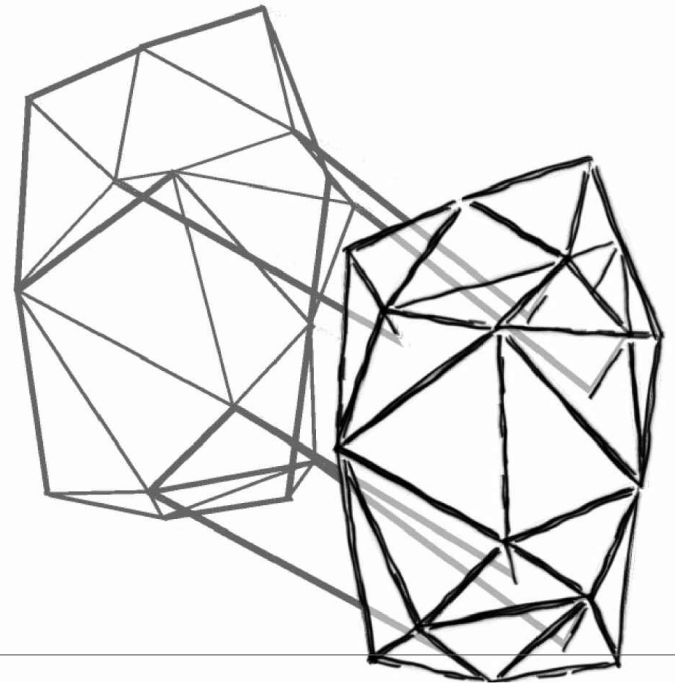




Comune di Cava de' Tirreni

Provincia di Salerno



Recupero complesso edilizio San Lorenzo denominato "ex a silo di Mendicita'"

Il Lotto

Dirigente del 4° Settore Lavori Pubblici
ing. Antonino Attanasio

Responsabile Unico del Procedimento
ing. Gabriele De Pascale

Supporto al RUP
ing. Angelo D'Amico

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Architettura
arch. Giosuè Gerardo Saturno

Strutture e impianti
Studio Paris Engineering

Geologia
dott.ssa geol. Rosanna Miglionico

Sicurezza
ing. Gianluigi Accarino

Restauro artistico
dott. Fabio Sinisclachi

Relazione sintetica strutturale: stato di fatto e nuova copertura

STR.01

Revisione n. data oggetto

1

2

3

SCALA

-

DATA
marzo 2022

SOMMARIO

Premessa	3
1 Inquadramento cartografico	3
2 RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3 Analisi storico-critica.....	6
4 CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICHE E QUALITATIVE.....	8
4.1 Campagna di indagini strutturali	9
4.2 Caratterizzazione del suolo di fondazione.....	10
5 Documentazione fotografica del fabbricato.....	12
6 INDIVIDUAZIONE DELL'UNITA' STRUTTURALE.....	12
7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	13
7.1 Vita nominale dell'opera.....	13
7.2 Classe d'uso nella situazione attuale.....	13
7.3 Periodo di riferimento nella situazione attuale.....	14
7.4 Classe d'uso nella situazione post intervento	15
7.5 Periodo di riferimento.....	15
8 Azioni sulla costruzione	16
8.1 Determinazione dell'azione della neve e del vento.....	17
8.1.1 Azione della neve.....	17
8.1.2 Azione del vento.....	18
8.2 Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche	18
8.3 Azione sismica.....	19
9 Modellazione della struttura.....	20
9.1 Modelli di calcolo	20
10 Risultati di calcolo NELLA SITUAZIONE ANTE OPERAM	22
10.1 Verifiche statiche.....	22
10.2 Verifiche sismiche.....	22
11 Sintesi degli interventi previsti.....	28



11.1	Intervento 1 – Realizzazione del solaio di copertura.....	29
12	Risultati di calcolo NELLA SITUAZIONE POST OPERAM.....	30
12.1	Verifiche statiche.....	31
12.2	Verifiche sismiche.....	31
13	Considerazioni finali.....	37

PREMESSA

La presente relazione è finalizzata alla determinazione dell'indice di vulnerabilità sismica ante e post interventi dell'edificio "Ex Asilo di mendicITÀ", sito nel Comune di Cava de' Tirreni (SA). Viene redatta dall'Ing. Livio Paris, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di L'Aquila al n. 2761, con studio in Avezzano, Via G. Amendola n. 48, per effetto dell'incarico conferito dal comune di Cava de' Tirreni.

1 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO

L'area oggetto di intervento è sita in via S. Lorenzo nel Comune di Cava de' Tirreni (SA), in posizione centrale rispetto all'abitato. Si trova ad una quota di circa 288 m s.l.m. ed esattamente alle coordinate 41,6426 N - 12,9144 E

Si riporta di seguito un'ortofoto della zona con evidenziata la perimetrazione della porzione del complesso scolastico oggetto di intervento.



Figura 1: Ortofoto del centro abitato di Cava de' Tirreni con ubicazione dell'area di intervento



Figura 2: Vista dall'alto dell'edificio in oggetto

Passando ad analizzare le caratteristiche del sito in ambito sismico, si evidenzia che il territorio del Comune di Cava de' Tirreni è classificato, ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e conseguenti e della Delibera GR n. 5447 del 07/11/2002, come **Zona sismica 3**, caratterizzata da pericolosità sismica bassa. Si riporta di seguito uno stralcio della suddetta delibera.

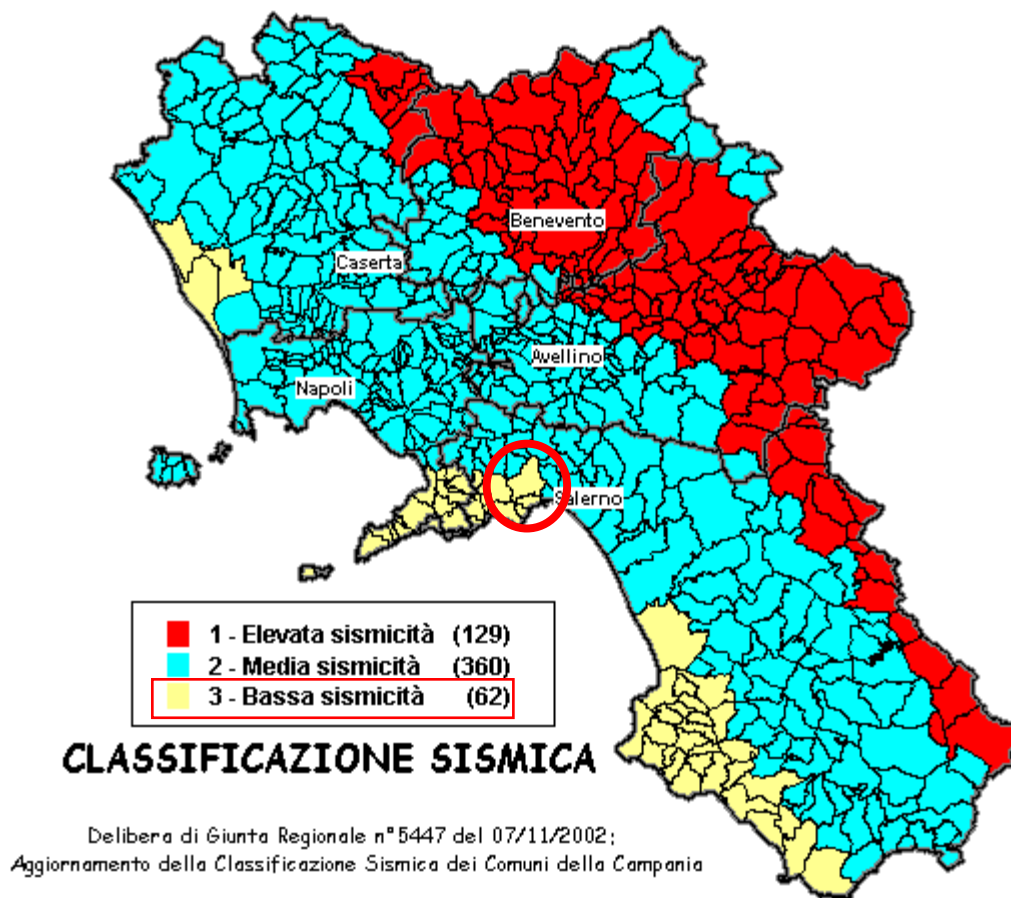


Figura 3: Stralcio della carta della Zonazione sismica della Regione Campania (Delibera GR n. 5447 del 07/11/2002)

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il calcolo delle opere si è svolta nel rispetto della seguente normativa vigente:

- D.M 17.01.2018 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;

Le norme NTC 2018 precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita nominale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto con il Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17.01.2018 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica.
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

3 ANALISI STORICO-CRITICA

Il lotto ove è ubicato l'immobile ricade nel distretto di Sant' Adiuatore, il più antico feudo del territorio cavese. Il distretto era fortificato dalle mura che delimitavano il pendio del monte su cui fu eretta una fortezza di avvistamento, per chi veniva dal mare da Salerno e dall'entroterra dell'agro-nocerino. L'immobile in oggetto è circoscritto da alte mura che furono realizzate per il contenimento del terreno e per la difesa della residenza.

1400

Il lotto agricolo ove ricadeva l'immobile apparteneva al Feudo di S. Adiuatore;

1500

Il fondo agricolo di proprietà della famiglia passata ai fratelli Imparato Nicola;

1632

La residenza è donata alla figlia di Nicola Imparato Anna sposata con Adenolfi;

1832

Il ritiro delle pentite. Nel distretto della parrocchia di S. Pietro pochi anni or sono, fu fondato uno stabilimento per disposizione del vescovo D. Silvestro Granito, che nel 1832 legava a tal uso tutto ciò che a lui apparteneva dipendente dalle rendite delle mense delle diocesi di Cava e Sarno, ed il ritratto di tutti i suoi oggetti mobiliari: il capitolo cui fu commessa l'esecuzione, vi ha con tutta esattezza adempito, ed ora quella casa raccoglie un significativo numero di donne che sono dell'opera pia. Il titolo che questo stabilimento porta di CASA DELLE PENTITE bene accenna alla sua utilità e per la pubblica morale, e pel vantaggio individuale delle recluse.



1868 - 2 maggio

PROGETTO E PRATICHE PER LA ISTITUZIONE DI UN ASILO DI MENDICITA'

Statuto dell'Associazione Comunale del Ricovero dei Mendici;

DECRETO DEL 28 MAGGIO 1869: PREFETTURA DELLA PROVINCIA DEL PRINCIPATO CITERIONE:

Stanziamiento di lire 1500/anno per il mantenimento dell'Asilo di mendicità - Verbale n. 1 (pag 178) 2 gennaio 1870 - ore 1.00 a.m. Svanì quindi l'intento del Mons. Granito che tanto aveva fatto e si era prodigato per la nascita di quel posto e nacque l'asilo di mendicità. L'asilo nel suo primo periodo di vita noverava già 44 alunne.

1878 - 13 febbraio

visto che: precedentemente si assegnava per locale dell'asilo di mendicità il convento dei paolotti, successivamente avendo considerato di non essere conveniente collocare il ricovero dei poveri nel centro della città, si determinò di chiedere alla congrega di carità per ricovero il ritiro delle pentite in contrada S. Lorenzo, di spettanza dell'orfanatrofio femminile, come più adatto per capacità ed igiene per ospizio di mendicità (vedi date a pag. 49) la deputazione provinciale con decreto del 24 maggio 1876 approva la deliberazione di trasferimento del locale per l'ospizio di mendicità dal soppresso monastero dei paolotti in quello del ritiro.

1878 - 22 febbraio

VERBALE DI CONSEGNA E PRESA DI POSSESSO DEI LOCALI DELLE PENTITE:

dall'amministrazione dell'asilo di mendicità, e dell'ex convento dei paolotti dal municipio di cava

1896

ing. Tagliaferri effettuò lavori di consolidamento e funzionale a seguito dei danni causati dalla guerra

1955

lavori di ampliamento

1970

Lavori di ampliamento (sopraelevazione) per la realizzazione di un edificio scolastico

1981

Lavori di adeguamento per la realizzazione di unità residenziali.

2018

Con Determina n. 2631 del 30/11/2018, veniva approvato il progetto definitivo-esecutivo dell'intervento "Ristrutturazione del fabbricato denominato ex asilo di mendicità alla frazione San Lorenzo.

Era prevista la demolizione del tetto di copertura e del sottostante piano al fine di eliminare le superfetazioni che nel corso degli anni si sono succedute. Tutto questo nel rispetto delle prescrizioni previste da specifici provvedimenti da parte degli Enti preposti alla tutela del vincolo. La progettazione conservava l'ultima destinazione dei locali, ovvero di attività paragonabili alla residenza.

Come richiamato, per i lavori in oggetto, in conseguenza dell'istanza con protocollo 639521 del 23/10/2019 è stata rilasciata autorizzazione simica GC.SA.2019.003782.DEP.PRD del 28/10/2019. Tale progetto prevedeva:

- La realizzazione di opere di demolizione del tetto di copertura e del sottostante piano abitabile;
- La realizzazione/sostituzione di solaio del tipo latero cemento;
- Consolidamento di pareti e elementi orizzontali (solai/volte).

Nel corso dei lavori, ed anche in seguito ai sopralluoghi in cantiere da parte dei responsabili della Soprintendenza Beni Culturali Ambientali e Architettonici, è stato necessario variare le previsioni progettuali iniziali. In particolare le variazioni hanno riguardato:

1. La realizzazione di solai del tipo ferro e tavelloni, previsti nella precedente progettazioni anche sopra le volte con il fine di scaricare le stesse;
2. La realizzazione di ulteriore piattabanda con metodica analoga a quella già prevista nel progetto originario;
3. La sostituzione di interventi di consolidamento con fibre di carbonio con altri di tipo tradizionale;
4. La chiusura ed apertura di vani porta;
5. La realizzazione di un solaio in legno all'ammezzato del piano seminterrato.

4 CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICHE E QUALITATIVE

L'edificio oggetto di intervento è situato nel Comune di Cava de' Tirreni in via S. Lorenzo. Il fabbricato risulta isolato dal resto degli edifici circostanti e non presenta particolari condizioni al contorno o criticità per cui debba essere effettuata un'analisi più approfondita (es. calcolo giunto sismico, ecc.).

L'edificio oggetto del presente studio è costituito da una struttura in muratura portante prevalentemente pietra calcarea e localmente tufo, con diversi spessori, e con diversi livelli di solaio. Essa è posta su un terreno sismicamente classificabile di tipo B e su un versante avente una inclinazione tale da porlo nella categoria T2.

Come si è potuto verificare da rilievi effettuati e dalla documentazione fornita dalla committenza, la struttura è stata oggetto di precedenti interventi di studio e progettazione sismica di cui se ne è tenuto in conto nella fase di progettazione della copertura oggetto di questo studio.

La struttura consta di quattro diversi livelli e risulta possedere tipologie di solai differenti poiché la sua evoluzione costruttiva è avvenuta in diverse epoche. In particolare ai piani bassi abbiamo solai a volte, dove successivi interventi hanno portato a realizzare solai di tipo ferro e tavelloni proprio per scaricare i carichi sulle volte. Le altre tipologie di solaio sono di tipo metallico con tavelloni e anche in latero cemento.

Diverse aperture su muratura portante, risultano essere consolidate tramite piattabanda di tipo metallico e alcune aperture sono state chiuse per garantire la continuità strutturale della muratura.

4.1 Campagna di indagini strutturali

Per l'edificio esistente è stata effettuata una campagna d'indagine volta a conoscere le tipologie costruttive con particolare riferimento alle strutture portanti di elevazione ed orizzontali.

Sono stati infatti eseguiti una serie di sopralluoghi finalizzati al rilievo geometrico dell'edificio costituente l'area di intervento ed alla verifica dello stato di conservazione delle strutture, compresa la valutazione dell'eventuale stato fessurativo esistente.

La campagna di indagini è stata rivolta verso il rilievo geometrico, strutturale, di diagnostica strutturale attraverso indagini effettuate dalla "La.Sp.ed. tirreno s.r.l." direttamente in sito.

Tale campagna di indagini comunque, a giudizio del sottoscritto, non contiene informazioni sufficienti a consentire il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2. Si è optato quindi per un LC1, con fattore di confidenza pari a 1.35.

Nel caso in esame, la campagna diagnostica prevista si è articolata attraverso l'esecuzione delle seguenti prove:

- Prove con martinetto piatto singolo e doppio

Data Esecuzione Prove 18/06/2018

1. Prova M1 - martinetto piatto singolo - Piano Primo
2. Prova M1D - martinetto piatto Doppio - Piano Primo
3. Prova M2 - martinetto piatto singolo - Piano Primo
4. Prova M2D - martinetto piatto Doppio - Piano Primo
5. Prova M3 - martinetto piatto singolo - Scale
6. Prova M3D - martinetto piatto Doppio - Scale
7. Prova M4 - martinetto piatto singolo - Piano secondo
8. Prova M4D - martinetto piatto Doppio - Piano secondo
9. Prova M5D - martinetto piatto Doppio - Piano secondo
10. Prova M6D - martinetto piatto Doppio - Piano quota parcheggio

- Indagini endoscopiche
 - ED1 Setto Piano Primo;
 - ED2 Setto Piano Primo;
 - ED3 Setto Piano Primo;
 - ED4 Setto Piano Primo;
 - ED5 Setto Piano Primo;
 - ED6 Setto Piano secondo
 - ED7 Setto Piano secondo;
 - ED8 Setto Piano Quota parcheggio;
- N. 24 Indagini termografiche.

4.2 Caratterizzazione del suolo di fondazione

Il settore in cui è insediato l'edificio ex Asilo di Mendicità ricade nell'ambito dell'unità di paesaggio della fascia pedemontana di raccordo tra il versante meridionale del rilievo collinare di M.te Castello ed il fondovalle metelliano che rappresenta l'area subpianeggiante sui cui si sviluppa il centro abitato di Cava de' Tirreni.

In corrispondenza della porzione centro-meridionale del comprensorio si individua una sorta di sella che costituisce lo spartiacque principale tra il bacino del Torrente Bonea a sud e quello del Torrente Cavaiola a Nord. Il settore su cui ricade l'immobile oggetto d'intervento, afferisce al Bacino del Torrente Bonea e risulta caratterizzato da una quota media di 245 m. s.l.m..

Dal punto di vista morfologico, l'unità di paesaggio della fascia pedemontana occupa la fascia altimetrica compresa tra le quote 200-300m s.l.m. (cfr. Tav. III DTM); essa rappresenta una forma di raccordo con il fondovalle metelliano, i cui caratteri topografici risultano essenzialmente rappresentati da angoli di inclinazione variabili tra 16° e 20° verso il quadrante Sud (cfr. Tav. III Slope).

In dettaglio l'areale che ricomprende l'area di sedime dell'Edificio afferisce al limite superiore della fascia pedemontana, prossima alla base del versante di M.te Castello e posta a cavallo delle quote altimetriche 245 e 250m s.l.m. Il settore territoriale risulta completamente urbanizzato ed occupato da infrastrutture a rete, edifici, ed opere antropiche; solo localmente emerge qualche terrazzamento antropico adibito a verde.

Per la ricostruzione della stratigrafia dell'immediato sottosuolo sono stati messi in correlazione i dati relativi alle indagini estratte dalla banca-dati dei Sondaggi geognostici in possesso dell'Amministrazione Comunale, con quelli desunti dalle indagini in sito eseguite a corredo dell'intervento. I dati stratimetrici estratti dalla banca-dati sono relativi ai **sondaggi n°162 e 163 e S3 e ad una prova penetrometrica dinamica** (cfr. Tav. IV); In linea generale il modello costitutivo del sottosuolo, può essere associato a depositi vulcanoclastici rimaneggiati, in giacitura secondaria, costituiti da piroclastiti a granulometria variabile da sabbioso-limosa a limo- argillosa con lenti e livelli cineritici e pomicei di spessore variabile, frammisti e interdigitati a depositi detritici di versante costituiti da ghiaie eterometriche e sabbie di natura carbonatica. I depositi di origine vulcanica sono riferibili quasi esclusivamente all'attività dell'apparato del Somma - Vesuvio (Lirer e Pescatore 1968), essi hanno intensamente subito gli effetti della dinamica esogena, mediante rimaneggiamenti e dilavamenti che ne hanno variato la composizione granulometrica e le proprietà fisiche, i caratteri di resistenza, le condizioni giaciture e la posizione topografica. La base dei terreni di copertura è costituita dal substrato calcareo-dolomitico, che affiora sia nell'ambito dell'area di insediamento dell'Edificio, costituendo locali emergenze litoidi o scarpate in roccia che più a monte, rispetto all'area in esame, lungo il retrostante versante della dorsalina di M.te Castello.

I litotipi che sostituiscono il sottosuolo dell'area in esame, da un punto di vista idrogeologico possono essere raggruppati nei seguenti complessi:

-complesso piroclastico-detritico:

risulta costituito da cineriti brune a granulometria sabbiosa e limo-sabbiosa, in cui si intercalano livelli e lenti di pomici e lapilli e livelli detritici. Si tratta di un complesso caratterizzato da un **grado di permeabilità per porosità, medio - basso** ($10^{-6} < K > 10^{-8}$ cm/sec.).

- **complesso carbonatico** della serie mesozoica di piattaforma, affiora lungo i versanti del rilievo di M.te Castello e rappresenta il substrato profondo dell'area in esame. Esso è costituito da litotipi dolomitici e calcareo-dolomitici e rappresenta l'acquifero principale, essendo tali litotipi permeabili per fessurazione e carsismo e dotati di un **grado di permeabilità relativa medio**.

In dettaglio, nell'area in studio la circolazione idrica sotterranea può riferirsi ad uno schema in cui si individua: una **falda di base profonda** (oltre i 100mt di profondità) contenuta nell'acquifero carbonatico che costituisce il substrato dell'area in esame, ed una **circolazione superficiale** nell'ambito dei depositi di copertura che localmente ed in corrispondenza degli intervalli litologici detritici si traduce in accumuli di acqua di modesta entità. Tali considerazioni sono state desunte dai dati riportati nella carta idrogeologica del territorio comunale (redatta dalla scrivente nell'anno 1997 per conto dell'Amm.ne Comunale).

Le indagini puntuali realizzate sull'area di sedime dell'edificio, hanno evidenziato la presenza di una circolazione subsuperficiale all'interno delle coltri di copertura quaternarie, ed una circolazione in rete condizionata dal reticolo di faglie e fratture all'interno dell'ammasso roccioso. Tali condizioni sono testimoniate, nel primo caso, dagli elevati valori del grado di saturazione e dalle condizioni visive e tattili delle coltri detritico-piroclastiche nell'ambito degli scavi realizzati, nel secondo caso da evidenti fenomeni di percolazione sugli ammassi litoidi carbonatici.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sono state determinate, oltre alla stratigrafia riportata nella relazione geologica allegata:

- la categoria topografica risulta **T2**: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;
- il terreno in oggetto ricade nella **categoria di sottosuolo di tipo B**.

Per tutti i dettagli si faccia riferimento alla relazione geologica stessa allegata al progetto.

5 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL FABBRICATO



Foto n° 1: Vista da via Oreste di Benedetto



Foto n° 2: Vista da traversa S. Lorenzo

6 INDIVIDUAZIONE DELL'UNITA' STRUTTURALE

Come detto in precedenza, il fabbricato in oggetto è costituito da un unico corpo di fabbrica, in quanto non esistono giunti, per cui l'unità strutturale considerata nei modelli di calcolo, riguarda l'intero fabbricato.

7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è imposta dall'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 che a seguito del terremoto avvenuto in Puglia e Molise nel 2002, riclassificava l'intero territorio nazionale in quattro zone a diversa pericolosità, introducendo l'obbligo per gli enti proprietari di procedere alla verifica sismica degli edifici strategici e di quelli rilevanti per finalità di Protezione Civile.

La valutazione della sicurezza delle strutture deve essere eseguita nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLV – condizione di salvaguardia della vita;

7.1 Vita nominale dell'opera

Con riferimento alla tabella 2.4.I. delle "NTC 2018" è stato identificato il livello di "vita nominale" dell'opera strutturale in $V_N \geq 50$ anni in quanto l'edificio rientra fra quelli presenti al punto 2 ("Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale").

Tabella 2.4.I

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – opere provvisionali – strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

7.2 Classe d'uso nella situazione attuale

Il D.M. 17/01/2018 prevede la suddivisione in 4 classi d'uso per gli edifici:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- **Classe II:** Costruzioni con normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle classi III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti;
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;

- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.

La struttura in oggetto, allo stato attuale rientra nella classe d'uso II, in quanto la sua ultima destinazione d'uso è paragonabile alla residenza.

7.3 Periodo di riferimento nella situazione attuale

Il "periodo di riferimento per l'azione sismica" (definito al paragrafo 2.4.3 delle "NTC 2018"), assunto un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$ (tabella 2.4.II), è stato determinato mediante la relazione

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella C.2.4.I

Vita nominale V_N	Valori di V_R			
	Classe d'uso			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

In riferimento agli stati limite interessati i tempi di ritorno considerati per la struttura in esame sono, in base alla tab. C.3.2.I sono pari a:

- Per lo stato limite di danno (SLD) = 50 anni
- Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) = 475 anni
- E per lo stato limite di collasso (SLC) = 975 anni

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^{\dagger}) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^{\dagger})$

7.4 Classe d'uso nella situazione post intervento

L'amministrazione intende variare la classe d'uso dell'edificio e portarla a III.

Il D.M. 17/01/2018 prevede la suddivisione in 4 classi d'uso per gli edifici:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- **Classe II:** Costruzioni con normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle classi III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti;
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.

La struttura in oggetto, allo stato post intervento, rientrerà nella classe d'uso III, in quanto avrà funzioni pubbliche.

7.5 Periodo di riferimento

Il "periodo di riferimento per l'azione sismica" (definito al paragrafo 2.4.3 delle "NTC 2018"), assunto un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$ (tabella 2.4.II), è stato determinato mediante la relazione

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella C.2.4.I

Vita nominale V_n	Valori di V_r			
	Classe d'uso			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

In riferimento agli stati limite interessati i tempi di ritorno considerati per la struttura in esame sono, in base alla tab. C.3.2.I sono pari a:

- Per lo stato limite di danno (SLD) = 75 anni
- Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) = 712 anni

- E per lo stato limite di collasso (SLC) = 1462 anni

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^*) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^*)$

8 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

I carichi agenti sulla struttura sono stati determinati sviluppando un'analisi degli stessi; in particolare sono stati considerati i seguenti carichi:

Tabella 1: Archivio tipologie di carico nella situazione ante operam

Nome	Condizione Descrizione	Valore	Valori	
			C_p	vento
Solai interpiano	Pesi strutturali	0,0025		Verticale
	Permanenti portati	0,035		Verticale
	Neve	0		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0,02		Verticale
Copertura Piana	Vento	0		Verticale
	Pesi strutturali	0,001		Verticale
	Permanenti portati	0,009		Verticale
	Neve	0,0048		Verticale
	Variabile H	0,005		Verticale
Carico volte	Variabile C	0		Verticale
	Vento	0		Verticale
	Pesi strutturali	0,034		Verticale
	Permanenti portati	0,035		Verticale
	Neve	0		Verticale
Carico solaio cortile	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0,02		Verticale
	Vento	0		Verticale
	Pesi strutturali	0,0025		Verticale
	Permanenti portati	0,035		Verticale
Carico soppalco	Neve	0,0048		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0,02		Verticale
	Vento	0		Verticale
	Pesi strutturali	0,0015		Verticale
	Permanenti portati	0,03		Verticale
	Neve	0		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0,02		Verticale
	Vento	0		Verticale

Tabella 2: Archivio tipologie di carico nella situazione post operam

Nome	Condizione Descrizione	Valore	Valori	
			Cp vento	Tipo
Solai interpiano	Pesi strutturali	0.0025		Verticale
	Permanenti portati	0.035		Verticale
	Neve	0		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0.03		Verticale
Copertura Inclinata	Pesi strutturali	0.0005		Verticale
	Permanenti portati	0.0065		Verticale
	Neve	0.0048		Verticale
	Variabile H	0.005		Verticale
	Variabile C	0		Verticale
Copertura Piana	Pesi strutturali	0.0038		Verticale
	Permanenti portati	0.001		Verticale
	Neve	0.009		Verticale
	Variabile H	0.0048		Verticale
	Variabile C	0.005		Verticale
Sottotetto	Pesi strutturali	0		Verticale
	Permanenti portati	0.0025		Verticale
	Neve	0.02		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0.02		Verticale
Carico volte	Pesi strutturali	0		Verticale
	Permanenti portati	0.034		Verticale
	Neve	0.035		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0.03		Verticale
Carico solaio cortile	Pesi strutturali	0		Verticale
	Permanenti portati	0.0025		Verticale
	Neve	0.035		Verticale
	Variabile H	0.0048		Verticale
	Variabile C	0		Verticale
Carico soppalco	Pesi strutturali	0.03		Verticale
	Permanenti portati	0.0015		Verticale
	Neve	0.03		Verticale
	Variabile H	0		Verticale
	Variabile C	0.03		Verticale
	Vento	0		Verticale

8.1 Determinazione dell'azione della neve e del vento

Coordinate GPS:

Latitudine : 41,6426 N

Longitudine: 12,9144 E

Altitudine s.l.m.: 180,0 m

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

8.1.1 Azione della neve

Zona Neve = III

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 60$ daN/mq



8.1.2 Azione del vento

Zona vento = 3

Altitudine del sito, $A_s = 180$ m

Velocità di riferimento, $V_b = 27,00$ m/s ($V_b = V_{b,0}$ per $A_s \leq A_0$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27,00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Esposizione: Cat. III - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0,20$; $Z_0 = 0,10$ m; $Z_{min} = 5$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 46$ daN/mq

8.2 Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto riferimento alla tabella 3.1.II del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Tabella 3: Estratto della Tab. 3.1.II delle NTC 2018 – Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
	Ambienti ad uso residenziale			
A	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 atrii 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 ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

— Sovraccarichi accidentali nella situazione ante operam

— Sovraccarichi accidentali nella situazione post operam

In presenza di carichi verticali concentrati Q_k , questi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento. Nella situazione post operam, per il solaio di sottotetto, è stato mantenuto un sovraccarico accidentale pari a 200 kg/mq.

8.3 Azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle N.T.C. 2018, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

9 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E. Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita nominale. Le stesse norme prescrivono inoltre, che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i.

Nella fase di modellazione delle strutture ed in quelle successive di calcolo si è posta particolare attenzione:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare, di concerto con il committente e coerentemente alle Norme Tecniche, si sono definiti i limiti riportati nell'allegato "relazione di calcolo".

9.1 Modelli di calcolo

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di comportamento, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/2018 e alla circolare del Ministero

delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio. La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

Per quanto riguarda i solai, sia il primo che il secondo sono stati considerati infinitamente rigidi nel piano, in quanto presentano entrambi una soletta armata nella parte superiore dello spessore superiore a 4 cm, mentre il solaio di copertura è stato considerato come deformabile.

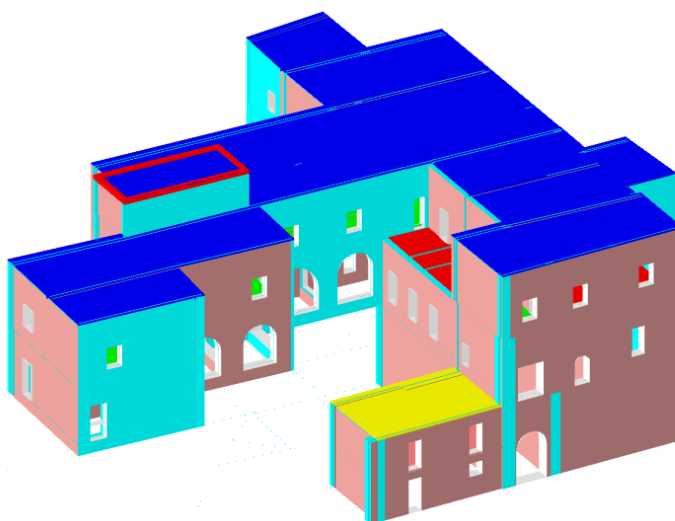


Figura 4: Immagine tridimensionale del modello strutturale – ANTE OPERAM

Il calcolo è stato effettuato con un'analisi dinamica lineare con fattore di comportamento, nella quale quest'ultimo è stato considerato come di seguito riportato, in accordo con la tipologia di struttura esistente:

Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1.89
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1.89

Dall'analisi è emerso che la struttura, raggiunge un livello sicurezza ben al di sotto del 100% ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17.01.2018.

Di seguito sono riportati, in sintesi, i risultati dei calcoli relativi alla valutazione della sicurezza strutturale.

10 RISULTATI DI CALCOLO NELLA SITUAZIONE ANTE OPERAM

10.1 Verifiche statiche

Come si evince dal fascicolo dei calcoli allegato, tutti i maschi murari risultano verificati in condizioni statiche.

10.2 Verifiche sismiche

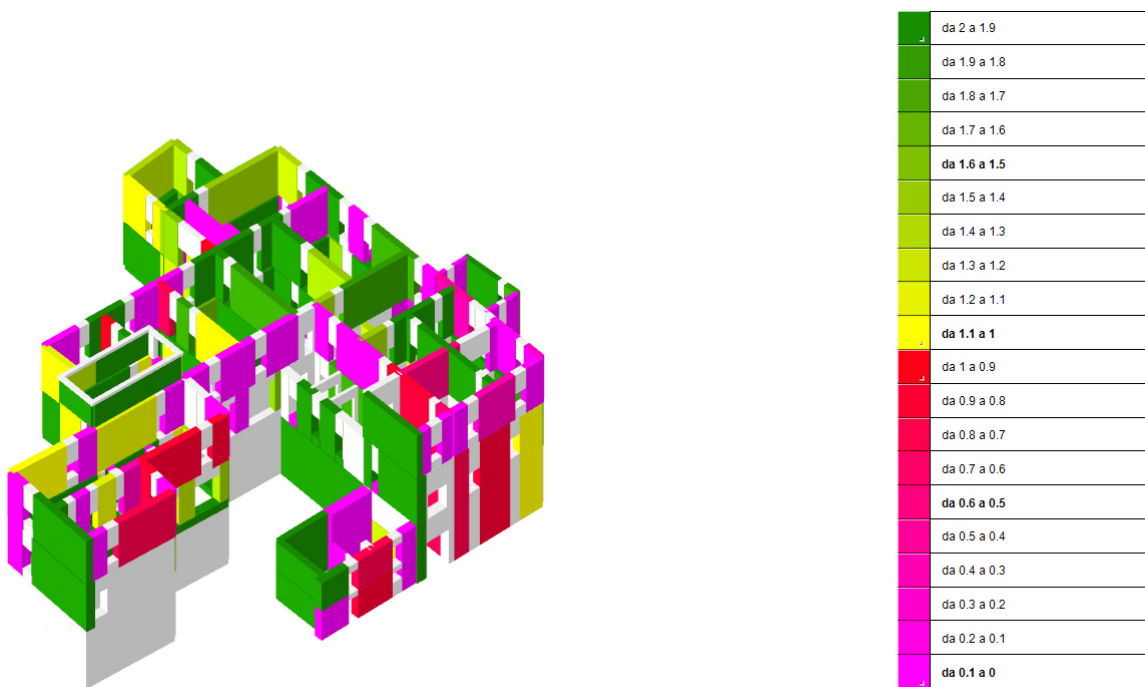


Figura 5: Rappresentazione grafica delle verifiche a sisma ortogonale – ante operam

Come si evince dall'immagine qui sopra, risultano non verificati alcuni maschi murari la cui sicurezza è inferiore al valore 1 di riferimento alla norma. Tale condizione si verifica in quanto la struttura non è dotata di cordoli perimetrali efficaci e questo ne determina condizioni di ridotta sicurezza al sisma ortogonale.

Si riporta di seguito un estratto del fascicolo dei calcoli ante operam

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 taglio

Moltiplicatore: 0.249

Maschio 128

Lunghezza: 310.4; altezza: 446; spessore: 60; sezione a quota: 1088

Combinazione SLV 14 N= -13414 V par.= -6545 I' = 310.39 fvd= 0.35 Vt scorrimento= 6563 Vt fess. diag.= 0

Tempo di ritorno 32 anni



Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.331$

PGA 0.058

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.366$

Fattore di accelerazione $fa = 0.3665$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.457

Maschio 94

Lunghezza: 206.6; altezza: 446; spessore: 60 sezione a quota 1323

Combinazione SLV 1 N = -2725 M = -275963 $\alpha_0 = 0.22$ fd = 13.33 Mu = 276056

Tempo di ritorno 89 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.503$

PGA 0.089

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.563$

Fattore di accelerazione $fa = 0.5634$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.265

Maschio 271

Lunghezza: 57.7; altezza: 1076; spessore: 100; sezione a quota: 534

Combinazione SLV 3 fd= 10.83 Ta= 0.23 Wa= 0.16 N= -547 M= 26777 Mc= 27049

Tempo di ritorno 36 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.347$

PGA 0.061

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.387$

Fattore di accelerazione $fa = 0.387$

Rottura per meccanismi locali di collasso

Moltiplicatore: 0.009

Maschio 88

Lunghezza: 97.6; altezza: 446; spessore: 60 f.agg.= 300 a.lim.= 39.1779

Combinazione SLV 3 N top= 0 N base= -6142 T orto= 6 $\alpha_0= 10.809$ M*= 5.593 e*= 1 a0*= 7854.73

Tempo di ritorno 0 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$

PGA 0

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$

Fattore di accelerazione $fa = 0$

Andando ad analizzare il comportamento strutturale dell'edificio, si ritrova un **indicatore di rischio minimo pari a 0%** dovuto ai meccanismi locali di collasso. Ciò è dovuto alla scelta di non considerare nel modello di calcolo la presenza del cordolo sommitale in quanto dello stesso non si ha la certezza che possa essere in grado di svolgere in maniera corretta tale compito. Infatti, non esistendo un progetto che lo contempi e quindi non avendo informazioni circa le modalità di realizzazione (ancoraggio sulla muratura, qualità dei materiali e quantità di armatura), non è possibile stabilirne l'effettiva efficacia.

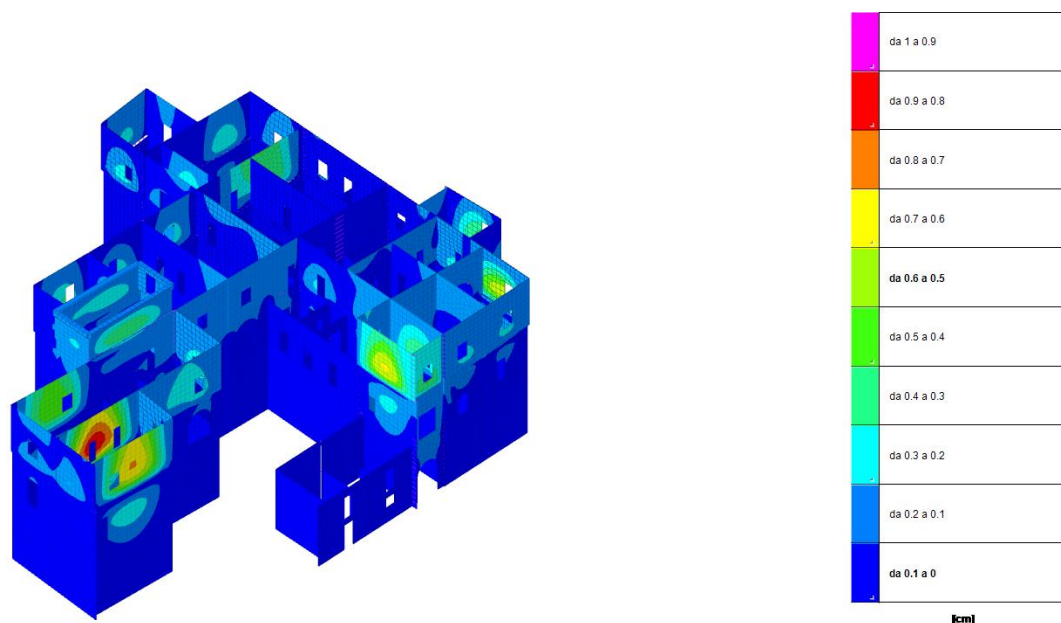


Figura 6: Deformata della struttura in condizioni statiche

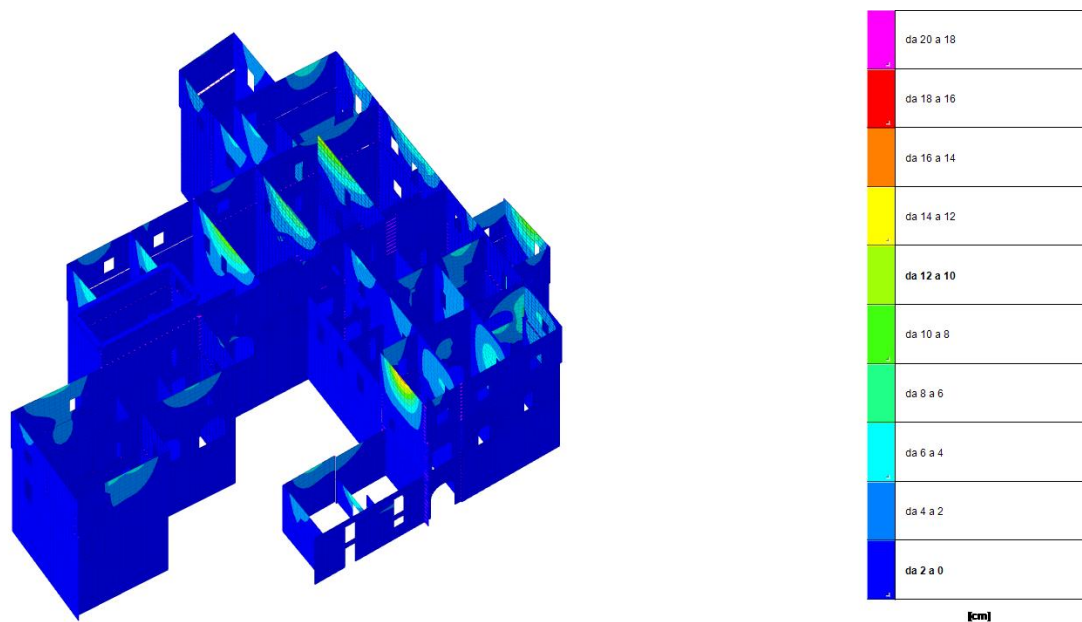


Figura 7: Deformata della struttura in condizioni sismiche

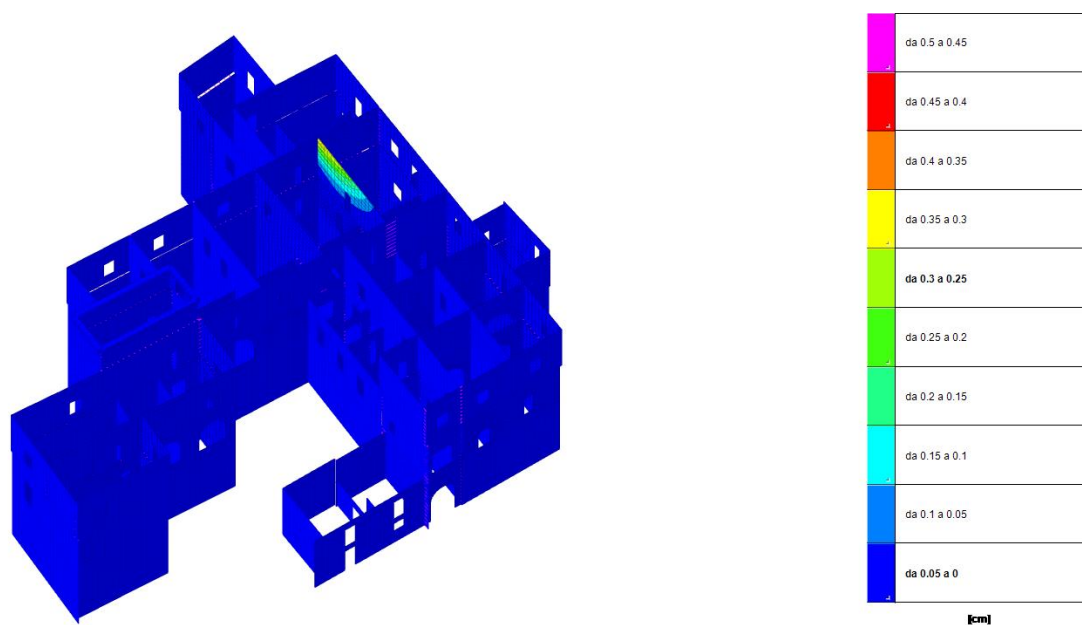


Figura 8: Modo di vibrare n. 1

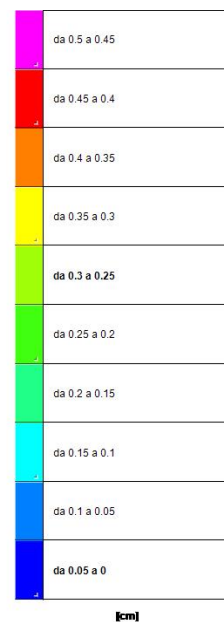
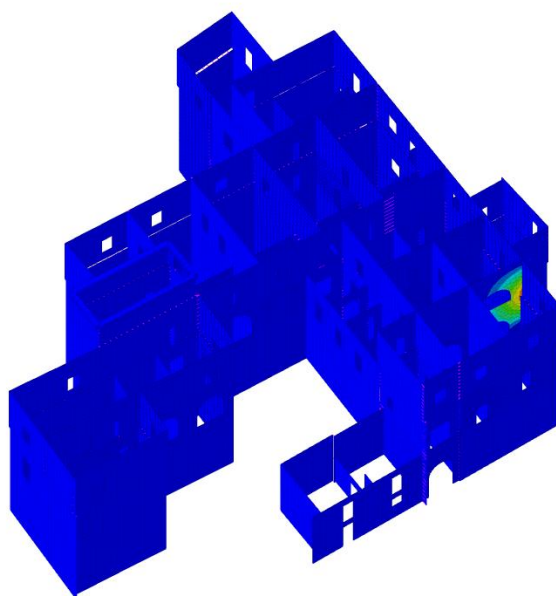


Figura 9: Modo di vibrare n. 2

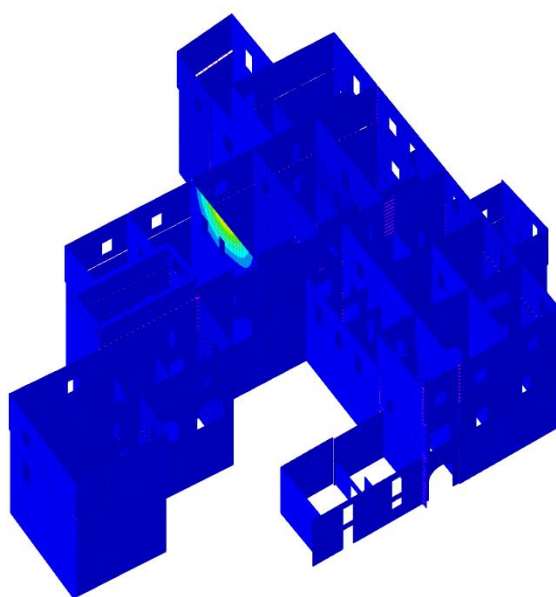


Figura 10: Modo di vibrare n. 3

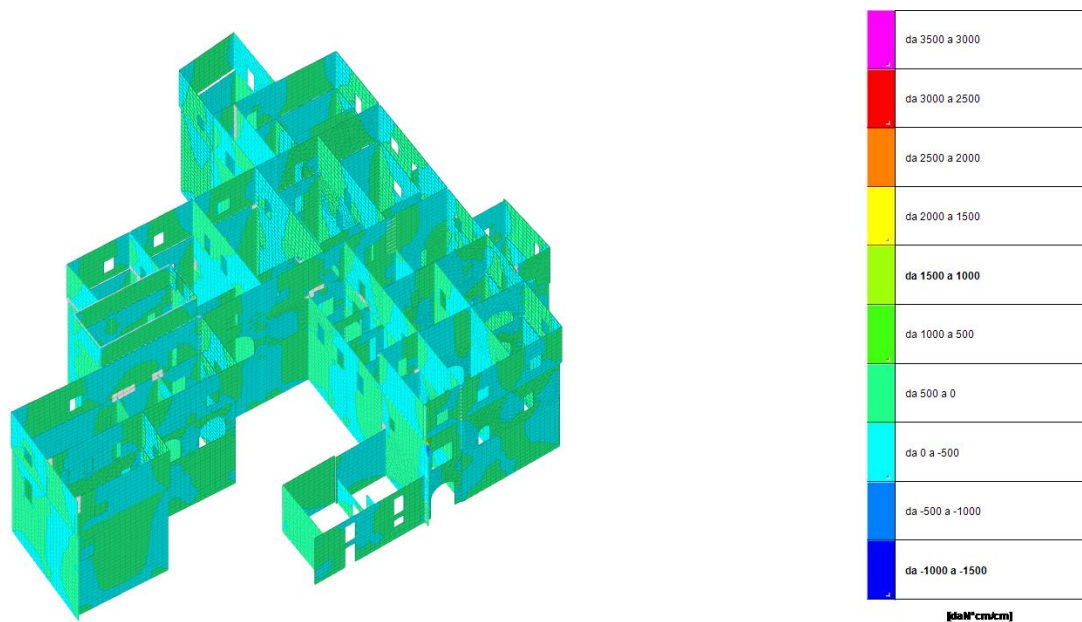


Figura 11: Stato tensionale dovuto alle sollecitazioni flettenti nella condizione involucro

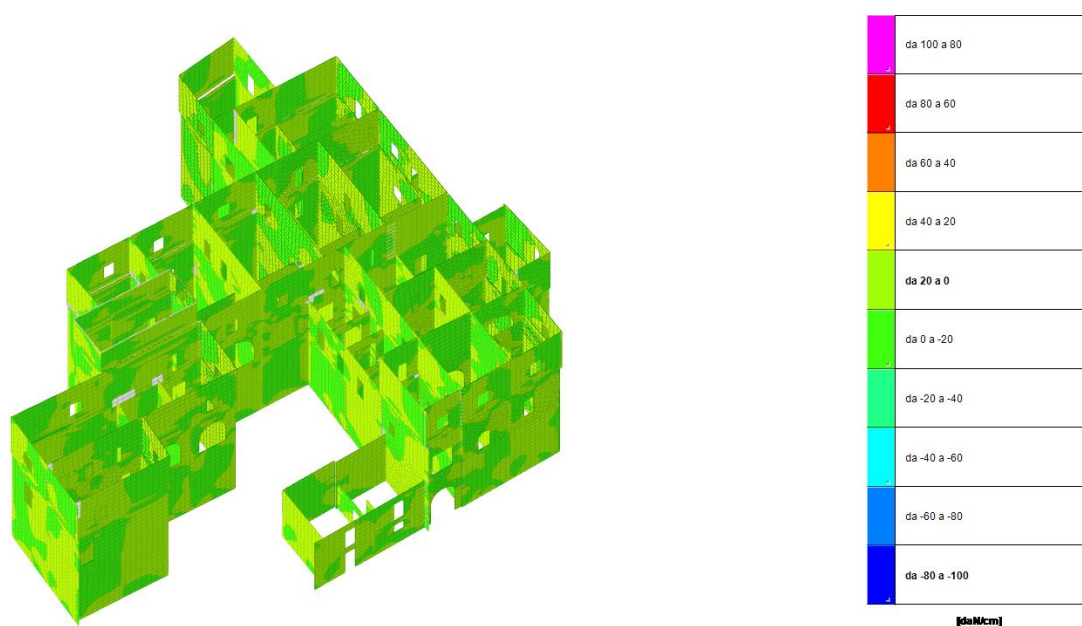


Figura 12: Stato tensionale dovuto alle sollecitazioni taglianti nella condizione involucro

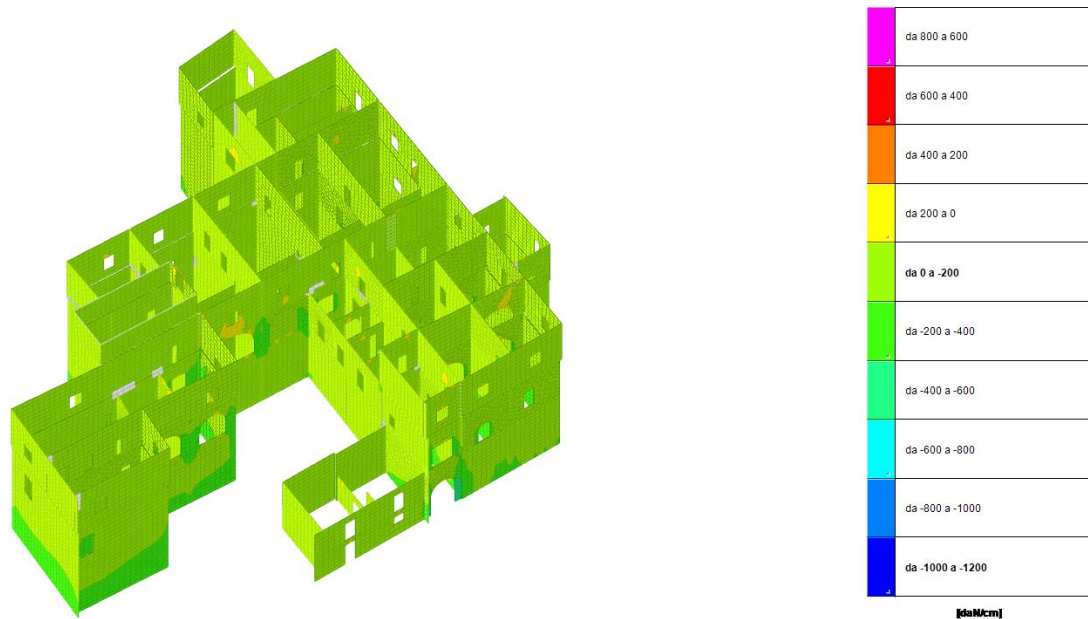


Figura 13: Stato tensionale dovuto allo sforzo normale N nella condizione inviluppo

Le verifiche geotecniche, sono state omesse in quanto sono soddisfatte tutte le condizioni espote nel par. 8.3 delle N.T.C. 2018 vigenti.

11 SINTESI DEGLI INTERVENTI PREVISTI

È intenzione dell'amministrazione realizzare un solaio di copertura con struttura portante in acciaio. A riguardo si faccia riferimento al progetto dedicato, redatto dal sottoscritto, nel quale sono state dimensionati tutti gli elementi in acciaio e le murature da realizzare per la creazione delle falde.

Inoltre, dovendo effettuare il passaggio dalla classe d'uso II alla classe d'uso III, si rende necessario aggiornare tutti i sovraccarichi accidentali agenti sulle strutture e previsti dalle norme vigenti (vedi tab. 3 precedentemente riportata).

Si riporta di seguito un'immagine 3D del modello strutturale.

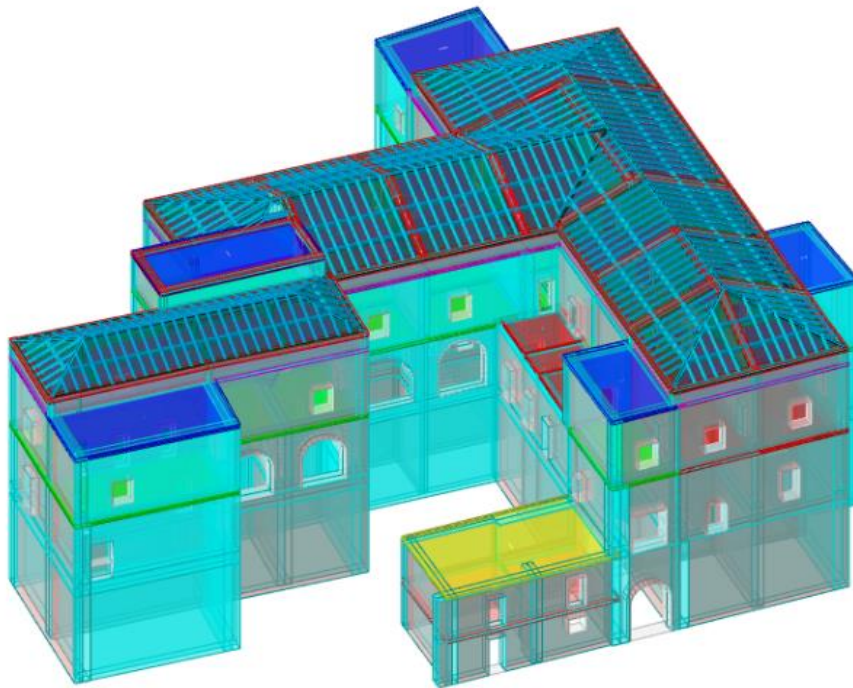


Figura 14: Immagine 3D del modello strutturale post operam

11.1 Intervento 1 – Realizzazione del solaio di copertura

Come detto in precedenza, si prevede la realizzazione di una nuova copertura del fabbricato, con una conformazione a padiglione. Le strutture portanti della copertura saranno costituite da travi ed arcarecci in acciaio le quali poggeranno sulle murature esistenti nelle zone perimetrali e su nuove murature nelle zone interne.

Per maggiori dettagli si faccia riferimento agli elaborati grafici allegati.

Le stesse nuove murature saranno realizzate in blocchi di tufo e comunque rinforzate con intonaco armato con rete in acciaio elettrosaldato su entrambe le facce. Tale rinforzo sarà applicato anche sui cordoli perimetrali al fine di renderli solidali con la muratura sottostante e poterli considerare come efficaci ai fini della ripartizione delle azioni e del contrasto ai meccanismi locali di collasso.

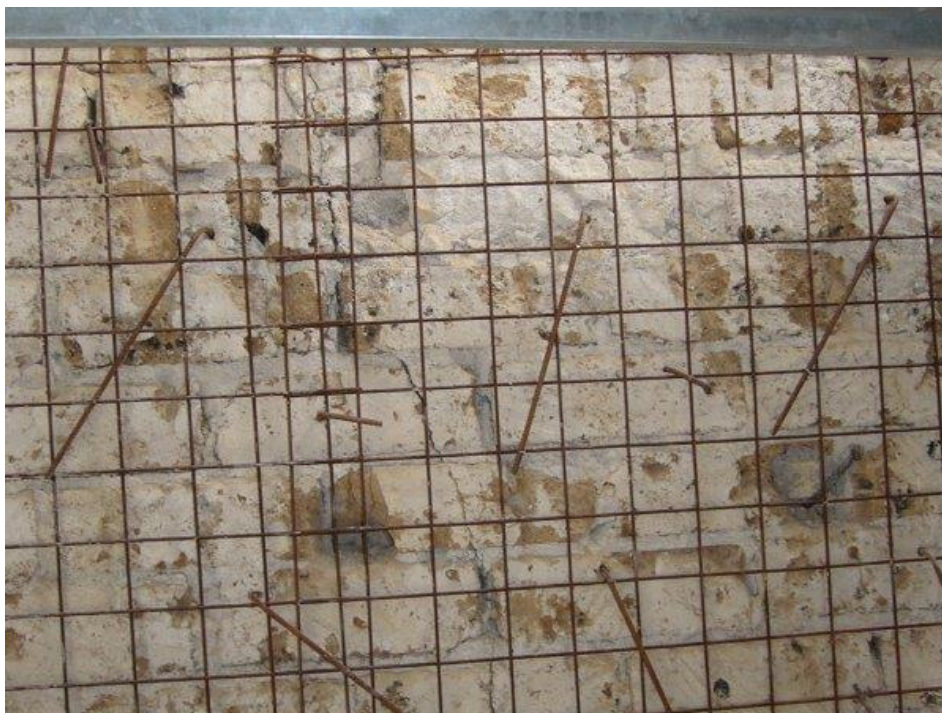


Figura 15: Immagine di rinforzo di muratura in tufo con rete elettrosaldata

12 RISULTATI DI CALCOLO NELLA SITUAZIONE POST OPERAM

A seguito degli interventi sopra elencati, effettuati come da elaborati grafici allegati, si ottengono i seguenti risultati:

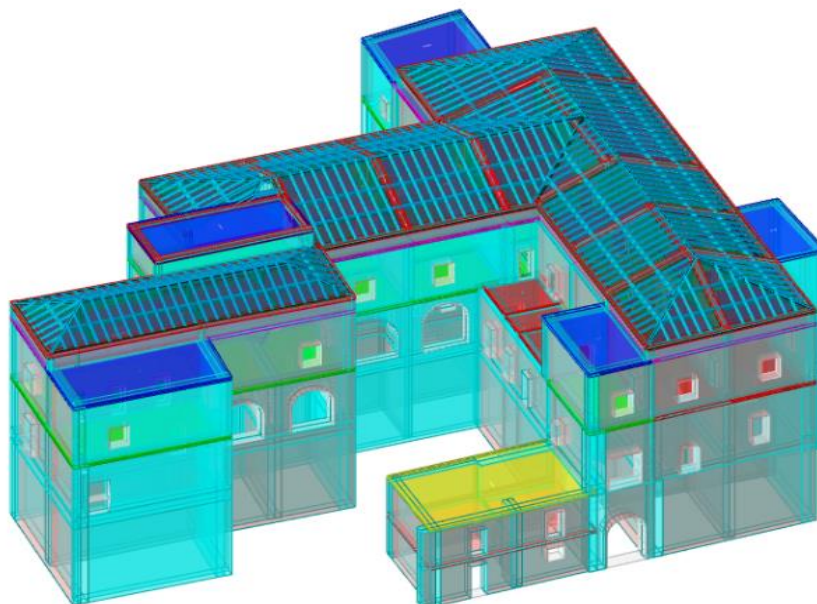


Figura 16: Immagine tridimensionale del modello strutturale - POST OPERAM

12.1 Verifiche statiche

Come si evince dal fascicolo dei calcoli allegato, tutti i maschi murari risultano verificati in condizioni statiche.

12.2 Verifiche sismiche

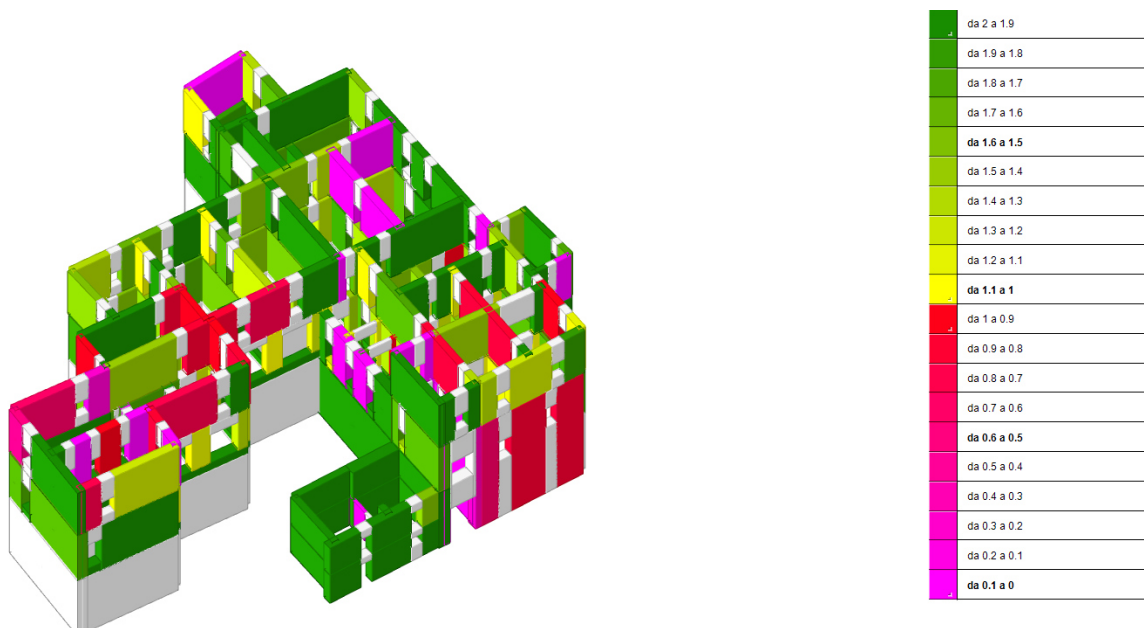


Figura 17: Rappresentazione grafica delle verifiche a sisma ortogonale dei maschi murari – post operam

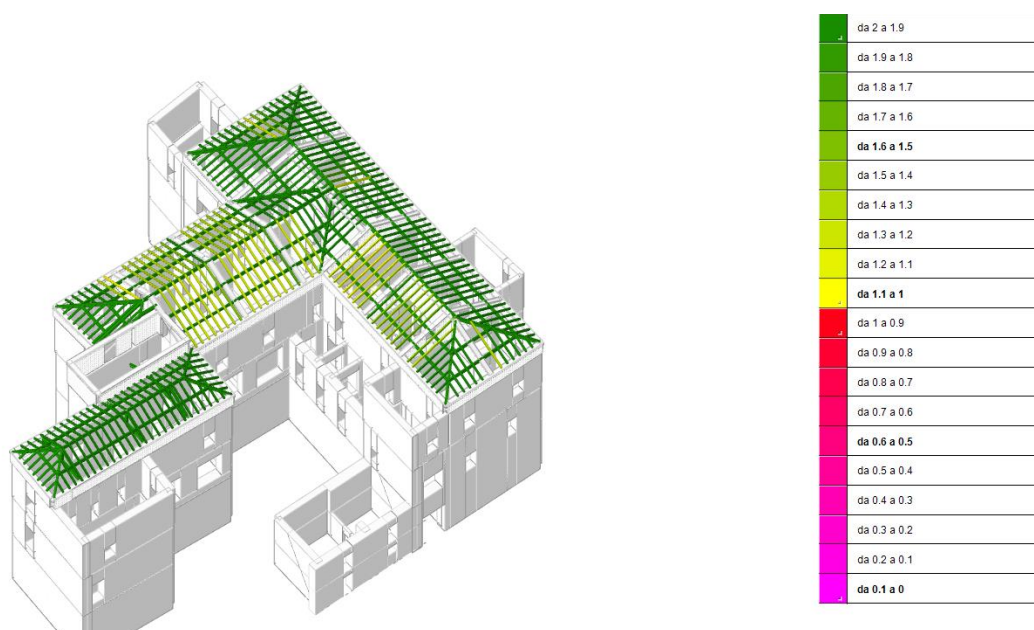


Figura 18: Rappresentazione grafica delle verifiche sismiche dei nuovi elementi in acciaio – post operam

Si riporta di seguito un estratto del fascicolo dei calcoli post operam.

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 taglio

Moltiplicatore: 0.109

Maschio 111

Lunghezza: 170; altezza: 446; spessore: 60; sezione a quota: 1558

Combinazione SLV 1 N = -69 V par. = 305 l' = 23.42 fvd = 0.22 Vt scorrimento = 306 Vt fess. diag = 0

Tempo di ritorno 11 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.181$

PGA 0.036

Indicatore $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 0.206$

Fattore di accelerazione $fa = 0.2065$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.15

Maschio 111

Lunghezza: 170; altezza: 446; spessore: 60 sezione a quota 1558

Combinazione SLV 1 N = -53 M = -4463 $\sigma_0 = 0.01$ fd = 13.33 Mu = 4468

Tempo di ritorno 18 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.221$

PGA 0.045

Indicatore $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 0.256$

Fattore di accelerazione $fa = 0.2556$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.352

Maschio 295

Lunghezza: 130; altezza: 276; spessore: 25; sezione a quota: 134

Combinazione SLV 12 fd = 10.83 Ta = 0.06 Wa = 0.04 N = -94 M = 1133 Mc = 1172

Tempo di ritorno 72 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.391$

PGA 0.082

Indicatore $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 0.463$

Fattore di accelerazione $fa = 0.4634$

Rottura per meccanismi locali di collasso

Moltiplicatore: 0.211

Maschio 295

Lunghezza: 130; altezza: 276; spessore: 25 f.agg.= 300 a.lim.= 405.4737

Combinazione SLV 7 N top= 0 N base= -1331 T orto= 17 α_0 = 54.413 M*= 1.463 e*= 1 a0*= 39540.67

Tempo di ritorno 31 anni

Indicatore $i_{Tr}=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.277$

PGA 0.057

Indicatore $i_{PGA}=PGA/PGA,SLVrif = 0.322$

Fattore di accelerazione $fa = 0.3225$

Andando ad analizzare il comportamento strutturale dell'edificio, si ritrova un **indicatore di rischio minimo pari al 20,6%** per le rotture a taglio.

Considerando che nella situazione ante operam, come specificato nel par. 11.2, l'indice di sicurezza è dello 0,00% **si è ottenuto un miglioramento sismico.**

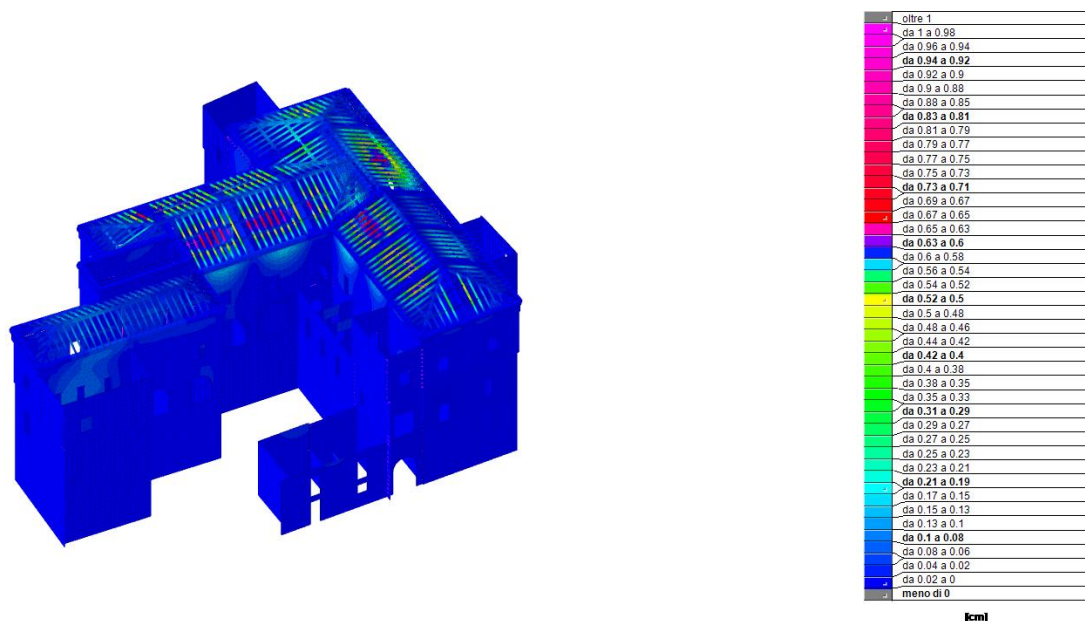


Figura 19: Deformata della struttura in condizioni statiche

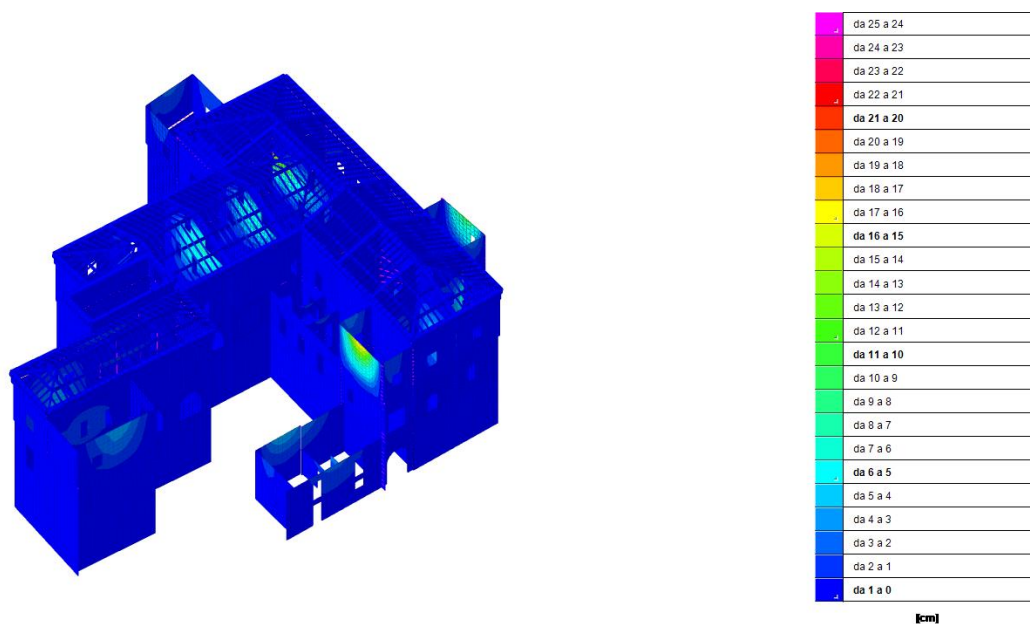


Figura 20: Deformata della struttura in condizioni sismiche

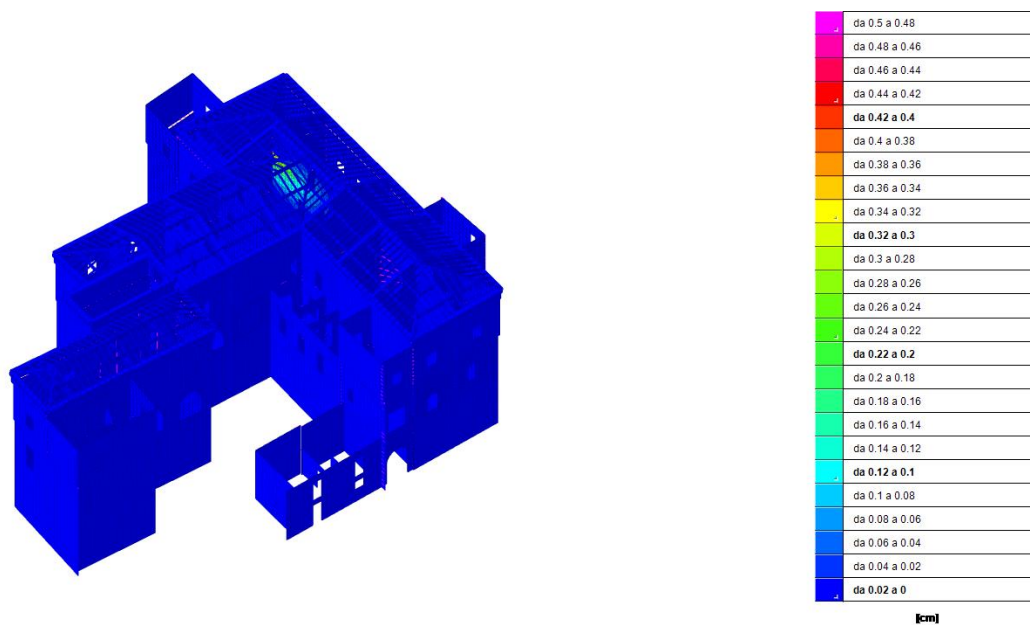
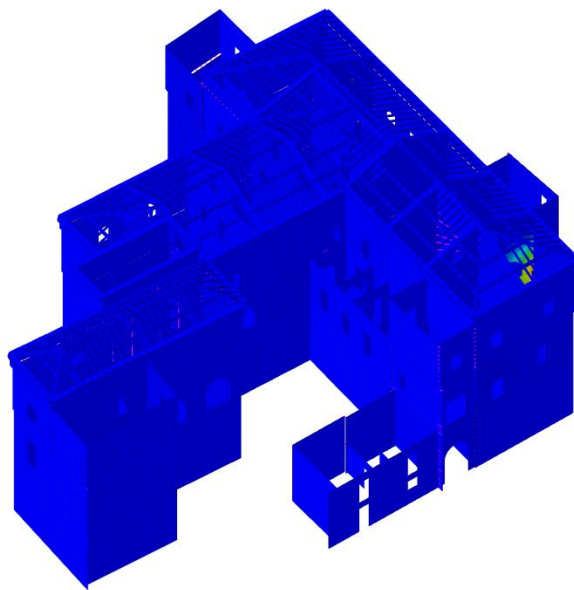


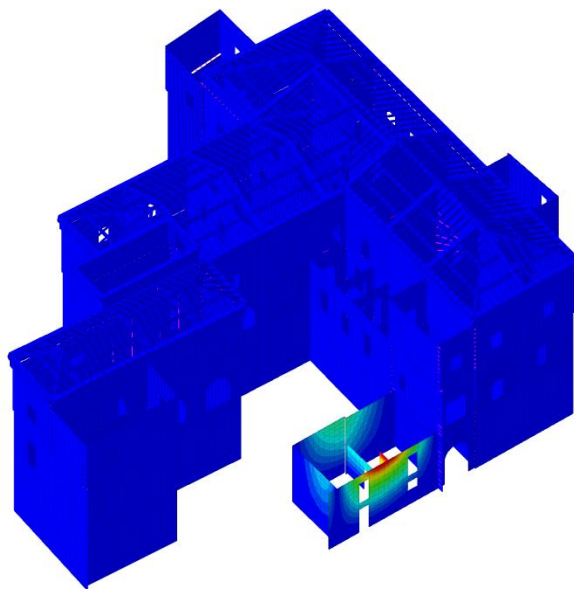
Figura 21: Modo di vibrare n. 1



da 0.5 a 0.48
da 0.48 a 0.46
da 0.46 a 0.44
da 0.44 a 0.42
da 0.42 a 0.4
da 0.4 a 0.38
da 0.38 a 0.36
da 0.36 a 0.34
da 0.34 a 0.32
da 0.32 a 0.3
da 0.3 a 0.28
da 0.28 a 0.26
da 0.26 a 0.24
da 0.24 a 0.22
da 0.22 a 0.2
da 0.2 a 0.18
da 0.18 a 0.16
da 0.16 a 0.14
da 0.14 a 0.12
da 0.12 a 0.1
da 0.1 a 0.08
da 0.08 a 0.06
da 0.06 a 0.04
da 0.04 a 0.02
da 0.02 a 0

[cm]

Figura 22: Modo di vibrare n. 2



da 0.25 a 0.24
da 0.24 a 0.23
da 0.23 a 0.22
da 0.22 a 0.21
da 0.21 a 0.2
da 0.2 a 0.19
da 0.19 a 0.18
da 0.18 a 0.17
da 0.17 a 0.16
da 0.16 a 0.15
da 0.15 a 0.14
da 0.14 a 0.13
da 0.13 a 0.12
da 0.12 a 0.11
da 0.11 a 0.1
da 0.1 a 0.09
da 0.09 a 0.08
da 0.08 a 0.07
da 0.07 a 0.06
da 0.06 a 0.05
da 0.05 a 0.04
da 0.04 a 0.03
da 0.03 a 0.02
da 0.02 a 0.01
da 0.01 a 0

[cm]

Figura 23: Modo di vibrare n. 3

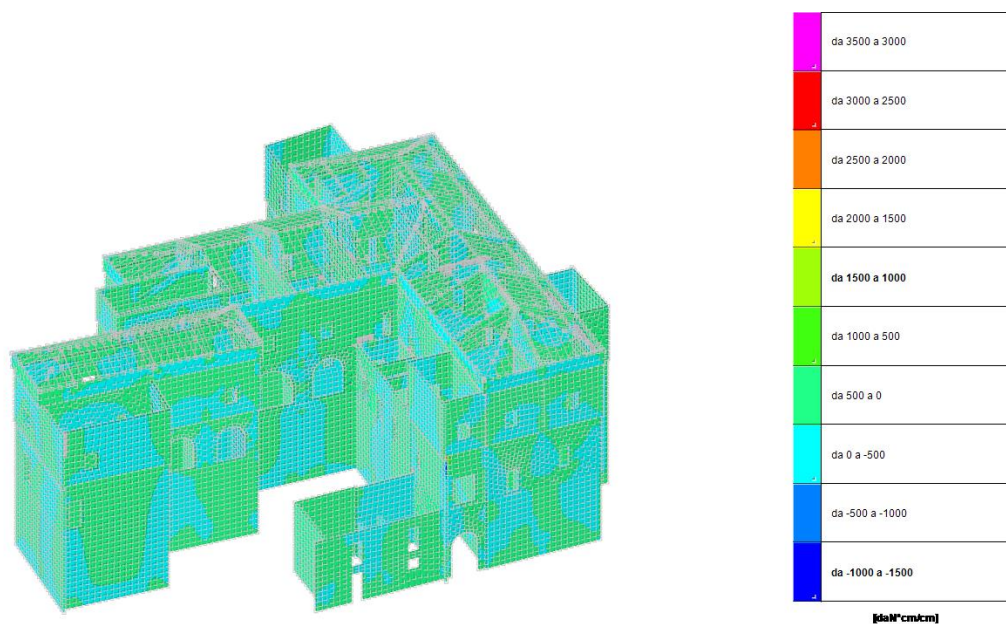


Figura 24: Stato tensionale dovuto alle sollecitazioni flettenti nella condizione involuppo

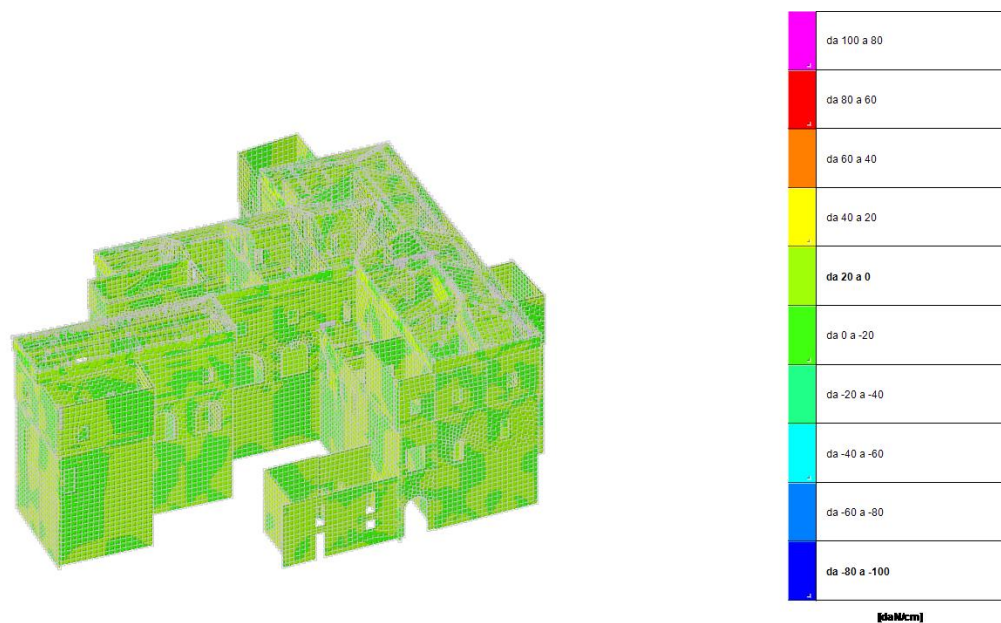


Figura 25: Stato tensionale dovuto alle sollecitazioni taglianti nella condizione involuppo

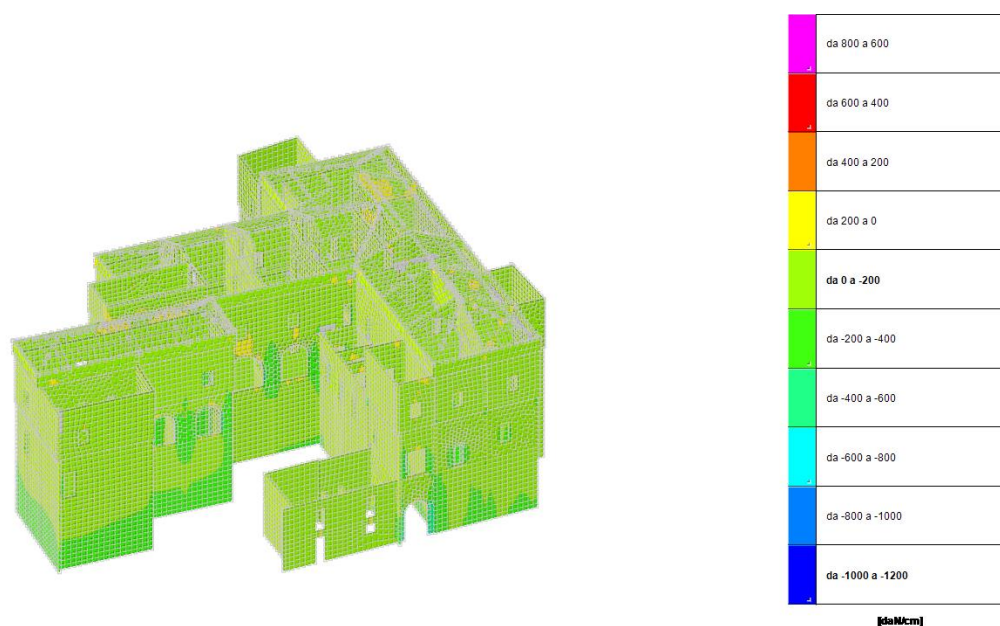


Figura 26: Stato tensionale dovuto allo sforzo normale N nella condizione involuppo

Le verifiche geotecniche, sono state omesse in quanto sono soddisfatte tutte le condizioni esposte nel par. 8.3 delle N.T.C. 2018 vigenti.

13 CONSIDERAZIONI FINALI

Alla luce di quanto sopra esposto, applicando gli interventi sopra descritti, si ottiene un miglioramento sismico dell'edificio oggetto di intervento.

Avezzano, marzo 2022

Studio Paris engineering