



Progetto DPC-ReLUIS 2019-2021

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

**CASO STUDIO: FABBRICATO AD USO PUBBLICO IN
PROVINCIA DI ANCONA**

SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

UR: UNIPD-b, prof.ssa Francesca da Porto

Gruppo di lavoro: Michele De Carli, Filippo Lorenzoni, Elisa Saler, Amedeo Caprino, Leonardo Feletto

Dipartimento di Geoscienze, Università degli studi di Padova

in collaborazione con Dipartimento di Ingegneria Industriale, Università di Padova, prof. Michele De Carli

Sommario

1	IL CASO STUDIO	1
1.1	Inquadramento generale	1
1.1.1	Inserimento nel contesto urbano	1
1.1.2	Inquadramento sismico	1
1.1.3	Analisi storico critica	5
1.1.4	Rilievo fotografico	7
1.1.5	Rilievo geometrico	7
1.2	Rilievo strutturale	9
1.2.1	Strutture verticali	9
1.2.1.1	Tipologie murarie	9
1.2.1.2	Interventi di miglioramento sismico	13
1.2.1.3	Proprietà meccaniche di riferimento secondo NTC 2018	14
1.2.2	Strutture orizzontali	16
1.2.2.1	Tipologie di solaio	16
1.2.2.2	Copertura	19
1.2.2.3	Interventi di miglioramento sismico	20
1.2.2.4	Analisi dei carichi	22
1.2.3	Corpi scala	24
1.2.4	Fondazioni	25
1.2.5	Unità strutturali	25
1.3	Rilievo del danno	27
1.4	Indagini sperimentali su materiali e strutture	29
1.4.1	Strutture verticali	29
1.4.2	Orizzontamenti	31
1.4.3	Livello di conoscenza	32

2	VALUTAZIONI DELLA VULNERABILITA' SISMICA	33
2.1	Verifica del comportamento locale	33
2.2	Approccio globale	35
2.2.1	Modellazione numerica	35
2.2.1.1	Approccio di modellazione e legami costitutivi adottati.....	35
2.2.1.2	Costruzione del modello numerico	38
2.2.1.2.1	Semplificazioni nella modellazione	38
2.2.1.2.2	Definizione del modello	40
2.2.2	Verifica dello stato pre-intervento allo SLV	43
2.2.2.1	Verifica sismica.....	43
2.2.2.2	Calcolo dell'indice di rischio e della classe di rischio.....	45
3	VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA	48
3.1	Descrizione edificio	48
3.1.1	Componenti involucro.....	48
3.1.2	Impianti.....	48
3.1.3	Destinazione d'uso.....	49
3.2	Metodologia di calcolo.....	49
3.3	Indice di prestazione energetica.....	50
3.3.1	Fabbisogno di energia per la climatizzazione.....	50
3.3.2	ACS e rendimenti energia primaria	51
3.3.3	Illuminazione e ascensori.....	52
3.3.4	Risultati	53
3.4	Modello dinamico	54
3.4.1	Creazione dell'involucro edilizio	54
3.4.2	Simulazione dinamica	55
3.4.3	Risultati	56
3.5	Efficientamento energetico.....	56

4	ANALISI DEGLI INTERVENTI	57
4.1	Strategie di intervento	59
4.1.1	Efficacia strutturale ed energetica livello di intervento 1	60
4.1.2	Efficacia strutturale ed energetica livello di intervento 2	61
4.1.3	Efficacia strutturale ed energetica livello di intervento 3	62
4.2	Analisi comparativa degli interventi	64
4.2.1	Valutazione economica degli interventi.....	65
4.2.2	Analisi dei tempi di esecuzione	65
4.2.3	Considerazioni aggiuntive in merito agli interventi di livello 2	66
Bibliografia	69

1 IL CASO STUDIO

1.1 Inquadramento generale

Di seguito verrà fornito un inquadramento generale del fabbricato in esame con il fine di identificarne il rischio sismico, comprendere la sua evoluzione storica, ed infine passare ad un'analisi dello stato di fatto. L'obiettivo è fornire un quadro preliminare che sia, nel limite del possibile, abbastanza dettagliato da poter definire delle solide basi per le trattazioni che seguiranno.

1.1.1 Inserimento nel contesto urbano

L'edificio in esame sorge in provincia di Ancona, costruito intorno agli anni Quaranta come edificio ad uso scolastico. Il fabbricato si trova isolato dagli edifici circostanti, fatta eccezione per una porzione del lato Est, ed è dunque facilmente distinguibile. Nella sua forma a "T" sono riconoscibili due corpi, uno più allungato in direzione Nord-Sud a cui si aggancia un secondo corpo, di dimensioni più ridotte, sul lato Est.



Figura 1.1 Vista dell'edificio

1.1.2 Inquadramento sismico

Secondo la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano, al territorio di Ancona è associato un valore di accelerazione compreso tra 0,150 e 0,225, con picchi massimi proprio in corrispondenza del confine con la regione Umbria.

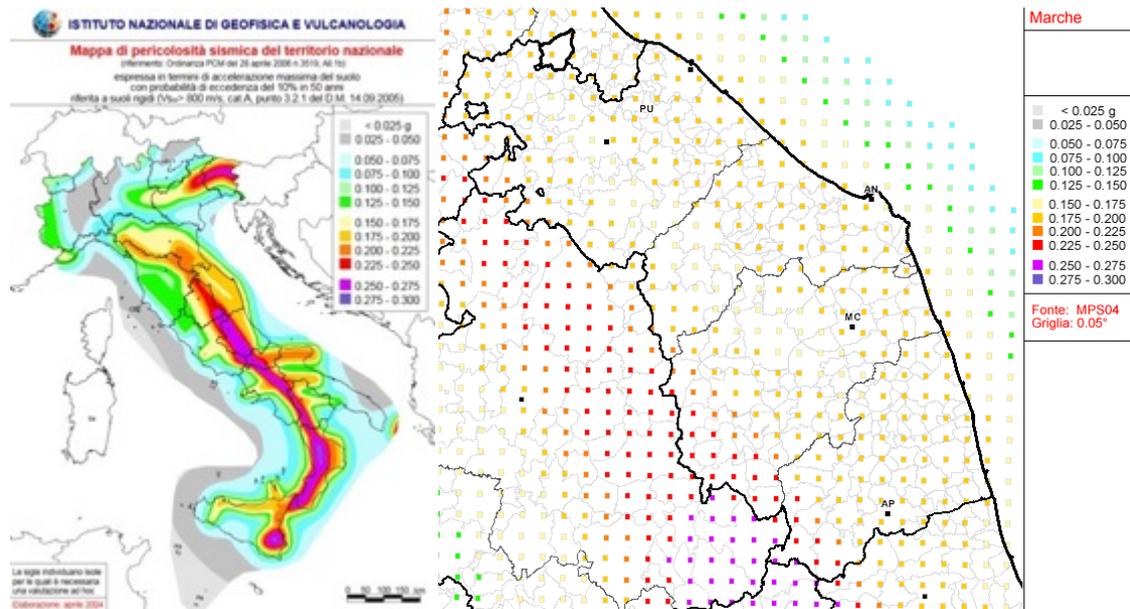


Figura 1.2 - Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale e della regione Marche (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Nel corso della storia, il territorio è stato interessato da parecchi eventi sismici, alcuni anche di elevata intensità. Per avere un resoconto sono state prese a riferimento le informazioni reperite nel Database Macrosismico Italiano del 2015 (DBMI15), consultabile dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In totale dal 1000 al 2014, vengono riportati 93 eventi sismici. Tra gli eventi più recenti degno di nota è sicuramente quello del 26 settembre 1997 che, con due scosse a distanza di solo 9 ore una dall'altra (rispettivamente di magnitudo 5,66 e 5,97 con epicentro a Cesi e Annifo), portò a tragiche conseguenze. L'85% del patrimonio edilizio del centro storico dove sorge l'edificio è stato lesionato e in totale più di mille abitanti rimasero sfollati.

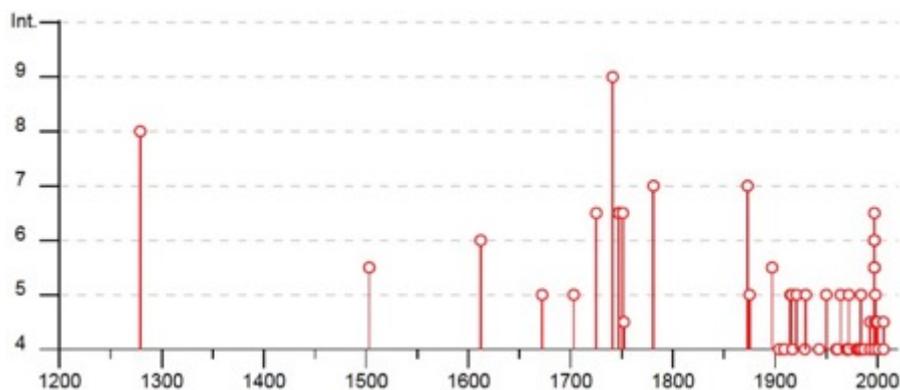


Figura 1.3 - Diagramma della storia sismica (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - DBMI15)

Lo sciami sismico del Centro Italia 2016 con epicentri ad Amatrice, Visso e Norcia non è riportato nel database perché aggiornato alla fine del 2014. La serie di scosse ha inizio il 24 agosto 2016 con un terremoto di magnitudo 6.0, interessando i territori di Abruzzo, Lazio, Marche e Umbria. Il 26 e il 30 ottobre nuovi violenti terremoti interessano in particolare il confine tra Umbria e Marche. La scossa del 30 ottobre, di magnitudo 6.5, è la più forte in Italia degli ultimi trent'anni. Il numero dei danni cresce esponenzialmente ma

non si registrano vittime. Il 18 gennaio, quattro scosse di magnitudo superiore a 5.0 colpiscono le regioni Lazio e Abruzzo. Gli eventi sismici del Centro Italia 2016, specialmente quelli di agosto e ottobre, hanno coinvolto anche il comune di riferimento dove si sono registrati danni a civili abitazioni e, soprattutto, edifici storici, chiese e abbazie.

Con l'utilizzo del foglio di calcolo "Spettri di risposta" è stato possibile ricavare l'azione sismica secondo le NTC2018. Tramite le coordinate del luogo, vengono individuati i valori di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento, a_g , e gli spettri di risposta elastici in relazione al periodo di ritorno.

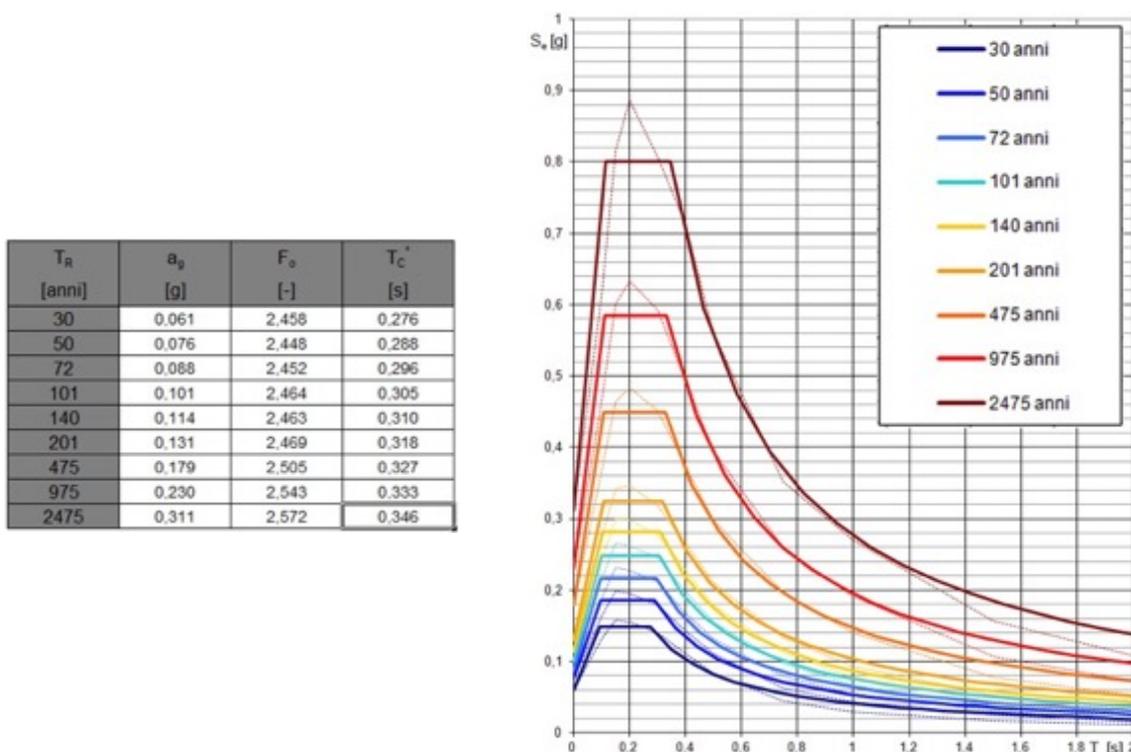
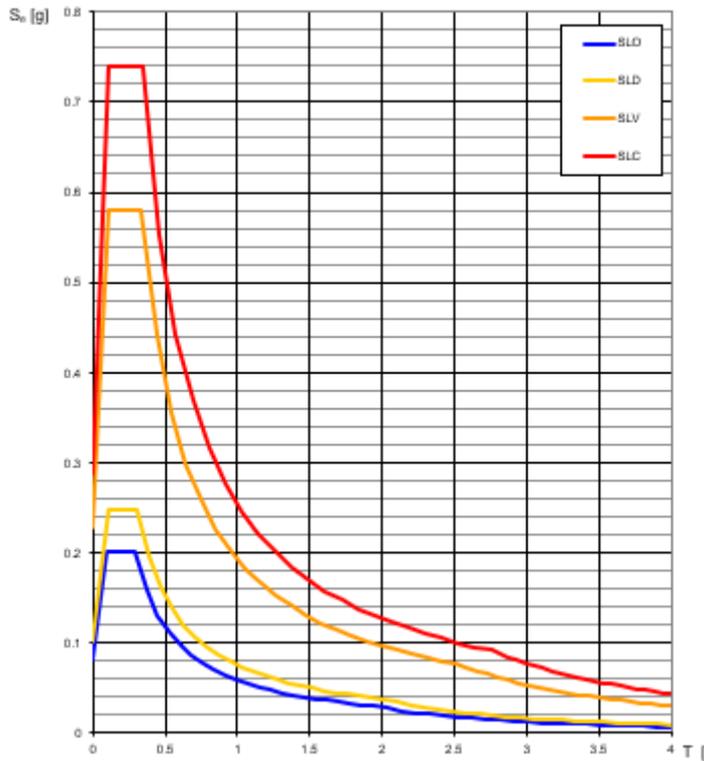


Figura 1.4 - Valori dei parametri e spettri di risposta elastici, per i periodi T_R di riferimento

Per l'edificio in esame è stata considerata V_N di 50 anni e una classe d'uso IV (costruzioni pubbliche o strategiche), compatibilmente all'utilizzo attuale e all'ipotesi di riutilizzo quale sede della polizia, a cui è associato un valore di CU pari a 2. Il periodo di riferimento V_R , essendo il prodotto dei due precedenti, è pari dunque a 100 anni. Attraverso l'inserimento di V_R , vengono quindi individuati i periodi di ritorno T_R delle azioni sismiche associate ai vari stati limite, oltre che i relativi spettri di risposta.



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.082	2.449	0.292
SLD	101	0.101	2.463	0.305
SLV	949	0.228	2.543	0.333
SLC	1950	0.288	2.566	0.343

Figura 1.5: Valori dei parametri e spettri di risposta elastici, per i diversi stati limite

Inserendo le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito, infine, viene individuato lo spettro di progetto finale (Figura 1.6). La categoria di sottosuolo, individuata anche attraverso le indagini condotte, è di tipo B, mentre la categoria topografica è T1.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_a	0.228 g
F_a	2.543
T_C	0.333 s
S_S	1.168
C_C	1.371
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.168
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.456 s
T_D	2.512 s

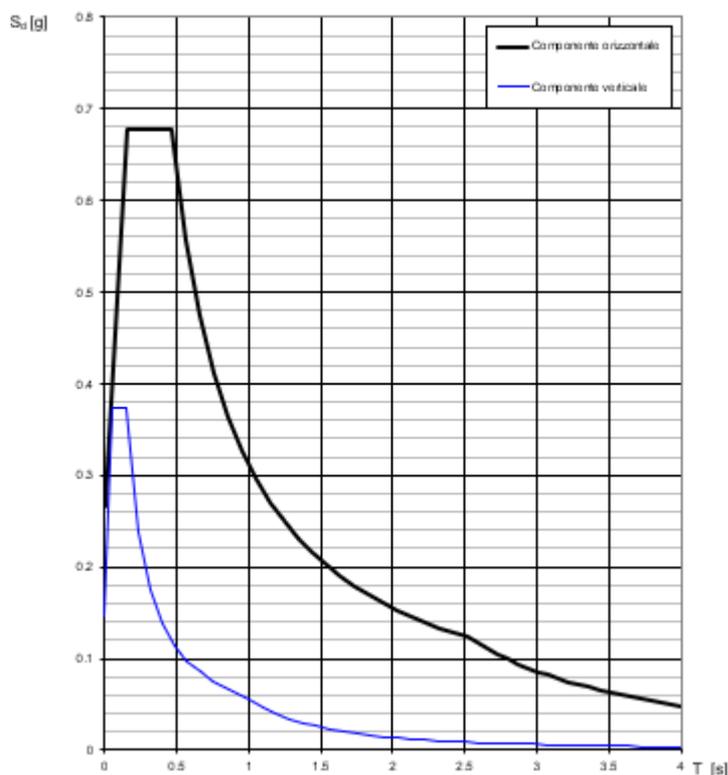


Figura 1.6: Valori dei parametri della componente orizzontale e spettri di progetto, per lo SLV

Il valore di a_g per la componente orizzontale allo SLV è pari a 0,228 g.

1.1.3 Analisi storico critica

L'edificio fu costruito intorno al 1940 come sede di un istituto scolastico, poi trasformato in tribunale. Il progetto originario presentava solamente due piani fuori terra (Figura 1.7), contro gli attuali tre, mentre sono rimasti invariate le aperture in facciata ed il rivestimento in mattoni faccia vista.



Figura 1.7: Foto scattata intorno al 1940

Tra gli anni Quaranta e Cinquanta la struttura subì un intervento di sopraelevazione, corrispondente all'attuale secondo piano (Figura 1.8)



Figura 1.8: Foto scattata intorno al 1950

Nel 1997 l'edificio ha subito danni in seguito al terremoto che ha colpito Marche e Umbria nello stesso anno. Nel 1999 sono iniziati i lavori di restauro e miglioramento sismico, descritti nel dettaglio in seguito. È utile evidenziare che uno degli interventi effettuati ha riguardato la demolizione e la ricostruzione del corpo scale esterno sul lato Nord-Est.

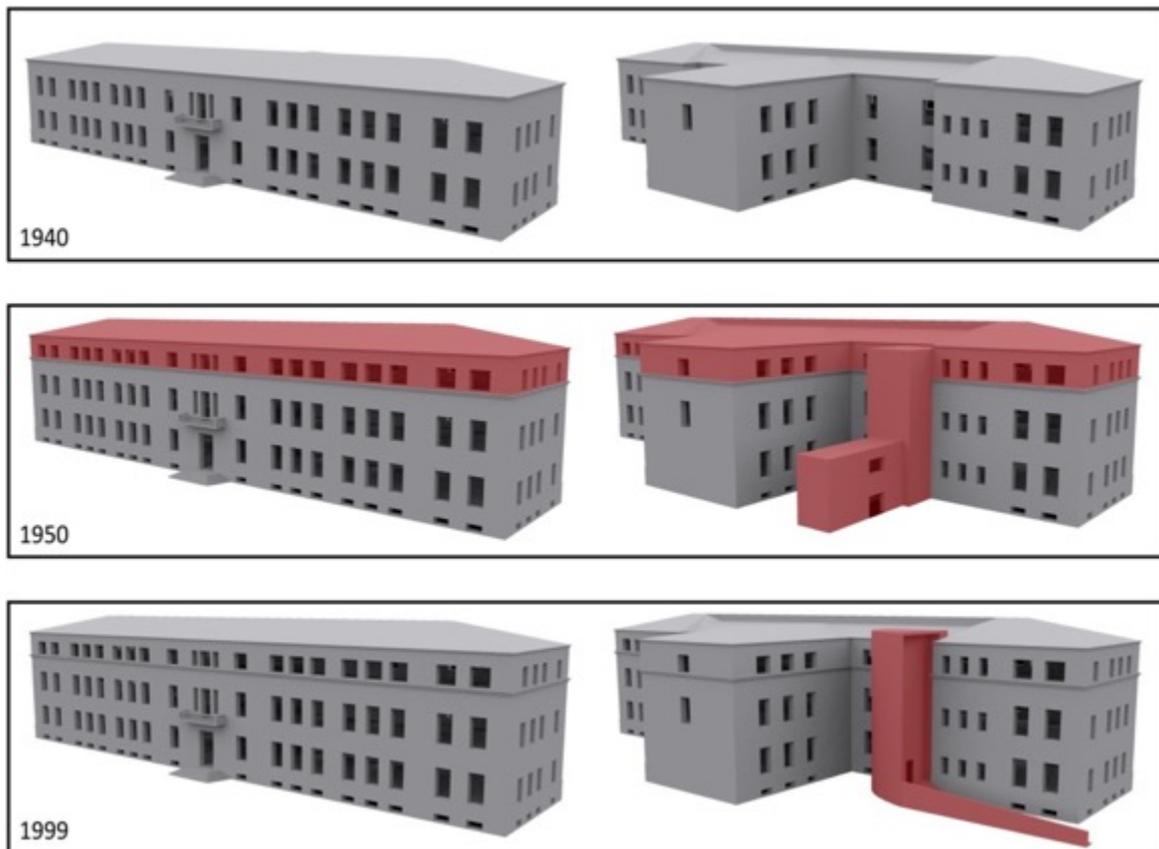


Figura 1.9: Sintesi delle varie fasi costruttive

1.1.4 Rilievo fotografico

Di seguito, vengono mostrate alcune delle foto scattate durante il sopralluogo del 28 giugno 2017. A causa della presenza di una scuola al piano rialzato, non è stato possibile fare un rilievo fotografico dello stesso.



Figura 1.10 Rilievo fotografico: piano seminterrato

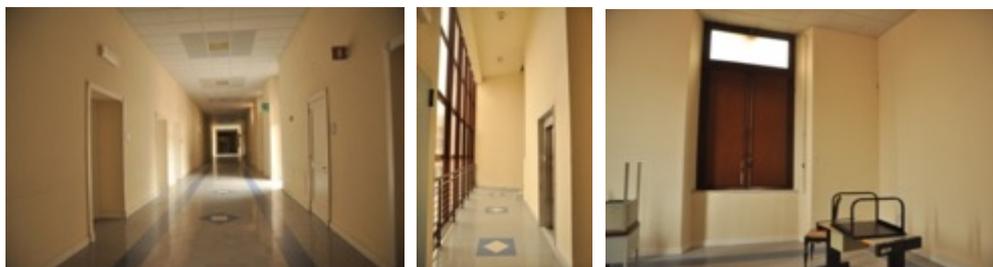


Figura 1.11 Rilievo fotografico: piano primo.



Figura 1.12 Rilievo fotografico: piano secondo.

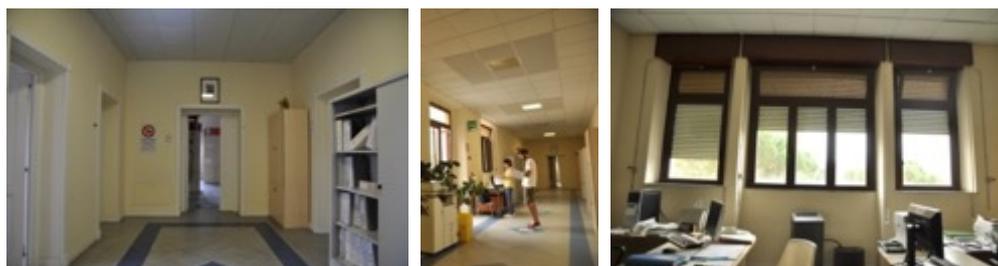


Figura 1.13 Rilievo fotografico: esterni.

1.1.5 Rilievo geometrico

Il fabbricato, la cui forma della pianta è assimilabile ad una "T", si sviluppa su quattro livelli: tre fuori terra e uno seminterrato, per un'altezza massima in gronda pari a 16,8 m. Le altezze di interpiano sono dunque particolarmente elevate, così come gli spessori murari che variano tra i 110 e i 50 cm. La superficie media in pianta è di circa 1300 m², questa si ripete identica su ogni piano per un totale di circa 22000 m³ di volume costruito. La distribuzione interna è pressoché la stessa per ogni piano, un lungo corridoio percorre longitudinalmente il corpo principale su cui si affacciano, sul lato ovest, una serie di stanze. Le scale che

collegano i vari livelli sono due, quelle interne, più antiche, e quelle esterne, di costruzione più recente, che permettono di raggiungere anche il secondo piano. L'ingresso principale si trova sul lato Ovest, poiché vi è un seminterrato, per accedervi è necessario salire dei gradini.

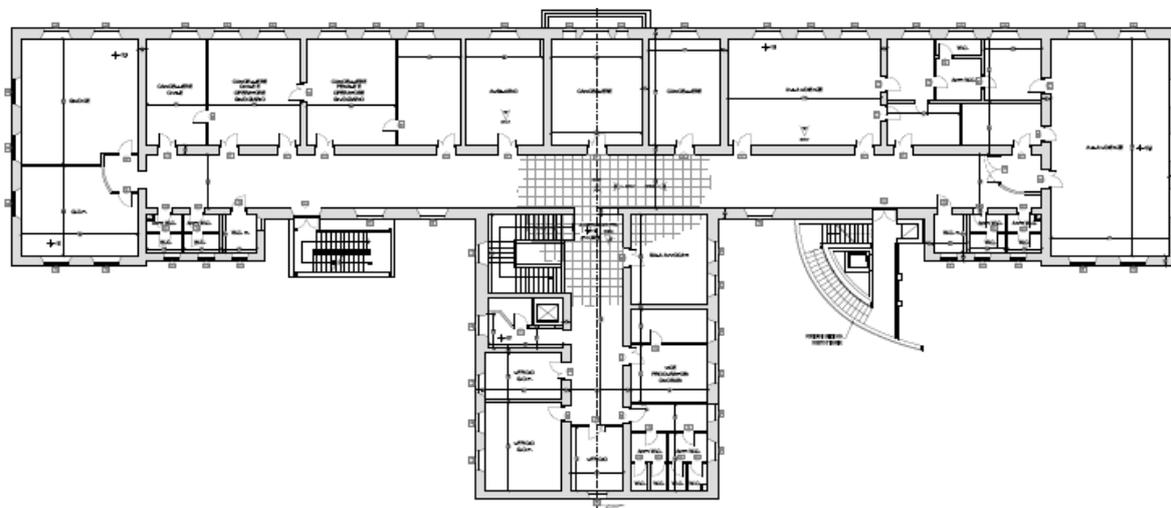


Figura 1.14: Pianta tipo

I prospetti (Figura 1.15) sono abbastanza semplici, con una ripetizione regolare delle aperture. Un rivestimento in mattoni faccia vista permette di identificare il piano rialzato e il primo piano. La simmetria dei prospetti è interrotta solo dal nuovo corpo scala esterno, facilmente riconoscibile per l'utilizzo di diversi materiale.



Figura 1.15: Prospetti

1.2 Rilievo strutturale

Il rilievo strutturale è stato interamente desunto da campagne conoscitive e dalle indagini in situ svolte.

1.2.1 Strutture verticali

1.2.1.1 Tipologie murarie

Il fabbricato è costituito per la maggior parte da una muratura portante in pietra a spacco con buona tessitura. Questa si sviluppa per tutta l'altezza dell'edificio conferendo così una buona regolarità in alzata della struttura. Lo spessore varia tra 80 e 110 cm al piano terra, mentre per i livelli superiori lo spessore varia tra 50 e 90 cm.

Le tipologie murarie presenti possono essere suddivise in tre categorie:

- MUR1: è la tipologia muraria presente in modo più esteso. È caratterizzata da pietre a spacco con buona tessitura e dalla presenza di mattoni pieni. Lo spessore varia tra i 110 e i 50 cm.



Figura 1.16 Esempi MUR1 rilevati al piano primo, secondo e nel sottotetto.

- MUR2: muratura in mattoni pieni che si trova in alcuni setti murari nel piano sottotetto e in alcuni muri interni dei piani inferiori. La loro presenza nel sottotetto è stata effettivamente riscontrata, mentre la loro presenza nei piani inferiori rimane ipotizzata. Lo spessore varia tra 25 e 45 cm.



Figura 1.17: Esempio di MUR2 rilevato nel sottotetto

- MUR3: è la tipologia muraria che compone i muri perimetrali del piano rialzato e del piano primo. È composta da pietre a spacco con buona tessitura a cui si aggiunge un rivestimento in mattoni

facciavista che, per gli spessori evidenziati dalle prove endoscopiche, sembra opportuno considerare come un secondo paramento. Lo spessore totale delle pareti varia tra 55 e 90 cm di cui almeno 24 sono di mattoni pieni.

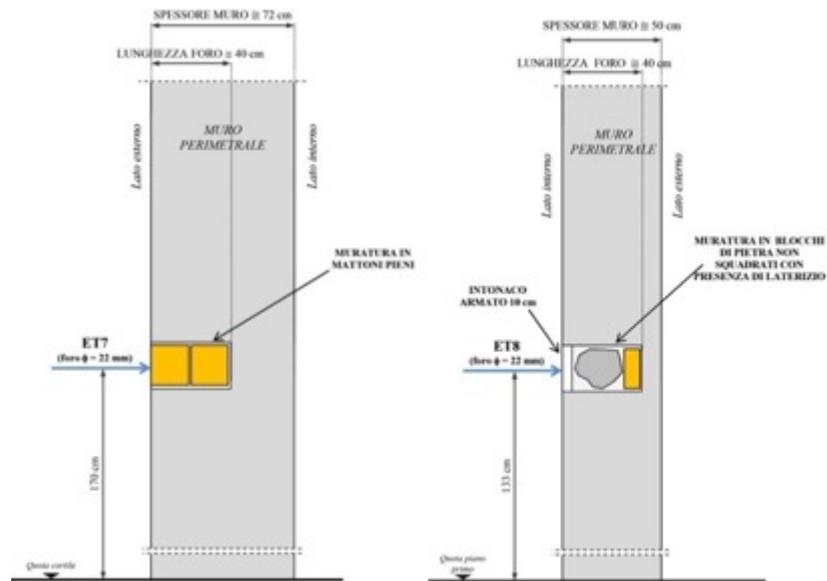


Figura 1.18: Indagini videoendoscopiche svolte su due setti murari differenti appartenenti alla tipologia MUR3, rispettivamente "ET7" dall'esterno e "ET8" dall'interno



Figura 1.19: Vista esterna dei mattoni facciavista ed interna delle pietre a spacco di MUR3

Le indagini conoscitive non forniscono un quadro chiaro, dunque non è stato possibile definire con certezza questa tipologia muraria. Si propone un'ipotesi di sezione mostrata in Figura 1.20.

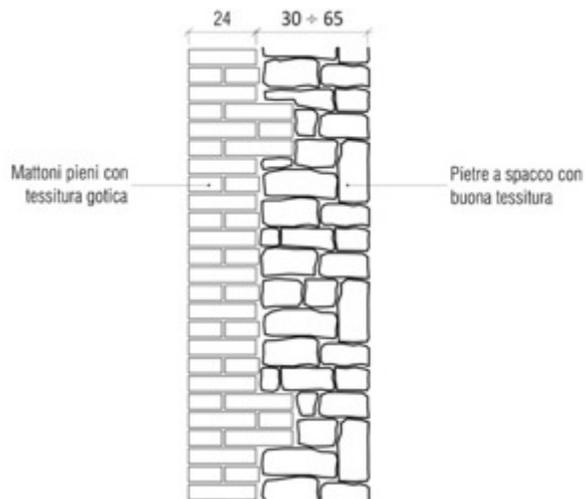


Figura 1.20: Ipotesi in sezione della tipologia MUR3

Sulla base di quanto è stato precedentemente descritto, nella Figura 1.21 che segue vengono identificate in pianta le differenti tipologie murarie.

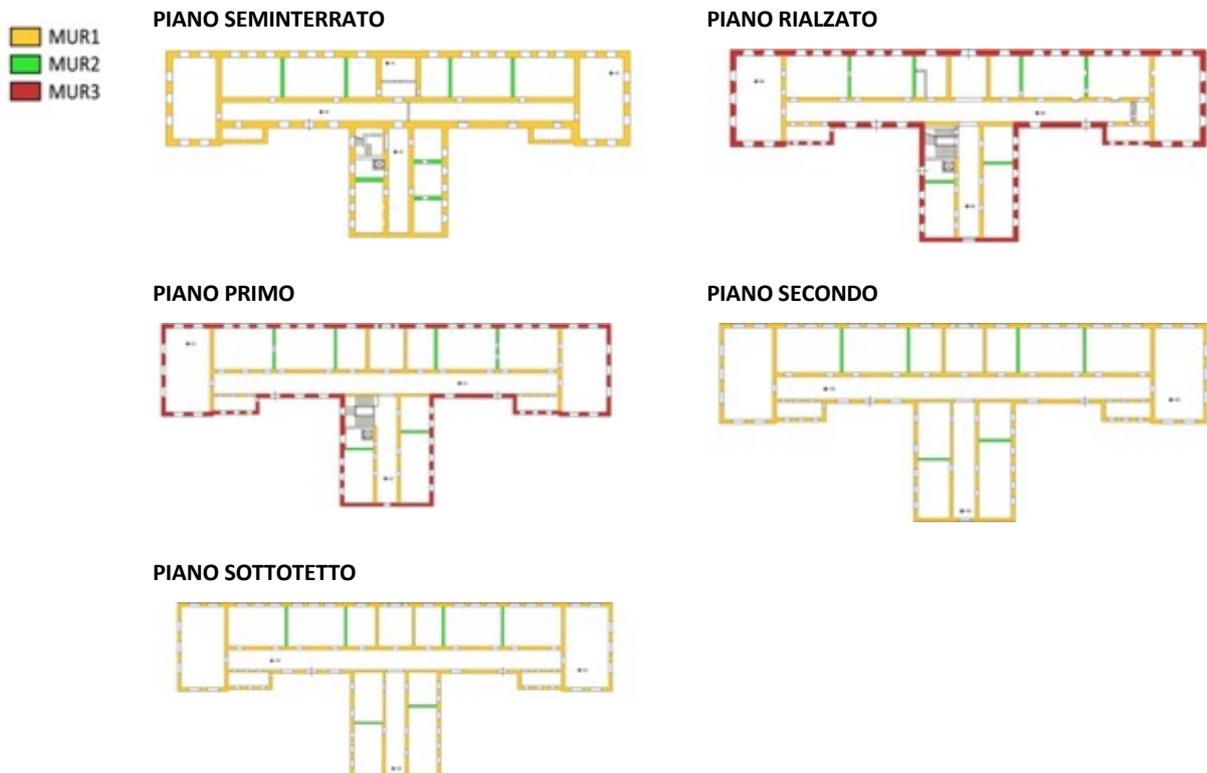


Figura 1.21 Identificazione in pianta delle tipologie murarie.

Le fasce di piano del sottofinestra, di cui un esempio in Figura 1.22, presentano quasi sempre uno spessore ridotto pari a circa 30 cm. Le fasce murarie del soprafinestra invece non hanno riduzioni di spessore.



Figura 1.22: Esempio di sottofinestra con sezione muraria ridotta.

Le aperture sono ben allineate tra loro garantendo così una buona regolarità in pianta e in alzato dei maschi murari. Anche le fasce di piano, data l'omogeneità delle dimensioni delle finestre, presentano una buona regolarità. Le loro condizioni in generale sono buone e le immagini termografiche non evidenziano particolari anomalie. Si riscontra solo qualche lesione superficiale a taglio sulle fasce di piano tra le aperture del seminterrato e del piano rialzato.

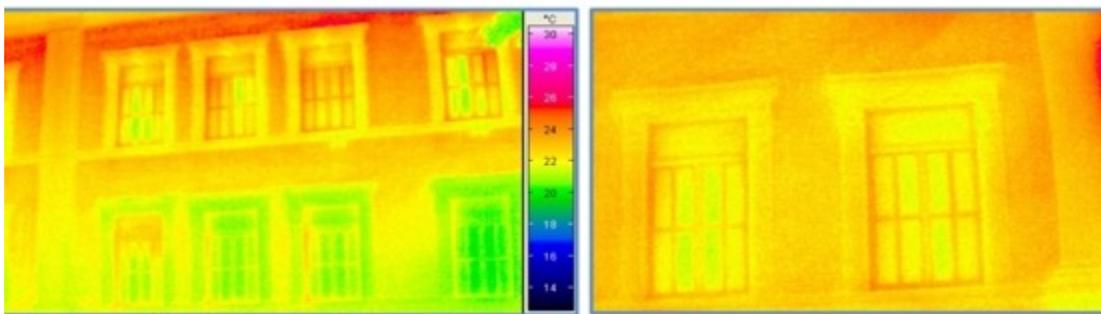


Figura 1.23: Indagine termografica sul prospetto Ovest



Figura 1.24: Esempio di lesione sulle fasce di piano

È stata esclusa la presenza di cordoli di irrigidimento in calcestruzzo armato in corrispondenza delle fasce di piano. Sia dalla relazione originale degli interventi sia dall'ispezione visiva, tuttavia, è stata accertata la presenza di architravi in ca prefabbricato in corrispondenza di tutte le aperture (Figura 1.25).



Figura 1.25: Cornicione superiore delle finestre con espulsione del copriferro

1.2.1.2 Interventi di miglioramento sismico

Sulla base delle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999 e di quanto riscontrato con le indagini condotte, vengono qui di seguito riportati gli interventi di miglioramento sismico già eseguiti sull'immobile per ciascuna tipologia muraria.

MUR1:

- Intonaco armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm e inghisaggi di ferri $\varnothing 16$ mm non passanti ogni circa 60 cm con malta cementizia o resina. In base a questo intervento, si possono individuare due sottocategorie: MUR1A, di cui fanno parte i muri interni, in cui l'intonaco armato è presente su entrambe le facce e MUR1B, di cui fanno parte i muri perimetrali, in cui l'intonaco armato è presente solo sulla faccia interna.
- Chiusura di alcuni vani e nicchie con muratura in mattoni;
- Iniezioni di miscele leganti.

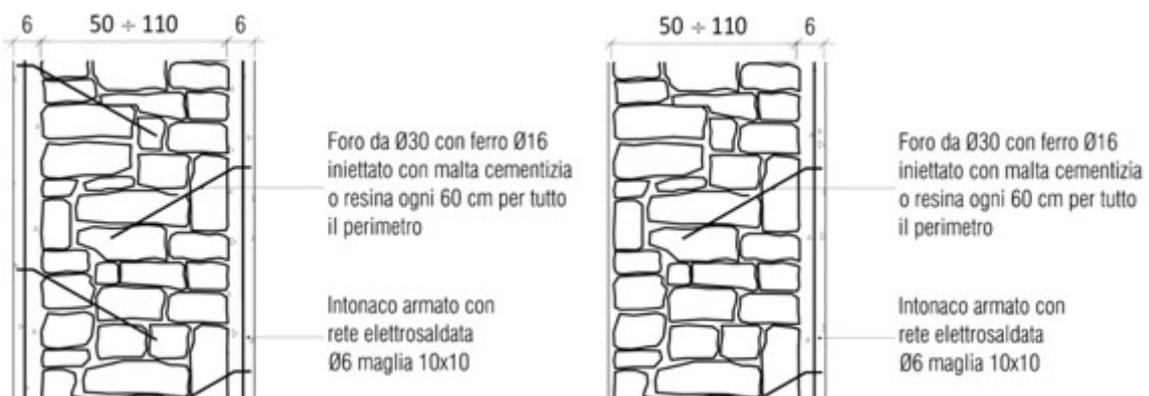


Figura 1.26: Dettaglio in sezione dell'intonaco armato per la tipologia MUR1, rispettivamente per muri interni MUR1A (intonaco su entrambi i lati) e perimetrali MUR1B (intonaco solo sul lato interno).

MUR2:

- Intonaco armato con rette elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm e ferro $\varnothing 8$ mm passante per l'ancoraggio delle reti sui due lati. Spessori misurati in situ variabili tra 3,5 cm e 10 cm;
- Iniezioni di miscele leganti.



Figura 1.27: Dettaglio in sezione dell'intonaco armato per la tipologia MUR2

MUR3:

- Intonaco armato con rete elettrosaldata Ø6 mm maglia 10x10 cm ed inghisaggi di ferri Ø16 mm non passanti ogni circa 60 cm con malta cementizia o resina. Spessori misurati in situ variabili tra 3,5 cm e 10 cm. Si evidenzia che, data la presenza dei mattoni faccia vista, per tutti i muri appartenenti a questa categoria l'intonaco armato è stato realizzato solo sul lato interno;
- Iniezioni di miscele leganti.

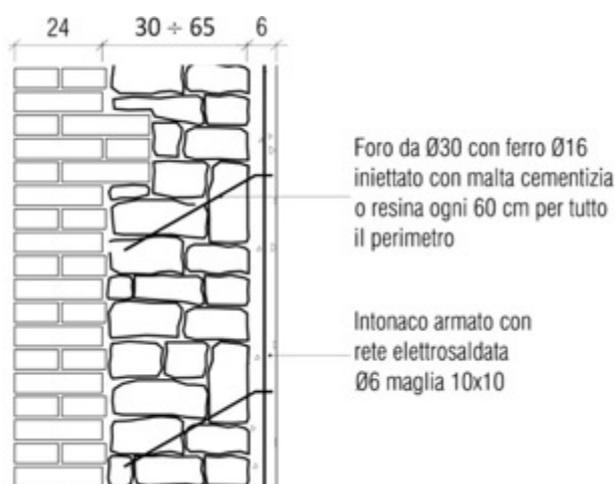


Figura 1.28: Dettaglio in sezione dell'intonaco armato per la tipologia MUR3.

1.2.1.3 Proprietà meccaniche di riferimento secondo NTC 2018

Di seguito vengono riportati gli intervalli di riferimento proposti nella circolare per le diverse tipologie di murature, si procederà in seguito con opportune valutazioni e calibrazioni sui valori da prendere in considerazione:

Tabella 1.1 Parametri meccanici murature.

	Tipologia muraria		E [MPa]	G [MPa]	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	γ [kN/m ³]
MUR1A	Pietre a spacco con buona tessitura	min	1500	500	2.6	0.056	21
		med	1740	580	3.2	0.065	
		max	1980	660	3.8	0.074	
MUR1B	Pietre a spacco con buona tessitura	min	1500	500	2.6	0.056	21
		med	1740	580	3.2	0.065	
		max	1980	660	3.8	0.074	
MUR2	Mattoni pieni	min	1200	400	2.6	0.05	18
		med	1500	500	3.45	0.09	
		max	1800	600	4.3	0.13	
MUR3	Mattoni pieni e pietre a spacco con buona tessitura	min	1350	450	2.6	0.053	19.5
		med	1620	540	3.325	0.0775	
		max	1890	630	4.05	0.102	

Tabella 1.2 Coefficienti amplificativi murature.

	Iniezioni di malta	Intonaco armato	Coeff. Amplificativo
MUR1A	1.5	1.5	2.25
MUR1B	1.5	1.5 ¹	1.5
MUR2	1.2	1.5	1.8
MUR3	1.35	1.5 ²	1.35

¹ Considerato non idoneo perché effettuato solo sulla faccia interna della parete quindi escluso dalla modellazione.

² Considerato non idoneo perché effettuato solo sulla faccia interna della parete quindi escluso dalla modellazione.

1.2.2 Strutture orizzontali

1.2.2.1 Tipologie di solaio

Il fabbricato presenta diverse tipologie di orizzontamenti dovute probabilmente a diverse fasi costruttive, alcune delle quali sconosciute. A differenza che nel caso delle murature, in cui le tipologie originarie sono chiaramente identificabili (e descritte in 1.2.1.1) così come i successivi interventi di miglioramento sismico (descritti in 1.2.1.2), nel caso degli orizzontamenti alcune informazioni sui solai originari precedenti agli interventi di miglioramento sismico non sono note. Le tipologie qui di seguito riportate fanno quindi riferimento a quanto osservato sulla base delle indagini condotte e delle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999, con ipotesi, in alcuni casi validate dalla documentazione progettuale del 1999, sulla conformazione dei solai originari.

Le tipologie di orizzontamenti individuate nel fabbricato possono essere suddivise in cinque categorie:

- SOL0: rappresenta il solaio di calpestio del piano interrato, relativamente al quale non si hanno informazioni.
- SOL1-2: è il solaio del piano rialzato e del primo. È realizzato con putrelle in acciaio con interasse pari a 80 cm e voltine in laterizio forato. Il solaio originario presentava un riempimento in materiale scarsamente legato di spessore pari all'attuale riempimento di calcestruzzo, sopra il quale era presente massetto e pavimentazione. Attualmente il sistema putrelle e voltine ha un riempimento realizzato con una soletta armata, realizzata nel corso degli interventi di miglioramento, di spessore pari a 6 cm.



Figura 1.29: Foto dell'intradosso di SOL1

Sulle tavole del rilievo strutturale, datate dicembre 2010, viene specificato che non è stato possibile definire lo spessore del solaio per la presenza del riscaldamento a pavimento. Di quest'ultimo non si ha traccia nelle tavole di progetto del 1999 ma la sua presenza sembra essere stata confermata con il recente sopralluogo dove, in corrispondenza della zona scale, è stato misurato un dislivello di circa 12 cm dalla vecchia quota di calpestio, visibile in Figura 1.30.



Figura 1.30: Foto scattata in corrispondenza delle scale dove si nota il dislivello rispetto alla quota della vecchia pavimentazione in graniglia di marmo

Allo stato attuale lo spessore totale del solaio risulta essere di circa 40 cm. Non essendo disponibili particolari costruttivi dell'impianto di riscaldamento a pavimento si è dovuti procedere con un'ipotesi plausibile di stratigrafia, mostrata in Figura 1.32.

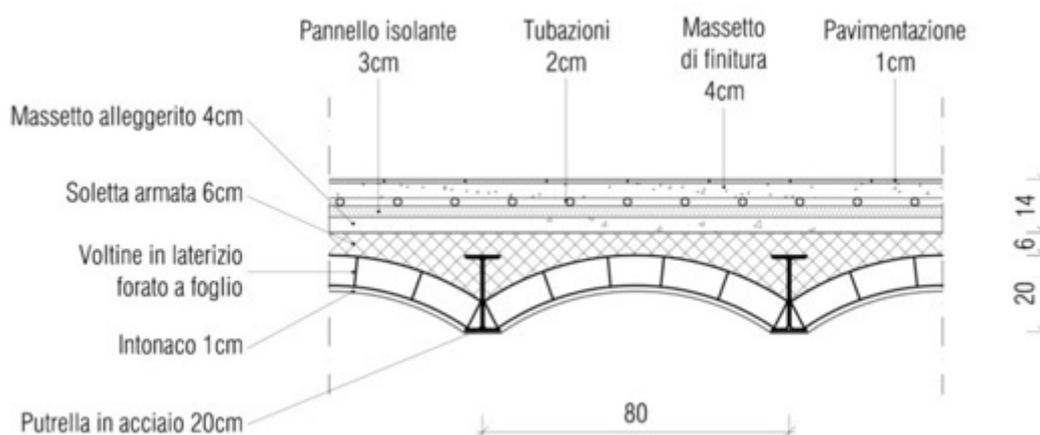


Figura 1.31: Ipotesi della stratigrafia di SOL1

- SOL3, solaio di calpestio, presente solo al secondo piano, realizzato con profili in acciaio tipo IPE con passo 84 cm e lamiera grecata. Sopra vi è un getto di calcestruzzo con rete elettrosaldata di spessore circa 6 cm. Dalle indagini videoendoscopiche sono state rilevate due differenti dimensioni per i profili in acciaio a seconda della luce da coprire, precisamente IPE 240 e IPE 160. Si evidenzia anche qui la probabile presenza del riscaldamento a pavimento. Lo spessore totale del solaio è di circa 50 cm, nel caso di IPE 240. La stratigrafia del solaio è visibile in Figura 1.32. Tale solaio è stato eseguito ex-novo durante gli interventi del 1999, in quanto il solaio originario è stato giudicato completamente inidoneo ai carichi di progetto. Di tale solaio originario non sono riportate informazioni, anche se si ritiene plausibile, vista l'epoca di realizzazione (sopraelevazione tra anni Quaranta e Cinquanta), l'utilizzo di un solaio in latero-cemento da 16+4 cm, con cappa non armata e non collegata e ferri longitudinali inseriti nei laterizi.

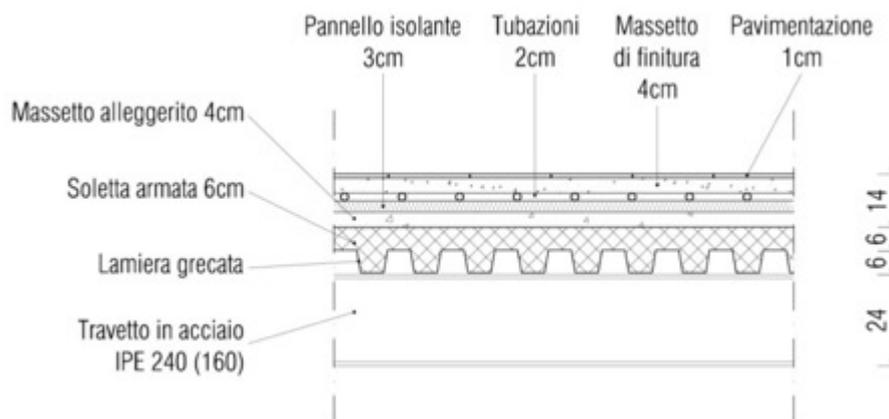


Figura 1.32: Ipotesi della stratigrafia di SOL3

- SOL4, solaio del sottotetto non calpestabile composto da profili in acciaio a Ω , disposti con interasse di 145 cm, e tavolato in legno di spessore 3,5 cm. La dimensione dei profili Ω varia a seconda della luce da coprire, precisamente altezza da 9 cm o 16 cm come rilevato dalle indagini videoendoscopiche. Sono presenti controventi estradossali e sistemi di ancoraggio alla muratura. La stratigrafia di questa tipologia di solaio è certa ed è mostrata in Figura 1.33. Ad esclusione dei controventamenti e collegamenti alla cortina muraria, questo solaio ha la stessa configurazione di quello originario.



Figura 1.33: Stratigrafia di SOL4

Come si è potuto evincere dalla descrizione delle differenti tipologie, grossomodo ad ogni livello corrisponde un diverso tipo di solaio. La loro localizzazione risulta quindi relativamente semplice, per completezza nella Figura 1.34 che segue ne viene comunque mostrata l'identificazione in pianta e il relativo senso di orditura (fatta eccezione per il SOL0, cioè il piano di calpestio del piano seminterrato di natura sconosciuta).

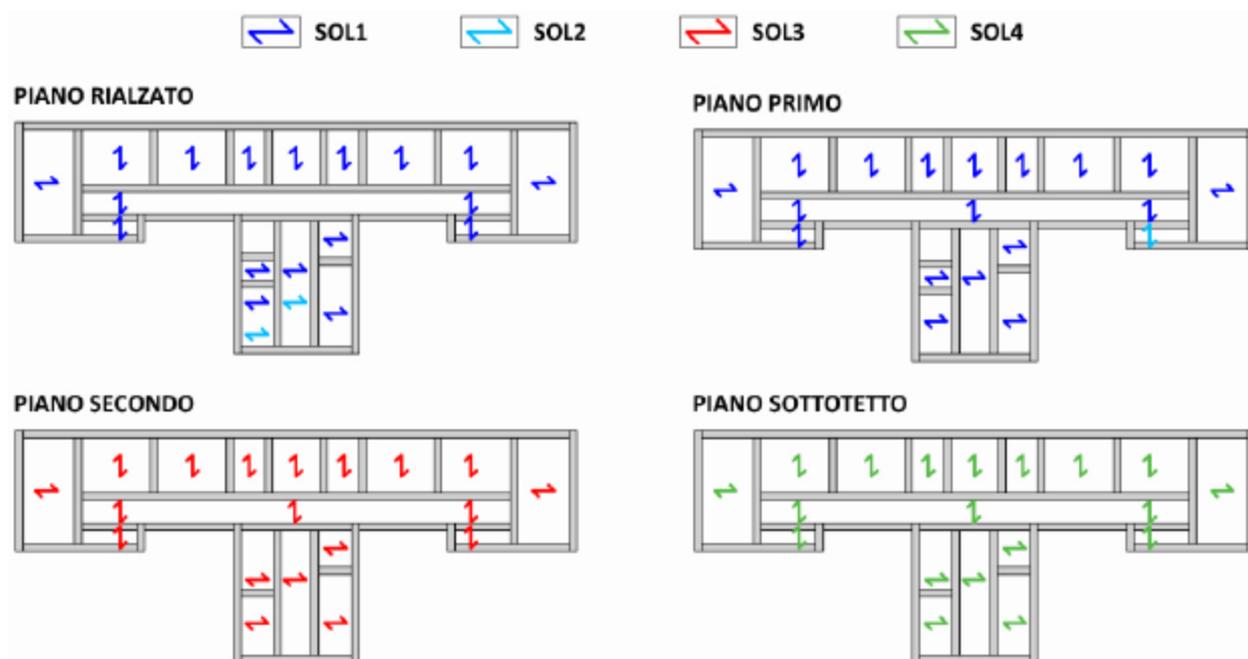


Figura 1.34 Identificazione in pianta delle tipologie di solaio

1.2.2.2 Copertura

La copertura a falde è realizzata con capriate lignee, quindi una struttura leggera non spingente. Le capriate sorreggono un'orditura di travetti (arcaiecci) su cui poggia un tavolato in legno, una guaina ed infine le tegole. Sul corpo con orientazione Nord-Sud le due falde longitudinali hanno il colmo a quote diverse, di conseguenza le capriate sono smezzate (Figura 1.36, sezione A). Sul corpo trasversale, invece, si trovano capriate con catena rialzata (Figura 1.36, sezione B).

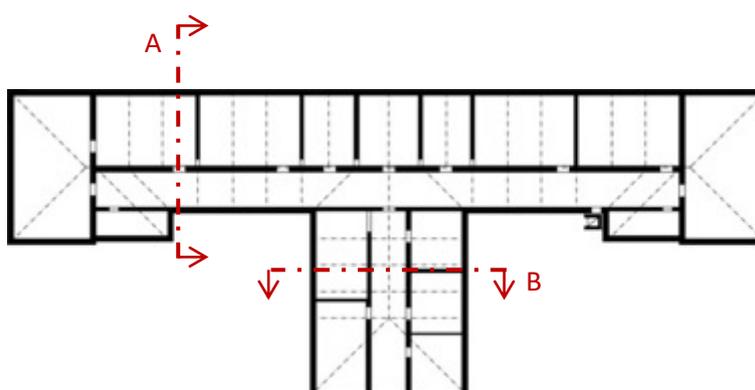


Figura 1.35: Identificazione in pianta delle capriate lignee

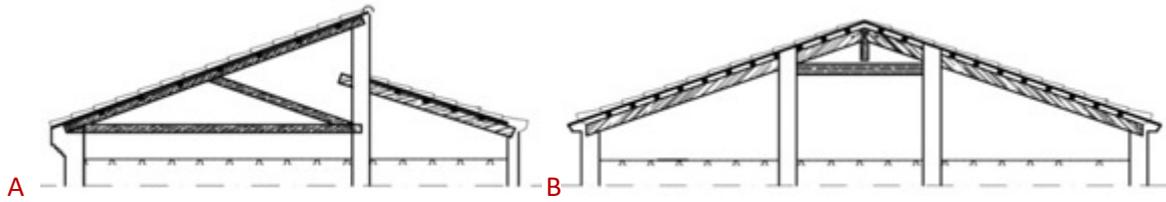


Figura 1.36: Vista in sezione delle falde

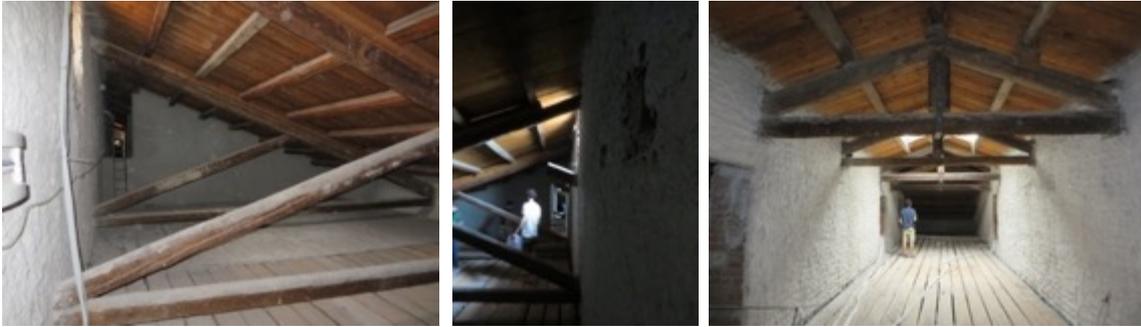


Figura 1.37: Foto della copertura scattate nel sottotetto

1.2.2.3 Interventi di miglioramento sismico

Sulla base delle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999 e di quanto riscontrato con le indagini condotte, vengono qui di seguito riportati gli interventi di miglioramento sismico per ciascuna tipologia di solaio.

SOL0:

- Dal materiale a disposizione non emerge nessun tipo di intervento sul piano di calpestio a contatto con il terreno.

SOL1-2:

- Consolidamento del solaio in putrelle e voltine in laterizio mediante la saldatura di connettori a piolo sui profili in acciaio, la distribuzione di una rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm e successivo riempimento con calcestruzzo Rck 250 per uno spessore di circa 6 cm;
- Per garantire il collegamento con la muratura sono stati eseguiti fori da $\varnothing 30$ mm nei quali sono stati inseriti ferri $\varnothing 16$ mm ancorati con malta cementizia o resina, ogni 60 cm per tutto il perimetro.

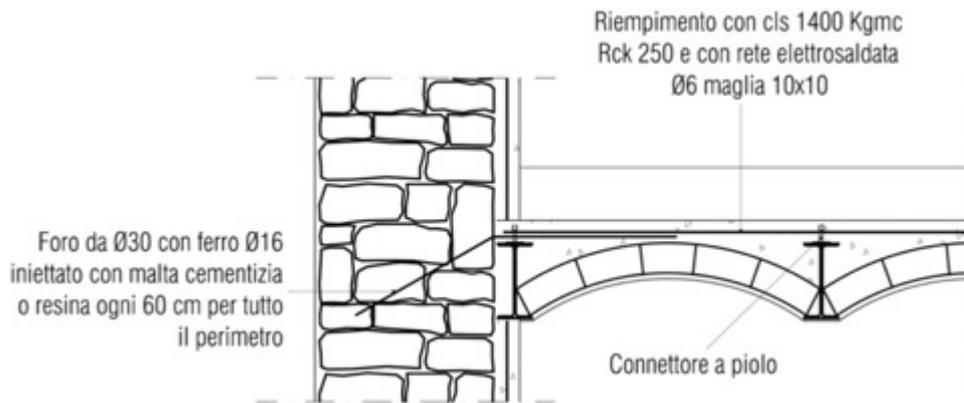


Figura 1.38: Dettaglio in sezione degli interventi di miglioramento sismico su SOL1

SOL3:

- La realizzazione di SOL3 (travi IPE e lamiera grecata) è essa stessa un intervento di consolidamento poiché va a sostituire un vecchio solaio. Non essendo possibile determinare né la natura né lo stato di conservazione del precedente orizzontamento, rimangono sconosciute le motivazioni di tale sostituzione;
- SOL4: Il c.

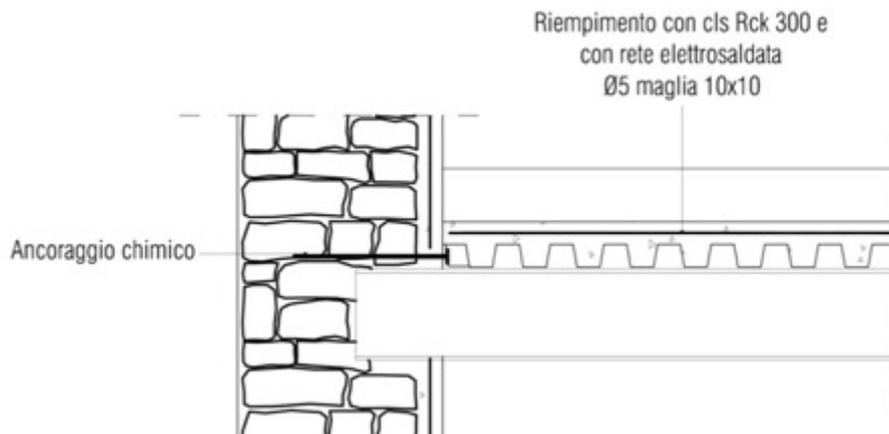


Figura 1.39: Dettaglio in sezione degli interventi di miglioramento sismico su SOL3

SOL4:

- Sostituzione del vecchio tavolato con uno nuovo;
- Realizzazione di controventi di piano in acciaio;
- Collegamento alla muratura con un ancoraggio chimico.

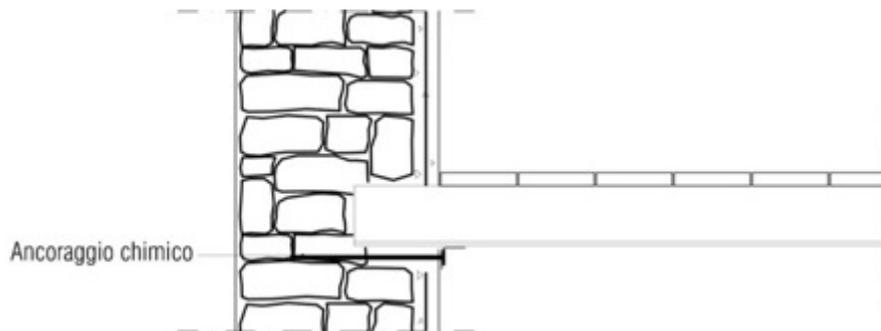


Figura 1.40: Dettaglio in sezione degli interventi di miglioramento sismico su SOL4

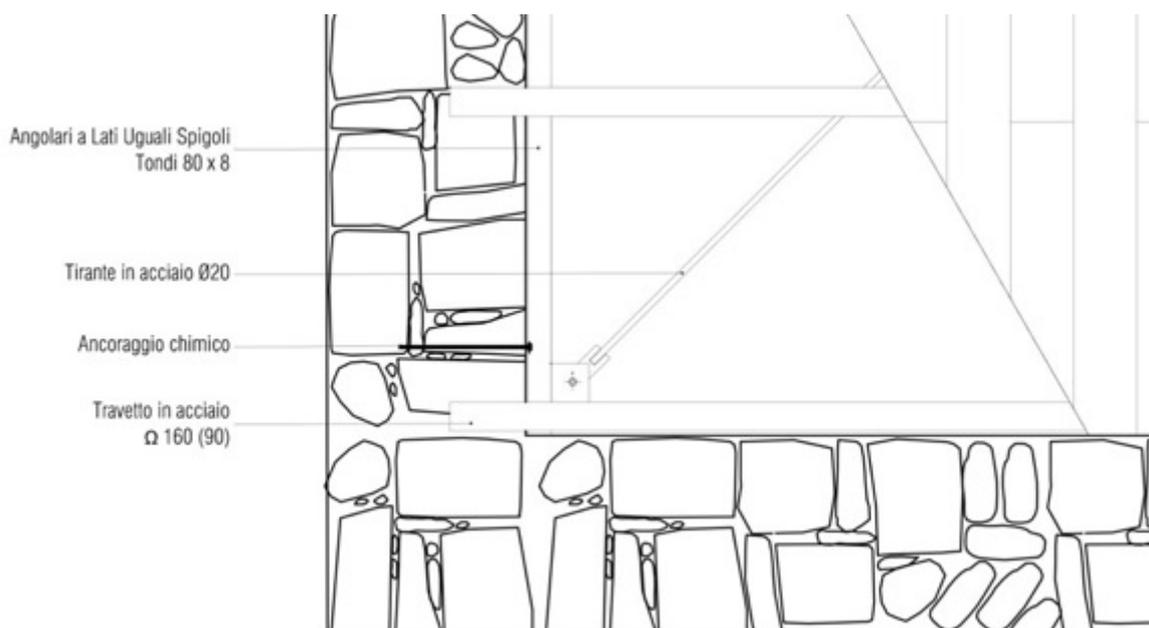


Figura 1.41: Dettaglio in pianta degli interventi di miglioramento sismico su SOL4

1.2.2.4 Analisi dei carichi

Sulla base delle precedenti considerazioni si propone la seguente analisi dei carichi.

Per i carichi accidentali si è fatto riferimento alla categoria C1 “ambienti suscettibili di affollamento” per i solai accessibili dei primi piani ed alla categoria H1 “coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione” per il solaio del sottotetto.

Tabella 1.3: Analisi dei carichi per SOL1

SOL1						
		h [m]	n	w [kN/m]	γ [kN/m ³]	q [kN/m ²]
Gk1	Travetti acciaio NP200	0.2	1.25	0.26	-	0.32
	Voltine laterizio	0.06	-	-	8	0.48
	Soletta armata	0.06	-	-	25	1.5

TOT Gk1						2.3
Gk2	Massetto impianti	0.07	-	-	15	1.05
	Riscaldamento a pavimento + isolante	0.05	-	-	2	0.1
	Massetto di rifinitura	0.02	-	-	15	0.3
	Pavimentazione	0.02	-	-	-	0.4
	Controsoffitto	-	-	-	-	0.1
	TOT Gk2					1.95
Q	Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	3

Tabella 1.4: Analisi dei carichi per SOL2

SOL2						
		h [m]	n	w [kN/m]	γ [kN/m ³]	q [kN/m ²]
Gk1	Travetti acciaio IPE120	0.12	2.5	0.104	-	0.26
	Laterizio forato	0.1	2.5	-	6	1.5
	Soletta armata	0.06	-	-	25	1.5
	TOT Gk1					3.26
Gk2	Massetto alleggerito	0.12	-	-	13	1.56
	Riscaldamento a pavimento + isolante	0.05	-	-	2	0.1
	Massetto di rifinitura	0.04	-	-	20	0.8
	Pavimentazione	0.02	-	-	-	0.4
	Controsoffitto	-	-	-	-	0.1
	TOT Gk2					2.96
Q	Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	3

Tabella 1.5: Analisi dei carichi per SOL3 (IPE 240)

SOL3						
		h [m]	n	w [kN/m]	γ [kN/m ³]	q [kN/m ²]
Gk1	Travetti acciaio IPE240	0.24	1.19	0.3	-	0.357
	Lamiera grecata	0.08	-	-	-	0.14
	Soletta armata	0.06	-	-	25	1.5

TOT Gk1						2.00
Gk2	Massetto impianti	0.07	-	-	15	1.05
	Riscaldamento a pavimento + isolante	0.05	-	-	2	0.1
	Massetto di rifinitura	0.02	-	-	15	0.3
	Pavimentazione	0.02	-	-	-	0.4
	Controsoffitto	-	-	-	-	0.1
TOT Gk2						1.95
Q	Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	3

Tabella 1.6: Analisi dei carichi per SOL4 (Q 160)

SOL4						
		h [m]	n	w [kN/m]	γ [kN/m ³]	q [kN/m ²]
Gk1	Travetti acciaio omega160	0.16	0.69	0.19	-	0.13
	Tavolato in legno	0.04	-	-	6	0.21
TOT Gk1						0.34
Gk2	Controsoffitto	-	-	-	-	0.1
Q	Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	0.5

1.2.3 Corpi scala

Il corpo scale interno, che collega i piani dal seminterrato al primo, è realizzato con una putrella in acciaio, disposta longitudinalmente al centro della rampa, su cui poggiano due voltine in laterizio (Figura 1.42). Ai lati esterni le voltine poggiano direttamente sulle murature portanti mentre ai lati interni, quando non è presente il setto, poggiano su una seconda putrella in acciaio.



Figura 1.42: Foto dell'intradosso della scala interna

Il collegamento al secondo piano è garantito dalla scala esterna in acciaio oppure da quella nella nuova porzione di edificio, realizzata in calcestruzzo armato nel 1999. È stata riscontrata la presenza di un giunto

tra l'edificio e la nuova porzione di edificio di circa 15 cm (Figura 1.43), riempito con pannelli di polistirene espanso EPS.



Figura 1.43: Foto che mostrano il giunto del nuovo corpo scale

1.2.4 Fondazioni

Sulla base di quanto accertato tramite un'indagine videoendoscopica, le strutture di fondazione sono costituite dalla prosecuzione della muratura in blocchi di pietra per una profondità pari almeno a quella del foro di ispezione, cioè 190 cm dalla quota di calpestio del piano seminterrato.

1.2.5 Unità strutturali

Sulla base di quanto osservato nel rilievo costruttivo e strutturale, si identificano due unità strutturali: quella principale coincide con il complesso originale; quella secondaria con il corpo scala in cemento, realizzato nel 1999 e separato dal resto dell'edificio da un giunto sismico. La sopraelevazione, realizzata in un momento successivo rispetto al progetto originale, presenta una buona continuità con la struttura sottostante.

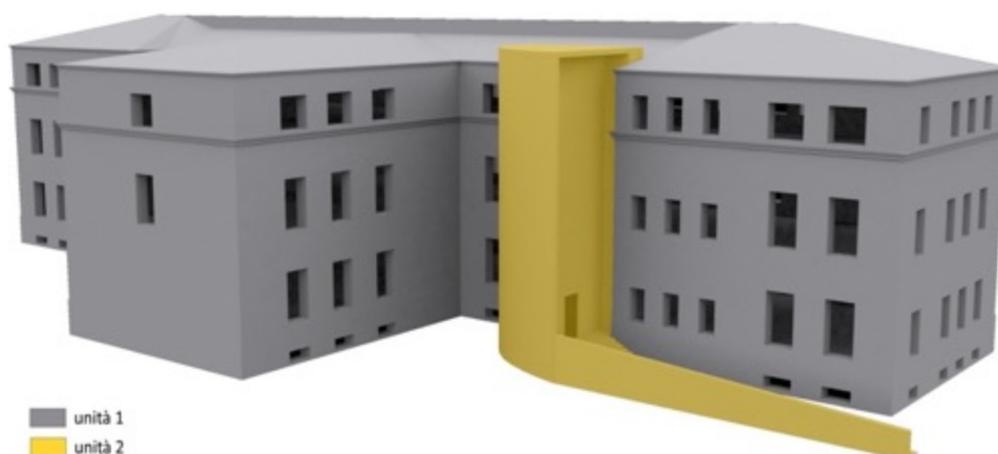


Figura 1.44: Identificazione delle unità strutturali

Si segnala, infine, che sul lato Est l'edificio si trova in adiacenza con un altro fabbricato, dal quale è separato da un'intercapedine. Secondo i saggi, tale intercapedine ha uno spessore variabile tra 6 e 8 cm ed è riempita con materiali di scarto di varia natura.

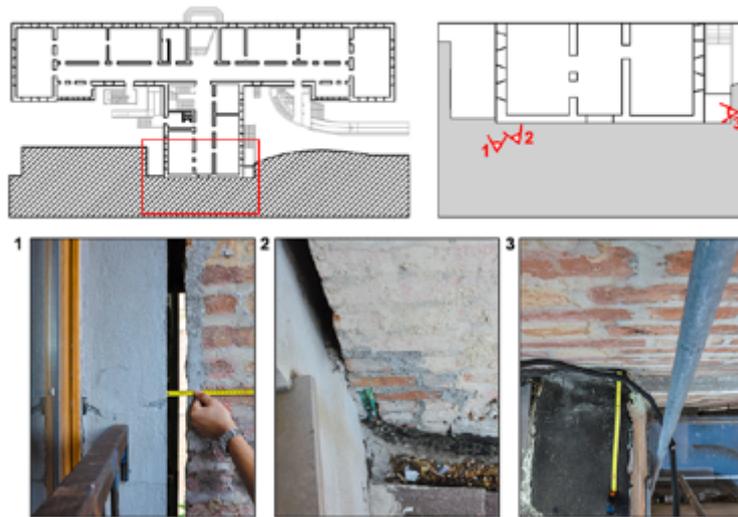


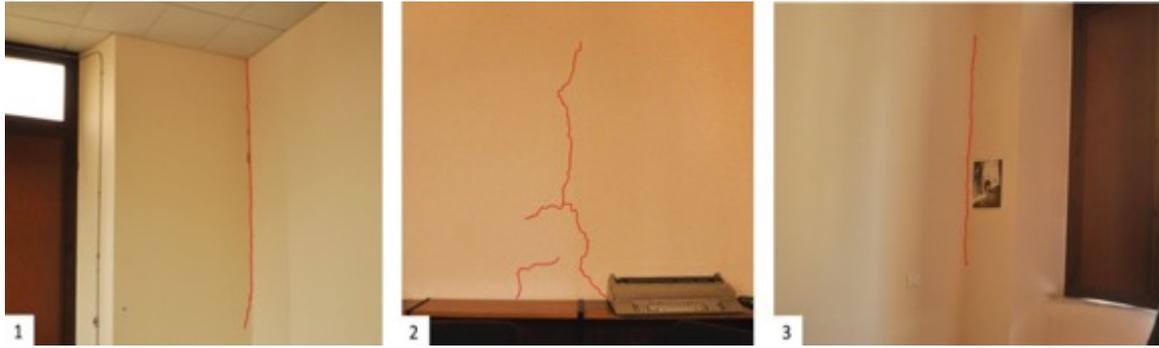
Figura 1.45 Intercapedine tra le due strutture.

1.3 Rilievo del danno

Dai sopralluoghi effettuati, si è potuto constatare come l'edificio sia in buone condizioni, con solo qualche lesione superficiale non direttamente riconducibile ad un evento sismico.

Di seguito si riporta il quadro fessurativo con l'identificazione in pianta delle zone in cui sono state riscontrate fessure. Le lesioni sono tutte di lieve entità e non passanti, specialmente quelle dei muri perimetrali esterne.





Piano secondo

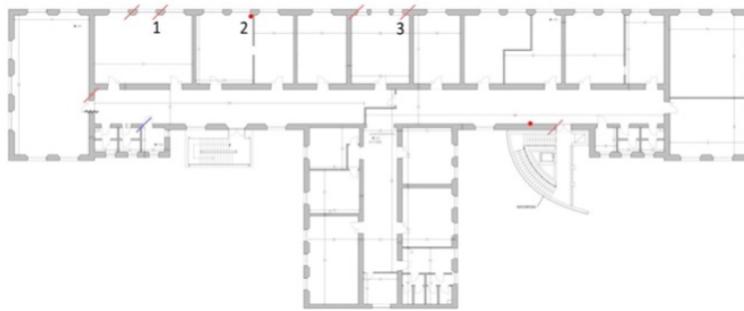


Figura 1.46: Identificazione del quadro fessurativo

1.4 Indagini sperimentali su materiali e strutture

1.4.1 Strutture verticali

Le prove eseguite sulle strutture verticali per la valutazione delle proprietà meccaniche sono le seguenti:

- Prova con martinetti piatti doppi su una sezione muraria con pietre a spacco e presenza di mattoni pieni del piano seminterrato (MUR1). Sono stati registrati i seguenti valori delle tensioni:
 - $\sigma = 0,43 \text{ N/mm}^2$, tensione di esercizio della muratura precedente al taglio;
 - $\sigma = 0,33 \text{ N/mm}^2$, perdita di linearità sul diagramma sforzi-deformazioni;
 - $\sigma = 0,82 \text{ N/mm}^2$, la prova viene interrotta a causa della fessurazione della malta.

Considerando la media delle letture ed isolando la parte lineare del grafico sforzi-deformazioni unitarie, è stata effettuata la stima del modulo elastico che risulta essere $E=1511 \text{ N/m}^2$;

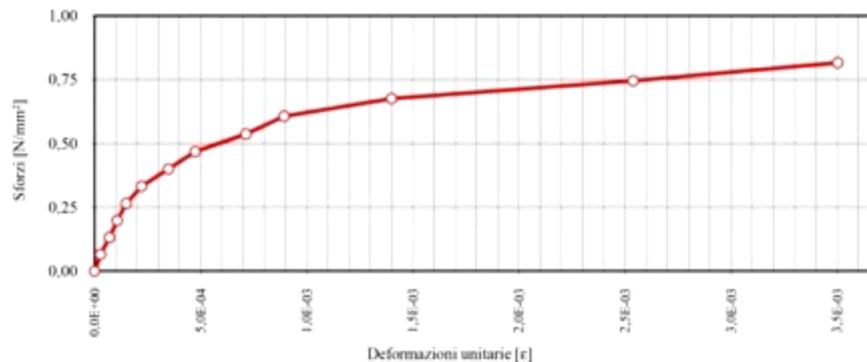


Figura 1.47: Grafici dei martinetti piatti doppi

- Penetrometro da malta eseguito su 8 zone di muratura, per stimare la resistenza a compressione mediante la correlazione con l'energia spesa per la realizzazione di un piccolo foro cieco;

Tabella 1.7: Valori di resistenza a compressione della malta ottenuti con il penetrometro

Identificativo	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm²]
PE1	0,51
PE2	0,35
PE3	0,48
PE4	0,42
PE5	0,41
PE6	0,38

PE7	0,57
PE8	0,61

- Prelievo muratura in situ di 8 campioni per la realizzazione in laboratorio di prove a compressione su blocchi e di prove a punzonamento su malta;

Tabella 1.8: Valori di resistenza a compressione del provino di malta e dell'elemento

Identificativo	Resistenza a compressione del provino di malta f_m [N/mm ²]	Resistenza a compressione dell'elemento f_b media [N/mm ²]
PM1	-	104,8
PM2	-	91,0
PM3	-	100,4
PM4	-	40,2
PM5	-	106,8
PM6	-	90,6
PM7	2,24	9,5
PM8	2,26	87,3

Si osservi che:

- La resistenza a compressione dell'elemento PM7 si riferisce a blocchi di laterizio, tutti gli altri invece a blocchi di pietra naturale;
- La maggior parte dei campioni, fatta eccezione per PM7 e PM8, non sono risultati idonei per la prova a punzonamento su malta e, quindi, non è stato possibile calcolarne la resistenza a compressione;
- Poiché la maggior parte dei campioni non era idoneo all'esecuzione di prove di punzonamento e poiché i valori di f_m ottenuti per PM7 e PM8 non rientrano nella tabella 11.10.VI del D.M.14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in nessun caso è stato possibile stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura (f_k).
- Tomografia sonora su muratura eseguita su 8 zone per la verifica della consistenza e dell'omogeneità

Tabella 1.9: Valori delle velocità medie valutate mediante tomografia

Identificativo	Velocità media [m/s]
TS1	1031
TS2	956
TS3	948
TS4	1020
TS5	1003
TS6	1050
TS7	972
TS8	1082

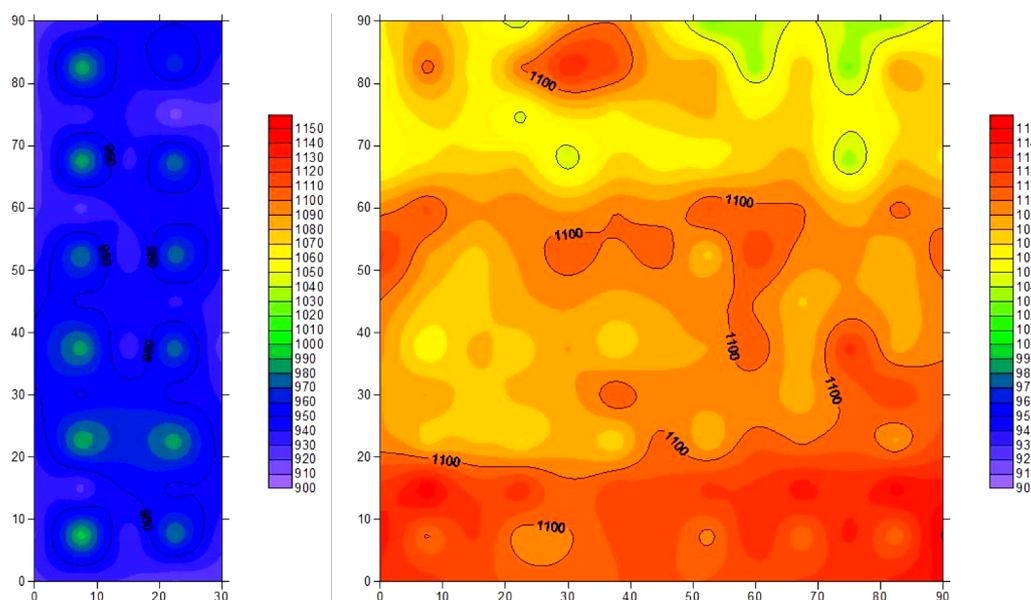


Figura 1.48: Due esempi di prove tomografiche, rispettivamente “TS3” e “TS8”

1.4.2 Orizzontamenti

Le prove eseguite sulle strutture orizzontali per la valutazione delle proprietà meccaniche sono:

- Penetrometro resistograph sugli elementi lignei della copertura. I risultati di tali prove non vengono qui riportati perché non si ritengono particolarmente significativi ai fini delle simulazioni numeriche della risposta sismica della struttura. In generale, comunque, non si evidenziano variazioni significative di densità del legno che facciano presagire vuoti o zone particolarmente degradate;

- Durometro Enst Statico sui profili in acciaio della scala interna che, essendo realizzata con la stessa tecnica dei solai, può essere esteso anche a quest'ultimo.

Tabella 1.10: Valori della tensione di rottura media ottenuto con il durometro

Identificativo	Stima della tensione di rottura media [N/mm ²]
D3	352,8
D4	388



Figura 1.49: Esecuzione delle prove con il durometro sui profili in acciaio della scala interna

1.4.3 Livello di conoscenza

Alla luce delle indagini pregresse, è possibile concludere che il livello di conoscenza raggiunto è LC2, in quanto sono stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali. A tale livello di conoscenza corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1.2.

2 VALUTAZIONI DELLA VULNERABILITA' SISMICA

Si riporta nei paragrafi successivi una descrizione delle strategie di modellazione adottate, l'implementazione dei modelli numerici a telaio equivalente e i risultati delle analisi svolte fino alla definizione della classe di rischio sismico secondo il metodo convenzionale previsto dalla norma. Per quanto riguarda le scelte di modellazione e le verifiche svolte, visto lo scopo di definire la sicurezza dell'edificio originario per poi proseguire nella progettazione degli interventi, si è proceduto alla valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio nello stato iniziale, riportandolo alla condizione precedente agli interventi di miglioramento sismico effettuati nel 1999. Per tale motivo le murature e i solai sono stati modellati nelle condizioni originarie senza interventi, descritte nei paragrafi 1.2.1.1 per le murature e 1.2.2.1 per i solai.

2.1 Verifica del comportamento locale

La resistenza a trazione pressoché nulla della muratura, e l'eventuale assenza di dispositivi di collegamento tra le pareti e tra le pareti e gli orizzontamenti, rende l'edificio in muratura particolarmente suscettibile ad una serie di meccanismi di collasso fuori piano che interessano localmente singole porzioni della struttura. Per tale motivo, la valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura in muratura non può prescindere dall'analisi dei meccanismi di collasso locali. Considerando la qualità mediamente buona e il buon grado di ammortamento delle pareti si è ipotizzato che il meccanismo di collasso più probabile sia quello della flessione verticale. Tale meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la porzione di parete compresa tra due solai efficientemente connessi alla muratura in due blocchi, ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori piano (Figura 2.1). Nel caso studio in esame si è ipotizzato che il vincolo alla base sia rappresentato dalla quota del terreno mentre il vincolo superiore è composto dal solaio in latero-cemento del secondo piano, supposto realizzato in aderenza alle pareti sul loro spessore, viste anche le fasi costruttive. A favore di sicurezza non è stato considerato il contributo fornito dall'ammorsamento delle putrelle in acciaio dei solai del piano rialzato e primo, vista anche la realizzazione a questi livelli dei collegamenti effettuata solo durante gli interventi del 1999. La presenza di travetti ben ammortati alla muratura ai piani intermedi fornisce un contributo rilevante grazie all'effetto dell'attrito che si genera tra travetti e muratura. Dai risultati presentati in Tabella 2.1 si può affermare che la struttura non è particolarmente vulnerabile nei confronti dell'attivazione di meccanismi di collasso locale e, per tale motivo, si può procedere alla valutazione della vulnerabilità sismica mediante verifica del comportamento globale.

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + \\ + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} + F_{H3} \cdot \delta_{V3x} + \\ - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} - F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} + \\ - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} - T_1 \cdot \delta_{P1x} - T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_{P1} + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2} + F_{V3} h_{V3} + P_{S2} h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = W_1 x_{G1} + W_2 (s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2}) + \\ + F_{V1} d_{V1} + (F_{V2} + F_{V3}) s_2 + \\ + F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + \\ + P_{S1} a_1 + (P_{S2} + P_{S3}) (s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2}) + \\ + N (s_2 + d \frac{h_1}{h_2}) + T_1 h_{P1} - F_{H1} h_{V1} + \\ - (F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}$$

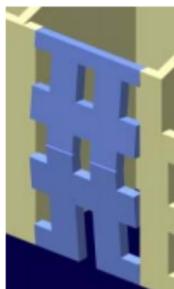


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

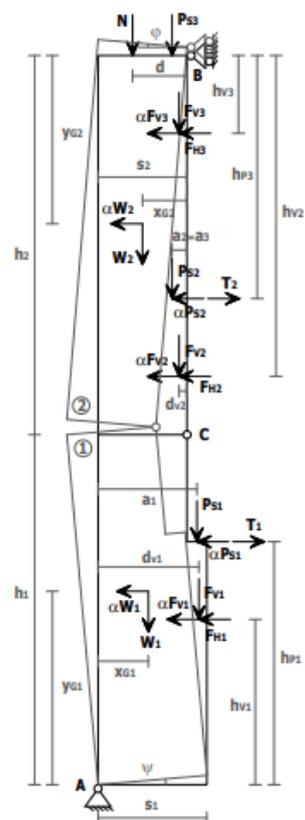


Figura 2.1 Meccanismo di flessione verticale per pareti a più piani.



Figura 2.2 Macroelementi verificati per il meccanismo di flessione verticale.

Tabella 2.1 Verifica per flessione verticale dei macroelementi.

CINEMATISMO	ACCELERAZIONE SPETTRALE DI RIFERIMENTO α [m/s ²]	ACCELERAZIONE SPETTRALE DI ATTIVAZIONE α [m/s ²]	VERIFICA
1	2.169	3.208	147%
2	2.059	3.074	149%
3	2.184	3.117	143%
4	2.261	2.876	127%
5	2.130	2.5	117%
6	2.182	3.008	138%

2.2 Approccio globale

2.2.1 Modellazione numerica

2.2.1.1 Approccio di modellazione e legami costitutivi adottati

La modellazione strutturale degli edifici in muratura presenta diversi approcci a seconda delle finalità delle analisi. In riferimento alla macro-modellazione, qui di seguito è stato trattato il metodo a telaio equivalente, utilizzato per la discretizzazione della struttura.

Con tale metodo si rappresenta l'edificio come una struttura semplificata nella quale le pareti, interconnesse da diaframmi orizzontali di piano, sono costituite da macro-elementi provvisti di deformabilità, maschi murari e fasce di piano, e da nodi rigidi, porzioni non confinanti con le aperture. La figura seguente mostra la discretizzazione tipica di due pareti con aperture.

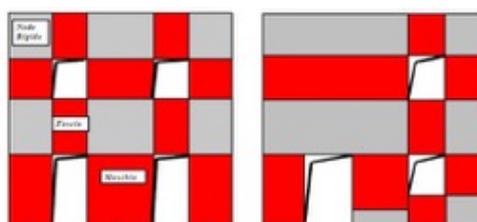


Figura 2.3 - Discretizzazione di pareti.

Nei modelli monodimensionali la parete è idealizzata mediante un telaio in cui i macroelementi vengono schematizzati come elementi *beam* e *column*, deformabili assialmente e a taglio. Gli elementi nodi, infinitamente rigidi, vengono considerati come opportuni *off-sets* delle estremità di maschi e fasce.

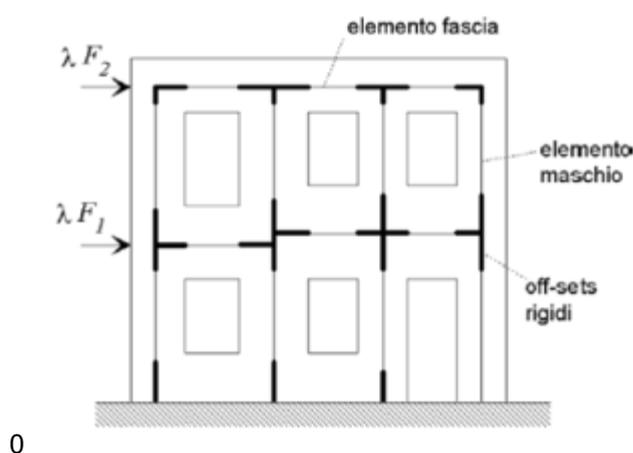


Figura 2.4 Esempio discretizzazione a telaio equivalente con macroelementi monodimensionali.

Il metodo prevede una modellazione della parete muraria a telaio equivalente in cui si individuano tre tipologie di elementi:

1. Elementi ad asse verticale (maschi murari);
2. Elementi ad asse orizzontale (fasce murarie);

3. Elementi rigidi di collegamento (nodi).

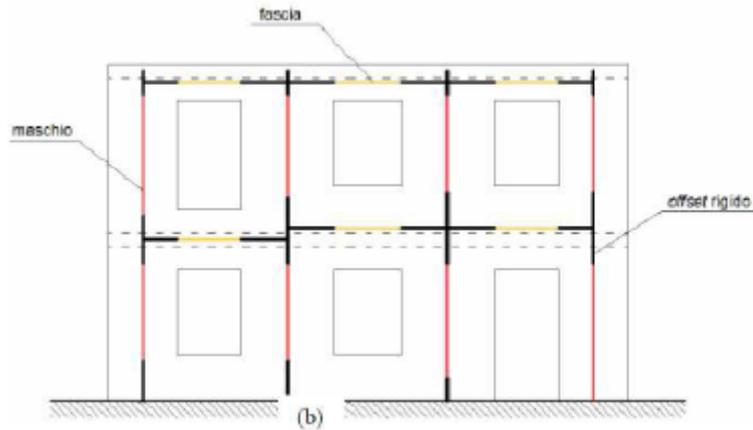


Figura 2.5 Esempio discretizzazione di una parete con metodo SAM.
(Magenes et al., 2000)

1. **Elemento maschio:** è l'elemento ad asse verticale del telaio posizionato in corrispondenza dell'asse baricentrico del relativo elemento. Si suppone costituito da una parte deformabile con resistenza finita e da due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento.

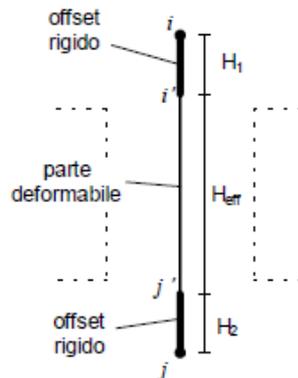


Figura 2.6 Elemento maschio murario.
(Magenes et al., 2000)

I maschi murari possono giungere a rottura nel piano secondo diverse modalità: rottura per pressoflessione, rottura per taglio con scorrimento e rottura per taglio con fessurazione diagonale del pannello (tipica di edifici esistenti).

La resistenza alla presso-flessione o ribaltamento viene valutata considerando la muratura non reagente a trazione ed assumendo una distribuzione non lineare delle tensioni di compressione. Tuttavia, la distribuzione non lineare delle compressioni può essere sostituita da una distribuzione uniforme agente su un'area opportunamente ridotta. Il momento ultimo, in accordo con quanto previsto dalle NTC2018, vale:

$$M_u = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{k \cdot f_u \cdot l \cdot t} \right)$$

Dove:

- $\frac{N}{k \cdot f_u \cdot l \cdot t}$ è la compressione assiale media dovuta alla forza assiale N;
- l è la lunghezza della sezione del maschio;
- t è lo spessore del maschio;
- f_u è la resistenza a compressione della muratura;
- k è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi variabile tra 0.85 e 1.

La resistenza a taglio vale:

$$V_u = \frac{1,5\tau_{0d}lt}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}}$$

Dove:

- τ_{0d} è la resistenza di calcolo a taglio di riferimento della muratura;
- l lunghezza complessiva della parete;
- t spessore della parete;
- σ_0 tensione normale media $\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$ con N forza assiale agente;
- b è un coefficiente correttivo legato al rapporto di forma h/l del pannello.

2. **Elemento fascia:** Le fasce murarie sono elementi di muratura ad asse orizzontale posizionate al di sopra delle aperture presenti in una parete e collegate alle estremità agli assi dei due maschi adiacenti. La loro funzione è quella di accoppiamento tra i maschi, influenzando notevolmente la risposta di una parete riguardo la distribuzione delle sollecitazioni sui maschi. L'accoppiamento fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione orizzontale a cui sono soggette. Da questa, infatti, dipende esclusivamente la resistenza flessionale che impedisce il ribaltamento. L'attivazione del meccanismo di ribaltamento genera una dilatazione globale della parete in senso orizzontale. Per questo motivo, assume un'importanza fondamentale, per l'equilibrio globale dell'edificio, l'eventuale presenza di elementi resistenti a trazione disposti al livello dei solai, che vanno ad opporsi a tale meccanismo. Le catene o i cordoli, opponendosi a questa dilatazione, generano un incremento di compressione delle fasce che aumenta la resistenza a flessione delle stesse ed instaurano un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei montanti.

La rottura delle fasce di piano può, quindi, avvenire secondo due meccanismi: rottura a compressione del puntone inclinato (analogo alla rottura a pressoflessione dei maschi) o rottura a taglio.

La resistenza a flessione delle fasce murarie, in accordo con le NTC2018, vale:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

Dove:

- H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente e il valore $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;
- h e t sono rispettivamente altezza e spessore della sezione;
- f_{hd} è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale.

La resistenza a taglio delle fasce murarie vale:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd}$$

2.2.1.2 Costruzione del modello numerico

Per la creazione del modello numerico è stato utilizzato il software MIDAS GEN2020 (v1.1), commercializzato da CSPFea.

2.2.1.2.1 Semplificazioni nella modellazione

Per la definizione del modello, considerando le elevate dimensioni della struttura, è stato necessario effettuare alcune semplificazioni:

1. Si sono presi come riferimento gli assi di ciascun muro e della parte strutturale dei solai. Per le pareti in cui lo spessore varia per ogni livello, sono stati allineati gli assi delle pareti con quelli del piano rialzato;

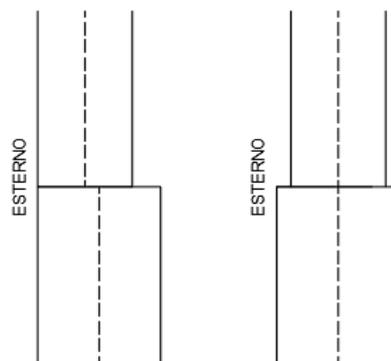


Figura 2.7 Allineamento verticale delle pareti a livelli successivi: reale (sinistra) e modello (destra).

2. Non è stata modellata la parte completamente interrata dell'edificio;
3. Il livello dell'ultimo solaio è stato alzato fino alla corrispondenza con il livello di appoggio della copertura;

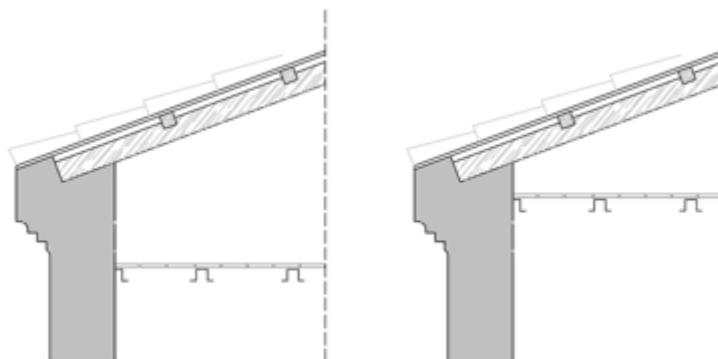


Figura 2.8 Posizione piano sottotetto: reale (sinistra) e modello (destra).

4. Avendo uno spessore notevolmente inferiore a quello delle pareti, non sono state modellate le fasce sottofinestra;

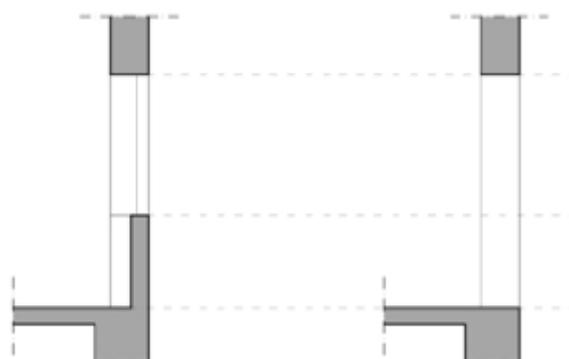


Figura 2.9 Fasce sottofinestra: reale (sinistra) e modello (destra).

5. Poiché tutte le pareti presentano una rastrematura in corrispondenza delle aperture, è stato preso come punto di riferimento il punto più interno della rastrematura;

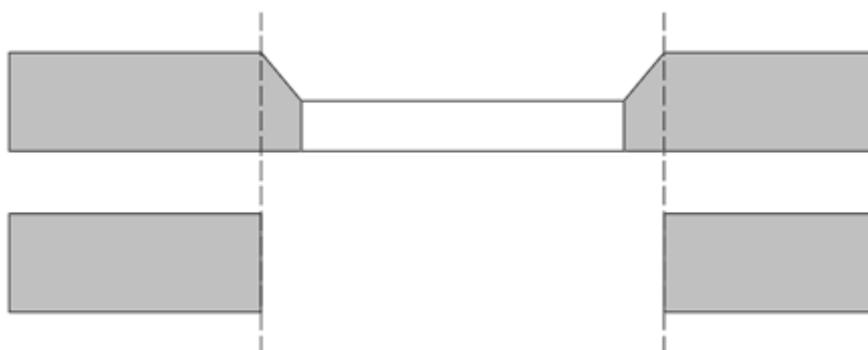


Figura 2.10 Dettaglio in corrispondenza delle aperture: reale (sopra) e modello (sotto).

6. Le dimensioni delle aperture simili in piani successivi sono state uniformate;
7. Per non avere un eccessivo numero di sezioni degli elementi nel modello, le dimensioni dei maschi tra loro simili sono state uniformate;
8. Non sono state modellate le pareti del piano sottotetto e la copertura, sostituite da una serie di masse nodali.

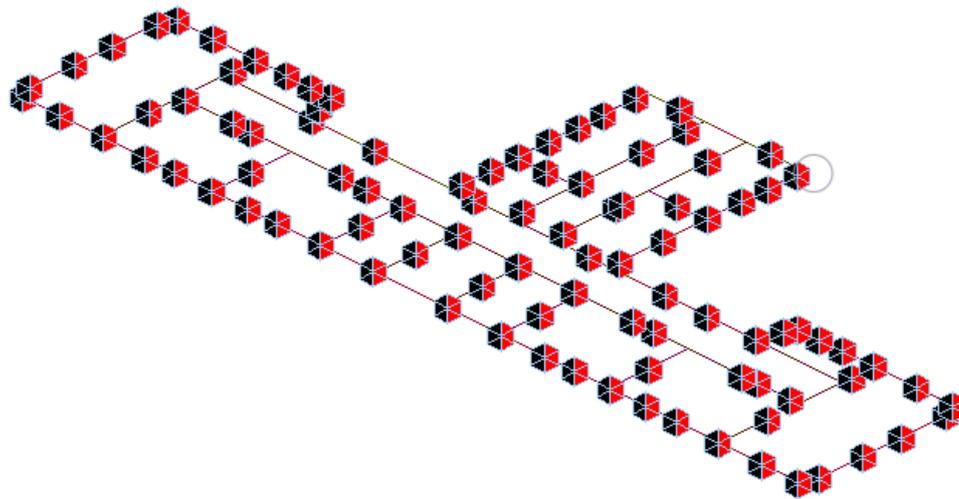


Figura 2.11 Masse nodali in sostituzione delle pareti del piano sottotetto e della copertura.

2.2.1.2.2 Definizione del modello

Sono stati creati 8 diversi tipi di materiali, 4 che rappresentano le varie tipologie di muratura presente e 4 da assegnare ai nodi della struttura. I materiali del secondo gruppo si differenziano dai primi, avendo una rigidezza infinitamente più alta ed un peso dimezzato per tener conto della sovrapposizione dei nodi. Per i moduli elastici, essendo ipotizzato un LC2, vengono utilizzati i valori intermedi degli intervalli previsti dalla normativa moltiplicati per i coefficienti amplificativi. Per i parametri di resistenza, vengono utilizzati i valori intermedi degli intervalli previsti dalla normativa, amplificati degli stessi coefficienti e ridotti dal coefficiente γ_M (2.4) e dal fattore di confidenza FC (1.2).

Tabella 2.2 Parametri meccanici utilizzati nella modellazione.

	E [MPa]	G [MPa]	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	Coeff. amplificativo
MUR1A	3915	1305	2.50	0.051	2.25
MUR1B	2610	870	1.67	0.034	1.5
MUR2	2700	900	2.16	0.056	1.8
MUR3	2187	729	1.56	0.036	1.35

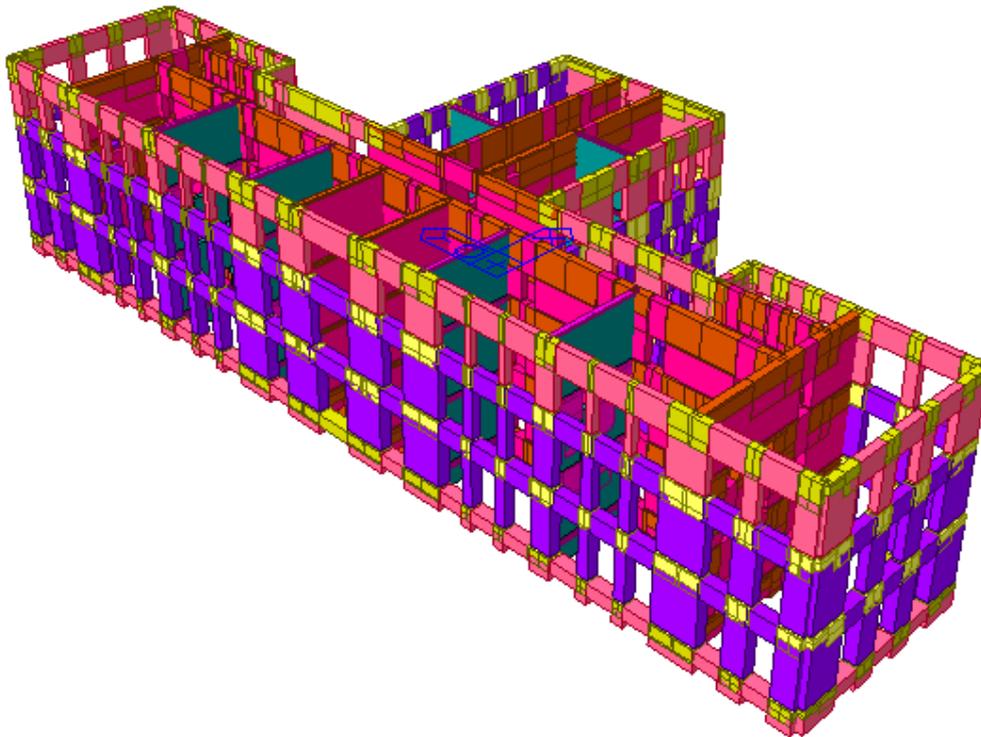


Figura 2.12 Modello Midas GEN.

Nella condizione post-interventi del 1999 i solai possono essere ipotizzati infinitamente rigidi, considerando la presenza di solette in cemento armato di spessore 4 cm, e sono quindi stati modellati utilizzando la funzione “*floor diaphragm*”, tramite la quale viene inserito un diaframma rigido di piano. Per le verifiche dell’edificio originario questa opzione non è stata selezionata, ed i solai sono quindi stati modellati come deformabili. I carichi trasmessi dai solai sono stati inseriti tramite la funzione “*floor load*”. Questa funzione permette la creazione di “pacchetti di carico” e simula la trasmissione dei carichi dei solai alle travi perimetrali, permettendo di evitare la modellazione dei solai e alleggerendo di molto l’onere computazionale.

Per effettuare le analisi non lineari di tipo pushover, sono state inserite delle cerniere plastiche di tipo FEMA negli elementi maschio e fascia sia a taglio che a pressoflessione (Figura 2.13). Il tratto elastico AB termina quando soggiunge una delle rotture indicate nel paragrafo 2.2.1.1. Il tratto plastico termina nel punto C, a cui corrisponde la massima deformazione dell’elemento, il cui valore è una percentuale dell’altezza interpiano variabile a seconda della tipologia di rottura occorsa (Tabella 2.3). Il tratto CD rappresenta la rottura dell’elemento con conseguente perdita di resistenza e rigidezza. Il tratto DE è privo di significato fisico ma utile al software per individuare una soluzione numerica.

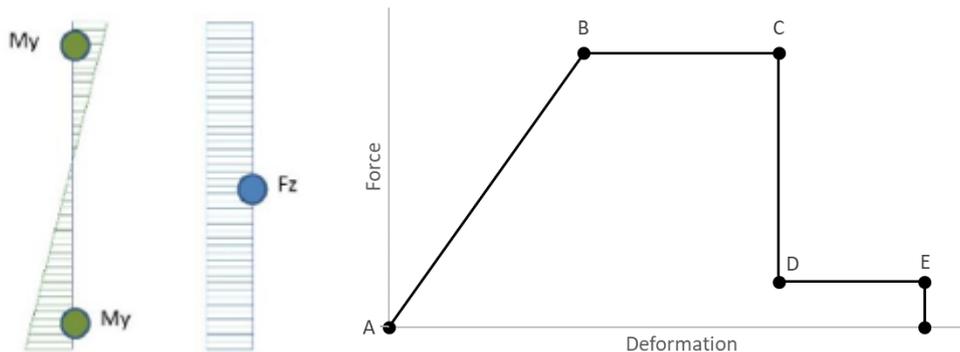


Figura 2.13 Caratterizzazione cerniera plastica.

Tabella 2.3 Deformazione massima.

	Pressoflessione	Taglio
Maschi	0.6 %	0.4 %
Fasce	0.8 %	0.4 %

Sulla base di questo modello sono state effettuate diverse analisi statiche non lineari di tipo pushover. Secondo quanto previsto dalla normativa, per strutture in cui il modo di vibrare attivi una percentuale di massa superiore al 60%, è necessario considerare due distribuzioni di forze, una proporzionale alle forze statiche ed una desunta da un andamento uniforme delle accelerazioni lungo l'altezza. Nel nostro caso, per analizzare la situazione pre-interventi (per cui è possibile considerare rigidi i solai e, di conseguenza, non si avranno modi di vibrare che attivino il 60% di massa) si è scelto di utilizzare solo una distribuzione dei carichi desunta da un andamento delle accelerazioni uniforme lungo l'altezza, facendo variare il punto di controllo sulle pareti principali nelle due direzioni (Figura 2.14). La scelta di far variare il punto di controllo su diverse pareti risulta superflua nel caso dello stato di fatto (post interventi del 1999) poiché la rigidità nel piano infinita dei solai uniforma lo spostamento delle pareti, mentre risulta di estrema importanza per quanto riguarda il modello pre-interventi, in cui i solai sono considerati deformabili nel piano, in quanto permette di individuare le pareti con maggiori criticità.

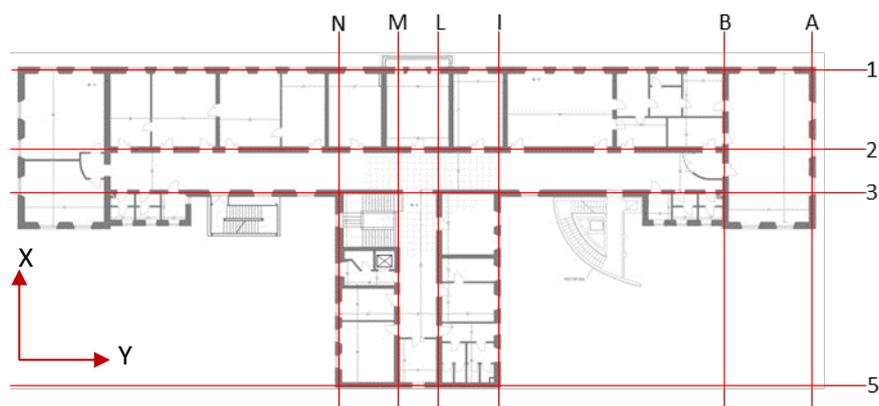


Figura 2.14 Rappresentazione planimetrica dell'edificio con indicazione degli allineamenti di pareti considerati nell'analisi sismica.

2.2.2 Verifica dello stato pre-intervento allo SLV

Nel proseguo si procede alla valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio alle condizioni iniziali. Come già accennato, infatti, è stata effettuato una back-analysis riportando l'edificio alla condizione precedente agli interventi di miglioramento effettuati nel 1999.

Tabella 2.4 Parametri meccanici muratura – modello pre-interventi

	Valori pre-intervento				
	E [MPa]	G [MPa]	f_m [MPa]	f_h [MPa]	τ_0 [MPa]
MUR1A	1740	580	1.11	0.56	0.023
MUR1B	1740	580	1.11	0.56	0.023
MUR2	1500	500	1.2	0.6	0.031
MUR3	1620	540	1.15	0.58	0.027

2.2.2.1 Verifica sismica

Considerando la simmetria delle pareti, vengono di seguito riportate le curve di capacità nella sola direzione positiva di applicazione in termini di shear coefficient (carico laterale / peso totale) e spostamento.

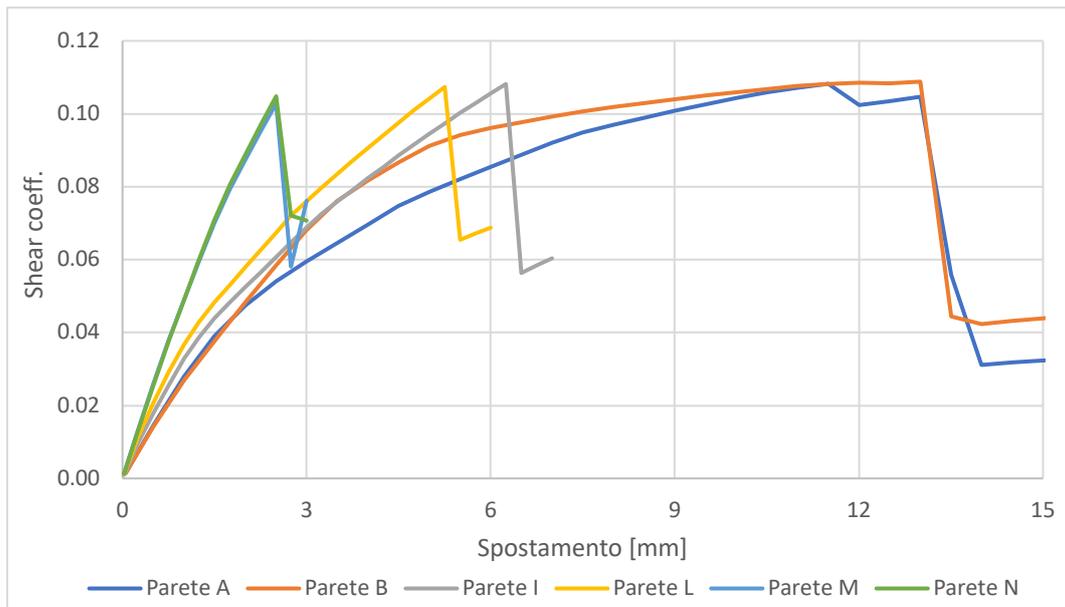


Figura 2.15 Curve pushover pareti in direzione X – modello pre-interventi.

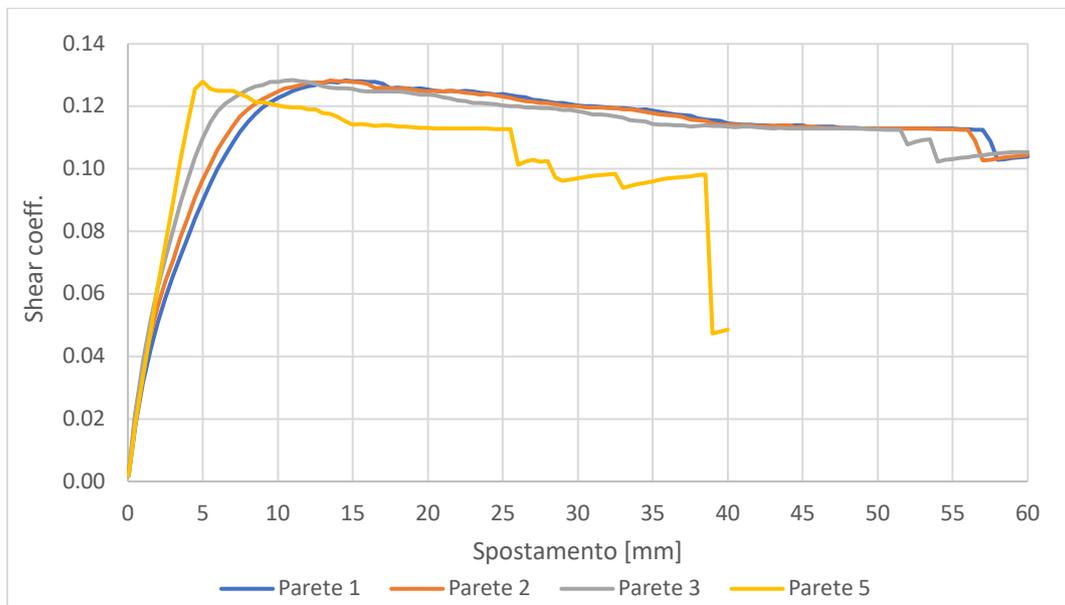


Figura 2.16 Curve pushover pareti in direzione Y – modello pre-interventi.

La struttura, pur non essendo in grado di redistribuire efficacemente il carico sismico a causa della scarsa rigidezza nel piano degli orizzontamenti, mostra un buon comportamento sismico in direzione longitudinale Y, con solo la parete 5 avente un rapporto capacità/domanda inferiore al 100%. Al contrario, nella direzione trasversale X, nessuna delle pareti è in grado di soddisfare la domanda sismica di spostamento, con un valore massimo del rapporto capacità/domanda pari al 38% per l'allineamento di pareti B.

Dall'analisi risulta quindi che l'indice di vulnerabilità sismica dell'edificio, inteso come rapporto capacità/domanda è pari a 0.11, valore minimo riferito all'allineamento di pareti N. A partire dai risultati dell'analisi di vulnerabilità sismica si procede quindi al calcolo dell'indice di rischio facendo riferimento ai risultati più gravosi delle analisi condotte.

Tabella 2.5 Capacità e domanda di spostamento – modello pre-interventi

	Punto di controllo	Capacità [mm]	Domanda [mm]	C/D%
ACC_Y	Parete 1	68.71	37.5	183%
	Parete 2	67.72	35.14	193%
	Parete 3	53.97	31.37	172%
	Parete 5	25.96	29.61	88%
ACC_X	Parete A	13.18	38.83	34%
	Parete B	13.17	34.79	38%
	Parete I	6.354	34.26	19%
	Parete L	5.378	31.39	17%
	Parete M	2.615	23.29	11%
	Parete N	2.66	23.19	11%

2.2.2.2 Calcolo dell'indice di rischio e della classe di rischio

Per determinare l'indice di rischio ζ_E , definito come il rapporto tra PGA_C/PGA_D , viene scalato in modo iterativo lo spettro di domanda fino ad ottenerne uno per cui lo spostamento richiesto sia uguale allo spostamento ultimo della struttura. Per eseguire tale procedura è stato utilizzato il metodo N2 previsto dalla normativa. Si riportano i passaggi del procedimento:

- Si riportano nel piano *ADRS* (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) lo spettro di domanda e la curva di capacità pushover;
- Si individua sulla curva pushover lo spostamento ultimo e la resistenza massima del sistema;
- Si bilinearizza la curva;
- Si determinano lo spostamento ultimo S_{ue} e lo spostamento richiesto S_{De} ;
- Si scala lo spettro di domanda fino a quando $S_{ue} = S_{De}$.

La PGA di capacità non è altro che il punto di ancoraggio di quest'ultimo spettro.

Per calcolare la classe di rischio sismico si è utilizzato il metodo convenzionale suggerito dalle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni D.M. 58 del 2017. Secondo le linee guida, la classe di rischio sismico di un edificio è definita come il minimo della classe corrispondente all'*Indice di sicurezza allo SLV* e la classe *PAM* (*Perdita Media Annuale attesa*). **La classe di rischio sismico della struttura nella configurazione pre-interventi risulta, quindi, G_{PAM} .**

Tabella 2.6 Indice Is-v – modello pre-interventi.

INDICE IS-V			
Stato limite	PGA-C	PGA-D	IS-V (PGAC/PGAD)
SLV	0.039	0.266	0.148
SLD	0.039	0.1212	0.322
Indice di sicurezza della struttura IS-V =			15%
Classe di rischio della struttura IS-V =			F IS-V

Tabella 2.7 Indice PAM – modello pre-interventi.

INDICE PAM			
Stato limite	CR%	Tr [anni]	λ
SLR	100%	16	6%
SLC	80%	16	6%
SLV	50%	10	10%
SLD	15%	10	10%
SLO	7%	10	10%
SLID	0%	10	10%
$(\lambda_{SLID}-\lambda_{SLO})(CR\%_{SLO}+CR\%_{SLID})/2$			0%
$(\lambda_{SLO}-\lambda_{SLD})(CR\%_{SLD}+CR\%_{SLO})/2$			0%
$(\lambda_{SLD}-\lambda_{SLV})(CR\%_{SLV}+CR\%_{SLD})/2$			0%
$(\lambda_{SLV}-\lambda_{SLC})(CR\%_{SLC}+CR\%_{SLV})/2$			2%
$\lambda_{SLC} * CR\%(SLR)$			6.4%
Indice di sicurezza della struttura PAM =			8.74%
Classe di rischio della struttura PAM =			G PAM

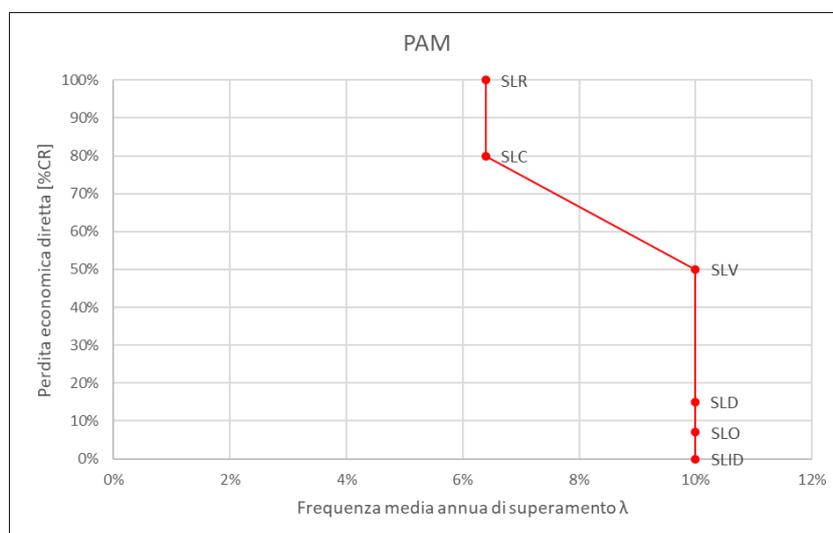


Figura 2.17 Grafico PAM – modello pre-interventi.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}



Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

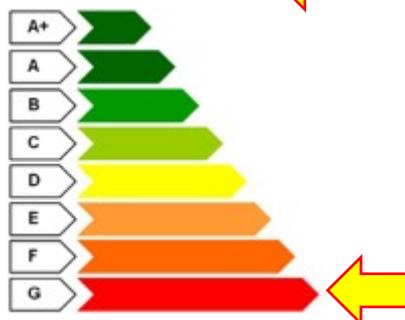


Figura 2.18 Classe di rischio – modello pre-interventi.

3 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA

La valutazione dell'efficienza energetica dell'edificio è stata svolta applicando la medesima metodologia utilizzata per l'analisi di vulnerabilità sismica. Attraverso l'implementazione di una *back analysis* si è riportato l'edificio nelle condizioni originarie, antecedenti alle opere di ristrutturazione del 1999.

Nei paragrafi successivi si riportano i metodi utilizzati per la valutazione dell'efficienza energetica.

3.1 Descrizione edificio

A seguito degli interventi di ristrutturazione sono stati rifatti i solai ed è stato installato un impianto di riscaldamento a pannelli radianti a pavimento. Sono stati sostituiti, inoltre, i serramenti delle finestre e di alcune porte esterne. Oltre alla struttura muraria che si conosce con sufficiente dettaglio, sono state ipotizzate, prima degli interventi, finestre a vetro singolo semplice e serramento metallico.

3.1.1 Componenti involucro

Le superfici disperdenti opache dell'involucro, come già descritto nel paragrafo 1.2.1, si possono raggruppare in 3 tipologie, 2 delle quali sono utilizzate per le mura perimetrali:

- MUR1 – piano seminterrato, secondo piano e sottotetto
- MUR3 – piano rialzato e primo piano

Non è presente alcun tipo di isolamento quindi la trasmittanza termica è molto elevata, variabile tra 1.2 e 2 $\left[\frac{W}{m^2K}\right]$, a seconda dello spessore e della tipologia muraria.

Per quanto riguarda i solai si sono considerate le strutture attuali (SOL1 per piano rialzato e primo, SOL3 per secondo piano come descritti al paragrafo 0) senza considerare lo spessore del riscaldamento a pavimento.

La trasmittanza termica è pari a 1.1 e 1.4 $\left[\frac{W}{m^2K}\right]$. Il solaio del secondo piano è un semplice tavolato in legno e la trasmittanza termica è pari a 2 $\left[\frac{W}{m^2K}\right]$, mentre per il tetto è stato calcolato un valore pari a 1 $\left[\frac{W}{m^2K}\right]$.

Le superfici trasparenti, come già esposto sopra, sono dei vetri singoli semplici. La trasmittanza delle finestre risulta quindi mediamente pari a 5 $\left[\frac{W}{m^2K}\right]$.

3.1.2 Impianti

L'edificio attualmente dispone di una caldaia a gas installata nel 2005 per il riscaldamento e la produzione di acqua calda sanitaria. Per quanto riguarda lo stato pre-ristrutturazione sono stati ipotizzati 2 generatori separati per le due funzioni: caldaia tradizionale (rendimento nominale 90%). L'edificio non è dotato di impianti di climatizzazione estiva e di ventilazione.

Per i terminali di impianto è stata ipotizzata la presenza di radiatori operanti a $\Delta T=50^{\circ}\text{C}$ (temperatura media all'interno del radiatore di 70°C).

3.1.3 Destinazione d'uso

Per semplicità si è ipotizzato di studiare l'edificio considerando la destinazione d'uso a uffici per tutti i piani.

3.2 Metodologia di calcolo

La prestazione energetica degli edifici corrisponde all'energia totale per unità di superficie consumata in un anno ($\text{kWh}/\text{m}^2\text{a}$). L'attestato di prestazione energetica (APE) prevede una suddivisione in classi energetiche a seconda del fabbisogno dell'edificio. La scala va dalla lettera G (meno efficiente) alla lettera A (più efficiente), a sua volta suddivisa in 4 sottocategorie. È inoltre previsto un indicatore NZEB (Nearly Zero Energy Building) per gli edifici a energia quasi zero.



Figura 3.1 Scala di classificazione degli edifici.

I range di separazione della classe energetica sono determinati dal confronto del fabbisogno di energia primaria dell'edificio con il fabbisogno dell'edificio di riferimento. La norma che regola la stima del fabbisogno di energia primaria non rinnovabile è la UNI TS 11300 (Prestazioni energetiche degli edifici).

Il metodo di calcolo previsto dalla normativa è di tipo quasi stazionario, che è implementato in diversi software di tipo commerciale (in questo specifico caso è stato utilizzato il software EDILCLIMA).

Per determinare la classe energetica non è quindi necessaria un'analisi molto dettagliata, però una simulazione dinamica dell'edificio permette di ottenere risultati più precisi soprattutto per la valutazione degli eventuali interventi migliorativi da attuare. A tal proposito, oltre che per disporre di un confronto con il calcolo fatto tramite il software commerciale, è stato creato un modello dinamico con il software TRNSYS.

3.3 Indice di prestazione energetica

L'attestato di prestazione energetica (APE) è obbligatorio per gli edifici pubblici ed aperti al pubblico; è inoltre necessario in caso di ristrutturazioni e interventi importanti sugli edifici.

L'edificio deve essere classificato in base a un indice di prestazione energetica globale. L'energia primaria globale è data dalla somma del fabbisogno di energia per:

- Climatizzazione invernale
- Acqua calda sanitaria
- Climatizzazione estiva
- Ventilazione
- Illuminazione
- Trasporto di persone o cose

La norma si divide in 6 diverse parti:

- UNI TS 11300:2014 – Parte 1: “Determinazione del fabbisogno di energia dell'edificio per la climatizzazione estiva ed invernale”
- UNI TS 11300:2014 – Parte 2: “Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione invernale, per la produzione di acqua calda sanitaria, per la ventilazione e per l'illuminazione in edifici non residenziali”
- UNI TS 11300: 2010 – Parte 3: “Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione estiva”
- UNI TS 11300-4:2016 – Parte 4: “Utilizzo di energie rinnovabili e di altri metodi di generazione per la climatizzazione invernale e per la produzione di acqua calda sanitaria”
- UNI TS 11300-5:2016 – Parte 5: “Calcolo dell'energia primaria e della quota di energia da fonti rinnovabili”
- UNI TS 11300-6:2016 – Parte 6: “Determinazione del fabbisogno di energia per ascensori, scale mobili e marciapiedi mobili”.

3.3.1 Fabbisogno di energia per la climatizzazione

La norma fornisce il metodo di calcolo per la determinazione del fabbisogno energetico.

Il calcolo viene fatto su base mensile secondo il metodo quasi stazionario e tiene conto delle dispersioni termiche e degli apporti gratuiti dell'edificio a partire da dati calcolati in condizioni medie mensili. Le equazioni di bilancio energetico sono le seguenti:

- $Q_{H,nd} = Q_{ls} - \eta_{H,gn} \cdot Q_{gn}$ per la stagione di riscaldamento

- $Q_{c,nd} = Q_{gn} - \eta_{c,ls} \cdot Q_{ls}$ per la stagione di raffrescamento

Dove:

- Q_{nd} sono i fabbisogni
- Q_{gn} sono i guadagni termici
- Q_{ls} sono le perdite
- $\eta_{gn/ls}$ sono i coefficienti di utilizzazione degli apporti termici in inverno e delle perdite in estate.

I coefficienti tengono conto della capacità termica dell'edificio di accumulare energia e rilasciarla in secondo momento. Per l'inverno l'energia termica accumulata durante il giorno grazie agli apporti solari viene rilasciata durante la notte e contribuisce a soddisfare il fabbisogno. In estate l'edificio disperde l'energia termica accumulata durante il giorno.

Il metodo proposto dalla norma prevede i seguenti step:

- definizione dei confini dell'insieme degli ambienti climatizzati e non climatizzati dell'edificio
- definizione dei confini delle diverse zone termiche
- definizione delle condizioni interne di calcolo e dei dati di ingresso relativi al clima esterno
- calcolo, per ogni mese e per ogni zona dell'edificio, dei fabbisogni di energia termica per il riscaldamento ($Q_{H,nd}$) e il raffrescamento ($Q_{C,nd}$)
- aggregazione dei risultati relativi ai diversi mesi ed alle diverse zone servite dagli stessi impianti

Il comune ove si trova in fabbricato in oggetto si trova in zona climatica E, poiché i gradi giorno sono pari a 2198. Quindi il periodo di riscaldamento per legge va dal 15 ottobre al 15 aprile. Per i dati climatici è stata scelta come località di riferimento sia in inverno che in estate Macerata.

3.3.2 ACS e rendimenti energia primaria

Per quanto riguarda il calcolo del fabbisogno di acqua calda sanitaria, per gli edifici di tipo E.2 (adibiti a uffici o assimilabili) la normativa prevede la seguente formula:

$$V_w = a \cdot N_u$$

Dove:

- V_w è il volume di acqua calda richiesto espresso in litri/giorno
- a è il fabbisogno specifico giornaliero (in questo caso pari a 0.2)
- N_u è la superficie netta climatizzata

Dalla richiesta d'acqua si passa al calcolo dell'energia termica per il fabbisogno di ACS.

Il calcolo del fabbisogno di energia primaria per la climatizzazione invernale e per l'ACS prevede l'utilizzo di un rendimento globale medio stagionale ottenuto dal prodotto dei rendimenti dei vari sottosistemi. Questi tengono conto delle perdite termiche totali di ciascun sottosistema e sono la loro valutazione è fatta a partire da valori di rendimenti tabulati, secondo la tipologia di impianto.

Per quanto riguarda la climatizzazione invernale è dato da:

$$\eta_g = \eta_e \cdot \eta_{rg} \cdot \eta_d \cdot \eta_{gn}$$

Dove:

- η_e rendimento di emissione.
Dipende dal terminale di impianto. Nel caso specifico dell'edificio in esame ci sono radiatori su parete esterna non isolata con temperatura di mandata dell'acqua di 80°C. Il rendimento di emissione risulta pari a 89%.
- η_{rg} rendimento di regolazione.
Dipende dalla tipologia del sistema di regolazione della temperatura negli ambienti. Si ipotizza una regolazione soltanto in caldaia, senza regolazione di zona. Il rendimento risulta quindi basso e viene calcolato come: $95\% - (60 \cdot \eta_u \cdot \gamma)$, dove γ è il rapporto tra apporti e dispersioni e η_u è il fattore di utilizzo degli apporti definito dalla norma.
- η_d rendimento di distribuzione.
Il rendimento di distribuzione è legato alla rete di distribuzione tra i terminali di impianto e il generatore di calore. Considerando il tipo di impianto centralizzato con montanti non isolati e un isolamento delle tubature medio, si può stimare un rendimento di distribuzione pari a 92%.
- η_{gn} rendimento di generazione.
Il rendimento di generazione dipende dal tipo di generatore di calore, dal suo dimensionamento rispetto al fabbisogno, dalle modalità di installazione e dalla temperatura di esercizio dell'impianto. Ipotizzando una caldaia tradizionale, installata all'interno dell'edificio, è possibile stimare un rendimento di generazione pari a 89%.

È necessario tenere conto, inoltre, dell'energia richiesta dagli ausiliari per il funzionamento degli impianti.

Per quanto riguarda il calcolo per l'ACS, per edifici di tipo E.1 e E.2, solitamente si considera un rendimento di erogazione pari a 1. La normativa prevede il calcolo delle perdite di distribuzione e accumulo tramite fattori tabulati. Nel caso studio è stato considerato un generatore separato per la produzione di ACS e riscaldamento, visto che l'acqua calda è necessaria durante tutto l'anno a differenza dell'impianto di climatizzazione invernale e la potenza richiesta è di circa 2 ordini di grandezza più bassa.

3.3.3 Illuminazione e ascensori

Per quanto riguarda l'illuminazione è stata considerata una potenza installata di circa $5 [W/m^2]$. La conversione da energia elettrica a energia primaria viene fatta con un fattore moltiplicativo, generalmente considerato pari a 2.42.

L'edificio attualmente dispone di un ascensore interno e 2 ascensori nella struttura esterna ricostruita in seguito agli interventi del 1999. Non avendo informazioni dettagliate si è deciso di effettuare il calcolo sul numero di ascensori attualmente presenti. La normativa fornisce dei valori tabulati per la stima dei consumi elettrici in base al tipo di ascensore, al numero di piani e al numero di corse giornaliere. Anche in questo caso si applica lo stesso fattore di conversione per determinare l'energia primaria.

3.3.4 Risultati

Il fabbisogno per il raffrescamento è stato calcolato, però non si considera nel conteggio del fabbisogno globale di energia primaria, dato che l'edificio non è dotato di un impianto di raffrescamento estivo.

Il volume climatizzato dell'edificio è pari a 15368 [m³], mentre l'area in pianta è pari a 3315 [m²].

I risultati del modello per il calcolo dell'indice di prestazione energetica sono riportati nella seguente tabella:

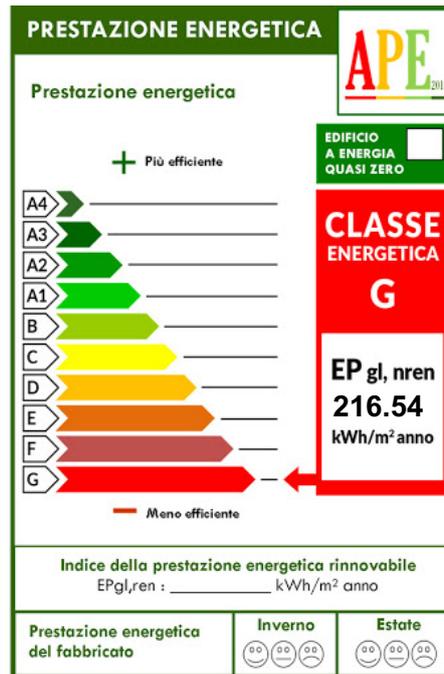
Tabella 3.1 Risultati dei fabbisogni energetici dell'edificio a seconda del tipo di impianto

	Energia [kWh]/[kWh _{ei}]	Energia primaria [kWh/a]	Energia primaria specificata [kWh/m ² a]
Riscaldamento	267677	513413	154.88
ACS	8912	10276	3.1
Raffrescamento	131818	–	–
Illuminazione	29479	71339	21.52
Trasporto	889	2152	0.65
Globale	–	597180	180.15

Il fabbisogno di energia primaria globale considera anche gli apporti di energia rinnovabile. In questo caso l'unico componente di energia rinnovabile deriva dal fattore di conversione dell'energia elettrica. Il fabbisogno di energia primaria non rinnovabile risulta quindi un po' più basso rispetto a quello globale:

$$EP_{gl,nren} = 175.78 \left[\frac{kWh}{m^2 a} \right]$$

La classe energetica corrispondente è la classe **G**, ovvero la più bassa. L'edificio di riferimento (corrispondente alla classe energetica *B*) avrebbe un fabbisogno di energia primaria pari a 46.55 $\left[\frac{kWh}{m^2 a} \right]$.



3.4 Modello dinamico

Come già specificato nel paragrafo 3.2, la normativa prevede un calcolo semplificato per la stima del fabbisogno di energia primaria. Per ottenere dei risultati più precisi, in modo da avere un'idea più precisa dell'effettiva efficacia di eventuali interventi di efficientamento, è necessaria un'analisi più dettagliata.

Una simulazione dinamica prevede il calcolo per intervalli di tempo brevi (solitamente si usano intervalli orari) e quindi permette di valutare ad esempio la temperatura interna di una stanza durante la notte nella stagione di riscaldamento quando l'impianto è spento. Rispetto al modello quasi stazionario i risultati ottenuti sono molto più precisi, in particolar modo in regime estivo, quando gli apporti solari sono predominanti.

Per poter garantire un sufficiente livello di dettaglio nei risultati sono però necessari molti dati di input per quanto riguarda le condizioni climatiche esterne, ma anche per l'occupazione degli ambienti e l'accensione di luci e altri apparecchi elettrici che generano un carico termico interno.

Per la creazione del modello è stato utilizzato il software TRNSYS.

3.4.1 Creazione dell'involucro edilizio

Il software prevede la definizione di un modello dell'involucro edilizio, con il quale poi è possibile eseguire la simulazione dinamica fornendo i dati di input necessari.

Gli step per la creazione del modello sono i seguenti:

- Dati generali edificio:
 - Definizione delle strutture opache
 - Definizione delle strutture trasparenti

- Definizione dai ricambi d'aria dovuto ad areazione e ventilazione
- Definizione delle temperature di set point per riscaldamento e raffrescamento
- Definizione dei carichi interni
- Suddivisione dell'edificio in zone termiche e definizione per ogni zona di:
 - Superfici opache e trasparenti e relativa orientazione/zona confinante/muri interni
 - Volume climatizzato
 - Infiltrazione e ventilazione
 - Riscaldamento e raffrescamento
 - Carichi interni (luci, occupazione, eventuali apparecchi elettrici)

Le zone termiche vengono definite in base all'orientazione e alla destinazione d'uso. Locali vicini con una stessa orientazione e con uno stesso utilizzo possono essere comprese nella stessa zona termica.

3.4.2 Simulazione dinamica

Per eseguire la simulazione dinamica sono necessari i dati di input relativi alle condizioni climatiche, al tempo di accensione degli impianti e di occupazione delle zone termiche.

- Test Reference Year

I dati orari relativi alle condizioni climatiche di temperatura esterna, umidità, irradiazione solare sono raccolti nell'anno tipo di riferimento. Nel caso in esame sono stati utilizzati i dati climatici di Perugia, siccome non è disponibile un file per la località utilizzata per il modello quasi stazionario. L'anno tipo utilizzato è un po' più freddo (circa 90 gradi giorno in più) rispetto alle condizioni effettive, quindi è stato deciso di utilizzare i dati di Macerata per la valutazione energetica e poi, per un confronto tra il modello dinamico e quello quasi stazionario, di utilizzare i dati di Perugia.

- Accensione impianti, occupazione

Per quanto riguarda gli orari di accensione degli impianti è stato ipotizzato un periodo di accensione continuato dalle 8:00 alle 20:00 dal lunedì al sabato, sia per l'impianto di riscaldamento che per quello di raffrescamento (anche se non presente, ma per la valutazione del fabbisogno estivo).

Per quanto riguarda l'areazione degli ambienti è stata fissata un'infiltrazione base corrispondente a un ricambio d'aria con l'esterno di 0.25 volumi/ora costante e in aggiunta un ricambio di 0.15 volumi/ora durante il periodo di occupazione (8:00-20:00, lunedì-sabato).

Per quanto riguarda gli apporti interni si è fissato un periodo di occupazione e relativa accensione di luci e altri apparecchi dalle 8:00 alle 12:00 e dalle 14:00 alle 20:00, sempre dal lunedì al sabato. È stato ipotizzato un carico di 5 W/m² per i corpi illuminanti e di una persona con un computer ogni 15 m².

3.4.3 Risultati

I risultati ottenuti dalla simulazione dinamica sono i valori orari di temperatura dell'aria per ogni zona termica e l'energia termica fornita o assorbita dall'impianto per ogni zona termica. Quindi questo tipo di simulazione permette di valutare il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento e per il raffrescamento (sensibile), ma non consente di ottenere dei risultati per il consumo di ACS e di energia elettrica per l'illuminazione. Inoltre, non tiene conto dei tipi di impianti installati e dei loro relativi rendimenti.

È però molto utile per valutare in maniera precisa la richiesta finale di energia termica a seconda dell'occupazione e di stimare l'efficacia eventuali interventi di efficientamento che vadano ad agire sull'isolamento dell'involucro edilizio e sulla schermatura dall'irraggiamento solare.

3.5 Efficientamento energetico

La valutazione dell'efficienza energetica è necessaria per inquadrare l'edificio dal punto di vista dei consumi e quindi determinare quali potrebbero essere i tipi di intervento che permetterebbero un maggior aumento di efficienza e quali converrebbero invece meno.

L'obiettivo di questo studio è quello di poter correlare gli interventi di rinforzo strutturale con quelli di efficientamento energetico. La ristrutturazione del 1999 per certi aspetti ha in parte percorso questa filosofia di intervento, dato che assieme al rinforzo del solaio è stato installato un impianto di riscaldamento a pavimento e sono state sostituite le finestre approfittando degli interventi di rinforzo dei fori per le finestre.

Poiché lo studio viene fatto retrocedendo l'edificio allo stato pre-ristrutturazione, le ipotesi di efficientamento potranno essere diverse. Saranno da valutare degli interventi di tipo incrementale in modo da migliorare progressivamente sempre di più la classe energetica dell'edificio.

Le opere andranno ad interessare i seguenti aspetti dell'edificio:

- Isolamento delle superfici disperdenti opache
- Sostituzione delle chiusure trasparenti delimitanti il volume climatizzato
- Sostituzione/installazione di impianti di generazione e ventilazione
- Sostituzione dei terminali di impianto
- Sostituzione dei corpi illuminanti
- Installazione di impianti di produzione di energia rinnovabile

4 ANALISI DEGLI INTERVENTI

La maggior parte degli interventi riguardanti l'edilizia privata e pubblica negli ultimi anni hanno riguardato l'attuazione di misure per la riduzione dei consumi e il miglioramento dell'efficienza energetica degli edifici. In pochi casi, e prevalentemente in seguito ad eventi sismici come nel caso dell'edificio oggetto del presente studio, e/o per edifici considerati di interesse rilevante o strategico, si sono attuati interventi di rinforzo sismico. Tale approccio non è però efficace, in particolar modo nei paesi a medio-alto rischio sismico. Iniziano ad essere disponibili in letteratura alcuni studi scientifici che propongono metodologie e tecniche per il miglioramento sismico ed energetico combinato o integrato di edifici esistenti (da Porto e Caprino, 2020), in linea con gli scopi di questo studio. Tali studi però sono sporadici e, nella maggior parte dei casi, mancano di applicazioni pratiche come quella proposta per il presente caso studio, in cui le esigenze di incrementare la sicurezza, le prestazioni energetiche e il grado di comfort dell'edificio sono prese in considerazione congiuntamente.

E' da tener presente che per gli interventi di efficientamento energetico i principali target sono il miglioramento dell'involucro edilizio, legato alle prestazioni non ottimali delle strutture opache perimetrali e all'obsolescenza delle superfici trasparenti (infissi e vetrate); la sostituzione degli impianti con altri di nuova generazione basati su pompe di calore con eventuale inserimento di ventilazione meccanica; e la realizzazione di impianti di produzione di energia da fonti rinnovabili per ridurre le emissioni. Per gli interventi di retrofit sismico, se i target di massima possono comunque essere riassunti in tre grandi categorie (aumentare la capacità mediante interventi locali o globali, ridurre la domanda), le soluzioni disponibili sono altamente dipendenti dalla tipologia strutturale della costruzione originaria (edifici in muratura, in calcestruzzo armato, in acciaio... etc) e dalle tecniche disponibili a seconda delle caratteristiche specifiche della struttura. Entrambi i tipi di retrofit, inoltre, prevedono soluzioni tecniche che potrebbero essere incompatibili non solo tra di loro o con gli aspetti funzionali dell'edificio, ma nel caso degli edifici in muratura soprattutto, come in questo caso, o nell'ambito dei centri storici, potrebbero essere incompatibili con gli aspetti formali dell'edificio (ad esempio, deve essere preservata la superficie esterna dell'edificio), o potrebbero avere efficacia molto limitata (ad esempio, l'introduzione di nuovi elementi strutturali isolati, o di esoscheletri, nel caso di solai deformabili).

La metodologia qui proposta mira a implementare una strategia di retrofit incrementale a livello di invasività crescente che integri interventi strutturali ed energetici. Nell'ottica degli interventi integrati, sono state considerate strategie in cui entrambi i tipi di intervento (strutturale ed energetico) debbano essere applicati alla medesima scala dimensionale/elemento dell'edificio (strutture verticali, orizzontamenti, intero edificio), in modo da ottimizzare le operazioni di cantierizzazione, le demolizioni e i rifacimenti di finiture, implicando analoghi livelli di invasività e operazioni simultanee o immediatamente sequenziali sugli elementi strutturali.

La definizione di interventi di livello incrementale nasce dalla scelta di voler fornire soluzioni di intervento a costi, tempi di esecuzione ed invasività crescenti che contemplino soluzioni a diverso impatto.

Con riferimento all'edificio caso studio, a seguito della fase di conoscenza ed analisi, si è valutato che, per qualità e spessori murari, e per la presenza di alcuni collegamenti, fossero già fornite le condizioni sufficienti ad impedire meccanismi locali. In linea generale, pertanto, e prendendo come riferimento la classificazione degli interventi proposta dalle norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), gli interventi locali intesi come inserimento di cerchiature, catene, etc, non sono stati contemplati in questo caso. Si sono invece osservate delle situazioni di carenza legate ad alcuni allineamenti di pareti, in particolar modo in direzione X (con riferimento al paragrafo 2.2.2), riconducibili alla resistenza della muratura e, in particolar modo, alla non adeguata azione di ripartizione delle forze causata dalla deformabilità degli orizzontamenti nel loro piano, da cui le strategie di intervento che prevedono di operare sulle pareti o sugli orizzontamenti (o congiuntamente su entrambi questi elementi). Gli interventi incrementali proposti in questo modo prevedono un incremento dell'indice di sicurezza sismica e un decremento dei consumi energetici a fronte di invasività e interruzioni di servizio simili per interventi eseguiti solo sulle pareti o solo sugli orizzontamenti, e naturalmente crescenti nel caso di interventi globali su tutto l'edificio. Queste considerazioni vanno legate allo specifico caso studio analizzato, che anche per epoca di costruzione, funzione pubblica, e tipologia costruttiva, presenta caratteristiche specifiche, ma non vanno estese indifferentemente a qualsiasi edificio in muratura.

Le valutazioni specifiche sull'efficacia degli interventi fanno riferimento agli indici di prestazione classici (indice di sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita per la parte sismica e consumo totale di energia primaria relativamente al retrofit energetico) e globalmente alla classe sismica e alla prestazione energetica globale prima e dopo gli interventi. Sono inoltre riportate valutazioni economiche degli interventi, evidenziando le componenti degli interventi strutturali, energetici e delle demolizioni e finiture, e analisi dei tempi di esecuzione dei diversi livelli di intervento.

4.1 Strategie di intervento

La valutazione della vulnerabilità sismica ha evidenziato come la struttura nella condizione originaria pre-ristrutturazione, con una classe di rischio G, necessiti di interventi strutturali che ne migliorino consistentemente il comportamento sismico. A tale scopo, si propongono tre diversi livelli di intervento:

- Livello 1 – Interventi sulle strutture verticali, che prevedono:
 - Iniezioni di malta su pareti esterne. Stante l'impossibilità, data la presenza dei mattoni faccia vista, di realizzare un intonaco armato all'esterno, e dato anche l'elevato spessore murario, l'intervento con intonaco armato effettuato solo sulla faccia interna della parete è stato ritenuto non idoneo e quindi lo si è escluso nell'ipotesi di intervento progettata;
 - Intervento combinato di iniezioni di malta e intonaco armato sulle pareti interne, analogamente all'intervento effettivamente eseguito sulle murature interne, descritto nel paragrafo 1.2.2.3;
- Livello 2 – interventi sulle strutture orizzontali, che prevedono:
 - Consolidamento nel piano dei solai tramite gli interventi descritti nel paragrafo 1.2.2.3;
- Livello 3 – interventi del Livello 1 e del Livello 2 combinati.

Parallelamente, la valutazione dell'efficienza energetica ha evidenziato anche la necessità di una campagna di interventi per il miglioramento delle prestazioni energetiche. A tale scopo, con l'intenzione di integrare interventi di efficientamento energetico con interventi di adeguamento sismico, sono stati ipotizzati diversi livelli:

- Livello 1 – interventi sull'involucro edilizio, che prevedono:
 - Isolamento interno muri perimetrali: 13-15 cm lana di roccia, $U_{\text{parete}} = 0.22 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$;
 - Serramenti con triplo vetro basso emissivo: $U_{\text{telaio}} = 1.2 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ e $U_{\text{vetro}} = 0.6 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$;
- Livello 2 – interventi sugli impianti, che prevedono:
 - Impianti radianti a pavimento in sostituzione ai radiatori;
 - Pompa di calore aria-acqua invertibile in sostituzione alla caldaia, con possibilità di funzionamento anche in regime di raffrescamento estivo;
 - Unità di trattamento aria e canali di distribuzione dell'aria per ventilazione meccanica;
 - Isolamento termico dei solai (10-13 cm lana di roccia) verso le zone non climatizzate;
 - Controsoffitto nelle zone climatizzate per diminuire il volume climatizzato;
- Livello 3 – interventi combinati dei livelli 1 e 2 combinati;
- Livello nZEB – variante del livello 3 che prevede anche l'installazione di un impianto fotovoltaico per la produzione di energia elettrica. Questa variante è stata pensata in modo da trasformare l'edificio

in nZEB (a energia quasi zero). Vista la geometria del tetto a falde, si è deciso di posizionare i moduli fotovoltaici nella falda della facciata principale. La potenza di picco che si riesce a raggiungere sfruttando al meglio la superficie del tetto è di circa 76 kW.

Tabella 4.1 Livelli di progettazione ipotizzati.

	Miglioramento sismico	Efficientamento energetico	
LIVELLO 1	Strutture verticali	Isolamento murature, sostituzione serramenti	
LIVELLO 2	Strutture orizzontali	Isolamento solai, sostituzione impianti	
LIVELLO 3	Strutture verticali e orizzontali	3	nZEB
		Isolamento pareti e solai, sostituzione impianti, sostituzione serramenti	Isolamento pareti e solai, sostituzione impianti, sostituzione serramenti, impianto fotovoltaico

4.1.1 Efficacia strutturale ed energetica livello di intervento 1

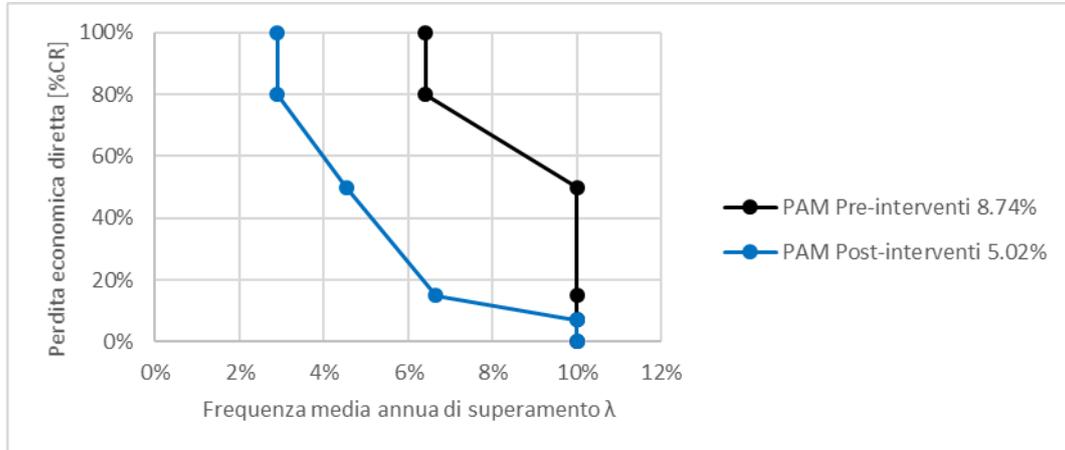


Figura 4.1 PAM livello 1.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}



Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}



Figura 4.2 Classe sismica livello 1.



Figura 4.3 Classe energetica livello 1.

4.1.2 Efficacia strutturale ed energetica livello di intervento 2

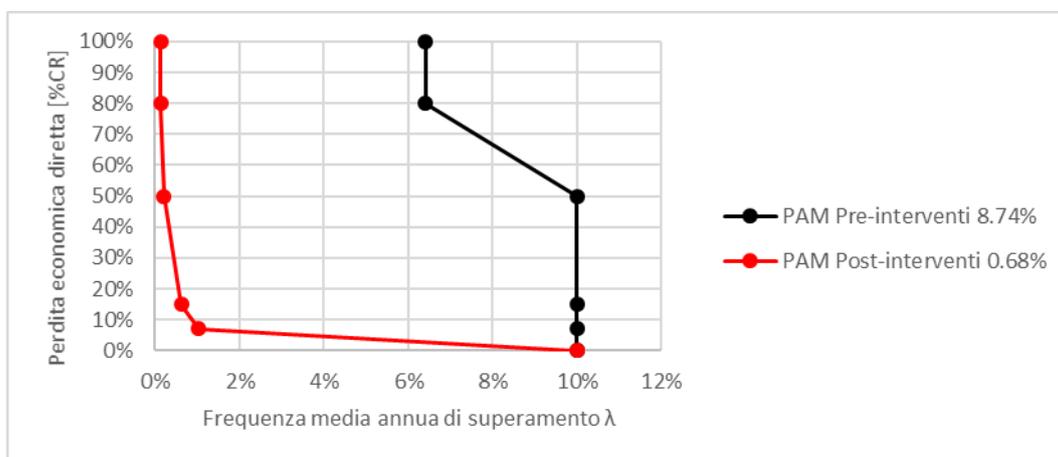


Figura 4.4 PAM livello 2.

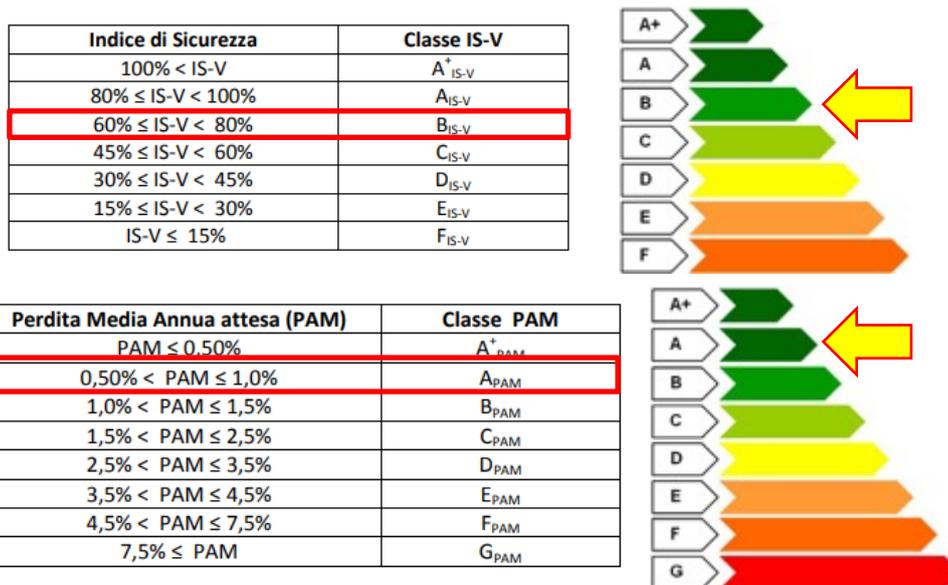


Figura 4.5 Classe sismica livello 2.



Figura 4.6 Classe energetica livello 2.

4.1.3 Efficacia strutturale ed energetica livello di intervento 3

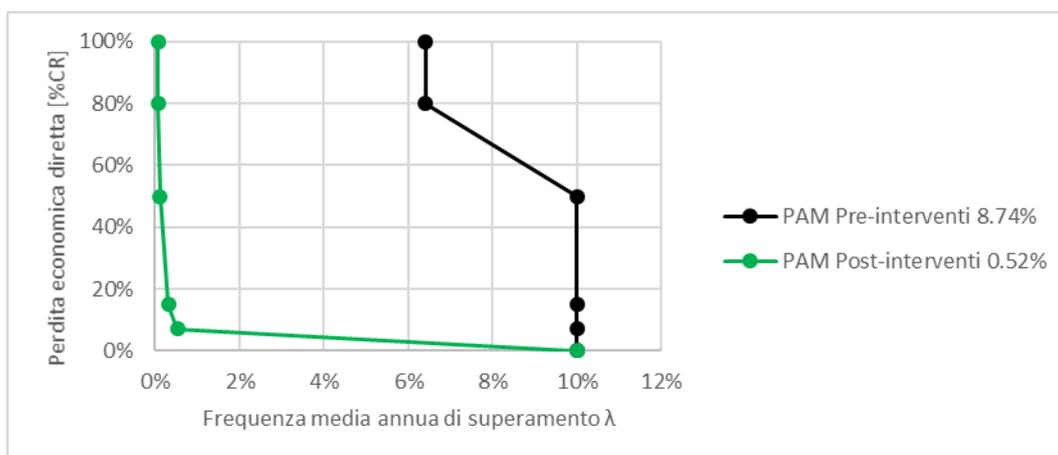


Figura 4.7 PAM livello 3.

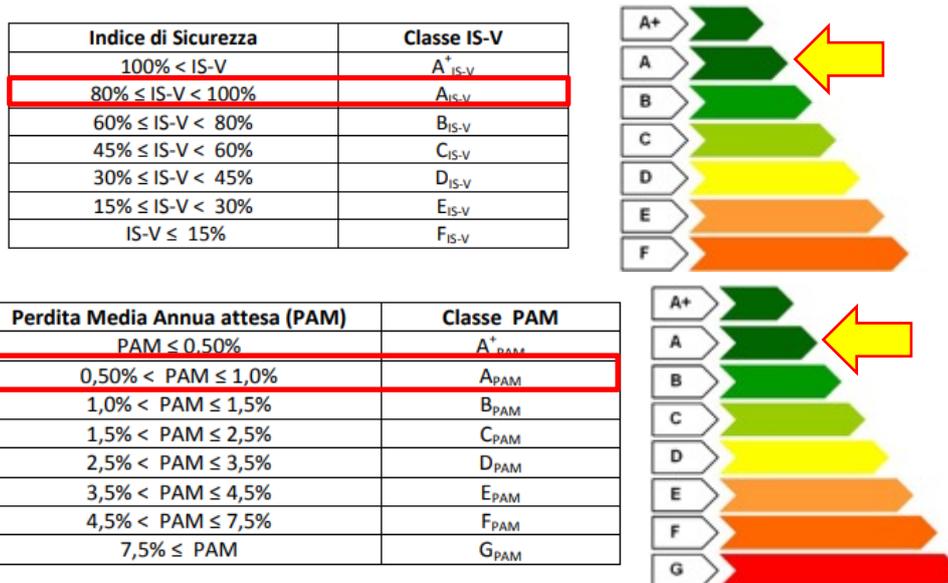


Figura 4.8 Classe sismica livello 3.

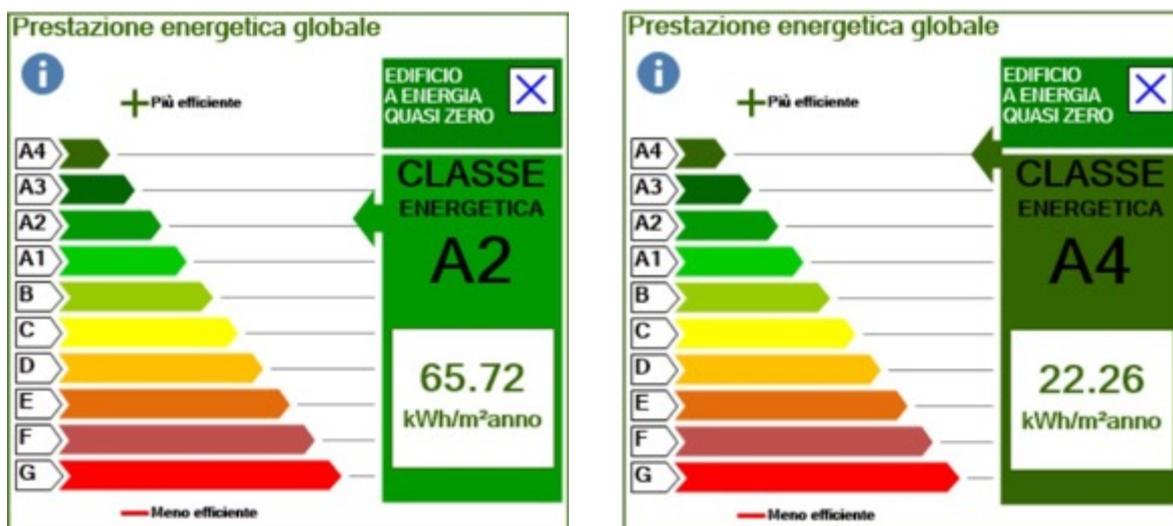


Figura 4.9 Classe energetica livello 3 (sinistra) e nZEB (destra)

4.2 Analisi comparativa degli interventi

In Tabella 4.2 e in Figura 4.10 si riporta una comparazione sugli incrementi di sicurezza strutturale ed efficienza energetica ottenuti per i diversi livelli di progettazione.

Tabella 4.2 Quadro comparativo dei diversi livelli di progettazione.

Livello di progettazione	Classe sismica			Classe energetica	
	IS-V	PAM	Incremento	Classe	Incremento
Pre-interventi	F	G	-	G	-
Livello 1	E	F	+1	C	+4
Livello 2	B	A	+4	B	+5
Livello 3	A	A	+5	A2	+7
Livello nZEB	A	A	+5	A4	+9

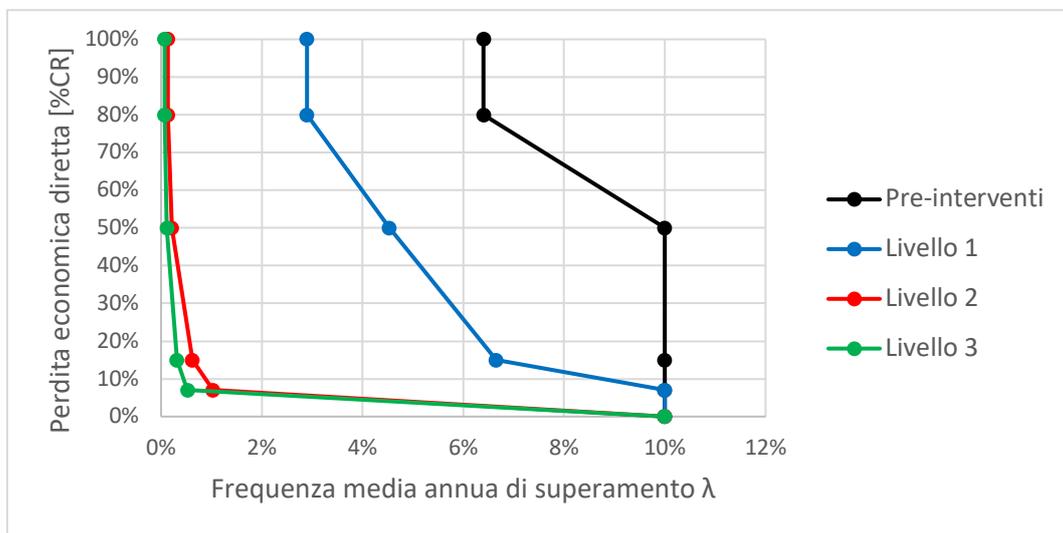


Figura 4.10 PAM dei diversi livelli di progettazione.

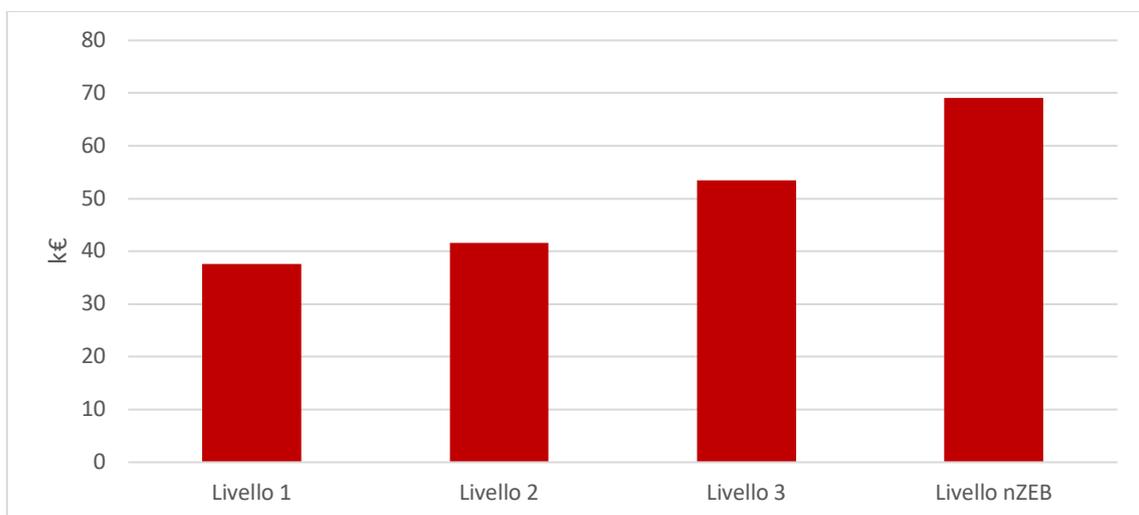


Figura 4.11 Risparmio annuo in k€ conseguente ai diversi livelli di efficientamento energetico

4.2.1 Valutazione economica degli interventi

Di seguito, in Tabella 4.3, si riporta un quadro sinottico dei costi per i diversi livelli di progettazione.

Tabella 4.3 Quadro complessivo costi degli interventi.

Livello di progettazione	Descrizione	Importo parziale [€]	mq calpestabili* [mq]	Volumetria [mc]	Incidenza /mq [€/mq]	Incidenza /mq [€/mc]
	Interventi strutturali	940,375			192.70	46.10
Livello 1	Demolizioni e finiture	438,150			89.78	21.48
+1 classe sismica (F)			4,880	20,400		
+4 classi energetiche (C)	Interventi energetici	572,700			117.36	28.07
	Costi totali	1,951,225			399.84	95.65
	Interventi strutturali	490,350			100.48	24.04
Livello 2	Demolizioni e finiture	1,043,000			213.73	51.13
+4 classi sismiche (B)			4,880	20,400		
+5 classi energetiche (B)	Interventi energetici	347,800			71.27	17.05
	Costi totali	1,881,150			385.5	92.2
	Interventi strutturali	1,430,725			293.18	70.13
Livello 3	Demolizioni e finiture	1,226,000			251.23	60.10
+5 classi sismiche (A)			4,880	20,400		
+7 classi energetiche (A)	Interventi energetici	920,500			188.63	45.12
	Costi totali	3,577,225			733.04	175.35
	Interventi strutturali	1,430,725			293.18	70.13
nZEB	Demolizioni e finiture	1,226,000			251.23	60.10
+5 classi sismiche (A)			4,880	20,400		
+9 classi energetiche (A4)	Interventi energetici	1,093,500			224.08	53.60
	Costi totali	3,750,225			768.49	183.83

*Con esclusione del sottotetto

4.2.2 Analisi dei tempi di esecuzione

Nel seguente paragrafo si analizzano le tempistiche necessarie alla realizzazione delle varie lavorazioni per i livelli di intervento proposti precedentemente. Per ogni lavorazione prodotta è stata calcolata l'incidenza di manodopera, ipotizzando poi la possibilità di servirsi da una a tre "squadre tipo" per lavorazione. Per "squadra tipo" si intende, nel seguente caso, una squadra composta da: n°1 operaio specializzato, n°1 operaio qualificato, n°1 manovale. Per agevolare la lettura della tabella che segue è utile precisare che, mentre per quanto riguarda la parte delle opere strutturali l'utilizzo di una o più squadre che lavorano in contemporanea riduce notevolmente i tempi di lavorazione, per la parte di opere energetiche sono molteplici i parametri indipendenti dal numero di squadre che influiscono sulla stima di una tempistica necessaria alla

realizzazione delle opere. Per le opere impiantistiche e la sostituzione dei serramenti, infatti, ci sono fasi relative alla realizzazione in fabbrica che si configurano con situazioni che non dipendono né dalle squadre impiegate in cantiere né dai tempi di lavorazione del cantiere stesso, che nel frattempo va avanti. Dalla Tabella 4.4 è evidente come una cospicua percentuale dei tempi di esecuzione sia dovuta alle attività di demolizione e ripristino finiture.

Tabella 4.4 Analisi tempi di esecuzione dei diversi livelli.

Livello di progettazione	Descrizione	Giorni lavorativi		
		3 squadre per opere civili e 2 per le energetiche	4 squadre per opere civili e 2 per le energetiche	5 squadre per opere civili e 2 per le energetiche
Livello 1	<i>Interventi strutturali</i>	172.57	129.42	103.54
	<i>Demolizioni e ripristino finiture</i>	80.40	60.30	48.24
	<i>Opere di efficientamento energetico</i>	116.36	58.18	58.18
	<i>Sicurezza e cantiere</i>	22.65	22.65	22.65
	Totale interventi	13 mesi	9 mesi	8 mesi
Livello 2	<i>Interventi strutturali</i>	89.98	67.48	53.99
	<i>Demolizioni e ripristino finiture</i>	191.42	143.57	114.85
	<i>Opere di efficientamento energetico</i>	52.37	26.18	25.37
	<i>Sicurezza e cantiere</i>	40.96	20.48	20.48
	Totale interventi	12.5 mesi	8.5 mesi	7.5 mesi
Livello 3	<i>Interventi strutturali</i>	262.55	196.91	157.53
	<i>Demolizioni e ripristino finiture</i>	224.98	168.74	134.99
	<i>Opere di efficientamento energetico</i>	171.15	85.58	85.58
	<i>Sicurezza e cantiere</i>	43.88	21.94	21.94
	Totale interventi	23.5 mesi	16 mesi	13.5 mesi
Livello nZEB	<i>Interventi strutturali</i>	262.55	196.91	157.53
	<i>Demolizioni e ripristino finiture</i>	224.98	168.74	134.99
	<i>Opere di efficientamento energetico</i>	196.73	98.37	98.37
	<i>Sicurezza e cantiere</i>	43.88	21.94	21.94
	Totale interventi	24 mesi	16 mesi	14 mesi

4.2.3 Considerazioni aggiuntive in merito agli interventi di livello 2

Un problema molto diffuso negli edifici in muratura costituenti il patrimonio immobiliare italiano riguarda la scarsa qualità muraria. Avere pareti di cattiva qualità, sia per quanto riguarda le caratteristiche di malta e blocchi sia per quanto riguarda la tessitura delle pareti, porta ad avere elementi con comportamento non adeguato alle azioni laterali (talvolta anche non resistenti ai carichi verticali). Questo comporta la possibilità

che la compagine muraria si disgreghi e, in seconda battuta, che si formino numerosi meccanismi di collasso locale, rendendo complicata la progettazione di opportuni interventi di consolidamento. D'altra parte, nei casi in cui l'edificio sia caratterizzato da una buona qualità delle murature, come nel caso studio in esame, il contributo dei solai al comportamento sismico della struttura è sostanziale. Avere solai sufficientemente rigidi permette un'adeguata redistribuzione delle azioni laterali tra le pareti proporzionale alle rigidità delle pareti stesse. In questo modo, attivando il cosiddetto "comportamento scatolare", è possibile sfruttare appieno la buona resistenza nel piano delle strutture murarie ed ottenere un edificio che abbia un comportamento adeguato in caso di eventi sismici. Parallelamente, intervenire sui solai implica un'invasività maggiore rispetto ad intervenire sulle pareti, allungando i tempi di inattività dell'edificio.

Tabella 4.5. Tempi di esecuzione interventi livello 2 con 5 squadre.

Interventi di miglioramento sismico			
	<i>Opere strutturali</i>	<i>Demolizioni e ripristino finiture</i>	<i>Totale</i>
<i>Piano seminterrato</i>	---	9.19	9.19
<i>Piano rialzato</i>	6.12	20.67	26.80
<i>Piano primo</i>	6.44	21.82	28.26
<i>Piano secondo</i>	24.50	40.20	64.70
<i>Sottotetto</i>	16.92	22.97	39.89
Interventi di efficientamento energetico			
	<i>Opere civili</i>	<i>Opere impiantistiche</i>	<i>Totale</i>
<i>Intero edificio</i>	1.62	23.75	25.37
Oneri sicurezza			
<i>Intero edificio</i>	-	-	20.48
Totale			214.69

Riguardo al caso studio, è utile fare alcune considerazioni:

- I solai del piano rialzato e primo, composti da putrelle e voltine, sono stati consolidati inserendo una cappa armata all'estradosso. Questo tipo di intervento comporta un'elevata attività di demolizione e ripristino finiture, come desumibile dalla Tabella 4.5, dove sono indicati in colonne separate i tempi necessari per effettuare l'intervento strutturale previsto, ed i tempi connessi alle demolizioni e ripristino finiture. Si vede in questo caso come questi tempi "accessori" rappresentino più di 3/4 del tempo complessivamente connesso all'esecuzione dell'intervento. Un'alternativa percorribile potrebbe essere quella di prevedere un sistema di controventamento composto da elementi in acciaio saldati alle putrelle ed inghisati nella muratura (Figura 4.17). Questo tipo di intervento, agendo esclusivamente all'intradosso, permetterebbe di ridurre drasticamente i tempi legati a demolizioni e ripristino finiture ma, d'altra parte, preclude la possibilità di un aggiornamento dell'impiantistica (ad esempio inserendo i pannelli radianti come nel caso studio), perdendo, quindi, d'efficacia dal punto di vista dell'integrazione tra intervento strutturale ed energetico.

- L'intervento sul solaio al piano secondo, precedentemente in latero-cemento e completamente sostituito con un nuovo solaio realizzato con travi in acciaio e lamiera grecata, costituisce circa il 40% del tempo d'intervento globalmente necessario. Essendo sconosciuta la composizione originale del solaio, è difficile poter fare considerazioni adeguate sull'efficacia dell'intervento effettuato dal punto di vista della rapidità, e sulla possibilità di interventi alternativi, meno onerosi, di consolidamento e miglioramento del solaio esistente senza demolizione e ricostruzione ex-novo.
- Il solaio del sottotetto, consolidato mediante l'utilizzo di un sistema di controventamento di piano estradossale praticamente messo in opera a secco, non è accessibile. Per tale motivo, l'intervento può essere effettuato con l'edificio in attività, prevedendo anche gli ancoraggi in posizione estradossale, riducendo quello che viene definito business downtime relativamente a questo intervento (circa il 25% della durata degli interventi strutturali sui solai).



Figura 4.12 Intervento all'intradosso con piatti in acciaio

Complessivamente, quindi, pur essendo l'intervento sui solai per sua natura inevitabilmente invasivo, è possibile studiare soluzioni alternative caratterizzate da minori tempi di esecuzione o da modalità di lavorazione che consentano una interruzione di attività solo parziale, in modo da ridurre l'impatto.

Bibliografia

Commissione tecnica Regione Marche (2019). *Prezzario regionale lavori pubblici*.

da Porto, F., and Caprino, A. (2021). *Overview of technologies for the combined seismic and energy retrofit of buildings*. Report, Pilot Project integrated techniques for the seismic strengthening and energy efficiency of existing buildings, JRC, Ispra

DEI Tipografia del Genio Civile (2019). *Prezzi informativi dell'edilizia- Recupero Ristrutturazione Manutenzione*.

Dolce, M., and Manfredi, G. (2011) *Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni* ReLUIS, p. 196.

Macchi, G., e Magenes, G. (2002) *Le strutture in muratura* in Ingegneria delle strutture, vol. III, UTET.

Magenes, G., Bolognini, D., e Braggio, C. (2000) *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma.

Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, "D. M. 28 febbraio 2017, n. 58 recante: "Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati", vol. 380, no. 2, pp. 4–6, 2017.

Ministero delle Infrastrutture, Ministro dell'interno, and Capo del dipartimento della protezione civile, *NTC 2018-Decreto Ministeriale 17/1/2018 - Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*.

NTC-Circolare, Circolare 2019, n. 7, *Istruzioni per l' applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D. M. 17 gennaio 2018. 2018

UNI-TS 11300, *Prestazione energetica degli edifici. Determinazione del fabbisogno di energia termica dell'edificio per la climatizzazione estiva ed invernale*, 2008.

Vinci, M. (2018) *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Palermo: Dario Flaccovio Editore.