

Scuola Elementare “Cerretano”

Via Enrico Mattei, 5 – Castelfidardo (AN)

Cod. V17002

Comune di Castelfidardo – Piazza della Repubblica, 8 – 60022 Castelfidardo (AN)



Relazione tecnica

In allegato 1 elaborato unità strutturale

Sommario

1	INTRODUZIONE	2
1.1	Pericolosità sismica.....	3
1.2	Norme di riferimento	6
2	RILIEVO DELL'EDIFICIO ED INDAGINI IN SITU.....	7
2.1	Analisi storico-critica	7
2.2	Rilievo geometrico-strutturale	9
2.2.1	Rilievo delle coperture.....	11
2.2.2	Rilievo strutture orizzontali	12
2.2.3	Rilievo struttura verticale	13
2.2.4	Rilievo delle fondazioni.....	14
2.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	15
2.3.1	Strutture in Cemento armato	15
2.3.2	Strutture in Muratura	17
2.4	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	19
3	VERIFICHE DI VULNERABILITÀ	20
3.1	Azioni sulle strutture	23
3.1.1	Unità strutturale 1	23
3.1.2	Unità strutturale 2	23
3.1.3	Unità strutturale 3	23
3.2	Verifiche su unità strutturali in calcestruzzo armato	24
3.2.1	Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate	25
3.2.2	Metodi di analisi e criteri di verifica	26
3.3	Verifiche delle unità strutturali in muratura	27
3.3.1	Deformabilità dei pannelli murari	29
3.3.2	Verifiche a taglio di pannelli in muratura	29
3.3.3	Verifiche di cinatismi locali.....	30
3.3.4	Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura	30
3.4	Indice di Sicurezza Sismica.....	31
3.4.1	Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento	33
3.5	Vulnerabilità Specifiche	35
3.6	Classificazione sismica	36
4	CONCLUSIONI.....	37

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 Elementare "Cerretano" sito in via Enrico, 5 a Castelfidardo (AN).

Ciascun territorio, in base alla sua natura geologica, è contraddistinto da terremoti che storicamente si ripetono con frequenze e forze caratteristiche: noti questi dati è possibile determinare un valore che indichi la probabilità (P_{VR}) che si verifichi un evento sismico di una certa magnitudo entro un dato intervallo di tempo, definendo così la *pericolosità sismica* di quello specifico territorio. 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 considerato, o tempo di ritorno dell'evento sismico (T_R).

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.

Inoltre, la maggiore o minore presenza di persone e di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire la perdita di vite umane o un danno ai beni culturali o altro danno economico definisce l'**esposizione** al rischio.

Rischio = Vulnerabilità · Pericolosità · Esposizione

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*, della *vulnerabilità* e dell'*esposizione*.

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

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:

- Sollecitazioni sismiche sulla struttura
- 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

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

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

A fronte di un evento sismico di una data intensità, stabilita dalla zona geografica in cui l'edificio è situato, si determina il livello di danno accettabile per la tipologia di edificio analizzata (Stato Limite); sono così fissate la *pericolosità* e l'*esposizione*: la prima riguarda l'area in cui sorge l'edificio ed è definita dall'OPCM 3519, mentre la seconda viene considerata laddove le norme definiscono gli edifici strategici e/o rilevanti, come nell'OPCM 3274 e nella Tabella C.3.2.I. della Circolare del CSLP 617.

La tabella seguente riporta per ciascun stato limite, ovvero lo stato limite ultimo SLU e lo stato limite di esercizio SLE, le probabilità di superamento attese ed i relativi tempi di ritorno.

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%	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni}$

Noti i parametri sopra citati è possibile risalire alle accelerazioni orizzontali massime a_g , rispetto ai periodi di ritorno definiti note anche le coordinate geografiche dell'edificio. L'*accelerazione di picco di domanda* (Peak Ground Acceleration: PGA_D) è la misura, espressa in m/s^2 , dell'accelerazione indotta al suolo da un terremoto in una specifica area geografica ed è inerente l'intero edificio.

A questo punto è possibile calcolare l'accelerazione massima di picco al suolo di domanda (PGA_D), secondo le relazioni seguenti:

$$PGA_D(SLD) = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

$$PGA_D(SLV) = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

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, tali coefficienti possono essere dedotti in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo quanto prescritto nella NTC 2008 § 3.2.2.

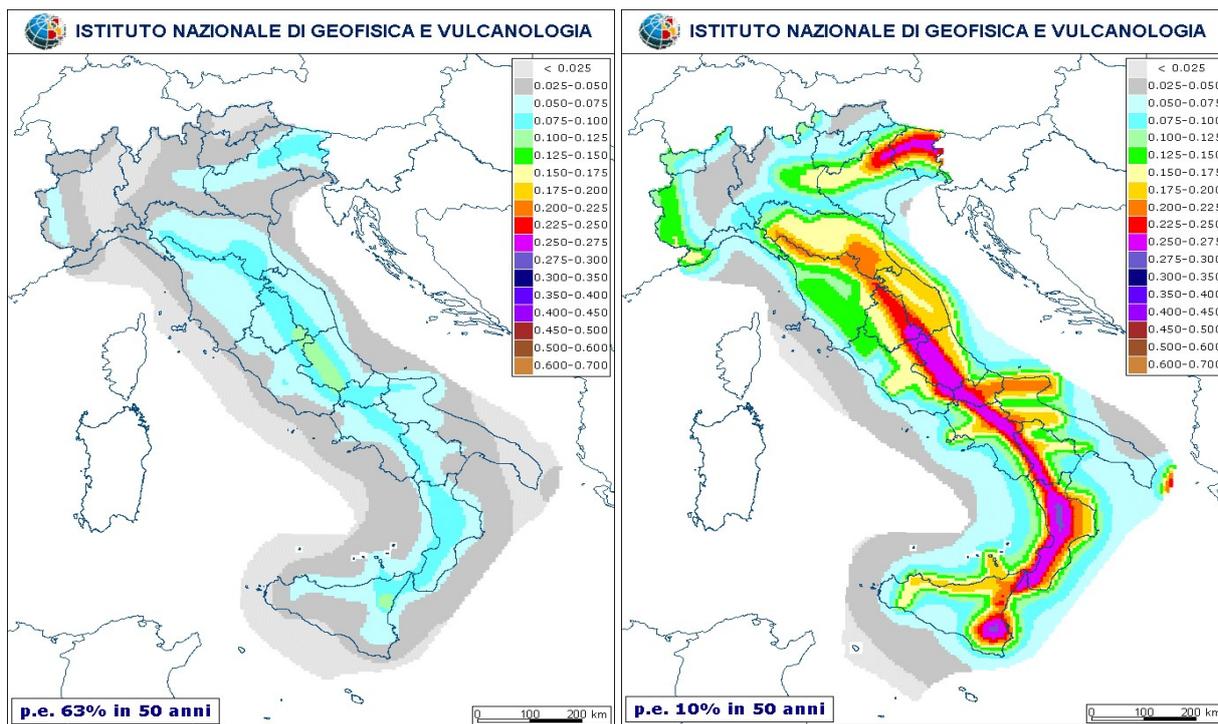


Figura n°1-2 – Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata rispettivamente allo SLD e SLV.

Il manufatto oggetto della presente indagine è destinato principalmente all'uso scolastico e rientra quindi nella categoria degli edifici che prevedono affollamenti significativi (classe III) a cui è associato un coefficiente d'uso $C_U=1,5$. Pertanto, partendo da una Vita nominale V_N di 50 anni, è possibile individuare in 75 anni il periodo di riferimento V_R per valutare l'azione sismica.

Per quanto concerne invece le caratteristiche del sottosuolo, non essendo in possesso di inerente relazione geologica è stata ipotizzata la presenza di un sottosuolo di tipo C, mentre la condizione topografica è assimilabile alla T_1 essendo il fabbricato edificato in pianura.

Nel grafico riportato nella Figura n°3 sono rappresentati gli spettri di risposta elastici per ciascuno Stato Limite, in cui è possibile leggere la corrispettiva accelerazione a_g assegnata al territorio su cui insiste la costruzione.

	V_N	Classe	C_U	V_R	S_S	S_T
Edificio oggetto di analisi	50	III	1,5	75	1,384	1,00

L'edificio oggetto della presente indagine è quindi caratterizzato dai seguenti parametri di domanda fissati dalla Normativa:

Parametri di Domanda			
	Periodo di ritorno T_R	Accelerazione orizzontali massime a_g	PGA_d
	[anni]	[m/s ²]	[m/s ²]
SLO	45	0,058	0,080
SLD	75	0,077	0,107
SLV	712	0,211	0,292
SLC	1462	0,274	0,379

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

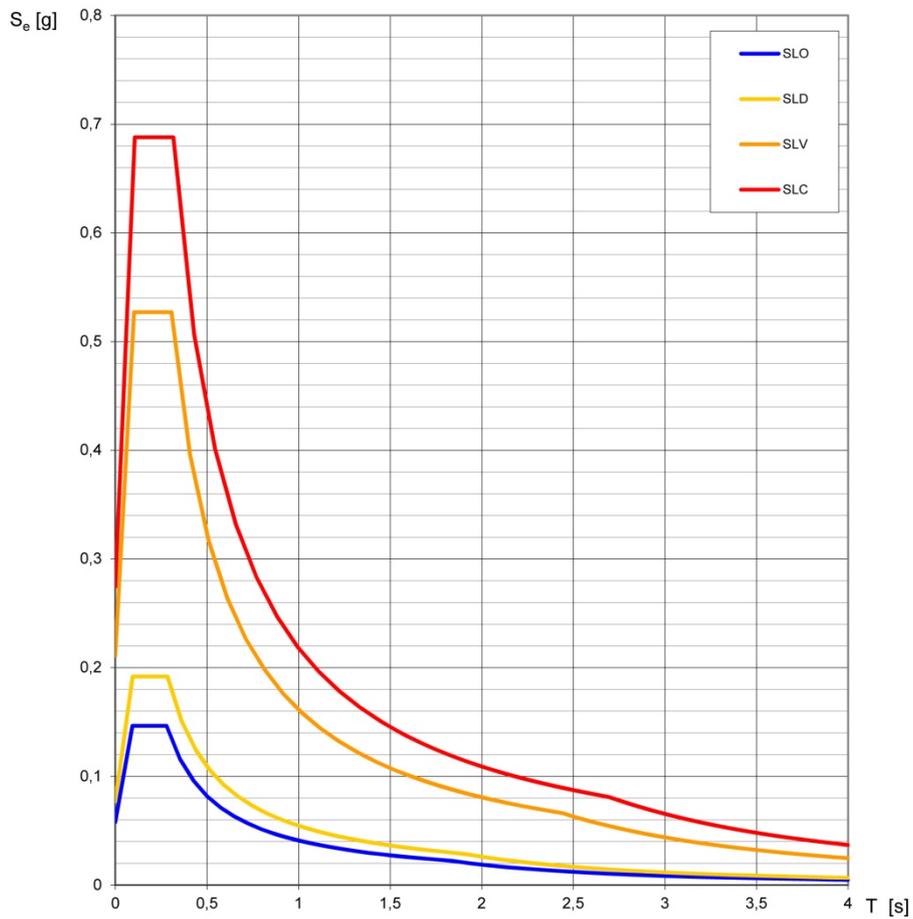


Figura n°3 – Spettri di risposta elastici dove è possibile leggere per ciascuno Stato Limite la corrispettiva accelerazione a_g .

1.2 Norme di riferimento

Il metodo di analisi proposto è basato sulle indicazioni tecniche e normative vigenti, in particolare al Cap. 8 NTC 2008, che definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. In cui viene definita *costruzione esistente* quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza, la struttura completamente realizzata. In particolare, i riferimenti inseriti nel testo fanno capo ai seguenti documenti:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2 RILIEVO DELL'EDIFICIO ED 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;
- rilievo geometrico-strutturale;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- determinazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

2.1 Analisi storico-critica

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 dovrà essere individuata l'unità strutturale oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US 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 devono valutare 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.

L'edificio sottoposto alla valutazione sismica è presumibilmente il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Elementare "Cerretano".

Il fabbricato è disposto prevalentemente su due livelli fuori terra. La struttura di elevazione è costituita da setti in muratura portante per le US 1 e US2; mentre la US3 è sorretta da un telaio travi e pilastri in calcestruzzo armato. I solai dell'edificio sono realizzati in laterocemento e realizzano degli impalcati rigidi. Le Coperture sono prevalentemente piane per le US1 e US3; mentre la US2 presenta una copertura a falde inclinate sorrette da una carpenteria metallica. Dal sopralluogo eseguito non è stato possibile osservare direttamente le fondazioni del fabbricato e non è stata pervenuta alcuna documentazione esplicativa a riguardo.

Ai fini della modellazione numerica si è scelto di dividere l'edificio in 3 unità strutturali, come mostra lo schema proposto alla pagina seguente.

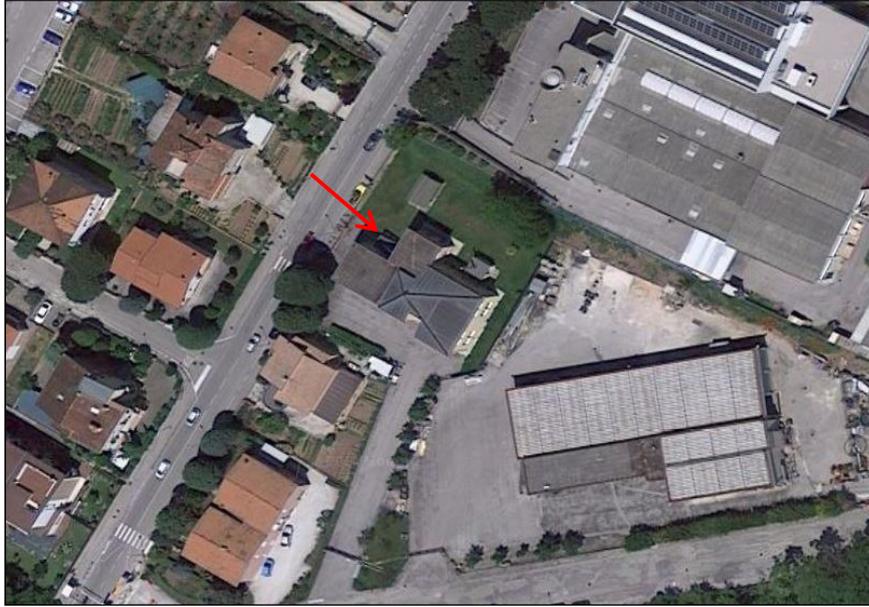


Foto n°1 – Inquadramento dell'edificio nel contesto.

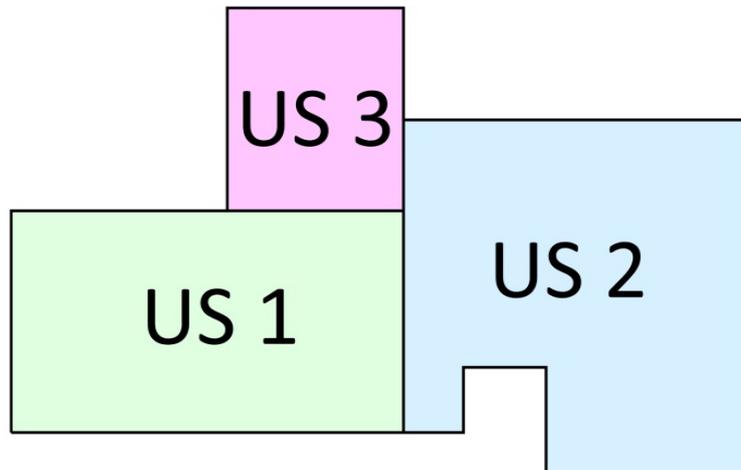


Figura n°4 – Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali.

2.2 Rilievo geometrico-strutturale

Quando l'analisi documentale fornisce gli elaborati dei progetti architettonici e strutturali completi, il rilievo geometrico-strutturale consente di verificare accuratamente in situ i dati raccolti; qualora vengano riscontrate delle difformità coi progetti depositati, ed in tutti i casi in cui questi non sono disponibili o carenti, le attività di indagine completano le informazioni necessarie a quantificare le azioni a cui sono soggette le strutture e le caratteristiche delle membrature resistenti.

Per questo motivo, 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 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.

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

- ✓ Campo di misura della temperatura da -20 °C a $+120\text{ °C}$
- ✓ Frequenza di immagine: 30 Hz
- ✓ Sensibilità termica (NETD) 50 mK @ $+30\text{ °C}$
- ✓ Risoluzione spaziale a 45° : 1,23 mRad
- ✓ Sensore: Focal Plane Array (FPA) con microbolometro non raffreddato 640x480 pixel, vanadium oxide.
- ✓ Campo spettrale da 7,8 a 14 μm

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

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 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 viene eseguita mediante **analisi pacometrica**. Il pacometro digitale basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Tale principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una maggiore precisione (± 1 mm) e l'assenza di disturbo dovuto ad umidità ed altri fenomeni chimici o termici. Il principio a induzione di impulsi utilizzato dallo strumento ha un range di funzionamento predefinito. L'accuratezza della misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura e dalla profondità del ricoprimento. Ad integrazione dei rilievi pacometrici vengono 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.

Vengono infine rilevati e restituiti 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.

2.2.1 Rilievo delle coperture

Tutte le informazioni raccolte 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.

2.2.1.1 Unità strutturale 1

Il sistema di copertura è formato prevalentemente da un solaio misto in laterocemento che realizza un diaframma rigido in sommità all'edificio. Questo porta a classificare la copertura come pesante e non spingente, in relazione alla sua tipologia costruttiva. Una porzione dell'US presenta invece una copertura a falde inclinate analoga a quella osservata nella US2.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
Copertura A	Piana	Laterocemento	3,55	Spingente	Piano rigido
Copertura B	Falde	A secco	1,00	Non Spingente	-

2.2.1.2 Unità strutturale 2

Le osservazioni condotte laddove la presenza di botole consente l'ispezione del sottotetto, hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da una struttura a secco composta da pannelli sandwich e da una carpenteria metallica di supporto, ancorata al solaio portante sottostante. Con questa configurazione la copertura può essere classificata come leggera non spingente.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
Copertura B	Falde	A secco	1,00	Non Spingente	-

2.2.1.3 Unità strutturale 3

Per questa unità costruttiva valgono le stesse indicazioni già esplicitate per la copertura piana della US1

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m ²]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
Copertura A	Piana	Laterocemento	3,55	Spingente	Piano rigido

2.2.2 Rilievo strutture orizzontali

I rilievi non distruttivi (termografici, pacometrici etc...) e le demolizioni localizzate, effettuate in alcuni punti dell'edificio, permettono 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.

2.2.2.1 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 caratterizzata da travetti prefabbricati ed alleggerimento in pignatte. Unica eccezione è costituita dall'Aula 2 al piano primo in cui è presente un ribassamento in tavelloni apposto al solaio portante sovrastante. Pertanto nel locale in esame è stato considerato un aggravio di peso quantificabile in $1,50 \text{ kN/m}^2$.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m^2]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
Solaio A	Laterocemento	Unidirezionale	20	5,85	Piano rigido	1,00

2.2.2.2 Unità strutturale 2

Vengono estese all'US 2 le considerazioni fatte per l'US 1.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m^2]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
Solaio A	Laterocemento	Unidirezionale	20	5,85	Piano rigido	1,00

2.2.2.3 Unità strutturale 3

Vengono estese all'US 2 le considerazioni fatte per l'US 1.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m^2]	Capacità di redistribuzione	Coefficiente C_{Rid}^{solaio}
Solaio A	Laterocemento	Unidirezionale	20	5,85	Piano rigido	1,00

2.2.3 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.

2.2.3.1 Unità strutturale 1

Per la modellazione dell'edificio è stata considerata una muratura portante costituita da mattoni pieni e giunti in malta di calce.

UNITA' STRUTTURALE 1						
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Materiale	B [m]	L [m]	H [m]	Peso [kN/m]
X01-X12	Setto	M1	0,26	0,60-6,50	3,10	33,48
Y01-Y10	Setto	M1	0,26	1,42-6,52	3,10	33,48

2.2.3.2 Unità strutturale 2

Vengono estese all'US 2 le considerazioni fatte per l'US 1.

UNITA' STRUTTURALE 1						
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Materiale	B [m]	L [m]	H [m]	Peso [kN/m]
X05-X17	Setto	M1	0,26	0,60-7,85	3,10	33,48
Y11-Y19	Setto	M1	0,26	1,10-4,90	3,10	33,48

2.2.3.3 Unità strutturale 3

La struttura di elevazione è interamente realizzata da un telaio di pilastri e travi in conglomerato cementizio gettato in opera costituita da pilastri tutti accumulabili alla medesima tipologia in virtù delle medesime caratteristiche dimensionali.

Identificativo	Materiale	B [m]	H [m]	Altezza [m]	Armatura longitudinale [mm]	Staffe [mm]/[cm]
Pilastro A	CA 1	0,30	0,30	3.15	4 ϕ 16	ϕ 6/20

2.2.4 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 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.

2.2.4.1 Unità strutturale 1-2-3

Non essendo stato possibile visionare alcun documento che possa attestare la conformazione delle fondazioni, e non essendo stata possibile neanche in situ desumerne la morfologia; si considera un coefficiente $C_{Rid}^{Fondazioni}$ pari a 0,9.

2.3 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.

2.3.1 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: ± 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.

2.3.1.1 Unità strutturale 3

Unicamente l'US1 presenta una struttura portante in calcestruzzo armato.

Materiale	Tipo di acciaio (*)	f_{yk} [kN/mm²]	f_y [kN/mm²]	Classe calcestruzzo (*)	R_{ck} [kN/mm²]	f_{cd} [kN/mm²]
CA 1	FeB38k	375	326	C30/40	40	16,67

* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione

2.3.2 Strutture in Muratura

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

Descrizione Tipologia Muratura	f_m		t_0		E		G		w [kN/m ³]
	[N/cm ²]		[N/mm 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.

2.3.2.1 Unità strutturale 1

Durante il sopralluogo è stato possibile osservare la presenza di una unica tipologia di muratura che realizza le pareti portanti di questa US che in particolare è realizzata da mattoni pieni e malta di calce.

Materiale	Tipo di muratura (*)	f_m [kN/mm ²]	t_o [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
M1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	600	15	1800	600	18
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

2.3.2.2 Unità strutturale 2

Vengono estese all'US 2 le considerazioni fatte per l'US 1.

Materiale	Tipo di muratura (*)	f_m [kN/mm ²]	t_o [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	W [kN/m ³]
M1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	600	15	1800	600	18
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

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	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
Adeguate	LC2		Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + limitate oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
Accurata	LC3		Disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + estese oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

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

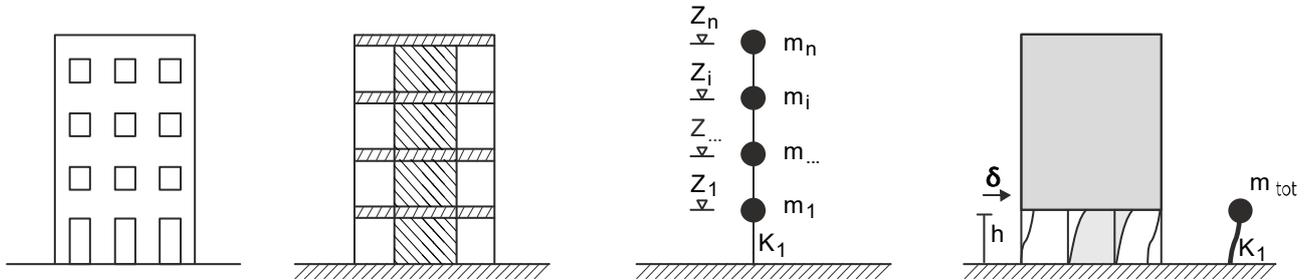
Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come **Livello di Conoscenza LC2**: ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza **FC = 1,20** almeno a livello di verifica preliminare.

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

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

3 VERIFICHE DI VULNERABILITÀ

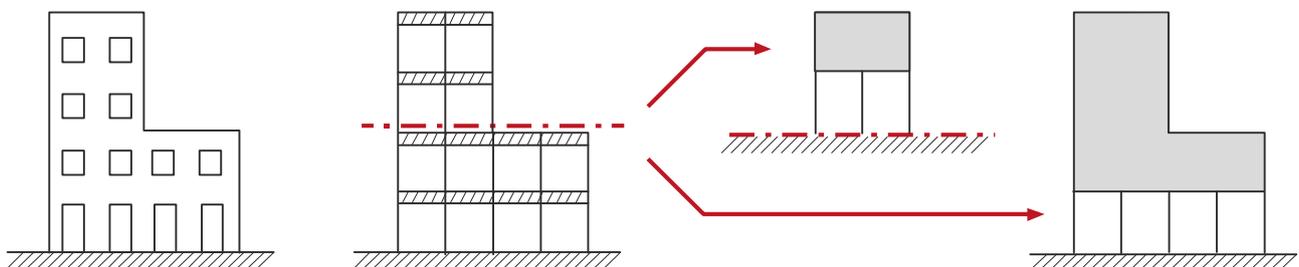
Per il calcolo della vulnerabilità si adotta un metodo di analisi statica lineare, consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle azioni di inerzia indotte dalla sollecitazione sismica. Per gli edifici multipiano, come modello di riferimento, si ipotizza che il telaio resistente sia 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 2008) per poter eseguire una **verifica utilizzando un modello di analisi statica lineare**, è necessario che la costruzione da verificare rispetti i requisiti specifici (riportati nei paragrafi successivi), a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Dalle verifiche 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 scegliere il **piano critico** che in tutti i casi è il piano terra.

PARAMERI DI CONTROLLO ANALISI STATICA LINEARE									
Unità Strutturale	Altezza edificio	Coefficiente di calcolo	Periodo I modo	Dati Spettro		Verifiche Cap. 7.3.3.2 NTC 2008		Numero di piani	Coefficiente partecipazione modale
	H			T_1	T_c	T_D	$T_1 \leq 2,5 T_c$		$T_1 \leq T_D$
	[m]	C_1	[s]	[s]	[s]				
US1	6.80	0,05	0,211	0,475	2,444	OK	OK	2	1,00
US2	6.80	0,05	0,211	0,475	2,444	OK	OK	2	1,00
US3	6.80	0,05	0,211	0,475	2,444	OK	OK	2	1,00

VERIFICA DELLA REGOLARITÀ IN PIANTA							
Unità Strutturale	Eccentricità		Semiassse rigidezze		Verifica		Esito
US1	e_x	0,43	r_x	5,50	e_x / r_x	0,08	REGOLARE
	e_y	1,02	r_y	5,74	e_y / r_y	0,05	REGOLARE
US2	e_x	2,31	r_x	7,03	e_x / r_x	0,33	IRREGOLARE
	e_y	0,09	r_y	7,12	e_y / r_y	0,05	REGOLARE
US3	e_x	0,00	r_x	4,22	e_x / r_x	0,00	REGOLARE
	e_y	0,09	r_y	4,22	e_y / r_y	0,05	REGOLARE

3.1 Azioni sulle strutture

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

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

3.1.1 Unità strutturale 1

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W kN/m ²
Solaio A	2,55	1,50	0,60	3,00	-	-	5,85
Copertura A	2,55	1,00	-	-	0,20	0,00	3,55

3.1.2 Unità strutturale 2

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W kN/m ²
Solaio A	2,55	1,50	0,60	3,00	-	-	5,85
Copertura B	1,50	0,00	-	-	0,20	0,00	1,50

3.1.3 Unità strutturale 3

Identificativo	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]	ψ_{21}	q_{k1} [kN/m ²]	ψ_{22}	q_s [kN/m ²]	W kN/m ²
Solaio A	2,55	1,50	0,60	3,00	-	-	5,85
Copertura A	2,55	1,00	-	-	0,20	0,00	3,55

3.2 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*.

3.2.1 Definizione degli Stati Limite e ipotesi di modello adottate

Stato Limite di Salvaguarda della Vita

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

Stato Limite di Danno

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

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

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

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

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

3.2.2 Metodi di analisi e criteri di verifica

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

Analisi statica lineare con fattore q

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

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

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

Verifiche di duttilità

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

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

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato viene valutata la possibilità di comportamento fragile.

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ						
Unità Strutturale	u_{0x}	u_{0y}	θ_0	δ_r	Verifica	Esito
	[mm]	[mm]		[mm]	$\max(u_{0x}; u_{0y}) < \delta_r$	
US3	13,75	13,75	0,78	31,00	$13,75 < 31,00$	OK

3.3 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:

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

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

elevazione che sono già ricomprese nel metodo proposto. Gli altri coefficienti contenuti nel manuale GNDT che sono stati considerati sono:

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

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

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

3.3.1 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.

3.3.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura

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

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

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

dove:

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

3.3.3 Verifiche di cinematismi locali

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

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

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

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

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

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

3.3.4 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati dovranno essere giustificati dal progettista del rinforzo. I fattori di confidenza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura, senza ricorrere a verifiche sperimentali, comporterà l'utilizzo di fattori di confidenza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

3.4 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
			$T_{sx} (g=1)$		$IS-V_{ix}$	q_{ix}	$T_{sy} (g=1)$		$IS-V_{iy}$	q_{iy}
US 1	X01	Setto	28,56	TAGLIO	1,44	1,50	0	-	-	-
	Y05	Setto	0	-	-	-	370,25	TAGLIO	0,94	1,50
US 2	X17	Setto		236,63	0,52	1,50	0	-	-	-
	Y18	Setto	0	-	-	-	214,27	TAGLIO	0,83	1,50
US 3	A01	A	57,01	FLESSIONE	1,67	1,72	57,01	FLESSIONE	1,73	1,72
	C01	A	56,41	FLESSIONE	1,77	1,72	56,41	FLESSIONE	1,71	1,72

3.4.1 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ripetendo le procedure descritte ai paragrafi precedenti con sollecitazione da SLD si può calcolare $PGA_C(SLD)$, che determina la sollecitazione che porta al raggiungimento del *collasso del primo elemento resistente* a fronte di una sollecitazione che, secondo la norma dovrebbe solamente generare *gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali*,

lasciando alla costruzione *ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

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

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

3.4.1.1 Unità strutturale 1

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2008			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_c [m/s ²]	PGA_c/PGA_D [%]	Vol_{SLV}/Vol_{TOT} [%]	PGA_c^{GLOB} [m/s ²]	PGA_c^{GLOB}/PGA_D [%]
SLV	0,292	0,185	63%		0,172	59%
SLD	0,107		174%			162%

3.4.1.2 Unità strutturale 2

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2008			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_c [m/s ²]	PGA_c/PGA_D [%]	Vol_{SLV}/Vol_{TOT} [%]	PGA_c^{GLOB} [m/s ²]	PGA_c^{GLOB}/PGA_D [%]
SLV	0,292	0,152	52%		0,153	52%
SLD	0,107		142%			143%

3.4.1.3 Unità strutturale 3

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2008			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
		PGA_c [m/s ²]	PGA_c/PGA_D [%]	Vol_{SLV}/Vol_{TOT} [%]	PGA_c^{GLOB} [m/s ²]	PGA_c^{GLOB}/PGA_D [%]
SLV	0,292	0,486	167%		0,401	138%
SLD	0,107		457%			377%

3.5 Vulnerabilità Specifiche

L'intero edificio è stato sottoposto ad una analisi orientata all'individuazione delle vulnerabilità; dall'analisi morfologica è 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 invece 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 carenze 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 reso possibile constatare che l'accostamento delle due Unità Strutturali non è stato eseguito disponendo 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 2008 § 7.2.2. prescrivono che: *Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione (relativamente ai punti che si fronteggiano misurata dal piano di fondazione), moltiplicata per $a_g S/0,5g$.*

Le immagini seguenti mostrano il giunto termico non efficace sismicamente tra US1 e US2 che segna le piastrelle sul pavimento.



Foto n°2 -3 – Vista d'insieme e di dettaglio delle fessure formatesi in corrispondenza del giunto termico tra US1 e US2

3.6 Classificazione sismica

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

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

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

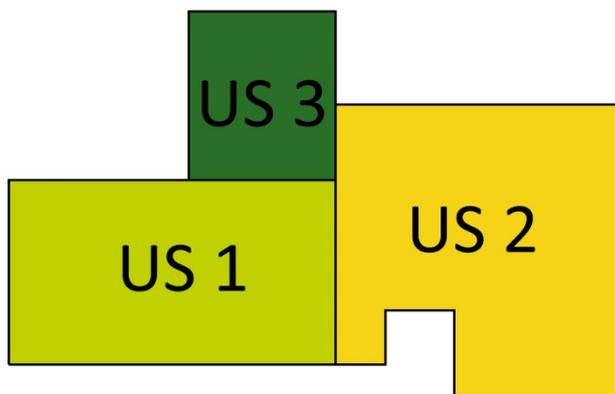
4 CONCLUSIONI

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 Elementare "Cerretano" sito in via Enrico Mattei, 5 a Castelfidardo (AN).

L'edificio sottoposto alla valutazione sismica è presumibilmente il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Elementare "Cerretano".

Il fabbricato è disposto prevalentemente su due livelli fuori terra. La struttura di elevazione è costituita da setti in muratura portante per le US 1 e US2; mentre la US3 è sorretta da un telaio travi e pilastri in calcestruzzo armato. I solai dell'edificio sono realizzati in laterocemento e realizzano degli impalcati rigidi. Le Coperture sono prevalentemente piane per le US1 e US3; mentre la US2 presenta una copertura a falde inclinate sorrette da una carpenteria metallica. Dal sopralluogo eseguito non è stato possibile osservare direttamente le fondazioni del fabbricato e non è stata pervenuta alcuna documentazione esplicativa a riguardo.

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.



UNITÀ STRUTTURALE	TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	IS-V	CLASSE
US1	Muratura	63%	B _{ISV}
US2	Muratura	52%	C _{ISV}
US3	Cemento armato	167%	A _{+ISV}

Dal punto di vista delle **vulnerabilità specifiche**, l'accostamento delle tre Unità Strutturali non è stato eseguito disponendo un adeguato giunto sismico: le strutture di elevazione sono poste a contatto diretto, risultando quindi suscettibili al fenomeno del martellamento in caso di forti sollecitazioni orizzontali. Pertanto si può considerare che complessivamente l' IS-V dell'intero edificio è accumulabile al minore dei tre indici delle singole US presenti.

Volendo procedere all'esecuzione di adeguati **interventi di miglioramento** si raccomanda pertanto di optare per scelte che rendano omogenea la risposta delle tre parti che costituiscono l'edificio. In particolare il miglioramento della risposta sismica della US2 potrebbe essere ottenuto o con il miglioramento degli elementi verticali non verificati, oppure con il miglioramento della risposta globale dell'edificio.

Tale miglioramento sarebbe ottenibile ad esempio mediante introduzione di nuovi presidi: setti in ca 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.

Castelfidardo (AN), 18/01/2017

Ing. Marco Gallotta

Tecnoindagini S.r.l.



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

ALLEGATI



POLITECNICO
MILANO 1863

LABORATORIO PROVE MATERIALI

Spett. le

TECNOINDAGINI S.R.L.
VIA FABIO FILZI 58
20032 CORMANO (MI) - ITA

Certificato di Prova N. 2017/0406 emesso in Milano il 08/03/17

Richiedente: TECNOINDAGINI S.R.L. - CORMANO

Ingresso materiale: 03/03/2017

CERTIFICATO DI PROVA

Prove di compressione su provini rettificati 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

Roberto Minerva



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 Prevati 1/C – 23900 Lecco – Tel. 0341/48 8793 Fax 0341/48 8771

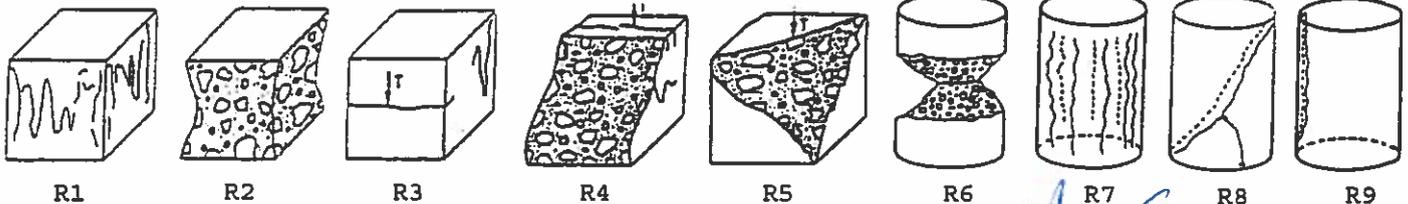
Data esecuzione prove: martedì 7 marzo 2017

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 ²	Kg/dm ³	N/mm ²	
1 V-17002-P1	2.923	94	190	232.0	6940	2.217	33.43	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



Spett.le

Politecnico di Milano

LABORATORIO PROVE MATERIALI, STRUTTURE E COSTRUZIONI (LPM)

Via Celoria, 3 - 20133 Milano

Codice cliente TECNOI1 - Certificato n° 2017/0406 - Allegato A - Pag. 1 di 1

Tel.: 02.23994210

Fax: 02.23994211

**RICHIESTA DI ESECUZIONE PROVE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE
SECONDO LEGGE 5/11/1971 n. 1086**

Con la presente si richiede l'esecuzione, in accordo con la vigente normativa, di prove a compressione su calcestruzzo con relativa certificazione.

PROVE DI COMPRESSIONE SU CALCESTRUZZO

N. Campioni	Data di getto	Contrassegno provini	Dimensioni provini	Note
1	17-01-17	V17002 - P1	Ø100	- Cemento tipo _____ - Dosaggio _____ - Rck _____
				- Cemento tipo _____ - Dosaggio _____ - Rck _____
				- Cemento tipo _____ - Dosaggio _____ - Rck _____
				- Cemento tipo _____ - Dosaggio _____ - Rck _____
				- Cemento tipo _____ - Dosaggio _____ - Rck _____

(Compilare a macchina o in stampatello)

PRELEVATI DAL CANTIERE DI: SCUOLA ELEMENTARE "CERRETANO"

PROPRIETA': CANTONE CASTEL FIDARDO (AN)

IMPRESA: TECNOINDAGINI SRL

IL DIRETTORE DEI LAVORI / RESPONSABILE TECNICO
(timbro e firma)

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

INTESTARE IL CERTIFICATO A: TECNOINDAGINI S.R.L. TEL.: 02/36527601

Via MONTE SABOTINO N. 14 CAP 20095 CITTA' CUSANO MILANINO (MI)

N. CERTIFICATI RICHIESTI: 1 MARCHE DA BOLLO: SI NO (*)

SPEDIRE I CERTIFICATI / AVVISARE ING. NICOLA SALVADORI TEL.: 339/7192846

(*) Le certificazioni tecniche emesse da questo Laboratorio sono soggette a imposta di bollo solo in caso d'uso ai sensi del D.P.R. 642/72; non verrà applicato il bollo sui nostri certificati se non su specifica richiesta.

INTESTARE LA FATTURA A: TECNOINDAGINI S.R.L.

Via MONTE SABOTINO N. 14 CAP 20095 CITTA' CUSANO MILANINO (MI)

CODICE FISCALE / PARTITA IVA: 063835520969 TEL.: 02/36527601

PAGAMENTO: contante assegno bonifico

DATA DELLA RICHIESTA _____

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

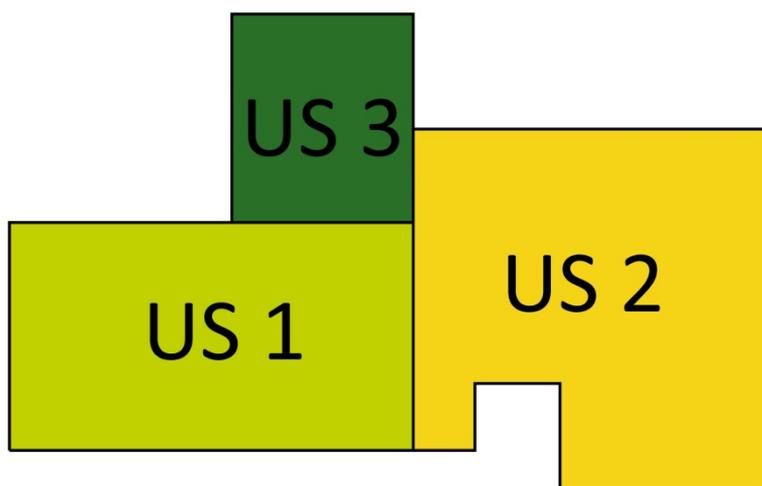
Copia
CONFORME
ALL'ORIGINALE

Scuola Elementare “Cerretano”

Via Enrico Mattei, 5 – Castelfidardo (AN)

Cod. V17002

Comune di Castelfidardo – Piazza della Repubblica, 8 – 60022 Castelfidardo (AN)

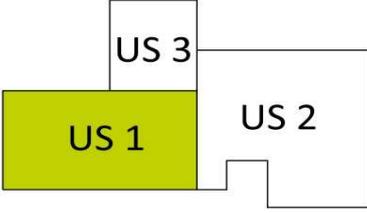


Elaborati unità strutturali

Allegato 1 di 1

#

#

Identificazione edificio			
Scuola Elementare "Cerretano" Via Enrico Mattei, 5 Castelfidardo (AN)			
U.S.	1		
Caratteristiche funzionali			
Uso prevalente:	Scolastico		
Anno costruzione:	-		
Piani Totali:	2		
Piani Interrati:	0		

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento	<i>Morfologia</i> Piana
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento travetti prefabbricati	<i>Diaframma</i> Soletta Rigida
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Muratura in mattoni pieni	<i>Morfologia</i> Pareti Portanti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Regolare
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> Non Pervenuta

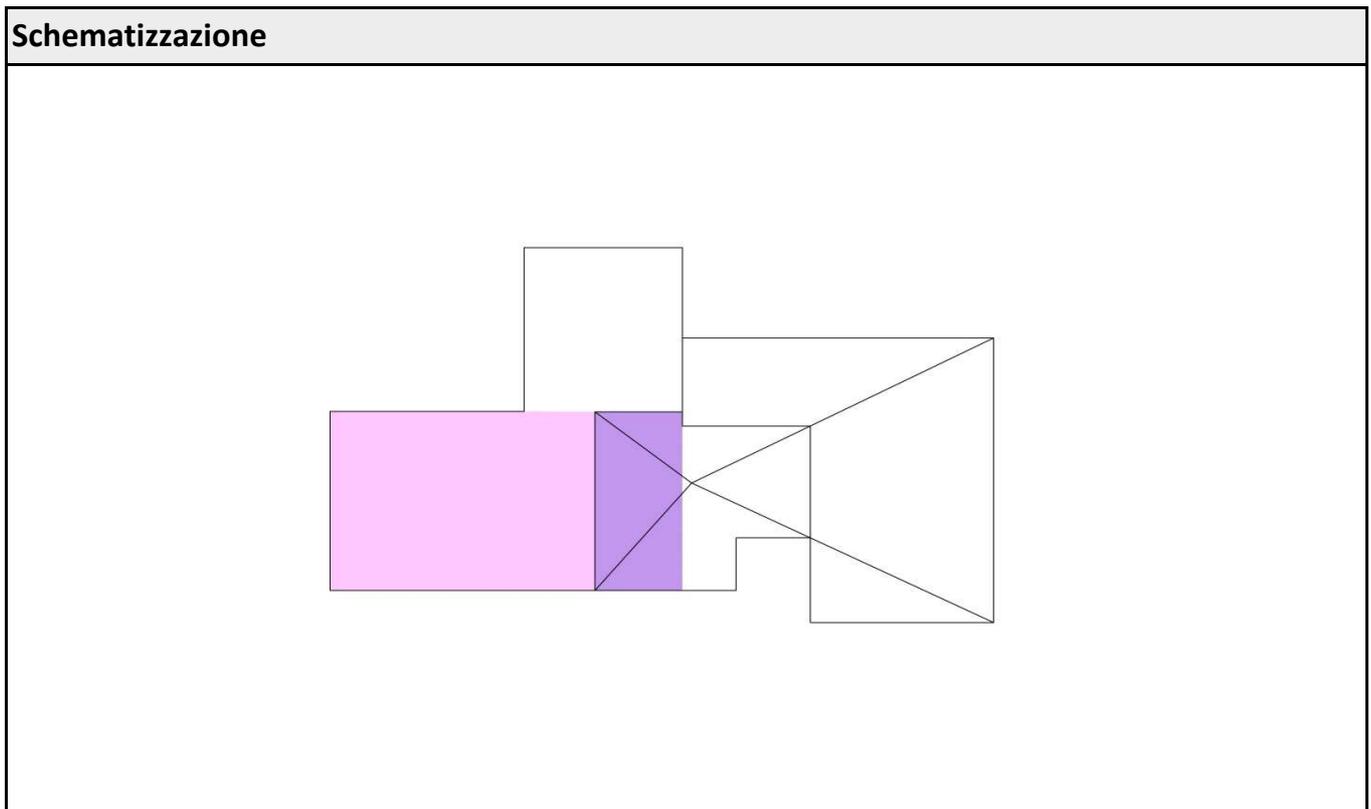
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiassie rigidezze		Verifica		Esito
e_x	0,43	r_x	5,50	e_x / r_x	0,08	REGOLARE
e_y	1,02	r_y	5,74	e_y / r_y	0,05	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a_g	PGA_D	PGA_C	PGA_C/PGA_D	PGA_C^{GLOB}	PGA_C^{GLOB}/PGA_D
SLV	0,211	0,292	0,185	63%	0,172	59%
SLD	0,077	0,107		174%		162%

Vulnerabilità specifiche e altre note
- Assenza di adeguato giunto sismico con corpo aggiunto adiacente con possibilità di martellamento
Gli elaborati tecnici e grafici allegati alla presente tabella di riepilogo constano complessivamente di 9 pagine

U.S.	1	NOMINATIVO ELEMENTO	COPERTURA 1-A
-------------	----------	----------------------------	----------------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Piana	g_1	2,55	[KN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	g_2	1,00	[KN/m ²]
Funzionamento Statico	Non Spingente	q_{k1}	0,00	[KN/m ²]
Capacità di redistribuzione	Soletta rigida	q_s	0,00	[KN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	3,55	[KN/m ²]



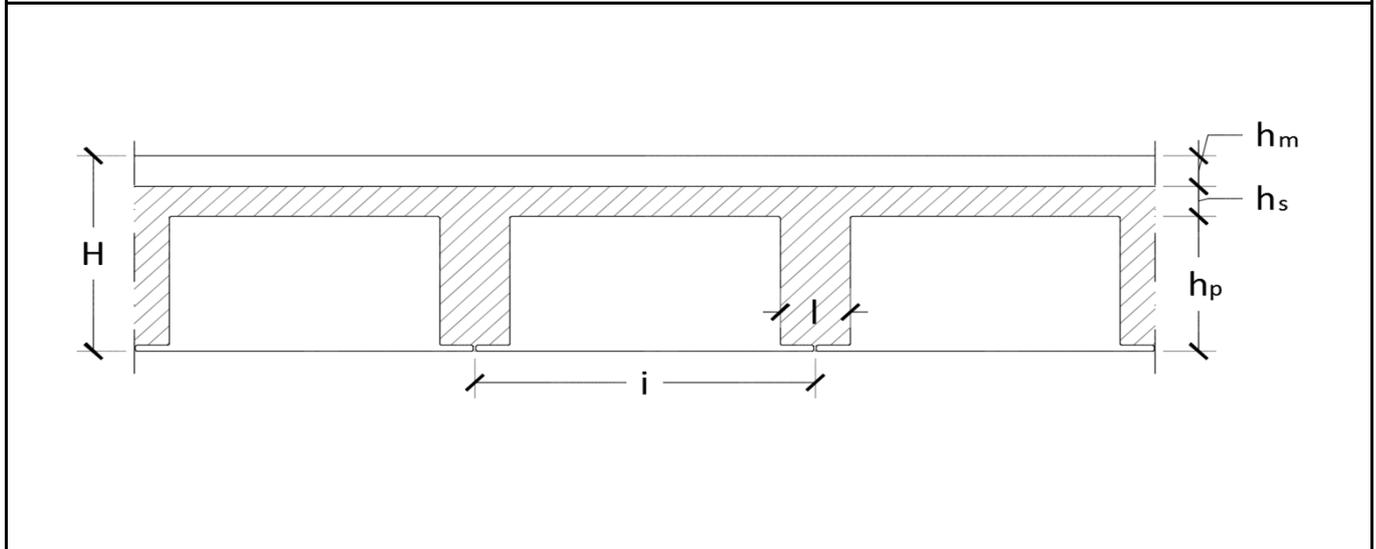
U.S.	1	NOMINATIVO ELEMENTO	SOLAIO 1-A
-------------	----------	----------------------------	-------------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali

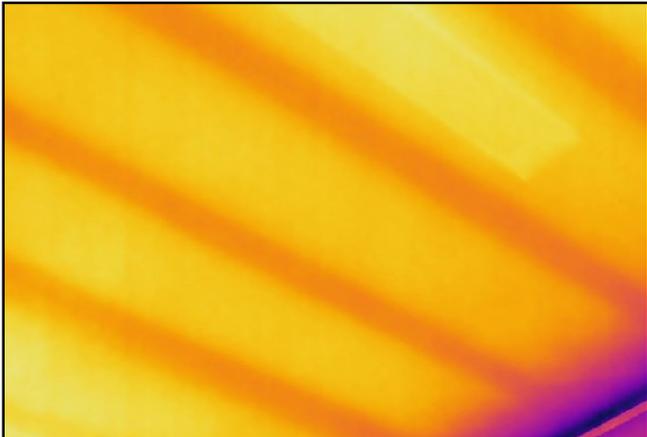
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	Orditura	Unidirezionale
Capacità redistribuzione	Piano Rigido	Giacitura	Piana

Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	60	[cm]	h_s	4	[cm]	g₁	2,55	[KN/m ²]
l	12	[cm]	h_m	8	[cm]	g₂	1,50	[KN/m ²]
h_p	16	[cm]	H	24	[cm]	q_{k1}	3,00	[KN/m ²]
						q_s	0,00	[KN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	5,85	[KN/m ²]

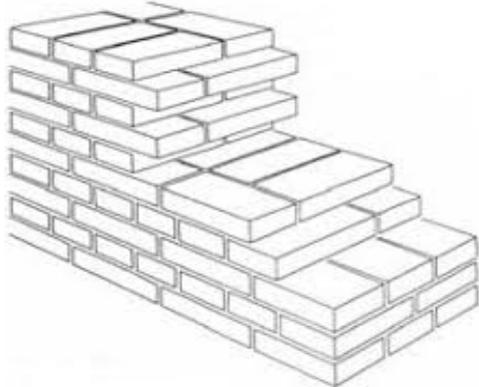
Schematizzazione



Documentazione fotografica

 <p>Trave in spessore di soletta e solaio presente nell'Ala 3 al piano terra.</p>	 <p>Termogramma registrato nell'Aula 2 al piano primo.</p>
--	--

U.S.	1	NOMINATIVO ELEMENTO	MURATURA 1-A
-------------	----------	----------------------------	---------------------

Caratteristiche dimensionali			Schematizzazione
SP_{min}	0,26	[m]	
SP_{Max}	0,26	[m]	
Caratteristiche materiche			
f_m	400	[N/cm ²]	
t_o	15	[N/mm ²]	
E	1800	[N/mm ²]	
G	600	[N/mm ²]	
w	18,00	[kN/m ³]	

Descrizione tipologia muratura
Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Documentazione fotografica



Termografia di una facciata dell'US1 la cui uniformità della tramatura rivela la presenza di una muratura in mattoni pieni.



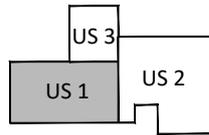
Termografia di una facciata dell'US1 la cui uniformità della tramatura rivela la presenza di una muratura in mattoni pieni.

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	$T_s(T)_x$	$T_s(\theta)_x$	T_{sx}	$T_s(T)_y$	$T_s(\theta)_y$	T_{sy}	T_{Rx}	T_{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]												
Y01	Setto	79	0,00	0,00	0,00	36,50	6,50	43,01	0,00	40,70	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	3,24	1,50	6	3,44	8,88
Y02	Setto	96	0,00	0,00	0,00	47,64	8,49	56,13	0,00	46,74	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	2,85	1,50	5	3,03	7,81
Y03	Setto	81	0,00	0,00	0,00	27,05	4,82	31,87	0,00	38,67	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	4,15	1,50	7	4,41	11,39
Y04	Setto	97	0,00	0,00	0,00	73,04	13,01	86,05	0,00	51,61	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	2,05	1,50	4	2,18	5,63
Y05	Setto	574	0,00	0,00	0,00	1256,17	88,93	1345,10	0,00	370,25	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,94	1,50	1	1,00	2,58
Y06	Setto	78	0,00	0,00	0,00	4,85	0,34	5,20	0,00	27,24	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	17,94	1,50	10	19,04	49,17
Y07	Setto	469	0,00	0,00	0,00	733,04	-59,06	673,99	0,00	278,05	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,41	1,50	3	1,50	3,87
Y08	Setto	170	0,00	0,00	0,00	11,71	-0,94	10,77	0,00	45,74	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	14,55	1,50	9	15,43	39,86
Y09	Setto	221	0,00	0,00	0,00	372,99	-58,59	314,40	0,00	120,67	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,31	1,50	2	1,39	3,60
Y10	Setto	40	0,00	0,00	0,00	22,31	-3,50	18,81	0,00	32,18	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	5,86	1,50	8	6,22	16,06
X01	Setto	21	49,94	17,74	67,68	0,00	0,00	0,00	28,56	0,00	TAGLIO	1,44	1,50	6	2,28	3,96	-	-	-	-	-	-
X02	Setto	46	335,87	119,32	455,20	0,00	0,00	0,00	94,74	0,00	TAGLIO	0,71	1,50	2	1,12	1,95	-	-	-	-	-	-
X03	Setto	52	425,57	151,19	576,75	0,00	0,00	0,00	106,85	0,00	TAGLIO	0,63	1,50	1	1,00	1,74	-	-	-	-	-	-
X04	Setto	31	143,66	51,04	194,69	0,00	0,00	0,00	42,97	0,00	TAGLIO	0,76	1,50	4	1,19	2,07	-	-	-	-	-	-
X11	Setto	94	1151,73	-239,69	912,04	0,00	0,00	0,00	195,88	0,00	TAGLIO	0,74	1,50	3	1,16	2,02	-	-	-	-	-	-
X12	Setto	55	478,54	-99,59	378,95	0,00	0,00	0,00	113,58	0,00	TAGLIO	1,03	1,50	5	1,62	2,81	-	-	-	-	-	-
Totale		2203	2585	0	2585	2585	0	2585	583	1052	Minimo	0,63				1,74	Minimo	0,94				2,58

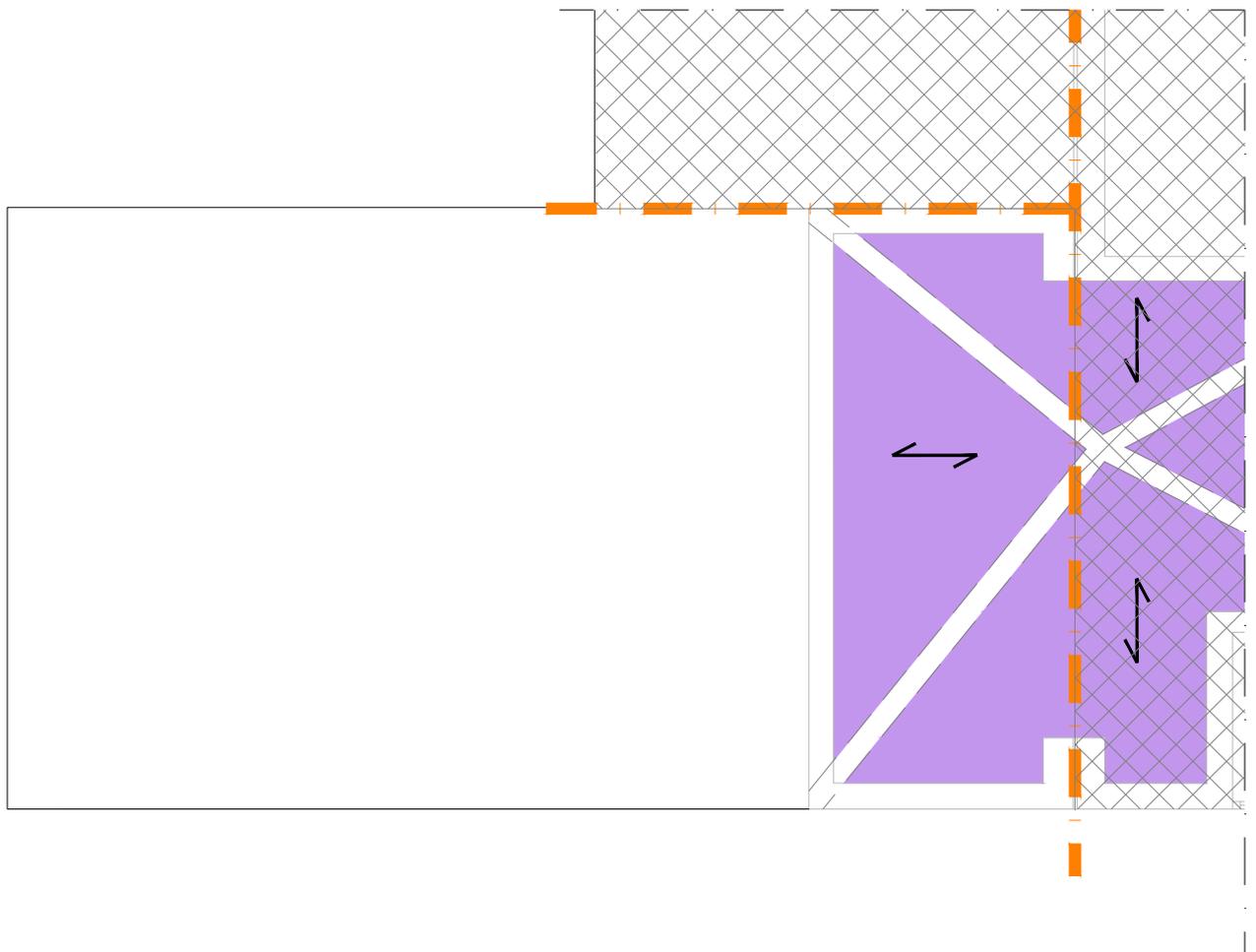
1. UNITA' STRUTTURALE 1

1.1. TIPOLOGIA COPERTURA - US 1

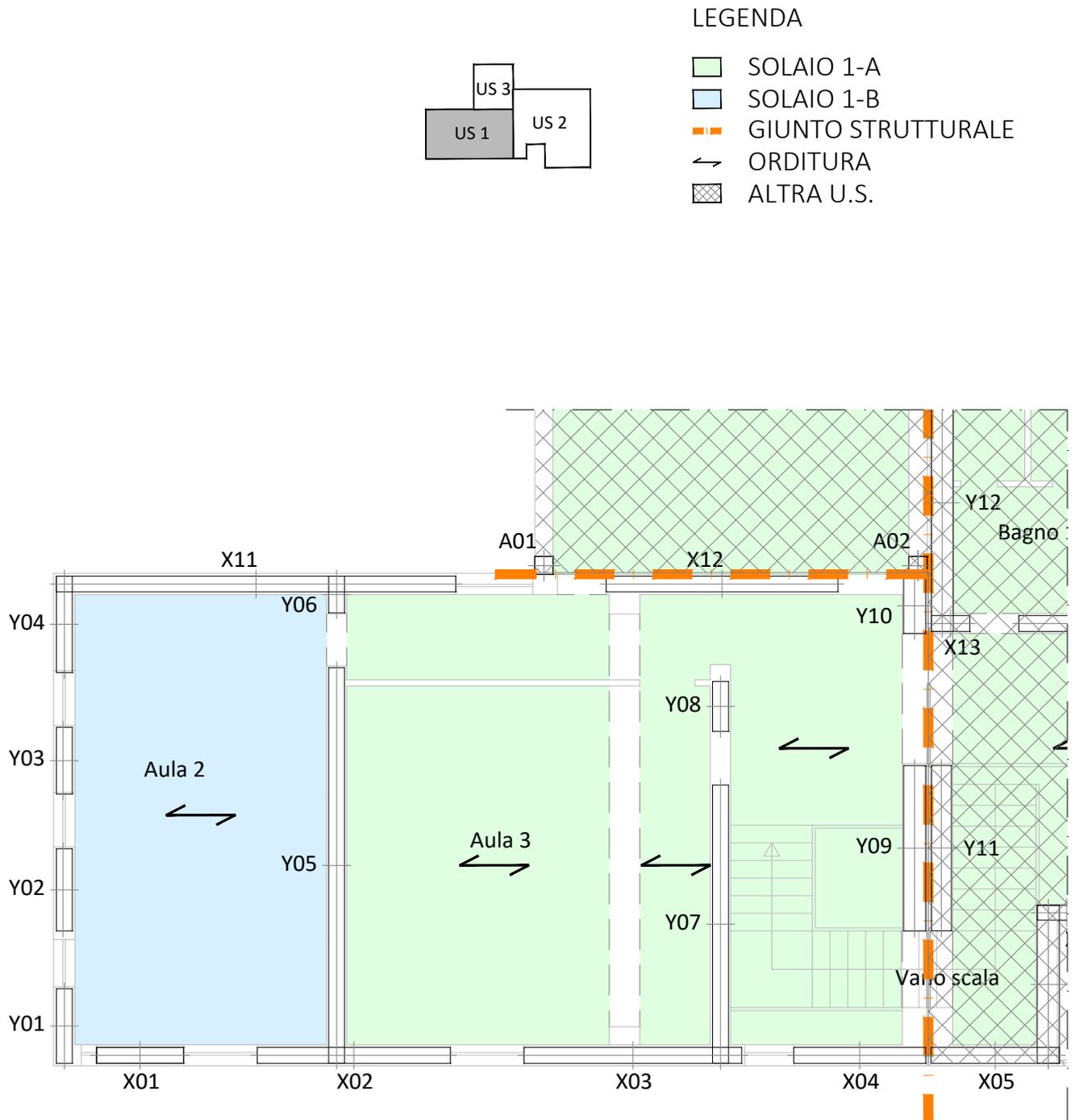


LEGENDA

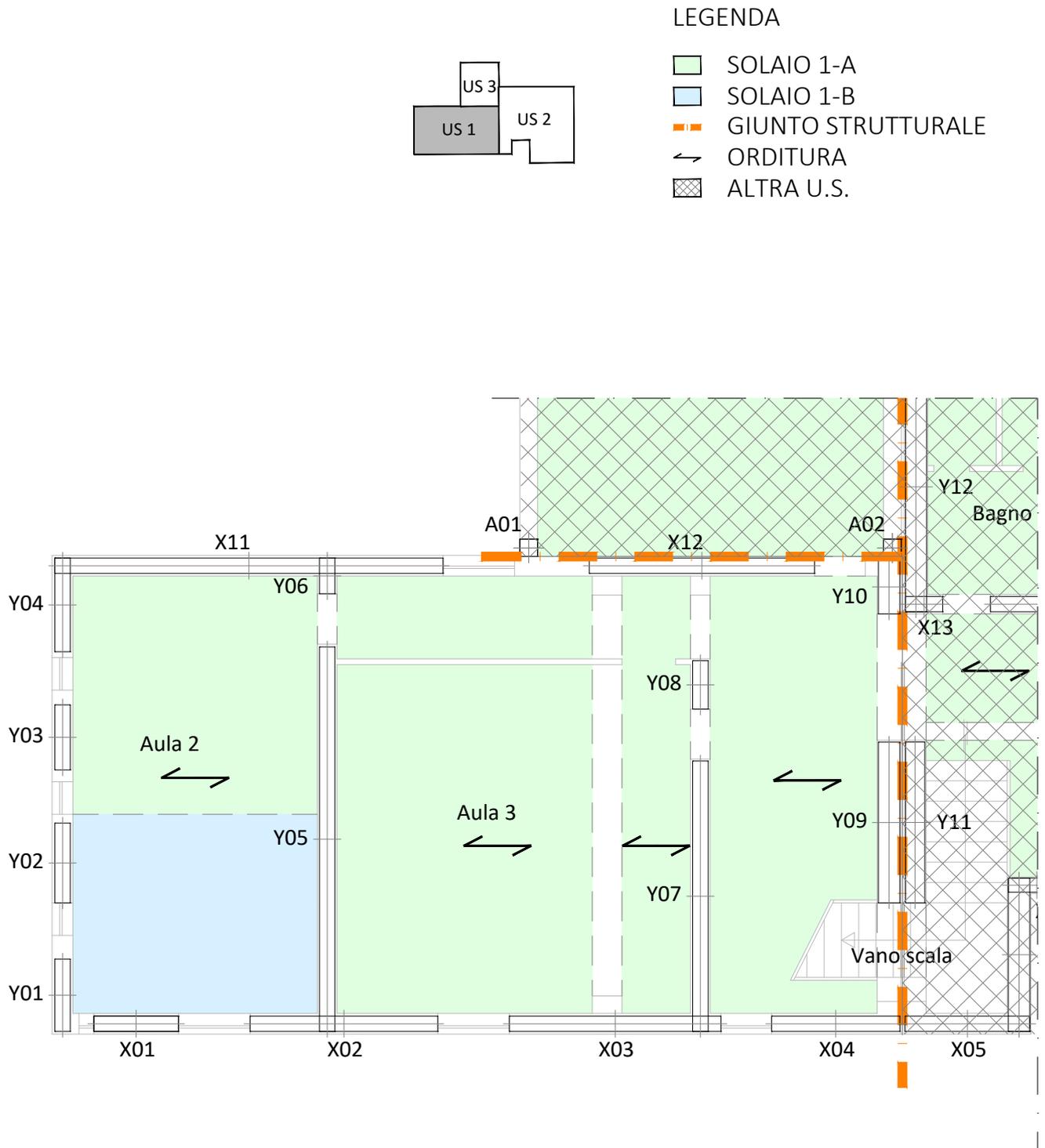
-  COPERTURA 1-A
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ORDITURA
-  ALTRA U.S.



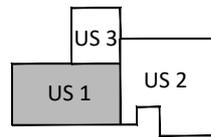
1.2. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO PRIMO - US 1



1.3. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO TERRA - US 1

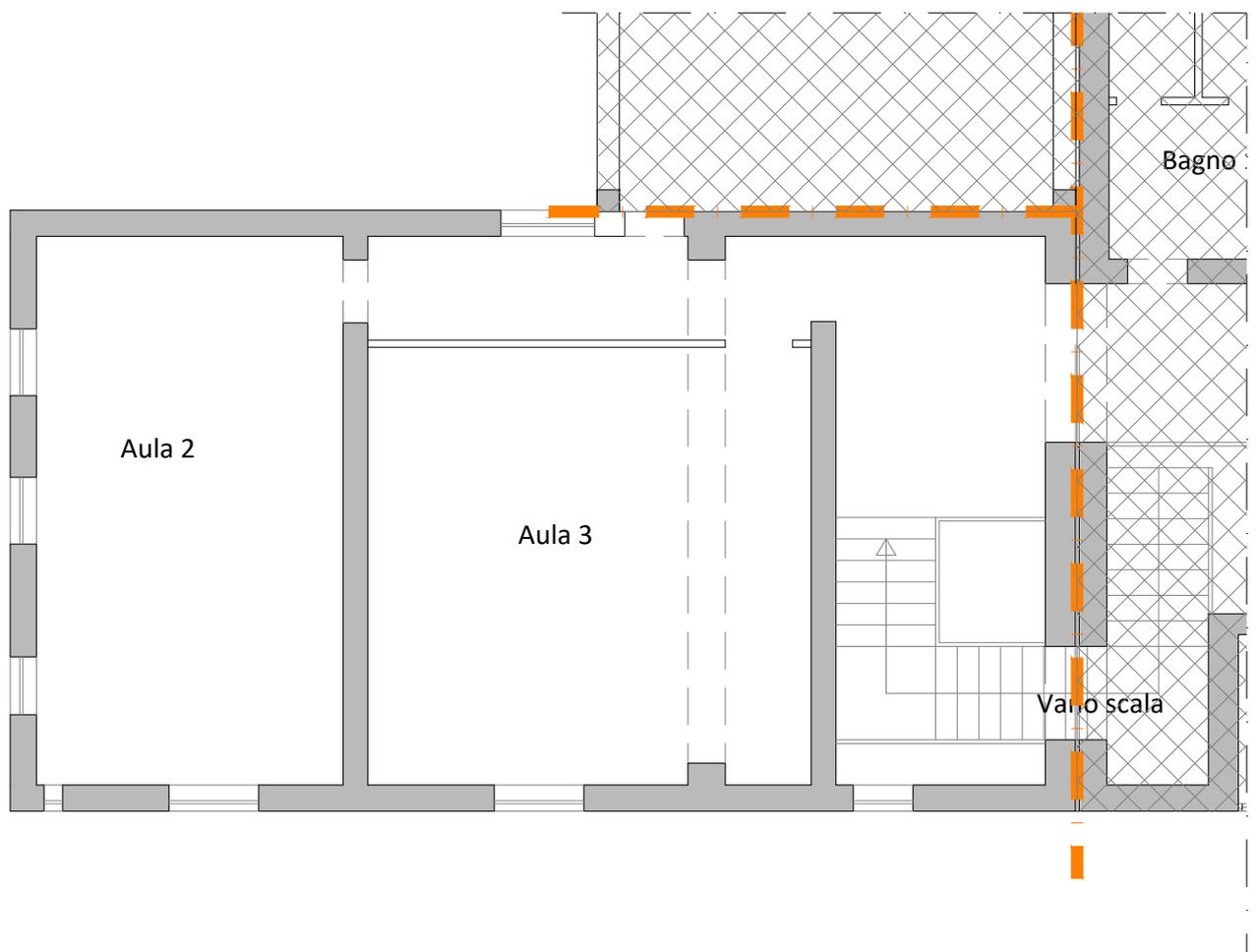


1.4. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO PRIMO - US 1

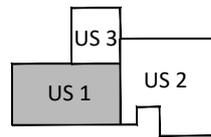


LEGENDA

-  ELEMENTI PORTANTI
-  ELEMENTI NON PORTANTI
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ALTRA U.S.

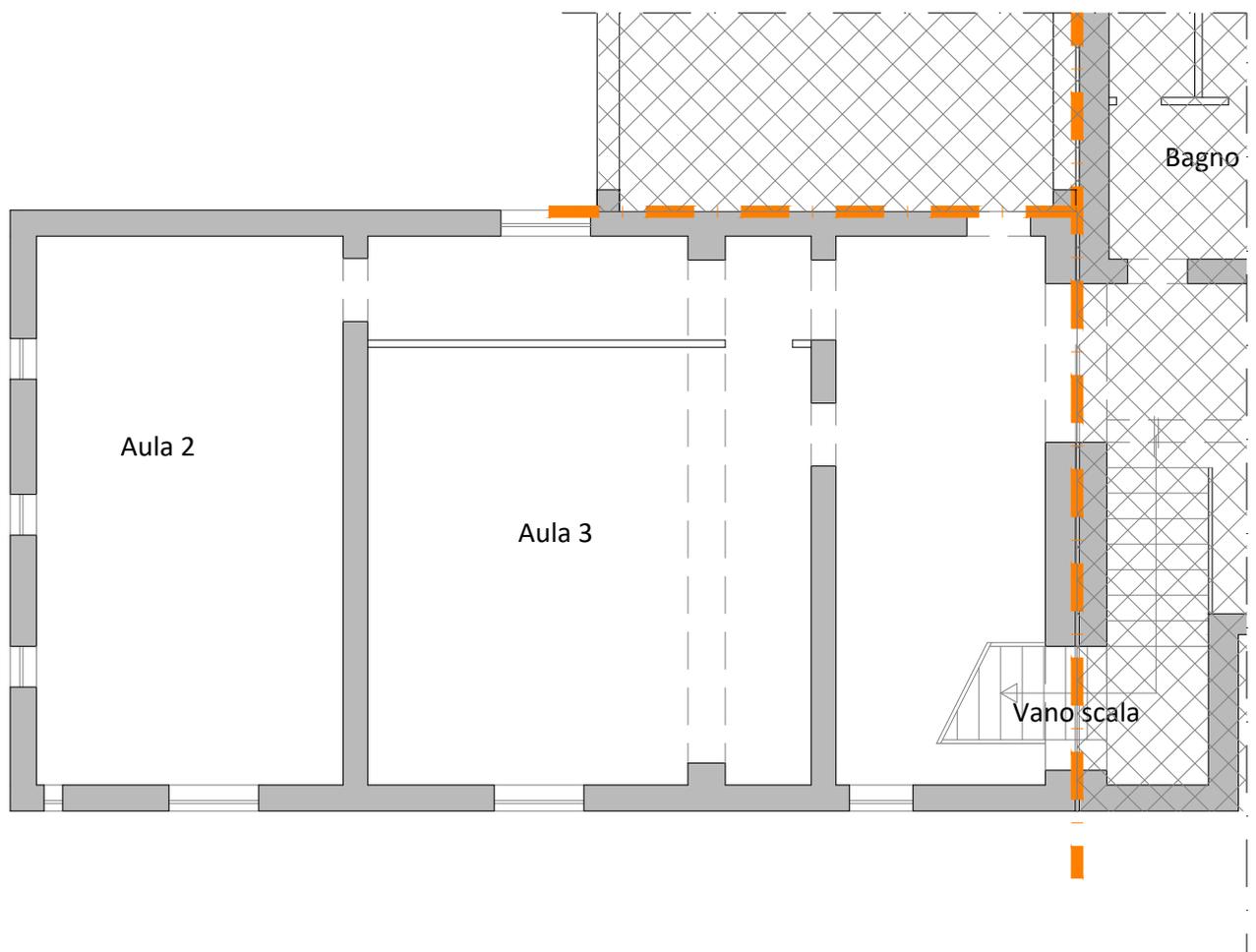


1.5. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO TERRA - US 1



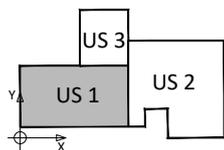
LEGENDA

-  ELEMENTI PORTANTI
-  ELEMENTI NON PORTANTI
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ALTRA U.S.



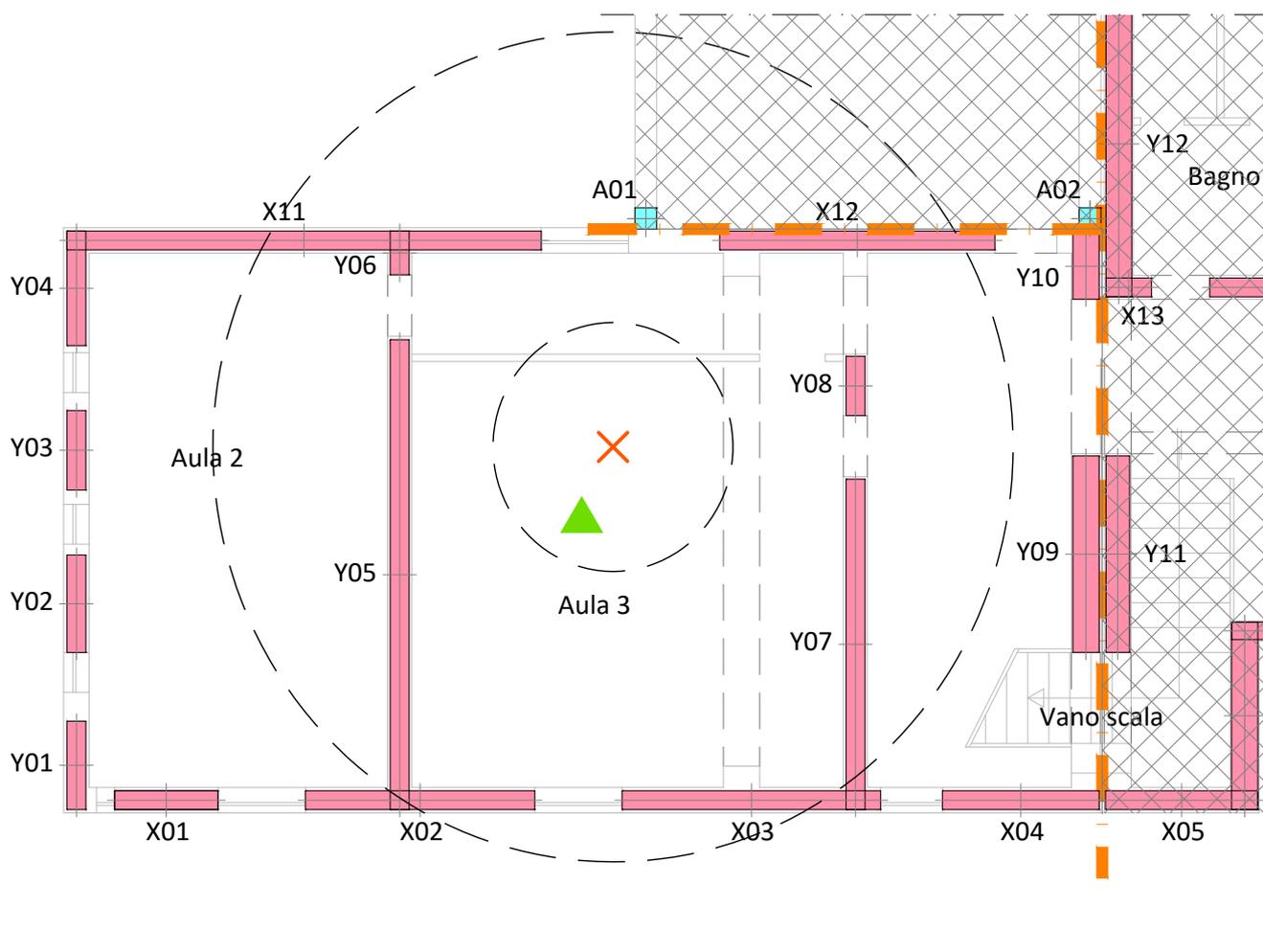
1.6. SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA - US 1

COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze		
✗	$X_r = 7,37$	$Y_r = 6,34$
Centro delle Masse		
▲	$X_m = 6,94$	$Y_m = 5,32$



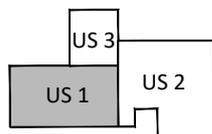
LEGENDA

- MURATURA 1-A
- CENTRO DELLE RIGIDEZZE
- CENTRO DELLE MASSE
- GIUNTO STRUTTURALE
- ALTRA U.S.
- ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO

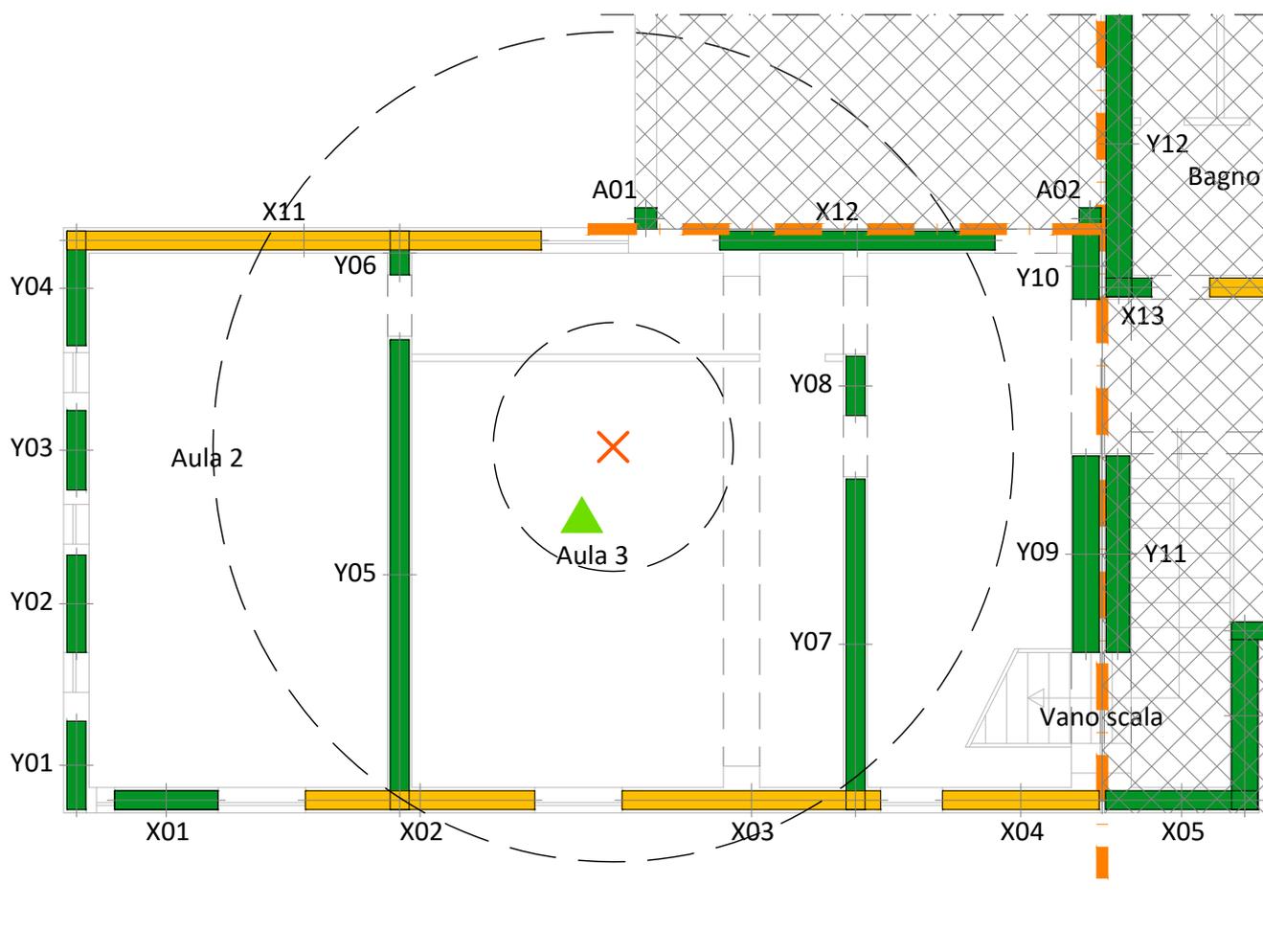


1.7. VERIFICHE LOCALI - PIANO TERRA - US 1

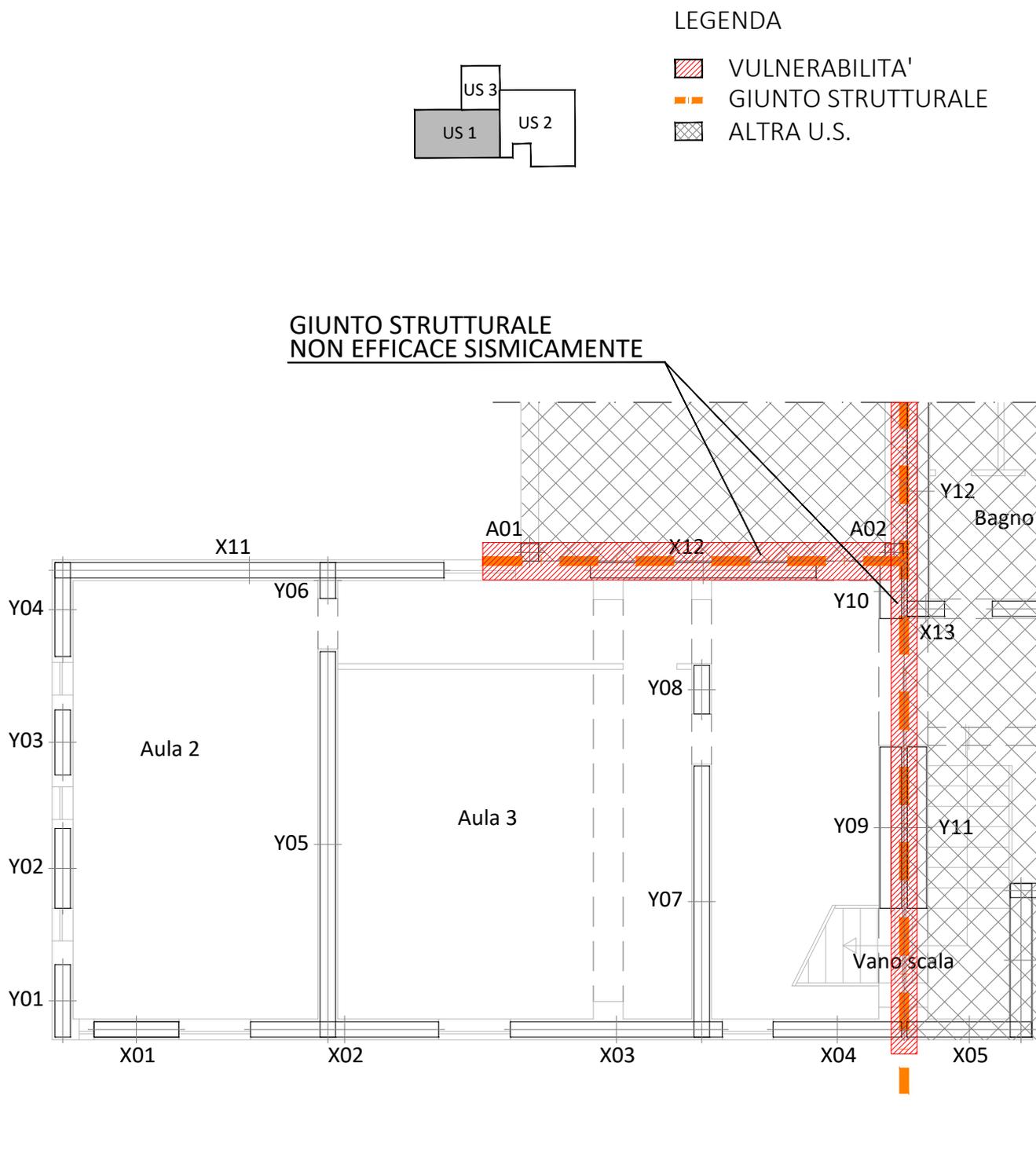
LEGENDA

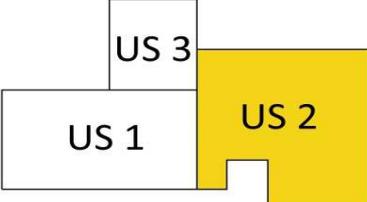


- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
- ✗ CENTRO DELLE RIGIDENZE
- ▲ CENTRO DELLE MASSE
- - - GIUNTO STRUTTURALE
- ALTRA U.S.



1.8. VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA - US 1



Identificazione edificio			
Scuola Elementare "Cerretano" Via Enrico Mattei, 5 Castelfidardo (AN)			
U.S.	2		
Caratteristiche funzionali			
Uso prevalente:	Scolastico		
Anno costruzione:	-		
Piani Totali:	2		
Piani Interrati:	0		

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Metallica	<i>Morfologia</i> Falde inclinate
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento travetti prefabbricati	<i>Diaframma</i> Soletta Rigida
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Muratura in mattoni pieni	<i>Morfologia</i> Pareti Portanti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Regolare
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> Non Pervenuta

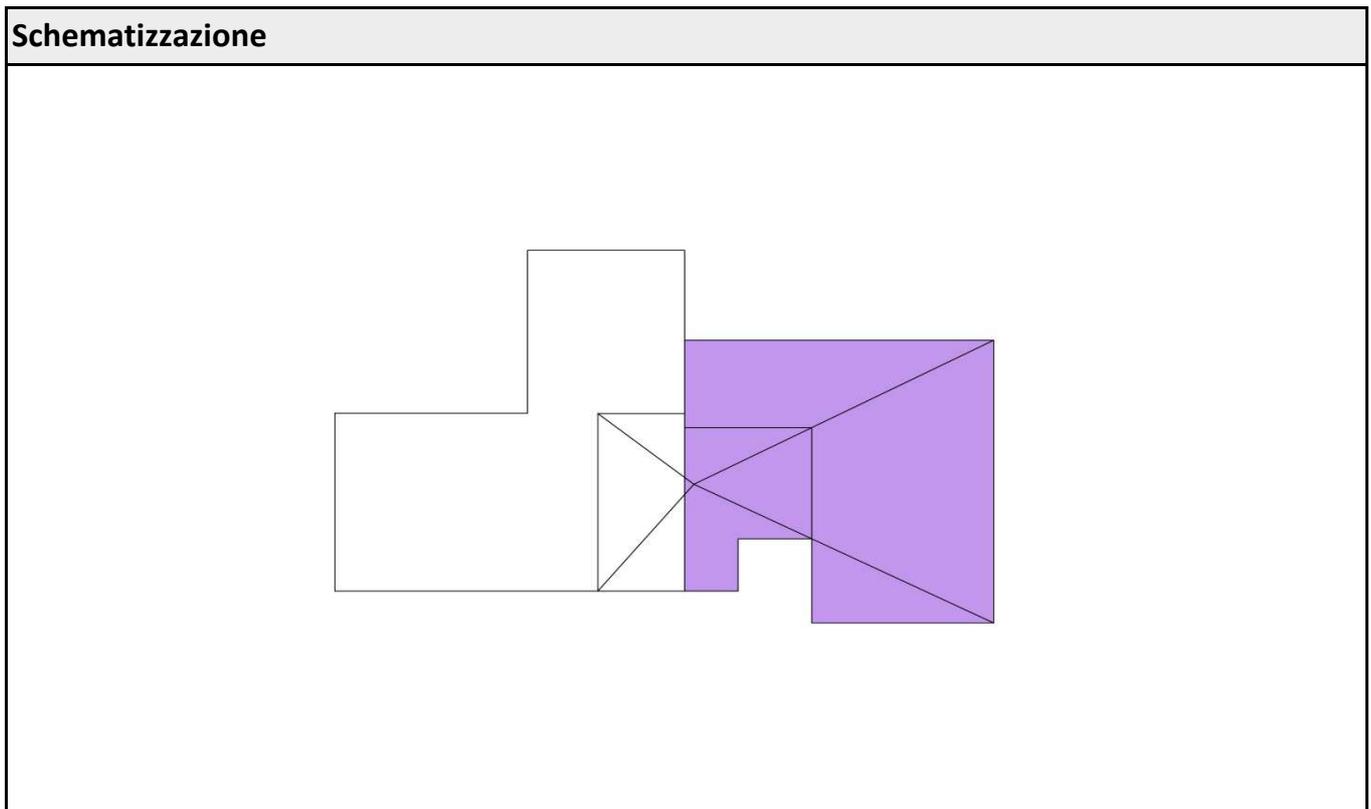
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiassse rigidezze		Verifica		Esito
e_x	2,31	r_x	7,03	e_x / r_x	0,33	IRREGOLARE
e_y	0,09	r_y	7,12	e_y / r_y	0,05	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a_g	PGA_D	PGA_C	PGA_C/PGA_D	PGA_C^{GLOB}	PGA_C^{GLOB}/PGA_D
SLV	0,211	0,292	0,152	52%	0,153	52%
SLD	0,077	0,107		142%		143%

Vulnerabilità specifiche e altre note
Gli elaborati tecnici e grafici allegati alla presente tabella di riepilogo constano complessivamente di 9 pagine

U.S.	2	NOMINATIVO ELEMENTO	COPERTURA 2-B
-------------	----------	----------------------------	----------------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Falda inclinata	g_1	1,00	[KN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Leggera a Secco	g_2	0,00	[KN/m ²]
Funzionamento Statico	Non Spingente	q_{k1}	0,00	[KN/m ²]
Capacità di redistribuzione	-	q_s	0,00	[KN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	1,00	[KN/m ²]



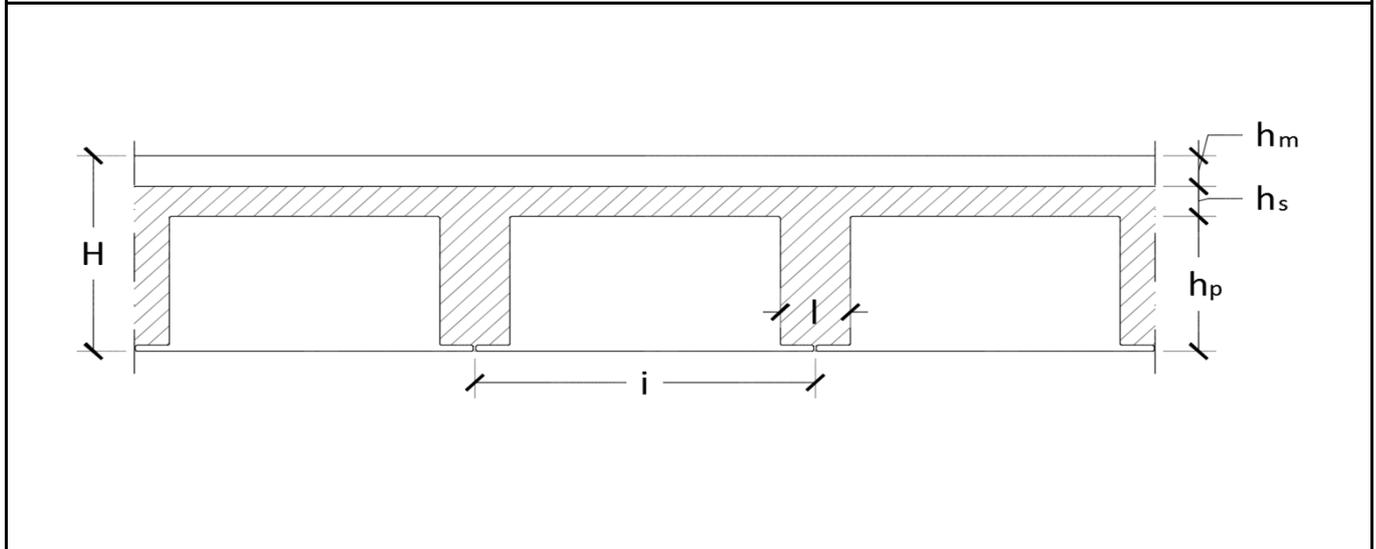
U.S.	2	NOMINATIVO ELEMENTO	SOLAIO 2-A
-------------	----------	----------------------------	-------------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali

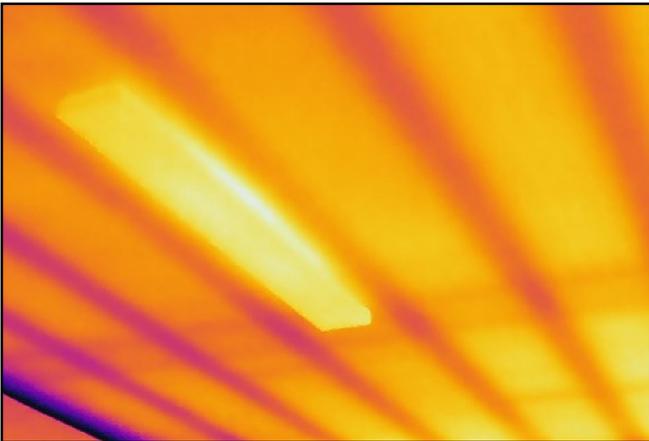
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	Orditura	Unidirezionale
Capacità redistribuzione	Piano Rigido	Giacitura	Piana

Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	60	[cm]	h_s	4	[cm]	g₁	2,55	[KN/m ²]
l	12	[cm]	h_m	8	[cm]	g₂	1,50	[KN/m ²]
h_p	16	[cm]	H	24	[cm]	q_{k1}	3,00	[KN/m ²]
						q_s	0,00	[KN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	5,85	[KN/m ²]

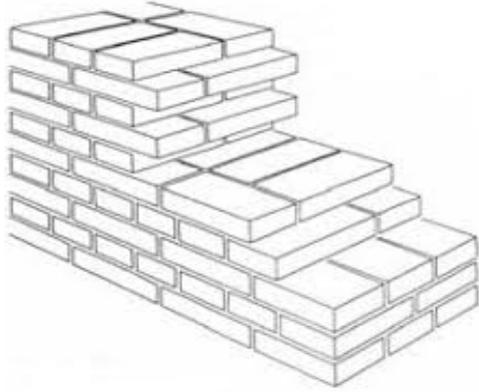
Schematizzazione



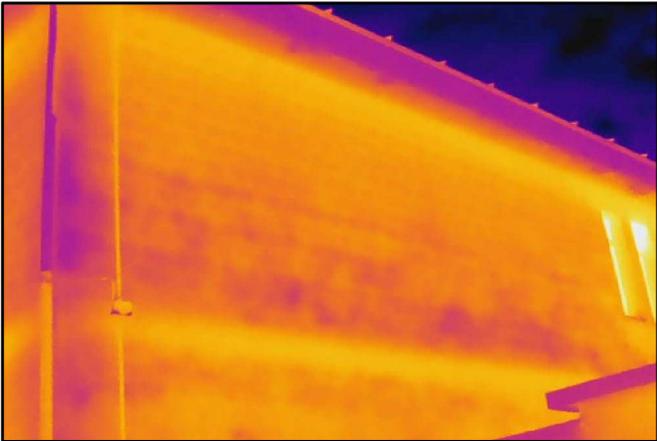
Documentazione fotografica

	
<p>Termogramma che identifica la tipologia di solaio in oggetto all'interno del Aula 5 al piano primo.</p>	<p>Travi in spessore di soletta e cambi di orditura presenti al piano terra.</p>

U.S.	2	NOMINATIVO ELEMENTO	MURATURA 2-A
-------------	----------	----------------------------	---------------------

Caratteristiche dimensionali			Schematizzazione
SP_{min}	0,26	[m]	
SP_{Max}	0,26	[m]	
Caratteristiche materiche			
f_m	400	[N/cm ²]	
t_o	15	[N/mm ²]	
E	1800	[N/mm ²]	
G	600	[N/mm ²]	
w	18,00	[kN/m ³]	

Descrizione tipologia muratura
Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Documentazione fotografica	
	
<p>Termografia dei una facciata dell'US2 la cui uniformità della tramatura rivela la presenza di una muratura portante.</p>	

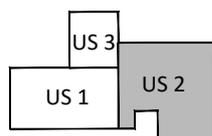
RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 2

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
		N	$T_s(T)_x$	$T_s(\theta)_x$	$T_{s,x}$	$T_s(T)_y$	$T_s(\theta)_y$	$T_{s,y}$	T_{Rx}	T_{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]		[kN]										
Y11	Setto	172	0,00	0,00	0,00	326,20	-198,08	128,12	0,00	102,73	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	2,75	1,50	7	5,28	7,52
Y12	Setto	340	0,00	0,00	0,00	847,72	-512,87	334,85	0,00	277,70	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	2,84	1,50	8	5,46	7,78
Y13	Setto	246	0,00	0,00	0,00	325,60	-113,42	212,18	0,00	122,45	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,98	1,50	5	3,80	5,42
Y14	Setto	418	0,00	0,00	0,00	791,58	120,02	911,61	0,00	274,82	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,03	1,50	2	1,99	2,83
Y15	Setto	176	0,00	0,00	0,00	28,25	4,28	32,53	0,00	55,41	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	5,83	1,50	9	11,22	15,98
Y16	Setto	516	0,00	0,00	0,00	727,95	110,37	838,33	0,00	292,44	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,19	1,50	3	2,30	3,27
Y17	Setto	175	0,00	0,00	0,00	49,42	59,41	108,82	0,00	61,40	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	1,93	1,50	4	3,72	5,29
Y18	Setto	387	0,00	0,00	0,00	399,93	480,74	880,66	0,00	214,27	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	0,83	1,50	1	1,60	2,28
Y19	Setto	168	0,00	0,00	0,00	41,22	49,55	90,78	0,00	58,33	-	-	-	-	-	-	TAGLIO	2,20	1,50	6	4,23	6,03
X05	Setto	30	138,99	-1,88	137,12	0,00	0,00	0,00	42,07	0,00	TAGLIO	1,05	1,50	4	2,02	2,88	-	-	-	-	-	-
X06	Setto	106	1398,49	-24,28	1374,21	0,00	0,00	0,00	220,44	0,00	TAGLIO	0,55	1,50	2	1,06	1,51	-	-	-	-	-	-
X07	Setto	13	16,12	-0,12	16,00	0,00	0,00	0,00	17,76	0,00	TAGLIO	3,80	1,50	9	7,31	10,42	-	-	-	-	-	-
X08	Setto	12	12,37	-0,09	12,28	0,00	0,00	0,00	16,18	0,00	TAGLIO	4,51	1,50	10	8,68	12,36	-	-	-	-	-	-
X09	Setto	24	76,07	-0,03	76,04	0,00	0,00	0,00	32,97	0,00	TAGLIO	1,48	1,50	6	2,86	4,07	-	-	-	-	-	-
X10	Setto	24	77,28	-0,03	77,24	0,00	0,00	0,00	33,13	0,00	TAGLIO	1,47	1,50	5	2,83	4,02	-	-	-	-	-	-
X13	Setto	9	5,06	0,03	5,08	0,00	0,00	0,00	12,49	0,00	TAGLIO	8,42	1,50	11	16,19	23,06	-	-	-	-	-	-
X14	Setto	37	226,87	1,21	228,08	0,00	0,00	0,00	51,84	0,00	TAGLIO	0,78	1,50	3	1,50	2,13	-	-	-	-	-	-
X15	Setto	15	20,99	0,33	21,32	0,00	0,00	0,00	20,56	0,00	TAGLIO	3,30	1,50	8	6,35	9,05	-	-	-	-	-	-
X16	Setto	17	31,14	0,49	31,63	0,00	0,00	0,00	23,58	0,00	TAGLIO	2,55	1,50	7	4,91	6,99	-	-	-	-	-	-
X17	Setto	114	1534,51	24,36	1558,87	0,00	0,00	0,00	236,63	0,00	TAGLIO	0,52	1,50	1	1,00	1,42	-	-	-	-	-	-
Totale		2998	3538	0	3538	3538	0	3538	708	1460	Minimo	0,52			1,42	Minimo	0,83				2,28	

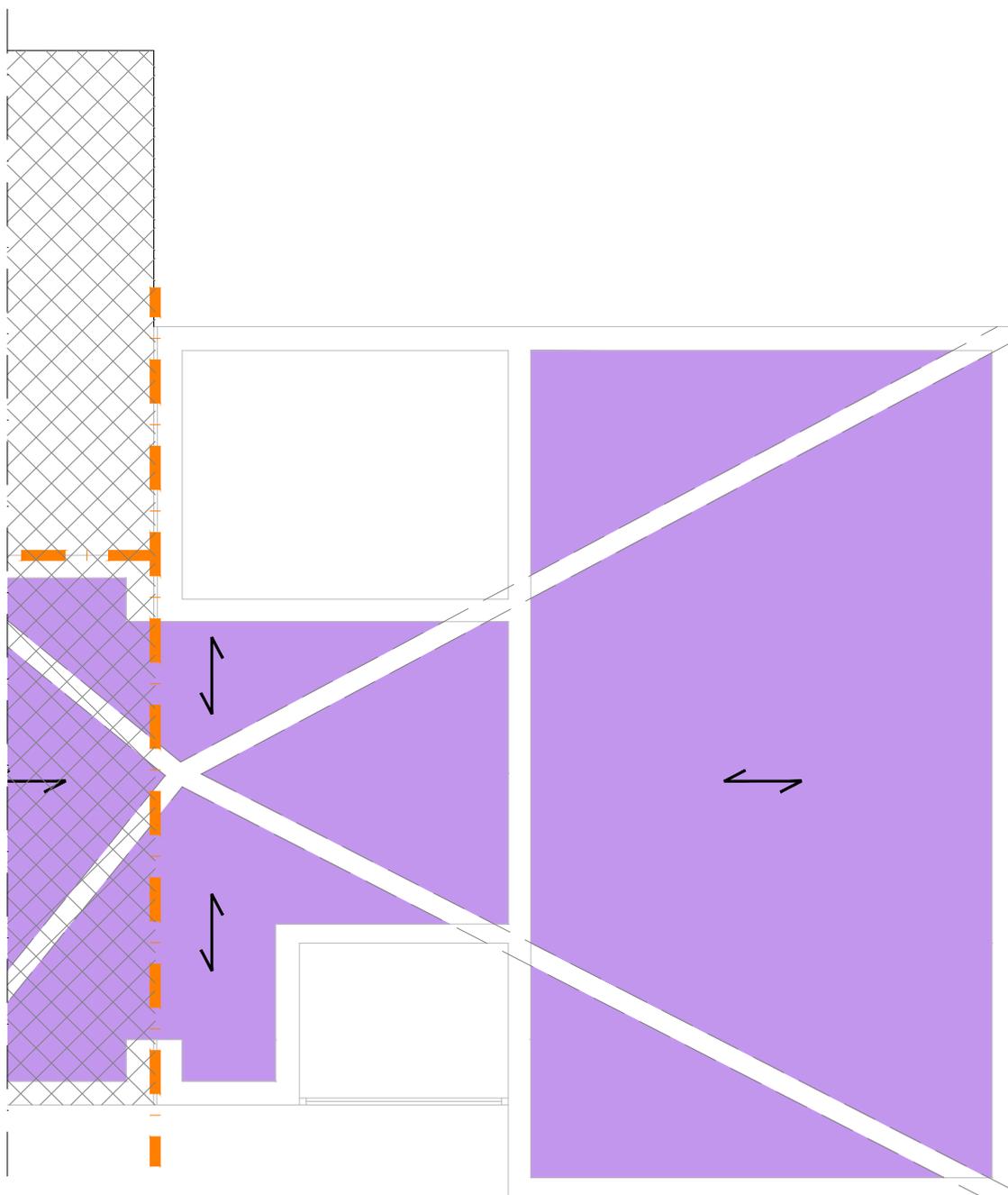
2. UNITA' STRUTTURALE 2

2.1. TIPOLOGIA COPERTURA - US 2

LEGENDA

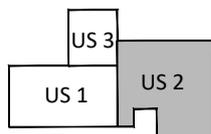


-  COPERTURA 2-A
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ORDITURA
-  ALTRA U.S.

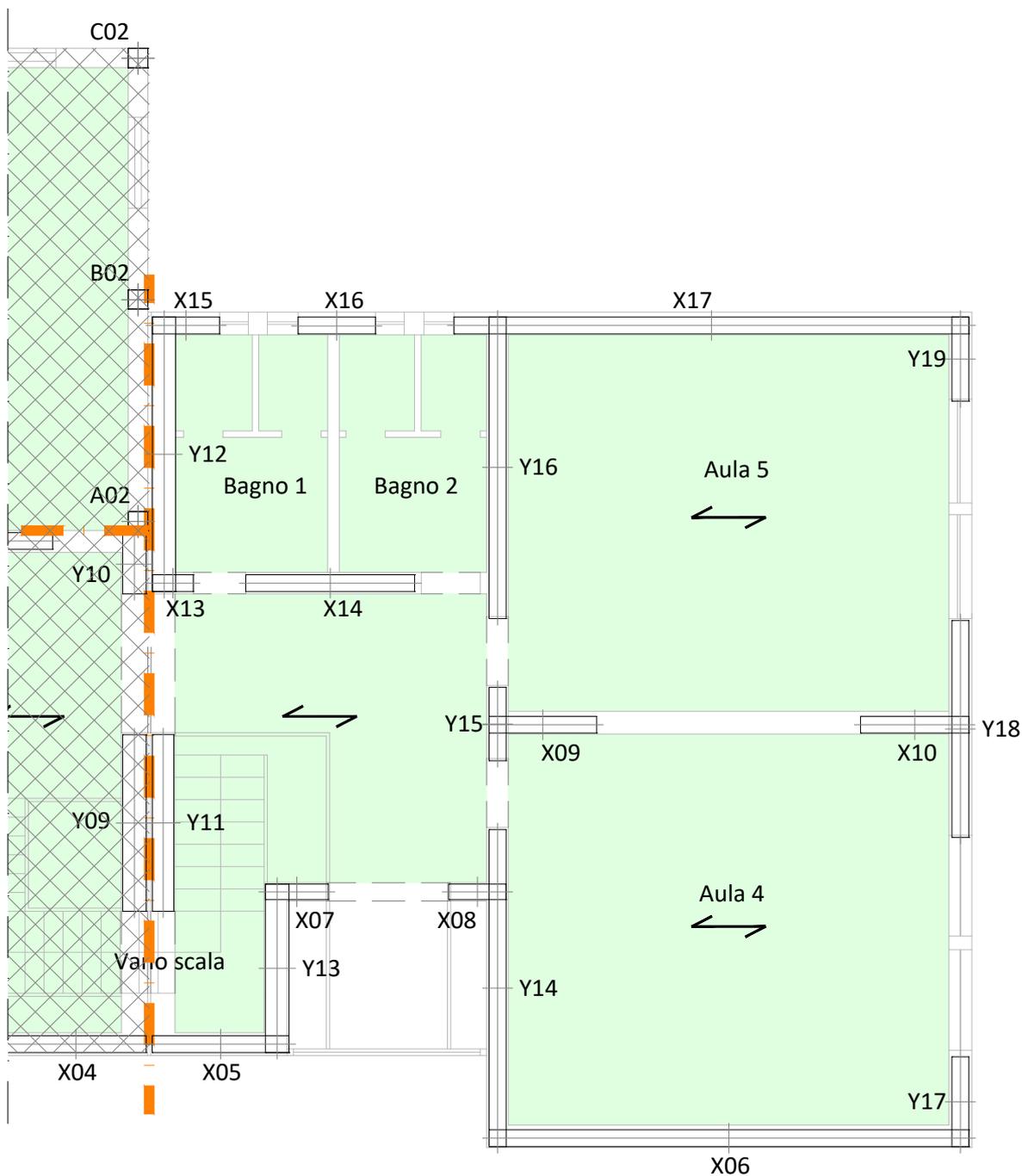


2.2. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO PRIMO - US 2

LEGENDA

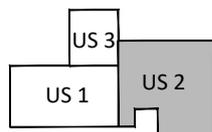


- SOLAIO 2-A
- GIUNTO STRUTTURALE
- ORDITURA
- ALTRA U.S.

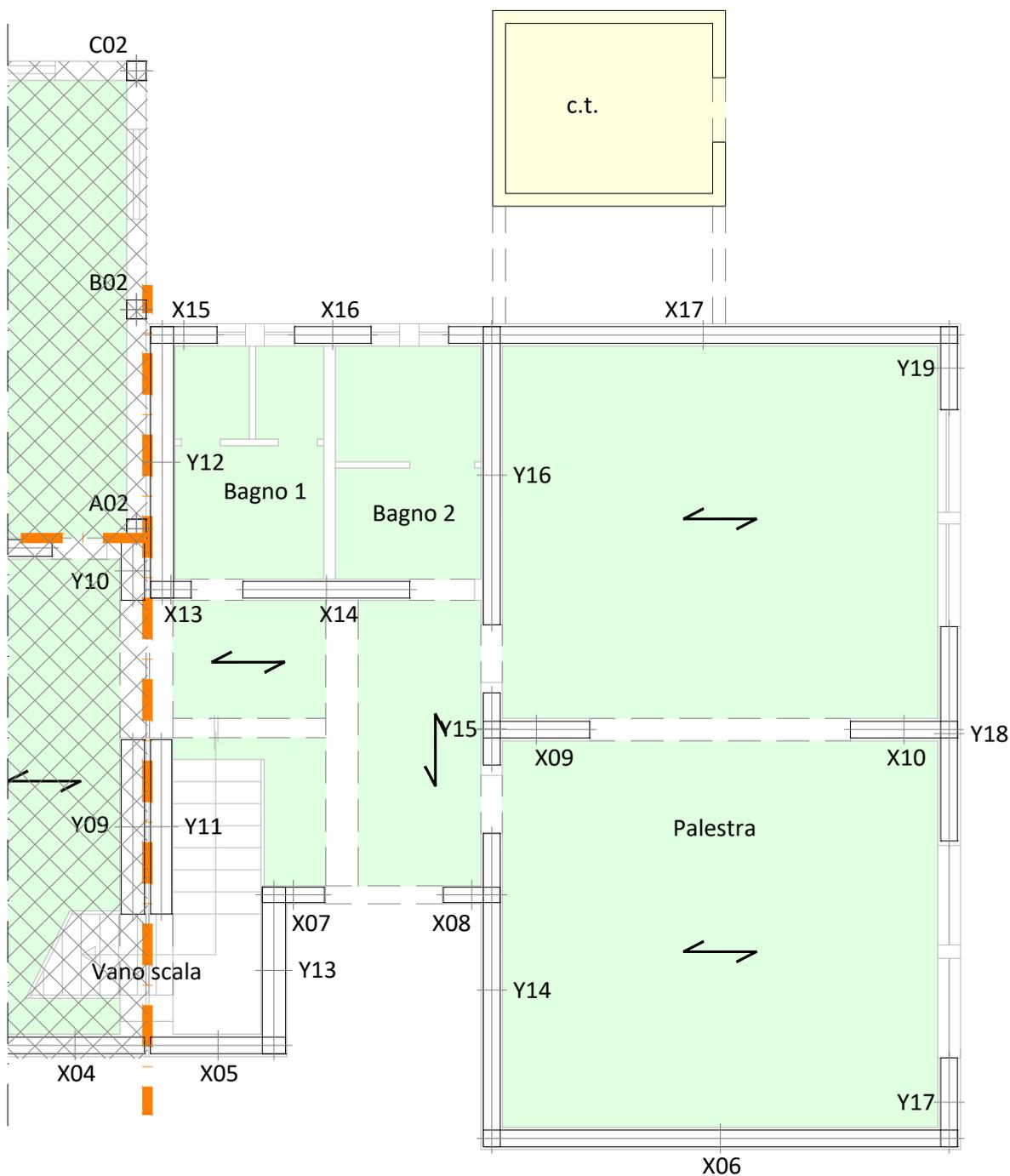


2.3. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO TERRA - US 2

LEGENDA

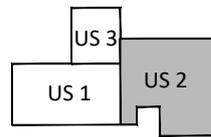


-  SOLAIO 2-A
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ORDITURA
-  NON RILEVABILE
-  ALTRA U.S.

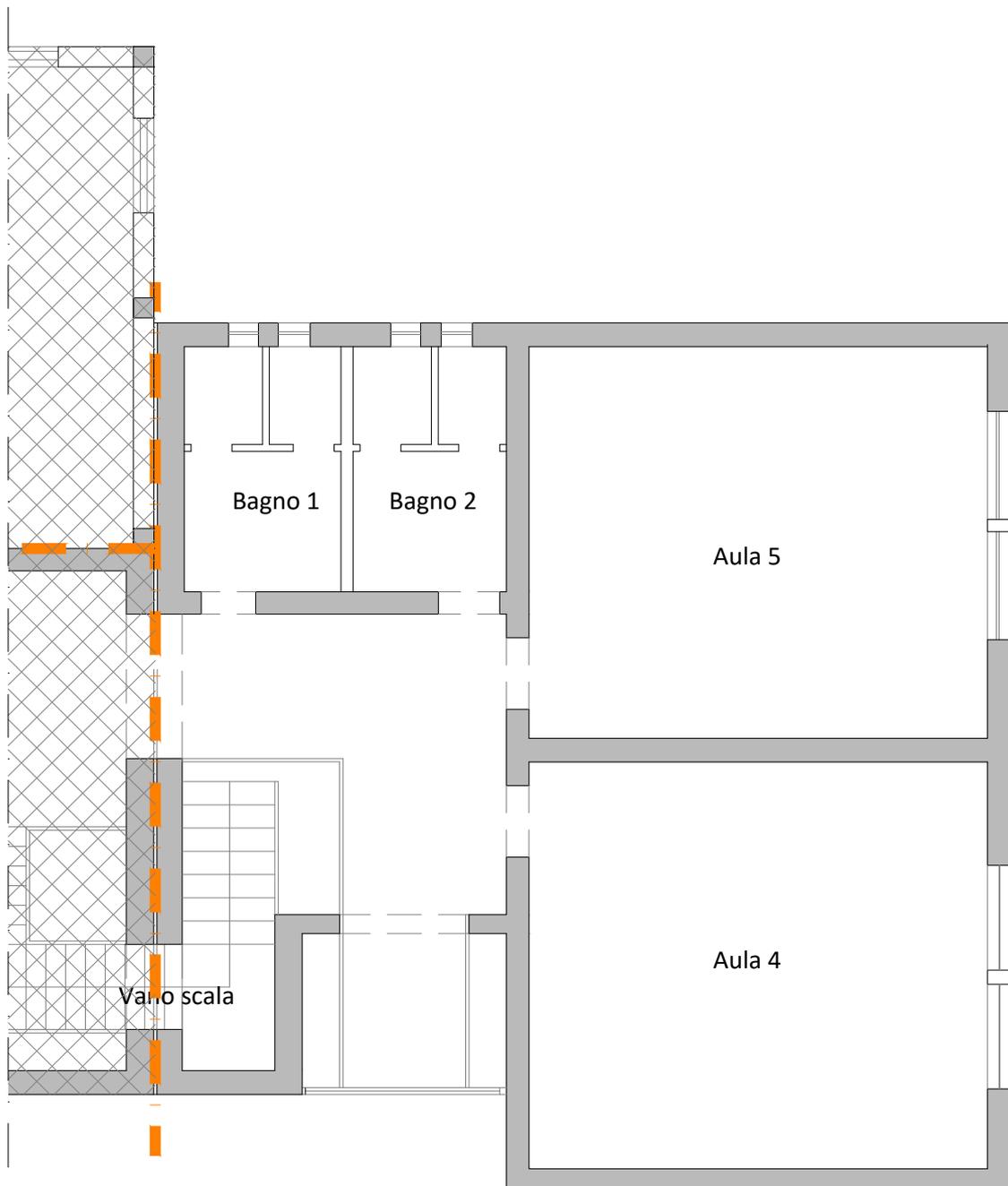


2.4. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO PRIMO - US 2

LEGENDA

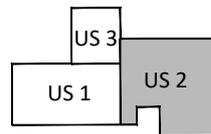


-  ELEMENTI PORTANTI
-  ELEMENTI NON PORTANTI
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ALTRA U.S.

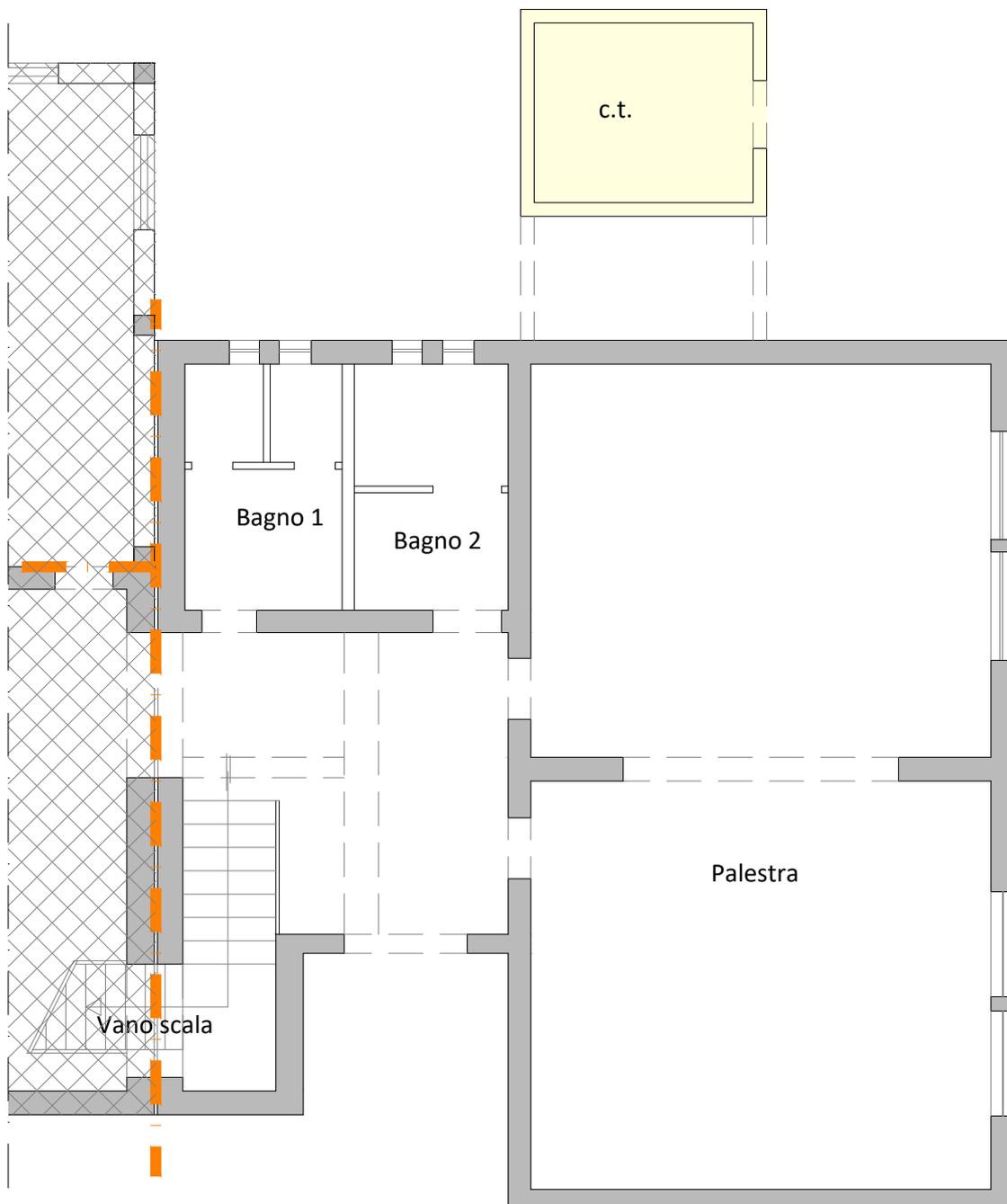


2.5. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO TERRA - US 2

LEGENDA

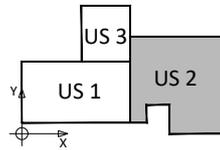


-  ELEMENTI PORTANTI
-  ELEMENTI NON PORTANTI
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  NON RILEVABILE
-  ALTRA U.S.



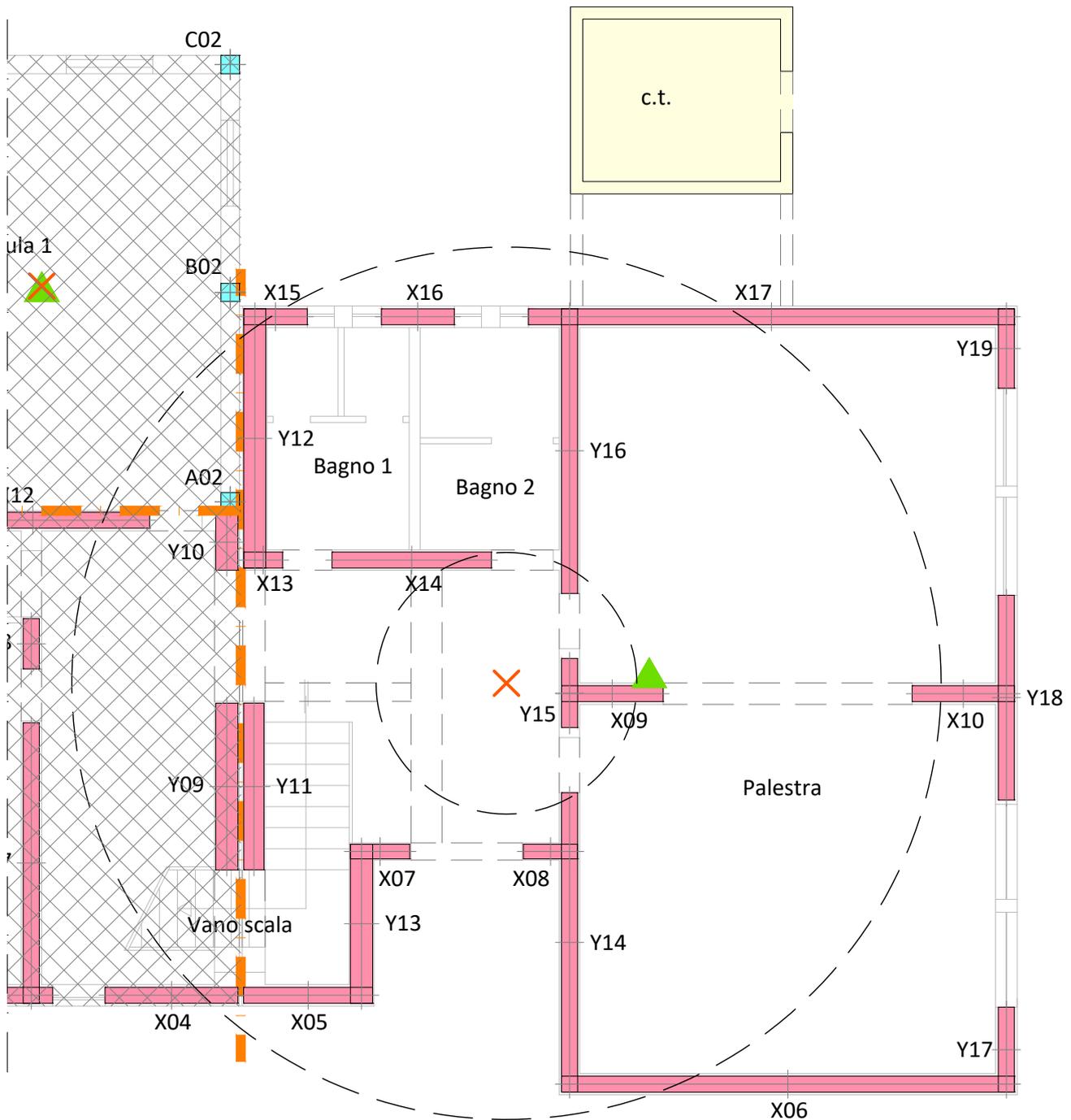
2.6. SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA - US 2

COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze		
✗	Xr= 18,39	Yr= 6,54
Centro delle Masse		
▲	Xm= 20,70	Ym= 6,63



LEGENDA

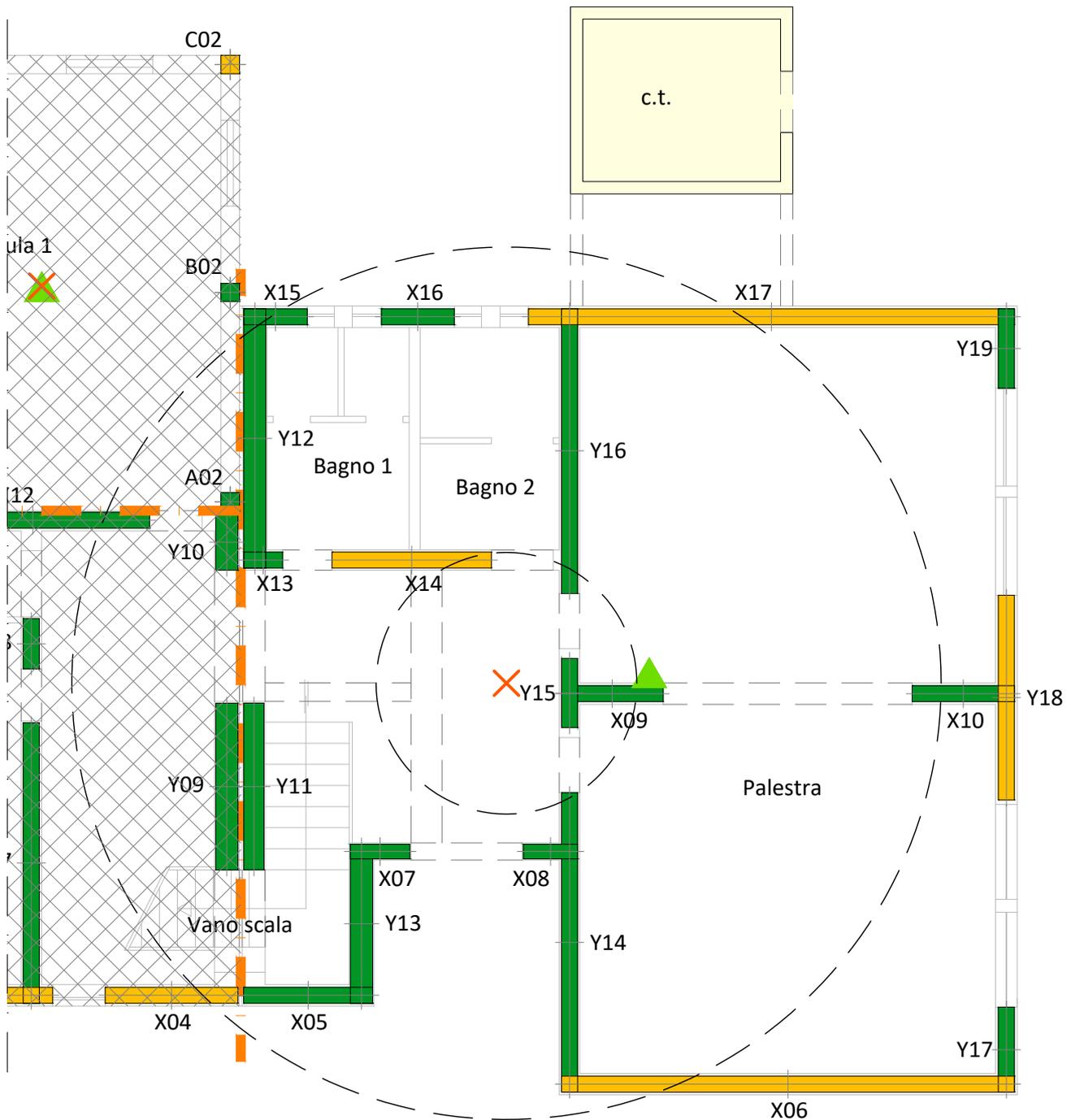
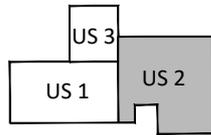
- MURATURA 2-A
- CENTRO DELLE RIGIDezZE
- CENTRO DELLE MASSE
- GIUNTO STRUTTURALE
- NON RILEVABILE
- ALTRA U.S.
- yx ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO



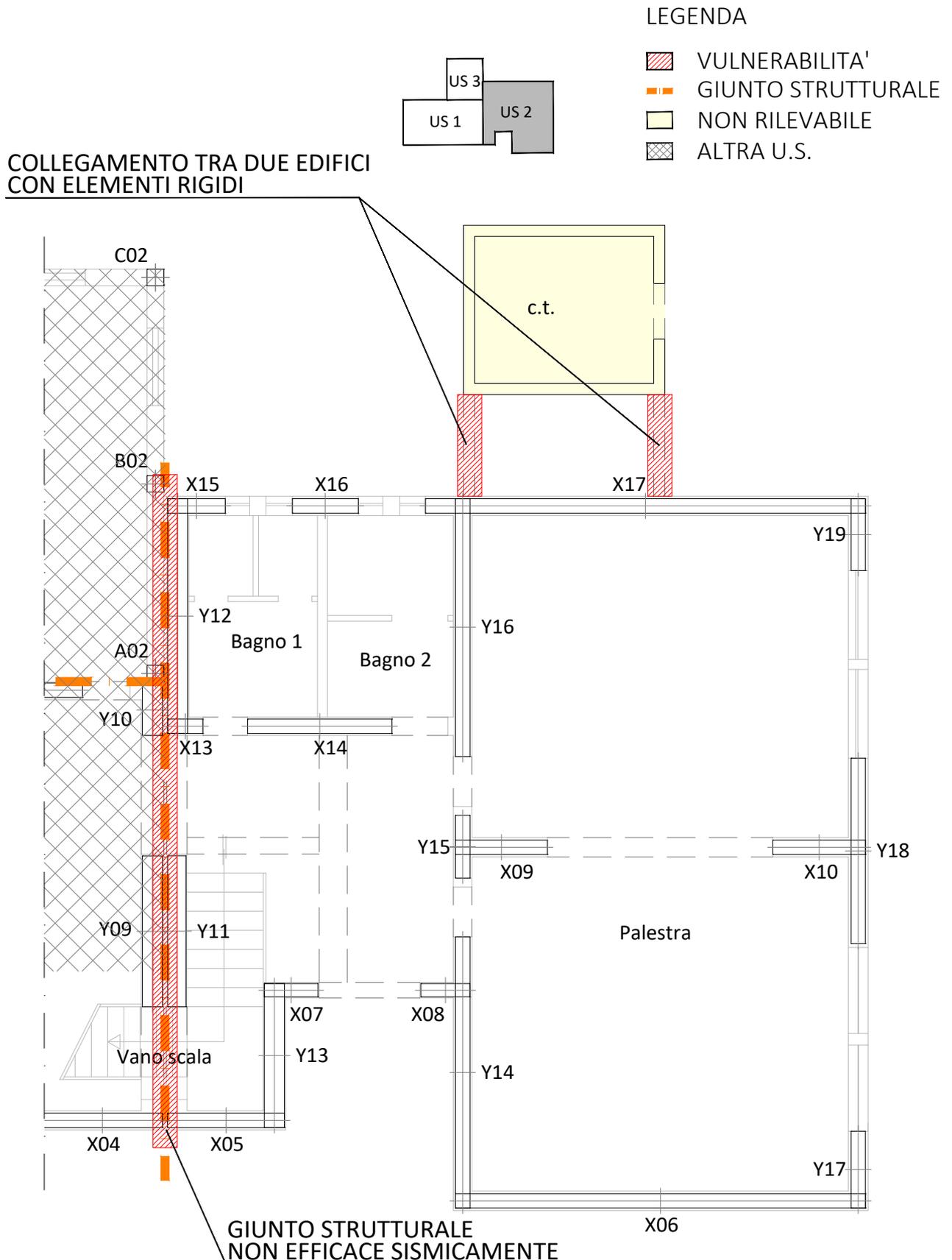
2.7. VERIFICHE LOCALI - PIANO TERRA - US 2

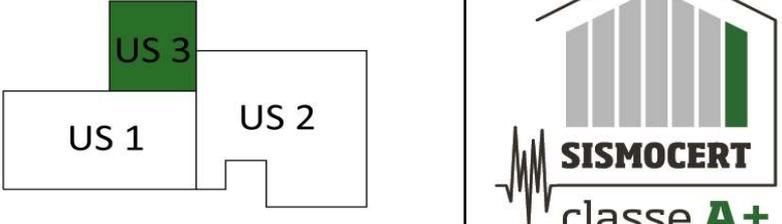
LEGENDA

- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
- ✗ CENTRO DELLE RIGIDENZE
- ▲ CENTRO DELLE MASSE
- - - GIUNTO STRUTTURALE
- NON RILEVABILE
- ALTRA U.S.



2.8. VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA - US 2



Identificazione edificio		
Scuola Elementare "Cerretano" Via Enrico Mattei, 5 Castelfidardo (AN)		
U.S.	3	
Caratteristiche funzionali		
Uso prevalente:	Scolastico	
Anno costruzione:	-	
Piani Totali:	2	
Piani Interrati:	0	

Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento	<i>Morfologia</i> Piana
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento travetti prefabbricati	<i>Diaframma</i> Soletta Rigida
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Calcestruzzo armato	<i>Morfologia</i> Telaio travi e pilastri
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> -	<i>Disposizione</i> -
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> Non Pervenuta

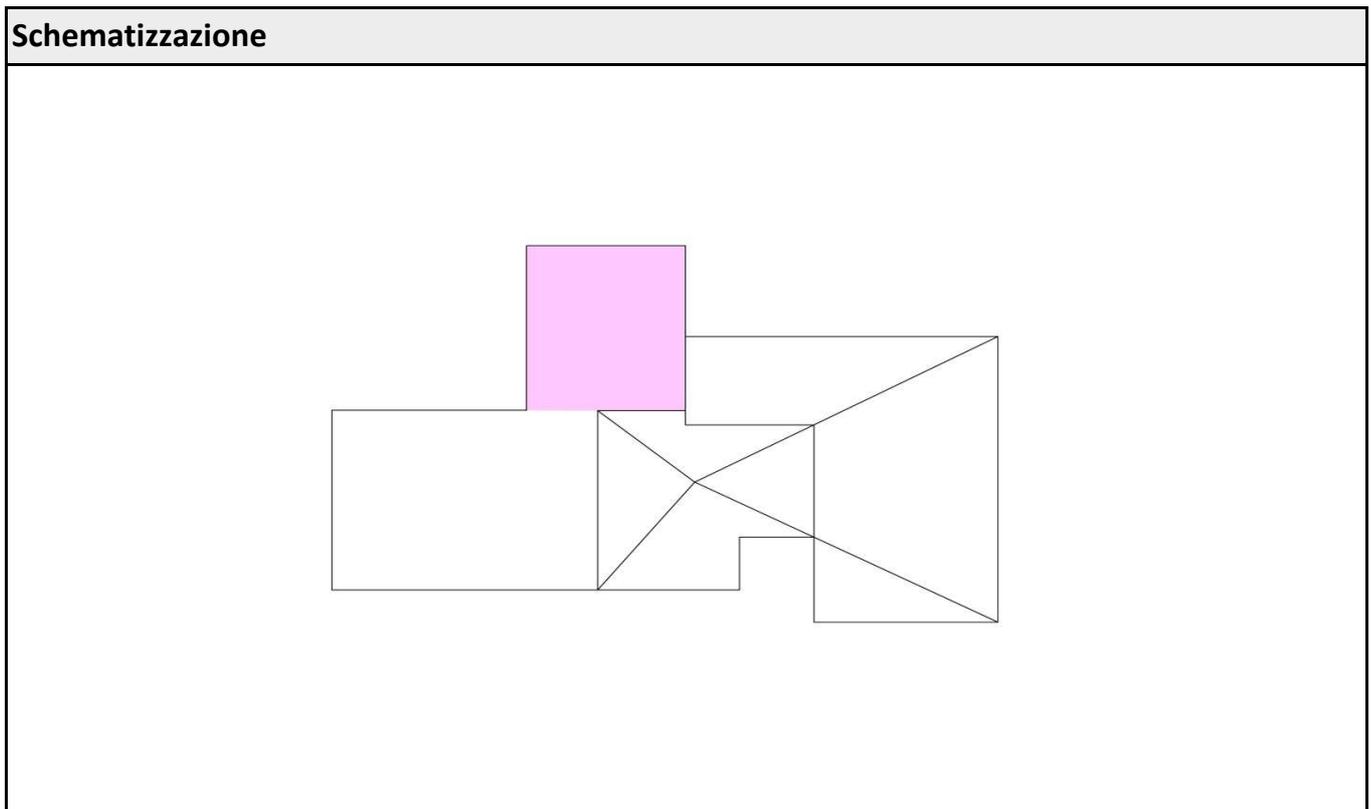
Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
e_x	0,00	r_x	4,22	e_x / r_x	0,00	REGOLARE
e_y	0,09	r_y	4,22	e_y / r_y	0,05	REGOLARE

Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s ²]	Accelerazione al suolo domanda [m/s ²]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s ²]	Indice di sicurezza [%]
	a_g	PGA_D	PGA_C	PGA_C/PGA_D	PGA_C^{GLOB}	PGA_C^{GLOB}/PGA_D
SLV	0,211	0,292	0,486	167%	0,401	138%
SLD	0,077	0,107		457%		377%

Vulnerabilità specifiche e altre note
- Assenza di adeguato giunto sismico con corpo aggiunto adiacente con possibilità di martellamento
Gli elaborati tecnici e grafici allegati alla presente tabella di riepilogo constano complessivamente di 9 pagine

U.S.	3	NOMINATIVO ELEMENTO	COPERTURA 3-A
-------------	----------	----------------------------	----------------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi		
Morfologia	Piana	g_1	2,55	[KN/m ²]
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	g_2	1,00	[KN/m ²]
Funzionamento Statico	Non Spingente	q_{k1}	0,00	[KN/m ²]
Capacità di redistribuzione	Soletta rigida	q_s	0,00	[KN/m ²]
Peso considerato nella modellazione		W	3,55	[KN/m ²]



Documentazione fotografica

--	--

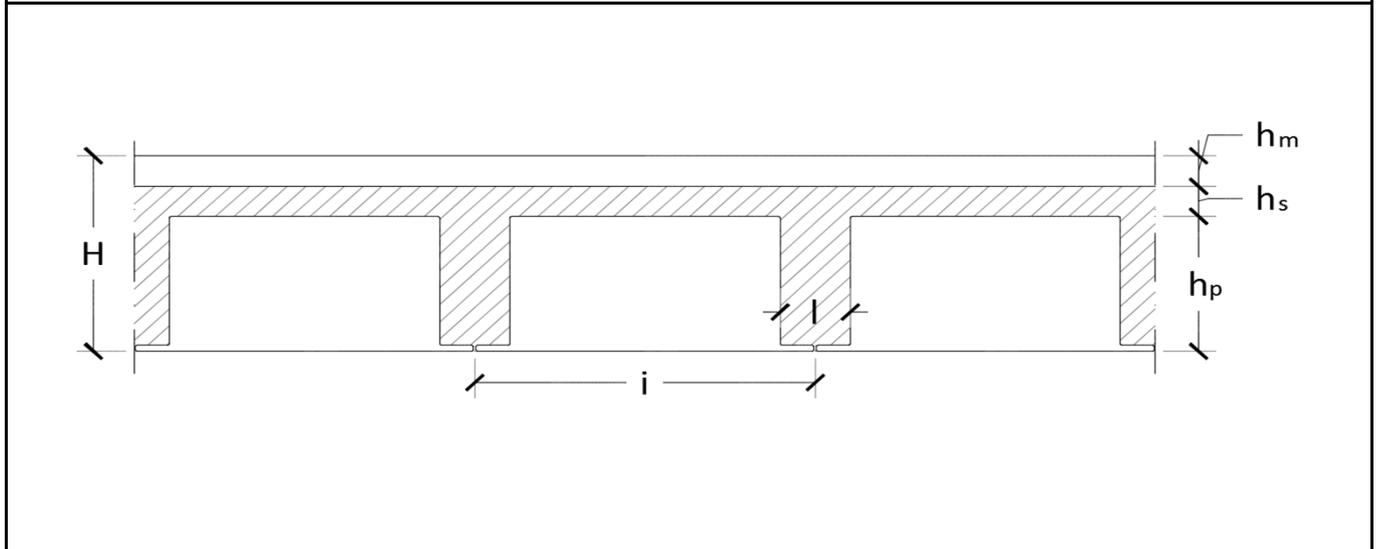
U.S.	3	NOMINATIVO ELEMENTO	SOLAIO 3-A
-------------	----------	----------------------------	-------------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali

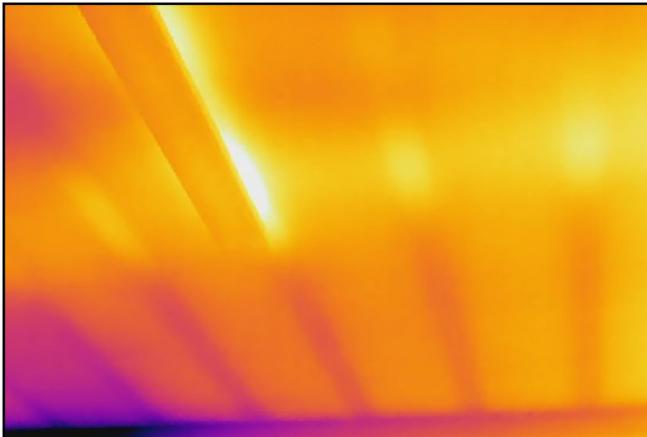
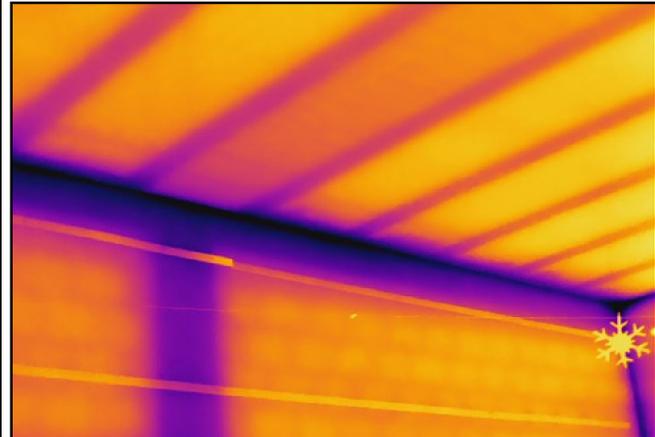
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	Orditura	Unidirezionale
Capacità redistribuzione	Piano Rigido	Giacitura	Piana

Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi		
i	60	[cm]	h_s	4	[cm]	g₁	2,55	[KN/m ²]
l	12	[cm]	h_m	8	[cm]	g₂	1,50	[KN/m ²]
h_p	16	[cm]	H	24	[cm]	q_{k1}	3,00	[KN/m ²]
						q_s	0,00	[KN/m ²]
Peso considerato nella modellazione						W	5,85	[KN/m ²]

Schematizzazione

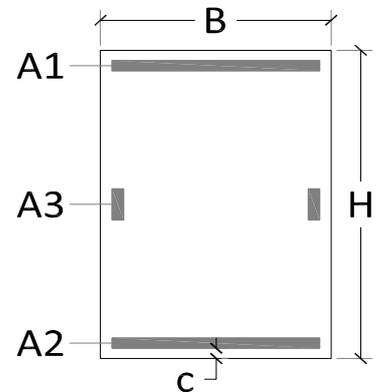


Documentazione fotografica

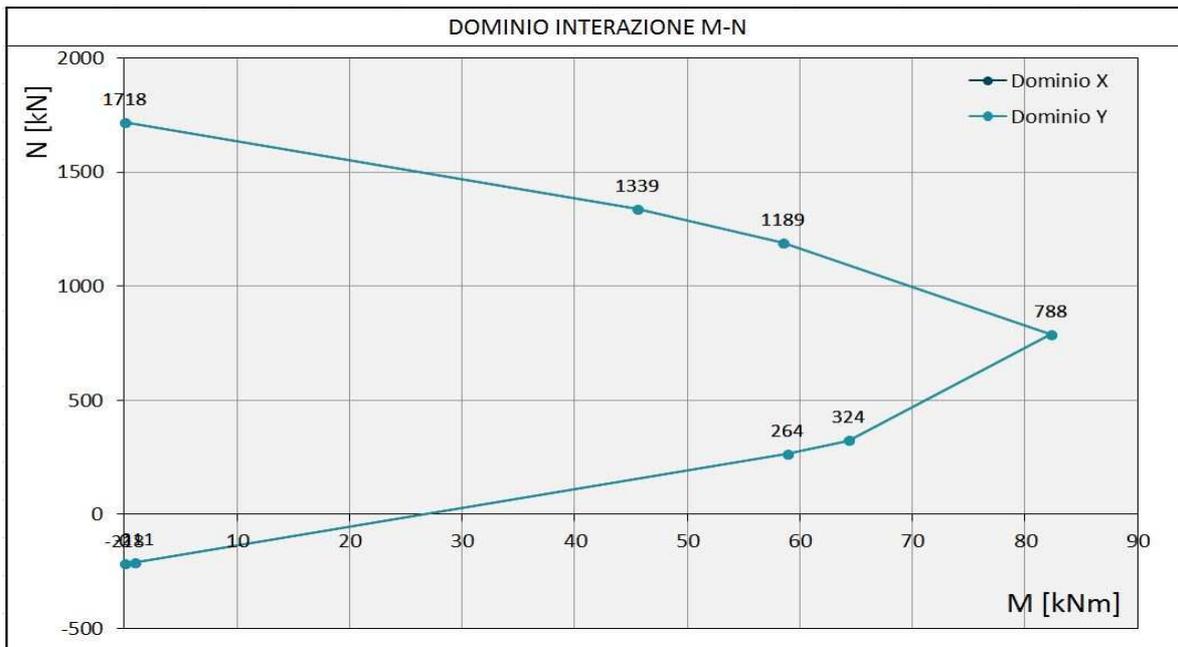
	
<p>Trave in spessore di soletta e solaio presente nell'Ala 3 al piano terra.</p>	<p>Tipologia costruttiva presente nell'Aula 1 al piano terra.</p>

U.S.	3	NOMINATIVO ELEMENTO	PILASTRO 3-A
-------------	----------	----------------------------	---------------------

Caratteristiche dimensionali			Caratteristiche materiche			Schematizzazione
B	0,30	[m]	Calcestruzzo			
H	0,30	[m]	Classe	C32/40		
h	3,15	[m]	R_{ck}	40	[N/mm ²]	
A1	2 Ø 16		f_{cd}	16,67	[N/mm ²]	
A2	0		Acciaio			
A3	2 Ø 16		Tipo	FeB38K		
Staffe	Ø 6/20		f_{yk}	375	[N/mm ²]	
c	3,00	[cm]	f_{yd}	326	[N/mm ²]	



Dominio interazione M-N



Documentazione fotografica



Particolare del carotaggio eseguito.



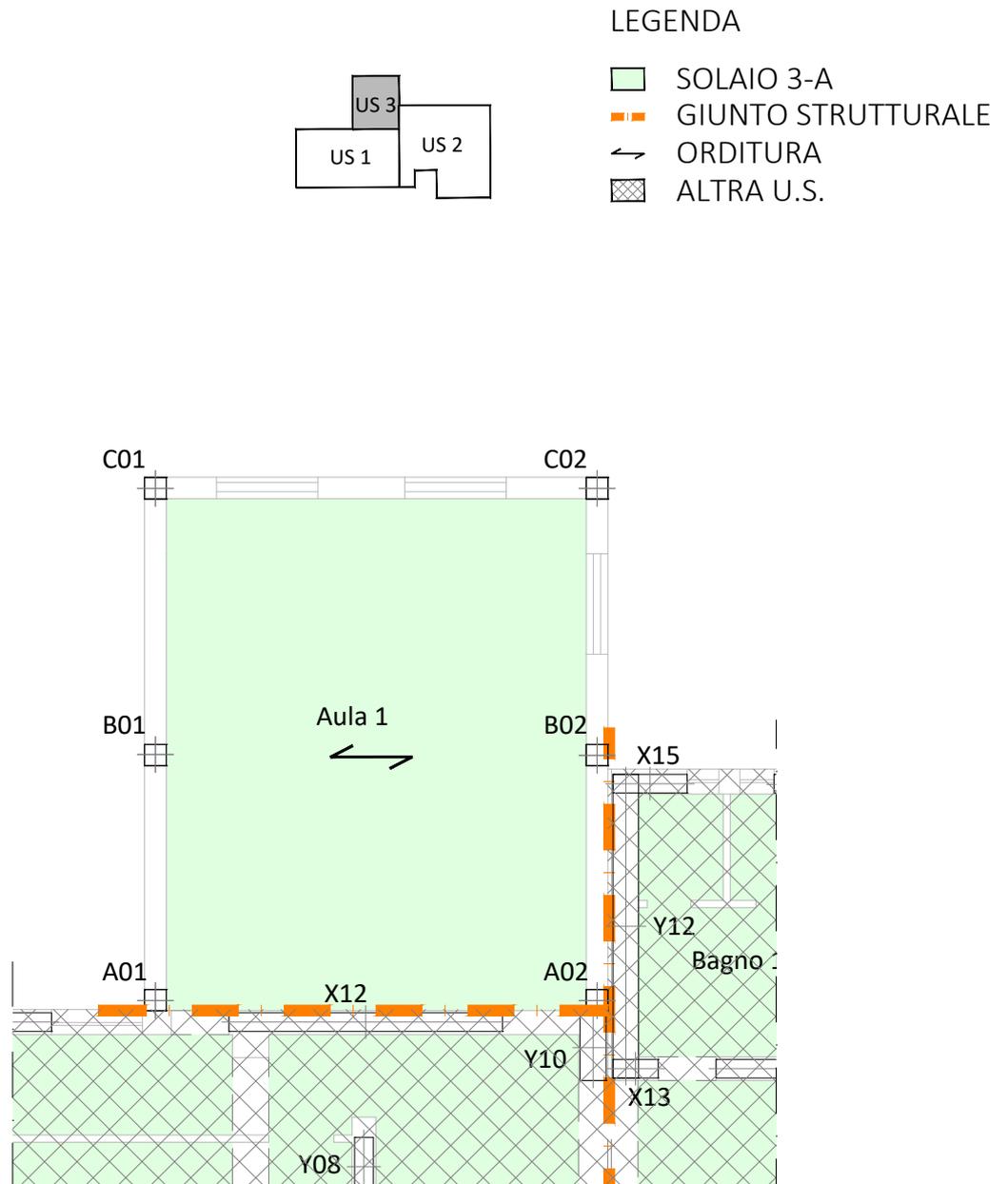
Dettaglio della scarificazione eseguita.

RIEPILOGO VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICA - UNITA' STRUTTURALE 3

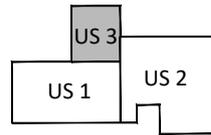
AZIONI SISMICHE E RIPARTIZIONI DELLA STRUTTURA									AZIONI RESISTENTI		VERIFICHE											
DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI			RIPARTIZIONE AZIONE SISMICA								VERIFICHE IN DIREZIONE X					VERIFICHE IN DIREZIONE Y						
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Azione assiale	Taglio in direzione 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
		<i>N</i>	$T_s(T)_x$	$T_s(\theta)_x$	$T_{s,x}$	$T_s(T)_y$	$T_s(\theta)_y$	$T_{s,y}$	T_{Rx}	T_{Ry}		<i>IS-V_{ix}</i>	<i>q_{ix}</i>			<i>IS-D_{ix}</i>		<i>IS-V_{iy}</i>	<i>q_{iy}</i>			<i>IS-D_{iy}</i>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]										
A01	A	113	113,38	4,03	117,41	113,38	0,00	113,38	57,01	57,01	FLESSIONE	1,67	1,72	1	1,00	4,57	FLESSIONE	1,73	1,72	2	1,01	4,73
A02	A	126	113,38	4,03	117,41	113,38	0,00	113,38	57,77	57,77	FLESSIONE	1,69	1,72	2	1,01	4,63	FLESSIONE	1,75	1,72	3	1,02	4,80
B01	A	170	113,38	0,12	113,49	113,38	0,00	113,38	60,38	60,38	FLESSIONE	1,83	1,72	5	1,10	5,01	FLESSIONE	1,83	1,72	6	1,07	5,01
B02	A	132	113,38	0,12	113,49	113,38	0,00	113,38	58,11	58,11	FLESSIONE	1,76	1,72	3	1,05	4,82	FLESSIONE	1,76	1,72	4	1,03	4,82
C01	A	103	113,38	-4,15	109,23	113,38	0,00	113,38	56,41	56,41	FLESSIONE	1,77	1,72	4	1,06	4,86	FLESSIONE	1,71	1,72	1	1,00	4,68
C02	A	141	113,38	-4,15	109,23	113,38	0,00	113,38	58,69	58,69	FLESSIONE	1,85	1,72	6	1,11	5,06	FLESSIONE	1,78	1,72	5	1,04	4,87
Totale		785	680	0	680	680	0	680	348	348	Minimo	1,67				4,57	Minimo	1,71				4,68

3. UNITA' STRUTTURALE 3

3.1. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO PRIMO - US 3

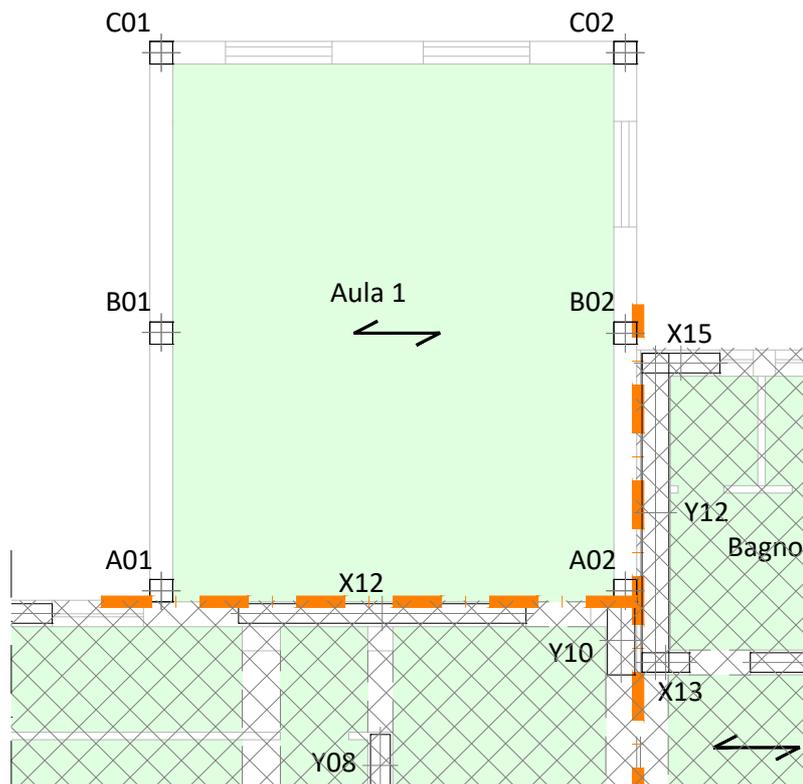


3.2. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO TERRA - US 3

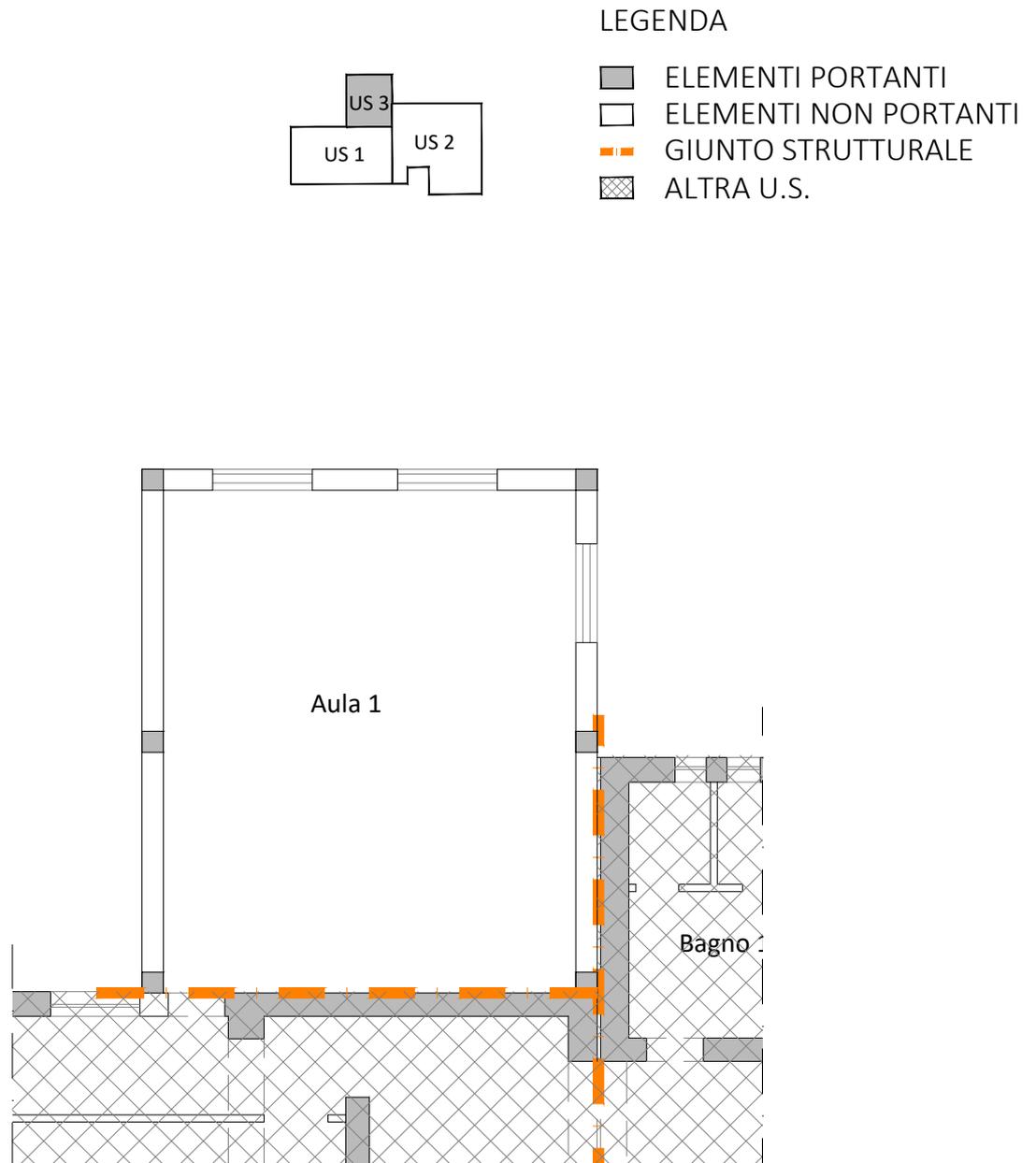


LEGENDA

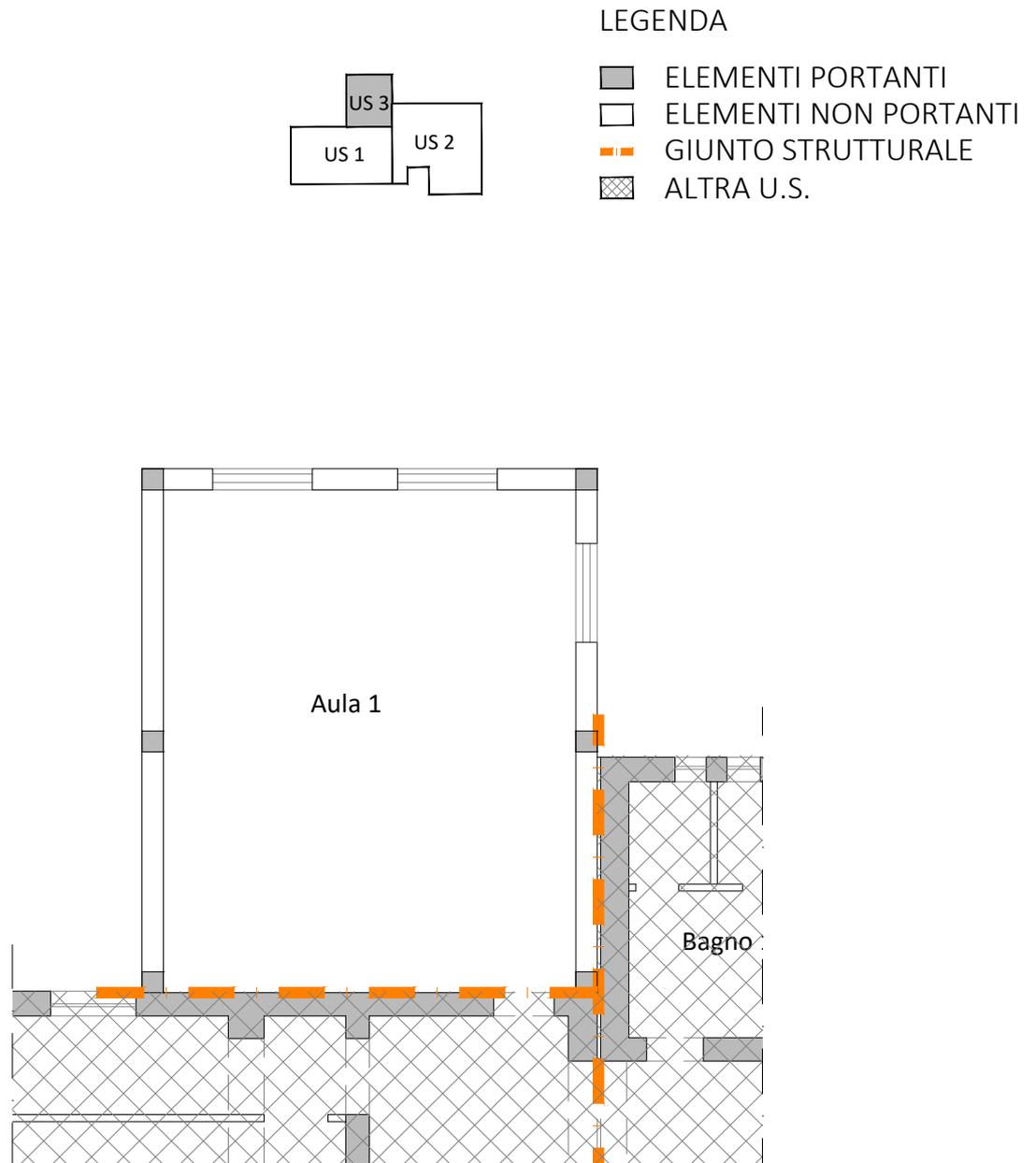
-  SOLAIO 3-A
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ORDITURA
-  ALTRA U.S.



3.3. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO PRIMO - US 3

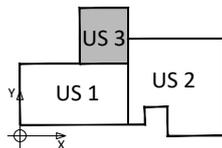


3.4. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO TERRA - US 3



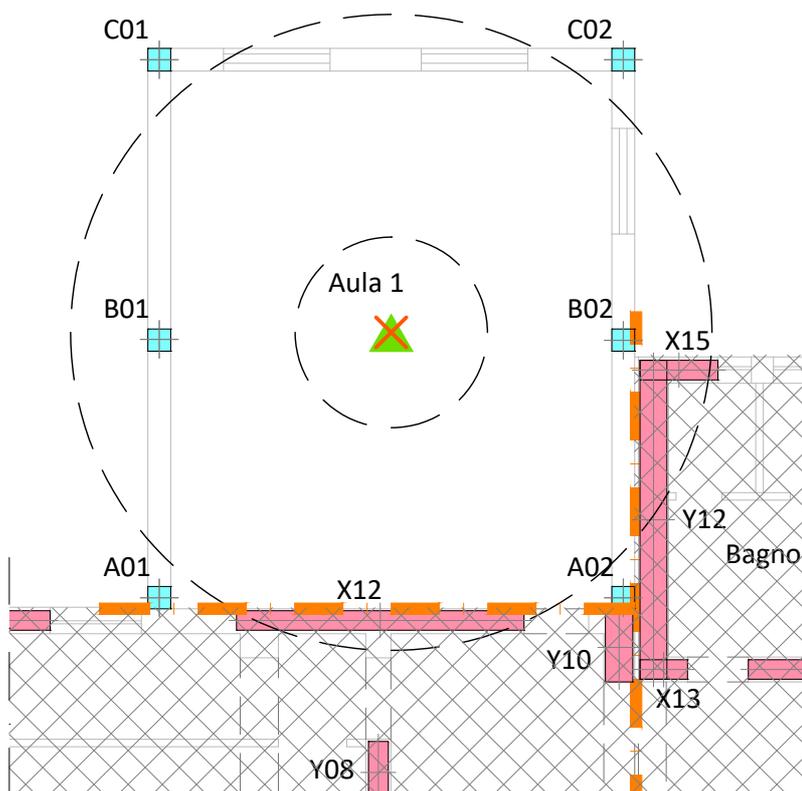
3.5. SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA - US 3

COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze		
✗	$X_r = 10,87$	$Y_r = 13,02$
Centro delle Masse		
▲	$X_m = 10,87$	$Y_m = 12,93$



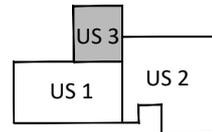
LEGENDA

- PILASTRO 3-A
- ✗ CENTRO DELLE RIGIDENZE
- ▲ CENTRO DELLE MASSE
- GIUNTO STRUTTURALE
- ALTRA U.S.
- ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO

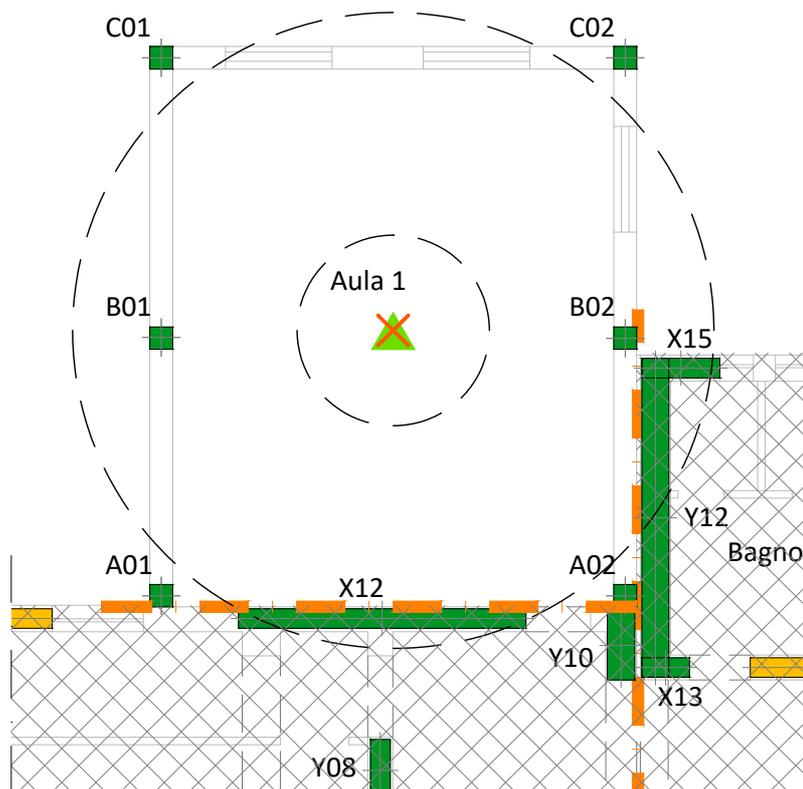


3.6. VERIFICHE LOCALI - PIANO TERRA - US 3

LEGENDA

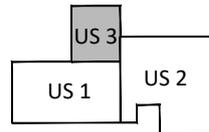


- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
- ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
- ✗ CENTRO DELLE RIGIDENZE
- ▲ CENTRO DELLE MASSE
- - - GIUNTO STRUTTURALE
- ALTRA U.S.

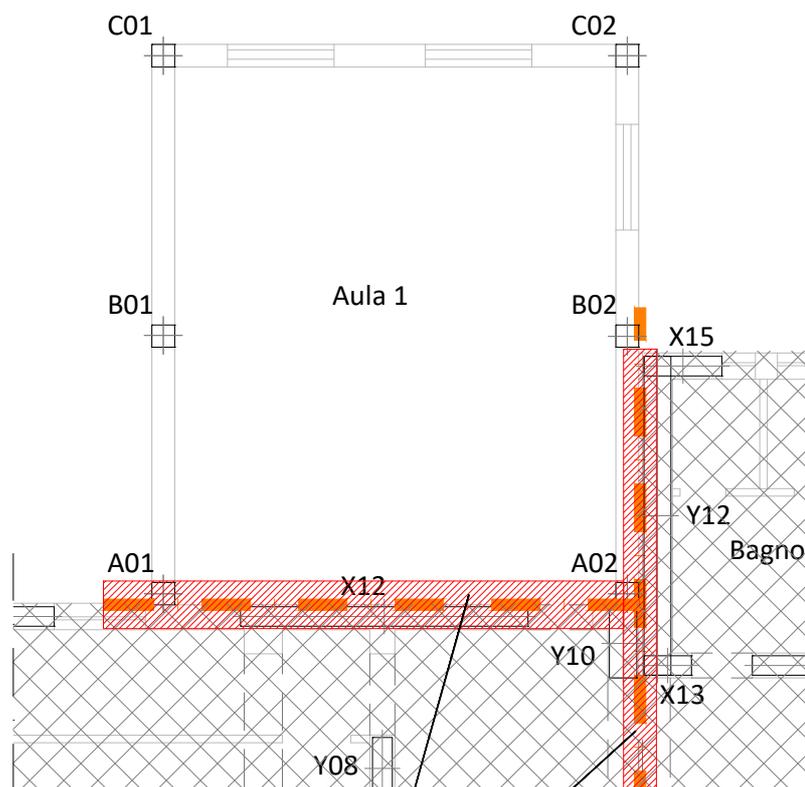


3.7. VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA - US 3

LEGENDA



-  VULNERABILITA'
-  GIUNTO STRUTTURALE
-  ALTRA U.S.



GIUNTO STRUTTURALE
NON EFFICACE SISMICAMENTE