



COMUNE DI SAN VITO DI LEGUZZANO

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO
PER LA RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DELLA
SCUOLA DELL'INFANZIA SITA IN VIA RIGOBELLO 19
CUP B13C22000050006**

RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

Rup: Geom. Massimo Mario Neffari

Progetto: Ing. Michele Scarso

Vicenza, 07.04.2023

IL PROGETTISTA

dott. ing. Michele Scarso



FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione
e del Merito



Italiadomani
PILLOLE DI CITTADINANZA

SOMMARIO

1	Premessa	3
2	Normativa di riferimento	4
2.1	Normative generali	4
2.2	Normative legate all'efficientamento energetico.....	5
3	Descrizione dell'edificio oggetto di indagine	6
3.1	Stato di fatto strutturale	12
3.2	Grado di conservazione della struttura	13
4	Parametri dell'azione sismica	14
4.1	Vita nominale V_n	14
4.2	Classi d'uso	14
4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	14
5	Caratteristiche dei materiali e campagna diagnostica.....	16
6	Caratteristiche dei terreni di fondazione.....	20
7	Livello di conoscenza e fattori di confidenza	21
8	Caratteristiche dei materiali	22
8.1	Muratura.....	22
8.2	Legno	22
9	Analisi dei carichi.....	23
9.1	Condizioni elementari di carico	23
9.2	Pesi propri e carichi permanenti	23
9.3	Azioni antropiche	23
9.4	Neve	24
9.5	Azione del vento	25
9.6	Combinazioni di carico agli stati limite.....	26
9.7	Analisi dei carichi esistenti	27
9.8	Analisi dei carichi di progetto	29
10	Analisi della vulnerabilità per carichi verticali.....	33
11	Analisi sismica.....	34
11.1	Il rischio sismico	34
11.2	Individuazione delle vulnerabilità non strutturali.....	35
11.3	Modellazione	36
11.4	Analisi statica non lineare (<i>push-over</i>)	37

12	Risultati delle analisi allo stato di fatto	40
12.1	Indicatori di rischio sismico.....	42
13	Progetto: miglioramento sismico.....	45
13.1	Tipologie di intervento adottate.....	45
13.2	Risultati delle analisi post intervento	46
13.3	Elementi non strutturali	53
13.3.1	Controsoffitti.....	54
13.3.2	Tramezze in cartongesso	56
14	Interventi di miglioramento sismico.....	57
14.1	Realizzazione solai collaboranti.....	57
14.1.1	Metodo di progetto della trave composta	58
14.2	Rinforzo delle murature con CRM	58
14.3	Consolidamento e rinforzo delle fondazioni	61
15	Considerazioni finali miglioramento sismico	62
16	Stato di fatto dal punto di vista dell'efficientamento energetico	63
16.1	Dati climatici per verifiche prestazionali del sistema edificio-impianti	63
16.2	Impianto plano-altimetrico.....	65
16.3	Tecnologia costruttiva, materiali e caratteristiche termo-fisiche dell'involucro	65
17	Interventi di efficientamento energetico e funzionale	67
17.1	Rifunzionalizzazione dell'edificio	67
17.1.1	Asilo nido	67
17.1.2	Scuola materna.....	68
17.1.3	Finiture interne	68
17.2	Coibentazione a cappotto delle murature esterne	69
17.2.1	Classe di reazione al fuoco	69
17.3	Coibentazione della copertura	70
17.4	Coibentazione controterra.....	70
17.5	Messa in opera di nuovi infissi a taglio termico.....	71
17.6	Impianto termoidraulico- sanitario.....	71
17.7	Impianto elettrico	72

1 PREMESSA

Su incarico dell'amministrazione comunale di San Vito di Leguzzano (determinazione n. 40 del 22.02.2023) il Sottoscritto ha effettuato i sopralluoghi e le elaborazioni numeriche finalizzate alla redazione del progetto definitivo-esecutivo per la riqualificazione funzionale e la messa in sicurezza della Scuola dell'infanzia sita in via Rigobello 19 attualmente sede solo di scuola materna.

L'obbiettivo è quello di conseguire un **miglioramento sismico** del comportamento di risposta della struttura del fabbricato abbinato ad un **efficientamento energetico e funzionale**. Gli interventi previsti verranno eseguiti in modo coordinato sull'involucro edilizio, sulla componente impiantistica e sulla componente strutturale.

Sostanzialmente pertanto il presente progetto interessa tre ambiti di intervento:

1. Intervento di miglioramento sismico che tramite una serie di interventi localizzati consentirà di aumentare notevolmente il livello di sicurezza dell'edificio in caso di sisma, sulla base dell'attuale normativa di riferimento "Norme Tecniche per le Costruzioni" (N.T.C.) approvate con D.M. 17.01.2018.;
2. Intervento di parziale efficientamento energetico che consentirà di ridurre i consumi energetici sia nel periodo invernale che in quello estivo con un miglioramento del confort climatico interno ai locali;
3. Intervento di rifunionalizzazione che consentirà di aumentare il numero di bambini ospitabili dalla scuola dell'infanzia e di fornire servizio sia di scuola materna (3-6 anni) che di nido (0-3 anni).



Localizzazione della scuola dell'infanzia

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono effettuate in accordo alle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018. Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità (§ 12 NTC 2018).

2.1 Normative generali

- CIRCOLARE 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.);
- LEGGE n° 1086 del 5 Novembre 1971 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- LEGGE n° 64 del 2 febbraio 1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- DECRETO MINISTERIALE del 14 Febbraio 1992 Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Circolare n. 617 del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991- 1- 1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1- 1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992- 1- 1:2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993- 1- 1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993- 1- 8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 8: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1996-1-1:2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata;
- UNI EN 1998- 1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;

- Norma UNI EN 12390-3:2009 – “Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini”;
- Norma UNI EN 12504-1:2009 – “Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 1: carote prelievo, esame e prova di compressione”.

2.2 Normative legate all'efficientamento energetico

- decreto legislativo 10 giugno 2020 n.48: Attuazione della direttiva (UE) 2018/844 del Parlamento europeo e del Consiglio, del 30 maggio 2018, che modifica la direttiva 2010/31/UE sulla prestazione energetica nell'edilizia e la direttiva 2012/27/UE sull'efficienza energetica. (20G00066) (GU Serie Generale n.146 del 10-06-2020)
- decreto legislativo n. 50 del 2016
- Linee guida ANAC e atti di attuazione del decreto legislativo n. 50 del 2016 e s.m.i.
- decreto interministeriale 26 giugno 2015 - linee guida
- decreto interministeriale 26 giugno 2015 - requisiti minimi
- decreto interministeriale 26 giugno 2015 - relazione tecnica di progetto
- decreto del presidente della repubblica 16 aprile 2013, n. 75
- decreto legislativo 3 marzo 2011 n. 28
- decreto interministeriale 11 aprile 2008, n. 135 e allegato - piano d'azione per la sostenibilità ambientale dei consumi nel settore della pubblica amministrazione (g.u. 8 maggio 2008, n.107)

3 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI INDAGINE

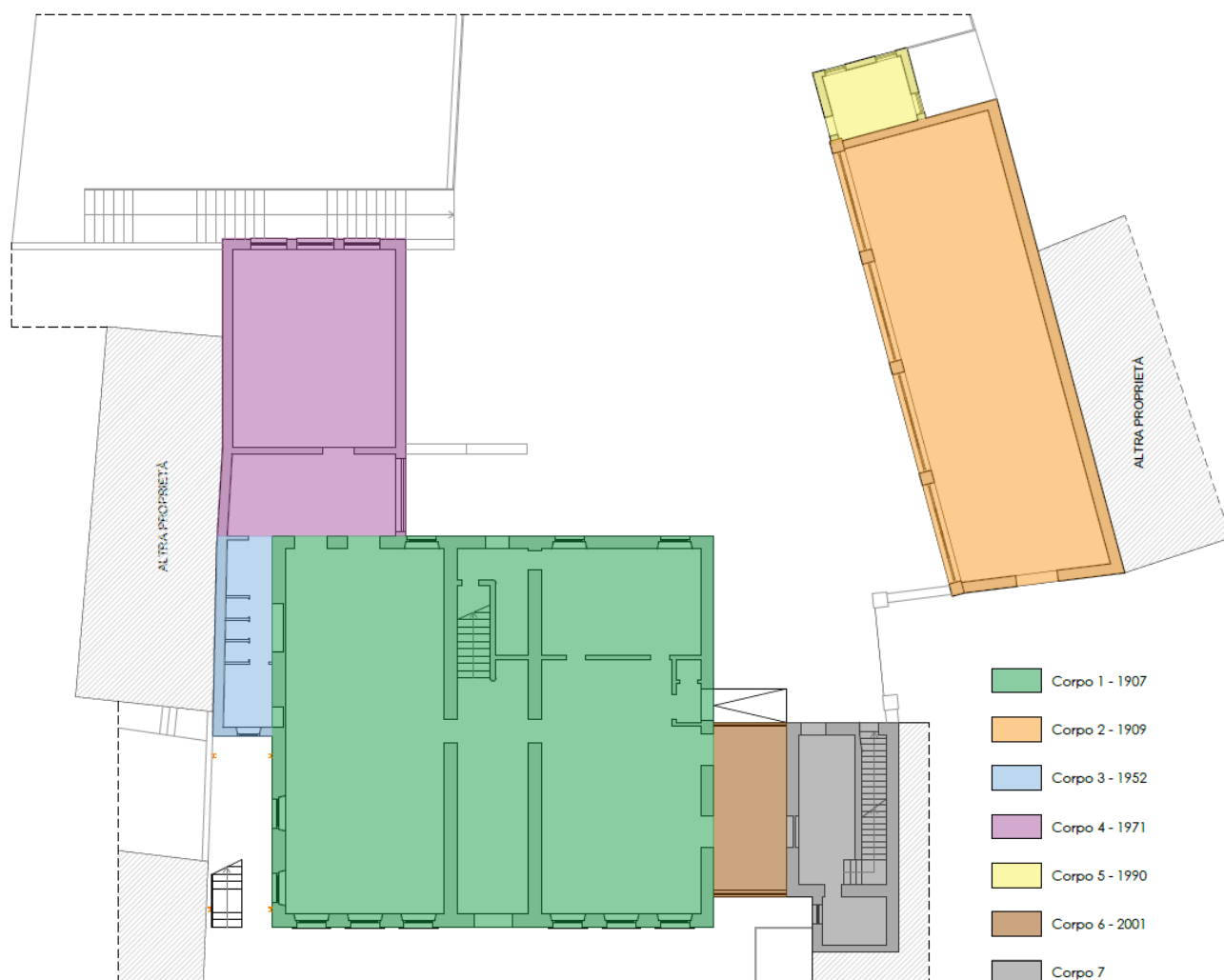
Per poter procedere alla progettazione si è preliminarmente eseguita un'indagine della documentazione presente. Trattandosi di un edificio storico (il blocco principale risale al 1907) non è stata reperita alcuna documentazione riguardo il progetto strutturale.

Tuttavia, dalla documentazione reperita, si è risaliti alla storia dell'asilo.

La Scuola dell'infanzia sita in via Rigobello 19, nel comune di san Vito di Leguzzano (VI), in base alla documentazione reperita ed alle notizie raccolte, ha subito vari rimaneggiamenti:

1907	realizzazione del nucleo originario (corpo 1)
1909	si costruì il teatrino accanto alla scuola (corpo 2)
1924	si fecero i primi lavori di ristrutturazione con la ripassatura del coperto, ritinteggiatura della sala maggiore dell'asilo e dell'ingresso
1928	modifiche nelle ripartizioni interne
1931	lavori di ripavimentazione
1952	realizzazione di nuovi servizi igienici (corpo 3)
1964	realizzazione impianto di riscaldamento a metano
1965	ripassato il tetto, sostituite le grondaie e ritinteggiate le facciate dell'asilo; al piano primo rinnovati i pavimenti
1966	nuova sala per i bambini, dotata di servizi igienici, luce, riscaldamento e acqua nel sottotetto
1966	sopraelevazione dei servizi igienici del 2° piano.
1971	ricavo di una nuova aula verso il Centro Parrocchiale (corpo 4)
1975	ricavo di n. 6 camerette con due servizi igienici per le suore
1978	ampliamento del refettorio con l'eliminazione della cappella
1982	rifacimento di tutti i serramenti
1986	raddoppiati i servizi igienici
1990	realizzazione dei servizi igienici del teatrino (corpo 5)
1994	ampliamento dei dormitori
1995	adeguamento alla normativa antincendio con la realizzazione di una scala esterna e 10 nuove porte tagliafuoco
2000	adeguamento igienico-sanitario della palestra (ex teatrino)
2001	ampliamento del refettorio con la realizzazione di un nuovo corpo ad un piano tra l'asilo e il fabbricato della centrale termica (corpo 6)

Non si conosce invece l'epoca di costruzione del locale centrale termica ma risale verosimilmente a metà 1800 (**corpo 7**).



Il corpo 1 e il corpo 3 si sviluppano su tra piani fuori terra, così come il corpo 7.

I corpi 2, 4, 5 e 6 invece sono tutti ad un piano.

Le strutture portanti sono in muratura portante: nel caso dei corpi più antichi in pietrame, per quanto riguarda i più recenti sono in blocchi forati tipo doppio UNI.

I solai del corpo originale sono lignei ad eccezione di una porzione del secondo impalcato che dai sondaggi eseguiti risulta in laterocemento.

A copertura dei locali del piano secondo vi è un controsoffitto costituito da travetti tipo Varese e tavole solo al lato inferiore.

La copertura di questo fabbricato, così come quella degli altri corpi ad eccezione del corpo 4, è a struttura lignea. Il corpo 4, fabbricato realizzato con l'ampliamento del 1971, presenta invece una copertura piana in laterocemento.

Le fondazioni delle strutture in muratura in sasso sono costituite da un prolungamento delle stesse nel terreno.

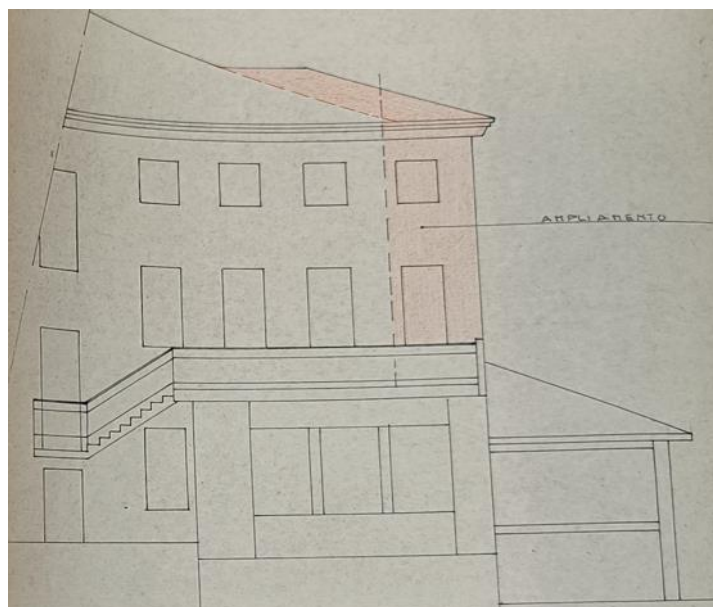
Il corpo 4 presenta verosimilmente delle fondazioni in calcestruzzo che dal lato ovest divengono una parete di contenimento del dislivello presente.



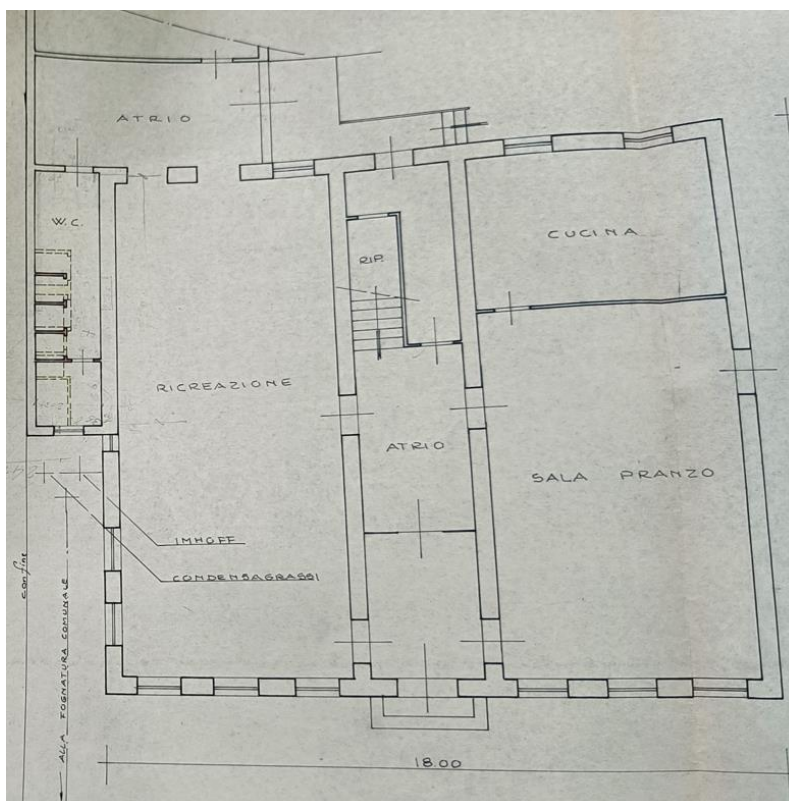
La storia dell'edificio principale risale a fine '800, quando Padre Giovanni Rigobello dell'Oratorio dei Filippini di Vicenza cedette all'arciprete Don Antonio Cattelan delle case di proprietà affinché si erigesse un asilo infantile. Le case vennero demolite e su progetto dell'ingegnere del Genio di Vicenza Patrizio Celasco in cinque anni venne realizzato l'edificio.

L'asilo venne inaugurato il **2 novembre 1907**.

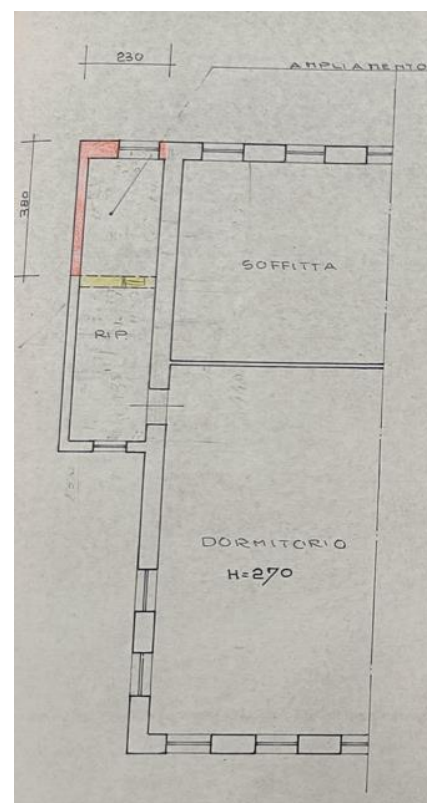
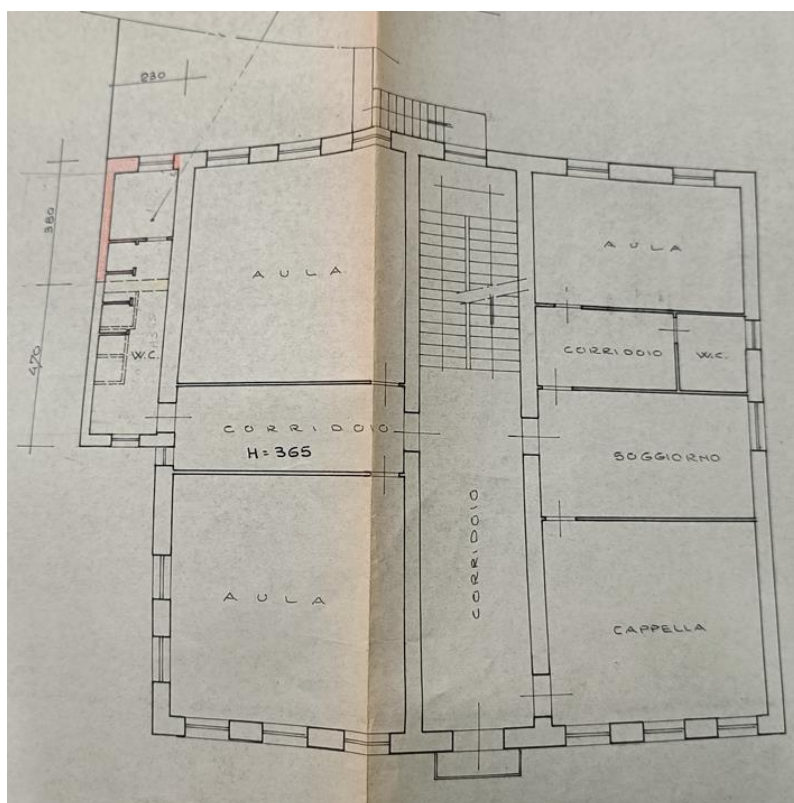
Con progetto protocollato in data 9 ottobre 1986 n. 48 vennero poi ampliati ulteriormente i servizi igienici dell'edificio su progetto del geom. Diego Fabris.



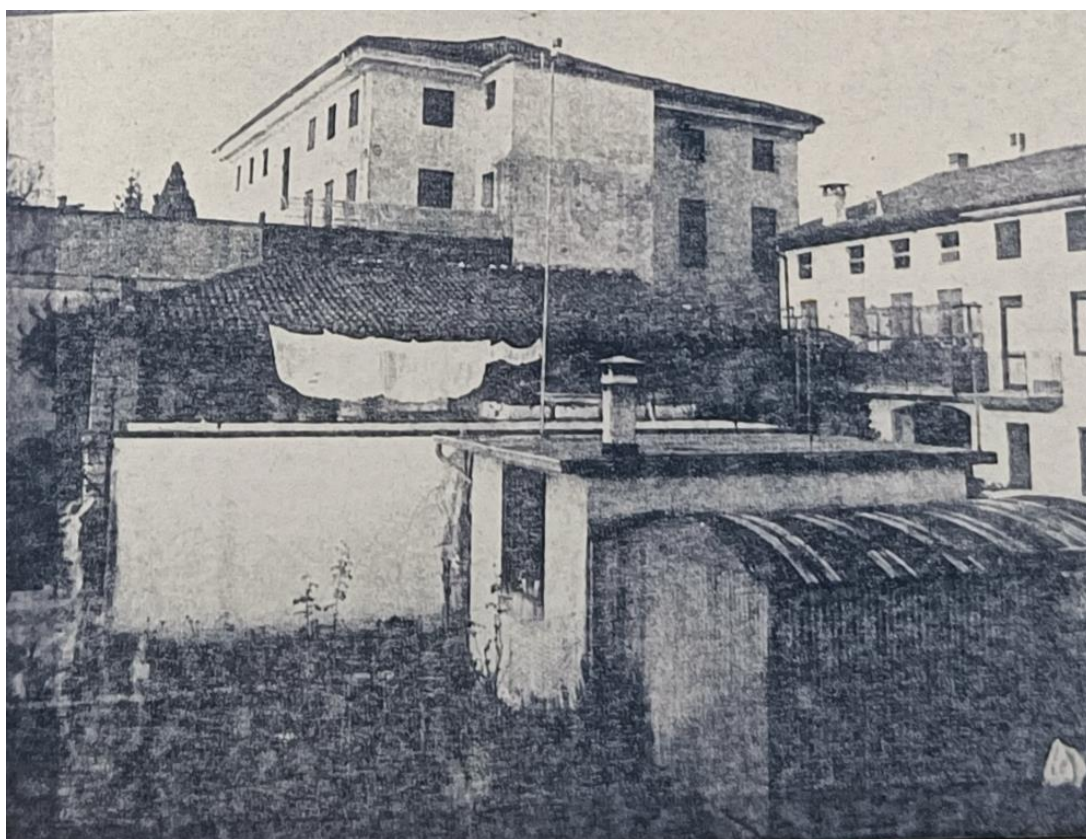
Ampliamento 1986: vista lato ovest



Ampliamento 1986: Pianta piano terra

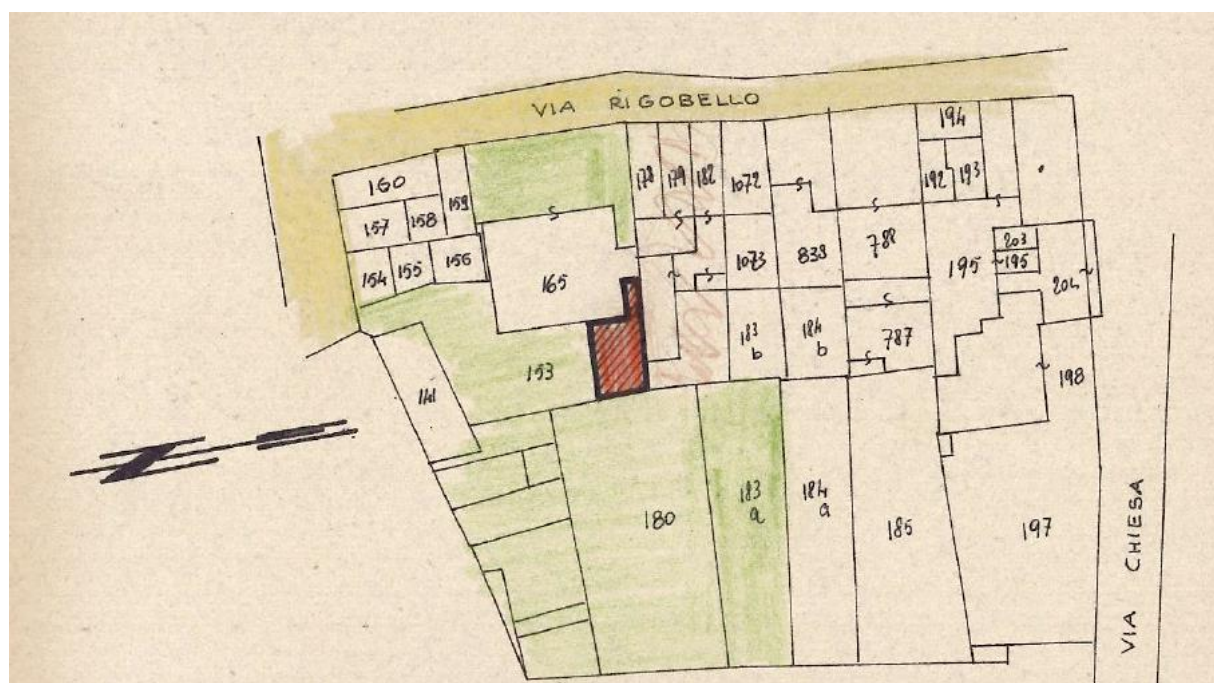


Ampliamento 1986: Piano primo e soffitta: area 8,74 m² – volume 58,12 m³

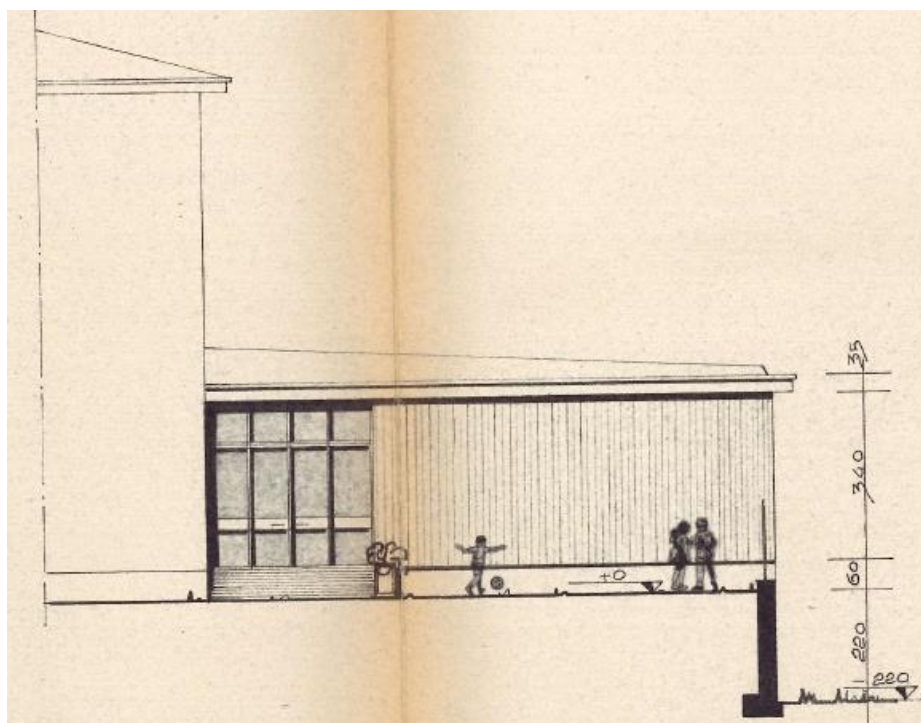


Ampliamento 1986: immagine sud-ovest asilo ante intervento

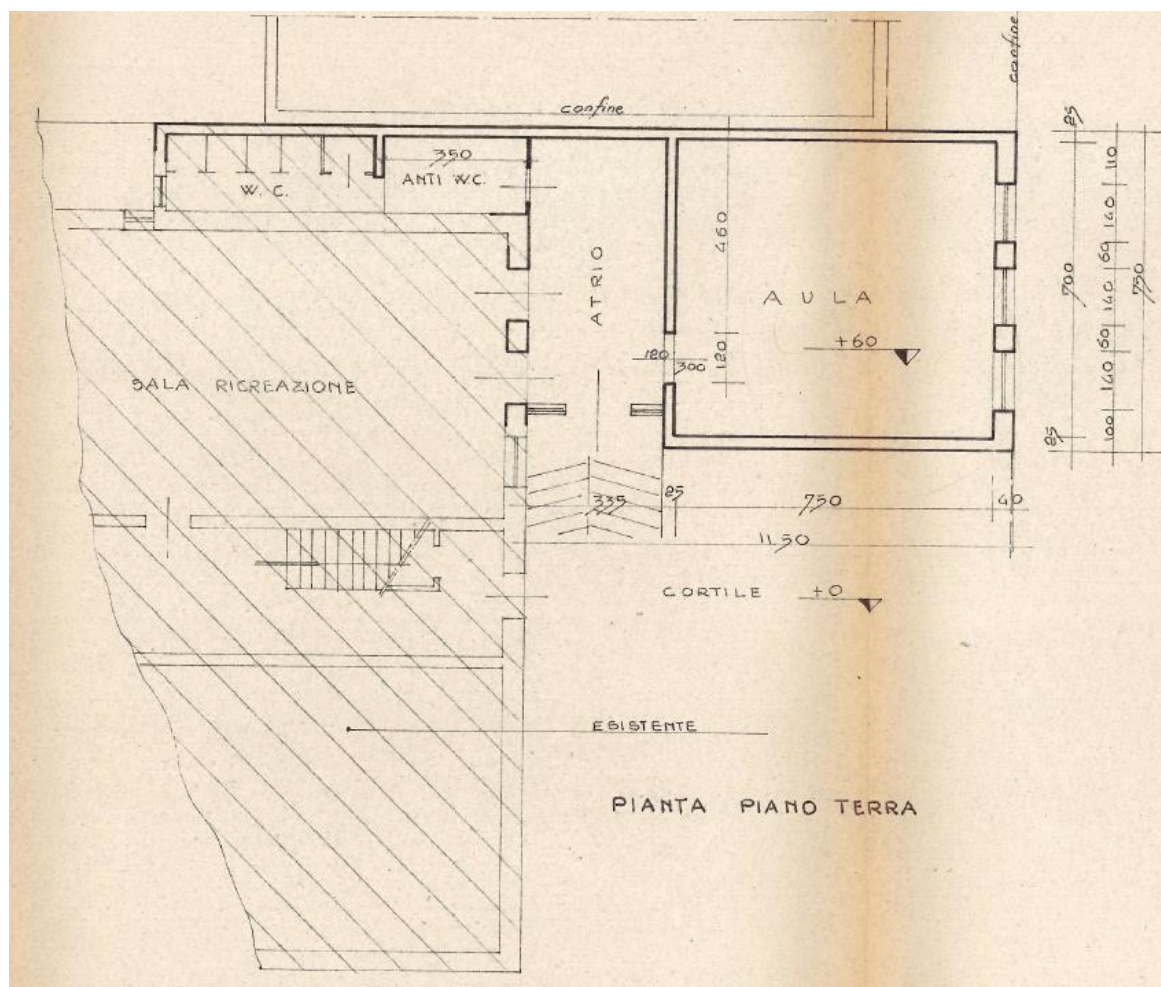
Si riportano di seguito alcune immagini descrittive dell'edificio in ampliamento del 1971 tratte dagli elaborati architettonici originali, ad opera come per l'ampliamento dei bagni del geom. Diego Fabris.



Planimetria dell'area - luglio 1971



Prospetto nord – luglio 1971



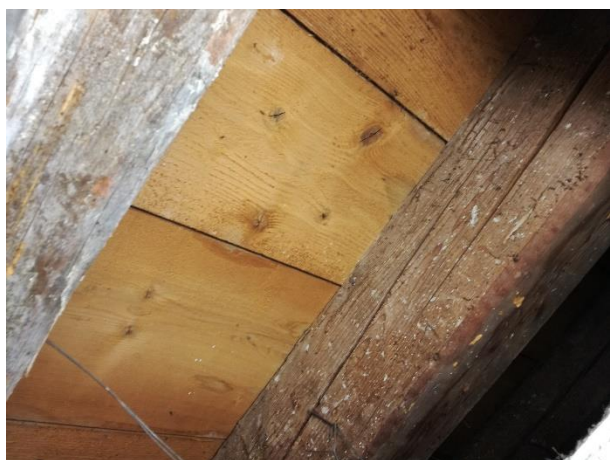
Pianta piano terra – luglio 1971

3.1 Stato di fatto strutturale

Come già accennato in premessa non è stato possibile reperire alcun dato dell'epoca di costruzione relativo alla struttura.

Per determinarne le caratteristiche si è dunque ricorsi ai rilievi termografici e ai risultati dei saggi svolti dal comune, integrati con indagini e prove di laboratorio meglio dettagliate nel capitolo 4.4.

Dai saggi è emerso che il solaio del primo impalcato del corpo principale è a struttura lignea, con travi di sezione 15/16x20 poste ad interasse di 60-65 cm e sovrapposto tavolato.



I solai del secondo impalcato del corpo principale sono in parte lignei, con travi di sezione 16x18 poste ad interasse di 58 cm, sovrapposto tavolato e appeso controsoffitto in laterizio tipo Perret, ed in parte in laterocemento di spessore 24+5 cm, probabilmente per meglio sopportare i carichi delle tramezze in muratura realizzate al terzo piano.



Anche la zona dei bagni in ampliamento, realizzata nel 1986, presenta solai in laterocemento.

Al di sotto del piano di calpestio del piano terra si è rilevata la presenza di un vespaio areato costituito da muretti in blocchi di calcestruzzo posti ad interasse di 1 m tra loro.

Tra i blocchi sono posti, a costituire il piano di calpestio, dei tavelloni in laterizio.

Dalla scarifica eseguita sulla muratura del lato sud, dietro la scala antincendio, si è potuta determinare la tessitura della compagine muraria che è in pietrame misto costituito da blocchi in pietra e pezzi di mattone pieno.



Dallo scavo eseguito per indagare le fondazioni si è potuto infine rilevare che queste ultime sono costituite dal prolungamento delle murature nel terreno fino ad una profondità di 1.10 m dal piano del cortile.

Le pareti sono di spessore 50 cm per la parte in elevazione fuori terra mentre si allargano ad uno spessore di 80 cm per la parte di fondazione.



3.2 Grado di conservazione della struttura

L'immobile è in buono stato di conservazione e le strutture portanti visibili non presentano fessurazioni o cavillature importanti.

4 PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA

L'analisi e le verifiche della struttura in oggetto sono state condotte in accordo con le "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito N.T.C. - D.M. 17.01.2018); l'azione sismica viene valutata in funzione di alcuni parametri di seguito specificati:

4.1 Vita nominale V_n

La vita nominale (cap. 2.4.1 delle N.T.C.) è intesa come numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo per la quale è stata destinata.

Per l'edificio in oggetto la vita nominale V_n deve essere $\geq$ di **50 anni**.

4.2 Classi d'uso

La classe d'uso è definita nel cap. 2.4.2 delle N.T.C. in funzione delle conseguenze di un'interruzione dell'attività o del collasso dell'edificio.

L'edificio in oggetto rientra nella **classe III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi).

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r (cap. 2.4.3 N.T.C.), che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u , quindi:

$$V_r = V_n \times C_u$$

I valori del coefficiente C_u sono tabellari ed in funzione della classe d'uso; nel nostro caso $C_u=1,50$

Il periodo di riferimento sul quale viene valuta l'azione sismica pertanto per l'edificio in oggetto **$V_r = 75$ anni** ($V_r = 50 \times 1,50$).

In funzione del periodo di riferimento V_r , per ciascun stato limite si fissa il periodo di ritorno e la probabilità di eccedenza dell'azione sismica.

Si riportano nel seguito i parametri sismici previsti per la struttura in oggetto:

T_r = periodo di ritorno

A_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale

T^*_c = periodo d'inizio del tratto a velocità costante

STATO LIMITE	Tr	Ag/g	Fo	T*c
Operatività (SLO)	45	0,0547	2,506	0,248
Danno (SLD)	75	0,0721	2,463	0,261
Salvag. Vita (SLV)	712	0,1871	2,438	0,287
Collasso (SLC)	1462	0,2414	2,422	0,292

(*) DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE

Stati limite di esercizio (SLE):

- **Stato limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi.
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi (SLU):

- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CAMPAGNA DIAGNOSTICA

Su incarico del Comune di San Vito di Leguzzano è stata condotta, dalla ditta CMR Center Materials Research snc, nei giorni dal 27 al 29 dicembre 2022, una campagna diagnostica sui materiali, indispensabile per la conoscenza della struttura esistente. I risultati delle indagini sono riportati nell'Allegato 1 alla presente relazione.

In particolare le indagini eseguite hanno riguardato:

- n. 2 test pacometrici su elementi strutturali in c.a.
- n. 1 prelievi di campioni cilindrici di calcestruzzo per prove di compressione assiale e test profondità di carbonatazione
- n. 1 prelievi di campioni di acciaio da armatura per prove di trazione assiale
- n. 1 Indagine termografica delle superfici interne per la visualizzazione delle tessiture murarie sotto intonaco
- n. 6 indagini con endoscopio su strutture murarie
- n. 7 Saggi con rimozione intonaci per l'indagine visiva delle tessiture murarie
- n. 1 test con sclerometro da malta
- n. 2 prelievi di malta per analisi petrografiche e prove di compressione
- n. 2 prove di carico su solai in laterocemento
- n. 4 test resistografici su elementi strutturali in legno
- n. 4 prelievi di legno per analisi morfoanatomiche per il riconoscimento della specie legnosa

Le indagini pacometriche hanno consentito di verificare se l'ampliamento del 1971 (corpo 4) avesse una struttura a telaio o fosse in muratura portante. La pacometria non ha rilevato armature: le scarifiche e la termografia hanno confermato che la struttura è in muratura portante. È in calcestruzzo invece il muro parzialmente controterra del corpo 4, sul quale è stata eseguito il carotaggio e il prelievo del provino in acciaio.

Il carotaggio ha fornito i seguenti valori di resistenza del calcestruzzo:

Identificazione campione	Lunghezza [mm]	Sezione [mm ²]	Resistenza unitaria [MPa]	Resistenza cilindrica [MPa]
Carota C1	96	6940	11,1 (res. cilindrica)	13,40

In seguito al carotaggio è stato inoltre possibile effettuare la prova di carbonatazione del cls. La profondità di carbonatazione rilevata è risultata di 90 mm, quindi il provino risulta quasi totalmente carbonatato.

La parete in calcestruzzo appare quasi totalmente non armata, tuttavia è stato individuato un ferro su cui si è eseguita la prova di trazione.

Il prelievo della barra d'armatura e la conseguente prova a trazione di laboratorio hanno dato i seguenti risultati:

Identificazione campione	Tensione di snervamento [MPa]	Tensione di rottura [MPa]
Spezzone barra F1 $\Phi 7,3$ mm	442	598

Le armature messe in luce sono risultate essere tutte di tipo liscio.

Le endoscopie sono state effettuate su tutte le tipologie di solaio, consentendo di rilevare le stratigrafie riportate nei capitoli seguenti relativi all'analisi dei carichi dello stato di fatto.

Sono stati indagati anche i solai controterra:

- solaio controterra corpo 4 (ES4) - spessore totale del solaio di 15 cm, costituito da:
 - pavimentazione in linoleum
 - 9 cm di cappa e massetto
 - 6 cm di laterizio
 - 90 cm di vuoto su vespaio areato
- solaio controterra ingresso posteriore (ES5) - spessore totale del solaio di 12 cm, costituito da:
 - 1,5 cm di pavimentazione in gres
 - 5,5 cm di pavimentazione in mattoni pieni
 - 5 cm di sottofondo in cocci, pietrame e mattoni
- solaio controterra corpo principale (ES6) - spessore totale del solaio di 15 cm, costituito da:
 - 1 cm di pavimentazione
 - 4 cm di massetto
 - 5 cm di cappa
 - 5 cm di laterizio
 - 45 cm di vuoto su vespaio areato

Le asportazioni di intonaco sono state effettuate su sette punti, cinque dei quali collocati negli spigoli fra pareti ortogonali. In questi punti le due pareti sono risultate quasi tutte fra loro non ammorsate o solo parzialmente ammorsate. Questo implica che le pareti indagate sono state realizzate in epoche differenti, come ipotizzato in precedenza.

La struttura appare molto eterogenea dal punto di vista dei materiali costruttivi adottati: vi è presenza di muratura in mattoni pieni, blocchi in laterizio forati, muratura in pietrame misto.



Asportazione di intonaco su interfaccia con ampliamento bagni.



Asportazione di intonaco su spigolo interno zona aule piano terra.



Asportazione di intonaco su spigolo interno: ampliamento corpo 4.



Asportazione di intonaco su parete esterna



Asportazione di intonaco su spigolo interno: ingresso posteriore



Asportazione di intonaco su parete ingresso posteriore

Dal test con sclerometro da malta effettuato sono stati registrati valori molto bassi di resistenza dei giunti di malta delle murature del corpo 4, come confermato dalle prove di compressione eseguite sui campioni prelevati sulla muratura esterna (M1) e sulla muratura interna (M2).

I campioni di malta analizzati risultano a base di calce aerea e aggregato naturale alluvionale eterogeneo, a granulometria grossolana. Si riporta in tabella una sintesi della composizione delle malte, con relativa classificazione secondo le NTC 2018 Tabella 11.10.V (Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione delle malte) e dei risultati delle prove di compressione su malte e lapideo naturale.

Campione	Granulometria aggregato	Tipo aggregato	Tipo legante	Rapporto quantitativo Aggregato / legante	Classificazione secondo NTC 2018	Resistenza alla compressione (MPa)
Malta M1	< 8 mm	Aggregato naturale alluvionale	Calce aerea	3,5/1	Non classificabile⁵	0,6
Malta M2	< 8 mm	Aggregato naturale alluvionale	Calce aerea	4/1	Non classificabile⁵	0,5
Lapideo CL1	-	-	-	-	-	45,2

Le prove di carico hanno rilevato un idoneo comportamento strutturale dei solai testati: le frecce sono cresciute proporzionalmente ai carichi dimostrando un andamento lineare elastico delle strutture. La freccia residua allo scarico del primo ciclo è risultata nulla in tutte le prove eseguite. Non sono stati osservati cedimenti anomali o lesioni.

Al solaio del 2° impalcato sono stati applicati 358 daN/m² di carico distribuito equivalente che, sommato ai carichi portati dello stato di fatto, risulta superiore ai carichi previsti a progetto. Al solaio di copertura del corpo 4 sono stati applicati 319 daN/m² di carico distribuito equivalente.

Con l'analisi delle strutture lignee è stato riscontrato un generale buono stato di conservazione delle strutture lignee principali, sia per quel che riguarda le strutture di solaio che quelle di copertura. Dalle analisi resistografiche eseguite sono emersi in generale profili di densità nella norma. Risulta difficile una valutazione globale data la presenza delle controsoffittature.

Dalle analisi morfoanatomiche è emerso l'impiego di diverse essenze lignee: Abete Rosso (Picea abies Karsten; prelievo 1 e 4), Pino (Pinus spp.; prelievo 2) e Abete Bianco (Abies alba Mill.; prelievo 3).

6 CARATTERISTICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per le caratteristiche del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla relazione geologica e sismica del febbraio 2023 a firma del dott. geol. Andrea Bertolin.

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche ai fini dell'azione sismica si è determinata una **classe B** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* (classificazioni del terreno in base all'Ordinanza n. 3274 del P.C.M. del 20/03/03).

Non è stata rilevata presenza di falda ed è stata esclusa la necessità di verifica a liquefazione.

Per delineare l'assetto geologico e sismico dell'area oggetto dell'intervento, oltre ai rilievi di campagna di superficie ed alla consultazione di bibliografia tematica (e.g. quadro conoscitivo del PAT) sono state condotte le seguenti prove in sito:

- n. 1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor)
- n. 1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con tromometro ed elaborazione con metodo H.V.S.R.,

7 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La Normativa prescrive, prima di eseguire la valutazione della sicurezza sismica del fabbricato oggetto di studio, la raccolta di dati dalle seguenti fonti: documenti di progetto e fonti storiche; rilievo strutturale geometrico e dettagli esecutivi; prove in situ ed in laboratorio. La norma afferma che la conoscenza dell'edificio viene conseguita con diversi livelli di approfondimento in relazione al grado di accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

Con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC2018, nella Circolare viene riportata una guida alla stima dei *Fattori di Confidenza (FC)*, definiti con riferimento ai tre *Livelli di Conoscenza (LC)* crescenti, secondo quanto segue.

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini limitate* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35**;

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini estese* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2**;

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di **FC** è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

Il livello di conoscenza raggiunto per l'edificio oggetto di analisi è:

LC2: Conoscenza adeguata. Il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,20**.

8 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

8.1 Muratura

Sebbene non siano state effettuate analisi di laboratorio sui materiali le informazioni acquisite in seguito all'osservazione diretta hanno condotto ad assumere quale tipologia muraria una **muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)** e **muratura in mattoni pieni e malta di calce**.

I valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio sono riferiti a malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature) e assenza di connessione trasversale e sono desunti dalla Tabella C8.5.1 della CIRCOLARE 21.01.2019, n. 7 alle NTC.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

- f resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 resistenza media a taglio della muratura in assenza di tensioni normali;
- E valore medio del modulo di elasticità normale;
- G valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- W peso specifico medio della muratura.

Come riportato nel capitolo precedente sulla base delle informazioni complessive acquisite sul fabbricato si assume un livello di conoscenza LC2 che porta all'adozione dei valori medi degli intervalli riportati in tabella per le resistenze e di valori medi per i moduli elastici come indicato nel capitolo C8.5.4.1 della Circolare.

8.2 Legno

I solai in legno massiccio presenti nell'edificio sono classificabili in classe di resistenza C24.

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k} = 4 \text{ MPa}$
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$
Modulo elastico tangenziale medio	$G_{mean} = 690 \text{ MPa}$
Peso proprio	$w = 6,00 \text{ KN/m}^3$

Anche in questo caso ci si pone nel livello di conoscenza LC2.

Tale fattore va a ridurre il valore dei parametri meccanici del materiale.

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 Condizioni elementari di carico

Le condizioni elementari di carico sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali. I carichi accidentali sono quelli indicati nel DM. 17 gennaio 2018.

9.2 Pesì propri e carichi permanenti

I pesi propri degli elementi strutturali sono determinati in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale. I carichi permanenti sono determinati in funzione delle dimensioni e del peso specifico dei materiali non strutturali. Tali carichi verranno definiti nei seguenti paragrafi in relazione alla struttura analizzata.

9.3 Azioni antropiche

Le azioni antropiche sono i sovraccarichi d'esercizio prescritti dalla Normativa. I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati in tabella 3.1. Il NTC18 è ricadono nella categoria:

- C3 " Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie"
- H "Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione".

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme	5,00	5,00	3,00

	ferroviarie			
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative areed'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	Da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	Da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	Secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	Da valutarsi caso per caso		

9.4 Neve

Per la quantificazione del carico neve si fa riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente al cap.3.4.

Il carico provocato dalla neve si valuta mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Zona	$a_s \leq 200 \text{ m}$	$a_s > 200 \text{ m}$
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$
III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$

La provincia di Vicenza (VI) ricade in Zona I. L'edificio in oggetto si trova ad un'altitudine di circa 161 m slm, inferiore ai 200 m di riferimento. Il valore di riferimento del carico della neve al suolo q_{sk} è quindi pari a 1,50 kN/m².

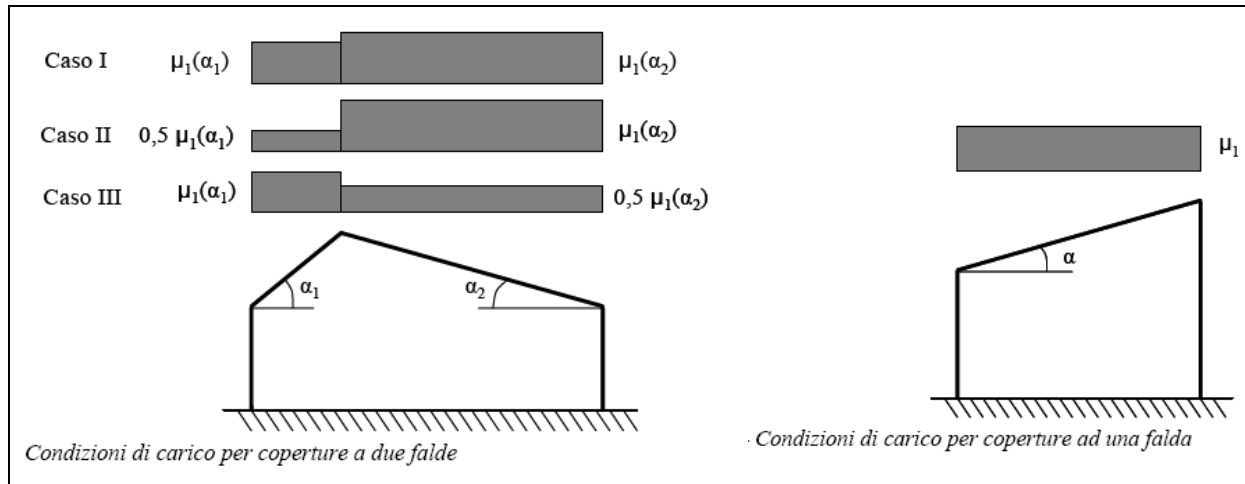
Si elencano nel seguito i valori attribuiti ai parametri che entrano in gioco:

$C_E = 1.0$ coefficiente d'esposizione per edifici in posizione "normale"

$C_t = 1.0$ coefficiente termico (interazione)

$\mu_i = 0.8$ coefficiente di forma

Ne risulta dunque un carico neve $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$



9.5 Azione del vento

L'edificio è situato in zona 1 e i valori dei parametri risultano essere da Tab.3.3.I NTC2018:

$$v_{b0} = 25 \text{ m/s} ; a_0 = 1000 \text{ m} ; k_s = 0,40$$

Essendo $a_s < a_0$ la velocità di riferimento v_b vale $v_b = v_{b0} = 25 \text{ m/s}$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

Dove

q_r : pressione cinetica di riferimento

C_e : coefficiente di esposizione

C_p : coefficiente di pressione

C_d : coefficiente dinamico, assunto di valore unitario nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

Si analizzano dunque i singoli valori utili ai fini del calcolo:

Pressione cinetica di riferimento (con densità dell'aria $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

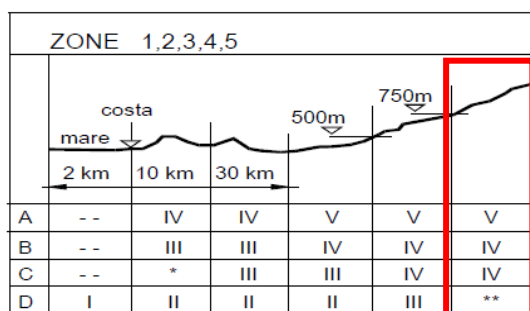
$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 390,63 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Classe di rugosità del terreno:

Classe B, ossia da tabella 3.3.III delle NTC, "Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive"

Categoria di esposizione:

Poiché ci si trova lontani dalla costa si ricade in classe IV (figura 3.3.2 NTC2018).



Dalla categoria di esposizione è possibile ricavare i parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione:

$k_r = 0,22$; $z_0 = 0,30$ m ; $z_{min} = 8$ m.

Coefficiente di esposizione: (con coefficiente di topografia $c_t = 1$)

L'altezza sul suolo del punto considerato al colmo della copertura è all'incirca 15 m, si ottiene per $z > z_{min}$:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{15}{0,30}\right) \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{15}{0,30}\right) \right] = 2,07$$

Coefficiente di pressione:

$c_{pe} = + 0,80$ per elementi a pareti verticali sopravento

$c_{pe} = - 0,40$ per elementi a pareti verticali sottovento e per coperture piane

La pressione del vento risulta $p = q_r c_e c_p c_d = 0,39 \cdot 2,07 \cdot (-0,4) \cdot 1 = - 0,32$ kN/m²

$$p = q_r c_e c_p c_d = 0,39 \cdot 2,07 \cdot (0,8) \cdot 1 = + 0,65$$
 kN/m²

L'effetto del vento sulla copertura è sempre di depressione, ma di un valore tale da non superare il peso del pacchetto di copertura, per questo motivo l'azione non viene presa in considerazione nelle verifiche degli elementi strutturali.

Viene trascurata anche l'azione di pressione sull'edificio data dal vento in quanto l'azione sismica risulta più gravosa e dunque si prende in considerazione solo quest'ultima.

9.6 Combinazioni di carico agli stati limite

Agli SLU si adotta la combinazione fondamentale, prescritta dalla normativa vigente ed espressa simbolicamente come segue:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per la verifica agli SLE si adotta la combinazione dei carichi rara, prescritta dalla normativa vigente ed espressa simbolicamente come segue:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E si adotta la combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

con il seguente significato dei simboli:

G_1	peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G_2	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
P	pretensione e precompressione
Q_{k1}	valore caratteristico dell'azione variabile dominante
Q_{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P, \gamma_{Q1}, \gamma_{Qi}$	coefficienti parziali di sicurezza:
$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	coefficienti di combinazione

Categoria	Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B	Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E	Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I	Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m.s.l.m.)		0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m.s.l.m.)		0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0,0

I coefficienti parziali per le azioni adottati nelle combinazioni agli SLU sono indicati nella tabella 2.6.I delle NTC, qui riportata. Si fa riferimento all'Approccio 1, A1 STR, che definisce gli stati limite ultimi strutturali.

Coefficienti	γ_F		EQU	A1 (STR)
Carichi permanenti	γ_{G1}	favorevoli	0.9	1.0
		sfavorevoli	1.1	1.3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	favorevoli	0.8	0.8
		sfavorevoli	1.5	1.5
Carichi variabili	γ_Q	favorevoli	0.0	0.0
		sfavorevoli	1.5	1.5

9.7 Analisi dei carichi esistenti

Solaio ligneo 1° impalcato (ES3)

Peso proprio G_1

Solaio ligneo zona aule (R1) travi C24 15*20/60	0.30 kN/m²
---	------------------------------

Solaio ligneo zona mensa (R2) travi C22 16*20/65	0.30 kN/m²
--	------------------------------

Sovraccarico permanente G_2

Doppio tavolato	0.25 kN/m ²
-----------------	------------------------

Pavimento in materiale vinilico	0.05 kN/m ²
---------------------------------	------------------------

Controsoffitto esistente	<u>0.25 kN/m²</u>
--------------------------	------------------------------

	0.55 kN/m²
--	------------------------------

Carico accidentale

C1 scuole	3.00 kN/m²
-----------	------------------------------

Solaio 1° impalcato ampliamento copertura piana (ES7)**Peso proprio G_1**

Peso proprio solaio in laterocemento 24+4	3.05 kN/m²
---	------------------------------

Sovraccarico permanente G_2

Massetto	0.90 kN/m ²
----------	------------------------

Guaine	0.10 kN/m ²
--------	------------------------

Controsoffitto esistente	<u>0.25 kN/m²</u>
--------------------------	------------------------------

	1.25 kN/m²
--	------------------------------

Carico accidentale

Copertura praticabile Q_1	3.00 kN/m²
-----------------------------	------------------------------

Neve quota < 1000 mslm	1.20 kN/m²
------------------------	------------------------------

Solaio ligneo 2° impalcato (ES2)**Peso proprio G_1**

Peso proprio solaio ligneo (R3) travi C24 16*18/58	0.30 kN/m²
--	------------------------------

Sovraccarico permanente G_2

Doppio tavolato	0.25 kN/m ²
-----------------	------------------------

Pavimento in materiale vinilico	0.05 kN/m ²
---------------------------------	------------------------

Controsoffitto esistente tipo Perret	<u>0.40 kN/m²</u>
--------------------------------------	------------------------------

	0.70 kN/m²
--	------------------------------

Carico accidentale

C1 scuole	3.00 kN/m²
-----------	------------------------------

Solaio laterocemento bagni e 2° impalcato (ES1)

Peso proprio G_1

Peso proprio solaio in laterocemento 24+5	3.30 kN/m²
---	------------------------------

Sovraccarico permanente G_2

Pavimento in materiale vinilico	0.05 kN/m ²
---------------------------------	------------------------

Massetto 6 cm	0.40 kN/m ²
---------------	------------------------

Incidenza tramezze in forati	1.20 kN/m ²
------------------------------	------------------------

Controsoffitto in cartongesso esistente	<u>0.25 kN/m²</u>
---	------------------------------

	1.90 kN/m²
--	------------------------------

Carico accidentale

C1 scuole	3.00 kN/m²
-----------	------------------------------

Solaio non strutturale 3° impalcato in travetti Varese**Peso proprio G_1**

Peso proprio solaio in travetti Varese	0.85 kN/m²
--	------------------------------

Carico accidentale

Coperture accessibili per sola manutenzione Q_H	0.50 kN/m²
---	------------------------------

Solaio ligneo copertura (R4)**Peso proprio G_1**

Orditura principale travi C24 $\Phi 25$	0.57 kN/m ²
---	------------------------

Orditura secondaria morali 8*4/30	<u>0.06 kN/m²</u>
-----------------------------------	------------------------------

	0.63 kN/m²
--	------------------------------

Sovraccarico permanente G_2

Tavole in cotto	0.50 kN/m ²
-----------------	------------------------

Guaina bituminosa	0.05 kN/m ²
-------------------	------------------------

Copertura in coppi	<u>0.80 kN/m²</u>
--------------------	------------------------------

	1.35 kN/m²
--	------------------------------

Carico accidentale

Coperture accessibili per sola manutenzione Q_H	0.50 kN/m²
---	------------------------------

Neve quota < 1000 mslm	1.20 kN/m²
------------------------	------------------------------

9.8 Analisi dei carichi di progetto

Il solaio non strutturale in travetti Varese verrà rimosso in quanto non idoneo a sopportare carichi.

Allo stesso modo verranno rimossi i controsoffitti esistenti che in caso di azione sismica rischierebbero di collassare.

Si riportano di seguito i pacchetti di solaio che verranno modificati:

Solaio ligneo 1° impalcato con cappa collaborante

Peso proprio G_1

Solaio ligneo zona aule (R1) travi C24 15*20/60	0.30 kN/m ²
Solaio ligneo zona mensa (R2) travi C22 16*20/65	
Tavolato	0.15 kN/m ²
Cappa collaborante sp. 5 cm	<u>1.25 kN/m²</u>
	1.70 kN/m²

Sovraccarico permanente G_2

Pavimento in gres	0.15 kN/m ²
Massetto alleggerito	0.40 kN/m ²
Incidenza tramezze	0.40 kN/m ²
Nuovo controsoffitto	<u>0.15 kN/m²</u>
	1.10 kN/m²

Carico accidentale

C1 scuole	3.00 kN/m²
-----------	------------------------------

Solaio 1° impalcato ampliamento copertura piana (ES7)

Peso proprio G_1

Peso proprio solaio in laterocemento 24+4	3.05 kN/m²
---	------------------------------

Sovraccarico permanente G_2

Massetto esistente	0.90 kN/m ²
Guaine esistenti	0.10 kN/m ²
Massetto alleggerito	0.40 kN/m ²
Nuovo pavimento in piastrelle antitrauma in caucciù	0.15 kN/m ²
Nuovo controsoffitto	<u>0.15 kN/m²</u>
	1.70 kN/m²

Carico accidentale

Copertura praticabile Q_1	3.00 kN/m²
Neve quota < 1000 mslm	1.20 kN/m²

Solaio ligneo 2° impalcato con cappa collaborante

Peso proprio G_1

Peso proprio solaio ligneo (R3) travi C24 16*18/58	0.30 kN/m ²
Tavolato	0.15 kN/m ²
Cappa collaborante sp. 5 cm	<u>1.25 kN/m²</u>
	1.70 kN/m²

Sovraccarico permanente G₂

Pavimento in gres	0.15 kN/m ²
Massetto alleggerito	0.40 kN/m ²
Incidenza tramezze	0.40 kN/m ²
Nuovo controsoffitto	<u>0.15 kN/m²</u>
	1.10 kN/m²

Carico accidentale

C1 scuole	3.00 kN/m²
-----------	------------------------------

Solaio laterocemento bagni e 2° impalcato**Peso proprio G₁**

Peso proprio solaio in laterocemento 24+5	3.30 kN/m²
---	------------------------------

Sovraccarico permanente G₂

Pavimento in gres	0.15 kN/m ²
Massetto alleggerito	0.40 kN/m ²
Incidenza tramezze	0.40 kN/m ²
Nuovo controsoffitto	<u>0.15 kN/m²</u>
	1.10 kN/m²

Carico accidentale

C1 scuole	3.00 kN/m²
-----------	------------------------------

Solaio ligneo copertura (R4)**Peso proprio G₁**

Orditura principale travi C24 Ø25	0.57 kN/m ²
Orditura secondaria morali 8*4/30	<u>0.06 kN/m²</u>
	0.63 kN/m²

Sovraccarico permanente G₂

Nuovo controsoffitto	0.25 kN/m ²
Tavole in cotto	0.50 kN/m ²
Guaina	0.05 kN/m ²
Isolamento su controsoffitto	0.35 kN/m ²

Copertura in coppi

0.80 kN/m²

1.95 kN/m²

Carico accidentale

Coperture accessibili per sola manutenzione Q_H

0.50 kN/m²

Neve quota < 1000 mslm

1.20 kN/m²

10 ANALISI DELLA VULNERABILITÀ PER CARICHI VERTICALI

La Scuola materna in via Rigobello, vista l'eterogeneità costruttiva sopra riportata, si può considerare un **edificio in aggregato**. A tal fine occorre valutare la continuità strutturale degli elementi che la compongono con individuazione della o delle **unità strutturali** (U.S.) e dell'influenza delle parti contigue in modo da definire i vincoli da imporre alla struttura oggetto di verifica in corrispondenza delle zone di contatto.

Per l'individuazione dell'U.S. da considerare si tiene conto principalmente della unitarietà del comportamento strutturale di tale porzione di aggregato nei confronti dei carichi, sia statici che dinamici.

Ai fini del progetto di miglioramento sismico si è deciso di considerare i **corpi 1, 3 e 4**, nonostante siano stati costruiti in epoche differenti, come **un'unica unità strutturale** in quanto si è valutato che abbiano un comportamento unitario dal punto di vista sismico.

Ai fini della modellazione la struttura è stata discretizzata in elementi ad aste.

Per i solai si è considerato un vincolo di tipo "membranale" che tenga conto del comportamento parzialmente rigido dell'impalcato nel proprio piano: tale vincolo nel caso dei solai lignei allo stato di fatto è pressoché nullo.

Per la modellazione della fondazione si sono assunte le ipotesi di edificio vincolato alla base.

Si è eseguita un'analisi statica lineare dell'intera unità strutturale finalizzata alla valutazione dello stato tensionale in ciascun elemento strutturale, schematizzando la struttura con un modello rappresentativo del suo reale comportamento.

L'**analisi statica** del modello tridimensionale evidenzia un buon comportamento della struttura. Infatti la scarsa qualità della compagine muraria è compensata dal notevole spessore delle pareti che consentono all'edificio di sopportare i carichi verticali agenti.

Tuttavia la mancanza di solai rigidi che consentano un comportamento scatolare della struttura, comporta problematiche legate alla resistenza a compressione dei maschi in caso di evento sismico.

L'intervento di progetto andrà primariamente a risolvere la mancanza di comportamento d'insieme.

11 ANALISI SISMICA

11.1 Il rischio sismico

Il rischio sismico viene determinato dalla combinazione di tre fattori: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

La pericolosità sismica di un'area è la probabilità che, in un certo intervallo di tempo, essa sia interessata da forti terremoti che possono produrre danni, ovvero che il sisma superi una certa soglia di intensità, magnitudo o Pga (Peak Ground Acceleration, cioè accelerazione di picco al suolo). La pericolosità sismica è quindi indipendente dalle costruzioni dell'uomo o dalla sua presenza nel territorio.

Per ottenere una schematizzazione della pericolosità sismica dell'intero territorio italiano sono state redatte delle mappe. Inizialmente queste si basavano su scale macrosismiche, non avendo a disposizione un'adeguata strumentazione in grado di registrare l'intensità di un terremoto in modo oggettivo. Il territorio veniva quindi diviso in zone; successivamente la zonazione è divenuta sempre più capillare, fino ad arrivare alla microzonazione sismica che interessa aree con un raggio di 10-15 km.

L'Italia è suddivisa in 4 principali zone sismiche e tutto il territorio è categorizzato in seguito all'emanazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. Possono verificarsi fortissimi terremoti

Zona 2 - In questa zona possono verificarsi forti terremoti

Zona 3 - In questa zona possono verificarsi forti terremoti ma rari

Zona 4 - E' la zona meno pericolosa. I terremoti sono rari

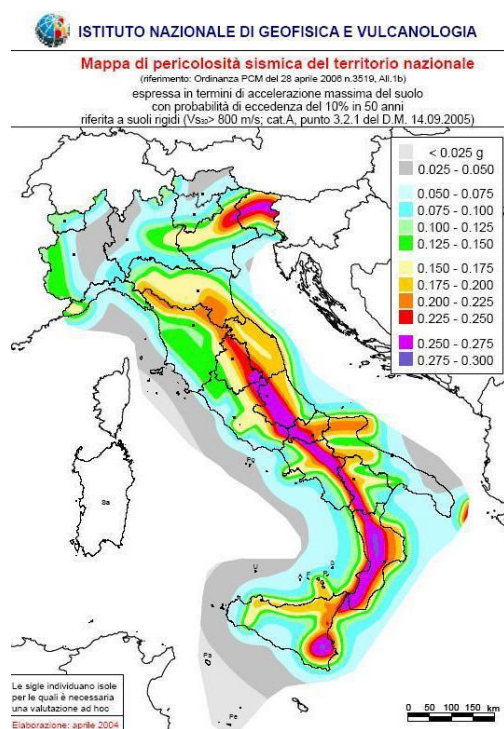
Tabella sulla zonazione sismica tratta dal sito "www.protezionecivile.gov.it".

A ciascuna zona si attribuisce un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1 = 0.35 g, zona 2 = 0.25 g, zona 3 = 0.15 g, zona 4 = 0.05 g).

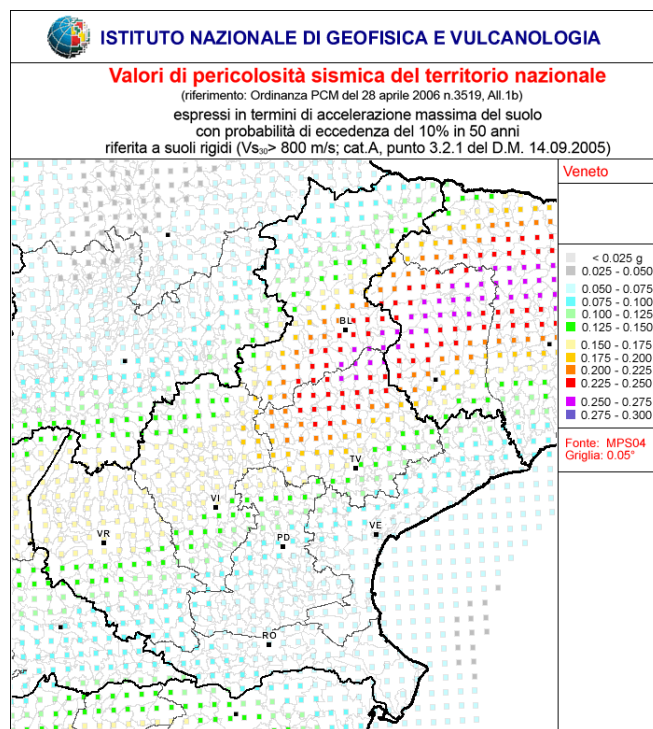
Il comune di San Vito di Leguzzano è stato riclassificato, in seguito alla D.G.R. n.244 del 9/03/2021, in **zona sismica 2**.

Per una determinazione più precisa della pericolosità sismica si ricorre alle seguenti mappe dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), che restituiscono i valori di pericolosità sismica in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A secondo le

NTC del 2008). Nella figura di destra si può vedere che al comune di San Vito di Leguzzano è associato un valore di accelerazione di picco compreso tra 0.150 e 0.175.



Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale.



Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale, regione Veneto, (www.mi.ingv.it).

Per quanto riguarda la vulnerabilità sismica, essa è definita come la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità.

Questo è l'aspetto su cui è possibile maggiormente intervenire, facendo in modo che il patrimonio edilizio venga messo in sicurezza e diventi quindi meno vulnerabile, diminuendone di conseguenza il rischio sismico.

Infine, l'esposizione è legata all'importanza del bene, alla sua collocazione nell'ambiente e alla sua destinazione d'uso ed è possibile intervenire su di essa solamente evitando, ad esempio, di costruire in alcuni luoghi considerati a maggior rischio sismico, di insediare funzioni strategiche in edifici ad elevata vulnerabilità o incidendo sulla densità abitativa.

11.2 Individuazione delle vulnerabilità non strutturali

Gli elementi costruttivi non strutturali sono definiti dalla normativa come "quelli con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone" (cfr. § 7.2.3 D.M. 2018).

Questi elementi non comporterebbero il collasso del fabbricato in caso di evento sismico, in quanto si tratta di elementi non strutturali, ma potrebbe causare altri tipi di danno.

Risulta quindi fondamentale valutare attentamente anche questi elementi per consentire una fruizione sicura degli ambienti.

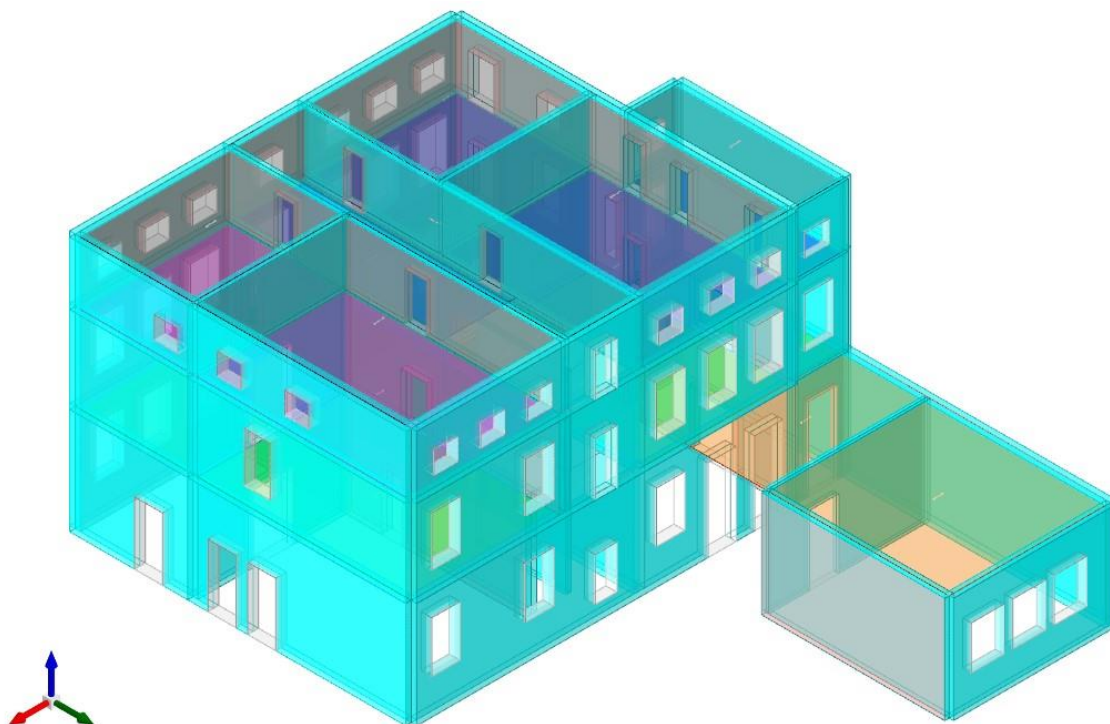
I principali elementi non strutturali presenti nell'edificio sono:

- pannelli murari di tamponamento non ammortati alla struttura
- controsoffitti pendinati in modo non idoneo ai fini sismici
- controsoffitti pesanti

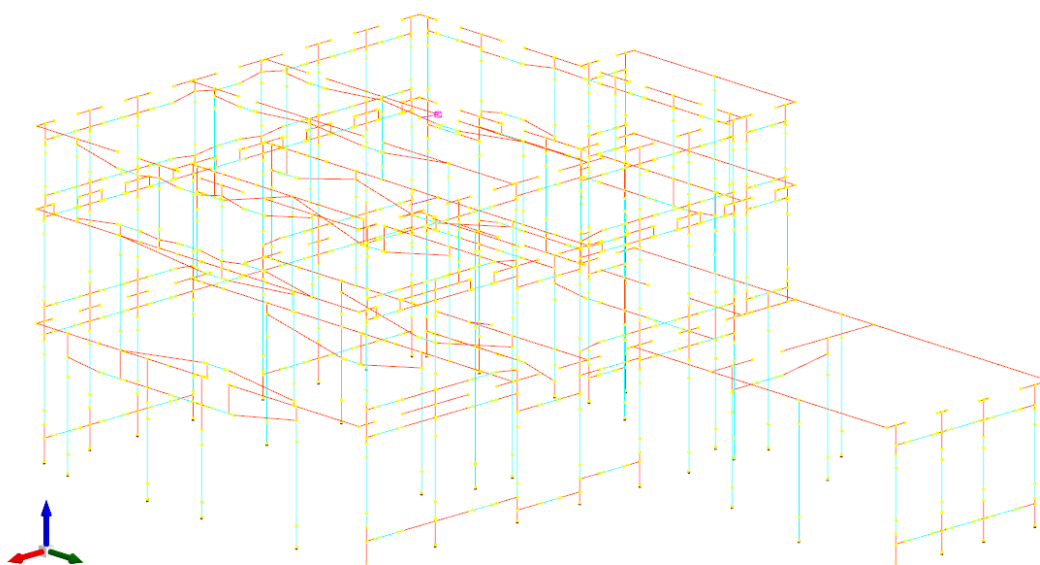
11.3 Modellazione

Per la modellazione della struttura ci si è avvalsi del programma Sismicad 12.21 della Concrete S.r.l. e si è realizzato un modello 3D che schematizza gli elementi lineari, i maschi e le fasce di piano in elementi beam (aste).

Si sono determinate all'interno del programma tutte le combinazioni di carico statiche e sismiche e si è impostato il tipo di analisi che si intende effettuare.



Vista assometrica del modello 3D.



Modello FEM ad elementi finiti.

Per procedere alla verifica sismica si è partiti da un modello di base ipotizzato con **comportamento scatolare**. Tale comportamento verrà garantito dall'ancoraggio della nuova cappa collaborante.

Le carenze riscontrate e sulle quali si andrà ad intervenire sono:

- solai non adeguatamente ammortati alle murature d'ambito e non rigidi nel proprio piano;
- solai non verificati dal punto di vista statico secondo le normative attuali;
- mancanza di collegamento a livello fondazionale tra le murature d'ambito;
- mancanza di un comportamento scatolare d'insieme dell'edificio;
- pareti fra loro perpendicolari non adeguatamente ammortate;
- compagine muraria con scarse caratteristiche meccaniche nel piano e fuori piano.

11.4 Analisi statica non lineare (*push-over*)

Per determinare il più realisticamente possibile il comportamento della struttura in caso di evento sismico si è scelto di procedere con un'analisi statica non lineare (*push-over*) in modo da **verificare l'edificio nella sua globalità**, considerando le murature (ovvero i principali elementi resistenti al sisma della struttura) come elementi inelastici.

L'analisi di *push-over* è in ogni caso consentita dalla normativa, in quanto nell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" del 2018 è riportato " [...] Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle

distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- Gruppo 1 - Distribuzioni principali:
 - se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti: distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2; distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
 - in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$. [...]"

I fabbricati, attraverso la push-over, vengono portati al collasso per labilità. Ciò avviene assegnando al punto di controllo spostamenti crescenti, in corrispondenza dei quali il programma valuta il taglio necessario a svilupparli.

L'analisi di push-over non è però adatta per eseguire la verifica di pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari e delle travi di collegamento, in quanto risulta essere eccessivamente gravosa. Pertanto, per svolgere questa verifica locale si è ricorsi nuovamente ad un'analisi dinamica lineare.

Il D.M. 14/01/08 prevede in generale quattro stati limite:

- SLC stato limite di collasso;
- SLV stato limite di salvaguardia della vita;
- SLD stato limite di danno;
- SLO stato limite di operatività.

Nel caso di edifici esistenti lo stato limite di danno è riservato agli edifici di classe I e II mentre lo stato limite di operatività è riservato agli edifici di classe III e IV.

Nelle NTC del 2018 la vulnerabilità sismica di una struttura è espressa in termini di periodo di ritorno associato al terremoto che porta lo stabile in un dato stato limite, rapportato con il periodo dello stesso stato limite. Per ogni stato limite si calcolano gli indicatori di

rischio sismico sia in termini di PGA (Peak Ground Acceleration) che di tempo di ritorno T_R . Il rapporto fra il periodo di ritorno (o la PGA) relativo alla capacità della struttura per un dato stato limite $T_{R,C}$ e il periodo di ritorno (o la PGA) di riferimento $T_{R,ref}$ elevato alla α (0,41) rappresenta il **coefficiente di vulnerabilità** o (**indicatore di rischio sismico**). Valori prossimi all'unità indicano che la struttura ha una capacità prossima alla domanda in termini di azione sismica, come prescritto dalla norma. Gli indicatori di rischio sismico sono parametri utili a stabilire la priorità dell'intervento di mitigazione del rischio sismico.

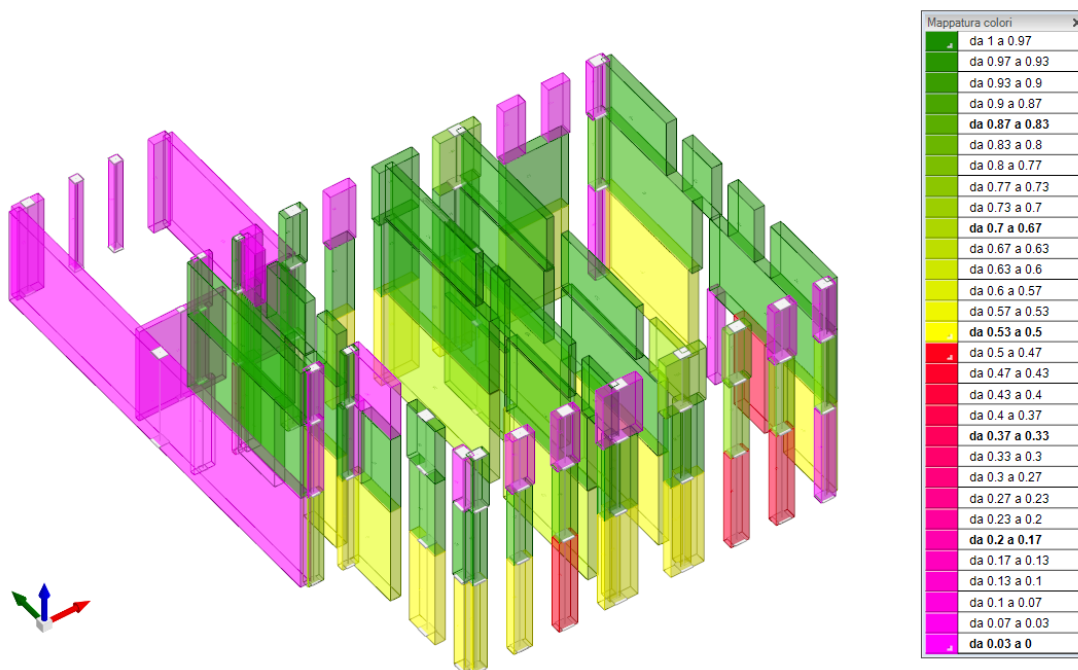
Nel caso in esame l'indicatore di rischio sismico della struttura migliorata è stato calcolato come il minore fra gli indicatori di rischio estratti dalla pushover e quindi relativamente alla globalità del fabbricato, considerando la muratura come principale elemento resistente, e gli indicatori valutati sulla base dell'analisi dinamica lineare della verifica locale dei maschi in muratura.

Riepilogando, il processo che si è seguito è stato il seguente:

1. analisi dello stato di fatto tramite analisi dinamica lineare e analisi di push-over;
2. verifica maschi murari migliorati con analisi dinamica lineare;
3. analisi globale della struttura migliorata, con analisi di push-over, considerando la muratura come inelastica

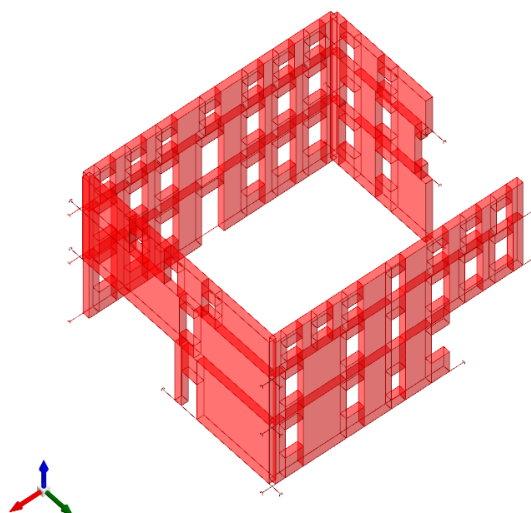
12 RISULTATI DELLE ANALISI ALLO STATO DI FATTO

Le seguenti immagini del modello tridimensionale utilizzato per le verifiche dell'edificio dimostrano come numerosi maschi murari NON RISULTINO VERIFICATI se sottoposti alle sollecitazioni sismiche di progetto.



Questi risultati sono legati in particolare alle caratteristiche meccaniche della muratura e della malta, poco performanti, ed alla mancanza di solai rigidi che ripartiscano i carichi in caso di azione sismica.

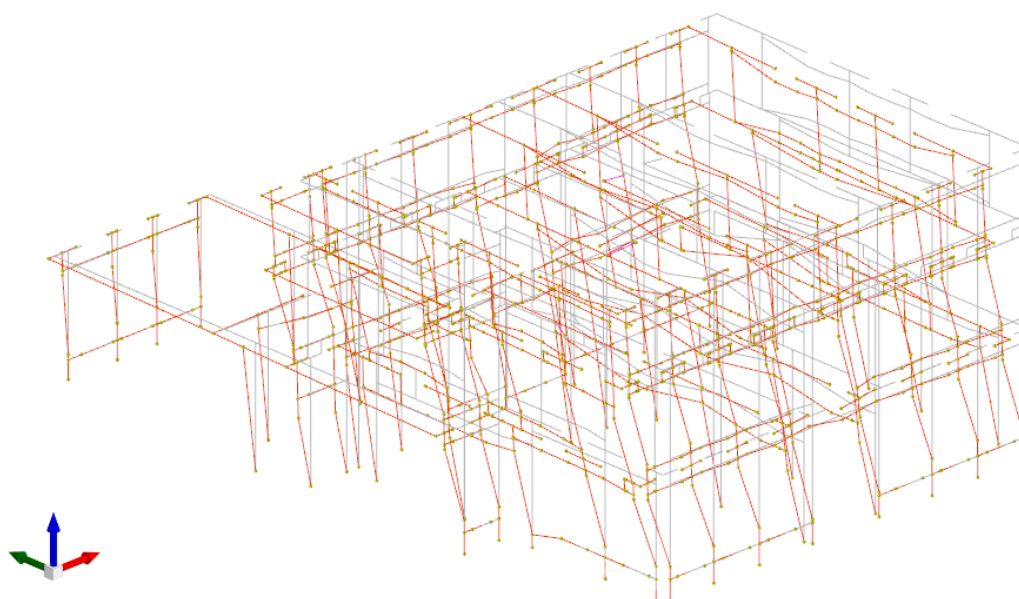
Gli indici di sicurezza molto bassi delle verifiche cinematiche denotano invece il mancato comportamento d'insieme della struttura dovuto all'assenza di collegamenti a livello di piano e alla mancanza di ammortamento tra pareti perpendicolari.



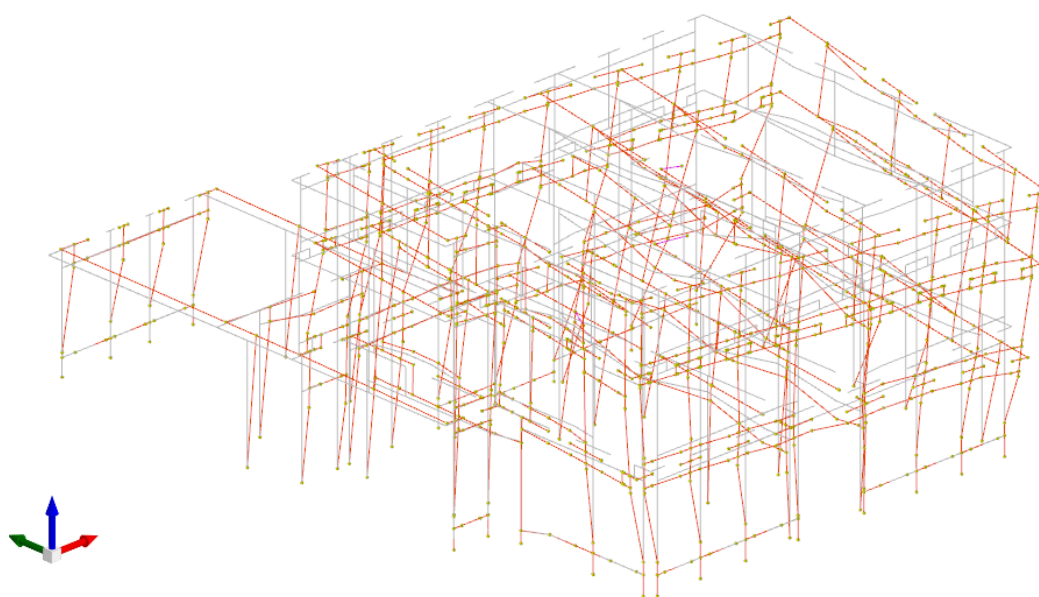
Vista dei cinematismi di ribaltamento delle facciate considerate ammortate.

I risultati sopra esposti, che per facilità di comprensione vengono evidenziati con l'immagine tridimensionale del modello strutturale adottato, non devono sorprendere in modo eccessivo in quanto è necessario precisare quanto segue:

- l'edificio in oggetto non è stato progettato per resistere alle sollecitazioni sismiche ma solo ai carichi statici verticali previsti all'epoca della sua edificazione (non molto diversi dall'attuale normativa)
- l'immagine di cui sopra è riferita all'applicazione delle sollecitazioni previste per lo S.L.U. (stato limite ultimo) ovvero la condizione sismica più gravosa prevista dalla vigente normativa



Stato di fatto: Spostamenti in direzione "X" in corrispondenza del 1° modo di vibrare

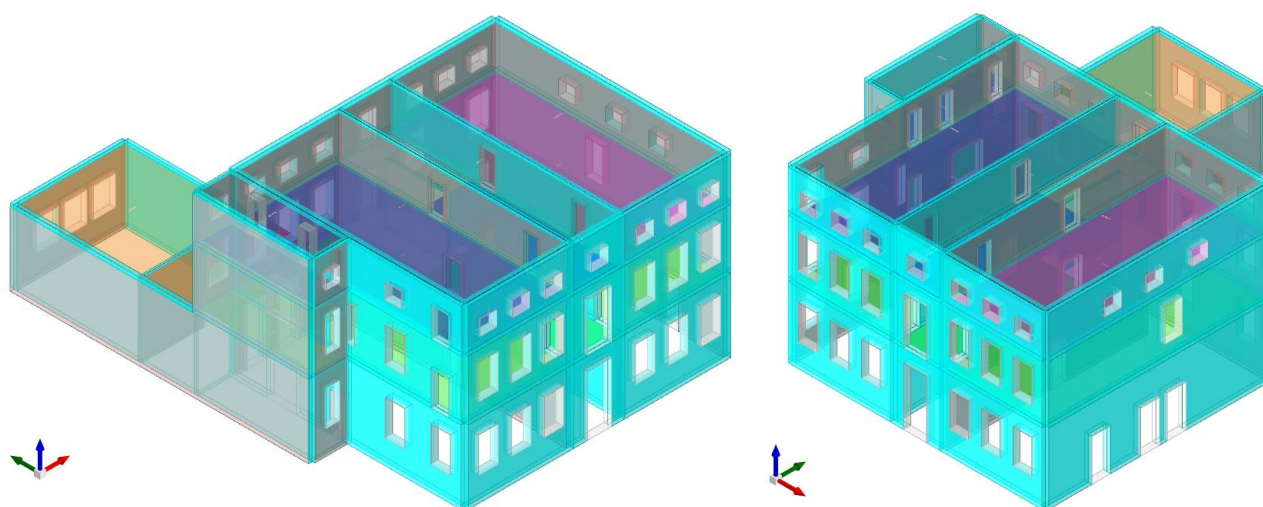


Stato di fatto: Spostamenti in direzione "Y" in corrispondenza del 2° modo di vibrare

Dall'analisi dei risultati della modellazione emerge quindi che le principali carenze dell'edificio sono:

- scarse caratteristiche meccaniche della compagine muraria;
- mancanza di comportamento scatolare d'insieme e collegamenti a livello di piano;
- mancanza di elementi sismo-resistenti in direzione X.

Quest'ultimo aspetto è fondamentale, infatti mentre in direzione Y sono presenti maschi molto massivi, le facciate in direzione X sono caratterizzate da un'altissima presenza di forature.



Viste 3d del modello dello stato di fatto

12.1 Indicatori di rischio sismico

I risultati dell'analisi di pushover forniscono dei valori degli indicatori di rischio sismico minimi non eccessivamente bassi.

I parametri ζE corrispondono ai parametri IR_{PGA}

Stato limite	$IR_{TR,min}$	$IR_{PGA,min}$
SLO	0.561	0.459
SLD	0.593	0.497
SLV	0.568	0.585
SLC	0.552	0.608

Tuttavia dall'analisi dinamica lineare condotta per la verifica a pressoflessione fuori piano emergono valori più bassi. Si precisa che ciò è dovuto alla rottura di alcuni elementi strutturali, i quali non sono stati dimensionati, all'epoca della costruzione, per resistere al sisma.

I bassi valori degli indici di rischio relativi allo stato limite di salvaguardia della vita sono dovuti al fatto che le strutture si danneggiano già per carichi gravitazionali secondo i limiti imposti dalle NTC del 2018. Questa problematica, come sopra anticipato, dipende dal fatto che la normativa dell'epoca non prevedeva criteri antisismici, ma solo progettazione ai carichi verticali.

Si sottolinea comunque che l'indice di rischio sismico della struttura è relativo alla prima rottura di un elemento all'interno del fabbricato.

La rottura di tale elemento non implica necessariamente il crollo della struttura.

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLO ($ag/g_{SLO} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLO_{rif} = 0.066$ - $Tr, SLO_{rif} = 45$ anni

Accelerazione di aggancio SLD ($ag/g_{SLD} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLD_{rif} = 0.087$ - $Tr, SLD_{rif} = 75$ anni

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLV_{rif} = 0.225$ - $Tr, SLV_{rif} = 712$ anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.437

Maschio 110

Lunghezza: 1.05; altezza: 2.9; spessore: 0.5; sezione a quota: 10.35

Combinazione SLV 1 $fd = 625$ $Ta = 0.04$ $Wa = 10$ $N = -3.29$ $M = 0.7945$ $Mc = 0.8133$

Tempo di ritorno 97 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr, SLV_{rif})^{.41} = 0.442$

PGA 0.097

Indicatore $iPGA = PGA/PGA, SLV_{rif} = 0.434$

Fattore di accelerazione $fa = 0.4337$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ζE)	TR	$(TR/TR_{rif})^{.41}$	fattore di accelerazione
Maschio 110	PFFP	0.437	SLV 1	0.0974	0.4337	97	0.4416	0.4337
Verifica cinematica facciata in muratura_4	Ribaltamento Facciata	0.155		0.0331	0.1472	13	0.1937	

Periodi di ritorno e accelerazioni di aggancio per gli Stati Limite

S. L.	TR,C	PGA,C	TR,Rif	PGA,Rif	Tipo rottura
Stato limite di operatività	183	0.133	45	0.066	Verifica di spostamento di interpiano
Stato limite di salvaguardia della vita	13	0.033	712	0.225	ribaltamento di facciata

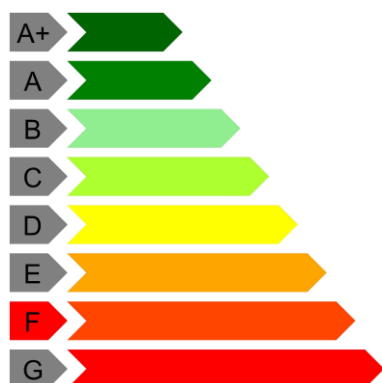
Coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

TR,C	TR,Rif	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Tipo rottura
13	712	6.4	F	14.718	F	ribaltamento di facciata

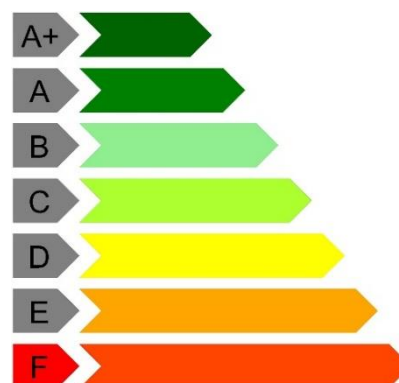
Coefficienti λ relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

λ_{SLR}	λ_{SLC}	λ_{SLV}	λ_{SLD}	λ_{SLO}	λ_{SLID}
0.037692	0.037692	0.076923	0.076923	0.076923	0.1

Classe PAM



Classe IS-V



13 PROGETTO: MIGLIORAMENTO SISMICO

Le opere realizzate rientrano nelle seguenti definizioni data al cap. 8.4.1 e 8.4.3 delle NTC2018:

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità.

A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, **per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6**, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

A seguito delle analisi dello stato di fatto dell'edificio sottoposto all'azione sismica di progetto sono emerse carenze strutturali che sono state esposte nei paragrafi precedenti; di seguito si illustrano le soluzioni progettuali ipotizzate per migliorare la risposta sismica dell'edificio.

L'obiettivo che ci si è prefissi è di migliorare la risposta sismica complessiva dell'edificio garantendo coefficienti di sicurezza più elevati rispetto agli attuali, in linea con quanto previsto dalle N.T.C. 2018 (rapporto tra capacità e domanda $\zeta_E \geq 0,60$).

13.1 Tipologie di intervento adottate

Gli interventi previsti per il miglioramento delle prestazioni dell'edificio sono i seguenti:

- rinforzo per azioni nel piano e fuori dal piano di maschi murari e delle fasce di piano mediante placcaggio diffuso con rete in fibra di vetro alcali-resistente e aramide e geomalta certificata FRCC "Fiber Reinforced Cementitious Matrix", in particolare del tipo CRM.
- Consolidamento e collegamento delle fondazioni mediante realizzazione di platea intera collegata con barre inghisate nelle murature
- integrazione dei solai lignei esistenti con cappa collaborante in c.a. al fine di realizzare un solaio con comportamento rigido nel proprio piano e che funga da ammortamento tra le murature d'ambito;

- realizzazione di nuovi maschi murari con funzione sismo-resistente che riescano ad assorbire una quota parte delle forze orizzontali in direzione x in caso di evento sismico.

13.2 Risultati delle analisi post intervento

Come per lo stato di fatto sono state svolte sia un'analisi statica non lineare (*push-over*) che un'analisi dinamica lineare per eseguire la verifica di pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari.

Dall'analisi dinamica lineare emerge un indicatore di rischio superiore allo 0,60, ossia **l'edificio risulta migliorato per quanto riguarda la verifica di pressoflessione fuori dal piano dei maschi murari.**

Verifica di elementi dotati di indicatori di rischio sismico mediante analisi con fattore q

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.1

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLO ($a_{g/g_SLO} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLOrif = 0.066$ - $Tr, SLOrif = 45$ anni

Accelerazione di aggancio SLD ($a_{g/g_SLD} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLDrif = 0.087$ - $Tr, SLDrif = 75$ anni

Accelerazione di aggancio SLV ($a_{g/g_SLV} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLVrif = 0.225$ - $Tr, SLVrif = 712$ anni

Moltiplicatori minimi: Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Moltiplicatore: 0.771 - Maschio 131

Lunghezza: 1.05; altezza: 3.2; spessore: 0.5; sezione a quota: 10.5

Combinazione SLV 1 $f_d = 1563$ $T_d = 0.05$ $W_d = 10$ $N = 43.99$ $M = 1.9092$ $M_c = 1.9106$

Tempo di ritorno 364 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr, SLVrif)^{.41} = 0.76$

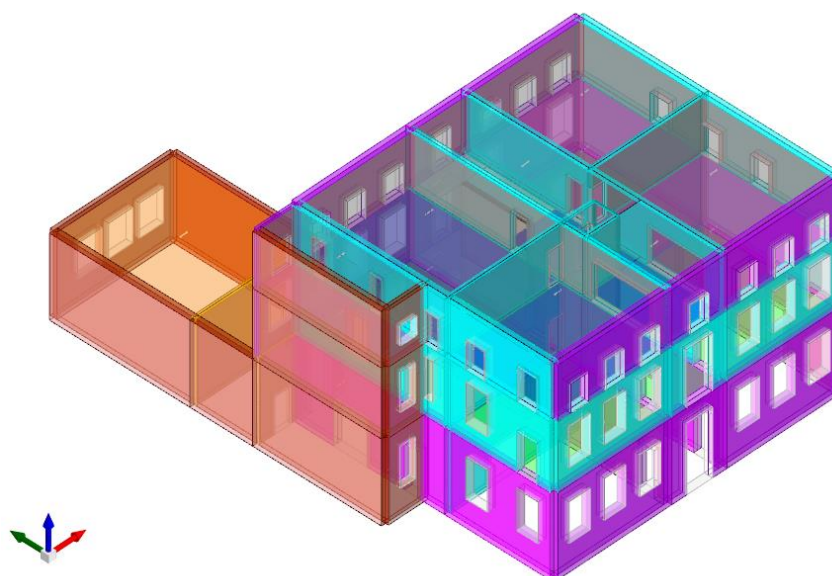
PGA 0.175

Indicatore $iPGA = PGA/PGA, SLVrif = 0.78$

Fattore di accelerazione $f_a = 0.7799$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ζE)	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$	f_a
Maschio 131	PFFP	0.771	SLV 1	0.1752	0.7799	364	0.7595	0.7799



Vista 3d del modello di progetto con inserimento dei nuovi maschi

Nell'attuale Circolare del 2019, in §C8.7.1 si afferma che **le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC**. Si è scelto di adottare la verifica allo SLV per quanto riguarda l'analisi dinamica lineare. Nella pushover sono stati presi invece in considerazione tutti gli stati limite.

Anche dalla verifica di pushover emerge un indicatore di rischio superiore allo 0,60, ossia **l'edificio risulta migliorato**.

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLO ($ag/g_{SLO} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLOrif = 0.00066$ - $Tr, SLOrif = 45$ anni

Accelerazione di aggancio SLD ($ag/g_{SLD} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLDrif = 0.00087$ - $Tr, SLDrif = 75$ anni

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLVrif = 0.00225$ - $Tr, SLVrif = 712$ anni

Accelerazione di aggancio SLC ($ag/g_{SLC} \cdot S \cdot ST$) $PGA, SLCrif = 0.00282$ - $Tr, SLCrif = 1462$ anni

Stati limite selezionati nelle Preferenze pushover

S.L. 1 = Superamento della pressione in fondazione [SLV]

S.L. 2 = Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4

S.L. 3 = Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4

S.L. 4 = Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4

S.L. 5 = Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4

S.L. 6 = Spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza [SLD] §C7.8.1.5.4

S.L. 7 = Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1

S.L. 8 = Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1

S.L. 9 = Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] §C8.7.1.3.1

S.L. 10 = Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6

S.L. 11 = Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano SLO

Verifica di spostamento limite di interpiano soddisfatta.

Il valore limite è stato raggiunto nell'elemento Spostamento di interpiano maschio 14 tra "Fondazione" e "1° impalcato"

Valori relativi al minimo indicatore di rischio sismico valutato

curva: 1 Gruppo 2

punto della curva nel quale è valutato T_r : n° 5

tempo di ritorno: 152 anni

PGA: 0.122

indicatori con adeguamento 100%

referito al T_r $iT_r = T_r / T_r, SLO_{rif} = 1.647$

referito alla PGA $iPGA = PGA / PGA, SLO_{rif} = 1.857$

Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4

curva 1 Gruppo 2

spostamento 0.01446

tempo di ritorno 1345 anni

PGA 0.275

indicatori

referito al tempo di ritorno $iT_r = (T_r / T_r, SLC_{rif})^{.41} = 0.966$

referito alla PGA $iPGA = PGA / PGA, SLC_{rif} = 0.976$

Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4

curva 1 Gruppo 2

spostamento 0.01085

tempo di ritorno 679 anni

PGA 0.221

indicatori

referito al tempo di ritorno $iT_r = (T_r / T_r, SLV_{rif})^{.41} = 0.981$

referito alla PGA $iPGA = PGA / PGA, SLV_{rif} = 0.983$

Spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza [SLD] §C7.8.1.5.4

curva 1 Gruppo 1

spostamento 0.0097

tempo di ritorno 374 anni

PGA 0.177

indicatori

referito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 1.932$

referito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 2.046$

Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1

curva 7 Gruppo 1

spostamento 0.00335

tempo di ritorno 95 anni

PGA 0.096

indicatori

referito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 1.102$

referito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 1.115$

Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1

curva 7 Gruppo 1

spostamento 0.00282

tempo di ritorno 65 anni

PGA 0.08

indicatori

referito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 0.943$

referito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 0.926$

Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] §C8.7.1.3.1

curva 7 Gruppo 1

spostamento 0.00188

tempo di ritorno 31 anni

PGA 0.053

indicatori

referito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 0.858$

referito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 0.811$

Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6

curva 7 Gruppo 1

spostamento 0.01666

tempo di ritorno 1691 anni

PGA 0.294

indicatori

riferito al tempo di ritorno $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 1.426$ riferito alla PGA $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 1.307$ **Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6**

curva 1 Gruppo 2

spostamento 0.01595

tempo di ritorno 1817 anni

PGA 0.3

indicatori

riferito al tempo di ritorno $iTr = (Tr/Tr,SLCrif)^{.41} = 1.093$ riferito alla PGA $iPGA = PGA/PGA,SLCrif = 1.064$ **Riepilogo risultati per le singole curve**

Curva	Riepilogo SLO				Riepilogo SLD			
	spost,d	spost,c	q^*	Verifica	spost,d	spost,c	q^*	Verifica
Combinazione 1 Gruppo 1	0.00281	0.00234	0.689	No	0.00364	0.00351	0.892	No
Combinazione 1 Gruppo 2	0.00215	0.00188	0.647	No	0.00278	0.00282	0.838	Si
Combinazione 2 Gruppo 1	0.00281	0.00234	0.689	No	0.00364	0.00351	0.892	No
Combinazione 2 Gruppo 2	0.00215	0.00188	0.647	No	0.00278	0.00282	0.838	Si
Combinazione 3 Gruppo 1	0.00127	0.00189	0.371	Si	0.00164	0.00283	0.48	Si
Combinazione 3 Gruppo 2	0.00109	0.00187	0.309	Si	0.0014	0.0028	0.4	Si
Combinazione 4 Gruppo 1	0.00127	0.00189	0.371	Si	0.00164	0.00283	0.48	Si
Combinazione 4 Gruppo 2	0.00109	0.00187	0.309	Si	0.0014	0.0028	0.4	Si
Combinazione 5 Gruppo 1	0.00118	0.00157	0.39	Si	0.00153	0.00236	0.505	Si
Combinazione 5 Gruppo 2	0.00103	0.00165	0.322	Si	0.00133	0.00248	0.416	Si
Combinazione 6 Gruppo 1	0.00118	0.00157	0.39	Si	0.00153	0.00236	0.505	Si
Combinazione 6 Gruppo 2	0.00103	0.00165	0.322	Si	0.00133	0.00248	0.416	Si
Combinazione 7 Gruppo 1	0.00234	0.00188	0.698	No	0.00303	0.00282	0.903	No
Combinazione 7 Gruppo 2	0.00197	0.00185	0.594	No	0.00255	0.00278	0.769	Si
Combinazione 8 Gruppo 1	0.00234	0.00188	0.698	No	0.00303	0.00282	0.903	No
Combinazione 8 Gruppo 2	0.00197	0.00185	0.594	No	0.00255	0.00278	0.769	Si

Curva	Riepilogo SLV				Riepilogo SLC			
	spost,d	spost,c	q^*	Verifica	spost,d	spost,c	q^*	Verifica
Combinazione 1 Gruppo 1	0.01347	0.01886	2.293	Si	0.01776	0.02635	2.856	Si
Combinazione 1 Gruppo 2	0.01112	0.01085	2.152	No	0.01487	0.01446	2.681	No
Combinazione 2 Gruppo 1	0.01347	0.01886	2.293	Si	0.01776	0.02635	2.856	Si
Combinazione 2 Gruppo 2	0.01112	0.01085	2.152	No	0.01487	0.01446	2.681	No
Combinazione 3 Gruppo 1	0.00517	0.0142	1.232	Si	0.0075	0.01894	1.535	Si
Combinazione 3 Gruppo 2	0.00375	0.01552	1.029	Si	0.00588	0.0207	1.281	Si
Combinazione 4 Gruppo 1	0.00517	0.0142	1.232	Si	0.0075	0.01894	1.535	Si

Curva	Riepilogo SLV				Riepilogo SLC			
	spost,d	spost,c	q*	Verifica	spost,d	spost,c	q*	Verifica
Combinazione 4 Gruppo 2	0.00375	0.01552	1.029	Si	0.00588	0.0207	1.281	Si
Combinazione 5 Gruppo 1	0.00507	0.01407	1.297	Si	0.00732	0.01876	1.616	Si
Combinazione 5 Gruppo 2	0.00373	0.01546	1.069	Si	0.00581	0.02062	1.332	Si
Combinazione 6 Gruppo 1	0.00507	0.01407	1.297	Si	0.00732	0.01876	1.616	Si
Combinazione 6 Gruppo 2	0.00373	0.01546	1.069	Si	0.00581	0.02062	1.332	Si
Combinazione 7 Gruppo 1	0.01199	0.01556	2.321	Si	0.01591	0.02075	2.891	Si
Combinazione 7 Gruppo 2	0.01021	0.0173	1.976	Si	0.0138	0.02306	2.461	Si
Combinazione 8 Gruppo 1	0.01199	0.01556	2.321	Si	0.01591	0.02075	2.891	Si
Combinazione 8 Gruppo 2	0.01021	0.0173	1.976	Si	0.0138	0.02306	2.461	Si

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 2	152	0.122	1.647	1.857
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 2	333	0.169	1.843	1.954
Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 2	1345	0.275	0.966	0.976
Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 2	679	0.221	0.981	0.983
Spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	374	0.177	1.932	2.046
Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1	7 Gr. 1	95	0.096	1.102	1.115
Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1	7 Gr. 1	65	0.08	0.943	0.926
Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] §C8.7.1.3.1	7 Gr. 1	31	0.053	0.858	0.811
Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6	7 Gr. 1	1691	0.294	1.426	1.307
Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6	1 Gr. 2	1817	0.3	1.093	1.064

Valori di riferimento

Stato limite	Tr,rif	PGA,rif
SLO	45	0.066
SLD	75	0.087
SLV	712	0.225
SLC	1462	0.282

Indicatori di rischio sismico minimi

I parametri ζE corrispondono ai parametri IR,PGA

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	0.858	0.811
SLD	0.943	0.926
SLV	0.981	0.983
SLC	0.966	0.976

Periodi di ritorno e accelerazioni di aggancio per gli Stati Limite

S. L.	TR,C	PGA,C	TR,Rif	PGA,Rif	Tipo rottura
-------	------	-------	--------	---------	--------------

S. L.	TR,C	PGA,C	TR,Rif	PGA,Rif	Tipo rottura
SLO	31	0.053	45	0.066	spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD per murature
SLD	65	0.08	75	0.087	spostamento corrispondente a 3/4 del taglio massimo per murature
SLV	679	0.221	712	0.225	spostamento corrispondente a 3/4 della riduzione del taglio massimo pari 20% per murature
SLC	1345	0.275	1462	0.282	riduzione del taglio massimo pari al 15% per C.A. o 20% per murature

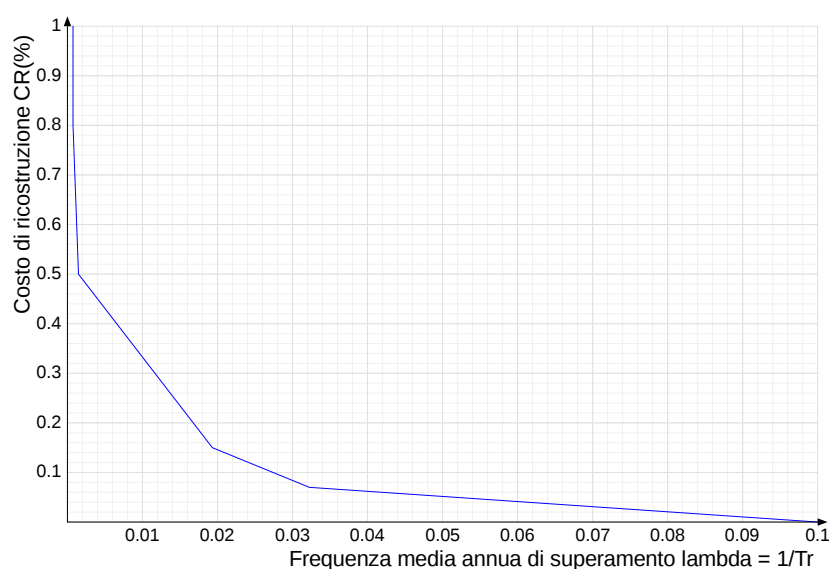
Coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

TR,C	TR,Rif	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Tipo rottura
679	712	1.081	B	98.348	A	spostamento corrispondente a 3/4 della riduzione del taglio massimo pari 20% per murature

Coefficienti λ relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

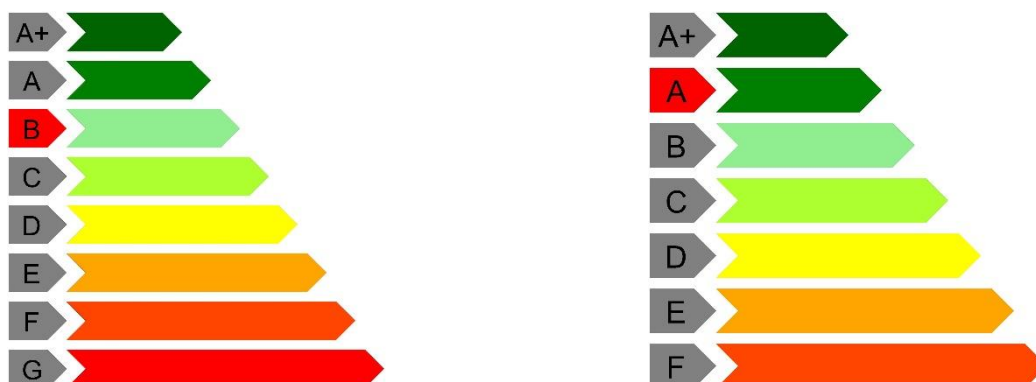
λ ,SLR	λ ,SLC	λ ,SLV	λ ,SLD	λ ,SLO	λ ,SLID
0.000743	0.000743	0.001473	0.019316	0.032258	0.1

Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annuale Media Attesa)



Classe PAM

Classe IS-V



Come emerge dalle tabelle sopra riportate gli indicatori di rischio della verifica dinamica lineare sono inferiori rispetto a quelli ottenuti dall'analisi di pushover. Emerge dunque che il meccanismo di rottura che determina l'indicatore di rischio della struttura è la pressoflessione fuori piano, con **indicatore 0.76**.

I risultati degli interventi post intervento superano il valore limite previsti dalle N.T.C. 2018 (rapporto tra capacità e domanda $\zeta_E \geq 0,60$) pertanto con l'attuazione degli interventi ipotizzati l'edificio sarà simicamente migliorato.

13.3 Elementi non strutturali

Gli elementi costruttivi non strutturali sono così definiti dalla normativa "quelli con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone" (cfr. § 7.2.3 D.M. 2018).

Rientrano in questa categoria sia i controsoffitti che le tramezzature.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando a tali elementi una forza orizzontale **F_a** definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

dove:

- F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- W_a è il peso dell'elemento;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC18);
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a si può fare riferimento a documenti di comprovata validità.

Per q_a si possono assumere (allo SLV) i valori riportati nella successiva Tabella C7.2.I della Circolare del 21.01.2019 n. 7.

Elementi non-strutturali	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

Per quanto riguarda l'accelerazione massima S_a si procede considerando la tamponatura al pari di una muratura portante mediante la formula al § 7.8.1.5.2 D.M. 2018:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1,5 \cdot (1+z/H) - 0,5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

- α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1 delle NTC18) e l'accelerazione di gravità g ;
- $S = S_T \cdot S_s$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 delle NTC18;
- z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (da assumersi sempre pari a 0 per strutture isolate);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

13.3.1 Controsoffitti

Nel progetto si sono considerati controsoffitti con pannelli e profili metallici Knauf ma è possibile avvalersi di un qualsiasi prodotto ad esso equivalente.

Il sistema sismo resistente viene controventato secondo un apposito sistema con strutture portanti e traversi secondari con dimensione minima della base di 24 mm e altezza di 38 mm, nel sistema a struttura a vista o semi-nascosta.

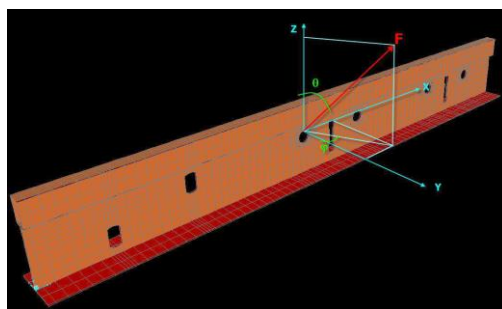
La struttura portante dei controsoffitti è formata, nel piano orizzontale, da una doppia orditura di profili metallici sagomati a freddo (sulle flange inferiori dei quali sono appoggiati i pannelli di plafonatura), completata da profili ad "L" perimetrali e di bordo.

Il sistema di sospensione del soffitto per i carichi gravitazionali è garantito dal sistema di pendinatura "tirante-molla" $\Phi=4$ mm, montato parallelamente alla retta d'azione della forza di gravità.

La funzione di controventamento nei confronti dell'azione sismica è svolta dalla diagonale tesa del medesimo sistema "tirante-molla" montato inclinato, secondo le due direzioni principali dell'orditura primaria della struttura del soffitto, completato da un puntone realizzato tramite una coppia di profili sagomati a freddo con sezione a U 30x27x30x0,6 (uniti in mezzzeria della loro altezza libera e in corrispondenza della struttura portante del controsoffitto).

Il calcolo della quantità e dell'inclinazione di questi tiranti è basato sulla tipologia/peso proprio del controsoffitto, la presenza di eventuali sovraccarichi gravanti sul medesimo, il sito di costruzione e la destinazione d'uso dell'edificio.

Dall'analisi agli elementi finiti sopraccitata, condotta sul profilo portante dell'orditura metallica, si ricava un'inclinazione massima degli elementi di sostegno rispetto alla verticale θ pari a 60° .



Sistema di riferimento per la forza sollecitante.

Per la posa in opera occorre che vengano rispettate le seguenti prescrizioni generiche (o analoghe indicate dal fornitore), che sono idonee per pannelli modulari dimensioni nominali 600x600 mm, con bordo a vista o semi-nascosto:

- puntone realizzato con una coppia di profili della guida U30x27x30 sp. 0,6 mm posata "schiena/schiena" collegati sull'anima tramite "vite finta rondella". I puntoni devono essere disposti in numero minimo del valore massimo tra [3; 1 ogni 10 m² di controsoffitto] per ogni porzione di soffitto strutturalmente indipendente;
- profili portanti e secondari con ala inferiore minima di 24 mm;
- profili perimetrali a "L" con ali di larghezza minima di 30 mm;

- primo pendino di sostegno verticale posato a una distanza massima dal profilo perimetrale di 200 mm;
- gioco di 8÷10 mm tra profilo portante/traversi e profilo perimetrale;
- pannelli bloccati sulla struttura metallica tramite "clips".



Componenti in opera del sistema di controventatura

13.3.2 Tramezze in cartongesso

Le tramezze saranno tutte portate fino all'altezza dei solai e stabilmente ancorate ad essi e a terra in modo da inibire qualsiasi fenomeno di ribaltamento o spanciamiento.

14 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Per la realizzazione degli interventi previsti occorrerà necessariamente operare in modo invasivo anche all'interno degli spazi sede dell'attività didattica, infatti il rinforzo dei maschi murari avverrà sia all'interno che all'esterno delle pareti e per la realizzazione dei solai collaboranti occorrerà demolire tutte le finiture dei pavimenti.

Per la realizzazione della platea di consolidamento delle fondazioni sarà necessario demolire integralmente i solai controterra.

L'invasività di questi interventi verrà mitigata dalla realizzazione contestuale di interventi di efficientamento energetico illustrati di seguito.

Dopo l'esecuzione di tutte le opere strutturali dovranno essere ripristinati gli esterni, chiusi gli scavi e sistemate le aree esterne, il tutto per dare i locali perfettamente agibili.

14.1 Realizzazione solai collaboranti

Nel recupero o nel rinforzo degli edifici esistenti, riveste particolare importanza il problema degli impalcati che spesso sono lignei e non sono idonei a resistere ai carichi di progetto attuali. Interventi sui solai lignei risultano inoltre necessari, come in questo caso, ove si intenda favorire il comportamento scatolare dell'edificio in muratura nel quale i solai devono agire come diaframmi di piano rigidi.

La rigidezza e la resistenza necessarie nel piano vengono fornite dalla sovrapposizione al tavolato di una soletta collaborante in calcestruzzo.

I principali vantaggi apportati dall'adozione della soletta collaborante sono:

- Resistenza - Capacità portante
- Rigidezza - contenimento vibrazioni
- Ripartizione del carico
- Comportamento antisismico
- Isolamento acustico
- Compartimentazione al fuoco
- Inerzia termica
- Leggerezza
- Mantenimento del valore storico culturale

Per realizzare la collaborazione tra il legno ed il calcestruzzo esistono varie tipologie di connessione. Nel presente lavoro viene adottata la **connessione mediante viti** che, oltre ad essere una tecnica di impiego facile, economico, flessibile ed affidabile, ha un impatto più limitato sulle travi esistenti avendo un diametro molto ridotto rispetto a quello

dei pioli. La deformabilità della connessione influenza notevolmente la resistenza e la rigidità delle travi in legno-calcestruzzo. Viene tenuta in considerazione anche l'umidità del legno in quanto influisce sul comportamento generale della trave e sulla rigidità e resistenza della connessione in particolare.

Nel caso in oggetto si è inoltre di fronte al caso di distacco fra soletta e travetto, dovuto alla presenza di un assito passante che riduce notevolmente la rigidità della connessione.

L'azione fuori piano viene così considerevolmente ridotta attraverso un'efficace connessione con solai rigidi nel proprio piano, in modo tale che sia possibile garantire **l'integrità strutturale dell'edificio ed evitare che la formazione di meccanismi di tipo locale possa anticipare il collasso della struttura.**

14.1.1 Metodo di progetto della trave composta

Il rinforzo dei solai in legno è necessario soprattutto per incrementare la rigidità della struttura in modo da risolvere il problema della eccessiva deformabilità in esercizio.

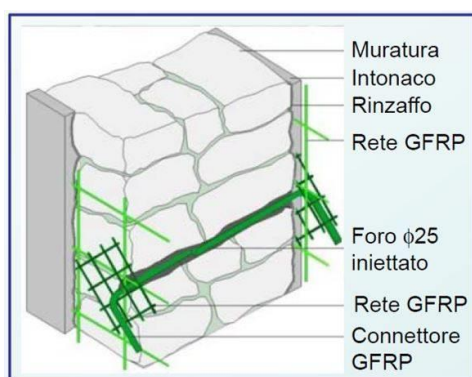
La progettazione del rinforzo viene condotta in esercizio, limitando la deformabilità della struttura composta. La deformabilità è controllata attraverso il rapporto luce altezza (L/H) della trave e la rigidità del collegamento (K_p).

Rapporti luce altezza della trave compresi entro l'intervallo $L/H=15\div 25$ permettono di limitare la freccia in mezzera.

14.2 Rinforzo delle murature con CRM

Quando si parla di **CRM** si intende la tecnica **Composite Reinforced Mortar** (Malta Rinforzata con materiale Composito), tecnica riconducibile a quella del tradizionale **intonaco armato** su murature esistenti, che prevede l'utilizzo di un'armatura di rinforzo costituita da **reti ed angolari preformati in fibre di vetro (GFRP)** o **carbonio (CFRP)** annegati in una **malta strutturale a base di calce o cementizia**. La tecnica prevede che reti e angolari debbano essere collegati attraverso **connettori in composito preformati** o anche **semi impregnati** e solidarizzati agli elementi della muratura attraverso ancoranti chimici.

L'intonaco, realizzato con malte a matrice inorganica e applicato per uno spessore minimo di 30 mm, ingloba totalmente il rinforzo e agisce sulla trasmissione degli sforzi tra la muratura preesistente e l'armatura.



Nell'edificio in oggetto l'intervento viene realizzato su entrambi i lati del paramento murario; la connessione dei due intonaci rinforzati, ottenuta applicando degli elementi a "L" in FRP disposti secondo uno schema a quinconce, garantisce un ottimo comportamento della parete svolgendo la funzione di diaframi. Viene infatti incrementata la resistenza al taglio nel piano e quella a flessione senza per altro andare a incrementare le rigidità del pannello murario.

L'impiego della tecnica CRM consente di ottenere un rinforzo omogeneo e diffuso di murature esistenti di diversa tipologia e caratteristiche, fornendo miglioramenti consistenti in termini di performance meccaniche sul piano e fuori piano, garantendo duttilità della struttura, durabilità e compatibilità anche con murature storiche.

Diversamente dal betoncino armato tradizionale che prevede l'utilizzo di malte cementizie abbinate a reti elettrosaldate, la tecnica CRM consente l'impiego di intonaci a calce a basso modulo elastico ed elevata traspirabilità e compatibilità rinforzati per mezzo di armature non aggredibili chimicamente.

In presenza di azioni sismiche la resistenza a taglio delle pareti in muratura è spesso alquanto limitata; inoltre la capacità resistente al sisma è intrinsecamente collegata al collasso per taglio dei maschi murari e delle fasce di piano. L'azione orizzontale può causare collassi parziali dovuti all'attivazione di vari meccanismi fuori piano riguardanti il movimento rigido di elementi in muratura. Tali meccanismi sono fortemente inibiti grazie all'adozione di questo tipo di intervento.

Caratteristiche di questo sistema sono:

- Elevata resistenza meccanica
- Elevata resistenza alla corrosione
- Sistema leggero e di facile posa in opera
- Sistema compatibile con malte di diversa tipologia
- Rinforzo diffuso e omogeneo

L'intonaco armato CRM – **Composite Reinforced Mortar** – previsto in progetto utilizza reti, connettori e angolari preformati in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) marcati CE e dotati di Accertamento di Equivalenza n. 9946.17-12-2020 in conformità ai requisiti previsti nel Cap. 11.1 delle NTC 2018. Nella modellazione si è utilizzato un rinforzo in rete preformata in GFRP Fibrenet a maglia quadrata 66x66 con le seguenti caratteristiche (si riporta la scheda tecnica del rinforzo tipo FBESH66X66T192AR ma è possibile avvalersi di un qualsiasi rinforzo ad esso equivalente):

CARATTERISTICHE MECCANICHE (rete)

Proprietà	Unità di misura	Valore minimo tra le due direzioni		Metodo di prova Norma di riferimento
		Medio	Caratteristico	
Resistenza a trazione	MPa	485	395	ISO 10406-1:2015 Linea Guida di Qualificazione Sistemi CRM
Resistenza a trazione della rete	kN/m	105	82.5	ETA-19/0004 ISO 10406-1:2015
Resistenza a trazione del trefolo	kN	7.0	5.5	
Resistenza a strappo nodo	kN	0.93	0.43	ETA-19/0004
Modulo elastico, valore medio	GPa	25,5		ISO 10406-1:2015 Linea Guida di Qualificazione Sistemi CRM
Deformazione a rottura	%	1,5		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE (rete)

Proprietà	Unità di misura	Valore		Metodo di prova Norma di riferimento
		Trama (filo piatto)	Ordito (filo ritorto)	
Diametro nominale dei trefoli ⁽²⁾	mm	5.22	4.24	CNR-DT 203/2006
Sezione nominale dei trefoli	mm²	21.4	14.1	CNR-DT 203/2006 ACI 44.3R-04 ISO 10406-1:2015
Area nominale delle fibre	mm²	10.7	7.1	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006
Barre/metro/lato	N°	15	15	
Maglia della rete (A x B)	mm	66x66		

Lo spessore di malta prevista è di 3 cm.

Per la modalità di applicazione del rinforzo si rimanda agli elaborati grafici allegati.

14.3 Consolidamento e rinforzo delle fondazioni



Immagine illustrativa consolidamento fondazioni



Parete in calcestruzzo da consolidare

Le tipologie di intervento previste nel progetto in esame sono:

- **allargamento e cerchiatura delle fondazioni** tramite la costruzione di una platea interna alle murature d'ambito;
- **condolidamento del muro controterra in calcestruzzo** tramite realizzazione di un contromuro esterno in betoncino armato.

In entrambi i casi il consolidamento verrà reso solidale alle strutture esistenti a mezzo di spinotti resinati.

Per il muro in calcestruzzo si è scelto il placcaggio con intonaco armato anziché con CRM in quanto dalle indagini sui materiali sono risultati dei parametri meccanici scadenti: in questo caso la discontinuità di rigidezza e resistenza tra parti adiacenti, con e senza rinforzo, non risulta dannosa ai fini del comportamento della parete stessa. Si è inoltre previsto di intervenire unicamente dal lato esterno in quanto l'interno è parzialmente interrato e uno scavo che porti in luce le fondazioni non risulta un'opzione attuabile.

L'intervento quindi consiste nel realizzare una lastra in calcestruzzo armata di 8 cm posta in affiancamento al lato esterno della muratura e resa solidale alla stessa tramite connettori trasversali. Tale tecnica è efficace solo nel caso in cui siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alla rete di armatura. È inoltre fondamentale curare l'adequata sovrapposizione dei pannelli di rete elettrosaldata, in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale, ed adottare tutti i necessari provvedimenti atti a garantire la durabilità delle armature.

15 CONSIDERAZIONI FINALI MIGLIORAMENTO SISMICO

Dalla presente relazione tecnica possono essere desunte le seguenti considerazioni fondamentali:

1. **Dal punto di vista statico** (applicazione dei soli carichi statici) **l'edificio non ha evidenziato particolari carenze nelle strutture portanti se non su alcune zone puntuali che non vanno comunque ad inficiare la verifica globale o la sicurezza della struttura**, risultato dovuto principalmente alla massività della struttura che presenta pareti portanti di notevole spessore. Le **problematiche statiche** sono state riscontrate invece nei **solai lignei**, adeguati alla normativa dell'epoca ma non verificati secondo quella attuale a causa delle notevoli luci di campata e nel solaio di controsoffitto in travetti Varese della zona del sottotetto. Per i solai la carenza è stata risolta mediante la realizzazione di solette collaboranti in c.a. connesse alle travi ed alla muratura d'ambito; per il solaio in travetti Varese è stata invece prevista la demolizione.

2. **Dal punto di vista sismico, dopo la realizzazione dell'intervento sopra esposto, l'edificio risulta migliorato sismicamente con un indicatore minimo di rischio allo stato limite di salvaguardia della vita ζ_B (α_{PGA}) pari a 0,76.**

PROGETTO DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO E FUNZIONALE

16 STATO DI FATTO DAL PUNTO DI VISTA DELL'EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

L'edificio oggetto della presente relazione è stato realizzato in assenza di normativa per il contenimento dei consumi energetici per usi termici e di eco-compatibilità dei materiali utilizzati.

L'edificio rappresenta una rilevante fonte potenziale di risparmio energetico ottenibile tramite interventi di efficientamento del sistema edificio-impianti in essi presenti. Questa opportunità dipende dal fatto che l'epoca di costruzione risale al periodo antecedente il recepimento della Legge 10/1991 sul risparmio energetico e quindi riguarda manufatti non progettati secondo criteri di contenimento dei consumi energetici e di ottimizzazione delle prestazioni dei componenti che costituiscono l'immobile.

Dopo un'attenta analisi del sito e del manufatto edilizio secondo lo stato di fatto, si sono riscontrate principalmente le criticità e le problematiche illustrate di seguito e a cui si cercherà di dare risoluzione:

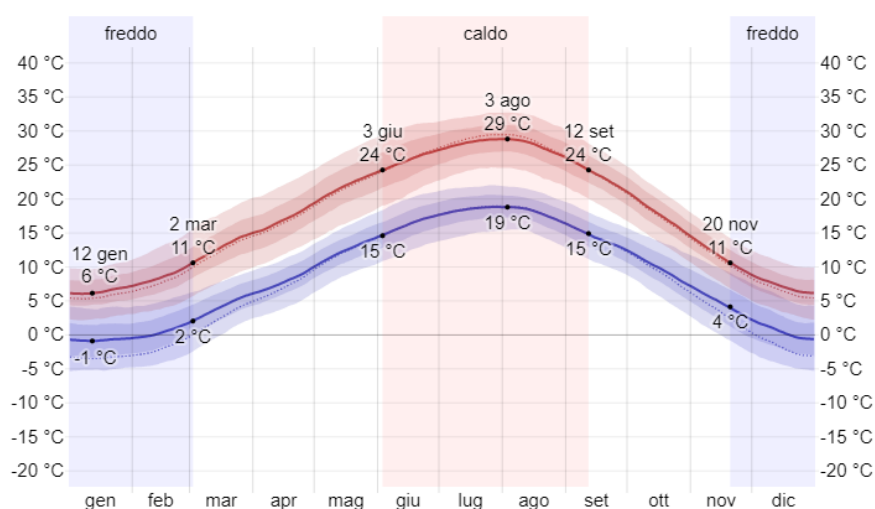
- assenza di isolamento termico - acustico dell'involucro opaco e trasparente;
- disagio termo-igrometrico invernale – estivo;
- assenza di dispositivi di schermatura della radiazione solare diretta e indiretta;
- carenza di criteri per la riduzione dei carichi termici estivi;
- assenza di criteri di progettazione illuminotecnica (discomfort visivo);
- elevata domanda di energia elettrica e di combustibili fossili.

Si sono quindi individuate le ipotesi di intervento finalizzate all'efficientamento energetico.

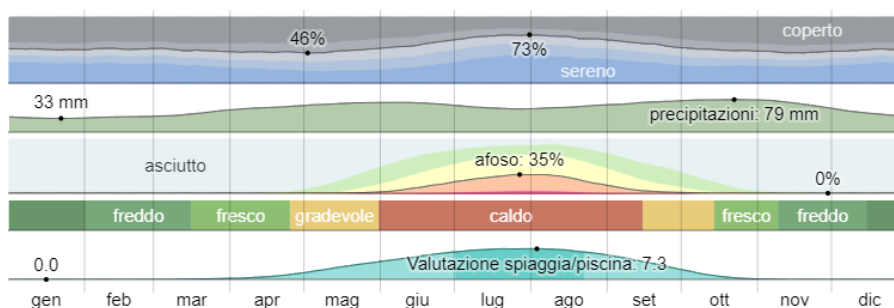
16.1 Dati climatici per verifiche prestazionali del sistema edificio-impianti

Si riportano di seguito i dati relativi alla località geografica in cui è inserito l'edificio di cui si tiene conto per le valutazioni delle prestazioni energetiche del sistema edificio-impianti e per le verifiche dei requisiti minimi previsti dalla normativa vigente (DLgs 192/2005 smi).

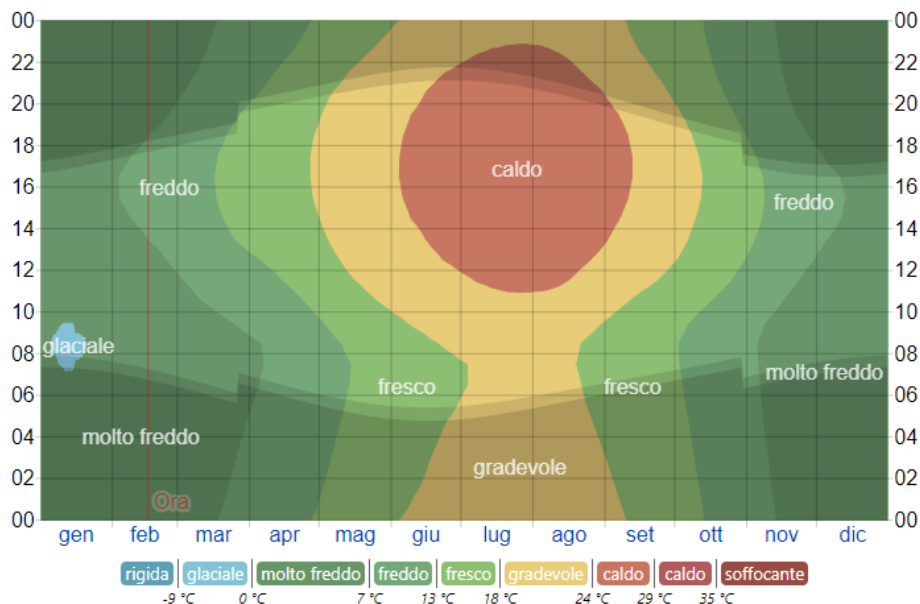
Gradi-giorno	2.447
Zona climatica	E



Temperatura massima e minima media



Clima per mese



Temperatura oraria media

Dai dati emerge che nelle stagioni più fredde si raggiungono temperature dell'aria inferiori allo zero mentre nelle stagioni più calde le alte temperature dell'aria sono accompagnate ad elevati valori di irraggiamento solare. Questi dati sono di supporto per effettuare le scelte di intervento privilegiando le soluzioni che siano in grado di rispondere

al meglio alla variabilità (stagionale, mensile e giornaliera, oraria) delle sollecitazioni climatiche esterne.

16.2 Impianto plano-altimetrico

La forma dell'immobile è abbastanza compatta e quindi determina un quantitativo di superfici disperdenti esterne relativamente ridotto, tuttavia il corpo 4 aggiunge superficie disperdente all'insieme.

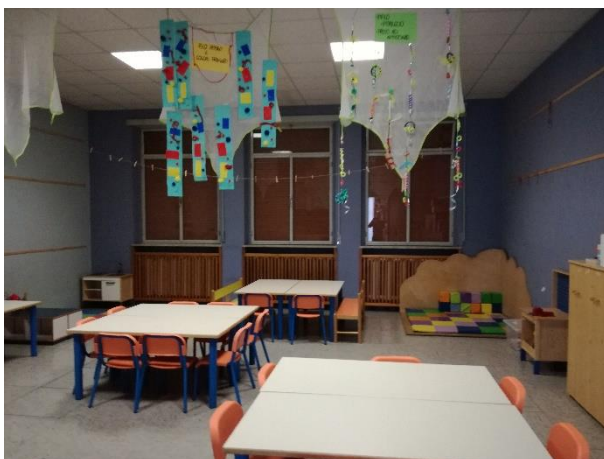
La metodologia e le misure adottate mirano, oltre che alla riduzione dei consumi energetici, ad ottimizzare le percezioni di comfort termo-igrometrico delle prestazioni ambientali dopo un'attenta valutazione delle prerogative climatiche del sito, anche in funzione della destinazione ad asilo del fabbricato.

16.3 Tecnologia costruttiva, materiali e caratteristiche termo-fisiche dell'involucro

Come enunciato in precedenza, la progettazione e la costruzione dell'edificio scolastico sono state realizzate in assenza di normativa per il contenimento dei consumi energetici per usi termici ed elettrici e di eco-compatibilità dei materiali utilizzati.

I serramenti del corpo 4 sono composti da un telaio in alluminio e da doppio vetro: garantiscono buoni livelli di trasmissione luminosa ma scarse prestazioni termiche, in particolare le finestre delle aule sono dotate di sistemi schermanti esterni in PVC (avvolgibili) ad attivazione manuale.

Tutti i serramenti sono caratterizzati da elevati valori di permeabilità che comportano infiltrazioni di aria rilevanti, in particolare dai cassonetti degli avvolgibili.

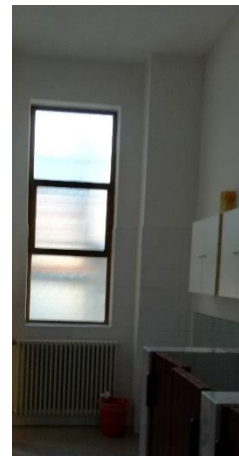


I serramenti dei corpi 1 e 3 sono per la maggior parte composti da un telaio in legno e da doppio vetro. Anche in questo caso sono garantiti buoni livelli di trasmissione luminosa ma scarse prestazioni termiche.

Le finestre sono dotate di sistemi schermanti del tipo scuro alla vicentina in legno e i serramenti sono caratterizzati da elevati valori di permeabilità che comportano infiltrazioni di aria rilevanti.

Nel corpo 1 è presente un unico serramento sostituito recentemente.

Sono presenti anche alcuni serramenti con telaio in alluminio anche nel corpo 3, a vetro singolo e con bassissime prestazioni termiche.



17 INTERVENTI DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO E FUNZIONALE

Dopo un'attenta valutazione dello stato di fatto e tenendo presente la fattibilità delle operazioni, si sono previsti i seguenti interventi al fine di conseguire **l'efficientamento energetico** dell'edificio:

- coibentazione della muratura mediante sistema a cappotto
- coibentazione del controsoffitto di sottotetto
- messa in opera di nuovi infissi a taglio termico
- inserimento di nuovi bollitori con accumulo in corrispondenza dei bagni
- coibentazione del solaio controterra

Gli interventi ipotizzati sono mirati ad isolare e schermare correttamente l'edificio, andando a limitare gli apporti termici di picco e a controllare gli apporti interni.

Dal punto di vista **funzionale** si è deciso di ospitare all'interno della struttura sia l'asilo nido che la scuola materna, rivedendone gli spazi per renderli più funzionali ed inclusivi.

17.1 Rifunzionalizzazione dell'edificio

Oltre agli interventi di redistribuzione degli spazi attualmente in uso, per il miglioramento funzionale dell'edificio il progetto prevede il riutilizzo del piano secondo attualmente non agibile e destinato a deposito. Ciò verrà conseguito mediante la demolizione del controsoffitto in laterocemento esistente ad altezza non idonea e allargamento delle forometrie per garantire il rispetto dei rapporti aeroilluminanti.

Tale intervento consentirà di poter portare il numero di bambini ospitabili nella struttura dagli attuali 47 a 126.

Considerando il servizio a cui l'opera è destinata, il progetto considera soluzioni tecniche che garantiscano non solo la regolarità statica, urbanistica ed architettonica, ma anche accessibilità, sicurezza, fruibilità, l'igiene, nonché una certa "elasticità" di utilizzo.

A tal fine all'esterno dell'edificio verranno realizzate delle rampe di accesso indipendenti per l'asilo e la scuola materna, con pendenza $\leq 5\%$ in modo da garantire l'accessibilità anche ai diversamente abili. Verrà inoltre realizzato un elevatore per consentire la fruibilità di tutti i piani.

17.1.1 Asilo nido

L'asilo nido sarà ubicato al piano terra con accesso dal parcheggio e con rampa indipendente dalla scuola materna. Unica comunicazione tra asilo nido e scuola materna sarà una porta REI 120; tutte le strutture di divisione verticali e orizzontali tra asilo nido e scuola materna saranno REI 120.

L'area interna dell'asilo nido è così suddivisa:

- area riposo
- area accoglienza e movimento
- area soggiorno e mensa
- servizi igienici dedicati
- area cucina di appoggio
- deposito

Per quel che riguarda l'area esterna sono a disposizione esclusiva dell'asilo nido 232 mq.

17.1.2 Scuola materna

La scuola materna avrà a disposizione i tre piani dell'edificio, con collocazione al piano terra della zona mensa e cucina, al piano primo zona aule e aree di servizio del personale ed al piano secondo aree dedicate al riposo e ad attività pratiche, zone queste ultime convertibili in aule all'aumentare del numero di bambini presenti.

Tutti i bagni, attualmente datati, verranno rifatti.

Per le attività esterne è prevista un'area complessiva esclusiva di 400 mq munita di wc dedicati.

17.1.3 Finiture interne

Controsoffitti

Tutti i locali saranno dotati di controsoffitti in pannelli di fibra minerale compressa con spessore adeguato a garantire un isolamento termico, un adeguato assorbimento acustico e caratteristiche antincendio REI 120 per il soffitto dell'asilo nido per la parte a confine con la scuola materna. La colorazione base del controsoffitto bianco.

Serramenti interni

Le porte interne saranno per la maggior parte le medesime presenti ora, conservate con cura in luoghi adeguati dopo lo smontaggio e rimesse in opera.

Le nuove porte saranno realizzate in alluminio e/o legno con profili a spigolo arrotondato e pannelli in bilaminato a doppia parete: alcuni serramenti saranno dotati di sopraluci per aumentare la luminosità dei corridoi. Sulle porte vetrate interne, per la loro segnalazione e la loro chiara individuazione da parte dei bambini, verranno collocati degli adesivi colorati.

Pavimentazioni interne, rivestimenti ceramici e tinteggiature

Le pavimentazioni delle aule saranno in legno senza fughe. Nei servizi igienici, corridoi, lavanderia e zona cucina e mensa saranno utilizzate delle pavimentazioni in gres porcellanato del tipo semilucido antiscivolo.

Nei servizi igienici, nella lavanderia, nella zona cucina le pareti saranno rivestite in gres porcellanato con integrazione di paraspigoli in PVC dove necessario, negli altri locali sono previste fasce di tinteggiature con idropittura lavabile acrilica per un'altezza di 150 cm. Le restanti superfici saranno finite con tinteggiatura traspirante.

17.2 Coibentazione a cappotto delle murature esterne

All'esterno dell'edificio verrà realizzato un cappotto che consentirà l'eliminazione dei ponti termici e consiste nell'applicazione, sull'intera superficie esterna verticale dell'edificio, di pannelli isolanti, con appositi sistemi di fissaggio, che verranno poi coperti da uno spessore protettivo, sottile, di finitura, realizzato con intonaci e relativi rivestimenti.

I pannelli sono dotati di una rete porta-intonaco per la finitura a malta tradizionale.

Verrà utilizzato un **cappotto in pannelli di lana di roccia** con reazione al fuoco A2-s1,d0 e spessore 140 mm sulle facciate, 40 mm nelle imbotti delle finestre. Il sistema dovrà essere rispondente ai CAM, conforme alla norma UNI 13172:2012, conforme ai requisiti della norma UNI 13501:2009 (così come esplicitata nel D.M. 15/03/2005) e composto da una serie di elementi costruttivi secondo le linee guida ETAG004, quali: il collante per l'ancoraggio, il materiale isolante, i tasselli (in ragione di 6 per mq per spessore isolante uguale o superiore a 100 mm), il rasante, l'armatura (rete in tessuto di fibra di vetro), due mani di primer, strato di intonaco di fondo steso a spatola di almeno 3 mm di finitura (rivestimento con eventuale fondo adatto al sistema) e gli accessori. Il cappotto verrà applicato al rinforzo in CRM (dove realizzato) o sulle pareti previa spicconatura dell'intonaco per un idoneo incollaggio.

Nelle zone in cui risulta impossibile operare mediante un isolamento esterno (es. zona scala di emergenza) si andrà a realizzare una controparete interna coibentata.

17.2.1 Classe di reazione al fuoco

Nonostante l'edificio non sia soggetto a Certificato prevenzione incendi verranno utilizzati materiali di rivestimento che limitano il rischio di incendio delle facciate stesse nonché la sua propagazione, a causa di un eventuale fuoco avente origine esterna o origine interna, per effetto di fiamme e fumi caldi che fuoriescono da vani, aperture, cavità e interstizi.

Come utile riferimento si è preso in esame le circolari DCPST n. 5643 del 31/03/2010 e DCPST n.5043 del 15/03/2013 recanti guida tecnica su "Requisiti di sicurezza antincendio delle facciate negli edifici civili". In caso di incendio, poiché c'è la possibilità che i materiali cadano sulla via di fuga, essi saranno adeguatamente fissati alla struttura in modo tale da proteggere le persone in fuga. Secondo quanto indicato al punto 4 del

DCPST n. 5043/2013 il prodotto isolante dovrà avere un grado di reazione al fuoco non inferiore a 1, ovvero classe B-s3,d0.

Si tuttavia è voluto applicare quanto indicato nel D.M. del 30/03/2022, emanato dal Ministero dell'interno, con allegata la **RTV V13** inerente alla progettazione antincendio delle facciate degli edifici civili, entrato in vigore dal 07/07/2022. Per tipologie di edificio come quello in oggetto, qualora soggetti a CPI, il gruppo materiale è GM2, che impone una **classe di reazione al fuoco non superiore alla A2-s1, d0**.

Per non precludere futuri incrementi nel numero di bambini ospitabili dalla struttura (numero che richiederebbe l'adozione di un CPI) si è quindi deciso di collocarsi preventivamente in questa eventualità prevedendo l'adozione di un rivestimento a cappotto in lana di roccia con caratteristiche di reazione al fuoco A2-s1, d0.

17.3 Coibentazione della copertura

La configurazione della copertura, costituita da una struttura portante lignea con orditura secondaria in morali su cui poggiano delle tavelle in cotto, non si presta alla realizzazione di un sistema idoneo di isolamento. Si è quindi deciso di isolare superiormente il nuovo controsoffitto che verrà realizzato. In questo modo la copertura non viene interessata da nessuna lavorazione ed al tempo stesso viene garantito il comfort termoigrometrico dato dalla coibentazione.



Area del sottotetto

17.4 Coibentazione controterra

Per realizzare un idoneo isolamento controterra verrà posizionato, sulla platea di consolidamento delle fondazioni, un materassino isolante in schiuma polyiso PIR espansa, tipo Stiferite GT di spessore 10 cm.

17.5 Messa in opera di nuovi infissi a taglio termico

Al fine di incrementare l'efficienza energetica della scuola è prevista l'installazione di nuovi infissi a taglio termico nelle forometrie che verranno modificate. Gli altri serramenti verranno sostituiti, mantenendo caratteristiche analoghe, in stralci successivi.



I nuovi serramenti saranno realizzati con profili estrusi di alluminio verniciato bianco RAL 9010, spessore 50 μ , a taglio termico e giunto aperto, fornito e posto in opera, compresi maniglie, cerniere, meccanismi di manovra, dispositivi di sicurezza contro le false manovre e quant'altro necessario per il funzionamento, guarnizioni in EPDM o neoprene e vetrocamera con prestazioni termiche e acustiche idonee, permeabilità all'aria classe 4 secondo la norma UNI EN 12207, tenuta all'acqua classe 7A secondo la norma UNI 12208, resistenza al vento classe C3 secondo la norma UNI 12210,

Le prestazioni termiche dovranno essere quelle per applicazione in zona climatica E, con trasmittanza termica $U_w \leq 1,30 \text{ W/m}^2\text{K}$. La prestazione acustica del serramento dovrà avere indice di valutazione del potere fonoisolante $R_w = 36 \text{ dB}$.

Dove richiesto da esigenze didattiche e/o di comfort interno, in fase di esecuzione si potrà prevedere l'installazione di **sistemi oscuranti avvolgibili in tessuto** che fungeranno da schermatura solare riducendo il fabbisogno energetico dei locali.

17.6 Impianto termoidraulico- sanitario

L'impianto di climatizzazione invernale dell'edificio verrà mantenuto in quanto i radiatori sono di recente installazione e muniti di valvole termostatiche.

Al piano terra verranno eseguiti lavori di sostituzione di alcune tubazioni e posizionamento di nuovo collettore nella futura zona adibita ad asilo nido per rendere indipendente l'impianto di riscaldamento.

Con la demolizione di pavimenti e massetti si sostituiranno anche le tubazioni datate dell'impianto sanitario, mentre i sanitari di recente installazione saranno smontati, accatastati con cura in area di cantiere e successivamente rimontati.

Verranno smantellati i vecchi boiler elettrici ed eseguite le predisposizioni per nuovi monoblocchi scaldacqua a pompa di calore sospesi per acqua sanitaria.

17.7 Impianto elettrico

L'impianto elettrico vetusto sarà sostituito con nuovo impianto diviso per asilo nido e scuola materna con cabina elettrica prefabbricata esterna per la scuola materna. Per la scuola materna è prevista l'installazione di sollevatore elettrico per l'abbattimento delle barriere architettoniche e relative predisposizioni impiantistiche.

Nei lavori impiantistici in appalto non sono previste le sostituzioni dei corpi illuminanti a led in quanto eseguiti successivamente con fondi dell'amministrazione.

Il tecnico incaricato
ing. Michele Scarso

