di interpolazione: superficie rigata [%CA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR di riferimento (dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)
30	0.065	2.408	0.260
50	0.084	2.398	0.270
72	0.098	2.390	0.274
101	0.114	2.408	0.280
140	0.130	2.428	0.280
201	0.150	2.427	0.284
475	0.204	2.436	0.300
975	0.256	2.488	0.310
2475	0.332	2.582	0.330

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K * TR^{\alpha}$ , dove:

$K = 0.013362570$ ,  $\alpha = 0.467529670$

#### Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81  
SLE: SLD 63  
SLU: SLV 10  
SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [%3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.065	2.408	0.260	1.500	0.142	0.426	1.860	0.829
SLD	50	0.084	2.398	0.270	1.500	0.146	0.437	1.936	0.938
SLV	475	0.204	2.436	0.300	1.402	0.156	0.469	2.416	1.485
SLC	975	0.256	2.488	0.310	1.318	0.160	0.479	2.624	1.699

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

#### Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

#### PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analogica ad ag)

#### Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5

$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0



## 1) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### Dati generali [1) Cinematismo]

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
2.412	13.370	0.000	0.350	1.364	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
T1 = primo periodo di vibrazione  
γ = Coefficiente di partecipazione modale  
FC = fattore di confidenza  
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione [1) Cinematismo]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
0.000	8.080	11.600	0.000	0.000	11.600	0.000	0.000	48.33	0.000	8.080

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi [1) Cinematismo]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.140	5.599	12.219	0.00	0.00	-21.71	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.280	5.990	12.462	0.00	0.00	-2.50	0.00	0.00	-0.94	0.00
3	peso proprio	0.140	2.481	12.219	0.00	0.00	-21.71	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	0.280	2.090	12.462	0.00	0.00	-2.41	0.00	0.00	-0.91	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

### Forze, spostamenti, lavoro [1) Cinematismo]

n.	carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			forza inerziale (kN)			spostam. virtuali (mm)			lavoro virtuale (kN*mm)		
	px	py	pz	ex	ey	ez	δx	δy	δz	l1	l2	l3
1	0.00	0.00	-21.71	-21.71	0.00	0.00	-0.619	0.000	0.139	-3.027	13.446	0.000
2	0.00	0.00	-2.50	-2.50	0.00	0.00	-0.862	0.000	0.280	-0.698	2.153	0.000
3	0.00	0.00	-21.71	-21.71	0.00	0.00	-0.619	0.000	0.139	-3.027	13.446	0.000
4	0.00	0.00	-2.41	-2.41	0.00	0.00	-0.862	0.000	0.280	-0.674	2.077	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1) Cinematismo]

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.239	4866	0.987	0.179

α0 = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo



Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 1.000$

SLV: Verifiche di sicurezza [1] Cinematismo]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.143	0.000	0.143	0.281	1353	143	1.377	2.848

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

## Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha 0$	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.239	1.429	2.280	1.377	2.848

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

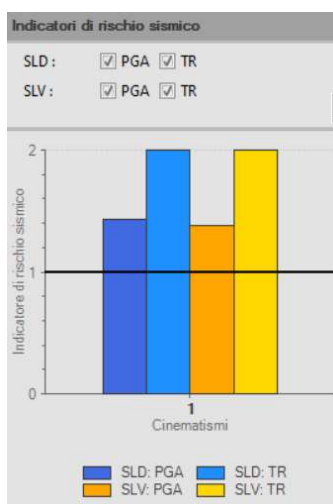
si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k*TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.013362570$ ,  $\alpha = 0.467529670$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR,DLD)=49.500$

SLV:  $(2475/TR,DLV)=5.211$





## 01. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.239$

### ■ SLD

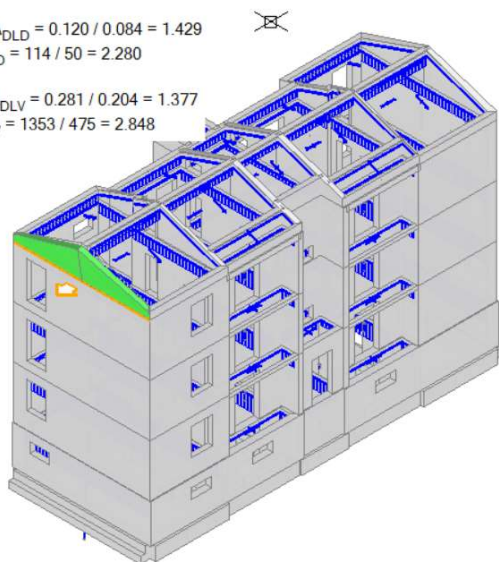
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.120 / 0.084 = 1.429$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 114 / 50 = 2.280$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.281 / 0.204 = 1.377$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1353 / 475 = 2.848$$



Si riporta il confronto con il cinematismo più significativo dello stato pre intervento.

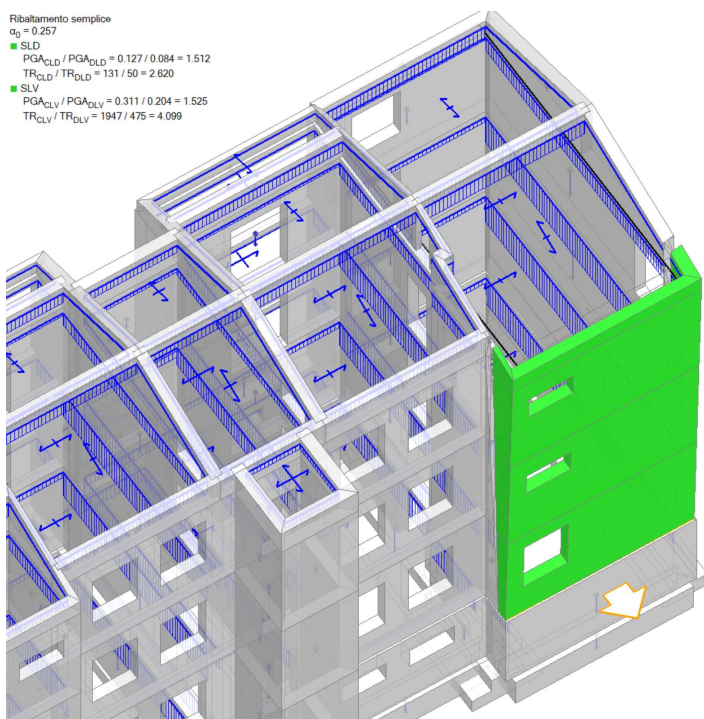
A favore di sicurezza, si considera il solo “tiro” delle catene (diametro lordo 20 mm) che andranno posizionate nel sottotetto; si trascura quindi l’azione dell’intervento FRCM e dei nuovi elementi in spessore di solaio.

Catena 221140	
▼ Tirante	
A	201
d	16
f <sub>yd</sub>	235
▼ Piastre	
a	300
b	300
s	15
▼ Muro iniziale	
Spessore	280
f <sub>m</sub>	4.550
τ <sub>0</sub>	0.088
σ <sub>m</sub>	0.000
τ	0.088
f <sub>d</sub>	1.580
f <sub>vd</sub>	0.031
▼ Muro finale	
Spessore	280
f <sub>m</sub>	4.550
τ <sub>0</sub>	0.088
σ <sub>m</sub>	0.000
τ	0.088
f <sub>d</sub>	1.580
f <sub>vd</sub>	0.031
▼ Trazioni	
Snervamento	47.250
Punzonamento	19.849
Penetrazione	142.188
Flessione	70.500
Valore di calcolo	19.800

In questo cinematismo vengono coinvolte 2 catene.



Ribaltamento semplice  
 $q_0 = 0.257$   
■ SLD  
 $PG_{CLD} / PG_{OLD} = 0.127 / 0.084 = 1.512$   
 $TR_{CLD} / TR_{OLD} = 131 / 50 = 2.620$   
■ SLV  
 $PG_{CLV} / PG_{OLV} = 0.311 / 0.204 = 1.525$   
 $TR_{CLV} / TR_{OLV} = 1947 / 475 = 4.099$



## Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### Dati generali [1] Cinematismo]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
13.356	13.370	0.000	0.350	1.364	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
T1 = primo periodo di vibrazione  
γ = Coefficiente di partecipazione modale  
FC = fattore di confidenza  
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione [1] Cinematismo]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
4.845	8.080	2.300	0.000	8.080	2.300	0.000	0.000	299.28	0.000	4.845

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi [1] Cinematismo]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.781	7.595	11.888	0.00	0.00	-0.93	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	4.705	7.540	11.919	0.00	0.00	-0.36	0.00	0.00	-0.14	0.00
3	peso proprio	2.457	7.944	11.820	0.00	0.00	-10.28	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da catena	4.400	8.080	11.600	0.00	-19.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da catena	0.300	8.080	11.600	0.00	-19.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	2.493	7.800	11.828	0.00	0.00	-22.48	0.00	0.00	-8.49	0.00
7	peso proprio	4.782	7.667	10.127	0.00	0.00	-4.35	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	4.705	7.556	11.400	0.00	0.00	-2.50	0.00	0.00	-0.46	0.00
9	peso proprio	2.375	7.944	10.021	0.00	0.00	-68.41	0.00	0.00	0.00	0.30



10	da solaio	2.493	7.800	11.400	0.00	0.00	-4.28	0.00	0.00	-0.79	0.00
11	peso proprio	4.784	7.752	7.060	0.00	0.00	-3.05	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	4.705	7.639	8.300	0.00	0.00	-2.87	0.00	0.00	-1.22	0.30
13	peso proprio	2.375	7.944	6.921	0.00	0.00	-68.41	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	2.493	7.800	8.300	0.00	0.00	-7.45	0.00	0.00	-3.17	0.30
15	peso proprio	2.255	7.944	3.814	0.00	0.00	-63.22	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	2.493	7.800	5.200	0.00	0.00	-7.45	0.00	0.00	-3.17	0.30
17	peso proprio	4.790	7.839	4.041	0.00	0.00	-1.75	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	4.705	7.722	5.200	0.00	0.00	-1.39	0.00	0.00	-0.59	0.30
19	peso proprio	0.129	7.595	11.882	0.00	0.00	-1.81	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	0.280	7.540	11.919	0.00	0.00	-0.36	0.00	0.00	-0.14	0.00
21	peso proprio	0.130	7.665	10.127	0.00	0.00	-8.65	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	0.280	7.556	11.400	0.00	0.00	-2.50	0.00	0.00	-0.46	0.00
23	peso proprio	0.125	7.750	7.061	0.00	0.00	-6.06	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	0.280	7.639	8.300	0.00	0.00	-2.87	0.00	0.00	-1.22	0.30
25	peso proprio	0.112	7.837	4.044	0.00	0.00	-3.46	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	0.280	7.722	5.200	0.00	0.00	-1.39	0.00	0.00	-0.59	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(n)			Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm²							Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm²						
				a	b	s	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd	s	fm	τ0	σN	τ	fd	fvd
4	201	16	235	300	300	15	280	4.550	0.088	0.000	0.088	1.580	0.031	280	4.550	0.088	0.000	0.088	1.580	0.031
5	201	16	235	300	300	15	280	4.550	0.088	0.000	0.088	1.580	0.031	280	4.550	0.088	0.000	0.088	1.580	0.031

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
4	47.250	19.849	142.188	70.500	19.800
5	47.250	19.849	142.188	70.500	19.800

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro  $\tau_0$ ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio  $\sigma_N$ , resistenza media a taglio  $\tau$ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel

calcolo

#### Forze, spostamenti, lavoro [1] Cinematismo

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-0.93	0.00	0.93	0.93	0.000	9.588	0.480	-0.447	8.918	0.447
2	0.00	0.00	-0.36	0.00	0.36	0.36	0.000	9.619	0.535	-0.192	3.455	0.192
3	0.00	0.00	-10.28	0.00	10.28	10.28	0.000	9.520	0.132	-1.355	97.897	1.355
4	0.00	-19.80	0.00	0.00	0.00	1.00	0.000	9.300	-0.005	-184.140	0.000	0.000
5	0.00	-19.80	0.00	0.00	0.00	1.00	0.000	9.300	-0.005	-184.140	0.000	0.000
6	0.00	0.00	-22.48	0.00	22.48	22.48	0.000	9.528	0.275	-6.189	214.237	6.189
7	0.00	0.00	-4.35	0.00	4.35	4.35	0.000	7.827	0.409	-1.780	34.044	1.780
8	0.00	0.00	-2.50	0.00	2.50	2.50	0.000	9.100	0.519	-1.297	22.731	1.297
9	0.00	0.00	-68.41	0.00	68.41	68.41	0.000	7.721	0.133	-9.065	528.195	9.065
10	0.00	0.00	-4.28	0.00	4.28	4.28	0.000	9.100	0.275	-1.179	38.943	1.179
11	0.00	0.00	-3.05	0.00	3.05	3.05	0.000	4.760	0.326	-0.995	14.525	0.995
12	0.00	0.00	-3.23	0.00	3.23	3.23	0.000	6.000	0.438	-1.415	19.398	1.415
13	0.00	0.00	-68.41	0.00	68.41	68.41	0.000	4.621	0.134	-9.171	316.112	9.171
14	0.00	0.00	-8.40	0.00	8.40	8.40	0.000	6.000	0.277	-2.327	50.403	2.327
15	0.00	0.00	-63.22	0.00	63.22	63.22	0.000	1.514	0.135	-8.561	95.688	8.561
16	0.00	0.00	-8.40	0.00	8.40	8.40	0.000	2.900	0.279	-2.340	24.362	2.340
17	0.00	0.00	-1.75	0.00	1.75	1.75	0.000	1.741	0.241	-0.422	3.054	0.422
18	0.00	0.00	-1.56	0.00	1.56	1.56	0.000	2.900	0.356	-0.557	4.532	0.557
19	0.00	0.00	-1.81	0.00	1.81	1.81	0.000	9.583	0.481	-0.872	17.381	0.872
20	0.00	0.00	-0.36	0.00	0.36	0.36	0.000	9.619	0.535	-0.192	3.455	0.192
21	0.00	0.00	-8.65	0.00	8.65	8.65	0.000	7.828	0.411	-3.554	67.750	3.554
22	0.00	0.00	-2.50	0.00	2.50	2.50	0.000	9.100	0.519	-1.297	22.731	1.297
23	0.00	0.00	-6.06	0.00	6.06	6.06	0.000	4.761	0.327	-1.984	28.847	1.984
24	0.00	0.00	-3.23	0.00	3.23	3.23	0.000	6.000	0.438	-1.415	19.398	1.415
25	0.00	0.00	-3.46	0.00	3.46	3.46	0.000	1.744	0.242	-0.838	6.039	0.838
26	0.00	0.00	-1.56	0.00	1.56	1.56	0.000	2.900	0.356	-0.557	4.532	0.557

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ



EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1 = \sum(n) [Pi * \delta i]$   
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EXi * \delta Xi + EYi * \delta Yi]$   
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZi * \delta Zi]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1) Cinematismo]**

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.257	24264	1.000	0.190

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso  
M\* = massa partecipante  
e\* = frazione di massa partecipante  
a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 1.000$**

**SLD: Verifiche di sicurezza [1) Cinematismo]**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.126	0.000	0.126	0.127	131	130	1.512	2.620

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD  
TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD  
VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD  
PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD  
TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

**SLV: Verifiche di sicurezza [1) Cinematismo]**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.143	0.000	0.143	0.311	1947	205	1.525	4.099

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare**

Risultati dei cinematismi analizzati:

$\alpha 0$	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
	/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.257	1.512	2.620	1.525	4.099

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha 0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se  $TR > 2475$  si pone  $TR = 2475$ .

Se  $TR < 30$ , con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k * TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.013362570$ ,  $\alpha = 0.467529670$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR, DLD) = 49.500$

SLV:  $(2475/TR, DLV) = 5.21$





## Sintesi

L'edificio risulta adeguato

### Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento <sup>(1)</sup>

#### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$  per i casi c) e), e  $\zeta_E \geq 1.000$  per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede:  $\zeta_E \geq 1.000$

#### Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico $\zeta_E$ in termini di PGA

#### Verifica soddisfatta

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	
<b>SLD</b>	
<b>SLV</b>	<b>1.015</b>

<sup>(1)</sup> Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento.

In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

#### Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\zeta_E \geq 1.000$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): II

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLV: Resistenza fuori piano	<b>1.015</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>1.015</b>
SLV: Cinematismo	<b>1.377</b>

#### Domanda

Stato Limite	PGA <sub>D</sub> (g)	TR <sub>D</sub> (anni)
SLO	0.065	30
SLD	0.084	50
SLV	0.204	475

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica



### Verifiche di resistenza (RES)

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.207	1.015	494	1.040
Resistenza fuori piano del pannello	0.207	1.015	494	1.040
Cinematismo	0.281	1.377	1353	2.848

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Limite	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
<b>SLV</b>	<b>1.015</b>	1.040

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag, accelerazione su roccia.

### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): II

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 1

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 50 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV}$  (anni) = 494 anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC}$  (anni) = 52 anni

$T_{INT}$  (anni) = 52 anni

### Edifici in muratura e verifiche di sicurezza: descrizione della metodologia

Il D.M.17.1.2018 organizza le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG: consistono in verifiche di deformazione) e in verifiche di resistenza (RES, che coinvolgono i comportamenti dei pannelli murari nel piano e fuori piano e la capacità limite in fondazione).

Piu' precisamente:

#### **SLO: Stato Limite di Operatività:**

**RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (2/3) di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).



### **SLD: Stato Limite di Danno:**

a) **RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione, e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo. La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

b) **RES:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$  per SLD ( $q \leq 1.5$ , cfr. Tab.7.3.I §7.3).

In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

### **SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:**

**RES:** verifiche richieste per tutti gli edifici. Per gli edifici esistenti, include le verifiche dei cinematismi condotte in termini di resistenza (con fattore di comportamento  $q$  posto in genere pari a 2).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$ .

In analisi statica non lineare la verifica per SLV è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (3/4) di quello allo SLC. SLC è definito dallo spostamento minore fra le seguenti condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare per SLC in tutti i maschi di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

La domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

### **Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali**

Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:

- **Analisi cinematica:** meccanismi di collasso (cinematismi)

- **Analisi statica non lineare (pushover):**

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);

- b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.

- **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;

- b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.

Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di comportamento  $q$  utilizzato in analisi lineare deve coincidere con  $q$  calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di  $q$  tale che:  $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$ ).



### Valutazione della sicurezza

Per gli edifici esistenti, seguendo **§8.3**, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLV), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV: per esse sono richieste le verifiche anche agli stati limite di esercizio SLE (SLO e SLD), per i quali potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

L'**indicatore di rischio**  $\zeta_E$ , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni: a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento); b)  $q^*$  (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente)  $\leq 3.0$ , con riferimento a SLV (la relazione  $q^* \leq 4.0$  indicata in D.M. 17.1.2018 per SLC viene ricondotta a  $q^* \leq 3.0$  per SLV, dato il rapporto di (3/4) esistente fra le capacità per SLC e per SLV (EuroCodice 8, UNI EN 1998-3:2005, §C4.1.2). Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV)  $\zeta_E$  può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Per quanto riguarda la **pericolosità sismica**, la verifica di sicurezza e l'elaborazione dell'indicatore di rischio vengono eseguite in modo analogo sia nel caso di approccio semplificato (con riferimento al reticolo sismico italiano, pubblicato nel D.M.14.1.2008), sia nel caso di approccio rigoroso secondo **analisi della Risposta Sismica Locale (da microzonazione)**.

La procedura subisce invece alcune modifiche in altri casi di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico, secondo le seguenti modalità.

**(a)** Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017:  $TR_C = TR_D * (PGA_C/PGA_D)^\eta$

dove:  $\eta = 1/0.49$  per  $ag \geq 0.25g$ ;  $\eta = 1/0.43$  per  $0.25g \geq ag \geq 0.15g$ ;  $\eta = 1/0.356$  per  $0.15g \geq ag \geq 0.05g$ ;  $\eta = 1/0.34$  per  $0.05g \geq ag$  (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV). Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.

**(b)** Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo  $S_s$ ): i valori di ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.

**(c)** In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro, tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per  $T=0$ ), pari ad  $(ag*S)$ , consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad  $(ag*S)$  e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.

**(d)** Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

La verifica di sicurezza per i **nuovi edifici** richiede che  $\zeta_E$  sia  $\geq 1.000$ .

Il D.M.17.1.2018 introduce livelli di sicurezza specifici per gli **edifici esistenti**, ed a tal fine è possibile fare riferimento all'indicatore  $\zeta_E$  **espresso in termini di accelerazione al suolo PGA**, preferibilmente espresso considerando gli effetti di suolo: **ag\*S** (la scelta di definizione di PGA come accelerazione su roccia ag o contenente anche gli effetti di suolo: ag\*S è definita in input nel file di Aedes.PCM).

Per gli **interventi di Miglioramento** (§8.4.2)  $\zeta_E$  può essere minore di 1.0: per le costruzioni di classe III ad uso



scolastico e di classe IV a seguito degli interventi di miglioramento deve essere:  $\zeta_E \geq 0.600$ ; per tutti gli altri edifici,  $\zeta_E$  deve essere incrementato di almeno 0.1:  $\Delta\zeta_E \geq 0.100$ .

Per gli **interventi di Adeguamento** (§8.4.3) in alcuni casi (c) e) in §8.4.3) è sufficiente che  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$ , mentre negli altri casi il livello di sicurezza uguaglia quello richiesto alle nuove costruzioni:  $\zeta_E \geq 1.000$ .

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $TR = 2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k TR^\alpha$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi  $[1, 2475]$ ; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a  $TR = 30$  anni.

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ )**, definita anche come **Tempo di intervento**

**$T_{INT}$** , si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $TR_{CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC} (= V_{NC} * C_U)$  la probabilità di superamento  $PV_R$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV.

Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta:  $TR_{CLV} \geq 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nella scheda (corrispondente a  $TR = 2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1-PV_R) / C_U$ ).

#### *Semplici calcoli per controllo*

##### **CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.1]**

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**
- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

##### **REGOLARITA' IN PIANTA:**

a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze. **no**

b) Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere  $< 4$ .

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 20.3
- Dimensione minore in pianta (m) = 8.839999
- **Rapporto tra le due dimensioni = 2.30 < 4**

c) Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 20.30
  - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze:  $\leq 25\%$  di 20.30 = 5.08
- Dimensione minore in pianta (m) = 8.84
  - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze:  $\leq 25\%$  di 8.84 = 2.21

d) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti: **no**

##### **REGOLARITA' IN ALTEZZA:**

e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione **no**

f) **Controlli su variazioni di massa e di rigidezza:**

la regolarità in altezza richiede le seguenti condizioni:

variazioni di massa  $\leq 25\%$ ; variazioni di rigidezza:  $-30\% \leq \Delta K \leq +10\%$ .

La rigidezza si riferisce alle condizioni sismiche e tiene quindi conto

di eventuali rigidezze fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)



- Piano 1:
  - peso [da massa in dir.X] (kN) = 2033.7
  - peso [da massa in dir.Y] (kN) = 2033.7
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 6360.075
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 6519.05
- Piano 2:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1933.28
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -4.94 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1933.28
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -4.94 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 1545.539
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -75.70 %**
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 2350.288
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -63.95 %**
- Piano 3:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1939.17
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 0.30 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1939.17
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 0.30 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 1705.786
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +10.37 %**
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 2352.404
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = 0.09 %**
- Piano 4:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1537.39
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -20.72 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1537.39
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -20.72 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 1652.698
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -3.11 %**
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 2352.402
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = 0.00 %**
- Piano 5:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 795.12
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -48.28 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 795.12
    - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -48.28 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 19913.01
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +1104.88 %**
    - Attenzione: muri bassi (sottotetto) nel piano di copertura possono essere molto rigidi determinando un'elevata variazione di rigidezza rispetto al piano sottostante.  
In tal caso è ragionevole valutare la regolarità solo sui piani sottostanti.
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 17242.45
    - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +632.97 %**
    - Attenzione: muri bassi (sottotetto) nel piano di copertura possono essere molto rigidi determinando un'elevata variazione di rigidezza rispetto al piano sottostante.  
In tal caso è ragionevole valutare la regolarità solo sui piani sottostanti.

#### h) Controlli da eseguire su eventuali restringimenti (m):

- Piano 2:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 8.84 = 2.65
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 8.84 = 1.77
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.30 = 6.09
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.30 = 4.06
- Piano 3:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 8.84 = 2.65
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 8.84 = 1.77
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.30 = 6.09
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.30 = 4.06
- Piano 4:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 8.84 = 2.65
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 8.84 = 1.77
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.30 = 6.09
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.30 = 4.06
- Piano 5:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 8.84 = 2.65
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 8.84 = 1.77
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.30 = 6.09
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.30 = 4.06



#### ANALISI SISMICA, DINAMICA MODALE

Somma delle Reazioni Vincolari (orientate secondo gli assi globali XYZ):

RX, RY, RZ, MX, MY, MZ [forze:kN - momenti: kNm]

(in presenza di nodi su suolo elastico, le corrispondenti reazioni vincolari RZ sono ottenute dallo sforzo normale agente alla base degli elementi verticali - maschi, pareti, pilastri - impostati su tali nodi)

Parte statica della Combinazione di Carico Sismica [§3.2.4]:  $G1 + G2 + P + \sum_j (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$   
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Massimi effetti sismici (SLV):

1330.70, 1444.53, 4930.61, 0.00, 0.00, 15.50

#### VERIFICA SISMICA PER COSTRUZIONI SEMPLICI [§7.8.1.9]

Dalle condizioni controllate, risulta che: **l'edificio NON E' VERIFICATO**

Le condizioni controllate sono evidenziate dal grassetto e dal simbolo verde o rosso; l'Utente deve eseguire a parte il controllo delle altre condizioni, evidenziate dal simbolo giallo

**1) La costruzione deve ricadere in zona sismica 2, 3 o 4: sì**

■ 2) In ciascuna delle due direzioni devono essere previsti almeno due sistemi di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab.7.8.I:

- 50% della dimensione lungo X (m) = 10.15
- 50% della dimensione lungo Y (m) = 4.42

■ 3) La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta non sia inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti):

- 75% della dimensione lungo X (m) = 6.63
- 75% della dimensione lungo Y (m) = 15.23

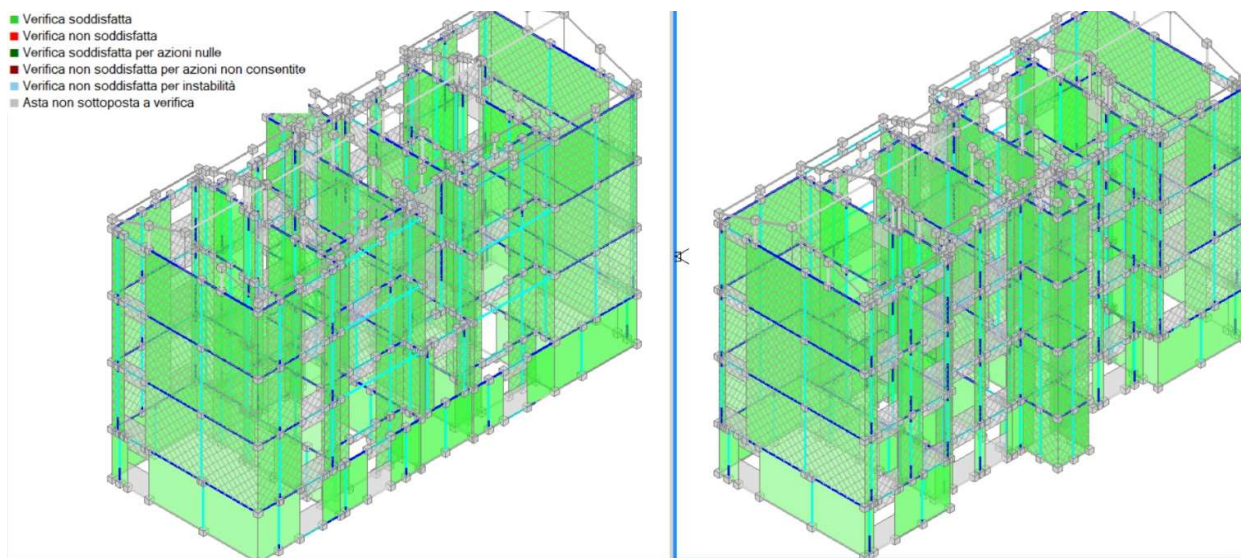
■ 4) Il numero di piani non deve essere superiore a 3 per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata: **no**



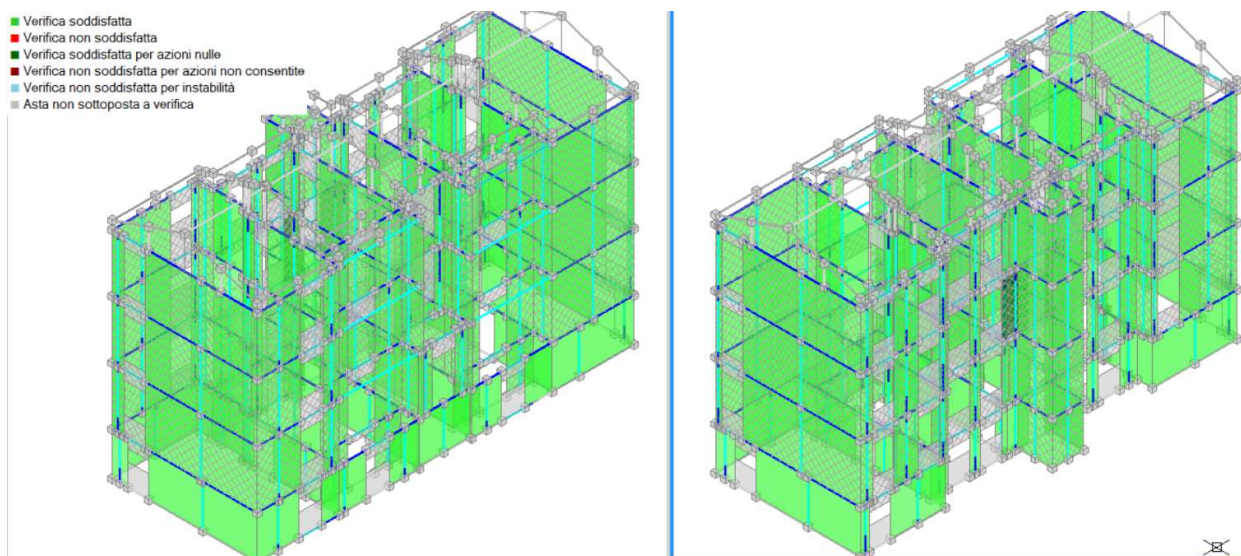


## ANALISI STATICA STRUTTURA MURARIA POST OPERAM

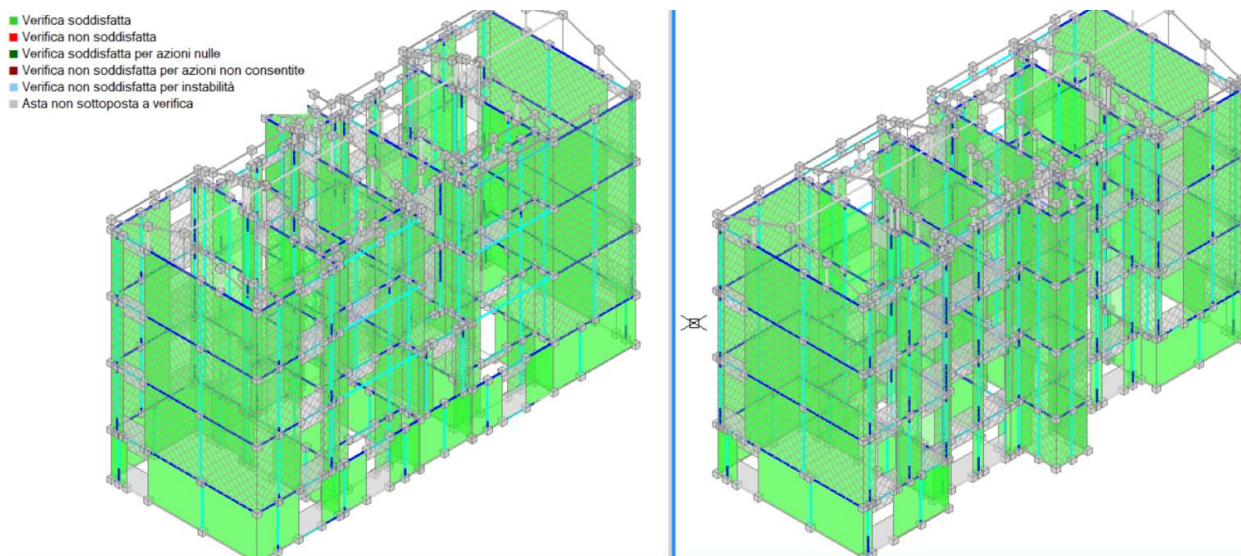
Verifiche ai carichi gravitazionali.



**Figura 18: Verifica a pressoflessione complanare**



**Figura 19: Verifica a taglio**



**Figura 20: Verifica a pressoflessione ortogonale**

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
Inviluppo CCC		
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	2.066	100%
Taglio sconnimento [§4.5.6]	2.368	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	2.088	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	2.166	100%

*Semplici calcoli per controllo*

#### ANALISI STATICA LINEARE, NON SISMICA

Somma delle Reazioni Vincolari (orientate secondo gli assi globali XYZ):

RX, RY, RZ, MX, MY, MZ [forze:kN - momenti: kNm]

(in presenza di nodi su suolo elastico, le corrispondenti reazioni vincolari RZ sono ottenute dallo sforzo normale agente alla base degli elementi verticali - maschi, pareti, pilastri - impostati su tali nodi)

Combinazione di Carico: 1: SLU: Combinazione 1 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +X)  
0.01, 0.02, 11975.07, 0.00, 0.00, -0.09

Combinazione di Carico: 2: SLU: Combinazione 29 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +X)  
0.00, 0.03, 11689.75, 0.00, 0.00, -0.08

Combinazione di Carico: 3: SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)  
-0.02, 0.03, 11712.71, 0.00, 0.00, -0.10

Combinazione di Carico: 4: SLE: Combinazione 1 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento +X)  
-0.03, 0.00, 8408.47, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 5: SLE: Combinazione 29 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento +X)  
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06



Combinazione di Carico: 6: SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)  
0.01, 0.03, 8270.56, 0.00, 0.00, -0.05

Combinazione di Carico: 7: SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)  
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 8: Combinazione sismica (QuasiPermanente)  
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 9: Combinazione 1  
-0.01, 0.01, 9056.69, 0.00, 0.00, -0.06

#### VERIFICA SISMICA PER COSTRUZIONI SEMPLICI [§7.8.1.9]

Dalle condizioni controllate, risulta che: **l'edificio NON E' VERIFICATO**

Le condizioni controllate sono evidenziate dal grassetto e dal simbolo verde o rosso; l'Utente deve eseguire a parte il controllo delle altre condizioni, evidenziate dal simbolo giallo

■ 1) La costruzione deve ricadere in zona sismica 2, 3 o 4: **no**

■ 2) In ciascuna delle due direzioni devono essere previsti almeno due sistemi di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab.7.8.I:

- 50% della dimensione lungo X (m) = 10.15
- 50% della dimensione lungo Y (m) = 4.42

■ 3) La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta non sia inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti):

- 75% della dimensione lungo X (m) = 6.63
- 75% della dimensione lungo Y (m) = 15.23

#### K) INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

Per l'analisi della muratura verrà utilizzato PC.M Programma per il Calcolo strutturale ad Elementi finiti della AEDES Software, che presenta le seguenti funzionalità:

- Risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).
- Particolari funzionalità studiate per 'telai equivalenti' rappresentativi di elementi parete (ad esempio, telai 2D o 3D che modellano edifici in muratura). Analisi Statica e Sismica, in accordo con la nuova Normativa Sismica (D.M.17.1.2018) Analisi sismiche implementate: statica lineare (dinamica semplificata, o statica equivalente), dinamica modale; statica non lineare specifica per edifici in muratura (analisi pushover).

#### L) STRUTTURE DI FONDAZIONE

Vengono ampliate le fondazioni delle pareti caricate dai solai con nuovi cordoli in conglomerato cementizio armato.

Nel modello è stato adottato con coefficiente di sottofondo pari a  $5 \text{ daN/cm}^3$ .

Le pressioni sul terreno nello stato di progetto sono inferiori a quello ante operam.

Le pressioni calcolate sono accettabili.



#### M) CATEGORIA D'INTERVENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

L'intervento in questione non rientra nei casi sopra esposti, ricadrebbe quindi nella casistica del miglioramento, ma la committenza ha richiesto un **adeguamento**.

#### N) DESCRIZIONE STRUTTURA ESISTENTE

L'edificio è situato nel comune di Imola, a nord del centro storico, nell'isolato delimitato da Via G. Galilei, Via G. Bucci, Via Q. Cenni, Viale G. Marconi e Viale Pampera.

Il fabbricato è costituito da un edificio di forma sostanzialmente rettangolare.

Il periodo presunto di edificazione del suddetto fabbricato risale tra gli anni 1956-1967, durante il boom economico ed edificatorio, come si evince dalla documentazione dell'epoca.

Il manufatto è composto da n. 3 piani fuori terra per un'altezza complessiva di circa mt. 13 ed avente accesso da cortile privato che affaccia su Via Galilei; sono presenti anche un piano seminterrato ed un sottotetto.

L'immobile presenta un solo vano scala ed ospita 6 unità immobiliari, due per piano; il fronte principale è quello su strada.

L'immobile presenta struttura portante in muratura ordinaria; i solai di piano sono latero – cementizi privi di cappa armata, così come le scale:

- solaio tipo e scale spessore 14 cm,
- solaio di sottotetto e copertura spessore 12 cm.

Le fondazioni sono costituite da cordoli massicci in conglomerato cementizio non armato.

La struttura non è regolare in pianta e non è regolare in altezza.

Nel complesso il corpo di fabbrica si presenta in forte stato di degrado.

Nel corso del cantiere verrà approfondita la conoscenza del fabbricato.





#### O) MATERIALI DELLA STRUTTURA ESISTENTE

La Società 4 EMME Service S.p.A., specializzata nell'esecuzione di prove di carico e prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata di effettuare una serie di indagini su elementi strutturali in muratura dei fabbricati abitativi siti in via G. Galilei, 1 e 3-5-7 nel Comune di Imola (BO); si vedano le relazioni allegate.

Attraverso queste indagini si sono caratterizzate le proprietà meccaniche della muratura.

La muratura in opera è costituita da mattoni pieni di laterizio e malta bastarda.

Si premette che i due corpi di fabbrica analizzati sono stati realizzati praticamente in “contemporanea”, con i medesimi materiali e le medesime tecnologie; si è quindi scelto di utilizzare i valori di prova di entrambi gli edifici per descrivere la muratura che compone entrambe le strutture.

Il livello di conoscenza raggiunto è pari a LC2.

Si ritiene quindi di poter considerare una muratura con queste caratteristiche:

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	3640	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	G	910	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	f <sub>m</sub>	4.550	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione orizzontale	f <sub>hm</sub>	2.275	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	f <sub>tm</sub>	0.455	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio (muratura irregolare)	τ <sub>0</sub>	0.088	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio (muratura regolare)	f <sub>vm0</sub>	0.196	N/mm <sup>2</sup>

La muratura esistente non è perfettamente inquadrabile nelle tipologie illustrate nella Tabella C85I della Circolare in quanto “Muratura in mattoni pieni e malta cementizia” (una tipologia intermedia tra “Muratura in mattoni pieni e malta di calce” e “Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia”). Avendo effettuato indagini sulle murature, si avevano a disposizione i valori dei moduli elastici e i valori delle resistenze della malta.

Si è scelto di equiparare la muratura in essere ad una “Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia” (resistenze medie e moduli di elasticità medi in quanto LC2) modificata con coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici (per tenere conto della qualità mediamente non buona della malta); la muratura così caratterizzata presenta valori medi del modulo elastico compatibili con quelli misurati.



P) LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO

STRUTTURA MURARIA ANTE OPERAM

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Limite	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
<b>SLV</b>	<b>0.216</b>	0.027

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $a_g$ , accelerazione su roccia.

STRUTTURA MURARIA POST OPERAM

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Limite	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
<b>SLV</b>	<b>1.015</b>	1.040



## VERIFICHE

### Intervento su solaio esistente

A favore di sicurezza, non si considera l'armatura esistente e la partecipazione delle pignatte in laterizio (anche se con ogni probabilità sono del tipo collaborante).

Alla larghezza di un metro di solaio corrisponde all'incirca una sezione resistente costituita dal nuovo travetto gettato (largo 24 cm e armato con 3+3 Ø14 a correre e staffe Ø8 a due braccia a passo 15 cm nella parte centrale e passo 7 cm alle estremità) e da tre travetti esistenti (di cui non si considera l'armatura).

$$3 \text{ } \varnothing 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Momento resistente ( $M_{Rd,appoggio}$ ) all'appoggio: 16.64 kN·m (per metro di solaio); a favore di sicurezza non si considera l'armatura inferiore compressa.

**Titolo:** Galilei - appoggio

**N° strati barre:** 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	42	13.5
2	24	0.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	3

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $f$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  1.829 N/mm²

**M**  $M_{Rd}$  -16.64 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  6.011 ‰  
d 11 cm  
x 4.048 x/d 0.368  
 $\delta$  0.9

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

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>** 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Momento resistente ( $M_{Rd,mezzeria}$ ) in mezzeria: 17.06 kN·m (per metro di solaio) a favore di sicurezza non si considera l'armatura inferiore compressa.

**Titolo:** Galilei - mezzeria

**N° figure elementari:** 2 **Zoom** **N° strati barre:** 1 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	42	13.5
2	24	0.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	11

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $f$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  1.829 N/mm²

**M**  $M_{Rd}$  17.06 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  6.763 ‰  
d 11 cm  
x 3.751 x/d 0.341  
 $\delta$  0.8663

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

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>** 0 cm **Col. modello**  
**M-curvatura**

☐ Precompresso





Solaio tipo:

- Peso proprio strutturale  $G_1$ : 2.40 kN/m<sup>2</sup>
- Peso permanente portato non compiutamente definito  $G_2$ : 2.30 kN/m<sup>2</sup>
- Accidentale residenziale: 2.00 kN/m<sup>2</sup>
- $q_{SLU} = 2.40 \times 1.3 + 2.30 \times 1.5 + 2.00 \times 1.5 = 9.57 \text{ kN/m}^2$

Luce netta pari a circa 420 cm.

Per vincoli di un solaio, si intendono quei legami che intercorrono fra lo stesso e la struttura che lo sostiene, sia essa trave o parete. Essi hanno la funzione di creare le condizioni di equilibrio sotto l'azione dei carichi considerati.

Non è realistico pensare di effettuare dei calcoli rigorosi per la loro valutazione, sia perché bisognerebbe aggiungere delle complicazioni ulteriori per effetto di eventuali condizioni di iperstaticità non valutabili, sia perché bisognerebbe aggiungere, altresì, gli effetti di altri fenomeni comunque esistenti, quali le variazioni termiche, il "ritiro" del calcestruzzo, le variazioni del momento di inerzia nelle diverse sezioni per effetto della differente situazione delle armature metalliche e, infine, per il fatto che il modulo di elasticità, specialmente

del calcestruzzo, non può ritenersi costante. Quand'anche, inoltre, si riuscisse a valutare tutte le situazioni sopra riportate, ci sarebbero altri fattori da valutare, quali:

- 1) non avverano mai le ipotesi della perfetta solidarietà fra le membrature che concorrono in un "nodo";
- 2) possono esserci difetti di costruzione o carenze nei materiali che sfuggono alla valutazione;
- 3) le varie parti della struttura principale, nonché il solaio, vengono costruiti in tempi sicuramente diversi e in condizioni altrettanto diverse tra loro;
- 4) a causa degli assestamenti, si verificano delle deformazioni, anche anelastiche, che difficilmente si è in grado di valutare.

La situazione reale è rappresentabile, ai fini del calcolo ingegneristico del solaio, con un classico e consolidato schema a "semincastro" ( $M=qxL^2/12$  agli appoggi ed in mezzzeria).

Considerando uno schema statico di "semincastro":

- $M_{max,SLV} = 14,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$  (per metro di solaio)
- $T_{max,SLV} = 20,10 \text{ kN}$  (per metro di solaio)

$$M_{Rd,appoggio} 16.64 \text{ kN}\cdot\text{m} > 14,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,mezzzeria} 17.06 \text{ kN}\cdot\text{m} > 14,10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La sezione è idonea.



Senza considerare le staffe, la sezione ha un taglio resistente pari a 20.38 kN (per metro di solaio)

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

Ricoprimento armatura c: 3 1  
A's/A\_s %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 13.5 1  
☐ Fissa Base B: 42 1  
☒ Fissa Base e Altezza

Arrotond. 1 1 5 1

M<sub>Ed</sub> 14.45 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 20.1 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C25/30

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  3.06 x/d 0.369  $\delta$  0.901 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

A's 0.00 1<sup>2</sup> - A's min 0.00

Armatura inferiore

3  $\phi$  14

A\_s 4.62 1<sup>2</sup> +3.7% A\_s min 4.45

Taglio

$\tau_{max}$  12 N/mm<sup>2</sup>

Taglio Resistente = 20.38 kN

Scelta diametri autom.

$\phi$  minimo 14 mm  
 $\phi$  massimo 14 mm

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe

col 6 1

☒ no staffe  $\rho_1$  0 %

$\phi$  staffe 8 mm

n° bracci 0

$\phi$  reggistaffe 12

☐ gancio 135°

Comb. barre superiori

Osservazioni

$$T_{Rd} 20.38 \text{ kN} > 20.10 \text{ kN}$$

La sezione è idonea.



### *Definizione della sezione esistente*

Solaio esistente

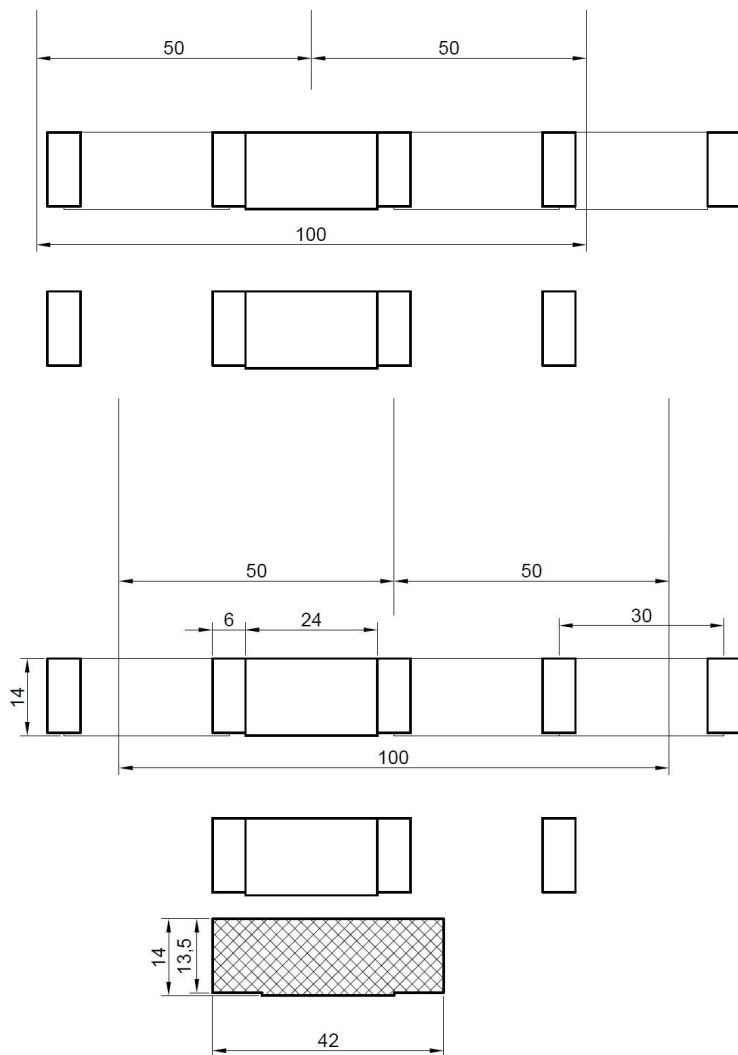
- Larghezza pignatta = 24 cm
- Larghezza travetto = 6 cm
- Interasse travetti = 30 cm
- Altezza solaio = 14 cm

Una striscia di solaio di larghezza pari a 100 cm contiene almeno tre travetti esistenti

Si sostituisce una fila di pignatte ogni due con nuovo cemento armato.

La sezione resistente è costituita da 3 travetti esistenti ed il nuovo getto.

A favore di sicurezza non si è considerata l'armatura esistente (che viene comunque conservata) e si trascura l'effetto delle pignatte collaboranti.



$$6 + 24 + 6 + 6 = 42\text{cm}$$



Si precisa che le pignatte in laterizio esistenti sono del tipo collaborante (con cartelle superiori rinforzate), ma di questo non si è tenuto conto (a favore di sicurezza).

La resistenza ai carichi concentrati è assicurata dalla tipologia delle pignatte.

Il rinforzo in “spessore di solaio” è stato un vincolo progettuale (gli interpiani sono limitati).