

**Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**  
Iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Ancona al n. 535

**COMUNE DI SIROLO**  
Provincia di Ancona

ISTITUTO COMPRENSIVO GIOVANNI PAOLO II

**SCUOLA SECONDARIA DI 1° GRADO "RENALDINI"**



**INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO  
DEL CORPO ORIGINARIO**

**RTI\_Relazione tecnica illustrativa**

(Giugno 2022)

Il Progettista  
Ing. Roberto Giacchetti

Ordine degli Ingegneri della provincia di  
ANCONA  
Dott. Ing. Roberto GIACCHETTI  
A. 535  
Ingegneria Civile e Ambientale,  
Industriale e dell'Informazione

## 1. Premessa

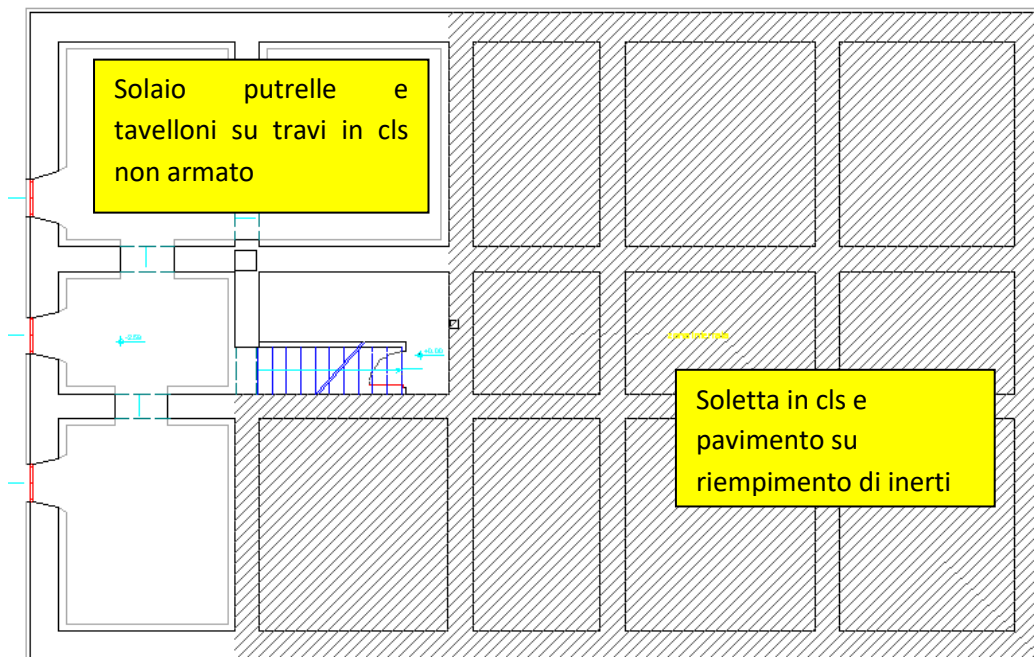
In premessa si riportano una breve descrizione del fabbricato e, in estrema sintesi, le conclusioni della verifica di vulnerabilità sismica svolta dallo scrivente nel 2013 a cui si rimanda per i dettagli.

L'edificio di cui trattasi presenta due piani fuori terra, un piano sottotetto non praticabile e un piano seminterrato, impiegato come locale tecnico, che occupa solo una parte della superficie coperta. La struttura sismo-resistente è di tipo "misto" costituita da pareti di muratura di mattoni legati a malta di calce e da un'ossatura costituita da pilastri e travi in c.a. Il maggior numero dei pilastri è situato all'interno delle pareti murarie.

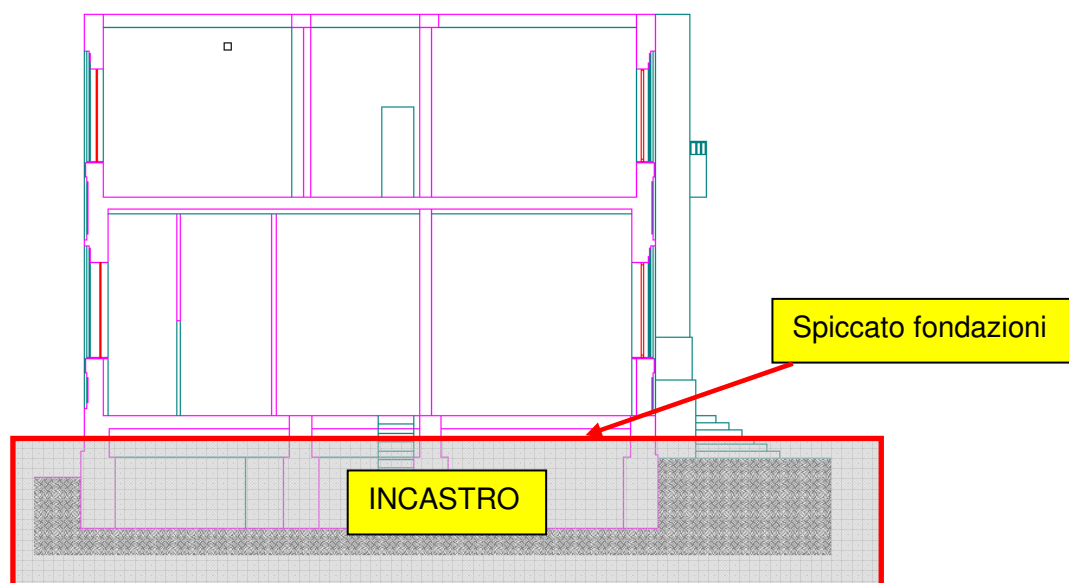
Il primo impalcato è realizzato in parte su riempimento ed in parte costituito da un solaio di putrelle metalliche e tavelloni che è sostenuto da travi di fondazione con doppia riseca in calcestruzzo inerte compatto (vedi figura n. 1.1). La figura n. 1.2 mostra la quota dello spiccato rispondente alla modalità costruttiva del piano seminterrato.

Le figure n. 1.3, 1.4 e 1.5 mostrano l'impianto strutturale rilevato in situ ai vari piani dell'edificio; in particolare sono evidenziate le tessiture e le tipologie costruttive dei solai.

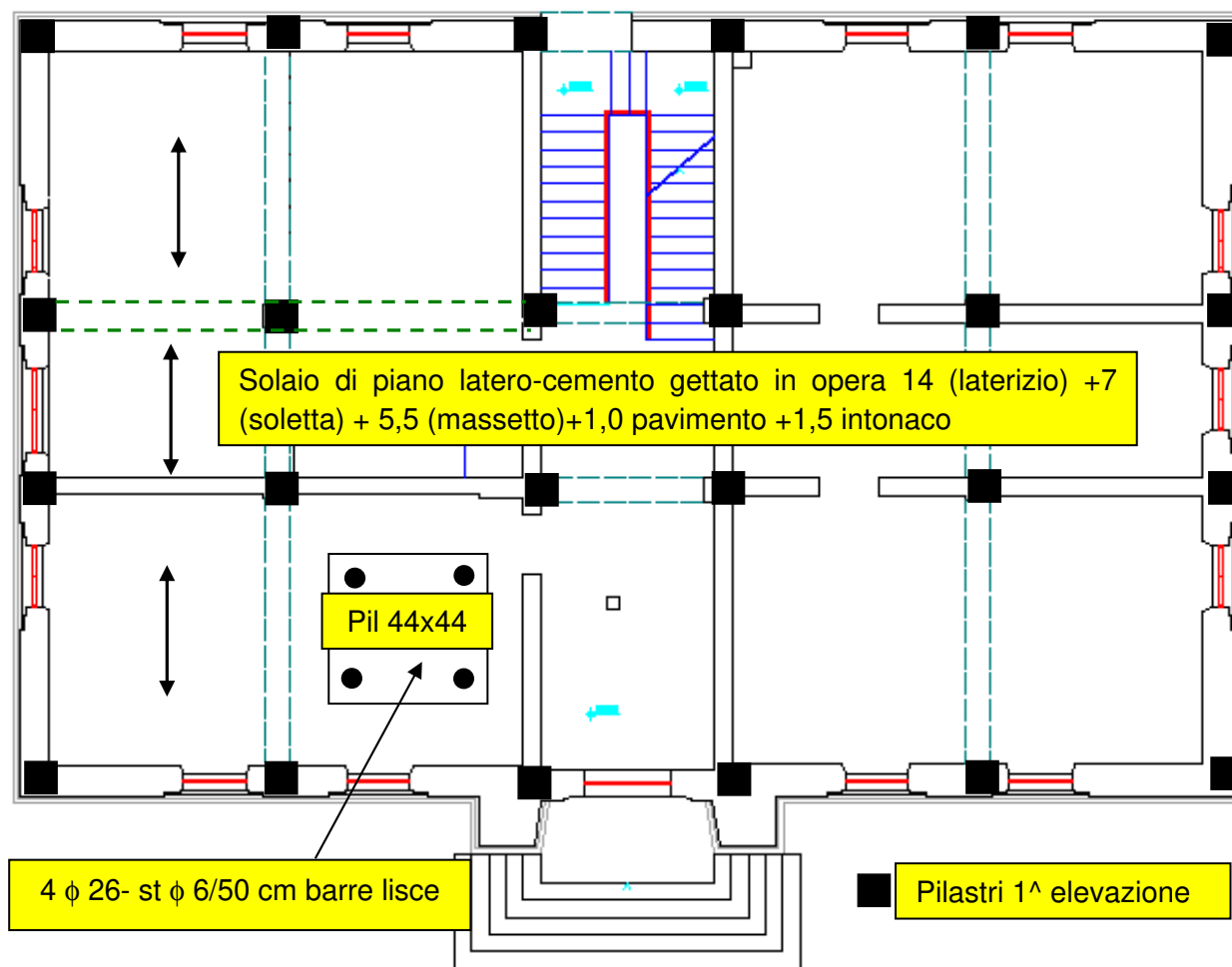
Nella tabella n. 3.2.4 è riportata l'analisi dei pesi del tetto e della struttura muraria che lo sostiene; nella modellazione strutturale è stata fatta l'ipotesi che la massa inerziale del tetto sia "spalmata" uniformemente sul solaio di sottotetto.



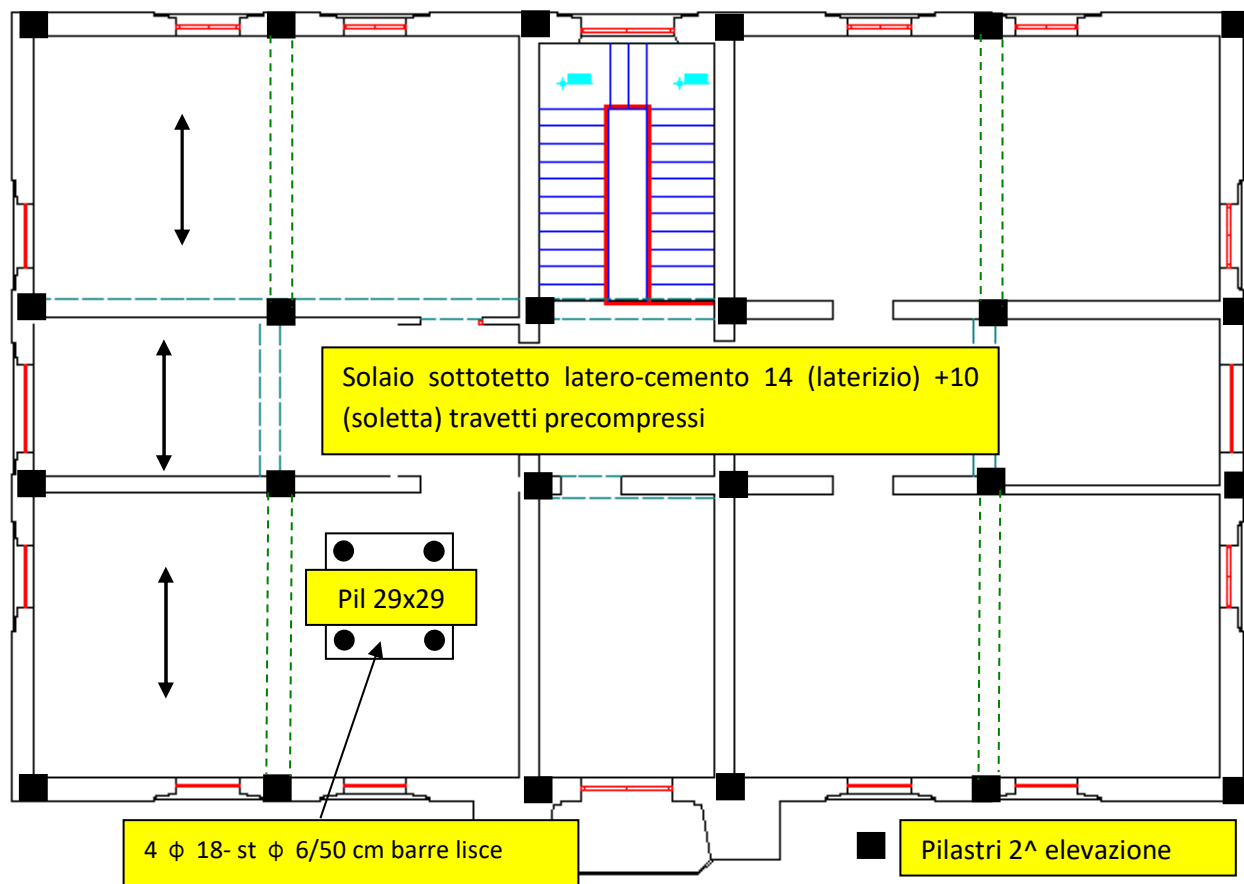
*Figura n. 1.1 – Pianta del piano seminterrato (strutture di sostegno del primo solaio)*



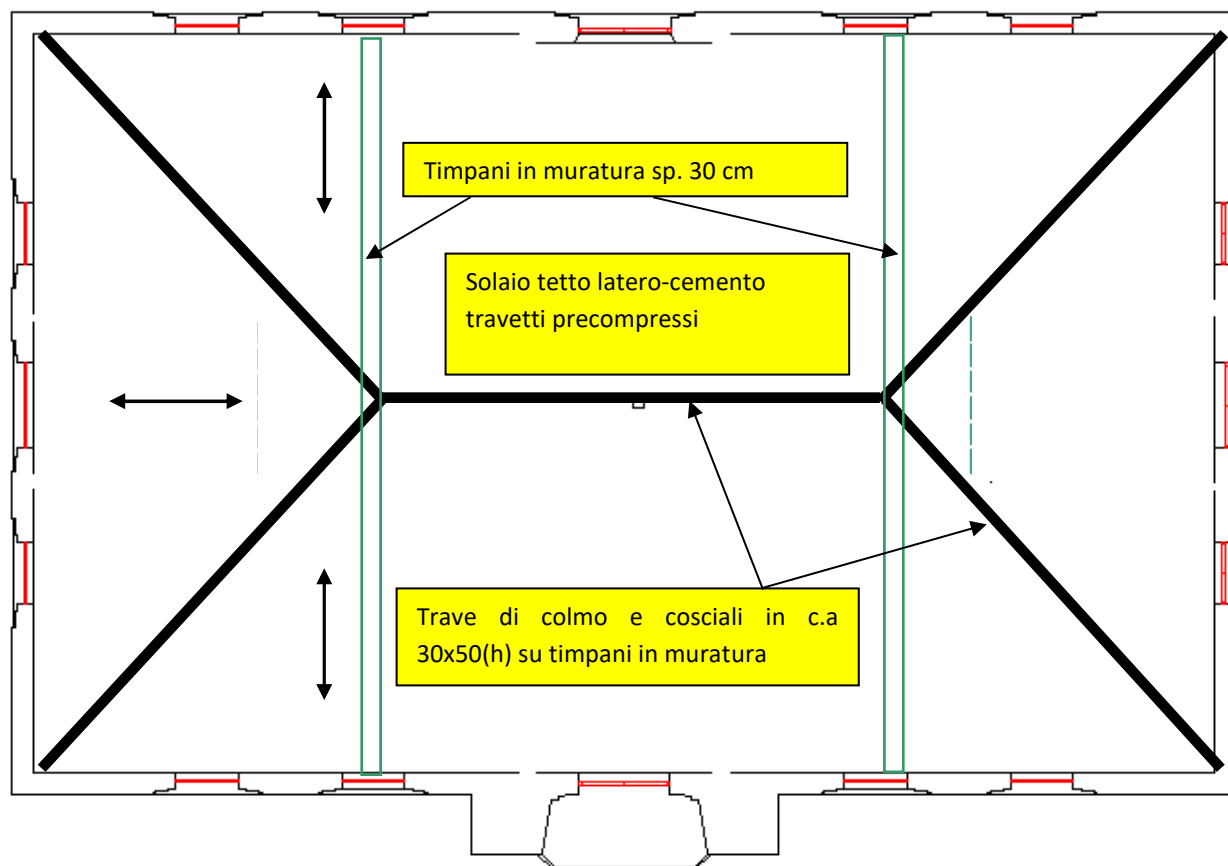
*Figura n. 1.2 – Sezione trasversale*



*Figura n. 1.3 – Pianta del piano terra (strutture di sostegno del secondo solaio)*



*Figura n. 1.4 – Pianta del piano primo (strutture di sostegno del terzo solaio)*



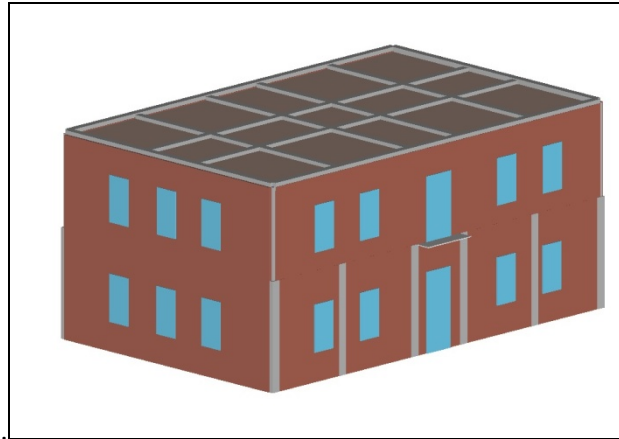
**Figura n. 1.5 – Impianto strutturale rilevato (sostegno del tetto a quattro falde)**

Le pareti sismo-resistenti sono costituite da muratura piena di mattoni di laterizio di dimensioni 6x13x28,5 cm, legati a malta di calce e cemento (malta bastarda) “animata”, cioè con inserimento di pilastri e architravi in c.a. al suo interno (vedi foto n. 1.1).

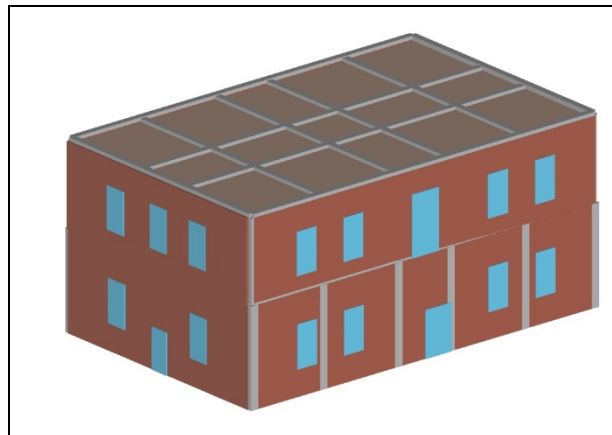


**Foto n. 1.1 – Muratura di mattoni “animata”**

Le figure n. 1.5-a e n. 1.5-b mostrano il modello tridimensionale dell'edificio impiegato per la verifica di vulnerabilità.



**Figura n. 1.5-a - Modello completo del corpo in muratura (vista del fronte principale)**



**Figura n. 1.5-b - Modello completo del corpo in muratura (vista del fronte posteriore)**

I risultati dell'analisi dinamica modale in termini di periodi di oscillazione e di masse partecipanti sono condensati nella tabella n. 1.1.

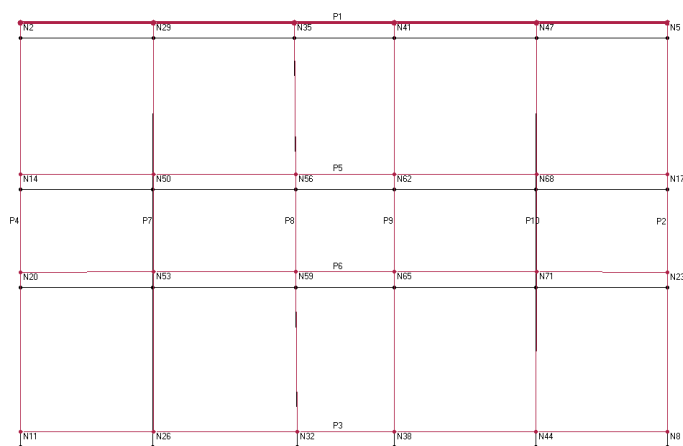
Come si può osservare, già al primo modo di pura traslazione nella direzione principale Y (vedi figura n. 1.6) è associata una massa partecipante superiore al 90%; nella direzione principale X, il 90% della massa partecipante è concentrata nel secondo e terzo modo (vedi figure n. 1.7 e n. 1.8) di natura roto – traslatoria.

Infatti, mentre nella direzione Y l'edificio presenta una quasi perfetta simmetria, non si può affermare la stessa cosa riguardo alla direzione X a causa dell'eccentricità introdotta dalla scala.

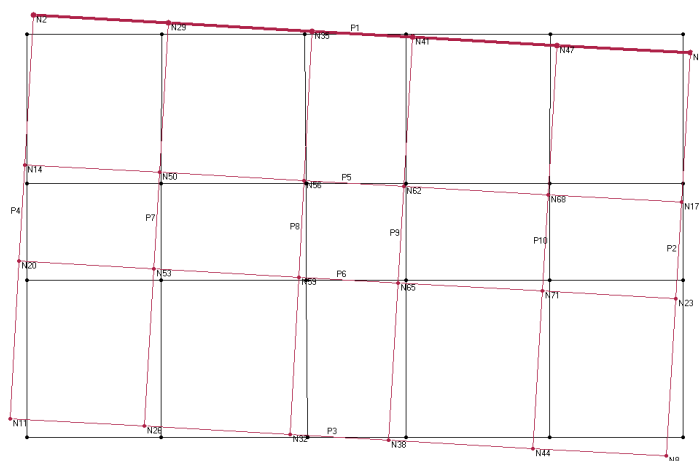


Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0.24710	42	0.00	1,039,588	91.10	0	0.00
2	0.20186	108,944	9.55	0	0.00	1	0.00
3	0.19621	906,428	79.43	59	0.01	5	0.00
4	0.10476	2	0.00	99,842	8.75	0	0.00
5	0.08351	100,883	8.84	3	0.00	30	0.00
6	0.08251	23,524	2.06	10	0.00	2	0.00
7	0.05328	15	0.00	847	0.07	92	0.01
8	0.04942	160	0.01	31	0.00	25	0.00
9	0.04434	10	0.00	0	0.00	628,929	55.11
10	0.04227	9	0.00	1	0.00	35,712	3.13
11	0.04100	5	0.00	51	0.00	37	0.00
12	0.04044	18	0.00	1	0.00	5,867	0.51

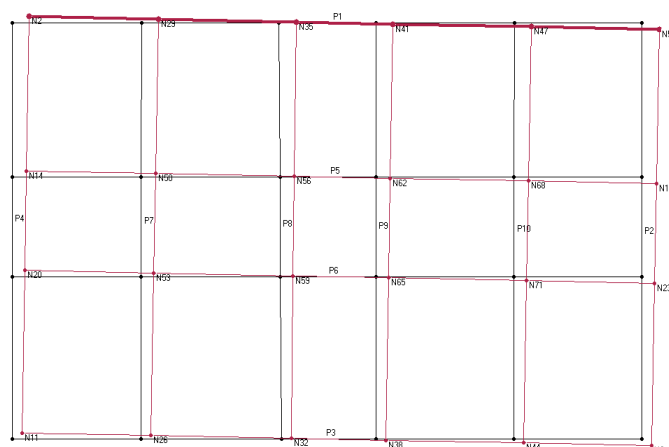
**Tabella n. 1.1 – Risultati dell'analisi dinamica modale**



**Figura n. 1.6 – Deformata modale relativa al modo n. 1 (traslazione nella direzione Y)**



**Figura n. 1.7 – Deformata modale relativa al modo n. 2 (prevalente rotazione torsionale accompagnata da una debole traslazione nella direzione X)**



**Figura n. 1.8 – Deformata modale relativa al modo n. 3 (prevalente traslazione nella direzione X accompagnata da una debole rotazione torsionale)**

La verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio in muratura è stata condotta attraverso l'analisi statica non lineare, che consente di calcolare la curva di capacità e, successivamente, il rapporto tra capacità e domanda, e, finalmente, l'indice di rischio in termini temporali, seguita poi dall'analisi dei meccanismi locali, che, in base alle tipologie di crisi ritenute possibili e significative per la struttura in questione, permette di calcolare l'accelerazione critica per ciascuno dei modi selezionati e, conseguentemente, il relativo indice di rischio.

Avendo controllato che nelle condizioni di vincolo, di modello e di carico ipotizzato, il terremoto di progetto non è in grado di attivare i meccanismi di collasso locale, l'analisi globale della struttura ha assunto un ruolo fondamentale per la determinazione dell'indice di rischio dell'edificio.

Coerentemente con i criteri di norma sono state eseguite 24 analisi statiche non lineari: le curve di capacità più significative così ottenute, cioè quella alle quali sono associati gli indici di rischio più bassi in entrambe le direzioni principali, sono presentate nelle figure n. 1.9-a e n. 1.10-a.

A ciascuna curva di capacità è associato un diagramma di comportamento bi-lineare del SDOF (sistema ad un grado di libertà) equivalente che, com'è già stato precisato, consente di determinare il valore dell'indice di rischio.

Poiché la curva di capacità deriva dal comportamento di tutti gli elementi sismo-resistenti (nella fattispecie i pannelli murari ed i telai piani in c.a.), in corrispondenza di ciascuna curva sono riportate le mappe di sollecitazione degli elementi nelle quali ad un particolare tipo di sollecitazione critica è associato un colore. Le figure n. 1.9-b e n. 1.10-b mostrano le mappe in questione associate alle relative curve di capacità.

Per la comprensione della distribuzione e del tipo delle sollecitazioni occorre fare riferimento alla legenda riportata nella tabella n. 1.2.

Nella figura n. 1.11 i piani sismo-resistenti sono indicati con la sigla P seguita dal numero d'ordine che identifica l'elemento nel database.





**Tabella n. 1.2 – Legenda per l'interpretazione delle mappe di sollecitazione critica**

A livello generale i grafici segnalano che la struttura si comporta in modo diverso nelle due direzioni, in particolare lungo la direzione X l'edificio appare più resistente e duttile, mentre in direzione Y la resistenza cala notevolmente, la capacità di deformazione subisce sensibili decrementi.

Tale comportamento è coerente con le aspettative poiché, in sostanza, la verifica sottolinea che in una direzione (quella X) reagiscono alla sollecitazione orizzontale più setti ed in modo più organico, mentre nella direzione Y, le riserve resistenti si abbassano. Infatti è proprio in questa direzione che mancano i muri di spina la cui assenza causa le carenze appena descritte.

Seppure la rappresentazione grafica delle curve di capacità è importante in quanto consente di individuare meccanismi e/o fragili su cui eventualmente intervenire per eliminarli, gli indici di rischio, che costituiscono la sintesi dell'analisi strutturale e della verifica di vulnerabilità, sono gli elementi di riferimento per valutare lo stato attuale dell'edificio e per programmare interventi di miglioramento e/o adeguamento ove richiesti.

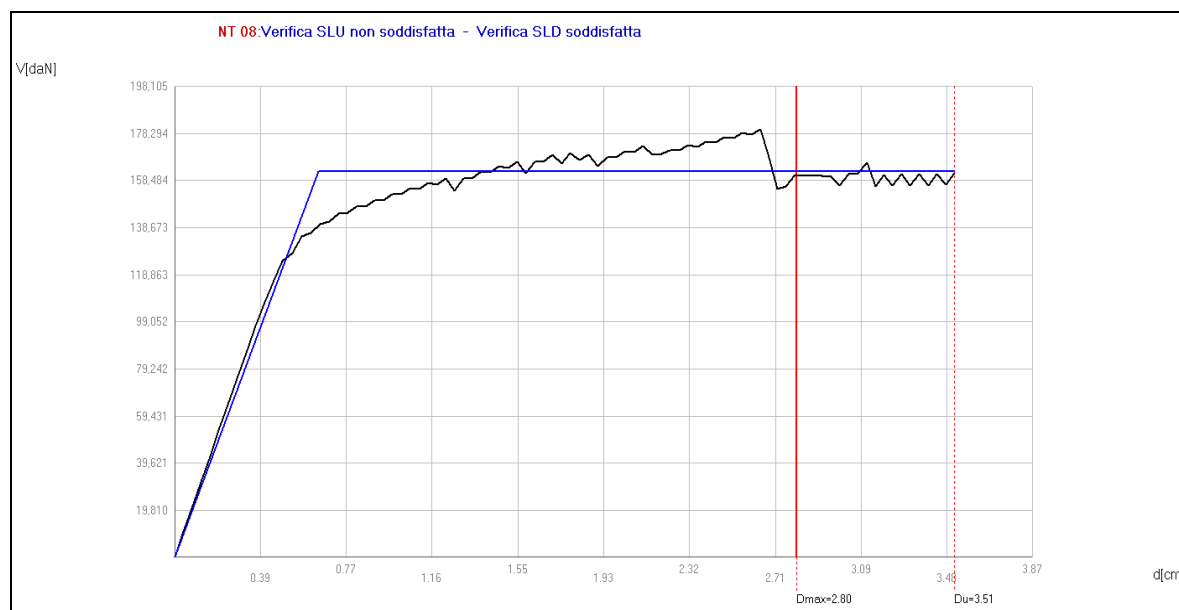
A questo scopo tutti i parametri significativi dell'analisi strutturale, ivi compresi gli indici di rischio ottenuti dalle 24 analisi di pushover, sono stati raccolti e consegnati nella tabella n. 1.3.

Stato limite considerato			SLV				SLD				SLO					
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	DMa x [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	$\alpha_u$	$\alpha_e$	
1	+X	Masse	0.0	1.82	2.96	1.95	Si	0.51	2.44	Si	0.39	2.16	Si	1.51	3.68	
2	+X	1° modo	0.0	2.06	3.06	2.34	Si	0.58	1.36	Si	0.44	1.36	Si	1.28	2.02	
3	-X	Masse	0.0	1.86	3.13	1.93	Si	0.53	2.25	Si	0.40	2.01	Si	1.55	3.36	
4	-X	1° modo	0.0	2.10	2.41	2.21	Si	0.60	2.08	Si	0.46	1.48	Si	1.13	2.86	
5	+Y	Masse	0.0	2.67	4.36	3.49	No	0.85	2.88	Si	0.63	2.03	Si	0.86	2.44	
6	+Y	1° modo	0.0	2.80	3.64	3.84	No	0.91	2.08	Si	0.68	1.48	Si	0.78	2.17	
7	-Y	Masse	0.0	2.59	4.60	3.48	No	0.81	1.72	Si	0.60	1.72	Si	0.86	1.96	
8	-Y	1° modo	0.0	2.72	3.72	3.82	No	0.87	2.08	Si	0.64	1.48	Si	0.79	2.23	

**Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**  
 Iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Ancona al n. 535

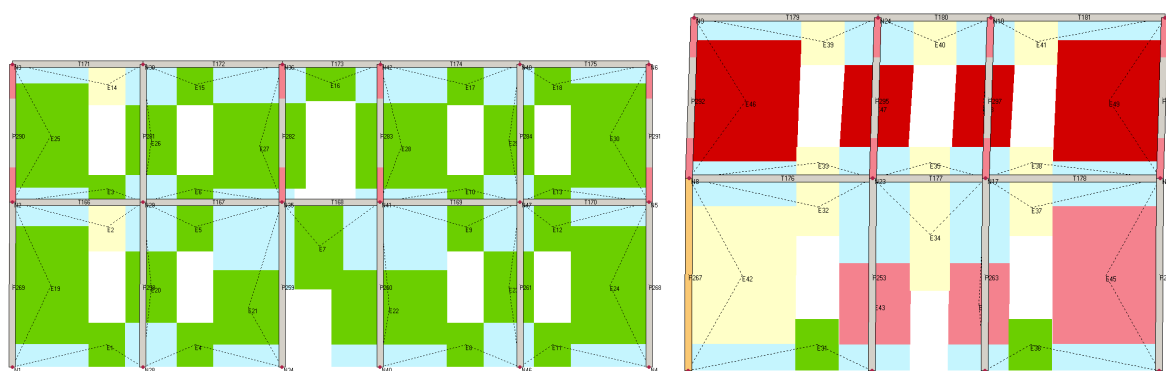
9	+X	Masse	64.7	1.82	2.93	1.95	Sì	0.51	2.34	Sì	0.39	2.10	Sì	1.50	3.55
10	+X	Masse	-64.7	1.82	3.03	1.94	Sì	0.51	2.43	Sì	0.39	2.23	Sì	1.54	3.67
11	+X	1° modo	64.7	2.04	3.07	2.33	Sì	0.57	1.30	Sì	0.44	1.30	Sì	1.29	1.96
12	+X	1° modo	-64.7	2.06	3.13	2.37	Sì	0.58	1.26	Sì	0.44	1.26	Sì	1.27	1.89
13	-X	Masse	64.7	1.84	2.95	1.95	Sì	0.51	2.13	Sì	0.39	1.94	Sì	1.50	3.26
14	-X	Masse	-64.7	1.85	3.85	1.98	Sì	0.52	2.46	Sì	0.40	2.13	Sì	1.52	3.66
15	-X	1° modo	64.7	2.11	3.09	2.32	Sì	0.60	1.97	Sì	0.46	1.42	Sì	1.29	2.70
16	-X	1° modo	-64.7	2.06	2.62	2.28	Sì	0.58	1.68	Sì	0.45	1.60	Sì	1.23	2.41
17	+Y	Masse	102.6	2.61	4.37	3.52	No	0.82	2.68	Sì	0.61	1.92	Sì	0.85	2.42
18	+Y	Masse	-102.6	2.60	4.31	3.55	No	0.82	2.70	Sì	0.60	2.14	Sì	0.84	2.39
19	+Y	1° modo	102.6	2.74	3.80	3.80	No	0.89	2.01	Sì	0.65	1.45	Sì	0.79	2.15
20	+Y	1° modo	-102.6	2.80	3.51	3.85	No	0.91	2.15	Sì	0.68	1.58	Sì	0.78	2.21
21	-Y	Masse	102.6	2.59	4.58	3.46	No	0.81	1.73	Sì	0.60	1.73	Sì	0.87	1.98
22	-Y	Masse	-102.6	2.64	4.64	3.46	No	0.83	2.45	Sì	0.62	2.00	Sì	0.87	2.46
23	-Y	1° modo	102.6	2.78	3.88	3.76	No	0.90	1.90	Sì	0.67	1.46	Sì	0.80	1.99
24	-Y	1° modo	-102.6	2.74	3.63	3.83	No	0.89	2.16	Sì	0.65	1.55	Sì	0.78	2.22

**Tabella n. 1.3 – Sintesi dei risultati dell'analisi di pushover**



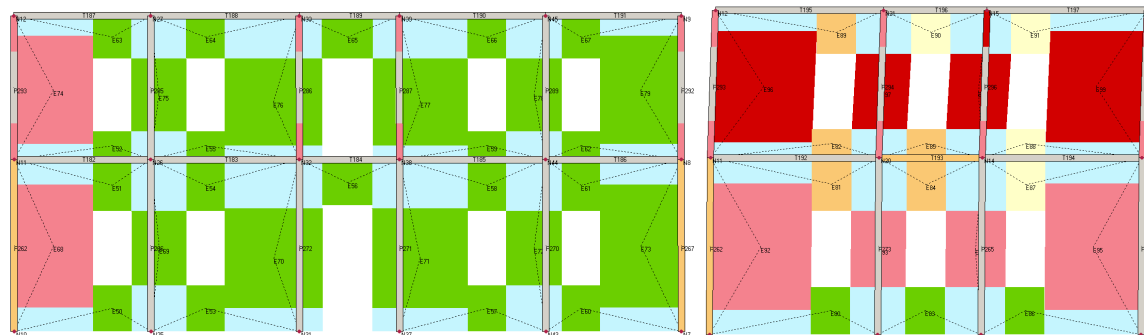
**Figura n. 1.9-a – Curva di capacità direzione Y+, Modo 1, eccentricità -5%**

**Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**  
 Iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Ancona al n. 535



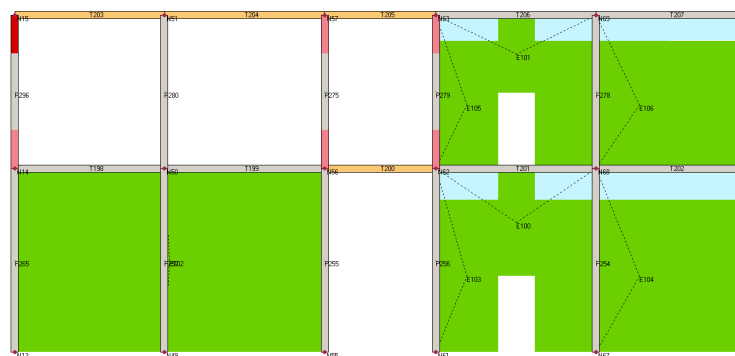
P1

P2

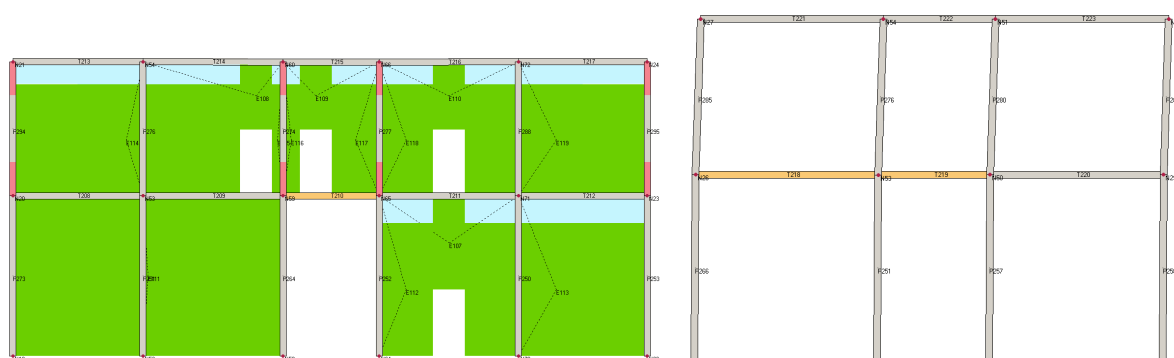


P3

P4

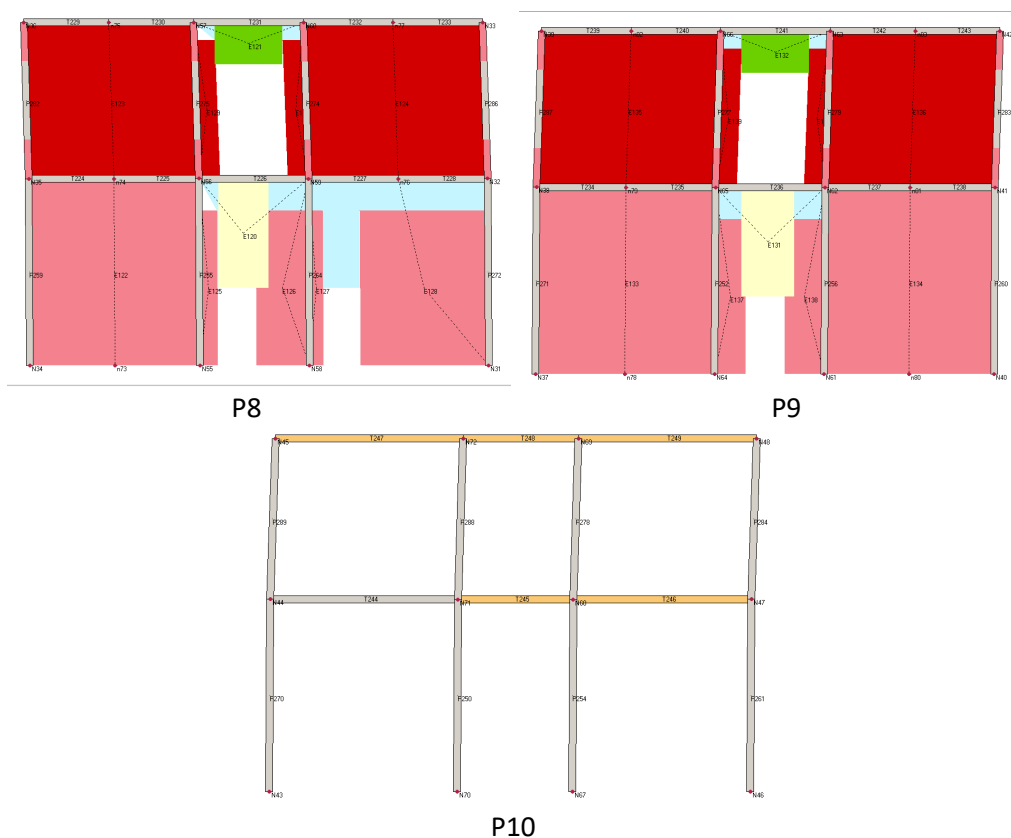


P5

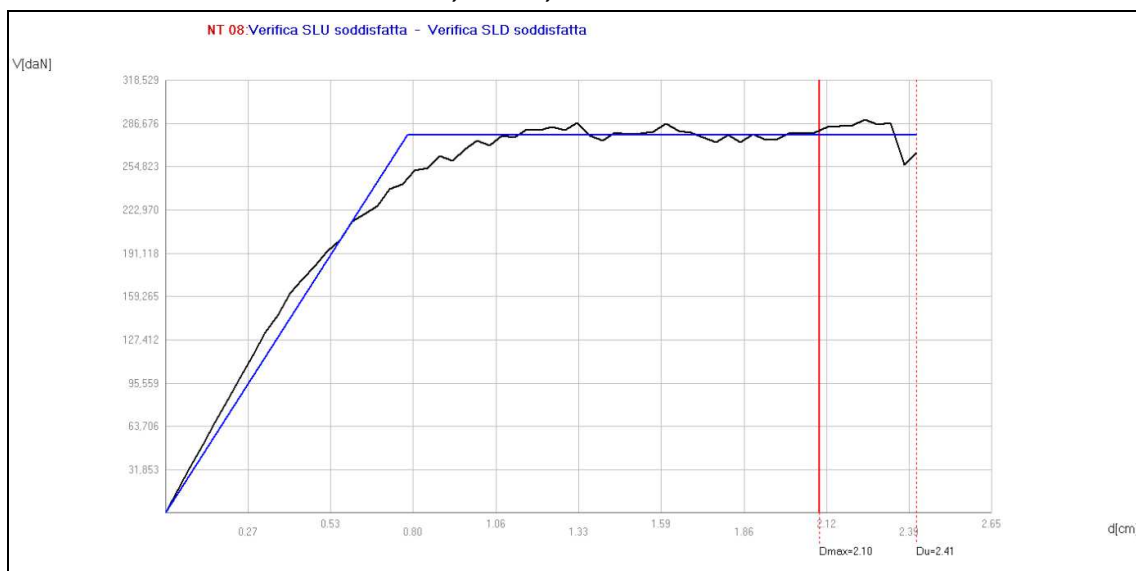


P6

P7

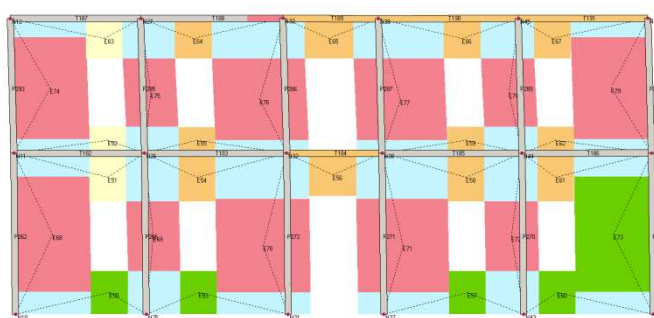


**Figura n. 1.9-b – Mappe di sollecitazione negli elementi sismo-resistenti associate alla curva di capacità direzione Y+, Modo 1, eccentricità -5%**

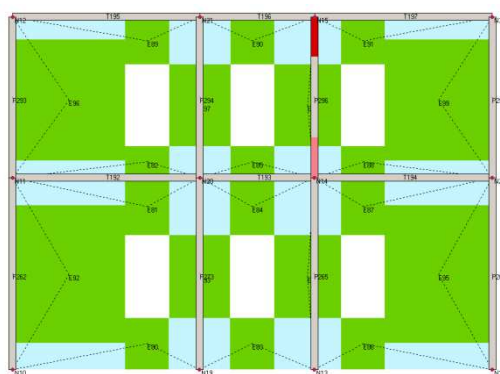


**Figura n. 1.10-a – Curva di capacità direzione X-, Modo 1, eccentricità 0%**

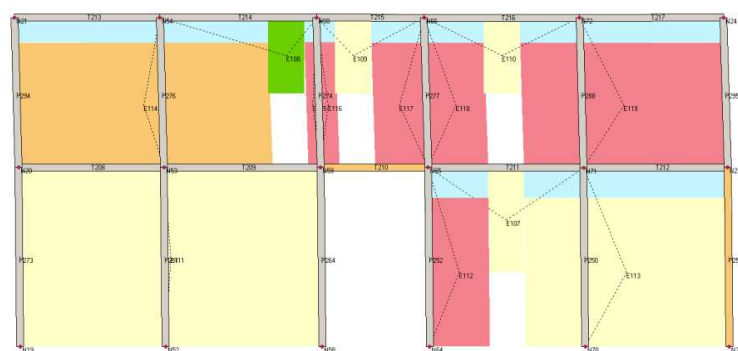
P2



P4



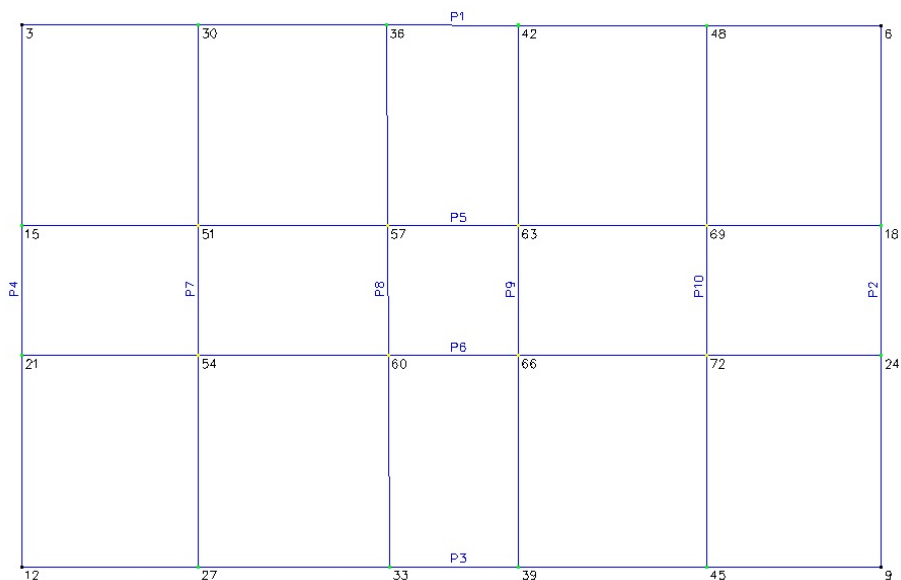
P5



13



**Figura n. 1.10-b – Mappe di sollecitazione negli elementi sismo-resistenti associate alla curva di capacità direzione X-, Modo 1, eccentricità -0%**



**Figura n. 1.11 – Piani sismo-resistenti**

In linea di principio, la sicurezza strutturale di un fabbricato in situazione non sismica (cioè a fronte delle azioni di tipo “statico”) dipende dalla presenza o meno di cordoli di piano in grado di distribuire i carichi permanenti e variabili trasmessi degli orizzontamenti e dall’eccentricità dei maschi



murari nelle due elevazioni.

L'edificio in questione, avente una struttura di tipo misto caratterizzata da un impianto murario importante e da una struttura intelaiata in c.a. a sviluppo spaziale, non presenta alcuna manifestazione fessurativa interna associata ad una instabilità per carichi verticali e si può ragionevolmente affermare che la ripartizione dei carichi sia sufficiente a garantire un adeguato livello di sicurezza rispetto ai carichi gravitazionali.

La vulnerabilità sismica sia globale, sia locale di un fabbricato con struttura in muratura dipende sostanzialmente dall'attivazione o meno del comportamento scatolare e dalle caratteristiche meccaniche del materiale.

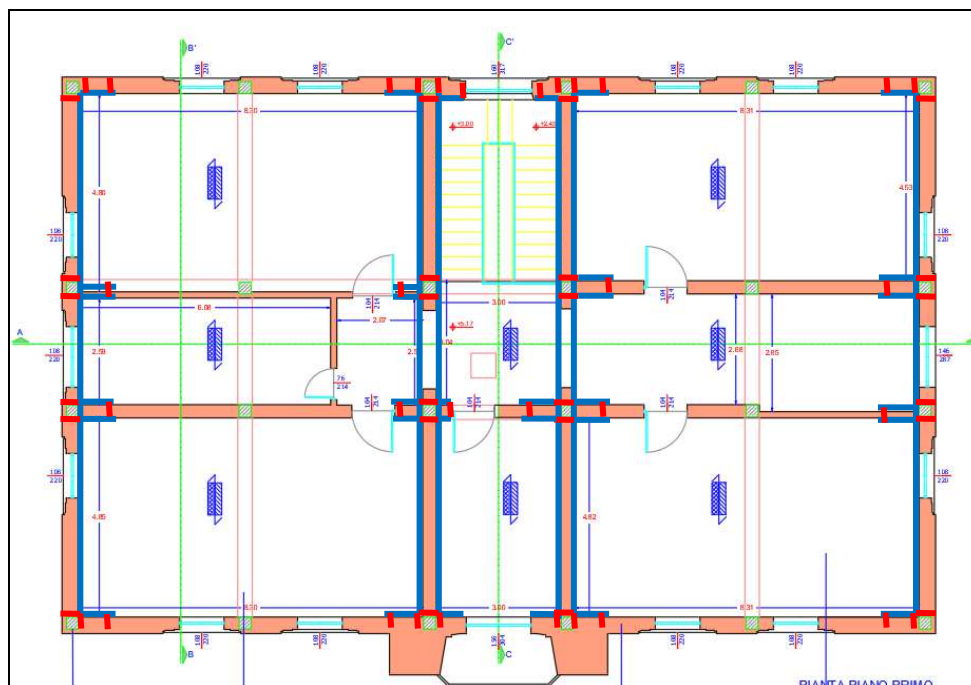
Come si può notare, la struttura in questione risulta deficitaria di un maschio murario a livello della seconda elevazione che, probabilmente, è stato demolito durante le fasi di una ristrutturazione, lasciando a nudo la struttura in cemento armato; tale situazione ha causato un indebolimento della struttura sismo-resistente ed è il motivo per cui il comportamento sismico globale nella direzione Y appare meno performante rispetto a quello nella direzione X.

Le mappe di sollecitazione evidenziano una carenza di resistenza a pressoflessione attribuibile ai maschi murari della seconda elevazione; inoltre, alcuni pilastri presentano problematiche a flessione e a taglio.

Tutto ciò premesso, il valore più basso dell'indice di rischio è risultato uguale a 0,78.

## 2. Interventi di miglioramento sismico

Sulla base dei risultati consegnati nel paragrafo precedente, che indicano una "debolezza" delle strutture sismo-resistenti del primo piano, l'intervento proposto è limitato alle pareti della terza elevazione, anche in considerazione del budget disponibile, mostrato schematicamente nella figura n. 2.1.



**Figura n. 2.1 – Schema di intervento**

Il rinforzo delle pareti, indicato con linea spessa di colore blu, si avvale della tecnologia CRM (Composite Reinforced Mortar) consistente in un intonaco armato con rete bidirezionale a base di

**Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**  
Iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Ancona al n. 535

fibre di vetro irresinate (GFRP), collegata alla parete mediante connettori (indicate con linea spessa di colore rosso) e pezzi speciali angolati realizzati con lo stesso materiale.

L'applicazione del Sistema CRM richiede la preventiva eliminazione dell'intonaco esistente.

Come si può osservare, l'applicazione del sistema è "doppia" cioè interessa ambedue i paramenti murari, per le pareti interne, mentre è "singola" cioè interessa soltanto il paramento interno per le pareti perimetrali, in considerazione della difficoltà di applicazione sull'involucro esterno che presenta rientranze planari oltre a cornici e fregi intorno alle finestre.

L'intervento sopra descritto è accompagnato dalla sostituzione dell'attuale solaio di copertura in latero-cemento con una struttura costituita da arcarecci in legno lamellare che saranno sostenuti dalle travi in c.a. esistenti (vedi figura n. 1. 5) mediante appositi collegamenti metallici.

La nuova struttura sarà infine sormontata ed irrigidita da un tavolato sottomanto avente spessore uguale a 50 mm, inchiodato alle travi, sul quale sarà saldata a caldo una guaina impermeabilizzante ardesiata al disopra della quale sarà "incollato" il manto di copertura.

Ai fini del miglioramento sismico, l'intervento di sostituzione del tetto consentirà di ridurre sensibilmente la massa inerziale, rendendo più efficace il rinforzo delle strutture verticali sismo-resistenti del primo piano.

L'intervento sul tetto richiede necessariamente l'allestimento di un ponteggio; pertanto, viene proposta anche la tinteggiatura integrale dell'involucro esterno dell'edificio.

Il Progettista  
Ing. Roberto Giacchetti

Ordine degli Ingegneri della provincia di ANCONA Dott. Ing. Roberto GIACCHETTI A. 535 Ingegneria Civile e Ambientale, Industriale e dell'Informazione
--

