

## **Scuola Media "Galileo Galilei"**

Via Porrettana, 256 - Sasso Marconi (BO)

Cod. R19004

Comune di Sasso Marconi - Piazza dei Martiri della Liberazione, 6 - 40037 Sasso Marconi (BO)



### **Relazione tecnica**

In allegato 1 elaborato unità strutturale

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Pericolosità sismica</b>	<b>4</b>
1.1.1 Aspetti teorici e normativi	4
1.1.2 Definizione parametri di domanda	5
<b>2. RILIEVO DELL'EDIFICIO E INDAGINI IN SITU</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Analisi storico-critica</b>	<b>7</b>
2.1.1 Finalità	7
2.1.2 Definizione delle Unità Strutturali	7
<b>2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali</b>	<b>10</b>
2.2.1 Strutture in Cemento armato	10
2.2.2 Strutture in Muratura	12
<b>2.3 Rilievo geometrico-strutturale</b>	<b>14</b>
2.3.1 Rilievo delle coperture	16
2.3.2 Rilievo strutture orizzontali	17
2.3.3 Rilievo struttura verticale	18
2.3.4 Rilievo delle fondazioni	20
<b>2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza</b>	<b>21</b>
<b>3. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ</b>	<b>22</b>
<b>3.1 Norme di riferimento</b>	<b>26</b>
<b>3.2 Azioni sulle strutture</b>	<b>27</b>
<b>3.3 Verifiche su unità strutturali in calcestruzzo armato</b>	<b>29</b>
3.3.1 Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate	30
3.3.2 Metodi di analisi e criteri di verifica	31
3.3.3 Verifiche di cinatismi locali	31
<b>3.4 Verifiche delle unità strutturali in muratura</b>	<b>32</b>
3.4.1 Deformabilità dei pannelli murari	33
3.4.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura	33
3.4.3 Verifiche di cinatismi locali	34
<b>3.5 Verifica delle unità strutturali miste</b>	<b>36</b>
<b>4. RISULTATI DELLE VERIFICHE</b>	<b>37</b>
<b>4.1 Indice di Sicurezza Sismica</b>	<b>37</b>
<b>4.2 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento</b>	<b>38</b>
4.2.1 Unità strutturale 1	39
4.2.2 Unità strutturale 2	40

4.2.3 Unità strutturale 3	40
<b>4.3 Vulnerabilità Specifiche</b>	41
4.3.1 Unità strutturale 1	42
4.3.2 Unità strutturale 2	43
4.3.3 Unità strutturale 3	44
<b>4.4 Classificazione Sismica</b>	46
<b>4.5 Verifica statica agli SLU</b>	47
4.5.1 Unità strutturale 1	48
4.5.2 Unità strutturale 2	49
4.5.3 Unità strutturale 3	50
<b>5. CONCLUSIONI</b>	51
<b>6. ALLEGATI</b>	

## 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 Media "Galileo Galilei" sito in Via Porrettana, 256 a Sasso Marconi (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.

### **Rischio = Vulnerabilità · 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 2018 § 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 2018 § 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  $\geq 50$  anni secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018 § 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).

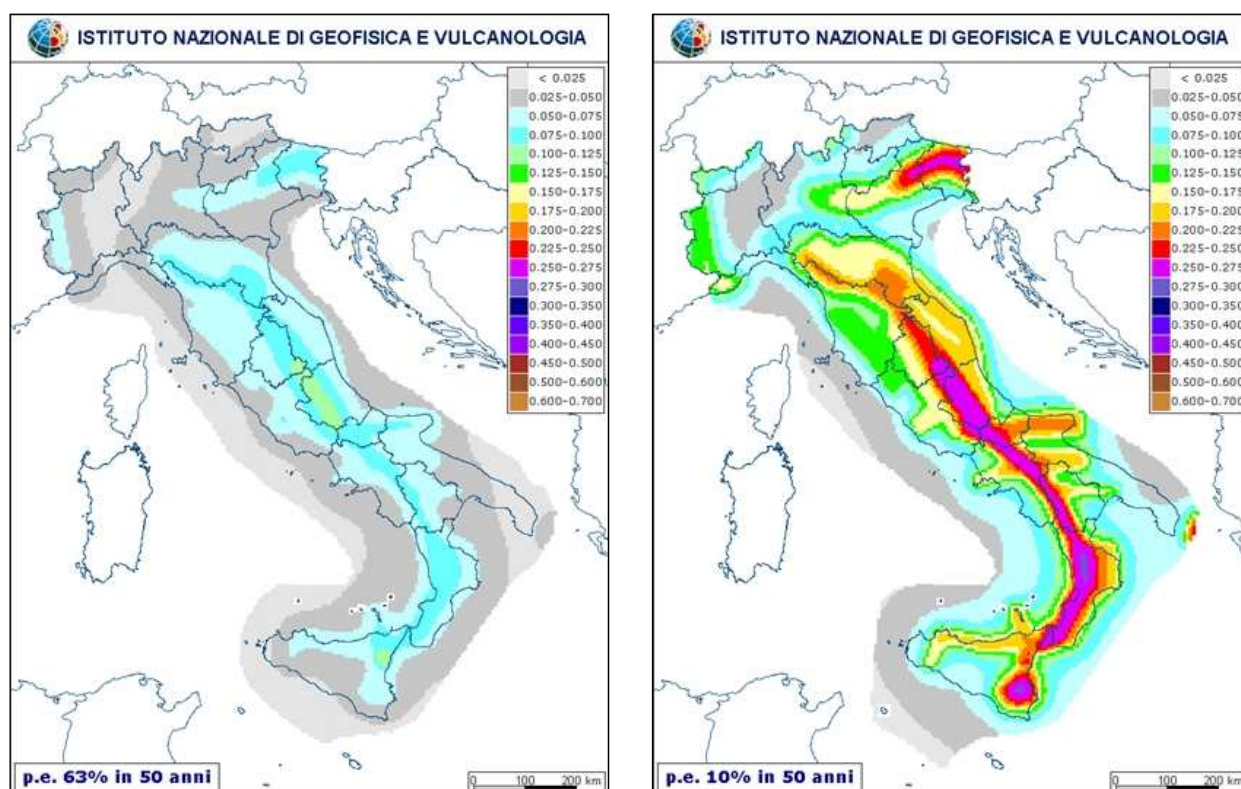


Figura n°1-2 – Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata rispettivamente allo SLD e SLV.

### 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 dalla "Prospezione sismica M.A.S.W." [5] eseguita in occasione della campagna di indagine condotta nel 2018 per la Scuola Elementare "Villa Marini" ubicata in via Porrettana, 250 a Sasso Marconi (BO), che classificano il sottosuolo come di tipo C con  $V_{s,30} = 349$  m/s, mentre la condizione topografica è assimilabile a T1 essendo l'edificio collocato su un terreno prevalentemente 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	$C_u$	$V_R$	$S_s$	$S_T$
<b>Edificio oggetto di analisi</b>	50	III	1,50	75	1,42	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 <sup>2</sup> ]	$PGA_D$ [m/s <sup>2</sup> ]
SLO	45	0,067	0,100
SLD	75	0,082	0,122
SLV	712	0,185	0,263
SLC	1462	0,228	0,310

Tabella n°2 – Definizione dei parametri di domanda.

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

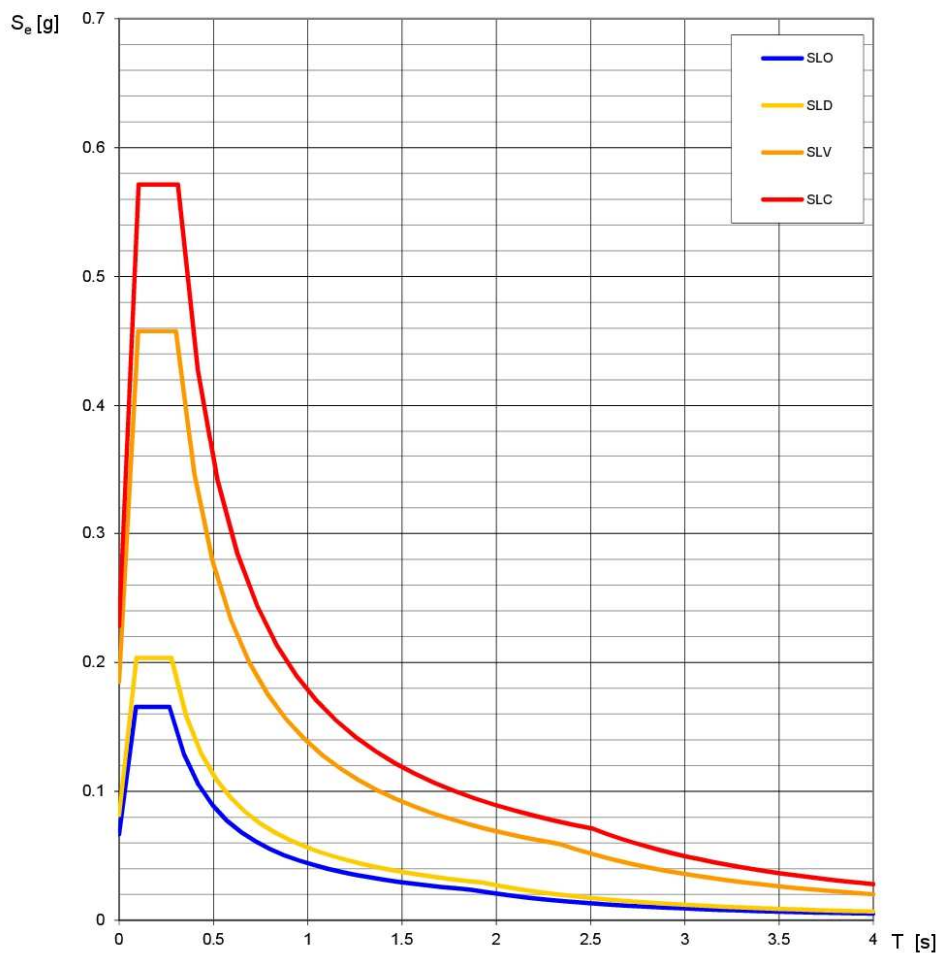


Figura n°3 – Spettri di risposta elastici dove è possibile leggere per ciascuno Stato Limite la corrispondente accelerazione  $a_g$ .

## 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

L'edificio sottoposto alla valutazione sismica è il risultato di una stratificazione costruttiva condotta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Media "Galileo Galilei". Dalla documentazione messa a disposizione dalla Committenza è stato possibile risalire alla data del progetto del corpo di fabbrica originario, evidenziato in figura n°4 con una colorazione verde (Unità Strutturale 1), che risale al 1955 [1] mentre l'ultimazione della costruzione è avvenuta nel 1961 [1]. Al 1963 [1] risale il progetto del primo ampliamento dell'edificio, costituito dall'Unità Strutturale 2, il cui collaudo è avvenuto in data 14 maggio 1969 [3]; nel 1980 [4] è stato infine progettato il corpo di fabbrica che costituisce il secondo ampliamento (US3), la cui realizzazione è stata portata a termine nel 1982 [4].

La morfologia del fabbricato prevede, come mostrato in figura n°4, l'accostamento in aderenza dell'US2 alla preesistenza mentre l'US3 costituisce un manufatto isolato. L'edificio così composto è disposto complessivamente su tre livelli in corrispondenza delle Unità Strutturali 1 e 2, sovrastate da una copertura a falde inclinate che definisce un sottotetto; le osservazioni ed i rilievi condotti in situ hanno permesso di

individuare una struttura di elevazione realizzata con tecnologia massiva in muratura di mattoni pieni e malta di calce, i solai sono in laterocemento e prevedono travetti gettati in opera nell'US1 e prefabbricati nell'US2 mentre il sistema di copertura, come anticipato, è costituito da un padiglione a falde inclinate supportato da un'orditura di travetti prefabbricati in calcestruzzo armato. L'US3 è organizzata su due livelli completati da una copertura a shed, la struttura di elevazione è classificabile come mista in quanto formata da telai di pilastri e travi in conglomerato cementizio armato gettato in opera e completata con murature di mattoni semipieni, i solai sono in laterocemento con travetti gettati mentre gli shed della copertura sono realizzati da un doppio piano in tavelloni appoggiati a travi prefabbricate in calcestruzzo armato. Per quanto concerne i sistemi di fondazione, la consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso reperire informazioni relative unicamente all'Unità Strutturale 2, laddove il sistema di fondazione è continuo e realizzato con un getto in calcestruzzo [1].

Ai fini della modellazione numerica si è scelto di suddividere l'edificio nelle tre Unità Strutturali descritte ed evidenziate con colorazioni differenti nell'immagine di seguito riportata.



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



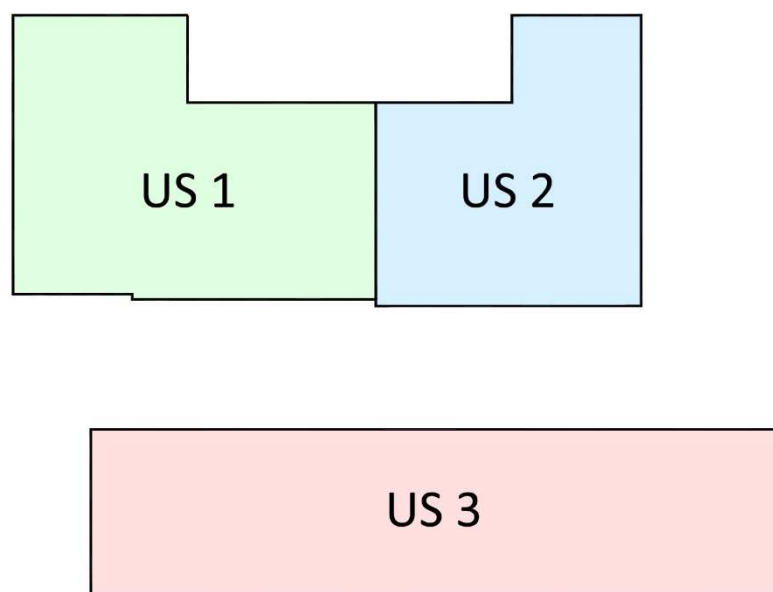


Figura n°4 - Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali.

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

- [1] Progetto per l'ampliamento della Scuola di Avviamento Professionale - Relazione illustrativa del 13 giugno 1963;
- [2] Progetto per l'ampliamento della Scuola di Avviamento Professionale - Elaborati architettonici del 13 agosto 1964;
- [3] Progetto per l'ampliamento della Scuola di Avviamento Professionale - Relazione e Certificato di Collaudo del 27 maggio 1969;
- [4] Scheda di Sintesi di Livello 0 del Dipartimento della Protezione Civile inerente l'Ala Nord dell'edificio;
- [5] Prospezione sismica M.A.S.W. relativa alla Scuola Elementare "Villa Marini" ubicata in via Porrettana, 250 a Sasso Marconi (BO) del 2018.

## 2.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

I materiali vengono caratterizzati a partire dalle informazioni ricavate dall'analisi documentale, successivamente controllate in situ con verifiche visive ed indagini sperimentali basate su prove non distruttive o limitatamente distruttive. Il tipo di indagine ed i punti di esecuzione sono pianificati, in base al loro effettivo uso nelle verifiche e, nel caso di beni culturali e di edifici storici, viene tenuto in considerazione l'impatto in termini di conservazione del bene, limitando il più possibile gli interventi invasivi. Le resistenze meccaniche dei materiali vengono quindi valutate sulla base delle prove effettuate direttamente sulla struttura, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

### 2.2.1 Strutture in Cemento armato

Per stimare le **caratteristiche meccaniche del calcestruzzo** si eseguono prove indirette mediante metodo Son.Reb. ed analisi dirette tramite carotaggio, che permette di validare ed estendere i dati di sclerometrie ed analisi ultrasoniche.

La valutazione della resistenza meccanica del calcestruzzo indurito costituente manufatto, si ottiene prelevando alcuni **campioni** (carote) in sito, secondo la UNI EN 12504/1-2002 che vengono successivamente sottoposti a prova di compressione in laboratorio, secondo la UNI EN 12390/3-2003. In laboratorio, le carote vengono misurate (diametro, lunghezza, peso) e rettificate alle estremità. In seguito viene eseguita la prova di compressione, utilizzando macchinari conformi alla UNI EN 12390-4.

Il **metodo Son.Reb.** è invece una prova combinata che, tramite la correlazione dei dati ottenuti dal rilievo con ultrasuoni (eseguito secondo la normativa UNI-EN 12504-4:2001) e sclerometro (eseguito secondo la normativa UNI-EN 12504-2:2001). Permette di determinare indirettamente la resistenza dei materiali esaminati e di fornire informazioni qualitative sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

In particolare nei **rilievi ultrasonici** misurando il tempo di volo dell'impulso tra le due sonde, è possibile calcolare, nota la distanza reciproca fra le sonde, la *velocità di propagazione* all'interno del calcestruzzo ed ottenere informazioni qualitative sui fenomeni di degrado del materiale. La prova può essere eseguita secondo due modalità: nel metodo diretto le due sonde vengono posizionate su due facce opposte dell'elemento strutturale; mentre nel caso fosse accessibile solo un lato, si può comunque far riferimento al metodo indiretto. Il valore della velocità di propagazione dell'onda non è sufficiente per calcolare direttamente la resistenza del calcestruzzo ma fornisce informazioni utili relative alla qualità.

L'**analisi sclerometrica**, eseguita su una griglia regolare, prevede la misurazione dell'indice di rimbalzo su un numero di punti adeguato. Le analisi sclerometriche misurano l'entità del rimbalzo effettuato da una massa battente scagliata sulla superficie di calcestruzzo da analizzare. Attraverso il diagramma delle curve di correlazione ( $R_c - I_r$ ) dello sclerometro, è possibile direttamente convertire l'*indice di rimbalzo* con il valore stimato di resistenza.

Per stimare le **caratteristiche meccaniche delle barre in acciaio** si eseguono prove con durometro sulle armature messe a nudo con scarificazione e adeguatamente predisposte con l'ausilio di smerigliatrice.

La **prova di durezza** in sito (Leeb) permette di caratterizzare la resistenza a trazione delle barre d'armatura, senza prelevarne un campione su cui eseguire prove a trazione in laboratorio. L'attrezzatura utilizzata è costituita da un durometro digitale a rimbalzo. La prova di durezza viene eseguita in modo conforme agli standard ASTM A956, DIN 50156.

Per l'esecuzione della prova di durezza viene rimosso il copriferro in corrispondenza della barra d'armatura da campionare, per una porzione adeguata alla corretta preparazione del campione stesso; sulla porzione di barra scoperta viene creata una superficie piatta e a bassa rugosità su cui verrà eseguita la prova. Le caratteristiche del durometro utilizzato nei rilievi sono le seguenti:

- ✓ Energia d'impatto: 11 Nm



- ✓ Punta sferica: Carburo di tungsteno,  $\phi 3$  mm
- ✓ Portata di misura: 150-950 HL
- ✓ Precisione:  $\pm 4$  HL (0,5% a 800 HL)
- ✓ Display: LCD ad alto contrasto.
- ✓ Temperatura di funzionamento: da  $-10$  °C a  $+60$  °C

Nei paragrafi seguenti sono raccolti i risultati delle misure in situ e dalle prove eseguite in laboratorio. Nelle Schede allegate alla relazione è riportato, per ciascuna tipologia di elemento verticale, un riepilogo delle caratteristiche geometriche e dei materiali, oltre la schematizzazione della sezione trasversale con il grafico di interazione del dominio M-N ed una breve documentazione fotografica. Negli Elaborati Grafici è restituita la planimetria con l'individuazione dei punti di prova; i certificati di prova a rottura dei campioni di calcestruzzo estratti in situ completano gli allegati.

#### 2.2.1.3 Unità strutturale 3

Materiale	Tipo di acciaio (*)	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Classe calcestruzzo (*)	$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
CA 1	FeB38k	375	272	C16/20	20	8,89
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

## 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 ammassamento 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 2018.

Descrizione Tipologia Muratura	$f_m$		$\tau_0$		E		G		W
	$[N/cm^2]$		$[N/cm^2]$		$[N/mm^2]$		$[N/mm^2]$		
	min	max	min	max	min	max	min	max	
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 <sup>2</sup> ]	$\varpi$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>3</sup> ]
M 1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1200	400	18
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

#### 2.2.2.2 Unità strutturale 2

Materiale	Tipo di muratura (*)	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\varpi$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>3</sup> ]
M 1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1200	400	18
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

#### 2.2.2.3 Unità strutturale 3

Materiale	Tipo di muratura (*)	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\varpi$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>3</sup> ]
M 2	Semipieni forati <40%	500	24	3500	875	15
* 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  $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$  a  $+120\text{ }^{\circ}\text{C}$
- ✓ Frequenza di immagine: 30 Hz
- ✓ Sensibilità termica (NETD) 50 mK @  $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$
- ✓ Risoluzione spaziale a  $45^{\circ}$ : 1,23 mRad
- ✓ Sensore: Focal Plane Array (FPA) con microbolometro non raffreddato 640x480 pixel, vanadium oxide.
- ✓ Campo spettrale da 7,8 a 14  $\mu\text{m}$

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  $15^{\circ}$  in avanti e a retroguardia  $135^{\circ}$ , 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 ( $\pm 1$  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

L'ispezione diretta del piano sottotetto ha dato la possibilità di rilevare la conformazione costruttiva del sistema di copertura, che ammette morfologia a falde inclinate supportate da un'orditura di travetti prefabbricati tipo "Varese" completati da un piano in tavelloni. In relazione all'assenza di una soletta di completamento, la stessa copertura costituisce un piano flessibile.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
COPERTURA A	Doppia falda	Laterocemento	0,90	Non spingente	Piano non rigido

#### 2.3.1.2 Unità strutturale 2

L'ispezione diretta del piano sottotetto ha dato la possibilità di rilevare la conformazione costruttiva del sistema di copertura, che ammette morfologia a falde inclinate supportate da un'orditura di travetti prefabbricati tipo "Varese" completati da un piano in tavelloni. In relazione all'assenza di una soletta di completamento, la stessa copertura costituisce un piano flessibile.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
COPERTURA A	Doppia falda	Laterocemento	0,90	Non spingente	Piano non rigido

#### 2.3.1.3 Unità strutturale 3

L'ispezione diretta del piano sottotetto ha dato la possibilità di rilevare la conformazione costruttiva del sistema di copertura, che ammette morfologia a shed supportati da travi prefabbricate tipo "Varese" completati da un doppio piano in tavelloni. In relazione all'assenza di una soletta di completamento, la stessa copertura costituisce un piano flessibile.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
COPERTURA B	Shed	Laterocemento	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 un'unica tipologia costruttiva in laterocemento; la stessa costituisce sia gli impalcati interpiano (Solaio A) che l'orizzontamento sommitale (Solaio B): in quest'ultimo caso, non essendo presenti gli strati di finitura e non essendo il piano sottotetto praticabile, verrà variato il peso considerato nella modellazione numerica.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente $C_{Rid}^{solaio}$
SOLAIO A	Laterocemento	Unidirezionale	27	5,60	Piano rigido	1,00
SOLAIO B	Laterocemento	Unidirezionale	14	1,35	Piano non rigido	1,00

### 2.3.2.2 Unità strutturale 2

Le analisi condotte hanno verificato che, all'interno del perimetro definito dall'Unità Strutturale, gli impalcati impiegano un'unica tipologia costruttiva in laterocemento; la stessa costituisce sia gli impalcati interpiano (Solaio C) che l'orizzontamento sommitale (Solaio D): in quest'ultimo caso, non essendo presenti gli strati di finitura e non essendo il piano sottotetto praticabile, verrà variato il peso considerato nella modellazione numerica.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente $C_{Rid}^{solaio}$
SOLAIO C	Laterocemento	Unidirezionale	41	7,00	Piano rigido	1,00
SOLAIO D	Laterocemento	Unidirezionale	16	1,75	Piano non rigido	1,00

### 2.3.2.3 Unità strutturale 3

Le analisi condotte hanno verificato che, all'interno del perimetro definito dall'Unità Strutturale, gli impalcati impiegano un'unica tipologia costruttiva in laterocemento; la stessa costituisce sia l'impalcato interpiano (Solaio E) che l'orizzontamento sommitale (Solaio F): in quest'ultimo caso, non essendo presenti gli strati di finitura e non essendo il piano sottotetto praticabile, verrà variato il peso considerato nella modellazione numerica.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente $C_{Rid}^{solaio}$
SOLAIO E	Laterocemento	Unidirezionale	35	7,20	Piano rigido	1,00
SOLAIO F	Laterocemento	Unidirezionale	16	1,95	Piano non 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

I rilievi eseguiti in situ hanno dato la possibilità di constatare che la struttura di elevazione è interamente realizzata con tecnologia massiva ed impiega una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura A	M 1	0,25	0,50 - 5,90	2,55 - 3,30

#### 2.3.3.2 Unità strutturale 2

I rilievi eseguiti in situ hanno dato la possibilità di constatare che la struttura di elevazione è interamente realizzata con tecnologia massiva ed impiega una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura A	M 1	0,25	0,55 - 7,00	2,90 - 3,25

#### 2.3.3.3 Unità strutturale 3

I rilievi eseguiti in situ hanno dato la possibilità di constatare che la struttura di elevazione è realizzata da telai di pilastri e travi in conglomerato cementizio armato gettato in opera e completata con setti in muratura di mattoni semipieni e malta cementizia. Le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in sei differenti tipologie, delle quali cinque relative ai pilastri mentre la restante si riferisce alla muratura.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO A	CA 1	0,30	0,90	3,00	2Φ14 + 2Φ14 + 6Φ14	Φ6/20
PILASTRO B	CA 1	0,90	0,60	2,60	4Φ14 + 4Φ14 + 6Φ14	Φ6/20
PILASTRO C	CA 1	0,25	0,60	2,60	2Φ14 + 2Φ14 + 6Φ14	Φ6/20
PILASTRO D	CA 1	0,30	0,45	3,00	2Φ14 + 2Φ14 + 2Φ14	Φ6/20
PILASTRO E	CA 1	0,30	0,30	3,00	2Φ14 + 2Φ14	Φ6/20

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura B	M 2	0,25	0,60 - 18,40	2,10 - 3,00

#### 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

Non è stato possibile accedere a documentazione che fornisca informazioni circa la conformazione del sistema di fondazione; si considera pertanto un coefficiente  $C_{Rid}^{Fondazioni}$  pari a 0,90.

##### 2.3.4.2 Unità strutturale 2

La consultazione dei documenti messi a disposizione dalla Committenza, ha consentito di desumere che il sistema di fondazione è classificabile come continuo e realizzato in calcestruzzo; si considera pertanto un coefficiente  $C_{Rid}^{Fondazioni}$  pari a 1,00.

##### 2.3.4.3 Unità strutturale 3

Non è stato possibile accedere a documentazione che fornisca informazioni circa la conformazione del sistema di fondazione; si considera pertanto un coefficiente  $C_{Rid}^{Fondazioni}$  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 situ.

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	<b>Progetto simulato</b> in accordo alle norme dell'epoca e <b>limitate</b> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <b>limitate</b> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
Adeguate	LC2		<b>Disegni costruttivi incompleti</b> + <b>limitate</b> verifiche in situ oppure <b>estese</b> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + <b>limitate</b> oppure <b>estese</b> prove in-situ	Tutti	1.20
Accurata	LC3		<b>Disegni costruttivi completi</b> + <b>limitate</b> verifiche in situ oppure <b>esaustive</b> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + <b>estese</b> oppure <b>esaustive</b> 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.

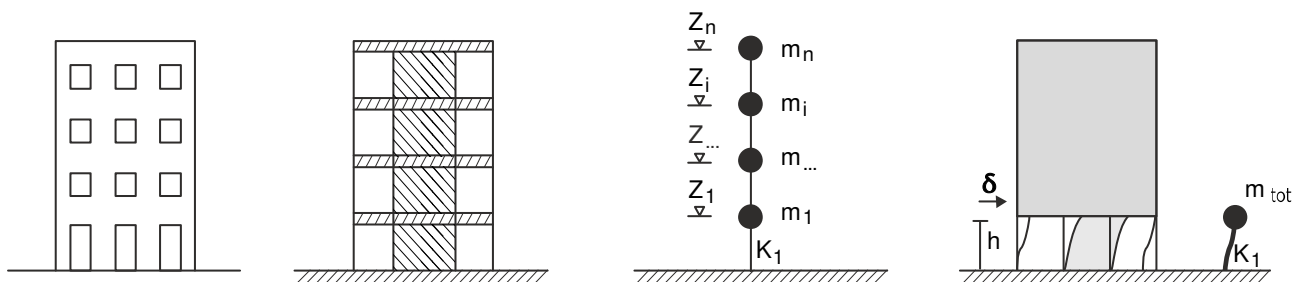
Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come **Livello di Conoscenza LC2**: ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza **FC = 1,20** almeno a livello di verifica preliminare.

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

- Calcestruzzo:  $\gamma_c = 1,50$
- Acciaio:  $\gamma_s = 1,15$
- Muratura:  $\gamma_m = 3,00$

### 3. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ

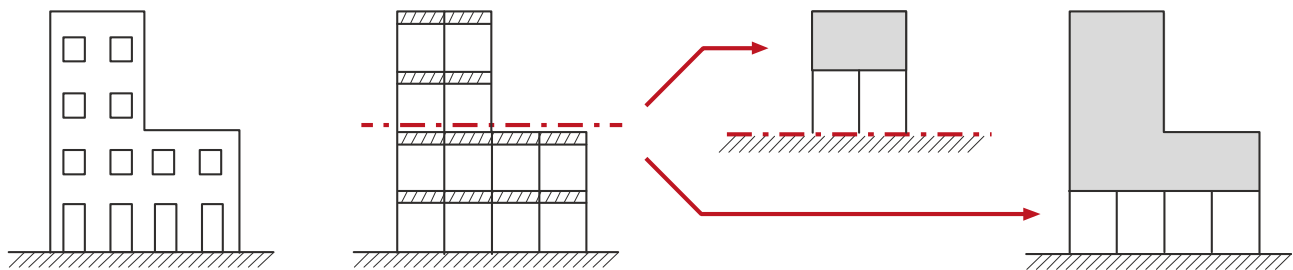
Per il calcolo della vulnerabilità si adotta un metodo di analisi statica lineare, consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle azioni di inerzia indotte dalla sollecitazione sismica. Per gli edifici multipiano, come modello di riferimento, si ipotizza che il telaio resistente sia 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 2018) 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 (§ 7.3.6 NTC 2018):

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (1)$$

dove:

*d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi applicata nella direzione orizzontale.*

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.

### **Analisi statica lineare con fattore q**

Una volta noto il periodo proprio della struttura  $T_1$ , è possibile utilizzare per le verifiche valori di accelerazione al suolo contestualizzati a quella che è l'effettiva risposta sismica del manufatto oggetto di analisi, utilizzando quindi lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 NTC 2018, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura  $q$ .

In particolare il fattore di struttura  $q$  viene considerato pari a 1,5 per le murature e per gli elementi in calcestruzzo che presentano un tipo di collasso fragile; mentre per le strutture in c.a. che presentano un comportamento duttile, il fattore di struttura può essere valutato come rapporto tra la capacità di rotazione ultima rispetto alla corda  $\vartheta_{u(x,y)}$  rispetto alla capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento  $\vartheta_{(x,y)}$ ; calcolati secondo le indicazioni fornite con la formula C8A.6.1 CSLP 617.

Il fattore di struttura così ottenuto viene tuttavia volontariamente limitato e compreso tra 1,5 e 2,5. *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.

I grafici riportati al seguito, ciascuno riferito ad una singola Unità Strutturale, permettono l'individuazione dell'ordinata spettrale allo stato limite di Salvaguardia della Vita considerata nella modellazione.

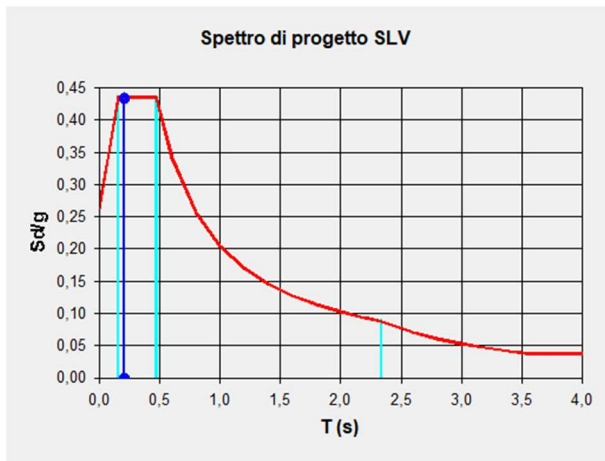


Figura n°5 - Spettro orizzontale di progetto US1  
con  $T_1 = 0,213$  s;  $q = 1,50$ .

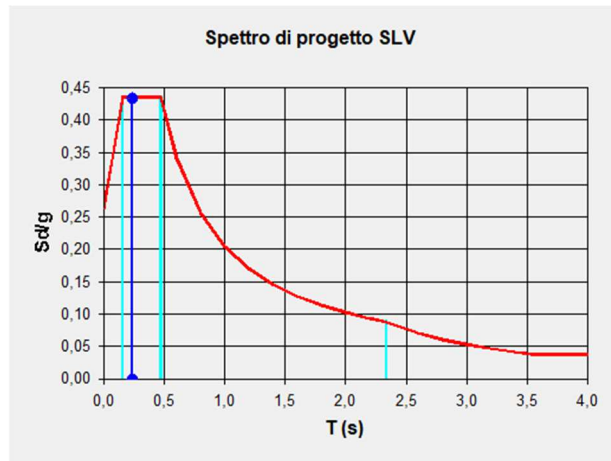


Figura n°6 - Spettro orizzontale di progetto US2  
con  $T_1 = 0,235$  s;  $q = 1,50$ .

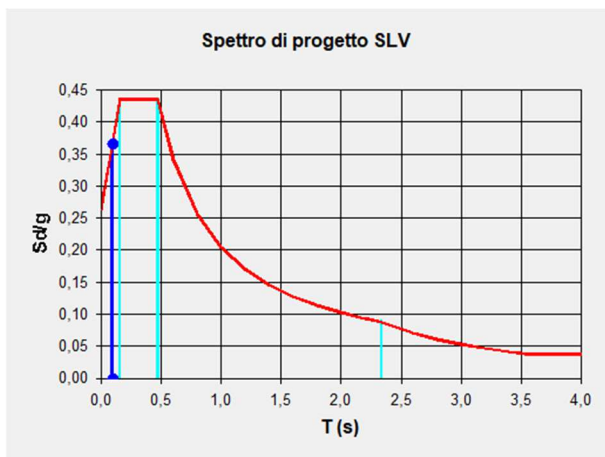


Figura n°7 - Spettro orizzontale di progetto US3  
con  $T_1 = 0,095$  s;  $q = 1,50$ .

Infine 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 sulle unità strutturali che costituiscono 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** di ciascuna U.S., invece, è stato possibile determinare il **piano critico** che in tutti i casi coincide con il livello inferiore.

PARAMETRI DI CONTROLLO ANALISI STATICA LINEARE									
Unità Strutturale	Altezza edificio H [m]	Coefficiente di calcolo C <sub>1</sub>	Periodo I modo T <sub>1</sub> [s]	Dati Spettro		Verifiche Cap. 7.3.3.2 NTC 2018		Numero di piani	Coefficiente partecipazione modale λ
				T <sub>C</sub> [s]	T <sub>D</sub> [s]	T <sub>1</sub> ≤ 2,5 T <sub>C</sub>	T <sub>1</sub> ≤ T <sub>D</sub>		
US1	11,70	0,050	0,316	0,471	2,339	OK	OK	3	0,85
US2	11,95	0,050	0,321	0,471	2,339	OK	OK	3	0,85
US3	8,60	0,050	0,251	0,471	2,339	OK	OK	3	0,85

VERIFICA DELLA REGOLARITÀ IN PIANTA							
Unità Strutturale	Eccentricità [m]		Semiasse rigidezze [m]		Verifica		Esito
US1	e <sub>x</sub>	1,43	r <sub>x</sub>	8,89	e <sub>x</sub> / r <sub>x</sub>	0,16	REGOLARE
	e <sub>y</sub>	1,83	r <sub>y</sub>	8,79	e <sub>y</sub> / r <sub>y</sub>	0,21	REGOLARE
US2	e <sub>x</sub>	3,37	r <sub>x</sub>	5,86	e <sub>x</sub> / r <sub>x</sub>	0,57	IRREGOLARE
	e <sub>y</sub>	0,95	r <sub>y</sub>	5,84	e <sub>y</sub> / r <sub>y</sub>	0,16	REGOLARE
US3	e <sub>x</sub>	0,44	r <sub>x</sub>	13,08	e <sub>x</sub> / r <sub>x</sub>	0,03	REGOLARE
	e <sub>y</sub>	0,44	r <sub>y</sub>	12,41	e <sub>y</sub> / r <sub>y</sub>	0,04	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 2018, 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 2018:** Decreto Ministeriale n. 17 gennaio 2018: *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Suppl. Ordinario n. 8.

**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 2018 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 2018.

Per la **combinazione dell'azione sismica** con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 NTC 2018. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 NTC 2018.

#### 3.2.1 Unità strutturale 1 – Combinazione sismica

Identificativo	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{21}$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{22}$	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA A	0,50	0,40	0,00	0,50	0,00	1,50	<b>0,90</b>
SOLAIO A	2,30	1,50	0,60	3,00	0,00	0,00	<b>5,60</b>
SOLAIO B	1,15	0,20	0,00	0,50	0,00	0,00	<b>1,35</b>

#### 3.2.2 Unità strutturale 2 – Combinazione sismica

Identificativo	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{21}$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{22}$	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA A	0,50	0,40	0,00	0,50	0,00	1,50	<b>0,90</b>
SOLAIO C	3,70	1,50	0,60	3,00	0,00	0,00	<b>7,00</b>
SOLAIO D	1,55	0,20	0,00	0,50	0,00	0,00	<b>1,75</b>

#### 3.2.3 Unità strutturale 3 – Combinazione sismica

Identificativo	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{21}$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{22}$	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA B	1,10	0,50	0,00	0,50	0,00	1,50	<b>1,60</b>
SOLAIO E	3,15	2,25	0,60	3,00	0,00	0,00	<b>7,20</b>
SOLAIO F	1,75	0,20	0,00	0,50	0,00	0,00	<b>1,95</b>

#### 3.2.4 Unità strutturale 1 – Combinazione statica SLU

Identificativo	$\gamma_{g1}$	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{g2}$	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA A	1,30	0,50	1,50	0,40	1,50	1,50	<b>3,50</b>
SOLAIO A	1,30	2,30	1,50	1,50	1,50	3,00	<b>9,75</b>
SOLAIO B	1,30	1,15	1,50	0,20	1,50	0,50	<b>2,55</b>

### 3.2.5 Unità strutturale 2 – Combinazione statica SLU

Identificativo	$\gamma_{g1}$	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{g2}$	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA A	1,30	0,50	1,50	0,40	1,50	1,50	<b>3,50</b>
SOLAIO C	1,30	3,70	1,50	1,50	1,50	3,00	<b>11,55</b>
SOLAIO D	1,30	1,55	1,50	0,20	1,50	0,50	<b>3,05</b>

### 3.2.6 Unità strutturale 3 – Combinazione statica SLU

Identificativo	$\gamma_{g1}$	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{g2}$	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA B	1,30	1,10	1,50	0,50	1,50	1,50	<b>4,45</b>
SOLAIO E	1,30	3,15	1,50	2,25	1,50	3,00	<b>11,95</b>
SOLAIO F	1,30	1,75	1,50	0,20	1,50	0,50	<b>3,35</b>

### 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 2018.

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 $\delta_r$ per Stato limite di danno	Spostamento relativo $\delta_r$ 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 $\delta_{rp}$ , 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*  $\vartheta$  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 2018, 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.

#### 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;

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.

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.

### 3.3.3 Verifiche di cinematismi locali

Nei casi in cui le strutture a telaio si caratterizzino per la mancanza di idonee connessioni in corrispondenza dei nodi trave-pilastro e/o i solai appoggiati alle travi non costituiscano diaframmi infinitamente rigidi a causa anche in questo caso dell'assenza di idonee connessioni o di un sistema organizzato di presidi che ne determini una adeguata rigidezza, in caso di evento sismico l'unità strutturale non potrà manifestare un comportamento globale in risposta alle sollecitazioni orizzontali.

La procedura di analisi si basa sulla verifica di ciascun elemento verticale facente parte della struttura di elevazione, considerando gli stessi elementi come pilastri isolati che definiscono quindi uno schema statico a mensola. L'indice di sicurezza sarà pertanto determinato in ogni caso come rapporto tra il momento flettente agente al piede del pilastro e la contrapposta capacità flessionale definita dall'organizzazione della sezione resistente e delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

Essendo ciascun pilastro un sistema isostatico isolato, dovrà essere in ogni caso determinato il periodo proprio della mensola in relazione al carico applicato in testa (definito con la combinazione di carico sismica), alla snellezza della sezione geometrica e alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo; ciò consente infatti di risalire alle ordinate spettrali agenti ai vari stati limite e di determinare l'entità delle azioni agenti.

### 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 rigidità (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:

- $\lambda$  = coefficiente di partecipazione modale, compreso tra 0,85÷1,00
- $F_0$  = coefficiente di amplificazione spettrale
- $\alpha$  = 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
- $\sigma_0$  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  $\tau_{0d}$  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 2018 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. 17-01-2018.

### **3.5 Verifica delle unità strutturali miste**

Diverse tipologie di edifici esistenti debbono essere classificate come miste, alcune situazioni ricorrenti sono:

- edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri in c.a.;
- edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni, il cui sistema strutturale sia, per esempio, in c.a., o edifici in c.a. sopraelevati in muratura;
- edifici che abbiano subito ampliamenti in pianta, il cui il sistema strutturale, per esempio, in c.a., sia interconnesso con quello esistente in muratura e viceversa.

## 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 di struttura
			$T_{Sx} (g=1)$				$T_{Sy} (g=1)$			
US1	X33	Muratura A	1427	TAGLIO	0,20	1,50	0	-	-	-
	Y14	Muratura A	0	-	-	-	1897	TAGLIO	0,21	1,50
US2	X31	Muratura A	626	TAGLIO	0,30	1,50	0	-	-	-
	Y16	Muratura A	0	-	-	-	2974	TAGLIO	0,13	1,50
US3	A01	Pilastro B	861	TAGLIO	0,47	1,50	200	FLESSIONE	1,90	3,73
	B10	Pilastro A	376	TAGLIO	1,15	1,50	1672	TAGLIO	0,22	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 rigidezza) 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 2018) sia il sistema resistente nella sua interezza (**verifica globale** con ridistribuzione).

#### 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 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		$PGA_c$	$PGA_c/PGA_D$	$Vol_{SLV}/Vol_{TOT}$	$PGA_c^{GLOB}$	$PGA_c^{GLOB}/PGA_D$
	$[m/s^2]$	$[m/s^2]$	[%]	[%]	$[m/s^2]$	[%]
SLV	0,434	0,085	20%	89%	0,085	20%
SLD	0,202		42%			42%

#### 4.2.2 Unità strutturale 2

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
	$PGA_D$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_C$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_C/PGA_D$ [%]	$Vol_{SLV}/Vol_{TOT}$ [%]	$PGA_C^{GLOB}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_C^{GLOB}/PGA_D$ [%]
SLV	0,434	0,055	13%	89%	0,073	17%
SLD	0,202		27%			36%

#### 4.2.3 Unità strutturale 3

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2018			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
	$PGA_D$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_C$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_C/PGA_D$ [%]	$Vol_{SLV}/Vol_{TOT}$ [%]	$PGA_C^{GLOB}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_C^{GLOB}/PGA_D$ [%]
SLV	0,367	0,082	22%	24%	0,198	54%
SLD	0,173		47%			>100%



### 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.

Le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno permesso di rilevare che l'accostamento tra le Unità Strutturali 1 e 2 non è stato eseguito interponendo un adeguato giunto sismico: i rilievi condotti in situ hanno infatti permesso di ravvisare che le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto. Le NTC 2018 §7.2.1. prescrivono che "La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il §7.3.3 (analisi lineare) o il §7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5. La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per  $2agS/g \leq 1$ . Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per  $agS/g$ ; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse".



Foto n°2 - Accostamento tra US1 e US2 che avviene senza interposizione di giunto strutturale efficace sismicamente.



Foto n°3 - Scarificazione muraria condotta sul fronte Nord-Est in corrispondenza dell'accostamento dei due fabbricati, in cui individuabile l'accostamento delle scatole murarie.

#### 4.3.1 Unità strutturale 1

Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che il solaio sommitale (Solaio B), che sovrasta il primo piano e lo separa dal sottotetto, non può essere considerato come infinitamente rigido in quanto sprovvisto di una soletta di completamento che garantisca il comportamento scatolare dell'apparecchiatura muraria. Lo stesso elemento costituisce pertanto un piano flessibile, la cui conformazione lo rende particolarmente suscettibile ad eventi sismici, che possono determinarne il crollo al pari di altri controsoffitti. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura (Copertura A).

Le osservazioni condotte hanno consentito di riscontrare dettagli costruttivi che contemplano setti murari in falso: tale situazione risulta essere particolarmente critica in caso di evento sismico data l'assenza di una connessione diretta con il piano di fondazione atta a trasferire le sollecitazioni a taglio. Gli stessi setti murari non sono stati pertanto considerati facenti parte del sistema sismo-resistente e nella modellazione numerica non si è tenuto conto del loro contributo alla resistenza; i carichi verticali gravanti sugli stessi sono stati quindi ridistribuiti sugli elementi adiacenti.

Durante il sopralluogo è stato possibile constatare che il setto collocato nell'angolata Sud (setto Y01) non risultando efficacemente collegato al sistema murario, potrebbe subire, in caso di evento sismico, un danneggiamento che può comprometterne il trasferimento dei carichi verticali.



Foto n°4 - Vista dell'estradosso del Solaio B, classificabile come piano flessibile in quanto sprovvisto di una soletta di completamento.



Foto n°5 - Particolare della conformazione costruttiva della Copertura A, classificabile come piano flessibile in quanto sprovvista di una soletta di completamento.



Foto n°6 - Maschi murari in falso e setto isolato collocati nella zona ove avviene l'ingresso.

#### 4.3.2 Unità strutturale 2

Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che il solaio sommitale (Solaio D), che sovrasta il primo piano e lo separa dal sottotetto, non può essere considerato come infinitamente rigido in quanto sprovvisto di una soletta di completamento che garantisca il comportamento scatolare dell'apparecchiatura muraria. Lo stesso elemento costituisce pertanto un piano flessibile, la cui conformazione lo rende particolarmente suscettibile ad eventi sismici, che possono determinarne il crollo al pari di altri controsoffitti. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura (Copertura A).

L'ispezione del sottotetto ha dato la possibilità di individuare travi in calcestruzzo armato aventi sezione variabile tra 50-80 x 30 cm e luci comprese tra 6,00-7,00 m, semplicemente appoggiate alle estremità alla struttura di elevazione. Tale situazione rappresenta pertanto una forte irregolarità in elevazione ed in caso di evento sismico può favorire fenomeni di scorrimento all'interfaccia dei diversi elementi.



Foto n°7 - Vista dell'estradosso del Solaio D, classificabile come piano flessibile in quanto sprovvisto di una soletta di completamento.



Foto n°8 - Particolare della conformazione costruttiva della Copertura A, classificabile come piano flessibile in quanto sprovvista di una soletta di completamento.



Foto n°9 - Irregolarità in elevazione costituita dalla trave.



Foto n°10 - Irregolarità in elevazione costituita dalla trave.





Foto n°11 - Irregolarità in elevazione costituita dalla trave.

#### 4.3.3 Unità strutturale 3

Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che il solaio sommitale (Solaio F), che sovrasta il primo piano e lo separa dal sottotetto, non può essere considerato come infinitamente rigido in quanto sprovvisto di una soletta di completamento. Lo stesso elemento costituisce pertanto un piano flessibile, la cui conformazione lo rende particolarmente suscettibile ad eventi sismici, che possono determinarne il crollo al pari di altri controsoffitti. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura (Copertura B).

Il rilievo geometrico delle sezioni di travi e pilastri a livello del sottotetto, ha messo in luce che il loro rapporto può configurare una non corretta gerarchia delle resistenze. In caso di evento sismico, tale situazione favorisce la formazione di cerniere plastiche sull'elemento meno rigido, il pilastro, che andando in crisi per primo determinerà il collasso di una porzione della struttura. La stessa situazione è comunque contemplata nel modello di calcolo.



Foto n°12 - Particolare della conformazione costruttiva della Copertura B, classificabile come piano flessibile in quanto sprovvista di una soletta di completamento.



Foto n°13 - Errata gerarchia delle resistenze individuata nel sottotetto.

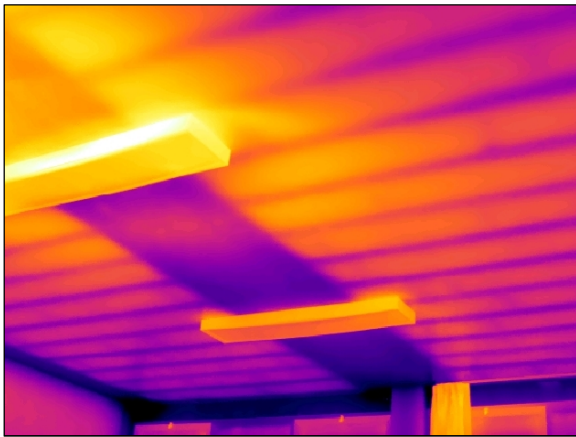


Foto n°14 - Errata gerarchia delle resistenze individuata nel sottotetto.



Foto n°15 - Vista di insieme del fronte Nord-Est in cui possibile analizzare la morfologia del fabbricato che definisce pilastri corti.



Foto n°16 - Vista di insieme del fronte Nord-Est in cui possibile analizzare la morfologia del fabbricato che definisce pilastri corti.

Le osservazioni condotte durante il sopralluogo hanno consentito di riscontrare che alcuni pilastri del piano terra hanno un rapporto tra il lato maggiore della sezione e l'altezza ( $d/h$ ) molto elevato. In tali condizioni l'elevata rigidezza concentra su questi elementi sollecitazioni di taglio maggiori rispetto agli elementi snelli. In mancanza di un'adeguata armatura trasversale, in grado di garantire un elevato confinamento a questi elementi, le sollecitazioni di taglio causano una rottura fragile, causandone l'impossibilità di assorbire anche le azioni verticali cui sono chiamati a far fronte.

#### 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	
$100\% < IS-V$	<b>A+</b> <sub>IS-V</sub>	
$100\% \geq IS-V > 80\%$	<b>A</b> <sub>IS-V</sub>	
$80\% \geq IS-V > 60\%$	<b>B</b> <sub>IS-V</sub>	
$60\% \geq IS-V > 45\%$	<b>C</b> <sub>IS-V</sub>	
$45\% \geq IS-V > 30\%$	<b>D</b> <sub>IS-V</sub>	
$30\% \geq IS-V > 15\%$	<b>E</b> <sub>IS-V</sub>	
$IS-V \leq 15\%$	<b>F</b> <sub>IS-V</sub>	

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.

## 4.5 Verifica statica agli SLU

La verifica della sicurezza di una struttura è volta a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con un livello di sicurezza minimo. Tale valutazione deve permettere di stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- L'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- Sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza di costruzioni esistenti può essere eseguita, come specificato nelle NTC 2018 § 8.3, prendendo in analisi i soli carichi verticali e le combinazioni di carico che riguardano esclusivamente lo Stato Limite Ultimo.

La combinazione dei carichi considerata è quella fondamentale, così come proposta nelle NTC 2018 e già esplicitata al capitolo 3.2 della presente trattazione.

Ai sensi delle NTC 2018 § 8.3, si specifica che è necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Per la valutazione della sicurezza statica degli elementi strutturali sono state introdotte alcune ipotesi e considerazioni di base per uniformare la lettura dei risultati:

- Il getto di completamento dei solai è considerato come collaborante e, pertanto, viene considerato come un peso proprio strutturale.
- Per le Unità Strutturali in calcestruzzo armato, le travi principali in corrispondenza dei pilastri sono considerate continue sugli appoggi.
- Per le **strutture con sistema resistente realizzato in calcestruzzo armato**, si considera una verifica di resistenza statica così come previsto dalla normativa, che prende in considerazione le azioni e le combinazioni di carico nella condizione di Stato Limite Ultimo (SLU). In questo modo è possibile evidenziare tutti gli elementi che risultano non verificati in condizione SLU e, pertanto, non sono adeguati staticamente secondo quanto previsto dalla normativa attualmente vigente.
- Per le **strutture con sistema resistente realizzato in muratura**, si considera una verifica statica di compressione condotta valutando lo stato di sollecitazione indotto dalle azioni agenti al piede del maschio murario generate dai carichi statici nelle combinazioni di carico in condizione di Stato Limite Ultimo (SLU) e considerando un comportamento elastico dei materiali. La sollecitazione è, pertanto, confrontata con la resistenza a compressione del materiale ridotta del coefficiente di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  pari a 3, così come previsto dalla normativa. In questo modo è possibile evidenziare tutti gli elementi che risultano non verificati in condizione SLU e, pertanto, non sono adeguati staticamente secondo quanto previsto dalla normativa attualmente vigente.

Nelle tabelle sottostanti divise per Unità Strutturale sono rappresentati gli elementi più sollecitati e le rispettive verifiche. Nelle tabelle allegate alla relazione sono invece esplicitate le verifiche per ogni singolo elemento. Le verifiche proposte si riferiscono comunque a materiali e sezioni in buono stato di conservazione, e ipotizzando la presenza dell'armatura prevista a progetto anche laddove un riscontro diagnostico puntuale non sia stato possibile. Tale ipotesi non è corroborabile, se non attraverso diagnostica distruttiva e diffusa, non proponibile per il caso in questione.

#### 4.5.1 Unità strutturale 1

I rilievi eseguiti in situ hanno dato la possibilità di constatare che la struttura di elevazione è interamente realizzata con tecnologia massiva ed impiega una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura A	M 1	0,25	0,50 - 5,90	2,55 - 3,30

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLU		AZIONI RESISTENTI SLU		VERIFICHE SLU	
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Sforzo assiale	Azione assiale	Sforzo assiale Limite Elastico	Sforzo assiale Limite Plastico	Sforzo assiale Verifica Elastica	Sforzo assiale Verifica Plastica
		$\sigma_m$	$N_{Ed}$	$\sigma_{maxEL}$	$\sigma_{maxPL}$	$\sigma_{maxEL}/\sigma_m$	$\sigma_{maxPL}/\sigma_m$
		[N/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
X02	Muratura A	161	328	133	400	0,83	2,48
X03	Muratura A	146	284	133	400	0,91	2,74
X04	Muratura A	164	320	133	400	0,81	2,44
X14	Muratura A	168	361	133	400	0,79	2,38
X15	Muratura A	148	369	133	400	0,90	2,71
X16	Muratura A	148	1423	133	400	0,90	2,70
X22	Muratura A	151	705	133	400	0,88	2,65
X23	Muratura A	162	264	133	400	0,82	2,46
X24	Muratura A	227	221	133	400	0,59	1,76
Y08	Muratura A	149	424	133	400	0,89	2,68

Dalla verifica di sicurezza statica è possibile concludere che, in condizione di esercizio, **tutti gli elementi risultano verificati** (in condizione plastica).



#### 4.5.2 Unità strutturale 2

I rilievi eseguiti in situ hanno dato la possibilità di constatare che la struttura di elevazione è interamente realizzata con tecnologia massiva ed impiega una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura A	M 1	0,25	0,55 - 7,00	2,90 - 3,25

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLU		AZIONI RESISTENTI SLU		VERIFICHE SLU	
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Sforzo assiale	Azione assiale	Sforzo assiale Limite Elastico	Sforzo assiale Limite Plastico	Sforzo assiale Verifica Elastica	Sforzo assiale Verifica Plastica
		$\sigma_m$	$N_{Ed}$	$\sigma_{maxEL}$	$\sigma_{maxPL}$	$\sigma_{maxEL}/\sigma_m$	$\sigma_{maxPL}/\sigma_m$
		[N/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
X06	Muratura A	148	288	133	400	0,90	2,71
X07	Muratura A	189	445	133	400	0,71	2,12
X08	Muratura A	150	439	133	400	0,89	2,67
X09	Muratura A	178	420	133	400	0,75	2,24
X18	Muratura A	249	243	133	400	0,53	1,60
X19	Muratura A	168	1913	133	400	0,79	2,38
X28	Muratura A	152	136	133	400	0,88	2,64

Dalla verifica di sicurezza statica è possibile concludere che, in condizione di esercizio, **tutti gli elementi risultano verificati** (in condizione plastica).

### 4.5.3 Unità strutturale 3

I rilievi eseguiti in situ hanno dato la possibilità di constatare che la struttura di elevazione è realizzata da telai di pilastri e travi in conglomerato cementizio armato gettato in opera e completata con setti in muratura di mattoni semipieni e malta cementizia. Le verifiche in situ hanno permesso di suddividere gli elementi verticali in sei differenti tipologie, delle quali cinque relative ai pilastri mentre la restante si riferisce alla muratura.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
PILASTRO A	CA 1	0,30	0,90	3,00	2Φ14 + 2Φ14 + 6Φ14	Φ6/20
PILASTRO B	CA 1	0,90	0,60	2,60	4Φ14 + 4Φ14 + 6Φ14	Φ6/20
PILASTRO C	CA 1	0,25	0,60	2,60	2Φ14 + 2Φ14 + 6Φ14	Φ6/20
PILASTRO D	CA 1	0,30	0,45	3,00	2Φ14 + 2Φ14 + 2Φ14	Φ6/20
PILASTRO E	CA 1	0,30	0,30	3,00	2Φ14 + 2Φ14	Φ6/20

Identificativo	Materiale	Spessore [m]	Lunghezza [m]	Altezza [m]
Muratura B	M 2	0,25	0,60 - 18,40	2,10 - 3,00

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLU			AZIONI RESISTENTI SLU			VERIFICHE SLU		
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y
		<i>N<sub>Ed</sub></i>	<i>M<sub>Ed,x</sub></i>	<i>M<sub>Ed,y</sub></i>	<i>N<sub>Rd</sub></i>	<i>M<sub>Rd,x</sub></i>	<i>M<sub>Rd,y</sub></i>	<i>N<sub>Ed</sub>/N<sub>Rd</sub></i>	<i>M<sub>Ed,x</sub>/M<sub>Rd,x</sub></i>	<i>M<sub>Ed,y</sub>/M<sub>Rd,y</sub></i>
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
B06	Pilastro E	433	46,36	8,67	807	43,97	43,97	1,86	0,95	5,07
B07	Pilastro E	499	46,36	9,99	807	38,02	38,02	1,62	0,82	3,81
B08	Pilastro E	500	46,36	10,01	807	37,93	37,93	1,61	0,82	3,79

Dalla verifica di sicurezza statica è possibile concludere che, in condizione di esercizio, **3 elementi non risultano verificati**.

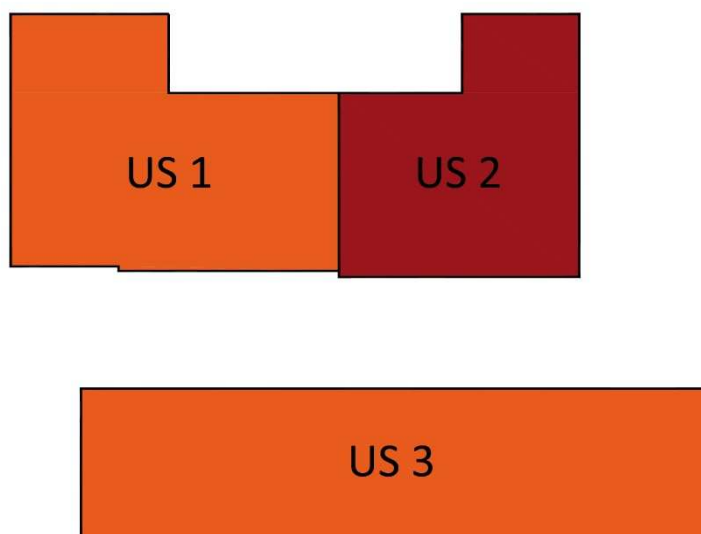
## 5. CONCLUSIONI

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 Media "Galileo Galilei" sito in Via Porrettana, 256 a Sasso Marconi (BO).

Dalla documentazione messa a disposizione dalla Committenza è stato possibile risalire alla data del progetto del corpo di fabbrica originario, evidenziato in figura n°4 con una colorazione verde (Unità Strutturale 1), che risale al 1955 mentre l'ultimazione della costruzione è avvenuta nel 1961. Al 1963 risale il progetto del primo ampliamento dell'edificio, costituito dall'Unità Strutturale 2, il cui collaudo è avvenuto in data 14 maggio 1969; nel 1980 è stato infine progettato il corpo di fabbrica che costituisce il secondo ampliamento (US3), la cui realizzazione è stata portata a termine nel 1982.

La morfologia del fabbricato prevede, come mostrato in figura n°4, l'accostamento in aderenza dell'US2 alla preesistenza mentre l'US3 costituisce un manufatto isolato. L'edificio così composto è disposto complessivamente su tre livelli in corrispondenza delle Unità Strutturali 1 e 2, sovrastate da una copertura a falde inclinate che definisce un sottotetto; le osservazioni ed i rilievi condotti in situ hanno permesso di individuare una struttura di elevazione realizzata con tecnologia massiva in muratura di mattoni pieni e malta di calce, i solai sono in laterocemento e prevedono travetti gettati in opera nell'US1 e prefabbricati nell'US2 mentre il sistema di copertura, come anticipato, è costituito da un padiglione a falde inclinate supportato da un'orditura di travetti prefabbricati in calcestruzzo armato. L'US3 è organizzata su due livelli completati da una copertura a shed, la struttura di elevazione è classificabile come mista in quanto formata da telai di pilastri e travi in conglomerato cementizio armato gettato in opera e completata con murature di mattoni semipieni, i solai sono in laterocemento con travetti gettati mentre gli shed della copertura sono realizzati da un doppio piano in tavelloni appoggiati a travi prefabbricate in calcestruzzo armato. Per quanto concerne i sistemi di fondazione, la consultazione della documentazione messa a disposizione dalla Committenza ha permesso reperire informazioni relative unicamente all'Unità Strutturale 2, laddove il sistema di fondazione è continuo e realizzato con un getto in calcestruzzo.

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 ( $PGA_c/PGA_D$ )	$T_{RSLV}$	Classe
				[anni]	
US1	Muratura	20%	20%	< 10	E <sub>ISV</sub>
US2	Muratura	17%	13%	< 10	F <sub>ISV</sub>
US3	Mista	54%	22%	< 10	E <sub>ISV</sub>

Dal punto di vista delle **vulnerabilità locali**, le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno permesso di rilevare che l'accostamento tra le Unità Strutturali 1 e 2 non è stato eseguito interponendo un adeguato giunto sismico: i rilievi condotti in situ hanno infatti permesso di ravvisare che le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto. Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che i solai sommitali (Solai B, D ed F) non possono essere considerati come infinitamente rigidi in quanto sprovvisti di una soletta di completamento: gli stessi elementi costituiscono pertanto un piano flessibile, la cui conformazione li rende particolarmente suscettibili ad eventi sismici, che possono determinarne il crollo al pari di altri controsoffitti. Analoga considerazione può essere estesa anche ai sistemi di copertura.

Relativamente all'US1, sono stati riscontrati dettagli costruttivi che contemplan setti murari in falso: tale situazione risulta essere particolarmente critica data l'assenza di una connessione diretta con il piano di fondazione atta a trasferire le sollecitazioni a taglio; il setto collocato nell'angolata Sud (setto Y01) non risultando efficacemente collegato al sistema murario, potrebbe subire, in caso di evento sismico, un danneggiamento che può comprometterne il trasferimento dei carichi verticali. L'ispezione del sottotetto dell'US2 ha dato la possibilità di individuare travi in calcestruzzo armato aventi sezione variabile tra 50-80 x 30 cm e luci comprese tra 6,00-7,00 m, semplicemente appoggiate alle estremità alla struttura di elevazione. Tale situazione rappresenta pertanto una forte irregolarità in elevazione ed in caso di evento sismico può favorire fenomeni di scorrimento all'interfaccia dei diversi elementi. Nell'US3, il rilievo geometrico delle sezioni di travi e pilastri a livello del sottotetto, ha messo in luce che il loro rapporto può configurare una non corretta gerarchia delle resistenze: in caso di evento sismico, tale situazione favorisce la formazione di cerniere plastiche sul pilastro. Le osservazioni condotte durante il sopralluogo hanno consentito di riscontrare che alcuni pilastri del piano terra hanno un rapporto tra il lato maggiore della sezione e l'altezza (d/h) molto elevato; in mancanza di un'adeguata armatura trasversale, le sollecitazioni di taglio causano una rottura fragile, causandone l'impossibilità di assorbire anche le azioni verticali cui sono chiamati a far fronte.

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.

Valutazione Vulnerabilità  
e Rischio Sismico  
con metodo Sismocert®

Scuola Media "Galileo Galilei"  
Via Porrettana, 256 - Sasso Marconi (BO)  
Cod. R19004

Sasso Marconi (BO), 14/01/2019

Ing. Stefano Pallavicini

Tecnoindagini S.r.l.



*Stefano Pallavicini*

**TECNOINDAGINI SRL**

Via Monte Sabotino n° 14

20095 Cusano M. (MI)

P.IVA 06383520968

*[Handwritten signature]*

ALLEGATO

CERTIFICATO DI PROVA



**POLITECNICO**  
MILANO 1863

LABORATORIO PROVE MATERIALI

Spett. le

TECNOINDAGINI S.R.L.

VIA MONTE SABOTINO 14

20095 CUSANO MILANINO (MI) - ITA

**Certificato di Prova N. 2019/0168 emesso in Milano il 23/01/19**

Richiedente: TECNOINDAGINI S.R.L. – CUSANO MILANINO (MI)

Ingresso materiale: 21/01/2019

**CERTIFICATO DI PROVA**

Prove di compressione su provini di conglomerato cementizio secondo le indicazioni del vigente Decreto Ministeriale di cui alla Legge 5/11/1971 n. 1086.

I provini sono stati sottoposti a prova tal quali come consegnati.

Le misure effettuate sono relative alle determinazioni della massa, dimensioni geometriche, carico massimo di ogni provino.

Sulle pagine seguenti sono riportate:

- le date di esecuzione delle prove;
- i contrassegni dei provini;
- i risultati delle misure;
- la sezione e la resistenza a compressione del provino.

**I risultati contenuti si riferiscono esclusivamente agli oggetti provati.**

**Questo rapporto di prova consta di pagine 2 e dell' Allegato di pag. 1 che ne costituisce parte integrante.**

**Il presente rapporto di prova può essere riprodotto solo integralmente e deve essere assoggettato a bollo in caso d'uso ai sensi del D.P.R. 642/72.**

**IL CAPO SERVIZIO**

**Roberto Minerva**

Firmato digitalmente ai sensi della normativa vigente

**Sede di Milano - Ufficio Accettazione materiale e Certificazione**  
via Celoria, 3 – 20133 Milano – Tel. 02 2399 4210 Fax 02 2399 4211

**Sede di Lecco**  
via Gaetano Previati 1/C – 23900 Lecco – Tel. 0341/48 8793 Fax 0341/48 8771

*Laboratorio Ufficiale (art. 20 Legge n. 1086 del 5 novembre 1971) – NB 1777 Reg. (UE) 305/2011*

Data esecuzione prove: martedì 22 gennaio 2019

## PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Contrassegno (*)	Massa	Diam.	Alt.	Carico massimo	Sezione	Massa volumica	Resistenza a compressione	Note
N°	kg	mm	mm	kN	mm <sup>2</sup>	Kg/dm <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
1 L0-P1	2.873	94	188	163.0	6940	2.202	23.49	R7
2 L0-P2	2.918	94	188	118.0	6940	2.237	17.00	R7
3 L0-P3	2.833	94	189	90.0	6940	2.160	12.97	R7
4 L0-P4	1.393	94	92	150.0	6940	2.182	21.61	R7

(\*) Si riportano gli estremi essenziali per riferire il campione a quanto dichiarato nell'Allegato A al presente rapporto

LEGENDA NOTE: A = Le facce del provino presentavano un visibile difetto di planarità

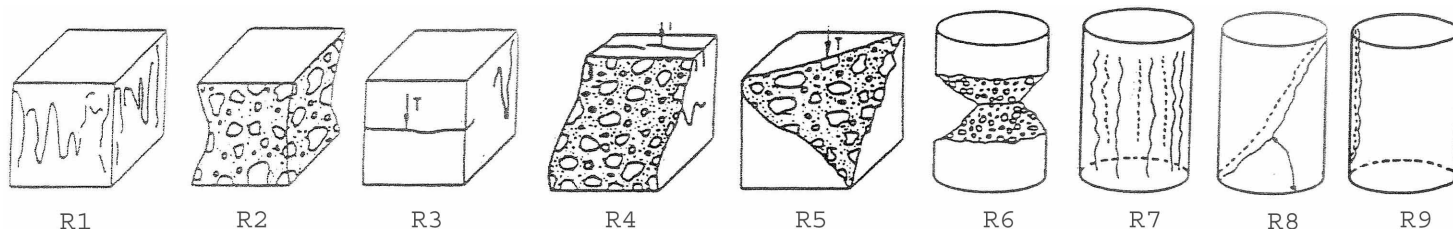
B = Il campione presentava solo due facce opposte completamente lisce tra le 5 a contatto con la cassaforma

C = Il provino conteneva spezzoni di acciaio

D = Il provino presentava già una vistosa fessura

E = Le dimensioni del provino non sono conformi alle dimensioni richieste dalla normativa UNI EN 12390-1

F = Il contrassegno riportato sul campione non corrisponde a quanto dichiarato nell'allegato A

Il Responsabile Tecnico  
Antonio Cocco

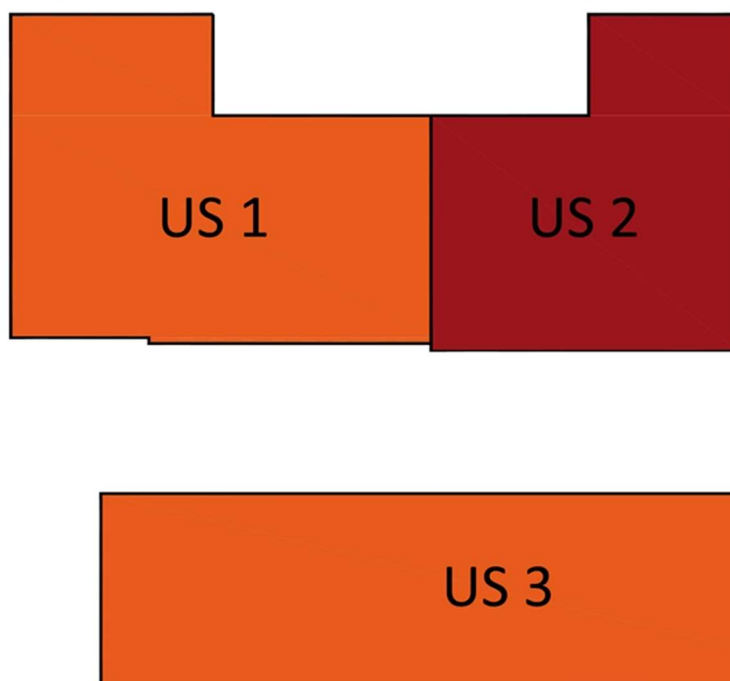


## Scuola Media "Galileo Galilei"

Via Porrettana, 256 - Sasso Marconi (BO)

Cod. R19004

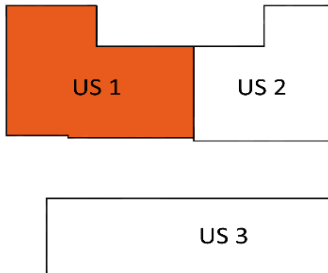

Comune di Sasso Marconi - Piazza dei Martiri della Liberazione, 6 - 40037 Sasso Marconi (BO)



---

## Elaborati unità strutturali

Allegato 1 di 1

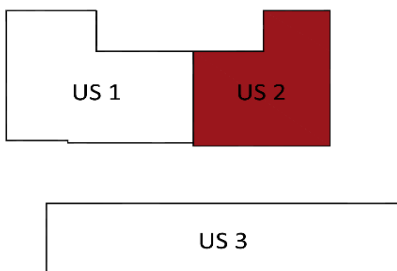

Identificazione edificio		
Scuola Media "Galileo Galilei" Via Porrettana, 256 Sasso Marconi (BO)		
U.S.	1	
Caratteristiche funzionali		
Uso prevalente:	Scolastico	
Anno costruzione:	1961	
Piani Totali:	3	
Piani Interrati:	0	
		

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento travetto prefabbricato	<i>Morfologia</i> Doppia falda
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento gettato in opera	<i>Diaframma</i> Piano rigido
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> -

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
$e_x$	1,43	$r_x$	8,89	$e_x / r_x$	0,16	REGOLARE
$e_y$	1,83	$r_y$	8,79	$e_y / r_y$	0,21	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s <sup>2</sup> ]	Accelerazione al suolo domanda [m/s <sup>2</sup> ]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]
	$a_g$	$PGA_D$	$PGA_C$	$PGA_C / PGA_D$	$PGA_C^{GLOB}$	$PGA_C^{GLOB} / PGA_D$
SLV	0,185	0,434	0,085	20%	0,085	20%
SLD	0,082	0,202		42%		42%

Vulnerabilità specifiche e altre note
<p>L'accostamento con l'Unità Strutturale 2 non è stato eseguito interponendo un adeguato giunto sismico: i rilievi condotti in situ hanno infatti permesso di ravvisare che le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto. Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che il solaio sommitale (Solaio B) non può essere considerato come infinitamente rigido: lo stesso elemento costituisce pertanto un piano flessibile, la cui conformazione lo rende particolarmente suscettibile ad eventi sismici. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura (Copertura A). Le osservazioni condotte hanno consentito di riscontrare dettagli costruttivi che contemplano setti murari in falso: tale situazione risulta essere particolarmente critica in caso di evento sismico data l'assenza di una connessione diretta con il piano di fondazione atta a trasferire le sollecitazioni a taglio. Durante il sopralluogo è stato possibile constatare che il setto collocato nell'angolata Sud (setto Y01) non risultando efficacemente collegato al sistema murario, potrebbe subire, in caso di evento sismico, un danneggiamento che può comprometterne il trasferimento dei carichi verticali.</p>

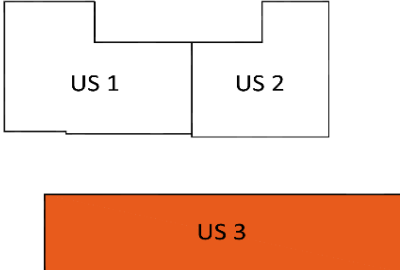

Identificazione edificio		
Scuola Media "Galileo Galilei" Via Porrettana, 256 Sasso Marconi (BO)		
U.S.	2	
Caratteristiche funzionali		
Uso prevalente:	Scolastico	
Anno costruzione:	1969	
Piani Totali:	3	
Piani Interrati:	0	
		

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento travetto prefabbricato	<i>Morfologia</i> Doppia falda
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento gettato in opera	<i>Diaframma</i> Piano rigido
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> Tipo continuo in CA	<i>Origine delle informazioni</i> Relazione illustrativa

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
$e_x$	3,37	$r_x$	5,86	$e_x / r_x$	0,57	IRREGOLARE
$e_y$	0,95	$r_y$	5,84	$e_y / r_y$	0,16	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s <sup>2</sup> ]	Accelerazione al suolo domanda [m/s <sup>2</sup> ]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]
	$a_g$	$PGA_D$	$PGA_C$	$PGA_C / PGA_D$	$PGA_C^{GLOB}$	$PGA_C^{GLOB} / PGA_D$
SLV	0,185	0,434	0,055	13%	0,073	17%
SLD	0,082	0,202		27%		36%

Vulnerabilità specifiche e altre note
<p>L'accostamento con l'Unità Strutturale 1 non è stato eseguito interponendo un adeguato giunto sismico: i rilievi condotti in situ hanno infatti permesso di ravvisare che le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto. Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che il solaio sommitale (Solaio D) non può essere considerato come infinitamente rigido: lo stesso elemento costituisce pertanto un piano flessibile, la cui conformazione lo rende particolarmente suscettibile ad eventi sismici. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura (Copertura A). L'ispezione del sottotetto ha dato la possibilità di individuare travi in calcestruzzo armato aventi sezione variabile tra 50-80 x 30 cm e luci comprese tra 6,00-7,00 m, semplicemente appoggiate alle estremità alla struttura di elevazione. Tale situazione rappresenta pertanto una forte irregolarità in elevazione ed in caso di evento sismico può favorire fenomeni di scorrimento all'interfaccia dei diversi elementi.</p>

Identificazione edificio		
Scuola Media "Galileo Galilei" Via Porrettana, 256 Sasso Marconi (BO)		
U.S.	3	
Caratteristiche funzionali		
Uso prevalente:	Scolastico	
Anno costruzione:	1982	
Piani Totali:	3	
Piani Interrati:	0	
		

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento prefabbricato	<i>Morfologia</i> Shed
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento gettato in opera	<i>Diaframma</i> Piano rigido
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Cemento armato e Muratura	<i>Morfologia</i> Telaio e Setti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Divisori interni
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> -

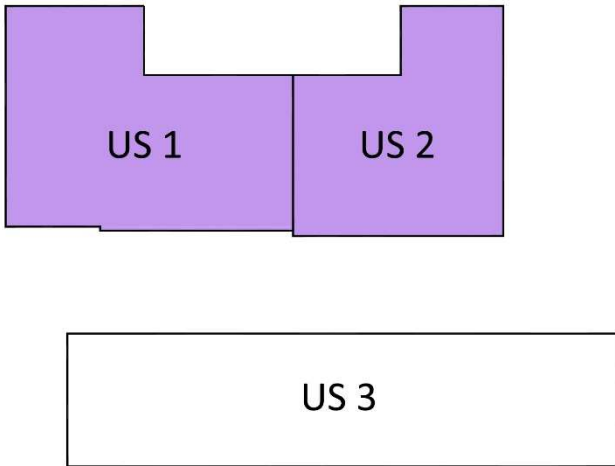
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
$e_x$	0,44	$r_x$	13,08	$e_x / r_x$	0,03	REGOLARE
$e_y$	0,44	$r_y$	12,41	$e_y / r_y$	0,04	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s <sup>2</sup> ]	Accelerazione al suolo domanda [m/s <sup>2</sup> ]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]
	$a_g$	$PGA_D$	$PGA_C$	$PGA_C / PGA_D$	$PGA_C^{GLOB}$	$PGA_C^{GLOB} / PGA_D$
SLV	0,185	0,367	0,082	22%	0,198	54%
SLD	0,082	0,173		47%		>100%

Vulnerabilità specifiche e altre note
<p>Il rilievo della conformazione costruttiva degli elementi orizzontali ha permesso di constatare che il solaio sommitale (Solaio F) non può essere considerato come infinitamente rigido: lo stesso elemento costituisce pertanto un piano flessibile, la cui conformazione lo rende particolarmente suscettibile ad eventi sismici. Analoga considerazione può essere estesa anche al sistema di copertura (Copertura B). Il rilievo geometrico delle sezioni di travi e pilastri a livello del sottotetto, ha messo in luce che il loro rapporto può configurare una non corretta gerarchia delle resistenze: in caso di evento sismico, tale situazione favorisce la formazione di cerniere plastiche sul pilastro. Le osservazioni condotte durante il sopralluogo hanno consentito di riscontrare che alcuni pilastri del piano terra hanno un rapporto tra il lato maggiore della sezione e l'altezza (d/h) molto elevato; in mancanza di un'adeguata armatura trasversale, le sollecitazioni di taglio causano una rottura fragile, causandone l'impossibilità di assorbire anche le azioni verticali cui sono chiamati a far fronte.</p>

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

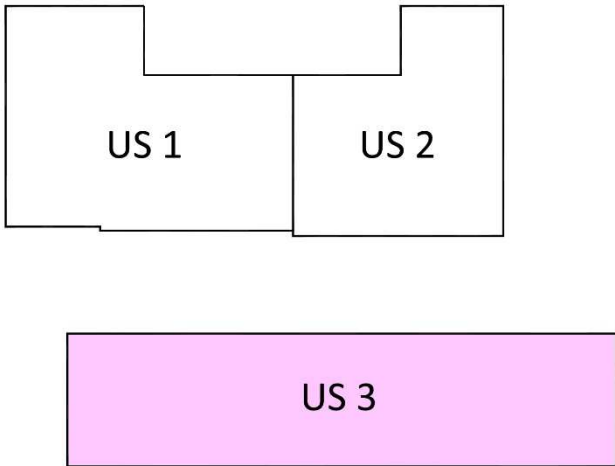
Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Doppia falda	$g_1$	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	$g_2$	0,40	[kN/m <sup>2</sup> ]
Funzionamento Statico	Non spingente	$q_{k1}$	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Capacità di redistribuzione	Piano non rigido	$q_s$	1,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Peso considerato nella modellazione		$W$	0,90	[kN/m <sup>2</sup> ]

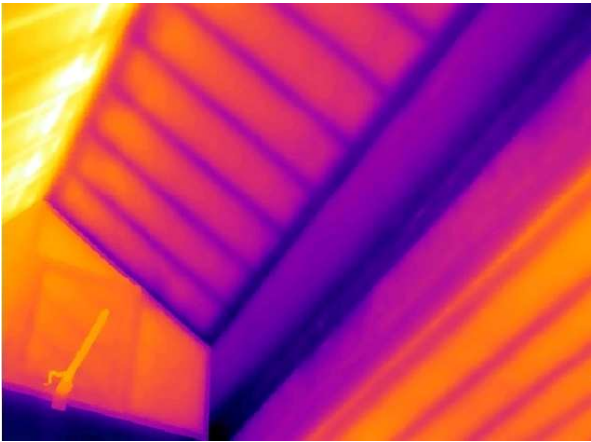

Localizzazione


Documentazione fotografica	
	
Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.	Demolizione puntuale dell'intradosso del solaio di copertura, disposta al fine di consentire il rilievo della conformazione costruttiva.

NOMINATIVO ELEMENTO	COPERTURA B
---------------------	-------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Shed	$g_1$	1,10	[kN/m <sup>2</sup> ]
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	$g_2$	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Funzionamento Statico	Non spingente	$q_{k1}$	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Capacità di redistribuzione	Piano non rigido	$q_s$	1,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Peso considerato nella modellazione		$W$	1,60	[kN/m <sup>2</sup> ]

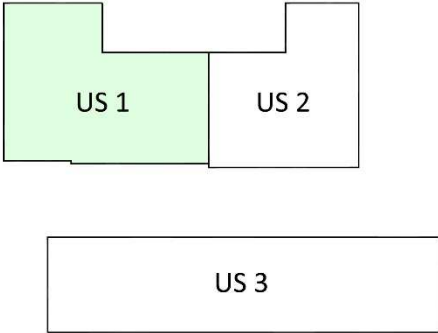
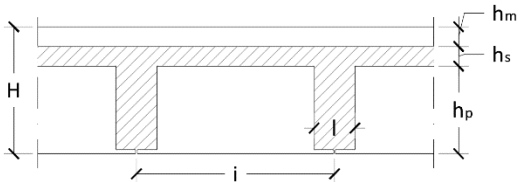
Localizzazione


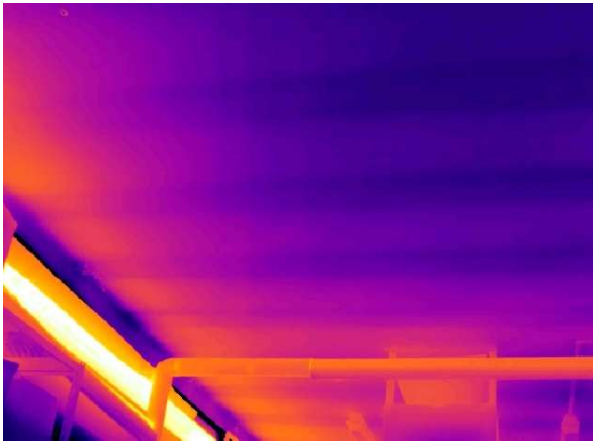

Documentazione fotografica	
	
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio di copertura.	Vista di insieme dell'intradosso del padiglione di copertura in cui osservabile la direzione dell'orditura portante.

<b>NOMINATIVO ELEMENTO</b>	<b>SOLAIO A</b>
----------------------------	-----------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali			
<b>Tipologia Costruttiva</b>	Laterocemento	<b>Orditura</b>	Unidirezionale
<b>Capacità redistribuzione</b>	Piano rigido	<b>Giacitura</b>	Piana

Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
<b>i</b>	50	[cm]	<b>hs</b>	4	[cm]	<b>g<sub>1</sub></b>	2,30	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>l</b>	4+4	[cm]	<b>hm</b>	7	[cm]	<b>g<sub>2</sub></b>	1,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>hp</b>	16	[cm]	<b>H</b>	27	[cm]	<b>q<sub>k1</sub></b>	3,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
						<b>q<sub>s</sub></b>	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso considerato nella modellazione</b>						<b>W</b>	5,60	[kN/m <sup>2</sup> ]

Localizzazione	Schematizzazione
	

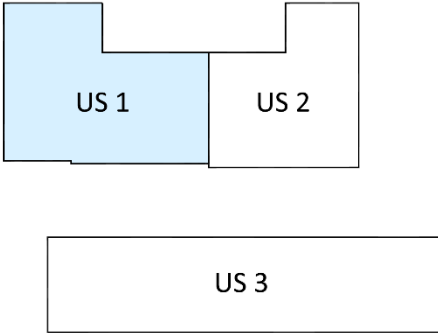
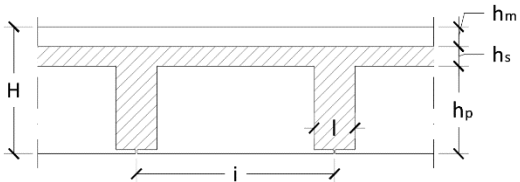
Documentazione fotografica	
	
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.	Demolizione puntuale dell'intradosso del solaio, disposta al fine di consentire il rilievo della conformazione costruttiva.





<b>NOMINATIVO ELEMENTO</b>	<b>SOLAIO B</b>
----------------------------	-----------------

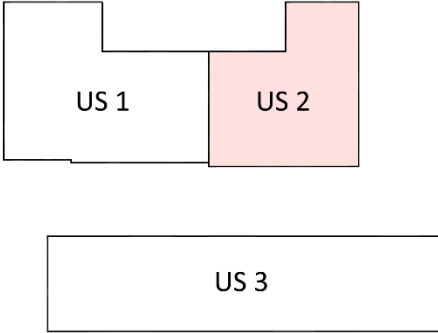
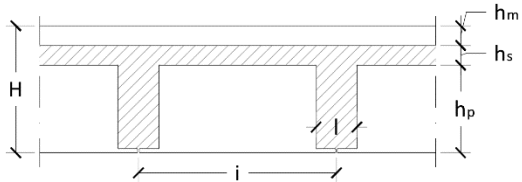


<b>Caratteristiche Costruttive e Strutturali</b>			
<b>Tipologia Costruttiva</b>	Laterocemento	<b>Orditura</b>	Unidirezionale
<b>Capacità redistribuzione</b>	Piano non rigido	<b>Giacitura</b>	Piana

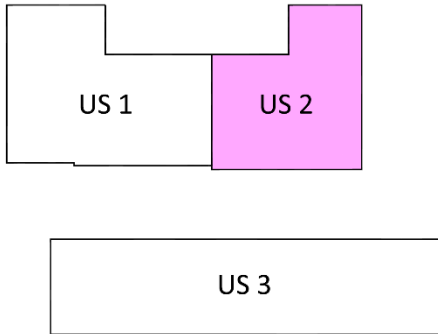
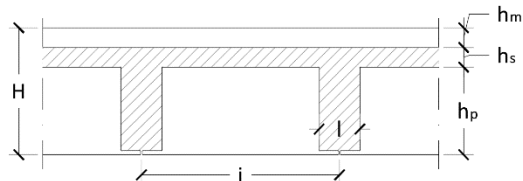


<b>Caratteristiche Geometriche</b>						<b>Analisi dei carichi</b>		
<b>i</b>	50	[cm]	<b>hs</b>	0	[cm]	<b>g<sub>1</sub></b>	1,15	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>l</b>	4+4	[cm]	<b>hm</b>	0	[cm]	<b>g<sub>2</sub></b>	0,20	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>hp</b>	14	[cm]	<b>H</b>	14	[cm]	<b>q<sub>k1</sub></b>	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
						<b>q<sub>s</sub></b>	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso considerato nella modellazione</b>						<b>W</b>	1,35	[kN/m <sup>2</sup> ]

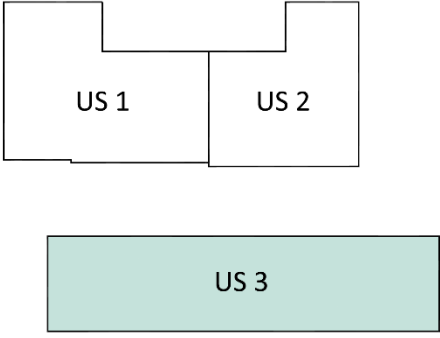
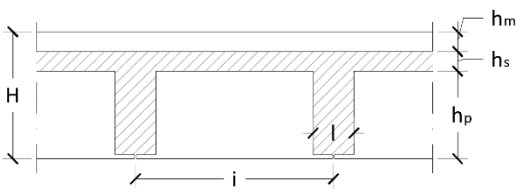
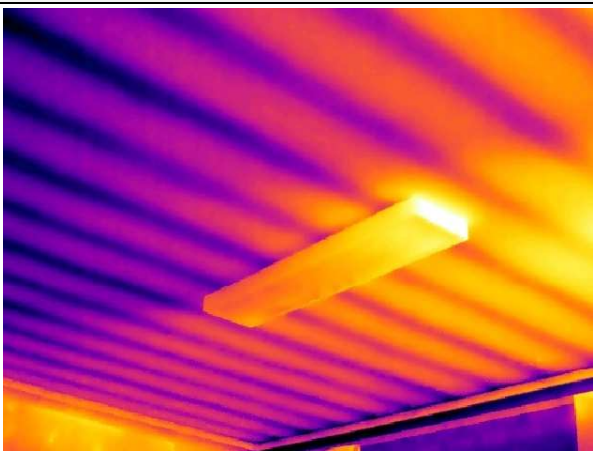

<b>Localizzazione</b>	<b>Schematizzazione</b>
	

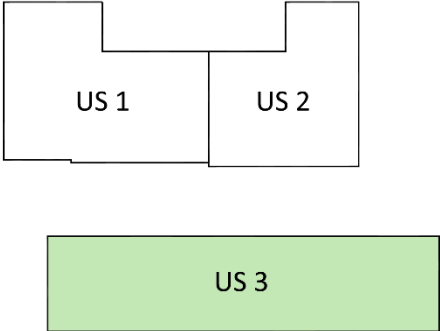
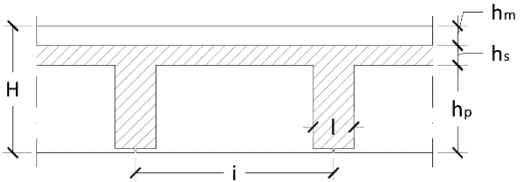
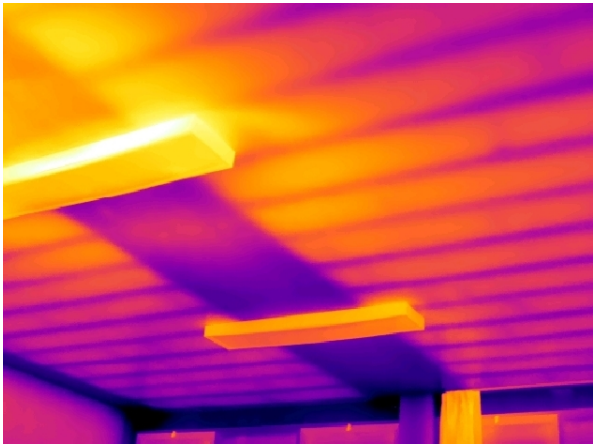

<b>Documentazione fotografica</b>	
	
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.	Vista di insieme dell'estradosso del solaio, in cui possibile riscontrare l'assenza di una soletta di completamento.



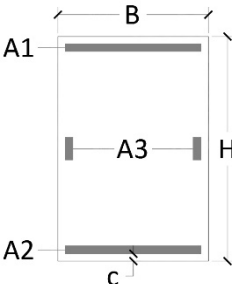
NOMINATIVO ELEMENTO						SOLAIO C		
<b>Caratteristiche Costruttive e Strutturali</b>								
<b>Tipologia Costruttiva</b>		Laterocemento		<b>Orditura</b>		Unidirezionale		
<b>Capacità redistribuzione</b>		Piano rigido		<b>Giacitura</b>		Piana		
<b>Caratteristiche Geometriche</b>						<b>Analisi dei carichi</b>		
<b>i</b>	50	[cm]	<b>hs</b>	4	[cm]	<b>g<sub>1</sub></b>	3,70	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>l</b>	12	[cm]	<b>hm</b>	7	[cm]	<b>g<sub>2</sub></b>	1,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>hp</b>	30	[cm]	<b>H</b>	41	[cm]	<b>q<sub>k1</sub></b>	3,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
						<b>q<sub>s</sub></b>	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso considerato nella modellazione</b>						<b>W</b>	7,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Localizzazione</b>					<b>Schematizzazione</b>			
								
<b>Documentazione fotografica</b>								
								
<p>Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.</p>					<p>Demolizione puntuale dell'intradosso del solaio, disposta al fine di consentire il rilievo della conformazione costruttiva.</p>			

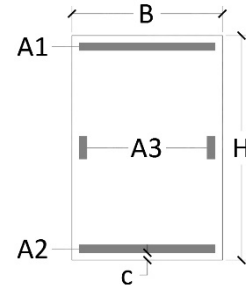
NOMINATIVO ELEMENTO						SOLAIO D		
Caratteristiche Costruttive e Strutturali								
Tipologia Costruttiva		Laterocemento		Orditura		Unidirezionale		
Capacità redistribuzione		Piano non rigido		Giacitura		Piana		
Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	50	[cm]	hs	0	[cm]	g <sub>1</sub>	1,55	[kN/m <sup>2</sup> ]
l	12	[cm]	hm	0	[cm]	g <sub>2</sub>	0,20	[kN/m <sup>2</sup> ]
hp	16	[cm]	H	16	[cm]	q <sub>k1</sub>	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
						q <sub>s</sub>	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Peso considerato nella modellazione						W	1,75	[kN/m <sup>2</sup> ]
Localizzazione					Schematizzazione			
								
Documentazione fotografica								
								
Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.					Vista di insieme dell'estradosso del solaio, in cui possibile riscontrare l'assenza di una soletta di completamento.			

NOMINATIVO ELEMENTO						SOLAIO E		
<b>Caratteristiche Costruttive e Strutturali</b>								
<b>Tipologia Costruttiva</b>		Laterocemento		<b>Orditura</b>		Unidirezionale		
<b>Capacità redistribuzione</b>		Piano rigido		<b>Giacitura</b>		Piana		
<b>Caratteristiche Geometriche</b>						<b>Analisi dei carichi</b>		
<b>i</b>	40	[cm]	<b>hs</b>	4	[cm]	<b>g<sub>1</sub></b>	3,15	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>l</b>	8	[cm]	<b>hm</b>	7	[cm]	<b>g<sub>2</sub></b>	2,25	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>hp</b>	24	[cm]	<b>H</b>	35	[cm]	<b>q<sub>k1</sub></b>	3,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
						<b>q<sub>s</sub></b>	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso considerato nella modellazione</b>						<b>W</b>	7,20	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Localizzazione</b>					<b>Schematizzazione</b>			
								
<b>Documentazione fotografica</b>								
								
<p>Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.</p>					<p>Demolizione puntuale dell'intradosso del solaio, disposta al fine di consentire il rilievo della conformazione costruttiva.</p>			

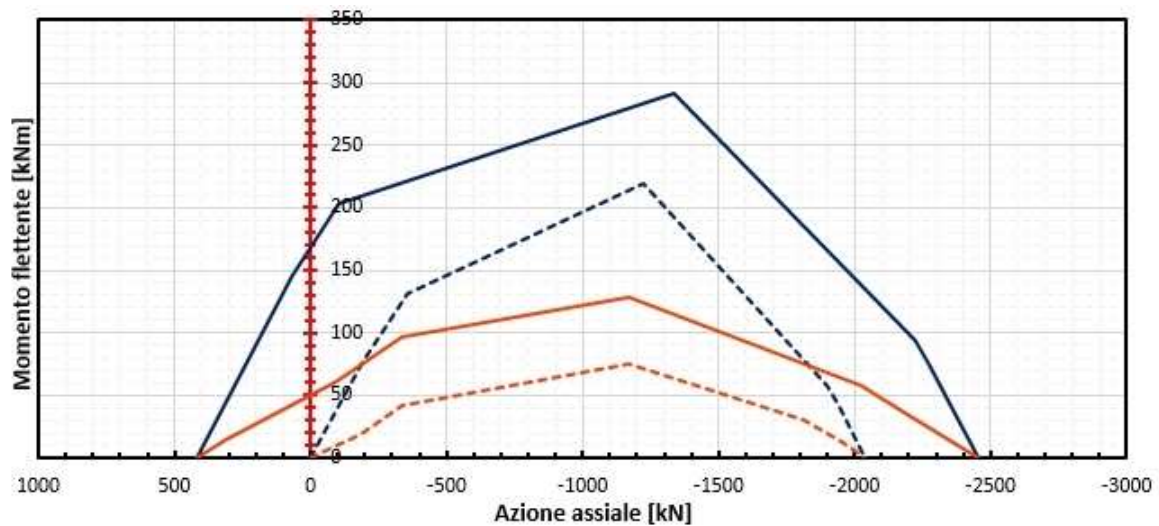
NOMINATIVO ELEMENTO						SOLAIO F		
<b>Caratteristiche Costruttive e Strutturali</b>								
<b>Tipologia Costruttiva</b>		Laterocemento		<b>Orditura</b>		Unidirezionale		
<b>Capacità redistribuzione</b>		Piano non rigido		<b>Giacitura</b>		Piana		
<b>Caratteristiche Geometriche</b>						<b>Analisi dei carichi</b>		
<b>i</b>	50	[cm]	<b>hs</b>	2	[cm]	<b>g<sub>1</sub></b>	1,75	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>l</b>	10	[cm]	<b>hm</b>	0	[cm]	<b>g<sub>2</sub></b>	0,20	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>hp</b>	14	[cm]	<b>H</b>	16	[cm]	<b>q<sub>k1</sub></b>	0,50	[kN/m <sup>2</sup> ]
						<b>q<sub>s</sub></b>	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso considerato nella modellazione</b>						<b>W</b>	1,95	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Localizzazione</b>					<b>Schematizzazione</b>			
								
<b>Documentazione fotografica</b>								
								
<p>Analisi all'infrarosso in cui osservabile la scansione dell'orditura portante del solaio.</p>					<p>Demolizione puntuale dell'intradosso del solaio, disposta al fine di consentire il rilievo della conformazione costruttiva.</p>			



NOMINATIVO ELEMENTO					PILASTRO A	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			<div>Schematizzazione</div> 	
B	0,30 [m]	Calcestruzzo				
H	0,90 [m]	Classe	C16/20			
h	3,00 [m]	R <sub>ck</sub>	20	[N/mm <sup>2</sup> ]		
A1	2Φ14	f <sub>cd</sub>	8,89	[N/mm <sup>2</sup> ]		
A2	2Φ14	Acciaio				
A3	6Φ14	Tipo	FeB38k			
Staffe	Φ6/20	f <sub>yk</sub>	375	[N/mm <sup>2</sup> ]		
c	2,50 [cm]	f <sub>vd</sub>	326	[N/mm <sup>2</sup> ]		



### Domaino interazione M-N



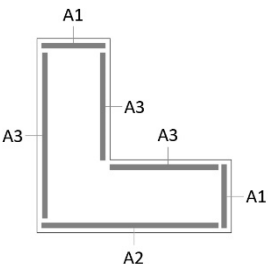
### Documentazione fotografica



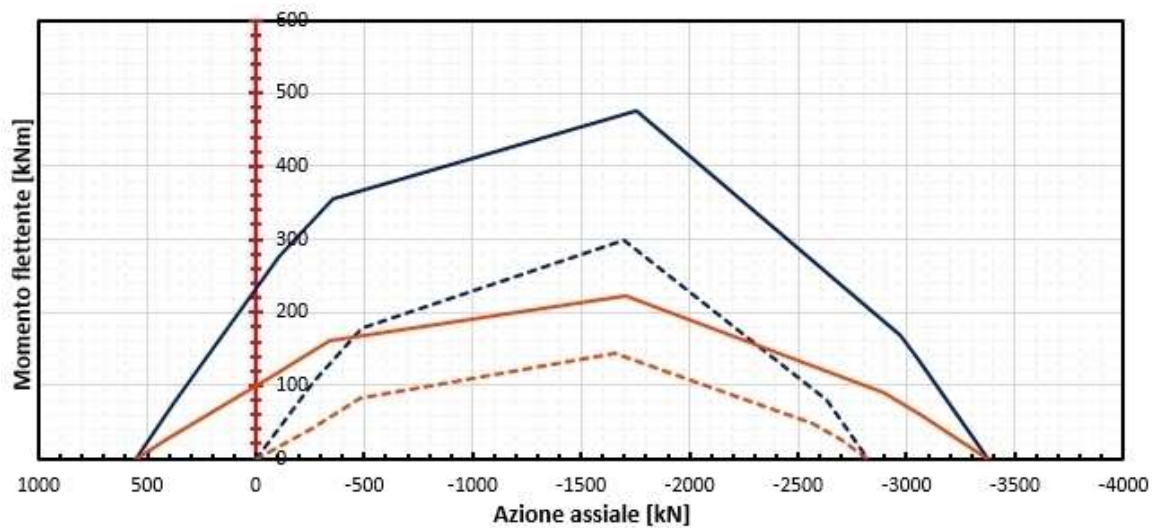
Prelievo campione calcestruzzo eseguito sul pilastro B05 al piano terra.



Analisi della profondità di carbonatazione eseguita sul campione di calcestruzzo prelevato dal pilastro B05 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO					PILASTRO B	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			Schematizzazione	
B	0,90 [m]	Calcestruzzo				
H	0,60 [m]	Classe	C16/20			
h	2,60 [m]	R <sub>ck</sub>	20	[N/mm <sup>2</sup> ]		
A1	4Φ14	f <sub>cd</sub>	8,89	[N/mm <sup>2</sup> ]		
A2	4Φ14	Acciaio				
A3	6Φ14	Tipo	FeB38k			
Staffe	Φ6/20	f <sub>yk</sub>	375	[N/mm <sup>2</sup> ]		
c	2,00 [cm]	f <sub>vd</sub>	326	[N/mm <sup>2</sup> ]		

### Domaino interazione M-N



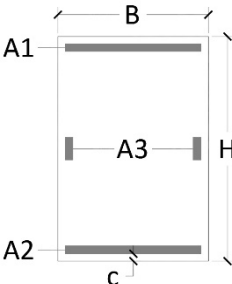
### Documentazione fotografica

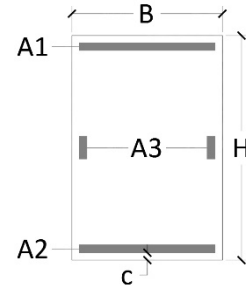


Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro A01 al piano terra.

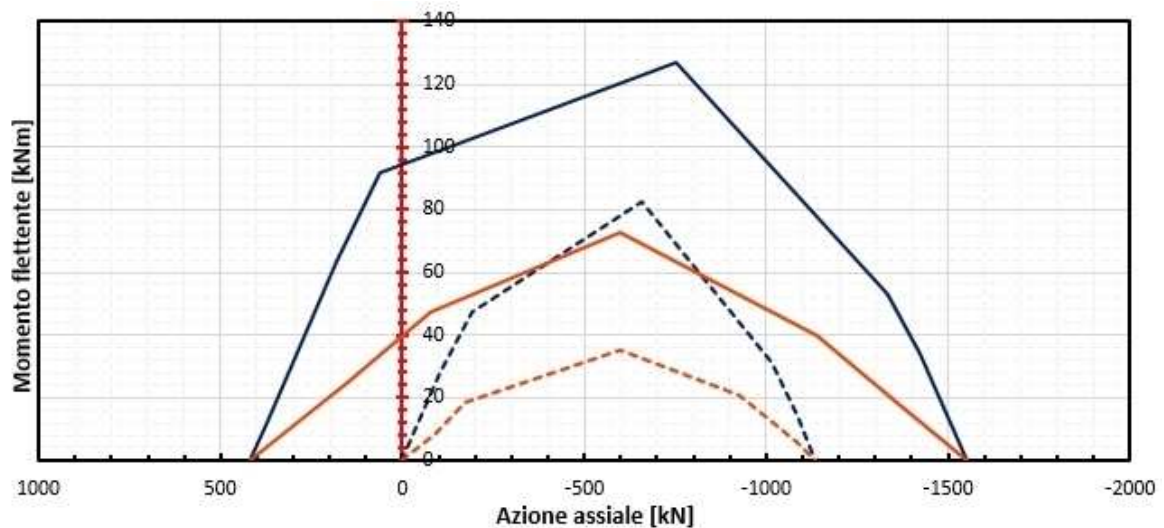


Particolare dell'analisi della durezza dell'acciaio eseguita sull'armatura del pilastro A01 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO					PILASTRO C	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			<div>Schematizzazione</div> 	
B	0,25 [m]	Calcestruzzo				
H	0,60 [m]	Classe	C16/20			
h	2,60 [m]	R <sub>ck</sub>	20	[N/mm <sup>2</sup> ]		
A1	2Φ14	f <sub>cd</sub>	8,89	[N/mm <sup>2</sup> ]		
A2	2Φ14	Acciaio				
A3	6Φ14	Tipo	FeB38k			
Staffe	Φ6/20	f <sub>yk</sub>	375	[N/mm <sup>2</sup> ]		
c	3,50 [cm]	f <sub>vd</sub>	326	[N/mm <sup>2</sup> ]		



### Domaino interazione M-N



### Documentazione fotografica

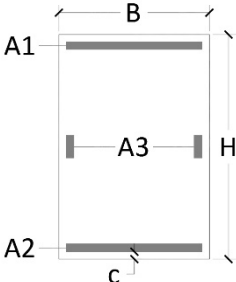


Pacometria, prelievo campione cls e scarificazione calcestruzzo per il rilievo diretto della dimensione delle barre di armatura, eseguite sul pilastro A04 al piano terra.

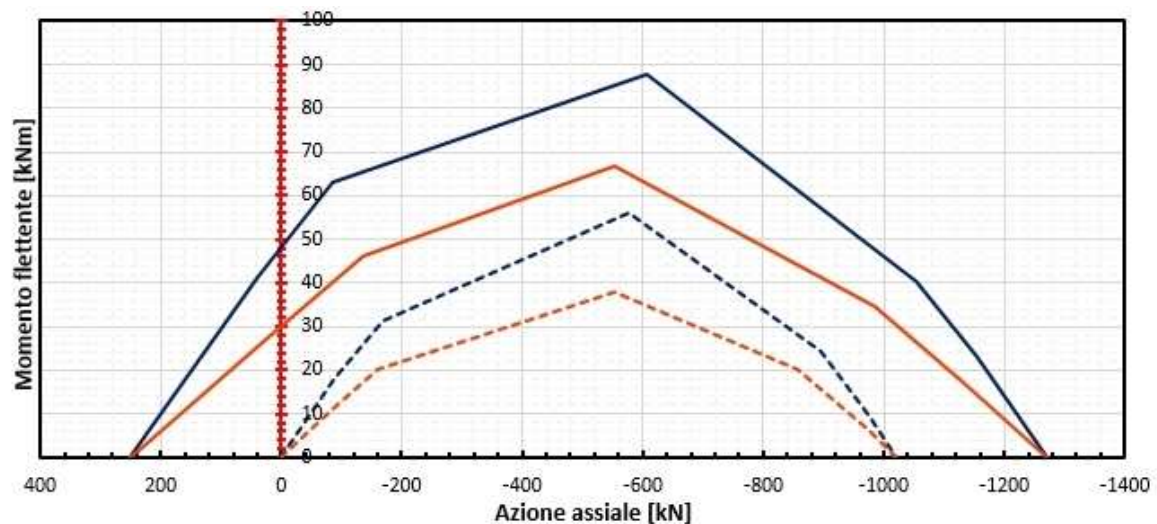


Analisi della profondità di carbonatazione eseguita sul campione di calcestruzzo prelevato dal pilastro A04 al piano terra.



NOMINATIVO ELEMENTO					PILASTRO D	
Caratteristiche dimensionali		Caratteristiche materiche			Schematizzazione	
B	0,30 [m]	Calcestruzzo				
H	0,45 [m]	Classe	C16/20			
h	3,00 [m]	R <sub>ck</sub>	20	[N/mm²]		
A1	2Φ14	f <sub>cd</sub>	8,89	[N/mm²]		
A2	2Φ14	Acciaio				
A3	2Φ14	Tipo	FeB38k			
Staffe	Φ6/20	f <sub>yk</sub>	375	[N/mm²]		
c	3,50 [cm]	f <sub>vd</sub>	326	[N/mm²]		

### Domaino interazione M-N

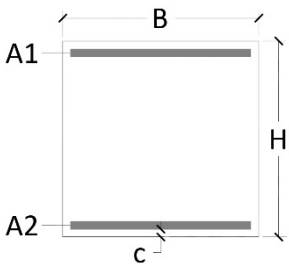


### Documentazione fotografica

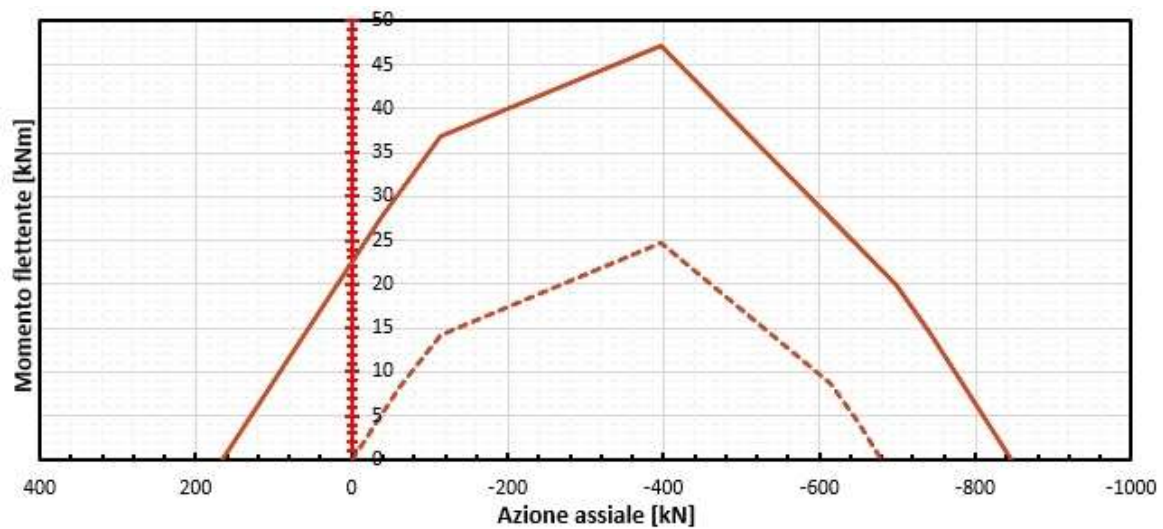


Pacomtria eseguita sul pilastro B02 al piano terra.



NOMINATIVO ELEMENTO				PILASTRO E	
Caratteristiche dimensionali			Caratteristiche materiche		Schematizzazione
<b>B</b>	0,30	[m]	<b>Calcestruzzo</b>		
<b>H</b>	0,30	[m]	<b>Classe</b>	C16/20	
<b>h</b>	3,00	[m]	<b>R<sub>ck</sub></b>	20	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>A1</b>	2Φ14		<b>f<sub>cd</sub></b>	8,89	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>A2</b>	2Φ14		<b>Acciaio</b>		
<b>A3</b>	—		<b>Tipo</b>	FeB38k	
<b>Staffe</b>	Φ6/20		<b>f<sub>yk</sub></b>	375	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>c</b>	1,50	[cm]	<b>f<sub>yd</sub></b>	326	[N/mm <sup>2</sup> ]

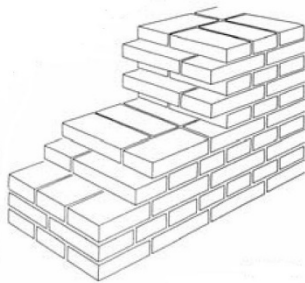
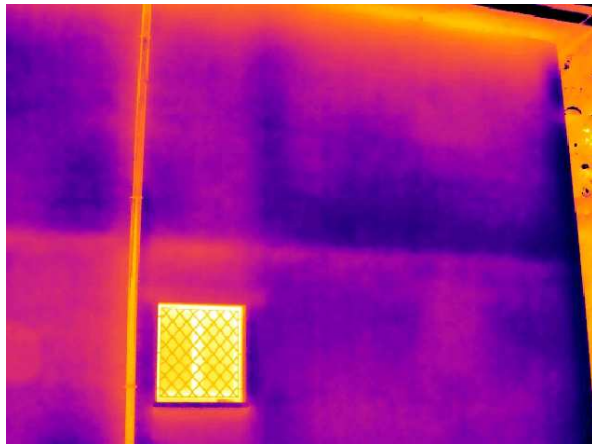
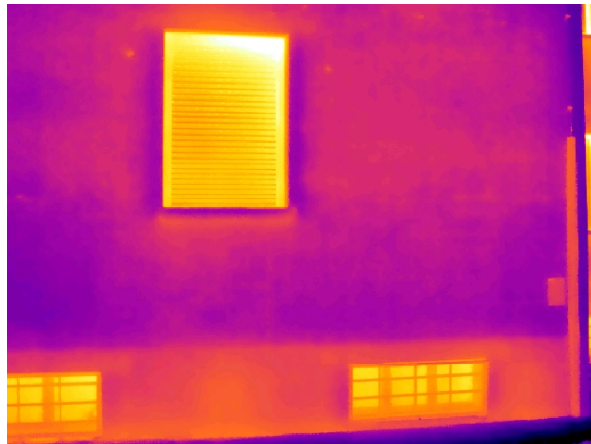


#### Domínio interazione M-N

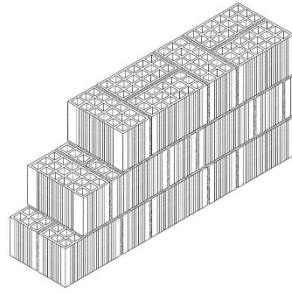




#### Documentazione fotografica



Pacometria eseguita sul pilastro B07 al piano terra.

NOMINATIVO ELEMENTO			MURATURA A
Caratteristiche dimensionali			Schematizzazione 
SPmin	0,25	[m]	
SPMax	0,25	[m]	
Caratteristiche materiche			
f <sub>m</sub>	240	[N/cm <sup>2</sup> ]	
τ <sub>0</sub>	6	[N/cm <sup>2</sup> ]	
E	1200	[N/mm <sup>2</sup> ]	
G	400	[N/mm <sup>2</sup> ]	
w	18	[kN/m <sup>3</sup> ]	
Descrizione tipologia muratura			
Muratura in mattoni pieni e malta di calce			
Documentazione fotografica			
			
Analisi all'infrarosso eseguita sul fronte Nord-Ovest dell'US1, in cui è osservabile la trama caratteristica della muratura.		Analisi all'infrarosso eseguita sul fronte Nord-Ovest dell'US2, in cui è osservabile la trama caratteristica della muratura.	
			
Scarificazione dell'angolata formata dai setti X01-Y10 al piano seminterrato in cui possibile osservare l'ammorsamento delle murature.		Scarificazione per il rilievo della conformazione costruttiva della muratura, eseguita in corrispondenza del giunto tra i setti X27 e X28 al piano seminterrato.	

NOMINATIVO ELEMENTO			MURATURA B
Caratteristiche dimensionali			Schematizzazione 
SPmin	0,25	[m]	
SPMax	0,25	[m]	
Caratteristiche materiche			
f <sub>m</sub>	500	[N/cm <sup>2</sup> ]	
τ <sub>0</sub>	24	[N/cm <sup>2</sup> ]	
E	3500	[N/mm <sup>2</sup> ]	
G	875	[N/mm <sup>2</sup> ]	
w	15	[kN/m <sup>3</sup> ]	
Descrizione tipologia muratura			
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es doppio UNI foratura <40%)			
Documentazione fotografica			
			
Analisi all'infrarosso eseguita sul muro di spina al primo piano, in cui osservabile la tramatura caratteristica 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 SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD
		$N$	$\tau_S(T)_x$	$\tau_S(\theta)_x$	$\tau_{Sx}$	$\tau_S(T)_y$	$\tau_S(\theta)_y$	$\tau_{Sy}$	$\tau_{Rx}$	$\tau_{Ry}$		$IS-V_{ix}$	$q_{ix}$			$IS-D_{ix}$		$IS-V_{iy}$	$q_{iy}$			$IS-D_{iy}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]												
Totale		7621	6603	0	8785	6603	0	7730	1468	1082	Minimo	0,20				0,42	Minimo	0,21				0,44
X01	Muratura A	133	54	-41	95	0	0	0	30	0	TAGLIO	0,72	1,50	9	3,69	1,56	-	-	-	-	-	-
X02	Muratura A	192	64	-48	112	0	0	0	37	0	TAGLIO	0,76	1,50	12	3,85	1,62	-	-	-	-	-	-
X03	Muratura A	163	57	-43	100	0	0	0	33	0	TAGLIO	0,76	1,50	13	3,88	1,64	-	-	-	-	-	-
X04	Muratura A	187	57	-43	100	0	0	0	35	0	TAGLIO	0,81	1,50	14	4,14	1,75	-	-	-	-	-	-
X05	Muratura A	108	28	-21	49	0	0	0	24	0	TAGLIO	1,11	1,50	16	5,66	2,39	-	-	-	-	-	-
X13	Muratura A	193	217	-70	287	0	0	0	48	0	TAGLIO	0,38	1,50	6	1,95	0,82	-	-	-	-	-	-
X14	Muratura A	195	74	-21	95	0	0	0	38	0	TAGLIO	0,92	1,50	15	4,69	1,98	-	-	-	-	-	-
X15	Muratura A	226	109	-31	140	0	0	0	44	0	TAGLIO	0,73	1,50	10	3,70	1,56	-	-	-	-	-	-
X16	Muratura A	840	1405	-401	1806	0	0	0	250	0	TAGLIO	0,32	1,50	5	1,63	0,69	-	-	-	-	-	-
X17	Muratura A	621	1116	-318	1434	0	0	0	199	0	TAGLIO	0,32	1,50	4	1,63	0,69	-	-	-	-	-	-
X21	Muratura A	254	793	-54	847	0	0	0	116	0	TAGLIO	0,32	1,50	3	1,61	0,68	-	-	-	-	-	-
X22	Muratura A	419	441	59	500	0	0	0	123	0	TAGLIO	0,57	1,50	8	2,90	1,22	-	-	-	-	-	-
X23	Muratura A	153	35	5	40	0	0	0	29	0	TAGLIO	1,70	1,50	17	8,67	3,66	-	-	-	-	-	-
X24	Muratura A	124	8	1	9	0	0	0	20	0	TAGLIO	5,06	1,50	19	25,75	10,86	-	-	-	-	-	-
X25	Muratura A	210	182	24	206	0	0	0	48	0	TAGLIO	0,53	1,50	7	2,71	1,14	-	-	-	-	-	-
X26	Muratura A	157	102	14	116	0	0	0	37	0	TAGLIO	0,73	1,50	11	3,71	1,56	-	-	-	-	-	-
X27	Muratura A	64	17	2	19	0	0	0	17	0	TAGLIO	2,01	1,50	18	10,23	4,31	-	-	-	-	-	-
X33	Muratura A	250	930	498	1427	0	0	0	122	0	TAGLIO	0,20	1,50	1	1,00	0,42	-	-	-	-	-	-
X34	Muratura A	340	913	489	1402	0	0	0	139	0	TAGLIO	0,23	1,50	2	1,16	0,49	-	-	-	-	-	-
Y03	Muratura A	77	0	0	0	50	-16	66	0	23	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,80	1,50	10	3,85	1,71
Y04	Muratura A	176	0	0	0	287	-91	377	0	49	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,30	1,50	4	1,45	0,64
Y05	Muratura A	230	0	0	0	382	-121	502	0	90	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,41	1,50	7	1,99	0,88
Y06	Muratura A	77	0	0	0	42	-13	55	0	22	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,92	1,50	12	4,45	1,98
Y07	Muratura A	131	0	0	0	73	-15	88	0	31	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,83	1,50	11	3,99	1,78
Y08	Muratura A	254	0	0	0	147	-30	176	0	50	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,65	1,50	9	3,15	1,40
Y09	Muratura A	191	0	0	0	382	-77	459	0	82	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,41	1,50	8	1,99	0,89
Y10	Muratura A	351	0	0	0	1313	-170	1482	0	163	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,25	1,50	3	1,22	0,54
Y11	Muratura A	194	0	0	0	620	-31	651	0	95	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,34	1,50	6	1,63	0,72
Y12	Muratura A	32	0	0	0	4	0	4	0	9	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	5,08	1,50	13	24,52	10,91
Y13	Muratura A	287	0	0	0	1313	76	1389	0	149	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,25	1,50	2	1,19	0,53
Y14	Muratura A	339	0	0	0	1524	373	1897	0	170	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,21	1,50	1	1,00	0,44
Y15	Muratura A	162	0	0	0	468	115	583	0	81	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,32	1,50	5	1,54	0,69

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 2

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 SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD
		<i>N</i>	$\tau_S(T)_x$	$\tau_S(\theta)_x$	$\tau_{Sx}$	$\tau_S(T)_y$	$\tau_S(\theta)_y$	$\tau_{Sy}$	$\tau_{Rx}$	$\tau_{Ry}$		<i>IS-V</i> <sub>ix</sub>	<i>q</i> <sub>ix</sub>			<i>IS-D</i> <sub>ix</sub>		<i>IS-V</i> <sub>iy</sub>	<i>q</i> <sub>iy</sub>			<i>IS-D</i> <sub>iy</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]												
Totale		6861	5945	0	6906	5945	0	11120	1231	881	Minimo	0,30				0,65	Minimo	0,13				0,27
X06	Muratura A	176	49	-20	70	0	0	0	34	0	TAGLIO	1,14	1,50	13	3,74	2,44	-	-	-	-	-	-
X07	Muratura A	270	82	-34	116	0	0	0	47	0	TAGLIO	0,93	1,50	12	3,06	1,99	-	-	-	-	-	-
X08	Muratura A	268	143	-59	202	0	0	0	52	0	TAGLIO	0,59	1,50	8	1,96	1,28	-	-	-	-	-	-
X09	Muratura A	256	82	-34	116	0	0	0	46	0	TAGLIO	0,90	1,50	11	2,98	1,94	-	-	-	-	-	-
X10	Muratura A	165	86	-35	121	0	0	0	37	0	TAGLIO	0,71	1,50	10	2,32	1,52	-	-	-	-	-	-
X18	Muratura A	143	7	-1	8	0	0	0	22	0	TAGLIO	6,68	1,50	15	21,99	14,35	-	-	-	-	-	-
X19	Muratura A	1170	1815	-174	1989	0	0	0	321	0	TAGLIO	0,37	1,50	6	1,22	0,80	-	-	-	-	-	-
X20	Muratura A	653	1306	-125	1431	0	0	0	214	0	TAGLIO	0,35	1,50	4	1,14	0,74	-	-	-	-	-	-
X28	Muratura A	84	5	1	6	0	0	0	16	0	TAGLIO	5,96	1,50	14	19,63	12,81	-	-	-	-	-	-
X29	Muratura A	232	143	24	167	0	0	0	49	0	TAGLIO	0,67	1,50	9	2,20	1,44	-	-	-	-	-	-
X30	Muratura A	289	380	64	444	0	0	0	67	0	TAGLIO	0,35	1,50	5	1,15	0,75	-	-	-	-	-	-
X31	Muratura A	173	439	187	626	0	0	0	82	0	TAGLIO	0,30	1,50	1	1,00	0,65	-	-	-	-	-	-
X32	Muratura A	173	439	187	626	0	0	0	82	0	TAGLIO	0,30	1,50	2	1,00	0,65	-	-	-	-	-	-
X35	Muratura A	237	572	11	583	0	0	0	102	0	TAGLIO	0,40	1,50	7	1,33	0,87	-	-	-	-	-	-
X36	Muratura A	210	394	7	402	0	0	0	58	0	TAGLIO	0,34	1,50	3	1,10	0,72	-	-	-	-	-	-
Y16	Muratura A	330	0	0	0	1504	-1469	2974	0	165	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,13	1,50	1	1,00	0,27
Y17	Muratura A	610	0	0	0	1151	-968	2119	0	199	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,22	1,50	3	1,70	0,46
Y18	Muratura A	199	0	0	0	178	-150	329	0	47	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,33	1,50	6	2,60	0,71
Y19	Muratura A	387	0	0	0	1701	1415	3117	0	186	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,14	1,50	2	1,08	0,30
Y20	Muratura A	460	0	0	0	808	672	1481	0	155	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,24	1,50	4	1,89	0,52
Y21	Muratura A	376	0	0	0	601	500	1101	0	129	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,27	1,50	5	2,12	0,58



RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 3

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 SLD	Modalità di crisi	Indice di sicurezza SLV	Fattore di struttura	Sequenza di crisi	Moltiplicatore di collasso	Indice di sicurezza SLD SLD
		N	$r_S(T)_x$	$r_S(\theta)_x$	$r_{Sx}$	$r_S(T)_y$	$r_S(\theta)_y$	$r_{Sy}$	$T_{Rx}$	$T_{Ry}$		IS-V <sub>ix</sub>	q <sub>ix</sub>			IS-D <sub>ix</sub>		IS-V <sub>iy</sub>	q <sub>iy</sub>			IS-D <sub>iy</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]												
Totale		10029	8838	0	9748	8838	0	9140	5213	3499	Minimo	0,47				1,00	Minimo	0,22				0,47
X01	Muratura B	264	512	-17	529	0	0	0	263	0	TAGLIO	1,35	1,50	11	2,85	2,84	-	-	-	-	-	-
X02	Muratura B	471	821	-41	862	0	0	0	409	0	TAGLIO	1,29	1,50	10	2,73	2,71	-	-	-	-	-	-
X03	Muratura B	976	2239	-112	2350	0	0	0	942	0	TAGLIO	1,09	1,50	7	2,30	2,29	-	-	-	-	-	-
X04	Muratura B	63	4	0	4	0	0	0	28	0	TAGLIO	18,99	1,50	44	40,23	40,05	-	-	-	-	-	-
X05	Muratura B	162	265	3	269	0	0	0	169	0	TAGLIO	1,70	1,50	12	3,61	3,59	-	-	-	-	-	-
X06	Muratura B	112	395	65	460	0	0	0	138	0	TAGLIO	0,81	1,50	5	1,72	1,71	-	-	-	-	-	-
X07	Muratura B	115	344	53	397	0	0	0	139	0	TAGLIO	0,95	1,50	6	2,01	2,00	-	-	-	-	-	-
Y01	Muratura B	65	0	0	0	212	-13	226	0	120	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,45	1,50	29	6,54	3,05
B03	Pilastro A	312	52	8	60	355	-15	370	108	130	FLESSIONE	4,87	3,36	32	10,32	10,27	TAGLIO	0,95	1,50	3	4,31	2,01
B04	Pilastro A	355	324	52	376	1618	-50	1668	159	137	TAGLIO	1,15	1,50	9	2,43	2,41	TAGLIO	0,22	1,50	2	1,00	0,47
B05	Pilastro A	312	52	8	60	355	-7	362	108	130	FLESSIONE	4,87	3,36	31	10,32	10,27	TAGLIO	0,97	1,50	4	4,40	2,05
B09	Pilastro A	351	52	8	60	355	8	363	117	136	FLESSIONE	5,27	3,20	37	11,17	11,12	TAGLIO	1,01	1,50	6	4,59	2,14
B10	Pilastro A	355	324	52	376	1618	55	1672	159	136	TAGLIO	1,15	1,50	8	2,43	2,41	TAGLIO	0,22	1,50	1	1,00	0,47
B11	Pilastro A	354	52	8	60	355	16	371	118	136	FLESSIONE	5,30	3,19	38	11,22	11,17	TAGLIO	1,00	1,50	5	4,51	2,10
A01	Pilastro B	220	775	-86	861	188	-11	200	150	140	TAGLIO	0,47	1,50	1	1,00	1,00	FLESSIONE	1,90	3,73	30	8,61	4,02
A24	Pilastro B	243	775	-105	880	188	12	200	154	147	TAGLIO	0,47	1,50	2	1,00	1,00	FLESSIONE	1,99	3,65	31	8,99	4,19
B01	Pilastro B	216	534	90	624	124	-8	132	149	125	TAGLIO	0,65	1,50	3	1,37	1,37	FLESSIONE	2,56	3,74	32	11,58	5,40
B13	Pilastro B	218	534	90	624	124	8	132	150	125	TAGLIO	0,65	1,50	4	1,38	1,37	FLESSIONE	2,57	3,73	33	11,61	5,41
A02	Pilastro C	159	31	-4	35	145	-8	153	63	75	FLESSIONE	4,88	3,03	33	10,34	10,29	TAGLIO	1,33	1,50	10	6,03	2,81
A03	Pilastro C	160	31	-4	35	145	-7	153	63	75	FLESSIONE	4,89	3,03	35	10,35	10,31	TAGLIO	1,34	1,50	12	6,05	2,82
A04	Pilastro C	159	31	-4	35	145	-6	151	63	75	FLESSIONE	4,88	3,03	34	10,34	10,30	TAGLIO	1,35	1,50	17	6,09	2,84
A05	Pilastro C	152	31	-4	35	145	-6	151	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	17	10,11	10,06	TAGLIO	1,33	1,50	9	6,01	2,80
A06	Pilastro C	152	31	-4	35	145	-5	150	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	22	10,11	10,06	TAGLIO	1,34	1,50	15	6,06	2,83
A07	Pilastro C	152	31	-4	35	145	-4	150	62	74	FLESSIONE	4,77	3,06	25	10,11	10,07	TAGLIO	1,34	1,50	16	6,08	2,83
A08	Pilastro C	152	31	-4	35	145	-3	148	62	74	FLESSIONE	4,77	3,06	24	10,11	10,07	TAGLIO	1,36	1,50	21	6,13	2,86
A09	Pilastro C	152	31	-4	35	145	-3	148	62	74	FLESSIONE	4,77	3,06	25	10,11	10,07	TAGLIO	1,36	1,50	22	6,14	2,86
A10	Pilastro C	152	31	-4	35	145	-1	147	62	74	FLESSIONE	4,78	3,06	28	10,11	10,07	TAGLIO	1,37	1,50	25	6,20	2,89
A11	Pilastro C	151	31	-4	35	145	-1	146	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	13	10,10	10,05	TAGLIO	1,37	1,50	26	6,20	2,89
A12	Pilastro C	151	31	-4	35	145	0	145	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	14	10,10	10,05	TAGLIO	1,38	1,50	28	6,25	2,91
A13	Pilastro C	152	31	-4	35	145	0	146	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	16	10,11	10,06	TAGLIO	1,38	1,50	27	6,24	2,91
A14	Pilastro C	152	31	-4	35	145	2	147	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	15	10,11	10,06	TAGLIO	1,37	1,50	24	6,19	2,88
A15	Pilastro C	152	31	-4	35	145	2	147	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	17	10,11	10,06	TAGLIO	1,37	1,50	23	6,17	2,88
A16	Pilastro C	152	31	-4	35	145	3	148	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	17	10,11	10,06	TAGLIO	1,35	1,50	20	6,12	2,86
A17	Pilastro C	152	31	-4	35	145	3	149	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	17	10,11	10,06	TAGLIO	1,35	1,50	18	6,11	2,85
A18	Pilastro C	152	31	-4	35	145	5	150	62	74	FLESSIONE	4,77	3,07	17	10,11	10,06	TAGLIO	1,34	1,50	14	6,06	2,83
A19	Pilastro C	152	31	-4	35	145	5	150	62	74	FLESSIONE	4,77	3,06	25	10,11	10,07	TAGLIO	1,34	1,50	13	6,05	2,82
A20	Pilastro C	152	31	-4	35	145	6	152	62	74	FLESSIONE	4,77	3,06	23	10,11	10,07	TAGLIO	1,33	1,50	8	6,00	2,80
A21	Pilastro C	157	31	-4	35	145	7	152	63	75	FLESSIONE	4,85	3,04	29	10,26	10,22	TAGLIO	1,34	1,50	11	6,05	2,82
A22	Pilastro C	157	31	-4	35	145	8	153	63	75	FLESSIONE	4,85	3,04	30	10,27	10,22	TAGLIO	1,33	1,50	7	6,00	2,80
A23	Pilastro C	168	31	-4	35	145	8	153	65	77	FLESSIONE	5,01	2,99	36	10,60	10,56	TAGLIO	1,35	1,50	19	6,12	2,85
B02	Pilastro D	274	26	4	30	51	-3	54	76	85	FLESSIONE	6,82	2,52	39	14,45	14,38	TAGLIO	4,26	1,50	34	19,27	8,99
B12	Pilastro D	305	26	4	30	51	3	54	82	89	FLESSIONE	7,34	2,39	40	15,54	15,47	TAGLIO	4,49	1,50	35	20,29	9,46
B06	Pilastro E	273	17	3	20	16	0	16	69	69	FLESSIONE	9,42	2,42	41	19,96	19,87	FLESSIONE	11,93	2,42	36	53,93	25,15
B07	Pilastro E	313	17	3	20	16	0	16	76	76	FLESSIONE	10,36	2,27	42	21,95	21,85	FLESSIONE	13,22	2,27	38	59,77	27,87
B08	Pilastro E	313	17	3	20	16	0	16	76	76	FLESSIONE	10,38	2,27	43	21,98	21,88	FLESSIONE	13,10	2,27	37	59,21	27,62

## RIEPILOGO VERIFICHE STATICHE - UNITA' STRUTTURALE 1

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLU		AZIONI RESISTENTI SLU		VERIFICHE SLU	
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Sforzo assiale	Azione assiale	Sforzo assiale Limite Elastico	Sforzo assiale Limite Plastico	Sforzo assiale Verifica Elastica	Sforzo assiale Verifica Plastica
		$\sigma_m$	$N_{Ed}$	$\sigma_{maxEL}$	$\sigma_{maxPL}$	$\sigma_{maxEL} / \sigma_m$	$\sigma_{maxPL} / \sigma_m$
		[N/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
X01	Muratura A	119	227	133	400	1,12	3,36
X02	Muratura A	161	328	133	400	0,83	2,48
X03	Muratura A	146	284	133	400	0,91	2,74
X04	Muratura A	164	320	133	400	0,81	2,44
X05	Muratura A	128	193	133	400	1,04	3,12
X11	Muratura A	30	115	133	400	4,46	13,38
X12	Muratura A	57	95	133	400	2,34	7,02
X13	Muratura A	91	302	133	400	1,47	4,42
X14	Muratura A	168	361	133	400	0,79	2,38
X15	Muratura A	148	369	133	400	0,90	2,71
X16	Muratura A	148	1423	133	400	0,90	2,70
X17	Muratura A	125	1013	133	400	1,07	3,21
X21	Muratura A	57	372	133	400	2,33	6,99
X22	Muratura A	151	705	133	400	0,88	2,65
X23	Muratura A	162	264	133	400	0,82	2,46
X24	Muratura A	227	221	133	400	0,59	1,76
X25	Muratura A	114	353	133	400	1,17	3,50
X26	Muratura A	105	255	133	400	1,27	3,82
X27	Muratura A	92	116	133	400	1,45	4,35
X33	Muratura A	52	373	133	400	2,57	7,71
X34	Muratura A	75	531	133	400	1,79	5,36
Y01	Muratura A	79	166	133	400	1,70	5,09
Y02	Muratura A	43	68	133	400	3,11	9,34
Y03	Muratura A	68	128	133	400	1,95	5,84
Y04	Muratura A	75	286	133	400	1,78	5,35
Y05	Muratura A	84	368	133	400	1,59	4,76
Y06	Muratura A	70	122	133	400	1,90	5,71
Y07	Muratura A	95	205	133	400	1,40	4,20
Y08	Muratura A	149	424	133	400	0,89	2,68
Y09	Muratura A	65	285	133	400	2,05	6,16
Y10	Muratura A	53	490	133	400	2,52	7,57
Y11	Muratura A	52	295	133	400	2,57	7,71
Y12	Muratura A	69	53	133	400	1,95	5,84
Y13	Muratura A	43	398	133	400	3,11	9,32
Y14	Muratura A	46	477	133	400	2,89	8,68
Y15	Muratura A	47	229	133	400	2,84	8,51

## RIEPILOGO VERIFICHE STATICHE - UNITA' STRUTTURALE 2

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLU		AZIONI RESISTENTI SLU		VERIFICHE SLU	
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Sforzo assiale	Azione assiale	Sforzo assiale Limite Elastico	Sforzo assiale Limite Plastico	Sforzo assiale Verifica Elastica	Sforzo assiale Verifica Plastica
		$\sigma_m$	$N_{Ed}$	$\sigma_{maxEL}$	$\sigma_{maxPL}$	$\sigma_{maxEL} / \sigma_m$	$\sigma_{maxPL} / \sigma_m$
		[N/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
X06	Muratura A	148	288	133	400	0,90	2,71
X07	Muratura A	189	445	133	400	0,71	2,12
X08	Muratura A	150	439	133	400	0,89	2,67
X09	Muratura A	178	420	133	400	0,75	2,24
X10	Muratura A	110	263	133	400	1,21	3,64
X18	Muratura A	249	243	133	400	0,53	1,60
X19	Muratura A	168	1913	133	400	0,79	2,38
X20	Muratura A	112	1002	133	400	1,19	3,58
X28	Muratura A	152	136	133	400	0,88	2,64
X29	Muratura A	129	377	133	400	1,03	3,10
X30	Muratura A	103	459	133	400	1,30	3,89
X31	Muratura A	53	253	133	400	2,53	7,59
X32	Muratura A	53	253	133	400	2,53	7,58
X35	Muratura A	64	352	133	400	2,08	6,23
X36	Muratura A	70	317	133	400	1,92	5,75
Y16	Muratura A	46	455	133	400	2,92	8,76
Y17	Muratura A	116	959	133	400	1,15	3,46
Y18	Muratura A	96	307	133	400	1,39	4,18
Y19	Muratura A	53	576	133	400	2,52	7,56
Y20	Muratura A	109	726	133	400	1,22	3,67
Y21	Muratura A	104	587	133	400	1,28	3,84

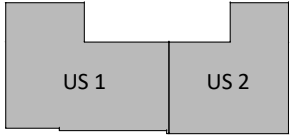


RIEPILOGO VERIFICHE STATICHE - UNITA' STRUTTURALE 3

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLU				AZIONI RESISTENTI SLU					VERIFICHE SLU				
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Sforzo assiale	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Sforzo assiale Limite Elastico	Sforzo assiale Limite Plastico	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Sforzo assiale Verifica Elastica	Sforzo assiale Verifica Plastica	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y
		$\sigma_m$	$N_{Ed}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$\sigma_{maxEL}$	$\sigma_{maxPL}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd,x}$	$M_{Rd,y}$	$\sigma_{maxEL} / \sigma_m$	$\sigma_{maxPL} / \sigma_m$	$N_{Rd} / N_{Ed}$	$M_{Rd,x} / M_{Ed,x}$	$M_{Rd,y} / M_{Ed,y}$
		[N/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
X01	Muratura B	49	417	-	-	267	800	-	-	-	5,46	16,38	-	-	-
X02	Muratura B	69	843	-	-	267	800	-	-	-	3,85	11,56	-	-	-
X03	Muratura B	55	1648	-	-	267	800	-	-	-	4,85	14,55	-	-	-
X04	Muratura B	102	103	-	-	267	800	-	-	-	2,62	7,85	-	-	-
X05	Muratura B	45	255	-	-	267	800	-	-	-	5,91	17,72	-	-	-
X06	Muratura B	35	174	-	-	267	800	-	-	-	7,71	23,12	-	-	-
X07	Muratura B	35	179	-	-	267	800	-	-	-	7,52	22,56	-	-	-
Y01	Muratura B	18	94	-	-	267	800	-	-	-	14,93	44,78	-	-	-
B03	Pilastro A	-	486	50,70	9,72	-	-	2338	230,27	102,23	-	-	4,81	4,54	10,52
B04	Pilastro A	-	558	50,70	11,15	-	-	2338	235,40	105,03	-	-	4,19	4,64	9,42
B05	Pilastro A	-	486	50,70	9,72	-	-	2338	230,27	102,23	-	-	4,81	4,54	10,52
B09	Pilastro A	-	552	50,70	11,04	-	-	2338	234,99	104,81	-	-	4,24	4,64	9,49
B10	Pilastro A	-	558	50,70	11,15	-	-	2338	235,39	105,02	-	-	4,19	4,64	9,42
B11	Pilastro A	-	557	50,70	11,14	-	-	2338	235,35	105,00	-	-	4,20	4,64	9,42
A01	Pilastro B	-	340	7,15	15,12	-	-	3207	161,69	351,38	-	-	9,42	22,61	23,24
A24	Pilastro B	-	374	15,43	16,59	-	-	3207	163,23	357,46	-	-	8,59	10,58	21,55
B01	Pilastro B	-	341	29,62	15,65	-	-	3207	161,81	351,68	-	-	9,40	5,46	22,47
B13	Pilastro B	-	345	16,60	15,33	-	-	3207	161,97	352,93	-	-	9,29	9,76	23,02
A02	Pilastro C	-	246	7,38	4,92	-	-	1485	104,82	55,55	-	-	6,04	14,21	11,30
A03	Pilastro C	-	246	7,39	4,93	-	-	1485	104,84	55,57	-	-	6,03	14,19	11,28
A04	Pilastro C	-	246	7,37	4,92	-	-	1485	104,81	55,55	-	-	6,04	14,21	11,30
A05	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,25	54,92	-	-	6,38	14,92	11,79
A06	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,25	54,92	-	-	6,38	14,92	11,79
A07	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,26	54,93	-	-	6,37	14,91	11,78
A08	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,26	54,93	-	-	6,37	14,91	11,78
A09	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,26	54,93	-	-	6,37	14,91	11,78
A10	Pilastro C	-	233	7,00	4,66	-	-	1485	104,27	54,93	-	-	6,37	14,90	11,78
A11	Pilastro C	-	232	6,96	4,64	-	-	1485	104,22	54,88	-	-	6,40	14,97	11,83
A12	Pilastro C	-	232	6,96	4,64	-	-	1485	104,22	54,88	-	-	6,40	14,97	11,82
A13	Pilastro C	-	233	6,98	4,65	-	-	1485	104,24	54,91	-	-	6,38	14,94	11,80
A14	Pilastro C	-	233	6,98	4,65	-	-	1485	104,24	54,91	-	-	6,38	14,94	11,80
A15	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,25	54,92	-	-	6,38	14,92	11,79
A16	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,25	54,92	-	-	6,38	14,92	11,79
A17	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,25	54,92	-	-	6,38	14,92	11,79
A18	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,25	54,92	-	-	6,38	14,92	11,79
A19	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,26	54,93	-	-	6,37	14,91	11,78
A20	Pilastro C	-	233	6,99	4,66	-	-	1485	104,26	54,93	-	-	6,37	14,91	11,78
A21	Pilastro C	-	242	7,25	4,83	-	-	1485	104,63	55,34	-	-	6,15	14,44	11,46
A22	Pilastro C	-	242	7,25	4,83	-	-	1485	104,63	55,35	-	-	6,15	14,43	11,45
A23	Pilastro C	-	260	13,88	5,20	-	-	1485	105,44	56,25	-	-	5,71	7,59	10,81
B02	Pilastro D	-	431	48,21	8,61	-	-	1211	79,52	60,67	-	-	2,81	1,65	7,05
B12	Pilastro D	-	483	27,01	9,66	-	-	1211	82,00	63,23	-	-	2,51	3,04	6,55
B06	Pilastro E	-	433	46,36	8,67	-	-	807	43,97	43,97	-	-	1,86	0,95	5,07
B07	Pilastro E	-	499	46,36	9,99	-	-	807	38,02	38,02	-	-	1,62	0,82	3,81
B08	Pilastro E	-	500	46,36	10,01	-	-	807	37,93	37,93	-	-	1,61	0,82	3,79

1. UNITA' STRUTTURALE 1-2-3

1.1. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO SOTTOTETTO

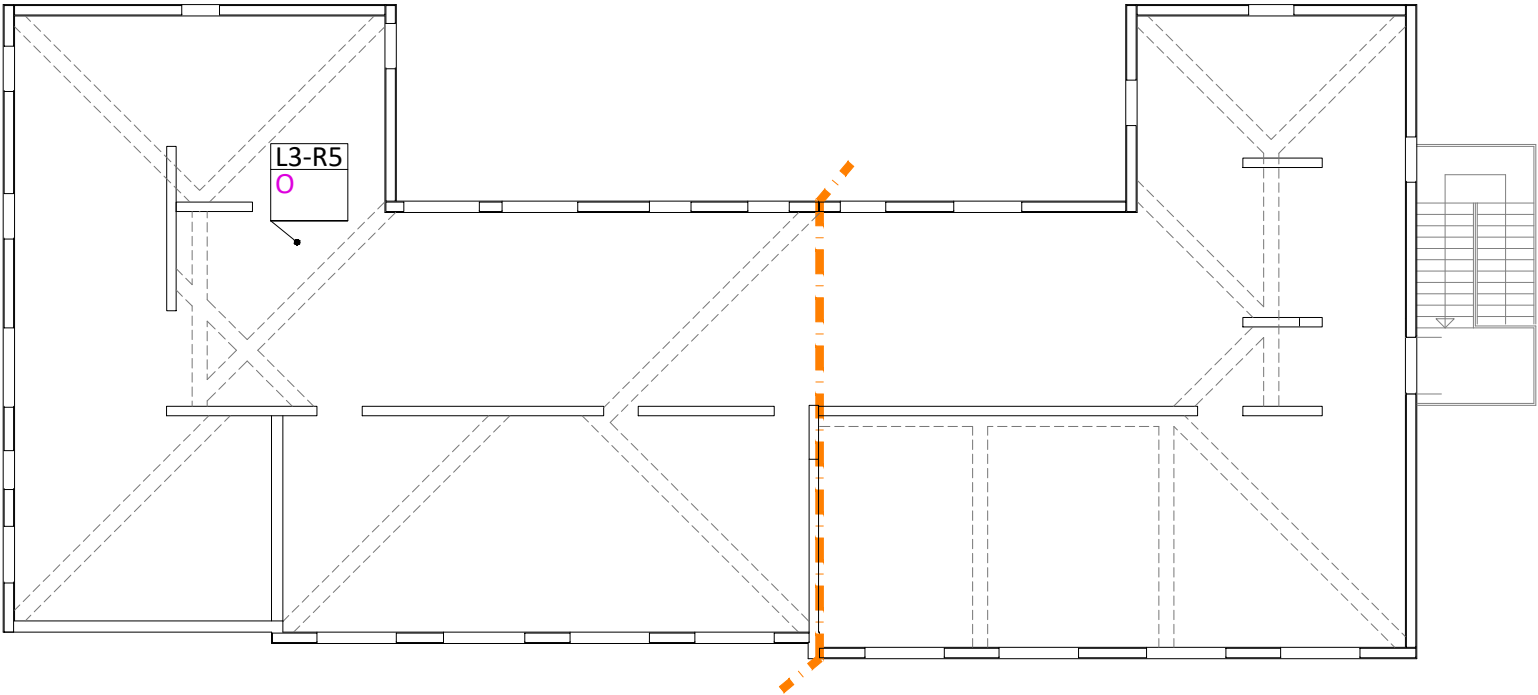


- LEGENDA
- RILIEVO SOLAI
- |—

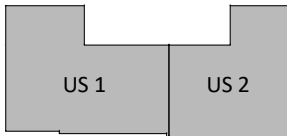
 GIUNTO STRUTTURALE

RILIEVO SOLAIO	
SOLAIO L3-R5	
Interasse Travetto [cm]	105
Larghezza Travetto [cm]	5
Altezza Travetto [cm]	15
Spessore Soletta/Assito [cm]	6
Spessore Finitura [cm]	2

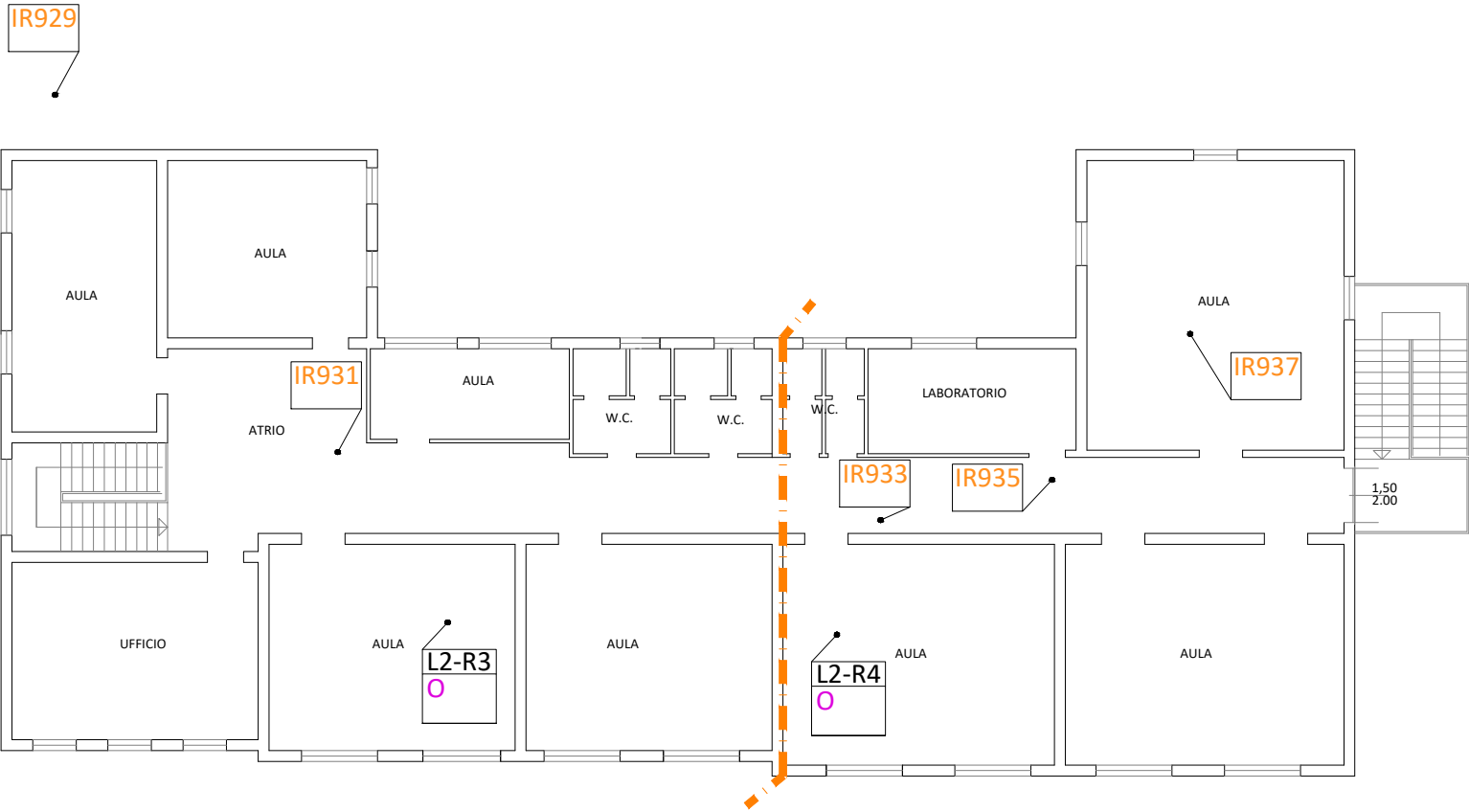




1.2. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO PRIMO



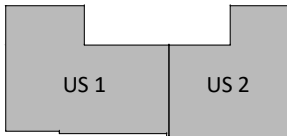
- LEGENDA
- RILIEVO SOLAI
  - GIUNTO STRUTTURALE



RILIEVO SOLAIO	
SOLAIO L2-R3	
Interasse Travetto [cm]	50
Larghezza Travetto [cm]	4
Altezza Travetto [cm]	14
Spessore Soletta/Assito [cm]	-
Spessore Finitura [cm]	-

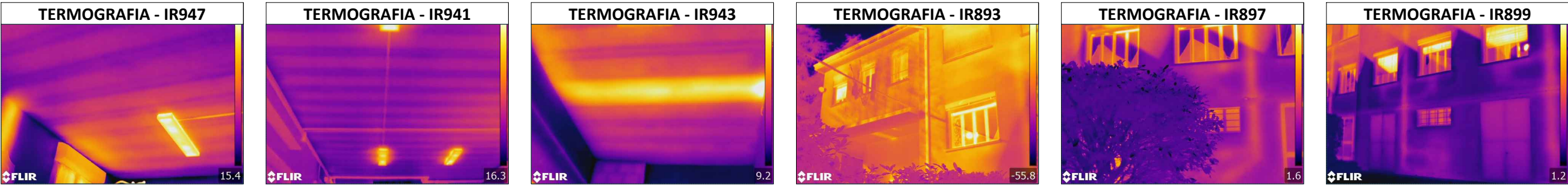
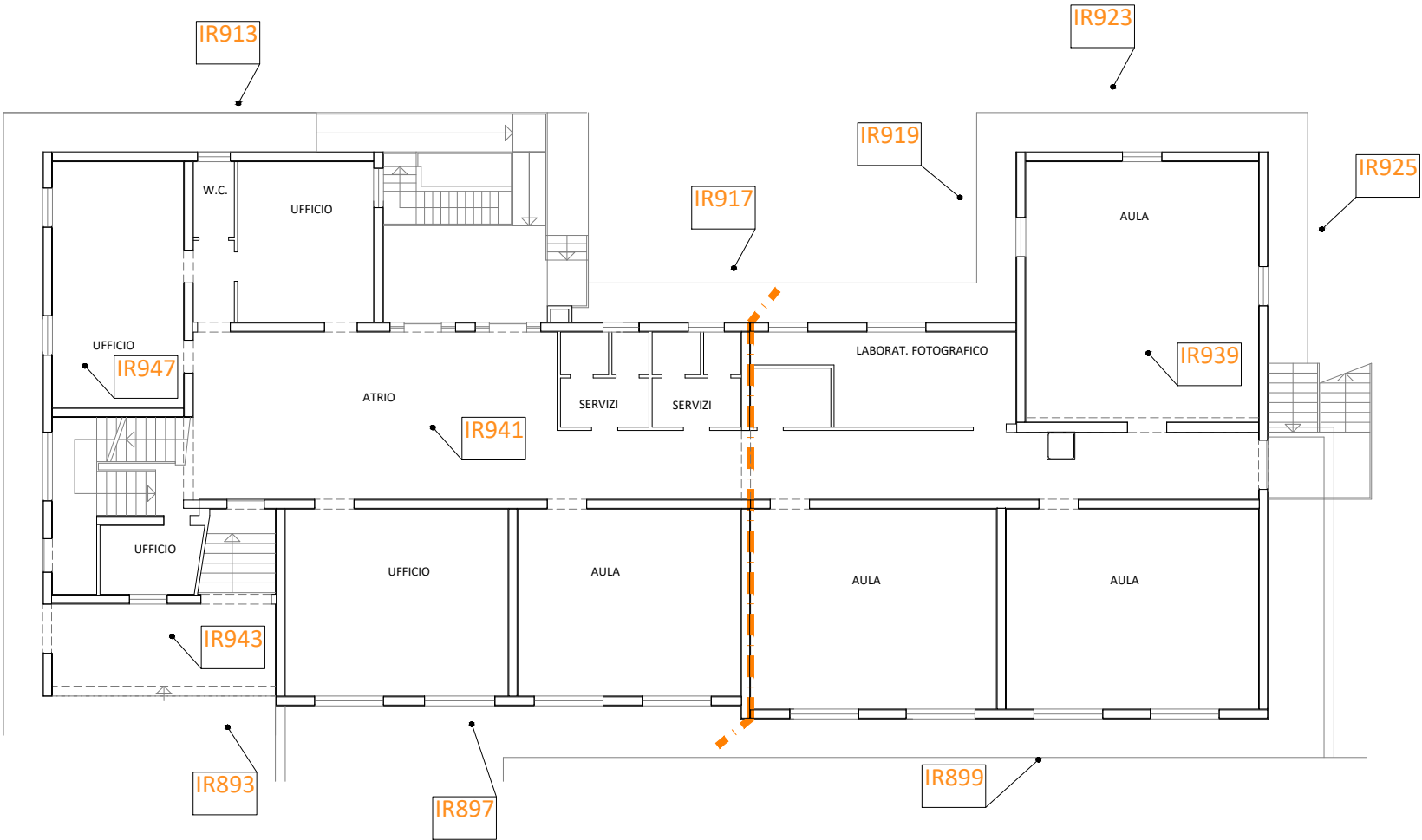
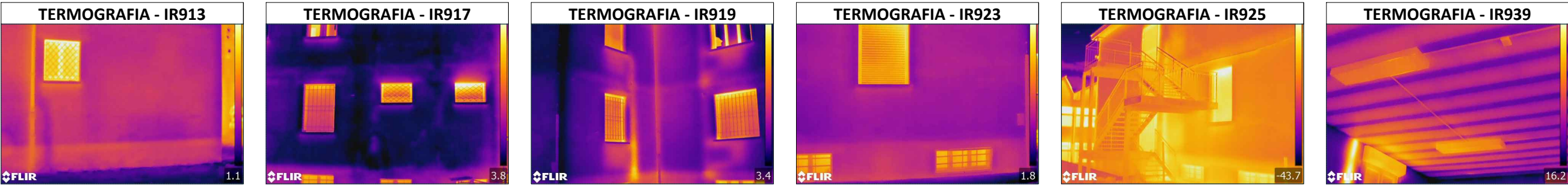
RILIEVO SOLAIO	
SOLAIO L2-R4	
Interasse Travetto [cm]	50
Larghezza Travetto [cm]	12
Altezza Alleggerimento [cm]	16
Spessore Soletta/Assito [cm]	-
Spessore Finitura [cm]	-

1.3. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO RIALZATO



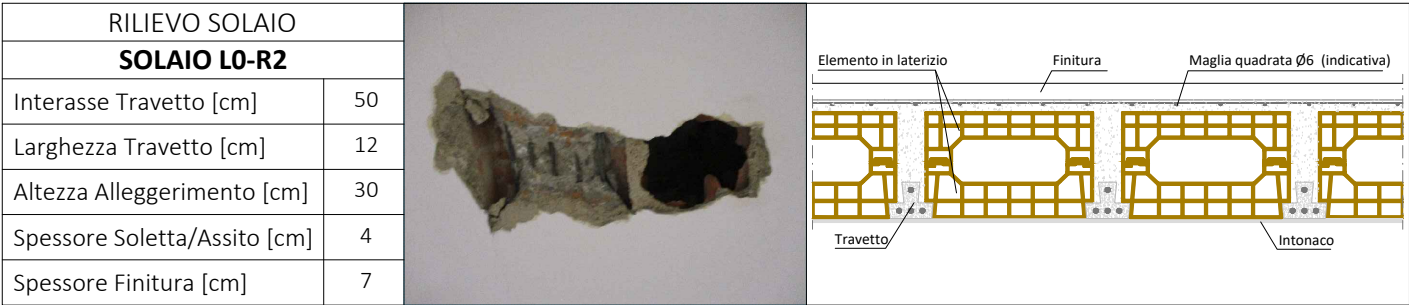
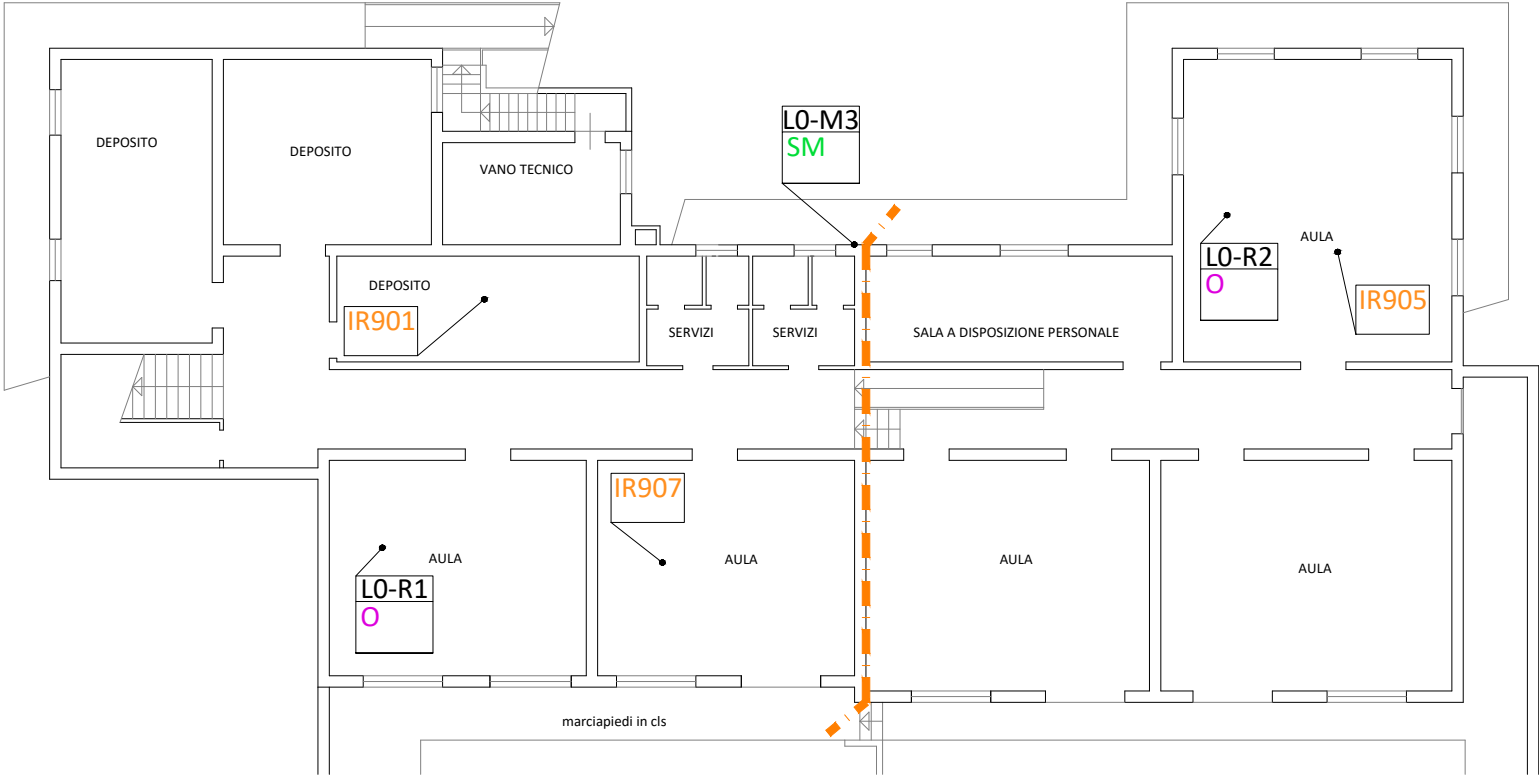
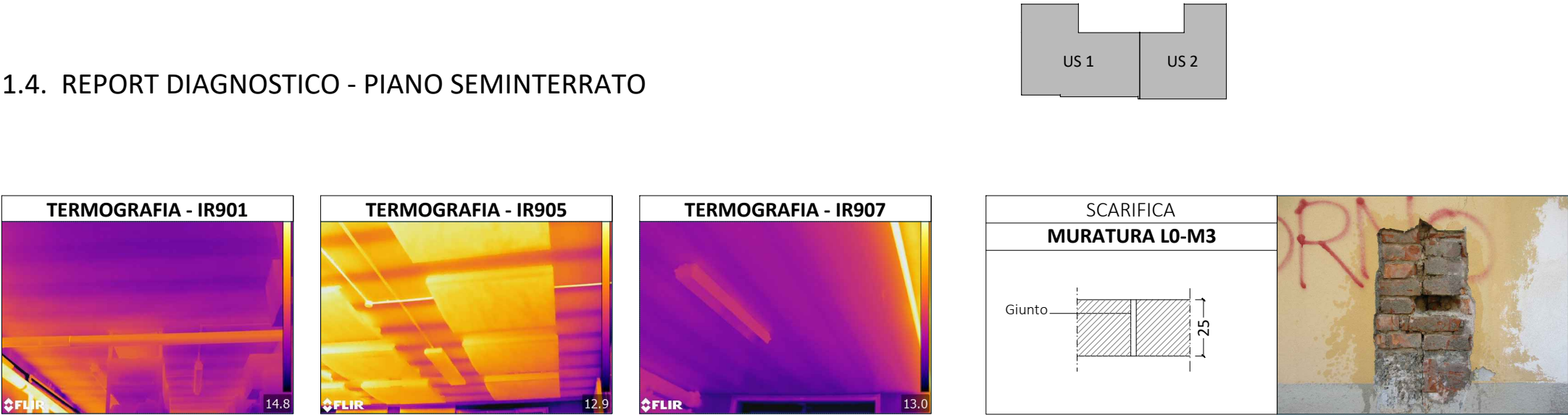
LEGENDA

GIUNTO STRUTTURALE





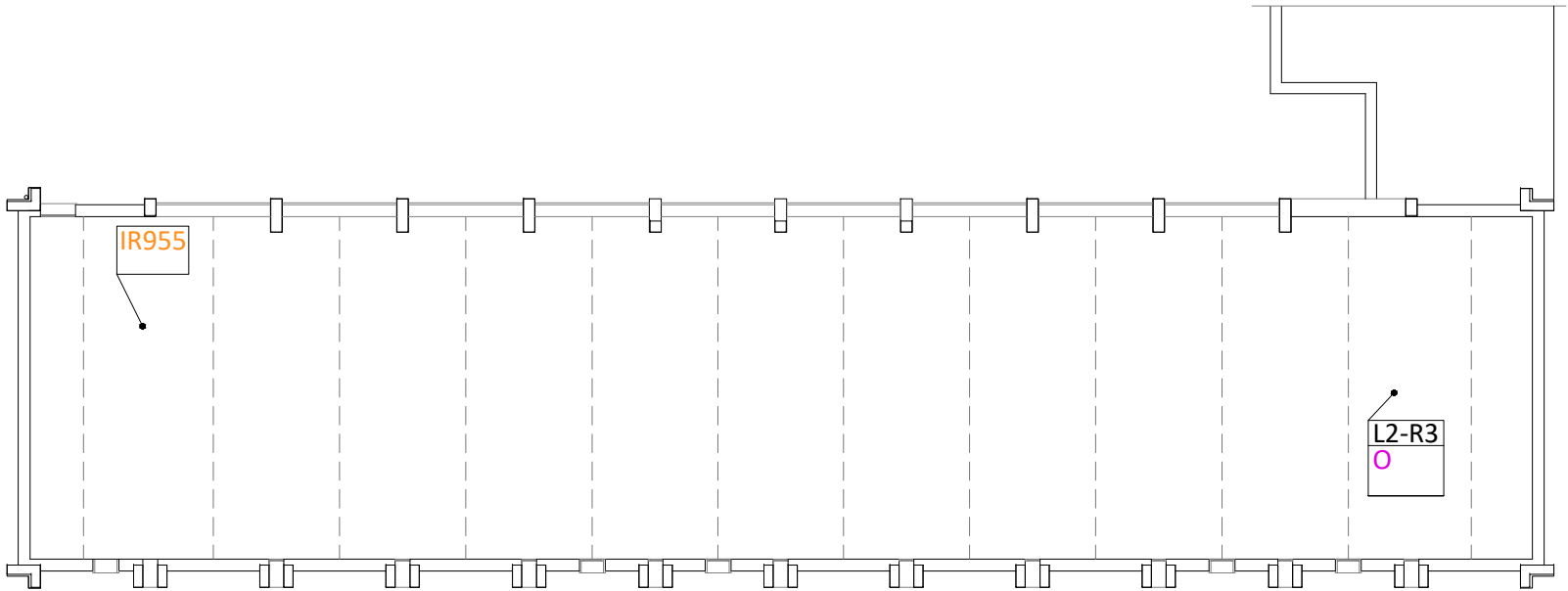
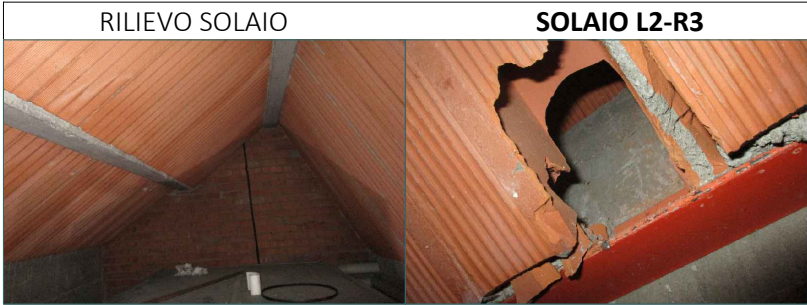
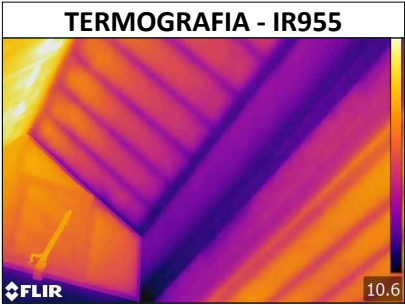
1.4. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO SEMINTERRATO



1.5. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO SOTTOTETTO

US 3

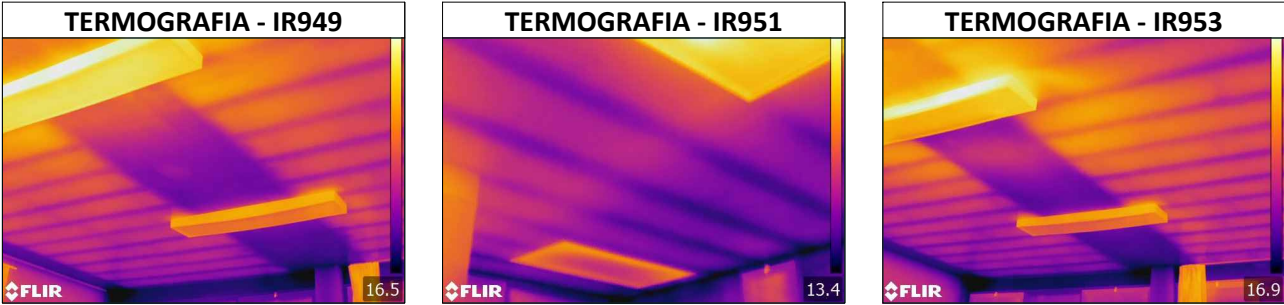
LEGENDA  
○ RILIEVO SOLAI



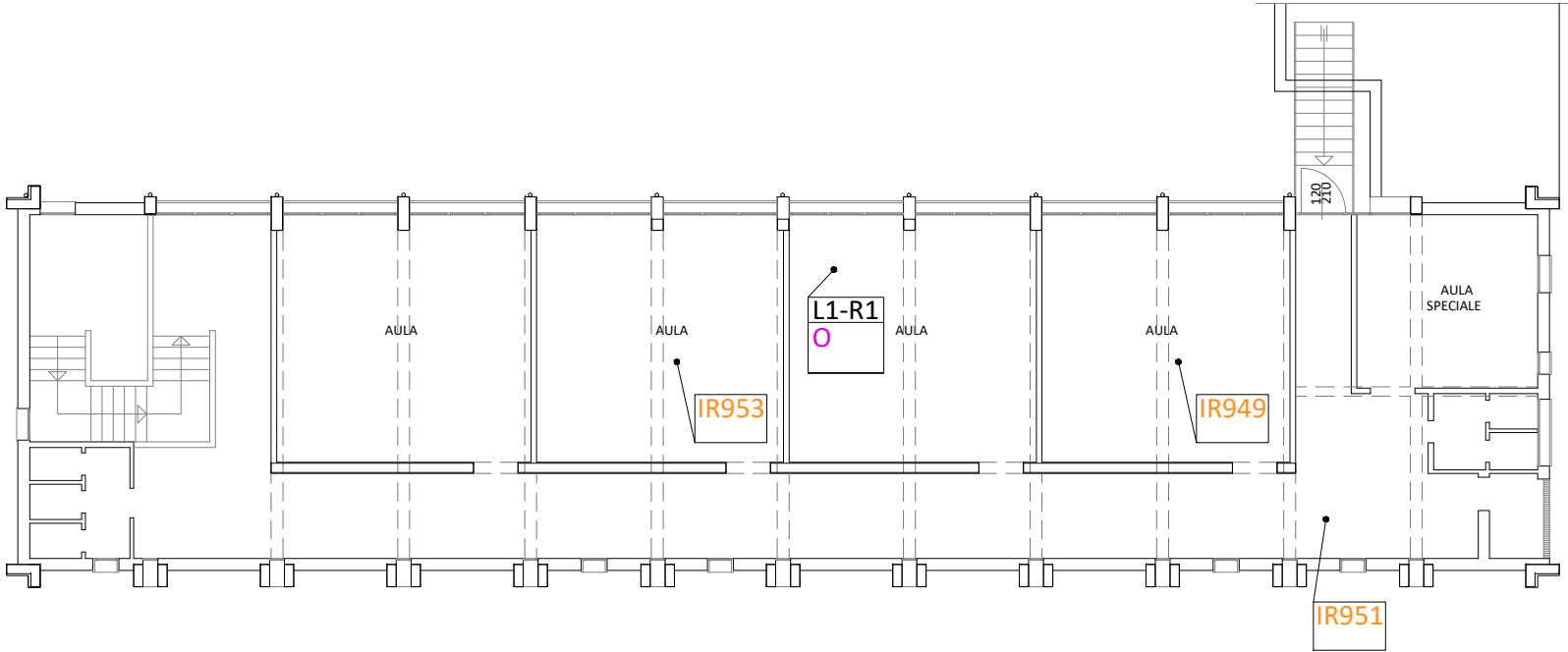
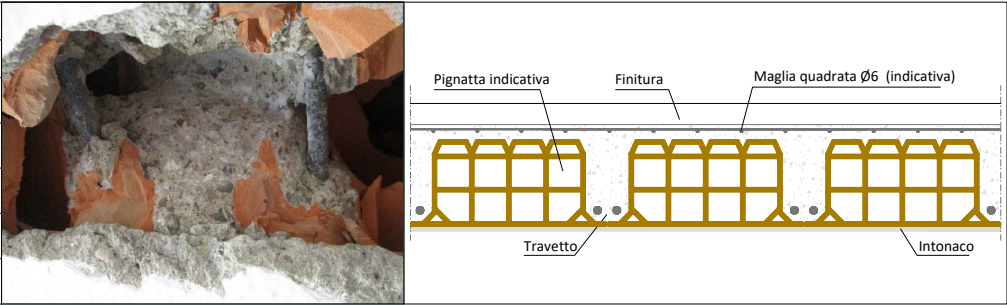
1.6. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO PRIMO

US 3

LEGENDA  
○ RILIEVO SOLAI



RILIEVO SOLAIO	
PILASTRO L1-R1	
Interasse Travetto [cm]	50
Larghezza Travetto [cm]	10
Altezza Travetto [cm]	14
Spessore Soletta/Assito [cm]	2
Spessore Finitura [cm]	-

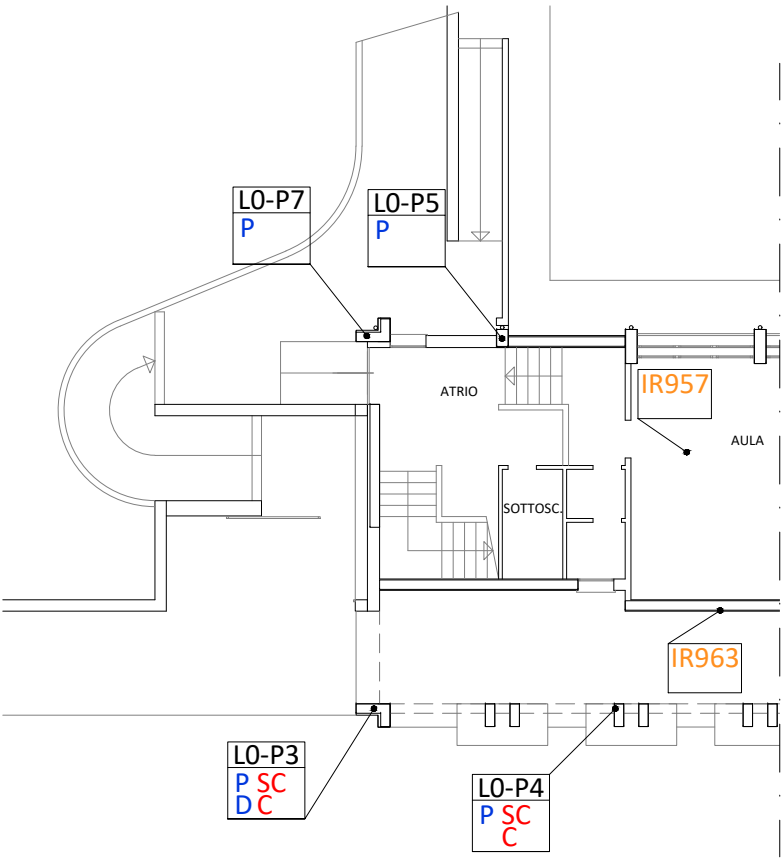


1.7. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - PARTE 1

US 3

LEGENDA

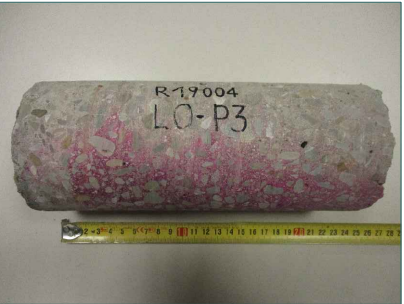
- P PACOMETRIA
- D DUROMETRIA
- SC SCARIFICA CLS
- C CAROTAGGIO E CARBONATAZIONE CLS
- O RILIEVO SOLAI



ANALISI PACOMETRICA PILASTRO LO-P3	
	Ferri
	14Ø14
	Staffe
	Ø6/20

PROVA CON DUROMETRO PILASTRO LO-P3				
367	379	387	396	395
385	387	393	394	395
Media [Leeb]		388		
Scarto quadratico		9,16		

CAROTAGGIO PILASTRO LO-P3	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	189
Res. Compressione [N/mm²]	12,97
Carbonatazione [mm]	35



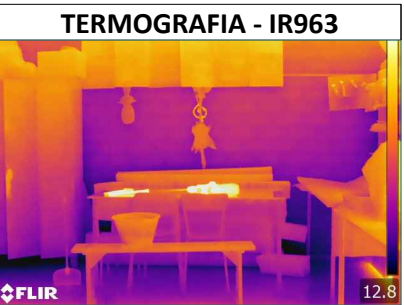
ANALISI PACOMETRICA PILASTRO LO-P4	
	Ferri
	10+10Ø14
	Staffe
	Ø6/20

CAROTAGGIO PILASTRO LO-P4	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	92
Res. Compressione [N/mm²]	21,61
Carbonatazione [mm]	35



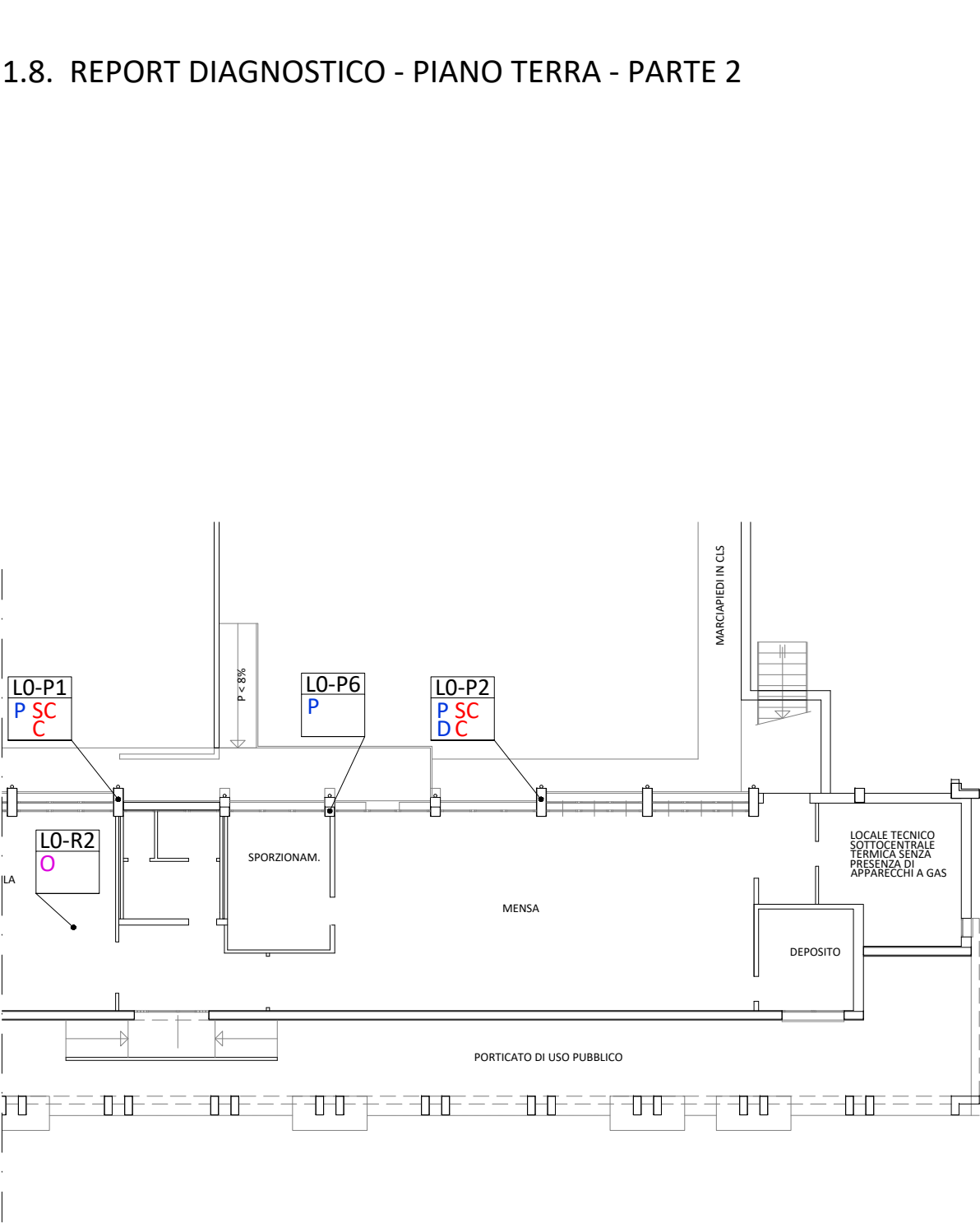
ANALISI PACOMETRICA PILASTRO LO-P5	
	Ferri
	6Ø14
	Staffe
	Ø6/20

ANALISI PACOMETRICA PILASTRO LO-P7	
	Ferri
	14Ø14
	Staffe
	Ø6/20





1.8. REPORT DIAGNOSTICO - PIANO TERRA - PARTE 2



US 3

LEGENDA

- P PACOMETRIA
- D DUROMETRIA
- SC SCARIFICA CLS
- C CAROTAGGIO E CARBONATAZIONE CLS
- O RILIEVO SOLAI

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO LO-P1	
	Ferri
	10Ø14
	Staffe
	Ø6/20

CAROTAGGIO	
PILASTRO LO-P1	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	188
Res. Compressione [N/mm²]	23,49
Carbonatazione [mm]	40

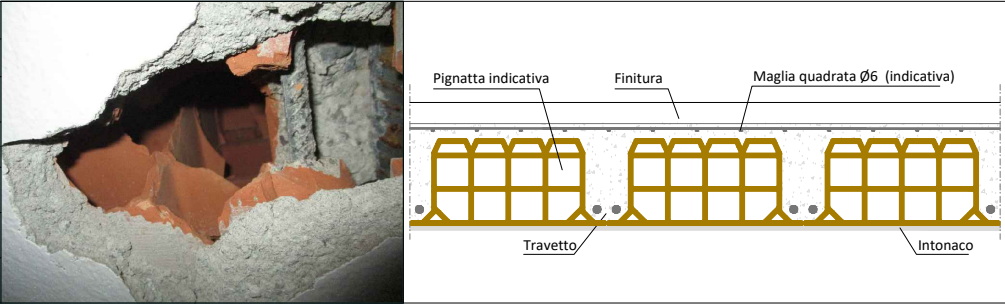
ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO LO-P2	
	Ferri
	10Ø14
	Staffe
	Ø6/20

PROVA CON DUROMETRO				
PILASTRO LO-P2				
416	419	426	419	420
424	413	427	425	422
Media [Leeb]			421	
Scarto quadratico			4,53	

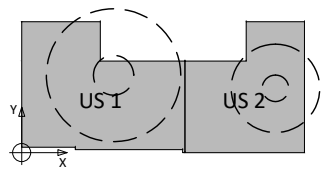
CAROTAGGIO	
PILASTRO LO-P2	
Diametro[mm]	94
Altezza [mm]	188
Res. Compressione [N/mm²]	17,00
Carbonatazione [mm]	45

ANALISI PACOMETRICA	
PILASTRO LO-P6	
	Ferri
	4Ø14
	Staffe
	Ø6/15

RILIEVO SOLAIO	
PILASTRO LO-R2	
Interasse Travetto [cm]	40
Larghezza Travetto [cm]	8
Altezza Travetto [cm]	24
Spessore Soletta/Assito [cm]	4
Spessore Finitura [cm]	7



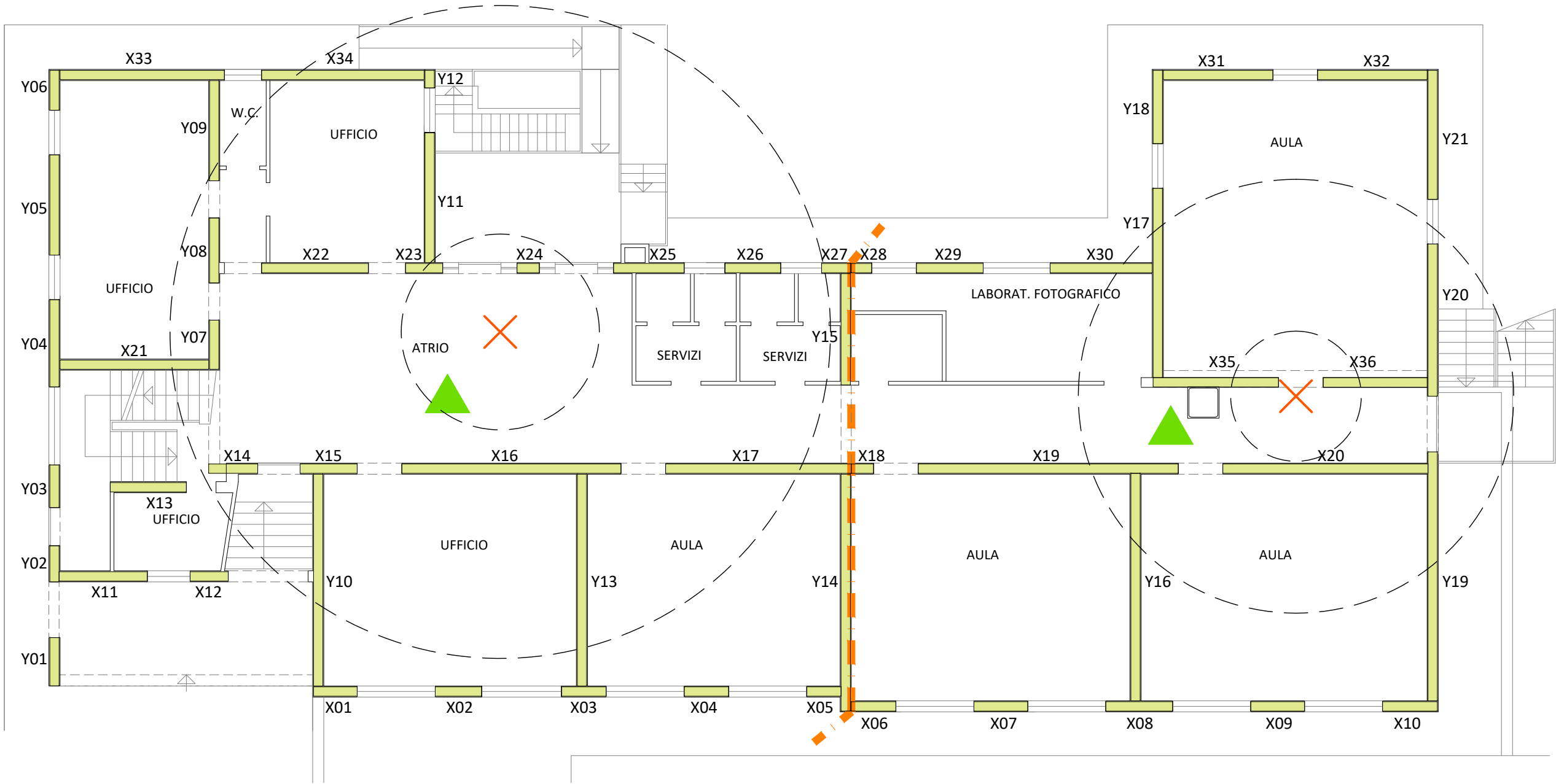
1.9. SISTEMA RESISTENTE - PIANO SEMINTERRATO



US 1			US 2		
COORDINATE GEOMETRICHE			COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze			Centro delle Rigidezze		
✗	Xr= 17,12	Yr= 47,78	✗	Xr= 38,54	Yr= 46,05
Centro delle Masse			Centro delle Masse		
▲	Xm= 15,70	Ym= 45,95	▲	Xm= 35,17	Ym= 45,10

LEGENDA

- MURATURA A
- CENTRO DELLE RIGIDezZE
- CENTRO DELLE MASSE
- GIUNTO STRUTTURALE
- ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO



1.10. SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA

US 3		
COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze		
✗	Xr= 20,43	Yr= 4,85
Centro delle Masse		
▲	Xm= 20,88	Ym= 5,30

LEGENDA

PILASTRO A

PILASTRO B

PILASTRO C

PILASTRO D

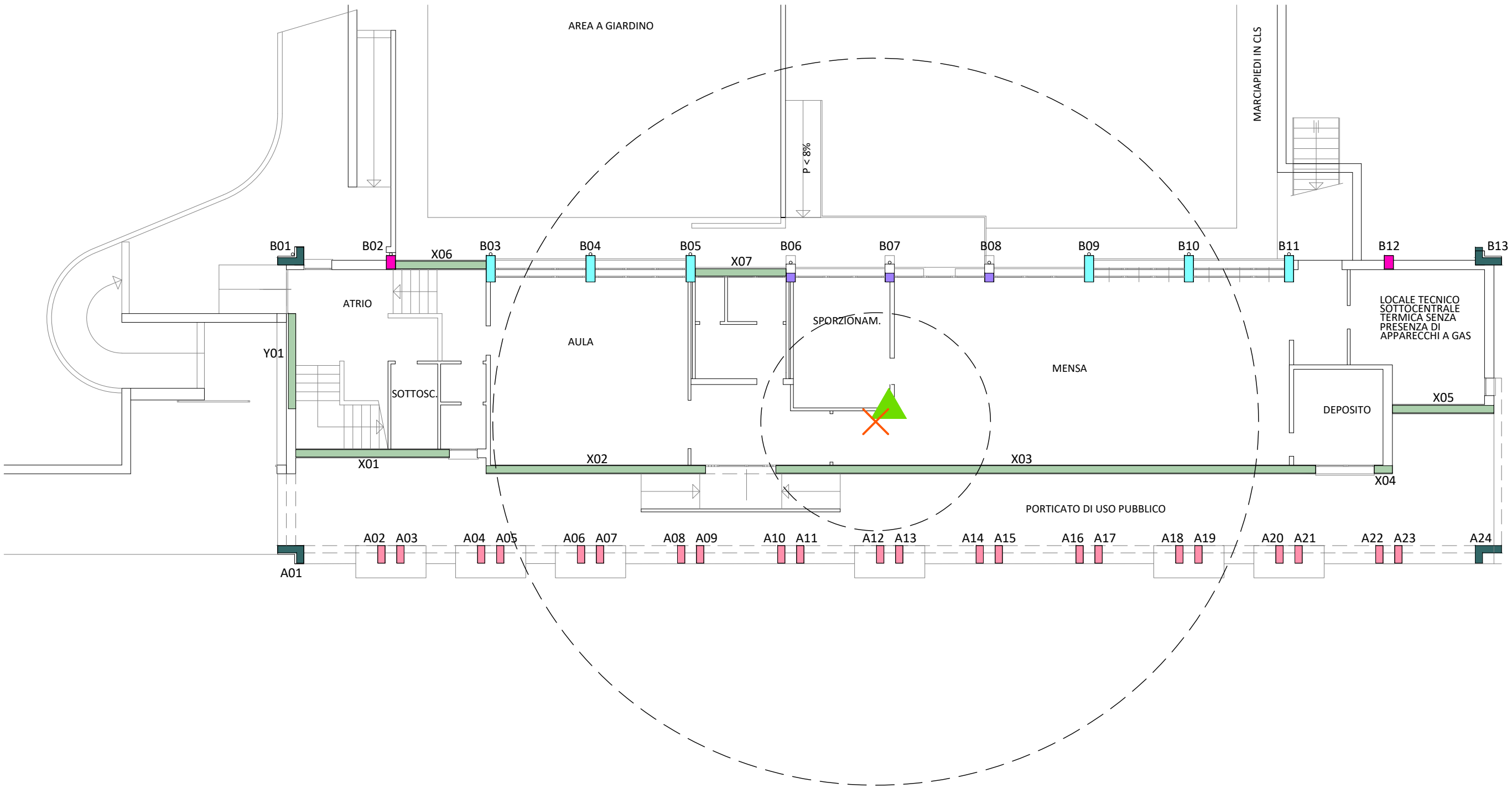
PILASTRO E

MURATURA B

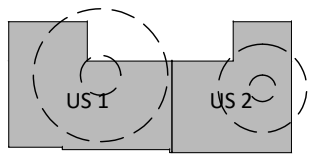
✗ CENTRO DELLE RIGIDENZE

▲ CENTRO DELLE MASSE

ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO

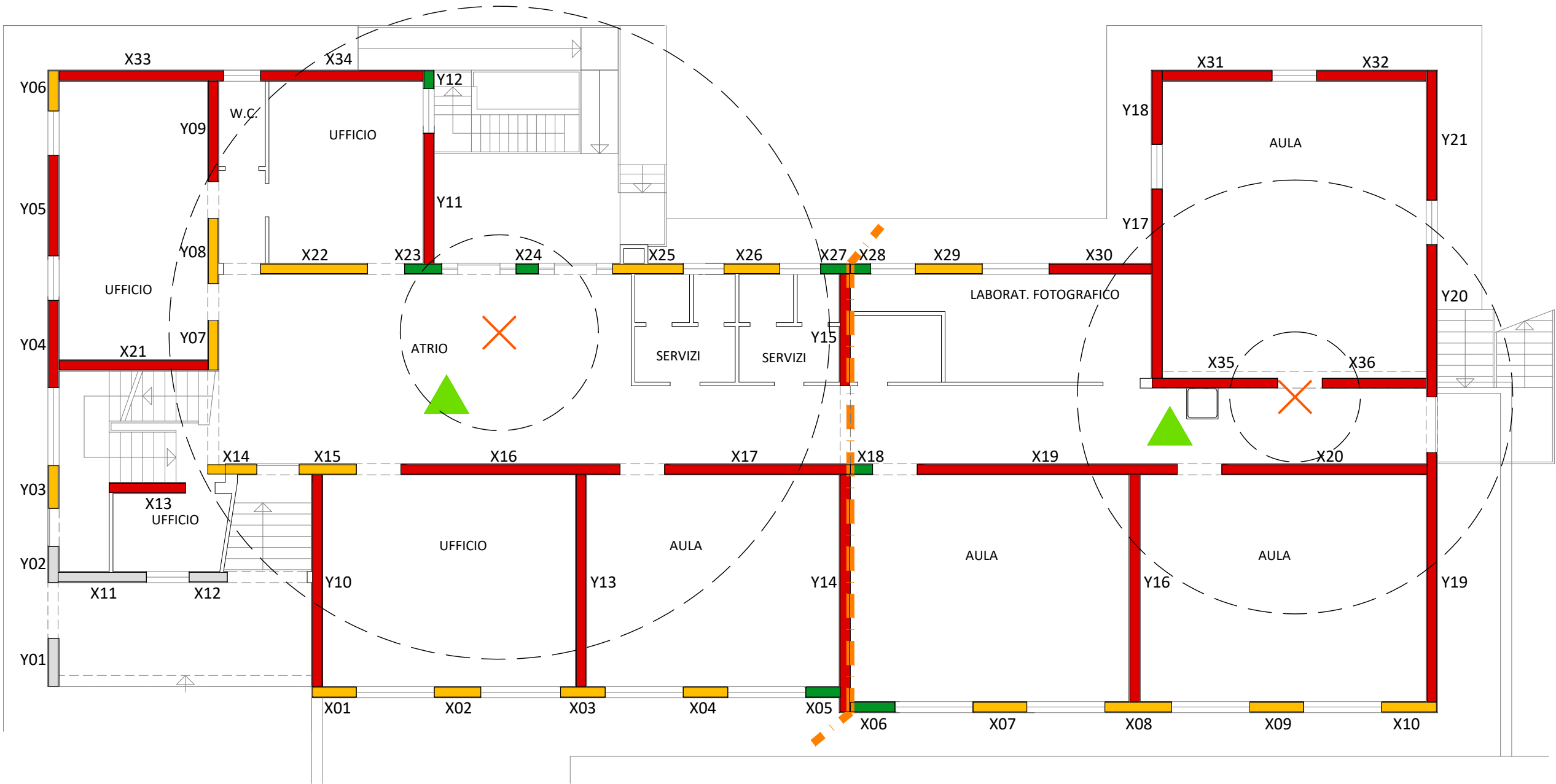


1.11. VERIFICHE SISMICHE - PIANO SEMINTERRATO

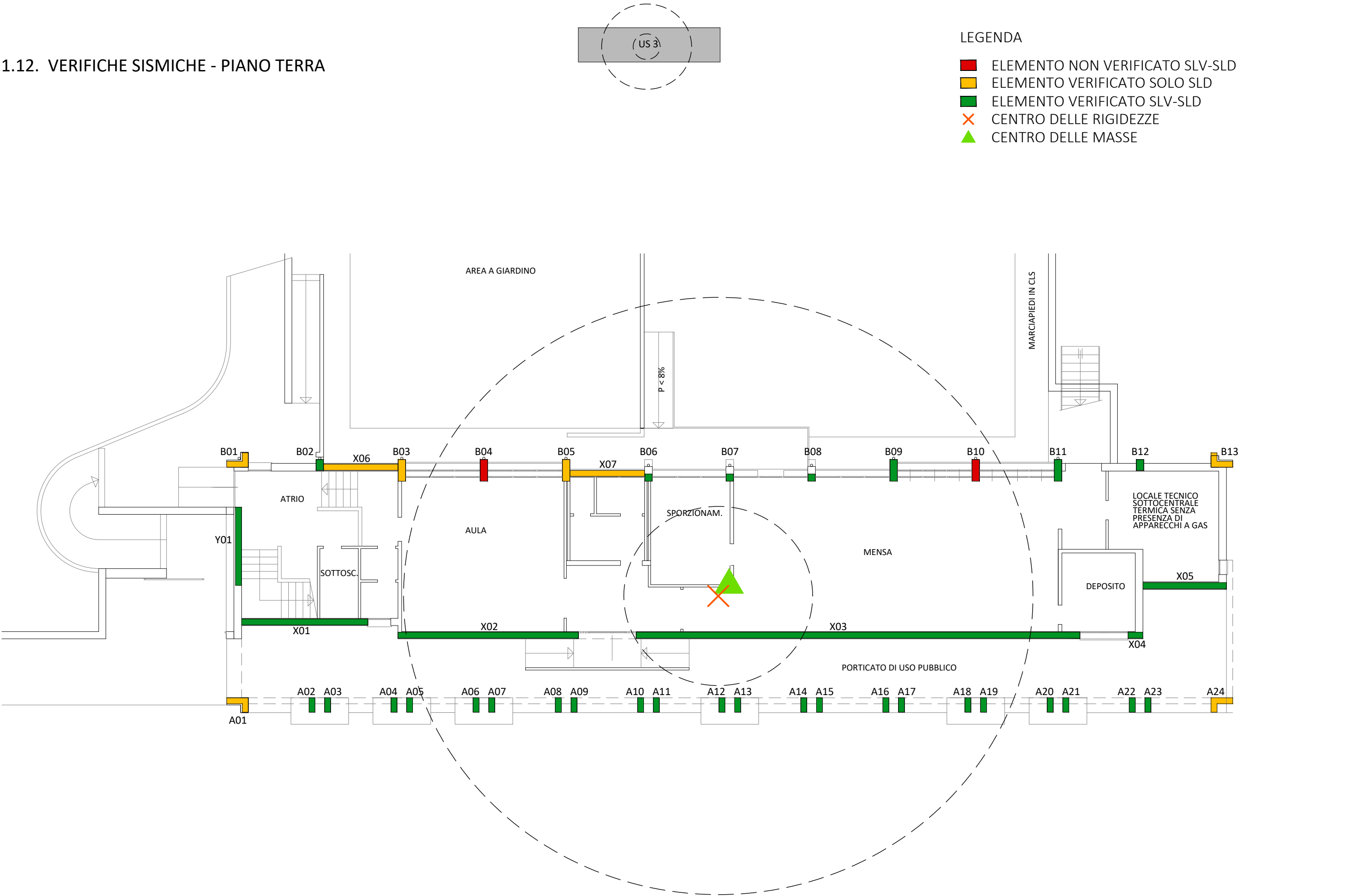


LEGENDA

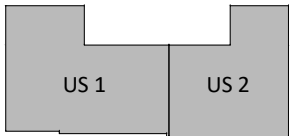
- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
- CENTRO DELLE RIGIDEZZE
- CENTRO DELLE MASSE
- GIUNTO STRUTTURALE



1.12. VERIFICHE SISMICHE - PIANO TERRA

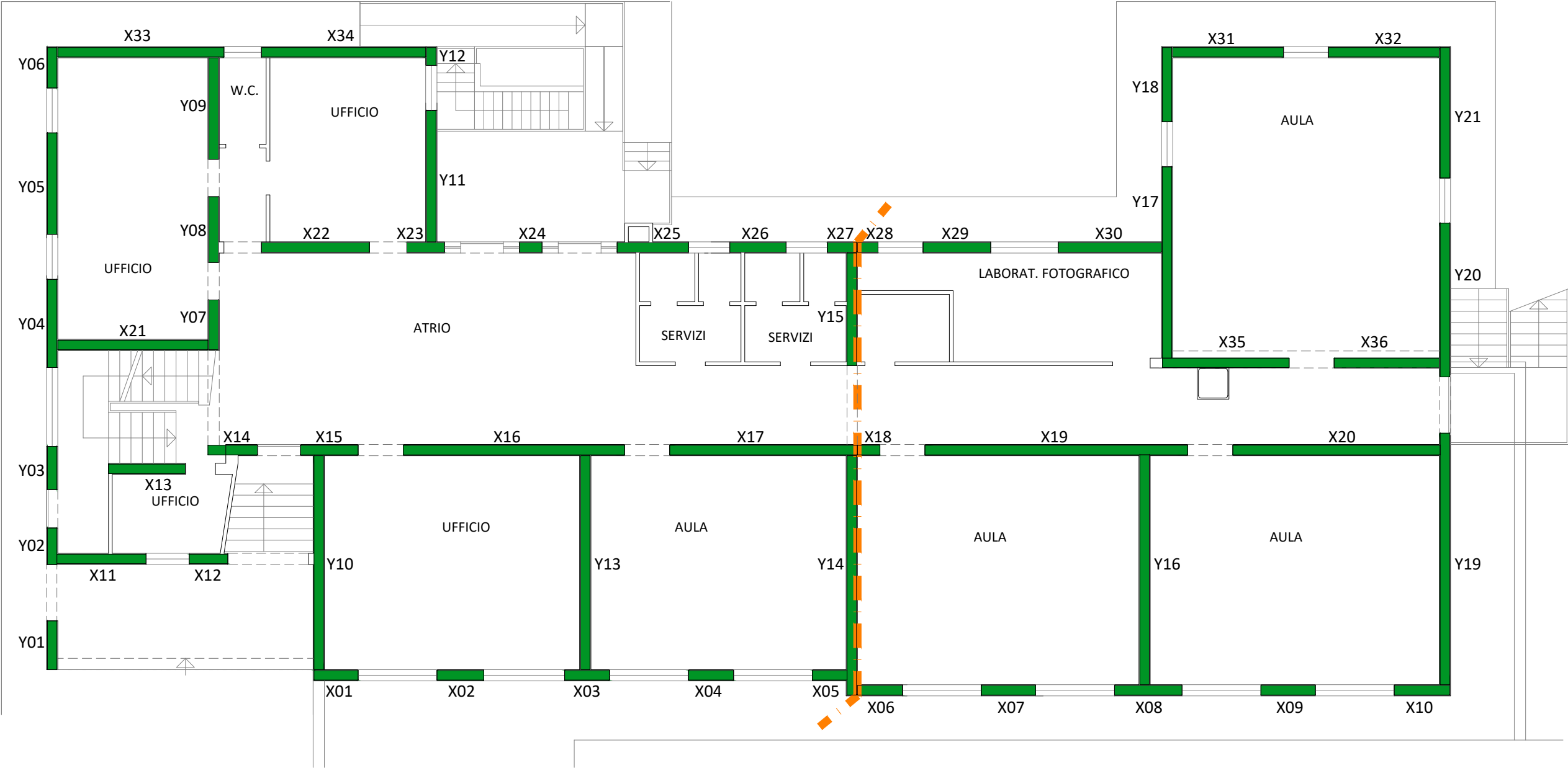


1.13. VERIFICHE STATICHE SLU - PIANO SEMINTERRATO

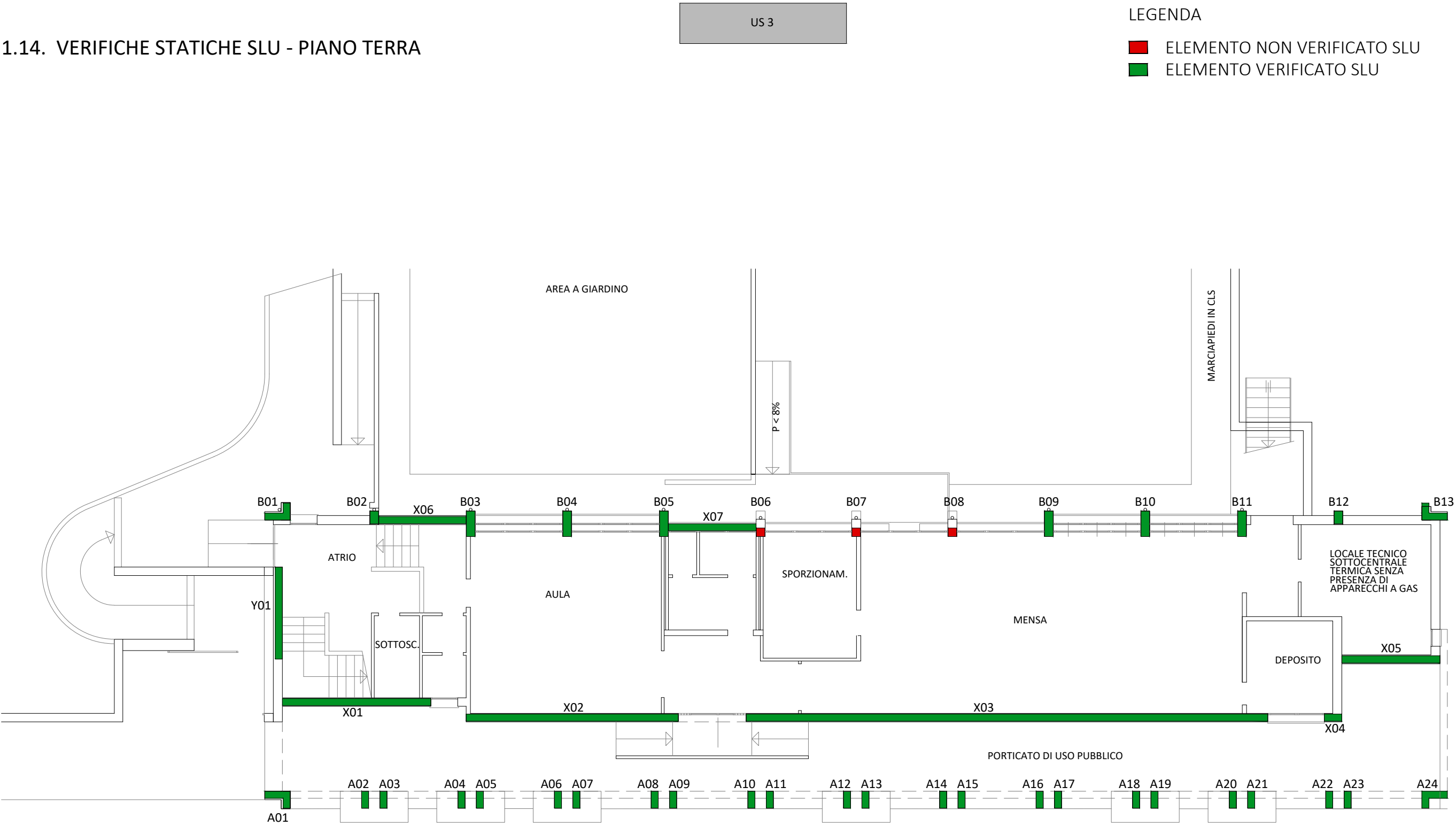


LEGENDA

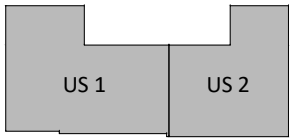
- ELEMENTO NON VERIFICATO SLU
- ELEMENTO VERIFICATO SLU
- GIUNTO STRUTTURALE



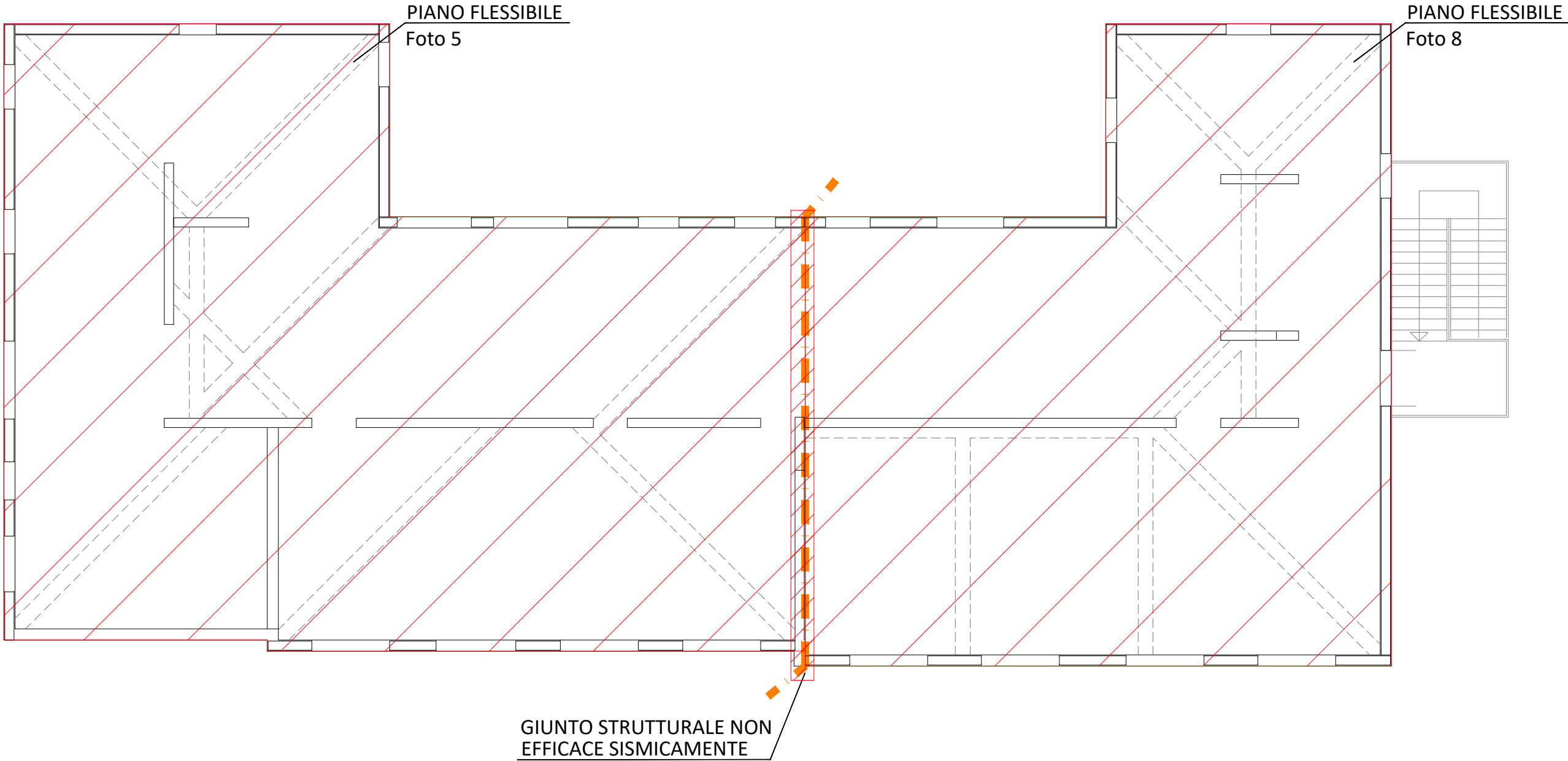
1.14. VERIFICHE STATICHE SLU - PIANO TERRA



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

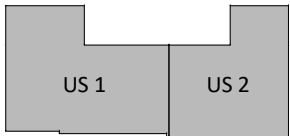


- LEGENDA
- VULNERABILITA'
  - GIUNTO STRUTTURALE

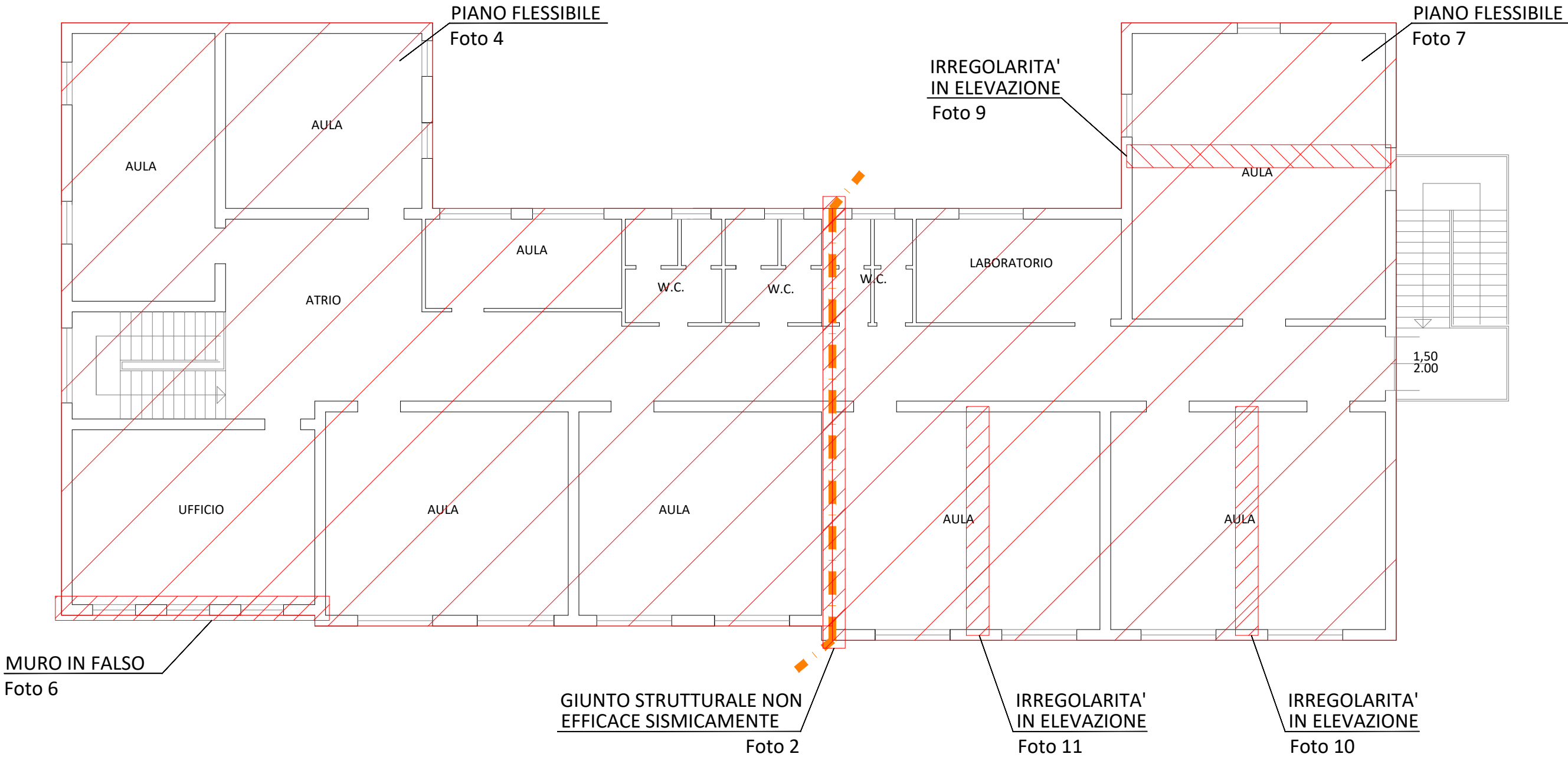




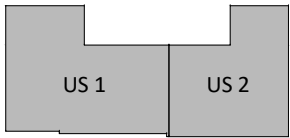
1.16. VULNERABILITA' SPECIFICHE E PUNTI DI PROVA - PIANO PRIMO



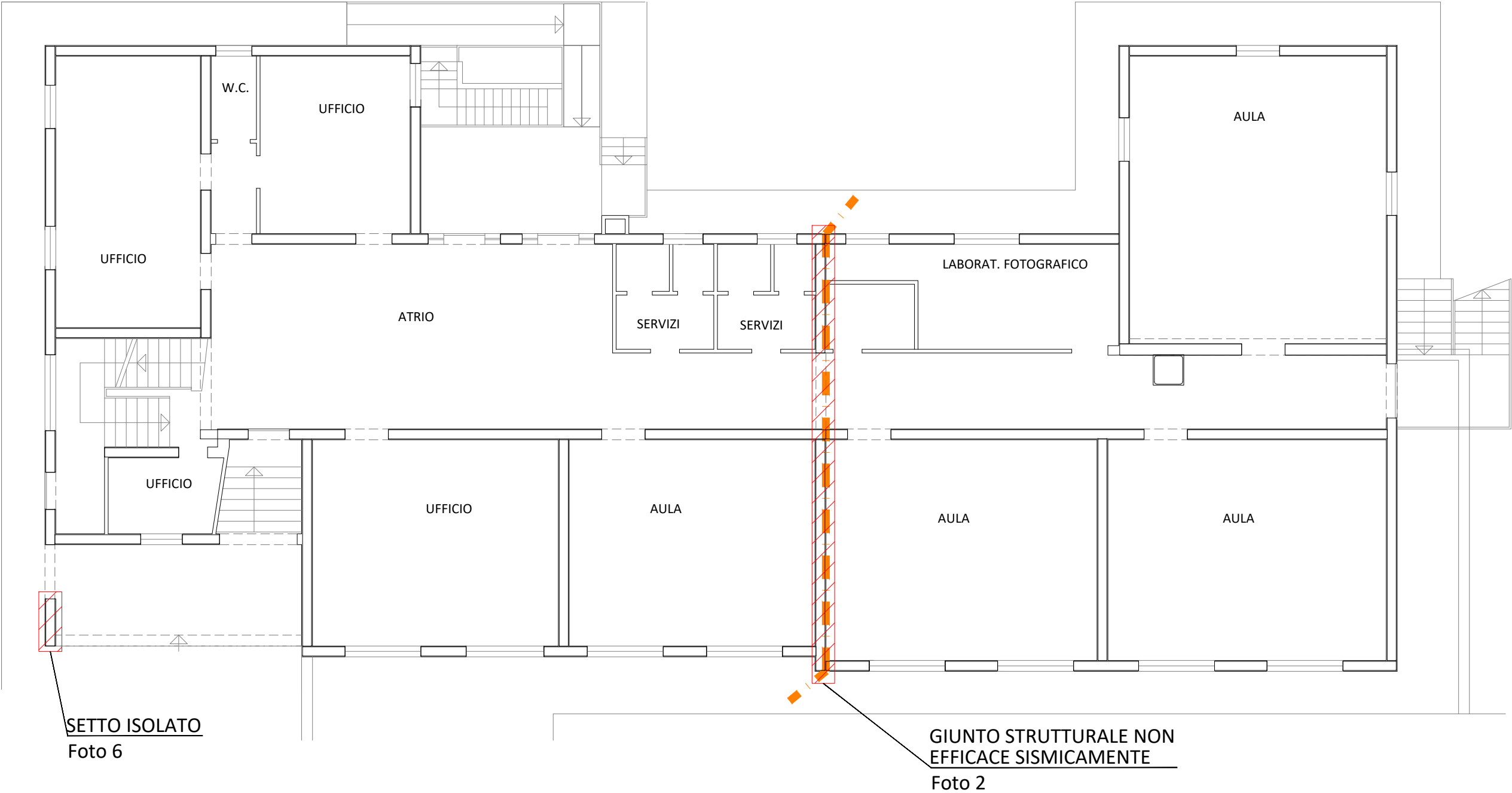
- LEGENDA
- VULNERABILITA'
  - GIUNTO STRUTTURALE



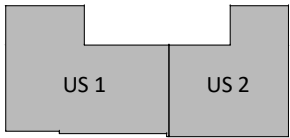
1.17. VULNERABILITA' SPECIFICHE E PUNTI DI PROVA - PIANO RIALZATO



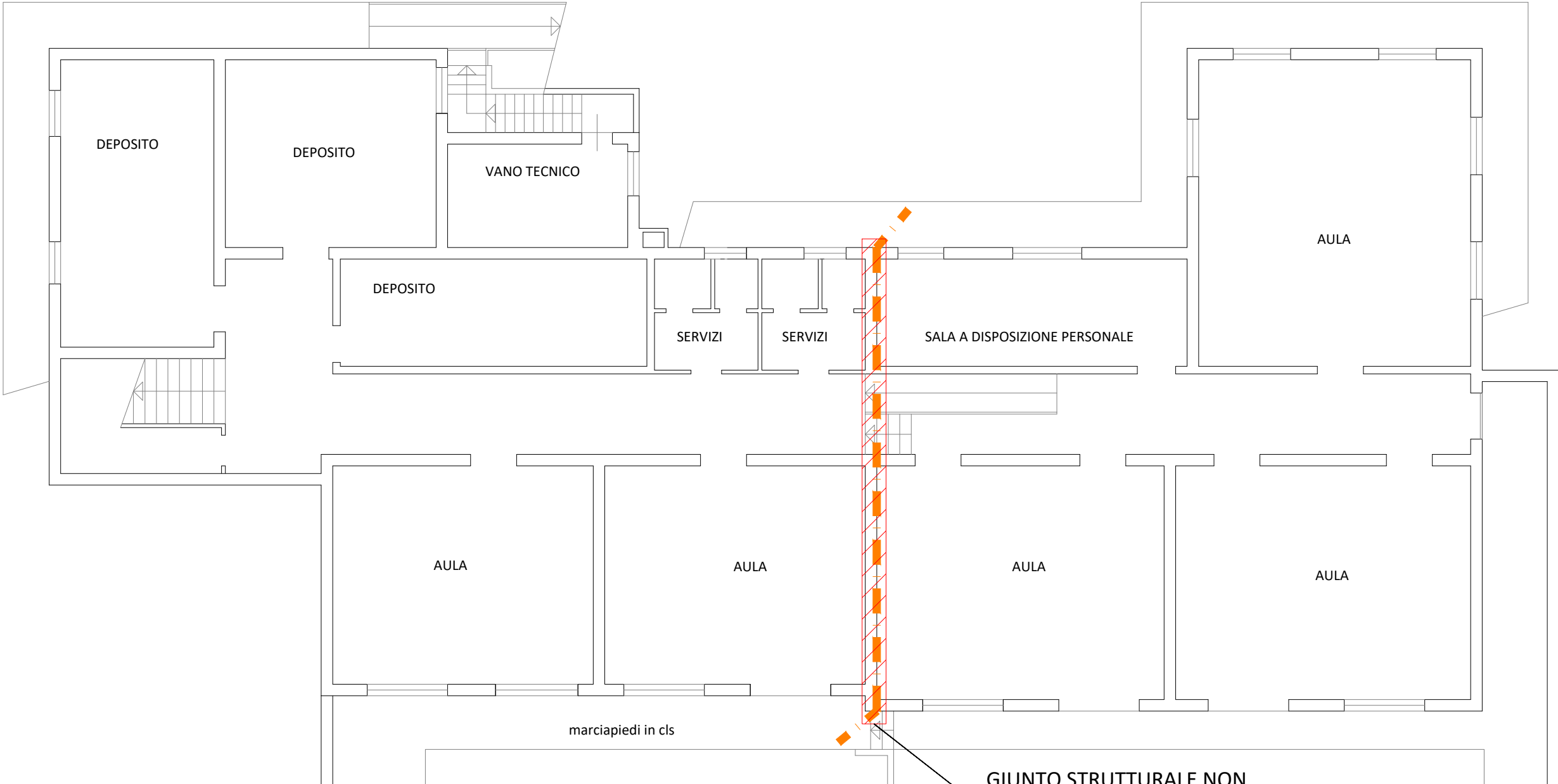
- LEGENDA
- VULNERABILITA'
  - GIUNTO STRUTTURALE



1.18. VULNERABILITA' SPECIFICHE E PUNTI DI PROVA - PIANO SEMINTERRATO




- LEGENDA
- VULNERABILITA'
  - GIUNTO STRUTTURALE

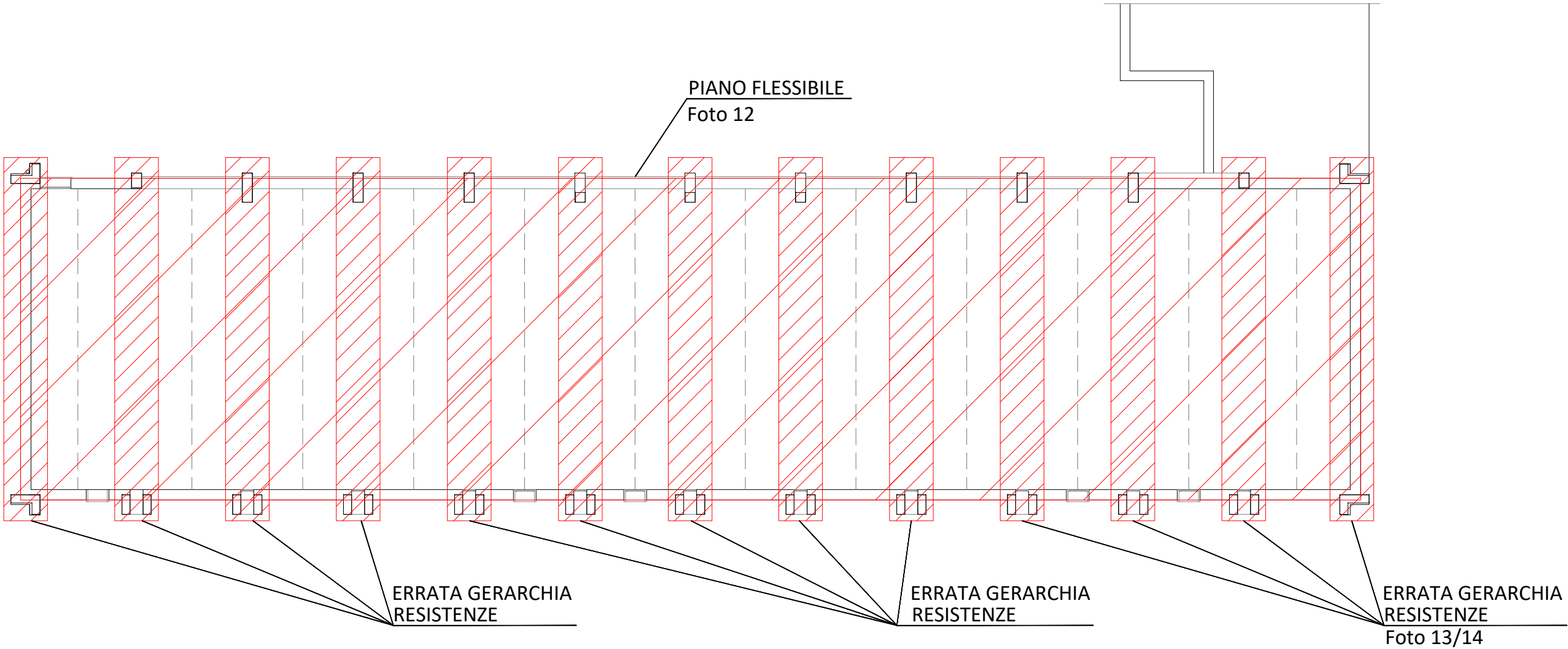


GIUNTO STRUTTURALE NON  
EFFICACE SISMICAMENTE  
Foto 2/3

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

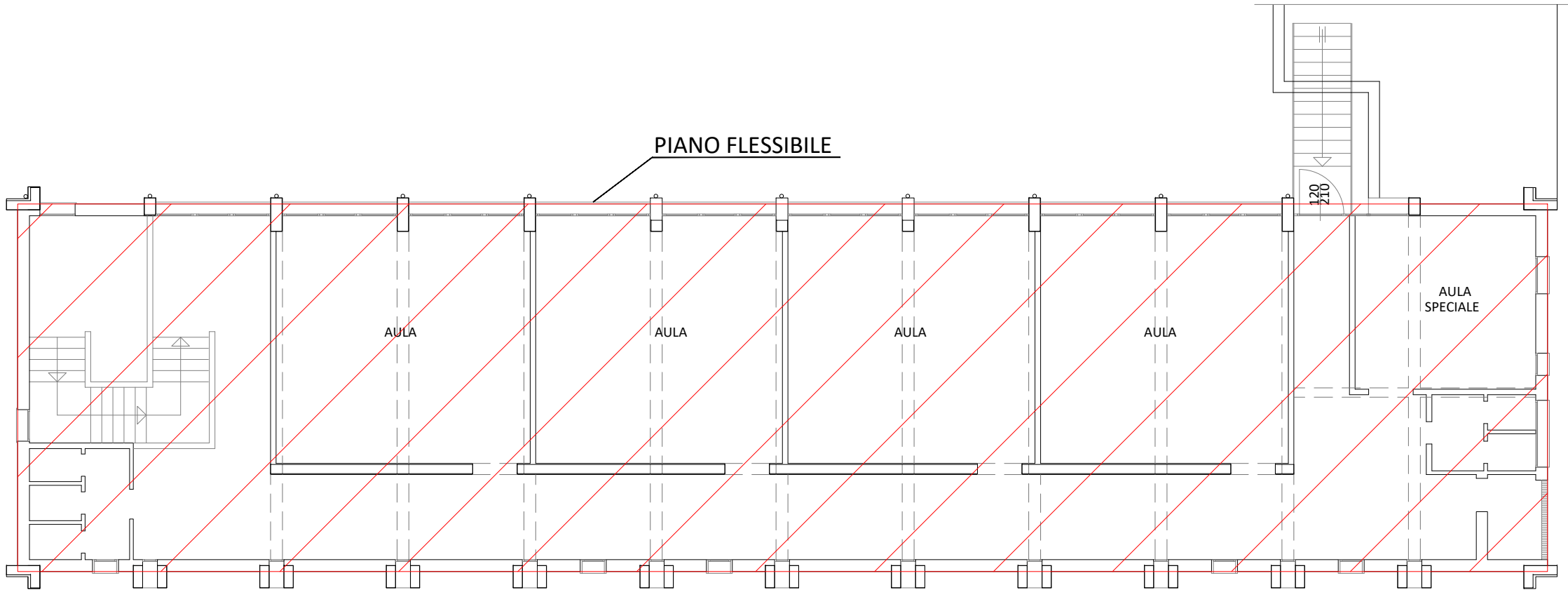
LEGENDA

 VULNERABILITA'



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

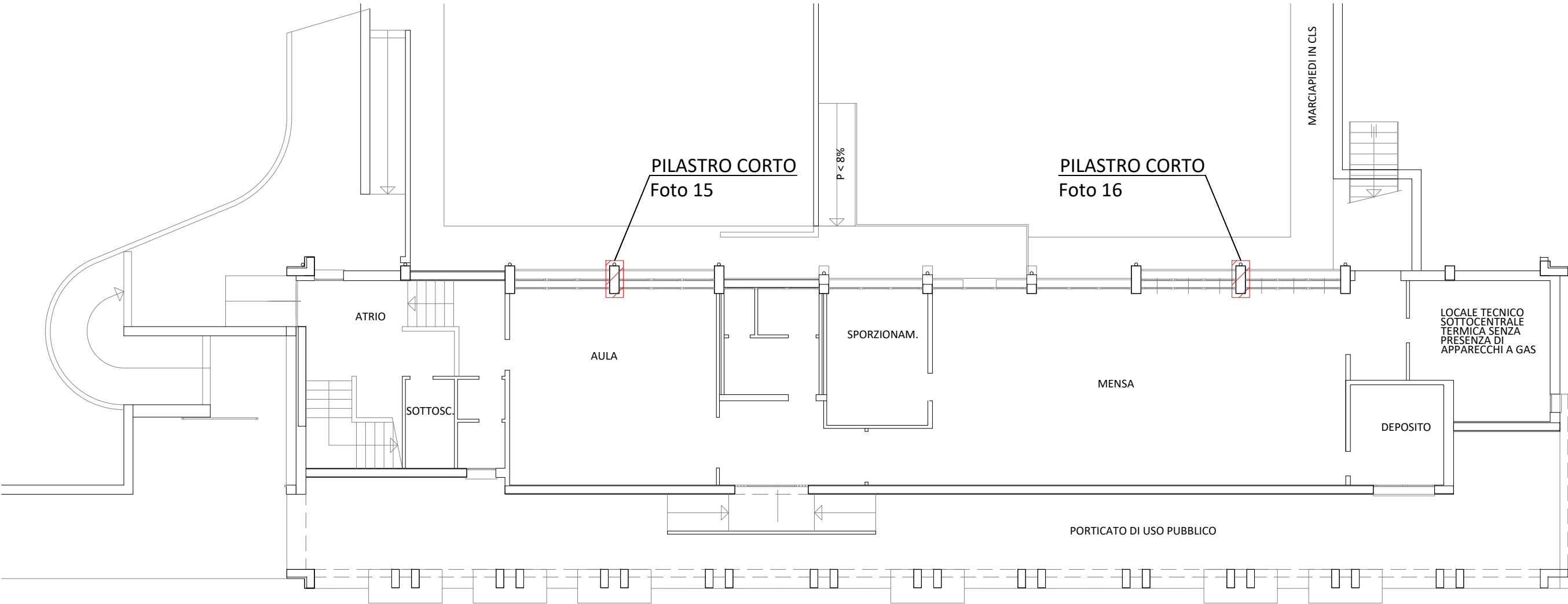
LEGENDA  
VULNERABILITA'



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

LEGENDA

VULNERABILITA'



## **Scuola Media "Galileo Galilei"**

Via Porrettana, 256 - Sasso Marconi (BO)

Cod. R19004

Comune di Sasso Marconi - Piazza dei Martiri della Liberazione, 6 - 40037 Sasso Marconi (BO)



## **Valutazione dei rischi statici**



## **INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>2</b>
<b>2. VERIFICA IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO</b>	<b>3</b>
<b>3. CONCLUSIONI</b>	<b>5</b>
<b>ALLEGATI</b>	

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha scopo integrativo della relazione *"Verifica Vulnerabilità Sismica"*, documento che descrive le analisi diagnostiche e le elaborazioni eseguite per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Media "Galileo Galilei" sito in Via Porrettana, 256 a Sasso Marconi (BO).

Dalla valutazione della sicurezza statica dell'edificio oggetto di analisi è emersa l'inadeguatezza di alcuni elementi facenti parte del sistema strutturale nei confronti di quanto richiesto dalla normativa vigente in materia di costruzioni esistenti (NTC 2018: Decreto Ministeriale n. 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Suppl. Ordinario n. 8.).

Tuttavia, per quanto riguarda gli edifici esistenti, si ritiene opportuno approfondire la verifica statica per valutare le criticità degli elementi che risultano non verificati secondo quanto prescritto dalla normativa attualmente vigente, attraverso un'interpretazione ingegneristica del problema.

## 2. VERIFICA IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO

La verifica viene condotta al fine di valutare se gli elementi strutturali presentano carenze statiche nella condizione in cui si considerano le azioni resistenti allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed i carichi agenti allo Stato Limite di Esercizio in combinazione rara (SLE-rara). Nelle tabelle a seguire vengono riassunte, per ciascuna Unità Strutturale, le analisi dei carichi dei solai e delle coperture; le stesse grandezze definiscono un carico agente unitario ( $W$ ) determinato secondo la combinazione SLE-rara riportata al § 2.5.3 NTC 2018.

### 2.1 Unità strutturale 1 – Combinazione statica SLE-rara

Identificativo	$\gamma_{g1}$	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{g2}$	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA A	1,00	0,50	1,00	0,40	1,00	1,50	<b>2,40</b>
SOLAIO A	1,00	2,30	1,00	1,50	1,00	3,00	<b>6,80</b>
SOLAIO B	1,00	1,15	1,00	0,20	1,00	0,50	<b>1,85</b>

### 2.2 Unità strutturale 2 – Combinazione statica SLE-rara

Identificativo	$\gamma_{g1}$	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{g2}$	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA A	1,00	0,50	1,00	0,40	1,00	1,50	<b>2,40</b>
SOLAIO C	1,00	3,70	1,00	1,50	1,00	3,00	<b>8,20</b>
SOLAIO D	1,00	1,55	1,00	0,20	1,00	0,50	<b>2,25</b>

### 2.3 Unità strutturale 3 – Combinazione statica SLE-rara

Identificativo	$\gamma_{g1}$	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{g2}$	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>2</sup> ]
COPERTURA B	1,00	1,10	1,00	0,50	1,00	1,50	<b>3,10</b>
SOLAIO E	1,00	3,15	1,00	2,25	1,00	3,00	<b>8,40</b>
SOLAIO F	1,00	1,75	1,00	0,20	1,00	0,50	<b>2,45</b>

Le ipotesi su cui si basa la valutazione integrativa sono:

- Il getto di completamento dei solai è considerato come collaborante e, pertanto, viene considerato come un peso proprio strutturale;
- Il fattore di confidenza  $FC$  utilizzato nelle verifiche, conseguente alle prove ed ai rilievi eseguiti per raggiungere un LC2, è pari a 1,20;
- I coefficienti di sicurezza parziali, utilizzati per ridurre le resistenze dei materiali, sono:  
 $\gamma_c=1,50$  per il calcestruzzo;  
 $\gamma_s=1,15$  per l'acciaio.

Gli elementi strutturali che, oltre a non soddisfare la verifica statica richiesta dalla normativa NTC 2018 in condizione di Stato Limite Ultimo (come descritto nella relazione "Verifica Vulnerabilità Sismica"), non soddisfano anche la verifica integrativa in esercizio, evidenziano un rischio statico significativo.

Per ciascuna Unità Strutturale viene allegata una tabella riepilogativa della verifica integrativa in cui per ciascun elemento strutturale è possibile desumere le azioni sollecitanti allo SLE, le azioni resistenti allo SLU, la contestuale verifica oltre alla verifica allo SLU. Nelle planimetrie allegate, per agevolare la localizzazione, gli stessi elementi sono evidenziati secondo la seguente colorazione:

- Campitura color ROSSO: elementi strutturali non verificati sia allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in condizioni di esercizio;
- Retinatura color GIALLO: elementi strutturali verificati esclusivamente in condizioni di esercizio;
- Retinatura color VERDE: elementi strutturali verificati sia allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in condizioni di esercizio.

### 3. CONCLUSIONI

La valutazione integrativa della sicurezza statica dell'Unità Strutturale 3 evidenzia l'adeguatezza degli elementi verticali facenti parte della struttura del fabbricato in esame; è possibile pertanto escludere la necessità di ulteriori approfondimenti diagnostici oltre ad un successivo intervento di adeguamento statico.

Si ritiene necessario precisare che i risultati della presente trattazione si riferiscono ad elementi verticali in buono stato di conservazione o a valle di un intervento di risanamento dei degradi, anche superficiali, che potrebbero compromettere la durabilità della struttura stessa.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva che evidenzia il numero degli elementi verticali che non soddisfano la verifica statica, eseguita in un primo momento allo Stato Limite Ultimo (vedasi il capitolo 4.5 della relazione "Verifica Vulnerabilità Sismica") e successivamente allo Stato Limite di Esercizio in combinazione rara.

RIEPILOGO ELEMENTI NON VERIFICATI			
Unità Strutturale	Tipologia costruttiva	SLU	SLE-rara
US3	Mista	3	0
TOTALE		3	0

Sasso Marconi (BO), 14/01/2019

Ing. Stefano Pallavicini

Tecnoindagini S.r.l.



*Stefano Pallavicini*

**TECNOINDAGINI SRL**  
Via Monte Sabotino n° 14  
20095 Cusano M. (MI)  
P.IVA 06283520969  
*[Signature]*

RIEPILOGO VERIFICHE STATICHE - UNITA' STRUTTURALE 3

DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		AZIONI SOLLECITANTI SLE			AZIONI RESISTENTI SLU			VERIFICHE SLU/SLE			VERIFICHE SLU		
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y	Azione assiale	Momento direzione X	Momento direzione Y
		$N_{Ed}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$N_{Rd}$	$M_{Rd,x}$	$M_{Rd,y}$	$N_{Rd}/N_{Ed}$	$M_{Rd,x}/M_{Ed,x}$	$M_{Rd,y}/M_{Ed,y}$	$N_{Rd}/N_{Ed}$	$M_{Rd,x}/M_{Ed,x}$	$M_{Rd,y}/M_{Ed,y}$
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
B03	Pilastro A	421	35,64	8,42	2338	230,27	102,23	5,55	6,46	12,14	4,81	4,54	10,52
B04	Pilastro A	472	35,64	9,43	2338	235,40	105,03	4,96	6,61	11,14	4,19	4,64	9,42
B05	Pilastro A	421	35,64	8,42	2338	230,27	102,23	5,55	6,46	12,14	4,81	4,54	10,52
B09	Pilastro A	468	35,64	9,35	2338	234,99	104,81	5,00	6,59	11,21	4,24	4,64	9,49
B10	Pilastro A	471	35,64	9,43	2338	235,39	105,02	4,96	6,61	11,14	4,19	4,64	9,42
B11	Pilastro A	471	35,64	9,42	2338	235,35	105,00	4,96	6,60	11,15	4,20	4,64	9,42
A01	Pilastro B	306	6,42	13,57	3207	161,69	351,38	10,49	25,19	25,89	9,42	22,61	23,24
A24	Pilastro B	335	10,85	14,87	3207	163,23	357,46	9,58	15,04	24,04	8,59	10,58	21,55
B01	Pilastro B	300	20,82	13,32	3207	161,81	351,68	10,70	7,77	26,41	9,40	5,46	22,47
B13	Pilastro B	302	11,67	13,43	3207	161,97	352,93	10,61	13,88	26,27	9,29	9,76	23,02
A02	Pilastro C	216	6,47	4,32	1485	104,82	55,55	6,88	16,19	12,87	6,04	14,21	11,30
A03	Pilastro C	216	6,49	4,33	1485	104,84	55,57	6,86	16,15	12,84	6,03	14,19	11,28
A04	Pilastro C	216	6,48	4,32	1485	104,81	55,55	6,88	16,18	12,86	6,04	14,21	11,30
A05	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,25	54,92	7,18	16,81	13,29	6,38	14,92	11,79
A06	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,25	54,92	7,18	16,81	13,28	6,38	14,92	11,79
A07	Pilastro C	207	6,21	4,14	1485	104,26	54,93	7,18	16,80	13,28	6,37	14,91	11,78
A08	Pilastro C	207	6,21	4,14	1485	104,26	54,93	7,18	16,80	13,28	6,37	14,91	11,78
A09	Pilastro C	207	6,21	4,14	1485	104,26	54,93	7,18	16,80	13,28	6,37	14,91	11,78
A10	Pilastro C	207	6,21	4,14	1485	104,27	54,93	7,18	16,80	13,28	6,37	14,90	11,78
A11	Pilastro C	206	6,18	4,12	1485	104,22	54,88	7,21	16,86	13,31	6,40	14,97	11,83
A12	Pilastro C	206	6,18	4,12	1485	104,22	54,88	7,20	16,85	13,31	6,40	14,97	11,82
A13	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,24	54,91	7,19	16,83	13,29	6,38	14,94	11,80
A14	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,24	54,91	7,19	16,83	13,29	6,38	14,94	11,80
A15	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,25	54,92	7,18	16,81	13,29	6,38	14,92	11,79
A16	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,25	54,92	7,18	16,81	13,29	6,38	14,92	11,79
A17	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,25	54,92	7,18	16,81	13,29	6,38	14,92	11,79
A18	Pilastro C	207	6,20	4,13	1485	104,25	54,92	7,18	16,81	13,29	6,38	14,92	11,79
A19	Pilastro C	207	6,21	4,14	1485	104,26	54,93	7,18	16,80	13,28	6,37	14,91	11,78
A20	Pilastro C	207	6,20	4,14	1485	104,26	54,93	7,18	16,80	13,28	6,37	14,91	11,78
A21	Pilastro C	213	6,39	4,26	1485	104,63	55,34	6,97	16,37	12,99	6,15	14,44	11,46
A22	Pilastro C	213	6,39	4,26	1485	104,63	55,35	6,97	16,37	12,99	6,15	14,43	11,45
A23	Pilastro C	226	9,76	4,52	1485	105,44	56,25	6,58	10,80	12,45	5,71	7,59	10,81
B02	Pilastro D	372	33,89	7,45	1211	79,52	60,67	3,25	2,35	8,15	2,81	1,65	7,05
B12	Pilastro D	409	18,99	8,18	1211	82,00	63,23	2,96	4,32	7,73	2,51	3,04	6,55
B06	Pilastro E	371	32,58	7,42	807	43,97	43,97	2,18	1,35	5,92	1,86	0,95	5,07
B07	Pilastro E	417	32,58	8,35	807	38,02	38,02	1,93	1,17	4,55	1,62	0,82	3,81
B08	Pilastro E	418	32,58	8,36	807	37,93	37,93	1,93	1,16	4,53	1,61	0,82	3,79

1. UNITA' STRUTTURALE 3

1.1. VERIFICHE STATICHE IN ESERCIZIO - PIANO TERRA

US 3

- LEGENDA
- ELEMENTO NON VERIFICATO
  - ELEMENTO VERIFICATO SOLO IN ESERCIZIO
  - ELEMENTO VERIFICATO

