



Progetto DPC-ReLUIS 2022-24

WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati

CASO STUDIO: EDILIZIA RESIDENZIALE A
SCHIERA
PIEVE TORINA (MC)

SCHEDA DI SINTESI INTERVENTI

UR: UNIPD-c, prof.ssa Maria Rosa Valluzzi

Gruppo di lavoro: Luca Sbrogiò, Ylenia Saretta

Collaboratori: Tommaso Bertozzo

Dipartimento di Beni Culturali, Università degli Studi di Padova

in collaborazione con

Dipartimento di Ingegneria Industriale, Università di Padova,

prof. Michele De Carli, Dott. Ing. Laura Carnieletto

Indice

1. EDIFICIO CASO STUDIO	3
1.1 INQUADRAMENTO SISMICO	5
1.2 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SPETTRALE	6
1.3 RILIEVO GEOMETRICO	10
1.4 RILIEVO FOTOGRAFICO	13
1.5 RILIEVO MATERICO-COSTRUTTIVO	14
1.5.1. <i>Analisi dei carichi</i>	18
1.6 PROPRIETA' DEI MATERIALI	18
1.6.1. <i>Murature</i>	18
1.6.2. <i>Orizzontamenti</i>	19
1.7 RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO	20
2. VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO	23
2.1. VERIFICA DEL COMPORTAMENTO GLOBALE	24
2.1.1. IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE	24
2.1.2. COSTRUZIONE DEL MODELLO NUMERICO	26
2.1.3. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICA ALLO SLV	29
2.1.4. CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO E DELLA CLASSE DI RISCHIO	32
2.2. VERIFICA DEL COMPORTAMENTO LOCALE	33
2.2.1. CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO E DELLA CLASSE DI RISCHIO	36
3. VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA	37
3.1. DEFINIZIONE DEL MODELLO ALLO STATO DI FATTO	37
3.2. DEFINIZIONE DEI CARICHI ENERGETICI INTERNI	39
3.3. ANALISI DEI RISULTATI	40
4. INTERVENTI STRUTTURALI ED ENERGETICI	42
4.1 STRATEGIE DI INTERVENTO	44
4.1.1. <i>Combinazione 1</i>	46
4.1.2. <i>Combinazione 2</i>	50
4.1.3. <i>Combinazione 3</i>	50
4.2 VALUTAZIONE DELL'EFFICIACIA DI INTERVENTI STRUTTURALI	52
4.2.1. <i>Modellazione degli interventi strutturali</i>	52
4.2.2. <i>Valutazione globale</i>	53
4.2.3. <i>Valutazione per cinematismi locali di collasso</i>	56
4.3 VALUTAZIONE DELL'EFFICIACIA DI INTERVENTI ENERGETICI	59
4.4 VALUTAZIONE ECONOMICA DEGLI INTERVENTI	61
CONCLUSIONI	66
BIBLIOGRAFIA	67
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	70

1. EDIFICIO CASO STUDIO

L'edificio oggetto di studio è sito nel capoluogo del comune di Pieve Torina (MC) a margine della strada provinciale 96 che dal paese risale la Val Sant'Angelo. Il paese è stato severamente colpito dal terremoto Centro Italia 2016-2017 e rientra tra i 140 comuni che costituiscono il cosiddetto "cratere sismico" (PR, 2017). L'intensità macrosismica secondo scala EMS-98 (Grünthal et al., 2019) attribuita dalle squadre di rilievo nella prima fase di emergenza al centro è pari ad VIII (Tertulliani & Azzaro, 2017).

Si tratta di un complesso isolato di 6 unità residenziali a schiera, accostate con uno slittamento di circa 1,50 m lungo la parete comune (Figura 1-1 e Figura 1-2). Tale complesso rappresenta un'unica particella catastale, censita al Catasto Edilizio Urbano al numero xyz e divisa in sei subalterni. L'asse maggiore dell'edificio segue l'allineamento ONO-ESE.

Le abitazioni di tipo popolare sono state realizzate dall'allora Istituto Autonomo Case Popolari (IACP) di Macerata, ora denominato Ente Regionale per l'Abitazione Pubblica (ERAP), presso i cui archivi è stata rinvenuta la documentazione di progetto. Complessi edilizi di identica foggia sono stati osservati dagli autori sia nella stessa Pieve Torina, sia in comuni limitrofi, a Muccia e a Castelsantangelo sul Nera, con caratteristiche costruttive di fatto analoghe.

Il progetto originale, a firma del geometra A. Marconi, risale, sulla base della grafia e dello stile, molto probabilmente agli anni Sessanta e dovrebbe essere stato realizzato nello stesso periodo. L'edificio, nella sua semplice configurazione plano-altimetrica e nei materiali adottati, ben rappresenta le caratteristiche costruttive dell'edilizia residenziale popolare degli anni Sessanta.

Dal punto di vista della pedologia e dell'orografia, il complesso sorge su un terreno in leggerissima pendenza verso ONO e di natura alluvionale di spessore tra i 25 e i 30 m (Lenzi et al., 2018). Secondo lo studio geofisico appena citato, il fattore di amplificazione dell'area su cui insiste il fabbricato rientra nell'intervallo 1.3-1.4 (Figura 1-3).

Di seguito sono presentate le caratteristiche materico-costruttive del fabbricato nel suo stato di fatto e le proprietà meccaniche relative ai materiali desunte da letteratura, non disponendo dei risultati di specifiche prove per la caratterizzazione degli elementi strutturali.

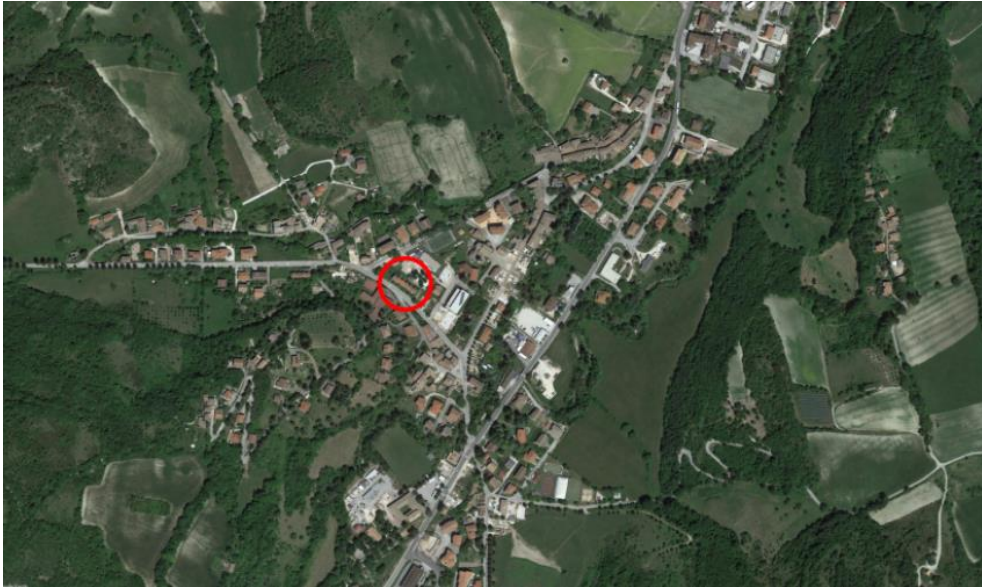


Figura 1-1: Ubicazione dell'edificio all'interno del comune di Pieve Torina (elaborazione da Google Maps)



Figura 1-2: Vista esterna del caso studio prima del terremoto (Valluzzi et al., 2021).

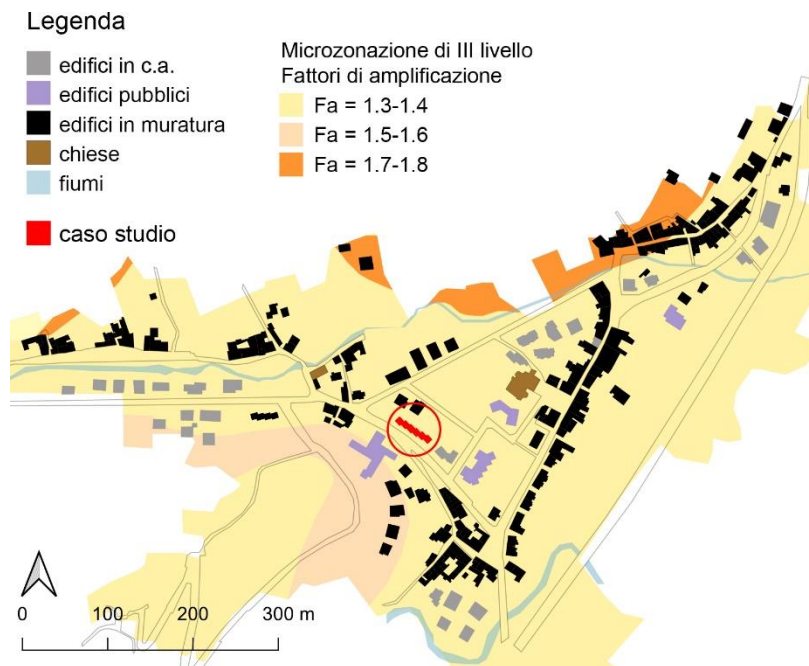


Figura 1-3: Pieve Torina: fattori di amplificazione, individuazione dei tipi di edifici e del caso studio. I dati della microzonazione sono desunti da <https://sisma2016data.it/microzonazione/> (elaborazione da Valluzzi et al. (2021)).

1.1 INQUADRAMENTO SISMICO

Secondo la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>), il valore di pericolosità sismica del comune di Pieve Torina espresso in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni è compreso tra 0.200g e 0.225g (Figura 1-4).

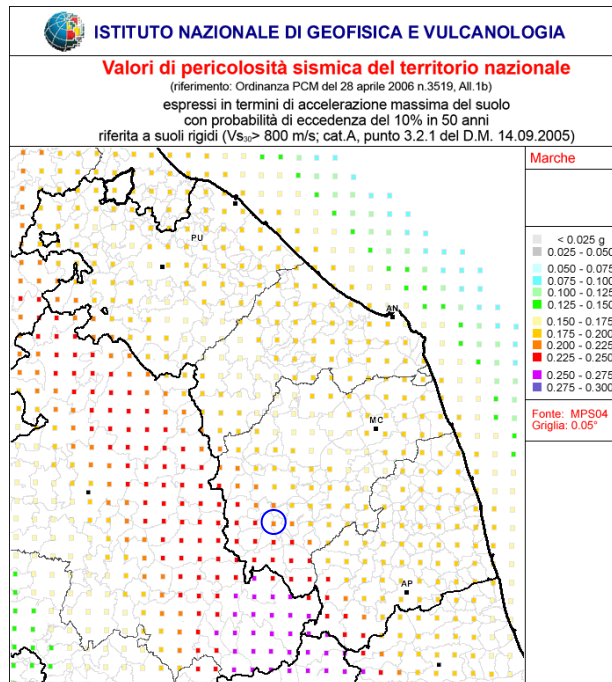


Figura 1-4: Mappa di pericolosità sismica della Regione Marche; in blu è cerchiato il comune di Pieve Torina (fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

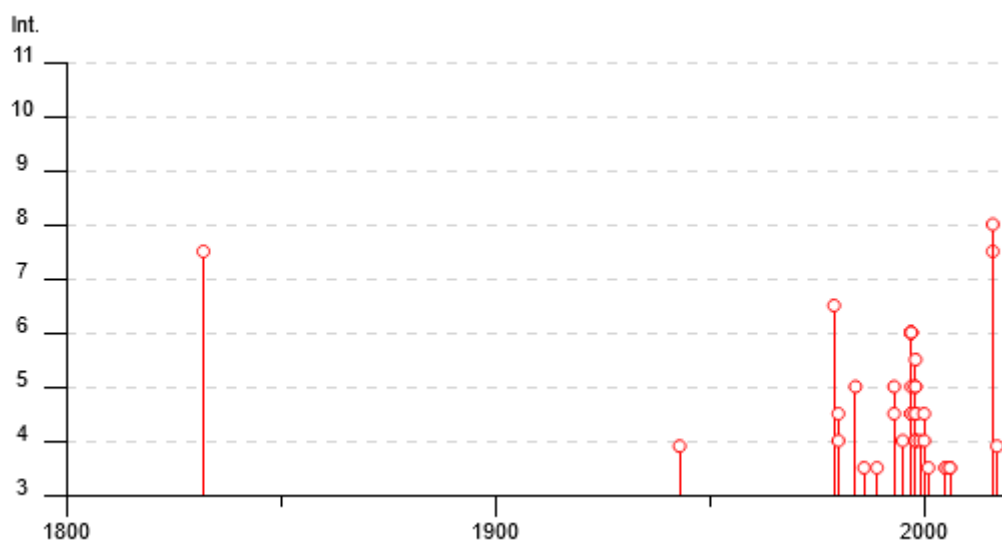


Figura 1-5: Diagramma degli eventi sismici con intensità di almeno grado III registrati nel comune di Pieve Torina (Locati et al., 2021).

A partire dal XIX secolo, il centro è stato colpito da numerosi eventi sismici con intensità medio alta, tra il grado VI e VIII della scala EMS-98 (Locati et al., 2021) (Figura 1-5); i più rilevanti sono quelli del 1832 (terremoto dell'Appennino umbro-marchigiano), 1979 e 1997 (Valnerina). In occasione dello sciame sismico del 2016-2017, il paese è stato principalmente colpito dalle scosse del 26 e 30 ottobre, rispettivamente con epicentro Visso e Norcia, e magnitudo 5.9 e 6.5 (Valensise et al., 2017). La distanza dall'epicentro dell'ultimo evento è di circa 24 km.

1.2 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SPETTRALE

L'edificio oggetto di studio ricade nella classe d'uso II (MIT, 2018) essendo un edificio di civile abitazione; considerando una vita nominale V_N pari a 50 anni, e tenendo conto del coefficiente d'uso C_U pari a 1,0, si ottiene un valore di periodo di riferimento dell'azione sismica V_R pari a 30 anni per lo stato limite di operatività (SLO), 50 anni per lo stato limite di danno (SLD), 475 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e 975 per lo stato limite di collasso (SLC).

Il comune di Pieve Torina è caratterizzato da un sottosuolo in classe C (Lenzi et al., 2018) e l'edificio caso studio è edificato su una zona in leggera pendenza con caratteristiche topografiche riconducibili alla classe T1, secondo la tabella 3.2.V di MIT (2018), da cui risulta $S_T=1.0$.

Tuttavia, per il sito specifico su cui è stato edificato il fabbricato, dalla relazione geologica (Lenzi et al., 2018) si evince che il terreno è composto da un sottile strato superficiale di limo argilloso (0,20 – 1,95 m), seguito da un secondo strato (1,95 – 12,00 m) di marna argillosa. In base alla caratterizzazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, la categoria del sottosuolo è B ($V_{S,30} = 467$ m/s).

I parametri di base della pericolosità sismica del sito per gli stati limite di riferimento e con riferimento alla classe del suolo reale sono riportati in Tabella 1-1.

Tabella 1-1: Parametri di caratterizzazione della pericolosità sismica del sito.

	SLO	SLD	SLV	SLC
a_g [g]	0.071	0.090	0.223	0.285
F_0	2.411	2.399	2.416	2.430
T_C^* [s]	0.274	0.285	0.322	0.335
S_s	1.500	1.500	1.377	1.284
C_c	1.610	1.589	1.526	1.506

La Tabella 1-2 riporta i fattori di smorzamento strutturale (ξ_k) e il fattore di alterazione dello spettro elastico in accelerazione (η_k) per la definizione degli spettri di risposta sovrasmorzati da utilizzare nelle verifiche dei meccanismi locali.

Tabella 1-2: Smorzamento della struttura e fattore di riduzione dello spettro ai diversi stati limite.

	SLO	SLD	SLV	SLC
ξ_k	5%	5%	15%	20%
η_k	1.000	1.000	0.707	0.632

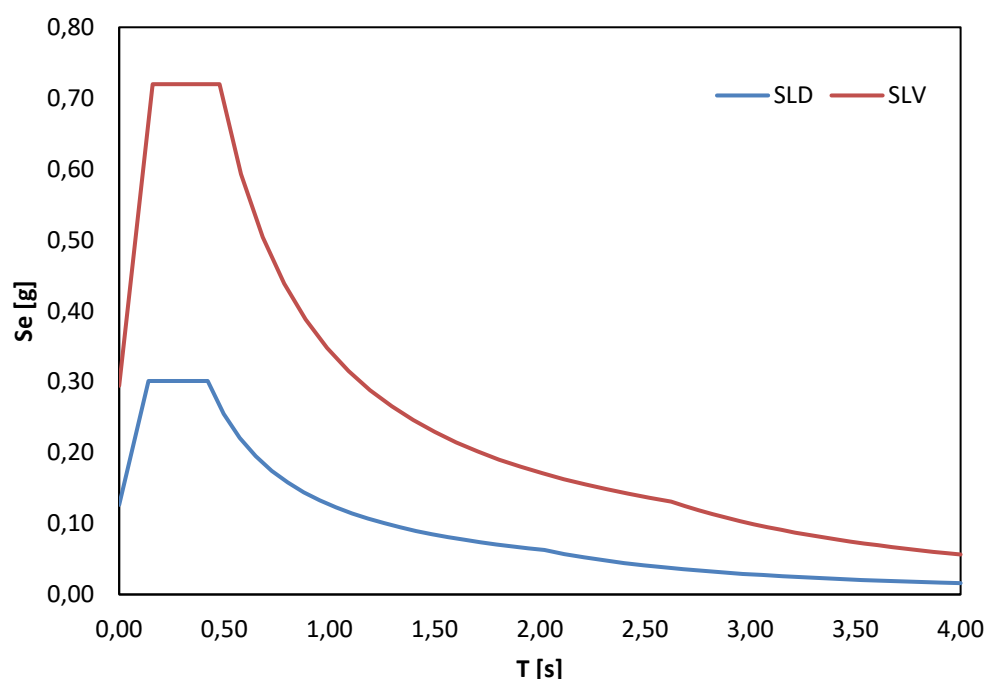


Figura 1-6: Spettri di risposta elastici per SLD e SLV.

Pieve Torina è stata colpita dalla sequenza sismica di agosto-ottobre 2016 in occasione degli eventi avvenuti nei giorni 26 (Mw 5.9) e 30 ottobre (Mw 6.5), con epicentri distanti circa 20 km. Tale circostanza offre l'occasione di confrontare gli spettri definiti da MIT (2018) con l'azione sismica effettivamente osservata nel sito. Tuttavia, a Pieve Torina non è presente una stazione della Rete Accelerometrica Nazionale e pertanto si sono considerati gli spettri di risposta relativi al sisma del 30 ottobre 2016 nelle cinque stazioni più vicine che hanno misurato l'evento (Tabella 1-3).

Tabella 1-3: Stazioni della Rete Accelerometrica Nazionale più vicine a Pieve Torina, distanza e accelerazione di picco al suolo (PGA) rispetto alla scossa del 30 ottobre 2016 (fonte: Italian ACcelerometric Archive, <https://itaca.mi.ingv.it/>).

Località	Sigla stazione	Distanza [km]	PGA [m/s ²]
Baregnano	T1220	8.22	2.53
Castelsantangelo sul Nera	CNE	18.54	4.67
Massaprofoglio	T1219	3.85	2.68
Monte Cavallo	MCV	6.64	3.55
Monte Fiegni	MNF	11.35	1.31

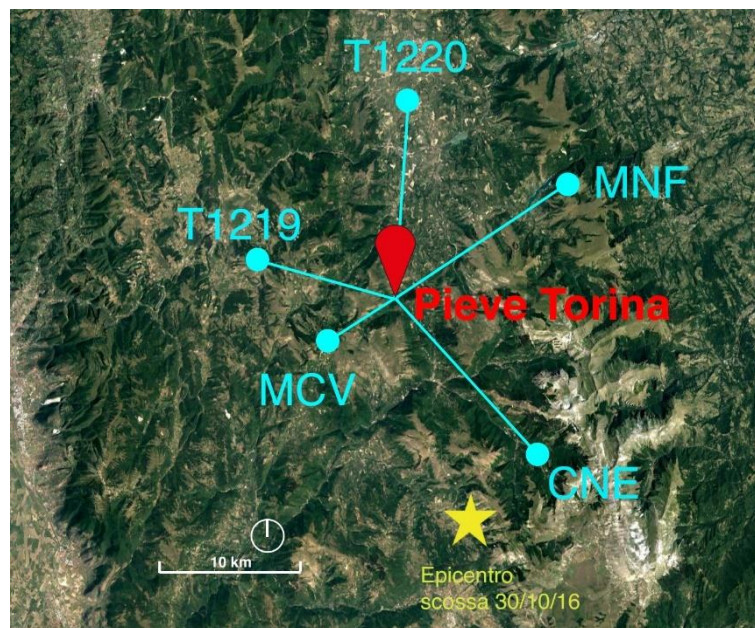


Figura 1-7: Localizzazione di Pieve Torina rispetto all'epicentro della scossa del 30 ottobre 2016 e posizione delle stazioni più vicine (il codice della stazione si riferisce a Tabella 1-3).

Lo spettro della località (Figura 1-8a) è stato ottenuto come media pesata rispetto alla distanza delle registrazioni nelle due direzioni orizzontali nei siti elencati in Tabella 1-3, secondo l'Eq. [1.1], in cui p_L è il parametro sismico (in questo caso lo spettro di risposta) che si vuole ottenere nella località, p_i lo stesso parametro nel sito in cui viene misurato e d_i la distanza tra il sito di misura e la località prescelta.

$$p_L = \frac{\sum_i \frac{p_i}{d_i}}{\sum_i \frac{1}{d_i}} \quad [1.1]$$

Il confronto con gli spettri di normativa (Figura 1-8b) evidenzia una PGA intermedia tra quella prevista per lo SLD e lo SLV, mentre la massima accelerazione è effettivamente paragonabile a quella

prevista agli stati limite ultimi. Il “plateau” dello spettro medio risulta essere meno esteso rispetto a quello di norma, pur avendo un periodo iniziale paragonabile: la massima amplificazione si verifica in corrispondenza di periodi compresi tra 0.1 s e 0.25 s, caratteristici di edifici bassi e con struttura rigida. Si osserva infine una decrescita dell’accelerazione molto più rapida di quella prevista per gli spettri SLV e SLC e che si porta verso lo spettro SLD.

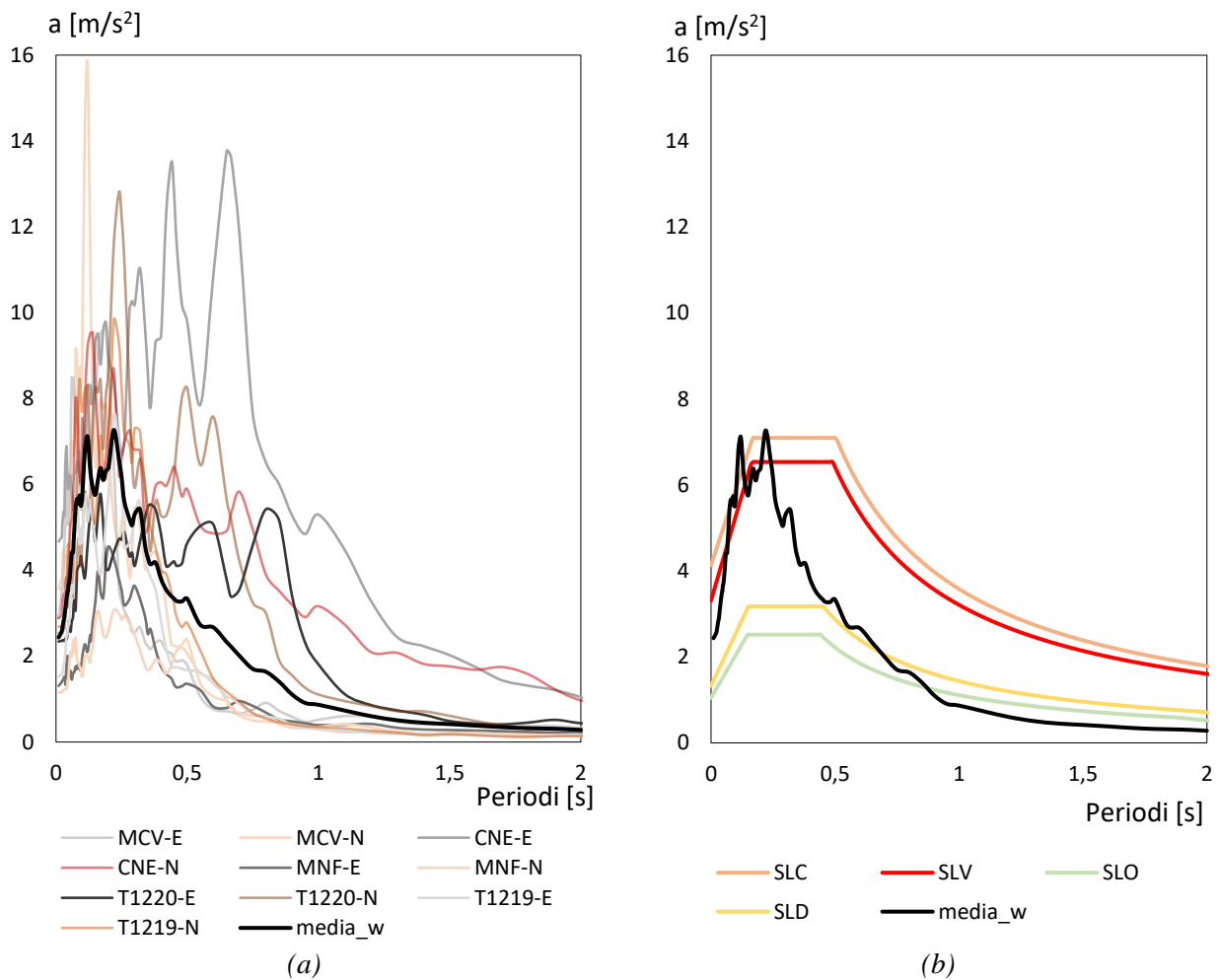


Figura 1-8: Pericolosità sismica del sito: (a) spettri di risposta relativi alla scossa del 30 ottobre 2016 nelle due componenti orizzontali e valore medio pesato; (b) confronto tra gli spettri di normativa elastici e lo spettro medio.

1.3 RILIEVO GEOMETRICO

Le singole unità hanno pianta pressappoco quadrata con lato pari a circa 7 m (7,57 x 6,85 m), murature perimetrali spesse 45 cm, due piani fuori terra (piano terra e piano primo, con sottotetto) e un piano seminterrato così che il calpestio del pianterreno si trova a circa 70 cm dal piano campagna. Lo sfalsamento tra un'unità e la successiva è pari a circa 1,5 m. L'altezza massima di gronda è pari a 6,90 m sul lato lungo, 9,07 m sulla sommità del timpano. L'area di piano calpestabile di ciascuna unità è di poco superiore a 33 m², mentre la scala ha un'impronta di circa 4 m². Il volume fuori terra complessivo delle sei unità è pari a 2094 m³ (Figura 1-9). Ciascuna unità è identificata con un numero progressivo da est a ovest (Figura 1-10).

Gli interni sono suddivisi in quattro ambienti da tramezzature non portanti (spessore 8-10 cm): nel quadrante in basso a sinistra l'ingresso e la scala, e a seguire verso destra, la cucina con le due finestrelle in facciata, la sala da pranzo unita al soggiorno. Nell'ingresso arriva anche la scala proveniente dalla cantina, la quale nel progetto originale risulta accorpata con la cantina dell'unità adiacente per limitare gli scavi necessari. Al primo piano sono presenti il bagno, posto in fondo al ballatoio di arrivo della scala, e a sinistra di quella le due camere accessibili dal ballatoio.

In sezione, si notano la presenza del sottotetto non praticabile e un sistema di fondazioni continue del tipo a "battolo" in calcestruzzo molto probabilmente non armato. L'interpiano misura circa 3 m. Le aperture sono disposte in modo simmetrico sulla facciata posteriore, leggermente eccentrico su quello anteriore con due finestrelle più piccole in corrispondenza del bagno e della cucina. Differenze minori riguardano la forma dell'imbotte delle finestre, a sgancio e non più a mazzetta e la presenza di un camino con canna fumaria estradossata nell'angolo del fabbricato.

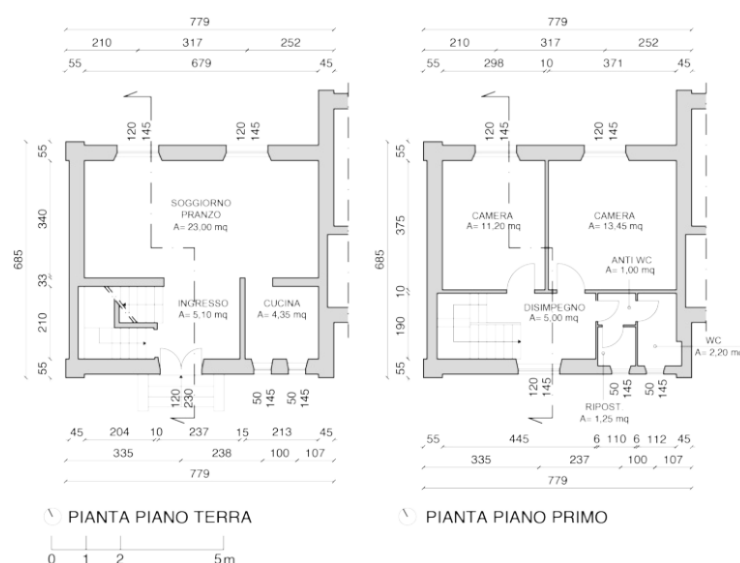


Figura 1-9: Piante del piano terra e del primo piano di una unità tipo.

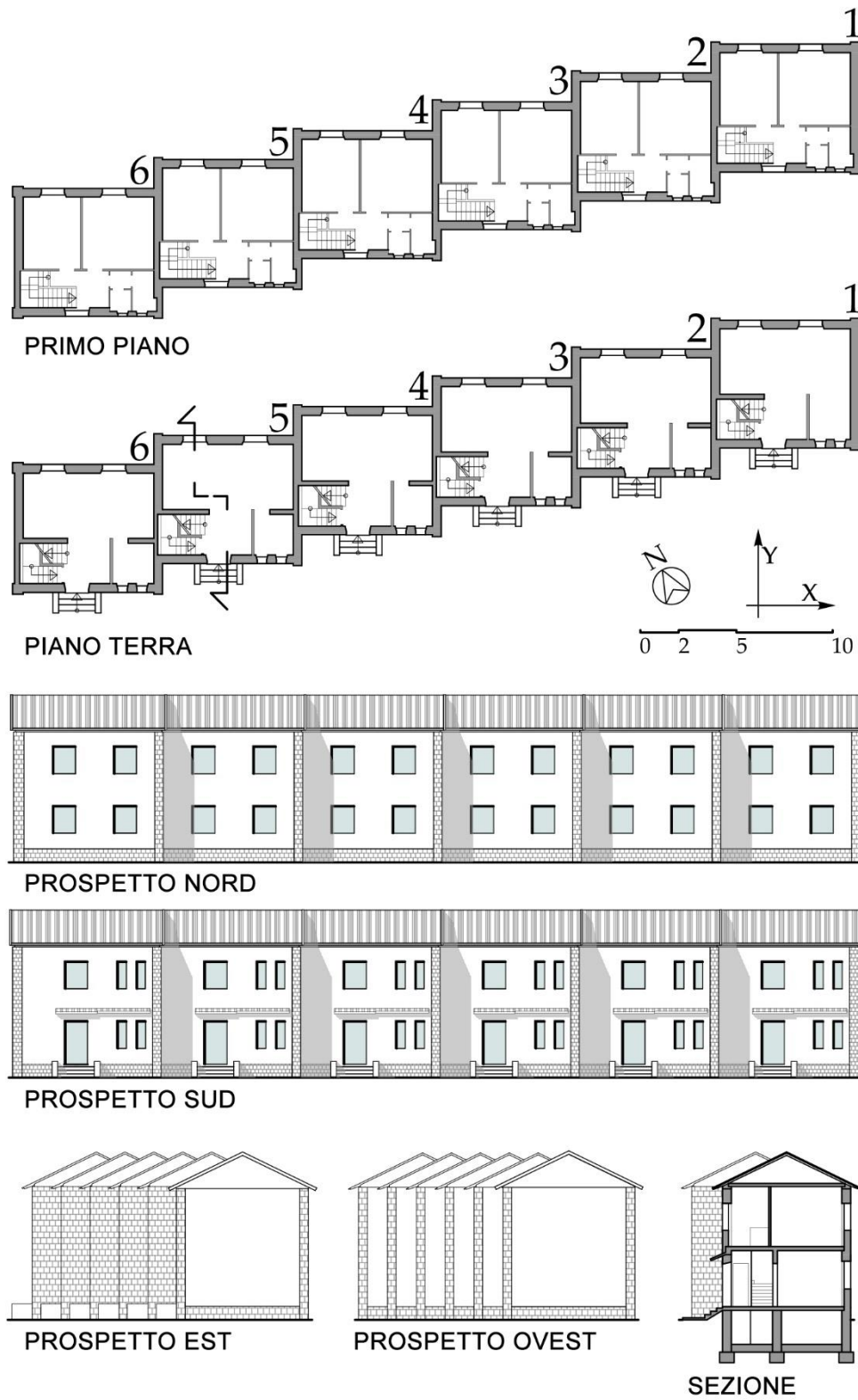


Figura 1-10: Rilievo geometrico del caso studio (Valluzzi et al., 2021).

Il confronto tra le piante depositate e un rilievo eseguito nel novembre 2019 sono evidenti diverse discrepanze, probabilmente dovute ad un adattamento del progetto in sede di cantiere per correggere alcune imprecisioni del progettista (Figura 1-11). In particolare, è evidente al pianterreno la sostituzione della tramezza che separa l'ingresso dal soggiorno con una muratura di maggior spessore, portante, che serve sia da appoggio della scala sia di appoggio intermedio del solaio, il cui spessore, comprensivo di finiti (cfr. *infra*), è di 18 cm. Il nuovo setto risulta anche più spostato verso l'ingresso per aumentare la dimensione delle stanze abitabili, il pranzo-soggiorno (ora unito) al pianterreno e le due camere al piano superiore, poiché nel progetto originale nessuna di esse raggiungeva la dimensione minima prevista da MLP (1968). La cucina si apre ora verso il soggiorno e non più sull'ingresso. Nella scala non è stato realizzato il piè d'oca e per poter superare il dislivello i due gradini tra i pianerottoli sono più stretti e più alti degli altri. Anche la cantina è stata realizzata diversamente, spostandola al di sotto della zona pranzo, così da conservare l'autonomia di ciascuna unità.

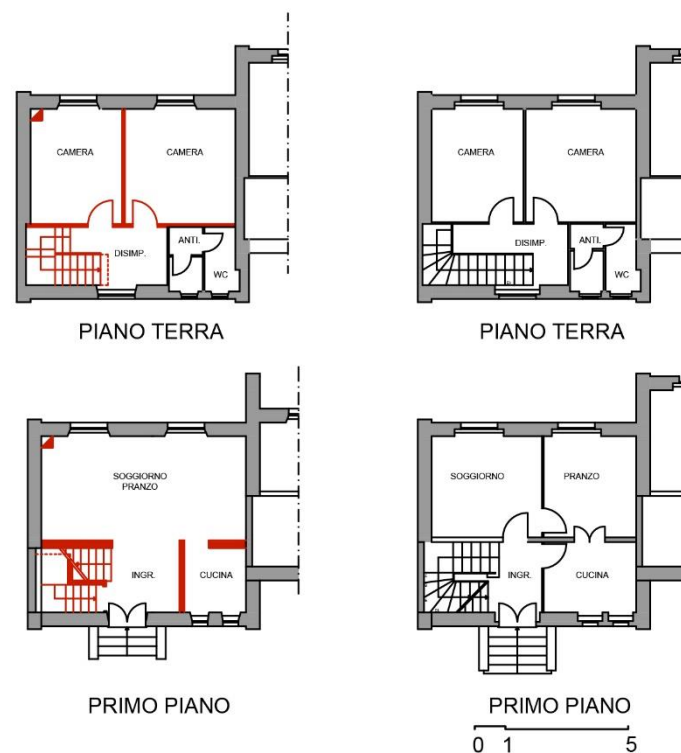


Figura 1-11: Confronto tra il progetto depositato all'ERAP (a sinistra) e lo stato rilevato a novembre 2019 (a destra). In rosso emergono le differenze nelle partizioni interne.

1.4 RILIEVO FOTOGRAFICO

La Figura 1-12 propone alcune foto rappresentative dell'edificio.

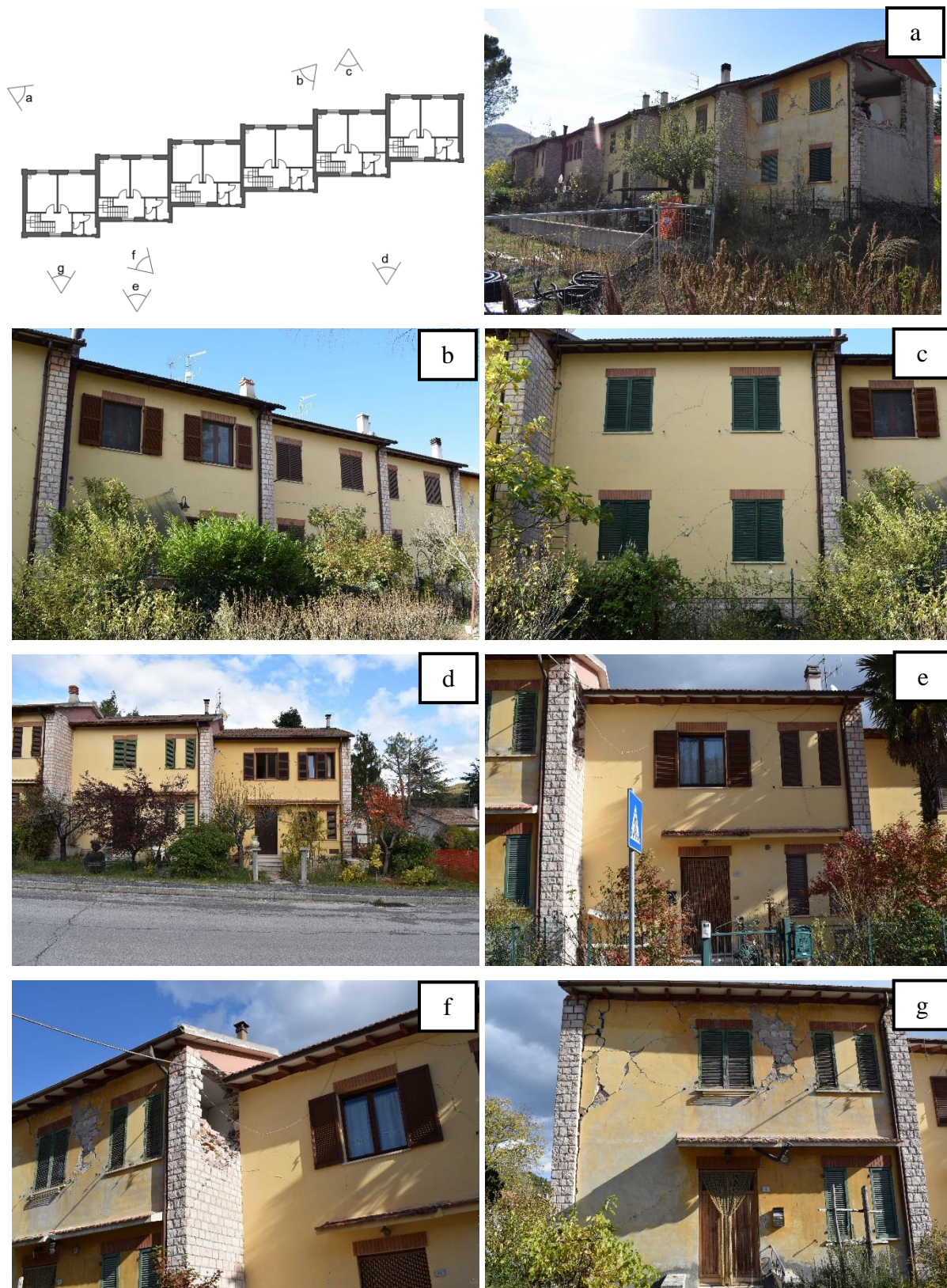


Figura 1-12: Foto esemplificative dell'edificio caso studio. I coni ottici identificano la fotografia.

1.5 RILIEVO MATERICO-COSTRUTTIVO

Le caratteristiche materico-costruttive sono state desunte interamente da rilievi in sito. L'edificio è costituito da muratura portante in pietra a spacco, con differenti livelli di lavorazione: essa si presenta squadrata e regolare nel paramento a vista esterno dei muri divisorii tra le unità, e appena sbazzata nei pannelli intonacati delle altre pareti. La parete di fondo della scala è stata realizzata in blocchi forati. Lo spessore della muratura portante è costante sia in altezza che in pianta e pari a 45 cm per le parti in pietrame e 26 cm per quelle in blocchi. Le pareti interne non portanti sono in mattoni forati, con spessore pari a 11 cm. Non è stato possibile stabilire la natura del setto murario trasversale nel seminterrato, anche se è probabilmente anch'esso in pietrame.

Si distinguono tre tipi murari (Figura 1-13 e Figura 1-14):

- MUR1: è la tipologia muraria più frequente, con pietre calcaree del tipo “scaglia rossa” o “scaglia cinerea”, dal caratteristico colore rosato o bianco, rispettivamente (Lenzi et al., 2018). Le pietre sono lavorate a blocchi sbazzati, con dimensione irregolare e apparecchiati a corsi sub-orizzontali. La sezione si compone di due paramenti dello stesso materiale semplicemente accostati (Figura 1-15 a, c). Lo spessore è pari a 45 cm.
- MUR2: presente nelle porzioni d'angolo e nei pannelli visibili esternamente del muro divisorio tra unità, è composta da blocchi squadrati di pietrame calcareo nel paramento esterno, apparecchiati in filari orizzontali, semplicemente accostato a quello interno, composto invece di blocchi appena sbazzati del tipo MUR1. Il blocco esterno appare molto regolare; si tratta in realtà di un elemento di forma piramidale, la cui base è visibile sulla superficie muraria (Figura 1-15 b, c). Lo spessore è pari a 45 cm.
- MUR3: si compone di blocchi forati in laterizio, con fori di alleggerimento circolari e di dimensioni di circa 26x13x13 cm. I blocchi sono apparecchiati con i fori in orizzontale, coprendo così con un solo blocco l'intero spessore della parete, pari infatti a 26 cm (Figura 1-16). Con gli stessi blocchi sono realizzati anche i timpani murari di chiusura delle unità di testa, il muro portante interno al piano terra e le fasce di piano sopra e sotto le aperture.

La malta impiegata per tutti i muri è di tipo cementizio.

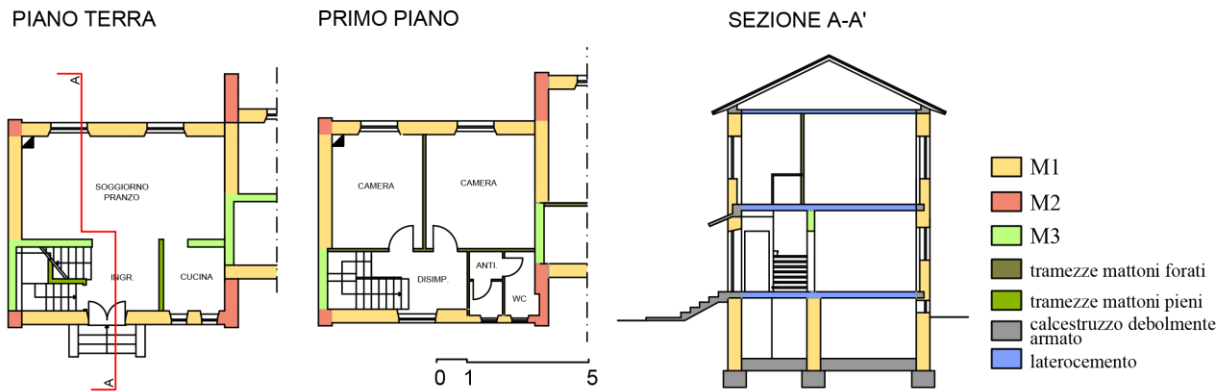


Figura 1-13: Riconoscimento dei tipi murari in pianta e in sezione per una unità tipo.

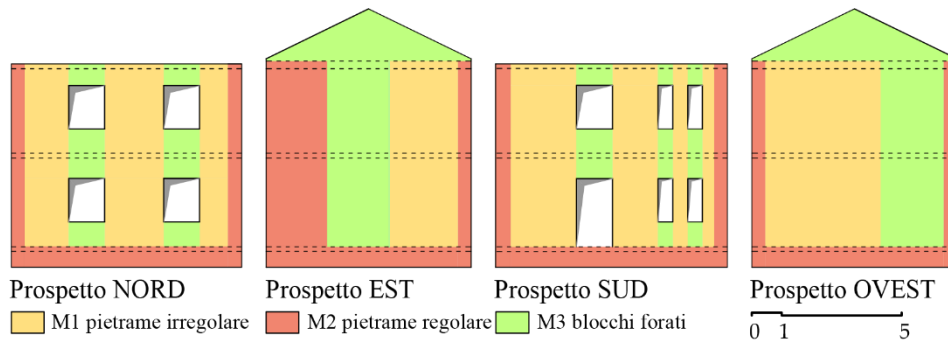


Figura 1-14: Riconoscimento dei tipi murari in prospetto per una unità tipo.

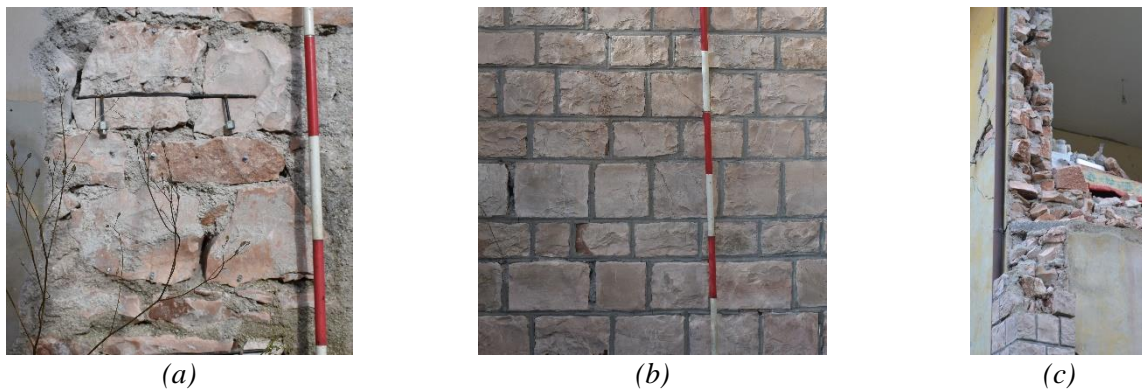


Figura 1-15: Tipi murari nell'edificio caso studio: (a) M1, prospetto; (b) M2, prospetto; (c) M1 e M2, sezione comune ad entrambi i tipi murari.



Figura 1-16: Tipi murari nell'edificio caso studio: (a) M3, prospetto; (b) M3, sezione.

La scala presenta una soletta rampante in c.a. gettata in opera, poggiate sulle murature perimetrali del vano e sul muretto ad una testa che chiude la rampa in discesa verso il seminterrato. Poiché lo sbarco della scala avviene più avanti della chiusura del pianerottolo è possibile immaginare la presenza di una trave di appoggio tra la parete di facciata e il setto portante interno.

Relativamente alle strutture orizzontali, il fabbricato presenta due solai di interpiano calpestabili di tipo SAP, di spessore 19,5 cm compresi i finiti (primo e secondo orizzontamento, Figura 1-17), un solaio di controsoffitto coincidente con il terzo orizzontamento (sottotetto) non calpestabile, anch'esso di tipo SAP, sebbene con spessore più contenuto (13,5 cm), e un sistema di copertura con travetti in calcestruzzo armato precompresso tipo Varese, passati 60 cm, intervallati da tavelloni in laterizio. Tale descrizione fa riferimento a quanto misurabile in sito e portato in vista dal danno sismico raggiunto nel 2016.

Si individuano, quindi, due tipi di solaio (SOL1, SOL2) e uno di copertura (COP).

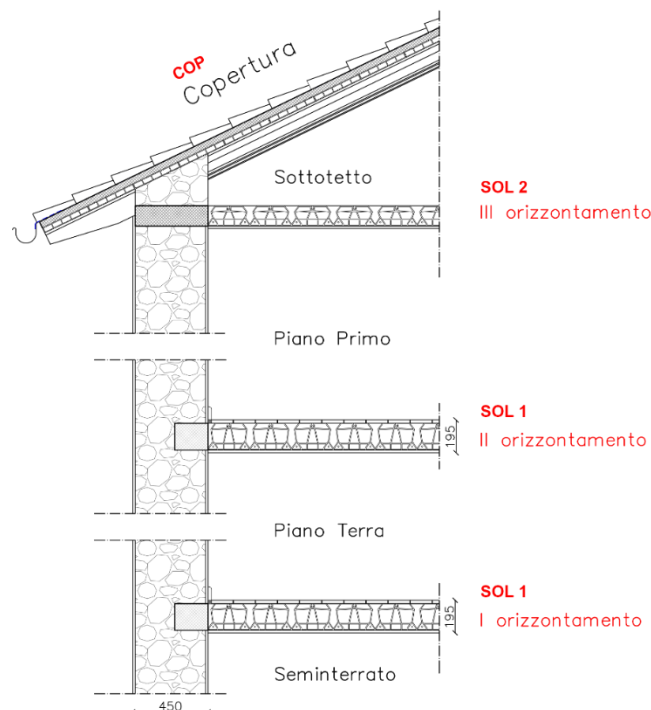


Figura 1-17: Dettaglio dell'organizzazione strutturale di elementi verticali e orizzontali.

- SOL1: A questo tipo appartengono i solai del primo e del secondo orizzontamento. Il sistema costruttivo è di tipo SAP (Senza Armatura Provvisoria), realizzato con travetti in mattoni forati accostati, alternati a travetti di calcestruzzo debolmente armato gettato in opera e semplicemente rasati; lo spessore della parte strutturale è pari a 16 cm, mentre lo spessore completo di pacchetto di finitura è pari a 19,5 cm, comprensivo di intonaco cementizio all'intradosso e piastrelle sul piano di calpestio (Figura 1-18). In RDB (1982), l'armatura tipica dei solai SAP è indicata, per ciascun travetto, di 2 Ø 3 negli alloggiamenti superiori e 3

tondi inferiori (possibili \varnothing 4-5-6). Lo spazio minimo tra un travetto e l'altro, in cui viene costipato il calcestruzzo (privo di armatura) è pari a 2,5 cm.

Il solaio del secondo livello è collegato a un cordolo in calcestruzzo, probabilmente non armato, lungo tutto il perimetro e largo all'incirca metà dello spessore della parete.

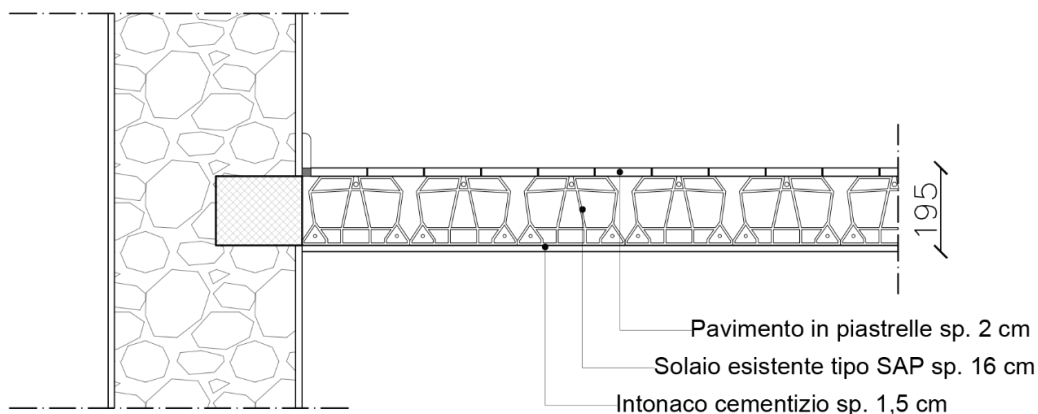


Figura 1-18: Stratigrafia del SOL1.

- SOL2: A questo tipo appartiene il solaio del terzo orizzontamento, ossia il sottotetto, non accessibile. Il solaio è di tipo SAP, con travetti di altezza pari a 12 cm. Non è presente il pavimento in piastrelle, ma solo l'intonaco cementizio all'estradosso, per uno spessore totale pari a 13,5 cm (Figura 1-19). Un cordolo a tutto spessore in calcestruzzo borda il solaio.
- COP: La copertura è stata realizzata con travetti prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso, tipo Varese, passo 60 cm, poggianti sul cordolo del terzo orizzontamento e intervallati a tavelloni forati in laterizio spessi 3,5 cm. Una liscia in calcestruzzo non armato (4 cm) completa il sistema, per uno spessore totale di 21,5 cm. Il manto di copertura comprende lo strato impermeabilizzante e le tegole marsigliesi in cemento (Figura 1-19).

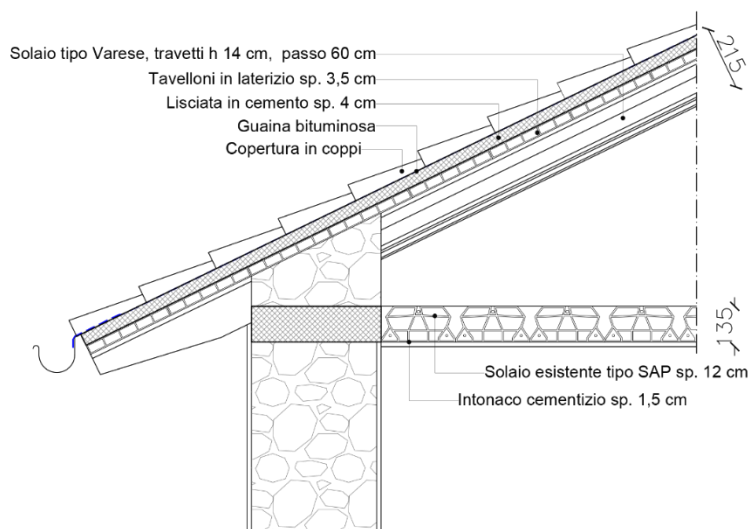


Figura 1-19: Stratigrafia di SOL2 e ipotesi della copertura COP.

1.5.1. Analisi dei carichi

In Tabella 1-4 sono riportati carichi agenti sugli orizzontamenti: i pesi permanenti strutturali (g_{k1}) sono stati determinati secondo quanto definito nei manuali tecnici di riferimento (RDB, 1982) e il loro differente uso. I pesi non strutturali (g_{k2}) corrispondono ad una finitura di piastrelle in graniglia posate su un sottile strato di allettamento sottostante, che non sono stati considerati per il solaio del terzo livello (SOL 2, III orizzontamento): sul secondo solaio (SOL 1, II orizzontamento) è stato considerato anche un carico distribuito equivalente alle partizioni non strutturali (MIT, 2018). I carichi accidentali (q_k) corrispondono all'uso degli ambienti, variabile tra le categorie A e H (MIT, 2018, Tab. 3.1.II), da coefficientare secondo la combinazione sismica definita al par. 2.5.3 [1.1]:

$$g_{k1} + g_{k2} + \sum_j \psi_{2j} q_{kj} \quad [1.1]$$

Tabella 1-4: Carichi assunti per i diaframmi del caso studio.

Orizzontamento	spessore [cm]	g_{k1} [kg/m ²]	g_{k2} [kg/m ²]	q_k [kg/m ²]	Ψ_{2j}
I	16	130	50	200	0.3
II	16	130	90	200	0.3
III	12	110	0	50	0
Cop	12	110	60	50	0

1.6 PROPRIETA' DEI MATERIALI

Non sono disponibili prove di caratterizzazione meccanica diretta dei materiali. I valori proposti sono stati ottenuti, dove possibile, mediante metodi di tipo qualitativo di comprovata validità oppure facendo riferimento alla letteratura scientifica o alla normativa vigente, per situazioni compatibili con quelle osservate. Il livello di conoscenza assunto nelle analisi è il più basso (LC1), cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1.35$.

1.6.1. Murature

In assenza di una specifica campagna sperimentale, i dati sulle proprietà dei materiali sono stati dedotti dalla letteratura, dalla correlazione con metodi indiretti come l'Indice di Qualità Muraria (IQM) (Borri et al., 2015, 2020; Borri & De Maria, 2019) e dalla normativa (MIT 2018, 2019).

Dal confronto dei risultati derivati dal metodo dell'IQM con i materiali elencati nella Tabella C8.5.I di MIT (2019), la muratura di pietrame irregolare (M1) trova buona corrispondenza con la “muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)”, quella a tessitura regolare (M2) con la “muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo”. Considerato il primo livello di conoscenza (LC1), in Tabella 1-5 sono riportati i valori minimi delle caratteristiche meccaniche (f_m resistenza a compressione media; f_{hm} resistenza media a compressione in direzione orizzontale; f_k

resistenza caratteristica a compressione; τ_0 resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali) e quelli medi dei moduli elastici (G modulo di elasticità tangenziale; E modulo di elasticità longitudinale; E_h modulo di elasticità in direzione orizzontale), come prescritto dalla normativa di riferimento; w rappresenta il peso specifico.

Per il tipo M3 (blocchi forati) non è possibile né pertinente eseguire nemmeno la valutazione di qualità muraria, e pertanto si fa riferimento ad una campagna sperimentale condotta da Messali et al. (2017) su una muratura analoga. Murature di questo tipo sono caratterizzate da una bassa resistenza accompagnata da una notevole rigidità e una ridotta duttilità dovuta alla malta cementizia. La disposizione non corretta dei fori, paralleli ai letti di malta, è inoltre causa del poco ingranamento tra i blocchi, posti a contatto sulla faccia liscia, e facilita la propagazione delle lesioni nel giunto di malta (Borri et al., 2009).

Tabella 1-5: Parametri meccanici dei tipi murari presenti nell'edificio; i valori per M1 e M2 sono desunti da MIT (2019), quelli per M3 da Messali et al. (2017).

TIPO	TIPO MIT 2019	w [kN/m ³]	f_m [MPa]	f_{hm} [MPa]	f_k [MPa]	τ_0 [MPa]	G [MPa]	E [MPa]	E_h [MPa]
M1	Muratura in pietrame disordinata	19	1.00	0.75	0.52	0.018	290	870	870
M2	Muratura a conci sbazzati	20	2.0	1.50	1.04	0.035	410	1230	1230
M3	/	10	1.56	1.56	1.09	0.113	1718	4370	2370

1.6.2. Orizzontamenti

Vista la prevalenza nei diaframmi orizzontali della componente in laterizio in questo tipo di orizzontamenti, le proprietà meccaniche equivalenti (modulo elastico longitudinale e di taglio) sono state stimate considerando i moduli di una muratura in blocchi con percentuale di foratura compresa tra il 45 e il 65% delle precedenti NTC (Tab. C8A.2.1 di MIT, 2009), cui può essere assimilato un solaio di tipo SAP, scegliendo i valori minimi a favore di sicurezza. Il modulo elastico longitudinale (E) nella direzione di orditura (E_x) è pari a 1200 MPa, 600 MPa nella direzione ortogonale (E_y); il modulo di taglio (G) è di 300 MPa, e il modulo di Poisson (ν) a 0.25. Gli stessi parametri sono stati adottati anche per la copertura, ad eccezione di E_y pari a 1000 MPa, e ν assunto nullo.

Non risultando direttamente accessibili gli elementi in calcestruzzo, i ferri di armatura sono stati ritenuti in acciaio di tipo AQ42 (con resistenza a snervamento media $f_{ym}=322$ MPa), con riferimento agli studi condotti da Ricci et al. (2011) per edifici di quest'epoca. In rapporto alle normative dell'epoca (DR, 1939) il calcestruzzo adottato a titolo cautelativo è di tipo C16/20.

1.7 RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO

Il danno osservato per l'edificio oggetto di studio (Figura 1-20) è medio-alto e corrisponde ad un livello 3 secondo la scala EMS-98 (Grünthal et al., 2019), una scala discreta che va da 0 (assenza di danno) a 5 (collasso). Pieve Torina è stata colpita in particolare dall'evento sismico del 30 ottobre 2016. Il quadro fessurativo evidenzia la prevalenza dell'azione sismica nella componente E-O, parallela alle facciate nord e sud e si notano in particolare:

- Danno da taglio nei maschi murari delle facciate nord, sud ed est, più severo nelle celle di testa (numero 1 e 6) e nelle porzioni più alte dell'edificio (Figura 1-21 a, b, c)
- Fessure lievi da scorrimento e schiacciamento nelle fasce di piano
- Disgregazione locale e ribaltamenti fuori piano con collasso dei pannelli murari nelle facciate ovest ed est della cella 6 (Figura 1-21 d, e)
- Danno da taglio delle partizioni interne non strutturali e leggero danno nel piano del setto portante interno (anche se questa informazione è condizionata dalle limitate possibilità di accesso all'edificio)
- Lesioni da scorrimento tra pareti e solai a piano terra, soprattutto nelle celle interne (Figura 1-21 f)

Questo comportamento conferma la propensione delle celle d'estremità al danno sismico già nota in letteratura (Giuffrè, 1993). Nonostante il loro spessore ridotto, le fasce di piano si sono dimostrate più resistenti dei maschi murari, e sono state in grado di garantire il collegamento tra i maschi, assieme ai solai, in condizioni sismiche. In effetti, i maschi, che possono essere considerati snelli sulla base delle loro dimensioni geometriche, mostrano danni da taglio piuttosto che da flessione. Il comportamento osservato dimostra le scadenti proprietà meccaniche della muratura, ma anche che esiste una discreta connessione tra le parti. Il ribaltamento dei pannelli murari ricorda più un effetto disgregativo, compatibile con l'assenza di elementi di collegamento tra i due paramenti murari che costituiscono la sezione delle murature perimetrali (cfr. §1.5).

Il comportamento dei diaframmi di piano è stato buono, senza danni evidenti, a dispetto di una vulnerabilità ragionevolmente ipotizzabile: il buon comportamento sismico è stato reso possibile probabilmente dalle luci strutturali contenute.

In generale, il comportamento dell'edificio può essere considerato *ibrido*, in quanto gli orizzontamenti semirigidi e la presenza dei cordoli, seppure non armati, hanno garantito un comportamento nel piano delle murature, ma la scarsa qualità muraria ha determinato fenomeni di collasso locale e danni da taglio molto gravi nei pannelli portanti. Nel complesso non può dirsi del

tutto assicurato il funzionamento scatolare delle celle che costituiscono il fabbricato. Il quadro di danno osservato è stato utilizzato per la calibrazione del modello strutturale (§2.1).

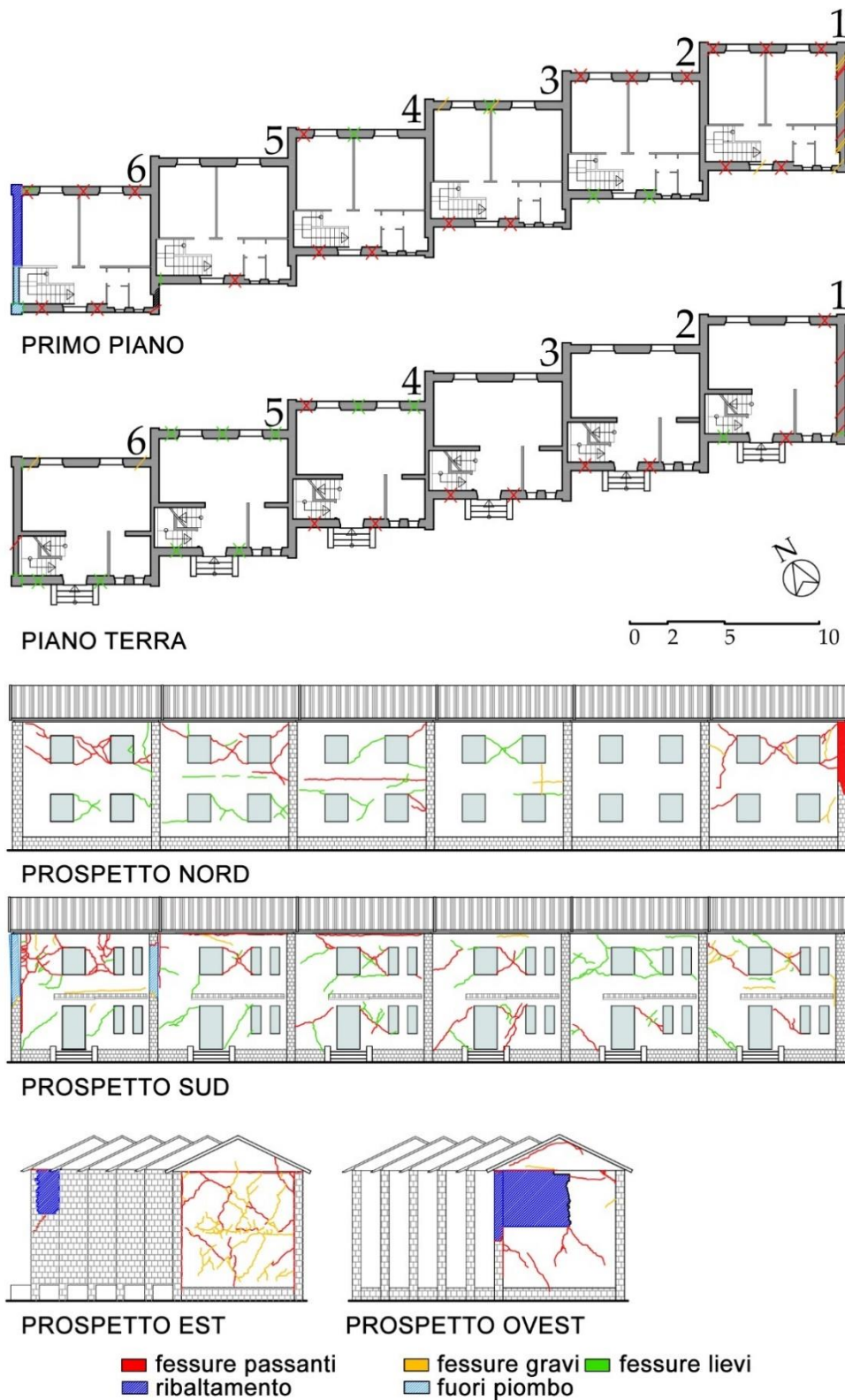


Figura 1-20: Quadro fessurativo rilevato nell'edificio (Valluzzi et al., 2021).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 1-21: Foto esemplificative dello stato di danno dell'edificio: danno da taglio nei maschi murari nelle facciate (a) nord e (b) sud della cella 6 e attivazione del ribaltamento della facciata ovest; (c) danno da taglio nella facciata est della cella 1; disgregazione nelle facciate (d) est e (e) ovest dell'unità 6; (f) fessure da scorrimento a livello del solaio nella cella 4 (Valluzzi et al., 2021).

2. VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO

Nell'edificio caso studio sono riconoscibili numerosi fattori di vulnerabilità: irregolarità planimetrica; presenza di maschi snelli; vicinanza delle aperture agli angoli delle celle; scarsa qualità muraria, soprattutto nella tessitura in sezione; assenza della cappa di ripartizione e di travetti resistenti nei solai; assenza di murature trasversali; assenza di elementi di collegamento efficaci (cordoli non armati).

Nel presente capitolo si illustrano quindi la procedura di calcolo e le ipotesi avanzate per la valutazione della comportamento sismico del sistema strutturale e per determinare il fattore di prestazione ζ_E , definito in MIT (2019) come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (espressa come accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento che può essere sostenuta dalla struttura, PGA_C) e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sullo stesso sito e con le stesse caratteristiche (accelerazione orizzontale massima di progetto sul sito di riferimento, PGA_D). Con riferimento allo SLV, il fattore di prestazione prende il nome di indice di rischio IS-V, che è alla base dell'attuale sistema di classificazione del rischio sismico degli edifici assieme alla Perdita Annuale Media (PAM) (MIT 2017, 2020). La PAM rappresenta il costo percentuale annuale per ricostruzione o riparazione dei danni sismici che si manifestano nel corso della vita dell'edificio. Per ciascuno dei due indici, è possibile ricavare una classe da A+ a G a rischio crescente, secondo gli intervalli in Tabella 2-1 e Tabella 2-2; la classe di rischio dell'edificio è la peggiore tra le due.

Le valutazioni presentate nel seguito considerano sia il comportamento globale della struttura, simulato mediante un modello numerico a telaio equivalente, sia il comportamento locale per meccanismi di collasso fuori piano.

Tabella 2-1: Classificazione del rischio sismico mediante indice PAM secondo MIT (2017).

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

Tabella 2-2: Classificazione del rischio sismico mediante indice IS-V secondo MIT (2017).

Indice di sicurezza (IS-V)	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}

2.1. VERIFICA DEL COMPORTAMENTO GLOBALE

Il quadro fessurativo determinato dal sisma, di tipo prevalentemente tagliante (Figura 1-20), giustifica un'analisi numerica di tipo globale. Il modello di calcolo scelto, visto il comportamento sismico chiaramente espresso dai pannelli murari, è il telaio equivalente, che offre un buon compromesso tra affidabilità dei risultati, robustezza e velocità di calcolo. L'analisi eseguita è del tipo statico non-lineare, secondo quanto previsto da MIT (2018) per edifici esistenti in grado di esprimere un comportamento globale, eseguita mediante il software 3Muri (STA DATA, ver. 13.2.0.6).

2.1.1. Il modello a telaio equivalente

Nell'ambiente 3Muri, secondo il macro-modello proposto da Lagomarsino et al. (2013), le pareti in muratura con aperture (porte e finestre) sono schematizzate in elementi portati sollecitati da carichi verticali (maschi murari), connessi da "travi in muratura" (fasce di piano) poste tra due finestre in successione verticale; maschi e fasce si connettono attraverso nodi rigidi. Nel modello di calcolo, maschi e fasce sono simulati da elementi bidimensionali con una legge taglio-spostamento multilineare in cui, alle estremità superiori e inferiori sono concentrate la deformabilità assiale e flessionale, mentre, nella porzione centrale, quella tagliante. Questa schematizzazione è valida in presenza di connessioni in grado di evitare l'attivazione dei meccanismi di rottura fuori dal piano dei pannelli murari, garantendo il comportamento scatolare dell'edificio. La resistenza dei maschi murari è funzione di due termini, l'area della sezione e la resistenza al taglio dei materiali, e la modalità di collasso è differente a seconda dei livelli di tensione verticale. Nel caso in cui il carico verticale sia rilevante si avrà un comportamento flessionale, raggiungendo il collasso ai due spigoli attorno al quale avviene la rotazione. Se, invece, la tensione verticale media è molto bassa il pannello scorre lungo il letto di malta, poiché ne viene impedita la rotazione, raggiungendo il collasso per scorrimento

attritivo. Infine, nel comportamento di tipo taglio-diagonale, si manifestano le lesioni diagonali a croce di Sant'Andrea. In tal caso, la tensione verticale ha un valore medio tale da impedire la rotazione del pannello senza portare al collasso le estremità. Tali condizioni sono schematizzate in Figura 1-6.



Figura 2-1: Possibili rotture di secondo modo dei macro-blocchi nell'approccio a telaio equivalente. (Magenes et al., 2000)

I cordoli in calcestruzzo armato sono modellati come travi non-lineari collegate al telaio alle sezioni d'estremità da cerniere elasto-plastiche, le cui proprietà sono determinate da normative vigenti a livello italiano ed europeo (MIT 2018, CEN 2004). I diaframmi sono modellati come membrane con spessore e rigidezza equivalenti, attive esclusivamente nel loro piano medio.

In fase di analisi il programma riconosce i meccanismi di rottura per pressoflessione e taglio. Per ciascuno dei due viene definito un legame costitutivo in funzione del taglio normalizzato e dello spostamento (*drift*) attraverso una curva multilineare sulla quale vengono determinati i limiti che identificano lo stato di danno raggiunto dal macroelemento. Essi si suddividono in:

- DL1: danno Lieve;
- DL2: danno Moderato;
- DL3: danno Grave;
- DL4: danno Molto grave;
- DL5: Collasso.

Per ciascuna analisi eseguita vengono restituiti i prospetti dell'edificio analizzato differenziando per colori i maschi murari e le fasce di piano a seconda dello stato di danno raggiunto. In Figura 2-2 sono riportati i legami costitutivi per i meccanismi di rottura a pressoflessione e a taglio.

Il comportamento di ciascun pannello viene simulato definendo i valori di *drift* limite: per spostamenti compresi tra 0 e δ_1 il pannello si trova in fase elastica, tra δ_1 e δ_2 esso è ad incipiente plasticità, tra δ_2 e δ_3 si trova in fase plastica, tra δ_3 e δ_4 il pannello è ad incipiente rottura, tra δ_4 e δ_5 esso risulta essere rotto con decadimento di resistenza, infine, per valori maggiori di δ_5 si ha lo stato di crisi con collasso del pannello.

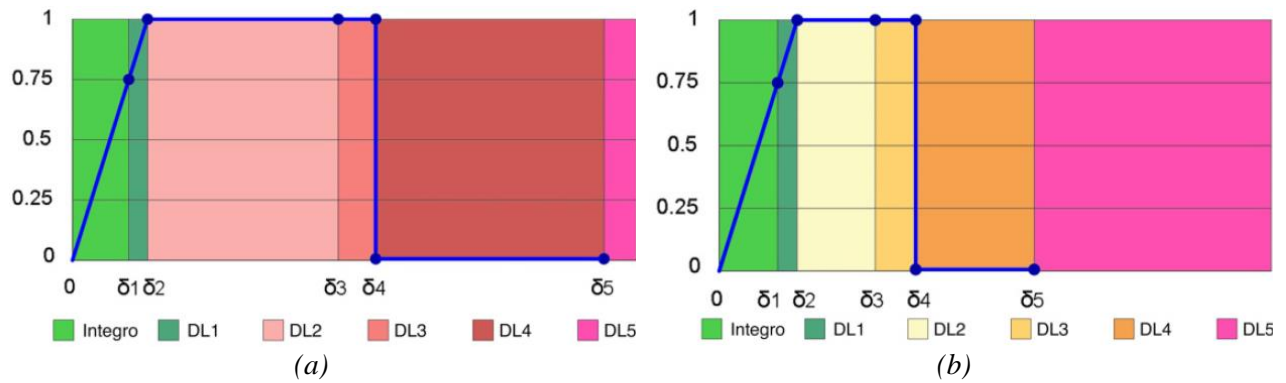


Figura 2-2: Legame costitutivo con individuazione degli stati di danno relativi al meccanismo di a) pressoflessione; b) taglio (STA DATA srl, 2021).

2.1.2. Costruzione del modello numerico

Nel software 3Muri, il modello è stato calibrato sulla base del comportamento di una sola cella (numero 6, cella di testa ovest, Figura 1-10), cosicché le analisi restituissero un quadro di danno quanto più simile a quello realmente osservato (Lulić et al., 2021). La cella 6, infatti, risulta la più danneggiata, ciò che può semplificare il processo di calibrazione del modello perché rende più evidente il comportamento sismico (Figura 1-14 a,b,e). Le scelte definitive sono state poi utilizzate sul modello a 6 celle per la validazione. In Figura 2-3, si riportano le viste 3D del modello strutturale.

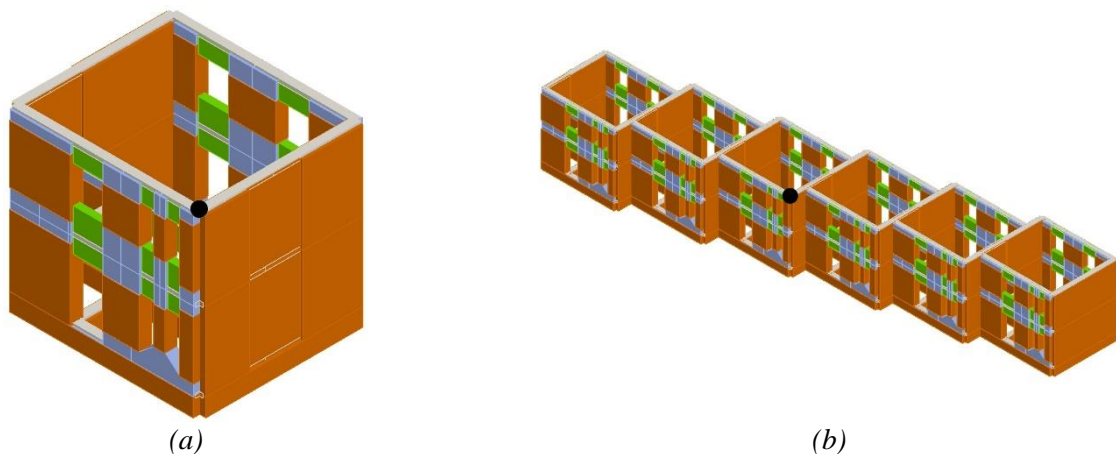


Figura 2-3: Viste assometriche del modello strutturale: a) cella 6 di calibrazione; b) intera schiera. Il pallino nero evidenzia il nodo di controllo. Arancione per i maschi murari, verde per le fasce di piano, azzurro per i nodi rigidi, grigio per le travi in c.a. (Valluzzi et al., 2021).

Il modello presenta alcune semplificazioni della reale configurazione geometrica dell'edificio: l'interrato è stato considerato per la sola porzione fuori terra; la copertura come carico verticale distribuito sull'ultimo orizzontamento; i timpani come carico lineare in sommità alle pareti. La parte interrata viene considerata vincolata dal terreno circostante, mentre la rigidità della copertura è

ritenuta non significativa in assenza della cappa di ripartizione. Inoltre, i travetti prefabbricati presentano solo armatura longitudinale e non sono in grado di opporsi alle sollecitazioni di taglio agli appoggi. La scala viene lasciata priva di definizione secondo quanto proposto da Galasco & Penna (2007). Infine, poiché il tipo murario M2 è assimilabile al tipo M1 per fattura della sezione, Nel modello si sono considerati solo due tipi murari (M1 e M3), in ragione della minore presenza della muratura M2 (basamento e un pannello verticale per ciascuna unità) e della reale consistenza della sezione di quest'ultima, che si mantiene irregolare nonostante il paramento esterno di miglior fattura. La scelta consegna un modello regolarizzato ma a favore della sicurezza, poiché il tipo M1 ha caratteristiche meccaniche inferiori.

Relativamente alle proprietà dei materiali costituenti gli elementi portanti, descritti nel dettaglio in §1.6.1, la muratura in pietrame (M1) è stata associata al tipo murario “Muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)” di MIT (2019), da cui sono derivate le relative proprietà meccaniche. La muratura in blocchi (M3), invece, è stata simulata con un materiale definito dall'utente a partire dai valori ottenuti in campagna sperimentale da altri autori (Messali et al., 2017). Per entrambi i tipi murari si è deciso di adottare un criterio di rottura di tipo Turnšek-Čačovič (Turnšek & Čačovič, 1970).

Per tener conto della fessurazione degli elementi strutturali, secondo MIT (2019, cfr. C.7.2.6) i moduli elastici delle murature sono stati ridotti del 50%. Il processo di calibrazione ha motivato un'ulteriore riduzione delle proprietà meccaniche, secondo quanto previsto dalla normativa per effetto delle scadenti proprietà meccaniche del legante (MIT, 2019, § 8.5.31) è stato applicato un coefficiente riduttivo di 0,7 per le resistenze e di 0,8 per i moduli elastici dei tipi murari. Pertanto, considerando entrambi i coefficienti riduttivi, i moduli elastici sono stati ridotti al 40% del valore iniziale. I valori adottati nel modello globale sono riportati in Tabella 2-3.

Tabella 2-3: Proprietà meccaniche dei tipi murari adottate nel modello globale. I valori sono già ridotti al 40% e al 70% per moduli elastici e parametri meccanici rispettivamente e per il fattore di confidenza ($FC=1.35$).

Tipo	w [kN/m ³]	f_m [MPa]	f_{hm} [MPa]	f_k [MPa]	τ₀ [MPa]	G [MPa]	E [MPa]	E_h [MPa]
M1	19	0.52	0.39	0.27	0.009	85.93	257.8	258
M3	10	0.81	0.81	0.56	0.047	517.93	1294.8	702

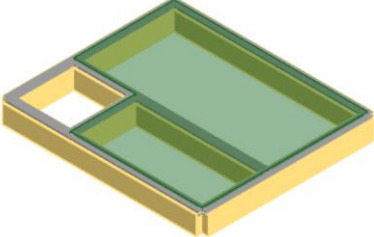
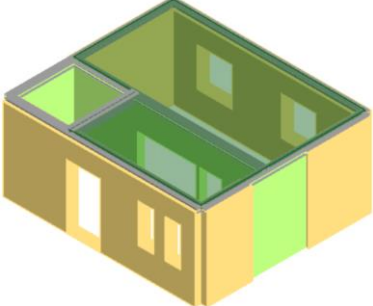
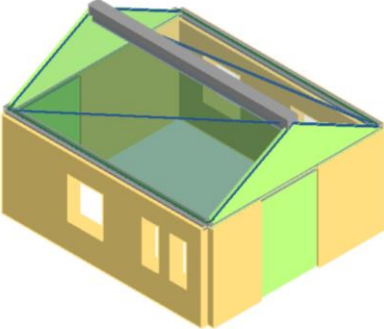
I parametri di resistenza e di elasticità del calcestruzzo e dell'acciaio sono stati assunti con riferimento ai materiali da costruzione impiegati negli anni Sessanta. Per il calcestruzzo si è fatto riferimento ad

una classe di resistenza C16/20, compatibile con le prescrizioni di DR (1939) (resistenza a compressione $f_c=20$ MPa); per le barre di acciaio, invece, secondo quanto proposto da Ricci et al. (2011), è stato utilizzato il tipo AQ42, con barre lisce (cfr. §1.6.2). Si sono, quindi, assunti una resistenza allo snervamento e ultima rispettivamente pari a $f_y=357$ MPa, $f_u=519$ MPa. Anche in questo caso si è assunto un livello di conoscenza LC1, applicando un fattore di confidenza FC pari a 1,35 ai parametri. In riferimento alle proprietà degli orizzontamenti si veda §1.6.21.6.

L'armatura inserita nel modello è il minimo consentito dal programma in ragione dell'assenza di rinforzo negli elementi in calcestruzzo dell'edificio.

La Tabella 2-4 riporta le caratteristiche del modello definitivo allo stato di fatto. I colori individuano i materiali inseriti nel modello: giallo per il tipo murario M1, verde per M3, grigio per cordoli e travi in c.a. La *mesh*, cioè lo schema di maschi e fasce, dei prospetti nord e sud della cella 6 è in Figura 2-4.

Tabella 2-4: Caratteristiche del modello definitivo allo stato di fatto.

	<p>Basamento: h=0,70 m Pietrame irregolare M1, sp=0,45 m Cordoli di sommità (C16/20 – AQ42), armatura minima 4 Ø 6, staffe Ø6 50, ferri lisci</p>
	<p>Livello 1: h=3,10 m Pietrame irregolare M1 pareti nord e sud, setti nord-est e nord-ovest, setto sud-est sp=0,45 m Blocchi M3 setto scala sud-ovest, centrale est, parete trasversale interna, sp=0,25m NB: Fasce sopra e sotto finestra in blocchi, sp=0,25 m Cordoli di sommità (C20/25 – AQ42), armatura minima 4 Ø 6, staffe Ø6 50, ferri lisci setto nord-sud della scala: modellata solo la trave cm 20x30, C16/20 – AQ42, armatura minima 4 Ø 6, staffe Ø6 50</p>
	<p>Livello 2: h=3,10 m Pietrame irregolare M1 pareti nord e sud, setti nord-est e nord-ovest, setto sud-est, sp=0,45 m Blocchi M3 setto scala sud-ovest, centrale est, timpani, sp=0,25m No setti interni NB: Fasce sopra e sotto finestra in blocchi, sp=0,25 m Cordoli di sommità come livello 1 Trave di colmo, cm 30x40 (C16/20 – AQ42), armatura 4 Ø 16, staffe Ø6 20, ferri lisci</p>

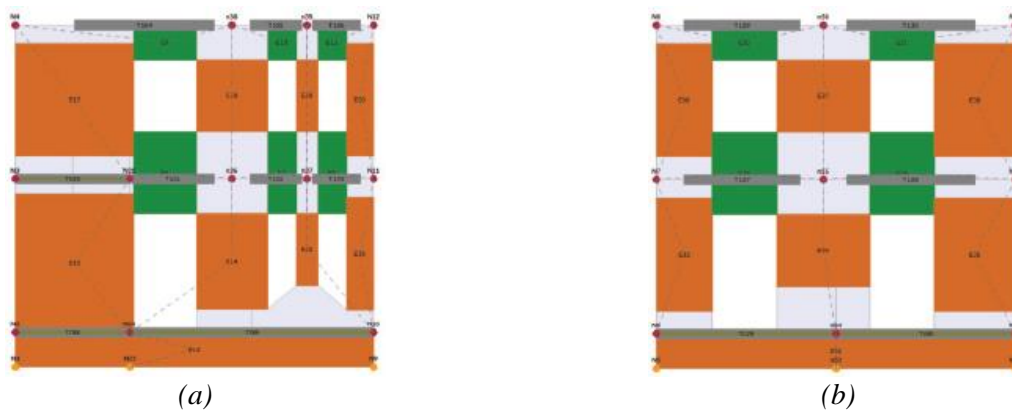


Figura 2-4: Mesh della cella 6: prospettive a) sud e b) nord. In arancio i maschi murari, verde per le fasce di piano, grigio per i nodi rigidi

2.1.3. Analisi strutturale e verifica allo SLV

Sui modelli definiti secondo lo schema precedentemente descritto sono state eseguite le analisi statiche non lineari (pushover), secondo quanto previsto dalla normativa.

L'analisi statica non lineare prevede l'applicazione dei carichi gravitazionali e di un sistema di forze orizzontali che simulino l'azione del terremoto fino a giungere al collasso della struttura. L'analisi è di tipo incrementale in quanto le forze applicate vengono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento di un punto di controllo della struttura fino al raggiungimento delle condizioni limite. Il risultato dell'analisi *pushover* è una curva di capacità che rappresenta il legame tra taglio alla base della struttura e spostamento orizzontale del nodo di controllo. La possibilità di tradurre il comportamento strutturale in funzione di due singoli parametri permette di ridurre lo sforzo computazionale, associato ad un sistema con più gradi di libertà (MDOF), effettuando la trasformazione in un pendolo semplice a singolo grado di libertà (SDOF) attraverso la procedura definita illustrata da MIT (2018) come "metodo A".

Le forze orizzontali sono applicate secondo due distribuzioni, una proporzionale alle masse dei solai ("masse") e una proporzionale alle masse dei solai moltiplicata per l'altezza della struttura ("forze statiche"), secondo quanto previsto dalla normativa per edifici in muratura esistenti con massa partecipante al primo modo superiore al 60%, come risulta per questi analizzati.

Le curve di capacità considerano solamente i contributi di resistenza delle pareti nel proprio piano trascurando eventuali meccanismi fuori piano, da studiare attraverso modelli cinematici. Esse consentono di eseguire le verifiche degli stati limite relativi ad una struttura, individuandoli sulla curva e confrontandoli con lo spettro di domanda per il sito oggetto di studio.

L'analisi statica non lineare è stata svolta considerando sia la distribuzione uniforme che triangolare dei carichi orizzontali, così come le componenti delle forze applicate sia nel verso positivo che in

quello negativo delle due direzioni principali. Le analisi prendono in considerazione anche l'eccentricità tra il centro delle rigidezze e il centro delle masse. Il nodo di controllo è stato scelto all'intersezione tra i muri perimetrali più deboli, come individuato in Figura 2-3 ma il programma restituisce lo spostamento medio, pesato per la massa sismica, di tutti i nodi in sommità della struttura, riducendo quindi possibili effetti locali attribuibili alla posizione.

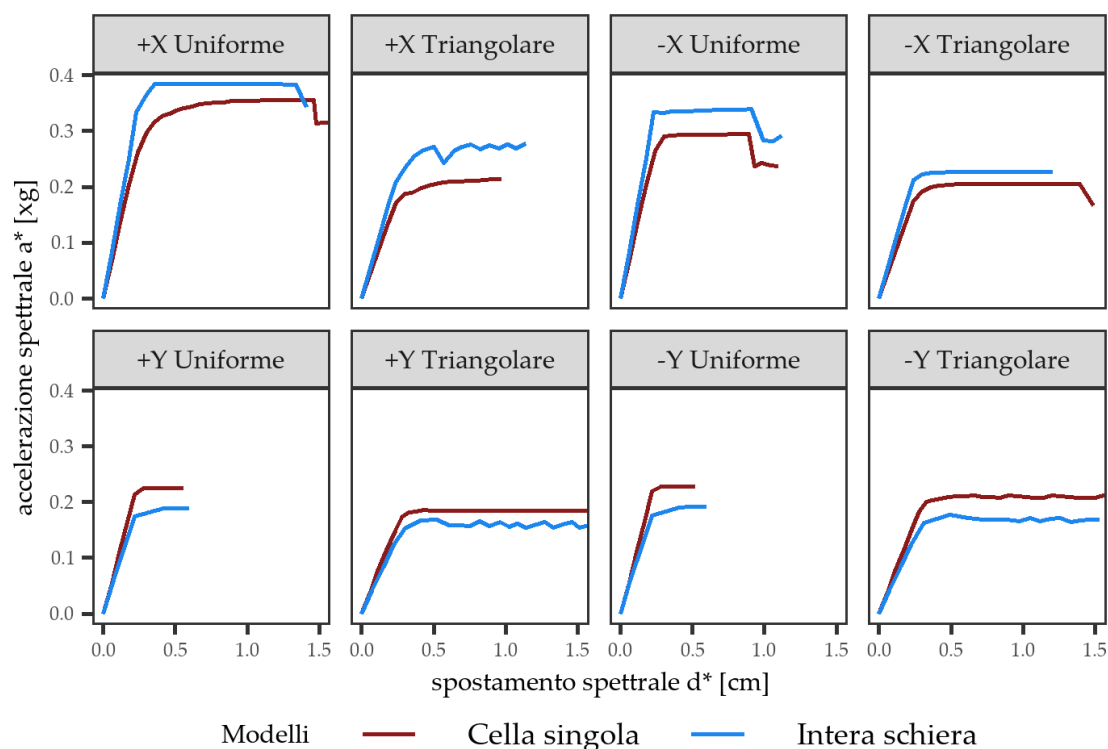


Figura 2-5: Curve pushover normalizzate del modello allo stato di fatto (singola cella e intera schiera).

La Figura 2-5 mostra le curve *pushover* normalizzate per la singola cella e l'intera schiera; l'accelerazione spettrale (a^*) è calcolata come rapporto tra la forza di taglio totale alla base dell'edificio (F) e il fattore di partecipazione modale (Γ) per la massa partecipante (m^*) (Eq. [2.1]), mentre lo spostamento spettrale (d^*) come rapporto tra lo spostamento del nodo di controllo (d) e il fattore di partecipazione modale (Eq. [2.2]).

$$a^* = \frac{F}{\Gamma m^*} \quad [2.1]$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad [2.2]$$

Si osserva che le analisi caratterizzate da una distribuzione uniforme dei carichi sia più gravosa in termini di forza di taglio massima alla base. Inoltre, si nota che l'intera schiera si dimostra più forte nella direzione X rispetto alla singola cella, viceversa per la direzione ortogonale. Infatti, non c'è proporzionalità nella forza di taglio massima tra la singola cella e l'intera schiera, e la differenza è

ancora più evidente nella direzione Y lungo la quale sono amplificate le irregolarità strutturali. La capacità di spostamento è circa uguale per i due modelli, sebbene l'intera schiera sia leggermente più duttile.

In Figura 2-6 e Figura 2-7 è riportato il quadro fessurativo ottenuto dal modello 3Muri comparato con quello reale per la singola cella no. 6 e l'intera schiera, rispettivamente. Si è fatto riferimento all'analisi più gravosa per la struttura, in direzione +X con la distribuzione delle forze statiche (triangolare), in -Y con la distribuzione uniforme. Il risultato per le pareti in questa direzione (pareti est ed ovest) non è riportato in quanto il risultato è poco significativo poiché presentano l'attivazione di meccanismi fuori piano, non riconoscibili nel tipo di analisi utilizzata; sono inoltre ciechi e influenzati dalla presenza delle celle adiacenti. Il quadro fessurativo del modello è coerente con quello reale: si riscontra il danno a taglio concentrato nei maschi murari, più grave ai livelli superiori rispetto a quelli inferiori. Ciò può essere spiegato con la mancanza del setto interno portante al primo piano, aumentando l'impegno strutturale delle pareti perimetrali nella direzione delle facciate strutturali a questo livello. Si è inoltre cercato di valutare l'"effetto gruppo", modellando una singola cellula edilizia (corrispondente a quella posta all'estremità ovest) e l'intera schiera. Il confronto tra il quadro fessurativo rilevato e lo stato di danno raggiunto dai pannelli può essere ritenuto soddisfacente in entrambe le condizioni.

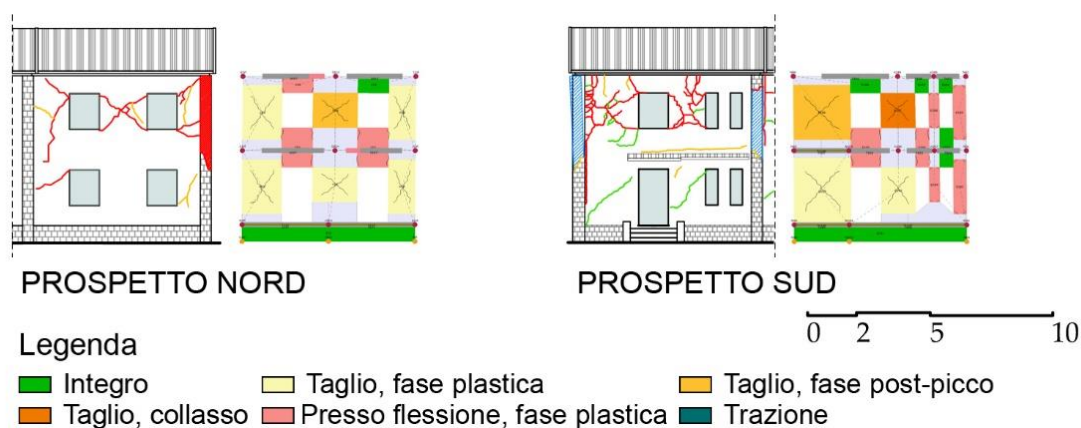


Figura 2-6: Confronto del quadro fessurativo reale con quello restituito dall'analisi statica non lineare della singola cella no. 6 (Valluzzi et al., 2021).

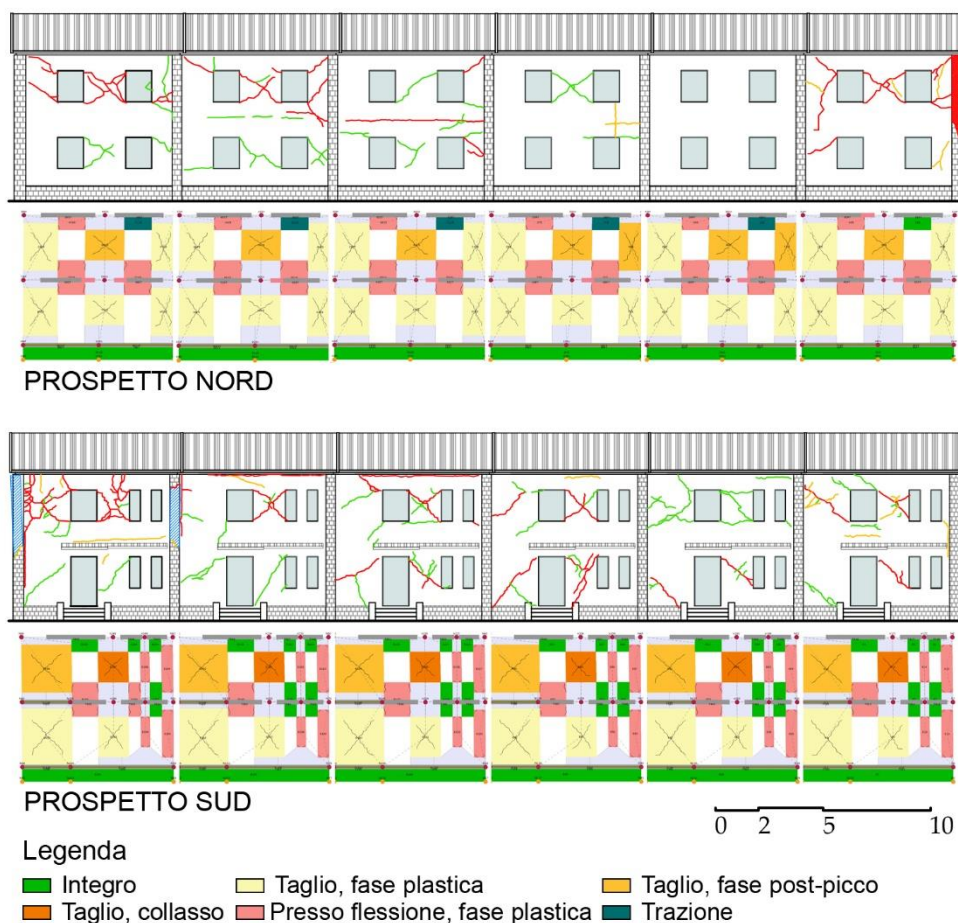


Figura 2-7: Confronto del quadro fessurativo reale con quello restituito dall'analisi statica non lineare per l'intera schiera (Valluzzi et al., 2021).

2.1.4. Calcolo dell'indice di rischio e della classe di rischio

Contestualmente all'analisi strutturale mediante curve *pushover*, è stata valutata la classe di rischio sismico per l'edificio secondo gli indici PAM e IS-V, calcolati automaticamente dal software 3Muri, come riportato in Tabella 2-5, in funzione dei range proposti da MIT (2017) (cfr. Tabella 2-1 e Tabella 2-2). Sono riportati gli indici relativi alle analisi più gravose. Il modello dell'intera schiera risulta peggiore di una classe di rischio (classe E) rispetto a quella della singola cella (classe D) per effetto di un minor indice IS-V determinato dalla conformazione geometrica irregolare del complesso.

Tabella 2-5: Classe sismica della singola cella e dell'intera schiera: indici PAM e IS-V; calcolo del fattore di prestazione ζ_E .

No. celle	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Classe di rischio	ζ_E
1	2,84	D	37,9	D	D	0,379
6	3,57	D	28,31	E	E	0,283

2.2. VERIFICA DEL COMPORTAMENTO LOCALE

La valutazione strutturale globale è stata completata dall'analisi cinematica per meccanismi locali di collasso, analizzando le pareti nord, sud e ovest della cella 6, in virtù dei meccanismi fuori piano attivatisi in occasione del sisma 2016 (cfr. §1.7). Sono state adottati gli stessi carichi sugli orizzontamenti (§1.5.1) e le medesime caratteristiche geometriche (§1.3) considerate nel modello numerico. I calcoli sono stati, inoltre, svolti nelle ipotesi di: i) assenza di resistenza a trazione; ii) ridotta resistenza a compressione (schiacciamento al piede delle pareti); iii) compattezza dei macroblocchi nel ribaltamento; iv) attrito trascurabile tra pareti e orizzontamenti. La cerniera orizzontale è stata posizionata sia allo spicco delle pareti (rappresentativa anche di una attivazione del meccanismo a livello del primo solaio) sia a livello del secondo orizzontamento; nel secondo caso la verifica è stata eseguita con riferimento alla nuova formulazione degli spettri di piano indicata al § 7.2.3 di MIT (2019). Sono stati pertanto verificati sei macroblocchi, nel seguito denominati A (intera parete, prospetto sud), B (piano primo, prospetto sud), C (intera parete, prospetto nord), D (piano primo, prospetto nord), E (intera parete, prospetto ovest), F (piano primo, prospetto ovest) (Figura 2-8).

I coefficienti di attivazione dei sei cinematismi sono stati calcolati mediante il metodo dell'equilibrio dei momenti ribaltanti e stabilizzanti, secondo l'approccio proposto in Giuffrè (1993) e Cifani et al. (2006).

Le accelerazioni di attivazione a_0^* dei meccanismi risultano tra loro molto simili (tra 0.23 e 0.32 m/s^2 per i meccanismi con cerniera al suolo e tra 0.75 e 0.82 m/s^2 per quelli con cerniera in quota, cfr. Tabella 2-6) per effetto di configurazioni geometriche e di carico molto simili. I valori più bassi si sono comunque ottenuti per la facciata meridionale, per la quale il carico degli orizzontamenti risulta più gravoso rispetto alle altre due facciate. A causa delle ipotesi semplificative avanzate, i risultati sono piuttosto conservativi, specie se si considera la presenza del cordolo in sommità alle pareti; pertanto, si è valutata anche la capacità di spostamento di ogni muro in corrispondenza delle cerniere per poter eseguire anche la verifica cinematica non lineare. Per le stesse motivazioni addotte relativamente all'accelerazione di attivazione, anche la capacità di spostamento delle tre pareti è molto simile, tra 0.22 e 0.25 m (Figura 2-9).

La verifica di attivazione avviene confrontando l'accelerazione di attivazione a_0^* con l'accelerazione di sito per lo SLD, rispettivamente al suolo ($PGA=1.32 m/s^2$) o in quota (*peak floor acceleration*, $PFA=2.04 m/s^2$) a seconda della posizione della cerniera rispetto all'altezza dell'edificio.



Figura 2-8: Macroblocchi oggetto di analisi cinematica: prospetto sud a) cinematico A, intera parete e b) cinematico B, piano primo; prospetto nord c) cinematico C, intera parete e d) cinematico D, piano primo; prospetto ovest e) cinematico E, intera parete e f) cinematico F, piano primo.

La PFA è stata determinata mediante la formula C7.2.9 di MIT (2019) facendo riferimento al contributo del solo primo modo di vibrare della struttura principale e allo smorzamento di Tabella 1-2.

Lo spostamento del sistema da utilizzare nella verifica non lineare (d_u) SLV è fissato dalla norma al 40% dello spostamento di capacità della parete ed è compreso tra 0.8 m e 0.1 m. Lo spostamento di domanda si determina per un periodo leggermente inferiore a quello secante in corrispondenza di d_u ;

graficamente (Figura 2-9) è rappresentato nel piano accelerazione-spostamento (Sa - Sd) dall'intersezione tra la retta uscente dall'origine e lo spettro di domanda allo SLV. Nel caso del meccanismo in quota l'intersezione dovrebbe avvenire con lo spettro di piano ma, come è evidente, quello al suolo determina uno spostamento maggiore e quindi governa la verifica. Lo spostamento di domanda per i meccanismi con cerniera al suolo si determina in 0.22 m, quello per i meccanismi in quota tra 0.16 m e 0.18 m.

Tabella 2-6: Parametri di capacità per i ribaltamenti dei sei macroblocchi.

Blocco	Cinematismo	Accelerazione di attivazione [m/s ²]	Spostamento di capacità [m]	Periodo secante [s]
A	Al suolo	0.279	0.23	3.93
B	In quota	0.783	0.24	2.39
C	Al suolo	0.232	0.22	4.23
D	In quota	0.754	0.23	2.40
E	Al suolo	0.327	0.24	3.67
F	In quota	0.828	0.24	2.33

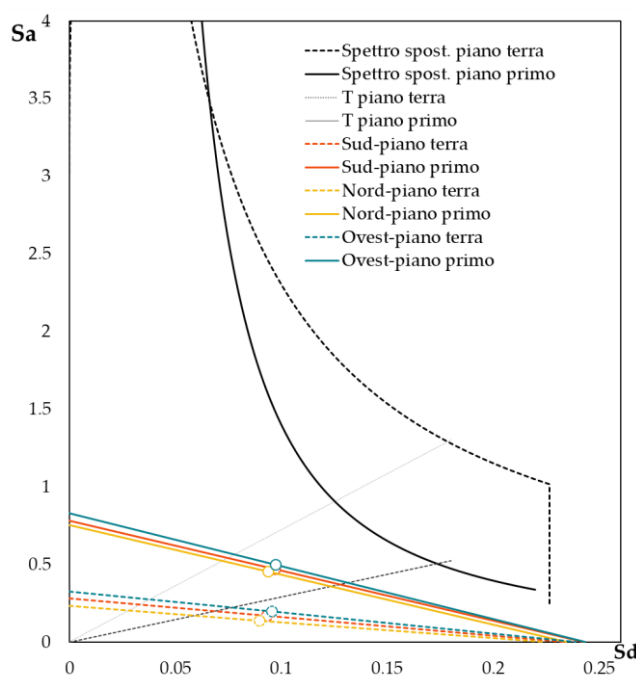


Figura 2-9: Curve di capacità dei meccanismi locali e spettro di domanda (in m e m/s²) al piano terra e al livello del II orizzontamento allo stato di fatto (i pallini vuoti rappresentano lo spostamento di capacità allo SLV, le rette che intersecano l'origine indicano il periodo della struttura T al valore di capacità di spostamento).

Lo spettro di domanda al suolo viene determinata sullo spettro sovrasmorzato, ottenuto applicando uno smorzamento del 15%, intermedio tra i limiti indicati da MIT (2019). Lo smorzamento è relativo alle sole accelerazioni, mentre lo spostamento rimane elastico, poiché si ritiene che esso non possa essere inferiore a quello del suolo. Per effetto del diverso fattore di scala tra ascisse e ordinate, lo spettro che ne risulta non è omotetico con quello elastico, poiché i periodi di riferimento risultano allungati del 10-20% a seconda dello smorzamento assunto. Anche gli spostamenti risultano maggiori del 20% circa rispetto al corrispondente spettro sovrasmorzato omotetico, in cui sono scalate le ascisse e le ordinate allo stesso modo.

2.2.1. Calcolo dell'indice di rischio e della classe di rischio

L'analisi del comportamento locale dell'edificio caso studio è stata completata dal calcolo del fattore di prestazione sulla base del confronto tra la PGA di capacità determinata mediante la verifica di ciascun macroblocco con la PGA attesa allo SLD e SLV. La PGA di capacità è stata calcolata tenendo fissi i parametri di riferimento dello spettro al suolo, con una approssimazione ritenuta in genere accettabile (Frumento & Galasco, 2017). L'indice di rischio IS-V risulta dal fattore di prestazione allo SLV e la relativa classe risulta essere E per tutti i meccanismi analizzati (Tabella 2-7).

Tabella 2-7: Classe sismica della singola cella allo stato di fatto secondo l'analisi cinematica: indice IS-V e classe di rischio; calcolo del fattore di prestazione ζ_E allo SLD e SLV.

Cinematismo	IS-V	Classe di rischio	ζ_E	
			SLD	SLV
A	29.10	E	0.211	0.291
B	37.50	E	0.383	0.375
C	29.80	E	0.247	0.298
D	38.60	E	0.405	0.386
E	28.00	E	0.175	0.280
F	29.10	E	0.211	0.291

3. VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA

Questa sezione descrive la valutazione dell'efficienza energetica dell'edificio allo stato di fatto, in termini di fabbisogno annuo. La prestazione energetica degli immobili corrisponde all'energia totale consumata dall'edificio climatizzato per metro quadro di superficie ogni anno (espressa in kWh/m²anno).

Le analisi sono state eseguite in regime dinamico nello stato di fatto dell'edificio, previa definizione dei materiali che lo costituiscono (§3.1) e dei carichi interni (§3.2), al fine di valutarne la prestazione energetica, espressa in termini di fabbisogno mensile ed annuo per il riscaldamento e il raffrescamento (§3.3)

A tale scopo è stato utilizzato il software *Energy Plus* nel *metodo del bilancio dettagliato* per l'analisi del problema del bilancio degli scambi termici all'interno dell'ambiente stesso.

3.1. DEFINIZIONE DEL MODELLO ALLO STATO DI FATTO

Per la definizione del modello allo stato di fatto sono state individuate le zone termiche, per poi procedere alla creazione del modello geometrico in un software di modellazione 3D da importare in *Energy Plus*, assieme al file climatico per l'area su cui insiste l'edificio oggetto di studio, così da far riferimento a dati reali. In assenza di informazioni specifiche per Pieve Torina, si è fatto riferimento ai dati della stazione climatica di Perugia, nella stessa zona climatica E (PR 1993). Per i valori di temperatura e umidità medie mensili ricavati per entrambe le località dalla norma UNI 10349-1:2006 e riportati in Tabella 3-1 e Tabella 3-2, il file climatico di Perugia può approssimare senza particolari errori le condizioni ambientali di Pieve Torina.

Tabella 3-1: Confronto delle temperature medie mensili di Pieve Torina e Perugia secondo la UNI 10349-1:2006.

	Temperature medie mensili [°C]											
	gen	feb	mar	apr	mag	giu	lug	ago	set	ott	nov	dic
Pieve Torina	4.3	4.5	8.5	12.2	16.6	20	24.2	23.9	17.2	12.9	9.6	5.4
Perugia	3.7	4.9	7.7	11.3	16.7	19.5	23.5	23.6	17.1	12.6	8.1	2.9

Tabella 3-2: Confronto dell'umidità media mensile di Pieve Torina e Perugia secondo la UNI 10349-1:2006.

	Umidità relativa mensile [%]											
	gen	feb	mar	apr	mag	giu	lug	ago	set	ott	nov	dic
Pieve Torina	81.6	71.4	69.8	60.9	67.2	62.3	51.6	58.1	68.1	73.5	78.6	79.0
Perugia	82.7	63.1	69.3	65.7	59.2	58.7	49.9	45.4	53.0	69.1	84.8	71.8

Sulla base del Decreto PR (1993) sono stati definiti i gradi giorno (GG), ossia 2189 GG e 2289 GG per Pieve Torina e Perugia rispettivamente. Per la zona climatica di riferimento il periodo previsto per il riscaldamento ricade tra il 15 ottobre e il 15 aprile (183 giorni). La temperatura esterna massima della zona è stimata in 34 °C (07 luglio), la minima a -6 °C il (12 febbraio), con una media annuale di 13 °C e una media nella stagione in cui è attivo il riscaldamento di 7 °C.

I materiali e le stratigrafie delle sue componenti sono stati definiti con riferimento alle norme UNI/TR 1152:2014 (identificazione delle proprietà dei materiali costituenti) e UNI EN ISO 6946:2008 (valori di trasmittanza termica delle componenti opache). Le stratigrafie sono state modellate con il software *Termus-G*, il quale ha consentito di calcolare la trasmittanza termica e verificare la condensa interstiziale. Il calcolo della trasmittanza termica (U) dei componenti opachi rispetta il metodo descritto nella norma UNI EN ISO 6946:2008, secondo l'eq. [3.1], dove:

- $\frac{1}{\alpha_i}$ è la resistenza termica unitaria considerata relativa allo strato laminare dell'aria sulla superficie interna della parete e dipende dalla direzione del flusso;
- λ_i è la conducibilità termica dell' i -esimo strato di materiale omogeneo;
- S_i è lo spessore dell' i -esimo strato di materiale omogeneo;
- R_j è la resistenza termica del j -esimo strato di parete non omogeneo (es. intercapedini d'aria);
- $\frac{1}{\alpha_e}$ è la resistenza termica unitaria considerata relativa allo strato laminare dell'aria sulla superficie esterna della parete e dipende dalla direzione del flusso.

$$U = \frac{1}{R_{TOT}} = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_i} + \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{\lambda_i} + \sum_{j=1}^m R_j + \frac{1}{\alpha_e}} \left[\frac{W}{m^2K} \right] \quad [3.1]$$

In Tabella 3-3 sono riportati i risultati dell'analisi stratigrafica.

Per i serramenti, considerato lo standard costruttivo di edilizia popolare dell'epoca, sono stati ipotizzati due valori di trasmittanza termica:

- $U = 3.5 \text{ W/m}^2\text{K}$ per le finestre (vetro singolo)
- $U = 3 \text{ W/m}^2\text{K}$ per la porta di ingresso in legno

Tabella 3-3: Caratteristiche termiche e igrometriche dei componenti opachi, elaborate con il software Termus-G. C_{ip} è la capacità termica areica, m la massa superficiale, Y_{12} la trasmittanza termica periodica, f_a fattore di attenuazione, ϕ lo sfasamento.

ID	Sp.	R	U	C_{ip}	m	Y_{12}	f_a	ϕ
----	-----	---	---	----------	---	----------	-------	--------

Elemento strutturale		[m]	[m ² W/K]	[W/m ² K]	[kJ/m ² K]	[kg/m ²]	[W/m ² K]	-	[h]
Parete esterna	M1	0.45	0.410	2.442	79.353	861	0.41	0.17	10.92
Parete interna		0.15	0.603	1.658	50.906	86	1.30	0.78	3.96
Solaio I orizz.	SOL1	19.5	0.536	1.867	0	816	0.33	0.18	11.25
Solaio II orizz.	SOL1	19.5	0.671	1.490	69.318	277	0.57	0.38	7.94
Copertura	COP	21.5	0.527	1.898	73.571	291	0.96	0.51	6.95

3.2. DEFINIZIONE DEI CARICHI ENERGETICI INTERNI

Per completare il bilancio energetico di ciascuna stanza, sono stati definiti i profili di presenza delle persone, l'accensione e lo spegnimento degli impianti, l'illuminazione e le infiltrazioni d'aria dagli infissi (UNI EN 16798-1:2019) così da tener conto dei carichi energetici interni sviluppati in funzione della superficie (m²) di ogni singola zona e della frazione di carico oraria. Infine, è stata stabilita la temperatura nei periodi di attivazione dell'impianto di raffrescamento e riscaldamento.

L'indice di affollamento è pari a 42.5 m²/persona. Per l'illuminazione è stato assunto un valore di 5 W/m², per gli elettrodomestici di 2.4 W/m².

Per ogni zona termica è stata considerata una portata di infiltrazione di 0.5 Vol/h. Questo valore è leggermente maggiore del valore comunemente utilizzato nelle analisi energetiche degli edifici residenziali (0.3 Vol/h), per considerare nell'analisi lo stato della muratura in pietrame e degli infissi a vetro singolo. Non è stato indicato invece alcun valore di ventilazione in quanto il ricambio d'aria è legato principalmente alla ventilazione naturale conseguente all'apertura e chiusura delle finestre, compreso di fatto nel valore di infiltrazione.

Nell'ipotesi che tutte le celle della schiera siano provviste di un sistema di riscaldamento, sono stati inseriti per ogni vano riscaldato i seguenti valori di temperatura di set-point per tutta la stagione di riscaldamento:

- 18 °C dalle ore 22:00 alle ore 08:00
- 20 °C dalle ore 08:00 alle ore 22:00.

Il piano seminterrato e il sottotetto non sono stati considerati riscaldati.

Per il set-point di raffrescamento estivo sono stati considerati i seguenti valori:

- 26 °C dalle ore 22:00 alle ore 08:00
- 30 °C dalle ore 08:00 alle ore 22:00.

Nel piano seminterrato, e nei vani scala, nel bagno, nell'antibagno e nel sottotetto non è stata considerato alcun sistema di raffrescamento. Tale impianto, sulla base delle temperature medie mensili esterne, è stato considerato attivo a partire dal 16/06 fino al 14/09.

Tabella 3-4: Fabbisogno di energia mensile; Q_H fabbisogno in riscaldamento, Q_C in raffrescamento.

Mese	Q_H [kWh]	Q_C [kWh]
gen	20258	0
feb	15501	0
mar	14356	0
apr	4320	0
mag	0	0
giu	0	4
lug	0	1074
ago	0	319
set	0	30
ott	3800	0
nov	11652	0
dic	19764	0
TOTALE	89653	1429

3.3. ANALISI DEI RISULTATI

L'analisi in regime dinamico ha consentito di stabilire il fabbisogno mensile in riscaldamento e raffrescamento; è stata quindi calcolata la potenza di picco dell'impianto richiesta per l'intero edificio (Tabella 3-4). Per poter confrontare i risultati ottenuti, si considera una superficie riscaldata per singola unità di $S = 101 \text{ m}^2$, calcolando il fabbisogno annuale netto di energia in riscaldamento e raffrescamento come valori medi globali, in quanto le celle di testa, in relazione alla loro posizione, hanno un fabbisogno maggiore rispetto a quelle interne:

- Fabbisogno in riscaldamento: $Q_h = 149 \text{ kW/m}^2\text{anno}$;
- Fabbisogno in raffrescamento: $Q_c = 2,5 \text{ kW/m}^2\text{anno}$.

I valori per singola unità sono riportati in Tabella 3-5.

Grazie alla massa e al discreto spessore delle pareti perimetrali, è stato calcolato uno sfasamento di 11 ore allo stato di fatto, garantendo così un discreto comfort invernale e, soprattutto, una buona attenuazione della potenza necessaria in raffrescamento. L'intervento sugli impianti sarà, quindi, mirato al contenimento della potenza dell'impianto per il riscaldamento.

La ridotta superficie vetrata esposta all'irraggiamento diretto, così come la bassa richiesta nella zona climatica in cui insiste il fabbricato limitano il fabbisogno di potenza in raffrescamento.

Tabella 3-5: Fabbisogno di energia annuo per ogni cella.

Cella	1	2	3	4	5	6
Q_h [kWh/m ² anno]	163	142	142	142	142	164
Q_c [kWh/m ² anno]	3	2	2	2	2	3

4. INTERVENTI STRUTTURALI ED ENERGETICI

La maggior parte degli edifici in muratura in Italia (90%, secondo ISTAT, 2011) è stato costruito prima dell'emanazione di codici per la progettazione antisismica, ossia prima del 1986 (MLP, 1986). I dettagli costruttivi sono pertanto causa di vulnerabilità, in quanto spesso carenti e non adatti a sopportare le sollecitazioni dinamiche indotte dall'evento sismico. Questi, combinati con l'elevata pericolosità di sito, con il 45% degli edifici collocato in zona medio-alta (zone sismiche 1 e 2, su una scala da 1 a 4) (OPCM, 2003), e l'elevata esposizione degli edifici (Giardini et al., 2014) determinano un rischio sismico significativo sul territorio nazionale (Stucchi et al., 2011). Ne discende l'urgenza di rinforzare dal punto di vista strutturale gli edifici esistenti in muratura e in calcestruzzo armato, per evitare, oltre al danno economico, la perdita di vite umane.

Secondo la normativa sismica italiana (MIT, 2018; 2019), le strategie di intervento su edifici non rinforzati in muratura possono esplicarsi in interventi locali, finalizzati a migliorare la capacità di singoli componenti strutturali, o globali, che coinvolgono l'intero edificio. In quest'ultimo caso, gli obiettivi sono il raggiungimento di un comportamento strutturale unitario e il controllo della deformazione globale, specialmente nei confronti dei carichi orizzontali. L'integrazione di nuovi materiali con i preesistenti (ad esempio, l'applicazione di intonaci cementizi armati con rete elettrosaldata, solette in c.a., cordoli in c.a.) deve essere valutata con cautela, considerando anche un eventuale effetto negativo dovuto all'incompatibilità del nuovo materiale e all'incremento di peso e rigidità che questo genera (Saretta et al., 2021).

Secondo la normativa, gli interventi possono essere suddivisi in tre categorie, a ciascuna delle quali è associato un fattore di prestazione ζ_E (§2) da perseguire:

1. Interventi locali: riguardano singoli elementi strutturali e sono finalizzati a prevenire i meccanismi di collasso locale, ripristinare o migliorare la capacità sismica di porzioni danneggiate, mantenendo inalterato il valore di ζ_E pur senza ridurre le condizioni di sicurezza preesistenti
2. Interventi di miglioramento: sono finalizzati ad aumentare il livello di sicurezza dell'edificio esistente, senza necessariamente raggiungere le prestazioni sismiche di nuova progettazione; l'incremento di ζ_E rispetto alla condizione precedente all'intervento deve essere pari ad almeno 0.1 per edifici di civile abitazione
3. Interventi di adeguamento: sono finalizzati ad aumentare il livello di sicurezza dell'edificio esistente, perseguendo le prestazioni proprie di un edificio nuovo, ossia un fattore di prestazione $\zeta_E \geq 1$; nel caso di variazioni di destinazione o classe d'uso è sufficiente $\zeta_E = 0.8$

Questo approccio progressivo si allinea all'attuale indirizzo normativo volto a ottimizzare la riduzione del rischio sismico su scala nazionale in relazione alla sostenibilità, economica e ambientale, degli interventi richiesti (Cosenza et al., 2018). Le categorie (1) e (2) prevedono interventi a minore impatto rispetto a quelli necessari per ottenere la terza, e sono in generale da preferirsi negli edifici esistenti, specie se di qualche pregio, perseguendo i criteri della conservazione dei manufatti (intervento minimo, compatibilità e, quando possibile, reversibilità e rispetto dell'autenticità) (Valluzzi & Sbrogiò, 2019). Dal punto di vista energetico invece la normativa impone requisiti stringenti e inderogabili, vista anche il tipo edilizio oggetto di intervento, graduabili solo in rapporto alle zone climatiche, prive di quella stessa puntualità di definizione che caratterizza la definizione della domanda sismica.

Nell'ipotesi di intervenire sull'edificio allo stato di fatto precedente al danno sismico, gli interventi strutturali sono stati dunque individuati in risposta alle criticità della struttura emerse nella fase di valutazione dello stato di fatto, graduati in relazione al loro impatto, e selezionati in vista della compatibilità con l'unico intervento in grado assicurare il raggiungimento delle prestazioni energetiche imposte dalla normativa (DIM 2015). L'impatto è stato definito in rapporto all'interruzione della funzionalità dell'edificio e al conto economico finale delle lavorazioni necessarie per realizzare gli interventi.

Il miglioramento strutturale passa attraverso l'aumento della compattezza della muratura per evitare fenomeni disgregativi, per arrivare ad inibire i meccanismi fuori piano. Per finalizzare l'ottenimento del comportamento scatolare, si è poi cercato di rinforzare gli orizzontamenti per garantire il buon comportamento nel piano.

Dopo aver descritto le tre strategie di intervento (§4.1), di cui sono proposti dettagli costruttivi che mostrano l'integrazione tra interventi strutturali ed energetici, si valuta, dapprima, l'efficacia degli interventi strutturali in termini di fattore di prestazione e classi di rischio mediante la modellazione numerica e il calcolo dei cinematismi locali di collasso (§4.2), infine l'efficacia degli interventi energetici (§4.3). Infine, sono valutati anche i costi per la realizzazione degli interventi (§4.4).

4.1 STRATEGIE DI INTERVENTO

Le strategie di intervento strutturale sono state individuate a partire dagli interventi energetici necessari a raggiungere le prestazioni minime secondo la normativa di riferimento (DIM, 2015) secondo tre combinazioni ad impatto crescente: 1) minimo, 2) basso, 3) medio. Per Pieve Torina, che si colloca in zona climatica E, è richiesto di ottenere i valori di trasmittanza termica (U) dell'involucro esterno proposti in Tabella 4-1, ottenibili tramite le seguenti misure di intervento:

- Isolamento delle strutture opache verticali verso l'esterno a mezzo di cappotto in schiuma poliuretana (spessore minimo cm 11) con trasmittanza finale della parete $U=0,245 \text{ W/m}^2\text{K}$
- Isolamento delle strutture opache inclinate di copertura verso l'esterno a mezzo di cappotto in schiuma poliuretana (spessore minimo cm 11) con trasmittanza finale del pacchetto di copertura pari a $U=0.208 \text{ W/m}^2\text{K}$
- Sostituzione degli infissi con serramenti a doppio vetro per ridurre il valore di infiltrazione da 0,5 vol/h a 0,2 vol/h.

Sono stati quindi definiti gli interventi strutturali compatibili con la struttura preesistente e con le tecniche di retrofit energetico individuate, organizzandoli in obiettivi rispetto ai requisiti del buon comportamento sismico (Valluzzi et al., 2021):

- a. Obiettivo 0: inibire o limitare la disgregazione della muratura aumentandone la compattezza;
- b. Obiettivo 1: contenere l'attivazione dei meccanismi fuori piano tramite adeguate connessioni trasversali;
- c. Obiettivo 2: assicurare il trasferimento delle azioni sismiche alle pareti di taglio aumentando la rigidezza nel piano dei solai;
- d. Obiettivo 3: aumentare la resistenza delle pareti tramite metodi opportuni.

Ciascuna fase della metodologia è da intendersi come preliminare e propedeutica alla successiva: come tale non può essere omessa per poter giudicare un intervento come correttamente eseguito.

Anche in rapporto al danno rilevato si propone la ricerca della compattezza del solido murario (Obiettivo 0): la mediocre qualità muraria e il semplice accostamento tra due paramenti di pietrame sbozzato, seppure apparecchiato a corsi sub-orizzontali con malta cementizia di buona tenacità, richiede un intervento per evitare fenomeni disgregativi di modo zero.

Dopo aver assicurato almeno un comportamento dell'edificio per blocchi rigidi in fase sismica, il successivo Obiettivo (1) persegue il collegamento tra le pareti, al fine di evitare i meccanismi fuori piano, osservati nei muri di testa della schiera oggetto di studio (§1.7).

Per garantire il comportamento scatolare, si ricerca infine la redistribuzione dell'azione sismica mediante l'irrigidimento dei diaframmi di copertura (Obiettivo 2a) e di piano (Obiettivo 2b). Nel caso

oggetto di studio, la copertura in travi Varese e tavelloni, priva di cappa armata, richiede un rinforzo, così come i solai di tipo SAP, non sufficientemente rigidi per garantirne l'efficacia in caso di sollecitazione dinamica. Infine, per contrastare azioni nel piano (Obiettivo 3) si propongono degli interventi di rinforzo della muratura; per il caso studio si ritiene che gli interventi proposti per perseguire l'obiettivo 0 siano sufficienti a garantire anche un miglioramento del comportamento tagliante dell'edificio (Meriggi et al., 2020, 2021; Valluzzi et al., 2002).

Ogni obiettivo è perseguibile mediante strategie di intervento che soddisfano all'esigenza con diversi livelli di invasività (crescente passando dalla 1 alla 3) rispetto alla continuità d'uso dell'edificio durante la loro esecuzione. Ad una strategia strutturale, che mette a nudo una certa porzione o elemento della fabbrica, si è abbinata una corrispondente strategia di riqualificazione energetica di tali elementi. Le strategie prevedono anche un diverso livello di prestazione finale dell'edificio e la loro adozione può dipendere, oltre che da esigenze di cantierizzazione, anche dal livello di sicurezza che si rende necessario raggiungere in rapporto alla valutazione allo stato di fatto della struttura.

Tabella 4-1: Valori di riferimento della trasmittanza termica da raggiungere nel caso di un intervento di incremento delle prestazioni energetiche in zona climatica E (DIM, 2015).

Pieve Torina, zona climatica E	
Tipo di struttura	Trasmittanza minima U
Strutture opache verticali verso l'esterno, di ambienti non climatizzati o contro terra	0,22 W/m ² K
Strutture opache orizzontali o inclinate di copertura verso l'esterno e di ambienti non climatizzati	0,22 W/m ² K
Strutture opache orizzontali di pavimento verso l'esterno, di ambienti non climatizzati o contro terra	0,26 W/m ² K
Chiusure tecniche trasparenti e opache e dei cassonetti, comprensivi di infissi, verso l'esterno e verso ambienti non climatizzati	1,40 W/m ² K
Strutture opache verticali e orizzontali di separazione tra edifici o unità immobiliari confinanti	0,80 W/m ² K

In Tabella 4-2 sono proposte le tre combinazioni di interventi, schematizzate in Figura 4-1. Le prime due differiscono per tipo di intervento volto a ricercare la compattezza della muratura; la terza combinazione parte da quella a minimo impatto (1), ma varia il rinforzo sui diaframmi di piano, incrementando la complessità nella scelta della strategia.

Nella formulazione degli interventi, illustrati da dettagli costruttivi e specifiche tecniche, si è volutamente deciso di adottare tecniche di intervento che trovano già codificazione all'interno di

normative cogenti o volontarie, comunque rientranti nei “documenti di comprovata validità” richiamati da MIT (2018) per problemi specifici non inclusi nella normativa nazionale.

Tabella 4-2: Combinazioni adottate per perseguire ciascun obiettivo volto al raggiungimento del comportamento scatolare, associate agli interventi energetici da attuare sull’edificio caso studio

Obiettivo	Intervento strutturale			Intervento energetico
	Combinazione 1 Impatto minimo	Combinazione 2 Impatto basso	Combinazione 3 Impatto medio	
0) Miglioramento qualità muraria	Intonaco armato FRCM esterno + connettori	Iniezioni + tirantini trasversali	Intonaco armato FRCM esterno + tirantini trasversali	Cappotto + sostituzione infissi
1) Miglioramento collegamenti	Catene su celle d’estremità	Catene su celle d’estremità	Catene diffuse	
2a) Rinforzo copertura	Cappa estradosso + collegamenti	Cappa estradosso + collegamenti	Cappa estradosso + collegamenti	Isolamento estradosso
2b) Rinforzo solai	Controventi acciaio intradosso + ancoraggi	Controventi acciaio intradosso + ancoraggi	Cappa estradosso + collegamenti	
Impiantistica	Nuova caldaia Valvole termost.	Soffitto radiante Pompa di calore	Pavimento radiante Pompa di calore	

4.1.1. Combinazione 1

La prima combinazione ricerca il miglioramento delle prestazioni energetiche e strutturali dell’edificio con interventi a minimo impatto, che non garantiscono, però, il rispetto del faccia-vista, a causa della necessità di rivestire tutto l’involucro opaco con un cappotto isolante.

Per raggiungere l’Obiettivo 0 si propone di adottare l’applicazione sul solo lato esterno di intonaco armato di tipo FRCM, associato ad un numero adeguato di connettori ($5/m^2$) che rendono solidale la rete con il paramento più interno della muratura, agendo da rinforzo fuori piano e contemporaneamente nel piano.

Combinazione 1 Impatto minimo	Combinazione 2 Impatto basso	Combinazione 3 Impatto medio
----------------------------------	---------------------------------	---------------------------------

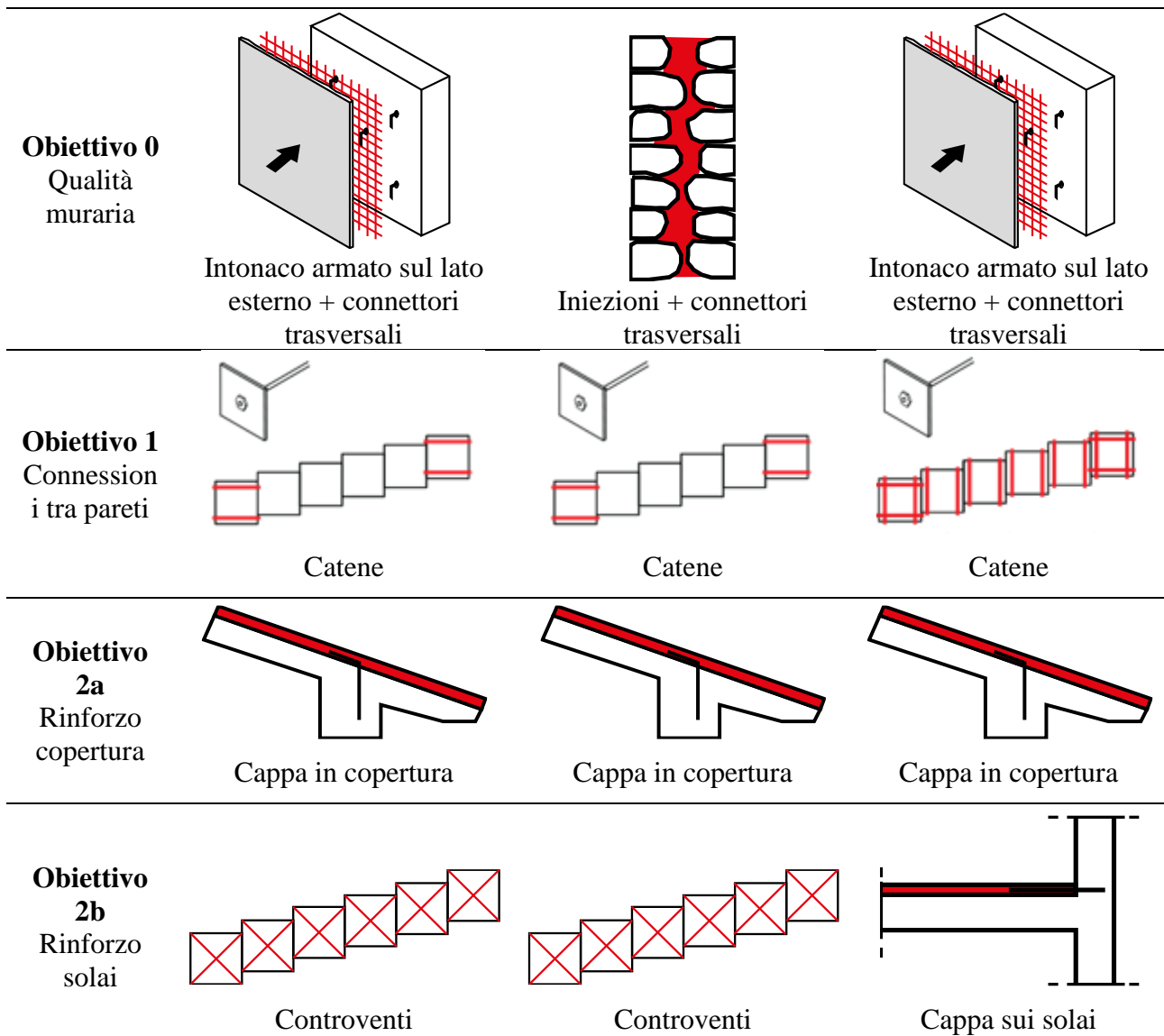


Figura 4-1: Riassunto schematico delle tre combinazioni di interventi proposti per il caso studio.

L'intervento strutturale, che prevede la rimozione e il rifacimento dell'intonaco, garantisce la possibilità di integrare l'intervento di riqualificazione energetica attraverso la sostituzione degli infissi contestualmente all'applicazione di un isolamento termico a cappotto. L'isolamento è realizzato con pannelli in polistirene espanso sinterizzato EPS additivato con grafite (spessore 12 cm) per tutto l'edificio, ad eccezione della zoccolatura in contatto col terreno, in cui si propone di adottare pannelli in polistirene espanso estruso XPS a celle chiuse (Figura 4-2 e Figura 4-3).

Il collegamento tra pareti (Obiettivo 1) viene ottenuto mediante catene in direzione longitudinale per le cellule di testa, il cui ancoraggio è garantito da una piastra di acciaio, cui sono fissati anche i controventi di piano in acciaio, formati da angolari a L e mascherati da un controsoffitto (obiettivo

2b) (Figura 4-4 e Figura 4-5). Tale ancoraggio può ritenersi efficace in virtù del rinforzo della muratura perseguito dal precedente obiettivo.

Per la copertura si propone una cappa estradossale in malta cementizia fibrorinforzata (Figura 4-6); il collegamento con la muratura perimetrale è ottenuto mediante il risvolto di fasce di rete di FRCM, poi annegata nella cappa. Lo strato coibente termico della copertura si compone di due pannelli di polistirene espanso estruso XPS a celle chiuse (spessore 6+6 cm). Non risulta pertanto sembra necessario isolare il solaio rivolto verso il sottotetto.

Non è previsto il rifacimento degli impianti, ma si mantengono i radiatori preesistenti. A completamento dell'intervento di efficientamento energetico, si propone la sostituzione della caldaia con una a condensazione e l'installazione di valvole termostatiche sui radiatori.

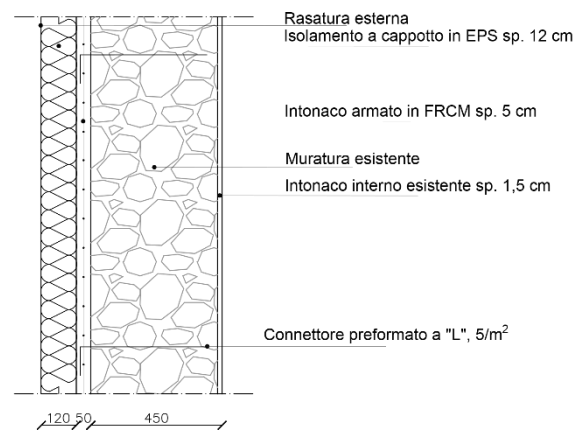


Figura 4-2: Dettaglio in sezione del consolidamento strutturale e dell'intervento di retrofit energetico della muratura mediante intonaco armato e connettori trasversali sul solo lato esterno.

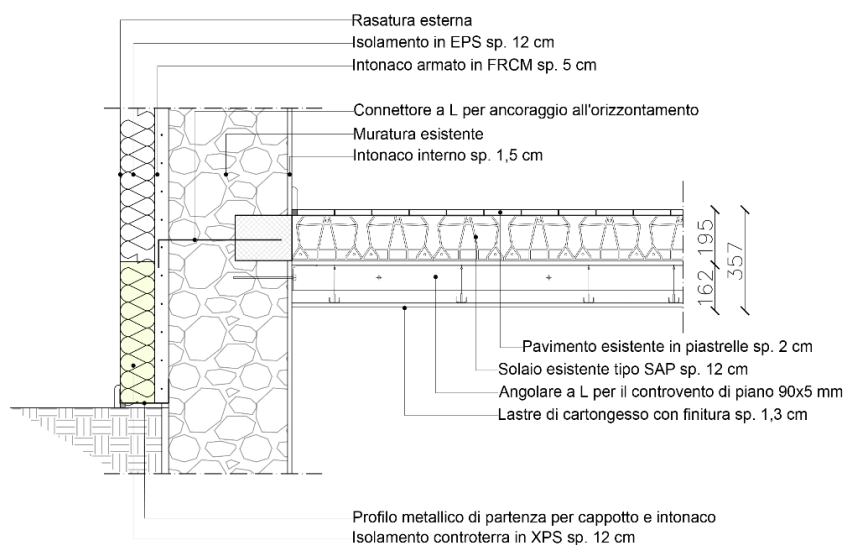


Figura 4-3: Dettaglio di sezione controterra del consolidamento strutturale e dell'intervento di retrofit energetico della muratura.

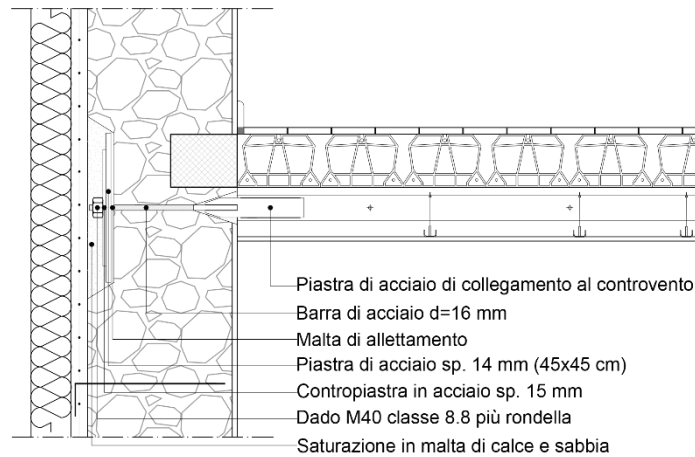


Figura 4-4: Dettaglio in sezione degli interventi di consolidamento mediante controventi in acciaio su solai e collegamento mediante catene alle pareti perimetrali.

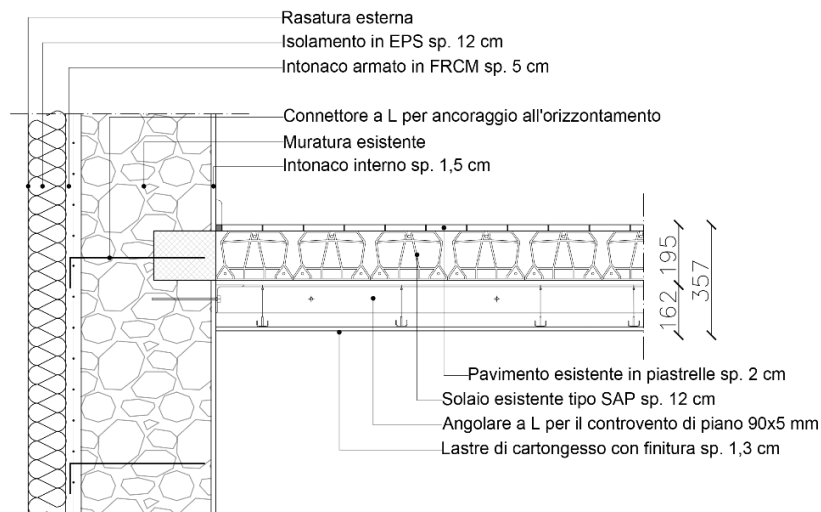


Figura 4-5: Dettaglio in sezione degli interventi di consolidamento mediante controventi in acciaio e collegamenti.

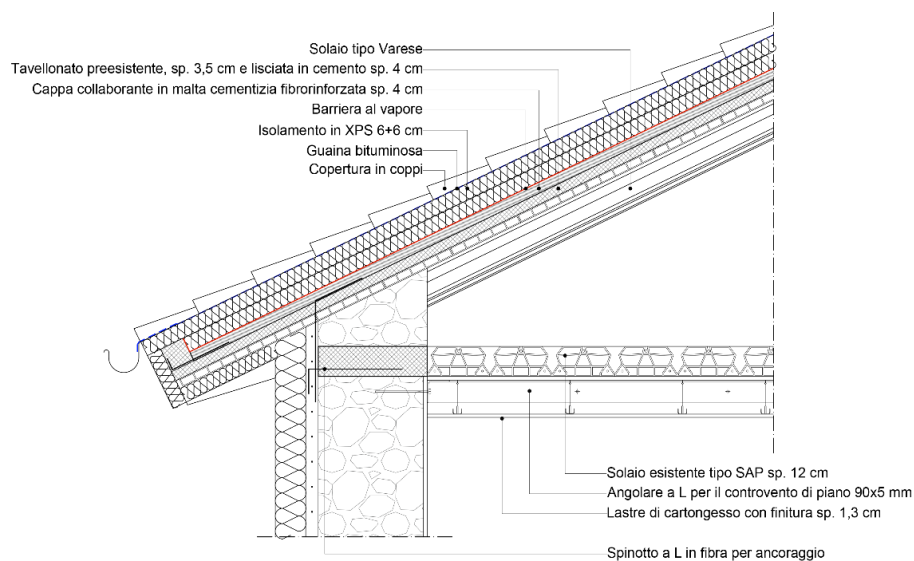


Figura 4-6: Dettaglio in sezione degli interventi di consolidamento mediante cappa collaborante sulla copertura.

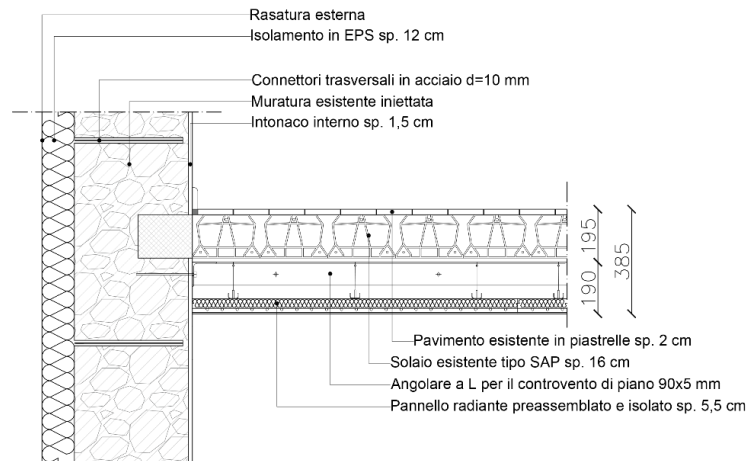


Figura 4-7: Dettaglio in sezione degli interventi di consolidamento mediante controventi in acciaio, collegamenti e pannello radiante.

4.1.2. Combinazione 2

Gli interventi proposti in questa combinazione sono i medesimi della precedente (impatto basso, no conservazione del faccia-vista), ad eccezione dell'obiettivo 0. Il miglioramento della qualità muraria avviene mediante iniezione della muratura con malta di calce e pozzolana per aumentare la compattezza e connettori trasversali per collegare i paramenti (barre elicoidali in acciaio inox), da applicare alla sola M1.

Il maggior impatto di tale combinazione è determinato anche dalla sostituzione degli impianti esistenti, sia nel generatore (pompa di calore) che nei corpi scaldanti (pannelli radianti a soffitto). I pannelli formano anche la controsoffittatura del sistema di controventi di piano (Figura 4-7) e sono alimentati da un sistema di riscaldamento ibrido, in sostituzione alla caldaia preesistente, composto da un generatore termico a condensazione e da una pompa di calore aria/acqua. I generatori sono pertinenti alle singole unità.

4.1.3. Combinazione 3

La terza combinazione di interventi, a medio impatto in termini di tempistiche e invasività, mantiene le stesse strategie della Combinazione 1 per le murature (intonaco armato FRM con connettori, catene, cappa sulla copertura), integrate da maggiori interventi sui solai, per i quali si propone un rinforzo più invasivo mediante cappa collaborante in malta cementizia fibrorinforzata all'estradosso, collegata alle pareti d'ambito con spezzoni di armatura in acciaio (Figura 4-8).

Le catene sono estese a tutte le celle nella solo direzione nord-sud, mantenendo lungo la direttrice ortogonale solo quelle nelle unità di testa dalla schiera. Il dettaglio della catena è riportato in Figura 4-9.

Relativamente all'impiantistica, sfruttando lo smontaggio del pacchetto di finitura dei solai, si è previsto un sistema di riscaldamento a pavimento, mediante pannelli radianti, i quali fungono anche da elemento di coibentazione verso il locale seminterrato. Anche in questo caso è prevista la sostituzione integrale dei generatori e l'adozione di un sistema di riscaldamento ibrido autonomo per ciascuna unità.

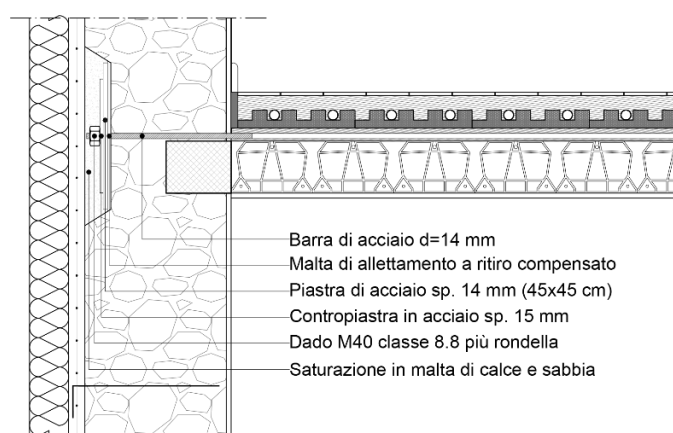


Figura 4-8: Dettaglio in pianta degli interventi di consolidamento mediante cappa collaborante in malta cementizia fibrorinforzata e catene estradossali.

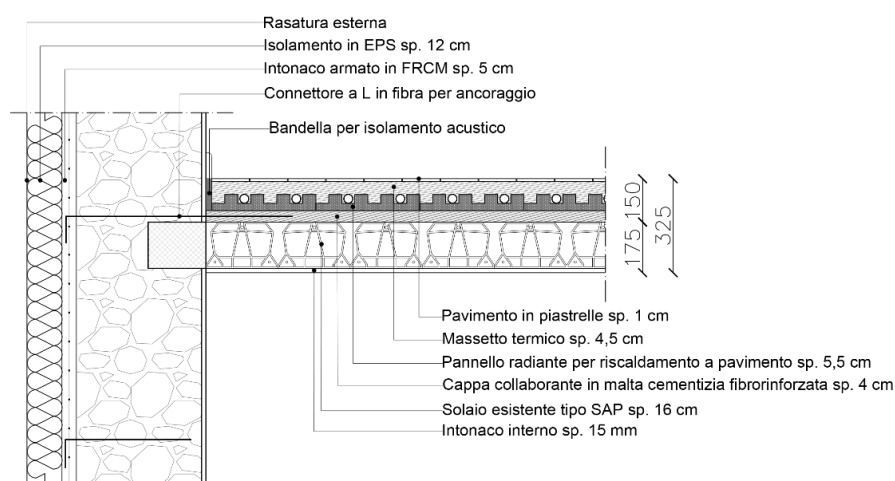


Figura 4-9: Dettaglio in sezione dell'intervento di consolidamento mediante cappa collaborante in malta cementizia fibrorinforzata.

4.2 VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DI INTERVENTI STRUTTURALI

Si procede ora con la nuova verifica prestazionale dell'edificio nelle tre diverse situazioni di progetto previste così da definire, secondo MIT (2019), se l'incremento ottenuto qualifica l'intervento come un miglioramento, se non addirittura come adeguamento. In caso contrario, sarà opportuno rivalutare le strategie di intervento adottate per ciascun obiettivo prefissato.

Le strategie di intervento strutturale sono state implementate nel modello allo stato di fatto all'interno del software 3Muri e anche, per quanto di competenza, nell'analisi per meccanismi di collasso. La valutazione dell'efficacia di ciascuna combinazione avviene in termini di classe di rischio sismico finale.

4.2.1. Modellazione degli interventi strutturali

Il rinforzo della muratura è stato simulato nel software 3Muri in maniera diversa, a seconda del tipo. Per il rinforzo della muratura mediante intonaco armato del tipo FRCM si sono utilizzati gli strumenti già messi a disposizione dal software, inserendo i parametri di calcolo delle norme CNR-DT 200 R1/2013 e CNR DT 215/2018. In Tabella 4-3 sono riportati i valori implementati. L'adozione dei coefficienti moltiplicativi al posto della modellazione esplicita del rinforzo comporta di trascurare il modesto contributo del rinforzo in trazione: uno studio comparativo a livello sia di singolo pannello sia di intero edificio ha evidenziato differenze molto limitate tra i due approcci nella forza massima raggiunta (5-10%), che possono farli ritenere sostanzialmente equivalenti (Sbrogiò et al. 2024). Iniezioni e tirantini sono stati simulati mediante i coefficienti migliorativi previsti da normativa per la "Muratura in pietrame disordinato" (MIT, 2019), applicati sul solo tipo M1. Nel caso di iniezioni è stato adottato un coefficiente $k=2$, mentre per i tirantini $k=1.5$. Tali coefficienti sono stati applicati sia ai parametri di resistenza (f , f_{v0} , τ_0) che ai moduli elastici (E , G) nel caso di iniezioni, solo alle resistenze per i connettori trasversali.

Le catene sono state modellate mediante la modifica della *mesh* dopo la procedura di definizione automatica per poterle aggiungere ai cordoli già definiti nel modello. Tuttavia, nell'approccio a telaio equivalente le catene permettono solo di migliorare l'accoppiamento dei maschi incrementando la resistenza a trazione delle fasce, peraltro già piuttosto buona allo stato di fatto. Pertanto, la progettazione di questi elementi è avvenuta in relazione ai metodi dell'analisi limite dei meccanismi locali (Giuffrè, 1996) e la verifica secondo i criteri dell'analisi cinematica (cfr. §4.2.2).

Per simulare l'applicazione della cappa collaborante sui solai, questi ultimi sono stati convertiti in diaframmi rigidi, mentre l'intervento analogo in copertura, che non è modellata fisicamente all'interno del software, è simulato trasformando il solaio di sottotetto che conclude il modello in

sommità. I controventi sono stati modellati utilizzando la modalità di rinforzo dei solai consentita dal software, inserendo elementi metallici tondi con $\varnothing 16$ e tiro pari a 200 daN.

Il tipo e il numero di analisi pushover eseguite corrispondono allo stato di fatto (§2.1.3).

Tabella 4-3: Parametri geometrici e meccanici adottati per il rinforzo FRCM all'interno di 3Muri

Tipo murario	N. strati	Spessore equivalente della fibra [mm]	Modulo elastico della rete [MPa]	Deformazione massima [%]	Tensione di distacco [MPa]
M1	1	0.031	73600	0.18	106.75
M3	1	0.031	73600	0.28	166.43

4.2.2. Valutazione globale

Figura 4-10 e Figura 4-11 mostrano i risultati delle analisi pushover per i modelli della singola unità e dell'intera schiera (6 celle), rispettivamente, cui sono state applicate le tre combinazioni di interventi. Ogni strategia ha determinato un incremento di forza tagliante alla base (a^*), maggiore del 40% rispetto alla condizione non rinforzata per la Combinazione 2. Questo incremento è più evidente nelle analisi in direzione X, in quanto le pareti in direzione Y sono cieche, pertanto più rigide e resistenti. Anche la duttilità della struttura è aumentata, soprattutto in direzione X; di nuovo, il massimo incremento si è ottenuto per la Combinazione 2.

Nel modello dell'intera schiera, la combinazione 3 è risultata più efficace in direzione Y (la più debole in questo caso), grazie all'incremento di rigidità dei solai, che ha favorito la redistribuzione delle forze ai setti verticali.

L'efficacia degli interventi è stata poi valutata sia in termini di classe di rischio (indici PAM e IS-V) (Tabella 4-4) che di ζ_E allo SLV. In quest'ultimo è stata calcolata anche la differenza ($\Delta\zeta_E$) e in termini percentuali ($\Delta\zeta_E \%$) rispetto alla condizione allo stato di fatto, assunta come riferimento, sia per il modello a singola cella che per l'intera schiera (Tabella 4-5). La PGA di capacità è stata definita assumendo il raggiungimento del corrispondente limite di spostamento nel modello globale, come definito da MIT (2018).

Gli indici PAM e IS-V, e quindi anche la classe di rischio, per le combinazioni 1 e 3 sono analoghi, mentre maggiore è il valore ottenuto per la combinazione 2. Questo evidenzia che per l'edificio oggetto di analisi gli interventi sulla muratura sono gli unici che garantiscono un effettivo passaggio di classe di rischio sismico, mentre poco effetto ha l'ulteriore irrigidimento delle strutture orizzontali, già discretamente efficienti allo stato di fatto. Le iniezioni, assieme ai sistemi di connessione tra paramenti, hanno pertanto una maggiore efficacia rispetto all'intonaco armato FRCM con connettori trasversali. La classe di rischio più vantaggiosa si ottiene, quindi, per la combinazione 2, con un

passaggio di due classi (da D per lo stato di fatto, a B). Per le combinazioni 1 e 3 si ottiene la diminuzione di una classe (C).

Per il modello dell'intera schiera, la combinazione 3, e pertanto l'applicazione di una cappa di irrigidimento sui solai, garantisce un maggior miglioramento rispetto all'impiego dei controventi (combinazione 1) (118% contro 81% nella differenza di ζ_E). La redistribuzione delle forze sismiche garantita dai diaframmi rigidi ha efficacemente controbilanciato l'effetto dell'irregolarità planimetrica dell'intero edificio. Il maggiore incremento dell'indice di prestazione, ma anche di IS-V e PAM, si ha per la combinazione 2. A differenza del modello della singola cella, per le tre combinazioni applicate all'intera schiera si è ottenuto un miglioramento di due classi di rischio, da E a C.

In conclusione, i risultati della singola cella riflettono quelli dell'intera schiera, ad eccezione del ruolo dell'irrigidimento dei diaframmi, a causa della regolarità geometrica del primo caso.

Con la sola eccezione della Combinazione 1 applicata alla schiera interna, tutte le strategie hanno consentito di raggiungere un valore di ζ_E di almeno 0.6, indipendentemente dal numero di unità considerate. Questo significa che tali interventi garantiscono il *miglioramento* della prestazione sismica dell'edificio caso studio, secondo quanto definito dalla normativa vigente. Infine, la combinazione 2 per singola unità ha portato ad un valore di tale indice molto prossimo a 0.8; si può, pertanto, considerare tale combinazione con un intervento di *adeguamento*.

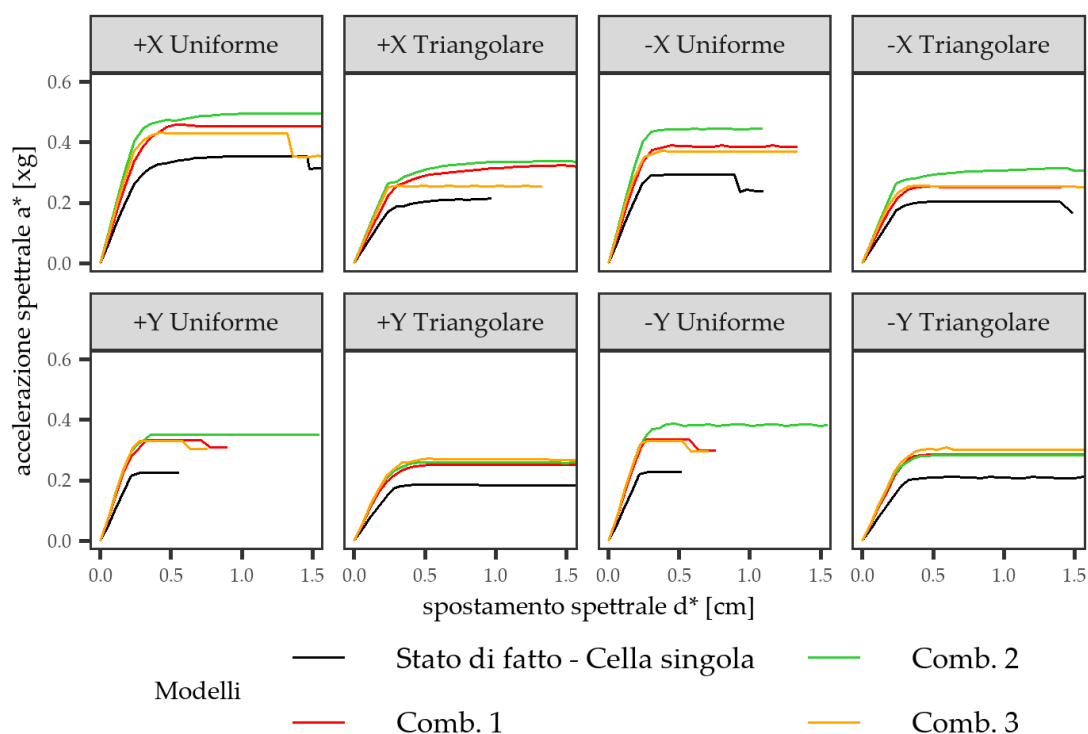


Figura 4-10: Curve pushover normalizzate del modello allo stato di progetto per la singola cella.

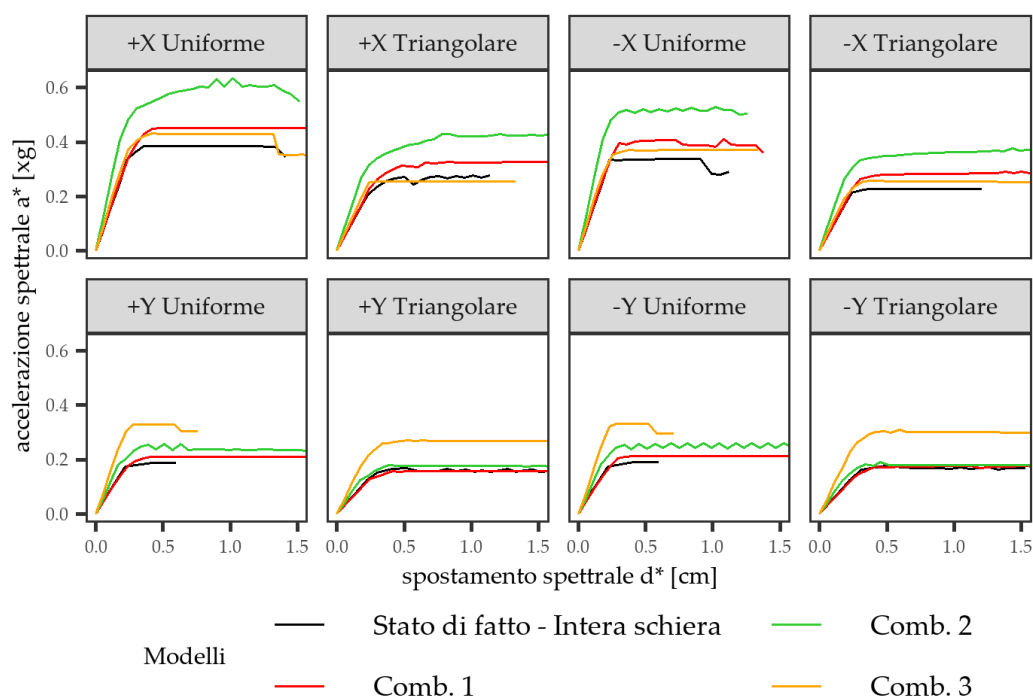


Figura 4-11: Curve pushover normalizzate del modello allo stato di progetto per l'intera schiera.

Tabella 4-4: Indici PAM e IS-V e classe di rischio per singola unità e intera schiera con valutazione di ogni combinazione di interventi allo SLV

Nr celle	Combinazione	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Classe di rischio	Aumento di classe
1	Stato di fatto	2,84	D	37,9	D	D	-
	1	1,74	C	65,75	B	C	+1
	2	1,49	B	79,91	B	B	+2
	3	1,74	C	65,75	C	C	+1
6	Stato di fatto	3,57	D	28,31	E	E	-
	1	2,27	C	51,21	C	C	+2
	2	1,77	C	62,63	B	C	+2
	3	1,73	C	61,74	B	C	+2

Tabella 4-5: Indice di prestazione per singola unità e intera schiera; confronto tra i risultati allo stato di fatto e di progetto, con valutazione per ogni combinazione allo SLV

Nr celle	Combinazione	ζ_E	$\Delta\zeta_E$	$\Delta\zeta_E$ (%)
1	Stato di fatto	0,379	-	-
	1	0,658	0,279	74
	2	0,799	0,420	111
	3	0,658	0,279	74
6	Stato di fatto	0,283	-	-
	1	0,512	0,229	81
	2	0,626	0,343	121
	3	0,617	0,334	118

4.2.3. Valutazione per cinematismi locali di collasso

I tiranti sono stati progettati per sostenere in fase sismica il peso delle pareti in ribaltamento per la quota eccedente la resistenza geometrica loro propria, secondo il criterio illustrato da Giuffrè (1993). Sono stati considerati i medesimi meccanismi proposti per lo stato di fatto, aggiungendo però il contributo dei tiranti (Figura 4-12); per gli stessi meccanismi sono stati ricalcolati anche i fattori di prestazione, nelle condizioni di attivazione e di spostamento della parete.

La progettazione degli elementi di acciaio avviene a snervamento per una forza sismica elastica allo SLD; pertanto, il fattore di prestazione ζ_E è pari all'unità per lo SLD per l'edificio in condizioni rinforzate, sia che la cerniera sia collocata a terra o in quota. L'indice di rischio è di poco sotto all'unità se si considera lo SLV per effetto dell'applicazione del fattore di struttura $q=2$ come previsto da normativa (Tabella 4-6).

Le curve di capacità post-intervento (Figura 4-13) risultano lineari a tratti: il segmento più alto ha accelerazione di ancoraggio pari alla PGA/PFA dello spettro, a seconda se il meccanismo si attiva al suolo o in quota, e poi prosegue con la stessa inclinazione della curva di capacità originale; la caduta di resistenza, fino al raggiungimento della curva di capacità della parete in assenza del tirante, corrisponde al punto di rottura del tirante (convenzionalmente assunto per una deformazione dell'1%). Poiché i tiranti si estendono tra le due murature perimetrali, senza ancoraggi intermedi, e le facciate nord e ovest hanno lunghezza differente, i corrispondenti spostamenti a cui si raggiunge la rottura del tirante posto nella direzione ortogonale sono leggermente differenti (tra 0.06-0.08 e 0.08-0.1 m).

Secondo quanto previsto dalla normativa, lo spostamento ultimo da utilizzare nella verifica viene ora determinato dalla caduta di resistenza della curva di capacità, poiché il valore di accelerazione residuo è inferiore al 50% del valore prima della rottura del tirante. Calcolando il nuovo periodo ultimo si può risalire allo spostamento di domanda e da questo alla PGA allo SLV, in base alla quale calcolare l'indice di rischio. Il valore finale è stato scelto nel minore tra i due ottenuti dal confronto capacità/domanda all'attivazione e in campo non lineare, ed è risultato sempre quest'ultimo a governare la scelta (Tabella 4-6); l'incremento del fattore di prestazione ($\Delta\zeta_E$) è in media pari a 0.70.



Figura 4-12: Macroblocchi verificati mediante analisi cinematica con l'inserimento di catene (i cui ancoraggi sono identificati in blu): prospetto sud a) cinematismo A, intera parete e b) cinematismo B, piano primo; prospetto nord c) cinematismo C, intera parete e d) cinematismo D, piano primo; prospetto ovest e) cinematismo E, intera parete e f) cinematismo F, piano primo.

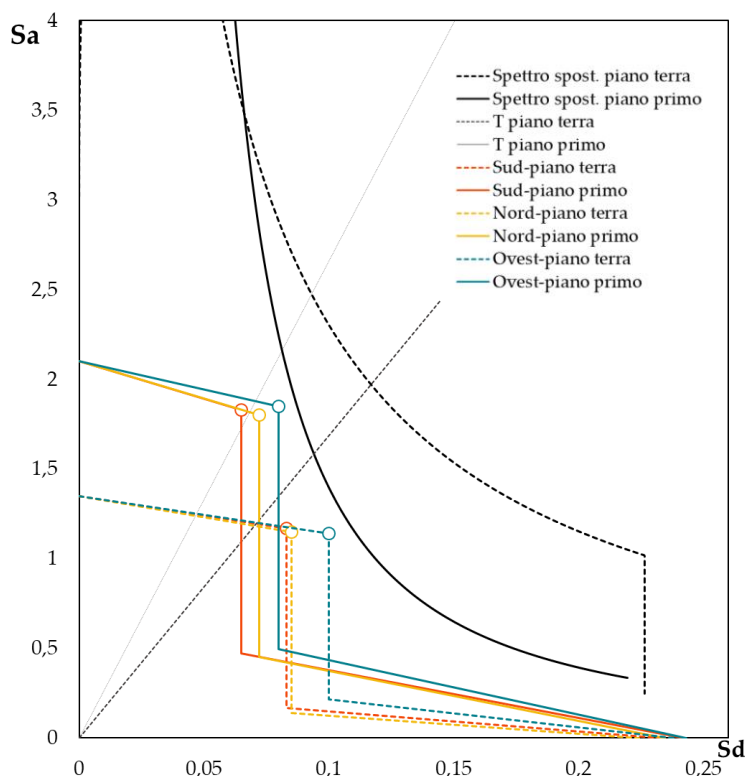


Figura 4-13: Curve di capacità dei meccanismi locali e spettro di domanda al piano terra e al livello del II orizzontamento dopo l’inserimento di catene (i pallini vuoti rappresentano la capacità di spostamento allo SLV, le rette che intersecano l’origine indicano il periodo della struttura T al valore di capacità di spostamento).

Tabella 4-6: Classe sismica della singola cella allo stato di progetto (tiranti) secondo l’analisi cinematica: indice IS-V e classe di rischio; calcolo del fattore di prestazione ζ_E allo SLD e SLV e della differenza $\Delta\zeta_E$ rispetto allo stato di fatto.

Cinematismo	IS-V	Classe di rischio	ζ_E		$\Delta\zeta_E$	
			SLD	SLV	SLD	SLV
A	93.90	A	1.000	0.939	0.789	0.648
B	96.00	A	1.000	0.960	0.617	0.585
C	99.80	A	1.000	0.998	0.753	0.700
D	106.00	A+	1.000	1.060	0.595	0.674
E	94.70	A	1.000	0.947	0.825	0.667
F	98.30	A	1.000	0.983	0.631	0.621

4.3 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA DI INTERVENTI ENERGETICI

Per valutare la bontà delle misure efficientamento energetico dell'involucro edilizio, sono state calcolate le caratteristiche termico-igrometriche dei componenti opachi sottoposti ad intervento energetico-strutturale combinato, secondo la medesima procedura proposta al §3.1 (Tabella 4-7), consistenti nella presenza simultanea del sistema di rinforzo FRCM e di un isolante termico a cappotto. L'intervento di efficientamento energetico proposto per adeguare le pareti esterne dell'edificio ai requisiti minimi di legge permette di passare da una trasmittanza di 2.44 W/m²K ad una di 0.215 W/m²K, valore inferiore al minimo imposto da normativa (Tabella 4-1). Questo abbassamento del parametro comporta anche una riduzione del fabbisogno termico.

In copertura, si considerano la nuova soletta in c.a. per l'irrigidimento strutturale contestualmente all'applicazione di un sistema di coibentazione. Anche in questo caso, il valore di trasmittanza ottenuto è inferiore alla soglia imposta da normativa (Tabella 4-1). I valori di trasmittanza passano da 1.898 W/m²K a 0.208 W/m²K, pari ad una riduzione dell'89%.

Tabella 4-7: Valutazione dell'efficientamento energetico: caratteristiche termiche e igrometriche dei componenti opachi, elaborate con il software Termus-G, allo stato di progetto.

C_{ip} è la capacità termica areica, m la massa superficiale, Y₁₂ la trasmittanza termica periodica, f_a fattore di attenuazione, φ lo sfasamento.

Elemento strutturale	ID	Sp. [m]	R [m ² W/K]	U [W/m ² K]	C _{ip} [kJ/m ² K]	m [kg/m ²]	Y ₁₂ [W/m ² K]	f _a -	φ [h]
Parete esterna	M1	0.62	4.662	0.215	70.724	901	0.01	0.04	10.30
Copertura	COP	0.37	4.801	0.208	63.999	308	0.03	0.14	10.31

La sostituzione degli infissi, invece, ha ridotto il valore delle infiltrazioni di aria da 0.5 Vol/h a 0.2 Vol/h.

Le analisi in regime dinamico consentono di definire i valori di fabbisogno di energia in riscaldamento e raffrescamento:

- Fabbisogno in riscaldamento: $Q_{h \text{ isolato}} = 30 \text{ kW/m}^2\text{anno}$;
- Fabbisogno in raffrescamento: $Q_{c \text{ isolato}} = 0 \text{ kW/m}^2\text{anno}$

Il fabbisogno in riscaldamento dell'edificio migliorato viene ridotto dell'80%, passando da 149 a 30 kW/m²anno. Tale riduzione di potenza termica nella stagione invernale sembra ben rapportarsi con impianti di riscaldamento a bassa temperatura.

Nella stagione estiva, invece, la coibentazione, assieme alla massa e allo spessore delle pareti perimetrali, garantisce una richiesta di potenza frigorifera minore rispetto allo stato di fatto. A questo

si aggiunge un numero limitato di superfici vetrate esposte all'irraggiamento diretto, così come una bassa richiesta nella zona climatica in cui insiste il fabbricato, limitando così il fabbisogno di potenza in raffrescamento, che di fatto si annulla.

In Tabella 4-8 sono riportati anche i valori del fabbisogno energetico mensile, comparando lo stato di fatto e con quello di progetto.

Relativamente all'impiantistica, sono state valutate le prestazioni termiche di un sistema a pavimento radiante abbinato con una pompa di calore. La resa termica massima ammissibile per l'impianto a pavimento è determinata secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 1264-3:1999, mediante la valutazione delle curve limite in riscaldamento e considerando una temperatura superficiale massima di 29°C per la zona occupata, temperatura limite per garantire il benessere fisiologico. La potenza calcolata per l'impianto è pari a 100 W/m², notevolmente superiore a quella massima richiesta per soddisfare il fabbisogno complessivo, pari cioè a 32 W/m², ottenuta come rapporto tra la potenza termica richiesta e l'area netta ridotta del 15%.

Tabella 4-8: Fabbisogno di energia mensile, confronto tra lo stato di fatto e lo stato di progetto; Q_H fabbisogno in riscaldamento, Q_C in raffrescamento.

	Stato di fatto	Stato di progetto	Stato di fatto	Stato di progetto
Mese	Q_H [kWh]	Q_H [kWh]	Q_C [kWh]	Q_C [kWh]
gen	20258	4101	0	0
feb	15501	3127	0	0
mar	14356	2896	0	0
apr	4320	889	0	0
mag	0	0	0	0
giu	0	0	4	0
lug	0	0	1074	7
ago	0	0	319	10
set	0	0	30	0
ott	3800	780	0	0
nov	11652	2360	0	0
dic	19764	4002	0	0
TOTALE	89653	18155	1429	17

La portata di progetto per l'intera schiera, necessaria ad ottenere la potenza termica richiesta considerate le minime differenze nei fabbisogni (leggermente maggiori per le cellule esterne rispetto a quelle interne), è stata ottenuta moltiplicando per il numero di unità (sei) la portata di progetto totale della cella 6 (0.542 kg/s), identificata come riferimento per il dimensionamento dell'impianto, ottenendo una portata complessiva di 3.25 kg/s, ovvero di 1951 l/h.

Per la pompa di calore si è scelto un sistema acqua-acqua; secondo calcoli di progetto all'interno del software *Energy-Plus*, la macchina fornisce all'ambiente 17 kW.

4.4 VALUTAZIONE ECONOMICA DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di miglioramento strutturale ed energetico proposti sono stati valutati anche in termini economici e di tempi necessari per la loro applicazione. Per quantificare i costi è stato redatto un computo metrico estimativo in accordo con il PCM (2018), valutando l'applicazione degli interventi sull'intero edificio (sei celle). Le voci computate sono relative a tutti gli interventi di tipo strutturale (comprese le opere di demolizione e ripristino delle finiture) ed energetico. Sono altresì compresi anche gli oneri della sicurezza.

La Tabella 4-9 riporta, quindi, per ognuna delle tre combinazioni, il costo totale, parziale, per superficie e volumetria unitarie degli interventi suddivisi in i) opere strutturali, distinguendo l'importo per ciascuno degli obiettivi perseguiti (miglioramento della qualità muraria, dei collegamenti, rinforzo della copertura e dei solai), ii) efficientamento energetico, comprensivi di azioni sull'impiantistica e sulla coibentazione dell'involucro, iii) opere accessorie di edilizia e finiture, iv) oneri della sicurezza. Sono infine calcolati la spesa totale per attuare ciascuna combinazione di interventi e il costo per m² e m³.

Si nota che il costo totale dell'intervento combinato strutturale-energetico incrementa con la complessità e l'invasività della combinazione. L'istogramma in Figura 4-14 mostra l'incidenza di ciascun tipo di intervento rispetto al costo totale: in media, gli interventi strutturali hanno una incidenza sul costo totale pari al 39%, gli interventi energetici pesano per il 42%, gli oneri accessori per il 14%, gli oneri della sicurezza, infine, per il 5%. Pertanto, il costo più elevato è imputabile all'efficientamento energetico. Nel dettaglio del singolo obiettivo (strutturale ed energetico), gli interventi di miglioramento della qualità muraria e di coibentazione dell'involucro incidono maggiormente sul costo finale (21% e 28% rispettivamente). Poco meno di un sesto del costo è imputabile all'impiantistica (14%) e al rinforzo dei solai (11%). Minore l'impatto di rinforzo della copertura e dell'applicazione dei tiranti (4% in entrambi i casi). Va comunque ricordato che il rinforzo della sola copertura coinvolge, nella singola cellula della schiera, un solo elemento strutturale, mentre il rinforzo dei solai è esteso a tre elementi, determinandone la maggiore incidenza. L'incidenza dei singoli interventi suddivisi per obiettivo rispetto la costo totale di ciascuna combinazione è riportata nell'istogramma in Figura 4-15.

Tabella 4-9: Valutazione dei costi per la realizzazione di ciascuna combinazione di interventi.

Comb.	Descrizione	Importo totale [€]	Importo parziale [€]	Superficie calpestabile [m ²]	Volumetria [m ³]	Importo per m ² [€/m ²]	Importo per m ³ [€/m ³]
LAVORAZIONI							
1	Interventi di rinforzo strutturale						
	Miglioramento della qualità muraria	231230.00	27600.00	600	2094	212.67	60.94
	Miglioramento dei collegamenti		9620.00			16.03	4.59
	Rinforzo copertura		21160.00			35.27	10.11
	Rinforzo solai		72850.00			121.42	34.79
	Interventi di efficientamento energetico						
	Impiantistica	172250.00	16250.00	600	2094	27.08	7.76
	Coibentazione involucro		156000.00			260.00	74.50
	Opere accessorie di edilizia e finiture	74000.00	74000.00	600	2094	123.33	35.34
	Oneri della sicurezza (PSC)	27600.00		600	2094	46.00	13.18
	Totale	505080.00				841.80	241.20
2	Interventi di rinforzo strutturale						
	Miglioramento della qualità muraria	210730.00	107100.00	600	2094	178.50	51.15
	Miglioramento dei collegamenti		9620.00			16.03	4.59
	Rinforzo copertura		21160.00			35.27	10.11
	Rinforzo solai		72850.00			121.42	34.79
	Interventi di efficientamento energetico						
	Impiantistica	289290.00	133290.00	600	2094	222.15	63.65
	Coibentazione involucro		156000.00			260.00	74.50
	Opere accessorie di edilizia e finiture	53200.00	53200.00	600	2094	88.67	25.41
	Oneri della sicurezza (PSC)	27600.00		600	2094	46.00	13.18
	Totale	580820.00				968.03	277.37
3	Interventi di rinforzo strutturale						
	Miglioramento della qualità muraria	234090.00	127600.00	600	2094	212.67	60.94
	Miglioramento dei collegamenti		42600.00			71.00	20.34
	Rinforzo copertura		21160.00			35.27	10.11
	Rinforzo solai		42730.00			71.22	20.41
	Interventi di efficientamento energetico						
	Impiantistica	278100.00	107100.00	600	2094	178.50	51.15
	Coibentazione involucro		171000.00			285.00	81.66
	Opere accessorie di edilizia e finiture	108300.00	108300.00	600	2094	180.50	51.72
	Oneri della sicurezza (PSC)	27600.00		600	2094	46.00	13.18
	Totale	648090.00				1080.15	309.50

Dai due istogrammi si nota, inoltre, che il costo dell'intervento strutturale della combinazione 2 è inferiore rispetto a quello delle altre due. Ciò è di fatto legato ad un costo più contenuto per la realizzazione delle iniezioni rispetto all'applicazione dell'intonaco armato di tipo FRCC, mentre, nella combinazione 3, l'incremento di costo legato all'applicazione di un numero maggiore di tiranti viene controbilanciato da un più contenuto importo nel rinforzo dei solai a mezzo di cappa rispetto

all'uso di controventi (si veda anche la Figura 4-16). Il costo dei controventi, nonostante siano coinvolti solo due piani su tre per ogni cella della schiera, è più elevato rispetto all'applicazione della cappa, quindi risulta sconsigliabile da un punto di vista economico.

In termini energetici, invece, relativamente all'impiantistica, l'applicazione del soffitto radiante risulta l'intervento più costoso, ancor più della realizzazione di un pavimento radiante (Figura 4-17).

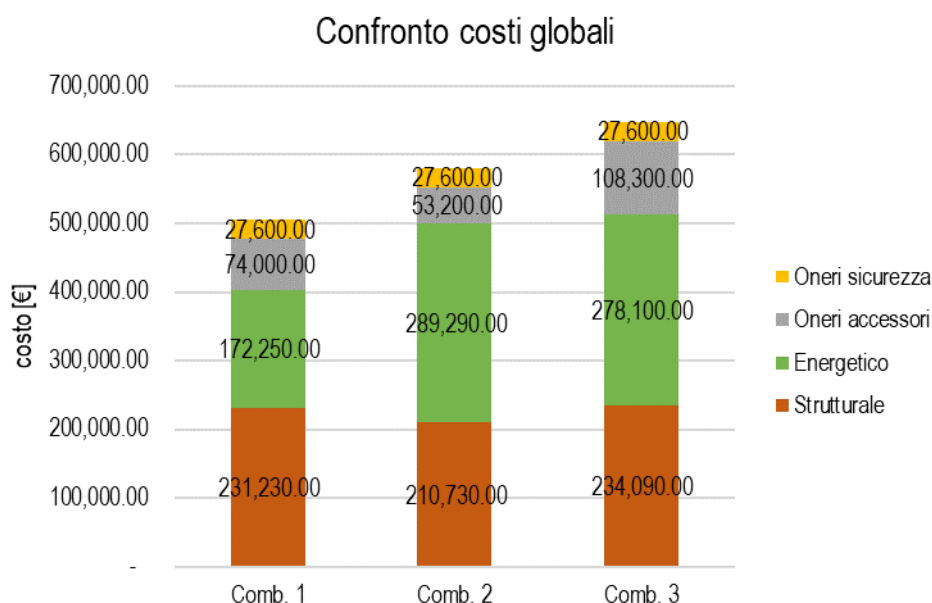


Figura 4-14: Confronto dei costi totali per la realizzazione dell'intervento; sono individuati anche i costi parziali legati alla realizzazione di interventi strutturali, energetici, oneri accessori e per la sicurezza.

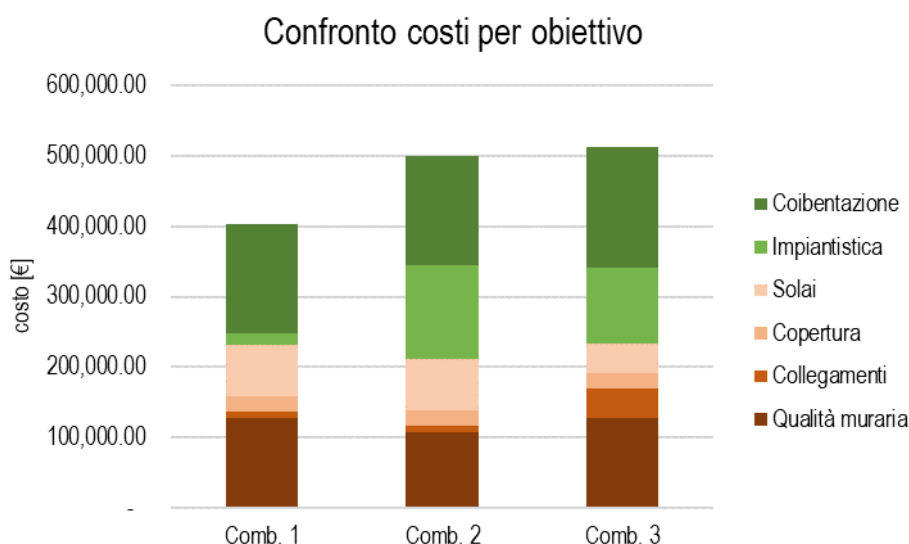


Figura 4-15: Incidenza dei costi parziali per obiettivo sui costi totali per ciascuna combinazione di interventi.

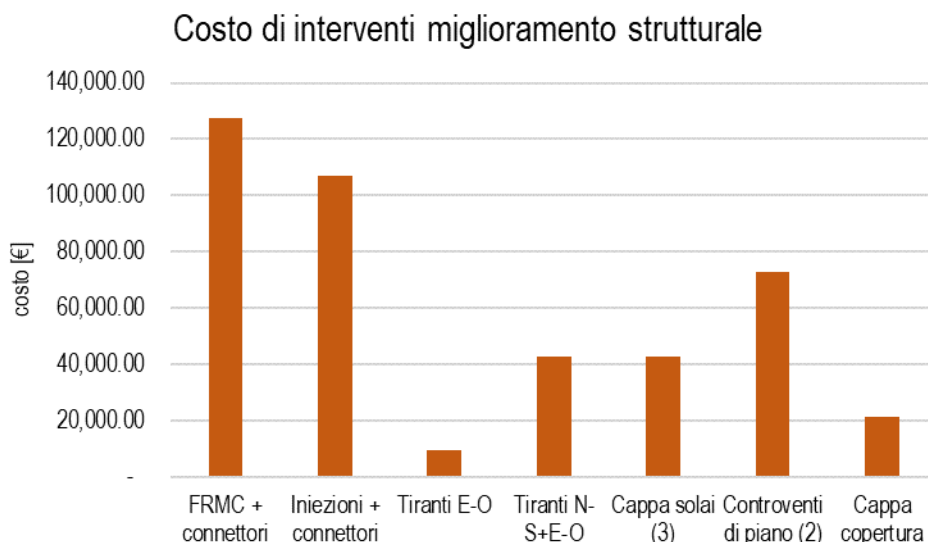


Figura 4-16: Costi degli interventi di miglioramento strutturale.

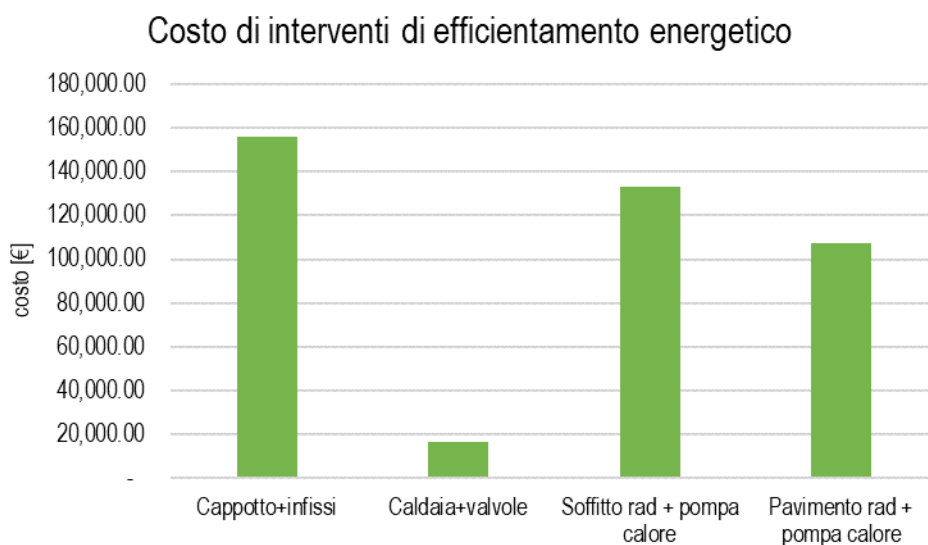


Figura 4-17: Costi degli interventi di efficientamento energetico.

In Tabella 4-10, invece, è calcolato il costo della manodopera e il tempo necessario all'attuazione degli interventi. L'incidenza del costo della manodopera su ogni singolo intervento è stata assunta pari al 30% per tutti gli interventi strutturali e per gli oneri accessori e di sicurezza, al 12% per il rifacimento degli impianti, al 25% per la coibentazione dell'involucro. Il costo orario della squadra tipo chiamata ad applicare gli interventi afferenti ad ogni singolo obiettivo, sia strutturale che energetico, è pari a 97 €, 63,83 € per la squadra che lavora alla sostituzione degli impianti.

Considerando che le squadre deputate ad applicare gli interventi afferenti ad ogni singolo obiettivo non lavorano contemporaneamente, sulla base dell'importo della manodopera e del costo orario della squadra, è stato possibile stimare il numero di giorni necessari per la realizzazione di ciascuna combinazione di interventi, nell'ipotesi che siano al lavoro una, due o tre squadre operanti per il

medesimo obiettivo. Si nota che la tempistica per la combinazione 1 si riduce di un mese e mezzo rispetto alla combinazione 3, differenza che viene minimizzata ad un mese nel caso operino tre squadre contemporaneamente.

Tabella 4-10: Valutazione del costo della manodopera e dei tempi necessari per la realizzazione di ciascuna combinazione di interventi.

	Descrizione	Importo totale [€]	Importo manodopera [€]	Squadra tipo [€/h]	GG 1 squadra	GG 2 squadre (opere civili)	GG 3 squadre (opere civili)	
LAVORAZIONI								
1	Interventi di rinforzo strutturale							
	Miglioramento della qualità muraria		38280.00	97.00	49.33	24.66	16.44	
	Miglioramento dei collegamenti		2886.00	97.00	3.72	1.86	1.24	
	Rinforzo copertura		6348.00	97.00	8.18	4.09	2.73	
	Rinforzo solai		21855.00	97.00	28.16	14.08	9.39	
	Interventi di efficientamento energetico							
	Impiantistica		1950.00	63.83	3.82	3.82	3.82	
	Coibentazione involucro		39000.00	97.00	50.26	25.13	16.75	
	Opere accessorie di edilizia e finiture		22,200.00	97.00	28.61	14.30	9.54	
	Oneri della sicurezza (PSC)		8,280.00	97.00	10.67	10.67	10.67	
	Totale	505080.00	140799.00		182.75	98.62	70.58	
	Tempo stimato					6.5 mesi	3.5 mesi	2.5 mesi
	2	Interventi di rinforzo strutturale						
		Miglioramento della qualità muraria		32130.00	97.00	41.40	20.70	13.80
Miglioramento dei collegamenti			2886.00	97.00	3.72	1.86	1.24	
Rinforzo copertura			6348.00	97.00	8.18	4.09	2.73	
Rinforzo solai			21855.00	97.00	28.16	14.08	9.39	
Interventi di efficientamento energetico								
Impiantistica			15994.80	63.83	31.32	31.32	31.32	
Coibentazione involucro			39000.00	97.00	50.26	25.13	16.75	
Opere accessorie di edilizia e finiture			15960.00	97.00	20.57	10.28	6.86	
Oneri della sicurezza (PSC)			8280.00	97.00	10.67	10.67	10.67	
Totale		580820.00	142453.00		194.29	118.14	92.76	
Tempo stimato					7 mesi	4 mesi	3 mesi	
3		Interventi di rinforzo strutturale						
		Miglioramento della qualità muraria		38280.00	97.00	49.33	24.66	16.44
	Miglioramento dei collegamenti		12780.00	97.00	16.47	8.23	5.49	
	Rinforzo copertura		6348.00	97.00	8.18	4.09	2.73	
	Rinforzo solai		12819.00	97.00	16.52	8.26	5.51	
	Interventi di efficientamento energetico							
	Impiantistica		12852.00	63.83	25.17	25.17	25.17	
	Coibentazione involucro		42750.00	97.00	55.09	27.55	18.36	
	Opere accessorie di edilizia e finiture		32490.00	97.00	41.87	20.93	13.96	
	Oneri della sicurezza (PSC)		8280.00	97.00	223.30	129.57	98.32	
	Totale	648090.00	166599.00		194.29	118.14	92.76	
	Tempo stimato					8 mesi	5 mesi	3.5 mesi

CONCLUSIONI

L'edificio oggetto di studio è un piccolo complesso residenziale a schiera composto da sei unità, sito nel capoluogo del comune di Pieve Torina (MC) e realizzato negli anni Sessanta.

Le analisi strutturali allo stato di fatto hanno considerato sia il comportamento globale (analisi pushover su modello a telaio equivalente) che locale (analisi per meccanismi locali di collasso di pareti schematizzate come corpi rigidi) dell'edificio. Gli indici rappresentativi del rischio sismico, PAM e IS-V, ottenuti da entrambi i metodi, sono analoghi, e pongono il caso studio in una classe di rischio medio-alta (D-E su scala A-G a rischio crescente), compatibile con i danni significativi raggiunti nel corso della sequenza sismica di agosto-ottobre 2016. Il fabbisogno netto di energia per riscaldamento e climatizzazione si attesta a poco più di 150 kW/m²anno.

Gli interventi strutturali ed energetici proposti non sono tuttavia finalizzati alla riparazione del danno ma sono indirizzati alla mitigazione del rischio in ottica preventiva. Il danno rilevato è stato utilizzato solo per la validazione dei modelli impiegati nelle analisi.

Le proposte progettuali ottimizzano gli interventi strutturali in ragione delle caratteristiche effettive dell'edificio – concentrandosi così sulla risposta alla bassa qualità muraria rispetto al miglioramento della rigidezza dei solai, già adeguata allo stato di fatto – tra quelli che risultano compatibili con l'applicazione di un rivestimento isolante esterno (sistema “a cappotto”) necessario a raggiungere le prestazioni energetiche minime. Gli interventi strutturali sono stati inoltre “graduati” per intensità delle lavorazioni e miglioramento atteso delle prestazioni sismiche: ne risulta che le iniezioni sulla muratura determinano un aumento di IS-V (quindi una diminuzione del rischio) maggiore di un sistema FRCM. La classe di rischio post-intervento sul modello globale è almeno la C, addirittura la B per il modello a singola unità con le iniezioni. L'applicazione dei tiranti consente infine di eliminare la vulnerabilità fuori piano delle strutture.

A fronte degli stessi interventi di isolamento dell'involucro (cappotto e sostituzione infissi), le dotazioni impiantistiche sono state variate in rapporto agli interventi strutturali, approfittando della rimozione di certi strati di finitura o della necessità di mascherare i nuovi elementi strutturali. I costi sostenuti, a seconda del grado degli interventi, variano tra 840 €/m² e 1080 €/m² con un impegno variabile tra 3 e 5 mesi di cantiere per due squadre al lavoro. I tiranti risultano gli interventi meno costosi (4% del totale), il miglioramento della muratura assorbe tra il 20% e il 30% del costo, infine gli interventi energetici incidono per il 40% circa.

Bibliografia

- Borri, A., Corradi, M., Castori, G., & De Maria, A. (2015). A method for the analysis and classification of historic masonry. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(9), 2647–2665. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9731-4>
- Borri, A., Corradi, M., & De Maria, A. (2020). The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index. *Heritage*, 3(4), 1162–1198. <https://doi.org/10.3390/heritage3040065>
- Borri, A., Corradi, M., & Speranzini, E. (2009). Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: Alcune sperimentazioni. *XIII Convegno Nazionale ANIDIS “L’ingegneria sismica in Italia”*, Bologna, Italy, June 28- July 02.
- Borri, A., & De Maria, A. (2019). Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: Allineamento alla circolare n. 7/2019. In *Atti del XVIII Convegno ANIDIS L’ingegneria Sismica in Italia*. Pisa University Press. <https://doi.org/10.1400/271178>
- Cifani, G., Petrucci, G., Lazzaro, D., d’Alessandro, S., Cialone, G., Martinelli, A., Petracca, A., Corazza, L., Petrini, V., Mannella, A., Milano, A., Beolchini, G. C., & Antonacci, E. (2006). *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. L’Aquila, ITC-CNR.
- Cosenza, E., Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Dolce, M., Moroni, C., Prota, A., & Renzi, E. (2018). The Italian guidelines for seismic risk classification of constructions: Technical principles and validation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(12), 5905–5935. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0431-8>
- Frumento, S., & Galasco, A. (2017). *Adeguamento e miglioramento sismico degli edifici in muratura*. Palermo: Grafill.
- Galasco, A., & Penna, A. (2007). Valutazione della risposta sismica di edifici irregolari in muratura. *XII Congresso Nazionale ANIDIS «L’ingegneria Sismica in Italia»*, Pisa, 10-14 giugno.
- Giardini, D., Wössner, J., & Danciu, L. (2014). Mapping Europe’s Seismic Hazard. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 95(29), 261–262. <https://doi.org/10.1002/2014EO290001>
- Giuffrè, A. (A c. Di). (1993). *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*. Roma: Laterza.
- Giuffrè, A. (1996). A Mechanical Model for Statics and Dynamics of Historical Masonry Buildings. In V. Petrini & M. Save (A c. Di), *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes* (pagg. 71–152). Springer Vienna. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2656-1_4

- Grünthal, G., Tertulliani, A., Azzaro, R., & Buffarini, G. (2019). *Scala Macrosismica Europea 1998, EMS-98*. European Seismological Commission, Subcommittee on Engineering Seismology, Working Group Macroseismic scales, Luxembourg.
- ISTAT 2011 = Istituto nazionale di STATistica. 2011. Disponibile online: <https://www.istat.it/it/archivio/104317> (ultimo accesso 07 febbraio 2022).
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, *56*, 1787–1799. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002>
- Lenzi, U., Lenzi, A., & Pinti, S. (2018). *Microzonazione sismica, relazione illustrativa*. Regione Marche, Comune di Pieve Torina.
- Locati, M., Camassi, R., Rovida, A., Ercolani, E., Bernardini, F., Castelli, V., Caracciolo, C. H., Tertulliani, A., Rossi, A., Azzaro, R., D'Amico, S., & Antonucci, A. (2021). *Database Macrosismico Italiano (DBMI15), versione 3.0* (3.0, pag. 3228 earthquakes, 123956 Macroseismic Data Points) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/DBMI/DBMI15.3>
- Lulić, L., Ožić, K., Kišiček, T., Hafner, I., & Stepinac, M. (2021). Post-Earthquake Damage Assessment—Case Study of the Educational Building after the Zagreb Earthquake. *Sustainability*, *13*(11), 6353. <https://doi.org/10.3390/su13116353>
- Magenes, G., Bolognini, D., Braggio, C. (2000). *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. CNR-Gruppo nazionale per la difesa dai terremoti.
- Meriggi, P., de Felice, G., & De Santis, S. (2020). Design of the out-of-plane strengthening of masonry walls with fabric reinforced cementitious matrix composites. *Construction and Building Materials*, *240*, 117946. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117946>
- Meriggi, P., De Santis, S., Fares, S., & de Felice, G. (2021). Design of the shear strengthening of masonry walls with fabric reinforced cementitious matrix. *Construction and Building Materials*, *279*, 122452. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122452>
- Messali, F., Metelli, G., & Plizzari, G. (2017). Experimental results on the retrofitting of hollow brick masonry walls with reinforced high performance mortar coatings. *Construction and Building Materials*, *141*, 619–630. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.112>
- PCM 2018 = Presidente del Consiglio dei Ministri, Commissario del Governo per la ricostruzione dei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016. (2018). *Prezziario unico del cratere del Centro Italia. Ai sensi dell'art. 6, comma 7, del DL 189/2016, approvato con Ordinanza n. 7 del Commissario del Governo per la Ricostruzione del 14/12/201*. Roma: DEI Tipografia del Genio Civile.
- RDB. (1982). *Manualetto RDB*. Piacenza: RDB.

- Ricci, P., Verderame, G. M., & Manfredi, G. (2011). Analisi statistica delle proprietà meccaniche degli acciai da cemento armato utilizzati tra il 1950 e il 1980. *L'ingegneria sismica in Italia, Proceedings of the XIV Convegno ANIDIS, Bari, Italy, 18-22 settembre*.
- Saretta, Y., Sbrogiò, L., & Valluzzi, M. R. (2021). Seismic response of masonry buildings in historical centres struck by the 2016 Central Italy earthquake. Calibration of a vulnerability model for strengthened conditions. *Construction and Building Materials*, 299, 123911. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123911>
- Sbrogiò, Luca, Saretta Y., & Valluzzi, M. R. (2024). «Modelling of In-Plane Strengthening of Unreinforced Masonry Buildings: A Numerical Comparison between Traditional and FRM Jacketing». *International Journal of Masonry Research and Innovation* 9(1/2), 96–125. <https://doi.org/10.1504/IJMRI.2024.135242>.
- STA DATA srl (2021). *Manuale 3Muri. Ver. 13.2.0.6*
- Stucchi, M., Meletti, C., Montaldo, V., Crowley, H., Calvi, G. M., & Boschi, E. (2011). Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(4), 1885–1911. <https://doi.org/10.1785/0120100130>
- Tertulliani, A., & Azzaro, R. (2017). Quest—Rilievo macrosismico per i terremoti nell'Italia Centrale. Aggiornamento dopo le scosse del 26 E 30 Ottobre 2016. Aggiornamento al 21 Dicembre 2016. In *Rapporto interno INGV*. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/ZENODO.238778>
- Turnšek, V., & Čačovič, F. (1970). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent*, 149–156.
- Valensise, G., Tarabusi, G., Guidoboni, E., & Ferrari, G. (2017). The forgotten vulnerability: A geology- and history-based approach for ranking the seismic risk of earthquake-prone communities of the Italian Apennines. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 25, 289–300. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2017.09.014>
- Valluzzi, M. R., Binda, L., & Modena, C. (2002). Experimental and analytical studies for the choice of repair techniques applied to historic buildings. *Materials and Structures*, 35(5), 285–292. <https://doi.org/10.1007/BF02482134>
- Valluzzi, M. R., & Sbrogiò, L. (2019). Vulnerability of Architectural Heritage in Seismic Areas: Constructive Aspects and Effect of Interventions. In G. Amoroso & R. Salerno (A c. Di), *Cultural Landscape in Practice* (Vol. 26, pagg. 203–218). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-030-11422-0_14
- Valluzzi, M. R., Sbrogiò, L., & Saretta, Y. (2021). Intervention Strategies for the Seismic Improvement of Masonry Buildings Based on FME Validation: The Case of a Terraced Building Struck by the 2016 Central Italy Earthquake. *Buildings*, 11(9), 404. <https://doi.org/10.3390/buildings11090404>

Normativa di riferimento

CEN 2004 = Comité Européen de Normalisation, 2004, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

CNR-DT 200 R1/2013: Consiglio Nazionale delle Ricerche, Documento Tecnico 2013, n. 200/R1, *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*

CNR DT 215/2018: Consiglio Nazionale delle Ricerche, Documento Tecnico 2018, n. 215, *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica*

DIM 2015 = Decreto Interministeriale 26/06/2015, *Applicazione delle metodologie di calcolo delle prestazioni energetiche e definizione delle prescrizioni e dei requisiti minimi degli edifici*

DR 1939 = Decreto reale no. 2229, 16/11/1939, Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato

MIT 2009 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 02 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni*.

MIT 2017 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 07 marzo 2017, n. 65, *Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni e i relativi allegati*.

MIT 2018 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le costruzioni»*

MIT 2019 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”» di cui al DM 17 gennaio 2018*

MIT 2020 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 06 agosto 2020, n. 329, *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*

MLP 1968 = Ministero dei Lavori Pubblici e Ministero dell'Interno, Decreto interministeriale 2 aprile 1968, n. 1444, *Limiti inderogabili di densità edilizia, di altezza, di distanza fra i fabbricati e rapporti massimi tra gli spazi destinati agli insediamenti residenziali e produttivi e spazi pubblici o riservati alle attività collettive, al verde pubblico o a parcheggi, da osservare ai*

fini della formazione dei nuovi strumenti urbanistici o della revisione di quelli esistenti, ai sensi dell'art. 17 della legge n. 765 del 1967

MLP 1986 = Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto ministeriale 24/01/1986, *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche.*

PCM 2003 = Presidente del Consiglio dei Ministri, Ordinanza 20/03/2003, n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*

PR 1993 = Presidente della Repubblica, Decreto 26 agosto 1993, n. 412. *Regolamento recante norme per la progettazione, l'installazione, l'esercizio e la manutenzione degli impianti termici degli edifici ai fini del contenimento dei consumi di energia, in attuazione dell'art. 4, comma 4, della legge 9 gennaio 1991, n. 10*

PR 2017 = Presidente della Repubblica, Legge 07/04/2017, n. 45. *Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 9 febbraio 2017, n. 8, recante nuovi interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del 2016 e del 2017*

UNI 10349-1:2006, *Riscaldamento e raffrescamento degli edifici - Dati climatici - Parte 1: Medie mensili per la valutazione della prestazione termo-energetica dell'edificio e metodi per ripartire l'irradianza solare nella frazione diretta e diffusa e per calcolare l'irradianza solare su di una superficie inclinata*

UNI EN 1264-3:1999, *Riscaldamento a pavimento - Impianti e componenti - Dimensionamento*

UNI EN 16798-1:2019, *Prestazione energetica degli edifici - Ventilazione per gli edifici - Parte 1: Parametri di ingresso dell'ambiente interno per la progettazione e la valutazione della prestazione energetica degli edifici in relazione alla qualità dell'aria interna, all'ambiente termico, all'illuminazione e all'acustica - Modulo M1-6*

UNI EN ISO 6946:2008, *Componenti ed elementi per edilizia - Resistenza termica e trasmittanza termica - Metodo di calcolo*

UNI/TR 1152:2014, *Abaco delle strutture costituenti l'involucro opaco degli edifici - Parametri termofisici*