

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.07_G1		OGGETTO GENERALI: Valutazione Sicurezza		DATA Settembre 2022			
SCALA -				N. DISEGNO			
VERSIONE	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO		APPROVATO
00	PRIMA EMISSIONE		Giugno 2022		N. LEONE		N. LEONE
01	REVISIONE 1		Settembre 2022		N. LEONE		N. LEONE
02							
03							

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

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

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA Rev01







Sommario

PREMESSA.....	4
DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	5
MURATURA ESISTENTE	5
VALUTAZIONE	7



PREMESSA

Il rischio sismico è definito dalla convoluzione della pericolosità sismica con la vulnerabilità ed esposizione agli effetti dei terremoti del sistema e del sito in cui è collocato.

La vulnerabilità sismica è la propensione al danno di un sistema a seguito di un evento sismico di prefissata severità (è una caratteristica intrinseca della struttura).

L'esposizione rappresenta le caratteristiche del sistema sociale esposto agli effetti di un terremoto (dipende da come e da chi viene usata la struttura).

La pericolosità sismica è, in senso lato, qualunque effetto fisico diretto o indotto, riconducibile al terremoto, capace di causare conseguenze avverse sulle attività umane (può essere riassunto come l'azione dinamica del terremoto che interagisce con la struttura).

Con le lavorazioni previste in progetto (adeguamento)

- la vulnerabilità viene ridotta
- l'esposizione rimane invariata
- la pericolosità non subisce variazioni.

Il rischio sismico viene quindi diminuito.

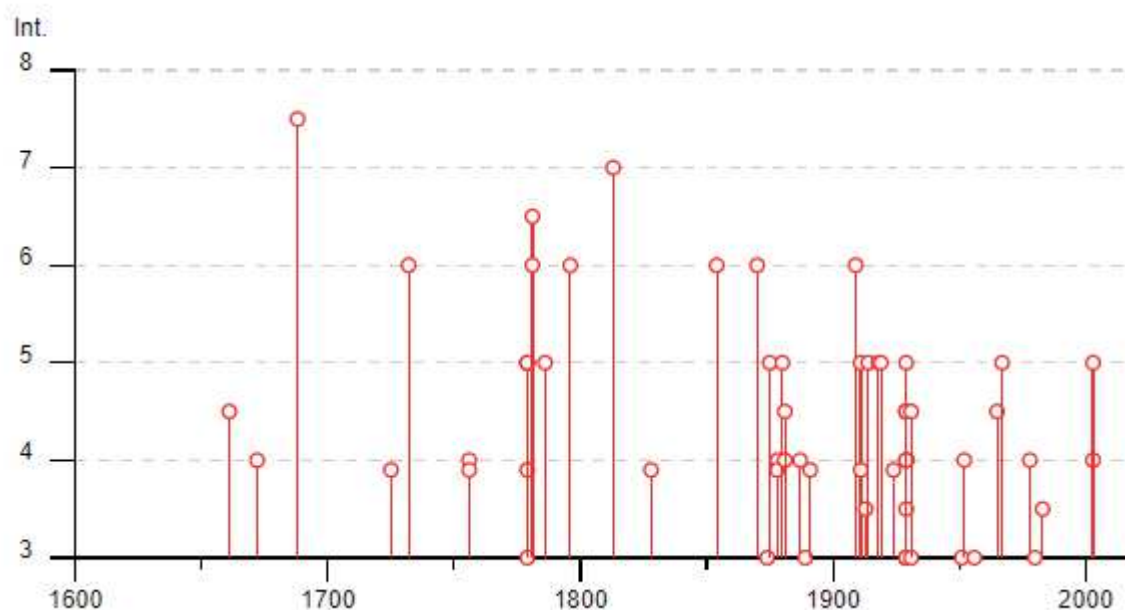


Figura 1: Sismicità storica locale in termini macrosismici (dati fino al 2017) - Imola (BO)



DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

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.

MURATURA 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.

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.



Segue una sintesi dei valori di prova:

GALILEI 1					GALILEI 3-5-7				
Martinetto piatto					Martinetto piatto				
MP1	E	59753	daN/cm ²		MP1	E	21264	daN/cm ²	
MP2	E	46913	daN/cm ²		MP2	E	40255	daN/cm ²	
MP3	E	40396	daN/cm ²		MP3	E	34062	daN/cm ²	
		49021	daN/cm ²	Media			31860	daN/cm ²	Media
Shave Test					Shave Test				
St1	τ	9.50	daN/cm ²		St1	τ	6.92	daN/cm ²	
St2	τ	8.90	daN/cm ²		St2	τ	3.56	daN/cm ²	
St3	τ	8.51	daN/cm ²		St3	τ	7.52	daN/cm ²	
		8.97	daN/cm ²	Media			6.00	daN/cm ²	Media
Penetrometrica malta					Penetrometrica malta				
MA1		2.21	MPa		MA1		1.38	MPa	
MA2		2.65	MPa		MA2		1.00	MPa	
MA3		2.55	MPa		MA3		1.10	MPa	
		2.47	MPa	Media			1.16	MPa	Media

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

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



VALUTAZIONE

La metodologia di calcolo è la medesima per il calcolo e la verifica della struttura nello stato di progetto, così come il software utilizzato; si rimanda alla relazione di calcolo per le specifiche.

MODELLO DI CALCOLO STRUTTURA MURARIA

Metamodello architettonico

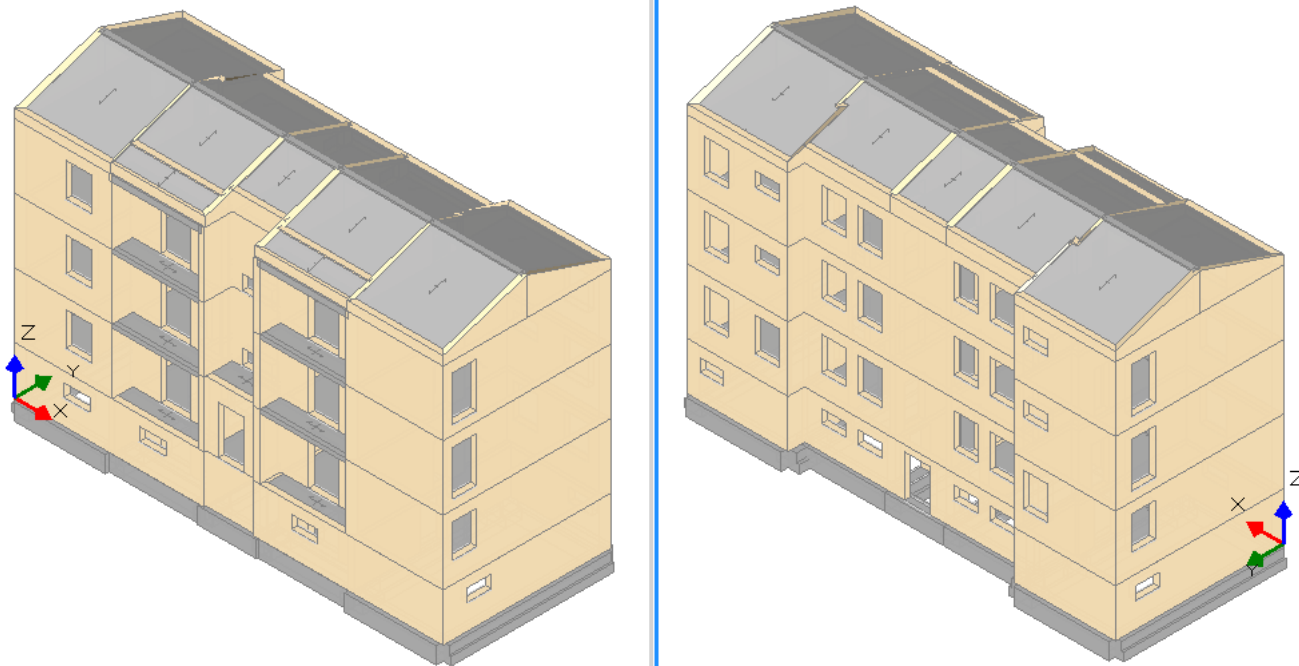


Figura 2: Rendering assonometrico

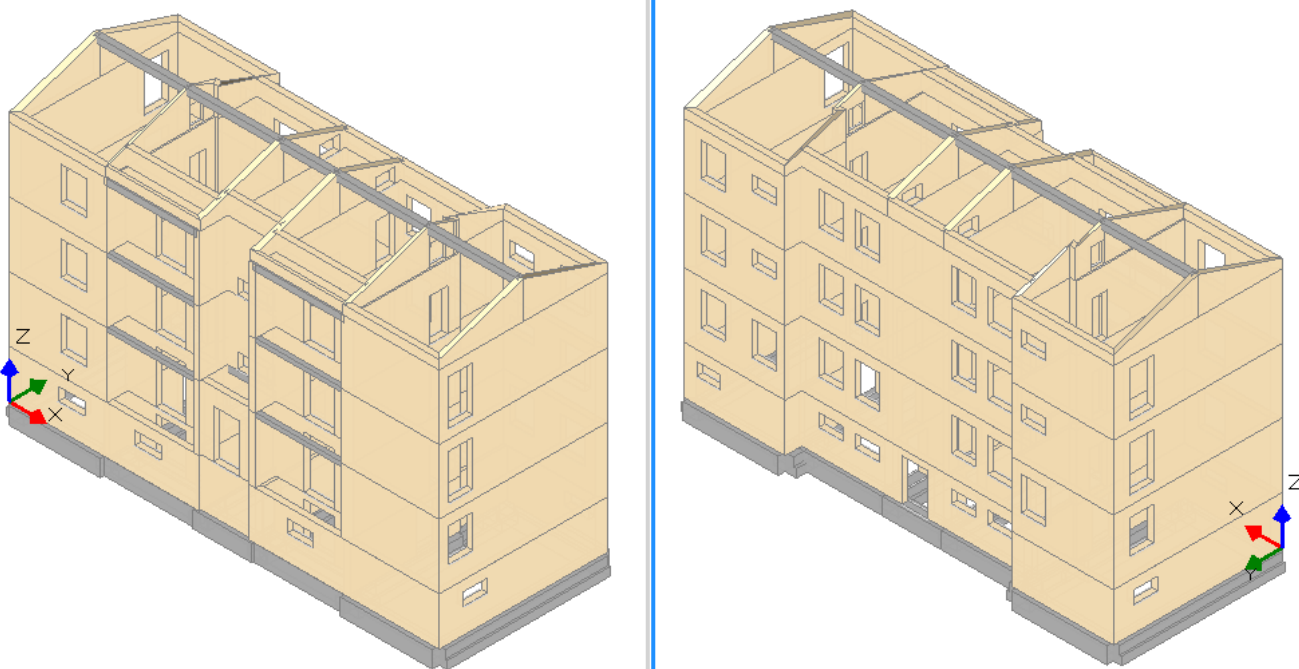


Figura 3: Rendering assonometrico senza solai

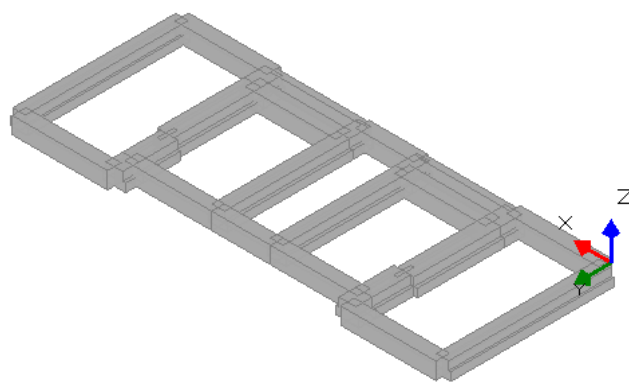
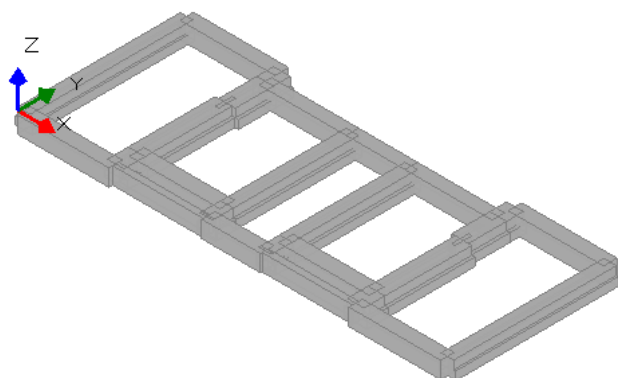


Figura 4: Fondazioni

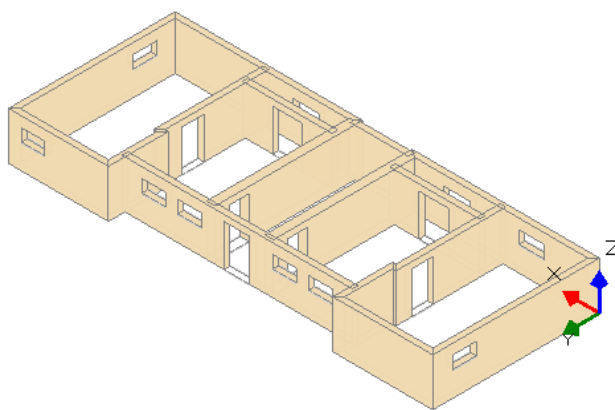
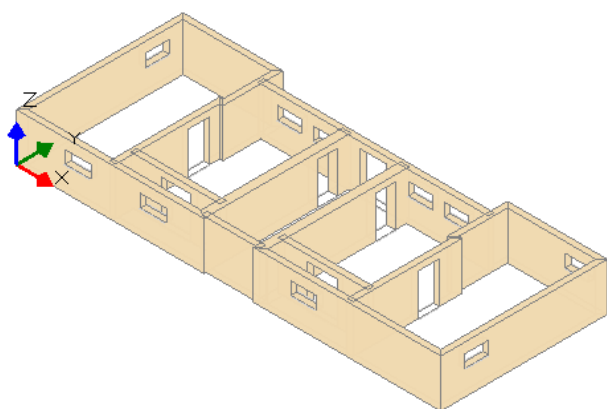


Figura 5: Livello 1

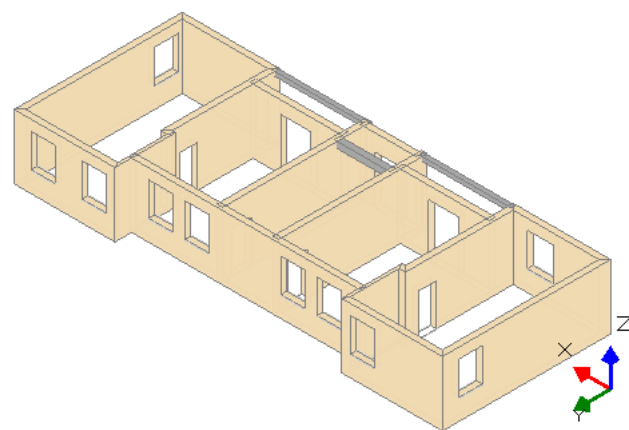
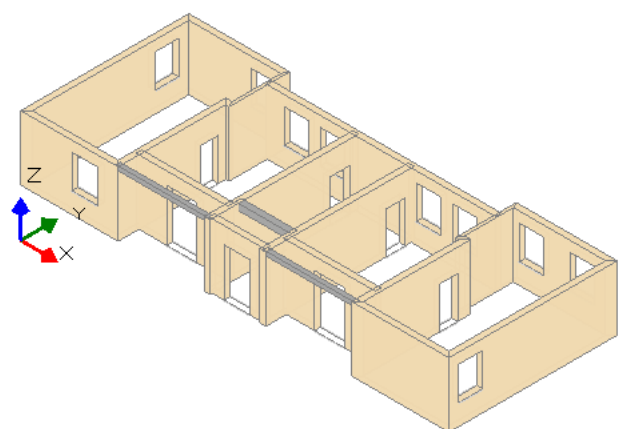


Figura 6: Livello 2

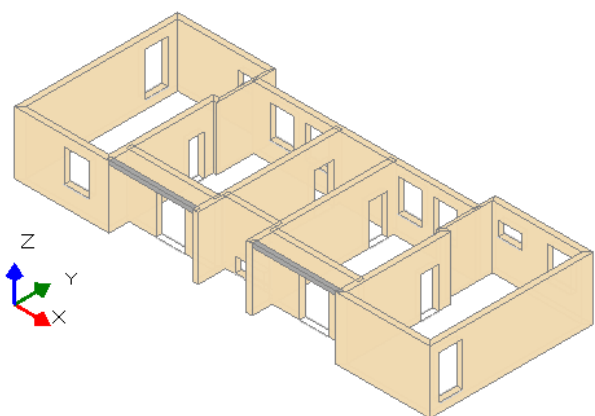


Figura 7: Livello 3

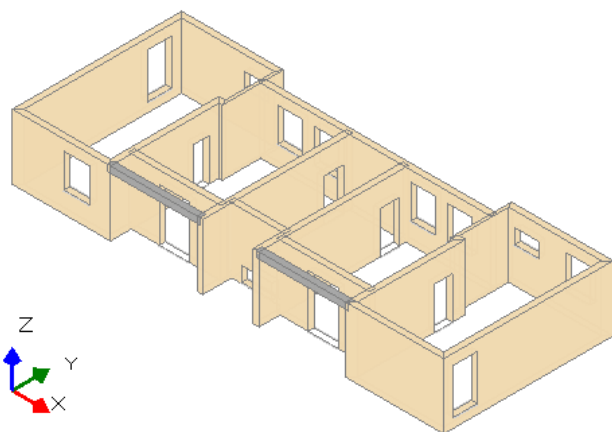
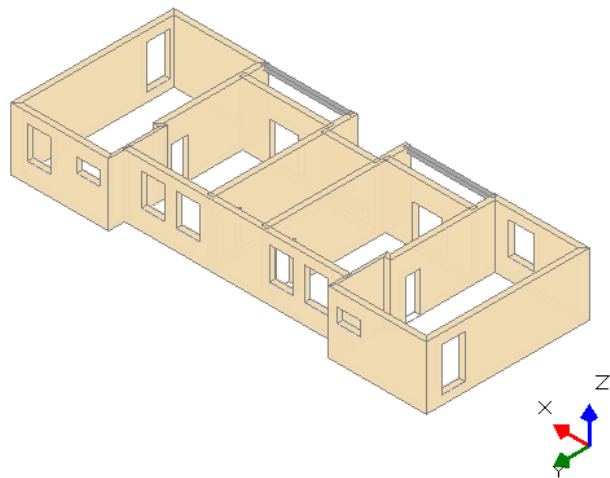


Figura 8: Livello 4

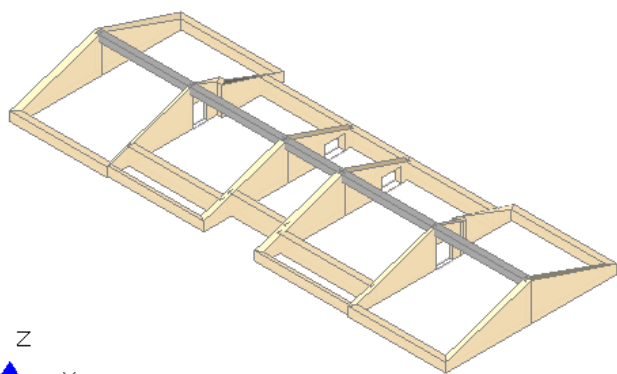
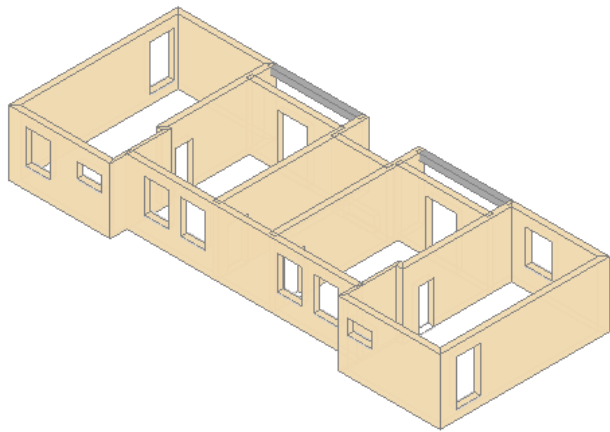
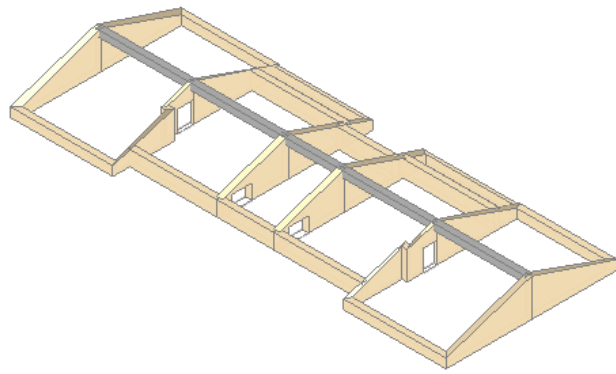


Figura 9: Livello 5





Modello f.e.m. a "telaio equivalente"

I solai non sono stati considerati come diaframmi "infinitamente rigidi".

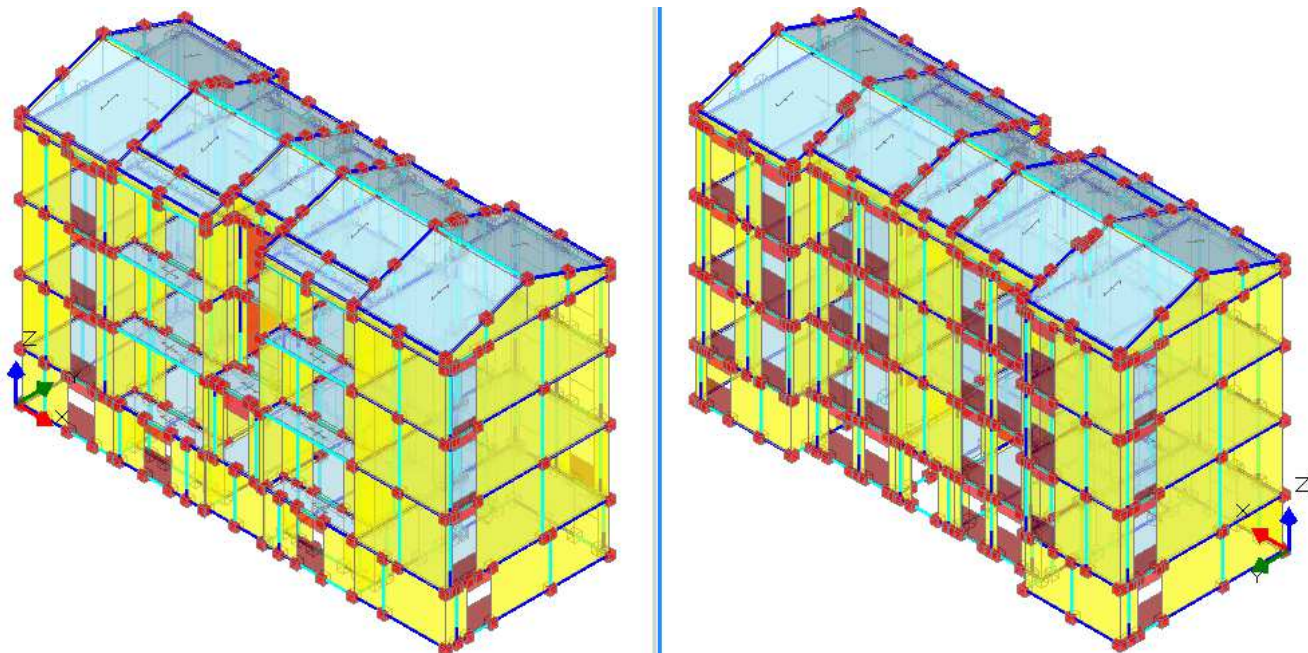


Figura 10: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"

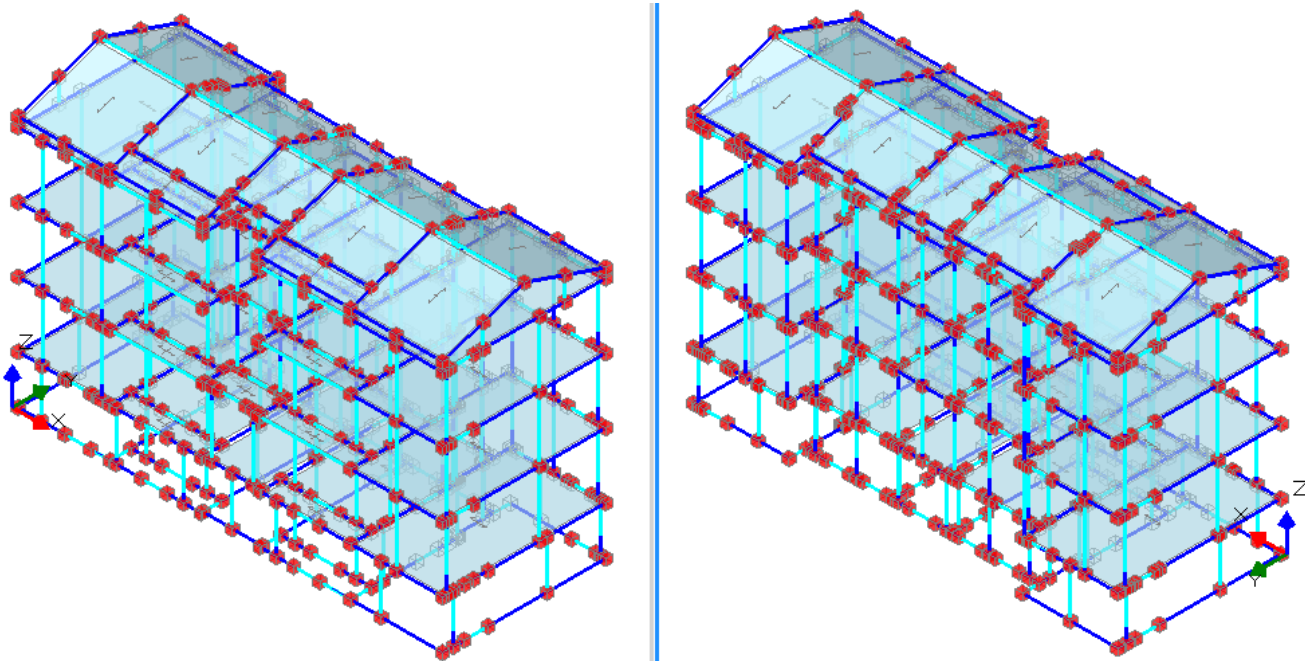


Figura 11: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"

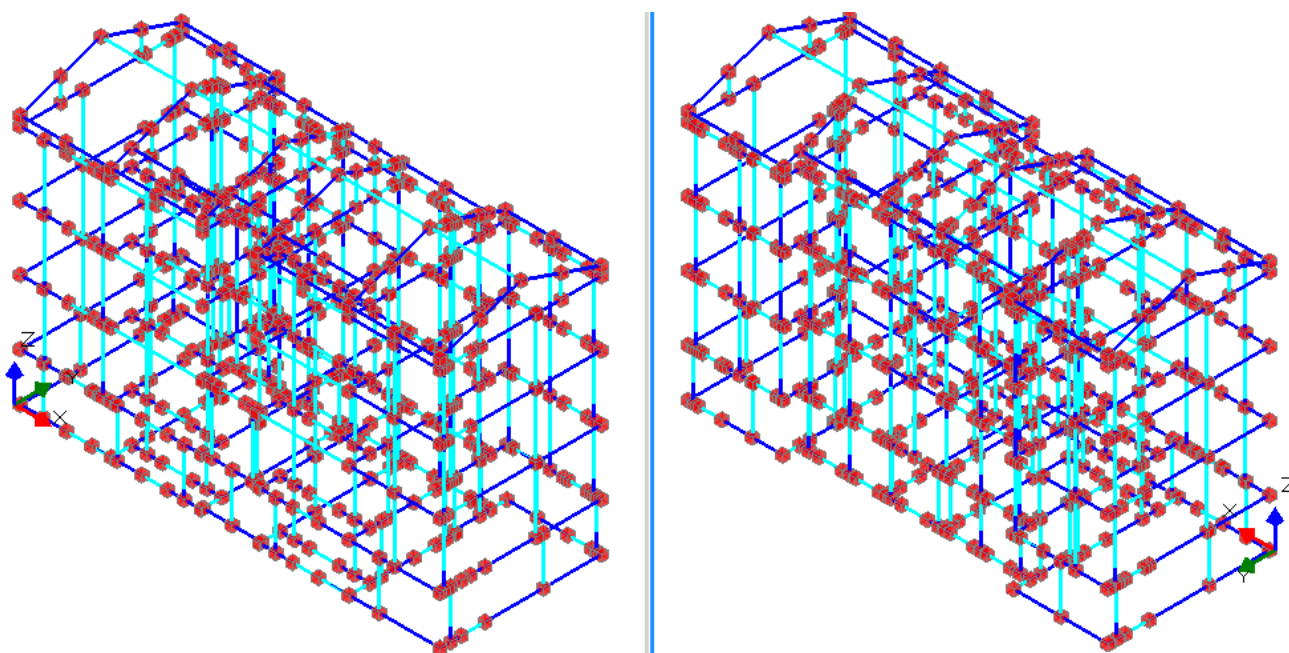


Figura 12: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"

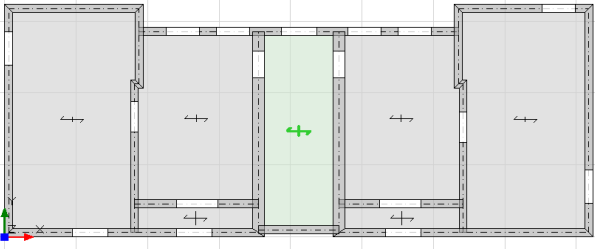
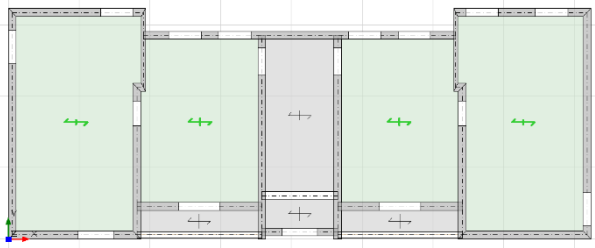
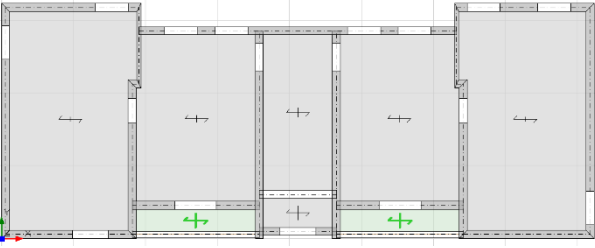
Carichi da solaio

I carichi G_2 sono stati considerati non compiutamente definiti.

Livello 1	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.85 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>

Livello 1	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.50 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>



Livello 1	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 2.00 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 4.00 kN/m²</p>
Livello 2	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.85 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>
Livello 2	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.50 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>



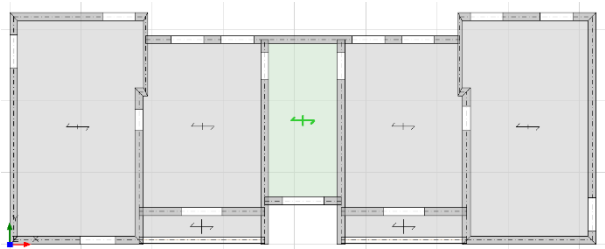
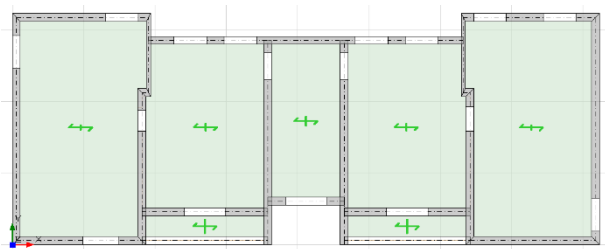
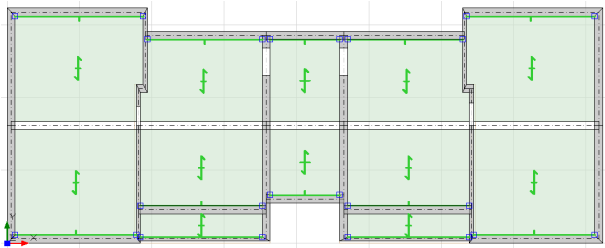
Livello 2	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 2.00 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 4.00 kN/m²</p>

Livello 2	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.00 kN/m²</p> <p>Neve: 2.00 kN/m²</p>

Livello 3	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.85 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>

Livello 3	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 1.50 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>



Livello 3	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.30 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 2.00 kN/m²</p> <p>Accidentale residenziale: 4.00 kN/m²</p>
Livello 4	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.15 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 0.30 kN/m²</p> <p>Accidentale categoria H: 0.50 kN/m²</p>
Livello 5	
	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.15 kN/m²</p> <p>Peso permanente portato G_2: 0.60 kN/m²</p> <p>Neve: 1.20 kN/m²</p>

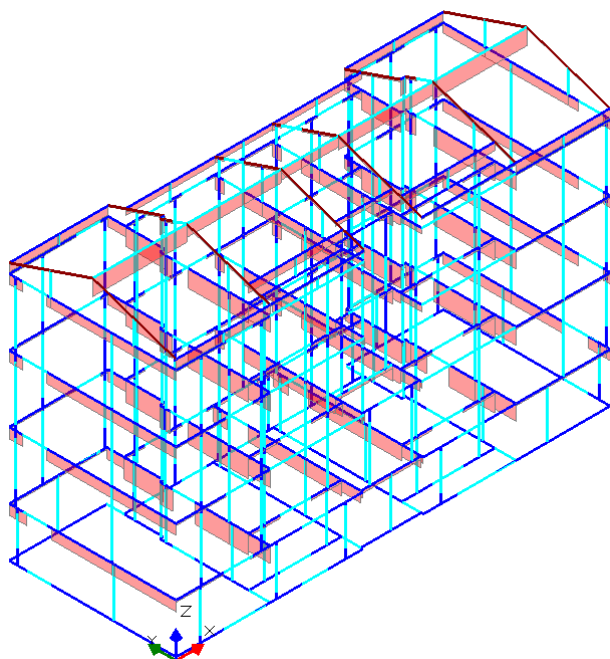


Figura 13: Carichi da solaio - permanente strutturale (G_1)

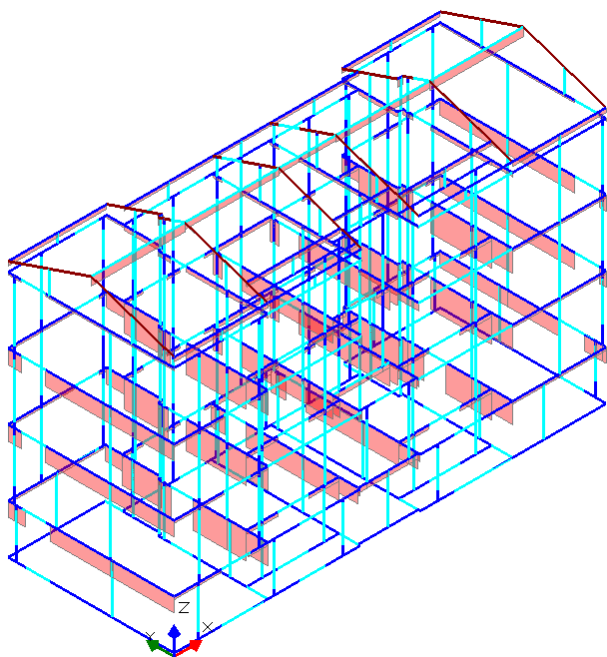


Figura 14: Carichi da solaio - permanente portato non compiutamente definito (G_2)

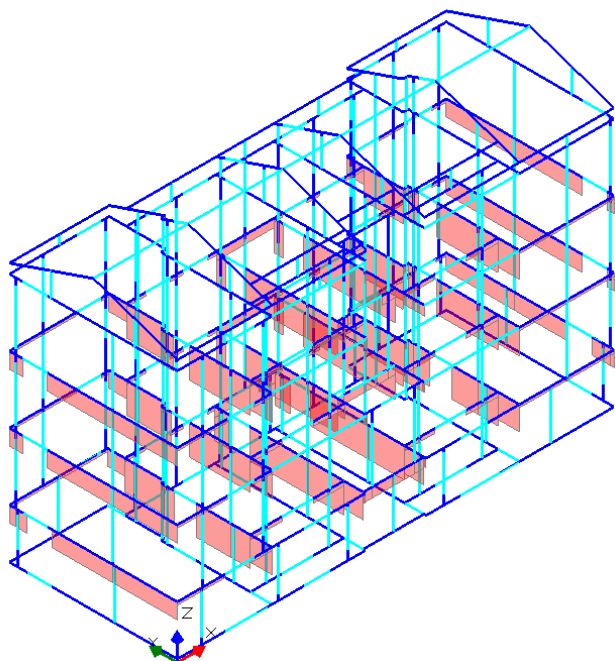


Figura 15: carichi da solaio - accidentale residenziale (categoria A)

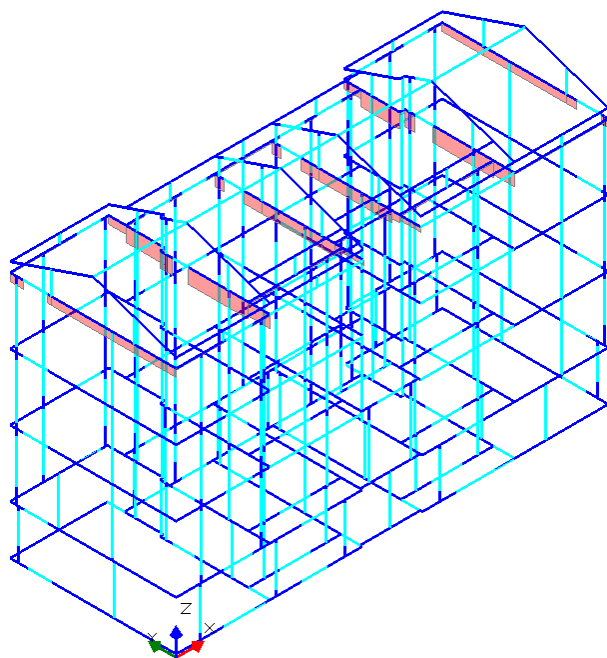


Figura 16: carichi da solaio - accidentale sottotetto (categoria H)

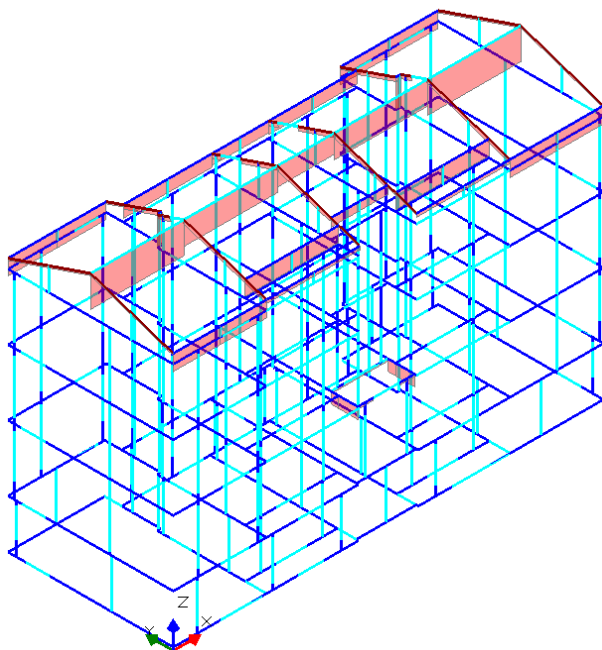


Figura 17: carichi da solaio - neve



ANALISI SISMICA STRUTTURA MURARIA ANTE OPERAM

Analisi modale

Si illustrano i modi principali.





Analisi statica non lineare

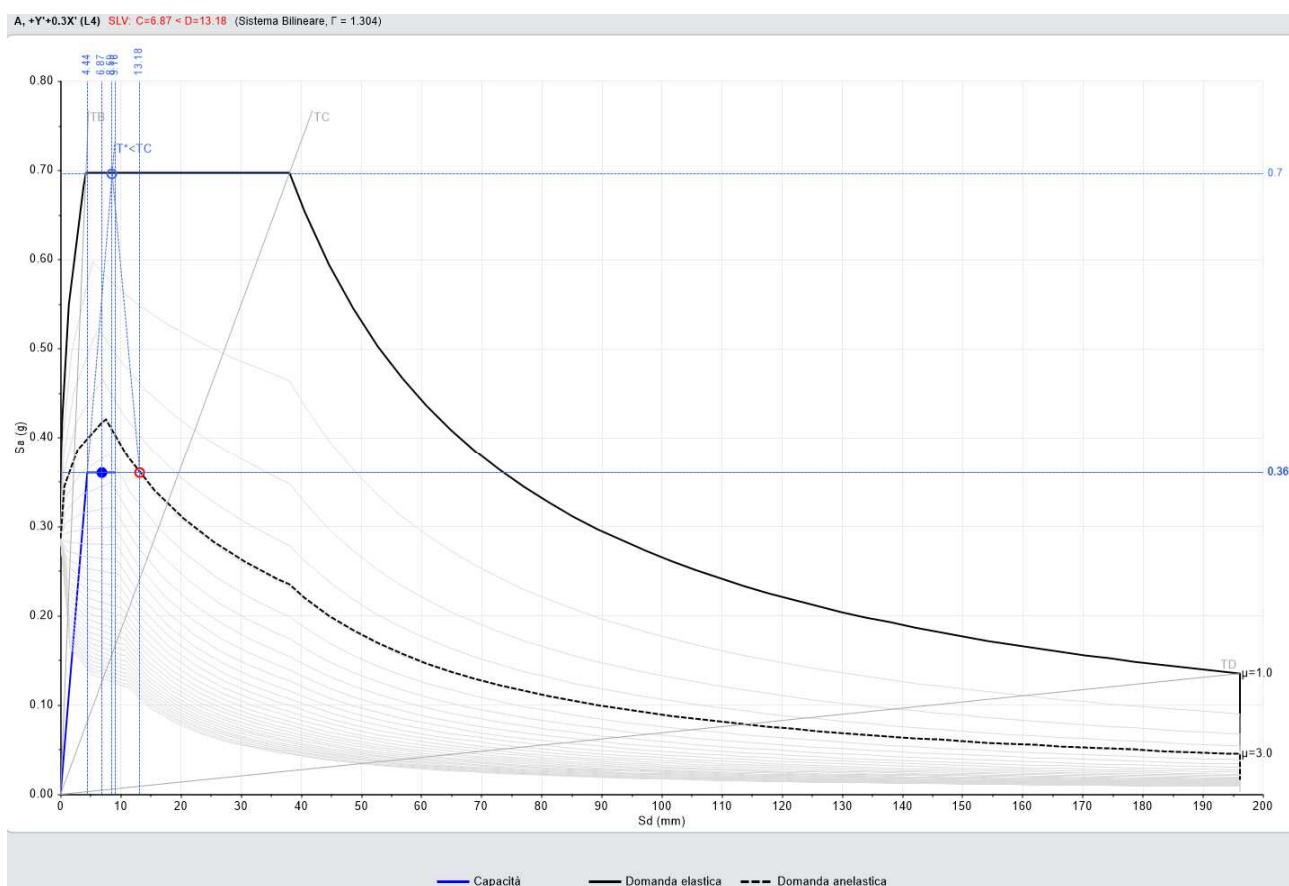
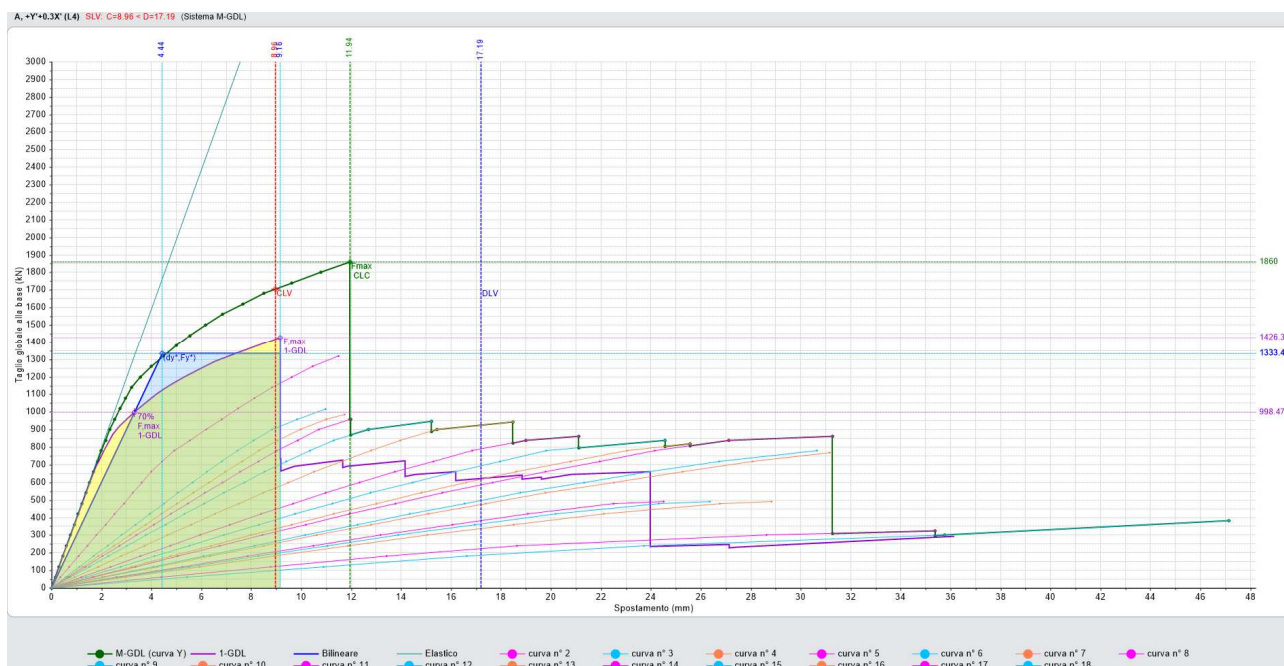
Punto di controllo nel baricentro del solaio di sottotetto.

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	0.211	2.683	3.281	0.184	355	13.138	0.902	0.747	37
2	A	+X'	+0.3Y'			L4	0.213	2.697	3.281	0.187	370	12.640	0.917	0.779	39
3	A	+X'	-0.3Y'			L4	0.210	2.695	3.281	0.171	292	15.737	0.838	0.615	31
4	A	+Y'				L4	0.291	1.950	3.281	0.142	173	25.100	0.696	0.364	18
5	A	+Y'	+0.3X'			L4	0.297	1.935	3.281	0.127	131	31.729	0.623	0.276	14
6	A	+Y'	-0.3X'			L4	0.287	1.990	3.281	0.133	147	28.833	0.652	0.309	16
7	A	-X'				L4	0.222	2.487	3.281	0.171	292	15.737	0.838	0.615	31
8	A	-X'	+0.3Y'			L4	0.230	2.445	3.281	0.169	278	16.461	0.828	0.585	29
9	A	-X'	-0.3Y'			L4	0.221	2.499	3.281	0.172	297	15.494	0.843	0.625	31
10	A	-Y'				L4	0.335	1.719	3.281	0.209	509	9.356	1.025	1.072	54
11	A	-Y'	+0.3X'			L4	0.325	1.717	3.281	0.209	509	9.356	1.025	1.072	54
12	A	-Y'	-0.3X'			L4	0.335	1.734	3.281	0.202	459	10.321	0.990	0.966	48
13	E	+X'				L4	0.304	2.416	3.281	0.237	759	6.375	1.162	1.598	80
14	E	+X'	+0.3Y'			L4	0.304	2.427	3.281	0.242	811	5.979	1.186	1.707	85
15	E	+X'	-0.3Y'			L4	0.308	2.397	3.281	0.232	719	6.718	1.137	1.514	76
16	E	+Y'				L4	0.475	1.533	3.281	0.271	1198	4.088	1.328	2.522	126
17	E	+Y'	+0.3X'			L4	0.471	1.534	3.281	0.261	1048	4.659	1.279	2.206	110
18	E	+Y'	-0.3X'			L4	0.459	1.606	3.281	0.202	459	10.321	0.990	0.966	48
19	E	-X'				L4	0.287	2.578	3.281	0.147	192	22.927	0.721	0.404	20
20	E	-X'	+0.3Y'			L4	0.289	2.547	3.281	0.144	183	23.908	0.706	0.385	19
21	E	-X'	-0.3Y'			L4	0.287	2.573	3.281	0.147	189	23.245	0.721	0.398	20
22	E	-Y'				L4	0.433	1.741	3.281	0.228	680	7.089	1.118	1.432	72
23	E	-Y'	+0.3X'			L4	0.436	1.707	3.281	0.275	1267	3.869	1.348	2.667	134
24	E	-Y'	-0.3X'			L4	0.437	1.720	3.281	0.226	662	7.275	1.108	1.394	70

N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'				L4	0.902	0.747	37
2	A	+X'	+0.3Y'			L4	0.917	0.779	39
3	A	+X'	-0.3Y'			L4	0.838	0.615	31
4	A	+Y'				L4	0.696	0.364	18
5	A	+Y'	+0.3X'			L4	0.623	0.276	14
6	A	+Y'	-0.3X'			L4	0.652	0.309	16
7	A	-X'				L4	0.838	0.615	31
8	A	-X'	+0.3Y'			L4	0.828	0.585	29
9	A	-X'	-0.3Y'			L4	0.843	0.625	31
10	A	-Y'				L4	1.025	1.072	54
11	A	-Y'	+0.3X'			L4	1.025	1.072	54
12	A	-Y'	-0.3X'			L4	0.990	0.966	48
13	E	+X'				L4	1.162	1.598	80
14	E	+X'	+0.3Y'			L4	1.186	1.707	85
15	E	+X'	-0.3Y'			L4	1.137	1.514	76
16	E	+Y'				L4	1.328	2.522	126
17	E	+Y'	+0.3X'			L4	1.279	2.206	110
18	E	+Y'	-0.3X'			L4	0.990	0.966	48
19	E	-X'				L4	0.721	0.404	20
20	E	-X'	+0.3Y'			L4	0.706	0.385	19
21	E	-X'	-0.3Y'			L4	0.721	0.398	20
22	E	-Y'				L4	1.118	1.432	72
23	E	-Y'	+0.3X'			L4	1.348	2.667	134
24	E	-Y'	-0.3X'			L4	1.108	1.394	70



Curva più significativa:



Trattandosi di un intervento di adeguamento sismico, si ritiene sufficiente l'esecuzione di 24 analisi non lineari.



Analisi dinamica modale

Eseguita quale forma di controllo.

Livello 1	Livello 2	Livello 3	Livello 4
<div><div>▼ Impalcato rigido</div><div>Direzione XNo</div><div>Direzione YNo</div><div>▼ Eccentricità</div><div>Eccentricità X1.015</div><div>Eccentricità Y0.390</div><div>▼ Gradi di libertà</div><div>Traslazione XLibera</div><div>Traslazione YLibera</div><div>Rotazione ZLibera</div><div>▼ Pesì di piano</div><div>Peso sismico X1211.75</div><div>Peso sismico Y1211.75</div><div>▼ Forze sismiche</div><div>Forza sismica X67.01</div><div>Forza sismica Y71.51</div><div>Taglio totale X830.49</div><div>Taglio totale Y815.61</div><div>▼ Rigidezza</div><div>Rigidezza X5975032</div><div>Rigidezza Y7181792</div><div>Rigidezza torsional375757605</div><div>▼ Baricentro e centro delle rigidezze</div><div>G10.286,3.783,2.300</div><div>R</div><div>Eccentricità X</div><div>Eccentricità Y</div><div>▼ Deformazione massima</div><div>Spostamento X+2.856 (Nodo 281)</div><div>Spostamento X-2.857 (Nodo 281)</div><div>Spostamento Y+5.373 (Nodo 279)</div><div>Spostamento Y-5.363 (Nodo 279)</div></div>	<div><div>▼ Impalcato rigido</div><div>Direzione XNo</div><div>Direzione YNo</div><div>▼ Eccentricità</div><div>Eccentricità X1.015</div><div>Eccentricità Y0.390</div><div>▼ Gradi di libertà</div><div>Traslazione XLibera</div><div>Traslazione YLibera</div><div>Rotazione ZLibera</div><div>▼ Pesì di piano</div><div>Peso sismico X1266.29</div><div>Peso sismico Y1266.29</div><div>▼ Forze sismiche</div><div>Forza sismica X202.12</div><div>Forza sismica Y187.10</div><div>Taglio totale X763.49</div><div>Taglio totale Y744.10</div><div>▼ Rigidezza</div><div>Rigidezza X2540086</div><div>Rigidezza Y4328751</div><div>Rigidezza torsional238820214</div><div>▼ Baricentro e centro delle rigidezze</div><div>G10.282,3.845,5.400</div><div>R</div><div>Eccentricità X</div><div>Eccentricità Y</div><div>▼ Deformazione massima</div><div>Spostamento X+9.797 (Nodo 182)</div><div>Spostamento X-9.800 (Nodo 182)</div><div>Spostamento Y+13.519 (Nodo 230)</div><div>Spostamento Y-13.492 (Nodo 230)</div></div>	<div><div>▼ Impalcato rigido</div><div>Direzione XNo</div><div>Direzione YNo</div><div>▼ Eccentricità</div><div>Eccentricità X1.015</div><div>Eccentricità Y0.390</div><div>▼ Gradi di libertà</div><div>Traslazione XLibera</div><div>Traslazione YLibera</div><div>Rotazione ZLibera</div><div>▼ Pesì di piano</div><div>Peso sismico X1268.73</div><div>Peso sismico Y1268.73</div><div>▼ Forze sismiche</div><div>Forza sismica X267.22</div><div>Forza sismica Y254.45</div><div>Taglio totale X561.37</div><div>Taglio totale Y557.00</div><div>▼ Rigidezza</div><div>Rigidezza X2803143</div><div>Rigidezza Y4319227</div><div>Rigidezza torsional239576029</div><div>▼ Baricentro e centro delle rigidezze</div><div>G10.282,3.861,8.500</div><div>R</div><div>Eccentricità X</div><div>Eccentricità Y</div><div>▼ Deformazione massima</div><div>Spostamento X+16.265 (Nodo 307)</div><div>Spostamento X-16.272 (Nodo 307)</div><div>Spostamento Y+21.573 (Nodo 334)</div><div>Spostamento Y-21.530 (Nodo 334)</div></div>	<div><div>▼ Impalcato rigido</div><div>Direzione XNo</div><div>Direzione YNo</div><div>▼ Eccentricità</div><div>Eccentricità X1.015</div><div>Eccentricità Y0.390</div><div>▼ Gradi di libertà</div><div>Traslazione XLibera</div><div>Traslazione YLibera</div><div>Rotazione ZLibera</div><div>▼ Pesì di piano</div><div>Peso sismico X704.67</div><div>Peso sismico Y704.67</div><div>▼ Forze sismiche</div><div>Forza sismica X187.31</div><div>Forza sismica Y187.41</div><div>Taglio totale X294.15</div><div>Taglio totale Y302.55</div><div>▼ Rigidezza</div><div>Rigidezza X2710872</div><div>Rigidezza Y4319227</div><div>Rigidezza torsional238848932</div><div>▼ Baricentro e centro delle rigidezze</div><div>G10.283,3.709,11.600</div><div>R</div><div>Eccentricità X</div><div>Eccentricità Y</div><div>▼ Deformazione massima</div><div>Spostamento X+19.996 (Nodo 436)</div><div>Spostamento X-19.993 (Nodo 434)</div><div>Spostamento Y+28.689 (Nodo 429)</div><div>Spostamento Y-28.634 (Nodo 429)</div></div>

Livello 5
<div><div>▼ Impalcato rigido</div><div>Direzione XNo</div><div>Direzione YNo</div><div>▼ Eccentricità</div><div>Eccentricità X1.015</div><div>Eccentricità Y0.390</div><div>▼ Gradi di libertà</div><div>Traslazione XLibera</div><div>Traslazione YLibera</div><div>Rotazione ZLibera</div><div>▼ Pesì di piano</div><div>Peso sismico X390.92</div><div>Peso sismico Y390.92</div><div>▼ Forze sismiche</div><div>Forza sismica X106.85</div><div>Forza sismica Y115.14</div><div>Taglio totale X106.85</div><div>Taglio totale Y115.14</div><div>▼ Rigidezza</div><div>Rigidezza X34234848</div><div>Rigidezza Y25940717</div><div>Rigidezza torsional1708089575</div><div>▼ Baricentro e centro delle rigidezze</div><div>G10.292,3.904,13.370</div><div>R</div><div>Eccentricità X</div><div>Eccentricità Y</div><div>▼ Deformazione massima</div><div>Spostamento X+20.107 (Nodo 499)</div><div>Spostamento X-20.109 (Nodo 499)</div><div>Spostamento Y+32.049 (Nodo 526)</div><div>Spostamento Y-31.988 (Nodo 526)</div></div>



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 [SCA]

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 (analoga ad ag)

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

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

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0



5) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali [5] Cinematismo]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
13.388	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 [5] Cinematismo]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
4.845	8.080	2.300	0.000	8.080	2.300	0.000	0.000	278.46	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 [5] Cinematismo]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.781	7.585	11.892	0.00	0.00	-0.96	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	4.705	7.530	12.007	0.00	0.00	-0.22	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 solaio	2.492	7.800	11.913	0.00	0.00	-13.12	0.00	0.00	-8.49	0.00
5	peso proprio	0.130	7.586	11.884	0.00	0.00	-1.86	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	0.280	7.530	12.007	0.00	0.00	-0.22	0.00	0.00	-0.14	0.00
7	peso proprio	0.130	7.659	10.128	0.00	0.00	-8.84	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	0.280	7.549	11.400	0.00	0.00	-1.38	0.00	0.00	-0.48	0.00
9	peso proprio	0.125	7.746	7.062	0.00	0.00	-6.17	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da solaio	0.280	7.635	8.300	0.00	0.00	-1.98	0.00	0.00	-1.25	0.30
11	peso proprio	2.255	7.944	3.814	0.00	0.00	-63.22	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	2.492	7.800	5.200	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-3.17	0.30
13	peso proprio	0.112	7.836	4.047	0.00	0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da solaio	0.280	7.720	5.200	0.00	0.00	-0.95	0.00	0.00	-0.61	0.30
15	peso proprio	2.375	7.944	6.921	0.00	0.00	-68.41	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	2.492	7.800	8.300	0.00	0.00	-4.99	0.00	0.00	-3.17	0.30
17	peso proprio	2.375	7.944	10.021	0.00	0.00	-68.41	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	2.492	7.800	11.400	0.00	0.00	-2.30	0.00	0.00	-0.79	0.00
19	peso proprio	4.781	7.661	10.128	0.00	0.00	-4.44	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	4.705	7.549	11.400	0.00	0.00	-1.38	0.00	0.00	-0.48	0.00
21	peso proprio	4.784	7.748	7.061	0.00	0.00	-3.11	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	4.705	7.635	8.300	0.00	0.00	-1.98	0.00	0.00	-1.25	0.30
23	peso proprio	4.790	7.837	4.045	0.00	0.00	-1.77	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	4.705	7.720	5.200	0.00	0.00	-0.95	0.00	0.00	-0.61	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

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_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)

Forze, spostamenti, lavoro [5] 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	-0.96	0.00	0.96	0.00	0.000	9.592	0.490	-0.471	9.215	0.000
2	0.00	0.00	-0.22	0.00	0.22	0.00	0.000	9.708	0.545	-0.119	2.111	0.000
3	0.00	0.00	-10.28	0.00	10.28	0.00	0.000	9.520	0.132	-1.355	97.897	0.000
4	0.00	0.00	-13.12	0.00	13.12	0.00	0.000	9.613	0.275	-3.609	126.083	0.000
5	0.00	0.00	-1.86	0.00	1.86	0.00	0.000	9.584	0.489	-0.911	17.853	0.000
6	0.00	0.00	-0.22	0.00	0.22	0.00	0.000	9.708	0.545	-0.119	2.111	0.000
7	0.00	0.00	-8.84	0.00	8.84	0.00	0.000	7.828	0.417	-3.683	69.194	0.000
8	0.00	0.00	-1.38	0.00	1.38	0.00	0.000	9.100	0.526	-0.726	12.553	0.000
9	0.00	0.00	-6.17	0.00	6.17	0.00	0.000	4.762	0.331	-2.044	29.379	0.000
10	0.00	0.00	-2.35	0.00	2.35	0.00	0.000	6.000	0.442	-1.040	14.114	0.000



11	0.00	0.00	-63.22	0.00	63.22	0.00	0.000	1.514	0.135	-8.561	95.688	0.000
12	0.00	0.00	-5.94	0.00	5.94	0.00	0.000	2.900	0.279	-1.656	17.237	0.000
13	0.00	0.00	-3.50	0.00	3.50	0.00	0.000	1.747	0.243	-0.852	6.115	0.000
14	0.00	0.00	-1.14	0.00	1.14	0.00	0.000	2.900	0.358	-0.408	3.297	0.000
15	0.00	0.00	-68.41	0.00	68.41	0.00	0.000	4.621	0.134	-9.171	316.112	0.000
16	0.00	0.00	-5.94	0.00	5.94	0.00	0.000	6.000	0.277	-1.646	35.662	0.000
17	0.00	0.00	-68.41	0.00	68.41	0.00	0.000	7.721	0.133	-9.065	528.195	0.000
18	0.00	0.00	-2.30	0.00	2.30	0.00	0.000	9.100	0.275	-0.633	20.914	0.000
19	0.00	0.00	-4.44	0.00	4.44	0.00	0.000	7.828	0.415	-1.845	34.766	0.000
20	0.00	0.00	-1.38	0.00	1.38	0.00	0.000	9.100	0.526	-0.726	12.553	0.000
21	0.00	0.00	-3.11	0.00	3.11	0.00	0.000	4.761	0.330	-1.025	14.791	0.000
22	0.00	0.00	-2.35	0.00	2.35	0.00	0.000	6.000	0.442	-1.040	14.114	0.000
23	0.00	0.00	-1.77	0.00	1.77	0.00	0.000	1.745	0.242	-0.429	3.092	0.000
24	0.00	0.00	-1.14	0.00	1.14	0.00	0.000	2.900	0.358	-0.408	3.297	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2Q$ 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: $L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$

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

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

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [5] Cinematismo]

$\alpha 0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.035	22439	0.790	0.033

$\alpha 0$ = 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 [5] 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	0.022	3	3	0.262	0.060

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 = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

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

SLV: Verifiche di sicurezza [5] 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	0.044	13	1	0.216	0.027

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 = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, 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 /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.232	1.381	2.080	1.319	2.436
2	0.082	0.571	0.300	0.471	0.143
3	0.060	0.440	0.180	0.358	0.080
4	0.064	0.476	0.220	0.387	0.095
5	0.035	0.262	0.060	0.216	0.027

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha 0$ = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

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

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, 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)

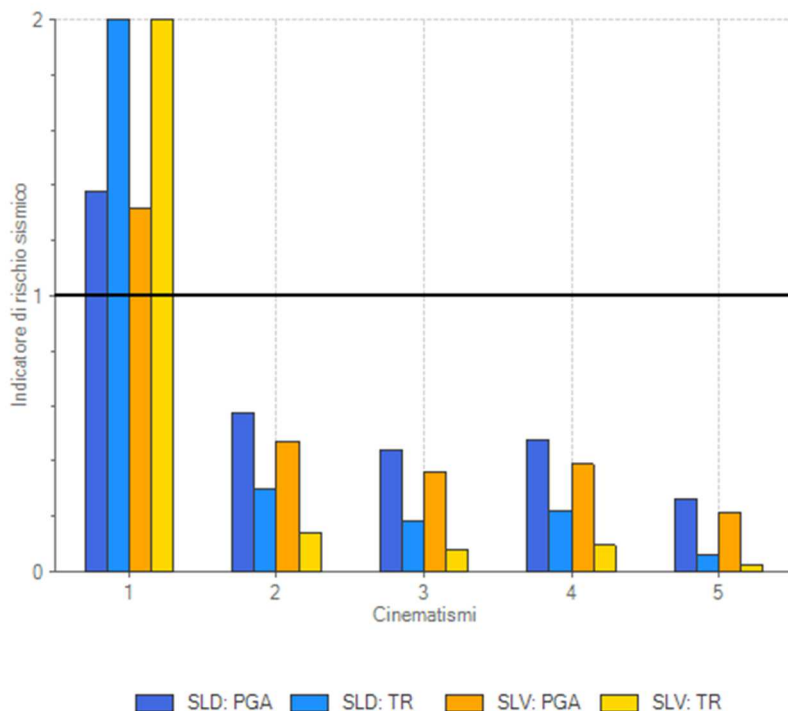
si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.

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





Cinematismo più significativo:

05. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.035$$

■ SLD

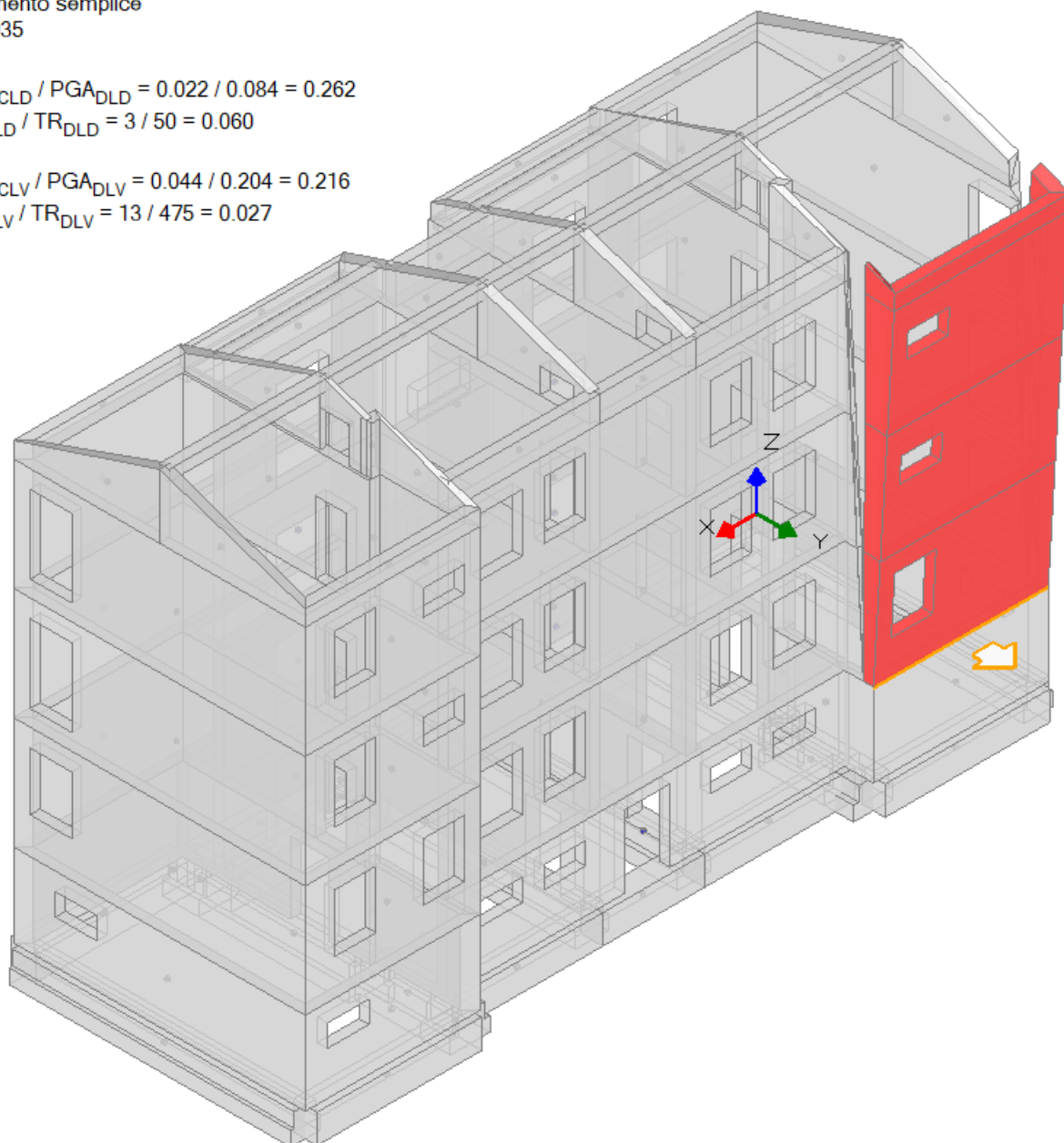
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.022 / 0.084 = 0.262$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 3 / 50 = 0.060$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.044 / 0.204 = 0.216$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 13 / 475 = 0.027$$





Sintesi

Si prendono in considerazione l'analisi statica non lineare e l'analisi cinematica lineare

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento ⁽¹⁾

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 ζ_E sia ≥ 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 ζ_E in termini di PGA

Verifica non soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV	0.216

⁽¹⁾ 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	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Cinematismo	0.216
SLV: Resistenza fuori piano	0.623
SLV: Resistenza nel piano	0.623

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.065	30
SLD	0.084	50
SLV	0.204	475



Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

SLV	PGA _c (g)	ζ _E (PGA _c /PGA _D)	TR _c (anni)	ζ _E (TR _c /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.127	0.623	131	0.276
Resistenza fuori piano del pannello	0.127	0.623	131	0.276
Cinematismo	0.044	0.216	13	0.027

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ _E (PGA _c /PGA _D)	ζ _E (TR _c /TR _D)
SLV	0.216	0.027

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) = 13 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) = 1.4 anni

T_{INT} (anni) = 1.4 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** ζ_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) ≤ 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) ζ_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 ζ_E sia ≥ 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 ζ_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) ζ_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, ζ_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 ζ_E sia ≥ 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'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k TR^\alpha$. 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.

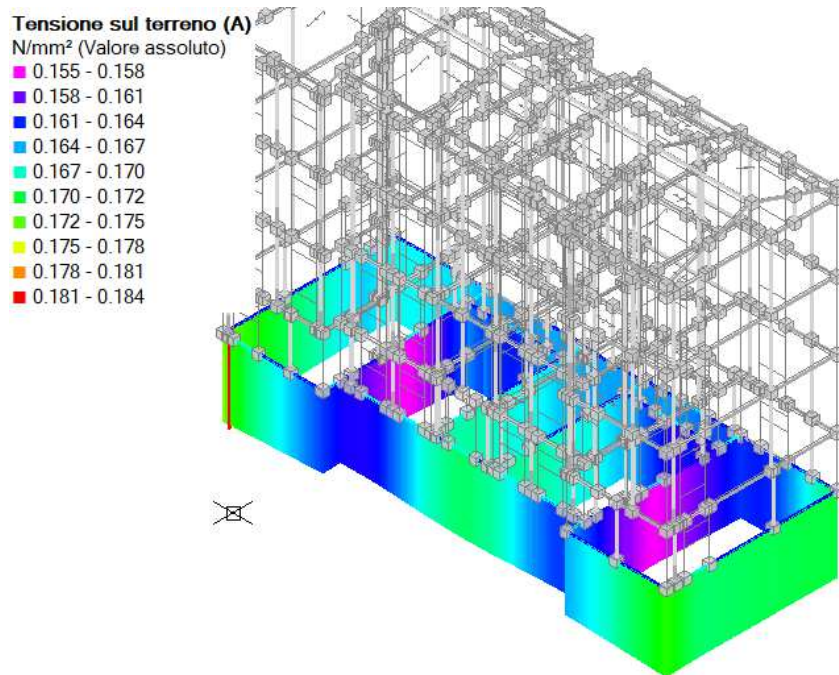
Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta: $TR_{CLV} \geq 2475$ anni, si potrà considerare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



PRESSIONI SUL TERRENO ANTE OPERAM

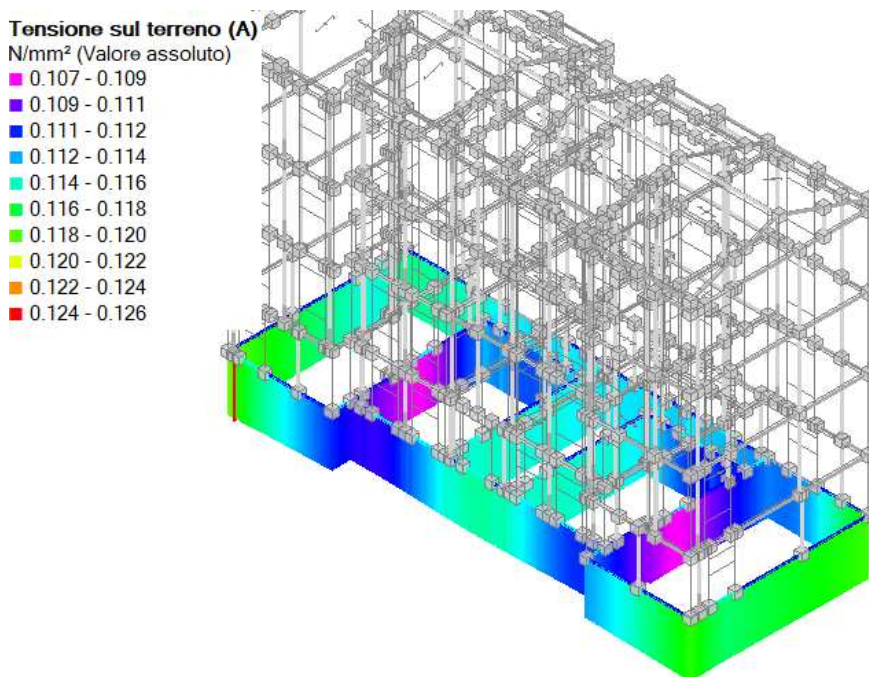
Si è adottato un coefficiente di sottofondo ("K di Winkler") pari a 0.05 N/mm^3 .

SLU



Massima pressione calcolata = 0.184 MPa (valore puntuale)

SLE QUASI PERMANENTE



Massima pressione calcolata = 0.126 MPa

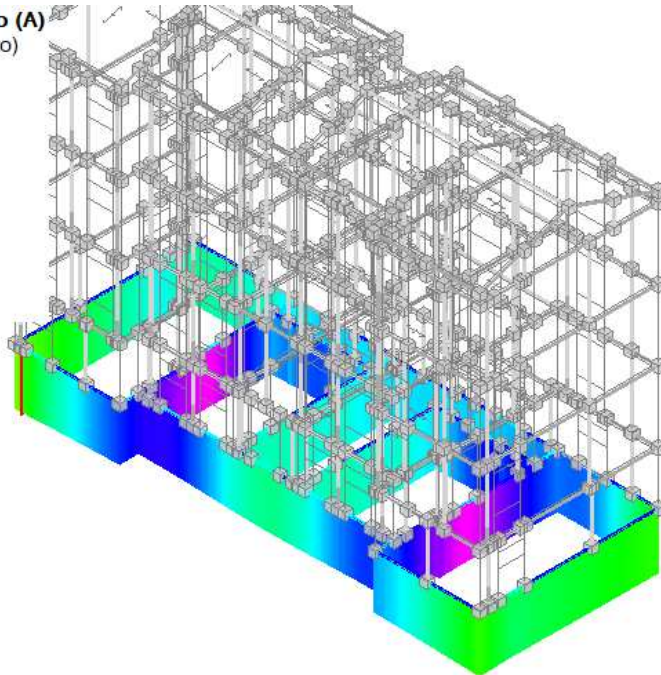


SLE FREQUENTE

Tensione sul terreno (A)

N/mm² (Valore assoluto)

0.109 - 0.111
0.111 - 0.113
0.113 - 0.115
0.115 - 0.117
0.117 - 0.119
0.119 - 0.121
0.121 - 0.123
0.123 - 0.125
0.125 - 0.127
0.127 - 0.129



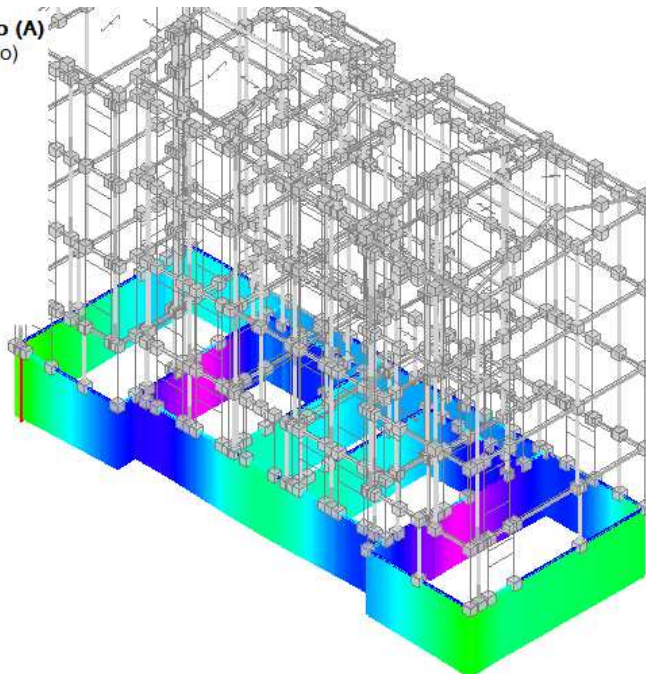
Massima pressione calcolata = 0.129 MPa (valore puntuale)

SLE "RARA"

Tensione sul terreno (A)

N/mm² (Valore assoluto)

0.118 - 0.120
0.120 - 0.122
0.122 - 0.124
0.124 - 0.127
0.127 - 0.129
0.129 - 0.131
0.131 - 0.133
0.133 - 0.135
0.135 - 0.138
0.138 - 0.140



Massima pressione calcolata = 0.140 MPa (valore puntuale)



VERIFICHE DI 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)
-0.02, -0.01, 9639.35, -0.26, 0.02, -0.06

Combinazione di Carico: 2: SLU: Combinazione 29 (Fondamentale/Variabile Cat.H)
-0.01, -0.03, 9349.54, -0.26, 0.02, -0.06

Combinazione di Carico: 3: SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve)
0.01, -0.01, 9369.32, -0.26, 0.02, -0.05

Combinazione di Carico: 4: SLE: Combinazione 1 (Frequente/Variabile Cat.A)
-0.02, 0.01, 6635.08, -0.21, 0.06, 0.00

Combinazione di Carico: 5: SLE: Combinazione 29 (Frequente/Variabile Cat.H)
-0.01, 0.00, 6463.32, -0.21, 0.06, -0.02

Combinazione di Carico: 6: SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve)
-0.01, 0.01, 6494.35, -0.21, 0.06, -0.02

Combinazione di Carico: 7: SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)
-0.01, 0.00, 6463.32, -0.21, 0.06, -0.02

Combinazione di Carico: 8: Combinazione sismica (QuasiPermanente)
-0.01, 0.00, 6463.32, -0.21, 0.06, -0.02

Combinazione di Carico: 9: Combinazione 1
-0.01, 0.01, 7283.91, -0.21, 0.06, -0.06

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]: $G_1 + G_2 + P + \text{Somme}_j(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$
-0.01, 0.00, 6463.32, -0.21, 0.06, -0.02

Massimi effetti sismici (SLV):
843.74, 922.93, 2934.31, 0.00, 0.00, 7.80

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.

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) = 7.8
- **Rapporto tra le due dimensioni = 2.60 < 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) = 7.80
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $\leq 25\%$ di 7.80 = 1.95

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

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) = 1187.98
 - peso [da massa in dir.Y] (kN) = 1187.98
 - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 5975.032
 - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 7181.792
- Piano 2:
 - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1266.73
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 6.63 %**
 - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1266.73
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 6.63 %**
 - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 2540.086
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -57.49 %**
 - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 4328.751
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -39.73 %**
- Piano 3:
 - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1268.69
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 0.15 %**
 - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1268.69
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 0.15 %**
 - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 2803.143
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +10.36 %**
 - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 4319.227
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -0.22 %**
- Piano 4:
 - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 928.3
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -26.83 %**
 - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 928.3
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -26.83 %**
 - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 2710.872
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -3.29 %**
 - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 4319.227
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = 0.00 %**
- Piano 5:
 - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 503.18
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -45.80 %**
 - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 503.18
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -45.80 %**
 - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 34234.85
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +1162.87 %**
 - 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) = 25940.72
 - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +500.59 %**
 - 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 7.80 = 2.34
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 7.80 = 1.56
 - 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 7.80 = 2.34
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 7.80 = 1.56
 - 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 7.80 = 2.34
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 7.80 = 1.56
 - 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 7.80 = 2.34
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 7.80 = 1.56
 - 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

VERIFICHE SEMPLIFICATE [§4.5.6.4]

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

- a) Le pareti strutturali della costruzione devono essere continue dalle fondazioni alla sommità. **no**
- b) Nessuna altezza di interpiano deve essere superiore a 3.5 m.: **si**
- c) Il numero di piani (entro e fuori terra) non deve essere superiore a 3 per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata: **no**
- d) La planimetria dell'edificio deve essere inscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3, o equivalentemente: $(\text{lato maggiore}/\text{lato minore}) \leq 3$: **si**
 - Dimensione maggiore in pianta (m) = 20.30
 - Dimensione minore in pianta (m) = 7.80
 - Rapporto tra le due dimensioni = 2.60 < 3
- e) La snellezza della muratura, secondo (4.5.1): $\lambda = h_0/t$, non deve essere superiore a 12. Insieme a questa condizione si controllano anche gli altri requisiti di §4.5.4: la base della parete deve essere non inferiore a 0.3 volte l'altezza, e lo spessore non deve essere inferiore al valore minimo di riferimento: **si**
- f) Il carico variabile per i solai non deve essere superiore a 3.00 kN/m²: **no**
 - E' stato rilevato un carico variabile pari a 4.00 kN/m² nel solaio 3
- g) La verifica si intende soddisfatta se risulta: $\sigma = N/(0.65 a) \leq (f_m/FC)/\gamma_M$, con: $\gamma_M = 4.2$
in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$) della combinazione caratteristica e a è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano:
Verifica soddisfatta

Risultati della verifica ai vari piani e per le distinte Combinazioni di Carico (CCC)

(la verifica statica semplificata riguarda le combinazioni caratteristiche (2.5.2) [§2.5.3])

che vengono generate a partire dalle combinazioni fondamentali, ponendo pari a 1 i coefficienti γ_G , γ_P e γ_Q :

Resistenza a compressione della muratura (N/mm²) $f_m/FC = 3.79$

Tensione di confronto: $(f_m/FC)/4.2 = 0.9$

CCC 1 - SLU: Combinazione 1 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +X)

Piano 1:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 5833.58
- Area di muratura portante a (m²): 22.65
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.4 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 2:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 4442.18
- Area di muratura portante a (m²): 18.08
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.38 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 3:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 2974.19
- Area di muratura portante a (m²): 18.06
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.25 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 4:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 1506.68
- Area di muratura portante a (m²): 18.06
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.13 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 5:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 578.38
- Area di muratura portante a (m²): 22.49
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.04 < 0.9

Verifica soddisfatta

CCC 2 - SLU: Combinazione 29 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +X)

Piano 1:



- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 5640.39
- Area di muratura portante a (m²): 22.65
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.38 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 2:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 4336.21
- Area di muratura portante a (m²): 18.08
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.37 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 3:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 2953.39
- Area di muratura portante a (m²): 18.06
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.25 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 4:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 1571.11
- Area di muratura portante a (m²): 18.06
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.13 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 5:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 578.36
- Area di muratura portante a (m²): 22.49
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.04 < 0.9

Verifica soddisfatta

CCC 3 - SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)

Piano 1:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 5653.58
- Area di muratura portante a (m²): 22.65
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.38 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 2:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 4349.36
- Area di muratura portante a (m²): 18.08
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.37 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 3:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 2964.19
- Area di muratura portante a (m²): 18.06
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.25 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 4:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 1581.87
- Area di muratura portante a (m²): 18.06
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.13 < 0.9

Verifica soddisfatta

Piano 5:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 653.57
- Area di muratura portante a (m²): 22.49
- Tensione normale media $N/(0.65 a)$ (N/mm²) = 0.04 < 0.9

Verifica soddisfatta

CCC 4 - SLE: Combinazione 1 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento +X)

questa CCC non è stata definita come 'fondamentale':

non è quindi possibile considerare la corrispondente combinazione 'caratteristica'

CCC 5 - SLE: Combinazione 29 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento +X)

questa CCC non è stata definita come 'fondamentale':

non è quindi possibile considerare la corrispondente combinazione 'caratteristica'

CCC 6 - SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)

questa CCC non è stata definita come 'fondamentale':

non è quindi possibile considerare la corrispondente combinazione 'caratteristica'

CCC 7 - SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)

questa CCC non è stata definita come 'fondamentale':

non è quindi possibile considerare la corrispondente combinazione 'caratteristica'

CCC 8 - Combinazione sismica (QuasiPermanente)

questa CCC non è stata definita come 'fondamentale':

non è quindi possibile considerare la corrispondente combinazione 'caratteristica'

CCC 9 - Combinazione 1

questa CCC non è stata definita come 'fondamentale':

non è quindi possibile considerare la corrispondente combinazione 'caratteristica'



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) = 3.90

■ 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) = 5.85
- 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**

■ 5) Deve risultare, per ogni piano: $\sigma = N/A \leq 0.25 (f_m/FC) / \gamma_M$ [$\gamma_M=2.0$]

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G=\gamma_Q=1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura. In PCM si esegue la verifica considerando: come portanti, trattandosi di verifica sismica, le pareti di controvento; per i carichi, viene fatto riferimento a tutte le CCE definite, eccetto le eventuali CCE riguardanti il vento.

Verifica soddisfatta

Risultati della verifica ai vari piani:

Resistenza a compressione della muratura (N/mm^2) $f_m/FC = 3.79$
Tensione di confronto: $0.25 \cdot (f_m/FC) / 2.0 = 0.39$

Piano 1:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 5975.55
- Area di muratura portante a (m^2): 21.36
- Tensione normale media N/a (N/mm^2) = 0.28 < 0.39

Verifica soddisfatta

Piano 2:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 4584.19
- Area di muratura portante a (m^2): 14.58
- Tensione normale media N/a (N/mm^2) = 0.31 < 0.39

Verifica soddisfatta

Piano 3:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 3113.78
- Area di muratura portante a (m^2): 14.58
- Tensione normale media N/a (N/mm^2) = 0.21 < 0.39

Verifica soddisfatta

Piano 4:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 1646.3
- Area di muratura portante a (m^2): 14.58
- Tensione normale media N/a (N/mm^2) = 0.11 < 0.39

Verifica soddisfatta

Piano 5:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 653.55
- Area di muratura portante a (m^2): 19.12
- Tensione normale media N/a (N/mm^2) = 0.03 < 0.39

Verifica soddisfatta

■ 6) Almeno il 75% dei carichi verticali deve essere portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali:

Verifica soddisfatta

Risultati della verifica ai vari piani:

Piano 1:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 5975.55
- Carico verticale portato dalle pareti di controvento N' (kN) = 5538.58
- Rapporto N'/N: 92.69 % > 75 %

Verifica soddisfatta

Piano 2:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 4584.19
- Carico verticale portato dalle pareti di controvento N' (kN) = 3609.64
- Rapporto N'/N: 78.74 % > 75 %

Verifica soddisfatta



Piano 3:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 3113.78
- Carico verticale portato dalle pareti di controvento N' (kN) = 2432.58
- Rapporto N'/N: 78.12 % > 75 %

Verifica soddisfatta

Piano 4:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 1646.3
- Carico verticale portato dalle pareti di controvento N' (kN) = 1334.32
- Rapporto N'/N: 81.05 % > 75 %

Verifica soddisfatta

Piano 5:

- Carico verticale totale alla base del piano N (kN) = 653.55
- Carico verticale portato dalle pareti di controvento N' (kN) = 581.4
- Rapporto N'/N: 88.96 % > 75 %

Verifica soddisfatta



DOCUMENTAZIONE STORICA

Si allegano alcuni estratti della documentazione storica conservata da ACER.

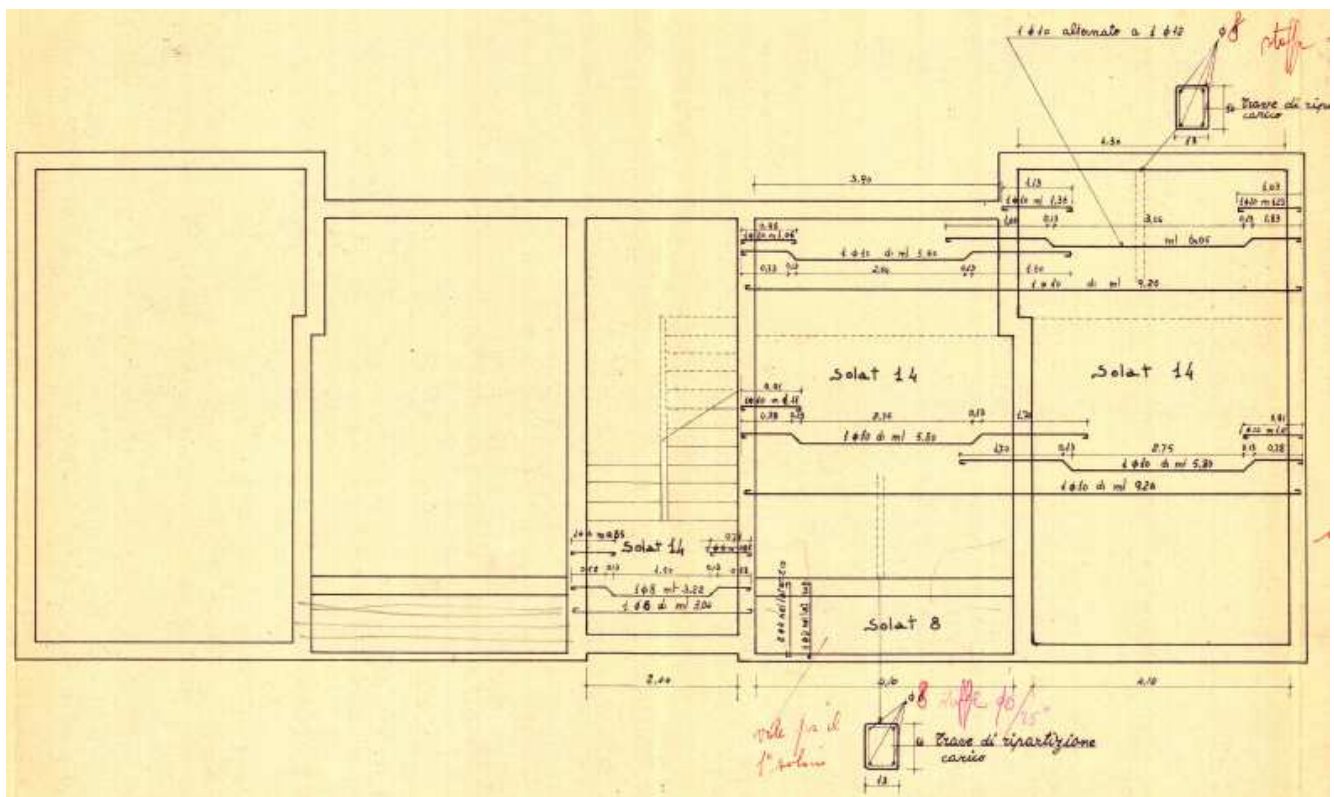


Figura 18: Armatura solaio tipo

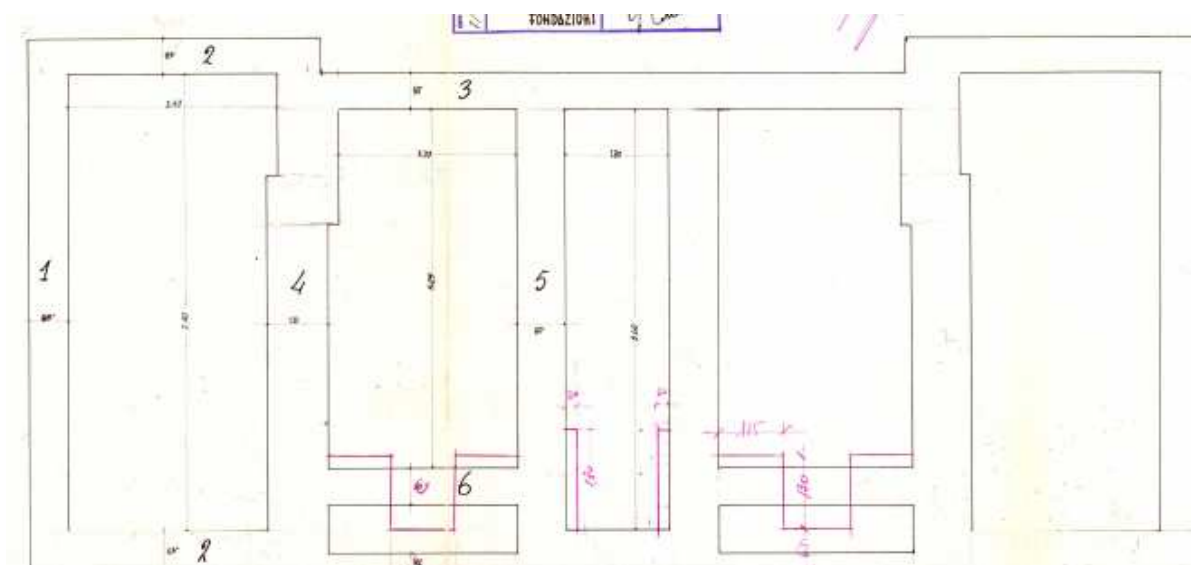


Figura 19: Pianta fondazioni

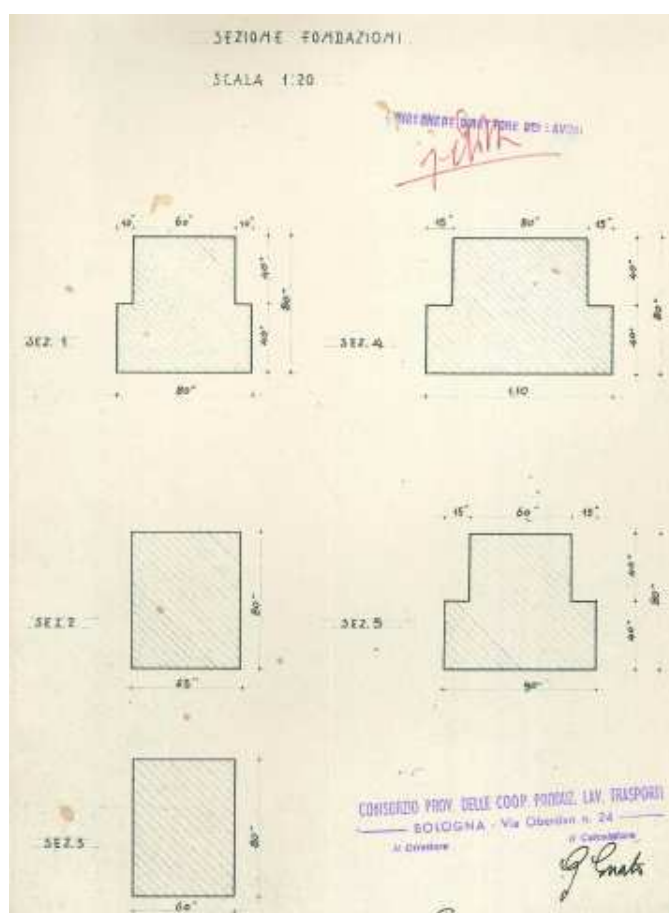


Figura 20: Sezione cordoli di fondazione

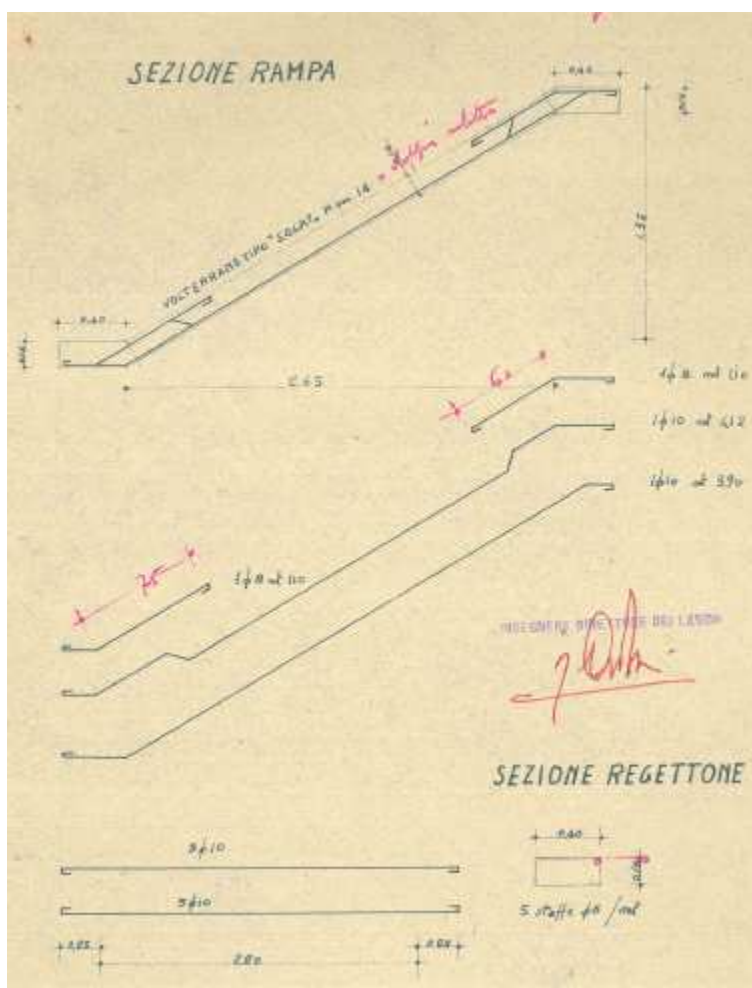


Figura 21: Armatura tipo rampa scale

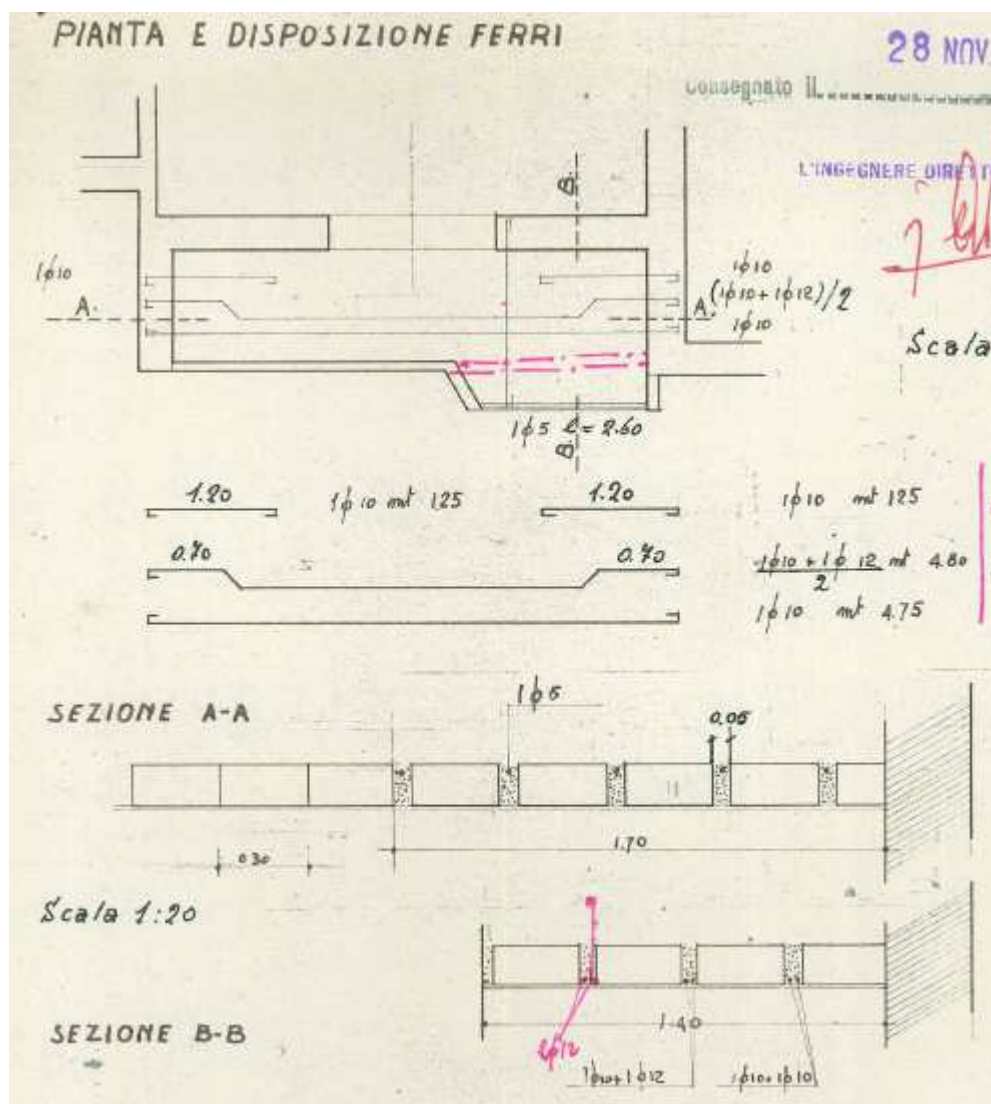


Figura 22: Armatura terrazzi

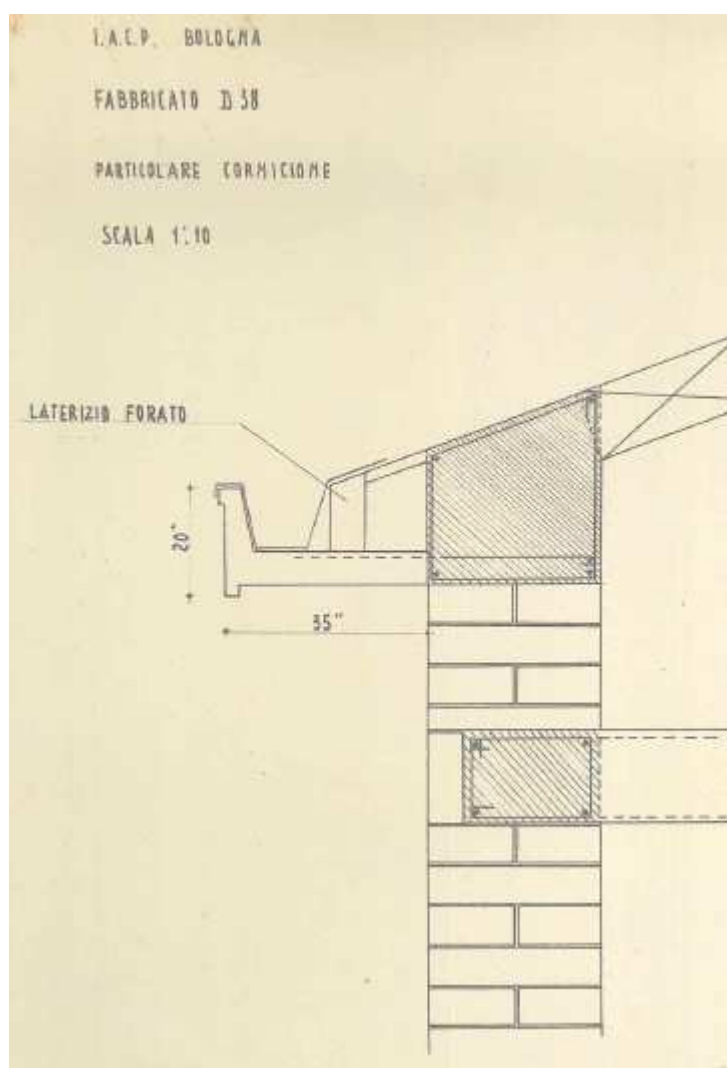


Figura 23: Particolare cornicione