

COMUNE DI AZZANO SAN PAOLO
 PROVINCIA DI BERGAMO



RISTRUTTURAZIONE PALAZZOMUNICIPALE:
 MESSA IN SICUREZZA, ADEGUAMENTO STRUTTURALE E FUNZIONALE - 1° LOTTO



Finser S.p.a.
 Corso Giacomo Matteotti 10
 20121 MILANO ITALY

COMUNE DI AZZANO SAN PAOLO
 Piazza V Novembre,
 24052 Azzano San Paolo (BG)

GEOM. ROSSANO CONSOLI
 Piazza V Novembre - 24052 Azzano San Paolo (BG)
 Tel. +39 035 532215
 solfaro.servizi@comunaazzanosanpaolo.gov.it

ARCH. EMILIO PREMARINI
 Via Villa Mirabelle, 6 - 20125 Milano
 Tel. +39 02 69016919
 studio@premarini.it - www.studiopremarini.it

DEE ARO - IITETTI
 Via Portico, 59/61 - 24050 Orio al Serio (BG)
 Tel. +39 035 530 030
 info@deeltostudio.com - www.deeltostudio.com



STUDIO DI INGEGNERIA Dott. Ing. Giovanni Battista Scolari
 Via R. Biffelli, 2 - 24036 Osnago (BG)
 Tel. +39 035 463393
 gh.scolari@libero.it

STUDIO ASSOCIATO SCANDELLA
 Via A. Tosi, 7 - 24020 Rovetta (BG)
 Tel. +39 0316 74720
 studio@studioscandella.it



STUDIO TECNICO ROSSI
 Partito Industriale TRANQUILLINO
 Piazza Caduti, 7 - 24020 Casnigo (BG)
 Tel. +39 035 740400
 info@csstranquillo.it



GEOM. PIERANGELO DOLCI
 Via L. Da Vinci, 25 - 24020 Torre Boldone
 Tel. +39 035 345178
 pierangelo@studiodolci.it

ARCH. EMILIO PREMARINI
 Via Villa Mirabelle, 6 - 20125 Milano
 Tel. +39 02 69016919
 studio@premarini.it - www.studiopremarini.it

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
 DELL'EDIFICIO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

NO	NOV. 2013		

Copyright © Tutti i diritti sono riservati. La riproduzione o l'uso parziale o totale di questo disegno a carattere costruttivo è vietata. Per autorizzare l'uso di questo disegno, deve essere inviata la corrispondente busta di incarico con il modulo di autorizzazione in allegato.

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELL'EDIFICIO MUNICIPALE DI AZZANO SAN PAOLO – BG-

**Valutazione sismica di dettaglio con individuazione del valore
dell'indice α , ricalcolato secondo le “Norme Tecniche delle
Costruzioni” (D.M. 14/01/2008)**

Curno, Novembre 2013

Tecnico incaricato

Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

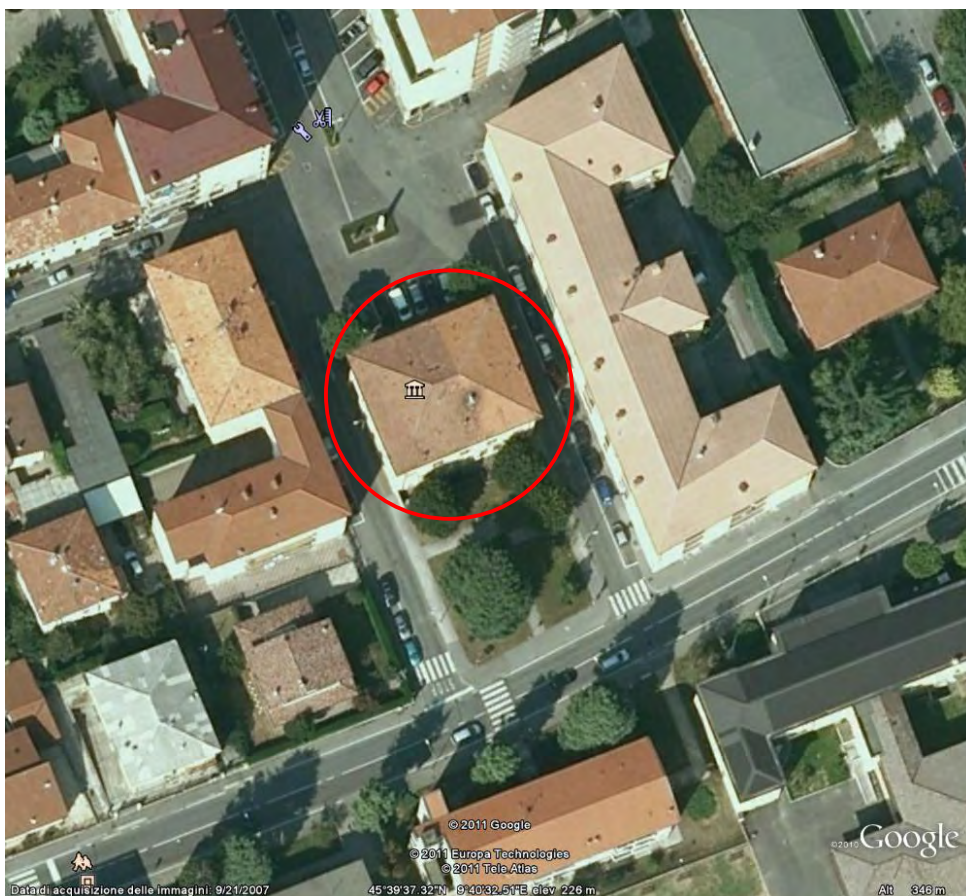
INDICE

1. PREMESSA.....	2
1.1 RILIEVO DELLA GEOMETRIA STRUTTURALE.....	3
1.2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	3
1.3 FATTORE DI CONFIDENZA.....	5
2. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	10
2.1 QUADRO NORMATIVO VIGENTE	10
2.2 DESCRIZIONE MODELLO FEM.....	10
3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA.....	18
3.1 VERIFICA SISMICA CON SISMA DA NTC2008.....	31
3.2 VERIFICA SISMICA CON SISMA DA NORMATIVA RIDOTTO DEL FATTORE $\alpha=0,1$ (10% DELL'AZIONE SISMICA DA NORMATIVA)	36
4. PROPOSTE DI INTERVENTO.....	42
5. ASSENZA DI CONDIZIONI OSTATIVE PREVISTE DALL'ART.11 DELL' OCDPC 52/2013.....	63
6. RISPONDENZA DELL'EDIFICIO ALLE CONDIZIONI DELL'ARTICOLO 2, COMMA 2 DELL'OCDPC 52/2013.....	66

1. PREMESSA

Generalmente, quando si trattano costruzioni esistenti, può essere difficile disporre dei disegni originali di progetto necessari a ricostruirne la storia progettuale e costruttiva. Per le costruzioni, e in particolare per gli edifici a valenza culturale, storico-architettonica, è talvolta possibile, attraverso una ricerca archivistica, raccogliere una documentazione sufficiente sulla loro storia edificatoria per ricostruire ed interpretare le diverse fasi edilizie e assetti strutturali.

In ogni caso, soprattutto nel caso di edifici in muratura, sia in assenza che in presenza di documentazione parziale, prima di procedere alle indispensabili operazioni di rilievo geometrico, è opportuno svolgere delle considerazioni sullo sviluppo storico del quartiere in cui l'edificio è situato cercando di acquisire informazioni sugli aspetti urbanistici e storici che ne hanno condizionato e guidato lo sviluppo, con particolare riferimento agli aspetti di interesse per l'edificio in esame.



Vista aerea dell'edificio municipale di Azzano San Paolo

1.1 Rilievo della geometria strutturale

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a realizzare un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale. Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista e possono richiedere rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Si noti che, mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza (dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) si accettano crescenti livelli di approfondimento dell'indagine, per la geometria esterna si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame.

Considerando l'uso a sede del Municipio del fabbricato oggetto della presente analisi, per minimizzare i disagi e i costi all'Amministrazione, ci si è avvalsi di documentazione e descrizione geometrica esistente, limitando l'indagine all'ispezione visiva dell'architettura dell'edificio e dei materiali impiegati.

1.2 Descrizione dell'edificio

Il fabbricato in oggetto è formalmente abbastanza semplice e ordinato. Realizzato probabilmente nella prima metà del secolo, denuncia, da alcuni particolari di facciata, confermati dalla tipologia strutturale, un successivo ampliamento. La pianta è rettangolare di circa 21x17 m ed è su tre impalcati più la copertura in legno. Detti impalcati sono costituiti dal piano terra, attualmente adibito a Sala Consiliare e Uffici tecnici, da un piano ammezzato che interessa una piccola porzione di edificio adiacente al corpo scala centrale adibita a bagno e pianerottolo, dal piano primo adibito ad uffici vari, dal secondo piano ora parzialmente inutilizzato, dal sottotetto sgombero e dalla copertura a capanna con orditura in legno.

L'impianto planimetrico presenta due muri di spina centrali su cui si sviluppa la scala di accesso al piano primo pressochè centrata sui due corpi rettangolari, uno dei quali (quello sede della sala Consiliare) è di costruzione originale come la scala stessa, mentre l'altro (sede dell'Ufficio Tecnico) è invece stato aggiunto successivamente compresa la scala posteriore usata come accesso di servizio e che raggiunge anche il piano secondo.

Tra i due muri centrali di spina è presente una zona parzialmente interrata adibita a deposito e servita dal prolungamento della scala.

Questa situazione ha ripercussioni a livello strutturale in quanto, mentre la parte originale ha gli impalcati di solaio a tutta luce (circa 8 m) poggianti su un muro perimetrale e su uno di spina, quella nuova è stata risolta in modo meno "ardito", con una fila di pilastri centrali.

Le fondazioni sono in conglomerato cementizio presumibilmente non armato, con altezze elevate, ma con larghezza contenuta. L'altezza, pressochè costante sotto tutti i muri, è risultata di 1.10 m circa con estradosso del dado ad una quota di 15-20 cm. sotto il piano del marciapiede esterno.

Le larghezze delle fondazioni sono invece di 80 cm. sotto il muro adiacente alla sala Consiliare e sotto quello della facciata apposta, e di 65 cm per il muro ortogonale e per quello di spina.

Il terreno di risulta dagli scavi è certamente rimaneggiato fin dall'origine per almeno i primi 60-80 cm. Probabilmente una spiegazione alle fondazioni così profonde è la ricerca di uno strato con maggiore capacità portante.

Pur non disponendo di indagini geognostiche, da relazioni esistenti si reputa che una stima della capacità portante a rottura del terreno, in analogia con terreni in zona e per quanto emerso dagli scavi, debba collocarsi tra 0,45 e 0,6 N/mm².

Dall'esame visivo e dagli assaggi effettuati sui muri, si desume la presenza di muratura con spessore medio di 50cm al piano terra e di 40cm ai piani superiori composta da foratoni in laterizio legati da malta.

I tre impalcati nella zona originale di grande luce, sono stati risolti in tre modi diversi;

- Il primo a copertura della sala consiliare, presenta due travi ribassate in c.c.a. di 50 cm di calata oltre il solaio e lo stesso ordito trasversalmente su luci di circa 4 m e di spessore 16cm.
- Il secondo a copertura zona uffici e segreteria, è realizzato con un solaio misto a tutta luce con spessore di 30 cm. e travetti a passo 40 cm. armati con 1Φ18 e 1Φ16 a travetto.
- Il terzo, di sottotetto è pure a tutta luce con spessore esiguo (20cm) misto, deve essere considerato poco più di un controsoffitto,

L'edificio non evidenzia un quadro fessurativo particolarmente evidente, quanto meno non sugli elementi strutturali principali. Il piano terra e il piano primo non risultano interessati da un quadro fessurativo significativo. Il piano secondo invece presenta una situazione di ampie lesioni nei tavolati dovute presumibilmente al solaio sovrastante di sottotetto che, con uno spessore esiguo e luce di 8 m, essendo soggetto a carichi esclusivamente permanenti è certamente interessato a fenomeni di deformazione lenta da rilassamento, con conseguente compressione dei tavolati sottostanti e fessurazione degli stessi. A tal proposito si deve evidenziare che non sarà possibile prevedere un utilizzo del solaio di piano secondo per la porzione di fabbricato originale, demolendo i tavolati senza prevedere opportuni consolidamenti al solaio superiore. Preoccupanti ed importanti risultano invece gli ammaloramenti della copertura in legno.

1.3 Fattore di confidenza

Si riscontrano spesso situazioni in cui gli interventi eseguiti in tempi successivi alla data di costruzione dell'edificio, di riorganizzazione interna e funzionale degli edifici, interagiscono con il comportamento delle strutture. Esempi tipici si osservano nella creazione o variazione di impianti nelle strutture murarie, a causa dell'inserimento di condutture in breccia nelle pareti portanti o della realizzazione di nicchie, che indeboliscono sensibilmente i singoli elementi strutturali o la connessione tra le varie parti, oppure nello spostamento o nella semplice demolizione di tramezzature o tamponature aventi rigidità e resistenza non trascurabili, particolarmente nelle tipologie strutturali più flessibili e maggiormente sensibili all'interazione con le tamponature.

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione. L'esistenza della struttura comporta la possibilità di determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, che possono avere anche notevole variabilità e che non possono essere imposte come dati progettuali da conseguire in fase costruttiva. Tuttavia una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che in una costruzione nuova sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla fase di realizzazione. Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o preconfezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto. Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta); per questo motivo viene introdotta una categoria di fattori, detti "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito dalle indagini, che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della

struttura esistente per ricavare i valori da adottare nella verifica, da ridurre ulteriormente, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

In riferimento all'edificio municipale in esame, in base al livello di conoscenza acquisito che, in base alle limitate indagini in situ effettuate, si può ragionevolmente assumere come il più basso LC1, si ha un fattore di confidenza $FC = 1,35$.



Vista della trave ribassata in copertura del piano terra nella sala Consiliare



Muratura portante in blocchi laterizi



Vista esterna laterale, con relativo portico, dell'edificio Municipale

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



Vista esterna laterale dell'edificio Municipale

2. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

2.1 Quadro normativo vigente

La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche del Municipio di Azzano San Paolo è coerente con il quadro normativo vigente, ossia con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 in cui sono pubblicate le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC). Con tale legislazione si è configurato un nuovo quadro normativo entro cui sono disciplinate in modo unitario tutte le azioni che riguardano la produzione edilizia: la progettazione, l'esecuzione, il collaudo, la manutenzione, l'utilizzo dell'opera realizzata, gli interventi sugli edifici esistenti. In tale norma sono confluite, come opera di sintesi e di coordinamento le regole tecniche presenti nei diversi Decreti Ministeriali emessi precedentemente in applicazione delle leggi quadro n. 1086/1971 e n. 64/1974.

2.2 Descrizione modello FEM

Sulla base dei dati forniti dalle evidenze sperimentali e dal rilievo della struttura, è stato sviluppato un modello ad elementi finiti tridimensionale dell'edificio in esame in grado di riprodurre la risposta del manufatto al sisma. Per la modellazione ad elementi finiti è stato utilizzato il software MasterSap versione 2011 della società AMV s.r.l. con sede a Ronchi dei Legionari (GO).

Per quanto riguarda i carichi permanenti applicati ai diversi solai allo stato di fatto, sono stati considerati:

Peso proprio solaio in latero-cemento H=12+4 cm	2,2 KN/mq
Peso proprio solaio in latero-cemento H=26+4 cm (piano secondo zona Sala Consiliare)	3,6 KN/mq
Peso proprio solaio in latero-cemento H=16+4cm (piano sottotetto zona Sala Consiliare)	2,6 KN/mq
Carico permanente portato	1 KN/mq
Partizioni interne ($G_2=3,6$ KN/m)	1,6 KN/mq
Peso scale (incluse finiture)	6 KN/mq
Peso tetto in legno (inclusa impermeabilizzazione e tegole)	1,5 KN/mq
Carico permanente portato sottotetto	0,3 KN/mq
Peso gronda di copertura	11 KN/m

Per quanto riguarda i carichi variabili applicati ai diversi solai allo stato di fatto, sono stati considerati come da normativa D.M. 14.01.2008:

B	Ambienti ad uso residenziale. Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00 kN/mq
C	Ambienti suscettibili di affollamento. Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni , sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.	4,00 kN/mq
H	Coperture e sottotetti. Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.	0,50 kN/mq

Per quanto riguarda i materiali, considerando le prove visive effettuate in situ e valutando la classificazione della tabella C8A.2.1 delle “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche di cui al D.M. 14/01/2008” (Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009 n. 617), si assumono per la muratura in esame caratteristiche meccaniche indicativamente e mediamente assimilabili a quelle della “muratura in blocchi laterizi semipieni” per l’intero edificio ed esclusione del vano scale in cui si è riscontrato un tipo di muratura portante del tipo “muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	



Muratura in mattoni semipieni in laterizio



Muratura in mattoni semipieni in laterizio

Si precisa che, dato il livello di conoscenza LC1 che comporta un fattore di confidenza $FC=1,35$ (vedere paragrafo 1.3 della presente relazione), si devono considerare per la resistenza, a compressione ed a taglio, il valore minimo dell'intervallo riportato in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in questione e per i moduli elastici il valore medio di tale dell'intervallo.

Quindi per l'edificio in questione il modulo elastico utilizzato per la muratura nel modello ad elementi finiti risulta essere:

- muratura in blocchi laterizi semipieni (foratoni)
il modulo elastico $E = [(3600 + 5400 \text{ N/mm}^2) / 2] = 4500 \text{ N/mm}^2$; il coefficiente di Poisson è 0,49 ed il peso unitario è 12 KN/m^3 .
- muratura in mattoni pieni e malta di calce
il modulo elastico $E = [(1200 + 1800 \text{ N/mm}^2) / 2] = 1500 \text{ N/mm}^2$; il coefficiente di Poisson è 0,49 ed il peso unitario è 18 KN/m^3 .

Inoltre, come previsto dalla normativa al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2008, si è adottata una rigidità tagliente e flessionale della muratura ridotta del 50% per tenere in conto fenomeni di fessurazione.

Per quanto riguarda il calcestruzzo delle fondazioni e delle travi si sono adottate le seguenti caratteristiche meccaniche:

Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.04e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

L'uso dei coefficienti e dei parametri suddetti ha permesso di riprodurre in maniera reale il comportamento del modello FEM.

Risultati dell'analisi modale FEM

Per una corretta modellazione agli elementi finiti dell'edificio in oggetto si è operato per fasi successive brevemente elencate nei seguenti punti:

- definizione degli elementi resistenti sulla scorta del rilievo strutturale;
- definizione dell'asse baricentrico dei singoli elementi resistenti;
- definizione della geometria delle singole pareti (finestre, porte, presenza di cordoli);

- definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura sulla scorta delle evidenze sperimentali ottenute mediante ispezione visiva ed eventuali prove sperimentali;
- ipotesi di solai infinitamente rigidi, in grado di ripartire le forze sismiche in ragione delle diverse rigidezze presenti nei maschi murari (questa ipotesi è prassi assodata nella modellazione strutturale);
- definizione dei carichi permanenti ed accidentali.

Di seguito vengono riportate alcune immagini significative riguardanti la modellazione FEM ed il comportamento dinamico della struttura.

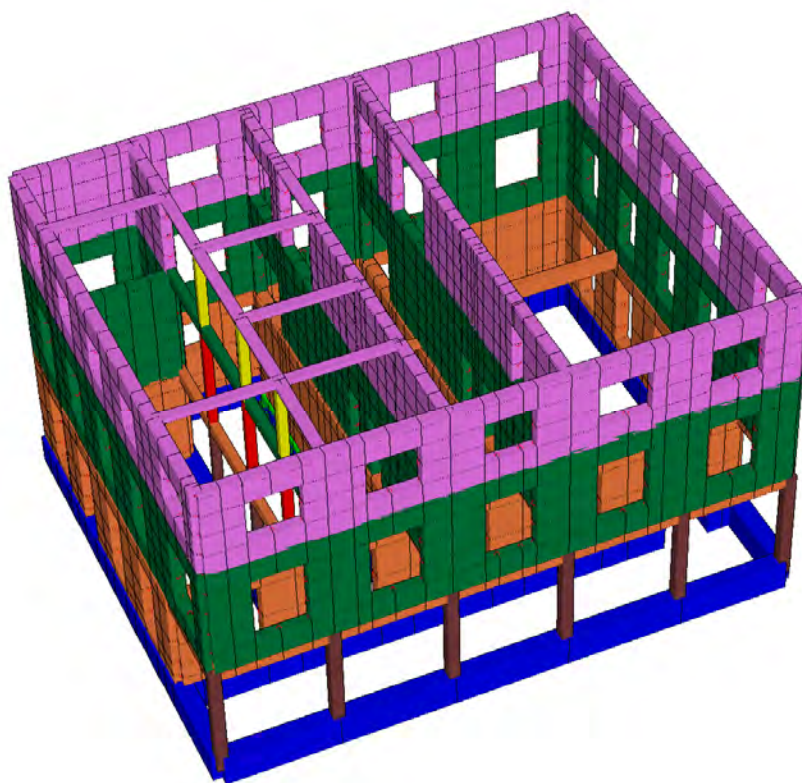


Immagine del modello, vista assonometrica

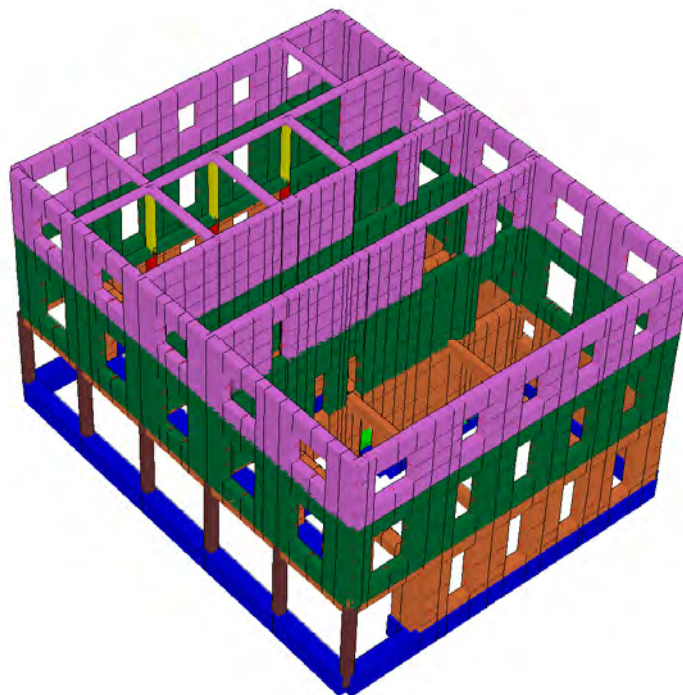
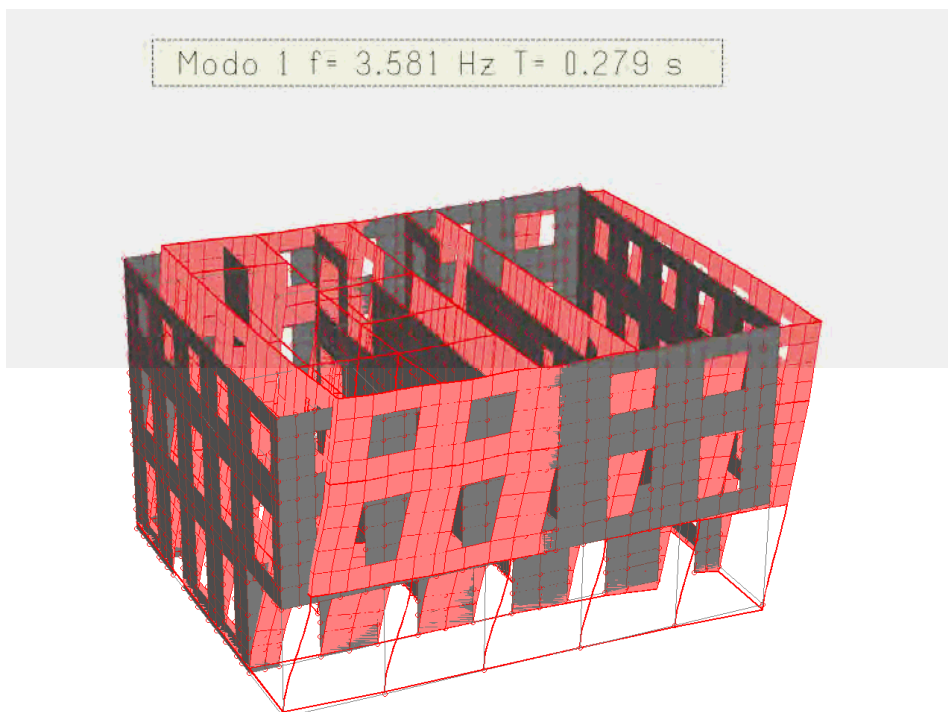
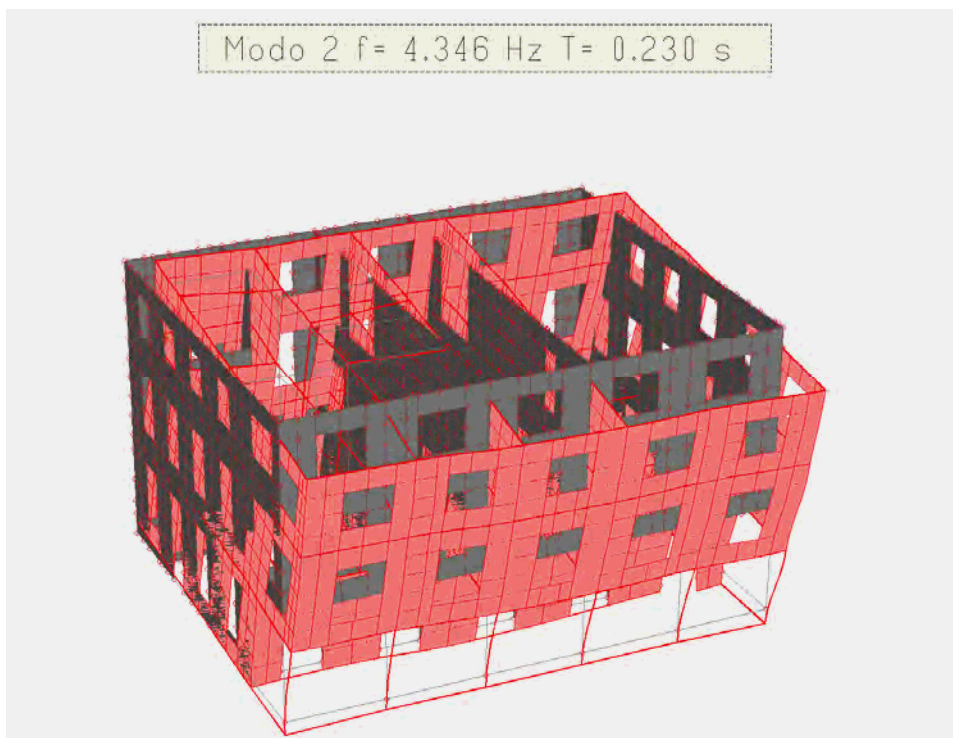


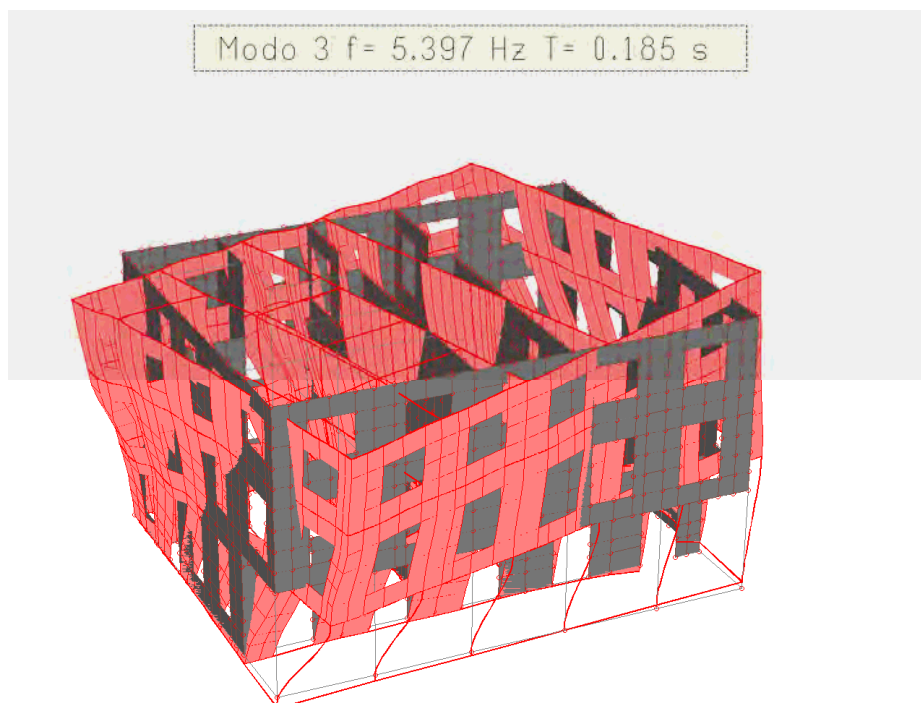
Immagine del modello, vista assonometrica



Modello FEM, I modo di vibrare: moto traslazionale in direzione X



Modello FEM, II modo di vibrare: moto traslazionale in direzione Y



Modello FEM, III modo di vibrare: moto rotazionale

3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA

Come recita la Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009 n. 617 al punto C8.3, per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC. Come è plausibile, strutture realizzate nella prima metà del secolo scorso difficilmente possono rispettare questa condizione, perché progettate senza i recenti criteri di verifica e realizzate senza il livello tecnologico attuale.

Nel caso in esame, come già spiegato al capitolo 6.3 della presente relazione e come previsto dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 al punto C8A.1.A.4 e in tabella C8A.1.1, si sono adottate le resistenze a compressione ed a taglio della muratura ottenute come valore minimo dei valori presenti nella tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, per la “muratura in mattoni pieni e malta di calce” e per la “muratura in blocchi laterizi semipieni”.

I valori di resistenza così ottenuti vengono inoltre divisi per il fattore di confidenza $FC=1,35$ per il livello di conoscenza LC1 come da tabella C8A.1.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617.

Come già detto, i moduli elastici del materiale “muratura in mattoni pieni e malta di calce” e “muratura in blocchi laterizi semipieni” sono calcolati come media dei valori specificati nell’intervallo della tabella C8A.2.1.

Quindi per l’edificio municipale di Azzano San Paolo il modulo elastico utilizzato nel modello agli elementi finiti risulta essere $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ per “muratura in mattoni pieni e malta di calce” e $E = 4500 \text{ N/mm}^2$ per “muratura in blocchi laterizi semipieni”.

Come richiesto dalle NTC 2008 al capitolo 7.2.6. ed al 7.8.1.5.2., per le verifiche sismiche si adottano rigidzze flessionali e taglianti degli elementi murari ridotte del 50%, per tenere in conto di fenomeni di fessurazione.

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983, Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

- **Muratura in blocchi laterizi semipieni**

Resistenza a compressione $f_k = 2,96 \text{ N/mm}^2$

Ottenuto dai seguenti passaggi:

valore minimo da tab. C8A.2.1 = 4 N/mm^2

valore diviso per per FC = $4 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 2,96 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a taglio $f_{vk0} = 0,22 \text{ N/mm}^2$

Ottenuto dai seguenti passaggi:

valore minimo da tab. C8A.2.1 = $0,3 \text{ N/mm}^2$

valore diviso per per FC = $0,3 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 0,22 \text{ N/mm}^2$

• ***Muratura in mattoni pieni e malta di calce***

Resistenza a compressione $f_k = 1,78 \text{ N/mm}^2$

Ottenuto dai seguenti passaggi:

valore minimo da tab. C8A.2.1 = $2,4 \text{ N/mm}^2$

valore diviso per per FC = $2,4 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 1,78 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a taglio $f_{vk0} = 0,044 \text{ N/mm}^2$

Ottenuto dai seguenti passaggi:

valore minimo da tab. C8A.2.1 = $0,06 \text{ N/mm}^2$

valore diviso per per FC = $0,06 \text{ N/mm}^2 / 1,35 = 0,044 \text{ N/mm}^2$

Le verifiche di sicurezza in campo statico sono state eseguite adottando il valore del coefficiente parziale sul materiale di $\gamma_M=3$ (capitolo 4.5.6.1 e tabella 4.5.II delle NTC2008), da applicarsi alle resistenze a compressione ed a taglio della muratura come sopra calcolate, ed in attuazione del paragrafo 4.5.6., sotto riportato, delle NTC 2008:

4.5.6.1 Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (4.5.2)$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad (4.5.3)$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n \quad (4.5.4)$$

in cui

f_{vko} è definita al § 4.5.3 e σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1).

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a	2,2	2,7
composizione prescritta		
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano),
- presso flessione nel piano del muro,
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati.
- flessione e taglio di travi di accoppiamento

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. § 4.5.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale si assume pari a

$$f_{d,rid} = \Phi f_d \quad (4.5.5)$$

in cui Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tab. 4.5.III in funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m definito più avanti (equazione 4.5.7).

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

Per la valutazione della snellezza convenzionale λ della parete secondo l'espressione (4.5.1) la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h \quad (4.5.6)$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ρ assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 4.5.IV, quando

il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Nella lunghezza l del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Il *coefficiente di eccentricità* m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad (4.5.7)$$

essendo e l'eccentricità totale e t lo spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad (4.5.8)$$

dove:

e_{s1} : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare;

tali eccentricità possono essere positive o negative;

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a

$$e_a = \frac{h}{200}, \quad (4.5.9)$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura,

$$e_v = \frac{M_v}{N}, \quad (4.5.10)$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|. \quad (4.5.11)$$

Il valore di $e=e_1$ è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore di $e=e_2$ è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo e non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0,33t; \quad e_2 \leq 0,33t. \quad (4.5.12)$$

Le verifiche di sicurezza in campo sismico sono state eseguite adottando il valore del coefficiente parziale sul materiale di $\gamma_M=2$ (7.8.1.1 NTC2008) da applicarsi alle resistenze a compressione ed a taglio della muratura come sopra calcolate ed in attuazione del paragrafo 7.8.1.6, 7.8.2.2.1, 7.8.2.2.2, 7.8.2.2.3, sotto riportati, delle NTC 2008:

7.8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

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 illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. 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.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1,4 \bar{f}_{bk}$, dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $2,0 \bar{f}_{bk}$ né maggiore di 2,2 MPa.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è 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.

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

In prima battuta si è proceduti con la verifica volta a stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste dalle NTC.

Dall'analisi dinamica lineare con fattore di struttura q definito come da normativa, condotta sulla struttura in esame, sottoposta alle azioni previste da normativa, come era plausibile, emerge che l'edificio esistente in muratura, realizzato nella prima metà del secolo scorso, non risulta adeguato alla nuova normativa.

L'analisi condotta ha rispettato le azioni, statiche e sismiche, le combinazioni di carico ed i fattori parziali previsti dalle NTC 2008; in particolare l'azione sismica è stata calcolata all'SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) (come previsto al 8.3 NTC 2008 per la valutazione sismica di strutture esistenti) e nel rispetto del 3.2 delle NTC 2008, con i seguenti input ed il conseguente spettro di progetto:

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	D
Fattore topografico	1

La vita nominale è stata assunta pari a 50 anni (come da 2.4.1. NTC 2008), e la classe d'uso IV, trattandosi di un'opera di interesse pubblico e strategico (2.4.2. NTC 2008); il conseguente periodo di riferimento della struttura, calcolato come da 2.4.3. NTC2008, risulta quindi pari a 100 anni.

2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

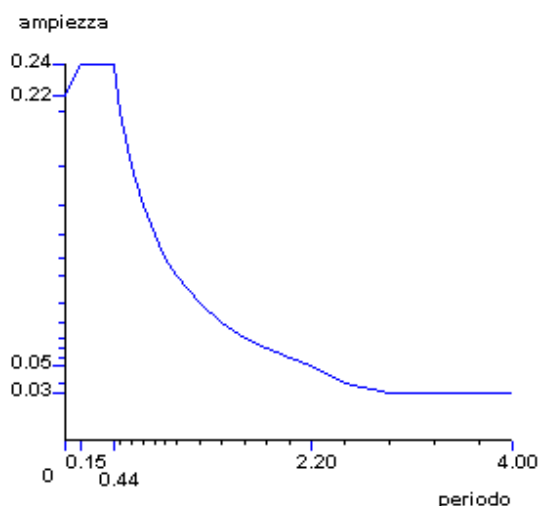
In ottemperanza al paragrafo C8.7.1.2 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, per la verifica di costruzioni in muratura esistenti, non regolari, con analisi lineare, il fattore di struttura utilizzato è stato:

$$q = 1,5 \alpha_w / \alpha_1$$

con $\alpha_w / \alpha_1 = 1,5$ (in assenza di più precise valutazioni), pertanto:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

Lo spettro sismico di progetto, per la zona e per la tipologia di edificio in esame, da utilizzare per la verifica sismica all'SLV, è caratterizzato da un tempo di ritorno di 949 anni:

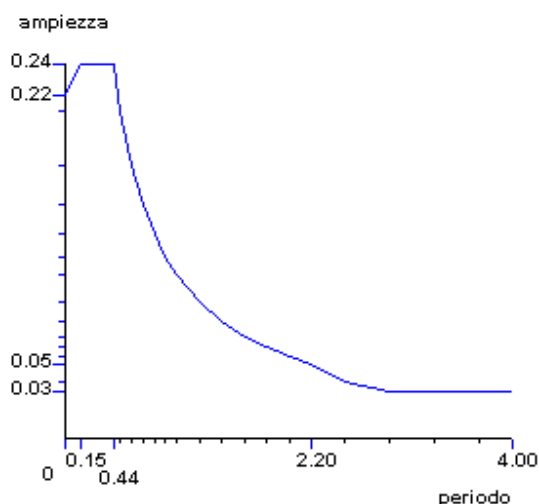


3.1 VERIFICA SISMICA CON SISMA DA NTC 2008

La prima verifica svolta sullo stato di fatto dell'edificio municipale di Azzano San Paolo è stata la verifica atta a stabilire se la struttura esistente in muratura sia in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste dalle NTC.

Dall'analisi dinamica lineare con fattore di struttura q definito come da normativa, condotta sulla struttura in esame, sottoposta alle azioni previste da normativa, emerge che l'edificio esistente in muratura non risulta per nulla adeguato alla nuova normativa.

L'analisi condotta ha rispettato le azioni, le combinazioni di carico ed i fattori parziali previsti dalle NTC 2008; in particolare l'azione sismica è stata calcolata a SLV (come previsto al 8.3 NTC2008), con un'accelerazione sismica di $a_g=0,1495g$ ed il conseguente spettro di progetto.

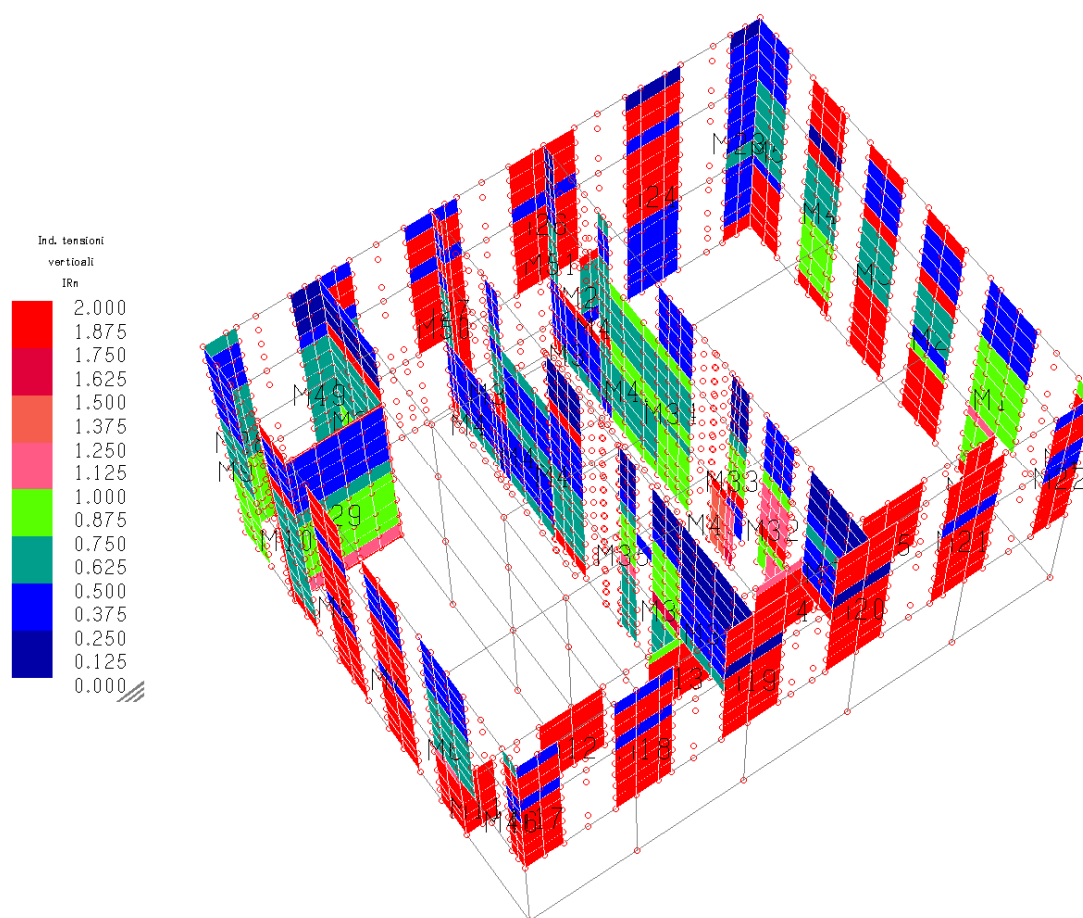


La verifica sismica è stata condotta nel rispetto dei capitoli 7.8.1.6, 7.8.2.2.1, 7.8.2.2.2, 7.8.2.2.3 delle NTC 2008.

I risultati in campo sismico per le verifiche di resistenza a sforzo normale, taglio, pressoflessione nel piano e fuori piano, sono visualizzati mediante le mappe a colori seguenti, che riguardano le sezioni dei maschi murari soggetti a verifica. Dalla mappatura si nota come ci siano molte situazioni critiche fuori norma in molte parti dell'edificio dovute alle spinte orizzontali del sisma che su un edificio di elevata massa quale è quello attuale sono molto importanti. La risposta strutturale al sisma dell'edificio, affidata completamente alle pareti in

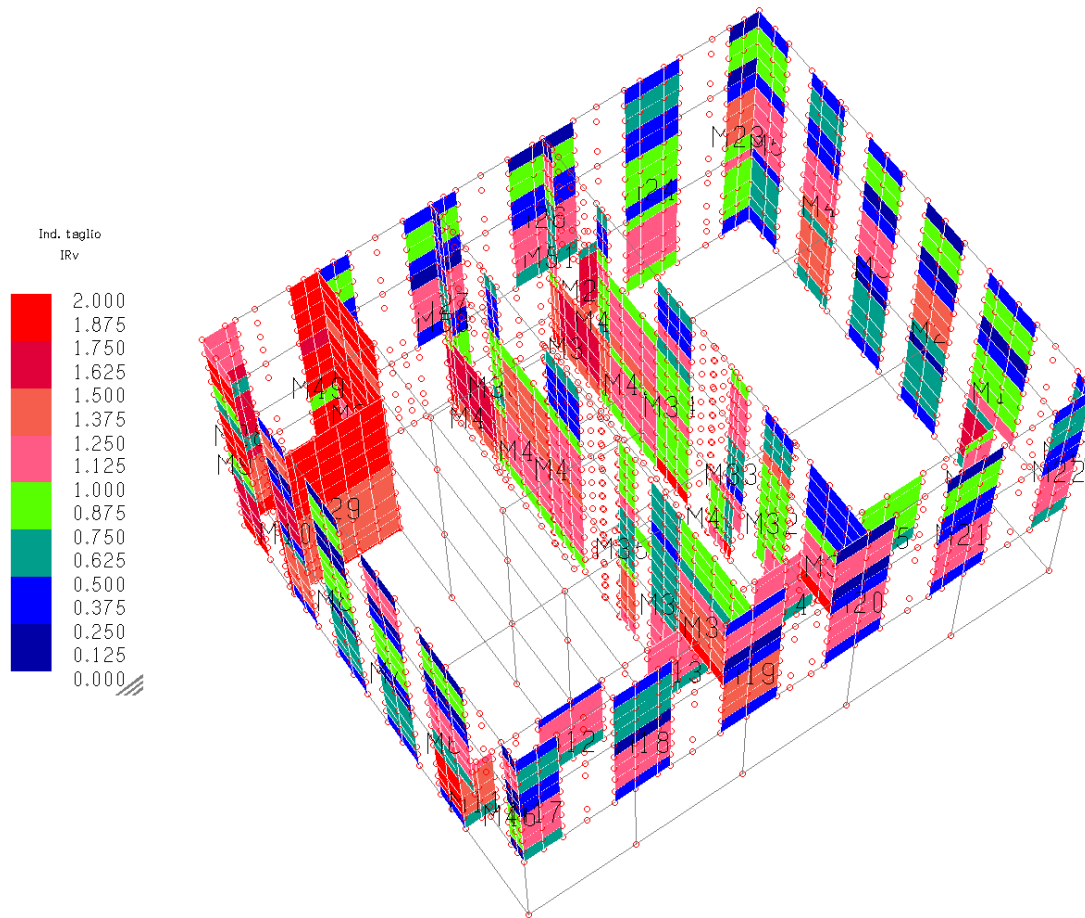
muratura portante, tende a mandare in trazione corpose parti di muratura, peraltro di scarsa qualità, creando uno stato di sollecitazione non compatibile con il materiale muratura.

Questi risultati motivano la considerazione, già espressa in precedenza, che un intervento di adeguamento sull'edificio, cioè un intervento atto a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme, sia ragionevolmente da escludere sia per motivi tecnici che economici.



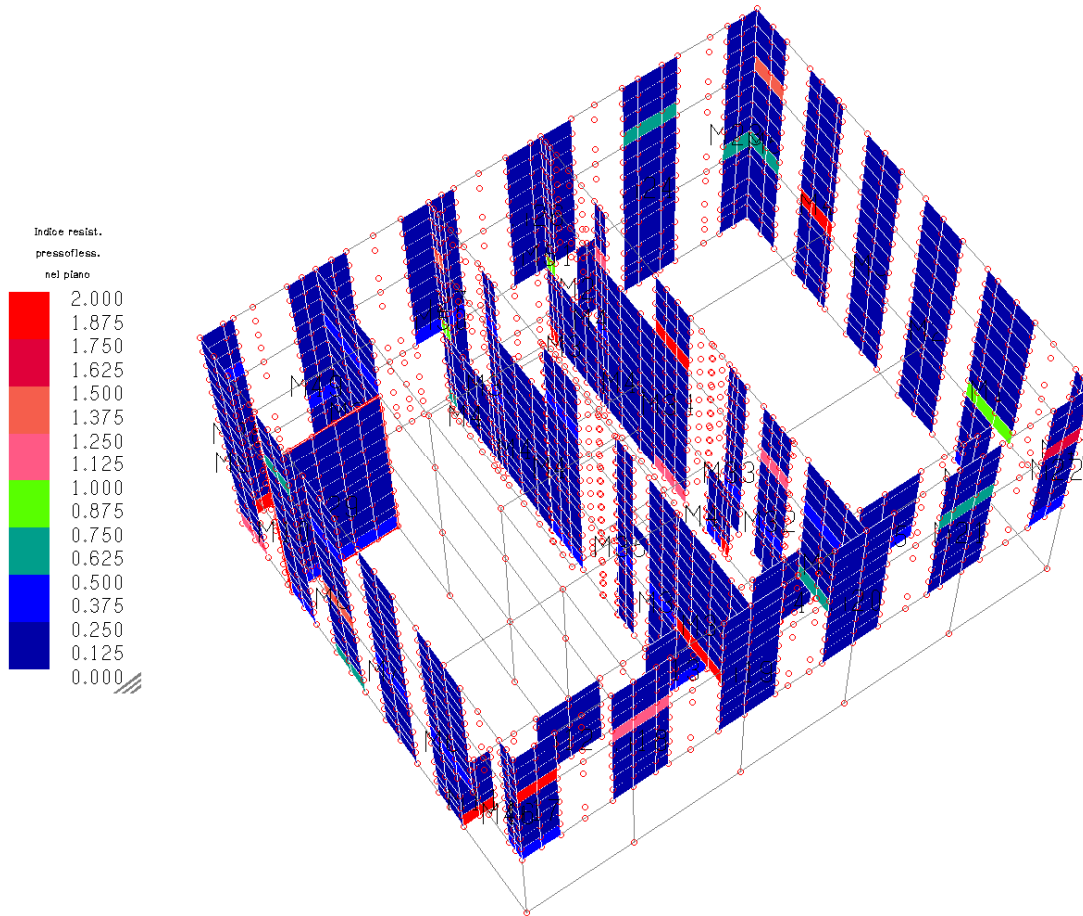
Verifica a sforzo normale

Come si può notare l'indice di resistenza è superato in parecchi punti (segnalati in rosso) dei maschi murari in cui si verifica uno stato di trazione.

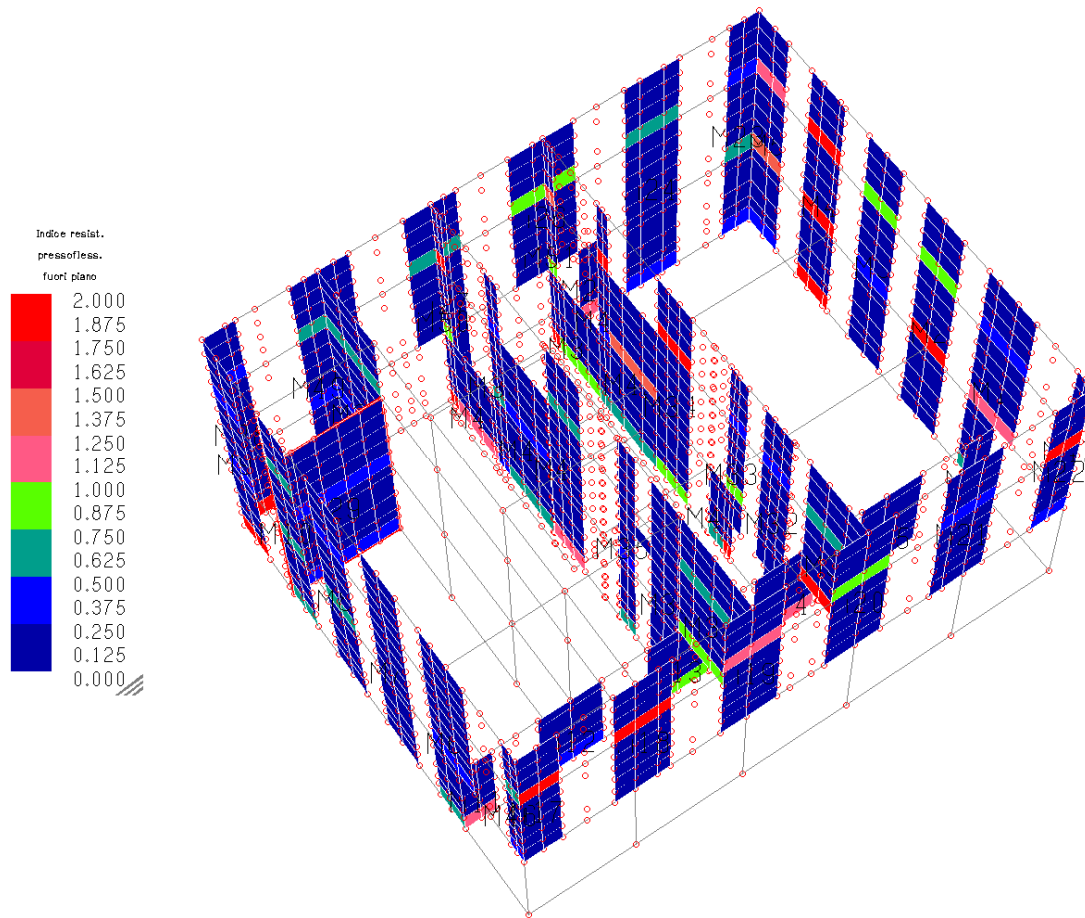


Verifica a taglio.

Come si può notare l'indice di resistenza è superato in molti maschi murari (segnalati in colore rosa e rosso).



Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari.



Verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari

3.2 VERIFICA SISMICA CON SISMA DA NORMATIVA RIDOTTO DEL FATTORE $\alpha=0,1$ (10% DELL'AZIONE SISMICA DA NORMATIVA)

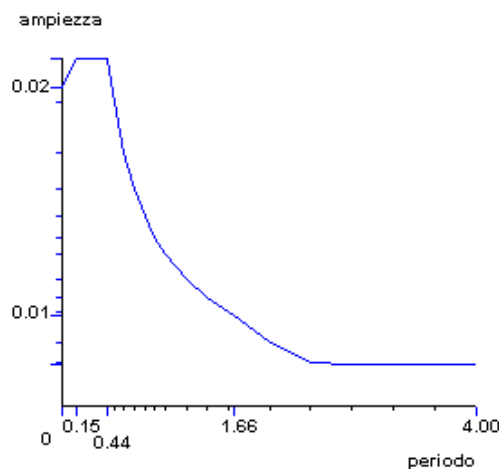
Risultando assolutamente non adeguato alle norme NTC 2008, si è proceduto con la valutazione della sicurezza dell'edificio municipale di Azzano San Paolo determinando l'entità massima dell'azione sismica, considerata nelle combinazioni di progetto previste a SLV, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azione e sui materiali.

Come consentito al punto C8.3 della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009 n. 617, la verifica in campo sismico è stata condotta per ricercare il valore dell'accelerazione sismica al suolo in grado di portare in crisi significativa il sistema, ovvero al raggiungimento della resistenza ultima del primo maschio murario.

Per l'edificio esistente in oggetto si riscontra che l'accelerazione massima accettabile al suolo è di 0,01495g, (il 10% di quella imposta dalla normativa), in corrispondenza della quale avvengono i primi danneggiamenti per fessurazione nei maschi murari più sollecitati, come rappresentato dai diagrammi successivi. Il rapporto tra l'accelerazione massima accettabile al suolo e quella imposta da normativa $\alpha=0,1$ (10%) rappresenta il rapporto fra la capacità e la domanda dell'edificio in esame: tale rapporto $\alpha=0,1$ esprime il livello di adeguatezza rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Al verificarsi di un sisma di tale entità (cioè con un'accelerazione al suolo di 0,01495g), la costruzione può subire rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Lo spettro sismico di progetto con le ordinate ridotte a causa della diminuzione dell'accelerazione sismica a $a_g=0,014953g$, da utilizzare nell'analisi dinamica lineare con fattore di struttura q per la verifica sismica all'SLV, è il seguente:



In ottemperanza al paragrafo C8.7.1.2 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, per la verifica di costruzioni in muratura esistenti, non regolari, con analisi lineare, il fattore di struttura utilizzato è stato:

$$q = 1,5 \alpha_w / \alpha_1$$

con $\alpha_w / \alpha_1 = 1,5$ (in assenza di piu' precise valutazioni), pertanto:

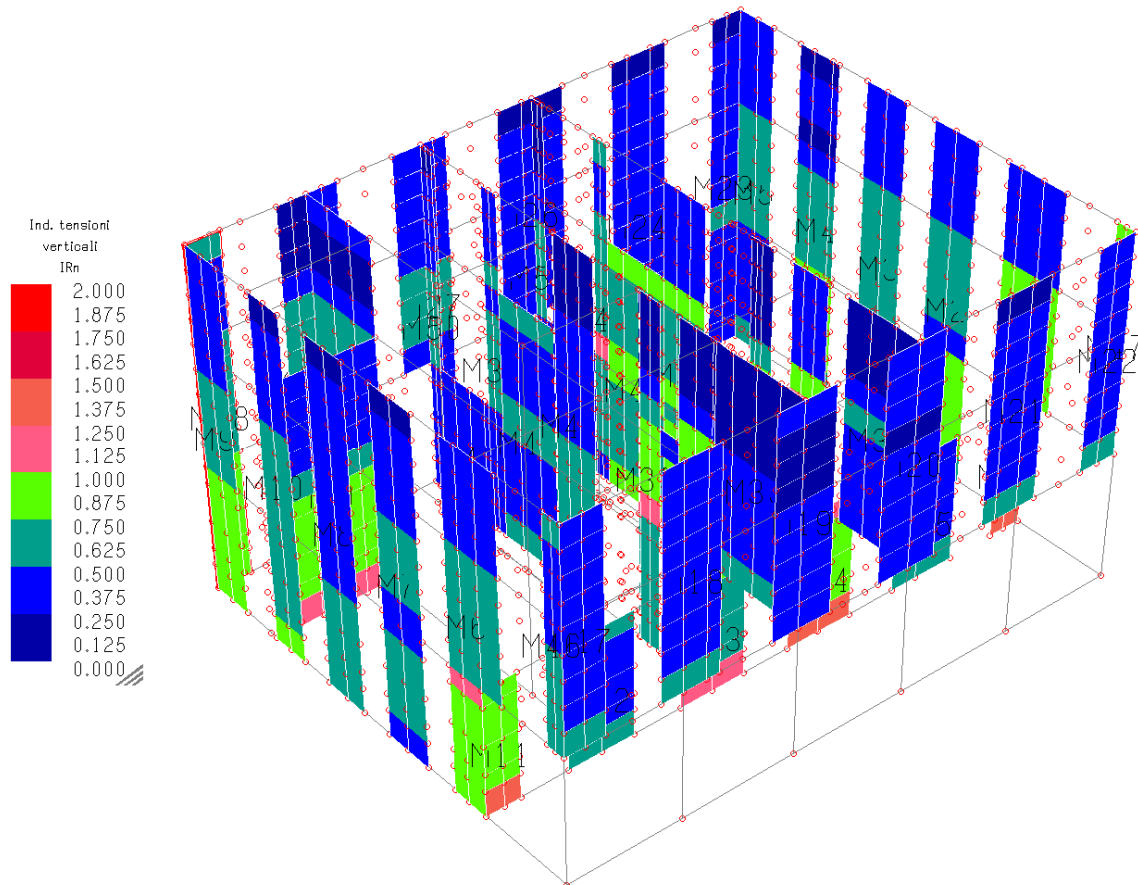
$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

La verifica sismica è stata condotta nel rispetto dei capitoli 7.8.1.6, 7.8.2.2.1, 7.8.2.2.2, 7.8.2.2.3 delle NTC 2008.

I risultati in campo sismico per le verifiche di resistenza a sforzo normale, taglio, pressoflessione nel piano e fuori piano, sono visualizzati mediante le mappe a colori seguenti, che riguardano le sezioni dei maschi murari soggetti a verifica.

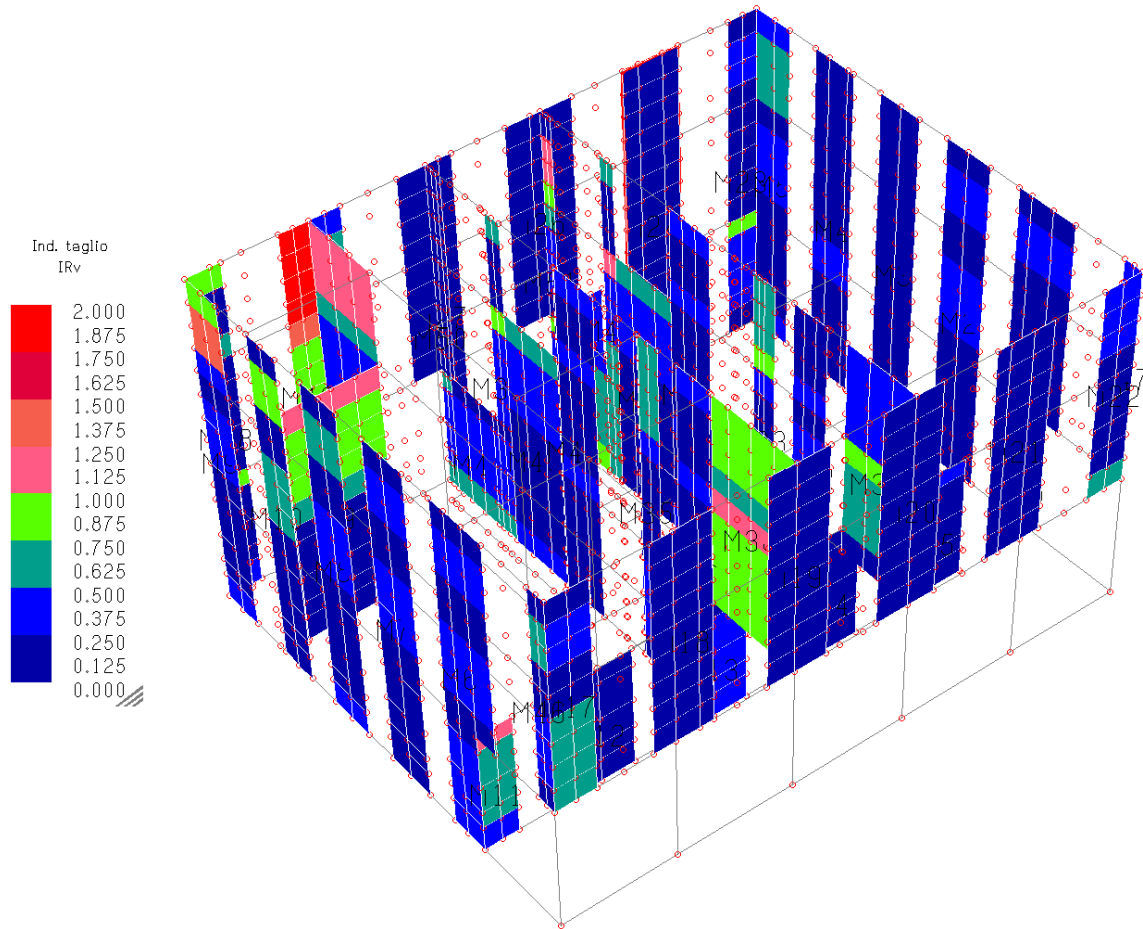
Dalla mappatura si nota come ci siano poche situazioni critiche fuori norma ma molte parti dell'edificio risultano in condizioni limite di resistenza, soprattutto per quanto riguarda l'azione di taglio e l'azione assiale; se ne deduce che per l'edificio esistente in oggetto l'accelerazione massima accettabile al suolo è di 0,01495g, (il 10% di quella imposta dalla normativa), in corrispondenza della quale avvengono i primi danneggiamenti per fessurazione nei maschi murari più sollecitati. Il rapporto tra la capacità e la domanda dell'edificio in esame risulta quindi pari a:

$$\alpha=0,1$$



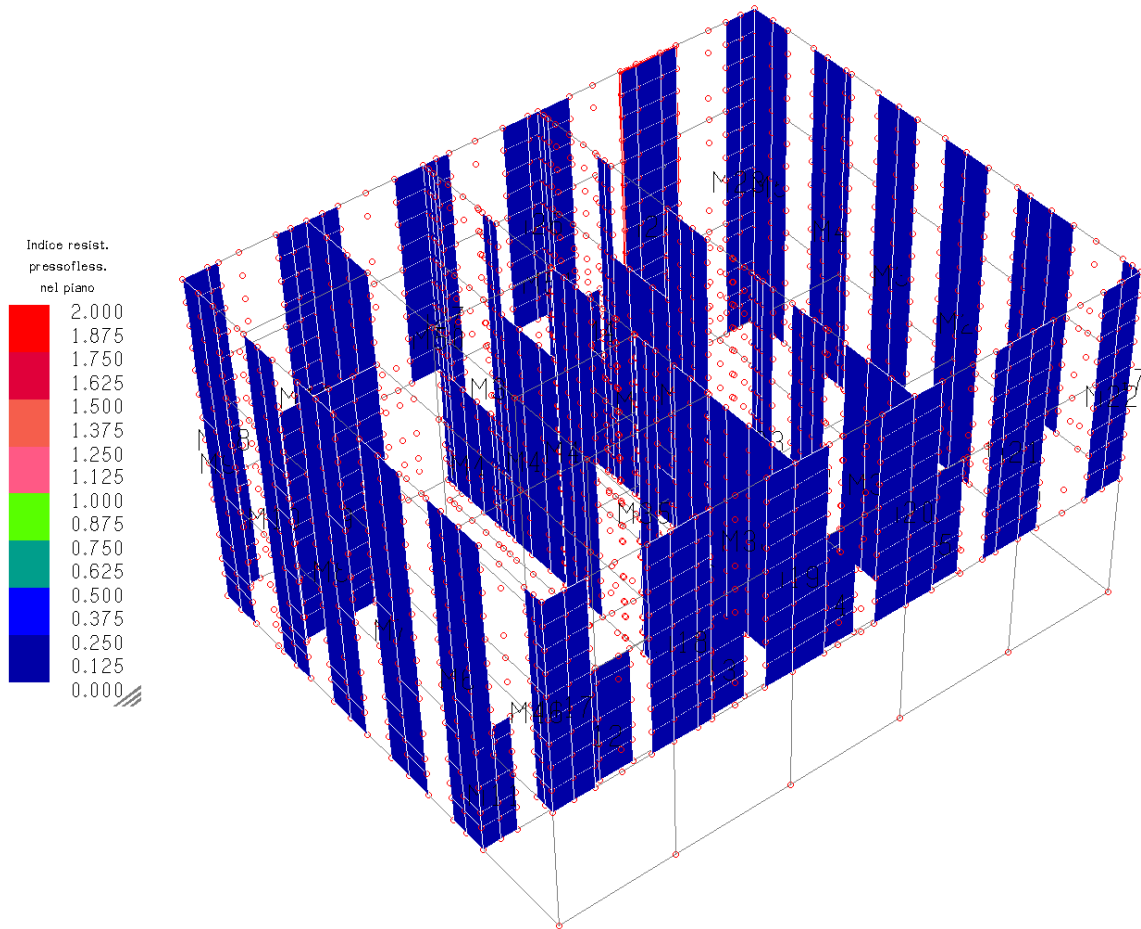
Verifica a sforzo normale

Come si può notare l'indice di resistenza non è quasi mai superato ad eccezione della sezione al piede (segnalate in rosso) di pochi maschi murari; molti altri maschi murari si trovano però in condizioni limite di resistenza.

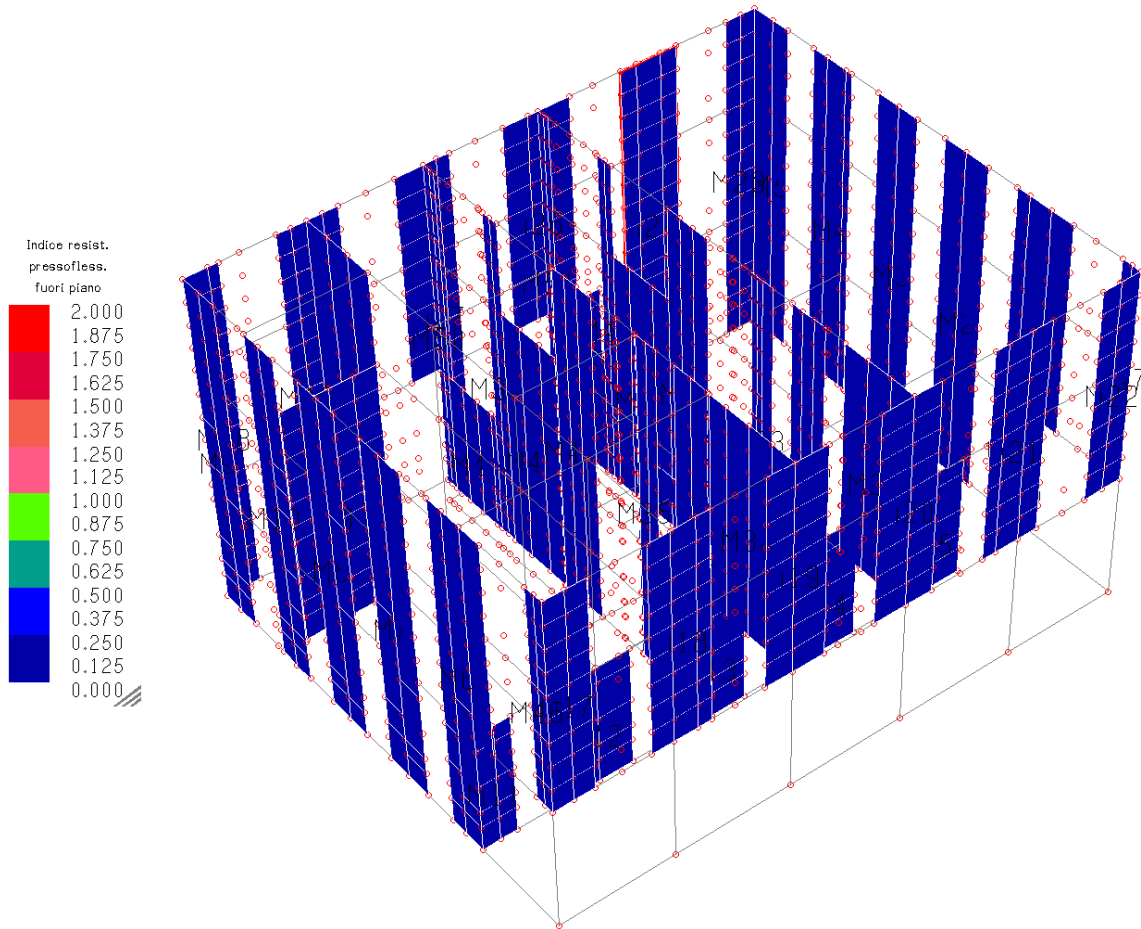


Verifica a taglio.

Come si può notare l'indice di resistenza è superato in pochi maschi murari; parecchi altri maschi murari si trovano però in condizioni limite di resistenza a taglio.



**Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari.
Come si può notare l'indice di resistenza non mai superato.**



**Verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari.
Come si può notare l'indice di resistenza non mai superato.**

4. PROPOSTE DI INTERVENTO STRUTTURALE

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali, come indicato nel paragrafo C.8.3. della circolare n.617.

Si precisa che l' art.20, comma 5, della Legge n° 31 del 28 febbraio 2008, come già emerso anche dalle norme NTC2008 stesse, prevede che siano obbligatoriamente effettuate le verifiche tecniche previste su edifici di interesse strategico ma non indica obblighi a riguardo del relativo intervento di miglioramento.

Gli interventi possono essere classificati in:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Nel caso in esame si prevede di intervenire con interventi di riparazione o interventi locali

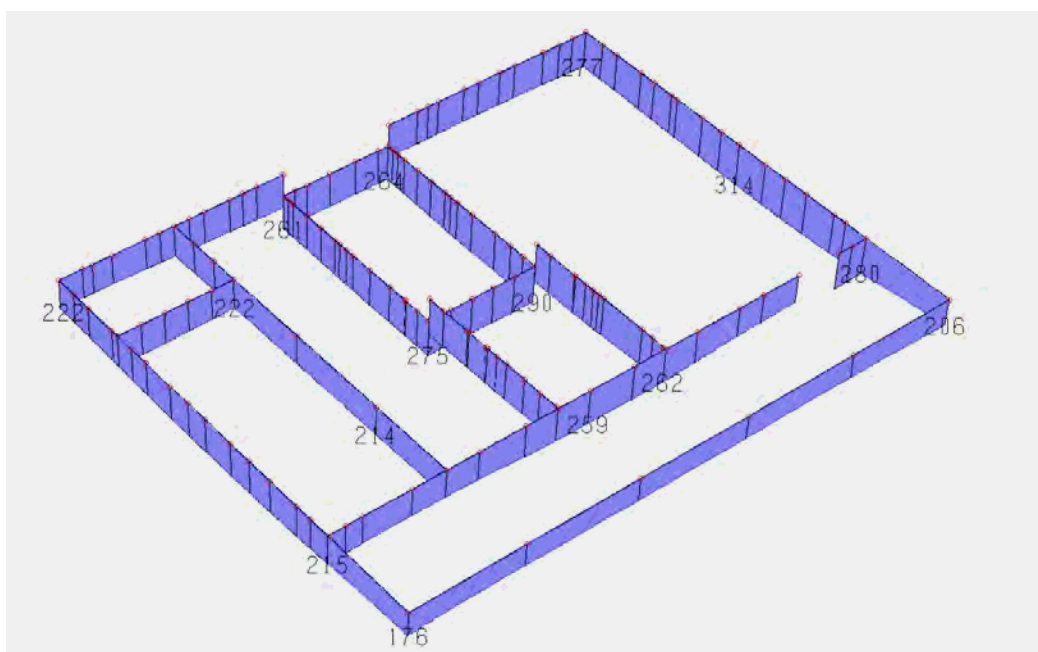
In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Nel caso in esame, considerando lo stato di fatto, si interviene con il rifacimento del solaio del piano secondo e della copertura in legno, prevedendo la variazione di destinazione d'uso del piano sottotetto, ora non utilizzabile, ad uffici aperti al pubblico (3 KN/m^2), guadagnando la quota di interpiano necessaria per l'abitabilità di tale piano, non rialzando la copertura bensì abbassando la quota del nuovo solaio in legno, riducendo così l'interpiano del piano secondo a

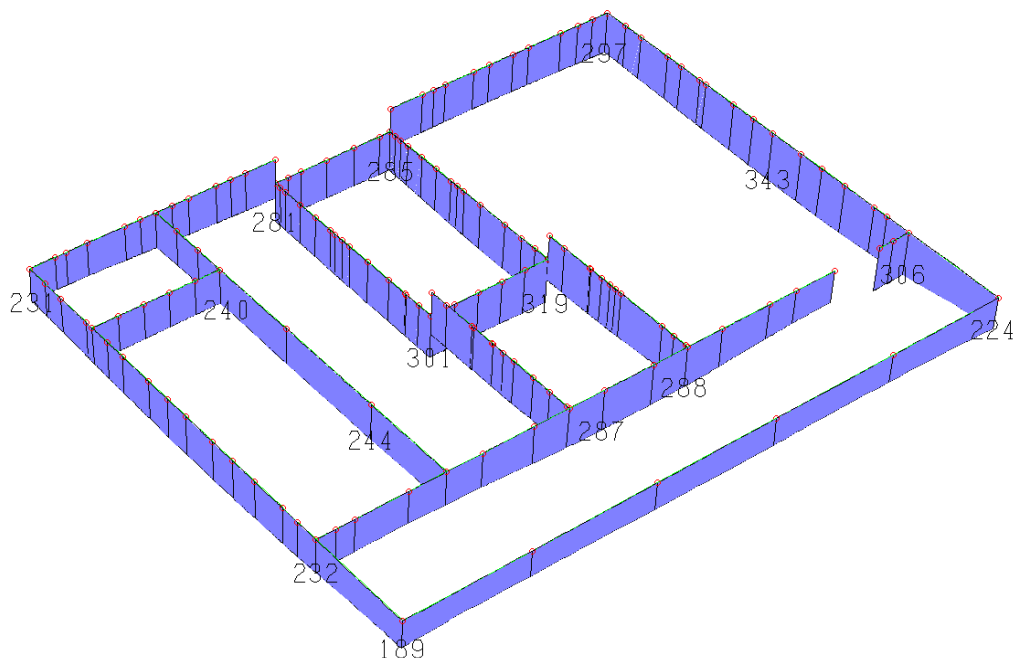
2,7m. Si valuta inoltre il possibile rinforzo del solaio del piano secondo a seguito del risultato di prove di carico da effettuarsi su tale solaio.

Non rientrando nell'obbligo di un intervento di adeguamento e stando la non obbligatorietà dell'intervento di miglioramento, le opere da eseguire sull'edificio in esame sono classificabili come intervento di riparazione o intervento locale che riguardano singole parti e/o elementi della struttura e interessano porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Per non aumentare i carichi globali in fondazione più del 10% la scelta del materiale per il nuovo solaio del piano sottotetto ricade sul legno (peso proprio stimato di $1,6 \text{ KN/m}^2$), massetto e pavimento (peso massimo $1,2 \text{ KN/m}^2$) ed i tramezzi molto leggeri (carico massimo per singolo tramezzo 2 KN/m che la normativa spalma sulla superficie di solaio a $0,8 \text{ KN/m}^2$). Come si nota dalle immagini seguenti, sopra le pressioni in fondazione dello stato di fatto e sotto quelli della situazione di progetto come sopra descritta in condizioni statiche, l'aumento massimo risulta del 10%.



Pressioni in fondazione allo stato di fatto (KN/m²)



Pressioni in fondazione allo stato di progetto (KN/m²)

Si riassumono brevemente in seguito gli interventi da effettuarsi sull'edificio esistente:

Alla luce dello stato di fatto descritto si propongono i seguenti interventi strutturali:

- Allargamento delle fondazioni sotto i due muri centrali di spina centrali e sotto i muri che delimitano la porzione ovest dell'edificio (dove è attualmente posizionata l'attuale sala Consiliare) essendo esse deficitarie sia in condizioni statiche che sismiche. Valutazione ed eventuale allargamento delle altre fondazioni in funzione della relazione geologica e verifiche in sito; infatti da documentazioni esistenti emerge che la capacità portante del terreno sia compresa tra 0,45 e 0,6 N/mm², e quindi, applicando il coefficiente 2,3 previsto dalle NTC2008 per l'approccio 2, si ottiene un valore resistente massimo di 260 KN/m², inferiore alle pressioni agenti nei punti in cui si rende necessario l'allargamento.

- Sottomurazione della porzione di interrato di edificio esistente con muri contro terra in C.A. e relative fondazioni.
- Realizzazione di nuovo locale interrato destinato ad archivio e relativo locale di collegamento all'interrato esistente con muri in C.A. contro terra di spessore 25cm e relative fondazioni e solaio di copertura con lastre tralicciate.
- Rifacimento dei pilastri di facciata del portico al piano terra, attualmente in pietra di Credaro, in C.A. e proseguimento degli stessi all'interno delle murature del piano primo e secondo fino al piano terzo ed allargamento delle relative fondazioni esistenti da valutare in funzione della relazione geologica e verifiche in sito. Realizzazione di cordoli di fondazione in C.A. aggiuntivi di collegamento della fila di pilastri del porticato con la fondazione esistente dell'edificio.
- Inserimento nella porzione centrale dell'edificio e per tutta altezza fino in copertura, di un vano ascensore in C.A. con muri di spessore 20cm e realizzazione di relativa platea di fondazione in C.A.
- Realizzazione di setto in C.A. nel muro di spina centrale dell'edificio, frontalmente al vano ascensore, per tutta altezza fino in copertura.
- Inserimento di pilastri in C.A. all'interno della muratura in corrispondenza delle travi ribassate del piano terra (copertura dell'attuale sala Consiliare) con proseguimento degli stessi fino al piano terzo.
- Completa demolizione e rifacimento del tetto in legno mediante il posizionamento di travetti in legno massiccio, 4 travi di displuvio, trave di colmo, 4 terzere e 4 altre travi inclinate con profilati in acciaio IPE.

- Posizionamento in corrispondenza dei 4 terrazzi d'angolo al piano sottotetto di 4 colonne HEB in acciaio con funzione di sostegno dei profilati IPE e dei travetti in legno del tetto.
- Rinforzo del solaio esistente in latero-cemento di spessore 30cm al piano secondo relativamente alla porzione ovest di edificio (attualmente a copertura ufficio tributi, segreteria e ragioneria) mediante il posizionamento sotto il solaio in questione (soffitto del piano primo) di 5 profilati IPE in acciaio che appoggiano sui pilastri di nuova realizzazione posti sul muro perimetrale e su un muro di spina centrale, ed il posizionamento di 8 profilati IPE in acciaio con funzione di rompitratta del solaio.
- Completa demolizione e rifacimento del solaio del piano terzo con un solaio in legno lamellare e cappa di calcestruzzo di 5 cm resa collaborante da connettori opportunamente dimensionati. Relativamente alla porzione ovest dell'edificio, il solaio di nuova realizzazione poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza dei pilastri di nuova realizzazione posti nel muro perimetrale e nel muro di spina centrale, due profilati dei quali sostengono in falso una colonna in acciaio HEB. Relativamente alla porzione est dell'edificio, il solaio in legno poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza della fila di pilastri esistenti e due profilati ortogonali HEB che sostengono in falso una colonna in acciaio HEB.
- Eventuale placcaggio dei pilastri esistenti nella porzione est dell'edificio mediante incamicatura esterna in C.A. o cerchiatura a calastrelli in acciaio, previa valutazione in sito dello stato e consistenza degli stessi.
- Demolizione e rifacimento delle scala in C.A. centrale da piano interrato fino al piano terzo.
- Demolizione della scala presente allo stato di fatto nell'angolo sudest dell'edificio e chiusura dei relativi fori del solaio del piano primo e secondo mediante il posizionamento di

una porzione di solaio in laterocemento e relativo cordolo in C.A. da ammorsare alle strutture esistenti.

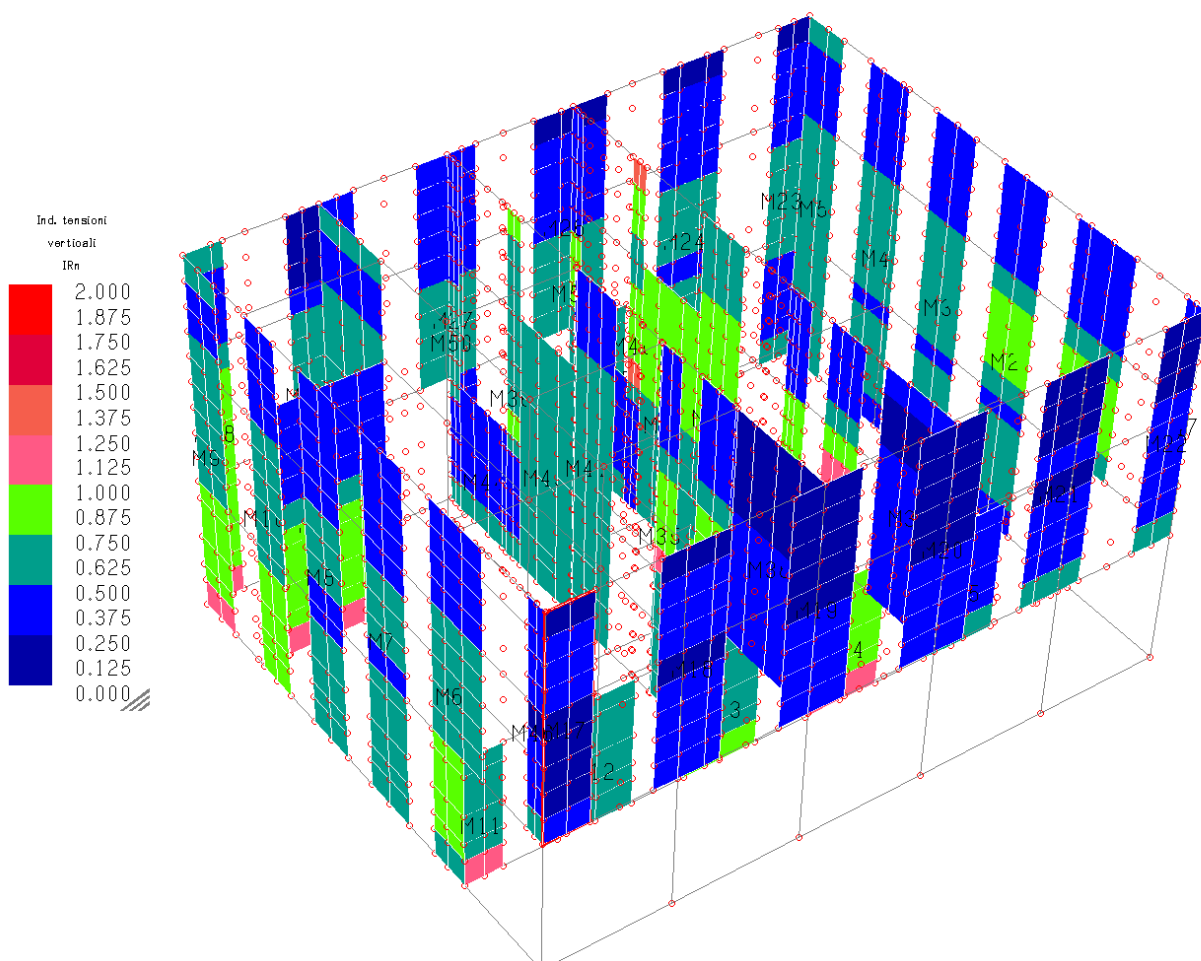
- Esecuzione di interventi di consolidamento volti a migliorare le caratteristiche della struttura mediante placcaggio delle murature con intonaco armato. Tale tecnica prevede la realizzazione di intonaco armato su entrambi i paramenti e posa in opera dei necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura, opportunamente sovrapposte in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale.
- Realizzazione scala in acciaio esterna con profilati UPN e HEB e due tubolari verticali tondi con relativa fondazione in C.A.

Prima di procedere con gli interventi sopra descritti, per avere un quadro piu' chiaro della situazione strutturale, si ritiene però necessaria una campagna di prove sperimentali sulle murature portanti ed una prova di carico sul solaio del piano secondo (copertura del piano primo) per valutarne un eventuale rinforzo strutturale.

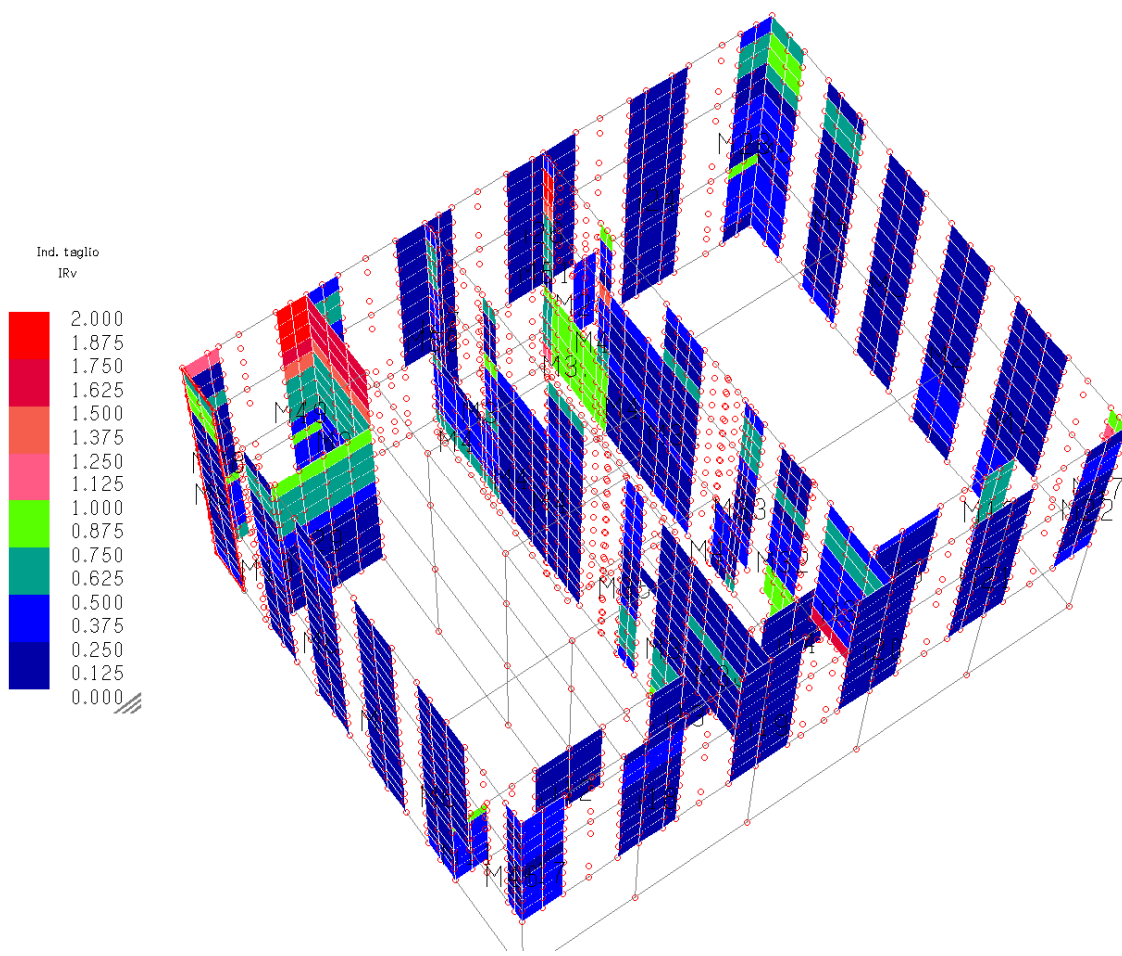
La verifica in campo statico di un edificio esistente in muratura non è “scontata” soprattutto se la struttura è a più piani e le caratteristiche dei materiali scarse, come è in questo caso attingendo ai valori tabellari previsti dalla normativa nel livello di conoscenza LC1. In passato non venivano infatti utilizzati i recenti criteri di verifica introdotti con il D.M. 2008 e in particolare il coefficiente di riduzione della resistenza del muro Φ .

La verifica è stata condotta nel rispetto del 4.5.6 delle NTC 2008 e con i fattori di sicurezza previsti dalla norma stessa.

A questo riguardo, i risultati in campo statico per le verifiche di resistenza a sforzo normale, a pressoflessione nel piano e fuori piano, sono visualizzati mediante le mappe a colori seguenti, che riguardano le sezioni dei maschi murari soggetti a verifica. In condizioni statiche si evidenzia che nessun maschio è in condizioni di significativa crisi.

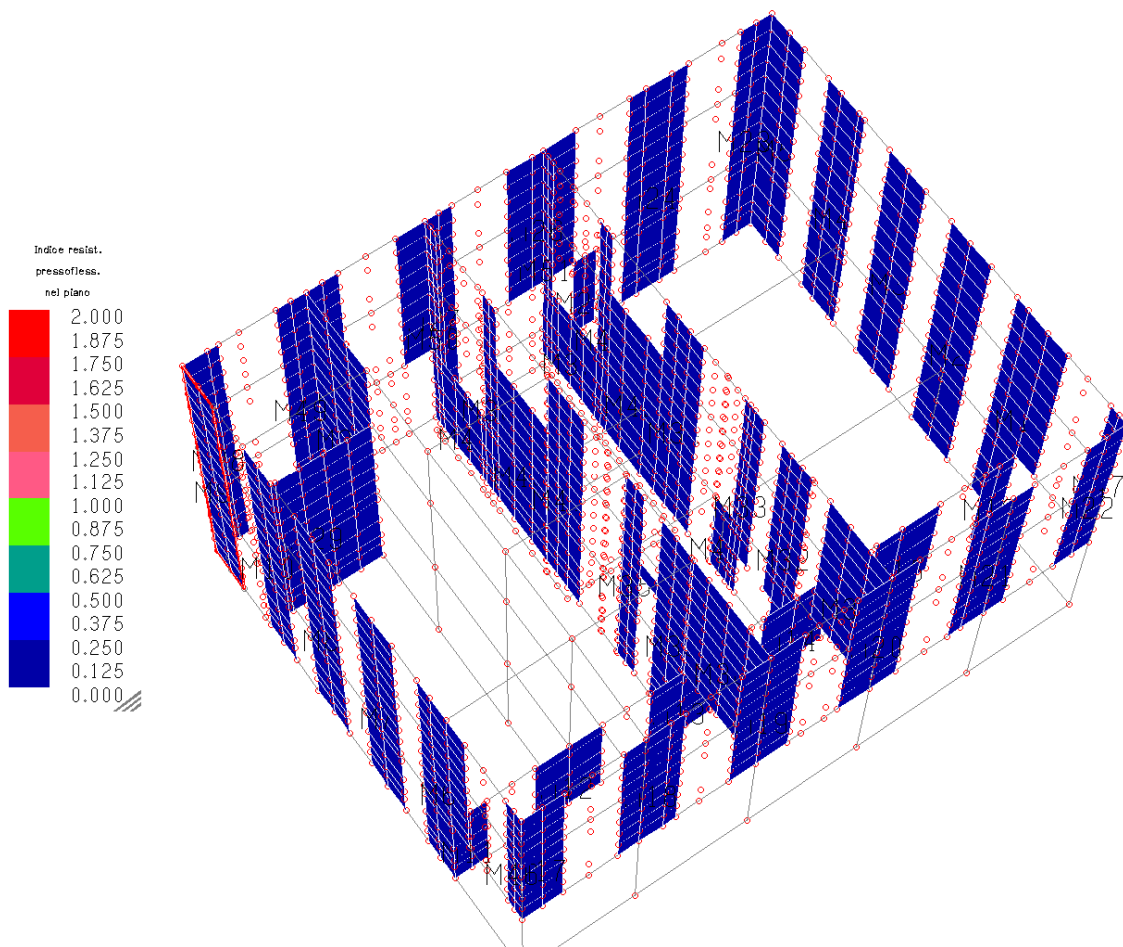


Verifica a sforzo normale.
Come si può notare l'indice di resistenza non è mai significativamente superato.

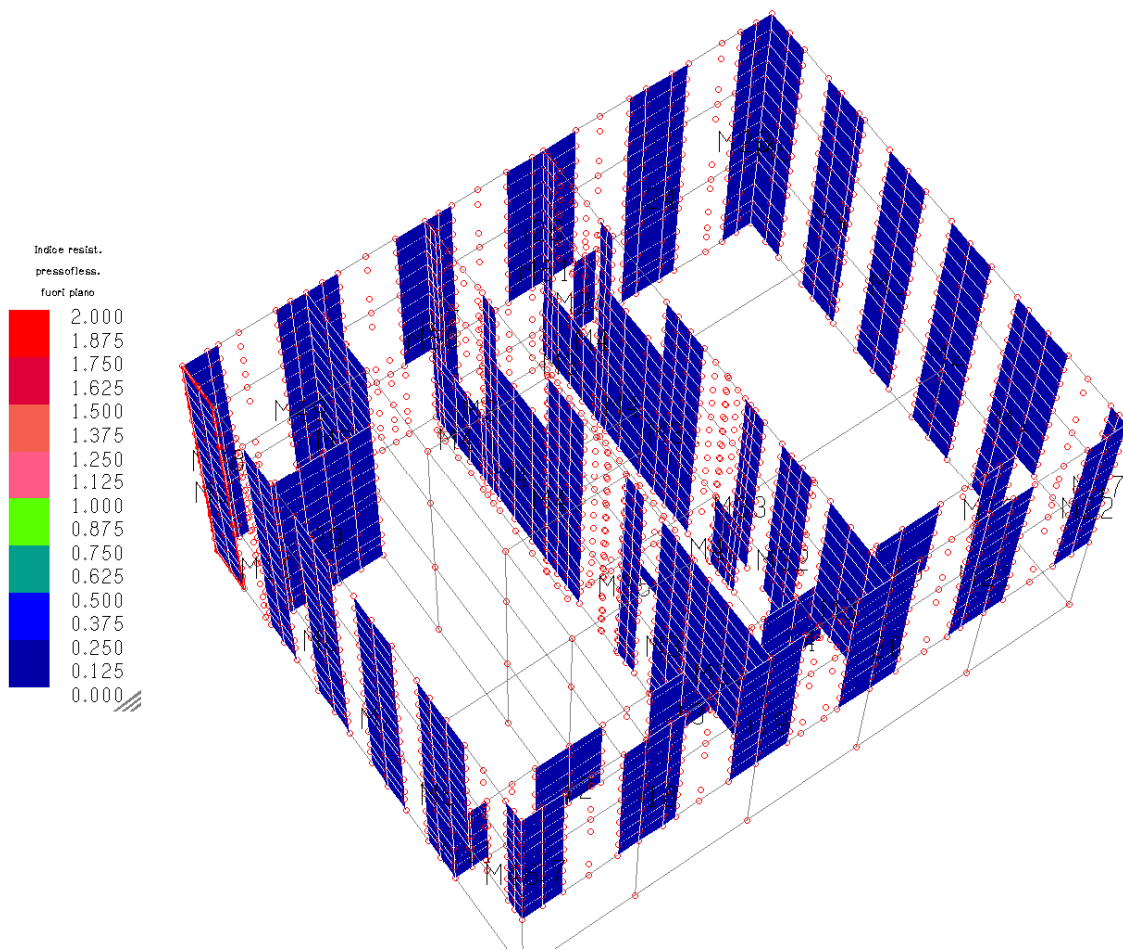


Verifica a taglio.

Come si può notare l'indice di resistenza non è mai significativamente superato ad eccezione di un azona del vano scale laterale che verrà presa in considerazione in modo particolare.



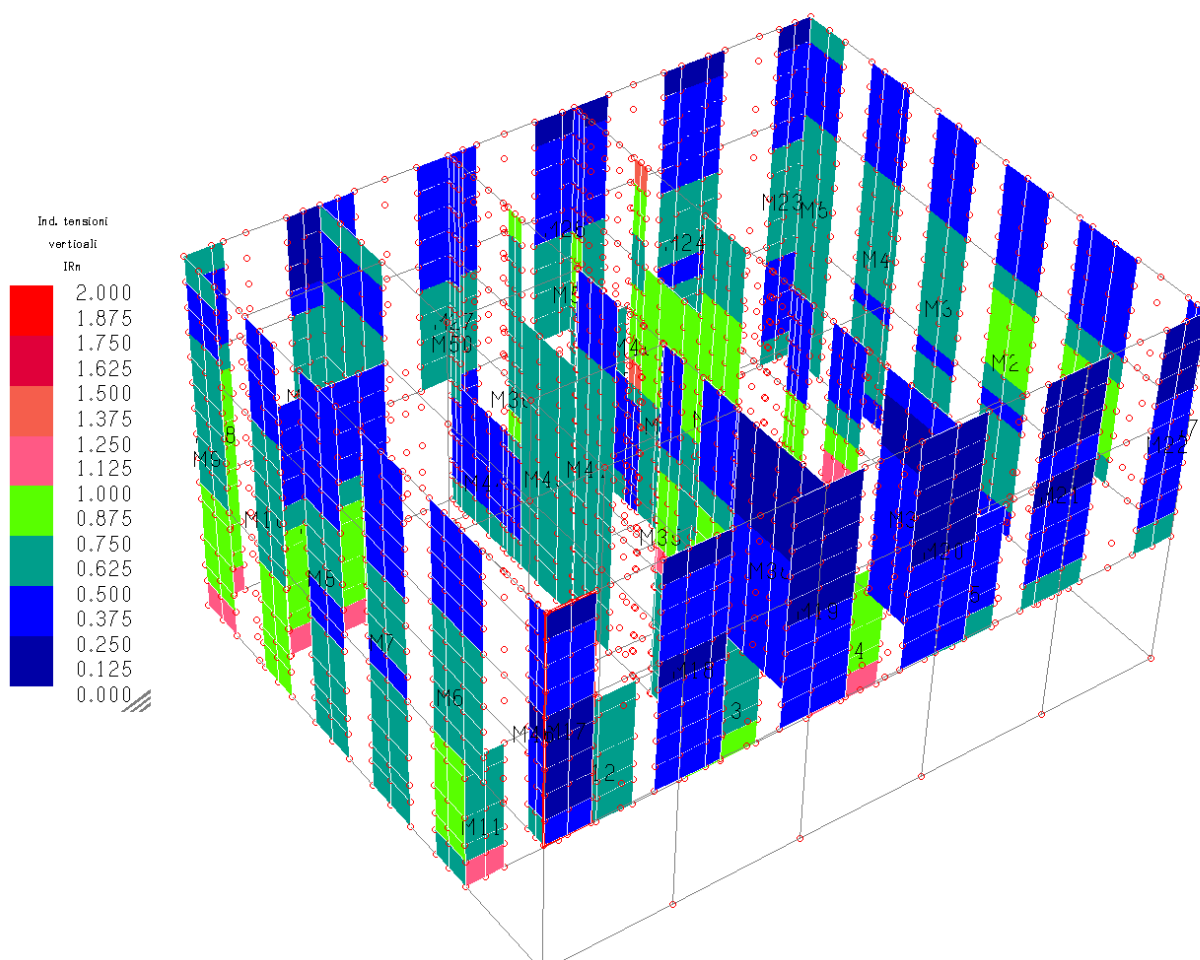
**Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari.
Come si può notare l'indice di resistenza non è mai superato.**



**Verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari.
Come si può notare l'indice di resistenza non è mai superato.**

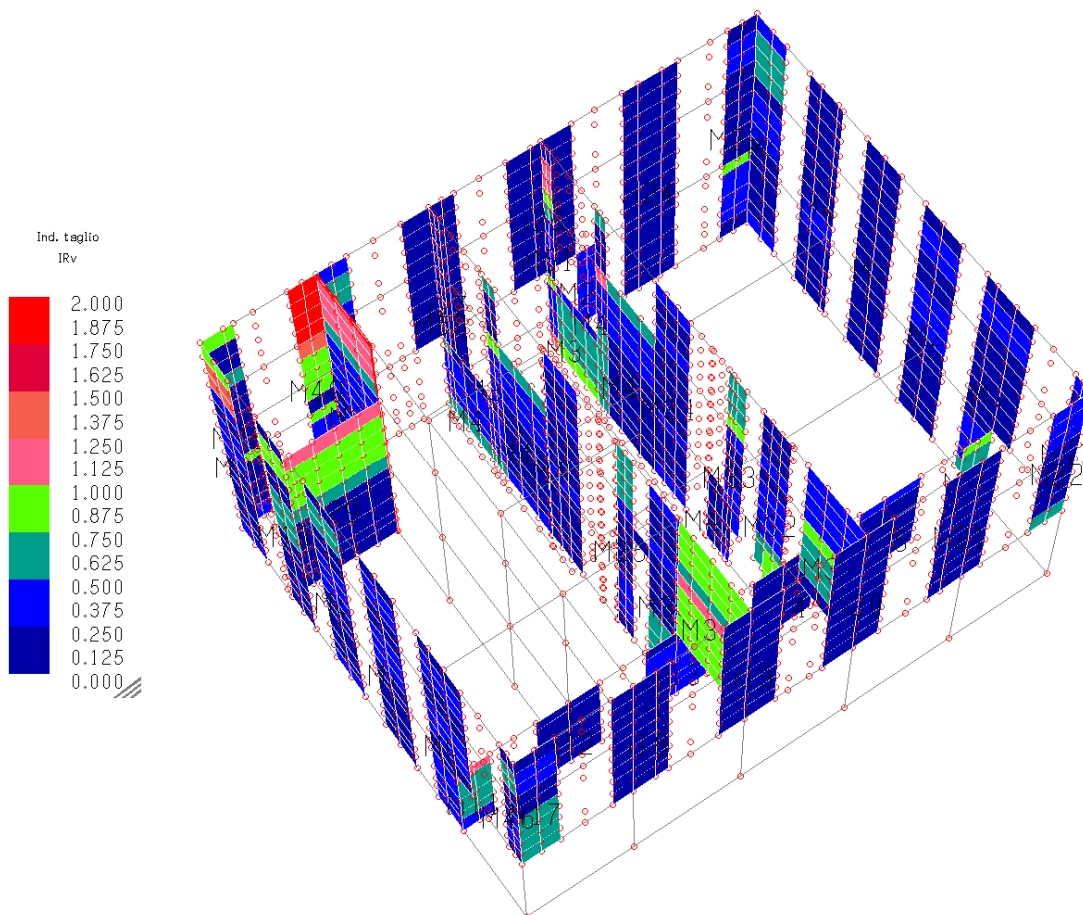
Come si può notare dal confronto tra le immagini precedenti, relative alla verifica dell'edificio in campo statico in seguito agli interventi strutturali discussi in precedenza, e le immagini successive, relative alla verifica dell'edificio in campo statico allo stato di fatto, si nota come la situazione di sicurezza dell'edificio sia migliorata in seguito agli interventi proposti.

In questo modo si soddisfa la richiesta da normativa sugli interventi di riparazione documentando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.



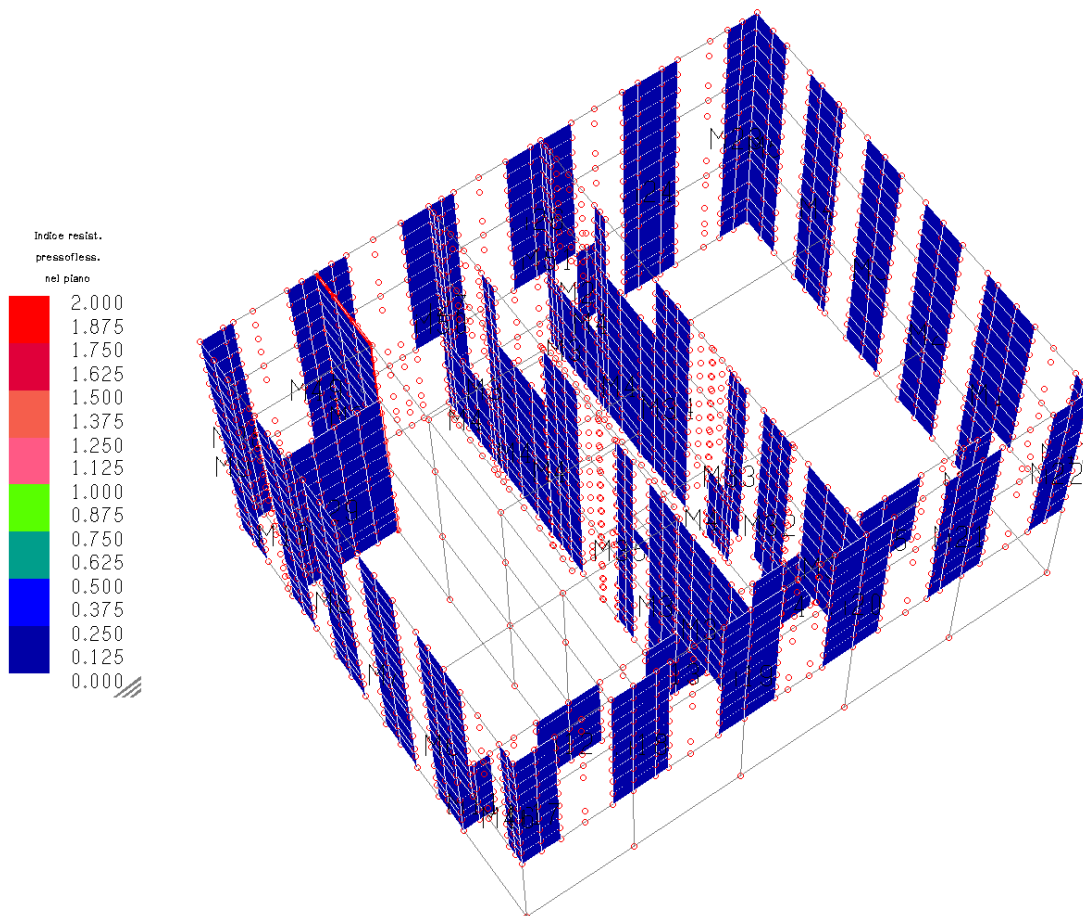
Verifica a sforzo normale.

Come si può notare l'indice di resistenza dello stato di fatto è peggiore rispetto alla situazione di edificio sottoposto ad intervento.

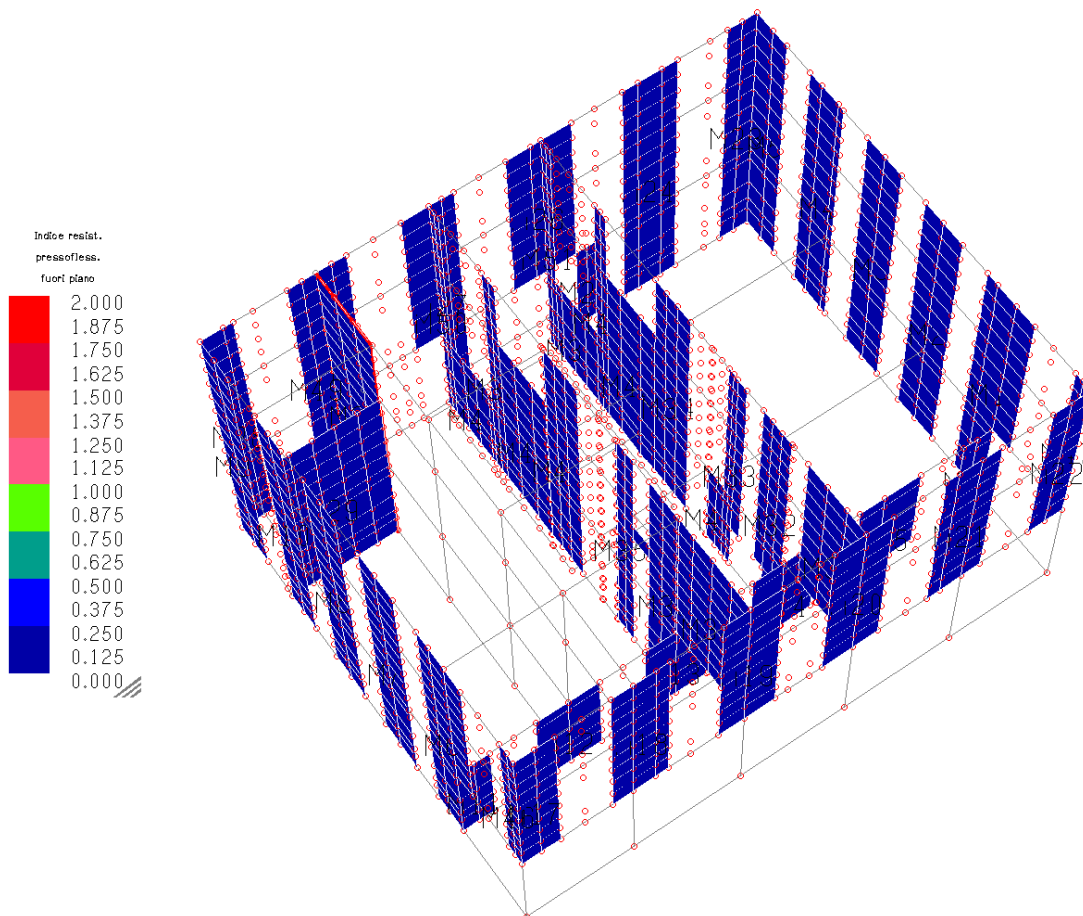


Verifica a taglio.

Come si può notare l'indice di resistenza dello stato di fatto è pressoché uguale alla situazione di edificio sottoposto ad intervento.

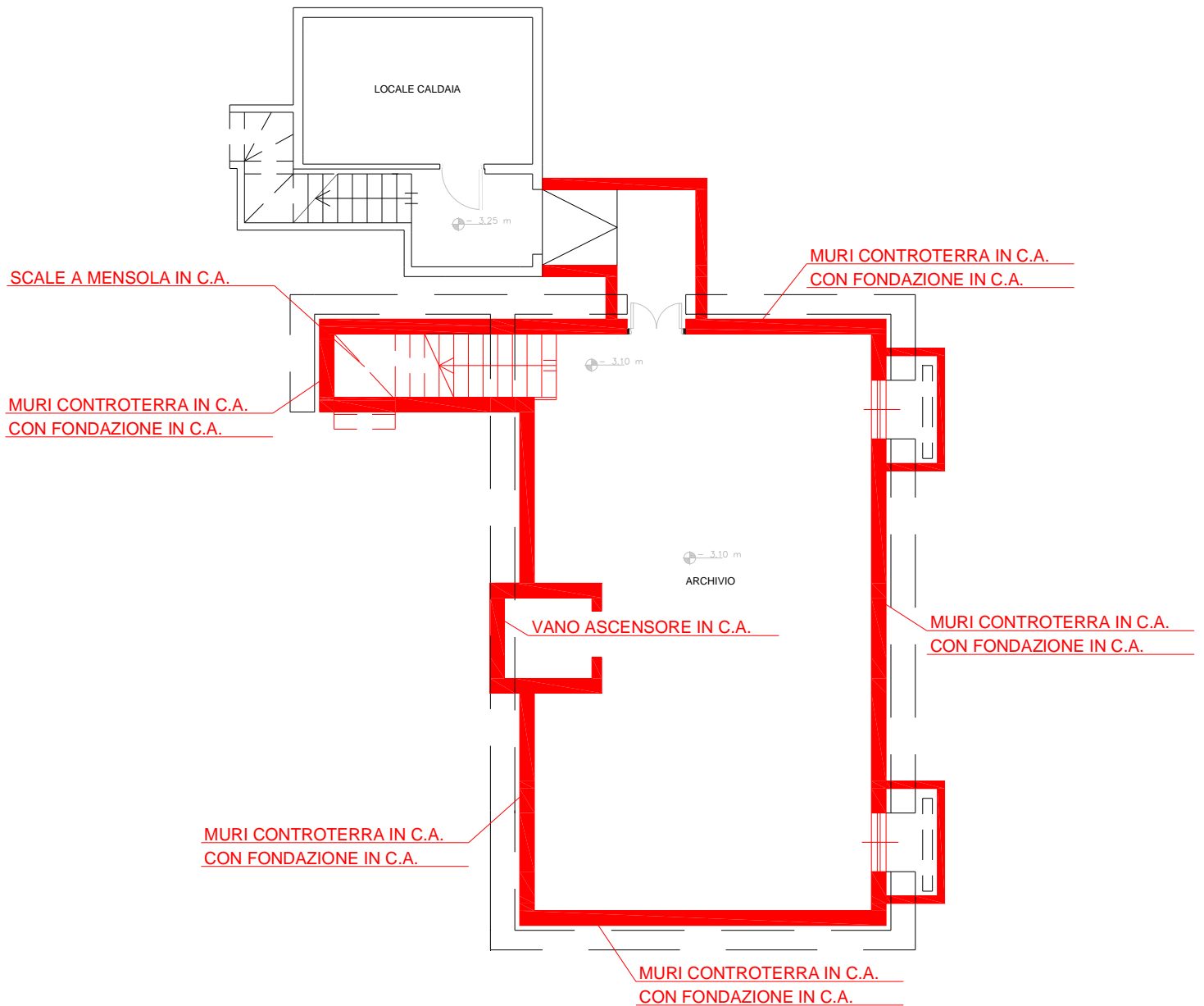


Verifica a pressoflessione nel piano dei maschi murari.
Come si può notare l'indice di resistenza dello stato di fatto è pressoché uguale alla situazione di edificio sottoposto ad intervento.

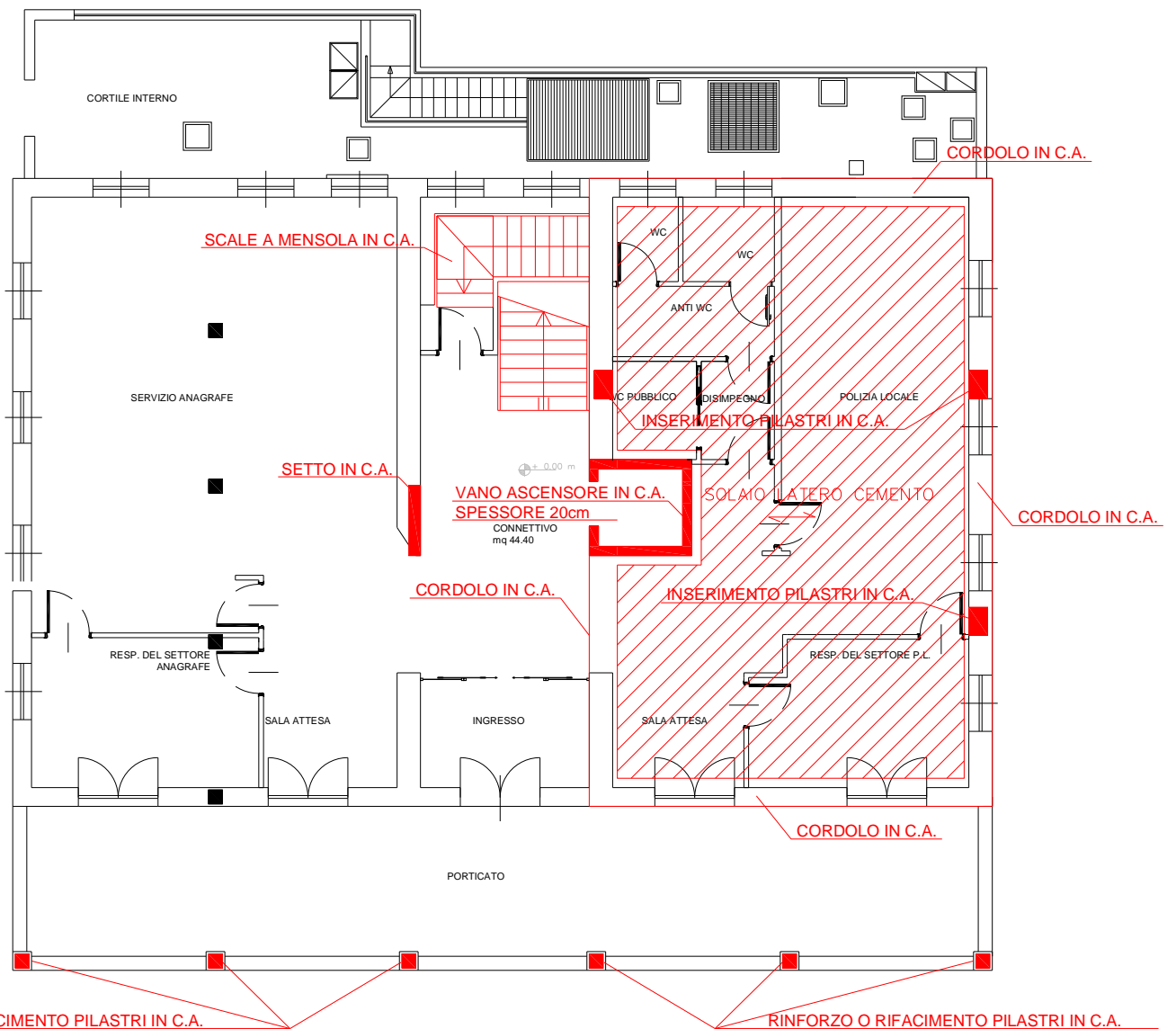


**Verifica a pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari.
Come si può notare l'indice di resistenza dello stato di fatto è pressoché uguale alla
situazione di edificio sottoposto ad intervento.**

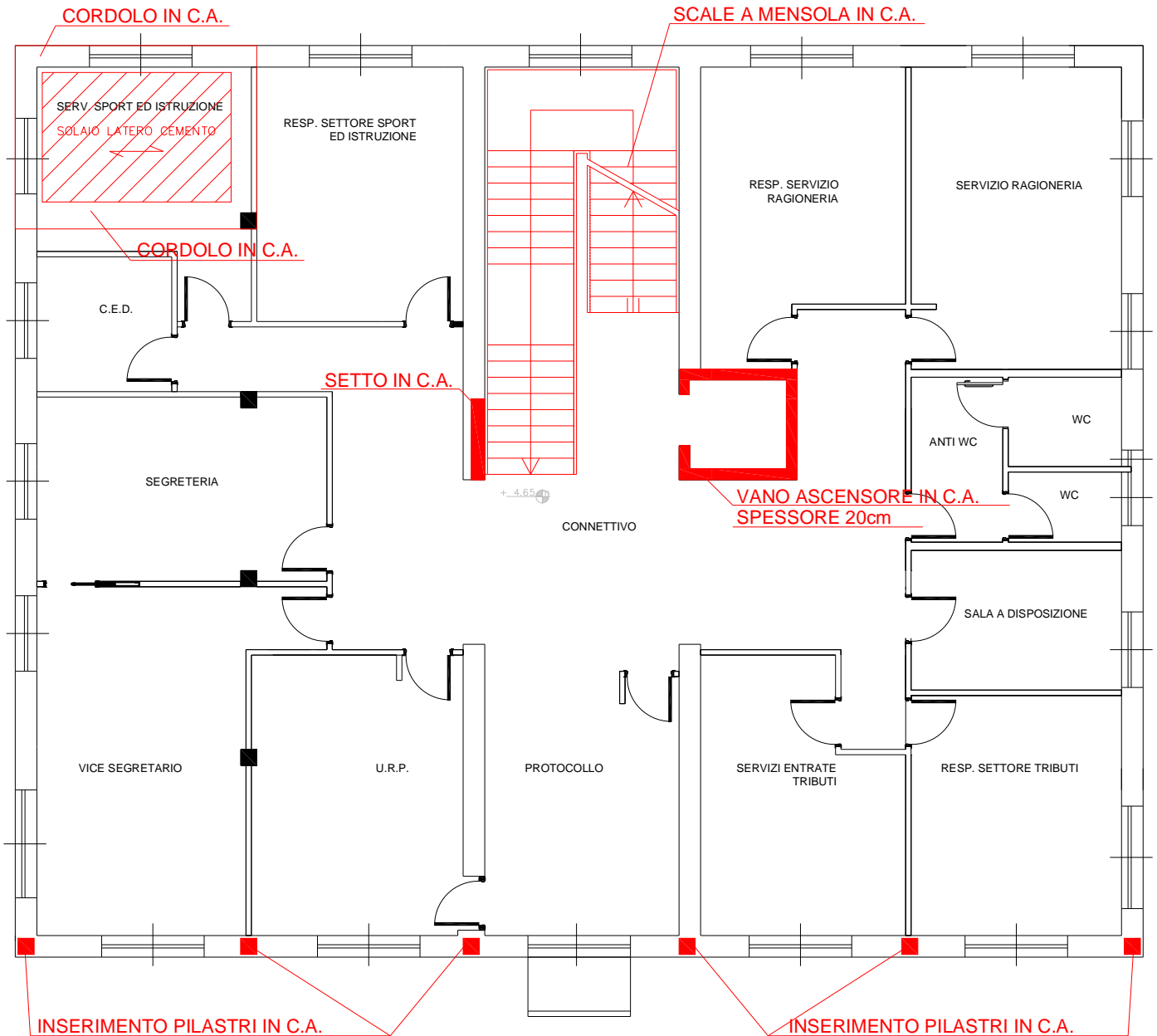
PIANO INTERRATO



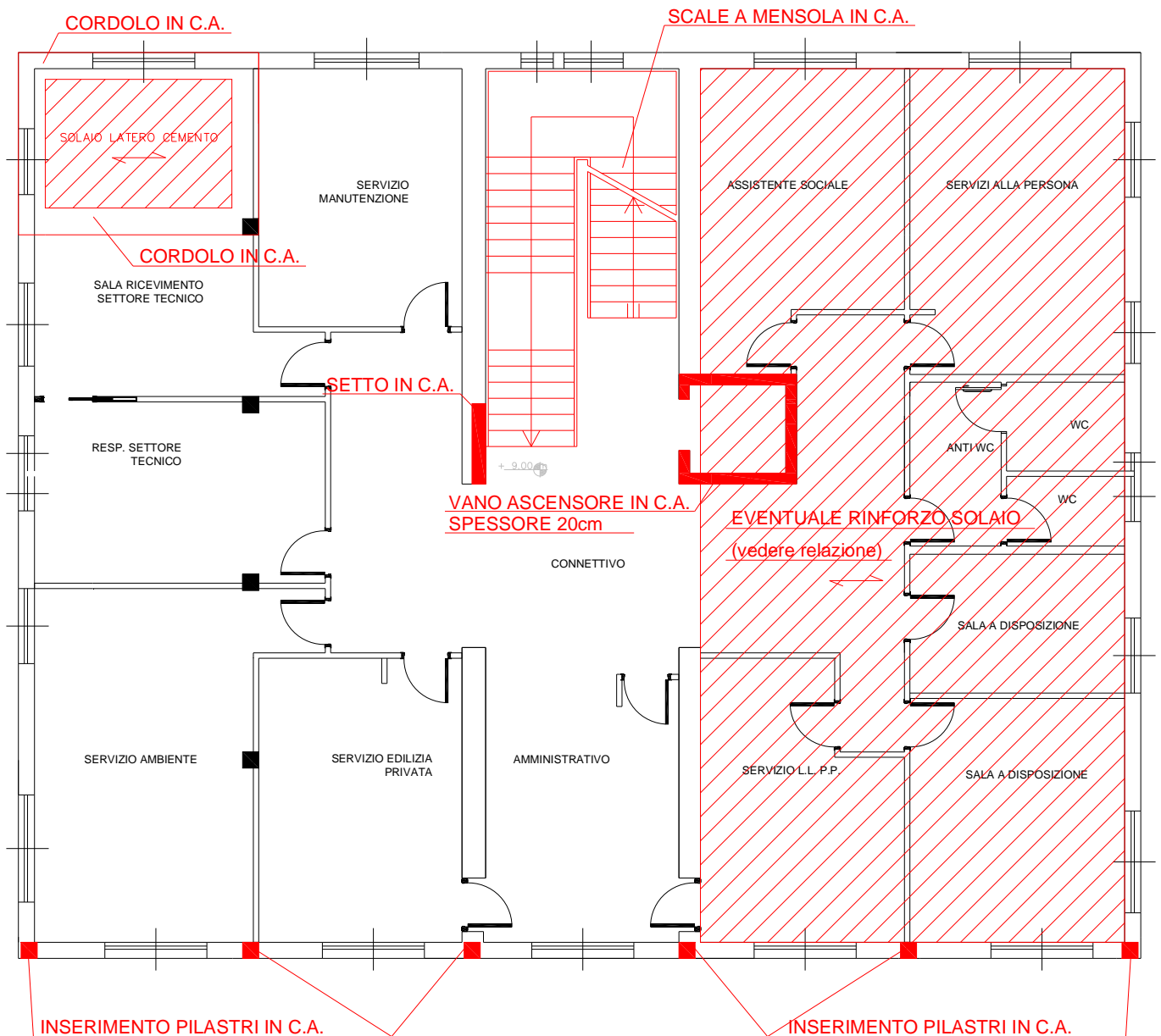
PIANO TERRA



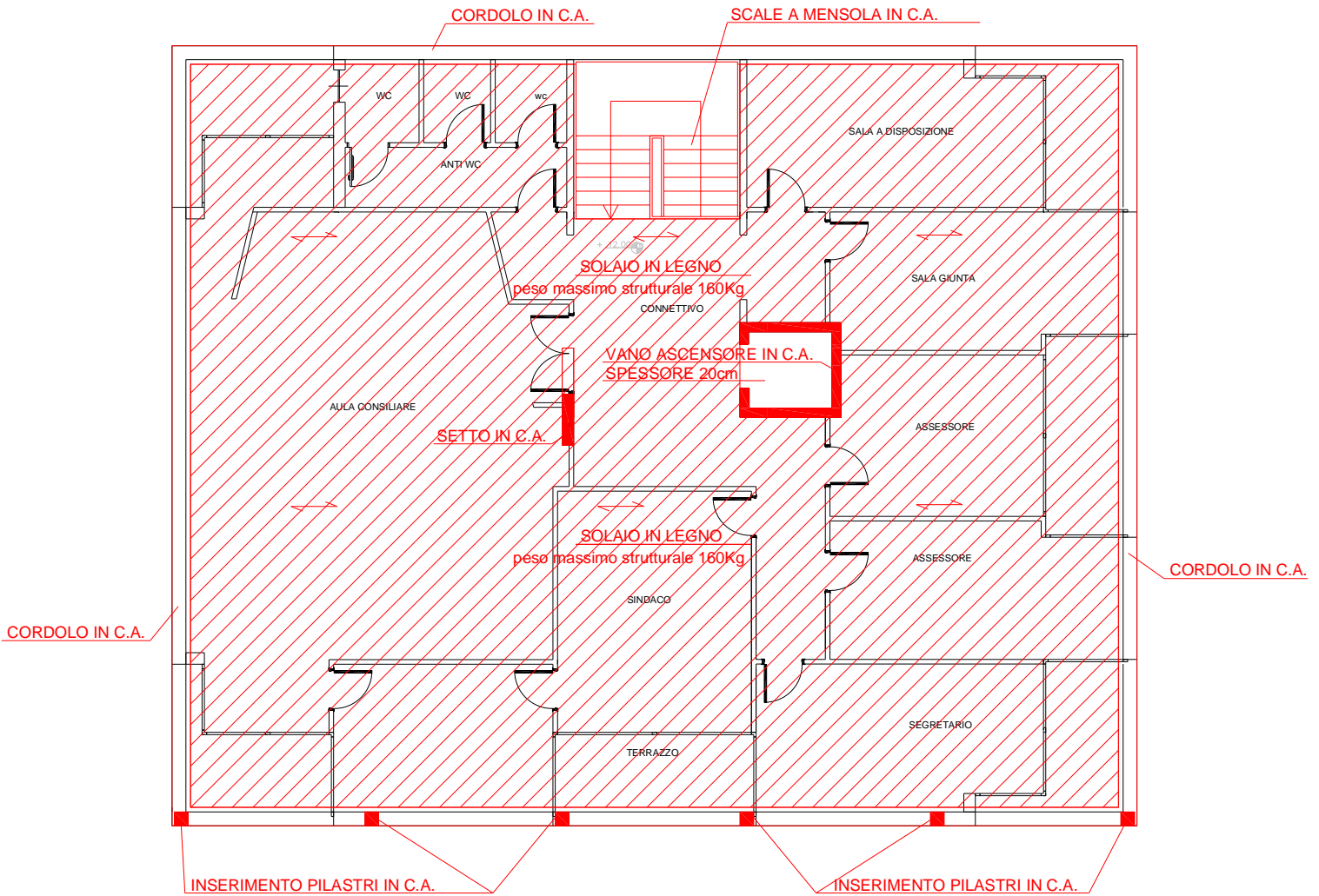
PIANO PRIMO



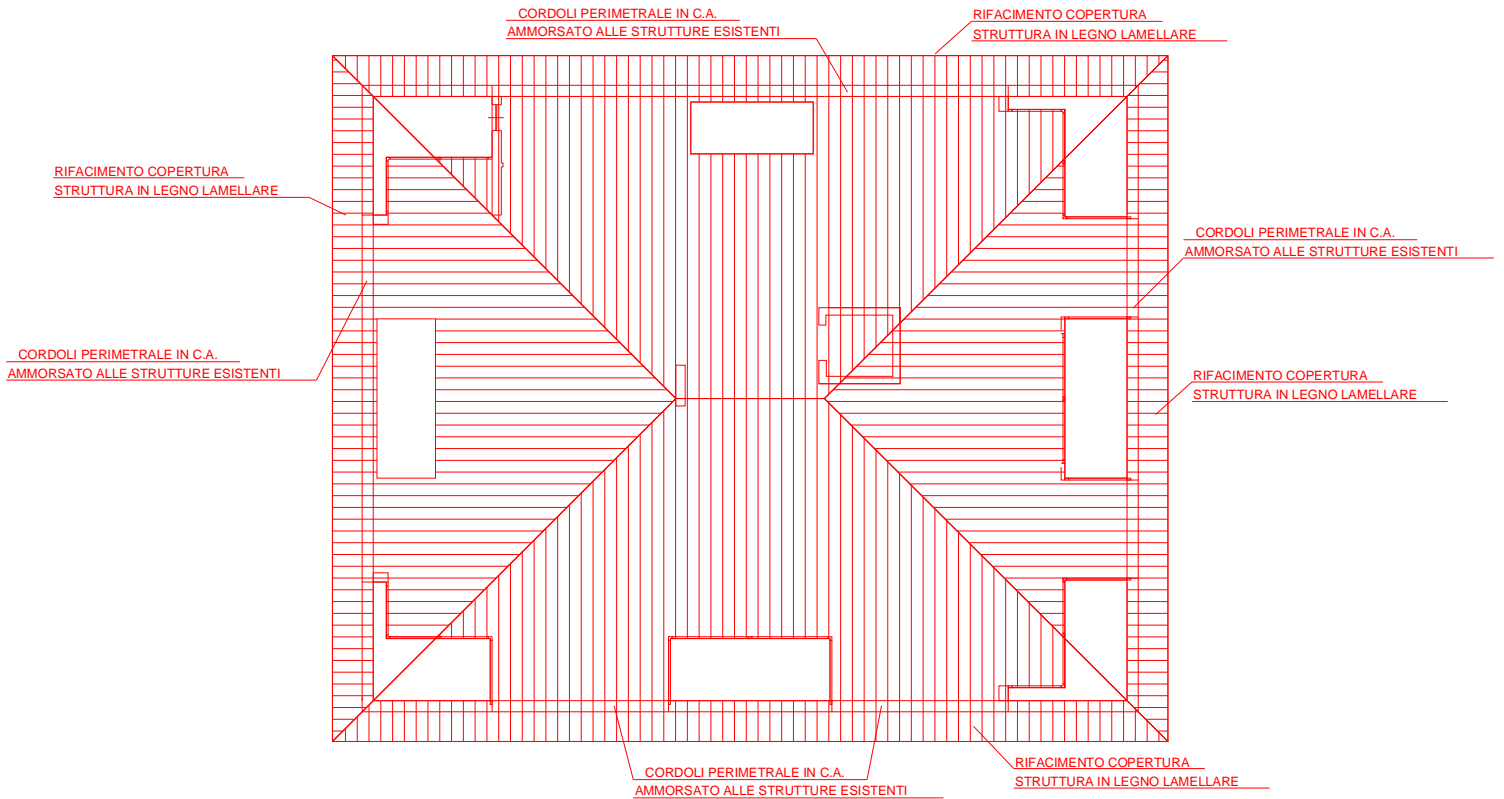
PIANO SECONDO



PIANO SOTTOTETTO



COPERTURA



5. ASSENZA DI CONDIZIONI OSTATIVE PREVISTE DALL'ART.11 DELL'OCDPC 52/2013

Articolo 11

1. Fermo restando quanto previsto dagli articoli 1 e 2, i contributi di cui all'articolo 2, comma 1, sub b) non possono essere concessi per interventi su edifici ricadenti in aree a rischio idrogeologico in zona R4, su edifici ridotti allo stato di rudere o abbandonati, su edifici realizzati o adeguati dopo il 1984, a meno che la classificazione simica non sia stata successivamente variata in senso sfavorevole.
2. Per gli interventi di rafforzamento locale su edifici, la verifica di assenza di carenze gravi richiamate al comma 3 dell'articolo 9 può essere considerata soddisfatta se l'edificio rispetta contemporaneamente tutte le condizioni contenute nell'allegato 5 alla presente ordinanza.

Come da richiesta del comma 2 dell'Articolo11 dell'OCDPC 52/2013 sopra riportato, l'edificio municipale di Azzano San Paolo rispetta tutte le condizioni contenute nel seguente allegato 5 dell'OCDPC 52/2013.

Allegato 5: Condizioni per l'applicabilità del rafforzamento locale (assenza di carenze gravi) - articolo 11, comma 2

Per gli interventi di rafforzamento locale su edifici, la verifica di assenza di carenze gravi richiamate al comma 3 dell'articolo 9 può essere considerata soddisfatta se l'edificio rispetta contemporaneamente tutte le condizioni di seguito riportate. Tali condizioni sono valide solo ai fini del contributo concesso con la presente ordinanza.

a. per edifici in muratura con le seguenti caratteristiche:

- Altezza non oltre 3 piani fuori terra,
- assenza di pareti portanti in falso,
- assenza di murature portanti costituite da elementi in laterizio non strutturale,
- assenza di danni strutturali medio - gravi visibili,
- tipologie di muratura ricomprese nella tabella C8A.2.1 dell'appendice C.8.A.2 alla circolare 2 febbraio 2009 n. 617 delle Norme Tecniche per le costruzioni emanate con d.M. 14.1.2008, con esclusione della prima tipologia di muratura - Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari),
- valore della compressione media nei setti murari per effetto dei soli carichi permanenti e variabili non superiore a 1/5 della resistenza media a compressione; quest'ultima può essere ricavata, in mancanza di più accurate valutazioni, dalla tabella C8A.2.1 della citata appendice alla circolare n. 617,
- buone condizioni di conservazione.

In particolare, relativamente alla richiesta n.5, le tipologie di muratura che costituiscono l'edificio esistente in oggetto sono ricomprese nella tabella C8A.2.1 della circolare 2 febbraio 2009 n. 617 delle Norme Tecniche per le Costruzioni sotto riportata.

Come già descritto nella capitolo 2.2 della presente relazione tecnica le tipologie presenti sono per l'esattezza: muratura in mattoni pieni e malta di calce, muratura in blocchi laterizi semipieni.

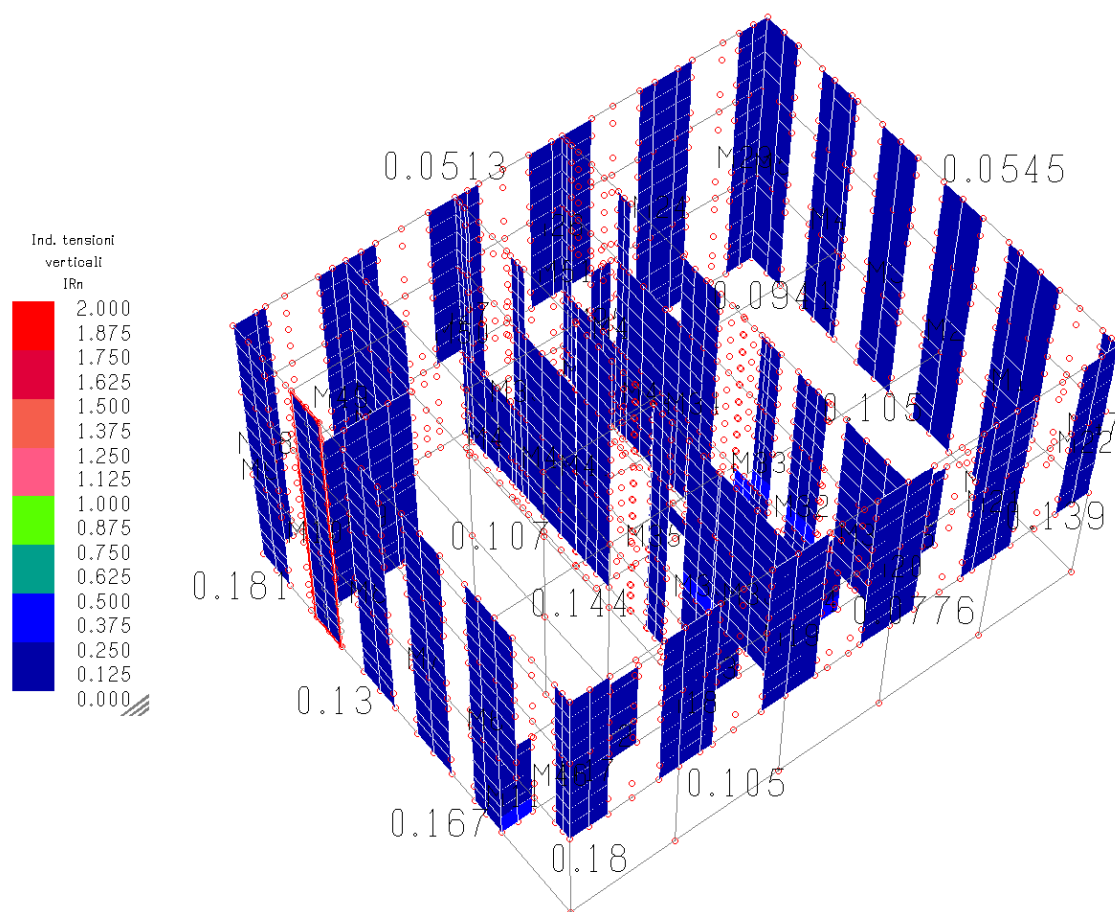
Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m^3)
	(N/cm^2)	(N/cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Relativamente alla richiesta n.6, come si evince del seguente diagramma, il valore della compressione media nei maschi murari per effetto dei soli carichi permanenti e variabili risulta non superiore ad $1/5=0,20$ della resistenza media a compressione della muratura: quest'ultima è stata ricavata come media dei valori minimi e massimi riportati dalla tabella C8A.2.1 della circolare 2 febbraio 2009 n. 617 delle Norme Tecniche per le Costruzioni sopra riportata:

muratura in mattoni pieni e malta di calce: $f_m=3,2 \text{ N/mm}^2$

muratura in blocchi laterizi semipieni: $f_m=5 \text{ N/mm}^2$



**Rapporto tra la sollecitazione assiale di compressione agente e media sui maschi murari.
Come si può notare il rapporto risulta sempre essere inferiore al valore di 0,2.**

6. RISPONDENZA DELL'EDIFICIO ALLE CONDIZIONI DELL'ARTICOLO 2, COMMA 2 DELL'OCDPC 52/2013

2. I contributi di cui al comma 1 non possono essere destinati ad edifici o ad opere situati in Comuni nei quali l'accelerazione massima al suolo "ag" di cui all'allegato 2, sub 2 sia inferiore a 0,125g. Nell'allegato 7 sono riportati i valori di "ag" ed i periodi di non classificazione sismica dei Comuni con ag non inferiore a 0,125g. Possono essere finanziati anche edifici ed opere di interesse strategico in comuni che non ricadono in tale categoria, a condizione che l'amplificazione sismica nel sito dell'opera, dimostrata attraverso studi della risposta sismica locale effettuati ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con D.M. 14/1/2008 e relativa Circolare, determini un valore massimo di accelerazione a terra di progetto $S \cdot a_g$ non inferiore a 0,125g.

Come si legge nel comma 2 dell'articolo 2 dell'OCDPC 52/2013 sopra riportato, l'edificio municipale di Azzano San Paolo risulta essere di interesse strategico e l'amplificazione sismica nel sito dell'edificio dovuta alla stratigrafia del terreno, che non è roccia e nella migliore delle ipotesi ricade nella categoria B, determina un valore di accelerazione a terra di progetto $S \cdot a_g = 1,2 \cdot 0,116g = 0,1392g$, che risulta maggiore del limite di 0,125g imposto dell'OCDPC 52/2013.

Pertanto l'edificio in esame può beneficiare dei contributi di cui al comma 1 dell'OCDPC 52/2013.