

Oggetto

RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE DELLA COPERTURA DI UN EDIFICIO AD USO RESIDENZIALE SITO IN VIA SAN GIUSEPPE SNC, CENSITO IN CATASTO FABBRICATI AL FOGLIO 5, MAPPALE 422 – PROCEDURA ESECUTIVA 167/2022



Data:

18/01/2024

Il tecnico

Ing. Massimo Di Girolamo



Ing. Massimo Di Girolamo

Via Alcide De Gasperi n. 48 | 36048 Barbarano Mossano (VI) | Tel. 0444 1241291 | Cell. 329 9527770
E-mail: massimodigirolamo.ing@gmail.com | PEC: massimo.digirolamo@ingpec.eu

Pagina vuota

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.1. Riferimenti legislativi e normativi	4
2.2. Riferimenti tecnici	5
3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	6
3.1. Caratteristiche del sito	6
3.2. Caratteristiche dell'edificio	7
3.3. Caratteristica della copertura	7
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	11
4.1. Vita nominale dell'opera	11
4.2. Destinazione e classe d'uso	11
4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica	11
5. RILIEVO MATERICO COSTRUTTIVO E STATO DI CONSERVAZIONE	12
5.1. Caratterizzazione meccanica dei materiali	12
5.1.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	12
5.1.2. Classificazione secondo la resistenza	13
5.1.3. Profilo resistente	13
5.2. Stato di conservazione	14
6. AZIONI PERMANENTI	15
6.1. Pesi propri degli elementi strutturali (G_1)	15
6.2. Pesi propri degli elementi non strutturali (G_2)	15
7. AZIONI E CARICHI VARIABILI	16
7.1. Sovraccarichi	16
7.2. Carico neve	17
7.3. Azione del vento	19
9. ANALISI DEI CARICHI	22
9.1. Carichi	22
9.1.1. Copertura	22
10. VERIFICHE	23
10.1. Metodi di calcolo e di verifica	23
10.2. Verifiche agli stati limite ultimo	23
10.3. Combinazioni delle azioni	23
10.4. Azioni nelle verifiche agli stati limite	23
10.5. Risultati delle verifiche	24
10.5.1. Listelli	25
10.5.2. Arcarecci	26
10.5.3. Trave cantonale	27
10.5.4. Trave di colmo	28
11. CRITICITÀ E CARENZE STRUTTURALI RISCOSE	29
12. CONCLUSIONI	31

1. PREMESSA

Il sottoscritto Ing. Massimo Di Girolamo, con studio a Barbarano Mossano (VI) in Via Alcide De Gasperi n. 48, iscritto all'Albo dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Vicenza al n. 2493 - Sez. A, iscritto all'Albo dei CTU presso il Tribunale di Vicenza al n. 1599, ha ricevuto l'incarico per la redazione di una relazione tecnica sulle strutture della copertura di un edificio ad uso residenziale sito nel Comune di Sarcedo (VI) in Via San Giuseppe snc, censito in catasto fabbricati al foglio 5, mappale 422, per la procedura esecutiva 167/2022.

La presente relazione si basa sulla documentazione fornita allo scrivente e sui sopralluoghi eseguiti nei giorni 06/04/2023 e 22/11/2023.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta tenendo conto delle vigenti norme tecniche per le costruzioni di cui la D.M. 17 gennaio 2018 (NTC 2018) e dei riferimenti legislativi, normativi e tecnici di seguito elencati.

2.1. RIFERIMENTI LEGISLATIVI E NORMATIVI

- » **L. 5 novembre 1971, n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- » **L. 2 febbraio 1974, n. 64** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- » **D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380** - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia.
- » **O.P.C.M. 28 aprile 2006, n. 3519** - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- » **Regolamento (UE) n. 305/2011 del 9 marzo 2011** - Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e abrogazione della direttiva 89/109/CEE.
- » **D.M. 28 febbraio 2017, n. 58, e s.m.i.** - Allegato A: Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni.
- » **D.M. 17 gennaio 2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». (NTC 2018) e s.m.i. di cui al D.M. 9 marzo 2023.
- » **Circolare 21 gennaio 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. (Circ. NTC 2018)
- » **L.R. del Veneto del 7 novembre 2003, n. 27** - "Disposizioni generali in materia di lavori pubblici di interesse regionale e per le costruzioni in zone sismiche".
- » **D.G.R. del Veneto del 29 dicembre 2020, n. 1823** - Art. 3 del D.L. 18 aprile 2019, n. 32, convertito con modificazioni dalla legge 14 giugno 2019, n. 55, recante «Disposizioni urgenti per il rilancio del settore dei contratti pubblici, per l'accelerazione degli interventi infrastrutturali, di rigenerazione urbana e di ricostruzione a seguito di eventi sismici». Approvazione delle Linee Guida Regionali previste dall'art. 94bis, comma 2 ultimo capoverso del D.P.R. 380/01, e proroga del regime transitorio riguardante l'assetto normativo in materia di autorizzazioni in zona sismica di cui alla Deliberazione di Giunta regionale n. 2122 in data 2 agosto 2005.
- » **D.G.R. del Veneto del 9 marzo 2021, n. 244** - Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto. D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, art. 83, comma 3; D.Lgs 31 marzo 1998, n. 112, articoli 93 e 94. D.G.R./CR n. 1 del 19/01/2021.
- » **D.G.R. del Veneto del 30 gennaio 2021, n. 378** - Art. 3 del D.L. 18 aprile 2019, n. 32, convertito con modificazioni dalla legge 14 giugno 2019, n. 55, recante «Disposizioni urgenti per il rilancio del settore dei contratti pubblici, per l'accelerazione degli interventi infrastrutturali, di rigenerazione urbana e di ricostruzione a seguito di eventi sismici». Approvazione delle nuove disposizioni regionali per le autorizzazioni in zona sismica e per gli abitati da consolidare.

2.2. RIFERIMENTI TECNICI

- » **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011** - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.
- » **UNI EN 1995-1-1** - Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture in legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
- » **UNI EN 1996-1-1** - Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- » **UNI EN 1998-1** - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- » **UNI EN 1998-3** - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- » **UNI EN 1998-5** - Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- » **CNR-DT 206-R1/2018** (Ottobre 2018) - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno.
- » **UNI EN 335** - Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno - Classi di utilizzo: definizioni, applicazione al legno massiccio e prodotti a base di legno.
- » **UNI EN 380** - Strutture di legno - Metodi di prova - Principi generali per le prove con carico statico.
- » **UNI 11035-1** - Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 1: Terminologia e misurazione delle caratteristiche.
- » **UNI 11035-2** - Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 2: Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza meccanica e valori caratteristici per tipi di legname strutturale.
- » **UNI 11035-3** - Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 3: Travi Uso Fiume e Uso Trieste.
- » **UNI 11118** - Beni culturali - Manufatti lignei - Criteri per l'identificazione delle specie legnose.
- » **UNI 11119** - Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera.
- » **UNI 11130** - Beni culturali - Manufatti lignei - Terminologia del degrado del legno.
- » **UNI 11138** - Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione degli interventi.

Il riferimento alle norme EN e UNI non datate deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata.

3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

3.1. CARATTERISTICHE DEL SITO

L'edificio oggetto della presente relazione è sito nel Comune di Sarcedo (VI), in Via San Giuseppe snc, a circa 370 m direzione sud-est dalla sede del Municipio di Sarcedo ed è identificato al catasto fabbricati al foglio 5, mappale 422.

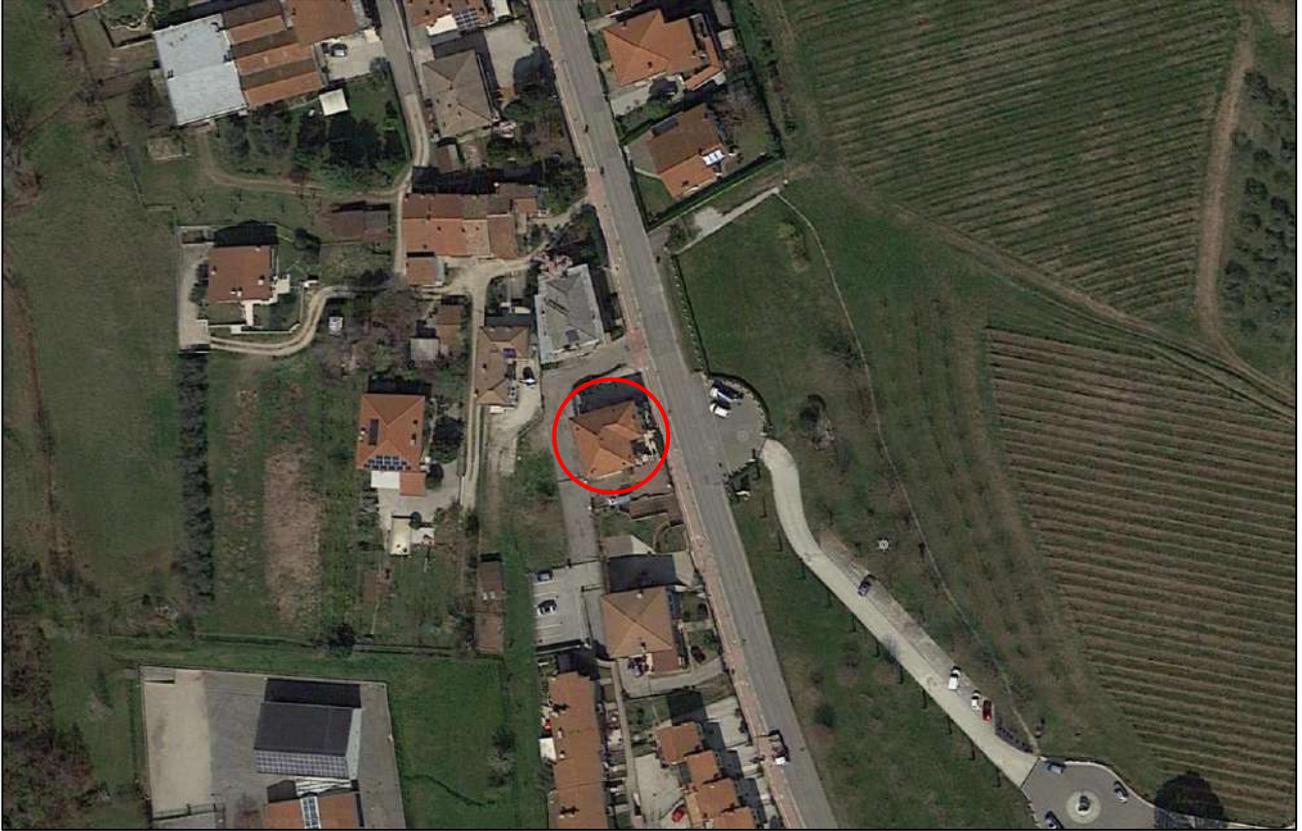


Immagine aerea dell'edificio oggetto di relazione nel cerchio rosso

- **Localizzazione:** Comune di Sarcedo (VI) in San Giuseppe snc.
- **Zona sismica:** 2 (media sismicità).
- **Coordinate geografiche del sito nel sistema geodetico di riferimento ED50:**
 - Latitudine: $\phi = 45,706580^\circ$
 - Longitudine: $\lambda = 11,530510^\circ$
- **Altitudine e distanza dal mare:** il sito oggetto di intervento è posto su terreno a quota di circa 130 m s.l.m.m. e oltre 40 km dal mare.
- **Pendenza del terreno:** la superficie dell'area su cui sorge l'edificio è irregolare e inclinata.



Fronte est dell'edificio



Fronte nord dell'edificio



Fronte ovest dell'edificio



Fronti ovest e sud dell'edificio

3.2. CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

L'edificio è isolato ed è composto da piano seminterrato, terra e primo con pianta ad L.

3.3. CARATTERISTICA DELLA COPERTURA

La copertura è a padiglione, composta da sei falde inclinate, con pianta ad L e dimensioni interne massime di 11,25 m in direzione est-ovest e 10,80 m in quella nord-sud. Il rettangolo principale ha dimensioni interne di 8,25 m x 10,80 mentre quello secondario, posto in zona nord-est, ha dimensioni interne di 3,00 m x 5,30. Le altezze interne nette minima e massima, misurate dal piano grezzo di calpestio del solaio all'intradosso degli arcarecci, sono rispettivamente pari a 0,56÷0,58 m e 2,75 m.

Dal punto di vista strutturale la copertura è costituita da elementi in legno massiccio a vista, formata da listelli sostenuti da arcarecci che poggiano sulle travi principali (di colmo e cantonali) e sui muri perimetrali.

Le zone centrali della copertura sono sostenute da tre colonne in muratura a sezione quadrata, con lato di 39 cm, realizzate in mattoni pieni di laterizio e malta di allettamento.

Alcuni elementi in legno della copertura presentano sezioni con strato carbonizzato, dovuto ad un principio d'incendio provocato dai fumi di combustione fuoriusciti della canna fumaria.

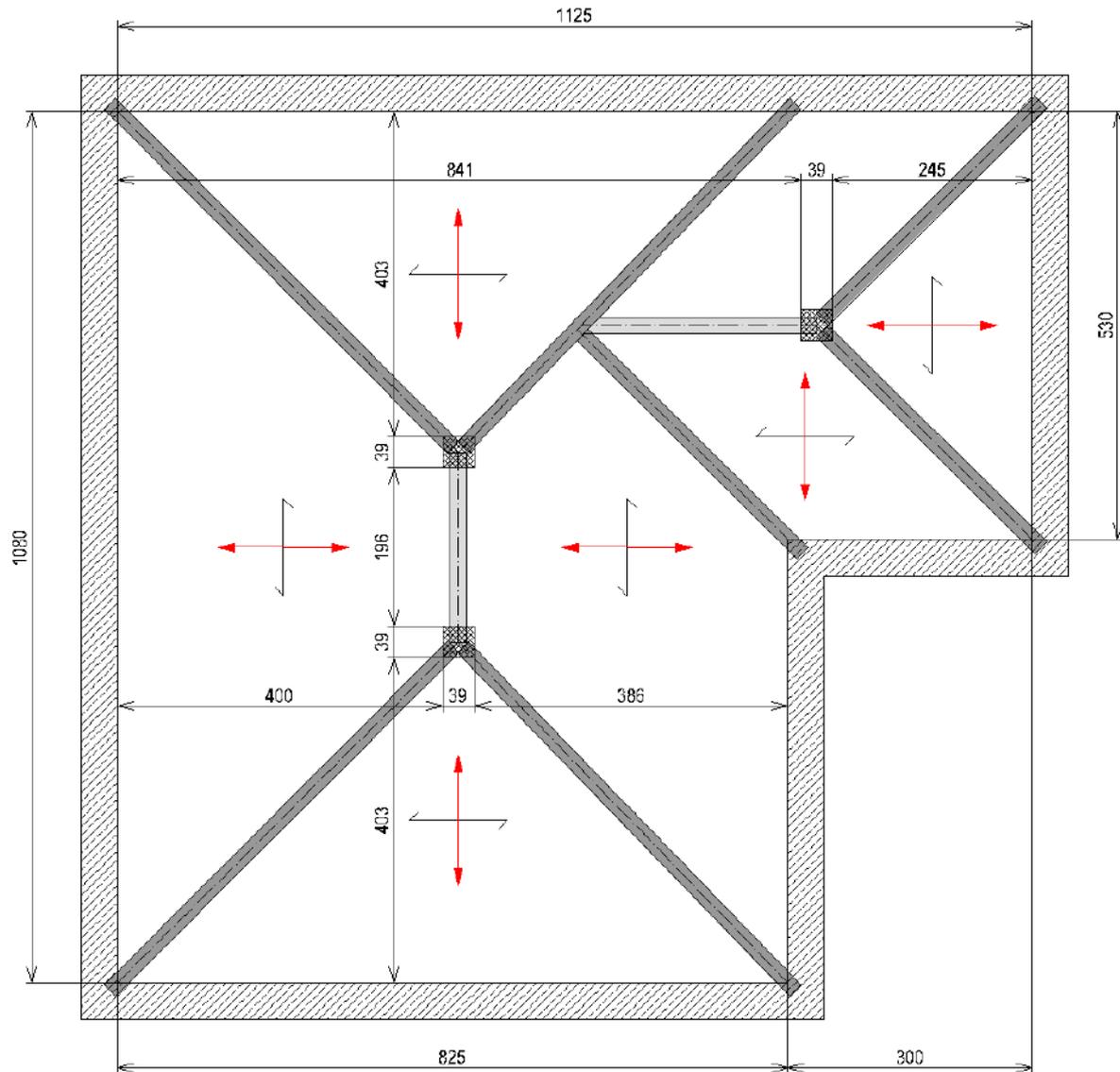
Il manto di copertura è composto da tegole in laterizio e non è presente uno strato di impermeabilizzazione.



Copertura e colonna in muratura lato est



Copertura e colonne in muratura centrali



LEGENDA	
Simbolo	Descrizione
	Muratura perimetrale
	Colonne in muratura
	Trave di colmo
	Trave cantonale
	Orditura arcacci
	Orditura listelli



Pianta schematica della copertura con quote in cm

I listelli hanno sezione trasversale rettangolare, con dimensioni di circa 4 cm in larghezza e di circa 5 cm in altezza, sono posti tra loro ad interasse di circa 32÷33 cm e sono orditi perpendicolarmente all'inclinazione delle falde.



Listelli di legno



Listelli di legno con strato carbonizzato

Gli arcarecci hanno sezione trasversale rettangolare, con dimensioni di circa 7 cm in larghezza e di circa 14 cm in altezza, sono posti tra loro ad interasse compreso tra 95 cm e 105 cm e sono orditi parallelamente all'inclinazione delle falde.

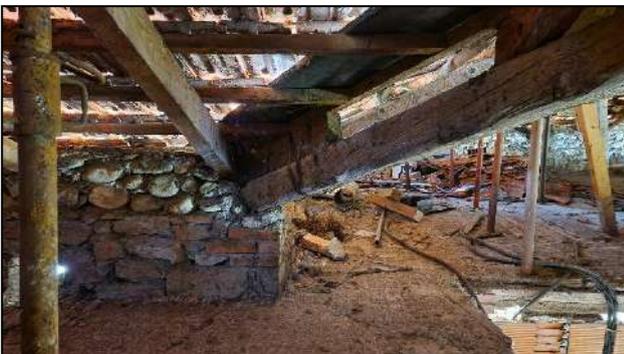


Arcarecci di legno



Appoggio di arcareccio su trave di colmo

Le travi principali (una di colmo e sei cantonali) hanno sezione trasversale tipo Uso Fiume o circolare con dimensione massima di circa 20÷22 cm.



Trave cantonale di compluvio della copertura



Trave cantonale di displuvio della copertura



Trave cantonale di displuvio della copertura



Trave di colmo di copertura

Il cornicione è formato dagli arcarecci di copertura, che sporgono dalle pareti perimetrali a sbalzo per circa 90÷100 cm, e da tavole superiori larghe circa 10 cm ordite ortogonalmente agli arcarecci.



Cornicione di copertura in legno



Dettaglio del cornicione

Il sottotetto ed il piano primo sono al grezzo, privi di finiture interne (intonaci, tinteggiature e pavimentazione).



Piano primo



Piano primo

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

4.1. VITA NOMINALE DELL'OPERA

La vita nominale di progetto V_N di un'opera, così come definita al §2.4.1 delle NTC 2018, è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Il tipo di costruzione in oggetto rientra tra le opere **ordinarie** cui deve corrispondere, secondo la Tabella 2.4.I delle NTC 2018, una vita nominale V_N di 50 anni:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

4.2. DESTINAZIONE E CLASSE D'USO

La destinazione dell'edificio (**residenziale**) prevede normali affollamenti e, comunque, non prevede affollamenti significativi. Ai fini della verifica e della progettazione sismica secondo quanto previsto al §2.4.2 delle NTC 2018, la costruzione è classificabile in **classe d'uso II** (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali).

4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Ai fini sismici, l'intensità delle azioni sismiche è valutata assumendo il coefficiente d'uso $C_U = 1,0$. Il periodo di riferimento delle azioni sismiche è pertanto:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

5. RILIEVO MATERICO COSTRUTTIVO E STATO DI CONSERVAZIONE

5.1. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per la definizione delle caratteristiche dei materiali strutturali in legno non si dispone di documentazione originale, relativamente sia agli elaborati di progetto che ai certificati di prova. La valutazione delle caratteristiche dei materiali è stata eseguita sulla base delle verifiche visive in situ. Per l'identificazione della specie legnosa si è fatto ricorso alla norma UNI 11118 mentre per la valutazione dello stato di conservazione e per la stima del profilo resistente degli elementi in opera si sono seguite le regole della norma UNI 11119.

Prospetto 1 della UNI 11119:2004

(Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera)

CARATTERISTICHE		CATEGORIA IN OPERA		
		I	II	III
Smussi		$\leq 1/8$ (0,125)	$\leq 1/5$ (0,2)	$\leq 1/3$ (0,333)
Lesioni varie Cretti da gelo Cipollatura		Assenti	Assenti	Ammissibili, purché in mi- sura limitata
Nodi singoli		$\leq 1/5$ (0,2) ≤ 50 mm	$\leq 1/3$ (0,333) ≤ 70 mm	$\leq 1/2$ (0,5)
Gruppi di nodi		$\leq 2/5$ (0,4)	$\leq 2/3$ (0,667)	$\leq 3/4$ (0,75)
Inclinazione della fibratura (pendenza %)	In sezione radiale	$\leq 1/14$ (~7%)	$\leq 1/8$ (~12%)	$\leq 1/5$ (20%)
	In sezione tangenziale	$\leq 1/10$ (10%)	$\leq 1/5$ (20%)	$\leq 1/3$ (~33%)
Fessurazioni radiali da ritiro		Ammissibili, purché non passanti		

Prospetto 2 della UNI 11119:2004

(Modalità di misurazione delle caratteristiche quantificabili sugli elementi strutturali lignei in opera)

Smussi	Il minore dei due rapporti tra le dimensioni dei cateti dello smusso e la dimensione del lato corrispondente della sezione efficace.
Nodi singoli	Il rapporto fra il diametro minimo del nodo e la dimensione del lato della sezione efficace su cui compare.
Gruppi di nodi	Il rapporto fra la somma dei diametri minimi dei nodi compresi in un tratto di 150 mm e la dimensione del lato della sezione efficace su cui compare.
Inclinazione della fibratura	L'inclinazione delle fessurazioni da ritiro rispetto all'asse longitudinale dell'elemento, misurata sulle facce delle membrature, in zone distanti da nodi o altre caratteristiche che possano comportare forti deviazioni localizzate della fibratura (per esempio a causa di nodi); la base minima di misura per la determinazione di questo parametro è pari a 150 mm, misurati parallelamente alla dimensione maggiore dell'elemento.

5.1.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Per la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti è necessario definire i "livelli di conoscenza" (LC) per i diversi parametri del modello (geometria,

organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali) individuati sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive. Ai livelli di conoscenza definiti sono correlati i "fattori di confidenza" (FC) da utilizzare, quando previsto, per ridurre ulteriormente i coefficienti parziali di sicurezza. I fattori di confidenza sono legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive e tengono conto delle carenze conoscitive dei parametri del modello. Dal livello di conoscenza conseguono anche i metodi di analisi ammessi per la valutazione della sicurezza sismica. Tenuto conto del livello di conoscenza acquisito sugli elementi lignei della copertura, si assume raggiunto il **livello di conoscenza LC2** con impiego del **fattore di confidenza FC = 1,20** da applicare ai parametri meccanici di resistenza dei materiali.

5.1.2. Classificazione secondo la resistenza

Sulla base delle verifiche visive in situ:

- gli elementi lignei a sezione rettangolare (arcarecci e listelli) sono classificati in **categoria II** secondo i criteri e le regole indicate nel prospetto 1, con le modalità di misurazione indicate nel prospetto 2, della norma UNI 11119:2004;
- gli elementi lignei tipo Uso Fiume o a sezione circolare (travi di colmo e cantonali) sono classificati in **categoria III** secondo i criteri e le regole indicate nel prospetto 1, con le modalità di misurazione indicate nel prospetto 2, della norma UNI 11119:2004.

5.1.3. Profilo resistente

Si riporta il profilo resistente in termini di valori caratteristici, desunto dalla norma UNI 11035-2:2010 per legno cresciuto in Italia, assunto per gli elementi lignei della copertura secondo la classificazione a vista come sopra indicato.

SPECIE	Abete/Italia		
CATEGORIA IN OPERA	II		
PROPRIETÀ	C24 (S2)		
Flessione	$f_{m,k}$	25,0	N/mm ²
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	15,0	N/mm ²
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21,0	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2,6	N/mm ²
Taglio	$f_{v,k}$	4,0	N/mm ²
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{0,m}$	11800	N/mm ²
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)	$E_{0,05}$	7900	N/mm ²
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio)	$E_{90,m}$	390	N/mm ²
Modulo di taglio (medio)	$G_{0,m}$	740	N/mm ²
Massa volumica (5-percentile)	ρ_k	375	kg/m ³
Massa volumica (media)	ρ_m	450	kg/m ³

SPECIE	Abete/Italia		
CATEGORIA IN OPERA	III		

PROPRIETÀ	C18 (S3)		
Flessione	$f_{m,k}$	18,0	N/mm ²
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	11,0	N/mm ²
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	18,0	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2,6	N/mm ²
Taglio	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{0,m}$	10500	N/mm ²
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)	$E_{0,05}$	7000	N/mm ²
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio)	$E_{90,m}$	350	N/mm ²
Modulo di taglio (medio)	$G_{0,m}$	660	N/mm ²
Massa volumica (5-percentile)	ρ_k	375	kg/m ³
Massa volumica (media)	ρ_m	450	kg/m ³

5.2. STATO DI CONSERVAZIONE

Lo stato di conservazione attuale degli elementi lignei è nel complesso discreto e non sono presenti diffusi e significativi stati di degrado materico. Sono comunque presenti degradi localizzati da carbonizzazione per incendio o caratterizzati da umidità con suscettibile deterioramento biologico.

6. AZIONI PERMANENTI

6.1. PESI PROPRI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G_1)

I pesi dei materiali strutturali (G_1) sono assunti in conformità ai valori previsti nella Tab.3.1.I delle NTC 2018 di seguito riportata.

Pesi dell'unità di volume dei principali materiali (Tab. 3.1.I delle NTC 2018)

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

6.2. PESI PROPRI DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (G_2)

Per i pesi propri degli elementi non strutturali (G_2) sono stati assunti i valori di seguito riportati.

Elemento non strutturale	Peso proprio
Tegole in laterizio	1800 daN/m ³

7. AZIONI E CARICHI VARIABILI

7.1. SOVRACCARICHI

Nel caso in esame sono da considerarsi agenti i seguenti sovraccarichi con i relativi coefficienti di combinazione previsti dalla Tab. 2.5.I delle NTC 2018:

Sovraccarichi e coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota \leq 1000 m s.l.m)	0,5	0,2	0,0

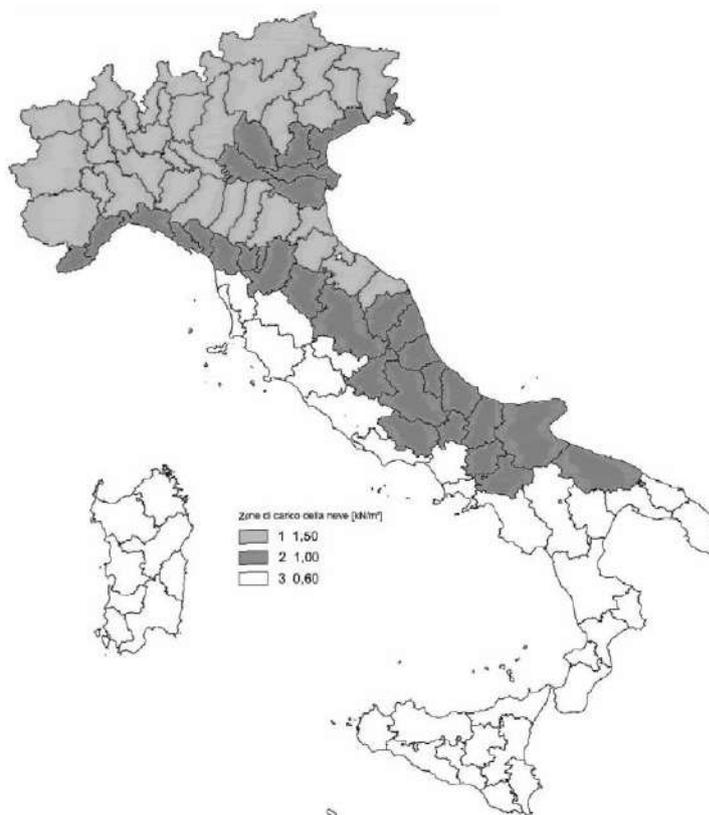
Nel caso in esame sono assunti i valori caratteristici dei sovraccarichi q_k (carichi verticali uniformemente distribuiti), Q_k (carichi verticali concentrati) ed H_k (carichi orizzontali lineari) di seguito riportati.

Valori dei sovraccarichi

Cat.	Ambiente	q_k daN/m ²	Q_k daN	H_k daN/m
H	Coperture accessibili per sola manutenzione	50	120	100

7.2. CARICO NEVE

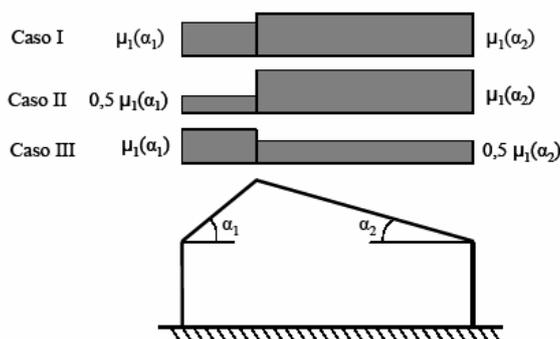
Il carico di neve è considerato agente in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Si riportano di seguito i valori caratteristici dei carichi da neve q_s funzione dei parametri che caratterizzano il sito, per un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.



Zone di carico della neve (Fig. 3.4.1 delle NTC 2018)

Parametri del sito che caratterizzano il carico da neve

Zona I	Vicenza
Altitudine di riferimento del suolo sul livello del mare	$a_s = 130 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$
Valore di riferimento del carico della neve al suolo	$q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$
Coefficiente di esposizione	$C_E = 1,0$
Coefficiente termico	$C_t = 1,0$
Coefficiente di forma delle coperture ($\alpha = 28 \div 29^\circ$)	$\mu_1 = 0,80$



Condizioni di carico per coperture a due falde (Fig. 3.4.3 delle NTC 2018)

Nel caso di copertura a due falde il § 3.4.3.3 delle NTC 2018 prevede di considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate Caso (I), Caso (II) e Caso (III) in Fig. 3.4.3 delle NTC 2018.

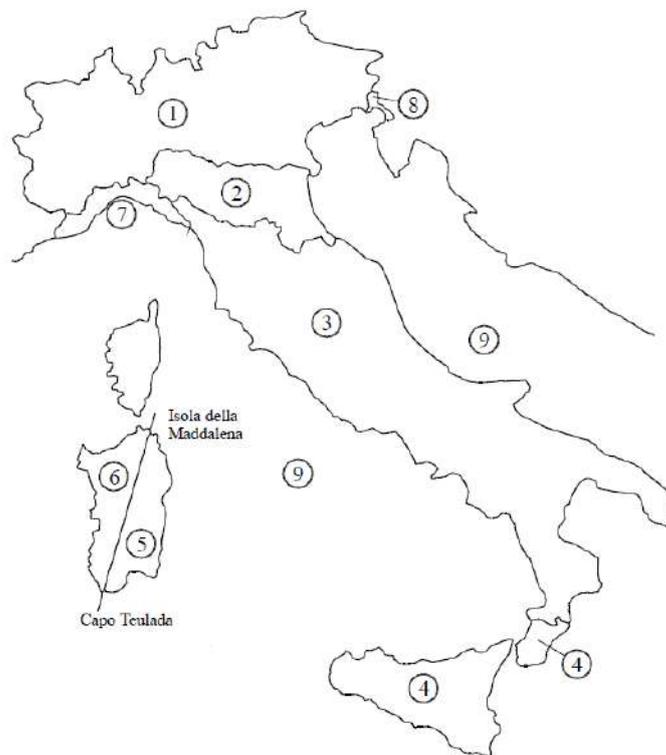
$$q_{s1}(\mu_1) = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \cdot 150 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 120 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{s1}(0,5 \cdot \mu_1) = 0,5 \cdot \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,5 \cdot 0,80 \cdot 150 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 60 \text{ daN/m}^2$$

Nelle verifiche è stato assunto il Caso I con carico neve uniformemente distribuito applicato sull'intera copertura con valore di 120 daN/m².

7.3. AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le NTC 2018 consentono di valutare le azioni del vento adottando appositi parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione, in funzione delle zone definite nella seguente figura.



Mappe delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano (Fig. 3.3.1 delle NTC 2018)

Le azioni esercitate dal vento sono schematizzate con pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, ricondotte ad azioni statiche equivalenti, considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. Si riportano di seguito i parametri che caratterizzano il sito per la determinazione dell'azione del vento.

Zona	1
Parametri della zona	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ $a_0 = 1000 \text{ m}$ $k_s = 0,40$
Velocità base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Altitudine del sito sul livello del mare	$a_s = 130 \text{ m} \leq a_0$
Coefficiente di altitudine	$c_a = 1$
Velocità base di riferimento	$v_b = 25 \text{ m/s}$
Coefficiente di ritorno	$c_r = 1$
Velocità di riferimento	$v_r = 25 \text{ m/s}$
Classe di rugosità del terreno	C
Categoria di esposizione del sito	III

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	$k_r = 0,20$ $Z_0 = 0,10 \text{ m}$ $Z_{\min} = 8 \text{ m}$
Altezza massima dell'edificio	$h = 10,0 \text{ m}$
Inclinazione delle falde di copertura	$\alpha = 28\div 29^\circ$
Coefficiente di topografia	$C_t = 1$
Coefficiente dinamico	$C_d = 1$
Coefficiente di forma sopravento con $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_{pe} = \pm 0,4$
Coefficiente di forma sottovento con $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_{pe} = -0,45$
Coefficiente di pressione interna (positivi)	$C_{pi} = +0,2$
Coefficiente di pressione interna (negativi)	$C_{pi} = -0,3$

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

Pressione cinetica di riferimento del vento:

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390 \text{ N/m}^2 = 39,0 \text{ daN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$$

da cui, per $z = h$, si ottiene:

$$c_e(h) = 0,20^2 \cdot 1 \cdot \ln(10,0/0,10) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(10,0/0,10)] = 2,1$$

L'azione massima esercitabile dal vento su una superficie è ottenuta combinando la pressione esterna con quella interna in modo da dare luogo alla combinazione più sfavorevole (le pressioni positive sono rivolte dall'esterno verso l'interno).

Coperture

Per i coefficienti di pressione esterna c_{pe} da assumere sulle falde sopravento si adottano i valori di seguito riportati in conformità al punto C3.3.8.1.3 della Circ. NTC 2018 per coperture a falda singola di un edificio a pianta rettangolare, con vento ortogonale alla direzione del colmo:

— Coefficiente c_{pe}

$$c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75 = -0,4$$

$$c_{pe} = +\alpha/75 = +0,4$$

Per i coefficienti di pressione esterna c_{pe} da assumere sulle falde sottovento si adottano i valori di seguito riportati in conformità al punto C3.3.8.1.4 della Circ. NTC 2018 per coperture a falda doppia di un edificio a pianta rettangolare, con vento ortogonale alla direzione del colmo:

— Coefficiente c_{pe}

$$c_{pe} = -0,6 + (\alpha + 15)/100 = -0,45$$

Per i coefficienti di pressione interna c_{pi} , da considerare congiuntamente ai coefficienti di pressione esterna, sono assunti i valori di seguito riportati in

conformità al punto C3.3.8.5 della Circ. NTC 2018:

— Coefficiente c_{pi} (caso 3)

$$c_{pi} = +0,20$$

$$c_{pi} = -0,30$$

Pressioni del vento sulle falde (per $z = h$)

— pressione massima negativa (esterna + interna) per falde sopravvento:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \cdot c_d = 39,0 \cdot 2,1 \cdot (-0,40 - 0,30) \cdot 1 = -60 \text{ daN/m}^2$$

— pressione massima positiva (esterna + interna) per falde sopravvento:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \cdot c_d = 39,0 \cdot 2,1 \cdot (+0,40 + 0,20) \cdot 1 = +50 \text{ daN/m}^2$$

— pressione massima (esterna + interna) per falde sottovento:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \cdot c_d = 39,0 \cdot 2,1 \cdot (-0,45 - 0,30) \cdot 1 = -60 \text{ daN/m}^2$$

Sulle falde di copertura sopravvento si considera un'azione del vento di $+50 \text{ daN/m}^2$ se positiva e di -60 daN/m^2 se negativa, mentre su quelle sottovento si considera un'azione del vento pari a -60 daN/m^2 .

9. ANALISI DEI CARICHI

9.1. CARICHI

9.1.1. Copertura

Descrizione carichi	G ₁	G ₂	Q _k
	daN/m ²	daN/m ²	daN/m ²
Listelli in legno sezione 4x5 cm ² interasse 33 cm	5	0	0
Arcarecci in legno sezione 7x14 cm ² interasse 100 cm	5	0	0
Travi principali in legno sezione Ø22 cm	5	0	0
Manto di copertura in tegole	0	60	0
Carico neve	0	0	120
Azione del vento	0	0	50
Totale	15	60	170

10. VERIFICHE

10.1. METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

I calcoli delle strutture sono eseguiti secondo le regole generali della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, in funzione delle condizioni di vincolo e tenendo conto del naturale comportamento delle strutture, prevedendo anche le condizioni di carico più sfavorevoli ed eventuali gradi di vincolo incerti. Le verifiche di sicurezza sono eseguite utilizzando il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza (metodo di primo livello).

Le verifiche sono state eseguite nei confronti dei soli stati limite ultimi (SLU), mentre nei confronti delle azioni sismiche sono condotte semplici valutazioni qualitative.

10.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione $F_d = \gamma_F \cdot F_k$, essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 \cdot F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

10.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le verifiche sono condotte assumendo le seguenti combinazioni delle azioni di progetto in conformità al punto 2.5.3 delle NTC 2018.

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

10.4. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

I valori dei coefficienti parziali delle azioni per le verifiche agli stati limite

ultimi sono assunti come riportati nella seguente tabella.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tabella 6.2.I delle NTC 2018)

	Effetto	Coefficiente γ_F	EQU	A1
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3
Carichi permanenti G_2	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5
Azioni variabili Q_i	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5

10.5. RISULTATI DELLE VERIFICHE

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche analitiche di resistenza eseguite nei confronti delle azioni gravitazionali (SLU). Tenuto conto della tipologia strutturale della copertura non sono condotte specifiche verifiche nei confronti delle azioni sismiche, per le quali sono invece svolte valutazioni solo di tipo qualitativo.

10.5.1. Listelli

Per i listelli si assume lo schema statico conservativo di trave in semplice appoggio.

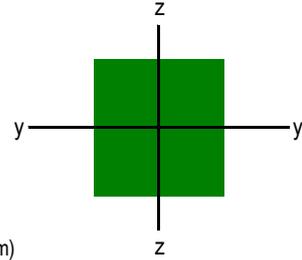
LISTELLI

Geometria del solaio

Luce della trave $L_0 =$	100,0	cm
Interasse travi $i =$	33,0	cm
Base trave $b =$	4,0	cm
Altezza trave $h =$	5,0	cm
Inclinazione $y-y =$	29,00	°
Inclinazione $x-x =$	0,00	°

Valori statici della sezione

$A =$	20,0	cm ²
$J_z =$	26,7	cm ⁴
$J_y =$	41,7	cm ⁴
$W_z =$	13,4	cm ³
$W_y =$	16,7	cm ³
$kh =$	1,246	(lato max = 50 mm)



Luce di calcolo L 100,0 cm

Classe di servizio 2 Ambiente a 20°C e $U \leq 85\%$

Materiale

Esistente LC2

Legno Abete/Italia S2 (UNI 11035-2:2010)

Valori caratteristici		Valori di calcolo	
$f_{mk} =$	311,5 daN/cm ²	$f_{md} =$	173,1 daN/cm ²
$f_{t0k} =$	186,9 daN/cm ²	$f_{t0d} =$	103,8 daN/cm ²
$f_{t90k} =$	4,0 daN/cm ²	$f_{t90d} =$	2,2 daN/cm ²
$f_{c0k} =$	210,0 daN/cm ²	$f_{c0d} =$	116,7 daN/cm ²
$f_{c90k} =$	26,0 daN/cm ²	$f_{c90d} =$	14,4 daN/cm ²
$f_{vk} =$	40,0 daN/cm ²	$f_{vd} =$	22,2 daN/cm ²
$E_{0,05} =$	79000 daN/cm ²	$E_{0,m} =$	118000 daN/cm ²
$G_{0,05} =$	4954 daN/cm ²	$G_{0,m} =$	7400 daN/cm ²
$P_{k,05} =$	375 daN/m ³	$P_{k,95} =$	525 daN/m ³

Coefficienti per il calcolo del legno

$K_{mod} =$	0,60	(carichi permanenti)	$K_{def} =$	0,80
$K_{mod} =$	1,00	(carichi variabili)	$k_m =$	0,70

Carichi sulla trave	Comb. SLE Rara	Comb. SLU
Carichi in direzione x	0 daN/m	0 daN/m
Carichi in direzione y	27 daN/m	40 daN/m
Carichi in direzione z	58 daN/m	88 daN/m

Sollecitazioni per verifiche allo SLU

<u>Sforzi normali agli appoggi</u>	$N =$	0	daN
<u>Tagli agli appoggi</u>	$V_y =$	20	daN
	$V_z =$	44	daN
<u>Momenti in campata</u>	$M_z =$	5	daNm
	$M_y =$	11	daNm

Verifiche di resistenza (SLU)

<u>Verifica a taglio</u>	$\tau_{dz} =$	6,6	daN/cm ²		
	$\tau_{dy} =$	3,0	daN/cm ²		
	$\tau_d = (\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2)^{0,5} =$	7,2	daN/cm ²	\leq	22,2 Verificato
<u>Verifica a flessione</u>	$\sigma_{mdy} =$	65,9	daN/cm ²		
	$\sigma_{mdz} =$	37,3	daN/cm ²		
	$k_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} =$	0,48	-	\leq	1,0 Verificato
	$\sigma_{myd}/f_{myd} + k_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} =$	0,53	-	\leq	1,0 Verificato

Permanenti strutturali G1

Peso travi	=	3	daN/m ²
-	=	0	daN/m ²
Permanenti strutturali G1	=	3	daN/m ²

Permanenti non strutturali G2

$\gamma_{G2} = \gamma_{G1} \Rightarrow$	no
Manto di copertura in tegole	= 60 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
Totale carichi permanenti G2	= 60 daN/m ²

Carichi variabili Qki

Q_{ki} principale =	Q_{k1}
Carico variabile Q_{k1}	= 120 daN/m ²
Categoria carico:	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)
Classe di durata del carico:	Breve durata (< 1 settimana)

Carico variabile Q_{k2}	= 50 daN/m ²
Categoria carico:	Vento
Classe di durata del carico:	Istantaneo

Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Carichi	SLE	SLU	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
G1 $\gamma_{G1} =$	1,0	1,30	-	-	-
G2 $\gamma_{G2} =$	1,0	1,50	-	-	-
Qk1 $\gamma_{Qk1} =$	1,0	1,50	0,5	0,2	0,0
Qk2 $\gamma_{Qk2} =$	1,0	1,50	0,6	0,2	0,0

Coefficienti parziali di sicurezza del materiale

Materiale	SLE	SLU	Tab. 4.4.III	SLU
Legno $\gamma_m =$	1,0	1,50	Colonna A	FC = 1,20

Combinazione per verifica agli SLU

Fondamentale

$k_{cr} =$	0,5	-
$b_{ef} =$	2,0	cm
$h_{ef} =$	2,5	cm

10.5.2. Arcarecci

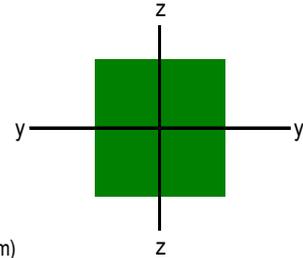
ARCARECCI

Geometria del solaio

Luce della trave $L_0 =$	415,0	cm
Interasse travi $i =$	100,0	cm
Base trave $b =$	7,0	cm
Altezza trave $h =$	14,0	cm
Inclinazione y-y $=$	0,00	°
Inclinazione x-x $=$	29,00	°

Valori statici della sezione

$A =$	98,0	cm ²
$J_z =$	400,2	cm ⁴
$J_y =$	1600,7	cm ⁴
$W_z =$	114,3	cm ³
$W_y =$	228,7	cm ³
$kh =$	1,014	(lato max = 140 mm)



Luce di calcolo L 474,5 cm

Classe di servizio 2 Ambiente a 20°C e U <= 85%

Materiale

Esistente LC2

Legno Abete/Italia S2 (UNI 11035-2:2010)

Valori caratteristici		Valori di calcolo	
$f_{mk} =$	253,5 daN/cm ²	$f_{md} =$	140,8 daN/cm ²
$f_{t0k} =$	152,1 daN/cm ²	$f_{t0d} =$	84,5 daN/cm ²
$f_{t90k} =$	4,0 daN/cm ²	$f_{t90d} =$	2,2 daN/cm ²
$f_{c0k} =$	210,0 daN/cm ²	$f_{c0d} =$	116,7 daN/cm ²
$f_{c90k} =$	26,0 daN/cm ²	$f_{c90d} =$	14,4 daN/cm ²
$f_{vk} =$	40,0 daN/cm ²	$f_{vd} =$	22,2 daN/cm ²
$E_{0,05} =$	79000 daN/cm ²	$E_{0,m} =$	118000 daN/cm ²
$G_{0,05} =$	4954 daN/cm ²	$G_{0,m} =$	7400 daN/cm ²
$P_{k,05} =$	375 daN/m ³	$P_{k,95} =$	525 daN/m ³

Coefficienti per il calcolo del legno

$K_{mod} =$	0,60	(carichi permanenti)	$K_{def} =$	0,80
$K_{mod} =$	1,00	(carichi variabili)	$k_m =$	0,70

Carichi sulla trave	Comb. SLE Rara	Comb. SLU
Carichi in direzione x	85 daN/m	126 daN/m
Carichi in direzione y	0 daN/m	0 daN/m
Carichi in direzione z	183 daN/m	273 daN/m

Sollecitazioni per verifiche allo SLU

<u>Sforzi normali agli appoggi</u>	$N =$	299	daN
<u>Tagli agli appoggi</u>	$V_y =$	0	daN
	$V_z =$	648	daN
<u>Momenti in campata</u>	$M_z =$	0	daNm
	$M_y =$	768	daNm

Verifiche di resistenza (SLU)

<u>Verifica a taglio</u>	$\tau_{dz} =$	19,8	daN/cm ²
	$\tau_{dy} =$	0,0	daN/cm ²
	$\tau_d = (\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2)^{0,5} =$	19,8	daN/cm ²
<u>Verifica a flessione</u>	$\sigma_{mdy} =$	335,8	daN/cm ²
	$\sigma_{mdz} =$	0,0	daN/cm ²
	$k_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} =$	1,67	-
	$\sigma_{myd} / f_{myd} + k_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} =$	2,38	-

Permanenti strutturali G1

Peso travi	=	5	daN/m ²
Listelli	=	5	daN/m ²
Permanenti strutturali G1	=	10	daN/m ²

Permanenti non strutturali G2

$\gamma_{G2} = \gamma_{G1} =>$ no

Manto di copertura in tegole	=	60	daN/m ²
-	=	0	daN/m ²
-	=	0	daN/m ²
-	=	0	daN/m ²
-	=	0	daN/m ²
Totale carichi permanenti G2	=	60	daN/m ²

Carichi variabili Qki

Qki principale = Qk1

Carico variabile Qk1	=	120	daN/m ²
Categoria carico:	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)		
Classe di durata del carico:	Breve durata (< 1 settimana)		

Carico variabile Qk2	=	50	daN/m ²
Categoria carico:	Vento		
Classe di durata del carico:	Istantaneo		

Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Carichi	SLE	SLU	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
G1	$\gamma_{G1} =$ 1,0	1,30	-	-	-
G2	$\gamma_{G2} =$ 1,0	1,50	-	-	-
Qk1	$\gamma_{Qk1} =$ 1,0	1,50	0,5	0,2	0,0
Qk2	$\gamma_{Qk2} =$ 1,0	1,50	0,6	0,2	0,0

Coefficienti parziali di sicurezza del materiale

Materiale	SLE	SLU	Tab. 4.4.III	SLU
Legno	$\gamma_m =$ 1,0	1,50	Colonna A	FC = 1,20

Combinazione per verifica agli SLU

Fondamentale

			$k_{cr} =$	0,5	-
			$b_{ef} =$	3,5	cm
			$h_{ef} =$	7,0	cm
<=	22,2	Verificato			
>	1,0	NON Verificato			
>	1,0	NON Verificato			

10.5.3.Trave cantonale

Per i cantonali si assume un'area d'influenza rettangolare con larghezza pari a metà dell'altezza dell'area triangolare.

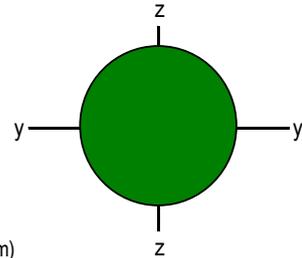
TRAVE CANTONALE

Geometria del solaio

Luce della trave $L_0 =$	585,0	cm
Interasse travi $i =$	150,0	cm
Diametro trave $D =$	20,0	cm
Inclinazione $y-y =$	0,00	°
Inclinazione $x-x =$	20,30	°

Valori statici della sezione

$A =$	314,2	cm ²
$J_z =$	7854,0	cm ⁴
$J_y =$	7854,0	cm ⁴
$W_z =$	785,4	cm ³
$W_y =$	785,4	cm ³
$kh =$	1,000	(lato max = 200 mm)



Luce di calcolo L 623,7 cm

Classe di servizio 2 Ambiente a 20°C e $U \leq 85\%$

Materiale

Esistente LC2

Legno Abete/Italia S3 (UNI 11035-2:2010)

Valori caratteristici		Valori di calcolo	
$f_{mk} =$	180,0 daN/cm ²	$f_{md} =$	100,0 daN/cm ²
$f_{t0k} =$	110,0 daN/cm ²	$f_{t0d} =$	61,1 daN/cm ²
$f_{t90k} =$	4,0 daN/cm ²	$f_{t90d} =$	2,2 daN/cm ²
$f_{c0k} =$	180,0 daN/cm ²	$f_{c0d} =$	100,0 daN/cm ²
$f_{c90k} =$	26,0 daN/cm ²	$f_{c90d} =$	14,4 daN/cm ²
$f_{vk} =$	34,0 daN/cm ²	$f_{vd} =$	18,9 daN/cm ²
$E_{0,05} =$	70000 daN/cm ²	$E_{0,m} =$	105000 daN/cm ²
$G_{0,05} =$	4400 daN/cm ²	$G_{0,m} =$	6600 daN/cm ²
$P_{k,05} =$	375 daN/m ³	$P_{k,95} =$	525 daN/m ³

Coefficienti per il calcolo del legno

$K_{mod} =$	0,60	(carichi permanenti)	$K_{def} =$	0,80
$K_{mod} =$	1,00	(carichi variabili)	$k_m =$	1,00

Carichi sulla trave	Comb. SLE Rara	Comb. SLU
Carichi in direzione x	101 daN/m	149 daN/m
Carichi in direzione y	0 daN/m	0 daN/m
Carichi in direzione z	317 daN/m	470 daN/m

Sollecitazioni per verifiche allo SLU

<u>Sforzi normali agli appoggi</u>	$N =$	465	daN
<u>Tagli agli appoggi</u>	$V_y =$	0	daN
	$V_z =$	1466	daN
<u>Momenti in campata</u>	$M_z =$	0	daNm
	$M_y =$	2285	daNm

Verifiche di resistenza (SLU)

<u>Verifica a taglio</u>	$\tau_{dz} =$	10,5	daN/cm ²	
	$\tau_{dy} =$	0,0	daN/cm ²	
	$\tau_d = (\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2)^{0,5} =$	10,5	daN/cm ²	\leq 18,9 Verificato
<u>Verifica a flessione</u>	$\sigma_{mdy} =$	290,9	daN/cm ²	
	$\sigma_{mdz} =$	0,0	daN/cm ²	
	$k_m \cdot \sigma_{mdy} / f_{myd} + \sigma_{mdz} / f_{mzd} =$	2,91	-	$>$ 1,0 NON Verificato
	$\sigma_{mdy} / f_{myd} + k_m \cdot \sigma_{mdz} / f_{mzd} =$	2,91	-	$>$ 1,0 NON Verificato

Permanenti strutturali G1

Peso travi	=	11	daN/m ²
Arcarecci + listelli	=	10	daN/m ²
Permanenti strutturali G1	=	21	daN/m ²

Permanenti non strutturali G2

$\gamma_{G2} = \gamma_{G1} \Rightarrow$	no
Manto di copertura in tegole	= 60 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
Totale carichi permanenti G2	= 60 daN/m ²

Carichi variabili Qki

Q_{ki} principale =	Q_{k1}
Carico variabile Q_{k1}	= 120 daN/m ²
Categoria carico:	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)
Classe di durata del carico:	Breve durata (< 1 settimana)

Carico variabile Q_{k2}

Q_{k2}	= 50 daN/m ²
Categoria carico:	Vento
Classe di durata del carico:	Istantaneo

Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Carichi	SLE	SLU	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
G1 $\gamma_{G1} =$	1,0	1,30	-	-	-
G2 $\gamma_{G2} =$	1,0	1,50	-	-	-
Q_{k1} $\gamma_{Qk1} =$	1,0	1,50	0,5	0,2	0,0
Q_{k2} $\gamma_{Qk2} =$	1,0	1,50	0,6	0,2	0,0

Coefficienti parziali di sicurezza del materiale

Materiale	SLE	SLU	Tab. 4.4.III	SLU
Legno $\gamma_m =$	1,0	1,50	Colonna A	FC = 1,20

Combinazione per verifica agli SLU

Fondamentale

$k_{cr} =$	0,59	-
$b_{ef} =$	11,8	cm
$h_{ef} =$	11,8	cm

10.5.4.Trave di colmo

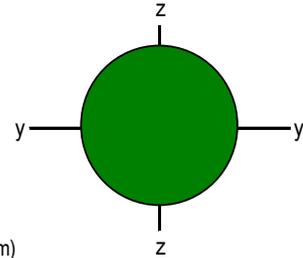
TRAVE DI COLMO

Geometria del solaio

Luce della trave $L_0 =$	220,0	cm
Interasse travi $i =$	415,0	cm
Diametro trave $D =$	20,0	cm
Inclinazione $y-y =$	0,00	°
Inclinazione $x-x =$	0,00	°

Valori statici della sezione

$A =$	314,2	cm ²
$J_z =$	7854,0	cm ⁴
$J_y =$	7854,0	cm ⁴
$W_z =$	785,4	cm ³
$W_y =$	785,4	cm ³
$kh =$	1,000	(lato max = 200 mm)



Luce di calcolo L 220,0 cm

Classe di servizio 2 Ambiente a 20°C e U <= 85%

Materiale

Esistente LC2

Legno Abete/Italia S3 (UNI 11035-2:2010)

Valori caratteristici		Valori di calcolo	
$f_{mk} =$	180,0 daN/cm ²	$f_{md} =$	100,0 daN/cm ²
$f_{t0k} =$	110,0 daN/cm ²	$f_{t0d} =$	61,1 daN/cm ²
$f_{t90k} =$	4,0 daN/cm ²	$f_{t90d} =$	2,2 daN/cm ²
$f_{c0k} =$	180,0 daN/cm ²	$f_{c0d} =$	100,0 daN/cm ²
$f_{c90k} =$	26,0 daN/cm ²	$f_{c90d} =$	14,4 daN/cm ²
$f_{vk} =$	34,0 daN/cm ²	$f_{vd} =$	18,9 daN/cm ²
$E_{0,05} =$	70000 daN/cm ²	$E_{0,m} =$	105000 daN/cm ²
$G_{0,05} =$	4400 daN/cm ²	$G_{0,m} =$	6600 daN/cm ²
$P_{k,05} =$	375 daN/m ³	$P_{k,95} =$	525 daN/m ³

Coefficienti per il calcolo del legno

$K_{mod} =$	0,60	(carichi permanenti)	$K_{def} =$	0,80
$K_{mod} =$	1,00	(carichi variabili)	$k_m =$	1,00

Carichi sulla trave	Comb. SLE Rara	Comb. SLU
Carichi in direzione x	0 daN/m	0 daN/m
Carichi in direzione y	0 daN/m	0 daN/m
Carichi in direzione z	971 daN/m	1444 daN/m

Sollecitazioni per verifiche allo SLU

<u>Sforzi normali agli appoggi</u>	$N =$	0 daN
<u>Tagli agli appoggi</u>	$V_y =$	0 daN
	$V_z =$	1588 daN
<u>Momenti in campata</u>	$M_z =$	0 daNm
	$M_y =$	874 daNm

Verifiche di resistenza (SLU)

<u>Verifica a taglio</u>	$\tau_{dz} =$	11,4 daN/cm ²	
	$\tau_{dy} =$	0,0 daN/cm ²	
	$\tau_d = (\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2)^{0,5} =$	11,4 daN/cm ²	<= 18,9 Verificato
<u>Verifica a flessione</u>	$\sigma_{mdy} =$	111,3 daN/cm ²	
	$\sigma_{mdz} =$	0,0 daN/cm ²	
	$k_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} =$	1,11	> 1,0 NON Verificato
	$\sigma_{myd} / f_{myd} + k_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} =$	1,11	> 1,0 NON Verificato

Permanenti strutturali G1

Peso travi	=	4 daN/m ²
Arcarecci + listelli	=	11 daN/m ²
Permanenti strutturali G1	=	15 daN/m ²

Permanenti non strutturali G2

$\gamma_{G2} = \gamma_{G1} =>$	no
Manto di copertura in tegole	= 69 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
-	= 0 daN/m ²
Totale carichi permanenti G2	= 69 daN/m ²

Carichi variabili Qki

Carico principale =	Qk1
Carico variabile Qk1	= 120 daN/m ²
Categoria carico:	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)
Classe di durata del carico:	Breve durata (< 1 settimana)

Carico variabile Qk2

	= 50 daN/m ²
Categoria carico:	Vento
Classe di durata del carico:	Istantaneo

Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Carichi	SLE	SLU	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
G1 $\gamma_{G1} =$	1,0	1,30	-	-	-
G2 $\gamma_{G2} =$	1,0	1,50	-	-	-
Qk1 $\gamma_{Qk1} =$	1,0	1,50	0,5	0,2	0,0
Qk2 $\gamma_{Qk2} =$	1,0	1,50	0,6	0,2	0,0

Coefficienti parziali di sicurezza del materiale

Materiale	SLE	SLU	Tab. 4.4.III	SLU
Legno $\gamma_m =$	1,0	1,50	Colonna A	FC = 1,20

Combinazione per verifica agli SLU

Fondamentale

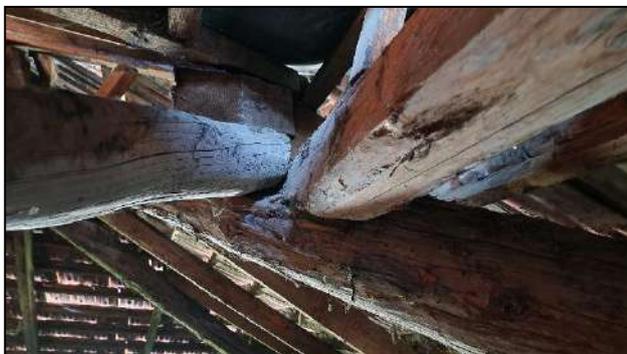
$k_{cr} =$	0,59	-
$b_{ef} =$	11,8	cm
$h_{ef} =$	11,8	cm

11. CRITICITÀ E CARENZE STRUTTURALI RISCONTRATE

Si descrivono di seguito le principali criticità e carenze strutturali riscontrate in fase di sopralluogo e desunte dalle verifiche e valutazioni eseguite.

Le verifiche analitiche eseguite sugli elementi lignei di copertura hanno evidenziato, ad eccezione dei listelli, una ridotta e non adeguata capacità di resistenza a flessione, per carichi gravitazionali (pesi propri e permanenti) e azioni di servizio (neve e vento), rispetto ai livelli di sicurezza per le nuove costruzioni richiesti dalle vigenti norme tecniche, con maggiore criticità per arcarecci e cantonali.

I collegamenti tra i differenti elementi lignei e tra questi e quelli non lignei sono caratterizzati da evidenti carenze strutturali/costruttive che implicano una loro inadeguata funzionalità statica, soprattutto nei confronti delle azioni orizzontali o di quelle verticali verso l'alto (vento e sisma).



Carenze strutturali/costruttive delle connessioni lignee

Dal punto di vista sismico la struttura lignea in esame non è in grado di interferire con il comportamento statico d'insieme dell'edificio a causa dell'inadeguata interazione tra elementi lignei e tra questi e quelli non lignei.

Diversi elementi lignei sono sostenuti in campata da uno o più puntelli provvisori in acciaio o di legno, con funzione di rompitratta, che poggiano sul solaio piano in latero-cemento. Tali interventi, oltre a manifestare l'inadeguatezza degli elementi lignei, fanno gravare sull'ultimo solaio piano una parte, anche rilevante, dei carichi e delle azioni agenti sulla copertura.



Puntelli rompitratta della copertura

Si evidenzia che i sopralluoghi eseguiti ai piani inferiori hanno rilevato che le colonne in muratura non proseguono su corrispondenti elementi portanti verticali al piano primo. Le colonne, pertanto, si interrompono all'ultimo solaio piano in latero-cemento, sul quale sono presenti dei basamenti in calcestruzzo alla base di ciascuna colonna, forse oggetto di un intervento strutturale di cui, però, lo scrivente non ha documentazione. **Tale situazione, piuttosto critica dal punto di vista statico, espone l'ultimo solaio piano in latero-cemento ad un rischio di cedimento potenzialmente elevato, soprattutto se ulteriormente carico.**



Ultimo solaio piano in latero-cemento

Intradosso dell'ultimo solaio piano

12. CONCLUSIONI

Per le valutazioni sulla copertura in esame lo scrivente ha eseguito due sopralluoghi nei giorni 06/04/2023 e 22/11/2023.

Dalle ispezioni in situ, dalle verifiche analitiche e dalle valutazioni qualitative sono emerse le seguenti criticità e carenze strutturali:

- **gli elementi lignei di copertura, ad eccezione dei listelli, hanno evidenziato una ridotta e non adeguata capacità di resistenza a flessione, per carichi gravitazionali (pesi propri e permanenti) e azioni di servizio (neve e vento), rispetto ai livelli di sicurezza per le nuove costruzioni richiesti dalle vigenti norme tecniche, con maggiore criticità per arcarecci e cantonali;**
- i collegamenti tra i differenti elementi lignei e tra questi e quelli non lignei sono caratterizzati da evidenti carenze strutturali/costruttive che implicano una loro inadeguata funzionalità statica, soprattutto nei confronti delle azioni orizzontali o di quelle verticali verso l'alto (vento e sisma);
- dal punto di vista sismico la struttura lignea in esame non è in grado di interferire con il comportamento statico d'insieme dell'edificio;
- diversi elementi lignei sono sostenuti in campata da uno o più puntelli provvisori in acciaio o di legno, con funzione di rompitratta, che poggiano sul sottostante solaio piano in latero-cemento.

Si rileva, inoltre, che le tre colonne in muratura non proseguono al piano inferiore ma si interrompono al solaio piano in latero-cemento, sul quale sono presenti dei basamenti in calcestruzzo alla base di ciascuna colonna. L'assenza al piano primo di corrispondenti elementi portanti verticali a sostegno delle colonne, associata alla già descritta presenza dei puntelli rompitratta, comporta che gran parte dei carichi e delle azioni agenti sulla copertura gravano, di fatto, sull'ultimo solaio piano in latero-cemento, forse oggetto di un intervento strutturale di cui, però, lo scrivente non ha documentazione. **Tale situazione, piuttosto critica dal punto di vista statico, espone l'ultimo solaio piano in latero-cemento ad un rischio di cedimento potenzialmente elevato, soprattutto se ulteriormente carico.**

Per quanto sopra esposto si evince che la copertura in oggetto non soddisfa i livelli di sicurezza previsti dalle vigenti norme tecniche di cui al D.M. 17 gennaio 2018 in relazione alla vita nominale, alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni (comprese quelle sismiche) ed alle loro combinazioni.

Si raccomanda fortemente di:

- **non aggiungere ulteriori carichi sia sulla copertura sia sull'ultimo solaio piano in latero-cemento;**
- **valutare e realizzare in tempi brevi interventi di messa in sicurezza per la rimozione delle criticità e delle carenze strutturali rilevate.**

Barbarano Mossano, 18 gennaio 2024

Il tecnico
Ing. Massimo Di Girolamo

