

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Le opere che realizzate sull'immobile, situato ai piedi del Monte Bianco, consistono nel completo rifacimento del manto di copertura del corpo di fabbrica condominiale e nell'ampliamento, tramite l'inserimento di un frontone, del 20% della superficie dell'unità immobiliare interessata dai lavori. Con un volume totale di progetto di 185,73 mc, sarà così possibile procedere con una revisione degli spazi interni, una più funzionale distribuzione degli stessi e grazie alla realizzazione di un nuovo vano destinato ad ospitare una camera da letto sarà possibile ampliare il servizio igienico e trasformare l'attuale camera in studio.

La struttura del tetto per la quale è prevista la demolizione e la successiva ricostruzione, sarà in legno con alcuni elementi metallici non visibili dall'esterno mentre il manto di copertura sarà riproposto in lose e le nuove teste di camino avranno tipologia identica a quelle già presenti nel complesso edilizio.

Contestualmente saranno previste alcune altre piccole modifiche esterne consistenti essenzialmente nella diversa disposizione e forma delle aperture poste sul fronte nord.

Non sono invece previste modifiche a livello di rivestimenti di facciata



Descrizione dell'opera e collocazione nel territorio

La presente relazione riguarda il rifacimento di una copertura esistente con inserimento abbaino e demolizione/ricostruzione solaio esistente di fabbricato civile abitazione. La costruzione è ubicata nel Comune di Courmayeur. La costruzione è ubicata nell'area V2 delle zone a rischio valanghe definita a "medio rischio" (le pressioni in questa zona sono comprese in un range di valori compresi tra 0,5 t/m² e 3,00 t/m². Le dimensioni di massima della costruzione sono di 8,5 m x 8,70 m in pianta e 12,50 m in altezza circa.

Esso è composto da: piano interrato ad uso cantine, piano terra e primo ad uso abitativo di terzi proprietari, sottotetto ad uso abitativo (oggetto di intervento).

L'edificio è collocato all'angolo di un complesso residenziale composto da molteplici unità abitative disposte in serie.

Per meglio simulare l'effettivo comportamento della struttura in oggetto, è stato modellato anche l'edificio adiacente strutturalmente connesso e, a sua volta, le pareti portanti di quest'ultimo sono state vincolate lungo la verticale per mezzo di cerniere attorno all'asse z per simulare la continuità strutturale con le successive unità abitative.

La tipologia costruttiva è a pareti portanti in laterizio lungo il perimetro del fabbricato e pilastri interni in C.A. a sostegno dei solai.

Il progetto prevede la demolizione della copertura esistente in legno con successiva realizzazione mantenendo lo stesso schema statico. Il tetto sarà realizzato sempre in lose locali come allo stato di fatto, la struttura portante sarà in legno massiccio. Sulla testa delle murature verrà realizzato un cordolo per conferire alla struttura maggiore comportamento d'insieme rispetto allo stato di fatto e consentire una legatura adeguata tra le strutture del tetto e quelle verticali.

Oltre a ciò, nel piano della copertura verrà realizzato un abbaino di circa 16 m² in pianta e, l'attuale soletta di separazione tra il sottotetto e la zona di deposito comune condominiale, verrà demolita e ricostruita con pannelli di X-LAM per consentire un alleggerimento dei carichi rispetto allo stato di fatto, senza alterare il comportamento di piano rigido.

A fronte delle considerazioni suddette, l'intervento ai sensi del *par. 8.4.2 delle NTC 2008*, viene definito come "**Intervento di Miglioramento**" in quanto gli interventi in progetto sono stati concepiti al fine di accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

Il miglioramento sismico è stato analizzato svolgendo le verifiche di vulnerabilità sismica su due modelli di calcolo distinti, uno pre intervento ed uno post intervento.

Analisi dei carichi

I carichi in base ai quali sono state calcolate le varie parti delle strutture delle opere in oggetto sono quelli indicati dalle normative vigenti relative ai "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14 gennaio 2008); tralasciamo in questo estratto l'analisi dei carichi permanenti e variabili.

Scelta del fattore di struttura

La scelta del fattore di struttura è stata eseguita andando ad analizzare la regolarità della struttura. In particolare, per quanto riguarda la parte di edificio emergente dal terreno, massa e rigidezza variano gradualmente fino in copertura e i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione fino al tetto.

Per tali motivi, secondo la tabella 7.8.1 delle NTC 2008, considerando un valore di q_0 pari a 2 ed un valore di α/α_1 pari a 1,8 il risultato che si ottiene risulta essere $q_0 = 3,6$.

Per edifici regolari in altezza si assume $K_r = 1$, pertanto $q = q_0 \times K_r = 3,6 \times 1 = 3,6$.

Criterio di verifica

Le verifiche sono effettuate con il metodo degli Stati Limite secondo le prescrizioni di NTC 2008 e degli Eurocodici specifici. Vengono effettuate le verifiche di resistenza a Stato Limite Ultimo e le verifiche in esercizio secondo gli Stati Limite di Esercizio. Le combinazioni di carico sono quelle contemplate dalla normativa.

Definizione delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

L'analisi strutturale è stata eseguita sulla base delle informazioni raccolte sopra riportate.

Secondo la Circolare del 2 Febbraio 2009 n° 167, al C8A.1.A.4 non avendo svolto prove a rottura sui materiali, è stato possibile adottare il livello di conoscenza LC1.

Tale livello si intende raggiunto quando: siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$. Per definire le proprietà meccaniche dei materiali si è fatto riferimento alla tabella C8A.2.1 di normativa.

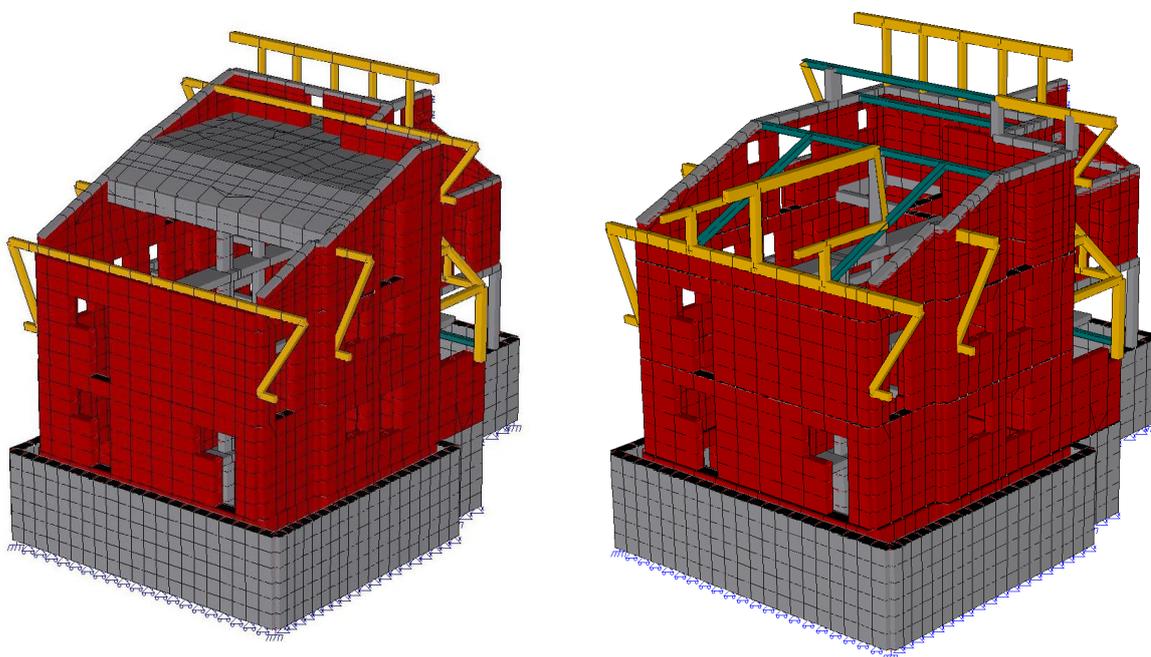
Definite le proprietà dei materiali, il passo successivo è stato l'individuazione del coefficiente γ_M necessario ad ottenere le resistenze di progetto dei materiali impiegati.

In base al paragrafo 11.10.1 delle NTC 2008 si è definito che gli elementi resistenti utilizzati sono di categoria II (Gli elementi di categoria I hanno un controllo statistico, eseguito in conformità con le citate norme armonizzate, che fornisce resistenza caratteristica dichiarata a compressione riferita al frattile 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questi requisiti.

Successivamente, al paragrafo 4.5.6.1 delle NTC 2008, in tabella 4.5.II è stato individuato il valore di γ_M necessario ai fini dei calcoli da eseguire.

Schema di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri in cemento armato si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo: MasterSap, prodotto, distribuito ed assistito dalla AMV srl, con sede in Ronchi dei Legionari (GO). Di seguito vengono rappresentate alcune viste pre (a sinistra) e post (a destra) intervento.



ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA CONDOTTA SULL'EDIFICIO **ALLO STATO DI FATTO**

Rilievo della situazione esistente

Il rilievo è stato condotto in loco tramite strumenti laser e rotelle metriche.

In seguito al rilievo geometrico è stato fatto il rilievo delle connessioni strutturali visibili per constatarne la loro efficacia ed il loro stato di conservazione.

Laddove queste non fossero direttamente visibili è stato asportato lo strato di intonaco necessario al fine di poterne constatare la natura.

Al piano interrato sono presenti muri in C.A. che delimitano il perimetro dei garage e delle cantine.

La struttura verticale emergente dal terreno è di tipo muratura portante composta da mattoni semi pieni incrociati, questa tessitura della muratura la rende più coesa e solidale nel suo piano.

La disposizione incrociata dei mattoni fa sì che lo spessore totale della stessa al piano interrato sia di circa 45 cm.

Al piano terra e primo, lo spessore dei muri è pari a 35 cm.

Al piano oggetto di intervento, lo spessore risulta pari a 30 cm.

In seguito ad un'indagine visiva si evince che i giunti sono sottili e ben riempiti.

La struttura orizzontale è composta da solai 16+4 cm in laterocemento.

La scala di accesso ai piani presenta struttura in C.A. per il primo tratto, e in legno quella di collegamento tra il primo piano e il sottotetto

Il tetto è realizzato in travi di legno massiccio e il manto di copertura è composto da lose.

La struttura secondaria è fissata alla sottostruttura principale per mezzo di chiodature.

La struttura principale invece risulta semplicemente appoggiata sulla testa delle murature e attualmente sulla sommità delle murature all'ultimo piano non è presente un cordolo in C.A.

Gli elementi secondari quali "chevrons" sono interrotti in corrispondenza del solaio inclinato di copertura attualmente presente. Si omette in quest'estratto la nuova analisi dei carichi.

Modellazione

Per eseguire la verifica del modello creato, è stato prima necessario introdurre una serie di dati utili al calcolo. Di seguito viene riportata la scheda riepilogativa dei dati inseriti.

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni

Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	240 anni
Località	Courmayeur - (AO)
ag/g	0.086
F0	2.477
Tc*	0.268
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2

DATI SPETTRO

Eccentricità accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.3355 [C1 = 0.05 H = 1265.8]
λ	0.85
Fattore q di struttura	qor=3.6
Duttilità	Bassa Duttilità
Sd (T1)	0.107 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.091

Il tipo di analisi effettuata è quella **SISMICA STATICA EQUIVALENTE**. Per poter effettuare questo tipo di analisi, secondo il capitolo 7.2.2 dell'NTC 2008, occorre che vi sia regolarità in altezza. Analizzando la struttura oggetto di studio si può definire che questo requisito viene rispettato poiché i sistemi resistenti verticali (**MASCHI MURARI**) si estendono per tutta l'altezza della costruzione e mantengono sezione costante fino al tetto.

Inoltre, per poter adottare tale tipo di analisi è stato verificato il seguente requisito:

- Primo modo di vibrare della struttura $(T_1) \leq 2,5 T_C \leq (T_D)$

con:

$T_C = 0,435$ (vedere grafico spettro sotto riportato)

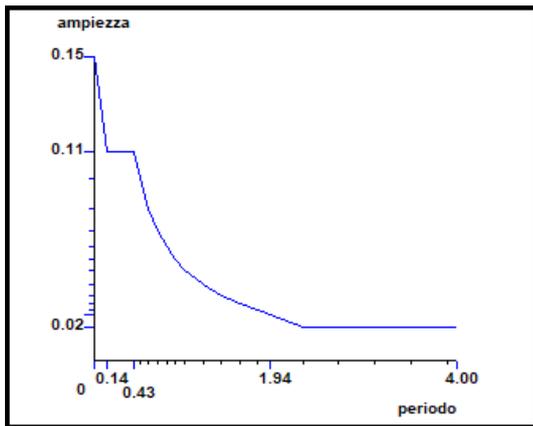
Periodo proprio $T_1 = 0,3355$ (vedere specchietto sopra riportato)

$2,5 * T_C = 1,0875$

$T_D = 1,944$ (vedere grafico spettro sotto riportato)

$0,3355 < 1,0875 < 1,944$

Dalla relazione sopra riportata, si può constatare che i requisiti necessari per poter adottare il tipo di analisi **SISMICA STATICA EQUIVALENTE**, vengono rispettati, pertanto le verifiche possono essere condotte secondo il metodo scelto.



Spettri orizzontali:

Num.	Periodo	A.slu X	
1	0.000	0.1548	T0
2	0.145	0.1065	TB
3	0.435	0.1065	TC
4	0.500	0.0926	
5	0.600	0.0771	
6	0.700	0.0661	
7	0.800	0.0579	
8	0.900	0.0514	
9	1.000	0.0463	
10	1.200	0.0386	
11	1.400	0.0331	
12	1.600	0.0289	
13	1.800	0.0257	
14	1.944	0.0238	TD
15	2.300	0.0172	
16	2.700	0.0172	
17	3.100	0.0172	
18	3.500	0.0172	
19	3.900	0.0172	
20	4.000	0.0172	

Il modello è stato realizzato interamente tramite elementi di tipo guscio.

Il modello strutturale così come viene illustrato è stato realizzato andando a schematizzare le pareti e le rispettive aperture così come definite dal rilievo geometrico.

La copertura è stata schematizzata modellando gli elementi principali della falda.

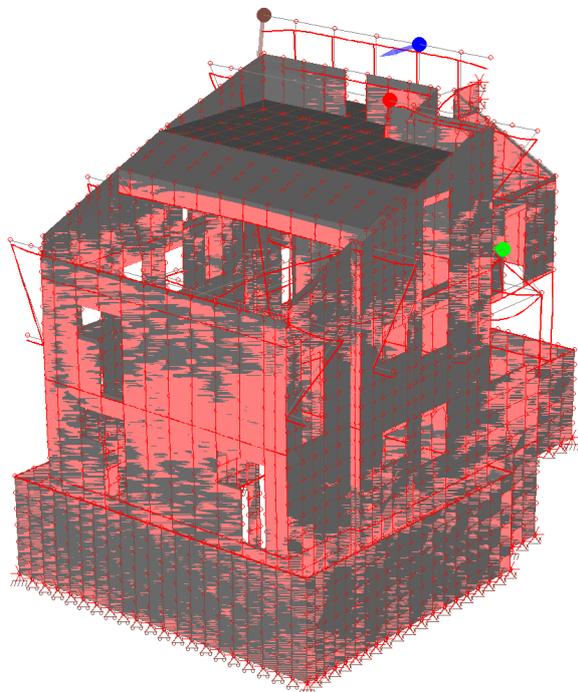


Figura 1: deformata statica del modello PRE intervento (indicazione delle frecce dei massimi spostamenti).

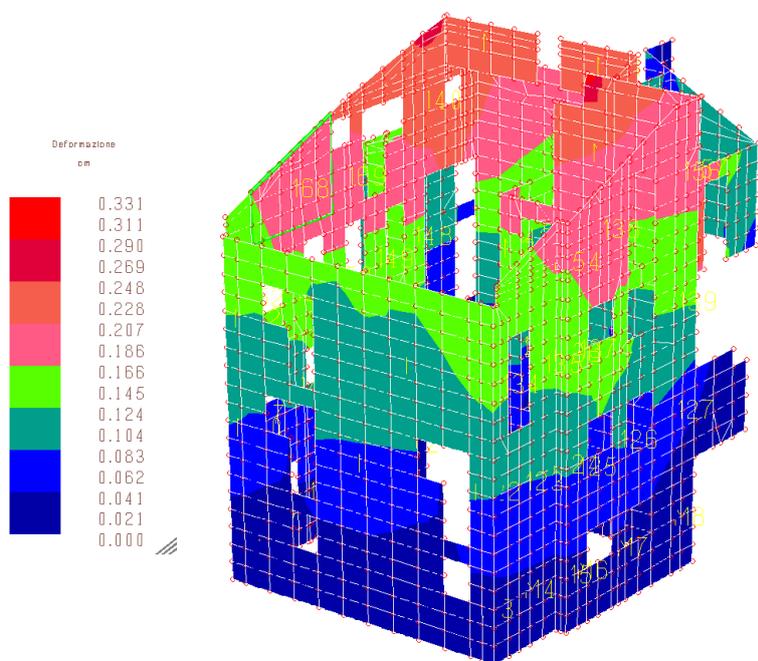


Figura 2: deformazioni massime PRE intervento rappresentate in valore assoluto.

Nelle immagini sopra riportate vengono rappresentati i modelli di deformata statica nella prima immagine e deformazioni massime indicate in termini di spostamento in valore assoluto nella seconda immagine.

A modello eseguito sono stati definiti i maschi murari necessari alla verifica del modello strutturale. In totale sono stati definiti 69 maschi murari.

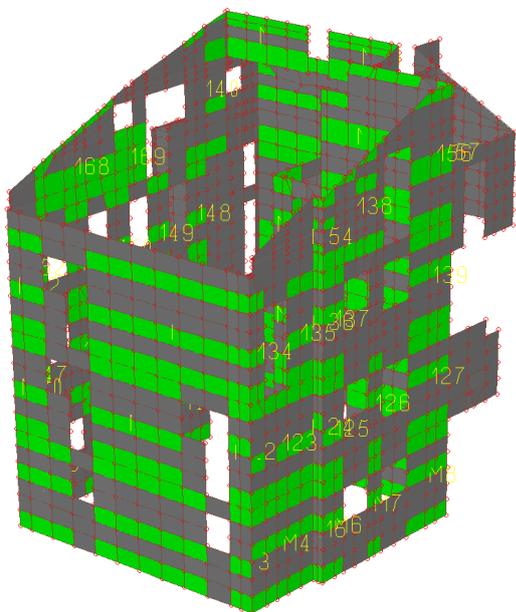


Figura 3: rappresentazione grafica dei maschi murari.

Nell'immagine sopra riportata sono evidenziati i maschi murari che sono stati definiti e sottoposti a verifica. In prima battuta è stato realizzato un modello impostando un tempo di ritorno pari a $T_r = 475$ anni. Nel caso di verifica di vulnerabilità sismica di un fabbricato, la normativa prevede che si proceda per "tentativi" a condurre le verifiche fino a che si individui il tempo di ritorno T_r per il quale la struttura allo stato di fatto risulta completamente verificata.

A tal proposito, è stato imposto un tempo di ritorno $T_r = 475$ anni e scendendo progressivamente si è individuato (prima per "tentativi" e poi per "iterazione") il tempo di ritorno T_r per il quale tutti i maschi murari rappresentativi dello stato di fatto risultassero verificati.

La struttura allo stato di fatto è in grado di sopportare un'accelerazione corrispondente ad un Tempo di ritorno $T_r = 70$ anni.

Il primo indicatore di rischio, indice di salvaguardia della vita, è il rapporto fra la $PGAc$ (di capacità) che ha fatto raggiungere al fabbricato lo stato limite di salvaguardia della vita umana SLV e la $PGAD$ (di domanda) del sito in cui è posizionata la costruzione, con riferimento al medesimo stato limite.

La **PGA_D** (di domanda) del sito di riferimento è data dai seguenti valori.

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	di 10
Tempo di ritorno del sisma	475 anni
Località	Courmayeur - (AO)
ag/g	0.1154
F0	2.45
Tc*	0.28
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2

La **PGA_C** (di capacità) per il fabbricato allo stato di fatto è la seguente.

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	di 10
Tempo di ritorno del sisma	240 anni
Località	Courmayeur - (AO)
ag/g	0.086
F0	2.477
Tc*	0.268
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2

Il rapporto dunque tra PGA_C e PGA_D è il seguente:

STATO LIMITE SLV	PGA	
Capacità	0.086	
Domanda	0.1154	
INDICE DI SICUREZZA		
IS-V (PGA_C/PGA_D)	0.75	= 75 %

Dallo specchio sopra riportato si evince che, il fabbricato in questione allo stato di fatto è in grado di sopportare (capacità) un'accelerazione sismica pari al 75% di quella richiesta (domanda) per un fabbricato di nuova costruzione riferita al sito in cui è ubicata la costruzione.

PGA 75% per lo stato di fatto

ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA CONDOTTA SULL'EDIFICIO **SOTTOPOSTO AD INTERVENTO EDILIZIO**

Inquadramento dell'intervento

L'analisi relativa agli interventi in progetto è stata condotta sulla base del modello di calcolo creato per la verifica dell'esistente, opportunamente modificato in funzione delle opere da realizzare.

Le modifiche apportate rispetto al modello esistente sono le seguenti:

- Innalzamento globale delle falde del tetto di 16 cm;
- Demolizione dell'ultima soletta in C.A. e successiva ricostruzione del solo piano orizzontale tramite travetti in legno e pannelli X-LAM.
- Inserimento di un nuovo abbaino di superficie in pianta 16 m² circa.
- Realizzazione di cordolo di sezione 25x20 cm in testa alle murature esistenti.

La demolizione e successiva ricostruzione dell'ultimo solaio consente di alleggerire le masse in questione; in particolare si passa da un solaio di spessore 20 cm il cui peso stimato indicativamente è di 2,5 kN/m² ad uno più leggero di peso stimato indicativamente pari a 0,60 kN/m².

La riduzione di massa in termini percentuali è dunque del 76% rispetto allo stato di fatto con un conseguente vantaggio nei confronti della risposta sismica del fabbricato.

Il cordolo di testa muri in progetto sarà realizzato in C.A. e avrà una configurazione tale da collegare opportunamente tutte le murature in corrispondenza dell'appoggio del tetto.

La struttura lignea sarà composta da legno massiccio di classe C27 sia per la struttura secondaria sia per quella principale.

Le putrelle impiegate sia a sostegno della falda del tetto, sia a sostegno delle falde dell'abbaino saranno di acciaio S 235.

Si omette in quest'estratto la nuova analisi dei carichi.

Modellazione

Per eseguire la verifica del modello creato, è stato necessario reiterare il calcolo fino all'individuazione del tempo di ritorno T_r per il quale sono state ottenute le verifiche globali di tutti i maschi murari.

Di seguito viene riportata la scheda riepilogativa dei dati utilizzati per le verifiche.

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II

Vita di riferimento	0 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	280 anni
Località	Courmayeur - (AO)
ag/g	0.092
F0	2.471
Tc*	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2

DATI SPETTRO

Eccentricità accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.3355 [C1 = 0.05 H = 1265.8]
λ	0.85
Fattore q di struttura	qor=3.6
Duttilità	Bassa Duttilità
Sd (T1)	0.114 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.097

Dallo specchietto sopra riportato viene evidenziato che il tipo di analisi effettuata è quella **SISMICA STATICA EQUIVALENTE**.

Per poter effettuare questo tipo di analisi, secondo il capitolo 7.2.2 dell'NTC 2008, occorre che vi sia regolarità in altezza.

Analizzando la struttura oggetto di studio si può definire che questo requisito viene rispettato poiché i sistemi resistenti verticali (**MASCHI MURARI**) si estendono per tutta l'altezza della costruzione e mantengono sezione costante fino al tetto.

Inoltre, per poter adottare tale tipo di analisi è stato verificato il seguente requisito:

- Primo modo di vibrare della struttura $(T1) \leq 2,5 TC \leq (TD)$

con:

$TC = 0,437$ (vedere grafico spettro sotto riportato)

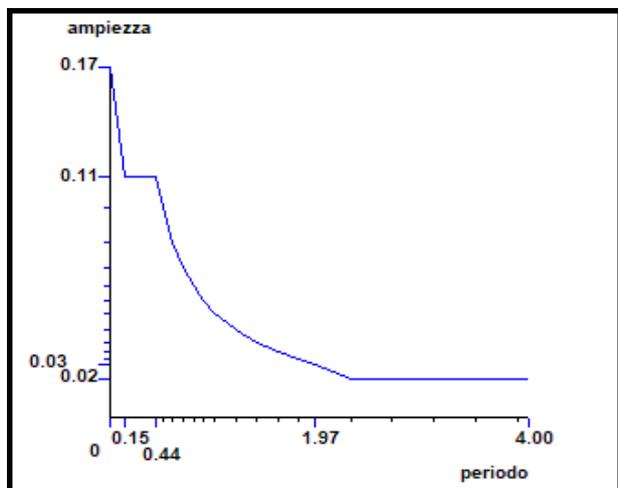
Periodo proprio $T1 = 0,3355$ (vedere specchietto sopra riportato)

$2,5*TC = 1,093$

$TD = 1,968$ (vedere grafico spettro sotto riportato)

0,3355 < 1,093 < 1,968

Dalla relazione sopra riportata, si può constatare che i requisiti necessari per poter adottare il tipo di analisi SISMICA STATICA EQUIVALENTE, vengono rispettati, pertanto le verifiche possono essere condotte secondo il metodo scelto.



Spettri orizzontali:

Num.	Periodo	A.slu X	
1	0.000	0.1656	T0
2	0.146	0.1137	TB
3	0.437	0.1137	TC
4	0.500	0.0993	
5	0.600	0.0827	
6	0.700	0.0709	
7	0.800	0.0621	
8	0.900	0.0552	
9	1.000	0.0496	
10	1.200	0.0414	
11	1.400	0.0355	
12	1.600	0.0310	
13	1.800	0.0276	
14	1.968	0.0252	TD
15	2.300	0.0185	
16	2.700	0.0184	
17	3.100	0.0184	
18	3.500	0.0184	
19	3.900	0.0184	
20	4.000	0.0184	

Il modello è stato realizzato interamente tramite elementi di tipo guscio.

Il modello strutturale così come viene illustrato è stato realizzato andando a schematizzare le pareti e le rispettive aperture così come previsto a progetto.

La copertura è stata schematizzata modellando gli elementi principali della falda.

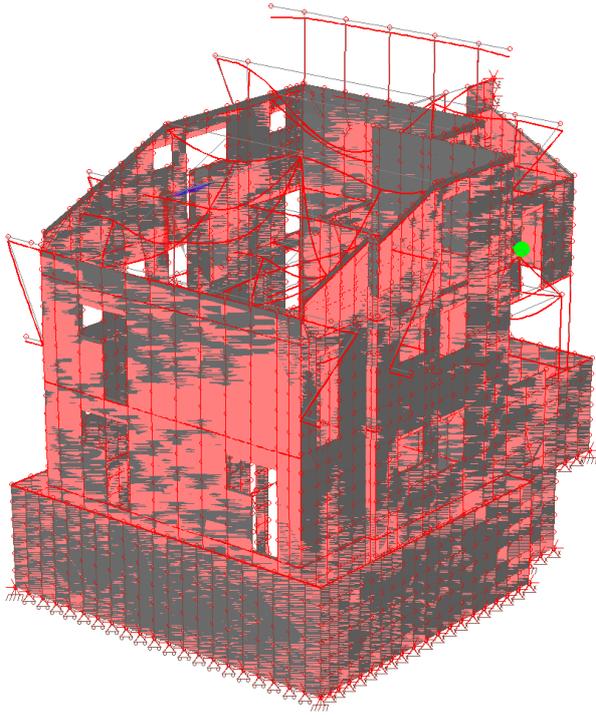


Figura 4: Deformata statica del modello POST intervento (indicazione delle frecce dei massimi spostamenti).

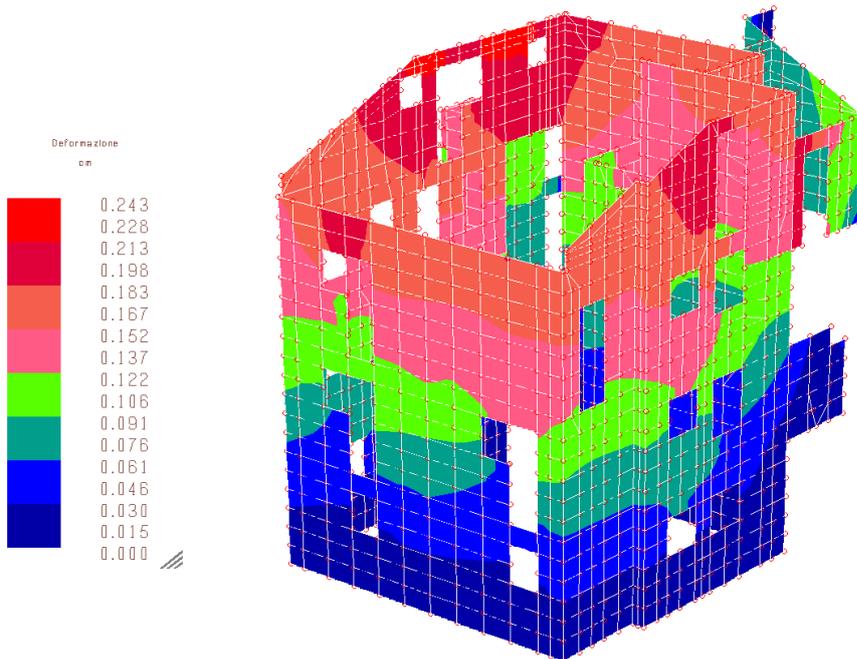


Figura 5: Deformazioni massime POST intervento rappresentate in valore assoluto.

Nelle immagini sopra riportate vengono rappresentati i modelli di deformata statica nella prima immagine e deformazioni massime indicate in termini di spostamento in valore assoluto nella seconda immagine.

Rispetto allo stato di fatto, si possono confrontare i valori degli spostamenti massimi potenziali che potrebbe raggiungere la struttura e si evince che nel modello POST intervento, questi risultano inferiori.

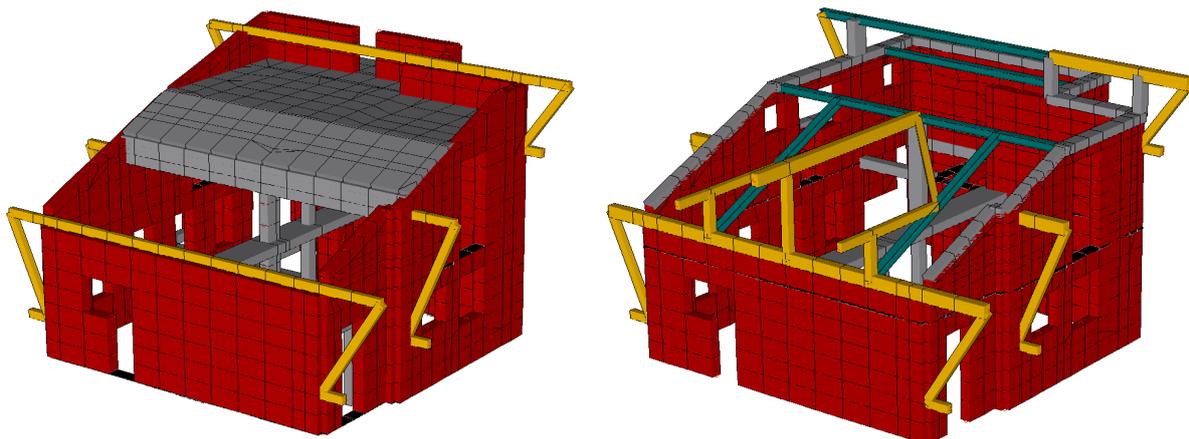
In particolare abbiamo:

$$\Delta_{PRE} = 0,331 \text{ cm}$$

$$\Delta_{POST} = 0,243 \text{ cm}$$

In termini percentuali, si può affermare che nella condizione di progetto, le deformazioni e quindi gli spostamenti assoluti delle strutture verticali in muratura, si riducono del **26%** rispetto allo stato di fatto.

A modello eseguito sono stati definiti i maschi murari necessari alla verifica del modello strutturale. In totale sono stati definiti 62 maschi murari; rispetto alla precedente configurazione (SdF), sono stati definiti un minor numero di maschi murari poiché la quota parte di strutture verticali al di sopra del futuro solaio in pannelli X-LAM, saranno sostituite da pilastri in corrispondenza delle terzere del tetto, per cui, i pannelli murari non avranno funzione strutturale se non per sorreggere se stessi. Le immagini sotto riportate evidenziano le due configurazioni a confronto PRE e POST interventi.



Come si può constatare, la porzione di muratura al di sopra dell'ultimo orizzontamento (colorato di grigio nella situazione PRE interventi) verrà sostituita da pilastri in corrispondenza delle terzere del tetto e quindi non saranno oggetto di verifica come maschi murari.

I maschi murari sono stati dunque verificati per tentavi e poi per iterazione come detto in precedenza, al fine di ottenere i valori di accelerazione corrispondenti ad un determinato tempo di ritorno che consentiva di raggiungere le verifiche per tutti i maschi murari presenti nel modello.

In particolare, per la configurazione POST interventi, il tempo di ritorno per il quale si ottengono le verifiche globali è $T_r = 115$ anni.

Anche in questo caso, vengono messi in relazione la PGAC e la PGAD

La PGAD (di domanda) del sito di riferimento è data dai seguenti valori.

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	475 anni
Località	Courmayeur - (AO)
ag/g	0.1154
F0	2.45
Tc*	0.28
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2

La PGAC (di capacità) per il fabbricato allo stato di fatto è la seguente.

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	0 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	280 anni
Località	Courmayeur - (AO)
ag/g	0.092
F0	2.471
Tc*	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1.2

Il rapporto dunque tra PGAC e PGAD è il seguente:

STATO LIMITE SLV	PGA	
Capacità	0.092	
Domanda	0.1154	
INDICE DI SICUREZZA		
IS-V (PGAC/PGAD)	0.80	= 80 %

Dallo specchio sopra riportato si evince che, il fabbricato in questione allo stato di fatto è in grado di sopportare (capacità) un'accelerazione sismica pari al 80% di quella richiesta (domanda) per un fabbricato di nuova costruzione riferita al sito in cui è ubicata la costruzione.

PGA 80% per lo stato di progetto

