



Scuola Primaria "Rita Levi Montalcini"

Via Sant'Agnese, 25 - San Pietro in Casale (BO)

Cod. R18276

Comune di San Pietro in Casale - Via G. Matteotti, 154 - 40018 San Pietro in Casale (BO)



Relazione tecnica

In allegato 1 elaborato unità strutturale



TECNOINDAGINI S.r.l.

Tel 02 36527601 Fax 02 66304937 – www.tecnoindagini.it - info@tecnoindagini.it

Con il supporto tecnico di: Ing. Elena Medici

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
1.1 Pericolosità sismica	3
1.1.1 Aspetti teorici e normativi	3
1.1.2 Definizione parametri di domanda	4
2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU	6
2.1 Analisi storico-critica	6
2.1.1 Finalità	6
2.1.2 Definizione delle Unità Strutturali	6
2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali	8
2.2.2 Strutture in Muratura	8
2.3 Rilievo geometrico-strutturale	10
2.3.1 Rilievo delle coperture	12
2.3.2 Rilievo strutture orizzontali	13
2.3.3 Rilievo struttura verticale	14
2.3.4 Rilievo delle fondazioni	15
2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	16
3. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ	17
3.1 Norme di riferimento	20
3.2 Azioni sulle strutture	21
3.3 Verifiche su unità strutturali in calcestruzzo armato	22
3.3.1 Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate	23
3.3.2 Metodi di analisi e criteri di verifica	24
3.4 Verifiche delle unità strutturali in muratura	25
3.4.1 Deformabilità dei pannelli murari	26
3.4.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura	26
3.4.3 Verifiche di cinatismi locali	27
4. RISULTATI DELLE VERIFICHE	29
4.1 Indice di Sicurezza Sismica	29
4.2 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento	30
4.2.1 Unità strutturale 1	31
4.3 Vulnerabilità Specifiche	32
4.3.1 Unità strutturale 1	32
4.4 Classificazione Sismica	35
5. CONCLUSIONI	36

1. INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Primaria "Rita Levi Montalcini" sito in Via Sant'Agnese, 25 a San Pietro in Casale (BO).

Ciascun territorio, in base alla sua natura geologica, è contraddistinto da una pericolosità sismica, determinata dalla probabilità (P_{VR}) che si verifichi un evento sismico di una certa magnitudo entro un dato intervallo di tempo. Tale probabilità è stata determinata studiando i terremoti che storicamente si sono ripetuti con frequenze e forze caratteristiche. In altri termini, la **pericolosità** sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità dell'intervallo di tempo di ritorno dell'evento sismico (T_R). La pericolosità sismica tiene anche conto dell'esposizione al rischio, infatti, la maggiore o minore presenza di persone e di beni esposti al rischio, modifica la possibilità di subire la perdita di vite umane o danni ai beni culturali.

Tuttavia, le conseguenze di un terremoto sugli edifici e sulla popolazione non dipendono solo dalla pericolosità sismica del luogo in cui i fabbricati insistono: i danni dipendono direttamente anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni rispetto alle azioni indotte da una scossa sismica. La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce **vulnerabilità**. Le conseguenze di un terremoto saranno maggiori quanto più un edificio è vulnerabile per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali, mediocre modalità di costruzione, scarsa manutenzione.

$$\text{Rischio} = \text{Vulnerabilità} \cdot \text{Pericolosità}$$

Il rischio sismico fornisce la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo; in base alla sismicità del territorio; alla resistenza delle costruzioni; alla natura, qualità e quantità dei beni esposti. Esso è determinato dalla combinazione della *pericolosità* e della *vulnerabilità*.

Partendo dai requisiti fissati dalle norme vigenti, l'oggetto delle analisi contenute nel presente documento, è innanzitutto determinare il **rischio sismico** dell'edificio, ovvero dalla sua propensione a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità, attraverso la determinazione dell'**indice di sicurezza sismica**.

Il metodo proposto valuta il singolo edificio, che a sua volta può essere costituito da una o più *Unità Strutturali* (US), verificando la *vulnerabilità* di ciascuna unità strutturale e accertando che questa sia compatibile con le prestazioni richieste.

La procedura si articola in cinque passaggi principali che prevedono l'acquisizione dei dati relativi al contesto territoriale, delle caratteristiche strutturali necessarie alla modellazione matematica dell'edificio e l'analisi numerica tesa alla valutazione della sicurezza globale e locale per ogni stato limite considerato. I paragrafi seguenti descrivono nei dettagli la procedura proposta nel seguente ordine:

- Pericolosità sismica
- Rilievo dell'edificio e indagini in situ
- Verifica della sicurezza in presenza di azioni sismiche
- Valutazione del rischio sismico
- Classificazione sismica

1.1 Pericolosità sismica

1.1.1 Aspetti teorici e normativi

La pericolosità sismica, inerente l'intero edificio, è definita dalla Peak Ground Acceleration di domanda (PGA_D) che è la misura dell'accelerazione indotta al suolo da un terremoto in una specifica area geografica, secondo la relazione seguente:

$$PGA_D = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografico. Tali coefficienti sono ricavabili da indagini geologiche eseguite direttamente sul terreno su cui insiste l'edificio, oppure, in assenza di una relazione geologica, possono essere dedotti in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo quanto prescritto nella NTC 2008 § 3.2.2.

Per valutare l'accelerazione orizzontale massima a_g dell'evento sismico, è necessario fissare la pericolosità sismica, correlandola all'esposizione dell'edificio. La pericolosità riguarda l'area geografica in cui sorge l'edificio ed è definita dall'OPCM 3519, mentre l'esposizione viene considerata laddove le norme definiscono gli edifici strategici e/o rilevanti nell'OPCM 3274 e nella Tabella C.3.2.I. della Circolare del CSLP 617.

In funzione della tipologia edilizia analizzata si definisce il livello di danno accettabile e si determinano per ciascun stato limite, ultimo (SLU) e di esercizio (SLE), le probabilità di superamento dell'evento ed i relativi tempi di ritorno secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Stati Limite			Probabilità di superamento P_{VR}	Valori del periodo di ritorno T_R in anni al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	operatività	SLO	81%	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	danno	SLD	63%	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita	SLV	10%	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	collasso	SLC	5%	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni}$

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso del fabbricato, secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2008 § 2.4.3. La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere deve essere precisata nei documenti di progetto e comunque per le opere ordinarie viene considerata ≥ 50 anni secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2008 § 2.4.1.

Nella pagina seguente, a titolo esemplificativo, si riportano le mappature di pericolosità sismica del territorio italiano valutate rispettivamente allo SLD (con probabilità di superamento del 63% in 50 anni) e allo SLV (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

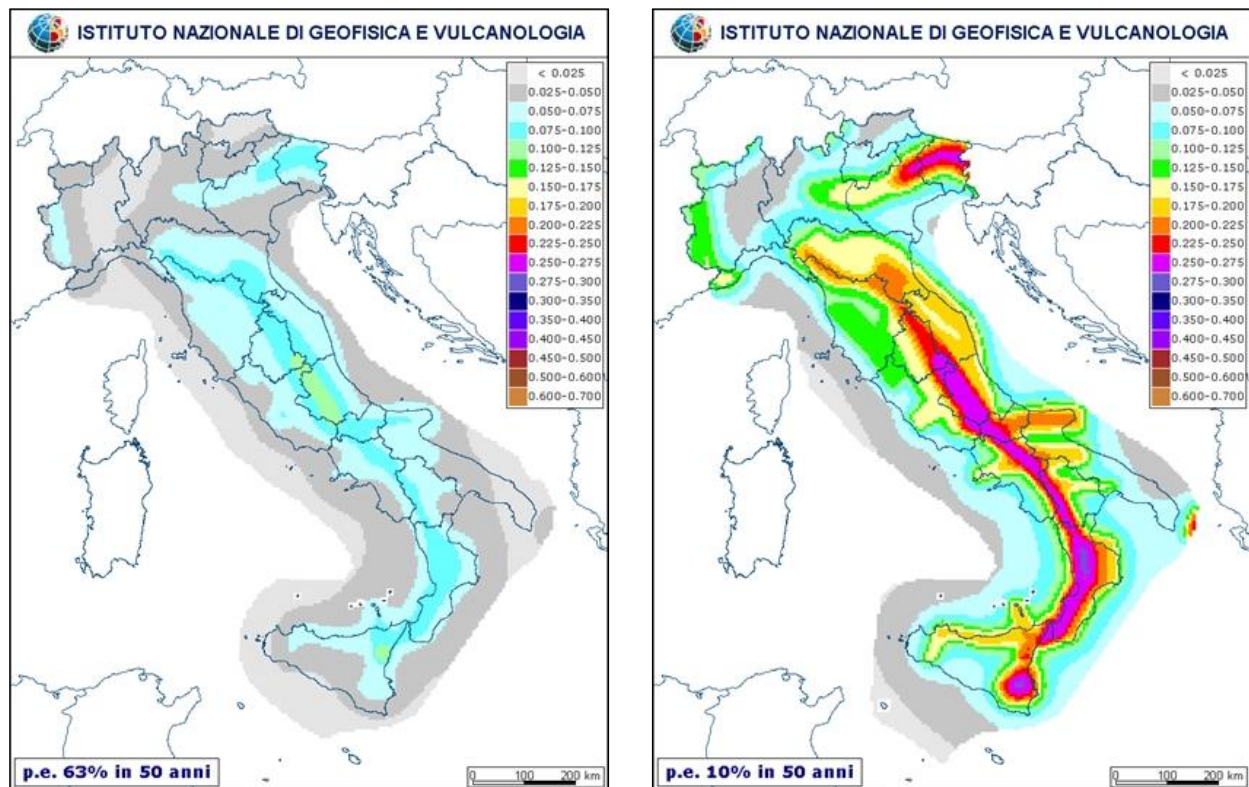


Figura n°1-2 – Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata rispettivamente allo SLD e SLV.

1.1.2 Definizione parametri di domanda

Entrando nello specifico del manufatto oggetto della presente indagine, per la definizione dei parametri di amplificazione stratigrafica (S_s) e topografica (S_T) è stato possibile attingere ai dati forniti dallo Studio Geologico-Tecnico del primo sottosuolo in un'area sita in via San Benedetto, oggetto di piano urbanistico attuativo (P.U.A.), che classificano il sottosuolo come di tipo D con $V_{s,30} = 175$ m/s, mentre la condizione topografica è assimilabile a T1 essendo l'edificio collocato su un terreno pianeggiante. L'edificio è destinato principalmente all'uso scolastico e rientra quindi nella categoria degli edifici che prevedono affollamenti significativi a cui è associato un corrispondente coefficiente d'uso C_U .

Definita la Vita nominale della struttura ed eseguite le valutazioni espresse precedentemente si ricavano i dati riportati nella Tabella 1 necessari per determinare i parametri di domanda (Tabella 2) e per costruire degli Spettri di risposta elastica (Figura 3). Nel grafico riportato alla pagina seguente, infatti, per ogni Stato Limite Ultimo e di Esercizio definito dalla normativa è costruito lo spettro di risposta elastica in cui è possibile leggere la corrispettiva accelerazione assegnata al territorio su cui insiste la costruzione.

	V_N	Classe	C_U	V_R	S_s	S_T
Edificio oggetto di analisi	50	III	1,50	75	1,69	1,00

Tabella n°1 – Definizione dei parametri di amplificazione e periodo di riferimento.

PARAMETRI SISMICI DI DOMANDA			
Stato limite considerato	Tempo di ritorno	Accelerazione al suolo di picco	Accelerazione al suolo di domanda
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	PGA_D [m/s ²]
SLO	45	0,054	0,097
SLD	75	0,069	0,124
SLV	712	0,185	0,312
SLC	1462	0,245	0,364

Tabella n°2 – Definizione dei parametri di domanda.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

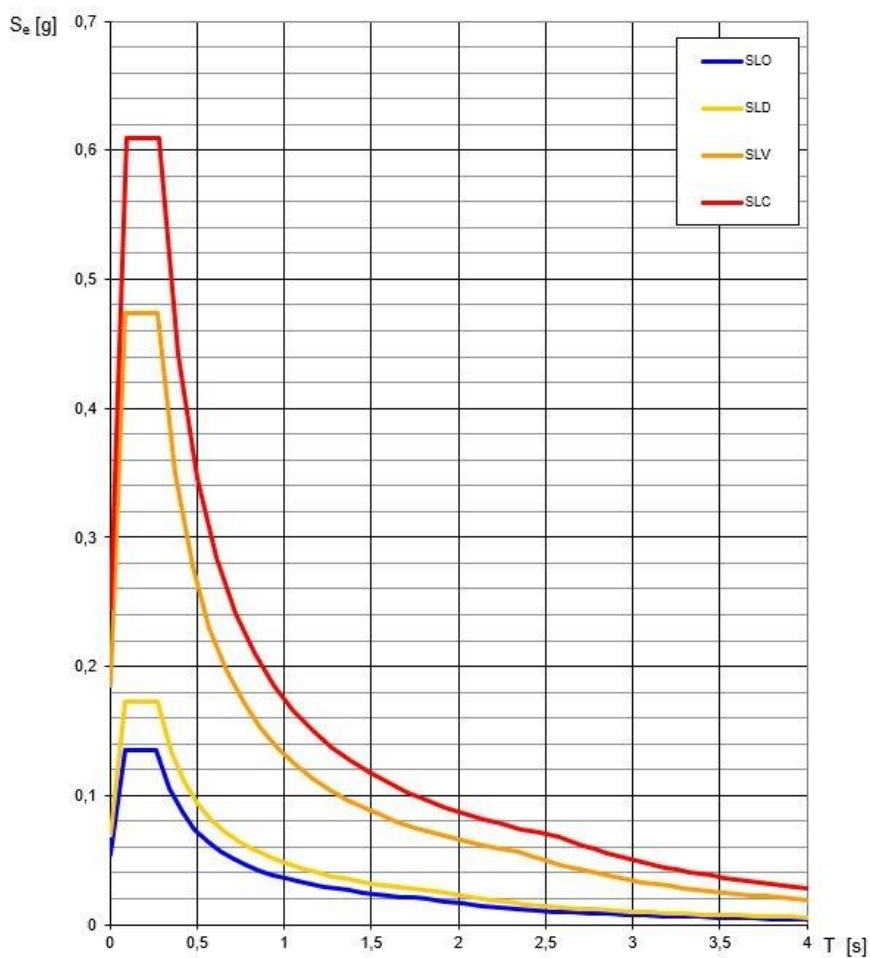


Figura n°3 – Spettri di risposta elastici dove è possibile leggere per ciascuno Stato Limite la corrispondente accelerazione a_g .

2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU

L'acquisizione dei dati necessari alla modellazione dell'edificio richiede necessariamente il rilievo della vulnerabilità e questa si articola in quattro fasi distinte:

- analisi storico-critica;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- rilievo geometrico-strutturale;
- determinazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

2.1 Analisi storico-critica

2.1.1 Finalità

Il punto fondamentale per la corretta individuazione del sistema strutturale dell'edificio, del suo stato di sollecitazione e di conservazione, è la ricostruzione dei processi che hanno interessato il manufatto nel corso del tempo: a partire dalla sua costruzione, passando per le modifiche succedutesi e considerando gli eventi eccezionali che lo hanno interessato. Il primo passo per ricostruire questo percorso è la ricerca documentale storico-critica che raccoglie tutte le informazioni propedeutiche alle analisi successive. Quanto più accurata potrà essere tale ricerca – e maggiori saranno le informazioni ricavate – quanto maggiore sarà il livello di conoscenza dell'edificio e minori potranno essere le indagini necessarie per giungere ad un livello di conoscenza comparabile.

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari, secondo il § 8A.1.B della CSLP 617, sono eventuali documenti di progetto, con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali ed eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione.

A tal fine è stata individuata l'unità strutturale oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US, in generale, è caratterizzata dalla continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, nel caso di edifici contigui si valutano gli effetti di spinte non contrastate, causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

2.1.2 Definizione delle Unità Strutturali

Non è stato possibile accedere a documentazione che fornisse informazioni circa la costruzione del fabbricato sottoposto alla valutazione sismica, che ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Primaria "Rita Levi Montalcini", sito in Via Sant'Agnese, 25 a San Pietro in Casale. In relazione alle tipologie costruttive rilevate durante il sopralluogo, si può comunque ritenere che l'intervento di edificazione sia avvenuto in un unico ambito in un'epoca compresa tra il 1920 ed il 1930.

Il manufatto è disposto su due livelli fuori terra, sovrastati da un piano sottotetto, laddove quello inferiore è disposto ad una quota di poco rialzata rispetto al piano di campagna. La struttura di elevazione è costituita da setti in muratura di mattoni pieni, gli orizzontamenti sono realizzati al primo piano con una soletta piena in calcestruzzo armato mentre nel sottotetto è stato possibile riscontrare il ricorso ad orditure lignee completate da un assito. Il sistema di copertura è caratterizzato da una morfologia a falde inclinate e realizzato anch'esso con orditure lignee. Per quanto concerne il sistema di fondazione, il mancato accesso a

documentazione tecnica specifica e l'impossibilità di eseguire un rilievo diretto in situ hanno impedito di trarre considerazioni riguardo la relativa conformazione costruttiva.

Ai fini della modellazione numerica si è scelto di considerare l'edificio come un'unica Unità Strutturale, evidenziata in figura n°4, in relazione all'assenza di giunti strutturali.



Foto n°1 - Inquadramento dell'edificio nel contesto.

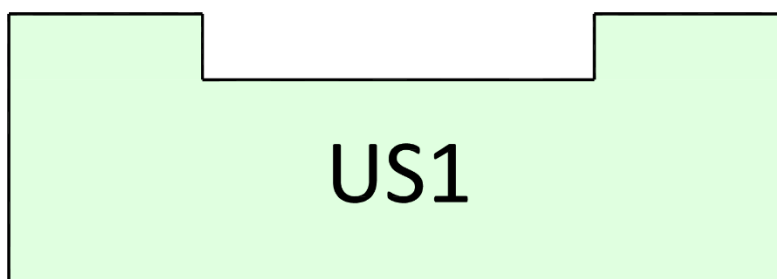


Figura n°4 - Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali.

Le informazioni inserite nell'analisi storico-critica sono state desunte dalla consultazione della seguente documentazione:

- [1] Studio Geologico-Tecnico del primo sottosuolo in un'area sita in via San Benedetto, oggetto di piano urbanistico attuativo (P.U.A.) del maggio 2012.

2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

2.2.2 Strutture in Muratura

Per stimare le **caratteristiche meccaniche delle murature** si eseguono analisi dirette tramite scarificazione dell'intonaco con valutazioni visive o termografiche dei paramenti e caratterizzazione meccanica della malta tramite prova di impatto, per individuare gli elementi costituenti, la tramatura ed i livelli di ammorsamento tra muri collegati. Altre informazioni sono reperite da documentazione fornita dalla committenza. I risultati raccolti permettono così di identificare con maggior precisione i parametri di caratterizzazione meccanica tra quelli proposti dalla NTC 2008.

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

Nei paragrafi a seguire vengono restituiti i risultati desunti dai rilievi e dalle misurazioni condotte in situ. Nelle Schede allegate alla relazione è riportato, per le diverse tipologie di elementi verticali, un riepilogo contenente le stesse caratteristiche materiche e geometriche e la schematizzazione del paramento murario completata da una breve documentazione fotografica. Negli Elaborati Grafici è infine inserita la planimetria con l'individuazione dei punti di prova.

2.2.2.1 Unità strutturale 1

Materiale	Tipo di muratura (*)	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
M1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1200	400	18
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

2.3 Rilievo geometrico-strutturale

Per definire le caratteristiche del sistema resistente dell'edificio e quantificare le azioni a cui sono soggette le strutture, non sempre l'analisi documentale fornisce gli elaborati dei progetti architettonici e strutturali completi, pertanto, il rilievo geometrico-strutturale oltre a consentire di verificare accuratamente in situ i dati raccolti; permette di riscontrare le difformità coi progetti depositati, e finalizzare le attività di indagine per completare le informazioni nei casi in cui questi non siano disponibili o carenti,

Il **rilievo geometrico-strutturale** è riferito sia alla geometria complessiva del manufatto che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Negli elaborati vengono rappresentate le modifiche intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il sopralluogo, attraverso l'ausilio di varie strumentazioni, permette inoltre di individuare la membratura resistente del manufatto, tenendo in considerazione la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Per ciascun elemento che compone la struttura portante, indipendentemente dalla sua natura, è quindi necessario risalire accuratamente alle proprie dimensioni in pianta e alla precisa posizione planimetrica. Le misure dimensionali devono tenere conto della sola porzione resistente, al netto quindi dello strato di rivestimento. Tali misure sono indispensabili sia per risalire all'azione orizzontale a cui è soggetto il fabbricato, sia per valutare la quota parte di azione sismica che interessa ciascun elemento strutturale.

Durante i sopralluoghi, per individuare gli elementi che compongono la struttura portante inglobati all'interno di tramezze o pareti perimetrali è risultato particolarmente utile l'ausilio della termografia ad infrarossi che ha consentito di individuare tali elementi grazie alla differenza di temperatura che caratterizza ciascun materiale. Attraverso l'**analisi termografica** sono state inoltre rilevate le tipologie costruttive delle componenti strutturali orizzontali. L'individuazione delle componenti strutturali avviene grazie alla sensibilità di misurazione dello strumento, che permette di distinguere con colorazioni differenti, zone che ammettono temperature superficiali diverse. La termocamera permette di misurare e rappresentare la radiazione infrarossa emessa da un oggetto. La radiazione, quale funzione della temperatura della superficie di un oggetto, emessa dallo strumento permette di calcolare e visualizzare tale temperatura. La radiazione rilevata dalla termocamera non dipende solo dalla temperatura dell'oggetto ma è anche una funzione dell'emissività. L'emissività è una misura che si riferisce alla quantità di radiazione termica emessa dall'oggetto, comparata a quella emessa dal perfetto corpo nero. L'emissività della maggior parte dei materiali da costruzione ha valori compresi tra 0,85 e 0,90. Le caratteristiche tecniche della termocamera ad infrarosso utilizzata sono le seguenti:

- ✓ Campo di misura della temperatura da -20°C a $+120^{\circ}\text{C}$
- ✓ Frequenza di immagine: 30 Hz
- ✓ Sensibilità termica (NETD) $50\text{ mK @ }+30^{\circ}\text{C}$
- ✓ Risoluzione spaziale a 45° : $1,23\text{ mRad}$
- ✓ Sensore: Focal Plane Array (FPA) con microbolometro non raffreddato 640×480 pixel, vanadium oxide.
- ✓ Campo spettrale da $7,8$ a $14\text{ }\mu\text{m}$

Per completare la caratterizzazione dei materiali l'integrazione con perforazioni, scarificazioni puntuali e **analisi endoscopiche** ha permesso l'osservazione diretta dei materiali impiegati nei vari elementi. La strumentazione di ispezione è composta da un endoscopio flessibile alla cui estremità è posizionato un obiettivo interscambiabile con visione variabile da 15° in avanti e a retroguardia 135° , con lampadina LED incorporata alimentata da un regolatore di intensità luminosa. L'immagine viene visualizzata dalla telecamera e trasferita al display per la successiva memorizzazione su scheda di memoria. L'analisi delle immagini registrate consente così la ricostruzione della stratigrafia delle strutture, evitando l'esecuzione di demolizioni eccessive.

Le caratteristiche tecniche dell'endoscopio utilizzato sono le seguenti:

- ✓ Diametro esterno 5,8 mm
- ✓ Luce bianca a LED regolabile
- ✓ Regolazione della messa a fuoco
- ✓ Direzione di visione panoramica su 360°
- ✓ Terminale specchiato per visioni laterali

Definite le componenti geometriche è stato necessario spingersi ulteriormente a fondo con il rilievo, individuando numero, dimensione e disposizione dei ferri di armatura presenti nei pilastri e nei setti in c.a. o nel caso delle murature la tipologia muraria che realizza le pareti portanti.

L'indagine per la localizzazione delle armature nei getti di calcestruzzo è stata eseguita mediante **analisi pacometrica**. Il pacometro digitale basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Tale principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una maggiore precisione (± 1 mm) e l'assenza di disturbo dovuto ad umidità ed altri fenomeni chimici o termici. Il principio a induzione di impulsi utilizzato dallo strumento ha un range di funzionamento predefinito. L'accuratezza della misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura e dalla profondità del ricoprimento. Ad integrazione dei rilievi pacometrici sono state eseguite valutazioni a campione al vero delle dimensioni delle armature metalliche da rilevare, previa **scarificazione del copriferro** cementizio e messa a nudo parziale delle armature sia longitudinali che trasversali e successiva misurazione mediante calibro digitale.

Sono stati infine ricercati e rilevati i **dissesti**, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi relativi a potenziali **meccanismi di danno**, così come eventuali vulnerabilità locali di elementi strutturali e non.

Nei paragrafi successivi, sono riassunte le caratteristiche costruttive delle principali componenti strutturali che costituiscono ciascuna US:

- Coperture;
- Strutture orizzontali;
- Strutture verticali;
- Fondazioni.

2.3.1 Rilievo delle coperture

Tutte le informazioni raccolte sulle coperture durante il sopralluogo sono riassunte e presentate nel seguito. Per ciascuna Unità Strutturale, è riportata la descrizione dei sistemi di copertura individuati ed una tabella di riepilogo delle loro principali caratteristiche costruttive. Negli Elaborati Grafici è rappresentata la conformazione dell'intradosso di ciascuna tipologia di copertura. Infine apposite Schede, riepilogano per ciascun tipo di copertura le caratteristiche costruttive, l'analisi dei carichi, una planimetria di insieme per poter localizzare la relativa copertura, oltre ad una breve documentazione fotografica.

2.3.1.1 Unità strutturale 1

Le osservazioni condotte laddove la presenza di botole consente l'ispezione del sottotetto, hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è realizzato da orditure lignee organizzate "alla lombarda", caratterizzate da una successione di capriate sui puntoni delle quali sono appoggiate le travi principali. La stratigrafia è poi completata da una seconda orditura di travetti, aventi sezione inferiore, a cui appoggiato il piano di completamento in tavelloni ed il manto di rivestimento in coppi. In relazione allo schema statico adottato per la sua costruzione, è possibile considerare la copertura come non spingente.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
COPERTURA A	Doppia falda	Legno	1,60	Non spingente	Piano non rigido

2.3.2 Rilievo strutture orizzontali

I rilievi non distruttivi (termografici, pacometrici etc...) e le demolizioni localizzate, effettuate in alcuni punti dell'edificio, hanno permesso di identificare le tipologie di solaio presenti. Le proprietà degli impalcati sono riassunte nei paragrafi seguenti: eventuali variazioni delle dimensioni caratteristiche possono essere legate all'altezza e alla geometria degli elementi costituenti, in relazione principalmente alle luci coperte dai solai. Negli Elaborati Grafici le varie tipologie di solaio sono evidenziate con campiture di colorazioni differenti mentre nelle Schede allegate, per ciascun tipo vengono riepilogate delle caratteristiche costruttive, l'analisi dei carichi, una schematizzazione della sezione trasversale con le dimensioni relative degli elementi costituenti, oltre ad una breve documentazione fotografica.

2.3.2.1 Unità strutturale 1

Le analisi condotte hanno verificato che, all'interno del perimetro definito dall'Unità Strutturale, gli impalcati impiegano due differenti tipologie costruttive: il solaio del primo piano (Solaio A) è realizzato da una soletta piena in calcestruzzo armato mentre il solaio del sottotetto (Solaio B) è formato da un'orditura lignea completata da un assito. Per quest'ultimo, non essendo il sottotetto praticabile, non verrà considerato alcun sovraccarico di esercizio.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ²]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
SOLAIO A	Laterocemento	Unidirezionale	20	6,75	Piano rigido	1,00
SOLAIO B	Legno	Unidirezionale	19	0,55	Piano rigido	1,00

2.3.3 Rilievo struttura verticale

I paragrafi seguenti raccolgono le caratteristiche dimensionali per ciascuno dei tipi di elemento del sistema sismo-resistente, unitamente ai risultati delle misurazioni condotte in situ e dalle prove eseguite in laboratorio. Negli Elaborati Grafici sono rappresentate con colorazioni differenti le diverse tipologie di elementi verticali e vengono contestualmente indicati i punti dove sono state eseguite le varie prove. Nelle Schede allegate, per ciascuna tipologia costruttiva vengono riepilogate le caratteristiche geometriche e dei materiali, una schematizzazione della sezione trasversale con il grafico di interazione del dominio M-N oltre ad una breve documentazione fotografica. I certificati di prova a rottura dei campioni di calcestruzzo estratti in situ completano gli allegati.

2.3.3.1 Unità strutturale 1

Per quanto concerne la struttura di elevazione, è stato possibile riscontrare il ricorso ad un'unica tipologia costruttiva realizzata con muratura di mattoni pieni e malta di calce. Le analisi condotte in situ hanno inoltre reso possibile rilevare setti murari in muratura di mattoni semipieni, che si presume siano stati inseriti in un'epoca più recente rispetto a quella di edificazione e pertanto non svolgono funzione strutturale.

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura A	M 1	0,30	0,3 - 7,5	4,40

2.3.4 Rilievo delle fondazioni

Il rilievo dell'edificio è completato dall'analisi del sistema di fondazione, spesso tale verifica non può essere condotta in situ con risultati soddisfacenti a meno di eseguire impegnative opere di scavo e demolizione: per questa ragione in questi casi la ricerca storico-documentale assume una importanza fondamentale per reperire le informazioni necessarie. Il protocollo adottato prevede, nel caso che queste informazioni non fossero disponibili, l'applicazione di un coefficiente di sicurezza $C_{Rid}^{Fondazioni}$ che concorre a formare il C_{Rid} utilizzato nella verifica globale.

2.3.4.1 Unità strutturale 1

Il mancato accesso a documentazione tecnica specifica e l'impossibilità di eseguire un rilievo diretto in situ hanno impedito di trarre considerazioni riguardo la conformazione costruttiva del sistema di fondazione, del quale è tuttavia possibile considerare l'assenza di sfalsamenti del piano di imposta. Al fine di poter meglio interpretare tale situazione, nel modello di calcolo è stato inserito un coefficiente riduttivo $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,90.

2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione, è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso. L'impossibilità di risalire o di determinare in situ le effettive caratteristiche meccaniche di tutti i materiali utilizzati porta con sé un valore di incertezza di cui è necessario tenere conto nei calcoli di verifica.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle tre fasi conoscitive sopra riportate, vengono individuati i **livelli di conoscenza** (LC) dei diversi parametri coinvolti nel modello: *geometria, dettagli costruttivi e materiali*; possono così essere definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza in modo tale da tenere conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Pertanto nel caso di edifici esistenti si fa riferimento ai **fattori di confidenza** (FC) che variano a seconda del livello di conoscenza sulla struttura raggiunto, mediante le indagini in sito.

I fattori di confidenza hanno principalmente lo scopo di diminuire la resistenza dei materiali ottenuta dalle prove in situ e in alcuni casi di incrementare le sollecitazioni di verifica da applicare alla struttura.

	Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli Strutturali	Proprietà dei Materiali	Metodi di Analisi	Fattore di Confidenza
Limitata	LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
Adeguate	LC2		Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + limitate oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
Accurata	LC3		Disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + estese oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Per l'edificio in esame, grazie al rilievo in situ si è ottenuta una conoscenza adeguata della geometria di elementi strutturali principali (pilastri, setti e travi) e secondari (solai e coperture), per i dettagli costruttivi e le armature delle sezioni è stata raggiunta una conoscenza sufficientemente estesa sia negli elementi strutturali principali che in quelli secondari.

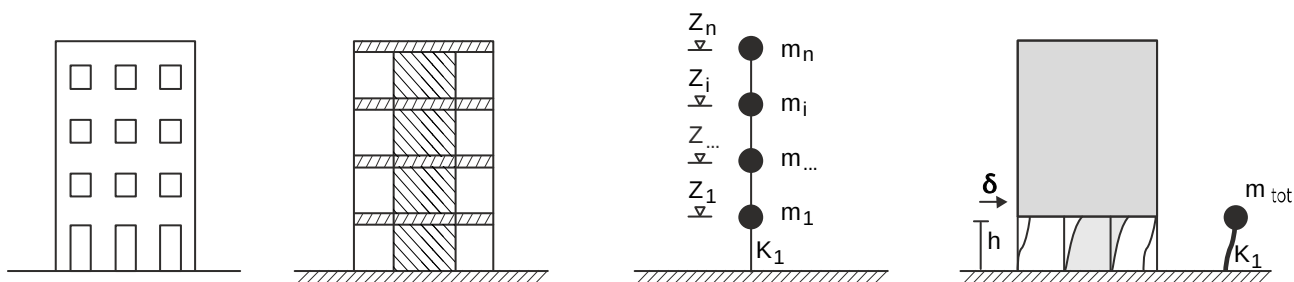
Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come **Livello di Conoscenza LC2**: ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza **FC = 1,20** almeno a livello di verifica preliminare.

In fase di modellazione del comportamento dei materiali vengono assunti inoltre, dove necessari, i seguenti coefficienti di sicurezza parziali:

- Muratura: $\gamma_m = 3,00$

3. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ

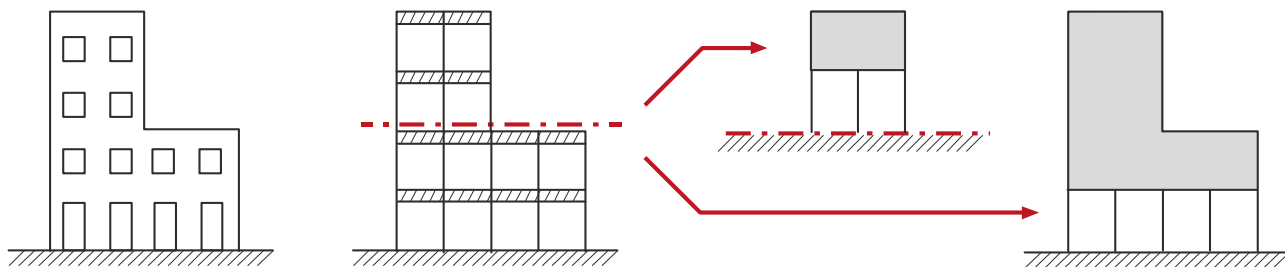
Per il calcolo della vulnerabilità si adotta un metodo di analisi statica lineare, consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle azioni di inerzia indotte dalla sollecitazione sismica. Per gli edifici multipiano, come modello di riferimento, si ipotizza che il telaio resistente sia caratterizzato da travi considerate indeformabili (infinitamente rigide) in cui si considera concentrata la massa M del sistema e un numero i di pilastri flessibili, di rigidezza k_i , di massa trascurabile rispetto ai traversi (telaio *shear type*).



Dal momento che i pilastri sono sempre considerati incastrati agli impalcati che collegano, si ipotizza che la formazione delle cerniere plastiche avvenga sempre nei pilastri, così come la rottura della sezione: in questo modo le verifiche di duttilità considerano sempre l'ipotesi peggiore (*pilastro debole*).

Considerate queste ipotesi, si adotta un modello semplificato che considera il piano critico dell'edificio (generalmente il più basso) che può presentare spostamenti e rotazioni per effetto di un insieme di forze orizzontali applicate al complesso strutturale. Tale solaio, assunto come infinitamente rigido nel suo piano dunque indeformabile, collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei). Si assume che tutti gli elementi verticali siano indeformabili assialmente: il piano deformato dunque non si sposta in direzione verticale. In presenza di setti o pilastri inclinati, che non abbiano lati paralleli ai lati principali del solaio, questi vengono ricondotti ad elementi di rigidezza equivalente in ciascuna delle direzioni principali.

Le parti di edificio esterne al piano critico vengono trattate come corpi rigidi che si muovono seguendo il movimento del solaio superiore. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici *regolari* in pianta e in altezza. Nel caso di edifici privi di regolarità in altezza le verifiche vengono ripetute in tutti i piani in cui accentuate variazioni di massa o di rigidezza tra piani adiacenti ($\geq 30\%$) possano costituire esse stesse una causa di vulnerabilità.



Una volta verificato che gli impalcati costituenti i piani della struttura possano essere considerati rigidi rispetto agli elementi strutturali verticali, è possibile ipotizzare che la distribuzione delle azioni di inerzia causate dal sisma sia proporzionale al grado di vincolo offerto da ogni elemento resistente e quindi alla rigidezza di ciascuno.

Seppur il modello utilizzato, e descritto in precedenza, ha le limitazioni proprie di un metodo semplificato di analisi statica lineare, esso consente di verificare la risposta globale del sistema resistente dell'edificio e di individuare i punti più critici che, collassando per primi, conducono ad una diminuzione della resistenza globale.

Date le condizioni cinematiche descritte, si adotta un modello semplificato in cui si considera un oscillatore semplice ad un grado di libertà (impalcato rigido), soggetto a spostamenti e rotazioni per effetto dall'insieme di forze orizzontali di inerzia applicate al complesso strutturale. Tale impalcato collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei) assunti come incastrati al piede.

Secondo la norma (NTC 2008) per poter eseguire una **verifica utilizzando un modello di analisi statica lineare**, è necessario che la costruzione da verificare rispetti i requisiti specifici (riportati nei paragrafi successivi), a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente (§ 7.3.5 NTC 2008):

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (1)$$

dove:

H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;

C_1 assume i seguenti valori in base alle tipologie strutturali analizzate:

- 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio
- 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato
- 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura

La parte di edificio soprastante il solaio è trattata come un unico corpo rigido che si muove seguendo il movimento del primo solaio. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici *regolari* in altezza e in pianta.

La verifica della regolarità strutturale in pianta non viene definita dalla normativa, che richiama nel merito la letteratura tecnica consolidata. Nelle verifiche seguenti si fa pertanto riferimento alle prescrizioni dell'OPCM 3274 e dell'EC8. Per la valutazione della regolarità le indicazioni dell'EC8 sono più complete di quelle della OPCM 3274 perché, oltre alle prescrizioni relative alla configurazione geometrica in verticale, la norma fornisce indicazioni in merito alla configurazione planimetrica degli elementi strutturali.

Nelle strutture a parete, la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale. Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (*travi di accoppiamento*) distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

Nelle strutture miste telaio-pareti, la resistenza alle *azioni verticali* è affidata *prevalentemente* ai *telai*, la resistenza alle *azioni orizzontali* è affidata *in parte ai telai ed in parte alle pareti*, singole o accoppiate: se più

del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*.

Per la verifica delle condizioni di linearità in pianta, secondo l'EC8 la disposizione planimetrica degli elementi resistenti risulta accettabile e si può assumere che l'edificio non subisca effetti torsionali significativi per effetto delle forze orizzontali se i rapporti tra le eccentricità e_{0x} e_{0y} misurate tra il centro delle rigidezze e le rette di azione delle forze esterne e i rispettivi raggi di rigidezza soddisfano le condizioni:

$$\frac{e_{0x}}{r_x} \leq 0,30 \qquad \frac{e_{0y}}{r_y} \leq 0,30 \qquad (2)$$

In pratica il baricentro delle forze esterne deve risultare all'interno di un *nocciolo*, una zona di forma affine alla forma dell'ellisse posta nell'intorno del baricentro delle rigidezze ed estesa al 9% dell'area dell'ellisse. Anche se la rigidezza torsionale K_T è stata calcolata assumendo i nuclei come costituiti da pareti isolate dunque più deformabili di quanto non siano nella realtà tale approssimazione risulta a favore di sicurezza, mentre una stima più accurata aumenta il valore di K_T e quindi le dimensioni dei raggi di rigidezza.

Dalle elaborazioni eseguite sull'unità strutturale che costituisce l'edificio è stato possibile verificare i parametri per l'utilizzo dell'analisi statica lineare oltre che la regolarità in pianta, dalla distribuzione di masse e rigidezze. Le tabelle di sintesi riportate di seguito ne riportano le risultanze.

Dall'analisi della **regolarità in altezza**, invece, è stato possibile scegliere il **piano critico** che coincide con il piano rialzato.

PARAMETRI DI CONTROLLO ANALISI STATICA LINEARE									
Unità Strutturale	Altezza edificio H [m]	Coefficiente di calcolo C ₁	Periodo I modo T ₁ [s]	Dati Spettro		Verifiche Cap. 7.3.3.2 NTC 2008		Numero di piani	Coefficiente partecipazione modale λ
				T _C [s]	T _D [s]	T ₁ ≤ 2,5 T _C	T ₁ ≤ T _D		
US1	10,29	0,050	0,287	0,395	2,342	OK	OK	2	1,00

VERIFICA DELLA REGOLARITÀ IN PIANTA							
Unità Strutturale	Eccentricità [m]		Semiasse rigidezze [m]		Verifica		Esito
US1	e _x	0,13	r _x	9,33	e _x / r _x	0,01	REGOLARE
	e _y	0,84	r _y	15,70	e _y / r _y	0,05	REGOLARE

3.1 Norme di riferimento

Il metodo di analisi proposto è basato sulle indicazioni tecniche e normative vigenti, in particolare al Cap. 8 NTC 2008, che definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. In particolare, i riferimenti inseriti nel testo fanno capo ai seguenti documenti:

NTC 2008: Decreto Ministeriale n. 14 gennaio 2008: *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.

DD.MM: 58-65 2017: Decreto Ministeriale n.58, 28 febbraio 2017: *Approvazione delle linee guida per la classificazione di rischio sismico delle costruzioni nonché delle modalità per l'attestazione dell'efficacia degli interventi effettuati*. Decreto Ministeriale n.65, 7 marzo 2017: *Modifiche all'articolo 3 del Decreto Ministeriale numero 58 del 28/02/2017*.

CSLP 617: Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 2 febbraio 2009: *"Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al DM 14 gennaio 2008. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n. 27.

CSLP PnD: Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici febbraio 2008: Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.

OPCM 3274: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 72 dell'8 maggio 2003.

OPCM 3362: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 8 luglio 2004: *Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del C.M., istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 165 del 16 luglio 2004.

OPCM 3519: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 108 dell'11 maggio 2006.

Più in generale, la stessa NTC 2008 prevede che, per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, si faccia riferimento alle disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma e queste costituiscono pertanto il riferimento anche per le costruzioni esistenti. Si intendono inoltre coerenti con i principi alla base della stessa norma, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'UE;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

3.2 Azioni sulle strutture

L'entità delle azioni orizzontali che sollecitano il sistema sismo-resistente dell'edificio è determinata attraverso l'analisi dei carichi e la stima del peso delle diverse componenti strutturali e non strutturali. Per gli elementi verticali, note le caratteristiche dei materiali, è sufficiente moltiplicare il peso specifico per il volume, per quelli orizzontali vengono valutati sia la stratigrafia, sia i sovraccarichi agenti sugli impalcati come definiti dalla normativa. Nei paragrafi a seguire, ciascuno riferito ad un'Unità Strutturale, viene riportata una tabella che riassume l'analisi dei carichi dei solai e delle coperture; le stesse grandezze definiscono un carico agente unitario (W) determinato secondo la combinazione sismica riportata al § 2.5.3 NTC 2008.

Per la **combinazione dell'azione sismica** con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 NTC 2008. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 NTC 2008.

3.2.1 Unità strutturale 1

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W [kN/m ²]
COPERTURA A	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60
SOLAIO A	3,75	1,20	0,60	3,00	0,00	0,00	6,75
SOLAIO B	0,40	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,55

3.3 Verifiche su unità strutturali in calcestruzzo armato

Nelle **costruzioni esistenti in calcestruzzo armato** soggette ad azioni sismiche si possono attivare due tipi di meccanismi resistenti: *duttili* o *fragili*.

I meccanismi *duttili* possono attivarsi in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura, il quale avviene solo dopo aver esaurito tutte le risorse di resistenza disponibili. Diversamente, i meccanismi *fragili* possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e non consentono una redistribuzione delle azioni: a partire da un collasso locale possono innescare il collasso dell'intera struttura.

L'analisi sismica globale dell'edificio deve utilizzare, per quanto possibile, metodi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la *resistenza* che la *duttilità* disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede un'opportuna definizione del *fattore di struttura* (q) in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame.

Gli elementi che contribuiscono alla capacità sismica sono definiti primari. Diversamente dalle nuove costruzioni, alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile (come ad esempio le tamponature robuste), o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli (come ad esempio i travetti di solaio nel comportamento a telaio della struttura), possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che ne sia adeguatamente verificata la loro efficacia.

I livelli di conoscenza inerenti la *geometria*, i *dettagli costruttivi* ed i *materiali*, vengono definiti in base alla documentazione raccolta nella *analisi storico-critica* e nel seguente rilievo *geometrico-strutturale*, e da questi vengono ricavati i correlati fattori di confidenza da utilizzare come coefficienti parziali di sicurezza aggiuntivi, così da tenere in conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli sinora descritti e che sono differenti a seconda del tipo di struttura resistente.

In questo caso, al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli. Questi coefficienti sono definiti a partire da quanto descritto nel *manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in calcestruzzo armato* (scheda di II livello) predisposta del Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (CNR-GNDT) nel 1994. Tale metodo empirico è stato soggetto a numerose e positive verifiche di efficacia nel tempo.

Gran parte degli undici coefficienti contenuti nel manuale GNDT sono già ricompresi nella metodologia di calcolo proposta sin ora descritta, mentre tre di questi non sono stati considerati:

- Posizione dell'edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Collegamenti ed elementi critici.

Questi ultimi vengono pertanto valutati per definire un *unico* coefficiente riduttivo C_{rid} , variabile tra 1,00 e 0,75.

Nel caso di elementi/meccanismi *duttili*, § 8.7.2.5 CSLP 617, gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi *fragili* gli effetti derivanti dall'analisi

strutturale possono venire modificati come indicato in § 8.7.2.4 CSLP 617. Le capacità sono definite in termini di *deformazioni* ultime per gli *elementi duttili* e di *resistenze* ultime per gli *elementi fragili*.

3.3.1 Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate

Stato Limite di Salvaguarda della Vita

Le capacità sono definite in termini di *deformazioni di danno* per gli elementi/meccanismi duttili, come riportato in Appendice CSLP 617, di *deformazioni ultime* e di *resistenze* prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili. Nel caso di verifica con l'impiego del fattore q , la resistenza degli elementi si calcola come per le situazioni non sismiche.

Stato Limite di Danno

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per comodità nella § 8.3 CSLP 617 e § 7.3.7.2 NTC 2008.

Tabella C8.3 [CSLP 617] Valori limite di spostamento di interpiano per la verifica dello Stato limite di esercizio di costruzioni in calcestruzzo armato	Spostamento relativo δ_r per Stato limite di danno	Spostamento relativo δ_r per Stato limite di operatività
tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	0,005 h*	2/3 di quello per Stato limite di danno
per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano δ_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$\delta_r < \delta_{rp} < 0,01 h$	
(*) questo limite tamponamenti deve essere opportunamente ridotto nel caso in cui la presenza della tamponatura sia considerata nel modello. Si può in tal caso far riferimento ai limiti validi per la muratura		

Il modello di calcolo adottato prevede che i **piani siano infinitamente rigidi** e che il danno sia sempre localizzato entro gli elementi verticali, pertanto le considerazioni seguenti sono riferite solamente a setti e pilastri. La **gerarchia delle resistenze** viene pertanto sempre valutata – a favore di sicurezza – nella situazione peggiore, in questo modo vengono tralasciate tutte le verifiche sui nodi e sugli elementi strutturali orizzontali.

La capacità di deformazione è definita con riferimento alla *rotazione rispetto alla corda* ϑ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_V = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo *spostamento relativo* delle due sezioni diviso per la luce di taglio, e nel meccanismo cinematico ipotizzato (*shear-type*) la rotazione rispetto alla corda si può considerare equivalente allo spostamento relativo di piano (*drift*) $\vartheta = \delta/h$.

La **resistenza a taglio** si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque il contributo del conglomerato, al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

3.3.2 Metodi di analisi e criteri di verifica

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 NTC 2008, con le seguenti precisazioni. Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in *duttili* e *fragili*. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in § 8.7.2.5 CSLP 617 per le costruzioni in c.a.

Analisi statica lineare con fattore q

Si utilizza lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 NTC 2008, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. *Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.* In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti. Nelle analisi seguenti, salvo diversa indicazione, si assume:

- $q = 1,5$ per gli edifici in muratura o misti
- $q = 2,0$ per gli edifici in calcestruzzo armato.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali *duttili* devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali *fragili* devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Verifiche di duttilità

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- *duttili*: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- *fragili*: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato viene valutata la possibilità di comportamento fragile. Nella tabella seguente è riportata, per ciascuna US avente sistema resistente in calcestruzzo armato, l'esito della verifica di duttilità.

3.4 Verifiche delle unità strutturali in muratura

Nelle **costruzioni esistenti in muratura** soggette ad azioni sismiche, ed in particolar modo negli edifici, si possono manifestare meccanismi d'insieme e meccanismi locali. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. La sicurezza della costruzione viene valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con costruzioni adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per le strutture di nuova costruzione possono non essere adeguati.

L'analisi globale di una singola unità strutturale può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di **solai rigidi** è svolta mediante una analisi statica, verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora l'edificio sia invece munito di **solai flessibili**, si procede all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, dove ciascuna parete è soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

L'**analisi sismica globale** considera, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza (effetto diaframma) e alla resistenza dei solai e all'efficacia dei collegamenti tra gli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello murario può essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In particolare la metodologia proposta prevede di passare dalla pseudo-accelerazione $S_{a,c}$; all'accelerazione al suolo PGA_c , mediante la seguente formulazione:

$$PGA_c = \frac{S_{ac}}{\lambda \cdot F_0 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{1}{q}\right)}$$

In cui:

- λ = coefficiente di partecipazione modale, compreso tra 0,85÷1,00
- F_0 = coefficiente di amplificazione spettrale
- α = coefficiente che tiene conto dell'azione dissipativa delle tamponature
- q = fattore di struttura

Come anticipato, al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli. Questi coefficienti sono definiti a partire da quanto descritto nel *manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura* (scheda di II livello) predisposta del Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (C.N.R.-GNDT) nel 1994. Tale metodo empirico è stato soggetto a numerose e positive verifiche di efficacia nel tempo. Gli undici criteri contenuti nel manuale GNDT vengono utilizzati nella metodologia di calcolo

proposta con i relativi coefficienti, ad eccezione della *configurazione planimetrica* e della *configurazione in elevazione* che sono già ricomprese nel metodo proposto. Gli altri coefficienti contenuti nel manuale GNDT che sono stati considerati sono:

- Tipo ed organizzazione del sistema resistente;
- Qualità del sistema resistente;
- Posizione dell'edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Distanza massima tra le murature;
- Copertura
- Stato di fatto

Questi ultimi vengono pertanto valutati per definire un *unico* coefficiente riduttivo C_{rid} , variabile tra 1,00 e 0,75.

Per l'**analisi sismica dei meccanismi locali** si fa ricorso ai metodi dell'analisi limite per l'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

3.4.1 Deformabilità dei pannelli murari

Per il calcolo della redistribuzione degli sforzi tra gli elementi resistenti di piano si utilizza la rigidezza equivalente dei pannelli murari valutata come:

$$K = \frac{1}{1.2 \cdot \frac{h}{GA} + \frac{h^3}{nEJ}} \quad (7)$$

dove:

- K è la rigidezza del setto;
- E e G sono rispettivamente i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;
- A e J sono rispettivamente l'area ed il momento di inerzia della sezione del maschio murario;
- h è l'altezza di interpiano del maschio murario;
- n è il coefficiente che tiene conto del grado di vincolo offerto dal maschio agli spostamenti d'interpiano:
 $n = 12$ per vincolo rigido, $n = 3$ per vincolo flessibile.

3.4.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento, facendo eventualmente ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

Nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale del pannello potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (8)$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/lt$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t \cdot (l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

3.4.3 Verifiche di cinematismi locali

Quando negli edifici in muratura sono assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, collassi parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi, etc.). In questi casi è indispensabile valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi. Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

La NTC 2008 propone un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, specifico per l'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

L'applicazione pratica di questo metodo viene eseguita valutando i seguenti possibili cinematismi:

- Ribaltamento semplice di parete;
- Ribaltamento composto di parete;
- Ribaltamento del cantonale;
- Flessione verticale di parete;
- Flessione orizzontale di parete;
- Sfondamento della parete del timpano.

Nel dettaglio l'analisi di questi cinematismi viene eseguita *utilizzando C.I.N.E. - Applicativo per le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare*.

L'applicativo, realizzato da ITC-CNR (Sede L'Aquila), consente la valutazione dei moltiplicatori orizzontali dei carichi associati all'attivazione dei principali meccanismi di collasso locali di pareti monolitiche in edifici in muratura esistenti e l'esecuzione delle relative verifiche di sicurezza ai sensi dell'OPCM 3274 ss.mm.ii. e delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14-01-2008.

4. RISULTATI DELLE VERIFICHE

4.1 Indice di Sicurezza Sismica

L'**indice di sicurezza sismica IS-V** della struttura è definito come il rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica **allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita**. In caso di calcolo mediante analisi statica lineare, la vulnerabilità sismica può essere calcolata come il rapporto tra resistenza ultima T_{Ri} e le sollecitazioni T_{Si} per ciascun elemento i -esimo, il valore di vulnerabilità sismica da attribuire all'intera struttura è il minimo tra tutti quelli ottenuti su ciascun elemento: la vulnerabilità è dunque determinata dal primo elemento che raggiunge lo stato limite ultimo.

$$IS - V = \min \left\{ \frac{T_{Ri}}{T_{Si}} \right\}$$

Se si ottiene un indice di vulnerabilità inferiore all'unità la struttura non ha resistenza sufficiente a far fronte ad un evento sismico con intensità fissata dalle norme; la carenza rispetto all'unità rappresenta il suo grado di inadeguatezza.

Pertanto, una volta determinata la sollecitazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLV) del primo elemento, è possibile determinare l'accelerazione $PGA_c(SLV)$ che genera tale sollecitazione, per ciascuna direzione principale e tenuto conto del fattore di struttura. Rappresentando su un diagramma cartesiano in ascissa la accelerazione PGA ed in ordinata la vulnerabilità V , il valore $PGA_c(SLV)$ rappresenta il limite oltre il quale le verifiche di vulnerabilità vengono soddisfatte e quindi l'unità strutturale considerata risulta sicura.

La necessità di verificare ogni singolo elemento facente parte del sistema resistente dell'Unità Strutturale si traduce con l'esigenza di determinare per ciascuno le azioni a cui viene sottoposto durante i sismi di progetto **lungo due direzioni** (x e y) tra di loro ortogonali. Le azioni T_s sono definite come somma di due contributi ovvero quello riferito al taglio $T_s(T)$ e quello dovuto invece all'effetto torsionale $T_s(\theta)$.

Nella tabella seguente, per ogni U.S., vengono riportati gli elementi che, nelle due direzioni, vanno in crisi per primi determinando il valore **IS-V** come il minimo tra tutti gli elementi considerati. Si riportano inoltre i fattori di struttura per ciascun elemento oltre alla denominazione e al tipo considerato.

Una descrizione completa di tutti gli elementi strutturali considerati con i valori di verifica pertinenti a ciascuna è fornita in allegato, mentre nell'elaborato grafico è fornita una restituzione in **planimetria degli elementi che vanno in crisi** per i valori di sollecitazione considerati (SLV) che vengono rappresentati in rosso. Gli elementi che vanno in crisi a SLV ma non a SLD sono invece rappresentati con una colorazione gialla. Questo significa che tali elementi hanno una buona probabilità di sopportare senza particolari danni un terremoto "ordinario" con tempo di ritorno da 75 anni; mentre hanno una buona percentuale di possibilità di andare in crisi in caso di sisma "importante" ovvero con periodo di ritorno da 712 anni. Infine gli elementi che soddisfano i parametri di verifica sia SLV che SLD sono indicati in verde.

A completamento delle valutazioni, nelle tabelle conclusive viene riportato il **valore percentuale del Volume di Unità Strutturale** soggetto a crisi calcolato come rapporto tra il volume totale e il volume di competenza di ciascun elemento strutturale non verificato agli SLV.

DETERMINAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA										
Unità strutturale	Nome elemento strutturale	Tipo elemento	VERIFICHE IN DIREZIONE X				VERIFICHE IN DIREZIONE Y			
			Taglio totale [kN]	Modalità di crisi	Indice di sicurezza	Fattore di struttura	Taglio totale [kN]	Modalità di crisi	Indice di sicurezza	Fattore d
			$T_{Sx} (g=1)$		$IS-V_{ix}$	q_{ix}	$T_{Sy} (g=1)$		$IS-V_{iy}$	q_{iy}
USa	X31	Muratura	1255	TAGLIO	0,26	1,50	0	-	-	-
	Y12	Muratura	0	-	-	-	3951	TAGLIO	0,17	1,50

4.2 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento

Se si ipotizza che il collasso dell'intero edificio avvenga in corrispondenza di una *verifica locale* non soddisfatta, cioè una volta che l'elemento più critico non rispetti una verifica allo SLU, si assume implicitamente che non avvenga alcuna redistribuzione delle azioni fra gli elementi resistenti. Questa ipotesi, prevista dalla norma e seppur a favore di sicurezza, è in parte contrastante con l'assunzione del fattore di struttura q , che giustifica una riduzione delle forze agenti proprio in ragione della duttilità (e quindi della possibilità di redistribuire le azioni) che gli elementi resistenti posseggono.

Ipotizzando invece un comportamento sussidiario del sistema sismo-resistente, cioè che alcuni elementi possano farsi carico delle sollecitazioni che altri elementi giunti al collasso non sono più in grado di sostenere, è possibile effettuare una *verifica globale* dell'edificio, così come previsto dalla OPCM 3622. Per far questo è necessario controllare in modo continuo che il diaframma rigido possa azionare contemporaneamente tutti i meccanismi resistenti (in ragione della loro rigidità) e che la duttilità effettiva di questi ultimi sia sufficiente per mantenere un livello di resistenza adeguato anche in presenza di spostamenti di piano significativi. La verifica continua di queste condizioni durante l'evoluzione della storia di carico, richiede un onere computazionale maggiore rispetto alla *analisi statica lineare* qui proposta.

Accanto alle verifiche precedenti (uniche previste dalla norma) vengono proposte ulteriori verifiche allo scopo di fornire informazioni a supporto delle decisioni, si vuole così valutare *quanto* il collasso del primo elemento anticipi quello dell'intero edificio, così da ipotizzare quale sia la migliore **strategia di intervento**, basata su rinforzi locali piuttosto che su interventi di miglioramento che cambino la risposta complessiva dell'edificio.

Supponendo una capacità di redistribuzione perfetta, si può calcolare la pseudo accelerazione di collasso della US come $S_{a,c} = g \cdot \sum_i T_{Ri} / \sum_i W_i$ cioè il rapporto tra la somma della resistenza di tutti gli elementi T_{Ri} , considerati nella direzione più debole e la somma di tutte le masse W_i .

La $PGA_C^{GLOB} (SLV)$ viene quindi stabilita dalla seguente relazione: $PGA_C^{GLOB} = S_{a,c} \cdot C_{Rid}$

I valori, calcolati nel paragrafo precedente, mostrano come $PGA_C^{GLOB} (SLV) \leq PGA_C (SLV)$, diminuendo il valore di soglia entro cui le US sono verificate, si allarga l'ampiezza della zona considerata sicura: se i due valori fossero coincidenti il collasso di tutti gli elementi avverrebbe in contemporanea al collasso del primo.

Diminuendo la resistenza ultima e mantenendo costanti la domanda di sollecitazione, anche l'indice di vulnerabilità si attesta su un valore inferiore: $V_{SLV}^{GLOB} \geq IS - V$.

Stabilito che un edificio non abbia i requisiti sufficienti per essere considerato *adeguato* secondo normativa: $PGA_C (SLV) \leq PGA_D (SLV)$ si ritiene comunque opportuno valutare la gravità di tale inadeguatezza. Il solo confronto di due indici di vulnerabilità, entrambi inferiori all'unità, non fornisce infatti una percezione diretta della gravità dello stato in cui ricade l'edificio.

Per questo scopo, una volta accertato che l'edificio non è verificato per SLV, si ripete l'analisi utilizzando una sollecitazione estremamente più bassa: ovvero quella stabilita dalla norma stessa per gli stati limite di danno, ovvero per eventi con maggior probabilità di occorrenza: 63% rispetto al 10% degli SLV. È infatti immediato per chiunque rendersi conto del diverso pericolo a cui va incontro, per esempio, una struttura che potrebbe collassare a fronte di un evento con una probabilità definita da un tempo di ritorno di 75 anni (SLD) rispetto ad un evento con tempo di ritorno di 712 anni (SLV).

Ripetendo le procedure descritte ai paragrafi precedenti con sollecitazione da SLD si può calcolare $PGA_c(SLD)$, che determina la sollecitazione che porta al raggiungimento del *collasso del primo elemento resistente* a fronte di una sollecitazione che, secondo la norma dovrebbe solamente generare *gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali*, lasciando alla costruzione *ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali*.

Dopodiché si ripete il procedimento verificando la risposta globale della struttura, come fatto in precedenza, ma utilizzando come sollecitazione $PGA_c^{GLOB}(SLD)$.

I valori sintetici per ciascuna unità strutturale sono riportati nelle tabelle seguenti, in cui sono raccolte le verifiche: date dal rapporto delle prestazioni attese per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e degli stati limite di danno (SLD) considerando sia il primo elemento che raggiunge il collasso (**verifica locale** secondo NTC 2008) sia il sistema resistente nella sua interezza (**verifica globale** con redistribuzione).

4.2.1 Unità strutturale 1

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2008			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
	PGA_D [m/s ²]	PGA_c [m/s ²]	PGA_c/PGA_D [%]	Vol_{SLV}/Vol_{TOT} [%]	PGA_c^{GLOB} [m/s ²]	PGA_c^{GLOB}/PGA_D [%]
SLV	0,312	0,053	17%	70%	0,053	17%
SLD	0,124		43%			43%

4.3 Vulnerabilità Specifiche

L'intero edificio è stato sottoposto ad una analisi orientata all'individuazione delle vulnerabilità; dall'analisi morfologica è stato possibile riscontrare l'eventuale presenza di irregolarità geometriche in pianta o in elevazione, delle quali si è tenuto conto per l'elaborazione dei modelli numerici. Mediante uno studio più dettagliato degli elementi costituenti ciascuna Unità Strutturale ed il rilievo delle relative connessioni, si è stati in grado di identificare ulteriori vulnerabilità intrinseche dovute ad elementi strutturali o non strutturali. Queste Vulnerabilità Specifiche sono spesso conseguenza di non corrette modalità costruttive, o di situazioni di carente o errata manutenzione. Per una più agevole localizzazione, nelle planimetrie allegate è prevista una apposita tavola denominata Vulnerabilità Specifiche in cui queste vengono restituite evidenziate da una retinatura di colore rosso.

4.3.1 Unità strutturale 1

L'ispezione del sottotetto ha reso possibile individuare un sistema organizzato di presidi metallici che permettono di considerare inibiti i cinematismi locali sia della sommità dei fronti, quali ad esempio il ribaltamento fuori piano, sia dei meccanismi che possono intervenire in corrispondenza dell'appoggio dell'orditura della copertura, o ancora che determinano una limitazione della deformabilità fuori piano dei maschi murari. In parallelo gli stessi presidi consentono all'apparecchiatura muraria di manifestare un comportamento globale in caso di evento sismico; nella modellazione numerica, pertanto, non si considereranno attivabili i cinematismi descritti, considerando efficace l'azione svolta dai presidi installati.



Foto n°2 - Individuazione dei capi-chiave dei tiranti installati lungo la sommità dei prospetti.



Foto n°3 - Individuazione dei capi-chiave dei tiranti installati lungo la sommità dei prospetti.



Foto n°4 - Presidio che limita la deformabilità del pannello murario individuato nel sottotetto.



Foto n°5 - Presidio installato in prossimità dell'appoggio delle capriate.

I rilievi eseguiti durante il sopralluogo hanno permesso di constatare al piano rialzato ed al primo piano l'assenza di idonei dispositivi che assicurino un efficace collegamento orizzontale nella scatola muraria, ovvero in grado di fare interagire mutuamente le murature e di fornire una risposta globale nei confronti delle azioni orizzontali. Tale situazione risulta essere particolarmente vulnerabile in caso di evento sismico e favorisce l'attivazione di cinatismi locali che possono determinare il collasso in determinate posizioni del fabbricato, per livelli di accelerazione al piede (PGA_d) inferiori alla capacità globale (PGA_c).

La conformazione costruttiva del fabbricato prevede la presenza di aperture poste in prossimità delle angolate: tale aspetto costituisce una vulnerabilità in quanto determina una sensibile riduzione dell'efficacia del collegamento tra i setti ortogonali, che si traduce in un indebolimento locale della struttura.



Foto n°6 - Individuazione delle aperture poste in prossimità delle angolate.



Foto n°7 - Individuazione delle aperture poste in prossimità delle angolate.



Foto n°8 - Individuazione delle aperture poste in
prossimità delle angolate.



Foto n°9 - Individuazione delle aperture poste in
prossimità delle angolate.

4.4 Classificazione Sismica

La classificazione del Rischio sismico può essere valutata, ai sensi dei DD.MM. 58-65 2017, attribuendo a ciascuna US una specifica **Classe di Rischio Sismico**, da A+ a F.

Indice di sicurezza	Classe IS-V	
$100\% < IS-V$	A+ _{IS-V}	
$100\% \geq IS-V > 80\%$	A _{IS-V}	
$80\% \geq IS-V > 60\%$	B _{IS-V}	
$60\% \geq IS-V > 45\%$	C _{IS-V}	
$45\% \geq IS-V > 30\%$	D _{IS-V}	
$30\% \geq IS-V > 15\%$	E _{IS-V}	
$IS-V \leq 15\%$	F _{IS-V}	

L'appartenenza a ciascuna classe è determinata in base ai valori assunti dall'**indice di sicurezza IS-V**, definito - come descritto nel paragrafo precedente - dal rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita e quella prevista, nello stesso sito per un nuovo edificio. Vengono così fissate sette diverse classi caratterizzate dai valori di soglia determinanti per ricadervi secondo i valori presentati in tabella.

5. CONCLUSIONI

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Primaria "Rita Levi Montalcini" sito in Via Sant'Agnese, 25 a San Pietro in Casale (BO).

Il manufatto è disposto su due livelli fuori terra, sovrastati da un piano sottotetto, laddove quello inferiore è disposto ad una quota di poco rialzata rispetto al piano di campagna. La struttura di elevazione è costituita da setti in muratura di mattoni pieni, gli orizzontamenti sono realizzati al primo piano con una soletta piena in calcestruzzo armato mentre nel sottotetto è stato possibile riscontrare il ricorso ad orditure lignee completate da un assito. Il sistema di copertura è caratterizzato da una morfologia a falde inclinate e realizzato anch'esso con orditure lignee. Per quanto concerne il sistema di fondazione, il mancato accesso a documentazione tecnica specifica e l'impossibilità di eseguire un rilievo diretto in situ hanno impedito di trarre considerazioni riguardo la relativa conformazione costruttiva.

I risultati analitici ottenuti dalle verifiche delle diverse unità strutturali hanno consentito di definire i valori di **sicurezza sismica IS-V** corrispondenti ad una determinata classe di rischio sismico secondo le indicazioni riportate nella tabella seguente. Contestualmente si riporta la suddivisione dell'edificio in unità strutturale attribuendo a ciascuna il colore della **Classe Sismica** corrispondente.



CLASSIFICAZIONE SISMICA					
Unità strutturale	Tipologia costruttiva	Indice globale PGA_C^{GLOB}/PGA_D	IS-V (PGA_C/PGA_D)	$T_{R,SLV}$	Classe
				[anni]	
US1	Muratura	17%	17%	10	E _{ISV}

Dal punto di vista delle **vulnerabilità locali**, le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno permesso di rilevare l'assenza di idonei dispositivi che assicurino un efficace collegamento orizzontale nella scatola muraria, ovvero in grado di fare interagire mutuamente le murature e di fornire una risposta globale nei confronti delle azioni orizzontali. La conformazione costruttiva del fabbricato prevede la presenza di aperture poste in prossimità delle angolate: tale aspetto costituisce una vulnerabilità in quanto determina una sensibile riduzione dell'efficacia del collegamento tra i setti ortogonali, che si traduce in un indebolimento locale della struttura.

L'ispezione del sottotetto ha reso possibile individuare un sistema organizzato di presidi metallici che permettono di considerare inibiti i cinatismi locali sia della sommità dei fronti, quali ad esempio il ribaltamento fuori piano, sia dei meccanismi che possono intervenire in corrispondenza dell'appoggio dell'orditura della copertura, o ancora che determinano una limitazione della deformabilità fuori piano dei maschi murari. In parallelo gli stessi presidi consentono all'apparecchiatura muraria di manifestare un comportamento globale in caso di evento sismico; nella modellazione numerica, pertanto, non si considereranno attivabili i cinatismi descritti, considerando efficace l'azione svolta dai presidi installati.

I risultati delle analisi svolte evidenziano la necessità di un miglioramento della risposta sismica dell'edificio, intendendo con esso l'esecuzione di un insieme di opere ed interventi sufficienti a far conseguire allo stesso un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, modificandone al contempo il comportamento globale. In particolare il miglioramento della risposta sismica potrebbe essere ottenuto con il miglioramento della risposta globale del fabbricato, ad esempio mediante introduzione di nuovi presidi: setti in calcestruzzo armato o telai in acciaio controventati, atti ad assorbire le sollecitazioni indotte da un evento sismico lungo la direzione di interesse.

Parallelamente al miglioramento della risposta dell'edificio non si potrà comunque prescindere dalla eliminazione delle **vulnerabilità specifiche** descritte nei paragrafi precedenti.

San Pietro in Casale (BO), 31/10/2018

Ing. Stefano Pallavicini

Tecnoindagini S.r.l.



Stefano Pallavicini

TECNOINDAGINI SRL
Via Monte Sabotino n° 14
20095 Cusano M. (MI)
P. IVA 06383520969

Scuola Primaria "Rita Levi Montalcini"

Via Sant'Agnese, 25 - San Pietro in Casale (BO)

Cod. R18276

Comune di San Pietro in Casale - Via G. Matteotti, 154 - 40018 San Pietro in Casale (BO)



Elaborati unità strutturali

Allegato 1 di 1

Identificazione edificio		
Scuola "Rita Levi Montalcini" Via Sant'Agnese, 25 San Pietro in Casale (BO)		
U.S.	1	
Caratteristiche funzionali		
Uso prevalente:	Scolastico	
Anno costruzione:	-	
Piani Totali:	2	
Piani Interrati:	-	
		

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Legno	<i>Morfologia</i> Falde inclinate
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Cemento armato e legno	<i>Diaframma</i> Soletta rigida (solaio del primo piano)
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Muratura	<i>Morfologia</i> Setti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Divisori interni
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> Disegni s-

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
e_x	0,13	r_x	9,33	e_x / r_x	0,01	REGOLARE
e_y	0,84	r_y	15,70	e_y / r_y	0,05	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a_g	PGA_D	PGA_C	PGA_C / PGA_D	PGA_C^{GLOB}	PGA_C^{GLOB} / PGA_D
SLV	0,185	0,312	0,053	17%	0,053	17%
SLD	0,069	0,124		43%		43%

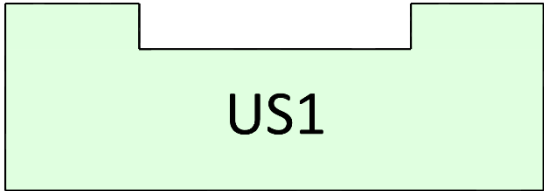
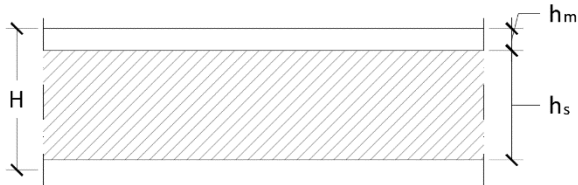
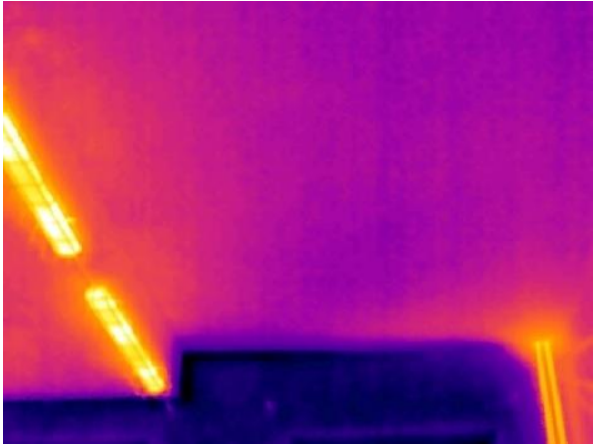
Vulnerabilità specifiche e altre note
Le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno permesso di rilevare l'assenza di idonei dispositivi che assicurino un efficace collegamento orizzontale nella scatola muraria, ovvero in grado di fare interagire mutuamente le murature e di fornire una risposta globale nei confronti delle azioni orizzontali. La conformazione costruttiva del fabbricato prevede la presenza di aperture poste in prossimità delle angolate: tale aspetto costituisce una vulnerabilità in quanto determina una sensibile riduzione dell'efficacia del collegamento tra i setti ortogonali, che si traduce in un indebolimento locale della struttura.

NOMINATIVO ELEMENTO	COPERTURA A
---------------------	-------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Doppia falda	g_1	0,80	[kN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Legno	g_2	0,80	[kN/m ²]
Funzionamento Statico	Non spingente	q_{k1}	0,00	[kN/m ²]
Capacità di redistribuzione	Piano non rigido	q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	1,60	[kN/m ²]

Schematizzazione

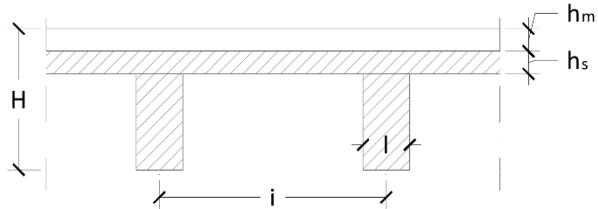

Documentazione fotografica	
	
Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.	Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.

NOMINATIVO ELEMENTO						SOLAIO A		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali								
Tipologia Costruttiva		Cemento armato		Orditura		-		
Capacità redistribuzione		Piano rigido		Giacitura		Piana		
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	0	[cm]	hs	15	[cm]	g₁	3,75	[kN/m ²]
l	0	[cm]	hm	5	[cm]	g₂	1,20	[kN/m ²]
hp	0	[cm]	H	20	[cm]	q_{k1}	3,00	[kN/m ²]
						q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	6,75	[kN/m ²]
Localizzazione					Schematizzazione			
								
Documentazione fotografica								
								
Analisi all'infrarosso in cui l'assenza di tramatura caratteristica è riferibile all'impiego di una soletta piena in calcestruzzo armato.					Demolizione puntuale dell'intradosso del solaio, disposta al fine di consentire il rilievo della conformazione costruttiva.			

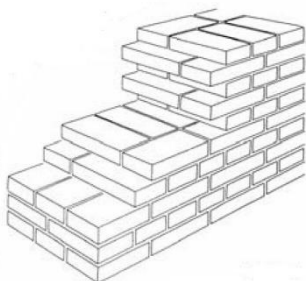
NOMINATIVO ELEMENTO	SOLAIO B
----------------------------	-----------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali			
Tipologia Costruttiva	Legno	Orditura	Unidirezionale
Capacità redistribuzione	Piano rigido	Giacitura	Piana

Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	60	[cm]	hs	3	[cm]	g₁	0,40	[kN/m ²]
l	7	[cm]	hm	0	[cm]	g₂	0,15	[kN/m ²]
ht	16	[cm]	H	19	[cm]	q_{k1}	0,00	[kN/m ²]
						q_s	0,00	[kN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	0,55	[kN/m ²]

Localizzazione	Schematizzazione
	

Documentazione fotografica	
	
Vista d'insieme della tipologia costruttiva del solaio del sottotetto. Foto scattata in corrispondenza della botola di accesso al sottotetto.	Particolare del travetto ligneo e dell'assito del solaio del sottotetto. Foto scattata in corrispondenza della botola di accesso al sottotetto.

NOMINATIVO ELEMENTO			MURATURA A
Caratteristiche dimensionali			Schematizzazione 
SPmin	0,30	[m]	
SPMax	0,30	[m]	
Caratteristiche materiche			
f _m	240	[N/cm ²]	
τ ₀	6	[N/cm ²]	
E	1200	[N/mm ²]	
G	400	[N/mm ²]	
w	18	[kN/m ³]	
Descrizione tipologia muratura			
Muratura in mattoni pieni e malta di calce			
Documentazione fotografica			
			
Vista di insieme della conformazione costruttiva della muratura.		Vista di insieme della conformazione costruttiva della muratura.	

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 1

AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA								AZIONI RESISTENTI		VERIFICHE												
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI			RIPARTIZIONE AZIONE SISMICA							VERIFICHE IN DIREZIONE X						VERIFICHE IN DIREZIONE Y						
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Taglio in direzione x	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione x	Taglio in direzione y	Effetto Torsione	Taglio totale in direzione y	Taglio totale in direzione x	Taglio totale in direzione y	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD
		N	$\tau_s(T)_x$	$\tau_s(\theta)_x$	τ_{sx}	$\tau_s(T)_y$	$\tau_s(\theta)_y$	τ_{sy}	τ_{Rx}	τ_{Ry}		Indice di sicurezza SLD	Indice di sicurezza SLV			Fattore di struttura		Indice di sicurezza SLD				
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		$IS-V_{ix}$	q_{ix}			$IS-D_{ix}$		$IS-V_{iy}$	q_{iy}			$IS-D_{iy}$
Totale		12056	15706	0	18126	15706	0	15836	3026	1643	Minimo	0,26				0,66	Minimo	0,17				0,43
X01	Muratura A	132	194	-42	236	0	0	0	54	0	TAGLIO	0,73	1,50	12	2,75	1,82	-	-	-	-	-	-
X01BIS	Muratura A	140	127	-28	155	0	0	0	51	0	TAGLIO	1,05	1,50	17	3,96	2,63	-	-	-	-	-	-
X02	Muratura A	137	112	-24	136	0	0	0	49	0	TAGLIO	1,14	1,50	22	4,33	2,88	-	-	-	-	-	-
X03	Muratura A	135	108	-24	132	0	0	0	48	0	TAGLIO	1,17	1,50	24	4,43	2,95	-	-	-	-	-	-
X04	Muratura A	142	133	-29	161	0	0	0	51	0	TAGLIO	1,02	1,50	13	3,85	2,56	-	-	-	-	-	-
X05	Muratura A	141	128	-28	156	0	0	0	51	0	TAGLIO	1,04	1,50	15	3,94	2,62	-	-	-	-	-	-
X06	Muratura A	139	124	-27	151	0	0	0	50	0	TAGLIO	1,06	1,50	18	4,02	2,67	-	-	-	-	-	-
X07	Muratura A	139	122	-27	149	0	0	0	50	0	TAGLIO	1,07	1,50	19	4,07	2,70	-	-	-	-	-	-
X08	Muratura A	141	128	-28	156	0	0	0	51	0	TAGLIO	1,04	1,50	14	3,94	2,62	-	-	-	-	-	-
X09	Muratura A	141	128	-28	156	0	0	0	51	0	TAGLIO	1,04	1,50	15	3,94	2,62	-	-	-	-	-	-
X10	Muratura A	130	94	-20	114	0	0	0	46	0	TAGLIO	1,29	1,50	32	4,89	3,25	-	-	-	-	-	-
X11	Muratura A	132	99	-22	120	0	0	0	47	0	TAGLIO	1,24	1,50	26	4,71	3,13	-	-	-	-	-	-
X12	Muratura A	136	113	-25	138	0	0	0	49	0	TAGLIO	1,13	1,50	21	4,28	2,85	-	-	-	-	-	-
X12BIS	Muratura A	138	219	-48	267	0	0	0	56	0	TAGLIO	0,67	1,50	10	2,55	1,69	-	-	-	-	-	-
X13	Muratura A	439	1489	-120	1609	0	0	0	220	0	TAGLIO	0,44	1,50	6	1,66	1,10	-	-	-	-	-	-
X14	Muratura A	209	306	-25	330	0	0	0	72	0	TAGLIO	0,70	1,50	11	2,65	1,76	-	-	-	-	-	-
X15	Muratura A	162	146	-12	158	0	0	0	56	0	TAGLIO	1,13	1,50	20	4,27	2,84	-	-	-	-	-	-
X16	Muratura A	555	1527	-123	1650	0	0	0	247	0	TAGLIO	0,48	1,50	8	1,81	1,21	-	-	-	-	-	-
X17	Muratura A	568	1451	-117	1568	0	0	0	246	0	TAGLIO	0,50	1,50	9	1,90	1,27	-	-	-	-	-	-
X17BIS	Muratura A	548	1527	-123	1650	0	0	0	246	0	TAGLIO	0,48	1,50	7	1,80	1,20	-	-	-	-	-	-
X18	Muratura A	198	141	-11	153	0	0	0	60	0	TAGLIO	1,27	1,50	28	4,79	3,18	-	-	-	-	-	-
X19	Muratura A	664	3491	-281	3772	0	0	0	345	0	TAGLIO	0,29	1,50	3	1,11	0,74	-	-	-	-	-	-
X20	Muratura A	228	611	213	824	0	0	0	88	0	TAGLIO	0,34	1,50	4	1,29	0,86	-	-	-	-	-	-
X21	Muratura A	251	836	292	1128	0	0	0	99	0	TAGLIO	0,28	1,50	2	1,06	0,70	-	-	-	-	-	-
X22	Muratura A	64	30	11	41	0	0	0	27	0	TAGLIO	2,12	1,50	35	8,02	5,33	-	-	-	-	-	-
X23	Muratura A	67	36	7	43	0	0	0	28	0	TAGLIO	2,12	1,50	34	8,02	5,33	-	-	-	-	-	-
X24	Muratura A	178	128	27	155	0	0	0	56	0	TAGLIO	1,16	1,50	23	4,41	2,93	-	-	-	-	-	-
X25	Muratura A	198	124	26	150	0	0	0	59	0	TAGLIO	1,26	1,50	27	4,76	3,16	-	-	-	-	-	-
X26	Muratura A	196	120	25	145	0	0	0	58	0	TAGLIO	1,29	1,50	31	4,87	3,24	-	-	-	-	-	-
X26BIS	Muratura A	197	122	25	147	0	0	0	59	0	TAGLIO	1,27	1,50	29	4,81	3,20	-	-	-	-	-	-
X27	Muratura A	197	122	25	147	0	0	0	59	0	TAGLIO	1,27	1,50	29	4,81	3,20	-	-	-	-	-	-
X28	Muratura A	173	122	25	147	0	0	0	55	0	TAGLIO	1,20	1,50	25	4,54	3,02	-	-	-	-	-	-
X29	Muratura A	70	44	9	53	0	0	0	30	0	TAGLIO	1,82	1,50	33	6,91	4,59	-	-	-	-	-	-
X30	Muratura A	61	25	9	33	0	0	0	25	0	TAGLIO	2,43	1,50	36	9,18	6,10	-	-	-	-	-	-
X31	Muratura A	264	930	325	1255	0	0	0	104	0	TAGLIO	0,26	1,50	1	1,00	0,66	-	-	-	-	-	-
X32	Muratura A	216	548	191	739	0	0	0	83	0	TAGLIO	0,36	1,50	5	1,37	0,91	-	-	-	-	-	-
Y01	Muratura A	97	0	0	0	219	-3	222	0	39	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,56	1,50	17	3,31	1,41
Y01BIS	Muratura A	122	0	0	0	476	-6	482	0	50	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,33	1,50	5	1,97	0,84
Y05	Muratura A	97	0	0	0	219	3	222	0	39	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,56	1,50	16	3,31	1,41
Y05BIS	Muratura A	140	0	0	0	670	8	679	0	57	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,27	1,50	3	1,60	0,68
Y06BIS	Muratura A	118	0	0	0	242	-2	244	0	43	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,57	1,50	18	3,35	1,42
Y10	Muratura A	201	0	0	0	476	-6	482	0	63	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,42	1,50	8	2,47	1,05
Y11	Muratura A	239	0	0	0	512	-4	516	0	69	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,43	1,50	9	2,53	1,08
Y11BIS	Muratura A	233	0	0	0	348	-3	350	0	63	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,58	1,50	20	3,42	1,45
Y11TRIS	Muratura A	156	0	0	0	378	-3	381	0	54	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,45	1,50	11	2,66	1,13

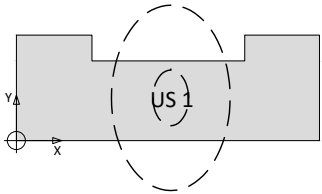
RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 1

Y12	Muratura A	411	0	0	0	3943	-25	3969	0	210	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,17	1,50	1	1,00	0,43
Y12BIS	Muratura A	105	0	0	0	68	0	68	0	32	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,51	1,50	23	8,95	3,81
Y13	Muratura A	126	0	0	0	425	-3	428	0	50	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,37	1,50	7	2,20	0,94
Y14	Muratura A	414	0	0	0	3943	26	3969	0	210	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,17	1,50	2	1,00	0,43
Y15	Muratura A	118	0	0	0	242	2	244	0	43	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,57	1,50	19	3,35	1,43
Y16	Muratura A	229	0	0	0	709	-9	718	0	72	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,32	1,50	4	1,90	0,81
Y17	Muratura A	241	0	0	0	512	4	516	0	69	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,43	1,50	10	2,54	1,08
Y18	Muratura A	194	0	0	0	390	5	395	0	59	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,48	1,50	13	2,85	1,21
Y19	Muratura A	79	0	0	0	111	-1	113	0	31	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,88	1,50	22	5,21	2,22
Y20	Muratura A	106	0	0	0	68	0	68	0	32	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,52	1,50	24	8,99	3,83
Y21	Muratura A	235	0	0	0	348	3	351	0	64	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,58	1,50	21	3,43	1,46
Y22	Muratura A	187	0	0	0	336	4	340	0	57	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,53	1,50	15	3,15	1,34
Y23	Muratura A	121	0	0	0	425	3	428	0	49	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,37	1,50	6	2,17	0,92
Y24	Muratura A	157	0	0	0	378	3	381	0	54	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,45	1,50	12	2,67	1,14
Y25	Muratura A	108	0	0	0	266	3	270	0	42	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,50	1,50	14	2,97	1,27

1. UNITA' STRUTTURALE 1

1.1. SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA

US 1		
COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze		
✕	Xr= 37.64	Yr= 11.73
Centro delle Masse		
▲	Xm= 39.99	Ym= 13.93



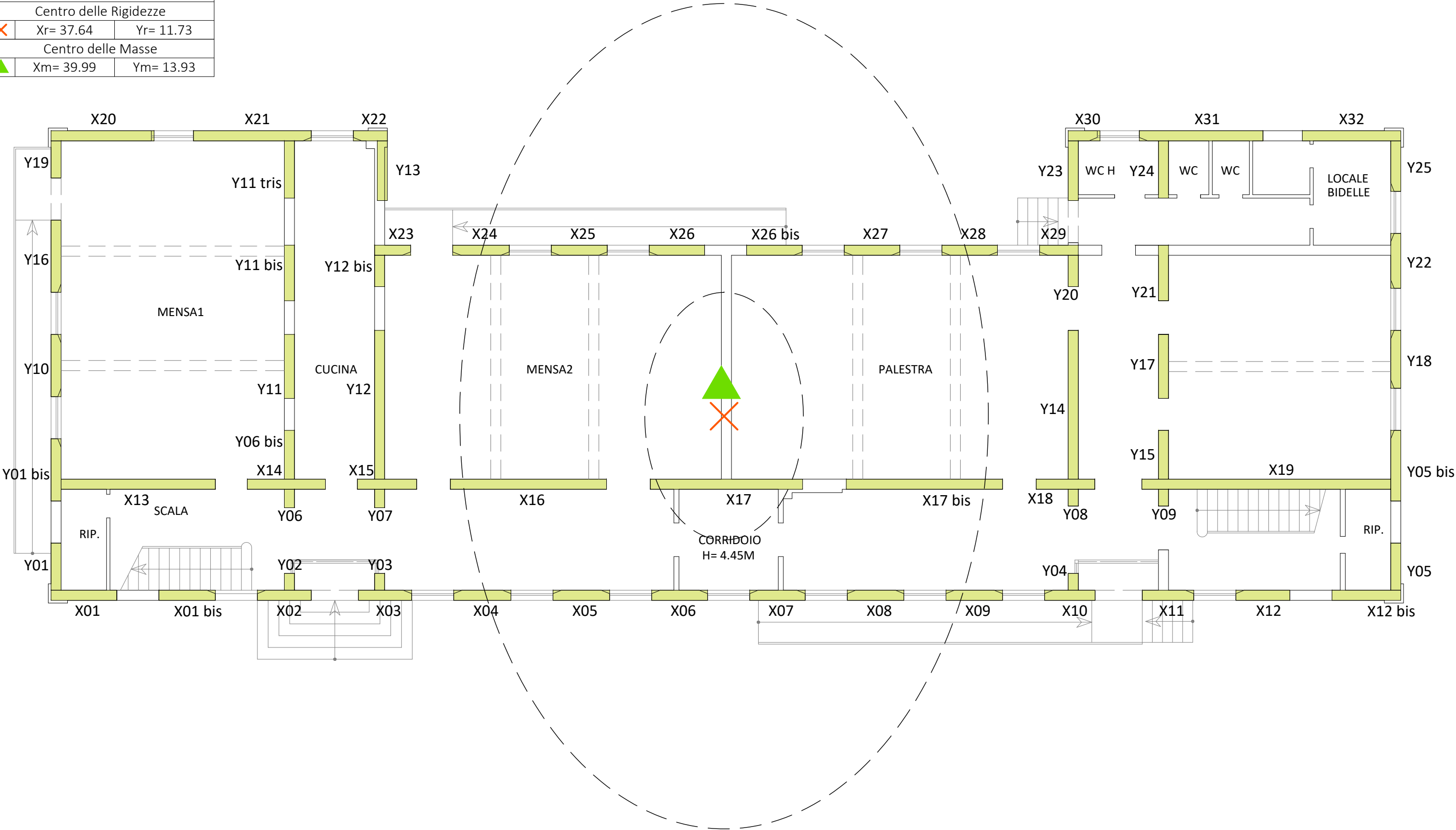
LEGENDA

MURATURA A

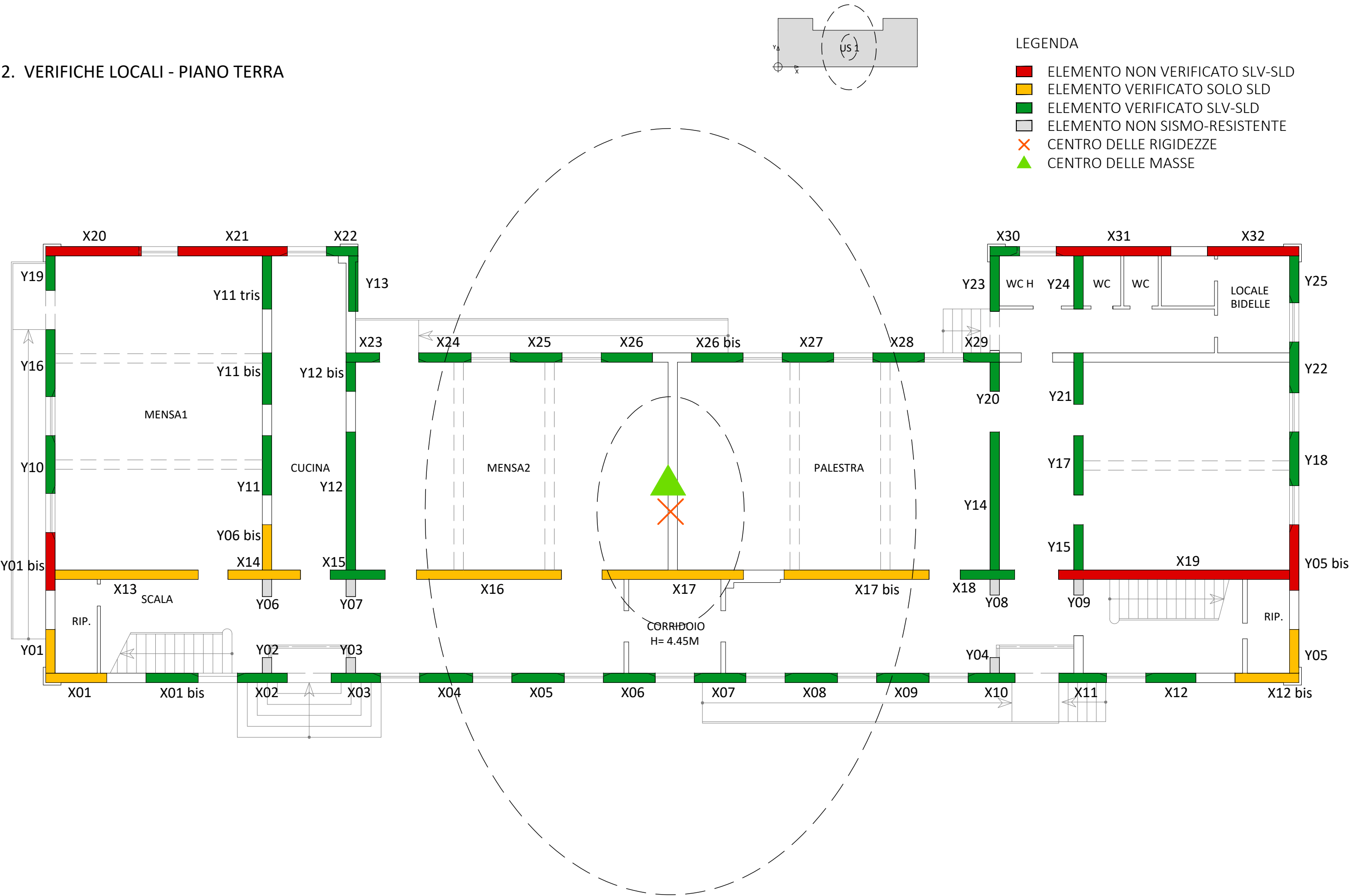
✕ CENTRO DELLE RIGIDezZE

▲ CENTRO DELLE MASSE

ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO



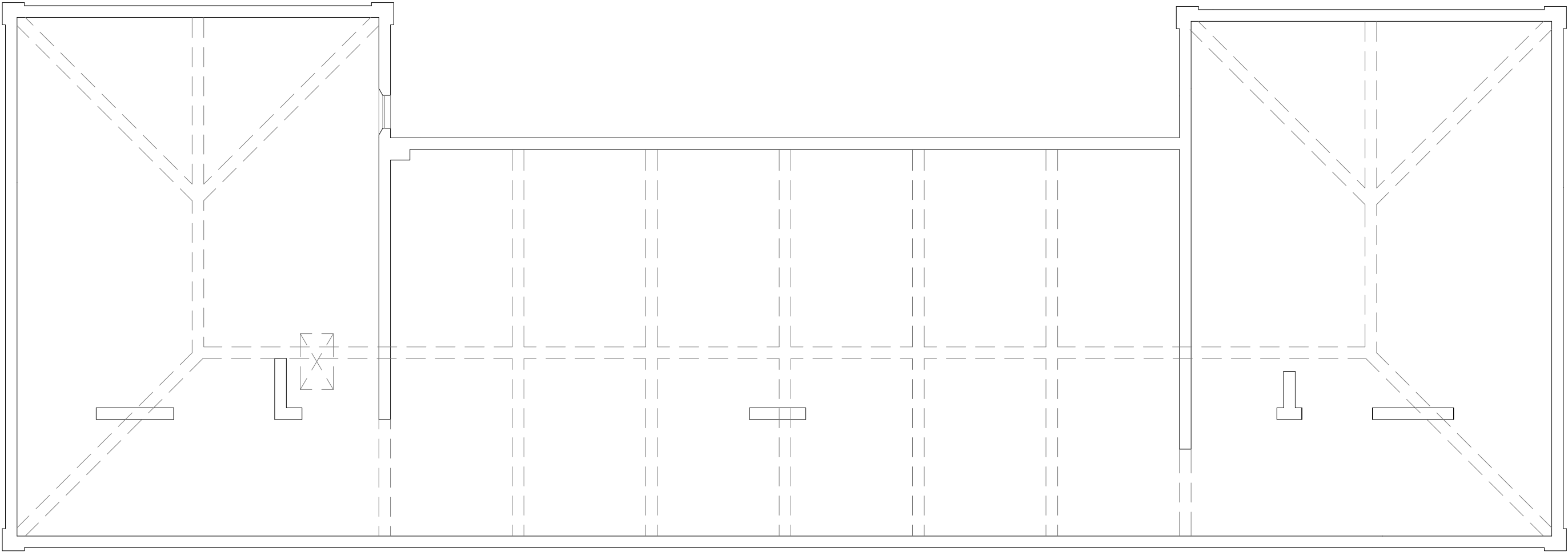
1.2. VERIFICHE LOCALI - PIANO TERRA



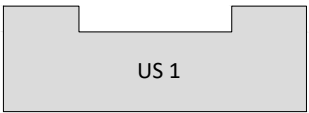
1.3. VULNERABILITA' SPECIFICHE E PUNTI DI PROVA - PIANO SOTTOTETTO



LEGENDA
VULNERABILITA'

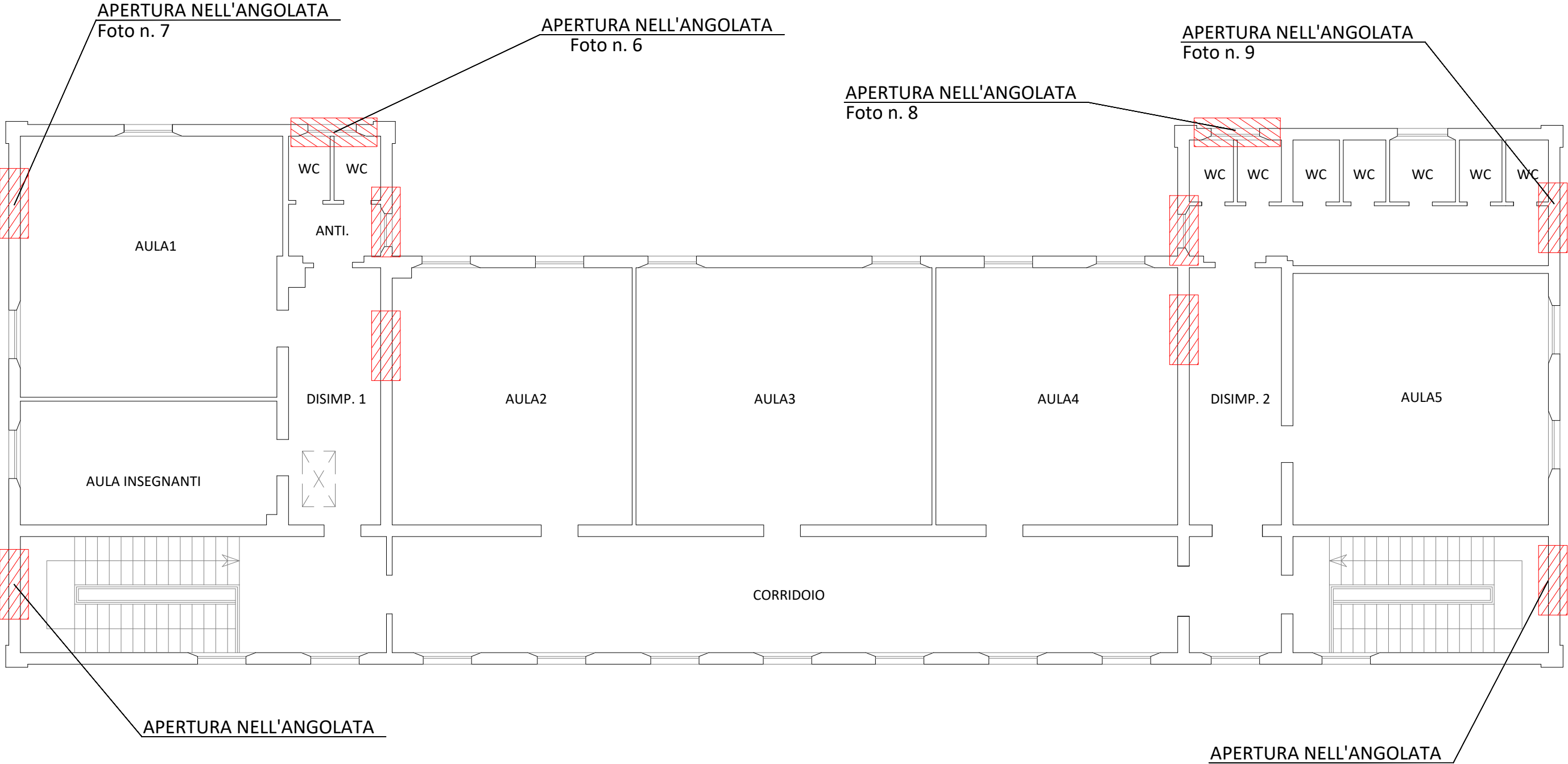


1.4. VULNERABILITA' SPECIFICHE E PUNTI DI PROVA - PIANO PRIMO

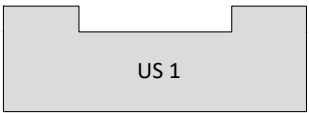


LEGENDA

VULNERABILITA'



1.5. VULNERABILITA' SPECIFICHE E PUNTI DI PROVA - PIANO TERRA



- LEGENDA
- VULNERABILITA'
 - ENDOSCOPIA
 - RILIEVO

