

FLAVIO CASSARINO ARCHITETTO

ORDINE DEGLI ARCHITETTI DI BRESCIA N. 754

Via Moretto 15 - 25122 Brescia

Tel. +39 030 462780

www.flaviocassarino.com e-mail: info@flaviocassarino.com

STUDIO MICHELETTI

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Via San Rocco 99a - 25123 Brescia

Tel. +39 030 303879 Fax +39 030 302810

www.michelettiingegneria.it e-mail: michelettiingegneria@tin.it



COMUNE DI PALAZZOLO SULL'OGGIO

Provincia di Brescia

VILLA LANFRANCHI

PARCO DELLE TRE VILLE

**CONSERVAZIONE, RESTAURO E VALORIZZAZIONE
DELLA VILLA LANFRANCHI E CASA DEL CUSTODE
CUP J47E19000080002**

**PROGETTO ESECUTIVO
CASA del CUSTODE - PADIGLIONE AGGIUNTIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO

Aggiornamento Febbraio 2022

1:20 - APERTURE CESSI E BAGNO

PALAZZINA LANFRANCHI

PALAZZINA

APERTURE SCALA - 1:20

All rights reserved

La proprietà di questo documento è riservata a termini di legge. Ne è pertanto vietata ogni riproduzione non autorizzata.

▪ DATI GENERALI

OPERA: Relazione illustrativa interventi ipotizzati – Edificio esistente

LOCALITÀ: Palazzolo sull'Oglio (BS), Parco delle Tre Ville

▪ DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio in oggetto si sviluppa su due piani fuori terra e presenta una struttura sismoresistente in muratura. Al di sopra di un solaio di sottotetto non praticabile è presente la copertura a falda multipla in legno massiccio, composta da capriate e travi a sostegno degli arcarecci, sui quali sono appoggiate direttamente le tegole.

Per questo edificio il progetto architettonico non prevede interventi strutturali rilevanti, se non la sistemazione della suddetta copertura e l'apertura di una porta a piano terra con relativa cerchiatura. Si tenga tuttavia presente che, allo stato attuale, è di fatto impossibile eseguire un rilievo preciso della struttura in legno (è stato possibile solo scattare alcune fotografie da una botola posta in posizione centrale), pertanto le considerazioni e le indicazioni che seguono dovranno necessariamente essere verificate e approfondite durante i lavori. Anche lo schema strutturale riportato nella tavola allegata, desunto dalle fotografie, non è detto che corrisponda esattamente alla situazione reale.

Dal rilievo fotografico emerge:

- la presenza di alcune opere di puntellamento degli elementi strutturali;
- lo stato di degrado di alcuni elementi, visibile anche dall'esterno lungo le gronde;
- l'assenza di un assito in legno e in generale di controventamenti di falda.

Per ovviare ai difetti riscontrati, l'intervento previsto sulla copertura comprende:

- la verifica ed eventuale sostituzione degli elementi in legno ammalorati;
- la realizzazione di un nuovo assito di spessore pari a 22 mm;
- l'irrigidimento del tetto mediante l'inserimento di nastri forati posti sopra il nuovo assito e chiodati agli elementi sottostanti;
- il miglioramento delle connessioni strutturali tra gli elementi.

Contestualmente si provvederà a verificare ed eventualmente consolidare anche il solaio di sottotetto, in modo che possa reggere almeno il carico previsto per le manutenzioni.

Si ritiene che gli interventi in oggetto siano classificabili, secondo il paragrafo 8.4.1 delle NTC 2018, come intervento locale, in quanto:

- riguardano una porzione limitata della costruzione esistente;
- le nuove opere non producono sostanziali modifiche al comportamento globale della struttura dell'edificio;
- l'incremento dei carichi globali verticali in fondazione è pressoché nullo;
- non vi è variazione di classe d'uso dell'edificio.

Di seguito si riportano le piante strutturali delle pareti a piano terra e della copertura (indicativa e da verificare durante i lavori).

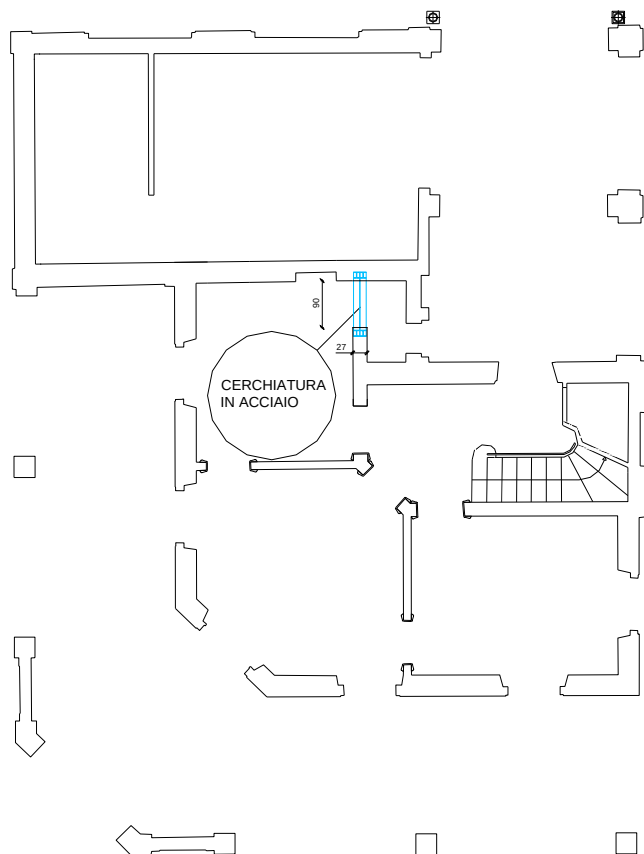


Figura 1 - Pianta piano terra con cerchiatura nuova apertura

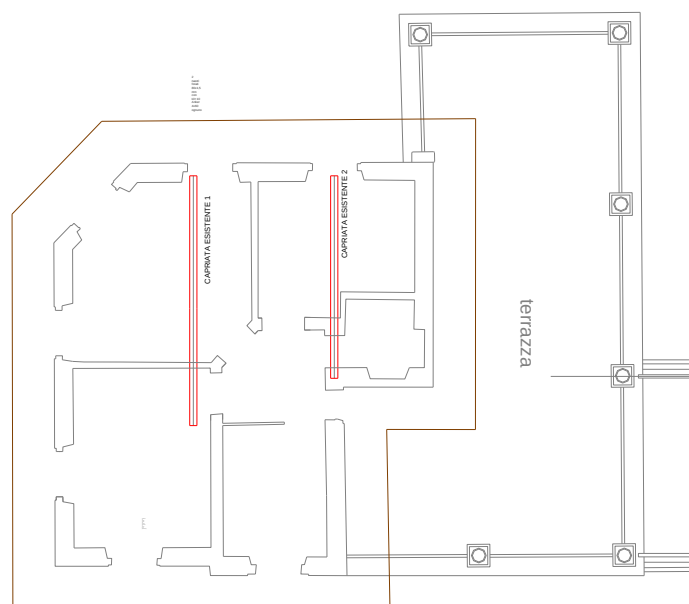


Figura 2 - Pianta indicativa capriate sottotetto - Da verificare

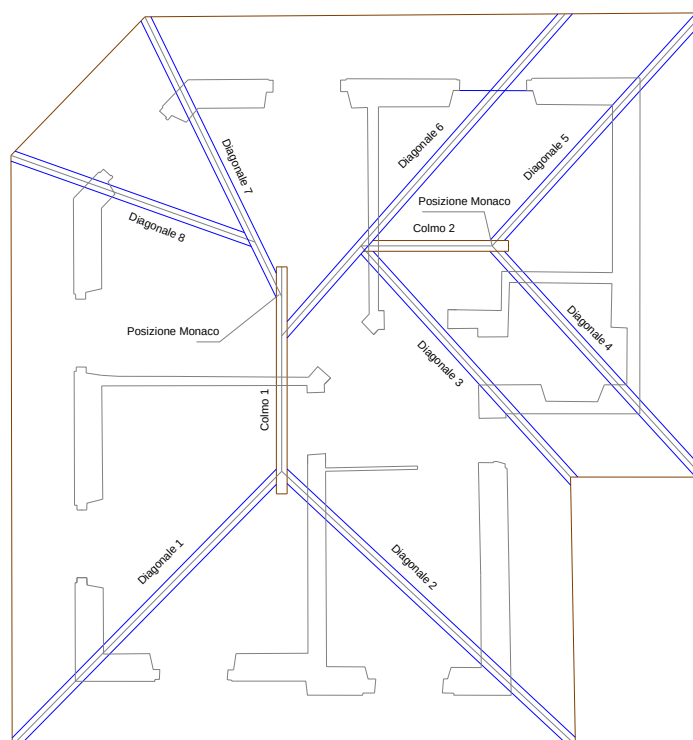


Figura 3 - Pianta indicativa travi di copertura - Da verificare

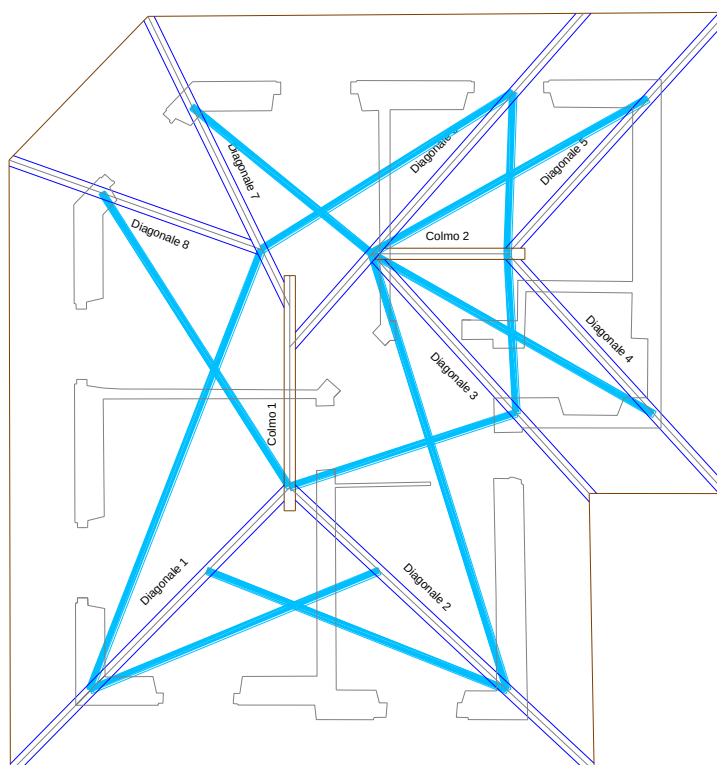


Figura 4 – Pianta indicativa disposizione nastri forati

Si riportano di seguito la verifica della cerchiatura in acciaio a piano terra, dimensionata per ripristinare la rigidezza e la resistenza della parete da demolire, e la verifica dei nastri metallici posati sopra l'assito in modo da irrigidire le falde di copertura.



1. Verifica Cerchiatura

RIGIDEZZA MURATURA			
Tipo muratura	6	LC	N/D
Muratura in mattoni pieni e malta di calce			
Emin (tab. C8A.2.1)	1200	Mpa	
Emax (tab. C8A.2.1)	1800	Mpa	
Gmin (tab. C8A.2.1)	400	Mpa	
Gmax (tab. C8A.2.1)	600	Mpa	
Qualità muratura	N/D		
Coeff. Correzione (Tab C8A.2.2)	1,0	n	
Ed	1200	Mpa	
Gd	400	MPa	
n (rigidezza solaio)	flessibile	3	
Larghezza netta foro	0,90	m	
Larghezza lorda	1,14	m	
Spessore	0,25	m	
Altezza totale muro	2,10	m	
Area	0,285	m ²	
J	0,03	m ⁴	

Dati complessivi stato attuale

Resistenza parete stato attuale	10.5376 kN	Rigidezza parete stato attuale	9466 kN/m ²
------------------------------------	------------	-----------------------------------	---------------------------

Spostamento massimo stato attuale	0.84 cm
--------------------------------------	---------

Telai metallici

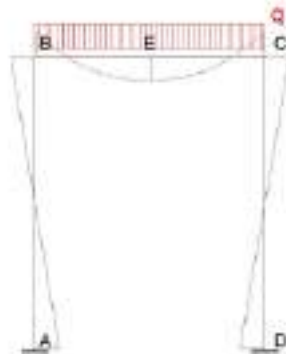
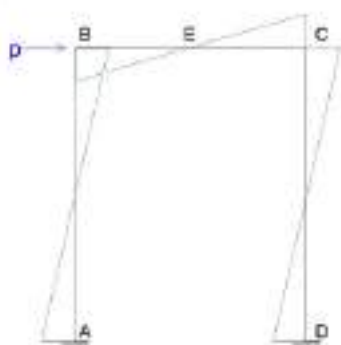
Telaio n° 1

Tipo profilato	HEB120	Tipo acciaio	S275
Mom. inerzia profilato	864.4 cm ⁴	Mom. resistenza profilato	144 cm ³
Mod. elasticità profilato	210000 N/mm ²	Tensione di snervamento	275 N/mm ²
Altezza piedritto	2.1 m	Luce netta tra i piedritti	0.9 m
N° complessivo di piedritti	4	Vincolo di base	incastro
Rigidità del Telaio	9408.43 kN/m	Spostamento elastico del telaio	1.605 cm
Resistenza Ultima a Taglio del telaio	150.962 kN	Resistenza effettiva a taglio del telaio	118.546 kN
Tipo profilato traversi superiori	HEB120	N° complessivo di traversi superiori	2
Tipo profilato traversi inferiori	HEB120	N° complessivo di traversi inferiori	2

Verifica telaio - nodi rigidi

$$M_A = M_D = 71.729 \text{ kNm} \quad M_B = M_C = 67.239 \text{ kNm}$$

$$M_E = 19.754 \text{ kNm}$$



Momento sollecitante massimo traversi superiori	67.239 kNm	Momento resistente traversi superiori	75.481 kNm ✓ Verifica soddisfatta
Momento sollecitante massimo traversi inferiori	71.729 kNm	Momento resistente traversi inferiori	75.481 kNm ✓ Verifica soddisfatta
Momento sollecitante massimo montanti	71.729 kNm	Momento resistente montanti	75.429 kNm ✓ Verifica soddisfatta
		Momento resistente saldatura montanti affidato alle saldature delle piattabande $t_w \geq 7 \text{ mm}$	77.616 kNm ✓ Verifica soddisfatta
		Taglio resistente saldatura montanti affidato alle saldature dell'anima $t_w \geq 7 \text{ mm}$	242.55 kN ✓ Verifica soddisfatta

Risultati di calcolo			
Resistenza complessiva dello stato futuro	118.8684 kN	Rigidezza complessiva dello stato futuro	9448.43 kN/m
	✓ Verifica soddisfatta		✓ Verifica soddisfatta
Variazione rigidezza	-0.19 %		
	✓ Verifica soddisfatta		

La rigidezza complessiva della parete è passata da 9466 kN/m a 9448.43 kN/m. Avendo quindi una variazione pari al -0.19 % contenuta nel $\pm 15\%$ dato dalla normativa. La resistenza della parete per azioni orizzontali allo S.L.U. è variata passando dal valore di 10.5376 kN a 118.8684 kN.

Grafico Spostamento - resistenza



2. Verifica nastri forati

Per stimare il valore dell'accelerazione sismica in copertura si utilizza a favore di sicurezza quanto riportato in Eurocodice 8, §4.3.5.2.

- (2) Gli effetti dell'azione sismica possono essere determinati applicando agli elementi non-strutturali una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \times W_a \times \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$$

dove:

F_a è l'azione sismica orizzontale applicata nel baricentro dell'elemento non-strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è il coefficiente sismico applicabile ad elementi non-strutturali [vedere (3) del presente sottopunto];

γ_a è il coefficiente di importanza dell'elemento, vedere punto 4.3.5.3;

q_a è il coefficiente di comportamento dell'elemento, vedere prospetto 4.4.

- (3) Il coefficiente sismico S_a può essere calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \times S \times [3(1 + z/H)/(1 + (1 - T_d/T_1)^2)] - 0,0 \quad (4.25)$$

dove:

α è il rapporto tra il valore di progetto dell'accelerazione a_g in un terreno di tipo A e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente del terreno;

T_d è il periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento non-strutturale;

T_1 è il periodo di vibrazione fondamentale dell'edificio nella direzione in oggetto;

z è la quota dell'elemento non-strutturale sopra il livello di applicazione dell'azione sismica (fondazione o punto più alto di un basamento rigido); e

H è l'altezza dell'edificio misurata dalla fondazione o dal punto più alto di un basamento rigido.

4.3.5.3

Coefficienti di importanza

(1) Per i seguenti elementi non-strutturali il coefficiente di importanza γ_a non deve essere minore di 1,0:

- elementi di ancoraggio di macchinari o attrezzature necessari alla funzionalità del sistema di sicurezza;
- serbatoi e contenitori di sostanze tossiche o esplosive, ritenute pericolose per la sicurezza generale della persona.

(2) In tutti gli altri casi il coefficiente di importanza γ_a per elementi non-strutturali può essere assunto $\gamma_a = 1,0$.

4.3.5.4

Coefficienti di comportamento

(1) I valori limite superiori del coefficiente di comportamento q_a per elementi non-strutturali sono riportati nel prospetto 4.4.

prospetto 4.4 Valori di q_a per elementi non-strutturali

Tipologia di elementi non-strutturali	q_a
Presupposti a stralzo e decorazioni; insegne e cartelloni pubblicitari; Cornici, pali e serbatoi su sostegno che si comportano come mensole libere per più di metà della loro altezza totale; Mani e vassoi e telami; Teli e coperte; Cornici, pali e serbatoi su sostegno che si comportano come mensole libere per meno di metà della loro altezza totale e ritenute alla struttura in corrispondenza o sopra il loro baricentro; Giocattoli di ancoraggio per tralicci e linee aeree da pavimenti; Elementi di ancoraggio per costruzioni a dispendio di distruzione.	1,0
Cornici, pali e serbatoi su sostegno che si comportano come mensole libere per più di metà della loro altezza totale e ritenute alla struttura in corrispondenza o sopra il loro baricentro; Giocattoli di ancoraggio per tralicci e linee aeree da pavimenti; Elementi di ancoraggio per costruzioni a dispendio di distruzione.	2,0

ag/G	0,135
S	1,2
Z	9,2 m
H	9,2 m
Z/H	1
Ta/T1	1
Sa	0,472 m/s ²

Massa del tetto pari a M = 100 Kg/mq

- Verifica fissaggio nastro forato a singolo arcareccio

Ipotizzando un coefficiente di duttilità pari a $q_a = 2$, il valore dell'azione sismica al metro quadrato è pari a:

$$f_a = 1,3 \times S_a \times M / q_a = 0,31 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{\text{arcareccio}} = 3,95 \text{ m}$$

$$i_{\text{arcareccio}} = 0,65 \text{ m}$$

$$A_{\text{influenza}} = L \times i = 2,57 \text{ m}^2$$

Si determina l'azione sul singolo arcareccio:

$$F_a = f_a \times A_{\text{inf}} = 0,31 \times 2,57 = 0,8 \text{ kN}$$

Resistenza caratteristica del singolo chiodo Anker 4x60 mm (da valori tabellati forniti dal produttore):

$$R_{v,k} = 2,50 \text{ kN}$$

$$K_{\text{mod}} = 1,1$$

$$\gamma_M = 1,5$$

$$R_{v,d} = 1,83 \text{ kN}$$

Numero di chiodi per arcareccio: 5

$$R_{v,d,\text{TOT}} = 5 \times 1,83 = 9,15 \text{ kN} \quad (\text{Resistenza chiodatura})$$

- Verifica fissaggio nastro forato alle travi principali

Area totale falda maggiore: 26,5 mq

$$F_a = f_a \times A_{\text{FALDA}} = 0,31 \times 26,5 = 8,21 \text{ kN}$$

Azione sismica stimata nel nastro forato pari approssimativamente a:

$$T_{Ed} = F_a \times \sqrt{2} = 8,21 \times 1,41 = 11,60 \text{ kN}$$

Numero di chiodi all'estremità del nastro forato: 15

$$R_{v,d,\text{TOT}} = 15 \times 1,83 = 27,4 \text{ kN} \quad (\text{Resistenza chiodatura})$$

$$R_{ax,d} = R_{ax,k} / \gamma_{m2} = 20,0 / 1,25 = 16 \text{ kN} \quad (\text{Resistenza nastro forato})$$

IL PROGETTISTA

