



InvestiRE SGR SpA

CONSULENTE STRUTTURALE



INTERA S.R.L.
 Viale Castrense, 8
 00182 Roma (RM) Italia
 Tel: +39 06 70613211 - Fax: +39 06 70399382
 segreteria@interasrl.it

Fondo FIP
 Immobile sito in Macerata
 Piazza Mazzini 70, 71, 72, 74
 (cod. MCB009901)



VERIFICA VULNERABILITA' SISMICA

Titolo Elaborato:

Relazione generale

ELABORATO

21-0144 VS R01 0

SOSTITUISCE ELABORATO

21-0144 VS 000 -

N. COMMESSA 21-0144

nome file: 21-0144_SV_R01-0

SCALA

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO
4				
3				
2				
1				
0	Ottobre 2021	Prima emissione	M. Bellomo	E. Gruttadauria

Il committente

InvestiRE SGR SpA

Il consulente strutturale

Intera srl
 Ing. Ezio M. Gruttadauria

(Timbro e firma)



SOMMARIO

SOMMARIO	1
1 PREMESSA	4
2 DESCRIZIONE GENERALE DELLO STATO ATTUALE	5
3 LEGGI E RIFERIMENTI	17
4 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER L'ANALISI	18
4.1 Analisi storico-critica.....	19
4.1.1 L'evoluzione storica dell'insediamento.....	19
4.1.2 L'edificio nel periodo post bellico.....	28
4.1.3 L'edificio oggi	38
4.1.4 Le tecniche costruttive	44
4.2 Rilievo geometrico dello stato di fatto.....	51
4.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati nella costruzione	69
4.3.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	73
4.3.2 Muratura	74
4.3.1 Strutture lignee	76
4.3.2 Strutture in acciaio.....	77
4.1 Azioni di calcolo.....	78
4.2 Caratteristiche dei terreni di fondazione	78
5 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA e METODO DI ANALISI	79
5.1 Valutazione della sicurezza.....	79
5.2 Metodologie di analisi sismica.....	79
5.3 Criteri generali di analisi dei meccanismi locali.....	79
5.4 Criteri generali di analisi sismica globale.....	80
5.5 Criteri generali verifica.....	81
5.5.1 Criteri di verifica agli stati limite ultimo	81
5.5.2 Criteri di verifica agli stati limite di esercizio	81
6 AZIONI DI CALCOLO	82
6.1 Carichi permanenti.....	82
6.2 Carichi variabili	92
6.2.1 Coefficienti di combinazione adottati.....	92
6.3 Azione della neve.....	93
6.4 Azione del vento	94
6.5 Sisma.....	98
6.5.1 Pericolosità sismica	99

6.5.2	Classificazione della tipologia di suolo	100
6.5.3	Spettro di progetto per gli stati limite ultimi	101
6.5.4	Spettri di risposta locale (RSL)	102
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	106
8	VERIFICHE DI SICUREZZA	107
8.1	Premessa e descrizione dell’algoritmo di calcolo.....	107
8.2	Comportamento meccanico della muratura	107
8.3	Analisi incrementale a collasso (push-over)	112
8.4	Stati limite considerati nel modello adottato (§ 8.3 – NTC2018).....	114
8.5	Distribuzione di forze considerate nel modello adottato (§ 7.3.4.2 – NTC2018).....	116
8.1	Input dati.....	117
8.2	Analisi modale	130
8.3	Verifiche di sicurezza statica	131
8.3.1	Analisi statica globale.....	131
8.3.1	Verifiche solai.....	135
8.3.1.1	Solaio 1.....	135
8.3.1.1	Solaio 2.....	136
8.3.1.1	Solaio 3.....	137
8.3.1.1	Solaio 4.....	138
8.3.1.1	Solaio 5.....	139
8.3.1.1	Solaio 6.....	140
8.3.1.1	Solaio 7.....	141
8.3.1.1	Solaio 8.....	142
8.3.1.1	Solaio 9.....	143
8.3.1.1	Solaio 10.....	144
8.3.1.1	Solaio 11.....	145
8.3.1.1	Solaio 12.....	146
8.3.1.2	Solaio 13.....	147
8.3.1.1	Solaio 14.....	148
8.4	Verifiche di sicurezza sismica	149
8.4.1	Analisi sismica globale (meccanismi di II modo)	149
8.4.2	Dettaglio verifiche	150
8.4.3	Analisi sismica n. 15 Direzione X	152
8.4.1	Analisi sismica n. 23 Direzione Y	157
8.4.2	Analisi sismica locale	162

8.4.2.1	Cinematismo 1.....	164
8.4.2.2	Cinematismo 2.....	166
8.4.2.1	Cinematismo 3.....	168
8.4.2.1	Cinematismo 4.....	170
8.4.2.1	Cinematismo 5.....	172
8.4.2.1	Cinematismo 6.....	174
8.4.2.1	Cinematismo 7.....	176
8.4.2.1	Cinematismo 8.....	178
8.4.2.1	Cinematismo 9.....	180
8.4.2.1	Cinematismo 10.....	182
8.4.2.1	Cinematismo 11.....	184
8.4.2.1	Cinematismo 12.....	186
8.4.2.1	Cinematismo 13.....	188
8.4.2.1	Cinematismo 14.....	190
8.5	Sistema di fondazione	192
8.6	Sintesi dei risultati.....	193
9	CRITICITA' E CARENZE RISCONTRATE A SEGUITO DELLA VALUTAZIONE	194
9.1	Analisi nei confronti delle azioni verticali.....	195
9.2	Analisi nei confronti delle azioni sismiche.....	196
9.3	Tipologia di interventi proposti	196

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono descritte le procedure e i risultati ottenuti dallo studio di vulnerabilità sismica dell'edificio sito in Macerata, Piazza Mazzini 70/71/72/74, Piazza Lauro Rossi 1, Via Lauro Rossi 26, Via Fratelli Ciccarelli 1, denominato "Casa della Finanza-ex Casa del Fascio". Lo studio è finalizzato alla verifica di vulnerabilità sismica ai sensi del punto 8.3 delle NTC 2018.

Il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine: 43.2994 Longitudine: 13.4554



Le parti più antiche dell'edificio risalgono alla fine del XIV secolo, epoca in cui non era ancora stata definita la normativa sismica e pertanto il comune di Macerata non rientrava nell'"elenco delle località sismiche del territorio italiano". Con riferimento alla zonizzazione sismica disposta dalla Delibera della Giunta Regionale n. 1046/2003, il territorio del Comune di Macerata è classificato in zona 2.

Si precisa che la suddivisione in zone è solo di tipo amministrativo e che la valutazione dell'azione sismica viene fatta sulla base della pericolosità sismica definita dalle NTC 2018.

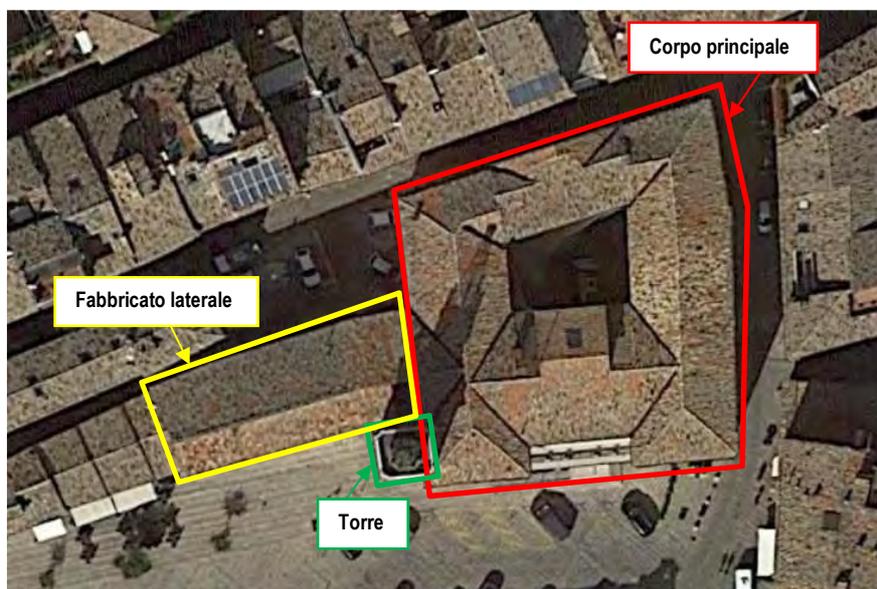
2 DESCRIZIONE GENERALE DELLO STATO ATTUALE

L'edificio in oggetto, denominato "Casa della Finanza – ex Casa del Fascio", è posto nel centro storico di Macerata, nella zona sud-est ed insiste sulla particella 647 del foglio 67. Esso, ubicato nella zona nord-est di Piazza Mazzini, presenta su quest'ultima il prospetto principale. Il fronte est dà su via Fratelli Ciccarelli, quello a nord si affaccia su via Lauro Rossi e su Piazza Lauro Rossi. L'edificio, risalente alla fine del XIV secolo, è stato sottoposto più volte a demolizioni e ricostruzioni nel corso degli anni fino ad oggi. Attualmente non è utilizzato.



L'edificio è sottoposto a tutela ai sensi dell'art. 822 del C.C. e del D.L.vo n. 490/99 - Titolo I, art.2.

L'oggetto della valutazione è costituito da un **corpo principale** a pianta poligonale a quattro lati con corte centrale e da un corpo appendice a pianta rettangolare indicato come **Fabbricato laterale**. Tra le due strutture, a completamento della facciata del corpo principale su piazza Mazzini, è presente una porzione a base quadrangolare che prosegue altimetricamente oltre la copertura degli altri due corpi e che costituisce una struttura a **torre**.



L'edificio si sviluppa in elevazione per complessivi 6 livelli così distribuiti:

- Piano seminterrato (appartenente al solo corpo principale), Piano terra, Piano primo e Piano secondo, Piano terzo, Sottotetto.



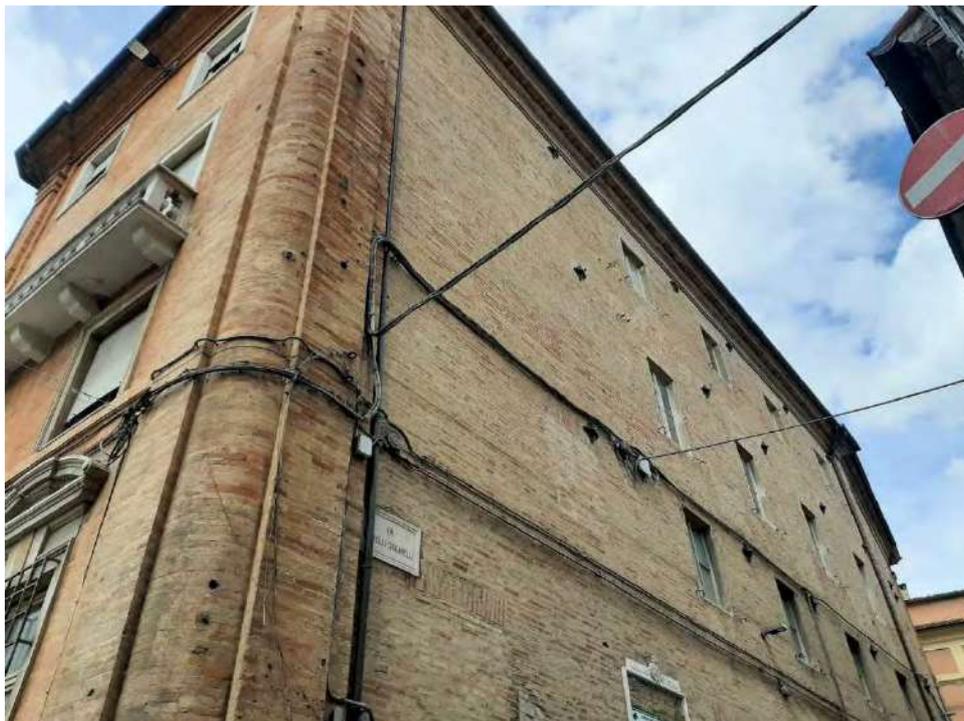
Facciata Sud (a)



Facciata Sud (b)



Spigolo Sud - Ovest



Spigolo Sud - Est



Facciata Est



Spigolo Nord - Est



Facciata Nord (a)



Facciata Ovest (a)



Facciata Ovest (b)



Facciata Ovest - Nord



Facciata Nord (c)



Facciata Nord (d)

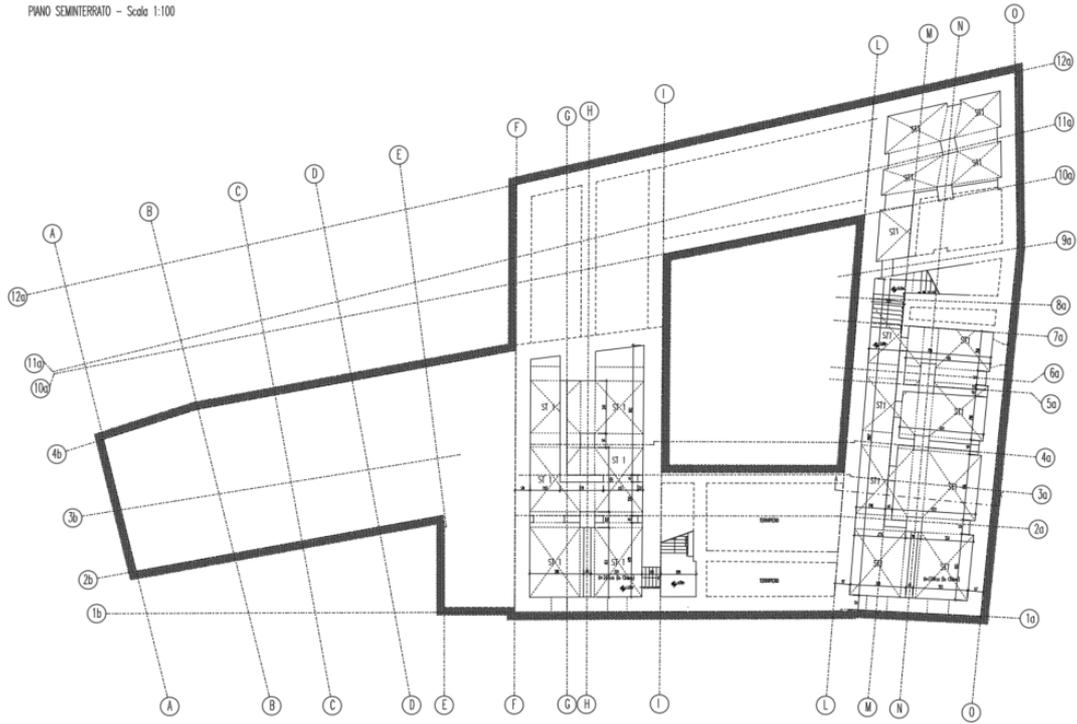




Spigolo Nord - Ovest

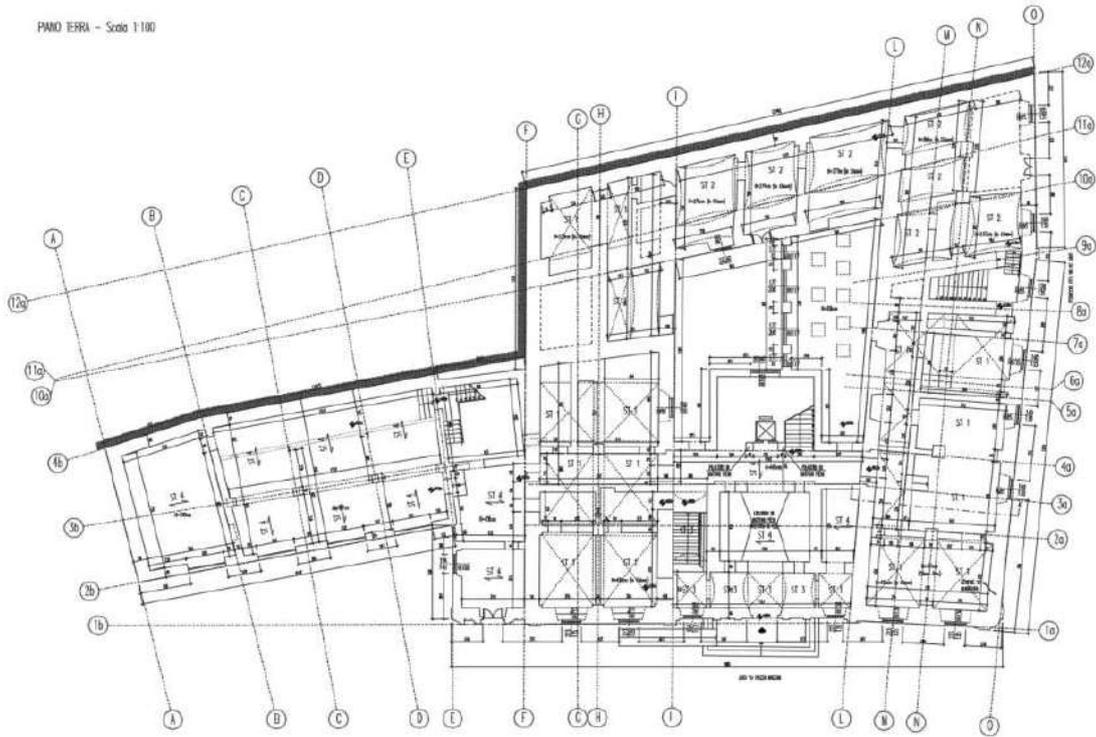
L'edificio è accessibile sia da Piazza Mazzini, sia da via Fratelli Ciccarelli che da via Lauro Rossi. All'interno del **corpo principale** la comunicazione tra il piano terra e il seminterrato è garantita da due corpi scala, mentre il piano terra e il piano terzo sono collegati tramite un ascensore ed un corpo scala ubicati in posizione centrale. La parte ad ora ispezionabile del sottotetto è raggiungibile tramite una scala metallica posizionata in corrispondenza dell'angolo nord-est della struttura. I piani del **Fabbricato laterale** sono raggiungibili tramite un unico corpo scala a tre rampe. La **torre** viene raggiunta sia dal corpo principale che dal Fabbricato laterale per i primi quattro livelli fuori terra. Il sottotetto del Sottotetto del Fabbricato laterale e la porzione di torre al di sopra della copertura sono accessibili tramite una scala metallica posizionata al piano terzo nell'ambiente di passaggio tra i due corpi (angolo sud-ovest della struttura). L'immobile presenta strutture in elevazione costituite da murature portanti, prevalentemente in mattoni regolari allettati in giunti di calce ed orizzontamenti costituiti da volte in mattoni pieni, solai in latero-cemento e solai a voltine e putrelle. La copertura è a falde con struttura portante lignea per il corpo principale e in latero-cemento per il Fabbricato laterale.

PANO SEMINTERRATO - Scala 1:100



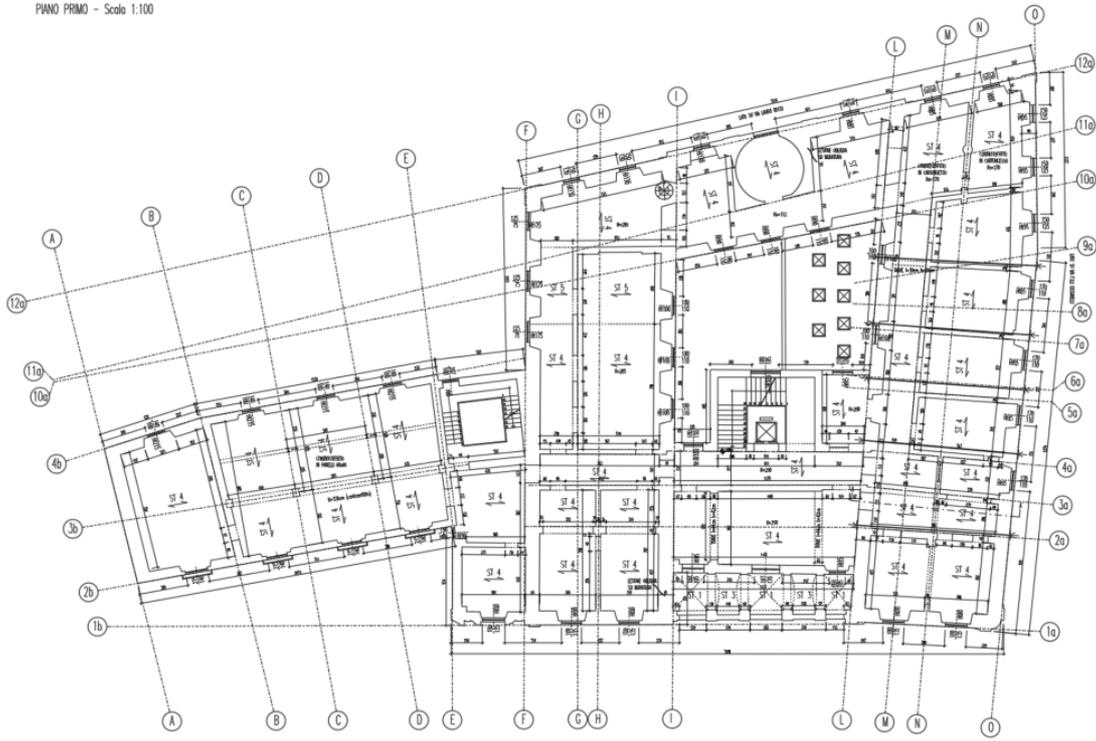
Pianta piano seminterrato

PANO TERRA - Scala 1:100



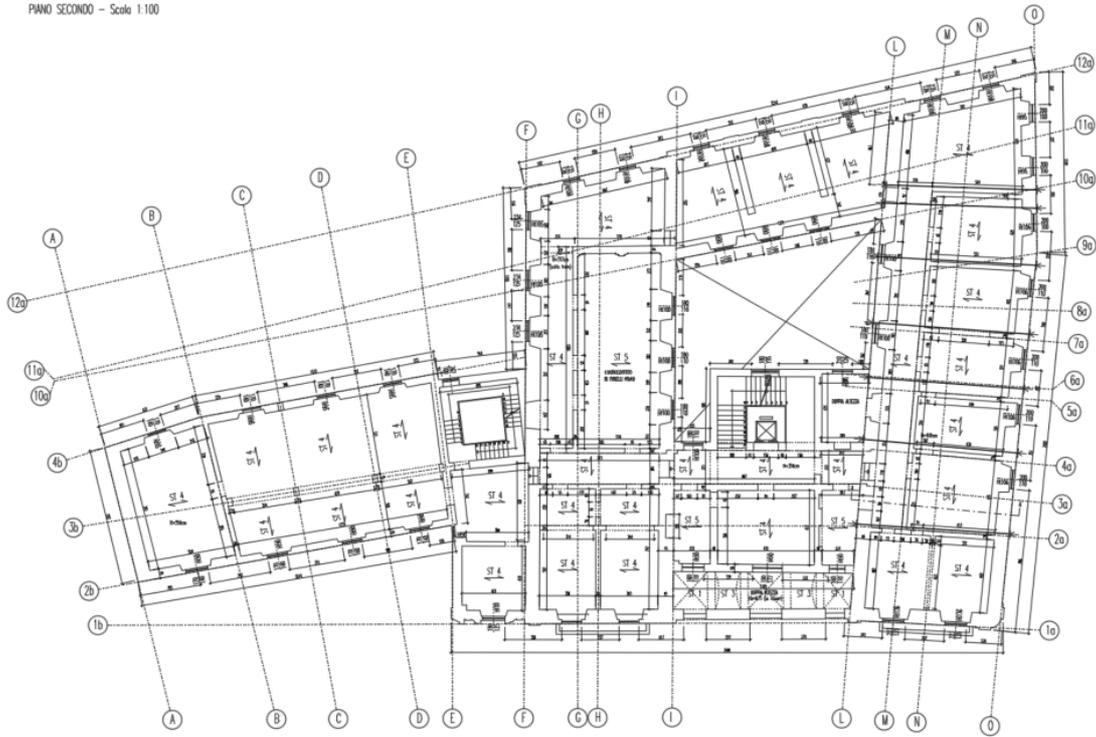
Pianta piano terra

PIANO PRIMO - Scala 1:100

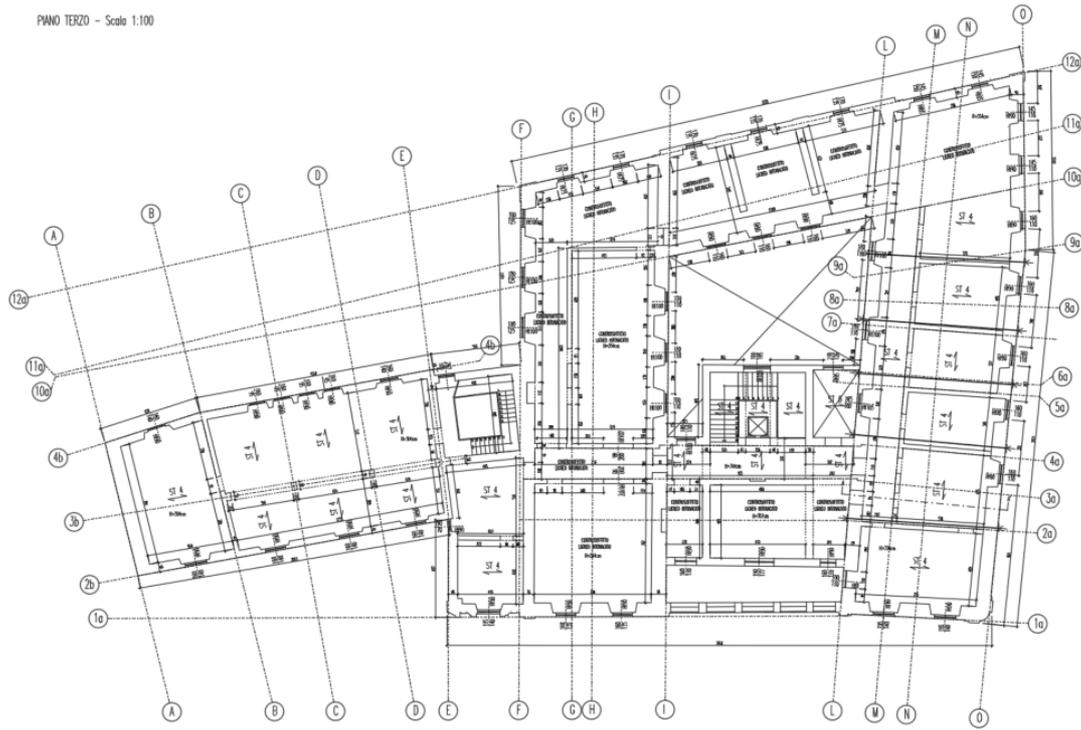


Pianta piano primo

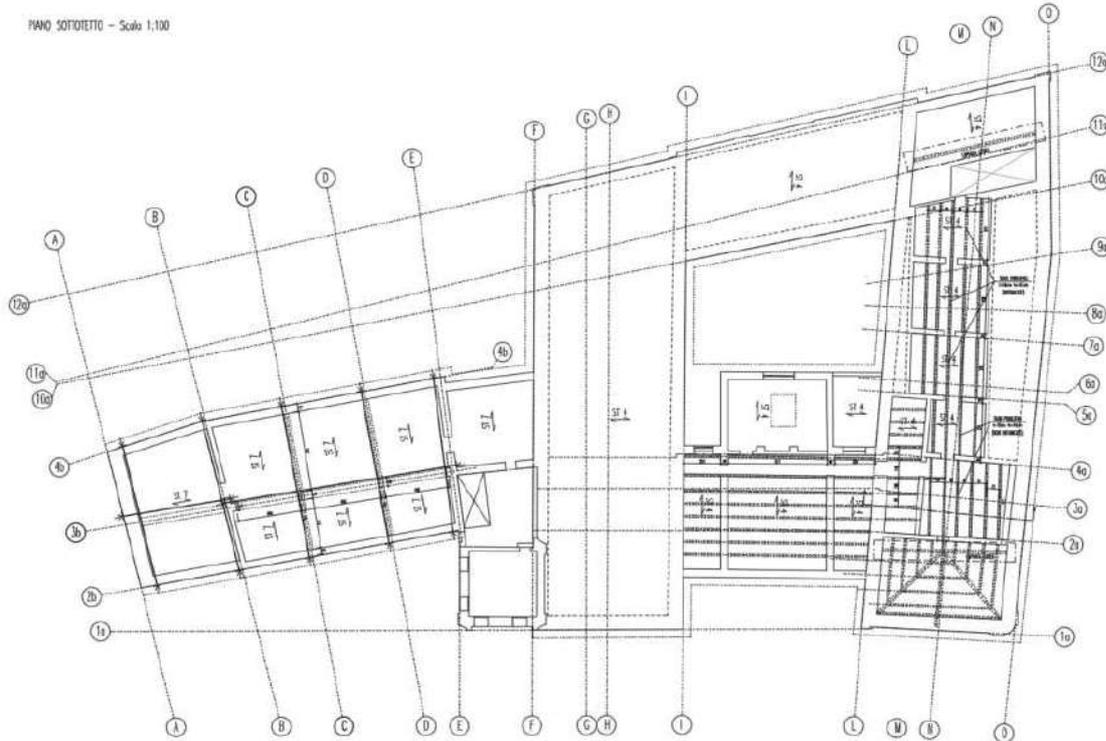
PIANO SECONDO - Scala 1:100



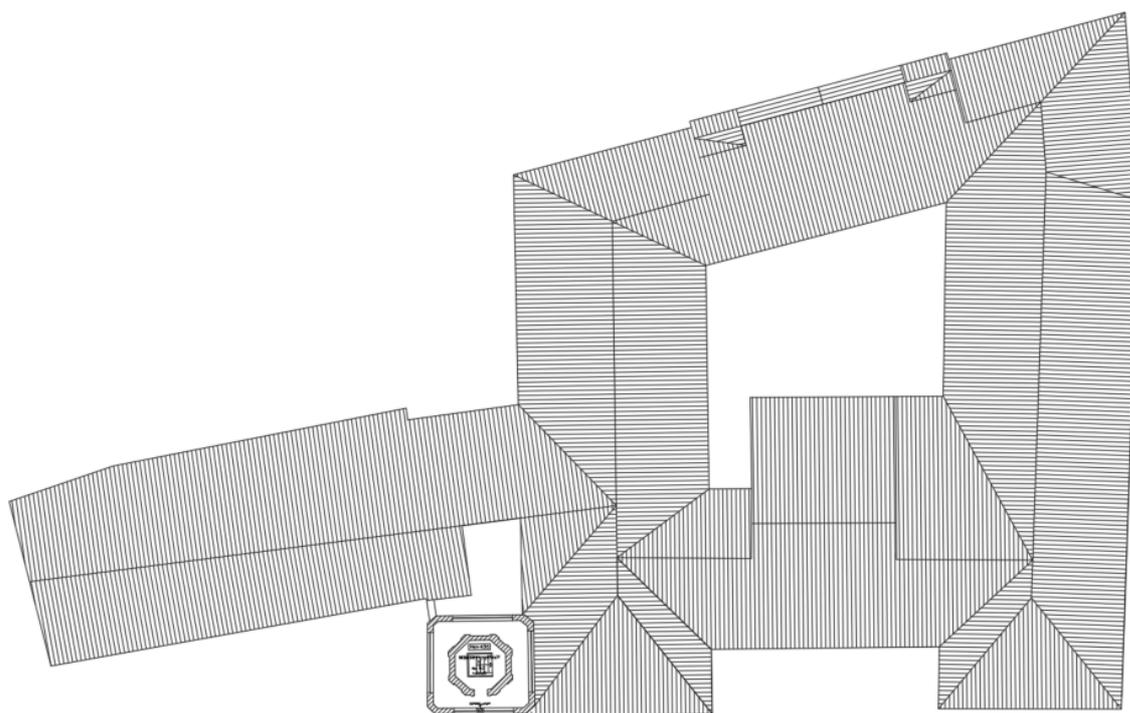
Pianta piano secondo



Pianta piano terzo



Pianta piano sottotetto



Pianta copertura

3 LEGGI E RIFERIMENTI

Legge n°1086, 5 Novembre 1971 :

"Criteri di progettazione per strutture in cemento armato normale, precompresso ed in carpenteria metallica."

Legge n°64 , 03 Febbraio 1974 :

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

D.P.R. n°380, 06 Giugno 2001

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia".

CNR 10011/97

Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003, n. 3274

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica"(per la sola classificazione sismica del territorio)

DM. Infrastrutture 17-01-2018 (NTC 2018)

Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Circolare 21-01-2019 n° 7/C.S.LL.PP.

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

CNR-DT 207-2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

EUROCODICE 3

Progettazione delle strutture in acciaio

4 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER L'ANALISI

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è strettamente collegata alla completezza e all'affidabilità delle informazioni disponibili ed è per questo motivo che le NTC18 individuano tre possibili livelli di conoscenza; (LC1: conoscenza limitata – LC2: conoscenza adeguata – LC3: conoscenza accurata) dipendenti dalla quantità e qualità di informazioni che si riescono a recuperare.

Il livello di conoscenza acquisito determina, inoltre, i metodi che possono essere impiegati per l'analisi strutturale ed il valore del “*fattore di confidenza*” da applicare alle resistenze dei materiali nelle verifiche di sicurezza ($FC = 1.35$ per LC1, $FC = 1.20$ per LC2 e $FC = 1.00$ per LC3).

Il modello di riferimento necessario alla valutazione della sicurezza dell'edificio è stato definito, pertanto, sulla base di un processo di conoscenza che prevede l'acquisizione di informazioni sull'immobile in linea con le seguenti indicazioni generali:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo geometrico dello stato di fatto;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Definizione del livello di conoscenza raggiunto e relativo fattore di confidenza;
- Azioni di calcolo.

I dati ottenuti saranno completati con l'individuazione delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione e categoria di sottosuolo ai fini della definizione dell'azione sismica; con i carichi di progetto (classe d'uso, sovraccarichi accidentali, caratteristiche e tipologia degli elementi non strutturali portati...) e con il rilievo di eventuali modifiche strutturali avvenute nel tempo e/o di eventuali danni preesistenti e difetti nei particolari costruttivi.

4.1 Analisi storico-critica

4.1.1 L'evoluzione storica dell'insediamento

Sull'area dell'attuale edificio, all'epoca denominata Piazza del Mercato, oggi Piazza Mazzini, sorgeva l'Ospedale dello Spirito Santo eretto dalla *Confraternita dei Flagellanti* del quale si ha notizia fin dal **1390**.

Nel **1426** fu ampliato e dal **1494** alla Confraternita dei Flagellanti si sostituisce la confraternita del Santissimo Sacramento, che dà all'edificio il proprio titolo e lo amministra. L'ospedale civile, che ospitava spesso stranieri o pellegrini di passaggio, era tenuto a ricoverare soltanto i malati non curabili a domicilio. Nel **1592** la cura degli infermi passò, per breve tempo, al Fatebenefratelli.

All'ospedale era annessa la chiesa di S. Pietro al Mercato, posta all'angolo con l'attuale via Ciccarelli, eretta nel **1596** con lo scopo di seppellirvi i condannati a morte giustiziati nella piazza antistante e restaurata nel 1710. La presenza della chiesa in questa posizione è confermata da alcune cartografie datate tra il 1679 ed il 1767 ca.

Nel **1786** l'antico ospedale fu ricostruito su progetto di Giuseppe Mattei.

Tra il **1790 ed il 1812**, la chiesa di S. Pietro fu spostata sull'angolo opposto (sotto l'attuale torre) i lavori iniziarono nel 1790 e furono conclusi intorno al 1812.

Tra il 1808 ed il 1815 l'ospedale passò alla congregazione di Carità, che ne finanziava il funzionamento con i proventi delle proprietà terriere messi a frutto, ma nel 1816 tornò alla confraternita del SS. Sacramento.

Da una cartografia datata **1818** si evince come l'ospedale civile appare costituito da tre parti: l'Ospedale degli Infermi, la Chiesa degli Infermi e una casa in affitto (il fabbricato laterale) facente sempre parte della struttura.

Tra il 1849 ed il 1854, per interessamento del Marchese Giovanni Accorretti, fu rivista la parte posteriore dell'ospedale (il disegno ed i lavori furono eseguiti dal capomastro Biagio Belli).

Passò di nuovo alla *Congregazione di Carità* nel **1861**.



Figura 1 - Catasto Gregoriano (agg. 1873)

Nel **1880** viene realizzato un restauro dell'ospedale, tramite il quale viene costruita la camera operatoria, una cui parte si affaccia sul cortile; si trova nella zona centrale dove si trovava la Cappella (quindi ora non c'è più), forse sotto l'attuale torre.

Nel **1892**, le balaustre in pietra dei balconi del prospetto principale furono rimosse e nel 1925 l'ospedale civico fu trasferito nella sede attuale di Via Santa Caterina.



Figura 2 - Catasto Gregoriano (agg. 1922)

Su progetto di Cesare Bazzani, il complesso fu trasformato in “Casa del Fascio” ed inaugurato l’11 novembre 1928 (vedere figg.). La destinazione era molto importante perché, come diceva Terragni: “*La casa del Fascio non deve essere più fortino o rifugio o covo, ma casa, tempio, scuola*”. Doveva quindi essere un edificio altamente simbolico e con questo spirito l’ex ospedale venne trasformato, oltre che

all'interno, nella facciata che, pur mantenendo i caratteri settecenteschi, venne radicalmente cambiata con l'aggiunta di caratteri stilistici marmorei.



Figura 3 - Prospetto principale con il Faro in funzione

L'intervento quindi non apportò sostanziali modifiche alla facciata (fra l'altro furono ricostruite le balaustre dei balconi asportate nel 1892) ad eccezione della torre che fu trasformata in faro da accendere nei giorni festivi.

Nell'edificio ebbero sede tutte le organizzazioni provinciali e comunali del partito fascista, una sala di schermo con i relativi servizi, un ampio salone di riunione ed un teatro con tribuna. Nel 1928 Emilio Lazzaro decorò alcune sale del palazzo, compresa quella che ospitava il teatro. Il Comune di Macerata, per favorire l'ingresso al teatro (Cinema - Teatro Littorio), che avveniva attraverso una piccola scalinata che si trova sul prospetto posteriore, acquistò e fece demolire alcune case creando l'attuale piazzetta Lauro Rossi (fig 13).



Figura 4 - Ingresso del Teatro Littorio, vista da Piazza Lauro Rossi (1924)

Il **14 giugno 1936**, in un ampio salone al piano terra, venne inaugurato il Sacrario dei Caduti Fascisti, realizzato, su idea di Severino Ricottini, da Francesco Giannone e Cesare Benignetti. Il sacrario fu poi demolito.



Figura 5 - Sacrario dei Caduti Fascisti



Figura 6 - Lavori di costruzione della "Casa del Fascio" (1925-1928)



Figura 7 - Casa del Fascio a lavori ultimati (1928)



Figura 8 - Piazza Mazzini e la Casa del Fascio nel 1930



Figura 9 - Visita del Duce a Macerata il 29/10/1936



Figura 10 - Salone interno (ca 1933)

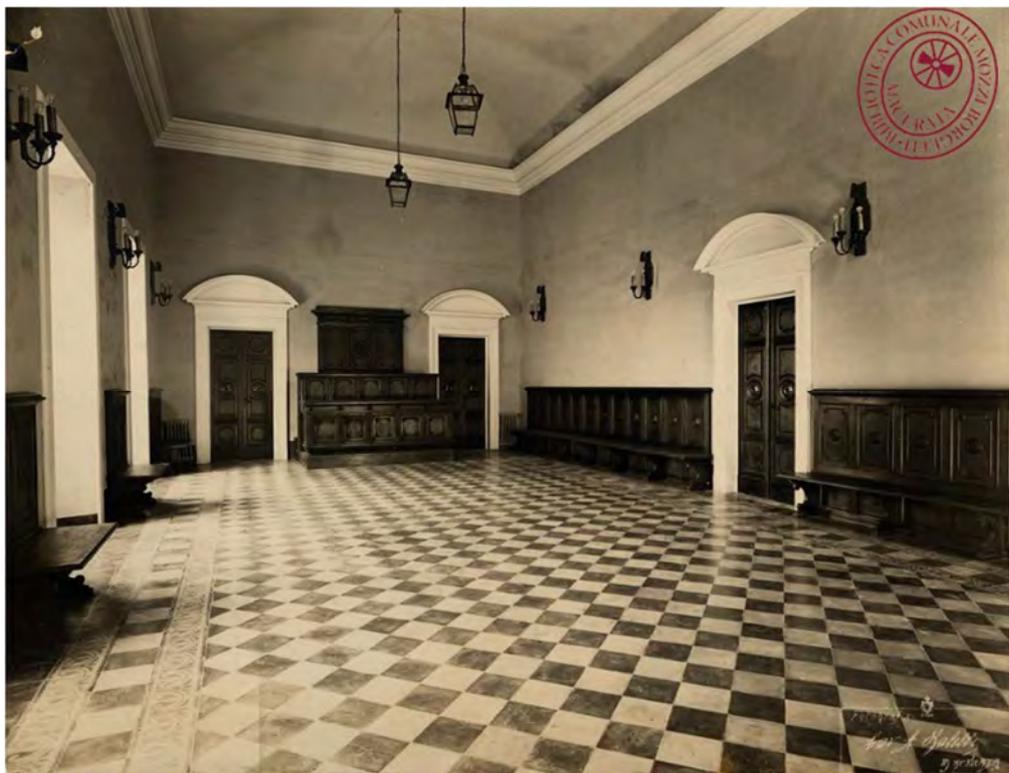


Figura 11 - Salone interno (ca 1933)



Figura 12 - Salone interno (ca 1933)

4.1.2 L'edificio nel periodo post bellico

Nel **1956** furono insediati nel palazzo gli uffici dell'Intendenza di Finanza e, a causa della nuova destinazione, il palazzo fu completamente ristrutturato. Relativamente alla facciata su Piazza Mazzini.

- il prospetto principale del corpo ovest (palazzetto) vide l'eliminazione delle fasce marcapiano e cornici delle finestre. Si realizzò inoltre l'ampliamento delle finestre del primo piano attraverso la demolizione del parapetto e l'inserimento di una ringhiera metallica.
- il prospetto principale del corpo est vennero dapprima eliminati i balconi del piano secondo e le lapidi sovrastanti (fig. 21 - in arancione). Venne in oltre messo in atto un ridimensionale delle finestre del secondo piano (fig. 21 - in rosso) al fine di ricavare un'ulteriore fila di finestre in corrispondenza della costituzione del terzo piano (nuovo solamente nelle parti laterali dell'edificio) (fig. 21 - in giallo).

La parte centrale del fabbricato è quella che subì le modifiche più grandi, attraverso l'inserimento di un vano scale centrale e la chiusura della chiostrina che dava sull'ingresso principale. Fu ampliato inoltre il corpo trasversale centrale mediante una riduzione del terrazzo (figure-23-24-25-26). La rimodulazione degli ambienti interni ha riguardato significativamente anche le due ali dell'edificio ai piani primo e secondo, ospitanti in precedenza il cinema/teatro Littorio (lato Piazza Lauro Rossi) e il salone di

rappresentanza (lato Via F.lli Ciccarelli), i quali sono stati riorganizzati in funzione della realizzazione di ambienti per uffici.

Quest'ultimo prospetto in particolare ha subito una forte rimodulazione nel rapporto pieni vuoti, attraverso la chiusura di alcune finestre e l'apertura di altre al piano secondo, oltre che l'inserimento di una nuova fila in corrispondenza del piano terzo. (fig. 22).



Figura 13 - Facciata lato Piazza G.Mazzini, confronto prima e dopo gli interventi di ristrutturazione del 1955



Figura 14 - Facciata lato Via F.lli Ciccarelli, confronto prima e dopo gli interventi di ristrutturazione del 1955
In verde vengono segnate le bucatore che sono rimaste invariate, in rosso quelle che sono state chiuse, mentre in giallo sono individuate le bucatore di nuova realizzazione.

Si propongono di seguito le planimetrie di progetto recanti le demolizioni (giallo) e le ricostruzioni (magenta) riguardanti la ristrutturazione.

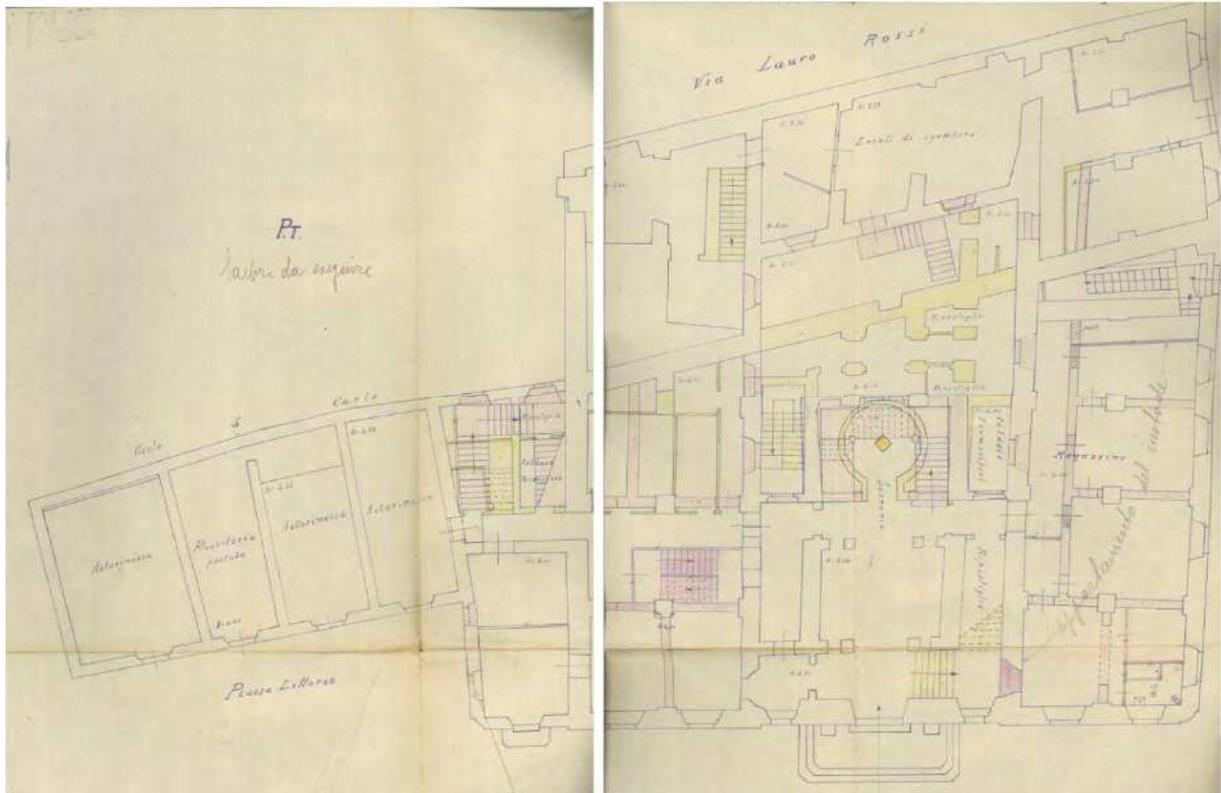


Figura 17 - Planimetria Piano Secondo (Demolizioni e Ricostruzioni - 1955)

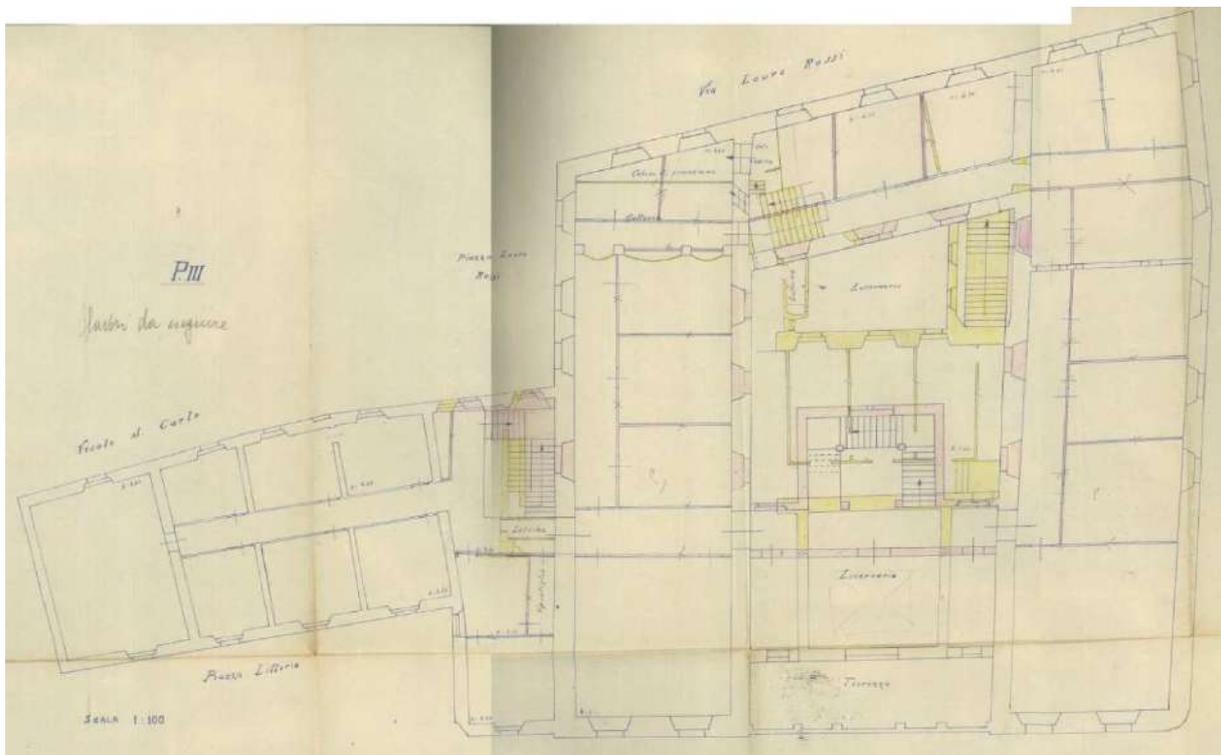


Figura 18 - Planimetria Piano Terzo (Demolizioni e Ricostruzioni - 1955)

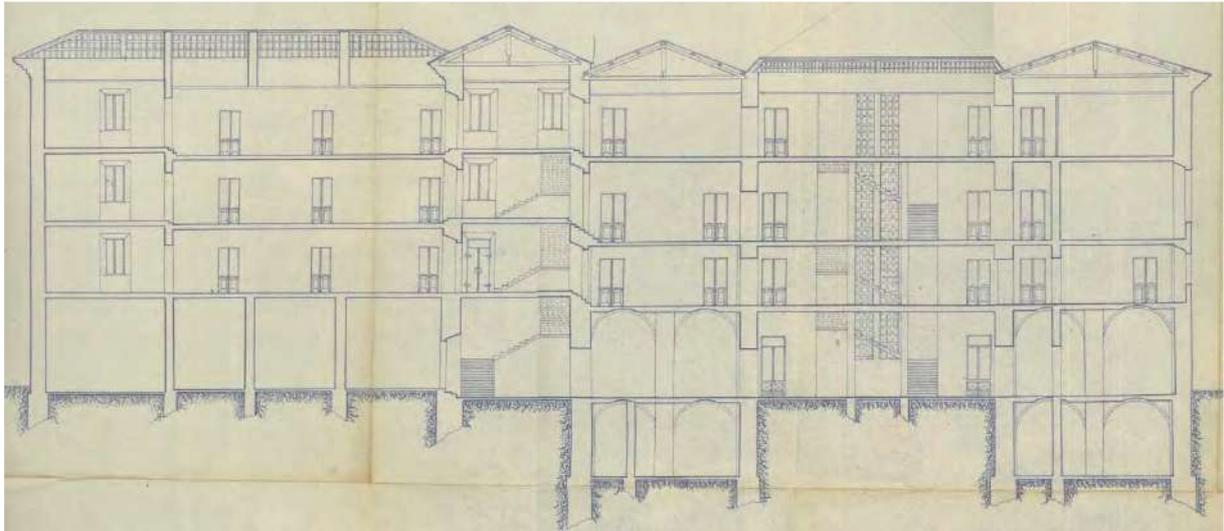


Figura 19 - Sezione longitudinale

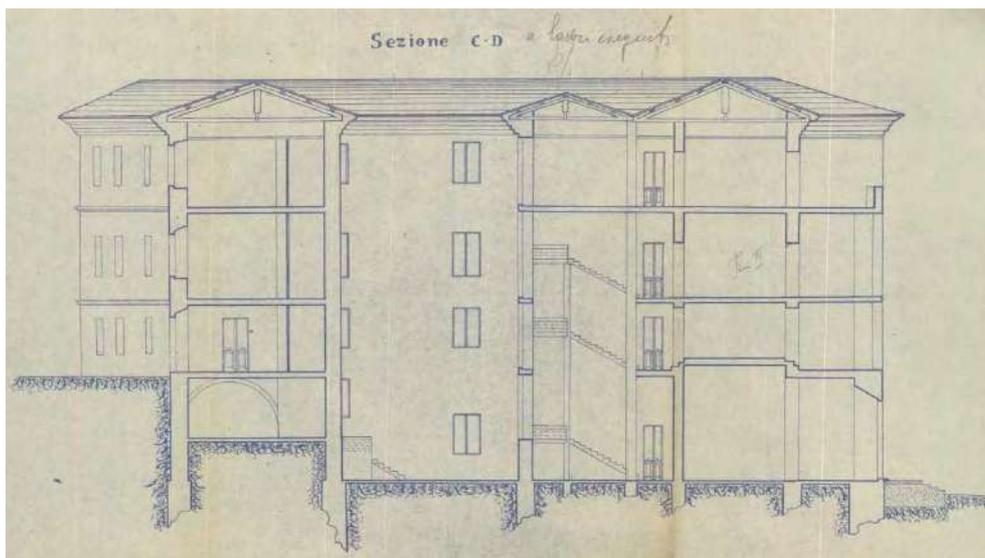


Figura 20 - Sezione Trasversale

Si propongono di seguito alcune fotografie del cantiere per la realizzazione dei lavori di ristrutturazione, provenienti dall'archivio storico di Macerata.



Figura 21 – Cantiere di ristrutturazione dell'ingresso con realizzazione del vano scala (sullo sfondo)



Figura 22 - Incamiciatura colonna ingresso



Figura 23 - Realizzazione scala



Figura 24 - Vista dell'ingresso successivamente alla ristrutturazione del 1955

4.1.3 L'edificio oggi

A tutt'oggi l'edificio, che si eleva per quattro livelli fuori terra, è caratterizzato dalla facciata monumentale tipicamente propria del periodo fascista, con un corpo centrale arretrato rispetto ai due laterali perfettamente simmetrici, sul quale si sviluppa un portico con tre arcate a tutto sesto a fare da quinta ai due livelli centrali e nel quale si aprono, tra le arcate due nicchioni con archi a tutto sesto in cui sono inserite statue in pietra raffiguranti soldati dell'antica Roma.

L'accesso ai diversi livelli avviene per il tramite di un ascensore e n. 2 corpi scala, uno al centro del corpo di fabbrica principale e l'altro posto all'innesto tra quest'ultimo e l'ala ovest.

Al piano seminterrato si trovano aree destinate a deposito separate centralmente da un terrapieno.

Al piano terra sono presenti locali adibiti ad archivio, un locale C.E.D., un alloggio con ingresso al civico 72 di piazza Mazzini e una cabina elettrica con ingresso al n.1 di via Fratelli Ciccarelli.

Dal primo al terzo piano si collocano gli ambienti destinati ad uffici. Il quarto piano è costituito prevalentemente da locali sottotetto con alcune porzioni non praticabili. La struttura portante del tetto è costituita da travi in legno e rinforzi in acciaio con sotto manto di piastrelle e manto di coppi. Le strutture murarie sono realizzate in muratura di mattoni pieni.

Nel 2004 il complesso immobiliare è pervenuto al Fondo Immobili Pubblici con Decreto di Trasferimento del Ministero dell'Economia e delle Finanze del 23/12/2004 pubblicato in G.U. n.303 del 28/12/2004. Gli immobili del fondo FIP sono gestiti da Investire SGR.



Figura 25 - Casa del Fascio dopo le modifiche del 1956



Figura 26 - Particolare prospetto su Piazza Mazzini (dettaglio portico con archi a tutto sesto e nicchioni con statue)

La facciata su via Lauro Rossi (dove i livelli diventano tre per l'innalzamento della quota del terreno), richiama quella dei teatri di fine ottocento, in stile neoclassico, costituita da un basamento bugnato agli angoli che si sviluppa poi verticalmente con delle lesene che vogliono richiamare pilastri di accesso ad un tempio, provviste di basamenti e capitelli e che terminano in un timpano triangolare modanato.

La struttura muraria di tutto il complesso è in mattoni a faccia vista, le aperture sono tutte inserite in cornici in pietra, la copertura è a padiglione.

All'interno, l'edificio si presenta assolutamente privo di qualsiasi richiamo monumentale, in quanto gli ultimi lavori lo hanno reso sede di uffici. Le uniche porzioni originali sono i due ingressi: quello principale con architravi costituiti da pilastri a sezione quadrata che poi vanno a sfociare in soffitti voltati e quello su via Lauro Rossi, attraverso il quale si accede in una stanza di forma pressochè ellittica, con le pareti tinteggiate in rosso sulle quali si aprono quattro nicchioni con arco a tutto sesto che probabilmente contenevano delle statue.

Le particolari vicende storico-costruttive, nonché l'evidente pregio architettonico, lo portano a costituire un bene degno di essere tutelato in forza dell'ex D.Lgs 42/2004 (ex legge 1089/39).

Le attività edilizie che hanno interessato l'immobile sono le seguenti:

- a) SCIA prot. 30072 del 29/06/2011 e relativo parere preventivo della Soprintendenza prot. 9711 del 08/06/2011, per opere di risanamento conservativo che prevedono, da un lato, la bonifica delle murature utilizzando intonaci macroporosi e deumidificanti e dall'altro il ripristino ai fini della sicurezza della capacità portante del solaio al piano seminterrato attraverso l'applicazione di fibre in acciaio. A tale pratica fa seguito la comunicazione di fine lavori datata 20/01/2012.
- b) Intervento di messa in sicurezza del parapetto della torre mediante comunicazione al Comune di Macerata in data 29/09/2011 e relativo parere della Soprintendenza prot. 18116 del 07/11/2011.
- c) Opere di pronto intervento non soggette a permesso di costruire, SCIA o DIA prot. 24406 del 20/06/2012 per manutenzione delle facciate e relativo parere preventivo della Soprintendenza prot. 18929 del 27/08/2012. A tale pratica fa seguito una comunicazione di avvenuto intervento prot. 22822 del 22/05/2013.
- d) SCIA prot. 58485 del 23/07/2018 e relativo parere preventivo della Soprintendenza prot. 6430 del 05/04/2018 per lavori di ripristino dei danni causati dal sisma (Protocollo Genio Civile n. 23/5083 del 02/07/2018).

Con riferimento agli interventi di cui al punto d), le attività possono riassumersi come segue:

- Inserimento di catene in acciaio del diametro di 30 mm in corrispondenza dei solai di calpestio dei piani 1, 2 e 3 corpo est su via F.lli Ciccarelli;
- Ripristino delle lesioni verticali sulle pareti ed orizzontali sui soffitti ai piani 1, 2 e 3 corpo est su via F.lli Ciccarelli mediante applicazione di rete in fibra di vetro;
- Revisione di porzione del manto di copertura zona sud-est.

Nelle figure 35-36-37-38 sono riportate le piante con le tipologie di intervento eseguite.

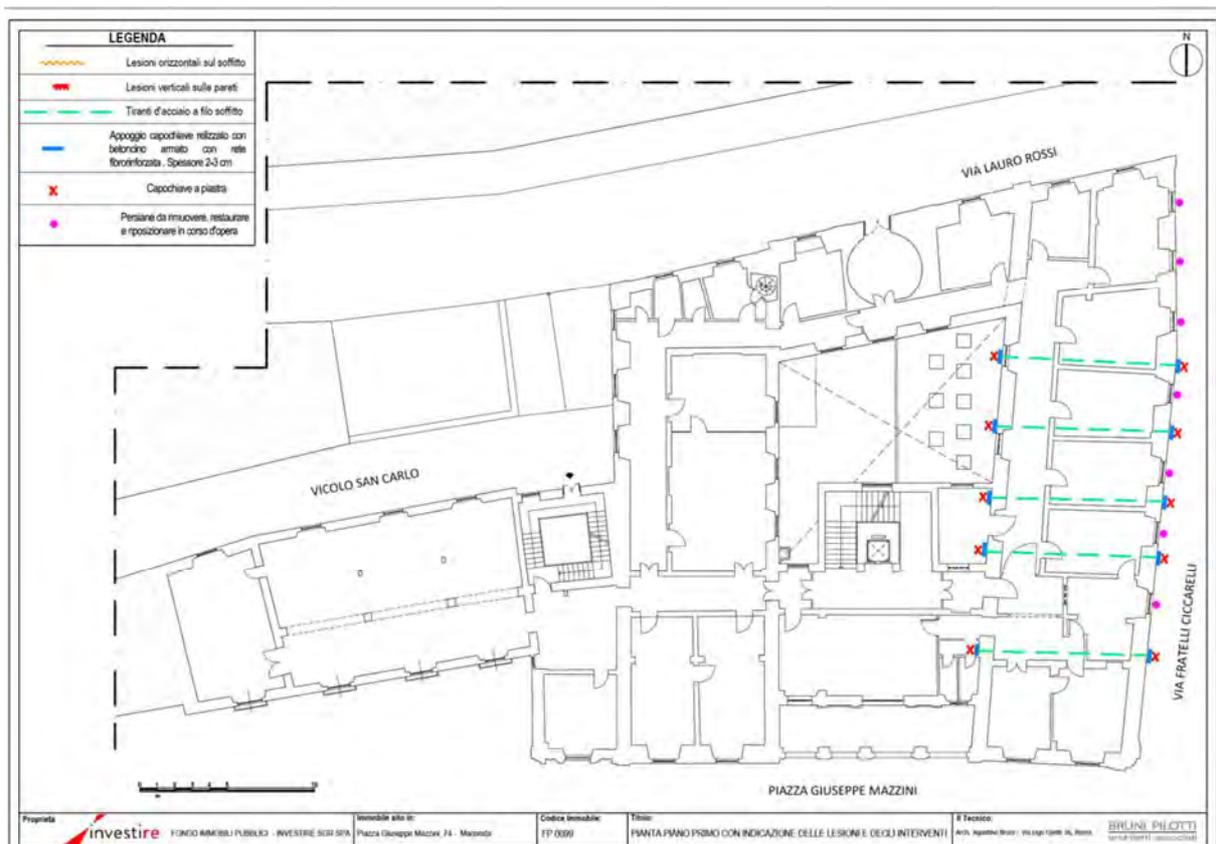


Figura 27 - Interventi di consolidamento piano 1

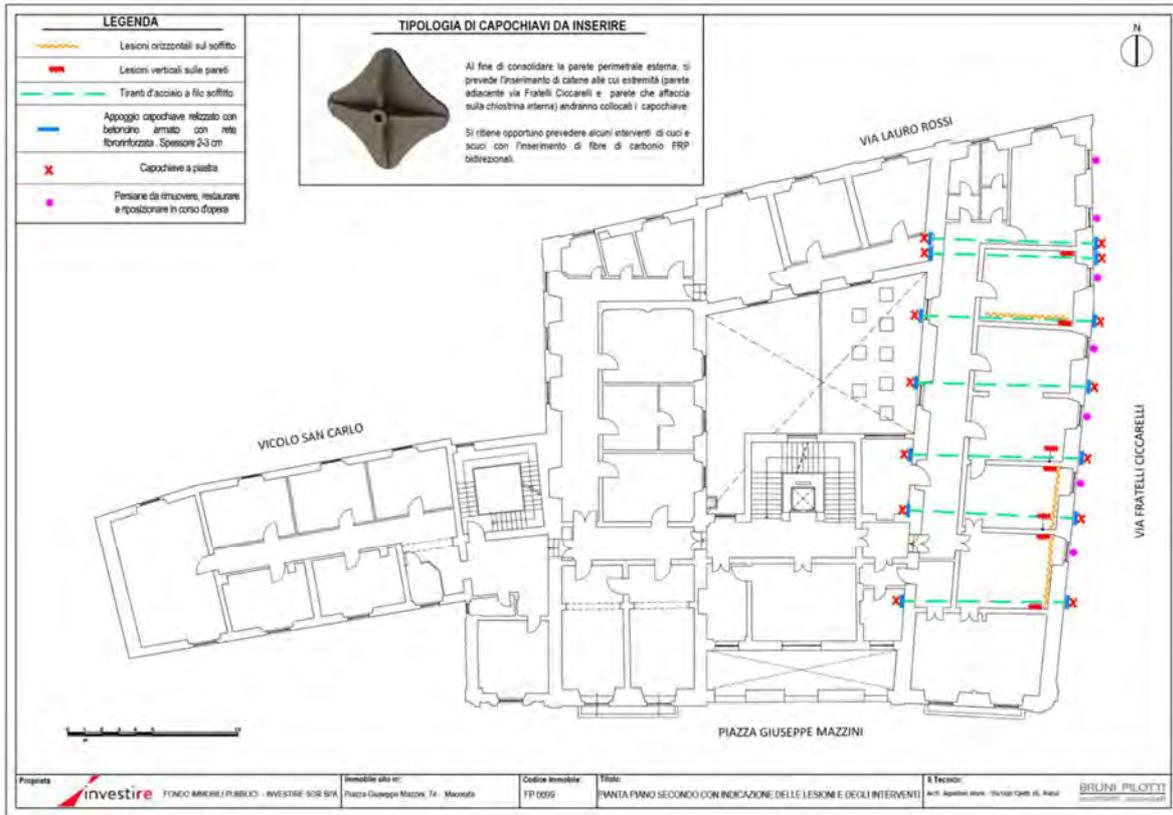


Figura 28 - Interventi di consolidamento piano 2

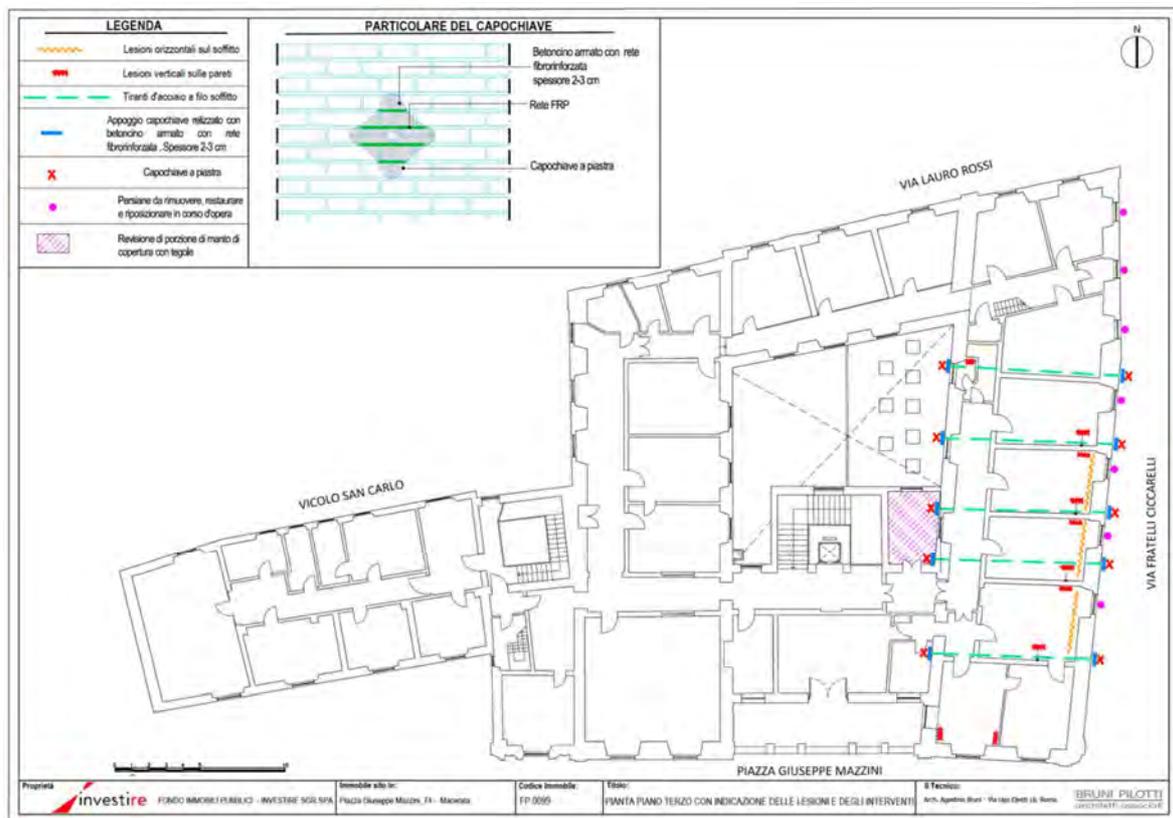


Figura 29 - Interventi di consolidamento piano 3

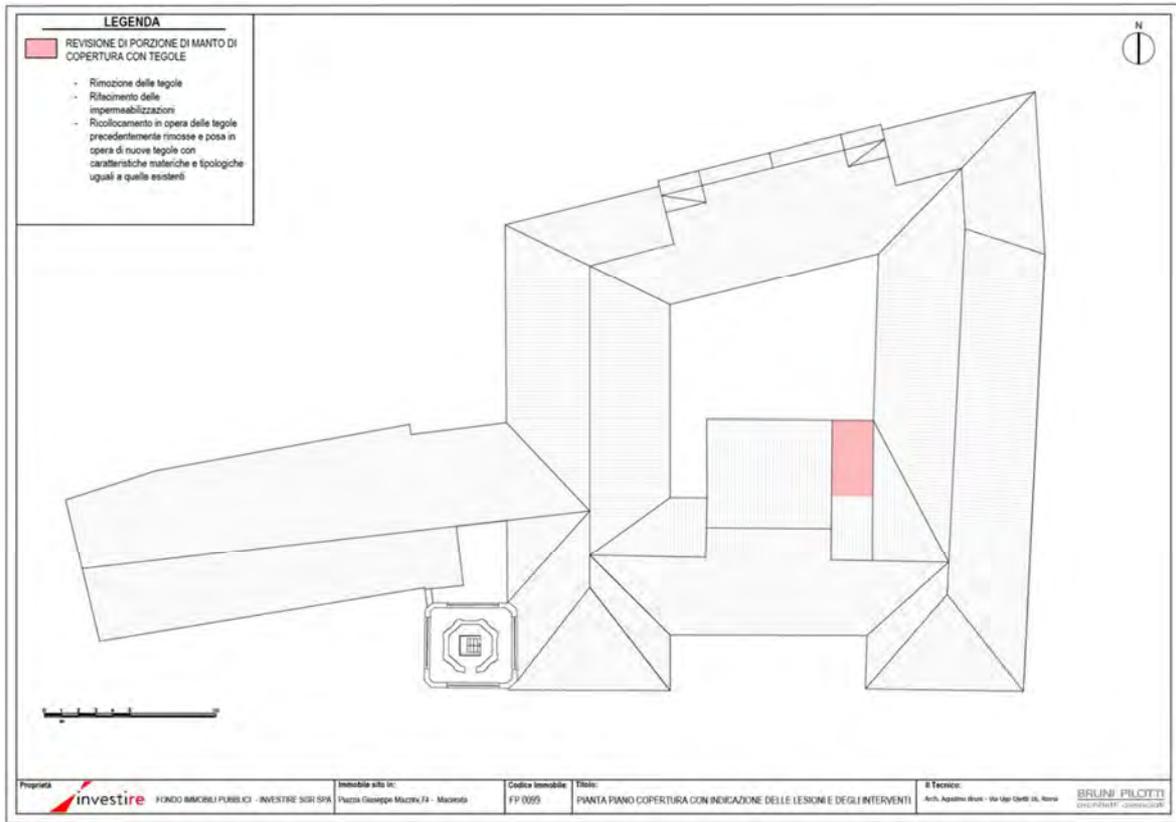


Figura 30 - Intervento di rifacimento porzione di copertura

4.1.4 Le tecniche costruttive

L'edificio in oggetto nasce come una struttura in muratura di mattoni pieni con malta di calce e copertura lignea. Nel periodo del fascismo e nel dopoguerra, alcune strutture portanti verticali e orizzontali sono state ricostruite in calcestruzzo armato. Nell'anno 2018 in corrispondenza del sottotetto del Fabbricato laterale e in corrispondenza della facciata su via Ciccarelli su primo, secondo e terzo piano sono state inserite delle catene in acciaio a seguito dell'evento sismico del 2016. Nel seguito vengono descritte le tecniche costruttive presenti nelle tre strutture dell'edificio.

Corpo principale

Le strutture portanti verticali sono tutte in muratura di mattoni pieni. Le strutture orizzontali sono voltate in tutto il piano seminterrato e nella maggior parte del piano terra: in quest'ultimo sono presenti nella zona centrale solai in latero-cemento sorretti da travi in calcestruzzo armato. A copertura del primo e del secondo piano i solai sono in latero-cemento, eccetto alcuni campi realizzati con putrelle e voltine. È presente un loggiato a doppia altezza tra primo e secondo piano in corrispondenza della facciata verso piazza Mazzini coperto da un sistema di volte. Gli orizzontamenti del terzo piano sono alcuni in latero-cemento, mentre in altre parti è stata riscontrata la presenza di un controsoffitto in legno non calpestabile. Le falde del tetto presentano una struttura in legno costituita da travi principali e travi secondarie collegate da tavelle in laterizio. Sono presenti delle capriate in legno.



Volte di copertura del piano seminterrato



Volte di copertura del piano seminterrato e del piano terra



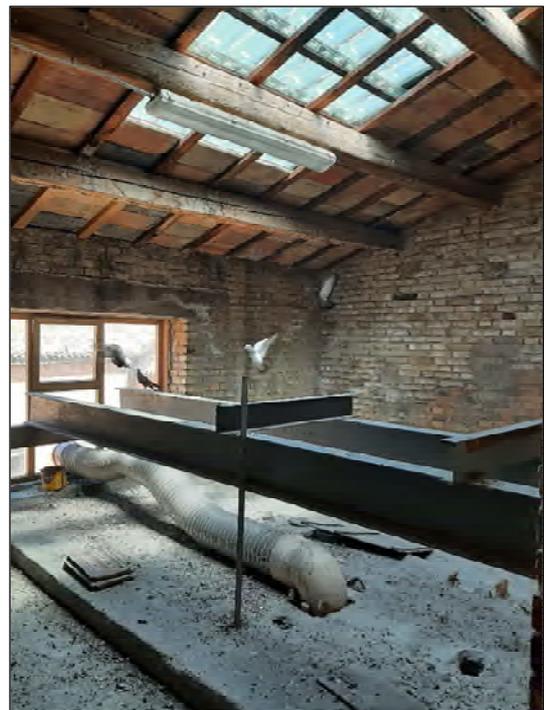
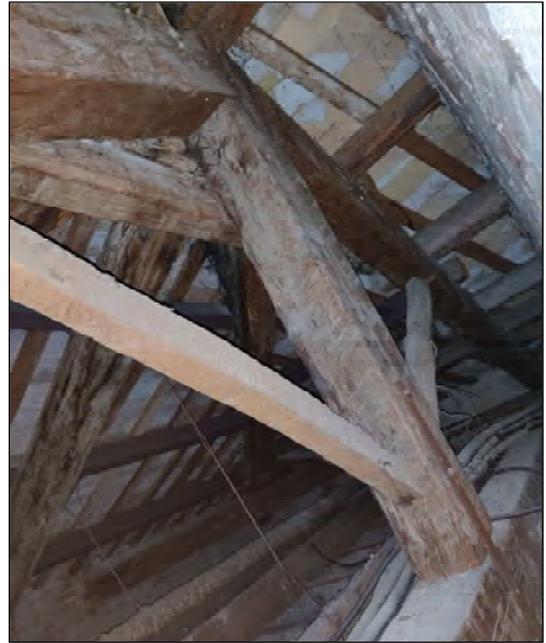
Solaio in latero-cemento e solaio a voltine nei piani successivi al piano terra



Solai di copertura del terzo piano



Falde in legno (a)



Falde in legno (b)

Fabbricato laterale

Le strutture verticali presenti sono sia in muratura che in calcestruzzo armato. Sono stati rilevati all'interno degli ambienti dei pilastri in c.a. collegati da travi. Al piano terra e primo piano sono stati rilevati anche degli elementi verticali in acciaio, probabilmente aggiunti a posteriori per ridurre la luce dei solai. Gli orizzontamenti sono tutti in latero-cemento, come anche la struttura delle falde del tetto.



Pilastri e travi in calcestruzzo armato



Alcuni ambienti



Falde in latero-cemento della copertura



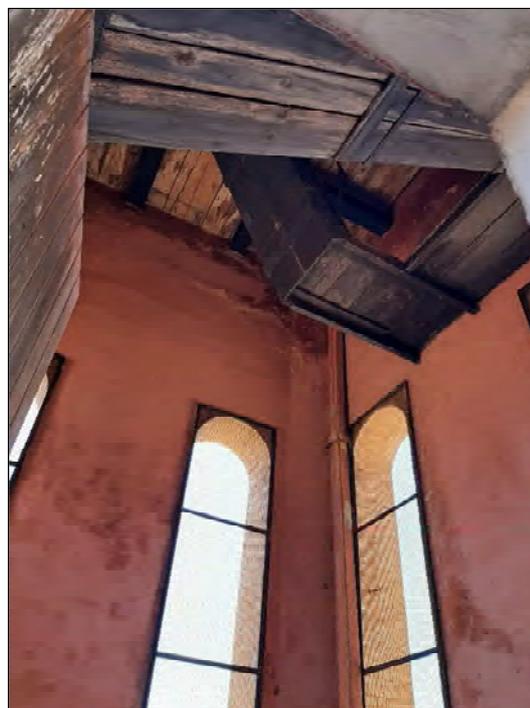
Copertura

Torre

Gli orizzontamenti sono in latero-cemento fino alla copertura del terzo piano. È presente un ulteriore orizzontamento che permette di raggiungere la sommità della struttura realizzato con un tavolato in legno e con una sottostruttura in acciaio posta in corrispondenza delle murature dell'ultimo interpiano. In sommità alla torre è presente una sovra-struttura in carpenteria metallica a sostegno del faro sommitale realizzato in epoca fascista.



Vista esterna (a sinistra) e piano terra (a destra)



Livelli superiori al piano terzo

4.2 Rilievo geometrico dello stato di fatto

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito, in accordo al punto 8.5.2 delle NTC 2018, sia alla geometria complessiva dell'edificio che a quella degli elementi costruttivi. Il risultato del rilievo eseguito è riportato nelle piante e sezioni allegate agli elaborati di progetto.

Esso è riferito, ai sensi del punto C8A.1.A.3, a tutti gli elementi strutturali dell'edificio comprendendo le murature, i solai, la connessione tra i vari elementi, le travi principali e secondarie della copertura, le finiture, l'individuazione dei carichi e la tipologia delle fondazioni.

Attraverso tali operazioni e vista la notevole ripetitività degli elementi strutturali è stata ricostruita la completa geometria strutturale dell'edificio.

Il sistema sismo resistente dell'edificio è costituito dalle murature disposte sia perimetrali che di spina su cui sono impostati gli orizzontamenti di piano.

In particolare:

Murature

La tipologia di muratura prevalente che costituisce la struttura portante dell'edificio è di mattoni pieni allettati in corsi di malta. Gli spessori al netto dell'intonaco sono rispettivamente:

- Piano seminterrato Spessore 97 cm;
- Piano terra Spessore variabile da 38 a 94 cm;
- Piano primo, secondo e terzo Spessore variabile da 27 a 84 cm

Le murature del piano seminterrato si presentano compatte con un grado di connessione buono ed efficiente. L'intonaco superficiale presenta spessori di 3 cm su quelle perimetrali e 2 centimetri su quelle trasversali.





Piano interrato – esempi di muratura portante



Piano terra – esempi di muratura portante



Piano terra – pilastro in muratura rivestito da porzione in calcestruzzo



Piano primo – pilastro in calcestruzzo armato (Fabbricato laterale)



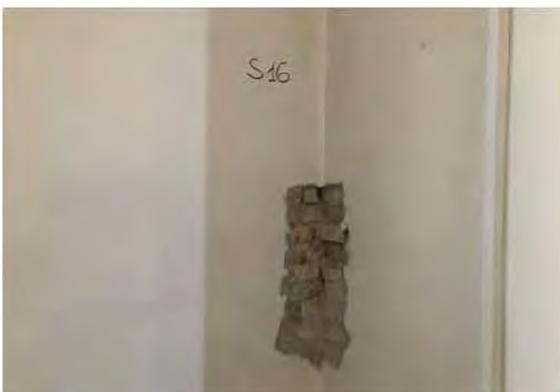
Piano primo – profilati metallici (Fabbricato laterale)



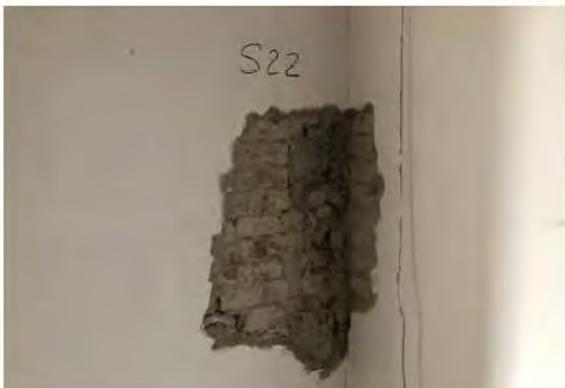
Piano primo – esempi di muratura portante



Piano primo - Torre



Piano secondo – esempi di muratura portante

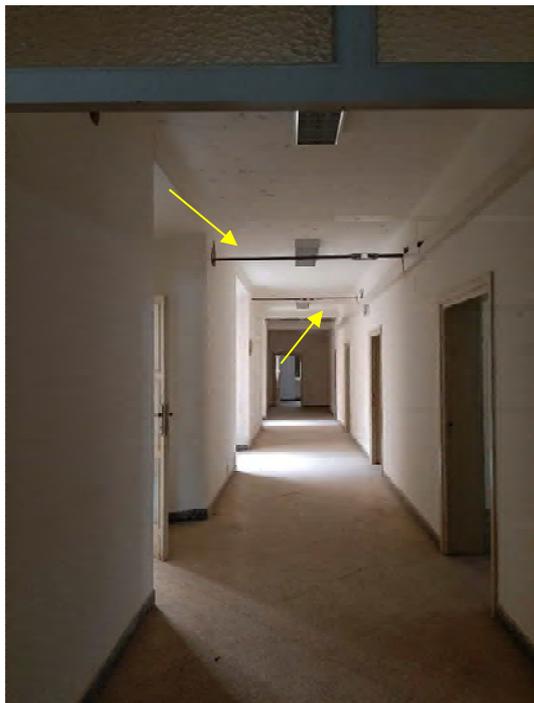


Piano terzo – esempi di muratura portante

Il grado di connessione tra le murature è stato rilevato in alcuni casi non molto efficiente. La presenza di catene sia sul lato di via Ciccarelli che in corrispondenza della copertura del Fabbricato laterale indica la necessità di miglioramento di tali connessioni.

Tiranti in acciaio

Dal rilievo è emersa la presenza di tiranti in acciaio, come mostrato in figura.



Alcuni tiranti in acciaio rilevati su primo piano e secondo piano



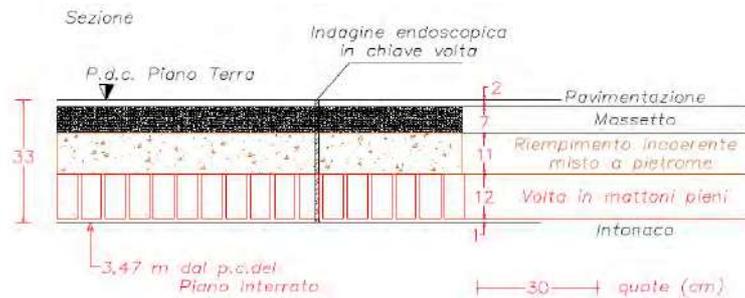
Alcuni tiranti in acciaio rilevati su terzo piano e sottotetto del Fabbricato laterale

Solai Sono state riscontrate le seguenti tipologie di solai:

- Solai voltati;
- Solai in latero-cemento;
- Solai a voltine e putrelle.

Solai voltati – Gli orizzontamenti voltati in tutto il piano seminterrato e nella maggior parte del piano terra: esse sono in mattoni pieni aventi rinfianchi in materiale di riempimento sciolto, massetto di allettamento superiore e sovrastante pavimentazione. Sono presenti volte a crociera, a botte e a vela.

Le volte a crociera hanno dimensioni in pianta di circa 4 e 5 metri, raggio di curvatura mediamente superiore a 2 m e quota d’imposta tra 1.50 e 2.10 m. Le volte presenti più numerose sono quelle a crociera; nella zona nord-est del piano terra, avente un interpiano minore rispetto alla restante parte dello stesso livello, gli orizzontamenti sono realizzati mediante delle volte a vela. Sia al seminterrato che al piano terra si ritrovano alcune volte a botte, spesso come raccordo con altri tipi di volta.



Dall’indagine endoscopica è stato rilevato che la volta è in mattoni pieni disposti a in modo da formare uno spessore di 12 cm. Lo spessore complessivo in chiave risulta essere di 33 cm circa. La stratigrafia presenta uno strato di pavimentazione, un massetto per l’allettamento della pavimentazione, un rinfianco con spessore variabile con minimo di 11 cm e, al di sotto dell’arco portante di 12 cm, l’intonaco.

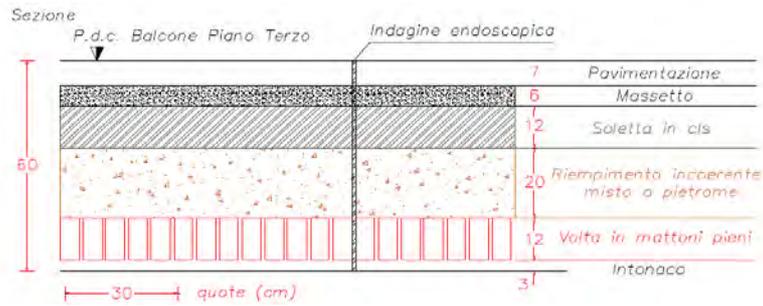




Esempi di volte di copertura

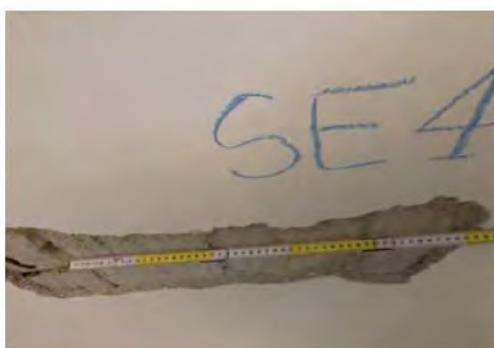
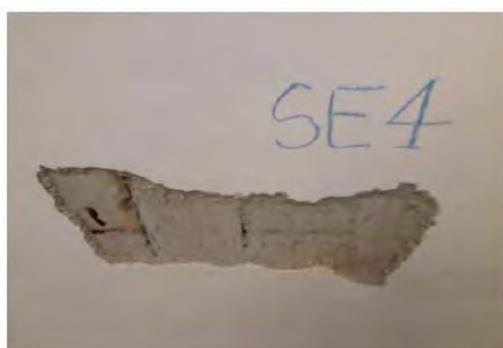
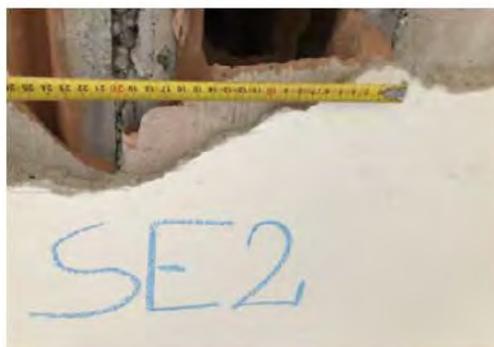
Le volte si presentano in buone condizioni e non risultano avere quadri fessurativi tali da far presupporre condizioni di sofferenza e di instabilità.

A copertura del loggiato a doppia altezza sulla facciata di piazza Mazzini si hanno una serie di volte a crociera. Dall'indagine endoscopica è stato rilevato uno spessore delle volte complessivo in chiave di 60 cm. La stratigrafia, come mostrato dalla figura sotto riportata, presenta una pavimentazione di 7 cm, un massetto per l'allettamento della pavimentazione di spessore pari a 6 cm, un rinfiacco con spessore variabile con minimo di 20 cm ed un arco portante con spessore pari a 12 cm. All'intradosso della volta è applicato un intonaco dello spessore di circa 3 cm.



Copertura del loggiato

Solai in latero-cemento – I solai di copertura del primo e del secondo piano, più alcuni solai del piano terra e del piano terzo sono stati realizzati in latero-cemento, con travetti di larghezza 10 cm posti ad interasse 20 cm e soletta in cls, a seconda della tipologia, variabile da 4 a 7 cm; le pignatte utilizzate sono alte 12, 16, 20 cm in relazione alla luce del solaio. Al di sopra della soletta, si ha una caldana e la pavimentazione con relativo strato di allettamento.

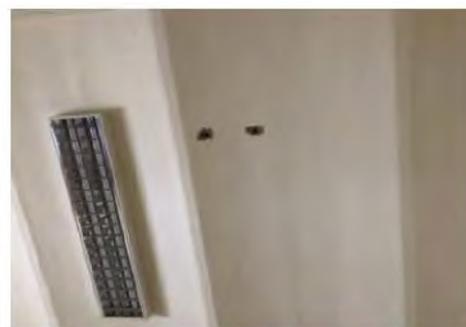


Saggi intradosso solai in latero-cemento

Solai voltine e putrelle – La tipologia di solaio a putrelle e voltine si trova a copertura del secondo piano ed è del tipo misto costituito da travi in acciaio e voltine in mattoni, da soletta soprastante in calcestruzzo, massetto e pavimentazione.

Le caratteristiche geometriche dei solai a voltine presenti sono le seguenti:

- Travi in acciaio del tipo a doppio T;
- Mattoni disposti in modo da creare uno spessore di 5 cm;
- Soletta superiore in calcestruzzo dello spessore variabile da 5 a 12 cm;
- Massetto dello spessore variabile da 4 a 11 cm;
- Pavimentazione da 1 o 2 cm.



Saggi intradosso solaio a voltine

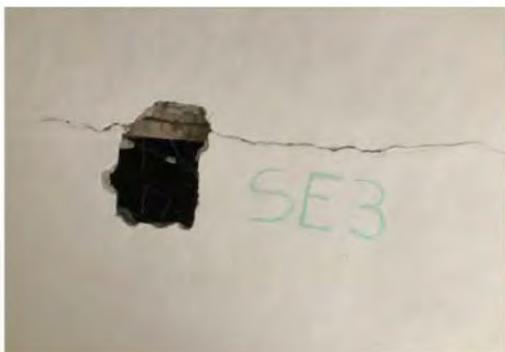
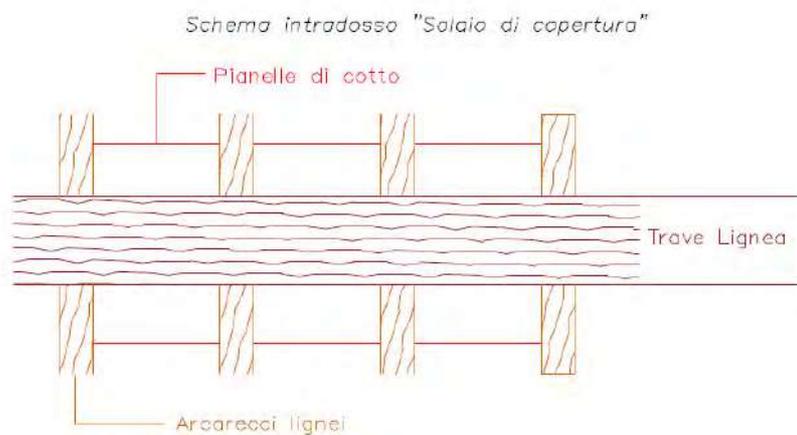


Solai a voltine - foto

Copertura La copertura è a falde inclinate. Se ne distingue una tipologia lignea per il corpo principale e una tipologia in latero-cemento per il Fabbricato laterale.

La copertura del corpo principale è costituita dai seguenti elementi:

- Travi principali lignee 16x16 cm ad interasse 0.90 m;
- Travi secondarie lignee 7.0x3.5 cm ad interasse 0.25 m;
- Tavelle;
- Massetto di 5 cm circa;
- Manto di copertura in coppi o marsigliesi.



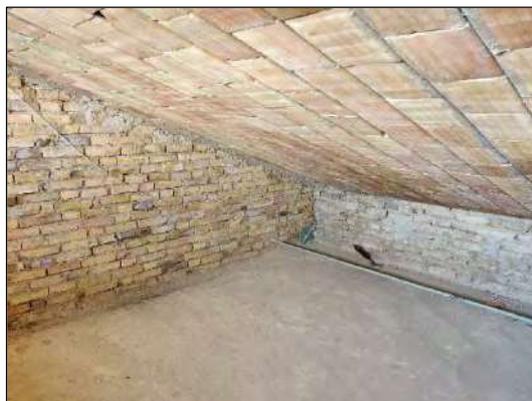
Controsoffittatura del terzo piano (a sinistra), da cui si intravede l'intradosso della copertura lignea (a destra)



Copertura lignea

La copertura del Fabbricato laterale è costituita dai seguenti elementi:

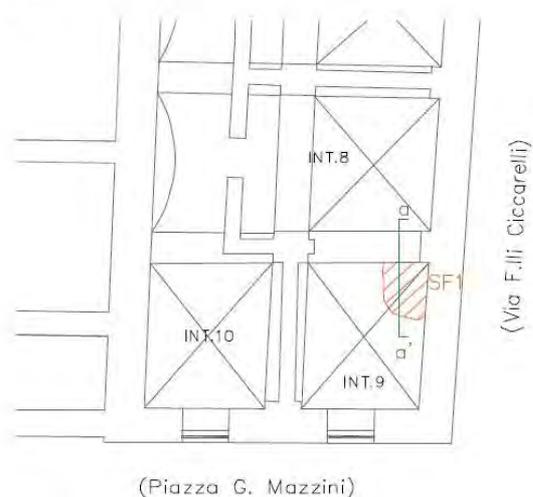
- Travetti in c.a. 10x12 cm ad interasse 20 cm;
- Soletta in cls di 5 cm;
- Laterizi forati 10x12 cm;
- Massetto di 5 cm circa;
- Manto di copertura in coppi o marsigliesi.



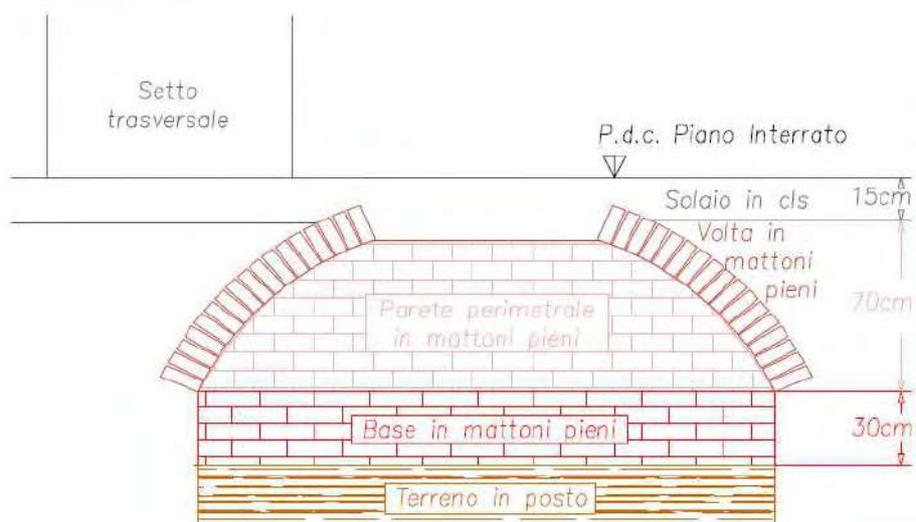
Copertura in latero - cemento

Fondazioni Dal saggio effettuato in fondazione, rimuovendo porzione del solaio del piano interrato, è stata rilevata una soletta in cls poggiata su di una volta di fondazione realizzata in mattoni pieni profonda 70 cm. La volta di fondazione è poggiata su di una base di mattoni pieni, perforata per effettuare un'indagine endoscopica per verificarne lo spessore pari a 30 cm ed il terreno in posto sottostante.

Pianta:



Sezione a-a'



Di seguito si riportano alcune delle foto effettuate durante il rilievo.



Ubicazione saggio in fondazione



Rilievo ringrosso parete perimetrale



Solaio in cls e volta in mattoni sottostante



Volta in mattoni



Materiale sciolto misto a mattoni e pietre per il riempimento della volta.

Per quanto riguarda il sistema il sistema fondazione nel suo complesso e per quanto emerge dall'analisi dello stato di conservazione dell'immobile, non risultano manifesti segni di degrado o di cedimenti differenziali in atto che facciano ritenere presenti problemi legati alla struttura di fondazione o ad essa imputabili.

Il rilievo ex-novo completo ha consentito di ottenere una conoscenza adeguata della geometria dell'edificio e di valutare la modalità esecutive dei dettagli costruttivi.

4.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati nella costruzione

Per la valutazione della sicurezza dell'edificio, ai sensi delle NTC 18, è necessario raggiungere un adeguato livello di conoscenza delle strutture che deve tener conto delle diverse tipologie strutturali presenti nella costruzione. A tale scopo è stata eseguita una campagna di indagini conoscitive, distruttive e non distruttive, finalizzata alla determinazione delle caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche dei principali elementi che costituiscono l'organismo strutturale.

In particolare sono state eseguite:

- 4 prove con martinetto piatto singolo;
- 8 prove con martinetto piatto doppio;
- 4 prove penetrometriche su malta;
- 8 prove soniche su muratura;
- 3 prove non distruttive su cls (rilievo pacometrico – indagine ultrasonica – sclerometriche);
- 4 prove sulle strutture lignee volte alla conoscenza del materiale individuandone la specie legnosa, lo stato di conservazione e delle caratteristiche meccaniche nonché l'eventuale degrado biotico anche in relazione alle condizioni ambientali di conservazione;
- Diverse indagini endoscopiche e visive volte all'accertamento delle caratteristiche geometriche, al riconoscimento della tipologia muraria, alla valutazione del grado di connessione tra le murature, alla valutazione dello spessore della muratura, alla tipologia e quota d'imposta delle fondazioni ed al rilievo di un eventuale quadro fessurativo che interessa l'edificio.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle indagini eseguite dalla CMG Testing, società incaricata dalla scrivente per la esecuzione delle indagini sui terreni e sui materiali da costruzione.

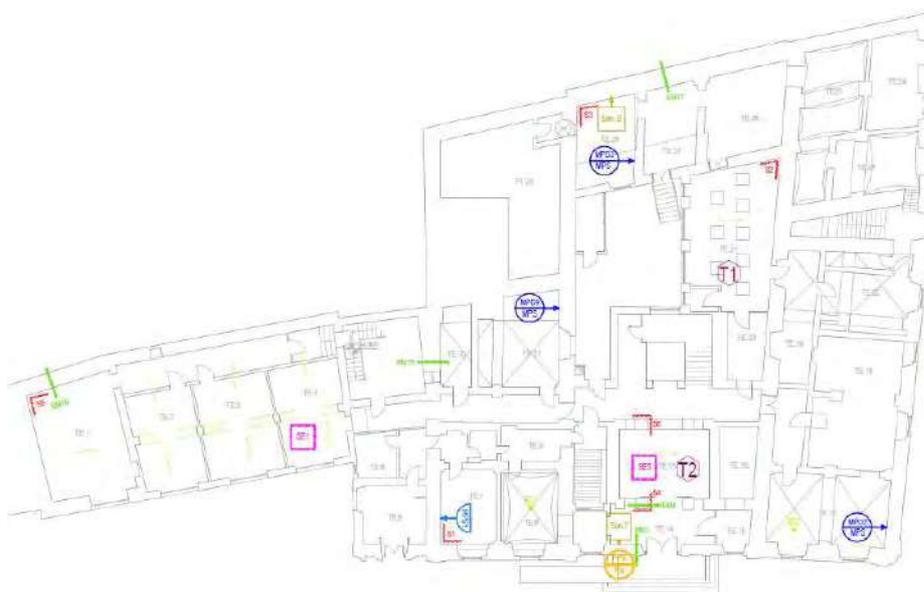


VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
EDIFICIO FIP
PIAZZA GIUSEPPE MAZZINI
MACERATA (MC)

UBICAZIONE INDAGINI STRUTTURALI
PIANO SEMINTERRATO

LEGENDA SIMBOLI

	SAGGI VIBRI SU MURATURA
	ESODOCORIA SU MURATURA
	PROVA MARTINETTO PIATTO SINGOLO
	PROVA MARTINETTO PIATTO DOPIO
	PROVA PENETRIMETRO A ULTRA SUOLI
	PROVA SONICA SULLE MURATURE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI FONDAZIONI
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI COLI
	PROVA SONICA SUOLI
	POSTAZIONE PROVE NON DISTRUTTIVE SU COLI Rilevo Radarless - Indagine Ultrasonica - Sclerometria
	RILIEVO TERMOGRAFICO
	RILIEVO E PROVE ECOSTRATEGICHE SU STRUTTURE IN LEGNO



VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
EDIFICIO FIP
PIAZZA GIUSEPPE MAZZINI
MACERATA (MC)

UBICAZIONE INDAGINI STRUTTURALI
PIANO TERRA

LEGENDA SIMBOLI

	SAGGI VIBRI SU MURATURA
	ESODOCORIA SU MURATURA
	PROVA MARTINETTO PIATTO SINGOLO
	PROVA MARTINETTO PIATTO DOPIO
	PROVA PENETRIMETRO A ULTRA SUOLI
	PROVA SONICA SULLE MURATURE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI FONDAZIONI
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI COLI
	PROVA SONICA SUOLI
	POSTAZIONE PROVE NON DISTRUTTIVE SU COLI Rilevo Radarless - Indagine Ultrasonica - Sclerometria
	RILIEVO TERMOGRAFICO
	RILIEVO E PROVE ECOSTRATEGICHE SU STRUTTURE IN LEGNO



VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
EDIFICIO FIP
PIAZZA GIUSEPPE MAZZINI
MACERATA (MC)

UBICAZIONE INDAGINI STRUTTURALI
PIANO PRIMO

LEGENDA SIMBOLI

	SAGGI VEDI SU MURATURA
	ENDOSCOPIA SU MURATURA
	PROVA MARTINETTO PIATTO SINGOLO
	PROVA MARTINETTO PIATTO DOPIO
	PROVA PENETROMETRIA SULLA CALCE
	PROVA CARICA SULLE MARMIFFE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI FONDAZIONE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI SOLAI
	POSTAZIONE PROVE NON DISTRUTTIVE SU OLD
	RILEVO TERMOGRAFICO
	RILEVO E PROVE RESISTOGRAFICHE SU STRUTTURE IN LEGNO



VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
EDIFICIO FIP
PIAZZA GIUSEPPE MAZZINI
MACERATA (MC)

UBICAZIONE INDAGINI STRUTTURALI
PIANO SECONDO

LEGENDA SIMBOLI

	SAGGI VEDI SU MURATURA
	ENDOSCOPIA SU MURATURA
	PROVA MARTINETTO PIATTO SINGOLO
	PROVA MARTINETTO PIATTO DOPIO
	PROVA PENETROMETRIA SULLA CALCE
	PROVA CARICA SULLE MARMIFFE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI FONDAZIONE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI SOLAI
	POSTAZIONE PROVE NON DISTRUTTIVE SU OLD
	RILEVO TERMOGRAFICO
	RILEVO E PROVE RESISTOGRAFICHE SU STRUTTURE IN LEGNO

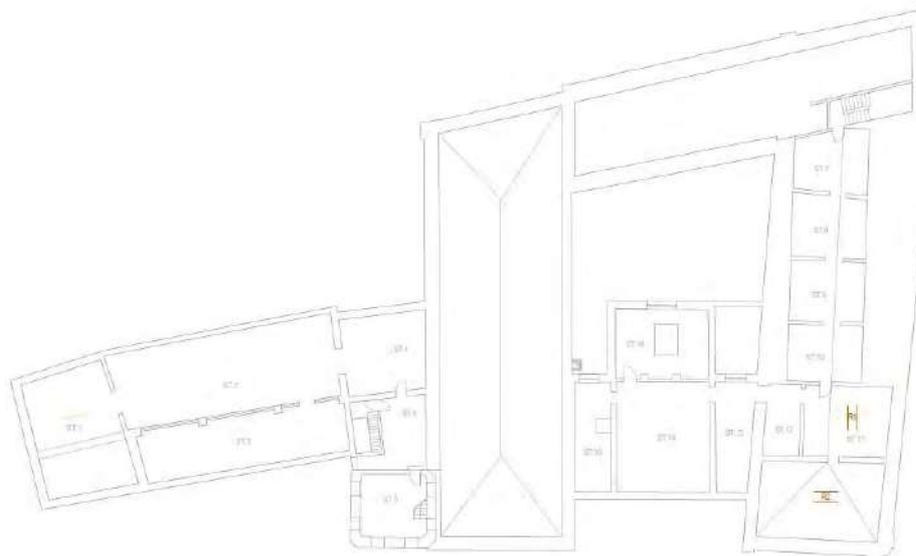


VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
EDIFICIO FIP
PIAZZA GIUSEPPE MAZZINI
MACERATA (MC)

UBICAZIONE INDAGNI STRUTTURALI
PIANO TERZO

LEGENDA SIMBOLI

	SAGGI VEDI SU MURATURA
	CILINDRO DI MURATURA
	PROVA MARTINETTO PUNTO SINGOLO
	PROVA MARTINETTO PUNTO DOBBO
	PROVA PENETRIMETRIA SULLE MALTE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI FONDAZIONE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI COLUI
	SONDAGGI NON DISTRUTTIVI
	POSTAZIONE PROVE NON DISTRUTTIVE SU COLI Rilevo Parametrico - Indagine Ultrasuoni - Sismometriche
	RILIEVO TERMOGRAFICO
	RILIEVO E PROVE RESISTOGRAFICHE SU STRUTTURE IN LEGNO



VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
EDIFICIO FIP
PIAZZA GIUSEPPE MAZZINI
MACERATA (MC)

UBICAZIONE INDAGNI STRUTTURALI
PIANO SOTTOTETTO

LEGENDA SIMBOLI

	SAGGI VEDI SU MURATURA
	CILINDRO DI MURATURA
	PROVA MARTINETTO PUNTO SINGOLO
	PROVA MARTINETTO PUNTO DOBBO
	PROVA PENETRIMETRIA SULLE MALTE
	PROVA FONDAZIONE DELLE MURATURE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI FONDAZIONE
	SAGGI PARZIALMENTE DISTRUTTIVI COLUI
	SONDAGGI NON DISTRUTTIVI
	POSTAZIONE PROVE NON DISTRUTTIVE SU COLI Rilevo Parametrico - Indagine Ultrasuoni - Sismometriche
	RILIEVO TERMOGRAFICO
	RILIEVO E PROVE RESISTOGRAFICHE SU STRUTTURE IN LEGNO

4.3.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Le indagini sugli elementi strutturali sono state eseguite dalla CMG Testing Srl e sono allegata alla presente valutazione.

Secondo quanto indicato al punto C8.5.4 della circolare n.7 del 2019 la stima dei *Fattori di Confidenza* può essere fatta come segue:

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini limitate* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC2** solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini estese* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC3** solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di **FC** è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

Le indagini eseguite consentono di raggiungere un livello di conoscenza, in accordo con il punto C8.5.4.2, pari a:

- **LC3 per la tipologia di muratura in mattoni pieni e malta di calce;**
- **LC3 per le strutture lignee;**
- **LC3 per le strutture in acciaio.**

I fattori di confidenza sono stati utilizzati per la riduzione delle resistenze dei materiali e sono intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

4.3.2 Muratura

La tipologia di muratura che costituisce la struttura portante dell'edificio è in mattoni pieni allettati in corsi di malta regolari.

Sono state eseguite **4** prove con martinetto piatto singolo, **8** prove con martinetto piatto doppio e **4** prove penetrometriche sulla malta.

Sulla base delle informazioni complessivamente acquisite sulla tipologia muraria è possibile affermare di aver raggiunto un livello di conoscenza LC3 (§ 8.5.4 e C8.5.4.1) che porta all'adozione di un fattore di confidenza $FC = 1.00$ (Tabella C8.5.IV, Circ. n. 7 del 21/01/19).

I valori delle prove eseguite con martinetto conducono ai seguenti risultati:

Ubicazione Parete	Tipo prova	Seminterrato			Terra			Primo			Secondo		
		σ di lavoro	Modulo elastico	σ di rottura	σ di lavoro	Modulo elastico	σ di rottura	σ di lavoro	Modulo elastico	σ di rottura	σ di lavoro	Modulo elastico	σ di rottura
Pilastro in muratura	Martinetto semplice	0.51											
Pilastro in mattoni pieni		0.50											
Setto trasversale	Martinetto doppio	0.52	2,926.77	2.58									
Setto trasversale	Martinetto semplice				0.36								
Parete perimetrale	Martinetto doppio				0.28	716.08	1.61						
Setto trasversale						0.37	1,114.86	1.77					
Parete perimetrale interna	Martinetto doppio							0.36	4,770.00	2.10			
Setto trasversale									0.29	1,266.93	2.42		
Setto interno	Martinetto semplice							0.25					
Setto trasversale	Martinetto doppio										0.19	882.62	1.67
Parete perimetrale trasversale											0.19	767.92	1.67
Parete perimetrale trasversale											0.36	684.57	1.87

I valori delle prove eseguite sulle malte conducono ai seguenti risultati:

Codice prova	Ubicazione Parete	Terra		Primo		Secondo		Terzo	
		Sclerometro	Penetrometro	Sclerometro	Penetrometro	Sclerometro	Penetrometro	Sclerometro	Penetrometro
PP-MA1	Parete perimetrale	0.20	1.50						
PP-MA2	Parete perimetrale			0.30	1.10				
PP-MA3	Setto trasversale					0.30	2.10		
PP-MA4	Parete perimetrale							0.30	1.40
	Valori medi	0.20	1.50	0.30	1.10	0.30	2.10	0.30	1.40
		0.85		0.70		1.20		0.85	

In accordo con il §C8.5.4.1 viene valutato il valore medio da adottare nei calcoli attraverso la stima dei parametri μ' e σ' partendo dalla stima a-priori dei parametri di resistenza:

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

La muratura in oggetto è stata assimilata ad una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

I valori delle resistenze e dei moduli elastici sopra riportati vengono aggiornati sulla base delle misure eseguite in situ. La stima del generico parametro χ può essere dedotto con una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori a partire dai valori minimo e massimo riportati nella tabella precedente.

In particolare

$$\mu' = \frac{1}{2}(\chi_{\min} + \chi_{\max}) \quad \sigma' = \frac{1}{2}(\chi_{\max} - \chi_{\min})$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n \cdot \bar{X} + k \cdot \mu'}{n + k}$$

\bar{X} è la media delle n prove

k è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione della stima effettuata attraverso le prove e la varianza della distribuzione a-priori.

f (min)	2.600	Valore minimo di f da tab. C8.5.I	Correzione rottura per compressione
f (max)	4.300	Valore massimo di f da tab. C8.5.I	
μ'	3.450	Semi somma tra max e min	
σ'	0.850	Semi differenza tra max e min	
n	8.000	Numero di prove	
\bar{X}^{\wedge}	1.961	Valore medio delle prove	
k	2.000	Coeff. Da tabella C8.5.III	
μ''	2.259	Valore medio tensione di rottura secondo C8.5.4.3	

E (min)	1200	Valore minimo di E da tab. C8.5.I	Correzione modulo elastico
E (max)	1800	Valore massimo di E da tab. C8.5.I	
μ'	1500.000	Semi somma tra max e min	
σ'	300.000	Semi differenza tra max e min	
n	8.000	Numero di prove	
\bar{X}^{\wedge}	1641.219	Valore medio delle prove	
k	1.500	Coeff. Da tabella C8.5.III	
μ''	1618.921	Valore medio modulo elastico secondo C8.5.4.3	

- coefficiente correttivo - - - (non previsto)
- fattore di confidenza 1.0

I valori assunti nel calcolo sono i seguenti:

E (min)	1200	Valore minimo di E da tab. C8.5.I	Correzione rottura a compressione dedotta dal valore di E da martinetto piatto doppio (nota in calce tabella C8.5.III)
E (max)	1800	Valore massimo di E da tab. C8.5.I	
μ'	1500.000	Semi somma tra max e min	
σ	300.000	Semi differenza tra max e min	
n	8.000	Numero di prove	
\bar{X}	1641.219	Valore medio delle prove	
k	3.000	Coeff. Da tabella C8.5.III (nota in calce)	
μ''	1602.704	Valore medio modulo elastico secondo C8.5.4.3	
f/E (min)	0.001449	Rapporto f/E valori minimi tab. C8.5.I	
f/E (max)	0.001905	Rapporto f/E valori massimi tab. C8.5.I	
f/E (medio)	0.001677	Valore medio rapporto f/E tab. C8.5.I	
f	2.688	Resistenza media a compressione dedotta da E tab. C8.5.3	

4.3.1 Strutture lignee

L'impiego del legno è stato riscontrato in corrispondenza delle partizioni orizzontali, in particolare nelle strutture portanti delle strutture principali e secondarie della copertura.

Per la caratterizzazione delle strutture lignee sono state eseguite delle diagnosi basate su:

- Individuazione della specie legnosa;
- Geometria;
- Presenza o meno di degrado;
- Entità del degrado;
- Classificazione seconda la resistenza.

Caratteristiche del materiale

Materiale :

Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :

Classe di servizio :

- Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :	γ_M	=	<input type="text" value="1,50"/>	[-]
Coefficiente di deformazione :	k_{def}	=	<input type="text" value="0,80"/>	[-]
Fattore di Confidenza	FC	=	<input type="text" value="1,00"/>	[-]

La specie legnosa individuata per le strutture lignee è il castagno.

L'esecuzione di una diagnosi equivale al raggiungimento di un livello di conoscenza LC3 a cui corrisponde un fattore di confidenza FC = 1.0.

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibrazione ¹⁾	taglio (parallelo alla fibrazione)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibrazione	perpendicolare alla fibrazione				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pino (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Faggio (Fagus spp.)	I	10	2,0	11	10	0,9	12 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibrazione si assume convenzionalmente uguale a zero.

Correlazione tra le tensioni ammissibili e le resistenze caratteristiche

Un modo per ottenere da questi valori di resistenza, un valore caratteristico per le verifiche agli Stati limite potrebbe essere:

$$f_k = \sigma_{amm} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{G,Q} / k_{mod}$$

$$\gamma_m = 1.5$$

$$\gamma_{G,Q} = \frac{1.3 + 1.5}{2} = 1.45$$

$$k_{mod} = 0.8$$

4.3.2 Strutture in acciaio

L'impiego dell'acciaio è stato riscontrato in corrispondenza di tre solai, uno del piano primo e due del piano secondo. La tipologia di solai rilevati sono a voltine e putrelle.

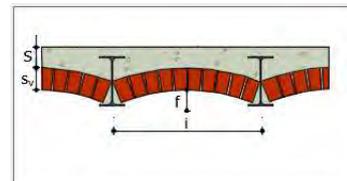
I solai in acciaio saranno stati utilizzati quasi sicuramente in conseguenza a delle parziali ricostruzioni e/o in concomitanza di lavori di ristrutturazione della costruzione. Per l'esecuzione delle verifiche si assumono le seguenti caratteristiche del materiale:

Acciaio: Fe360 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$; $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Con riferimento a quanto indicato al punto C8.5.4 della Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP in merito alle opere in carpenteria metallica, si assume un FC = 1 anche in relazione alle seguenti considerazioni:

- La realizzazione dei solai con struttura portante in carpenteria metallica sono certamente risalenti al periodo post-bellico;
- Il manuale dell'ingegnere Colombo Edizione 1890, alla pag. 101 (Tabella XXIX) riporta per l'acciaio fuso dolce, un valore del carico di rottura a trazione compreso tra 400 e 600 N/mm² ed una tensione al limite di elasticità compresa tra 250 e 350 N/mm²;

Le caratteristiche di resistenza indicate dal Manuale Colombo del 1890 risultano quindi in linea con le caratteristiche dell'attuale acciaio S235 (ex Fe 360).



4.1 Azioni di calcolo

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo sia per la valutazione della sicurezza che per il progetto degli interventi, sono quelle definite dal DM 17-01-2018.

4.2 Caratteristiche dei terreni di fondazione

L'edificio sottoposto a valutazione della sicurezza è sito nel comune di Macerata ed è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine: 43.300523 Longitudine: 13.456503

Le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito sono state definite dalla Dott.ssa Geologo Pingitore Donatella in una apposita relazione, allegata alla presente relazione di calcolo.

In relazione alle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, il modello geotecnico del sottosuolo in corrispondenza dell'edificio è così definito:

- Un primo deposito eluvio-colluviale dello spessore pari a circa 15 m costituito da limi argillosi e limi sabbiosi;
- Un substrato pelitico avente uno spessore variabile da circa 15 m a circa 50 m costituito da argille e strati di sabbia fine e/o arenaria.

Nell'ambito del sito in esame, che si inserisce in un contesto urbano intensamente urbanizzato, non è presente una rete idrografica naturale e le acque sono tutte regimentate ed allontanate dal sistema fognario, teoricamente è assente l'infiltrazione nel sottosuolo.

L'idrologia della zona prevede la presenza della falda ad una quota di 35 m dal piano campagna.

Ai fini della classificazione sismica del sito, il terreno di fondazione ricade nella **categoria B** e vista l'orografia dell'area si è assunto un coefficiente di **condizione topografica T1**: zone pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$. Sulla base di questi dati di base si è quindi proceduto allo studio della RSL (vedere anche l'elaborato R05).

La vita nominale V_N della struttura viene assunta pari a 50 anni e la classe d'uso è: **Classe III**.

Il valore del coefficiente d'uso C_U , definito al variare della classe d'uso, è pari a **1,50**.

5 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODO DI ANALISI

5.1 Valutazione della sicurezza

La sicurezza statica è stata verificata valutando la resistenza, la funzionalità e la durabilità degli elementi strutturali in relazione alle effettive condizioni di carico, alle prescrizioni ed ai coefficienti di sicurezza indicati dalla normativa vigente.

Le sezioni resistenti sono state verificate utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite", in base ai valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione ricavate secondo le usuali formule della Scienza delle Costruzioni.

Gli elementi strutturali (ed i relativi collegamenti) sono stati dimensionati su ipotesi di comportamento di tipo elastico lineare.

La valutazione sismica della sicurezza è stata valutata sia a livello globale, ricorrendo ad un'analisi sismica dell'edificio mediante analisi statica non lineare, sia valutando gli effetti dei possibili meccanismi locali attivabili per la tipologia di edificio in oggetto e per le carenze strutturali rilevate.

Al termine delle analisi si otterrà un parametro ζ_E - calcolato come il rapporto tra capacità e domanda con riferimento sia all'azione sismica che alle azioni ambientali.

$$PGA_{SLV}: \text{accelerazione stimata allo SL di riferimento} \quad \zeta_E = PGA_{SLV} / PGA$$

5.2 Metodologie di analisi sismica

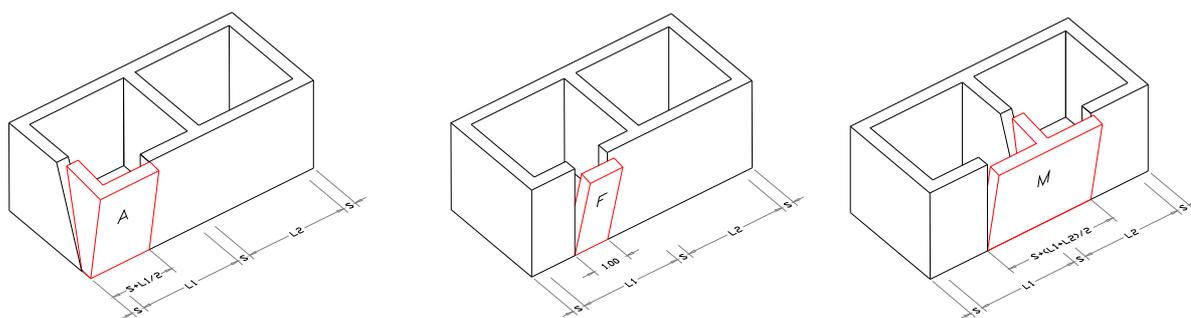
La valutazione della sicurezza nelle costruzioni esistenti in muratura soggette alle azioni sismiche deve tener conto della possibilità che si manifestino meccanismi di collasso definiti locali ma anche meccanismi d'insieme o globali. Mentre i meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o porzioni della costruzione, e risultano favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari, i meccanismi globali interessano l'intera costruzione ed impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

5.3 Criteri generali di analisi dei meccanismi locali

Per la valutazione della vulnerabilità del manufatto nei confronti dei meccanismi di tipo locale, e quindi l'analisi del collasso fuori piano dei singoli pannelli murari o porzioni del manufatto, si è fatto riferimento all'analisi limite dell'equilibrio. Tale metodologia, che assume significato se è garantita una certa monoliticità delle pareti, considera le strutture murarie come corpi rigidi non resistenti a trazione ed il cui collasso si raggiunge per la perdita di equilibrio. In tale ipotesi la valutazione dipende in modo significativo dalla geometria, dai vincoli della struttura oltre che dalle azioni considerate agenti.

I meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano. Le verifiche che ne derivano applicando l'analisi limite dell'equilibrio seguono l'approccio cinematico, si basano cioè sulla scelta di potenziali meccanismi di collasso e sulla valutazione

dell'azione orizzontale che attiva tali cinematismi. L'applicazione di questo metodo di verifica presuppone l'analisi di meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione in esame. Tali meccanismi vengono ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe 1, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di stati fessurativi, e della qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene o particolari vincoli, l'interazione con altri elementi della costruzione.



L'approccio cinematico permette di determinare il moltiplicatore dei carichi che comporta l'attivazione del meccanismo di collasso ipotizzato. Sui blocchi murari considerati rigidi e che compongono la catena cinematica si considerano i pesi propri applicati nei rispettivi baricentri, i carichi verticali da loro portati (solai, coperture), forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, eventuali forze esterne (tiro di catene) o interne.

5.4 Criteri generali di analisi sismica globale

Il metodo di analisi utilizzato è quello dell'analisi non lineare statica (Pushover). L'analisi è sempre applicabile agli edifici esistenti in muratura e consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, distribuite ad ogni livello della costruzione, proporzionali alle forze d'inerzia. Le forze sono incrementate in modo da far crescere, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso sia globali che locali, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo coincidente con il centro delle masse dell'ultimo livello. Si ottengono, per le varie direzioni del sisma, le curve di Capacità/Domanda che rappresentano l'effettivo coefficiente di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

5.5 Criteri generali verifica

5.5.1 Criteri di verifica agli stati limite ultimo

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimo degli elementi strutturali sono state effettuate in termini di resistenza.

E' stato verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole definite nel D.M. 17 gennaio 2018.

5.5.2 Criteri di verifica agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio sono state effettuate in termini di mantenimento della funzionalità.

Le verifiche di mantenimento della funzionalità si effettuano adottando dei limiti di deformabilità che per le costruzioni in **acciaio** sono state fissate:

La freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	< L/250
La freccia finale	< L/300

6 AZIONI DI CALCOLO

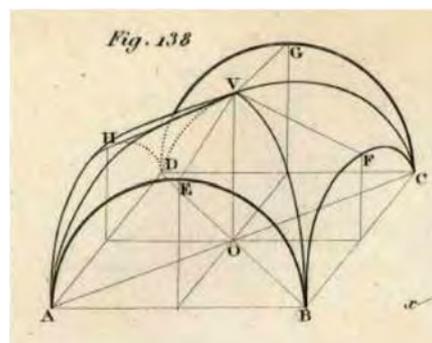
6.1 Carichi permanenti

Solaio "TIPO 1" – Volte a crociera



Per la determinazione del peso su superficie della volta, sia strutturale che del riempimento, è stato eseguito un calcolo facendo riferimento alla sua costruzione geometrica. Si riporta nel seguito il calcolo effettuato.

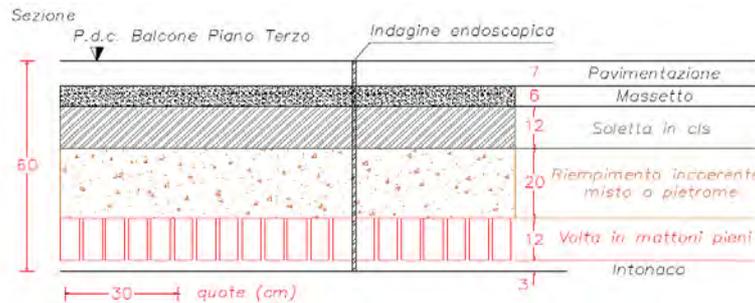
Lato maggiore in pianta (AB)	a	4.50	m
Lato minore in pianta (BC)	b	4.00	m
Monta (OV)	m	1.40	m
Spessore muratura	t	0.12	m
Peso specifico muratura	g	1,800.00	Kg/mc
Superficie unghie su lato maggiore (AEBV+CDGV)	A	9.80	m ²
Superficie unghie su lato minore (BCVF+ADVH)	B	9.90	m ²
Superficie totale volta	S	19.70	m ²
Volume totale volta	V	2.36	m ³
Peso strutturale volta	P	4,255.20	Kg
Peso unitario volta	Gk	236.40	Kg/mq
Spessore riempimento in chiave	tr	0.11	m
Peso specifico riempimento	gr	1,800.00	Kg/mc
Volume compreso tra volta e piano di imposta	Vc	22.80	m ³
Volume compreso tra estradosso riempimento e piano d'imposta volta	V'c	29.34	m ³
Volume volta	V	2.36	m ³
Volume riempimento	V''c	4.18	m ³
Peso riempimento	Pr	7,516.80	Kg/mc
Peso unitario riempimento	G1k	417.60	Kg/mq



- Riempimento con materiale incoerente		=	4.50	kN/m ²
- Volta in mattoni pieni		=	2.50	kN/m ²
- Gk1			7.00	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =		0.48	kN/m ²
- Massetto	0.07x20.0 =		1.40	kN/m ²

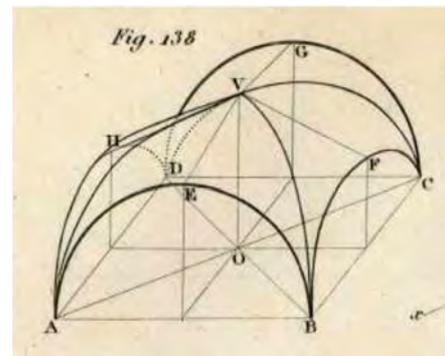
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =	0.20	kN/m ²
- Gk2		3.08	kN/m²

Solaio "TIPO 2" – Volte a crociera



Per la determinazione del peso su superficie della volta, sia strutturale che del riempimento, è stato eseguito un calcolo facendo riferimento alla sua costruzione geometrica. Si riporta nel seguito il calcolo effettuato.

Lato maggiore in pianta (AB)	a	2.50	m
Lato minore in pianta (BC)	b	2.00	m
Monta (OV)	m	1.40	m
Spessore muratura	t	0.12	m
Peso specifico muratura	g	1,800.00	Kg/mc
Superficie unghie su lato maggiore (AEBV+CDGV)	A	2.90	m ²
Superficie unghie su lato minore (BCVF+ADVH)	B	3.00	m ²
Superficie totale volta	S	5.90	m ²
Volume totale volta	V	0.71	m ³
Peso strutturale volta	P	1,274.40	Kg
Peso unitario volta	Gk	254.88	Kg/mq



Spessore riempimento in chiave	tr	0.20	m
Peso specifico riempimento	gr	1,800.00	Kg/mc
Volume compreso tra volta e piano di imposta	Vc	6.33	m ³
Volume compreso tra estradosso riempimento e piano d'imposta volta	V'c	8.60	m ³
Volume volta	V	0.71	m ³
Volume riempimento	V''c	1.56	m ³
Peso riempimento	Pr	2,805.60	Kg/mc
Peso unitario riempimento	G1k	561.12	Kg/mq

- Riempimento con materiale incoerente	=	6.00	kN/m ²
- Volta in mattoni pieni	=	2.50	kN/m ²
- Gk1		8.50	kN/m²

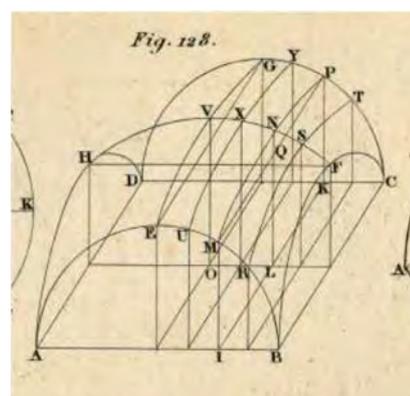
- Pavimento	$0.07 \times 24.0 =$	1.68	kN/m^2
- Massetto	$0.06 \times 20.0 =$	1.20	kN/m^2
- Soletta in cls	$0.12 \times 24.0 =$	2.88	kN/m^2
- Incidenza tamponature	$=$	1.00	kN/m^2
- Intonaco	$0.03 \times 20.0 =$	0.60	kN/m^2
- Gk2		7.36	kN/m^2

Solaio “TIPO 3” – Volte a vela

Per la determinazione del peso su superficie della volta, sia strutturale che del riempimento, è stato eseguito un calcolo facendo riferimento alla sua costruzione geometrica. Si riporta nel seguito il calcolo effettuato.

Riferimenti fig. 128

Lato maggiore in pianta (AB)	a	3.80	m
Lato minore in pianta (BC)	b	3.50	m
Monta arco d'imposta su AB	m_a	1.06	m
Monta arco d'imposta su BC	m_b	1.06	m
Monta (OV) a centro volta	m	1.21	m
Spessore muratura	t	0.12	m
Peso specifico muratura	g	1,800.00	Kg/mc
Raggio arco d'imposta AEB	R_{ai}	1.17	m
Angolo al centro arco d'imposta AEB	α_{ai}	173.20	Deg
Raggio arco d'imposta BFC	R_{bi}	1.97	m
Angolo al centro arco d'imposta BFC	α_{bi}	124.82	Deg
Raggio arco in chiave EVG	R_{ac}	2.10	m
Angolo al centro arco in chiave EVG	α_{ac}	129.96	Deg
Raggio arco in chiave FVH	R_{bc}	1.87	m
Angolo al centro arco in chiave FVH	α_{bc}	138.64	Deg
Sviluppo arco d'imposta AEB	S_a	3.55	m
Sviluppo arco in chiave EVG	S_{av}	4.76	m
Sviluppo arco d'imposta BFC	S_b	4.30	m
Sviluppo arco in chiave FVH	S_{bv}	4.53	m
Superficie totale volta	S	18.32	m^2
Volume totale volta	V	2.20	m^3
Peso strutturale volta	P	3,957.26	Kg
Peso unitario volta	Gk	297.54	Kg/mq



Spessore riempimento in chiave	tr	0.11	m
Peso specifico riempimento	gr	1,800.00	Kg/mc
Raggio arco medio lato a	R_{ma}	1.63	m
Angolo al centro medio lato a	α_{am}	151.58	Deg

Monta media su a	m_{am}	1.14	m
Raggio arco medio lato b	R_{mb}	1.92	m
Angolo al centro medio lato b	α_{ab}	131.73	Deg
Monta media su b	m_{bm}	1.14	m
Volume compreso tra volta e piano di imposta	V_c	12.48	m ³
Volume compreso tra estradosso riempimento e piano d'imposta volta	$V'c$	19.15	m ³
Volume volta	V	2.20	m ³
Volume riempimento	$V''c$	4.47	m ³
Peso riempimento	Pr	8,044.62	Kg/mc
Peso unitario riempimento	$G1k$	604.86	Kg/mq

- Riempimento con materiale incoerente		=	6.00	kN/m ²
- Volta in mattoni pieni		=	3.00	kN/m ²
- Gk1			9.00	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =		0.48	kN/m ²
- Massetto	0.07x20.0 =		1.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature		=	1.00	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =		0.20	kN/m ²
- Gk2			3.08	kN/m²

Solaio "TIPO 4" – Volte a botte

Per la determinazione del peso su superficie della volta, sia strutturale che del riempimento, è stato eseguito un calcolo facendo riferimento alla sua costruzione geometrica. Si riporta nel seguito il calcolo effettuato.

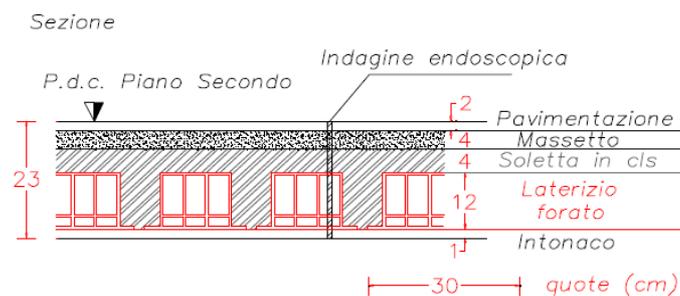
Lunghezza della corda all'imposta	a	3.00	m
Monta	m	1.40	m
Lunghezza della volta	L	6.00	m
Spessore muratura	t	0.12	m
Peso specifico muratura	g	2,000.00	Kg/mc
Raggio della volta	R	1.50	m
Angolo al centro	α	172.10	Deg
Sviluppo arco di cerchio	S	4.52	m
Volume totale volta	V	3.25	m ³
Peso strutturale volta	P	6,503.47	Kg
Peso unitario volta	Gk	361.30	Kg/mq

Spessore riempimento in chiave	tr	0.11	m
Peso specifico riempimento	gr	1,800.00	Kg/mc
Volume compreso tra volta e piano di imposta	Vc	19.44	m ³

Volume compreso tra estradosso riempimento e piano d'imposta	V'c	29.34	m ³
Volume volta	V	3.25	m ³
Volume riempimento	V''c	6.65	m ³
Peso riempimento	Pr	11,967.58	Kg
Peso unitario riempimento	G1k	664.87	Kg/mq

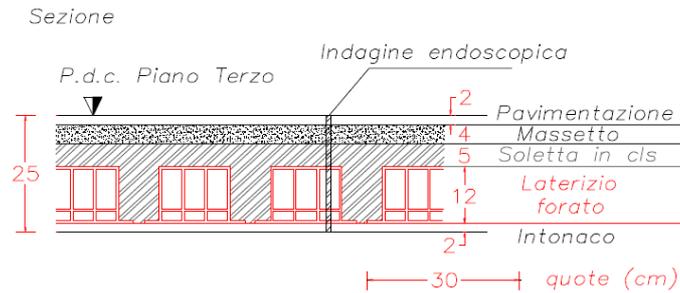
- Riempimento con materiale incoerente	=	6.70	kN/m ²
- Volta in mattoni pieni	=	3.70	kN/m ²
- Gk1		10.40	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.07x20.0 =	1.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =	0.20	kN/m ²
- Gk2		3.08	kN/m²

Solaio "TIPO 5" – Latero-cemento con altezza di 16 cm = 12+4



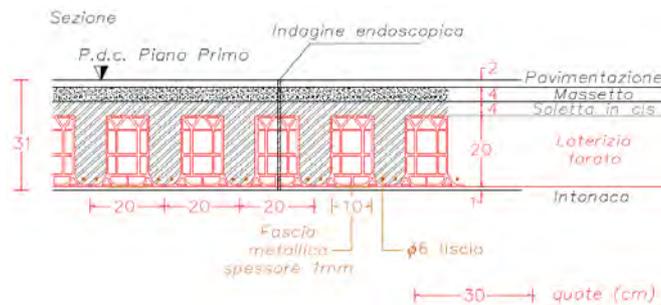
- Soletta Sp. 4 cm e travetti 10x12 cm ad interasse 20 cm	=	2.50	kN/m ²
- Gk1		2.50	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.04x20.0 =	0.80	kN/m ²
- Laterizio forato 10x12 cm	=	0.70	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =	0.20	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.18	kN/m²

Solaio "TIPO 6" – Latero-cemento con altezza di 17 cm = 12+5



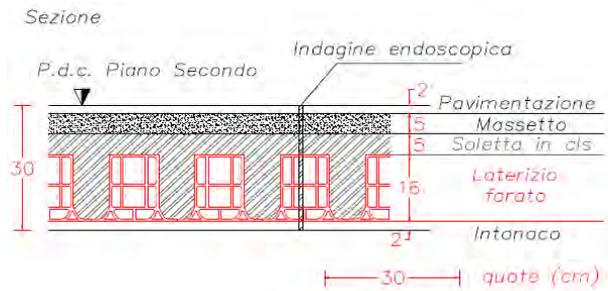
- Soletta Sp. 5 cm e travetti 10x12 cm ad interasse 20 cm	=	2.75	kN/m ²
- Gk1		2.75	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.04x20.0 =	0.80	kN/m ²
- Laterizio forato 10x12 cm	=	0.70	kN/m ²
- Intonaco	0.02x20.0 =	0.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.38	kN/m²

Solaio "TIPO 7" – Latero-cemento con altezza di 24 cm = 20+4



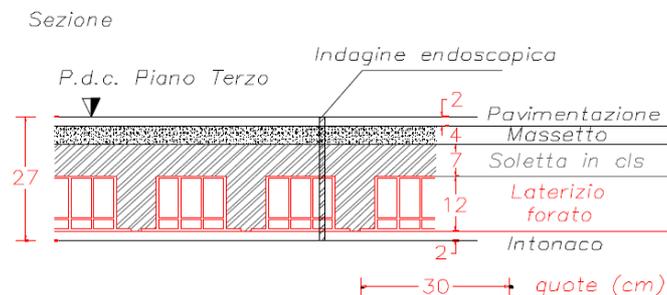
- Soletta Sp. 4 cm e travetti 10x20 cm ad interasse 20 cm	=	3.50	kN/m ²
- Gk1		3.50	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.04x20.0 =	0.80	kN/m ²
- Laterizio forato 10x20 cm	=	0.95	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =	0.20	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.43	kN/m²

Solaio “TIPO 8” – Latero-cemento con altezza di 21 cm = 16+5



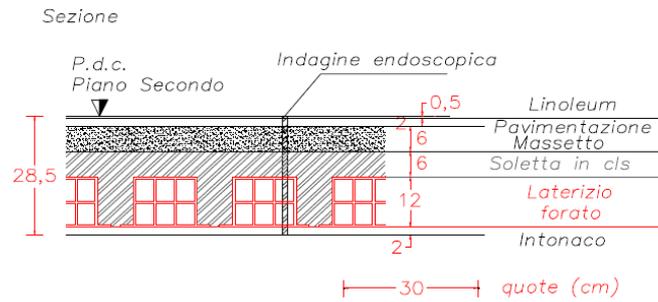
- Soletta Sp. 5 cm e travetti 10x16 cm ad interasse 20 cm	=	3.25	kN/m ²
- Gk1		3.25	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.05x20.0 =	1.00	kN/m ²
- Laterizio forato 10x16 cm	=	0.80	kN/m ²
- Intonaco	0.02x20.0 =	0.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.68	kN/m²

Solaio “TIPO 9” – Latero-cemento con altezza di 19 cm = 12+7



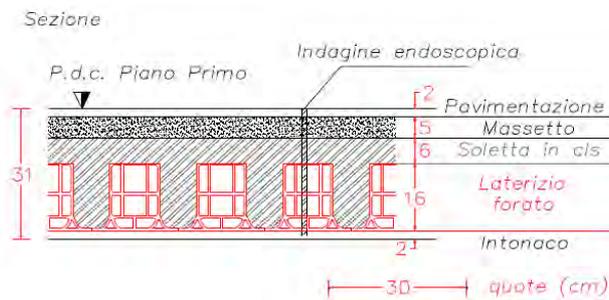
- Soletta Sp. 7 cm e travetti 10x12 cm ad interasse 20 cm	=	3.25	kN/m ²
- Gk1		3.25	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.04x20.0 =	0.80	kN/m ²
- Laterizio forato 10x12 cm	=	0.70	kN/m ²
- Intonaco	0.02x20.0 =	0.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.38	kN/m²

Solaio “TIPO 10” – Latero-cemento con altezza di 18 cm = 12+6



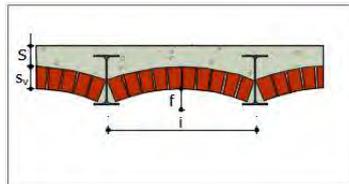
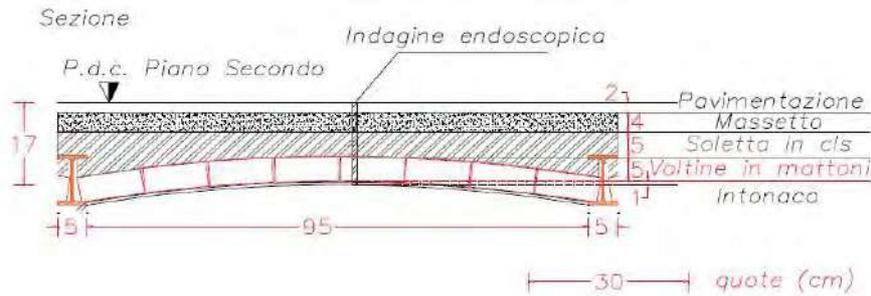
- Soletta Sp. 6 cm e travetti 10x12 cm ad interasse 20 cm	=	3.00	kN/m ²
- Gk1		3.00	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.06x20.0 =	1.20	kN/m ²
- Laterizio forato 10x12 cm	=	0.70	kN/m ²
- Intonaco	0.02x20.0 =	0.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.78	kN/m²

Solaio “TIPO 11” – Latero-cemento con altezza di 22 cm = 16+6



- Soletta Sp. 6 cm e travetti 10x16 cm ad interasse 20 cm	=	3.50	kN/m ²
- Gk1		3.50	kN/m²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.05x20.0 =	1.00	kN/m ²
- Laterizio forato 10x16 cm	=	0.80	kN/m ²
- Intonaco	0.02x20.0 =	0.40	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		3.68	kN/m²

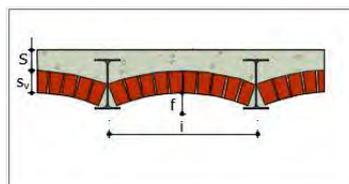
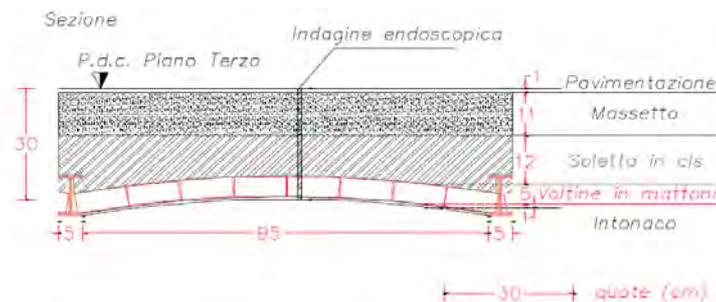
Solaio "TIPO 12" – Voltine e putrelle



Profilo IPE 220	
i [cm]	100.0
f [cm]	10.0
Sv [cm]	5.0
S [cm]	5.0

- Voltine in mattoni pieni + profilati metallici	=	1.21	kN/m ²
- Gk1		1.21	kN/m²
- Soletta in cls	=	2.01	kN/m ²
- Pavimento	0.02x24.0 =	0.48	kN/m ²
- Massetto	0.04x20.0 ≅	0.80	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =	0.20	kN/m ²
- Incidenza tamponature	=	1.00	kN/m ²
- Gk2		4.49	kN/m²

Solaio "TIPO 13" – Voltine e putrelle



Profilo IPE 160	
i [cm]	100.0
f [cm]	10.0
Sv [cm]	5.0
S [cm]	12.0

- Voltine in mattoni pieni + profilati metallici	=	1.10	kN/m ²
--	---	------	-------------------

- Gk1		1.10	kN/m²
- Soletta in cls		= 3.76	kN/m ²
- Pavimento	0.01x24.0 =	0.24	kN/m ²
- Massetto	0.11x20.0 ≅	2.64	kN/m ²
- Intonaco	0.01x20.0 =	0.20	kN/m ²
- Incidenza tamponature		= 1.00	kN/m ²
- Gk2		7.84	kN/m²

Sottotetto – Solo controsoffitto

- Incidenza struttura lignea		= 0.20	kN/m ²
- Controsoffitto		= 0.30	kN/m ²
		0.50	kN/m²

Solaio “TIPO 14” – Copertura lignea

- Travi principali 16x16 cm ad interasse 0.90 m		= 0.17	kN/m ²
- Gk1		0.17	kN/m²
- Travi secondarie 3.5x7 cm ad interasse 0.32 m + tavelle		= 0.36	kN/m ²
- Massetto	0.05x20.0 =	1.00	kN/m ²
- Marsigliesi		= 0.42	kN/m ²
- Gk2		1.78	kN/m²

Solaio “TIPO 15” – Copertura in latero-cemento

- Soletta Sp. 5 cm e travetti 10x12 cm ad interasse 20 cm		= 2.75	kN/m ²
- Gk1		2.75	kN/m²
- Massetto	0.05x20.0 =	1.00	kN/m ²
- Laterizio forato 10x12 cm		= 0.70	kN/m ²
- Marsigliesi		= 0.42	kN/m ²
- Gk2		2.12	kN/m²

6.2 Carichi variabili

In relazione alla tabella 3.1.II il valore dei carichi di esercizio è stabilito in:

SOLAIO TIPO	q_k (kN/mq)	Q_k (kN)	H_k (kN)
Piano terra (uffici)	3.00	2.00	1.00
Piano primo (uffici)	3.00	2.00	1.00
Piano secondo (uffici)	3.00	2.00	1.00
Piano terzo (uffici)	3.00	2.00	1.00
Piano sottotetto	0.50	1.20	1.00
Scale, balconi e ballatoi	4.00	4.00	2.00
Magazzini - Archivi	6.00	7.00	1.00
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.97	0	0

6.2.1 Coefficienti di combinazione adottati

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono in questo caso pari a:

	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Scale, balconi e ballatoi (Cat. C)	0.7	0.7	0.6
Piano terra	0.7	0.5	0.3
Piano primo	0.7	0.5	0.3
Piano secondo	0.7	0.5	0.3
Piano terzo	0.7	0.5	0.3
Coperture	0.0	0.0	0.0
Magazzino - archivi (Cat.E1)	1.0	0.9	0.8
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0

6.3 Azione della neve

Il carico neve sulle coperture viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico;

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il sito di realizzazione delle opere si trova a Macerata che appartiene alla **zona II** con altitudine di riferimento a_s pari a circa 315 mt (quota del suolo sul livello del mare).

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olgiata, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$



Il corrispondente valore di riferimento del carico di neve al suolo vale pertanto:

$$q_{sk} = 1.21 \text{ kN/m}^2$$

Adottando un coefficiente di esposizione $C_E = 1$

Adottando un coefficiente termico $C_t = 1$

Il coefficiente di forma della copertura per angoli di inclinazione delle falde compresi tra 0° e 30° è pari a 0.8.

$$\alpha = 21^\circ$$

Il carico neve è pari a:

$$q_s = 0.8 * 1.21 \cong 0.97 \text{ kN/m}^2.$$

6.4 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità al D.M. 17 gennaio 2018.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_p è il coefficiente di forma
- c_d è il coefficiente dinamico

In questo caso:

Pressione cinetica: Macerata - zona 3 $V_b = 27.0$ m/s

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2$$

dove:

- V_b è la velocità di riferimento del vento
- ρ è la densità dell'aria 1.25 kg/m^3

Velocità di riferimento

Località: Marche

Zona: 3 Quota s.l.m.: 315 [m]

Velocità di riferimento nota (periodo di ritorno 50 anni) [m/s]

Periodo di ritorno: 50 anni v_r 27.00 [m/s]

Coefficiente di attrito: Superficie scabra (cemento a faccia scabra, catrame...) Cf 1

Coefficiente dinamico: 1.00

Categoria di esposizione: III

Densità dell'aria: 2.32 [kg/m³]

ZONE 1,2,3,4,5

	1	2	3	4	5
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
 Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
 Categoria IV in zona 1

Azioni del vento sulle pareti

Pareti sopravvento:

Risultati

Azioni sulle pareti: Sopravvento Globali Locali

z [cm]	pi+ [daN/m ²]	pi- [daN/m ²]	pe [daN/m ²]
100	15	-107	56
200	15	-107	56
300	15	-107	56
400	15	-107	56
500	15	-107	56
600	16	-114	60
700	17	-120	63
800	18	-125	66
900	19	-130	68
1,000	19	-134	71
1,100	20	-138	73
1,200	20	-142	75
1,300	21	-145	76
1,400	21	-148	78
1,500	22	-151	80
1,600	22	-154	81
1,700	22	-156	82
1,800	23	-159	84
1,900	23	-161	85
2,000	23	-164	86
2,100	24	-166	87
2,120	24	-166	88

Pareti sottovento:

Risultati

Azioni sulle pareti: Sottovento Globali Locali

z [cm]	pi+ [daN/m ²]	pi- [daN/m ²]	pe [daN/m ²]
100	15	-107	-29
200	15	-107	-29
300	15	-107	-29
400	15	-107	-29
500	15	-107	-29
600	16	-114	-31

700	17	-120	-32
800	18	-125	-34
900	19	-130	-35
1,000	19	-134	-36
1,100	20	-138	-37
1,200	20	-142	-38
1,300	21	-145	-39
1,400	21	-148	-40
1,500	22	-151	-40
1,600	22	-154	-41
1,700	22	-156	-42
1,800	23	-159	-43
1,900	23	-161	-43
2,000	23	-164	-44
2,100	24	-166	-44
2,120	24	-166	-44

Pareti laterali:

Risultati

Azioni sulle pareti: Laterale Globali Locali

z [cm]	pi+ [daN/m2]	pi- [daN/m2]	pe [daN/m2]	pf [daN/m2]
100	15	-107	-61	77
200	15	-107	-61	77
300	15	-107	-61	77
400	15	-107	-61	77
500	15	-107	-61	77
600	16	-114	-65	81
700	17	-120	-68	86
800	18	-125	-71	89
900	19	-130	-74	93
1,000	19	-134	-77	96
1,100	20	-138	-79	99
1,200	20	-142	-81	101
1,300	21	-145	-83	104
1,400	21	-148	-85	106
1,500	22	-151	-86	108
1,600	22	-154	-88	110
1,700	22	-156	-89	112
1,800	23	-159	-91	114

1,900	23	-161	-92	115
2,000	23	-164	-93	117
2,100	24	-166	-95	118
2,120	24	-166	-95	119

Azioni del vento sulla copertura:

Risultati

Azioni sulla copertura:

z [cm]	pi+ [daN/m2]	pi- [daN/m2]	pe+ [daN/m2]	pe- [daN/m2]
2,030	67	-164	25	-69
2,080	68	-165	25	-69
2,120	68	-166	25	-70

Risultati

Azioni sulla copertura:

z [cm]	pi+ [daN/m2]	pi- [daN/m2]	pe [daN/m2]
2,030	67	-164	-69
2,080	68	-165	-70
2,120	68	-166	-70

Risultati

Azioni sulla copertura:

z [cm]	pi+ [daN/m2]	pi- [daN/m2]	pe [daN/m2]	pf [daN/m2]
2,030	67	-164	-95	117
2,080	68	-165	-96	118
2,120	68	-166	-97	119

6.5 Sisma

L'azione sismica di progetto viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, in termini di accelerazione massima attesa con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Il periodo di riferimento V_R viene valutato moltiplicando la vita nominale della costruzione per il coefficiente d'uso C_U che dipende dalla classe d'uso della costruzione.

Per quanto riguarda la definizione degli stati limite, secondo le NTC18 le azioni sismiche devono essere considerate sulla base delle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Per l'edificio in oggetto si è considerato solo lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

La vita nominale V_N della struttura viene assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso in cui ricade la tipologia di destinazione d'uso dell'opera è pari alla Classe III.

Il valore del coefficiente d'uso C_U , definito al variare della classe d'uso, è pari a 1.50

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_R [anni]
III	50.0	1.50	75

Il sito di costruzione dell'edificio è ubicato a Macerata ed è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:



Latitudine: 43.300523 Longitudine: 13.456503

6.5.1 Pericolosità sismica

Nel caso di analisi dinamica lineare 1D, l'azione sismica è definita tramite uno spettro di progetto, ottenuto riducendo opportunamente uno spettro elastico. Lo spettro elastico è dato dalle seguenti espressioni (NTC 2018):

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	[3.2.2]
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$	
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$	

a_g = accelerazione al suolo

$S = S_s \cdot S_T$

η = smorzamento percentuale rispetto allo smorzamento critico

F_0 = amplificazione spettrale, dipendente dal periodo di ritorno considerato

$T_C = CC \cdot TC^*$ = periodo di separazione del tratto ad accelerazione da quello a velocità costante

$T_B = TC/3$

$T_D = 4 \cdot 0 (a_g/g) + 1.60$

S_T dipende dalle condizioni topografiche del sito

a_g , F_0 , e CC dipendono dal sito considerato e dal periodo di ritorno dell'azione

S_s e TC^* dipendono dal tipo di suolo considerato e da a_g

$\eta = 5\%$

Azione sismica elastica per suolo tipo A

Lo spettro elastico in superficie, che sarà determinato dalla RSL, dovrà avere come azione di riferimento lo spettro elastico su suolo A, che rappresenta l'azione di riferimento per la scelta degli accelerogrammi naturali.

Nel caso in studio e suolo tipo B si ottengono i seguenti parametri dipendenti ed indipendenti relativi ai diversi stati limite di verifica:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,053 g
$F_{0,1}$	2,430
T_C	0,274 s
S_S	1,200
C_C	1,425
S_T	1,000
q	1,000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,067 g
$F_{0,1}$	2,422
T_C	0,293 s
S_S	1,200
C_C	1,406
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,130 s
T_C	0,390 s
T_D	1,813 s

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,137 s
T_C	0,412 s
T_D	1,870 s

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,177 g
$F_{0,1}$	2,444
T_C	0,330 s
S_S	1,200
C_C	1,373
S_T	1,000
q	1,000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,233 g
$F_{0,1}$	2,460
T_C	0,339 s
S_S	1,171
C_C	1,366
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,453 s
T_D	2,309 s

Parametri dipendenti

S	1,171
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,463 s
T_D	2,532 s

Fig. 6 - Parametri per SLO, SLD, SLV e SLC con sottosuolo tipo B per il sito in studio.

6.5.2 Classificazione della tipologia di suolo

L'indagine geologica ha identificato terreni ricadenti nella **categoria "B"**. Considerata l'orografia dell'area si è assunto un coefficiente di **condizione topografica T1**: zone pianeggianti, pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$. Sulla base di questi dati di base si è quindi proceduto allo studio della RSL (vedere anche l'elaborato R05).

6.5.3 Spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Lo spettro di progetto allo SLU si ottiene dallo spettro elastico riducendo le forze per tener conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte del fattore di struttura q .

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito da:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55 ;$$

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante dato da $T_C/3$;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante dato da $T_C = C_C T_C^*$;

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante dato da $T_D = 4.0 (a_g/g) + 1.6$.

6.5.4 Spettri di risposta locale (RSL)

Stato Limite di Operatività

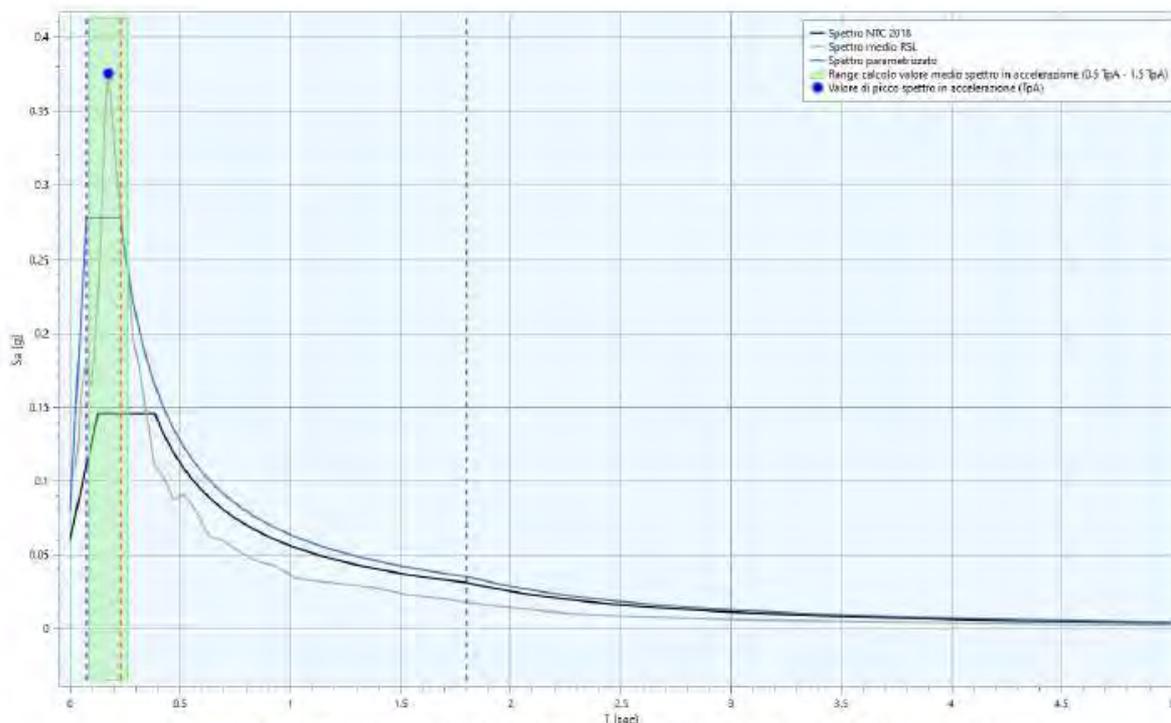


Fig. 14 - Confronto tra spettro Elastico di RSL per SLO e Spettro NTC18 suolo Cat. B

Il processo di normalizzazione dello spettro RSL permette il calcolo dei parametri indipendenti e dipendenti visualizzati nell'immagine che segue.

Parametri indipendenti:

Accelerazione orizzontale massima al sito	ag /g	0,079
Amplificazione spettrale massima	Fo	3,520

Parametri dipendenti:

Coeff. di amplificazione locale (DM18 eq. 3.2.8)	$=S_e(\max)/ag \cdot h \cdot F_o$	S_{RSL}	1,570
Periodo caratteristico		$T_B =$	s 0,080
Periodo caratteristico		$T_C =$	s 0,230
Periodo caratteristico		$T_D =$	s 1,800

Stato Limite di Danno

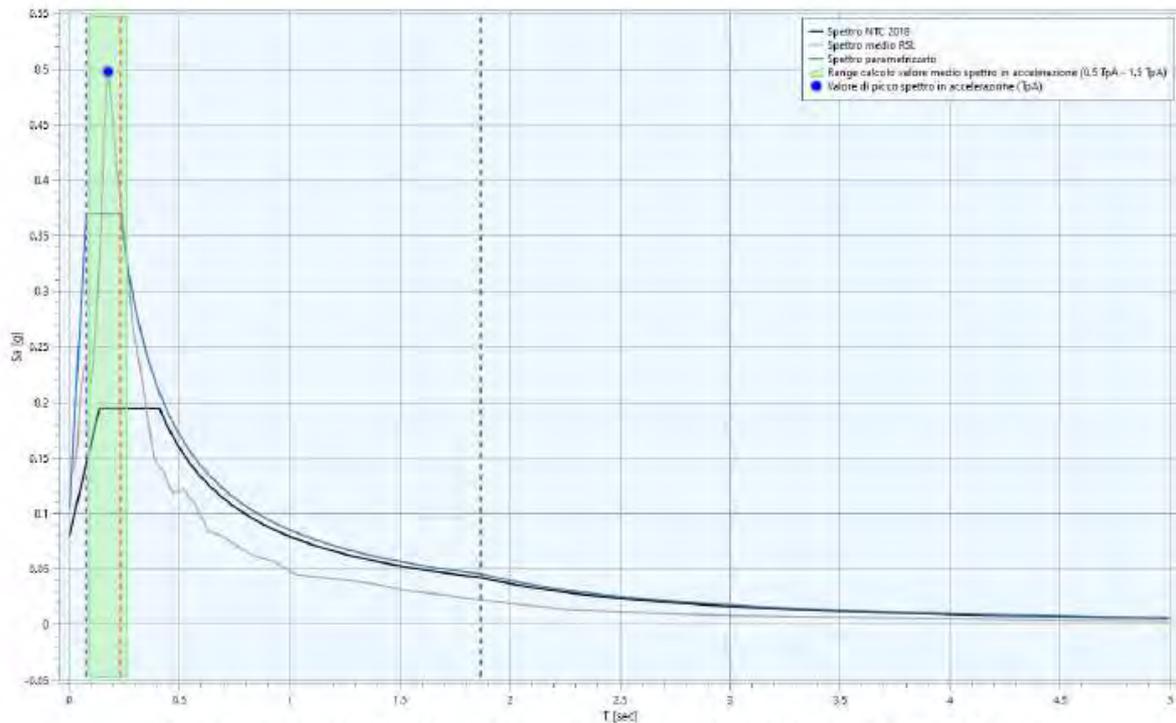


Fig. 16 - Confronto tra spettro Elastico di RSL per SLD e Spettro NTC 18 suolo Cat. B

Il processo di normalizzazione dello spettro RSL permette il calcolo dei parametri indipendenti e dipendenti visualizzati nell'immagine che segue.

Parametri indipendenti:

Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g / g	0,105
Amplificazione spettrale massima	F_o	3,530

Parametri dipendenti:

Coeff. di amplificazione locale (DM18 eq. 3.2.8)	$=S_e(max)/a_g \cdot h \cdot F_o$	S_{RSL}	1,560
Periodo caratteristico	$T_B =$	s	0,080
Periodo caratteristico	$T_c =$	s	0,230
Periodo caratteristico	$T_D =$	s	1,870

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

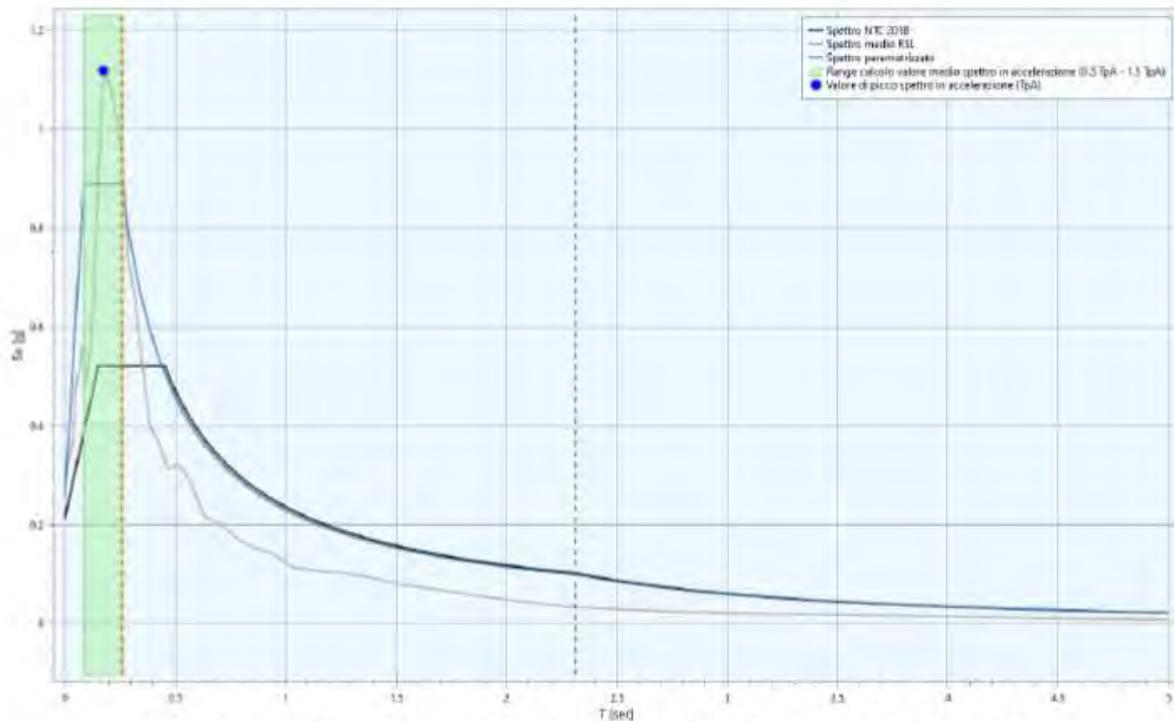


Fig. 18 - Confronto tra spettro Elastico di RSL per SLV e Spettro NTC 18 suolo Cat. B

Il processo di normalizzazione dello spettro RSL permette il calcolo dei parametri indipendenti e dipendenti visualizzati nell'immagine che segue.

Parametri indipendenti:

Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g / g	0,254
Amplificazione spettrale massima	F_o	3,510

Parametri dipendenti:

Coeff. di amplificazione locale (DM18 eq. 3.2.8)	$=S_e(max)/a_g \cdot h \cdot F_o$	S_{RSL}	1,430
Periodo caratteristico		$T_B =$	s 0,090
Periodo caratteristico		$T_C =$	s 0,260
Periodo caratteristico		$T_D =$	s 2,310

Stato Limite di Collasso

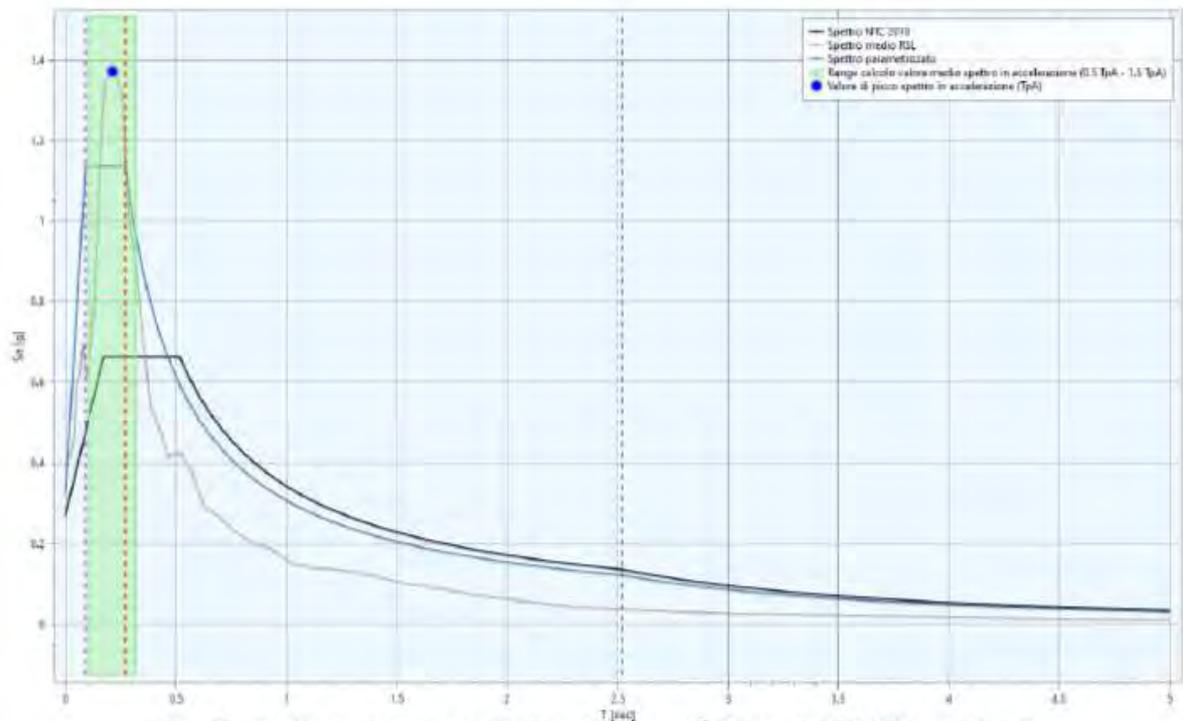


Fig. 20 - Confronto tra spettro Elastico di RSL per SLC e Spettro NTC18 suolo Cat. B

Il processo di normalizzazione dello spettro RSL permette il calcolo dei parametri indipendenti e dipendenti visualizzati nell'immagine che segue.

Parametri indipendenti:

Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g / g	0,321
Amplificazione spettrale massima	F_o	3,540

Parametri dipendenti:

Coeff. di amplificazione locale (DM18 eq. 3.2.8)	$=S_e(\max)/a_g \cdot h \cdot F_o$	S_{RSL}	1,400
Periodo caratteristico		$T_B =$	s 0,090
Periodo caratteristico		$T_c =$	s 0,270
Periodo caratteristico		$T_D =$	s 2,520

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico generalmente impiegata per gli stati limite SLU:

$$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\sum_j\gamma_{Qi}\cdot\psi_{0j}\cdot Q_{kj}$$

Dove:

γ_{G1}	Coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
γ_{G2}	Coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_{Qi}	Coefficiente parziale delle azioni variabili

La combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1+G_2+\sum_j\psi_{2j}\cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali sono quelli indicati nella Tabella 2.6.I del DM 17-01-2018 con i valori dei coefficienti di combinazione riferiti alla Tabella 2.5.I.

8 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguente capitolo vengono riportate le verifiche di sicurezza sia statica che sismica, con la determinazione dei coefficienti (ζ_v e ζ_E).

8.1 Premessa e descrizione dell'algoritmo di calcolo

La verifica dello stato ante operam viene eseguita tramite analisi tridimensionale condotta con l'ausilio del programma di calcolo elettronico TRE MURI edito dalla soc. STA DATA di Torino (ver 13.2.0.12). Il modello di riferimento (adottato nel codice di calcolo impiegato) è a telaio equivalente tridimensionale.

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

8.2 Comportamento meccanico della muratura

Le proprietà meccaniche del materiale muratura sono definite in modo da individuarne al meglio il comportamento in campo non lineare.

Le caratteristiche principali sono:

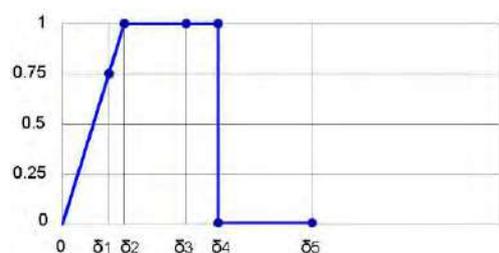
- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;

- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δ_u) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello
- Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento delle condizioni limite senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza pressoflessione e taglio.

Il comportamento dei maschi murari associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione può essere descritto attraverso diversi tratti che rappresentano i progressivi livelli di danno.

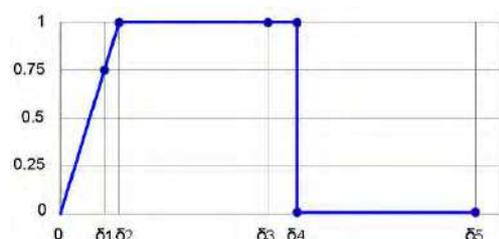
Maschio con meccanismo a taglio



Il comportamento del maschio murario a taglio si può descrivere attraverso i seguenti tratti, rappresentativi dei progressivi livelli di danno relativi al diagramma precedente:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

Maschio con meccanismo a pressoflessione



Il comportamento del maschio murario pressoflessione, invece, si può descrivere attraverso i seguenti tratti:

0 - δ_1	elasticità
δ_1 - δ_2	incipiente di plasticità
δ_2 - δ_3	plastico per pressoflessione
δ_3 - δ_4	incipiente rottura per pressoflessione
δ_4 - δ_5	rottura per pressoflessione
δ_5 - ∞	crisi grave

Alcuni tra questi livelli di rottura sono necessari per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura:

- Incipiente plasticità: Quando un elemento si trova ancora in campo elastico ma è prossimo alla plasticità
- Incipiente rottura: Quando un elemento è in campo plastico ma è prossimo alla rottura
- Crisi grave: Quando in seguito alla rottura dell'elemento le deformazioni diventano talmente significative da poter generare un crollo locale.

MASCHI MURARI

I meccanismi di rottura sono quello per presso-flessione, taglio con fessurazione diagonale o taglio per scorrimento, computati secondo i criteri previsti nel D.M. 17 gennaio 2018 (p.to 7.8.2 e C8.7.1.3.1). In particolare:

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione forza Normale e Momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione; tale dominio è indicato nelle norme tecniche nell'espressione 7.8.2

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m} \right) = \frac{M}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right).$$

dove:

- f_d è la resistenza di calcolo a compressione della muratura, pari in analisi statica non lineare alla resistenza media a compressione f_m ridotta secondo il livello di conoscenza assunto,

- σ_0 e la tensione media di compressione

- N_u è la forza normale massima sopportabile dal pannello pari a $0.85 f_m l t$

Negli edifici esistenti la resistenza media a compressione deve essere divisa per il fattore di confidenza FC in accordo con il livello di conoscenza.

Lo spostamento ultimo, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari a:

Per la verifica a pressoflessione si rimanda al § 7.8.2.2.1 delle NTC, precisando che lo spostamento ultimo è valutato in base alla rotazione della corda nelle due sezioni di estremità i e j del maschio data dalle formule [C8.7.1.13].

$$\begin{aligned}\theta_i &= \left| \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h_i} \right| \\ \theta_j &= \left| \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h_j} \right|\end{aligned}\quad [C8.7.1.13]$$

dove (assumendo nel piano della parete una terna destrorsa): φ_i e φ_j sono le rotazioni, u_j e u_i sono gli spostamenti orizzontali, u_0 è lo spostamento orizzontale del punto di flesso, h_i e h_j sono le luci di taglio (essendo $h = h_i + h_j$ l'altezza dell'elemento). Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda pari a 0,01.

- SLC: $0.010 \cdot h$ (rottura per flessione) dove h è l'altezza dell'elemento.

La resistenza a taglio (taglio per scorrimento), è definita mediante:

$$V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N$$

Dove:

l' è la lunghezza della sezione di compressione del pannello,

t è lo spessore del pannello, f_v è la resistenza a taglio della muratura, f_{v0} è la resistenza della muratura senza compressione,

μ è il coefficiente di attrito (solitamente 0.4)

σ_n è lo sforzo normale di compressione, riferito all'area efficace.

Nell'analisi non lineare in accordo con le norme vigenti, la resistenza a taglio f_v deve essere divisa per il "fattore di confidenza" FC che deriva dal livello di conoscenza raggiunto per la struttura.

Il criterio di resistenza per la verifica a taglio scorrimento, da valutare nelle sezioni soggette a momento massimo (solitamente le due sezioni di estremità del pannello), è quello indicato al § 7.8.2.2.2 delle NTC, utilizzando i valori di f_{v0} indicati in tabella 8.5.1, con la precisazione che la limitazione $f_{v,lim}$ relativa alla rottura dei blocchi è fornita dalla seguente relazione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$f_{v,lim} = \frac{0.065 f_b}{0.7} \quad [C8.7.1.14]$$

dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata. Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda, calcolata come sopra per la sezione di estremità di verifica, pari a 0.005.

Il collasso dell'elemento è fissato in corrispondenza del raggiungimento del valore ultimo di spostamento pari a:

- SLC: $0.05 \cdot h$ (rottura per taglio) dove h è l'altezza dell'elemento.

La resistenza a taglio secondo fessurazione diagonale risulta (secondo l'equazione C8.7.1.16 della circolare alle norme tecniche):

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

Dove:

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore del pannello

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/lt$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)

f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1,5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

$$b = \begin{cases} 1,5 & h/l > 1,5 \\ h/l & 1 \leq h/l \leq 1,5 \\ 1 & h/l < 1 \end{cases}$$

Il collasso dell'elemento è fissato in corrispondenza del raggiungimento del valore ultimo di spostamento pari a:

- SLC: $0.05 \cdot h$ (rottura per taglio) dove h è l'altezza dell'elemento.

FASCE DI PIANO

I meccanismi di rottura sono quelli di:

- presso-flessione
- taglio con fessurazione diagonale secondo i criteri previsti nella circolare (p.to 7.8.2 e C8.7.1.3.1).

In particolare:

per la resistenza a pressoflessione: Lo spostamento ultimo a SLC viene assunto pari a 0.015 o 0.02 in presenza di elemento resistente a trazione

per la resistenza a taglio: Lo spostamento ultimo a SLC viene assunto pari a 0.015

8.3 Analisi incrementale a collasso (push-over)

Al fine di eseguire la verifica sismica dell'edificio in esame si è operato secondo il metodo dell'analisi statica non lineare (punto 7.3.4.2 – D.M. 17 gennaio 2018)

Il risultato dell'analisi statica non lineare consiste in una curva che riporta, per ogni passo dell'analisi, in ascisse lo spostamento di un nodo di controllo ed in ordinate il taglio alla base complessivo. Essa deve essere poi trasformata nella curva di capacità, tenendo conto delle caratteristiche di massa e di rigidità dell'oscillatore equivalente ad un unico grado di libertà. Tale curva ha lo scopo di rappresentare l'evoluzione del comportamento della struttura in ambito non lineare; la verifica è poi conseguenza del confronto tra tale curva rappresentativa della capacità offerta dalla struttura con la curva della domanda rappresentata dall'azione sismica di progetto.

Secondo le prescrizioni da normativa (p.to 7.3.4.2), le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto (§ C8.7.1.3.1: *Nel caso di diaframmi di rigidità finita, non potendosi definire lo spostamento del centro di massa dell'ultimo livello (v. § 7.3.4.2 delle NTC), lo spostamento d_C da assumersi per la curva di capacità può essere coerentemente assunto come lo spostamento medio tra quello delle diverse pareti, pesato con le corrispondenti masse sismiche*). L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio al valore stabilito da normativa dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

L'esito della verifica si considera positivo quando la domanda di spostamento (D_{max}) è minore della capacità di spostamento (D_u). In altri termini, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$D_{max} \leq D_u$$

Secondo i seguenti stati limite e parametri:

Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al § C.7.3.4.2, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).
- $q^* < 4,0$ con q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento a SLC.

- $q^* < 3,0$ con q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD

8.4 Stati limite considerati nel modello adottato (§ 8.3 – NTC2018)

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al §7.3.6.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6 (tab. 7.3.III)

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

Nel presente caso la verifica è stata condotta nei confronti sia dello SLE che dello SLU.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il **rapporto** ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

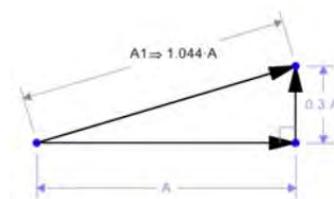
Combinazioni delle azioni sismiche: Al paragrafo 7.3.5 delle Normative Tecniche 2018 viene descritto come esaminare il comportamento bidirezionale:

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

Ciò comporta un incremento delle sollecitazioni nelle membrature a parità di spostamento di risposta dovuto alla presenza del 30%. Il programma di calcolo utilizzato permette di applicare le combinazioni alle “sollecitazioni di domanda” amplificando l'azione (A) ottenuta moltiplicando a_g per 1.044 nella forma spettrale ma considerando sempre le azioni sismiche agenti separatamente nelle due direzioni principali. Applicare la combinazione alle azioni equivale a imporre $E_x=E_y=A$



Tutto questo si riduce praticamente ad amplificare l'azione (A) moltiplicando a_g per 1.044 nella forma spettrale.

8.5 Distribuzione di forze considerate nel modello adottato (§ 7.3.4.2 – NTC2018)

Per lo sviluppo dell'analisi statica non lineare si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate:

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Con la precisazione che per gli edifici in muratura (§ 7.8.1.5.4)

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura secondo le modalità descritte al § 7.3.4.2, con la possibilità di estendere quanto ivi indicato per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, anche ai casi in cui la partecipazione di massa sia non inferiore al 60%.

e con la ulteriore precisazione che per gli edifici esistenti in muratura: (§8.7.1.3.1)

Nel caso invece di diaframmi dotati di rigidità non trascurabile, l'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3, con le precisazioni e le restrizioni indicate al § 7.8.1.5, delle NTC. In particolare è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando, come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione, sia del Gruppo 1, sia del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo.

Nel presente caso, trattandosi di edificio esistente si sono scelte le seguenti distribuzioni di forze.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

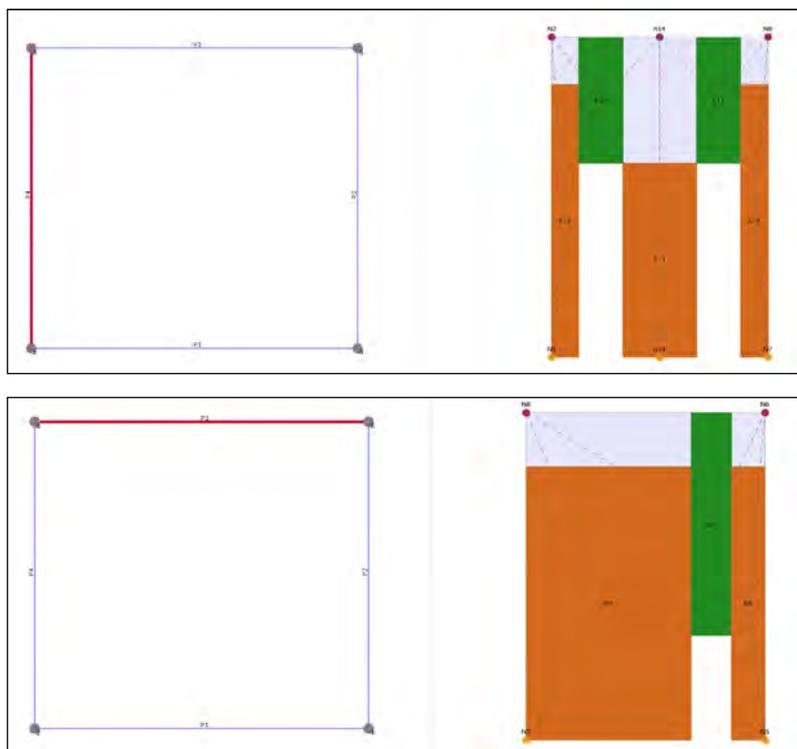
Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

8.1 Input dati

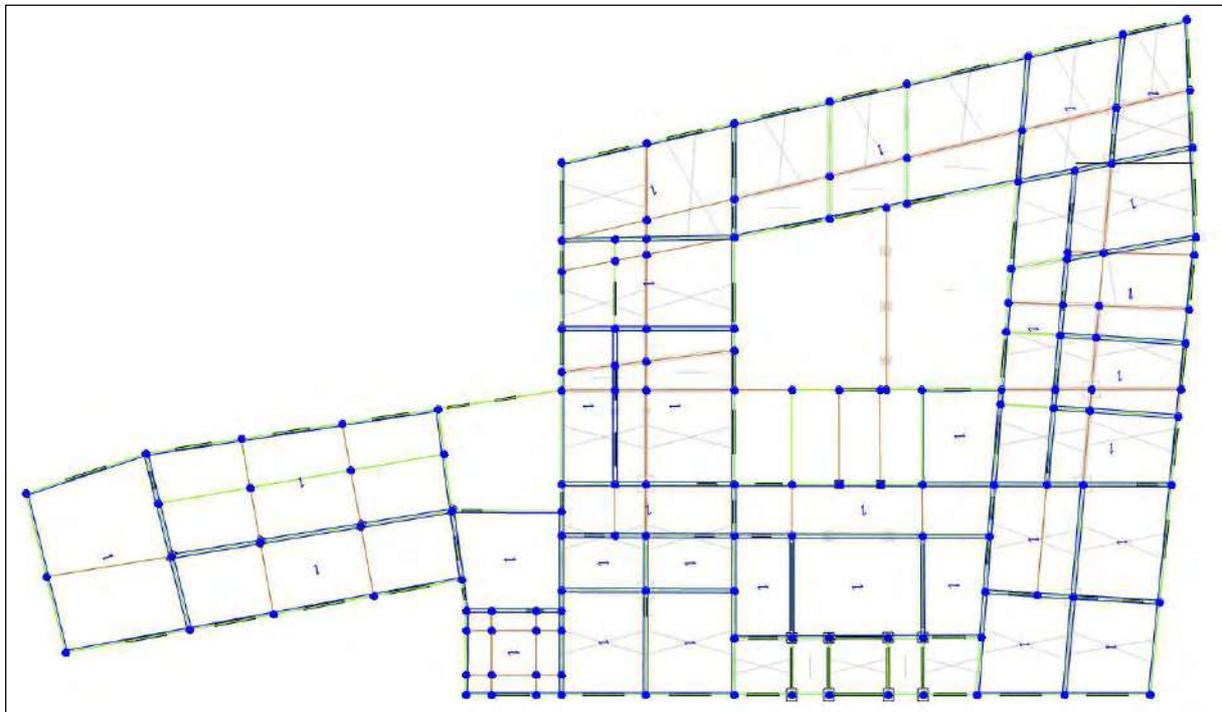
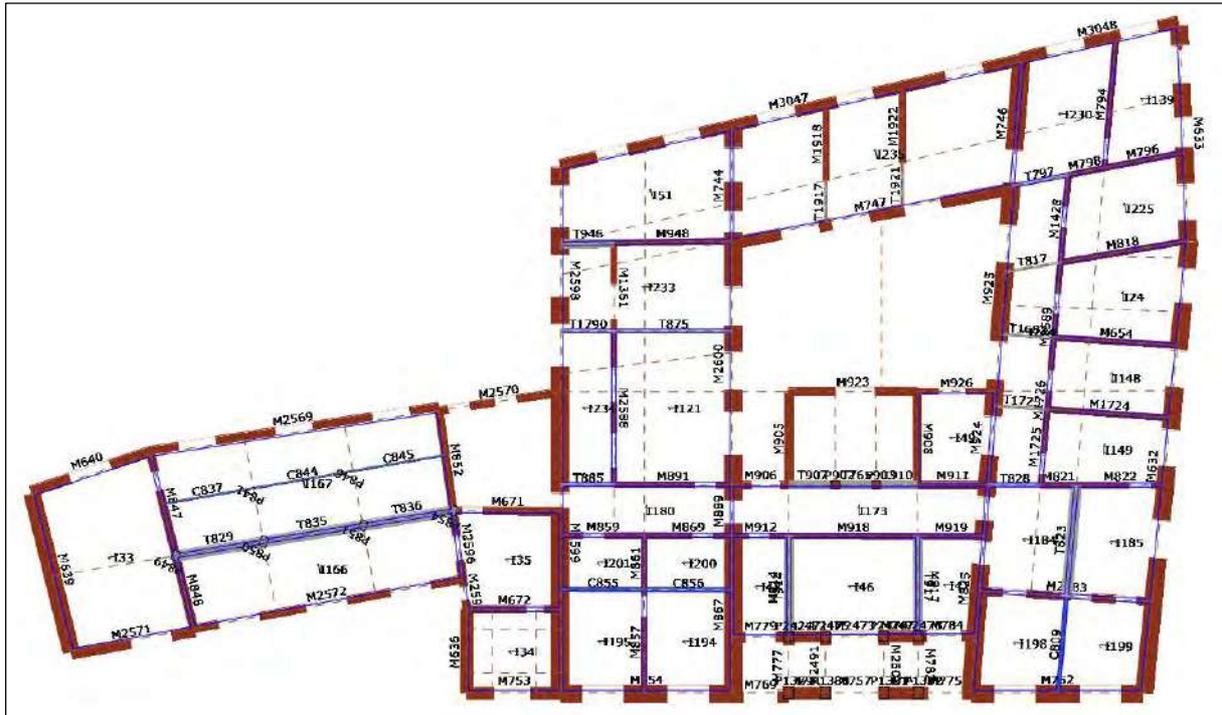
Si riportano nelle pagine seguenti delle immagini esplicative del modello di calcolo realizzato con il software 3 Muri.

Si specifica che, data la complessità del modello, al fine di non alterare i risultati qualificanti l'analisi sismica, la porzione della torre emergente oltre il livello di copertura generale è stata modellata a parte (immagini sotto riportate) e riportata nel modello principale come carichi lineari risultanti. Sul solaio di copertura del sotto – modello è stata applicata una massa equivalente alla sovrastruttura in muratura e carpenteria metallica a sostegno del faro sommitale.



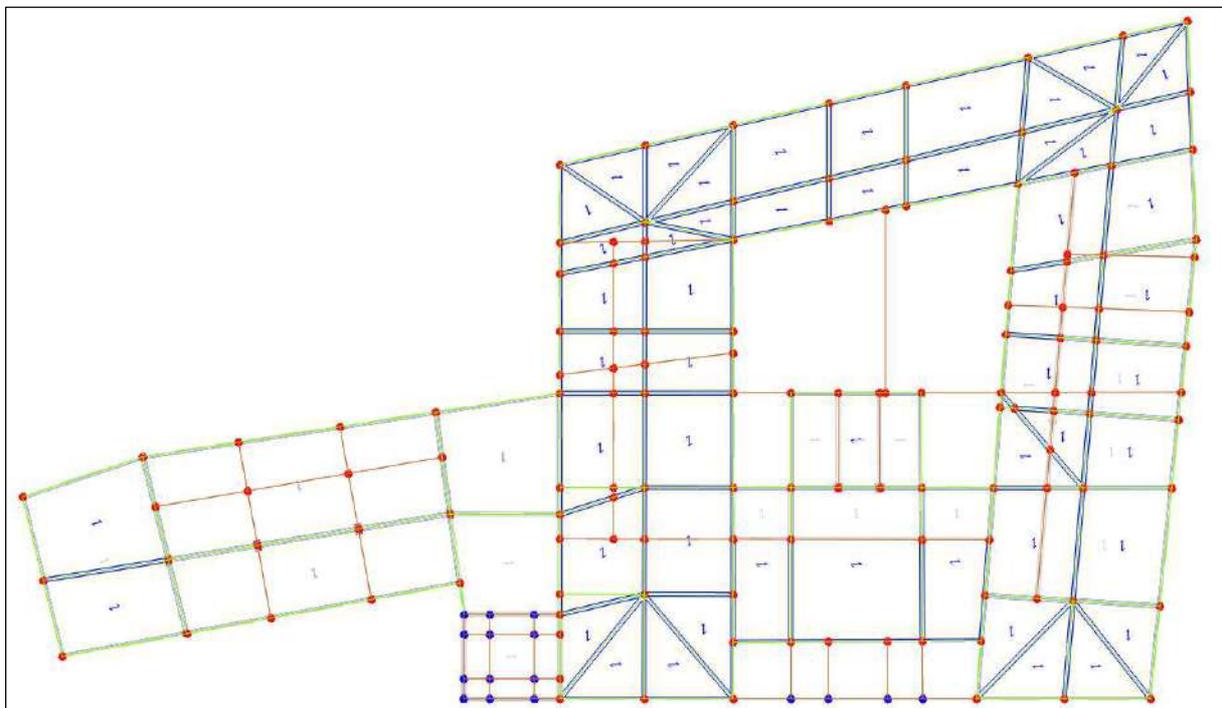
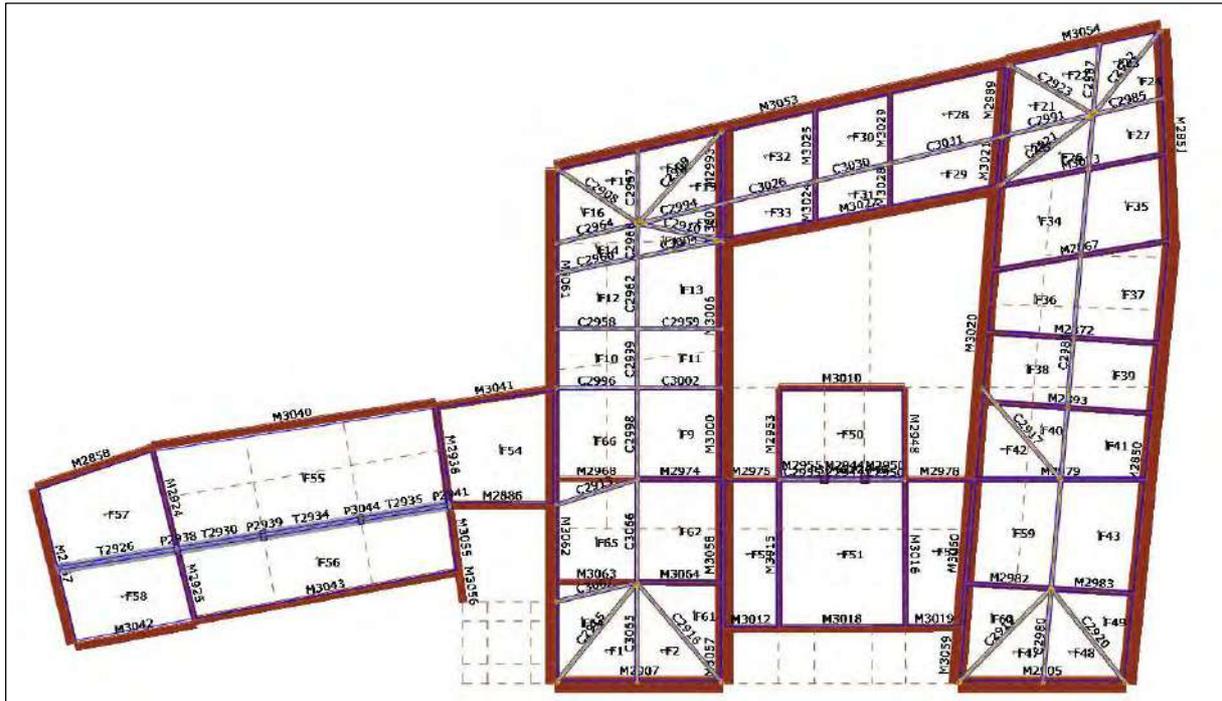
Modello della porzione superiore della torre e schematizzazione a telaio equivalente di alcune pareti

Livello 3:

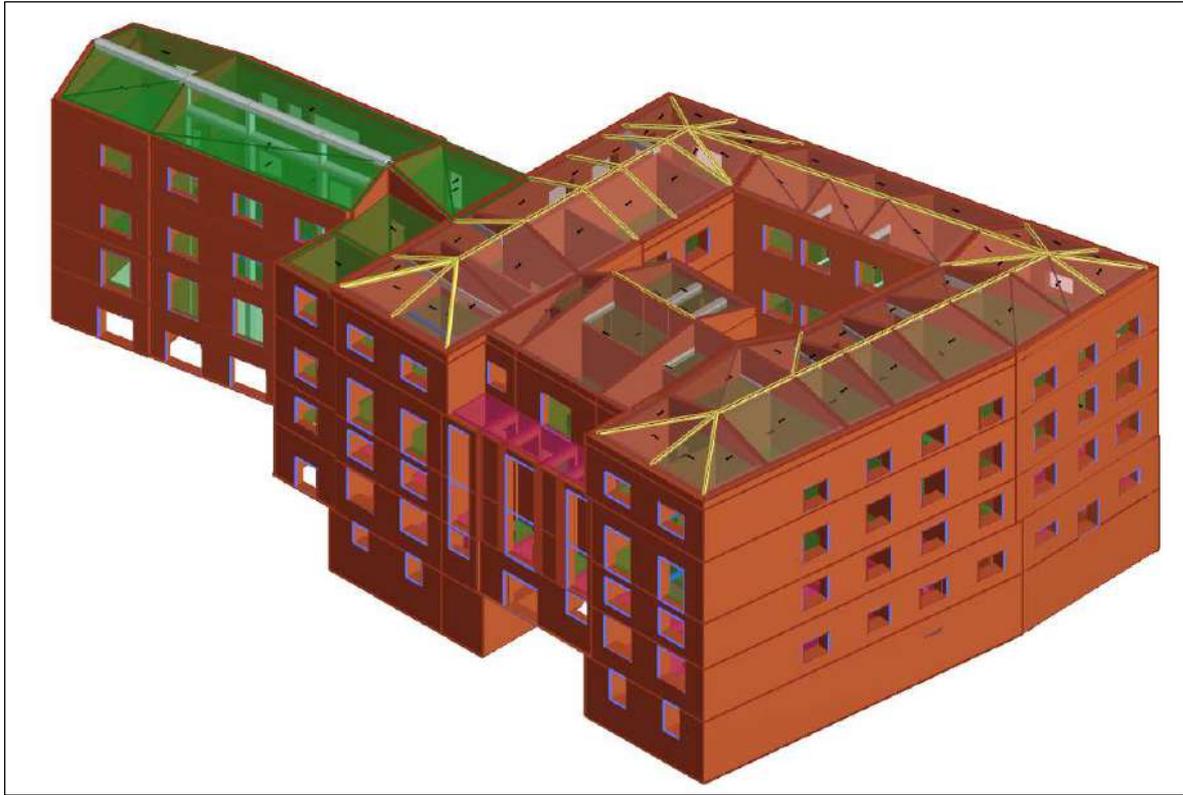


Schematizzazione in pianta degli elementi resistenti verticali 3° livello

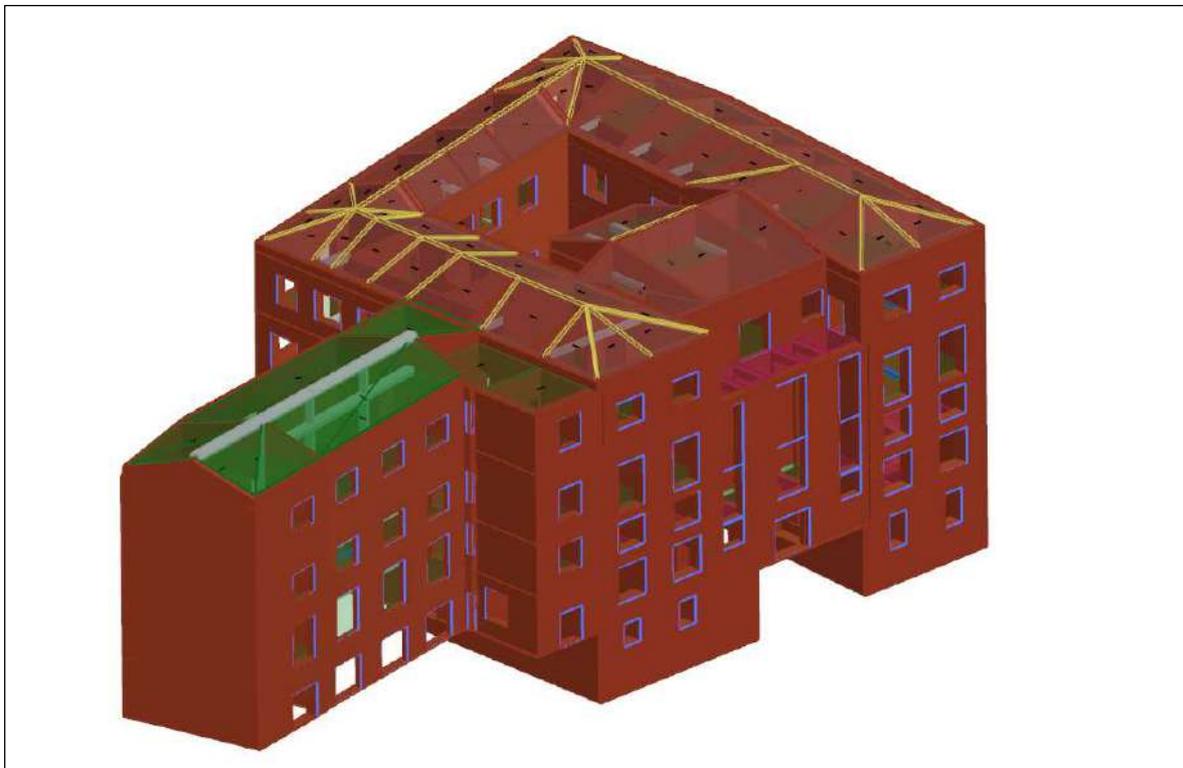
Livello copertura:



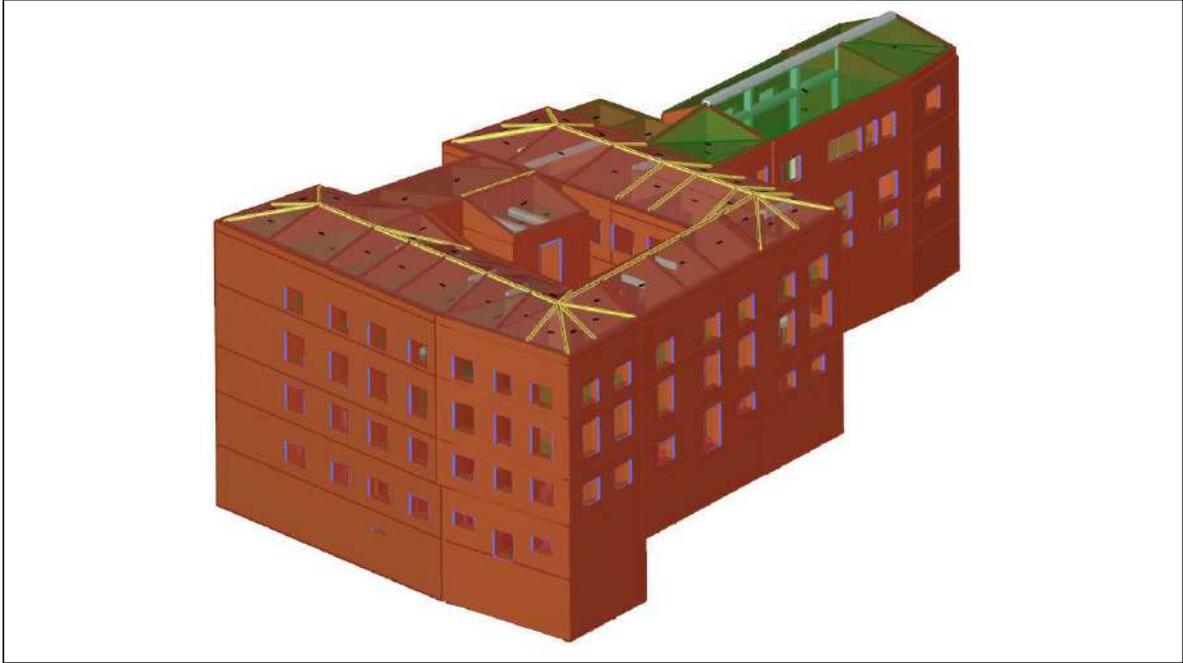
Schematizzazione in pianta degli elementi resistenti verticali livello copertura



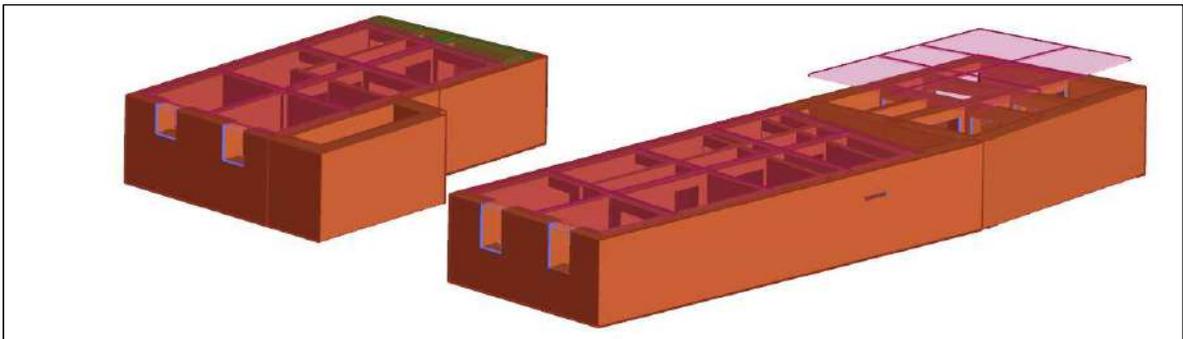
3D – Vista 1



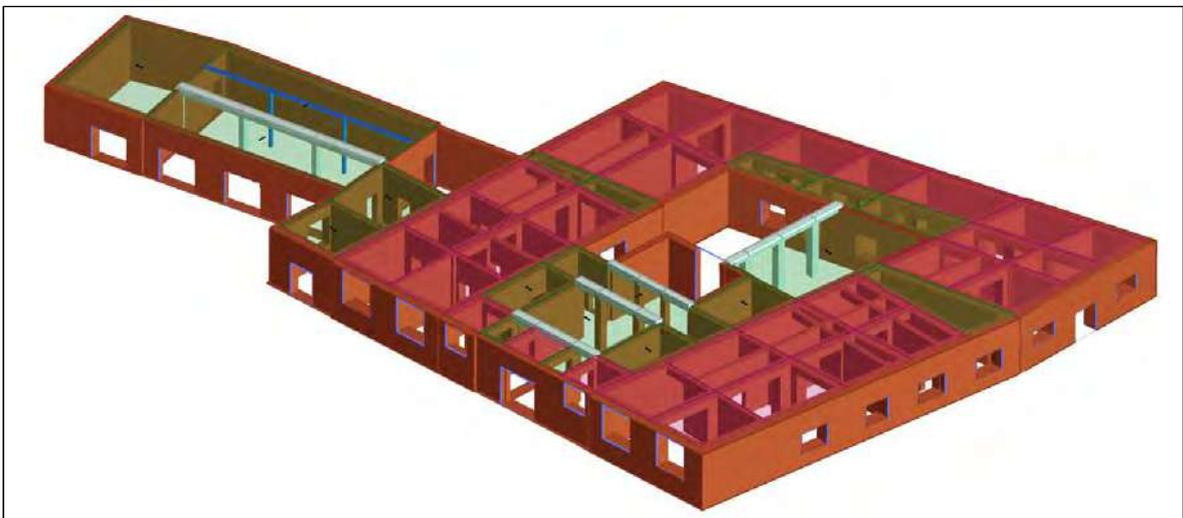
3D – Vista 2



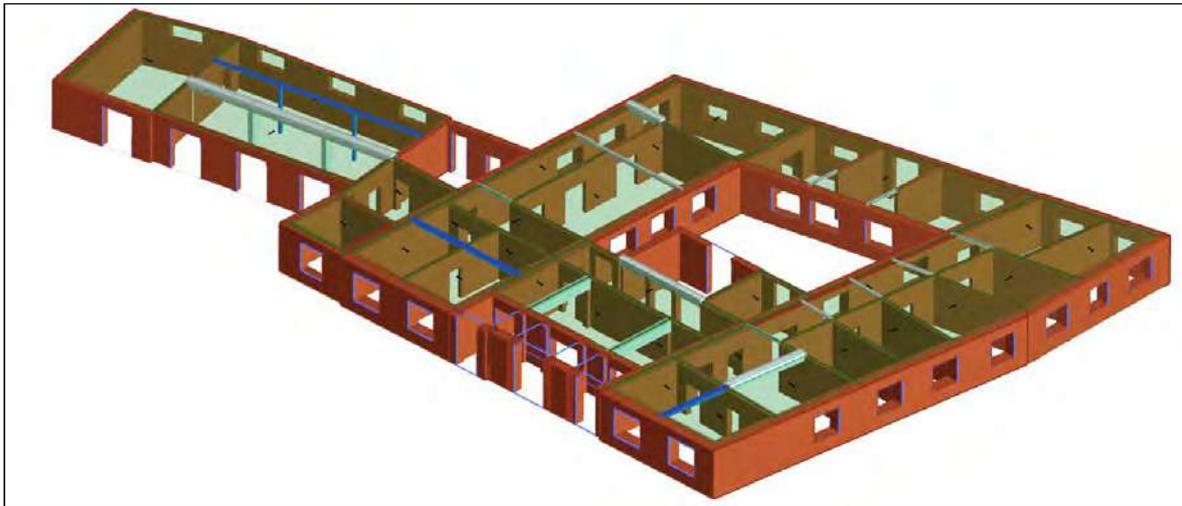
3D – Vista 3



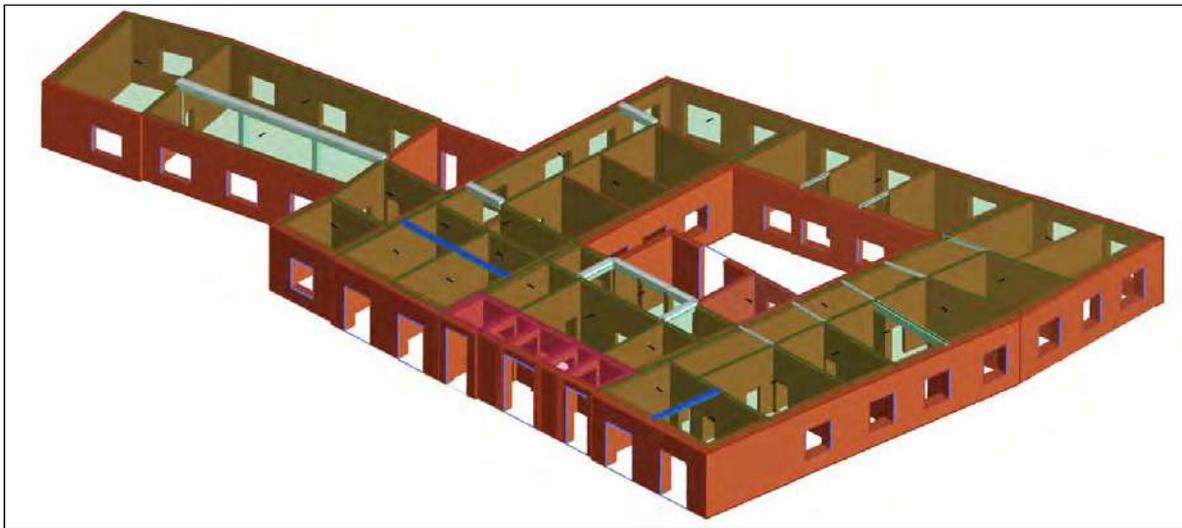
primo livello



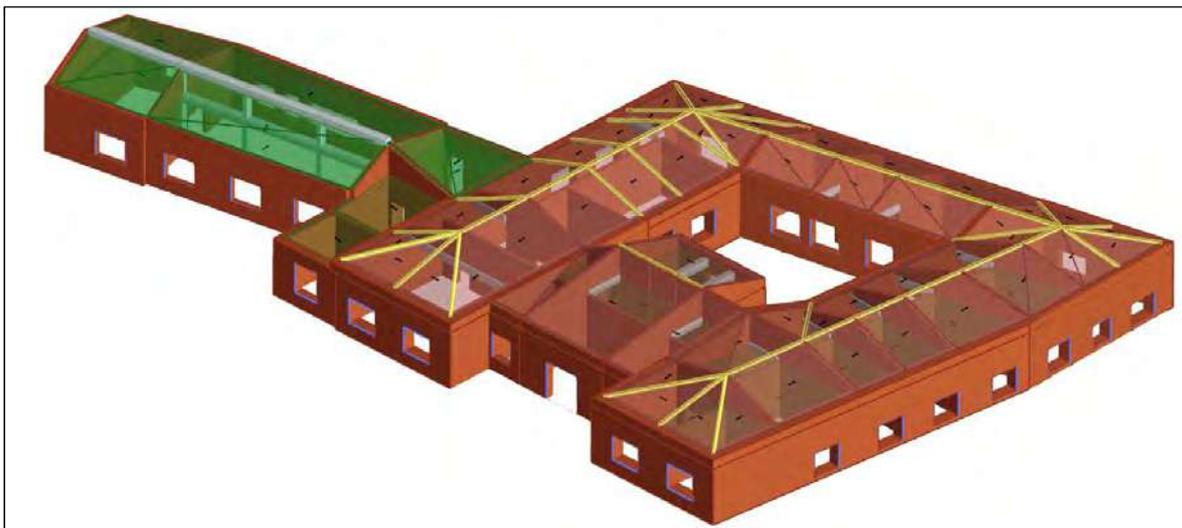
secondo livello



terzo livello

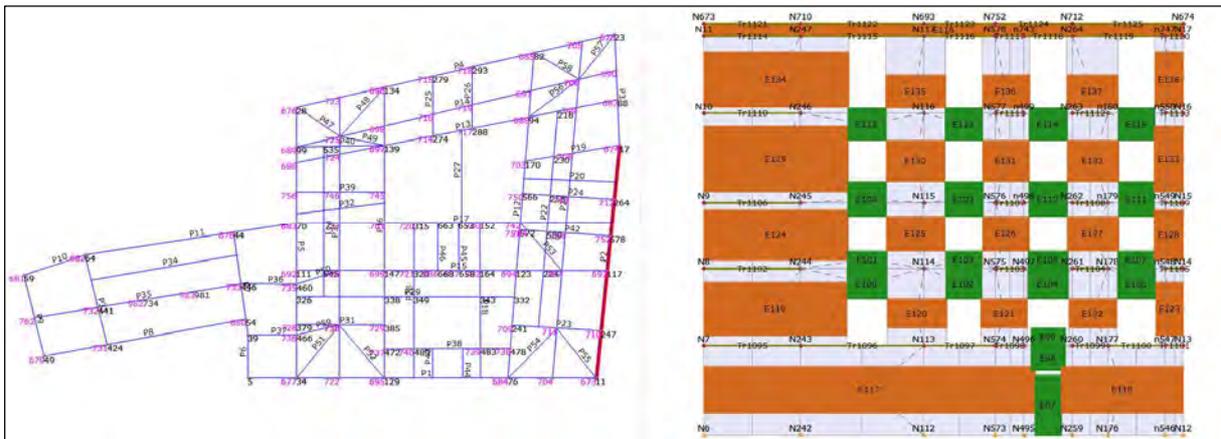
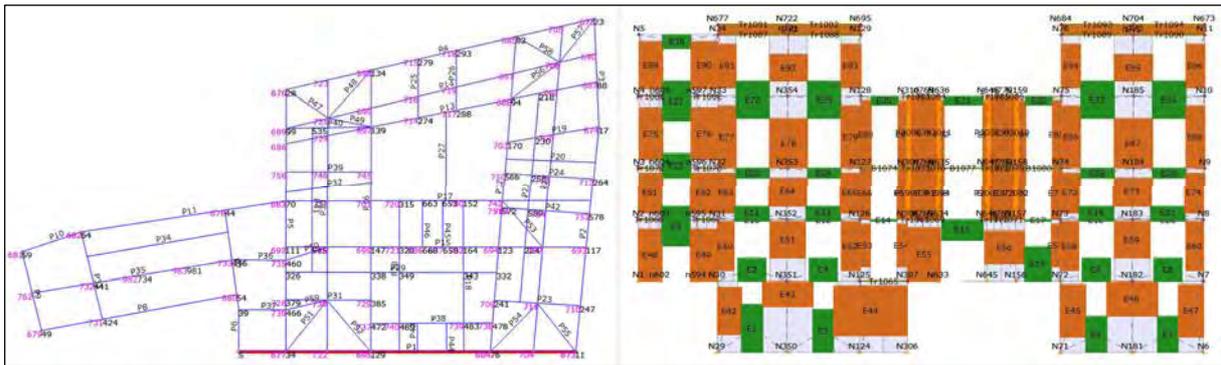
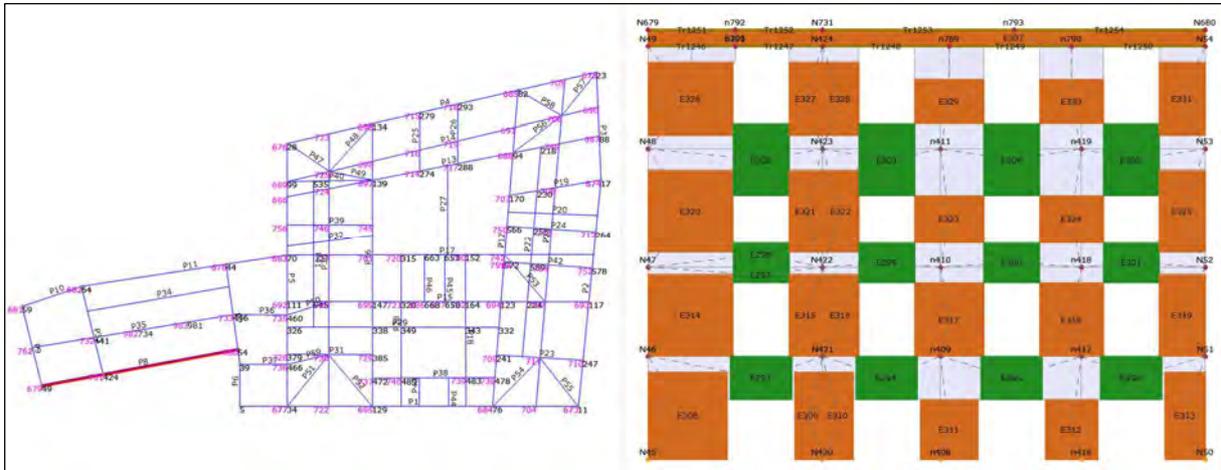


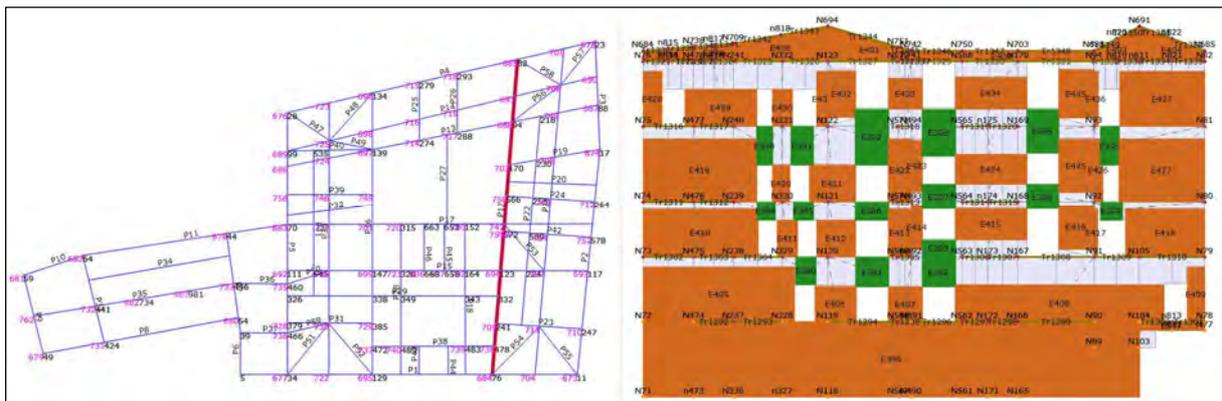
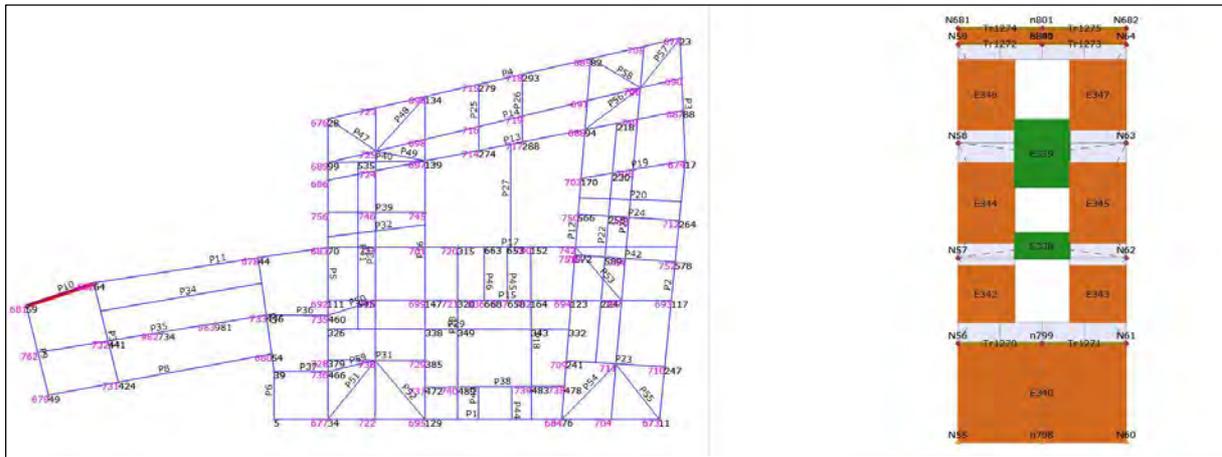
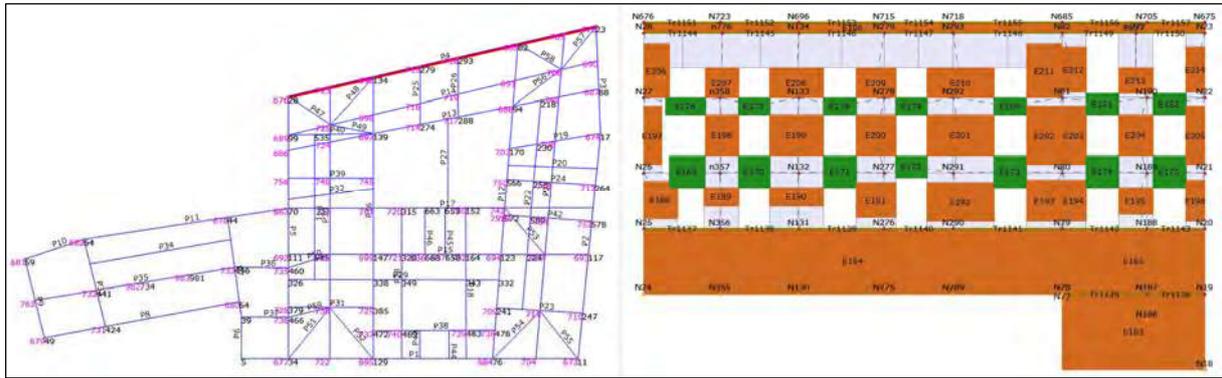
quarto livello



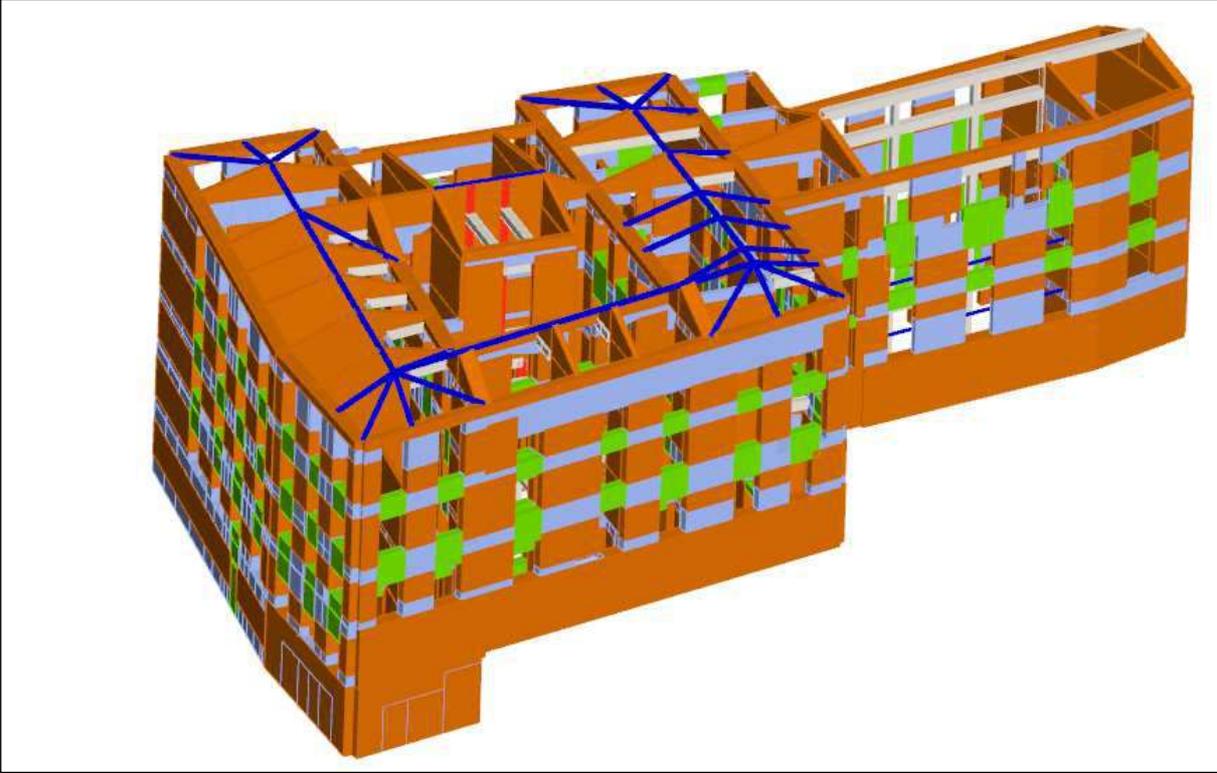
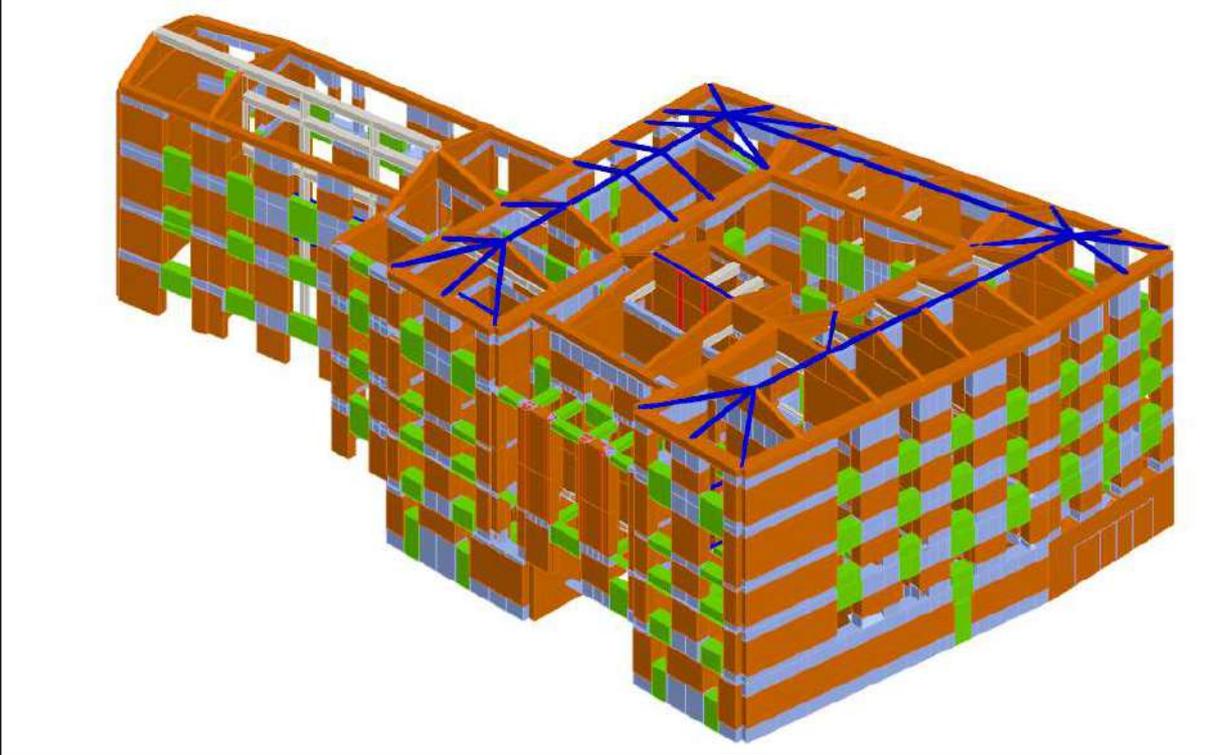
quinto livello con copertura

Schematizzazione del modello a telaio equivalente: vista di alcune pareti





Schematizzazione del modello a telaio equivalente: viste 3D



8.2 Analisi modale

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi modale per i primi 12 modi.

Modo	f	T [s]	m_x [kg]	Mx [%]	m_y [kg]	My [%]	m_z [kg]	Mz [%]
1		0.95166	6,789	0.06	3	0.00	6,165	0.06
2		0.55688	99,892	0.94	1,396	0.01	760	0.01
3		0.47123	5,152,551	48.63	371,309	3.50	6	0.00
4		0.45133	368,519	3.48	69,591	0.66	1,101	0.01
5		0.39179	1,401,219	13.22	656,548	6.19	0	0.00
6		0.36289	52,242	0.49	5,944,800	56.05	716	0.01
7		0.34204	478	0.00	17,078	0.16	522	0.00
8		0.25716	17,173	0.16	64,089	0.60	52	0.00
9		0.20315	9,574	0.09	85,857	0.81	148	0.00
10		0.19540	20,040	0.19	53,085	0.50	19	0.00
11		0.17984	808	0.01	10,303	0.10	3	0.00
12		0.17315	1,779,178	16.79	98,539	0.93	55	0.00

8.3 Verifiche di sicurezza statica

8.3.1 Analisi statica globale

Le verifiche di sicurezza statica sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

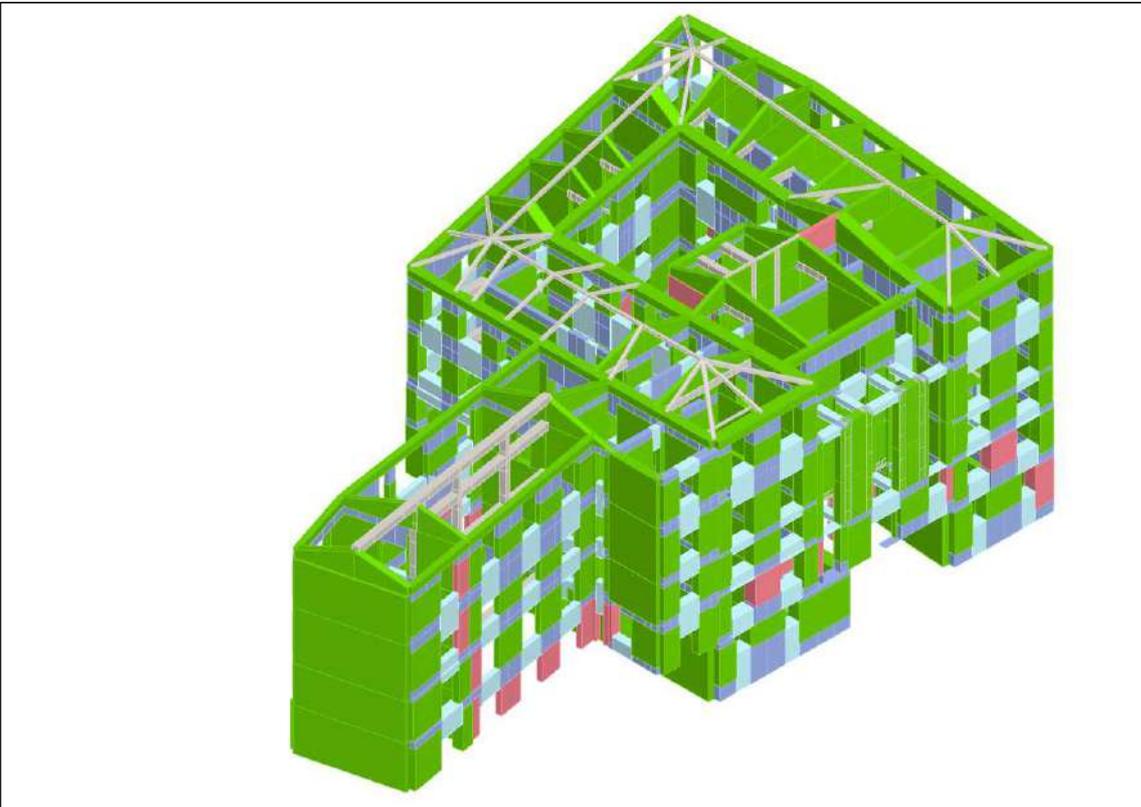
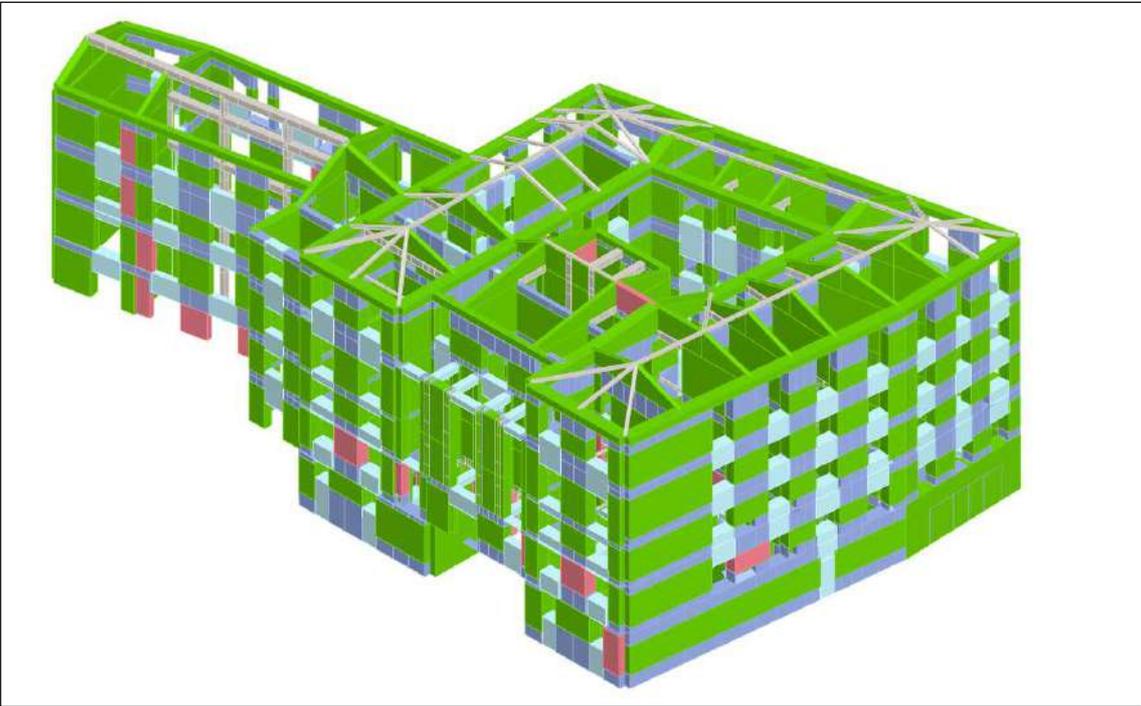
Nella tabella nella pagina seguente:

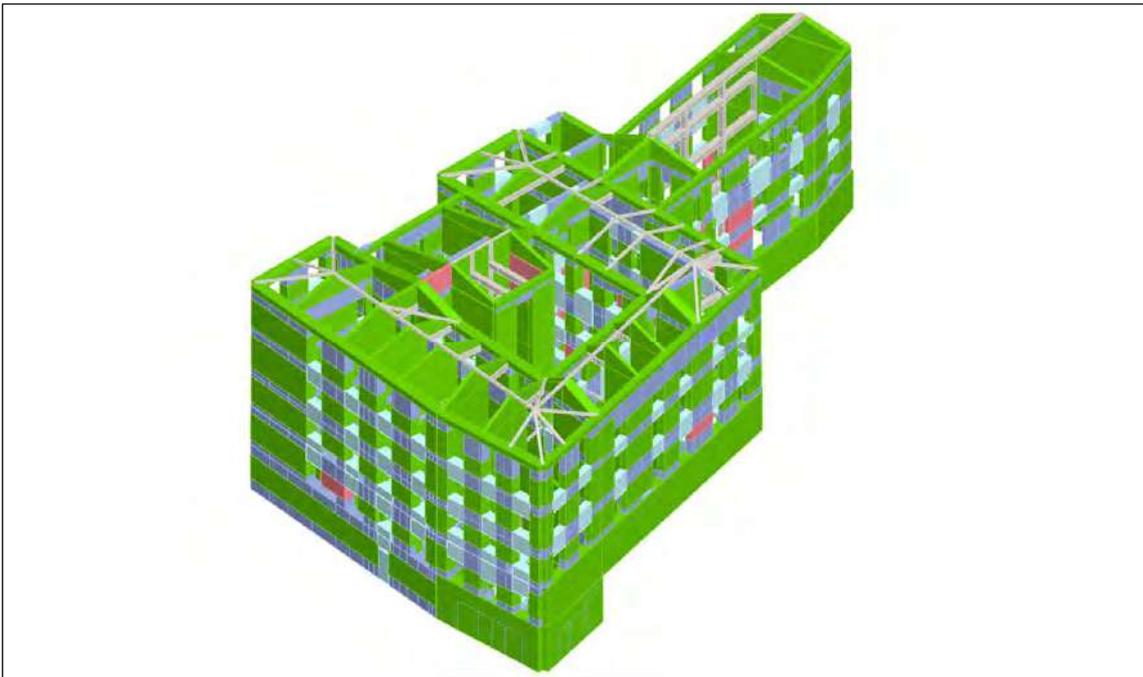
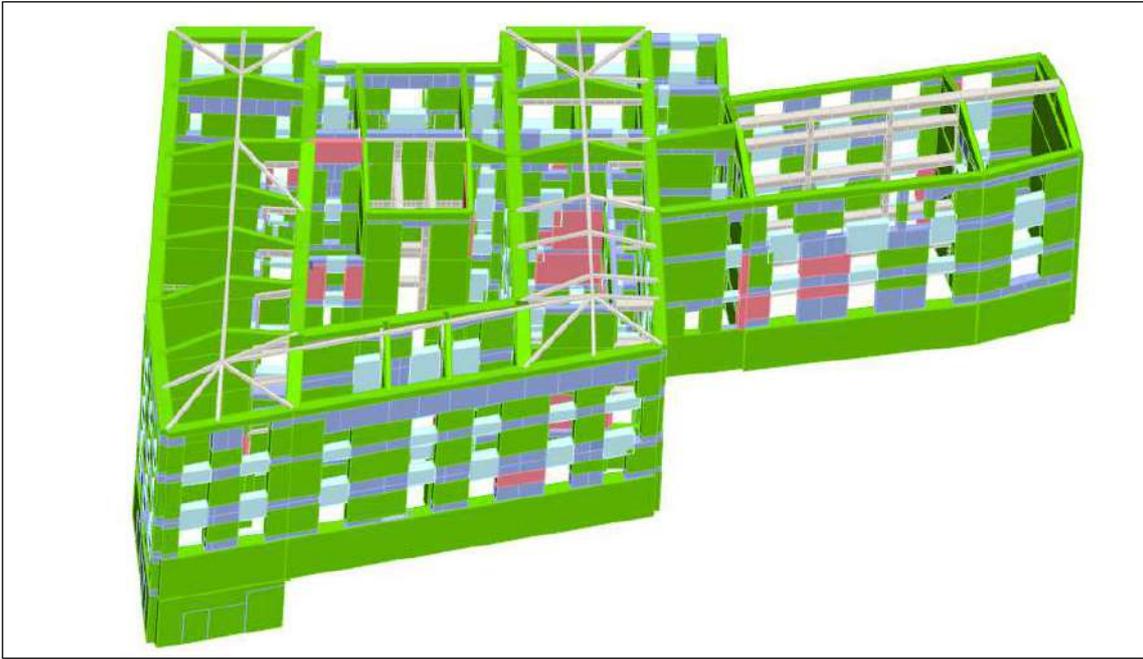
- la prima colonna indica la parete verificata;
- la seconda colonna indica il rapporto capacità/domanda (ζ_v);
- la terza colonna indica, all'interno della parete verificata, il numero di maschi murari danneggiati;
- la quarta colonna indica il rapporto tra forza agente e forza resistente;
- le ultime tre colonne forniscono indicazioni sulla snellezza e sulle eccentricità che caratterizzano la parete.

In rosso vengono evidenziati i parametri di verifica non soddisfatti.

Parete	ζ_v	Maschi rotti	N_d/N_r Max	h_0/t Mmax	$e1/t$ Max	$e2/t$ Max
8	0.61	7	1.65	10.79	0.380	0.295
15	0.72	7	1.38	15.33	0.273	0.607
41	0.45	6	2.20	15.33	0.117	0.077
11	0.81	5	1.24	11.32	0.461	0.345
1	0.77	5	1.30	7.17	0.170	0.165
38	0.86	5	1.16	8.44	0.092	0.044
13	0.76	4	1.32	15.33	0.309	0.124
23	0.47	3	2.11	15.30	0.123	0.076
16	0.87	3	1.15	5.02	0.142	0.060
12	0.94	3	1.06	5.77	0.176	0.079
42	0.82	2	1.22	15.33	0.224	0.080
28	0.55	2	1.81	15.22	0.191	0.351
7	0.92	2	1.09	10.89	0.185	0.248
17	1.05	2	0.95	17.13	0.090	0.321
29	0.68	2	1.47	15.33	0.129	0.077
22	0.63	10	1.58	15.33	0.131	0.077
2	0.92	1	1.09	4.93	0.163	0.086
18	0.94	1	1.06	15.22	0.191	0.255
4	0.98	1	1.02	7.39	0.270	0.185
5	0.88	1	1.13	6.39	0.158	0.128
21	0.96	1	1.04	15.33	0.092	0.077
6	0.99	1	1.01	6.90	0.068	0.113
44	0.72	1	1.39	8.60	0.078	0.043
40	0.99	1	1.01	15.63	0.158	0.078
43	0.72	1	1.38	8.60	0.075	0.043
25	1.39	0	0.72	15.33	0.107	0.077
24	1.10	0	0.91	15.33	0.154	0.077
14	1.05	0	0.95	7.00	0.040	0.035
19	1.33	0	0.75	15.33	0.110	0.077
26	1.39	0	0.72	15.33	0.114	0.077
30	1.19	0	0.84	15.33	0.078	0.077
33	1.16	0	0.86	12.96	0.184	0.074
36	1.35	0	0.74	10.89	0.184	0.072
37	1.05	0	0.95	10.89	0.054	0.054
10	1.49	0	0.67	8.20	0.150	0.147
31	1.23	0	0.81	11.32	0.292	0.146
9	1.72	0	0.58	5.13	0.180	0.109
3	1.11	0	0.90	5.77	0.140	0.080
32	2.50	0	0.40	4.43	0.169	0.022
20	2.63	0	0.38	4.43	0.052	0.022

Di seguito si riportano le immagini in 3D dei risultati dell'analisi statica, ove in colore rosso sono indicati gli elementi in sofferenza.

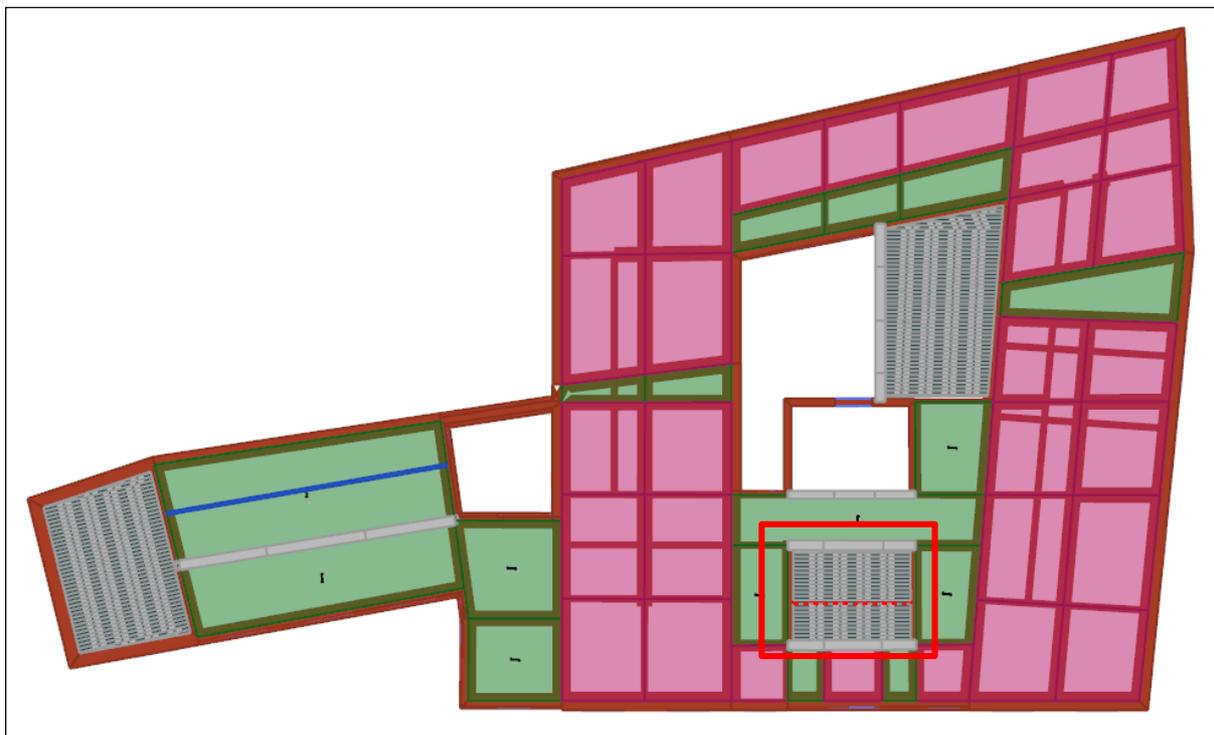




8.3.1 Verifiche solai

Di seguito si riportano le verifiche di alcuni dei solai più significativi della struttura in oggetto.

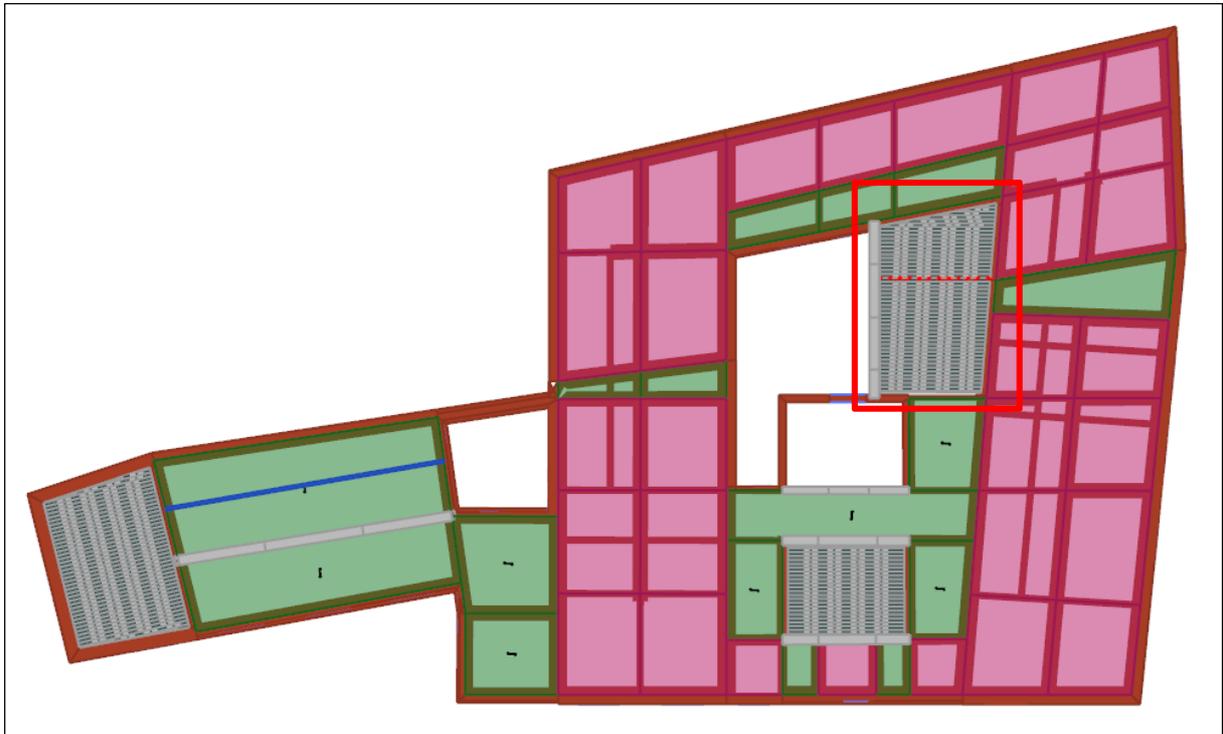
8.3.1.1 Solaio 1



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano terra

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	25,483	11,271	152,844	24,336	21,236	9,392
Mrd [daNcm]	174,766	-78,211	174,766	-78,211	174,766	-78,211
Mrd / Msd	6.85	∞	1.14	∞	8.22	∞

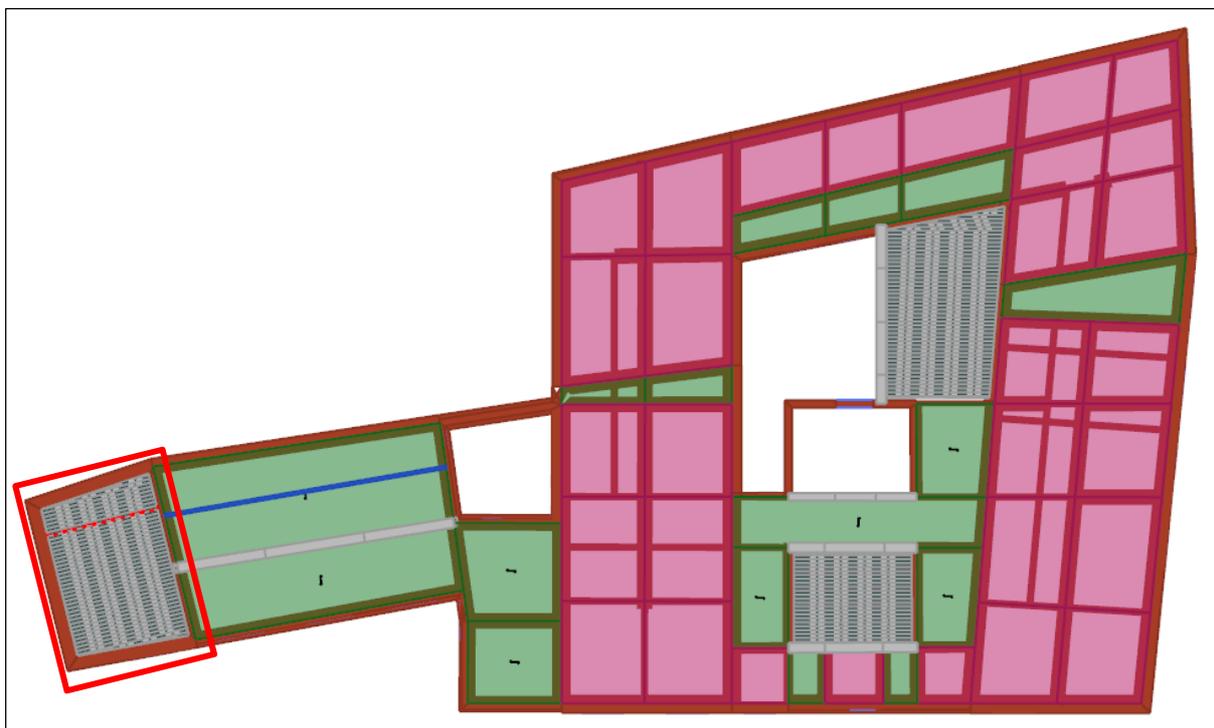
8.3.1.1 Solaio 2



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano terra

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	15,819	6,958	136,026	21,540	37,175	16,352
Mrd [daNcm]	178,111	-87,264	178,111	-87,264	178,111	-87,264
Mrd / Msd	11.25	∞	1.30	∞	4.79	∞

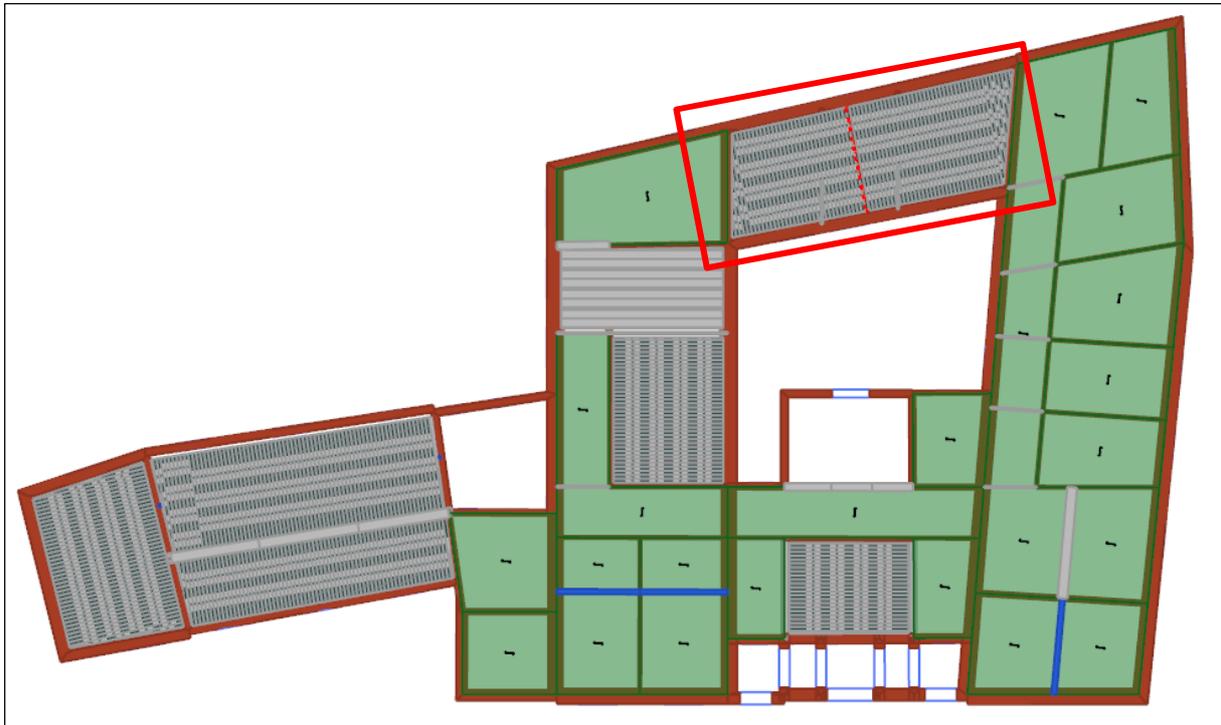
8.3.1.1 Solaio 3



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano terra

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	30,993	13,377	134,322	20,871	9,685	4,180
Mrd [daNcm]	144,228	-64,648	144,228	-64,648	144,228	-64,648
Mrd / Msd	4.65	∞	1.07	∞	14.89	∞

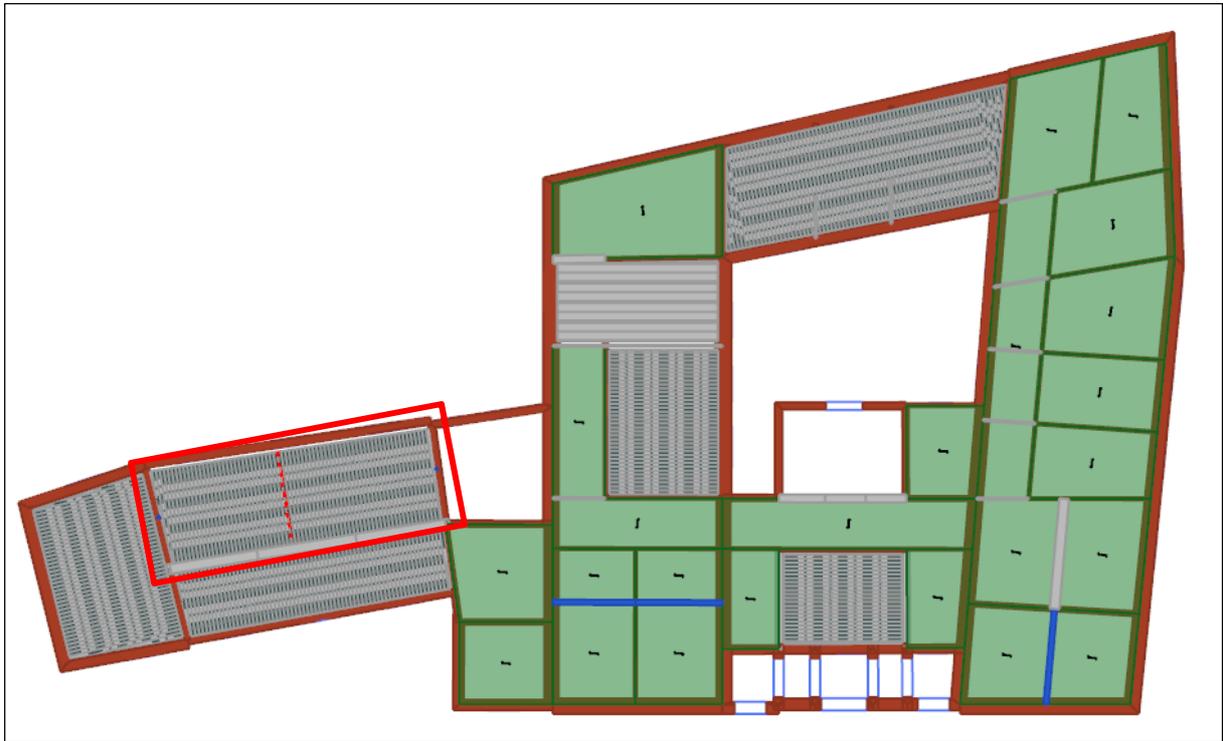
8.3.1.1 Solaio 4



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano primo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	3,631	-215	5,700	-22,893	-12,547	-31,143
Mrd [daNcm]	73,083	-51,094	73,083	-51,094	73,083	-51,094
Mrd / Msd	20.12	237.30	12.82	2.23	∞	1.64

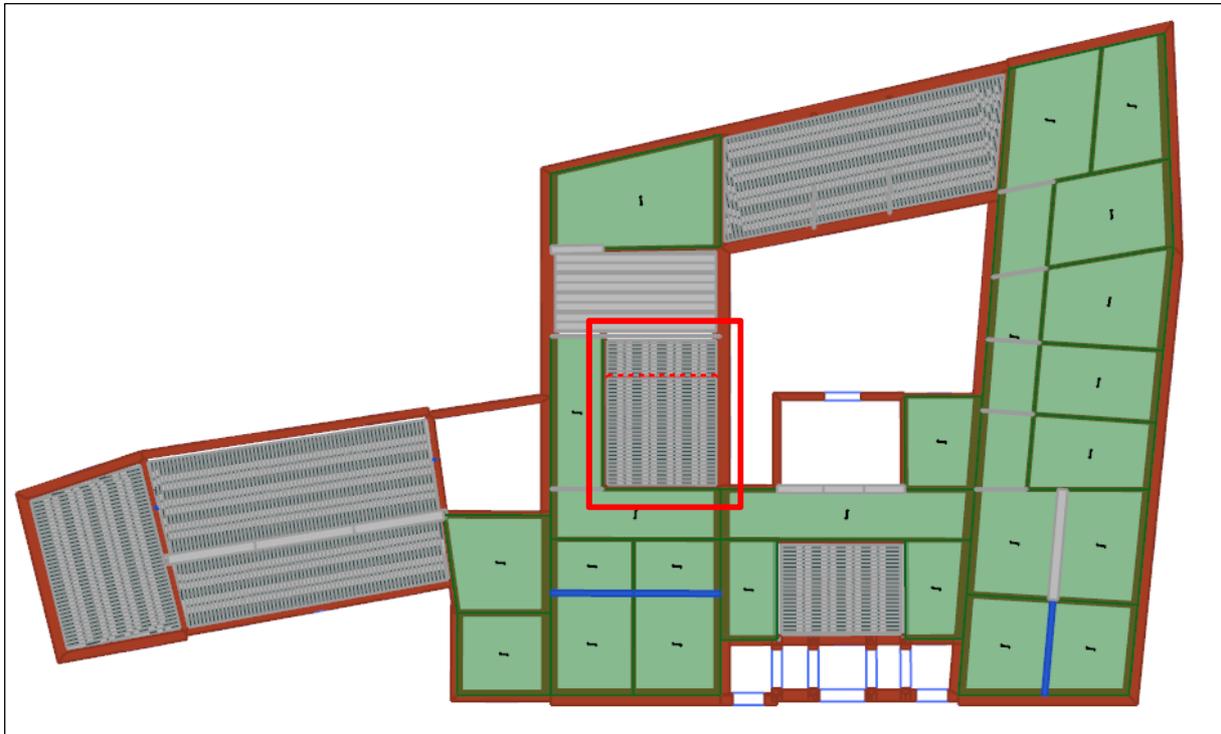
8.3.1.1 Solaio 5



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano primo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	6,957	2,626	17,714	-20,829	-9,125	-20,987
Mrd [daNcm]	39,169	-35,704	39,169	-66,204	39,169	-35,704
Mrd / Msd	5.63	∞	2.21	3.17	∞	1.70

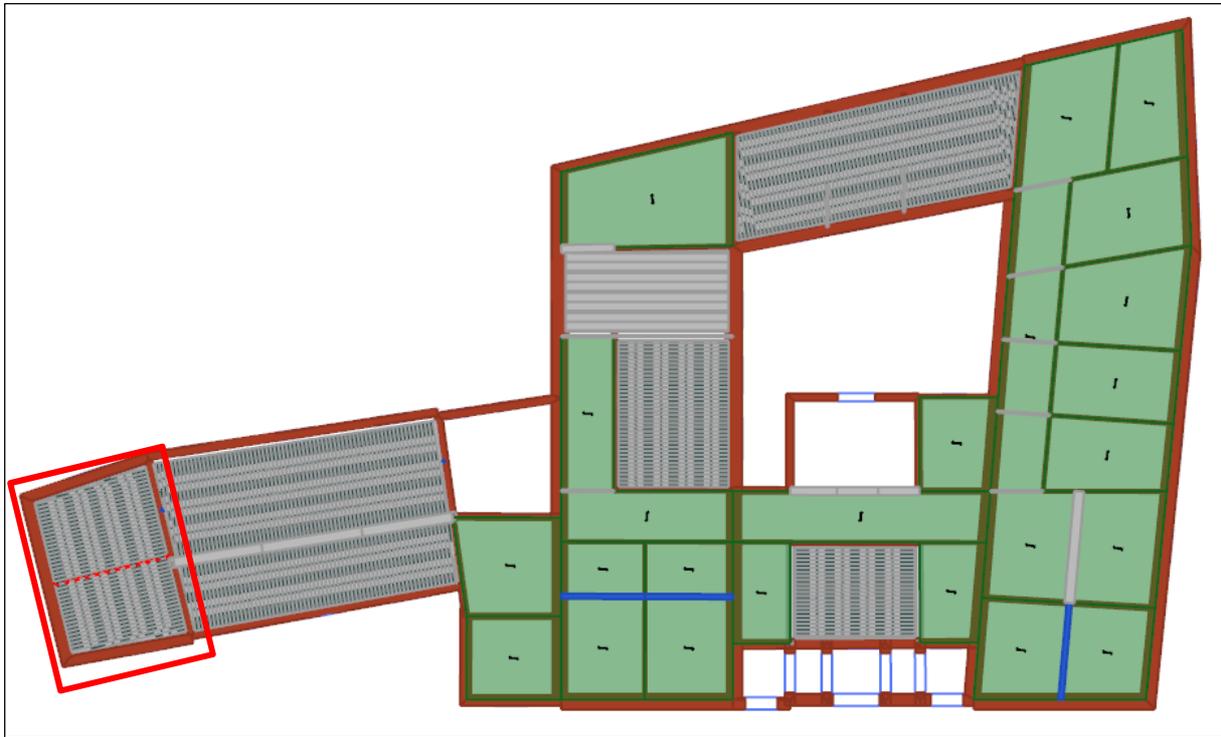
8.3.1.1 Solaio 6



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano primo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	0	0	0	-44,164	-19,536	-45,078
Mrd [daNcm]	91,137	-5,457	92,656	-87,305	92,656	-87,305
Mrd / Msd	∞	987,74...	∞	1.97	∞	1.93

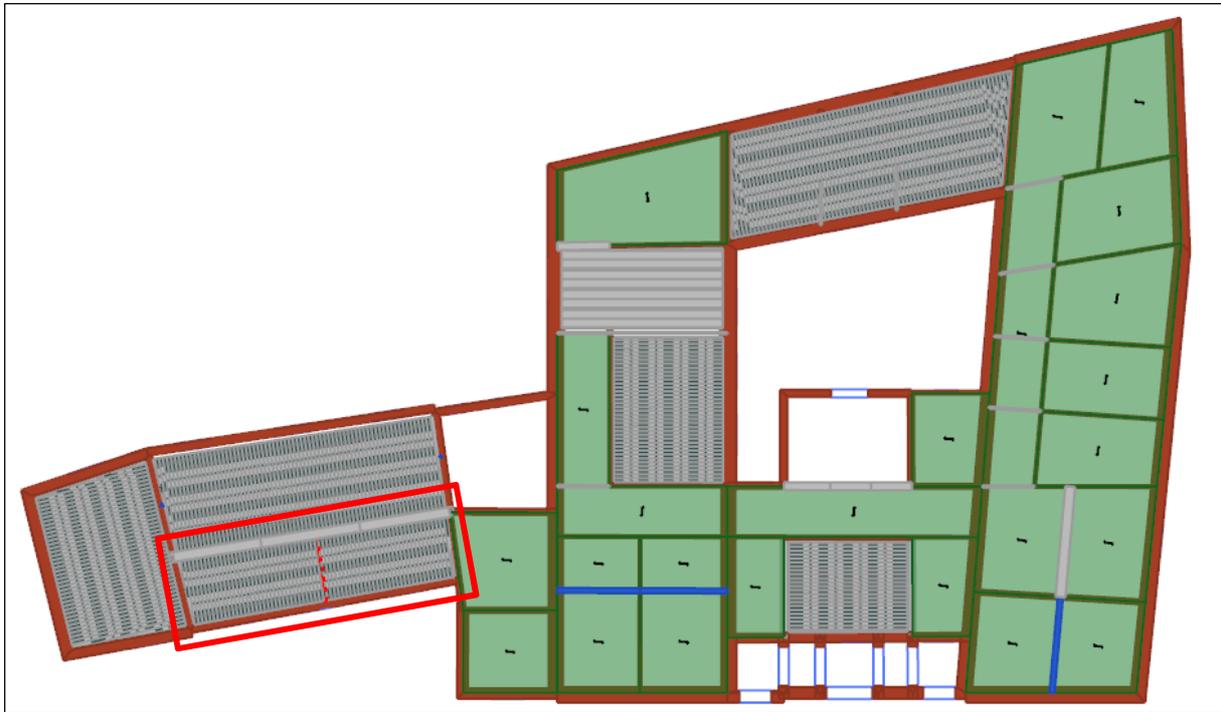
8.3.1.1 Solaio 7



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano primo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	-7,431	-21,506	-9,109	-72,196	-31,248	-72,400
Mrd [daNcm]	70,115	-86,000	70,115	-86,000	70,115	-86,000
Mrd / Msd	∞	3.99	∞	1.19	∞	1.18

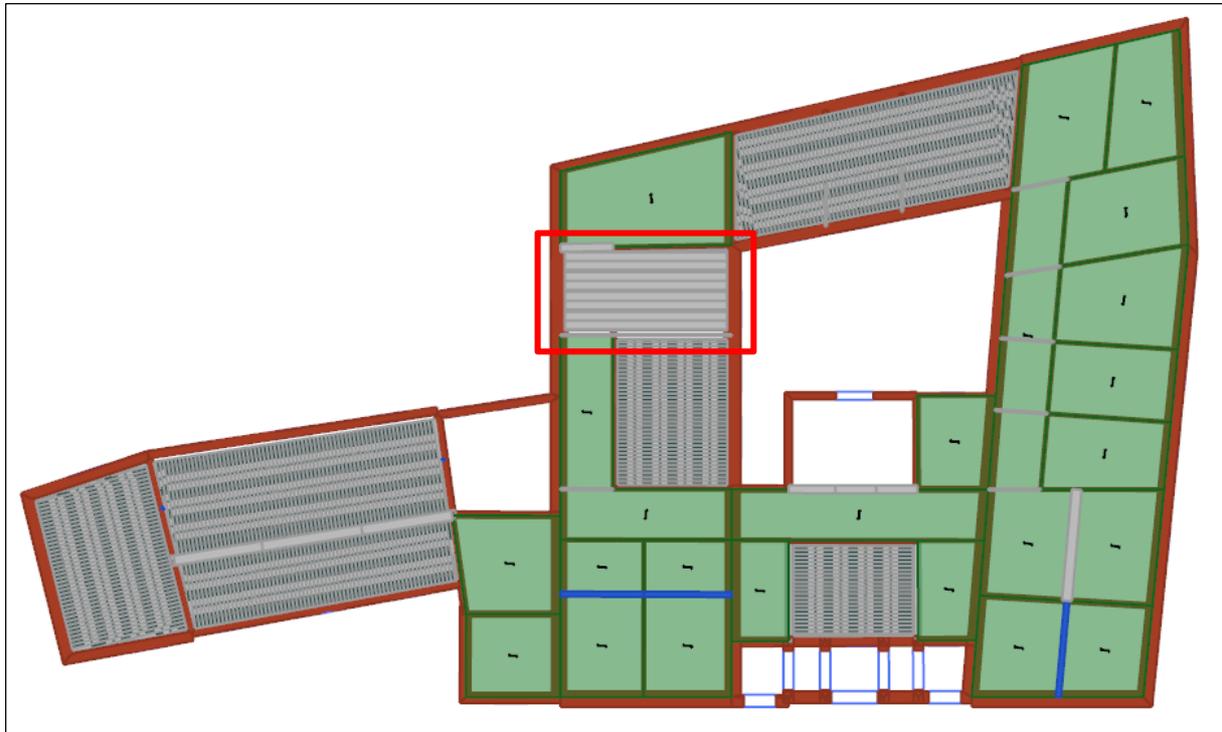
8.3.1.1 Solaio 8



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano primo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	8,763	3,855	46,254	7,324	11,531	5,072
Mrd [daNcm]	46,939	-87,353	46,939	-87,353	46,939	-87,353
Mrd / Msd	5.35	∞	1.01	∞	4.07	∞

8.3.1.1 Solaio 9



Solaio in putrelle e voltine analizzato riquadrato in rosso - copertura piano primo

Calcolo limitato a campo elastico

Caratteristiche profilo

Resistenza di progetto f_{yd} [N/mm²]

Modulo elastico E_s [N/mm²]

Profilo

Altezza [mm]

Larghezza [mm]

Spessore anima [mm]

Spessore ali [mm]

Raggio di raccordo [mm]

Area totale [cm²]

W [cm³]

Modulo plastico W_{pl} [cm³]

Momento d'inerzia J [cm⁴]

Risultati

Involuppo Momento

x	218	[cm]
M _{Ed}	302,949	[daNcm]
M _{Rd}	608,853	[daNcm]
M _{Ed} / M _{Rd}	2.01	
ζ_v	5.37	

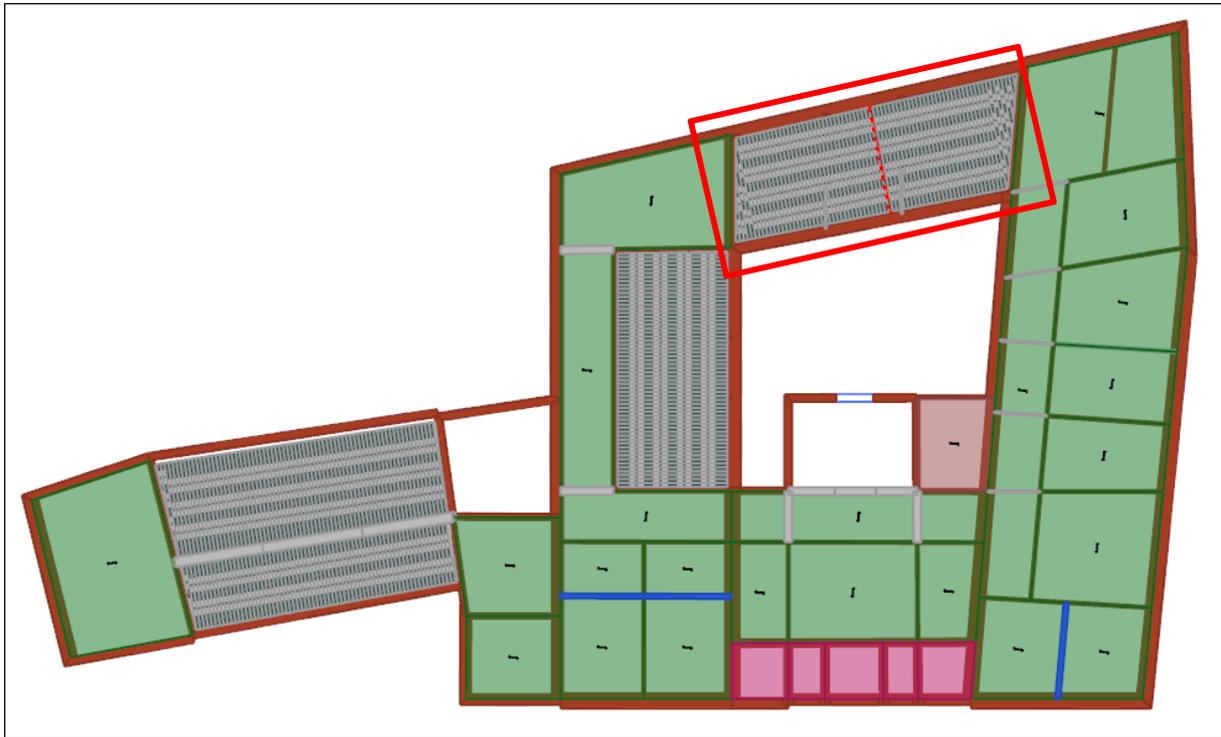
Involuppo Taglio

x	0	[cm]
V _{Ed}	2,786	[daN]
V _{Rd}	20,039	[daN]
V _{Ed} / V _{Rd}	7.19	
ζ_v	18.63	

Deformazione Massima

x	218	[cm]
f	0.53	[cm]
L / f	823	

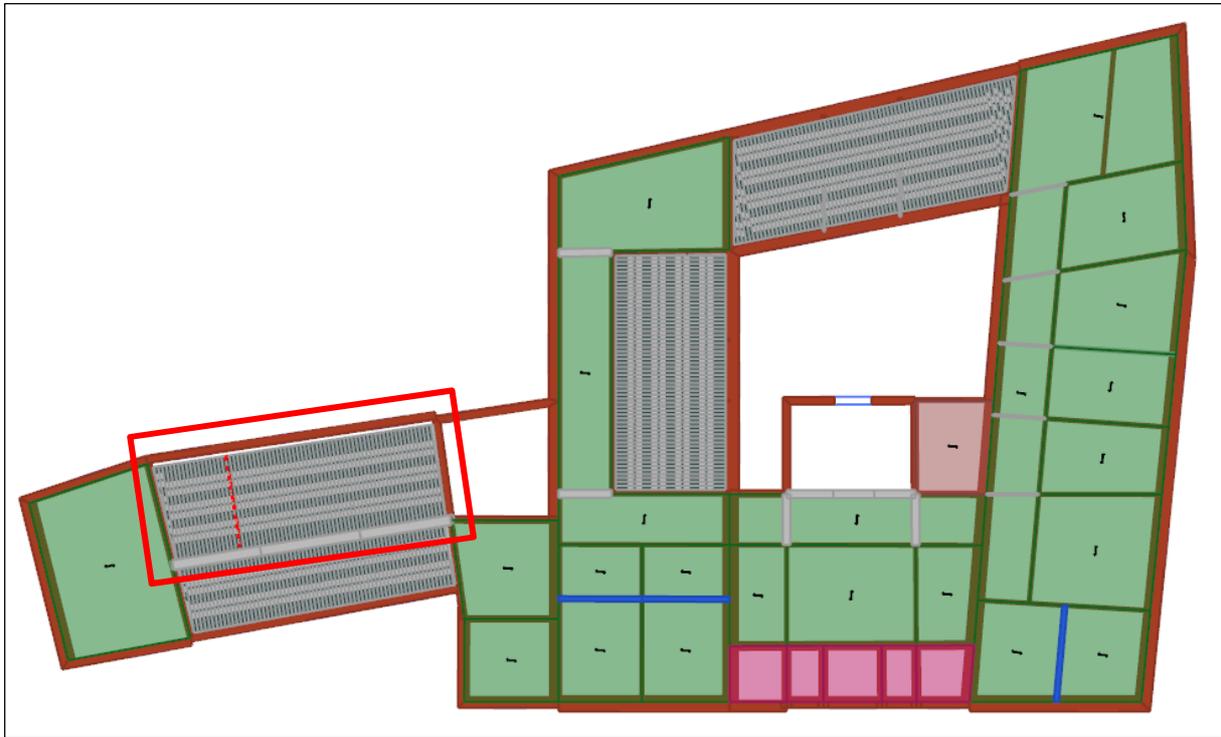
8.3.1.1 Solaio 10



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano secondo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	3,956	3	6,325	-23,741	-13,542	-32,638
Mrd [daNcm]	60,991	-55,639	60,991	-55,639	60,991	-55,639
Mrd / Msd	15.41	∞	9.64	2.34	∞	1.70

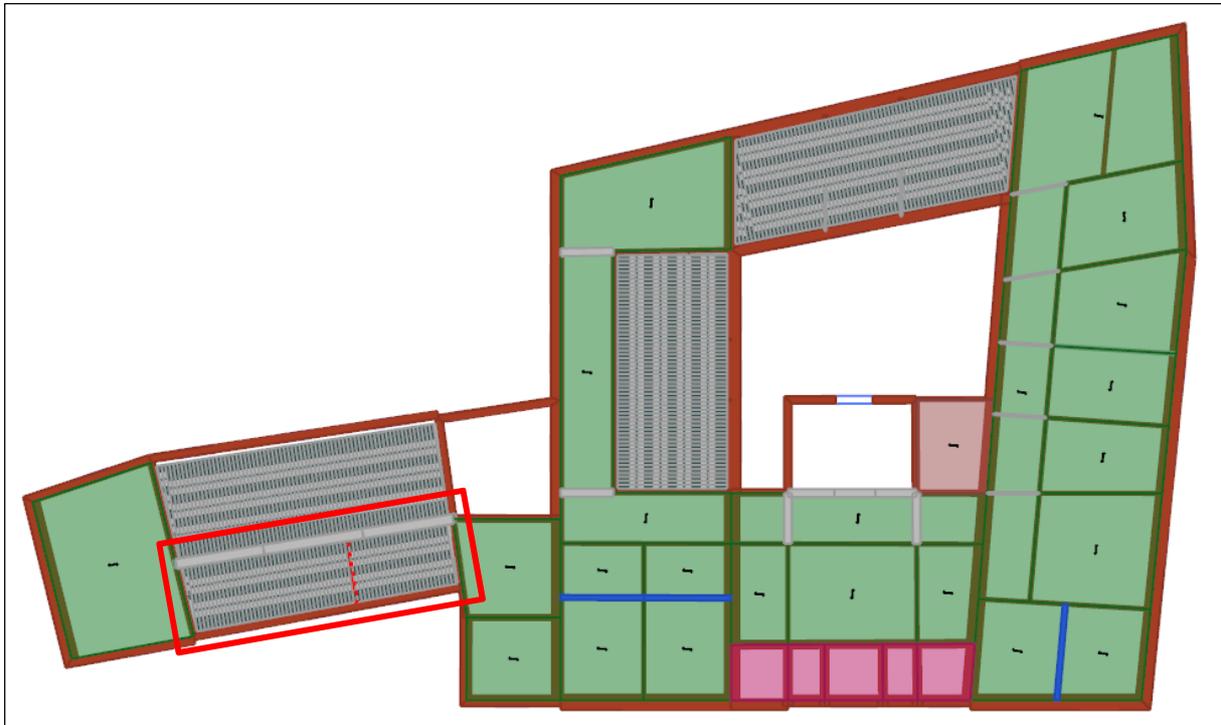
8.3.1.1 Solaio 11



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano secondo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	6,833	2,574	17,167	-12,322	-10,714	-24,357
Mrd [daNcm]	45,209	-41,740	45,209	-41,740	45,209	-41,740
Mrd / Msd	6.61	∞	2.63	3.38	∞	1.71

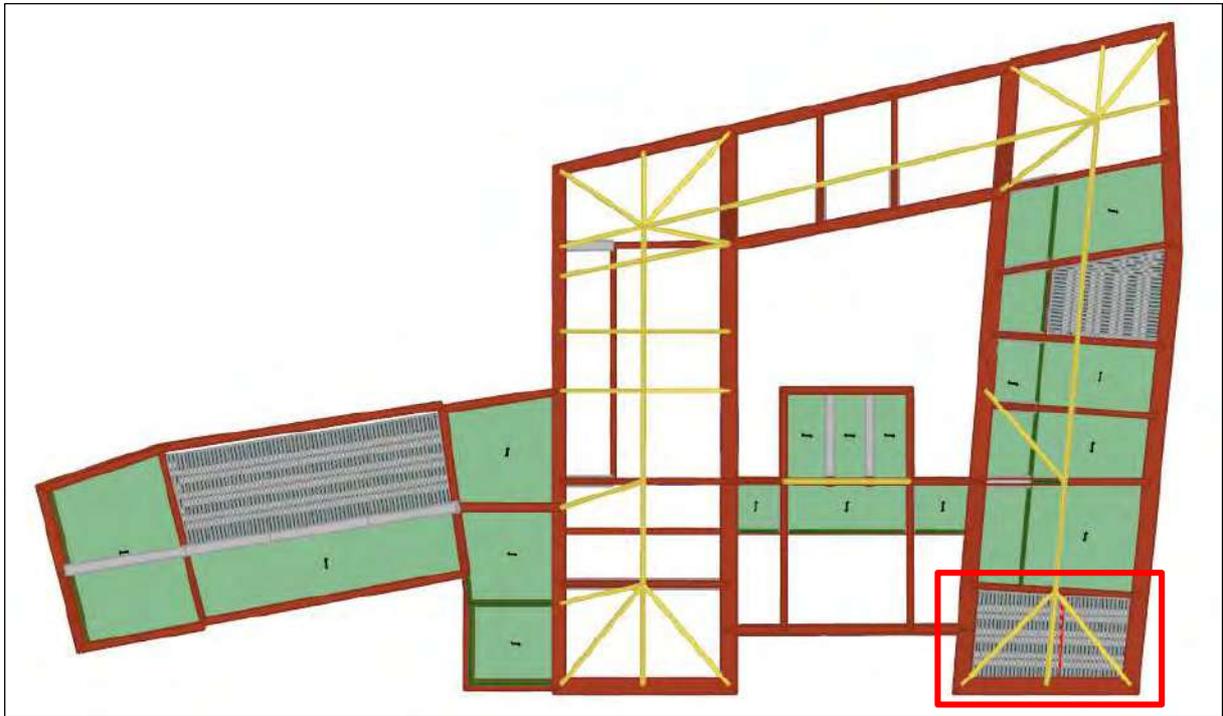
8.3.1.1 Solaio 12



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura piano secondo

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	8,692	3,824	45,508	7,206	11,437	5,031
Mrd [daNcm]	67,316	-62,320	67,316	-62,320	67,316	-62,320
Mrd / Msd	7.74	∞	1.47	∞	5.88	∞

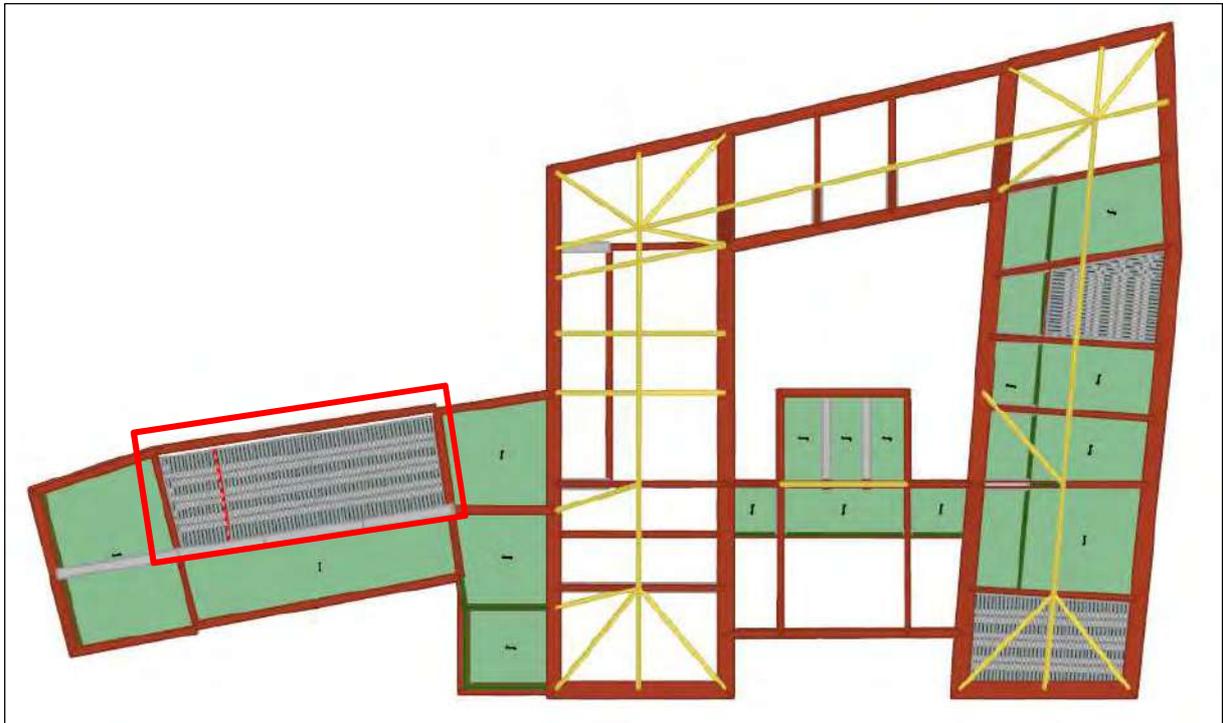
8.3.1.2 Solaio 13



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura terzo piano

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	17,199	9,985	55,091	11,513	5,528	3,209
Mrd [daNcm]	60,991	-55,639	60,991	-55,639	60,991	-55,639
Mrd / Msd	3.54	∞	1.10	∞	11.03	∞

8.3.1.1 Solaio 14



Solaio in latero cemento analizzato riquadrato in rosso - copertura terzo piano

Verifica flessione						
	Appoggio SX		Centrale		Appoggio DX	
	Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
Msd [daNcm]	4,832	2,807	11,767	-9,138	-10,734	-17,956
Mrd [daNcm]	26,176	-25,211	26,176	-25,211	26,176	-25,211
Mrd / Msd	5.41	∞	2.22	2.75	∞	1.40

8.4.2 Dettaglio verifiche

Nel seguito si riportano, per le sole due analisi più gravose, le deformate in pianta, le curve di capacità, lo schema riepilogativo dei risultati ed alcune immagini rappresentative dell'analisi effettuata.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si sono eseguite le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali. Il numero e tipologia di analisi eseguite viene riportata in tabella seguente:

Tabella riepilogativa delle analisi eseguite

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [5] Livello 5 Nodo: 11

Spostamento: Spostamenti medi del livello selezionato

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0.0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0.0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0.0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0.0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0.0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0.0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0.0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0.0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	168.3
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-168.3
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	168.3
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-168.3
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	168.3
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-168.3
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	168.3
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-168.3
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	289.7
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-289.7
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	289.7
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-289.7
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	289.7
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-289.7
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	289.7
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-289.7

Definizione per angolo sisma

Angolo: 0

Definizione: -- Nessuno --

OK

Dati generali

Piano Campagna: 500.0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0.0050

Parametri di calcolo

Applica a tutte

Sottopassi: 200

Precisione: 0.0050

Spostamento max: 10.00 [cm]

Eccentricità: [] [cm]

Abilita analisi

Dir. sisma: []

Carico sismico: []

Eccentricità: []

Seleziona Tutto Deseleziona Tutto

Carico sismico

Proporzionale forze statiche

Distribuzione modale

Esegui controllo deformabilità angolare

OK ?

Si riportano nella tabella seguente i dati riassuntivi relativi alle 24 analisi condotte sull'edificio con riferimento all'azione sismica di progetto. Per ciascuna analisi, in tabella, sono, in particolare, elencati i valori della capacità di spostamento corrispondenti ai quattro stati limite considerati, la corrispondente domanda di spostamento D_{max} e gli indicatori di rischio valutati. Il parametro $\alpha_{SLC/SLV/SLD/SLO}$, valutato come il rapporto tra la capacità ultima dell'edificio (per lo stato limite considerato) e l'azione sismica di riferimento, assume un significato paragonabile all'indice di sicurezza (definito come il rapporto tra l'accelerazione che porta al raggiungimento dello SLV e l'accelerazione di riferimento del sito).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0.00	5.87	3.96	4.05	4.53	2.97	3.12	1.82	1.45	1.37	0.97	0.675	0.656	0.798	0.705
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0.00	7.44	4.48	5.29	5.75	3.36	4.08	2.30	1.41	1.74	0.94	0.602	0.585	0.610	0.539
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0.00	7.60	5.62	3.33	5.87	4.21	2.57	2.35	1.94	1.78	1.30	0.739	0.719	0.825	0.729
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0.00	9.73	4.38	4.69	7.51	3.29	3.62	3.01	1.75	2.28	1.17	0.450	0.438	0.581	0.513
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0.00	4.98	4.79	2.93	3.84	3.59	2.26	1.54	1.43	1.16	0.96	0.962	0.935	0.930	0.821
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0.00	6.24	4.74	4.09	4.82	3.55	3.15	1.93	1.44	1.46	0.96	0.759	0.738	0.744	0.657
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0.00	5.03	4.54	2.76	3.88	3.40	2.13	1.56	1.58	1.18	1.05	0.902	0.877	1.013	0.895
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0.00	6.48	3.77	3.50	5.00	2.83	2.70	2.01	1.62	1.51	1.08	0.581	0.565	0.808	0.713
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	168.32	5.87	3.78	3.96	4.53	2.84	3.06	1.82	1.43	1.37	0.95	0.644	0.625	0.785	0.693
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-168.32	6.09	4.07	3.76	4.70	3.05	2.90	1.89	1.40	1.42	0.93	0.668	0.649	0.743	0.657
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	168.32	7.49	4.09	5.28	5.78	3.07	4.07	2.32	1.42	1.75	0.95	0.547	0.531	0.612	0.540
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-168.32	7.77	4.75	5.10	5.99	3.56	3.93	2.40	1.32	1.82	0.88	0.611	0.594	0.548	0.484
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	168.32	7.73	5.46	3.29	5.97	4.09	2.54	2.39	2.10	1.81	1.40	0.706	0.686	0.877	0.775
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-168.32	7.67	5.93	3.21	5.92	4.45	2.48	2.38	1.98	1.79	1.32	0.773	0.751	0.835	0.738
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	168.32	9.63	4.28	4.88	7.43	3.21	3.77	2.98	1.75	2.25	1.17	0.444	0.431	0.586	0.518
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-168.32	9.94	4.54	4.50	7.67	3.41	3.47	3.08	1.89	2.32	1.26	0.457	0.444	0.614	0.542
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	289.71	4.89	4.57	3.33	3.78	3.43	2.57	1.52	1.41	1.14	0.94	0.934	0.908	0.929	0.821
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-289.71	4.82	2.92	3.36	3.72	2.19	2.59	1.49	1.22	1.13	0.81	0.605	0.588	0.819	0.723
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	289.71	6.49	3.88	4.04	5.01	2.91	3.12	2.01	1.54	1.52	1.03	0.597	0.581	0.766	0.676
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-289.71	6.24	4.38	4.33	4.82	3.28	3.34	1.93	1.15	1.46	0.77	0.702	0.682	0.597	0.527
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	289.71	5.07	4.01	2.95	3.91	3.01	2.28	1.57	1.55	1.18	1.04	0.791	0.768	0.991	0.875
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-289.71	4.86	3.12	3.06	3.75	2.34	2.36	1.51	1.37	1.14	0.91	0.642	0.624	0.908	0.802
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	289.71	6.58	3.23	3.74	5.08	2.42	2.89	2.04	1.60	1.54	1.07	0.491	0.478	0.786	0.694
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-289.71	6.49	4.92	3.55	5.01	3.69	2.74	2.01	1.54	1.52	1.03	0.757	0.736	0.768	0.678

Le combinazioni in rosso sono quelle che hanno un ζ_E più basso di quello richiesto per il miglioramento sismico, ossia:

$$\zeta_E < 0,60$$

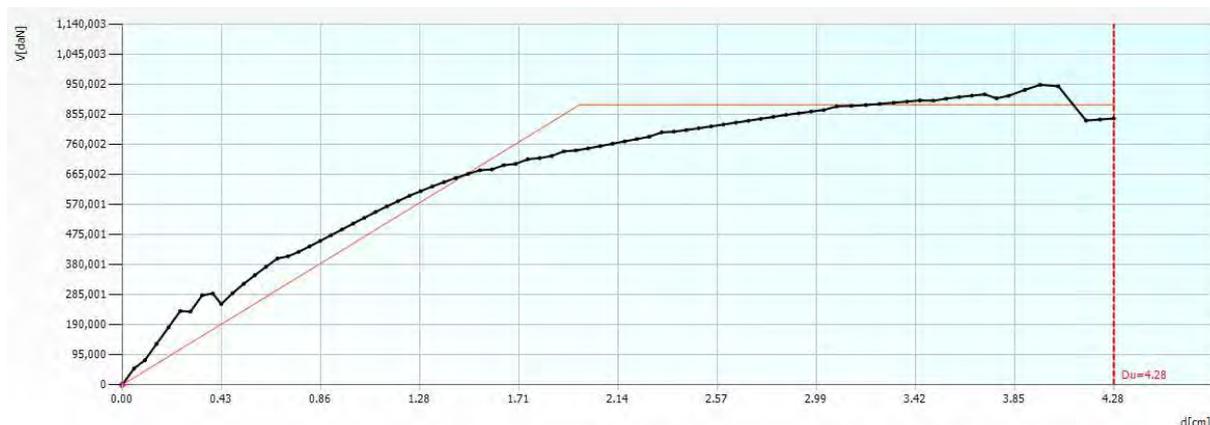
Tra queste, le combinazioni in giallo evidenziano i casi in cui si ha il valore di ζ_E più basso nelle direzioni di applicazione del sisma X e Y, ossia rispettivamente per la combinazione 15 dove ζ_E raggiunge il valore più basso, ossia $\zeta_E = 0.431$ e per la combinazione 23, in cui $\zeta_E = 0.478$.

In verde, viceversa, vengono riportate le combinazioni in cui lo ζ_E è maggiore di 0.60, risultando perciò verificate.

Allo stato attuale l'edificio in oggetto non raggiunge i minimi standard richiesti e di conseguenza ha necessità di rinforzi strutturali per poter aumentare il valore di ζ_E .

8.4.3 Analisi sismica n. 15 Direzione X

Di seguito viene riportata la curva pushover per l'analisi 15 in direzione x:



Curva di capacità e bilineare equivalente (D_{max} identifica il punto rappresentativo della risposta attesa per l'edificio dovuta all'azione sismica di progetto (DOMANDA IN SPOSTAMENTO); D_u rappresenta la capacità di spostamento della struttura (CAPACITA' IN SPOSTAMENTO) – verifica soddisfatta se $D_{max} \leq D_u$

Dettaglio verifiche

SLC

Dmax 9.63 [cm] > Du 4.28 [cm]
 q* 4.88 > 4
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento del q*lim

SLV

Dmax 7.43 [cm] > Du 3.21 [cm]
 q* 3.77 > 3
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento del q*lim

SLD

Dmax 2.98 [cm] > Du 1.75 [cm]
La verifica NON è soddisfatta
 Raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari

SLO

Dmax 2.25 [cm] > Du 1.17 [cm]
La verifica NON è soddisfatta

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	959	1462	0.6560	1.4248	3.2100	0.4439
SLV	491	712	0.6896	1.0957	2.5400	0.4314
SLD	137	75	1.8267	0.6155	1.0500	0.5862
SLO	63	45	1.4000	0.4091	0.7900	0.5178

Parametri di Analisi

T* [s]	0.692
m* [kg]	5449605
w [daN]	11928275
M [kg]	12164450
m*/M [%]	44.799
Γ	1.28
F*y [daN]	692752
d*y [cm]	1.54
d*u [cm]	3.34

Mostra PGA su roccia

Dettagli ... i

Normativa 📖 Esci ?

La tabella riporta il dettaglio delle verifiche per ogni stato limite considerato ed i parametri dell'analisi.

	TR _C					TR=cost				
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T* _C (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	959	1462	0.6560	3.2100	2.2789	2.46	0.34	0.7099	1.4248	0.4439
SLV	491	712	0.6896	2.5400	1.7678	2.45	0.33	0.6960	1.0957	0.4314
SLD	137	75	1.8267	1.0500	1.0330	2.44	0.31	0.9838	0.6155	0.5862
SLO	63	45	1.4000	0.7900	0.7289	2.43	0.29	0.9226	0.4091	0.5178

$$\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D; \alpha_{TR} = TR_C / TR_D$$

PGA_C: Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico).

PGA_D: Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico).

TR_C: Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite.

TR_D: Periodo di ritorno spettrale per ciascuno degli stati limite.

Nell'area denominata "Parametri di Analisi" compaiono i seguenti fattori:

T*: Periodo del sistema equivalente

m*: massa del sistema equivalente

W: massa totale

Duttilità disponibile: rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico

G: fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]

F*_y: forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]

d*_y: spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]

d*_u: spostamento ultimo del sistema equivalente

Il software 3Muri dà la possibilità di indagare su quale sia la percentuale di elementi danneggiati per ciascuna parete. Con riferimento alle tabelle sotto riportate, le righe e quindi le pareti, vengono ordinate in funzione della percentuale di elementi danneggiati. Per l'ultimo passo dell'analisi, si evidenzia quanto segue.

La parete con la maggiore percentuale di muratura portante (maschi e fasce murarie) danneggiata è la 37:

Stato di danneggiamento Spostamento relativo interpiano Spostamento assoluto Sottopasso 81 /81 ← →

Elementi rotti passo corrente

dal primo passo rispetto al passo precedente

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
37	<input type="checkbox"/>	20.3	0.1	0.0	0.0	0.0
24	<input type="checkbox"/>	14.2	0.1	0.0	0.0	0.0
40	<input type="checkbox"/>	13.8	0.1	0.0	0.0	0.0
42	<input type="checkbox"/>	12.6	0.1	0.0	0.0	0.0
11	<input type="checkbox"/>	10.5	0.3	0.0	0.0	0.0
4	<input type="checkbox"/>	9.4	0.6	0.0	0.0	0.0
8	<input type="checkbox"/>	8.1	0.2	0.0	0.0	0.0
19	<input type="checkbox"/>	7.3	0.1	0.0	0.0	0.0
29	<input type="checkbox"/>	7.2	0.1	0.0	25.0	0.0
10	<input type="checkbox"/>	6.8	0.1	0.0	0.0	0.0
13	<input type="checkbox"/>	6.7	0.3	0.0	0.0	0.0
22	<input type="checkbox"/>	4.7	0.1	0.0	0.0	0.0

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
28	<input type="checkbox"/>	4.5	0.1	0.0	0.0	66.7
17	<input type="checkbox"/>	3.6	0.1	0.0	0.0	0.0
1	<input type="checkbox"/>	3.4	0.3	0.0	12.5	0.0
41	<input type="checkbox"/>	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0
16	<input type="checkbox"/>	2.5	0.2	0.0	0.0	0.0
5	<input type="checkbox"/>	2.3	0.2	0.0	0.0	0.0
18	<input type="checkbox"/>	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0
2	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
12	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	14.3	3.3
20	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	9.1
23	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Elementi totali per parete

Muratura	15
Setti	0
Pilastrini	12
Travi	0

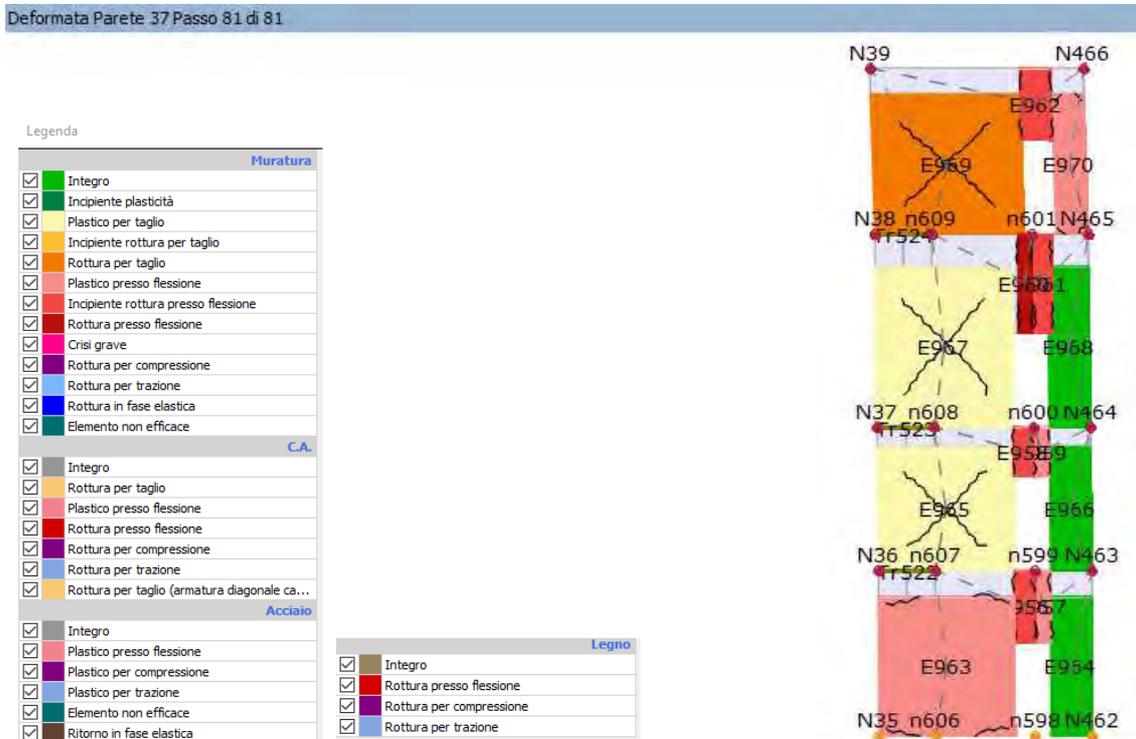


Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
33	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	8.3	20.0
39	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0
44	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0
46	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0
47	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

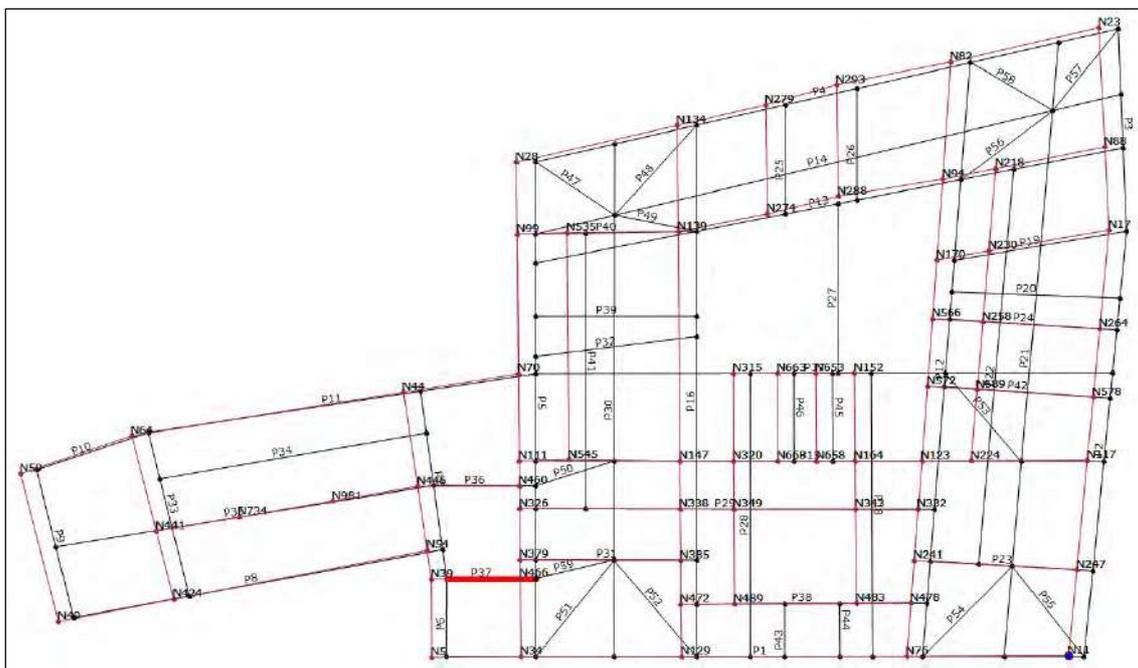
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete
49	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
52	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
53	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
54	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
55	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
56	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
57	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
58	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
59	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Di seguito viene riportato lo stato di rottura della parete 37:

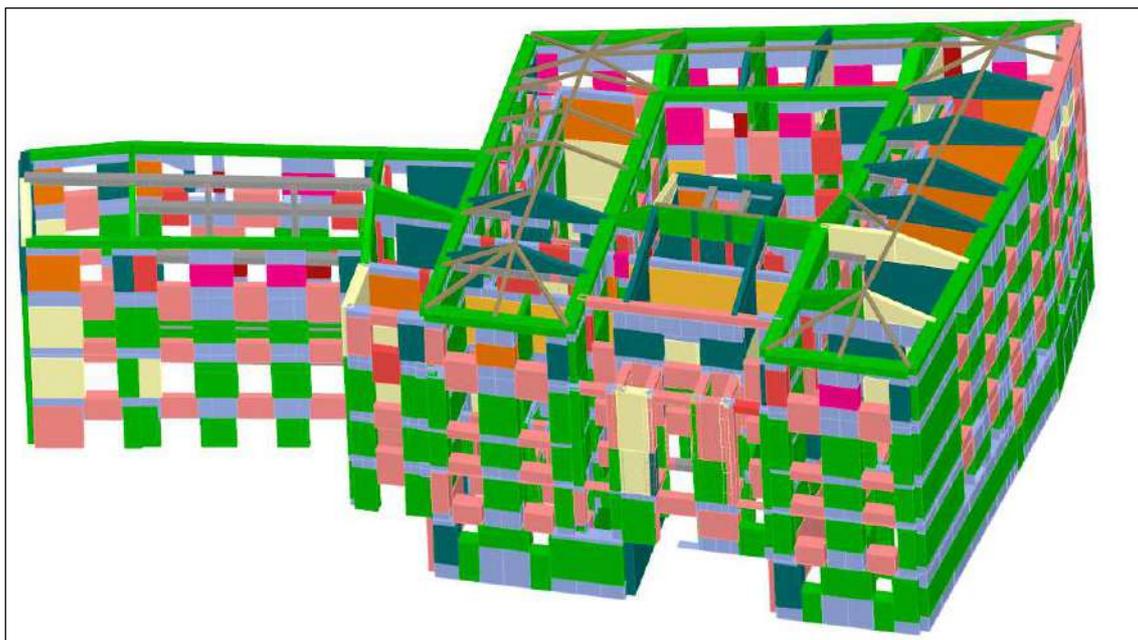


Dall'immagine è possibile notare che la parete 37 presenta al terzo piano un maschio murario rotto per taglio, al secondo piano una parte di fascia muraria rotta per presso flessione ed altri elementi danneggiati.

Come ulteriore strumento di indagine, viene riportata la deformata in pianta dell'edificio a seguito dell'azione del sisma e i risultati visti in 3D, sempre all'ultimo passo della combinazione in oggetto:

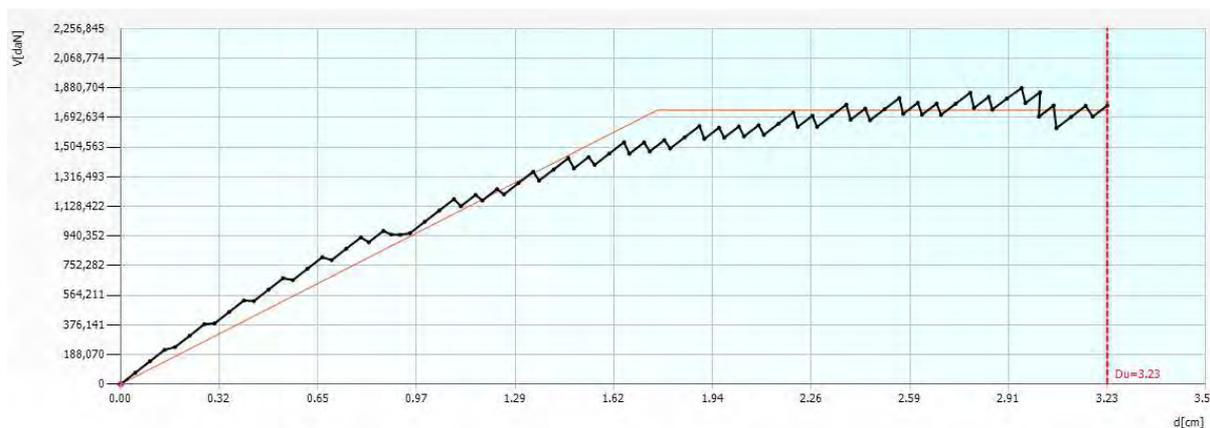


Deformata in pianta con parete indagata evidenziata in rosso – Combinazione 15



Risultati visti in 3D - Combinazione 15

8.4.1 Analisi sismica n. 23 Direzione Y



Curva di capacità e bilineare equivalente (D_{max} identifica il punto rappresentativo della risposta attesa per l'edificio dovuta all'azione sismica di progetto (DOMANDA IN SPOSTAMENTO); D_u rappresenta la capacità di spostamento della struttura (CAPACITA' IN SPOSTAMENTO) – verifica soddisfatta se : $D_{max SLV} \leq D_u SLV$

Dettaglio verifiche

SLC

D_{max} 6.58 [cm] > D_u 3.23 [cm]

q^* 3.74 <= 4

La verifica NON è soddisfatta

Spostamento limite raggiunto

SLV

D_{max} 5.08 [cm] > D_u 2.42 [cm]

q^* 2.89 <= 3

La verifica NON è soddisfatta

SLD

D_{max} 2.04 [cm] > D_u 1.60 [cm]

La verifica è soddisfatta

Raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari

SLO

D_{max} 1.54 [cm] > D_u 1.07 [cm]

La verifica è soddisfatta

Parametri di Analisi

T* [s]	0.466
m* [kg]	5436022
w [daN]	11928307
M [kg]	12164450
m*/M [%]	44.688
Γ	1.3
F*y [daN]	1339750
d*y [cm]	1.35
d*u [cm]	2.49

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	1281	1462	0.8762	1.5772	3.2100	0.4913
SLV	643	712	0.9031	1.2129	2.5400	0.4775
SLD	251	75	3.3467	0.8254	1.0500	0.7860
SLO	107	45	2.3778	0.5486	0.7900	0.6944

Mostra PGA su roccia
 Dettagli ...
 Normativa Esci

La tabella riporta il dettaglio delle verifiche per ogni stato limite considerato ed i parametri dell'analisi.

	TR _C						TR=cost			
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T* _C (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	1281	1462	0.8762	3.2100	2.5123	2.47	0.34	0.7827	1.5772	0.4913
SLV	643	712	0.9031	2.5400	1.9581	2.45	0.33	0.7709	1.2129	0.4775
SLD	251	75	3.3467	1.0500	1.3391	2.44	0.32	1.2753	0.8254	0.7860
SLO	107	45	2.3778	0.7900	0.9280	2.43	0.31	1.1747	0.5486	0.6944

$$\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D; \alpha_{TR} = TR_C / TR_D$$

PGA_C: Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico).

PGA_D: Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico).

TR_C: Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite.

TR_D: Periodo di ritorno spettrale per ciascuno degli stati limite.

Nell'area denominata "Parametri di Analisi" compaiono i seguenti fattori:

T*: Periodo del sistema equivalente

m*: massa del sistema equivalente

W: massa totale

Duttilità disponibile: rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico

G: fattore di partecipazione modale [C.7.3.5]

F_y*: forza di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]

d_y*: spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente [C.7.3.4]

d_u*: spostamento ultimo del sistema equivalente

Con riferimento alle tabelle sotto riportate, le righe e quindi le pareti, vengono ordinate in funzione della percentuale di elementi danneggiati. Per l'ultimo passo dell'analisi, si evidenzia quanto segue.

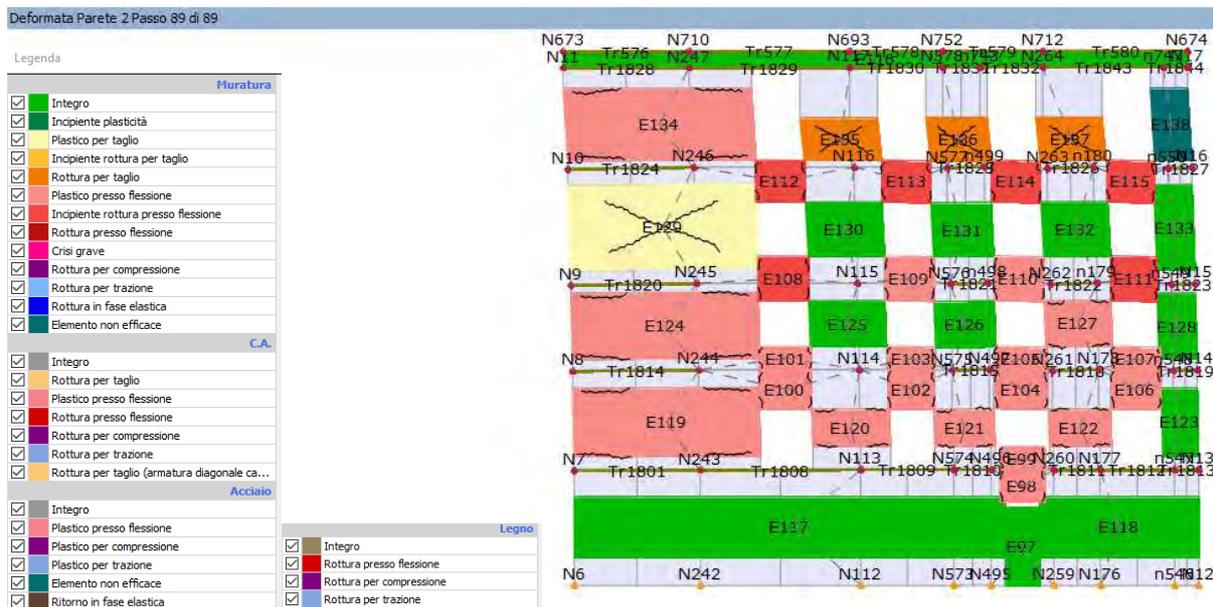
La parete con la maggiore percentuale di muratura portante (maschi e fasce murarie) danneggiata è la 2:

Stato di danneggiamento		Spostamento relativo interpiano		Spostamento assoluto		Sottopasso		
								89 /89
Elementi rotti passo corrente								Elementi totali per parete
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo <input type="radio"/> rispetto al passo precedente								Muratura 42 Setti 0 Pilastrini 0 Travi 0
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrini % Parete	Travi % Parete		
2	<input type="checkbox"/>	5.3	0.4	0.0	0.0	0.0		
12	<input type="checkbox"/>	4.5	0.5	0.0	0.0	0.0		
22	<input type="checkbox"/>	4.1	0.1	0.0	0.0	0.0		
41	<input type="checkbox"/>	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0		
16	<input type="checkbox"/>	1.6	0.1	0.0	0.0	0.0		
1	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
3	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
4	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
5	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
6	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
7	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0		
8	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
9	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
10	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
11	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
13	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
14	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
15	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	28.6	3.3		
17	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
18	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
19	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
20	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
21	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	9.1		
23	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
24	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
25	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
26	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
27	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	33.3	50.0		
28	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
29	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
30	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
31	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
32	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
33	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
34	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
35	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0		

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrì % Parete	Travi % Parete
36	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0
37	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0
39	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0
46	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0
47	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

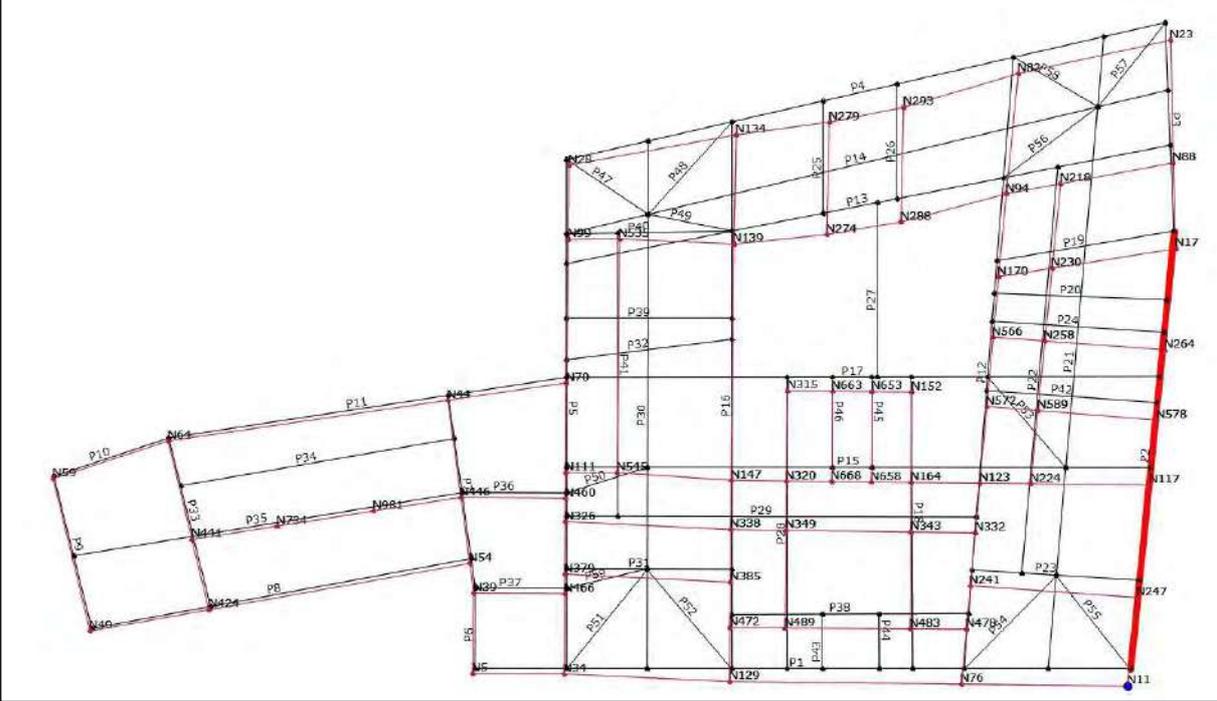
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastrì % Parete	Travi % Parete
49	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
52	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
53	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
54	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
55	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
56	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
57	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
58	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
59	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Di seguito viene riportato lo stato di rottura della parete 2:

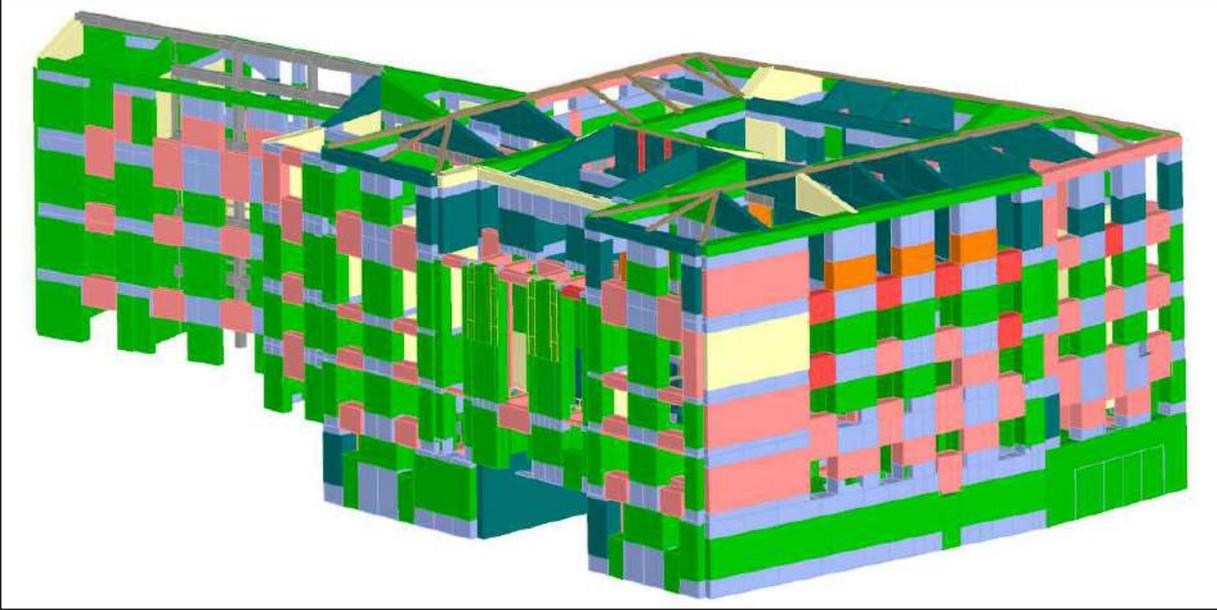


Dall'immagine è possibile notare che la parete 2 presenta al terzo piano dei maschi murari rotti per taglio ed altri elementi danneggiati.

Come ulteriore strumento di indagine, viene riportata la deformata in pianta dell'edificio a seguito dell'azione del sisma e i risultati visti in 3D, sempre all'ultimo passo della combinazione in oggetto:



Deformata in pianta con parete indagata evidenziata in rosso – Combinazione 23



Risultati visti in 3D - Combinazione 23

8.4.2 Analisi sismica locale

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si procederà con l'analisi di possibili meccanismi locali.

Quest'ultimi risultano importanti nel caso in cui la scolarità dell'edificio non sia garantita a causa di collegamenti non adeguati o tra le pareti ortogonali o tra solaio e parete.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali (Circolare617-C8.7.1.2.1.1).
- Individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione a_z a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 .

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLV}(T=0) = \alpha_{g,SLV} \cdot S$$

$$\alpha_{z,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

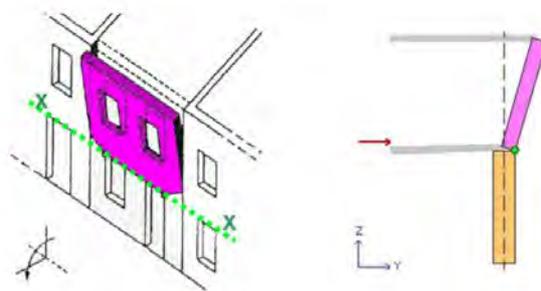
$$a_{z,k}(z) = S_{e,SLV}(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2}$$

In base al capitolo §C7.2.3 è consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume quindi $k=1$.

$$a_z(z) = S_{e,SLV}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

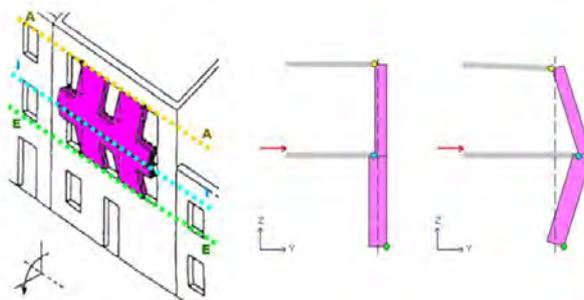
- $S_e(T, \xi)$: spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- γ_k : k-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\psi_k(z)$: valore della k-esima forma modale alla quota z nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- $a_{z,k}$: contributo del k-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Vista la struttura del fabbricato viaggiatori, ossia solai collegati alla muratura attraverso cordoli in calcestruzzo, si escludono le possibilità di avere dei meccanismi locali di ribaltamento semplice o di flessione orizzontale, in quanto il cordolo stesso funge da vincolo che blocca il movimento della parete.



Meccanismo di ribaltamento semplice

Il meccanismo locale studiato nel caso in questione è quello più probabile di flessione verticale, ossia quando si ha una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale. Nonostante infatti la presenza in sommità del cordolo che ne impedisce il ribaltamento, la parete può collassare per instabilità verticale. Questa instabilità si crea quanto i laterizi che risultano vincolati solo dalla malta (quindi con scarsa resistenza a trazione), non riescono a sopportare gli sforzi di flessione creati dal sisma e si crea una cerniera orizzontale che scatena il cinematismo.

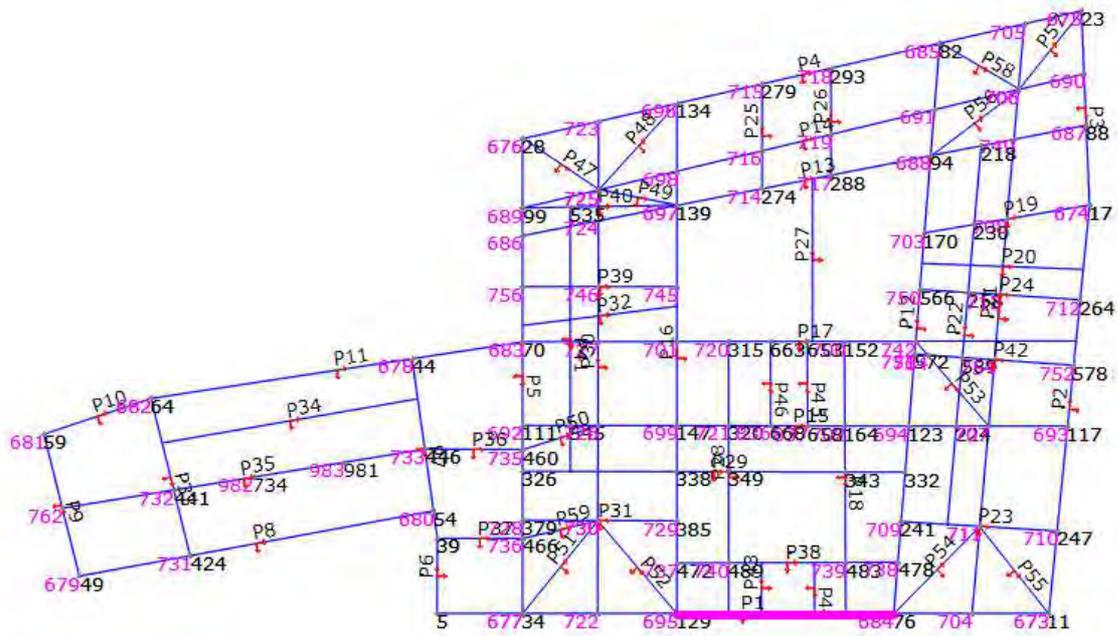


Meccanismo di flessione verticale

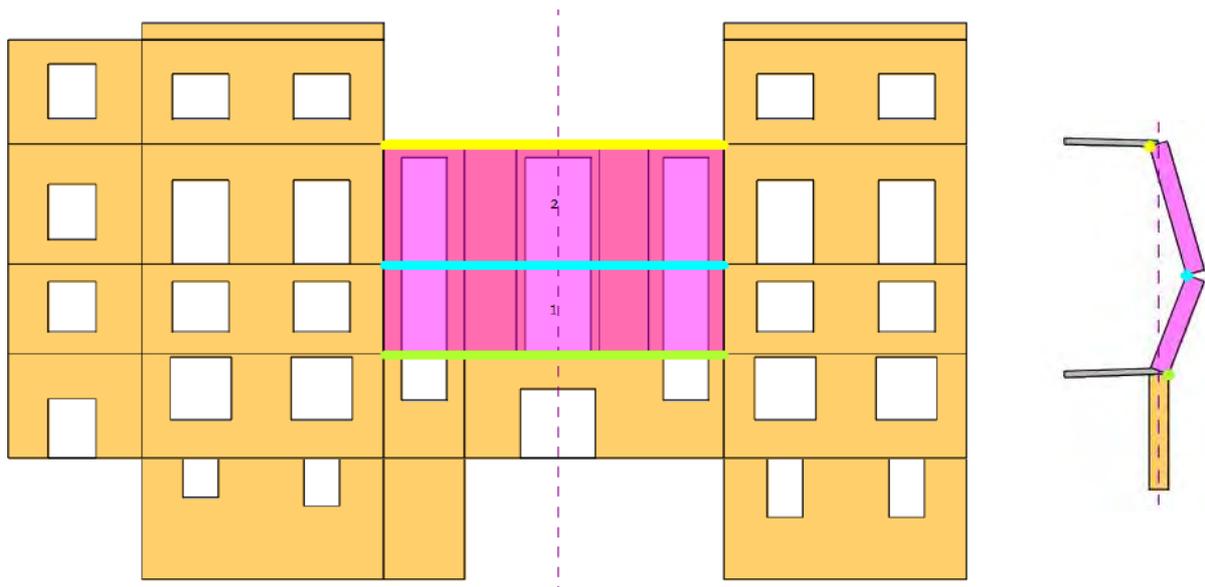
Di seguito verranno riportate le verifiche di meccanismo locali effettuate nelle porzioni di muratura in cui i meccanismi possano creare dei pericoli sulla sicurezza.

8.4.2.1 Cinematismo 1

Si analizza di seguito il meccanismo di pressoflessione del loggiato sul prospetto di Piazza Mazzini.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 6.9956 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

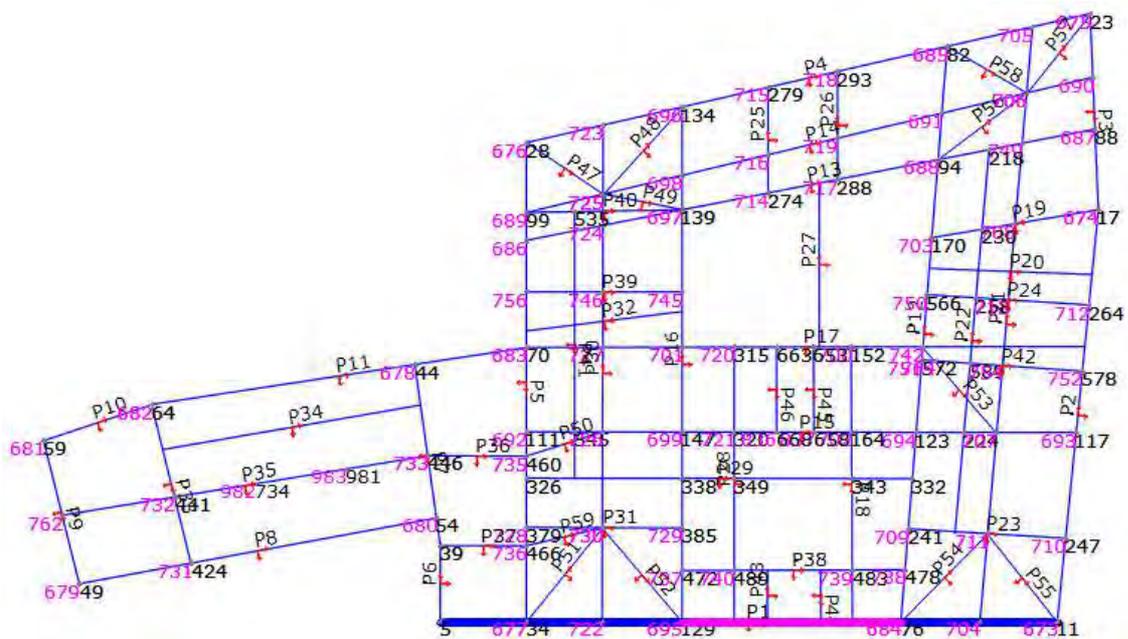
$a_{z,SLV} \ 6.9956 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(z) \ 4.8891 \ [m/s^2]$

$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$

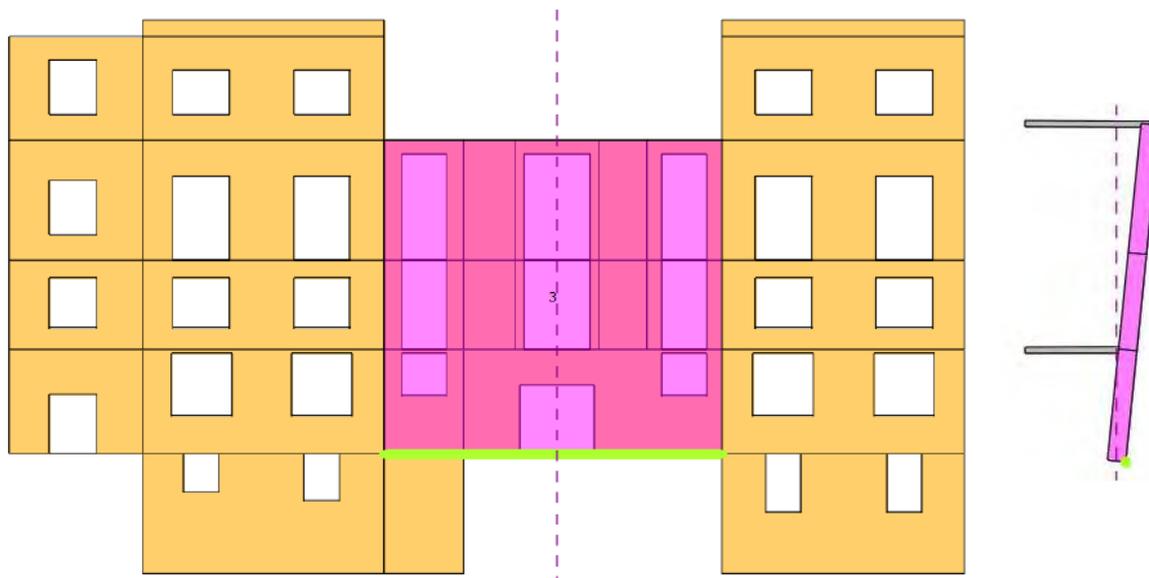
Moltiplicatore attivazione (a0)			0.401	
M*	4,697	[kg]	e*	0.83
PGAc,SLV	3.63	[m/s ²]	$\alpha_{,SLV}$	1.43

8.4.2.2 Cinematismo 2

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento del loggiato sul prospetto di Piazza Mazzini a partire dal piano terra.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 0.9920 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

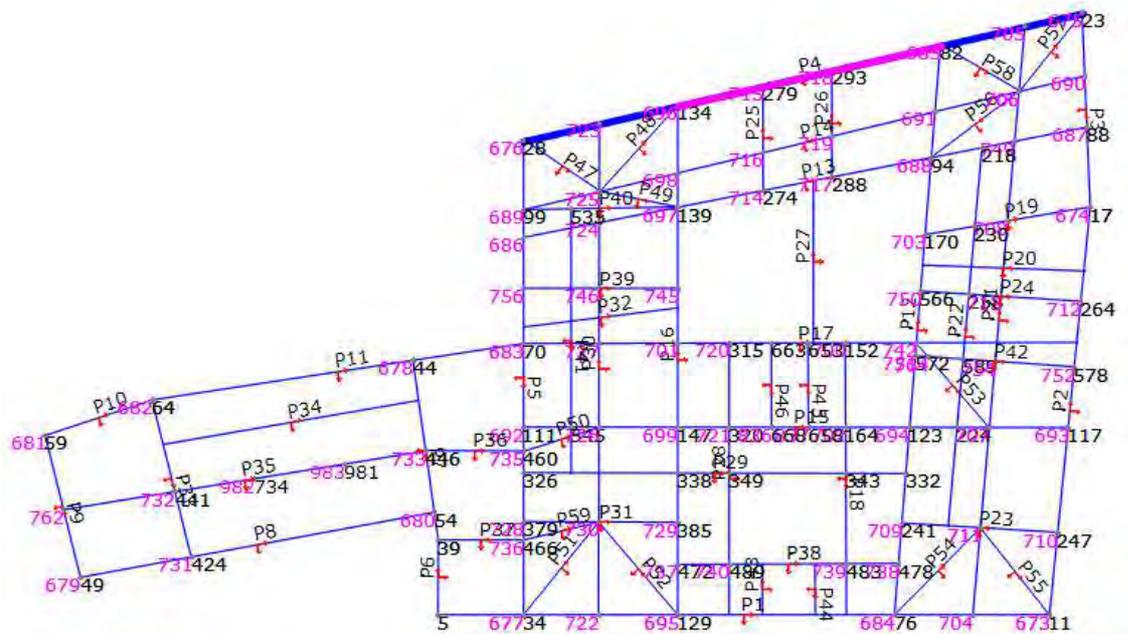
$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)				0.049
M*	6,576	[kg]	e*	0.72
PGAc,SLV	0.69	[m/s ²]	$\alpha_{,SLV}$	0.27

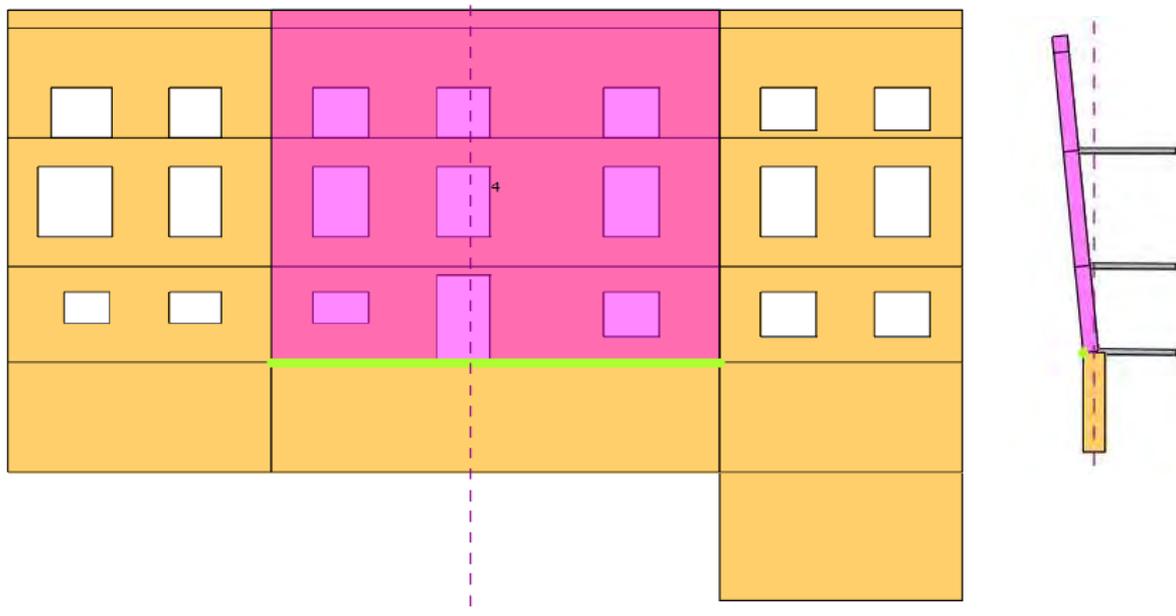


8.4.2.1 Cinematismo 3

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento di parte del prospetto su Via Lauro Rossi a partire dal piano di campagna.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 0.8814 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

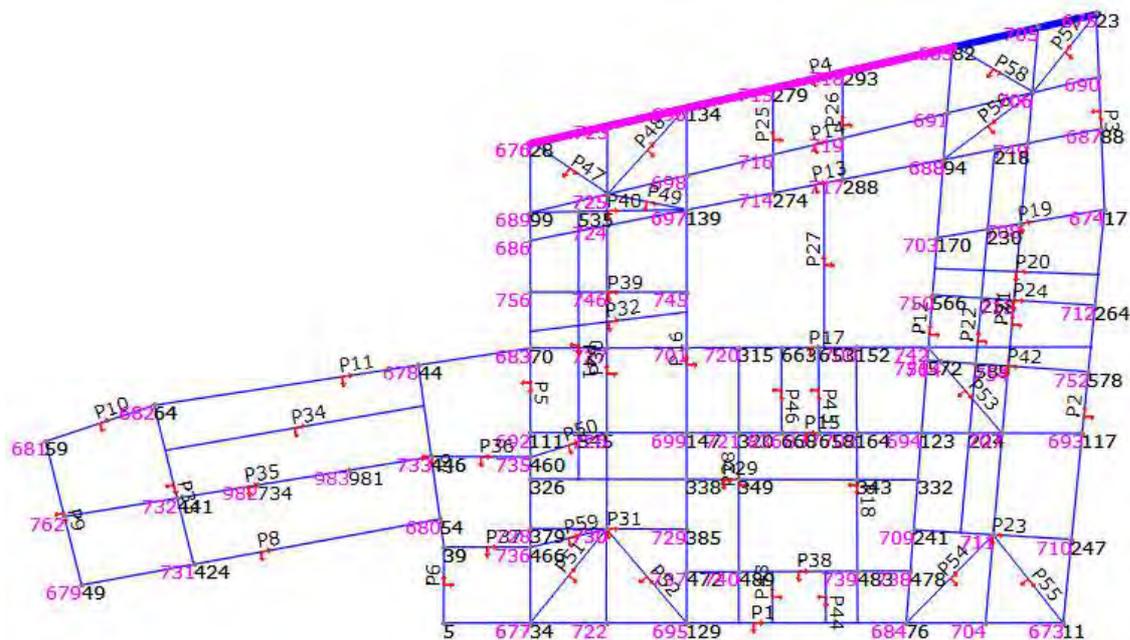
$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)		0.048	
M*	13,951 [kg]	e*	0.79
PGAc,SLV	0.62 [m/s ²]	a,SLV	0.24

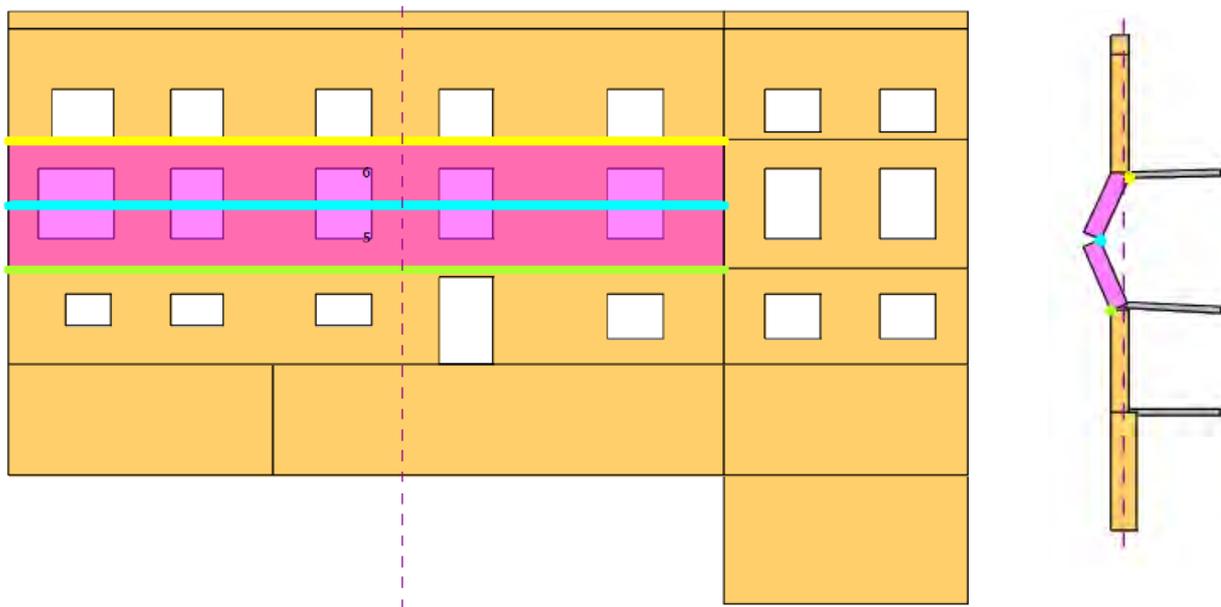


8.4.2.1 Cinematismo 4

Si analizza di seguito il meccanismo di pressoflessione del secondo piano di parte del prospetto su Via Lauro Rossi.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 29.5983 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

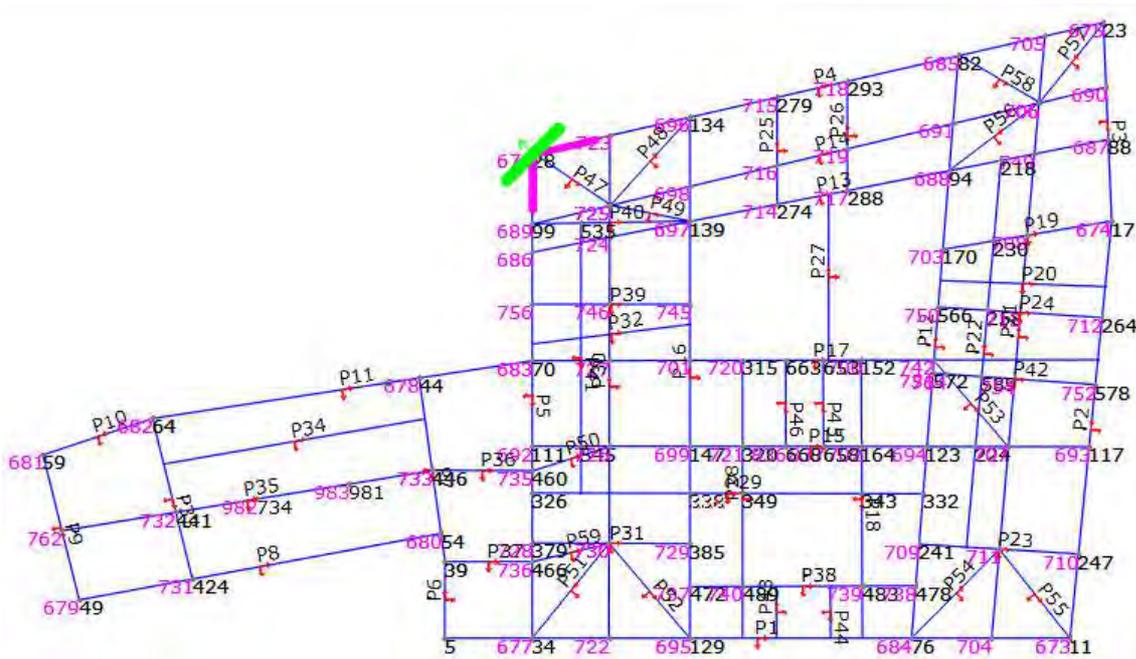
$a_{z,SLV} \ 29.5983 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(z) \ 5.8116 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

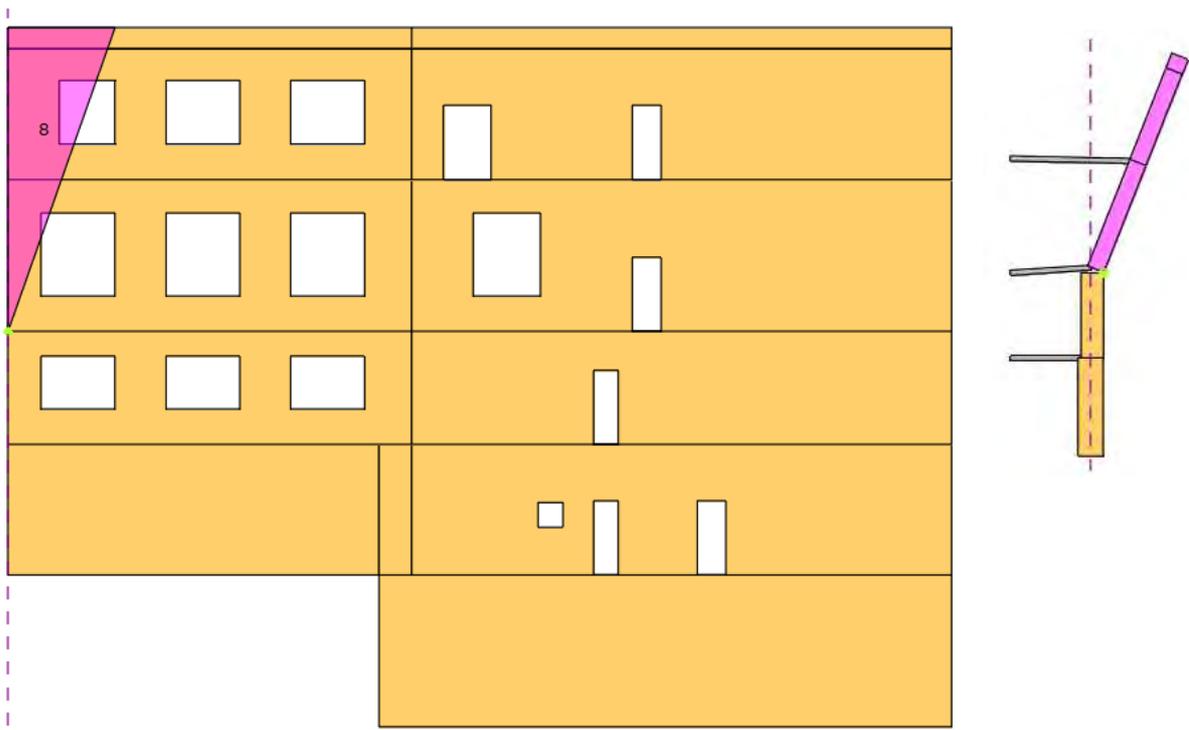
Moltiplicatore attivazione (a0)		0.987	
M*	6,018 [kg]	e*	0.48
PGAc,SLV	12.94 [m/s ²]	a,SLV	5.09

8.4.2.1 Cinematismo 5

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento dell'angolo comprendente secondo e terzo piano del prospetto tra Via Lauro Rossi e Piazza Lauro Rossi.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 3.0891 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

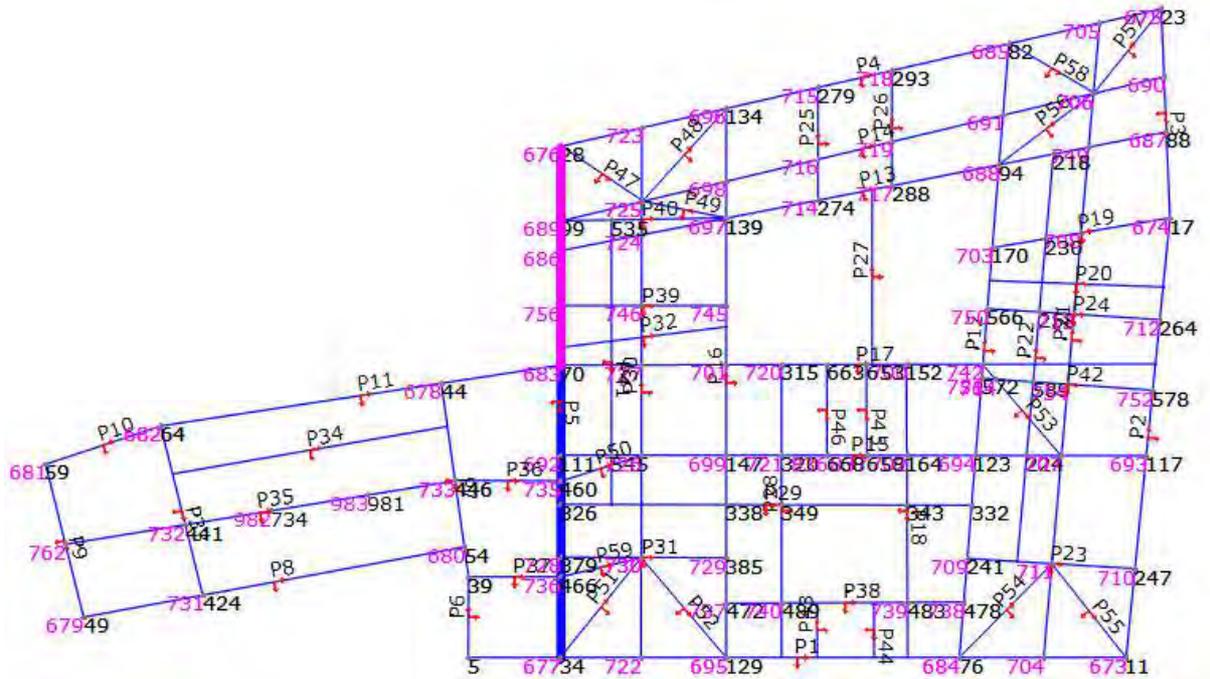
$a_{z,SLV} \ 3.0891 \ [m/s^2] < a_z(z) \ 4.8891 \ [m/s^2]$

$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$

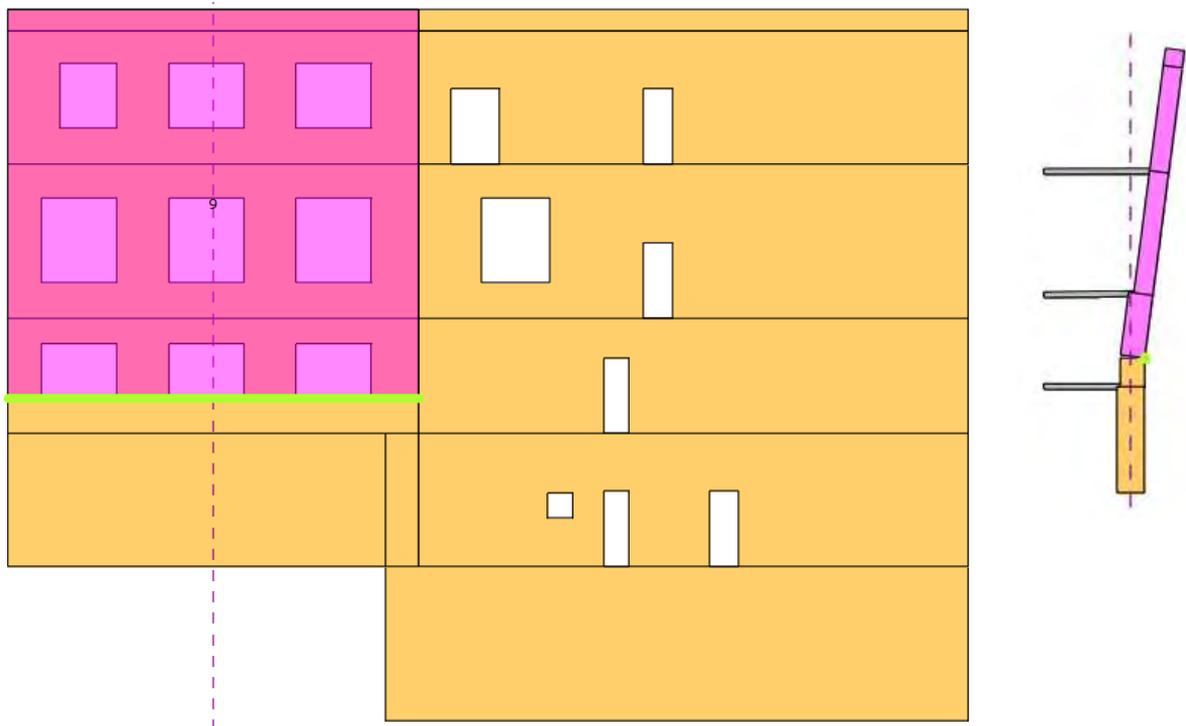
Moltiplicatore attivazione (a0)		0.189	
M*	2,725 [kg]	e*	0.89
PGAc,SLV	1.60 [m/s ²]	a,SLV	0.63

8.4.2.1 Cinematismo 6

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento a partire dal piano di campagna del prospetto su Piazza Lauro Rossi.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 1.2431 \ [m/s^2] \ < \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)			0.063	
M*	9,000	[kg]	e*	0.74
PGAc,SLV	0.87	[m/s ²]	a,SLV	0.34

OK?

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 5.7040 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

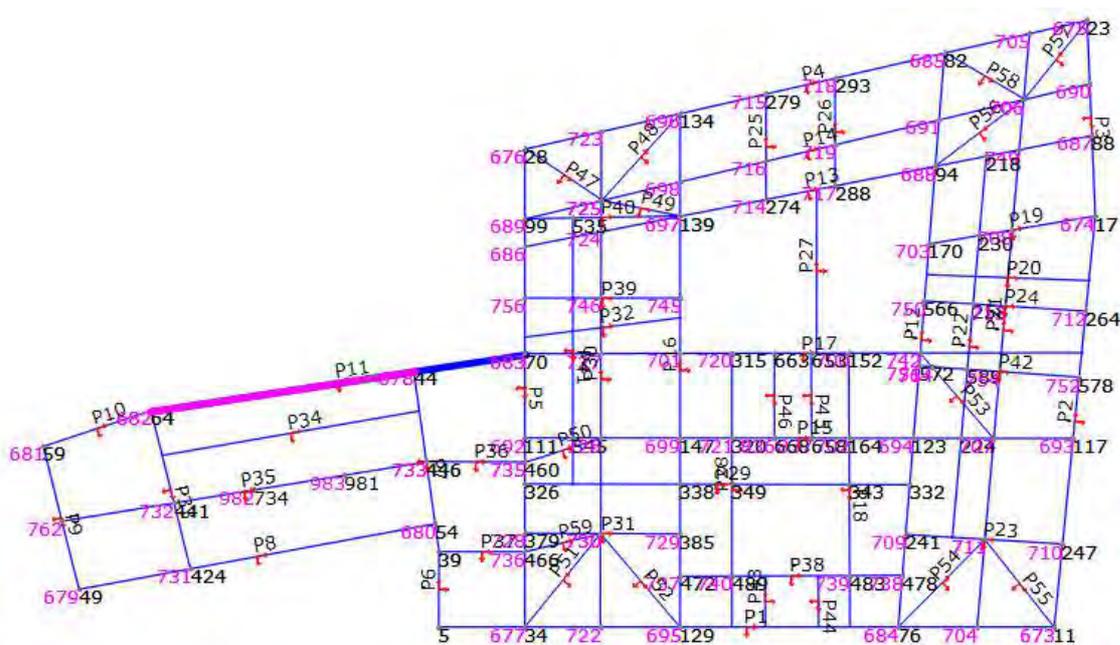
$a_{z,SLV} \ 5.7040 \ [m/s^2] \ < \ a_z(z) \ 6.7340 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

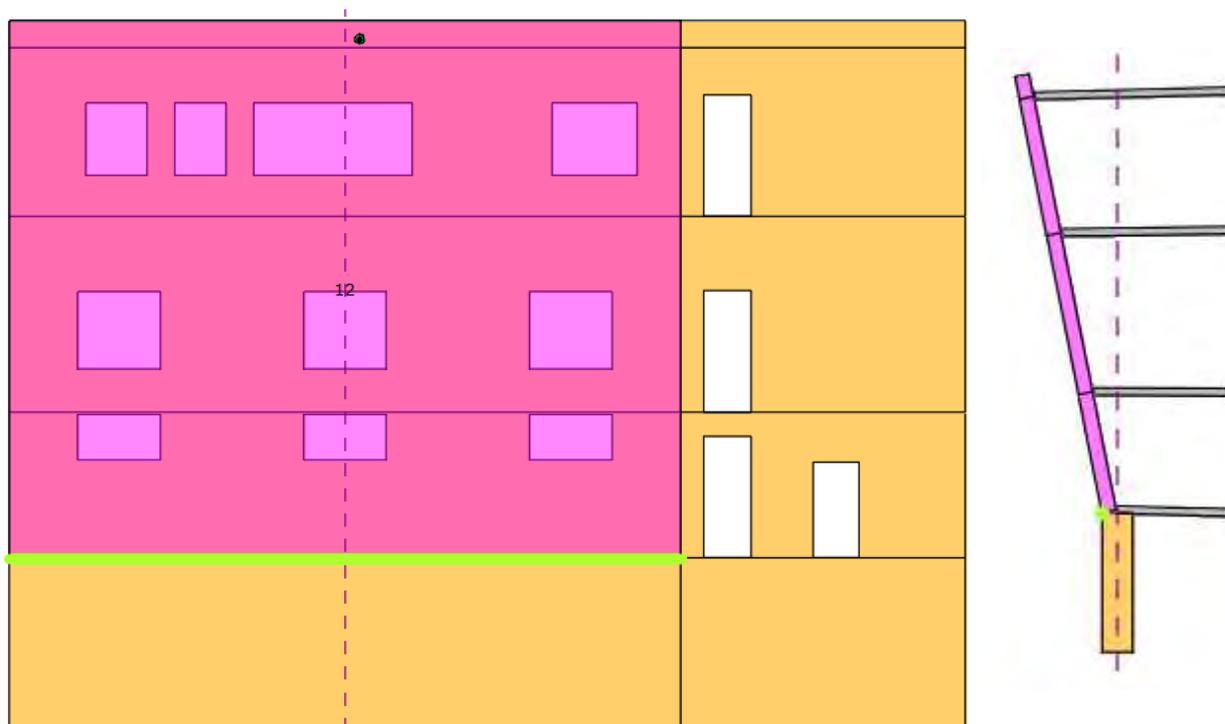
Moltiplicatore attivazione (a0)		0.283	
M*	6,871 [kg]	e*	0.72
PGAc,SLV	2.15 [m/s ²]	a,SLV	0.85

8.4.2.1 Cinematismo 8

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento a partire dal piano di campagna del prospetto del Fabbricato laterale su Piazza Lauro Rossi, su cui sono presenti tre tiranti in acciaio aventi complessivamente un tiro di 28000 kg.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 7.1147 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

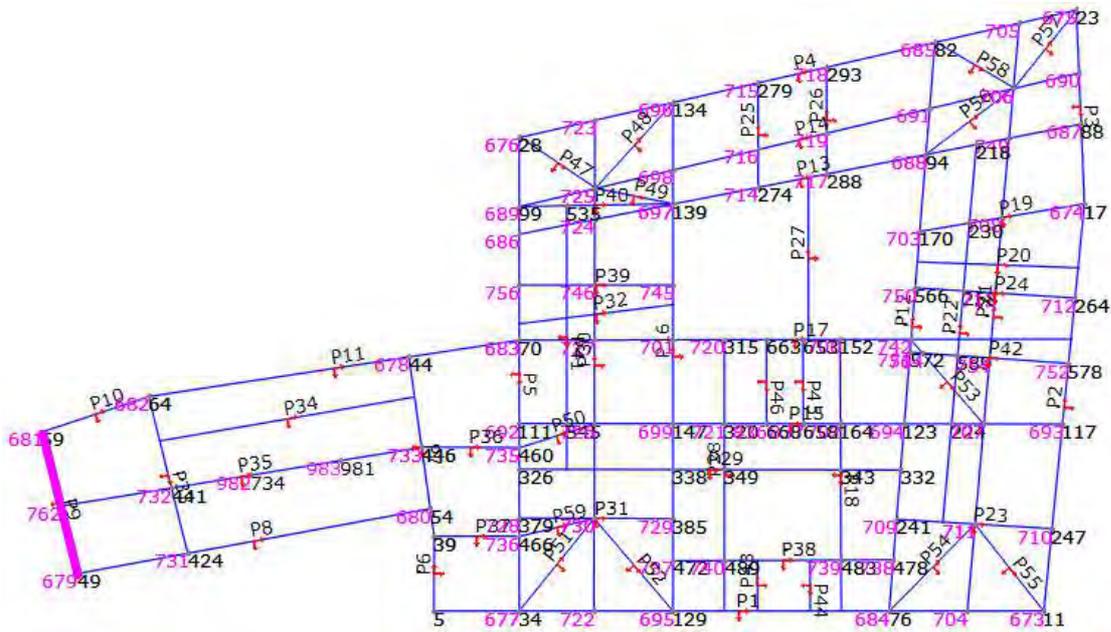
$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)		0.378	
M*	10,312 [kg]	e*	0.77
PGAc,SLV	4.98 [m/s ²]	a,SLV	1.96

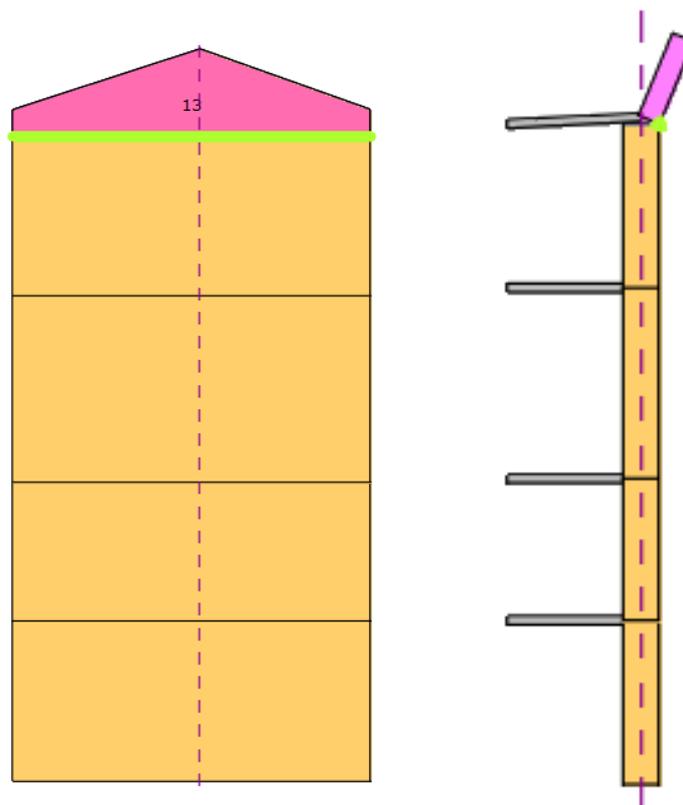


8.4.2.1 Cinematismo 9

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento del timpano del Fabbricato laterale.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 3.7759 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

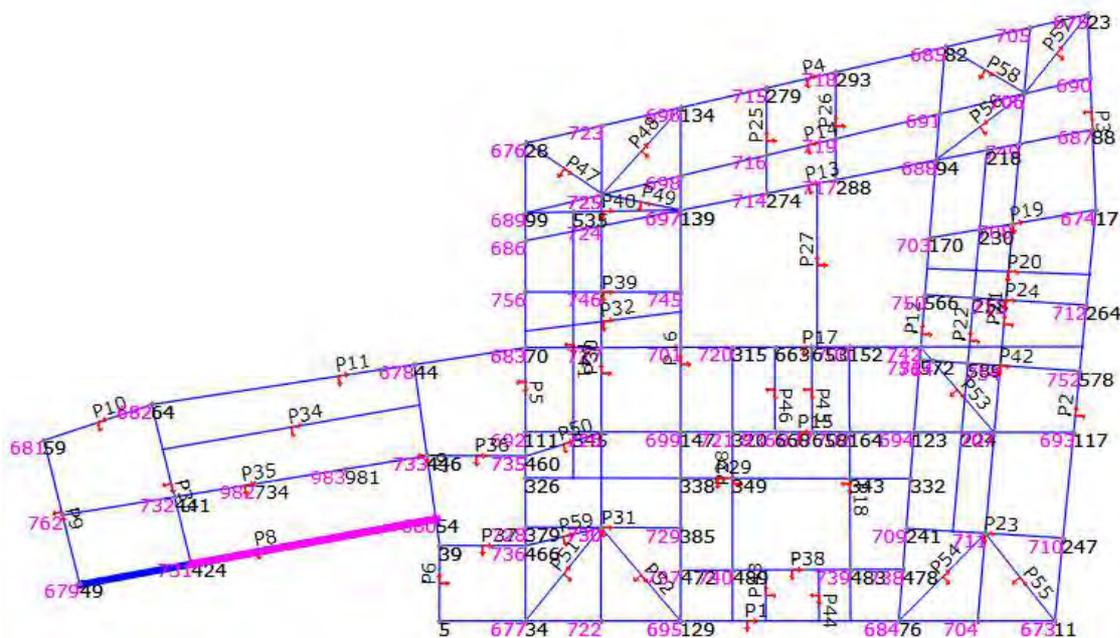
$a_{z,SLV} \ 3.7759 \ [m/s^2] \ < \ a_z(z) \ 8.3945 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

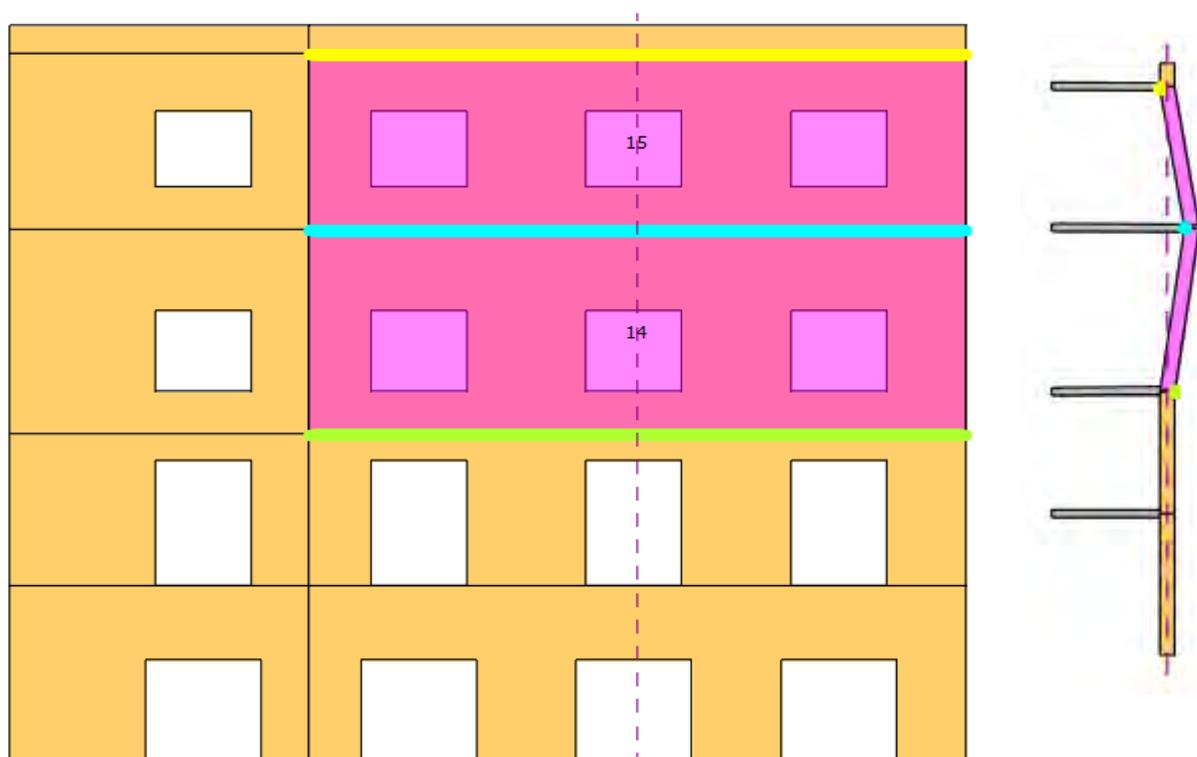
Moltiplicatore attivazione (a0)		0.197	
M*	1,684 [kg]	e*	0.76
PGAc,SLV	1.14 [m/s ²]	a,SLV	0.45

8.4.2.1 Cinematismo 10

Si analizza di seguito il meccanismo di pressoflessione di secondo e terzo piano di parte del prospetto del Fabbricato laterale.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 3.9066 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

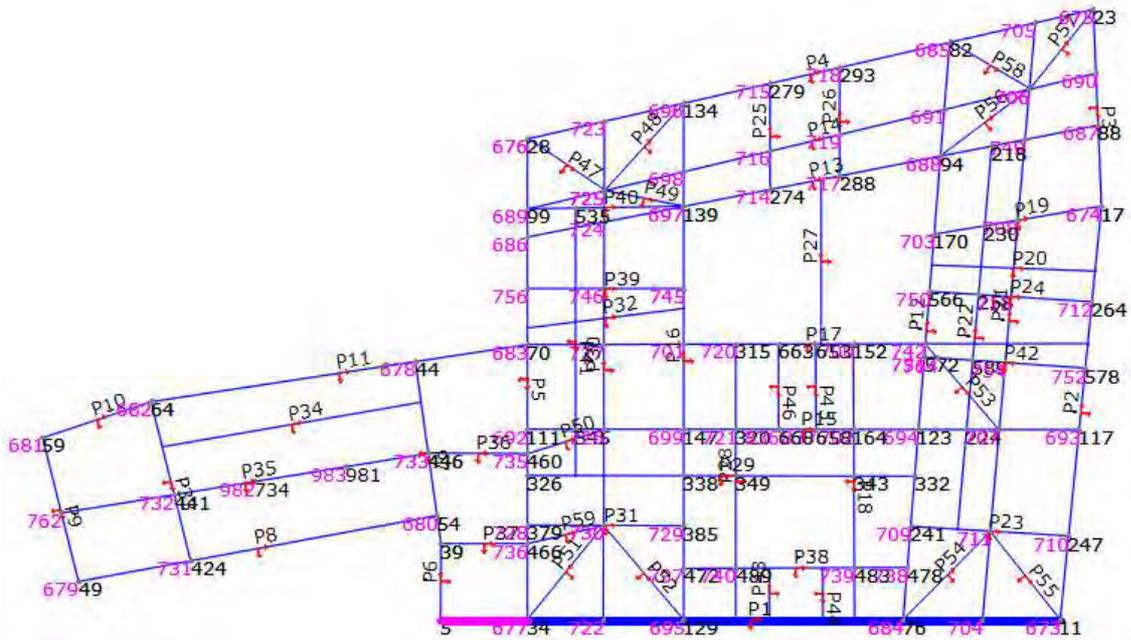
$a_{z,SLV} \ 3.9066 \ [m/s^2] \ < \ a_z(z) \ 6.7340 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

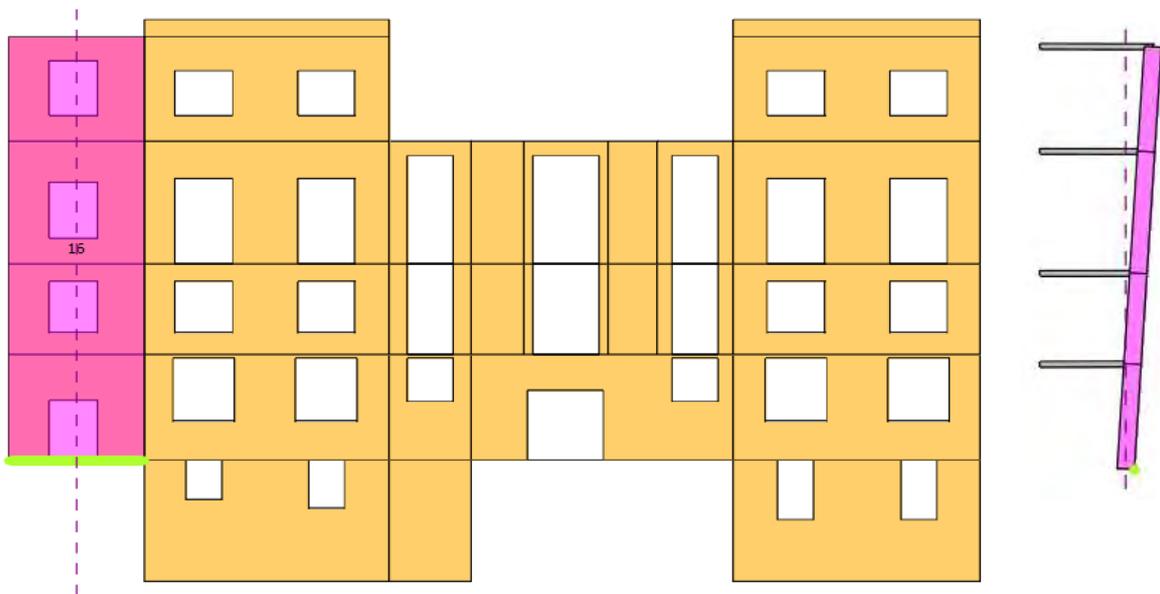
Moltiplicatore attivazione (a0)		0.171	
M*	6,409 [kg]	e*	0.64
PGAc,SLV	1.47 [m/s ²]	a,SLV	0.58

8.4.2.1 Cinematismo 11

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento della Torre a partire dal piano terra sul prospetto di Piazza Mazzini.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 0.5712 \ [m/s^2] \ < \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

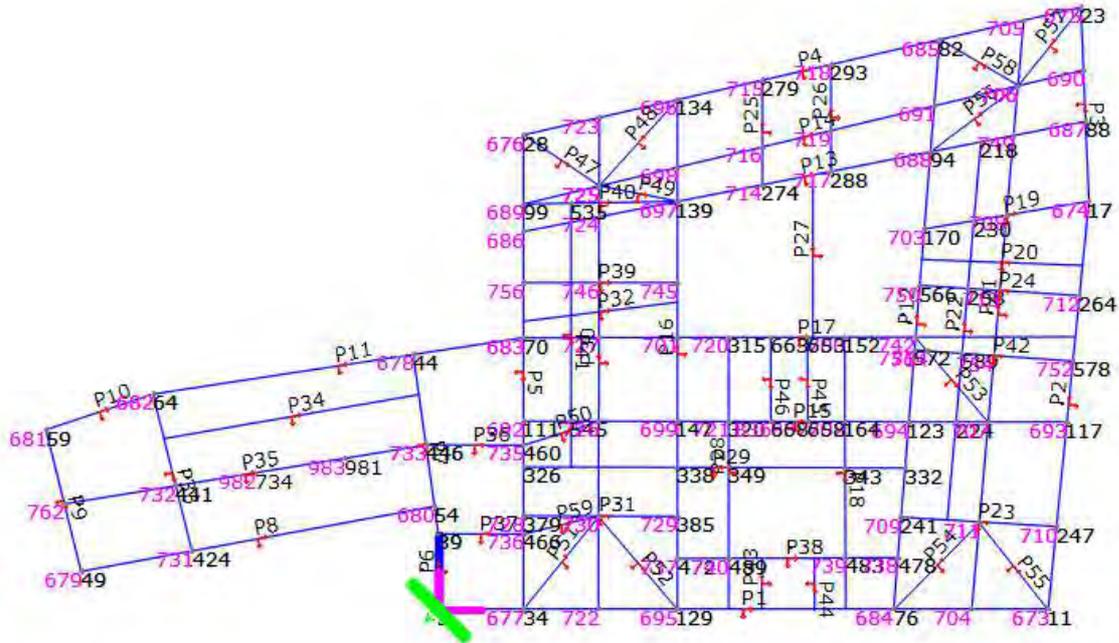
$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)			0.031	
M*	6,944	[kg]	e*	0.80
PGAc,SLV	0.40	[m/s ²]	$\alpha_{,SLV}$	0.16

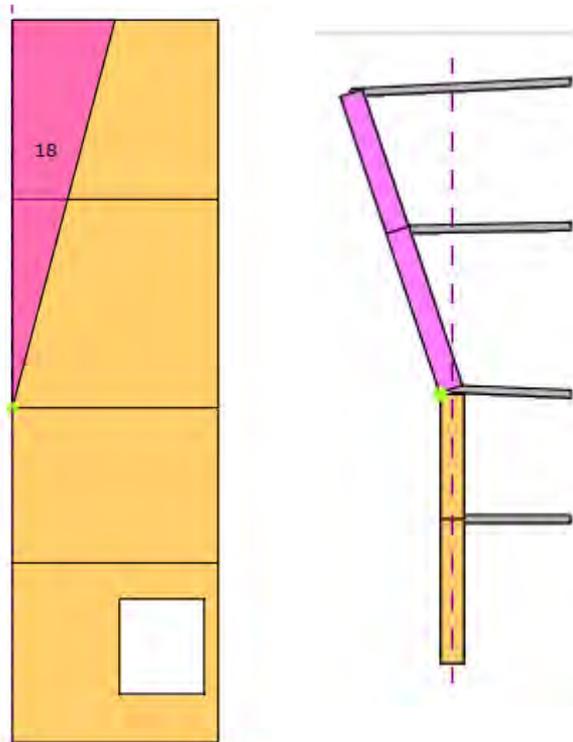
OK?

8.4.2.1 Cinematismo 12

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento dell'angolo della Torre a partire di secondo e terzo piano sul prospetto di Piazza Mazzini.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2.5196 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

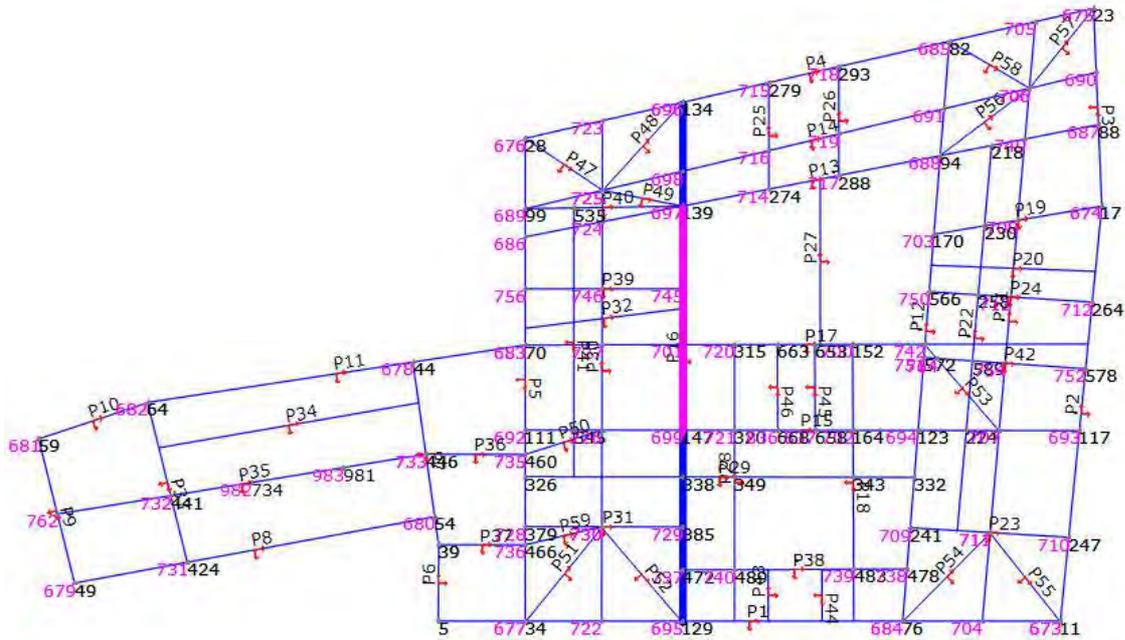
$a_{z,SLV} \ 2.5196 \ [m/s^2] < a_z(z) \ 4.8891 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

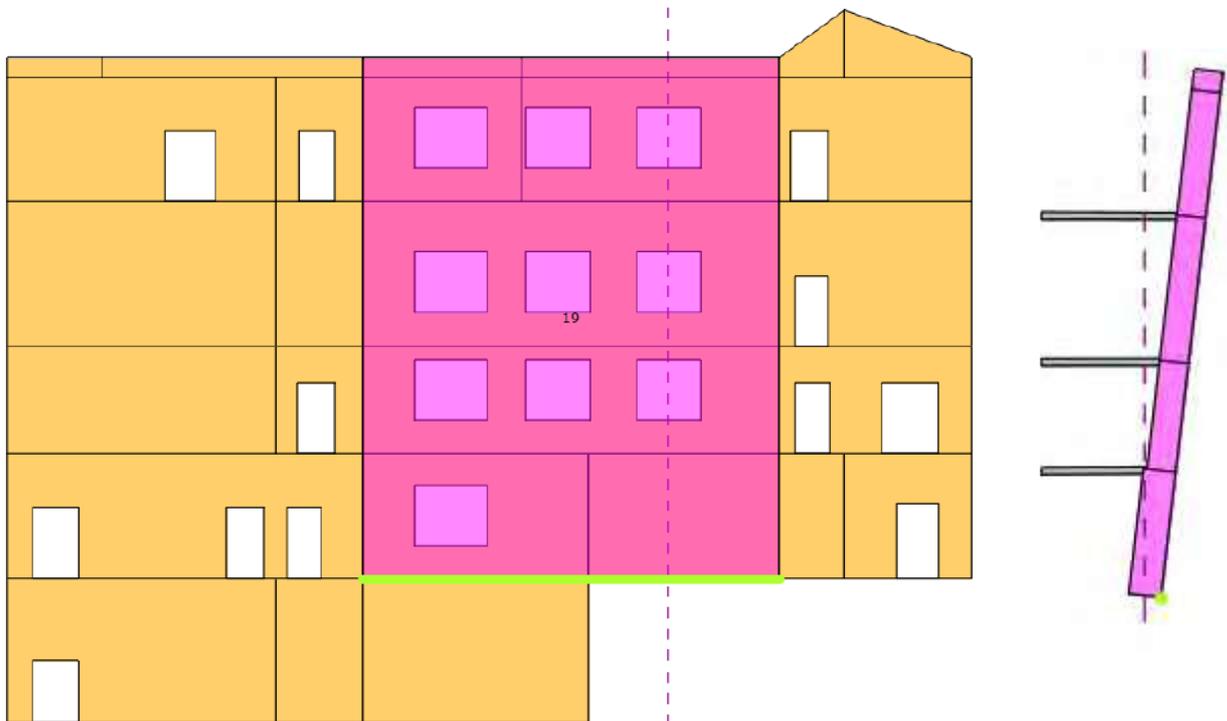
Moltiplicatore attivazione (a0)						
M*	4,289	[kg]	e*	0.93		
PGAc,SLV	1.31	[m/s ²]	a,SLV	0.52		

8.4.2.1 Cinematismo 13

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento a partire dal piano terra del prospetto sulla corte interna lato Piazza Lauro Rossi.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 1.1494 \ [m/s^2] \ < \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

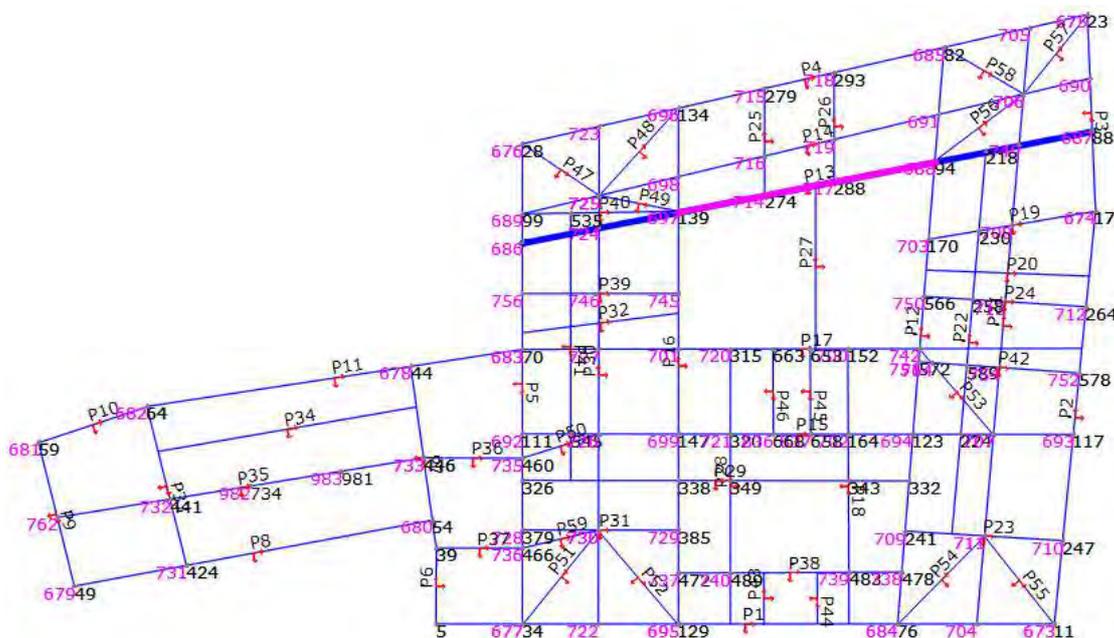
$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)		0.058	
M*	18,768 [kg]	e*	0.73
PGAc,SLV	0.80 [m/s ²]	a,SLV	0.32

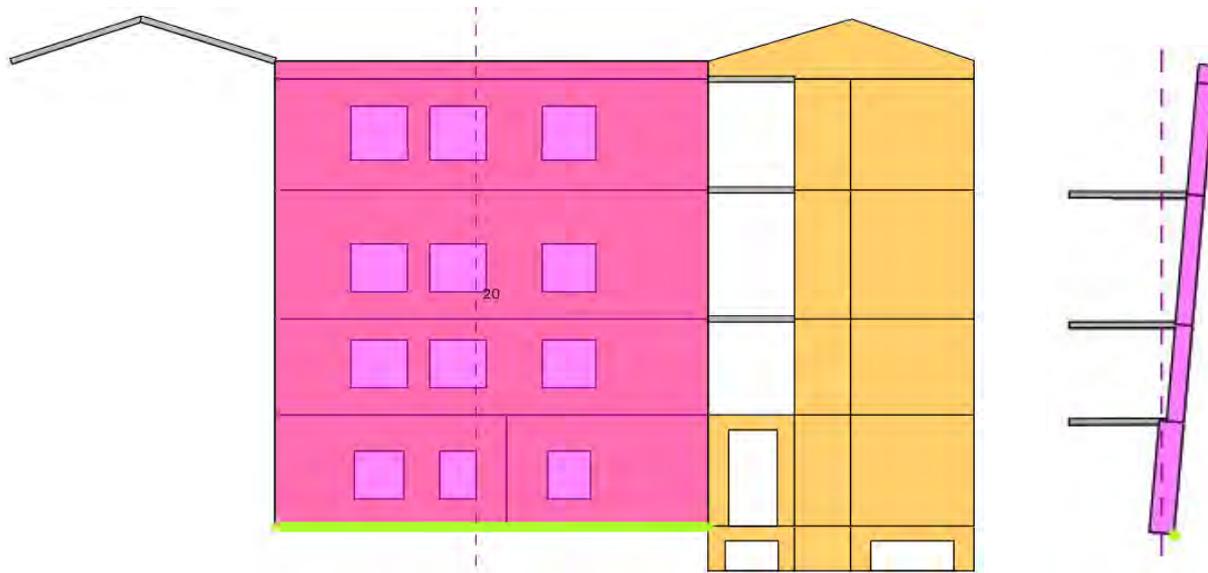
OK 

8.4.2.1 Cinematismo 14

Si analizza di seguito il meccanismo di ribaltamento a partire dal piano terra del prospetto sulla corte interna lato Via Lauro Rossi.



Porzione di parete evidenziata in pianta



Individuazione meccanismo locale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 0.8862 \ [m/s^2] \ < \ a_z(0) \ 3.6322 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_e(T = 0)$$

Moltiplicatore attivazione (a0)	0.044
M* 16,186 [kg]	e* 0.72
PGAc,SLV 0.62 [m/s ²]	a,SLV 0.24

OK 

8.5 Sistema di fondazione

Secondo le NTC2018 al paragrafo 8.3, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria se si verificano una delle seguenti condizioni:

- Siano presenti dissesti importanti nella costruzione causati da cedimenti delle fondazioni;
- Si possano presentare fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento a causa di modifiche apportate nel terreno o per condizioni morfologiche avverse;
- Siano presenti fenomeni di liquefazione del terreno dovute ad azioni sismiche di progetto.

L'edificio in oggetto non ricade in nessuna delle condizioni sopra richiamate e pertanto non si rende necessaria la verifica delle fondazioni.

8.6 Sintesi dei risultati

Si riportano i valori dei coefficienti ζ_v e ζ_E ottenuti dalle analisi svolte.

		ζ_v	$\zeta_{v,min}$
Analisi statica	<i>Elementi murari</i>	0.455	0.455
	<i>Solaio 1</i>	1.140	1.010
	<i>Solaio 2</i>	1.300	
	<i>Solaio 3</i>	1.070	
	<i>Solaio 4</i>	1.640	
	<i>Solaio 5</i>	1.700	
	<i>Solaio 6</i>	1.930	
	<i>Solaio 7</i>	1.180	
	<i>Solaio 8</i>	1.010	
	<i>Solaio 9</i>	2.010	
	<i>Solaio 10</i>	1.700	
	<i>Solaio 11</i>	1.710	
	<i>Solaio 12</i>	1.470	
	<i>Solaio 13</i>	1.100	
	<i>Solaio 14</i>	1.400	

		<i>Meccanismi globali (II modo)</i>	Stato limite	ζ_E
Analisi sismica	Murature, travi e pilastri		SLV	0.431
			SLD	0.586
			SLO	0.518

		<i>Meccanismi locali (I modo)</i>	ζ_E	$\zeta_{E,min}$
Analisi sismica	<i>Cinematismo 1</i>	1.430	0.160	
	<i>Cinematismo 2</i>	0.270		
	<i>Cinematismo 3</i>	0.240		
	<i>Cinematismo 4</i>	5.090		
	<i>Cinematismo 5</i>	0.630		
	<i>Cinematismo 6</i>	0.340		
	<i>Cinematismo 7</i>	0.850		
	<i>Cinematismo 8</i>	1.960		
	<i>Cinematismo 9</i>	0.450		
	<i>Cinematismo 10</i>	0.580		
	<i>Cinematismo 11</i>	0.160		
	<i>Cinematismo 12</i>	0.520		
	<i>Cinematismo 13</i>	0.320		
	<i>Cinematismo 14</i>	0.240		

9 CRITICITA' E CARENZE RICONTRATE A SEGUITO DELLA VALUTAZIONE

L'analisi storico-critica ha evidenziato le numerose trasformazioni subite dall'edificio dalla data della costruzione fino al periodo immediatamente post-bellico. L'organismo strutturale, originariamente concepito con un seminterrato, un piano terra, un primo piano, è stato ampliato in pianta (verso via Lauro Rossi) ed in altezza con un ulteriore livello. A partire da questo assetto, è stata poi operata negli anni 30 la trasformazione in Casa del Fascio nell'ambito della quale sono stati inseriti elementi in cemento armato (solai, travi e pilastri). Ulteriori trasformazioni sono state operate dopo la seconda guerra mondiale con la realizzazione di un ulteriore piano ottenuto suddividendo in due porzioni altimetriche l'originario secondo piano e ciò in virtù della presenza di un interpiano di grande dimensione.

In relazione alle epoche delle diverse trasformazioni, nessuno degli interventi è stato concepito per assolvere funzioni a presidio delle azioni sismiche (non previste dalle norme vigenti a quel tempo).

Al fine di indagare sulle capacità del manufatto nei confronti delle azioni verticali e delle azioni sismiche, sono state condotte le analisi seguenti:

- a) Verifiche di capacità nei confronti dei carichi verticali per l'edificio nel suo complesso;
- b) Verifiche di capacità nei confronti dei carichi verticali relativi agli orizzontamenti;
- c) Individuazione del rapporto Capacità/Domanda (ζ_v) per i tipi di analisi effettuate.

Per quanto riguarda le azioni sismiche è stata indagata la capacità nei confronti dei meccanismi di II modo (analisi globale) e di I modo (analisi dei cinematismi locali).

I meccanismi di primo modo corrispondono a cinematismi fuori piano di singole pareti o di porzioni di struttura. Si tratta di fenomeni di ribaltamento (rocking) e flessione che portano a collasso la struttura per perdita di equilibrio: questi cinematismi possono presentarsi in costruzioni in cui l'assenza o scarsa efficacia di collegamento tra pareti e orizzontamenti e tra pareti stesse negli incroci murari non garantisce l'instaurarsi di un comportamento d'insieme della struttura: ciascuna parete tende a comportarsi in modo indipendente attivando meccanismi fuori piano.

È evidente che in tali casi, la verifica globale su un modello tridimensionale della struttura (pushover o altro) non ha alcuna rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico se, prima, non vengono adottati i necessari presidi per scongiurare l'attivazione di questi meccanismi.

Il meccanismo di II modo riguarda invece l'analisi del comportamento globale (scatolare) dell'edificio.

In entrambe i casi (meccanismi di I e II modo) sono stati valutati i rapporti Capacità/Domanda (ζ_E).

Si tenga presente che l'analisi di risposta sismica locale, effettuata nell'ambito delle indagini eseguite, ha evidenziato un input sismico più severo di quello calcolabile con il metodo semplificato dalle NTC 2018. In definitiva, la caratterizzazione del sottosuolo eseguita mediante RSL (risposta sismica locale)

ha imposto azioni orizzontali maggiori rispetto a quelle valutabili mediante la determinazione della sola velocità delle onde di taglio V_{s30} finalizzata alla individuazione della categoria di sottosuolo.

Il punto 8.4.2 delle NTC 2018 afferma che “*per la combinazione sismica delle azioni, il valore ζ_E può essere minore dell'unità. Per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV, il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6 mentre, per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non inferiore a 0,1.*

Nel caso in oggetto non si incorre nella necessità di un adeguamento sismico in quanto non sussiste nessuna delle seguenti condizioni (punto 8.4.3 delle NTC 2018):

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

a) sopraelevare la costruzione;

b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;

c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Sulla scorta dei richiami normativi di cui sopra e tenendo conto che la destinazione d'uso dell'edificio in oggetto è la III ad uso non scolastico (uffici aperti al pubblico), il proprietario dell'opera non ha l'obbligo del raggiungimento di un valore specifico del coefficiente ζ_E .

Tutto ciò premesso appare però fondamentale l'esame dei risultati ottenuti con le analisi effettuate.

9.1 Analisi nei confronti delle azioni verticali

Per un certo numero di pareti, l'analisi della struttura nel suo complesso evidenzia coefficienti ζ_v inferiori all'unità con valore minimo pari a $\zeta_v = 0,455$.

Per quanto riguarda i solai le verifiche sono tutte soddisfatte con $\zeta_v > 1$.

Le criticità si riscontrano prevalentemente in corrispondenza di pareti con apparecchiatura a due teste (spessore 27 cm) che sono per la maggior parte state introdotte con i lavori eseguiti nel periodo immediatamente post-bellico a sostegno di solai di nuova realizzazione.

9.2 Analisi nei confronti delle azioni sismiche

Le analisi svolte ed i risultati in termini di rapporto Capacità/Domanda (ζ_E), evidenziano valori di quest'ultimo compresi tra 0,4 e 0,5 per i meccanismi di II modo (analisi globale) ma coefficienti inferiori per i meccanismi di I modo (analisi cinematiche dei meccanismi locali).

Sono possibili infatti meccanismi di ribaltamento delle pareti perimetrali ad eccezione del fronte su via Fratelli Ciccarelli dove, a seguito del sisma del 2016, la proprietà è già intervenuta con l'inserimento di un sistema di catene di contenimento per manifestazioni di distacco del paramento murario. Ulteriori catene sono presenti alla quota del sotto tetto dell'edificio accessorio ubicato tra piazza Mazzini e Piazza Lauro Rossi.

I suddetti presidi, pur evitando il ribaltamento globale delle pareti in virtù del vincolo offerto dalle catene, non sono in grado di evitare meccanismi di rottura per pressoflessione delle pareti alle quote inferiori.

I valori più bassi del coefficiente ζ_E si rilevano infatti per meccanismi analoghi, ma su paramenti privi di catene quali ad esempio il prospetto principale su Piazza Mazzini ed il prospetto su via Lauro Rossi. Fenomeni analoghi possono innescarsi anche per le pareti della torre.

9.3 Tipologia di interventi proposti

In relazione a quanto esposto ai punti precedenti, si evidenziano due categorie di criticità:

- a) Insufficiente capacità resistente per carichi verticali;
- b) Criticità nel presidio delle azioni sismiche.

Nei confronti della prima tipologia, il ripristino di coefficienti $\zeta_v > 1$ per i maschi murari che manifestano criticità, si rende necessario per scongiurare un declassamento dell'opera in termini di entità dei carichi accidentali.

Al punto C8.3 della Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP. viene infatti indicato quanto segue:

“ nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti ed altre azioni di servizio combinate con gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti al punto 2.5.3 delle NTC 2018, è necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio la limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l'uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC. Gli interventi da effettuare per eliminare le vulnerabilità più importanti possono essere parziali

e/o temporanei, in attesa di essere completati nel corso di successivi interventi più ampi, atti a migliorare/adequare complessivamente la costruzione e/o parti di essa”.

Per quanto riguarda le criticità nei confronti delle azioni sismiche, laddove la proprietà decida di intervenire, appare sufficiente incrementare la capacità resistente (a pressoflessione ed a taglio) di alcuni maschi murari per elevare il valore di ζ_E relativo al comportamento di insieme e prevedere l’inserimento di catene di piano per il presidio nei confronti dei possibili meccanismi locali (ribaltamento pareti perimetrali). Quest’ultimo tipo di intervento permette certamente di ottenere valori di ζ_E relativi ai meccanismi locali maggiori dell’unità.

La tipologia di intervento che può essere suggerita in questa sede ha il vantaggio di risolvere, con una sola tecnologia, sia l’incremento nei confronti delle azioni verticali che quello nei confronti delle azioni orizzontali in termini di risposta globale (meccanismi di II modo).

Come già detto in precedenza, le criticità si riscontrano prevalentemente sulle pareti con tessitura a due teste (spessore 27 cm) che non sono mai presenti sulle facciate esterne e si trovano prevalentemente tra i piani secondo e terzo. Questo aspetto risulta particolarmente importante in quanto, qualunque tipologia di rinforzo non impatta sulle caratteristiche delle facciate che sono, in virtù del vincolo storico, oggetto di particolare attenzione da parte della Soprintendenza di competenza.

Il problema può essere risolto mediante ricorso alla adozione di intonaci armati CRM (Composite Reinforced Mortars). Un tale tipo di intervento assolve alla duplice funzione di incrementare sia la capacità nei confronti dei carichi verticali che la capacità sismica globale.

Per la progettazione di interventi di rinforzo con intonaco armato ci viene in aiuto la circolare ministeriale applicativa delle NTC 2018 al capitolo 8.5.3 che permette di utilizzare un incremento dei parametri di resistenza della muratura di base pari al 50% (coefficiente di miglioramento pari ad 1,5). La logica da seguire per la progettazione degli interventi è basata sui risultati della attuale fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

L’intonaco armato è una tecnica di miglioramento delle caratteristiche delle murature molto usata per gli interventi di ristrutturazione degli edifici in muratura esistenti. Consiste in pratica nell’applicare sui due lati della muratura delle reti metalliche o FRP collegate tra loro.

Il modo in cui l’intonaco armato migliora le caratteristiche delle murature è triplice:

- Miglioramento delle caratteristiche della muratura per effetto del placcaggio e del confinamento del materiale.
- Introduzione di elementi strutturali resistenti a trazione, quali reti metalliche e reti GFRP, mentre la muratura ordinaria non è considerata resistente a trazione.

- Aumento dello spessore strutturale della muratura. Mentre l'intonaco normale non è considerato ai fini strutturali, l'intonaco armato è a tutti gli effetti parte integrante della struttura del setto.

Ad integrazione della tipologia di intervento proposta, rimane opzionale la previsione di catene finalizzata esclusivamente al presidio dei possibili meccanismi locali (meccanismi di I modo).