

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Ai sensi dell'art.39 D.P.R.554/99

Oggetto: **OPERE IN MURATURA PORTANTE, SOLAI IN LEGNO E CALCESTRUZZO**

Edificio a tre piani fuori terra, sito nel Comune di Verbania.

STRUTTURA PORTANTE:

- Struttura orizzontale del primo, secondo e terzo solaio costituita da solai con struttura portante in legno collaborante con soletta in cemento armato alleggerito gettato in opera e collegata ai travi principali con connettori in acciaio. I tramezzi saranno realizzati in cartongesso.
- Travi in legno di abete bianco tipo, EN C24 – DIN S10, di dimensione 150 x 200mm (h) interasse variabile massimo 50cm, tavolato $s = 25\text{mm}$, getto in calcestruzzo armato spessore 50mm.
- Connettori in acciaio a piolo e rampone fissati al trave con tirafondi da legno, passo variabile 11cm (primo e ultimo quarto di trave) e 22cm (parte centrale)
- Struttura portante verticale realizzata con muratura a conci sbozzati di spessore variabile a seconda dei piani. La tipologia di muratura e, soprattutto, la resistenza è stata valutata con l'ausilio della prova di martinetto piatto doppio che ha determinato il modulo elastico (sempre maggiore a quanto previsto dalla tab. C8A.2.1) con una prova spinta fino a 2.0 N/mm^2 senza riduzione di rigidezza. Dove necessario per riequilibrare la posizione del baricentro delle rigidezze sarà realizzata una muratura con blocchi semipieni (tipo Poroton P800) armati con barre diam.12mm passo 25mm al piano primo e secondo.
- Fondazioni (determinate in base ad assaggi localizzati) realizzate in pietra di con un incremento di impronta di circa 15cm rispetto alla dimensione del maschio murario fuori terra.

MATERIALI PREVISTI E PRESENTI

- Acciaio tipo **B450C** (FeB44k) controllato in stabilimento con $f_{yk} = 450\text{ N/mm}^2$
- Conglomerato a prestazione :

Struttura in elevazione ed impalcati: $R_{ck} \geq 30\text{ N/mm}^2$ con $f_{ck} = 24.9\text{ N/mm}^2$

- Muratura portante in pietra naturale a conci sbozzati; in base a quanto previsto dalla circ. 2/2/2009 n. 617, considerando che è stato raggiunto un livello di conoscenza LC2 si assume f_m (resistenza media a compressione della muratura) = 2.5 N/mm^2 (conci sbozzati).

Analisi dei Carichi

- **Peso proprio muratura:**

(G) Muratura in pietra non riquadrata e malta di calce 20.00 kN/m³

- **Copertura:**

(G) Pesi propri:

Coppi doppi (copertura + coppo canale) 1.00 kN/m²

Listellatura ed isolante 0.20 kN/m²

Peso proprio struttura portante (travi + tavolato) 1.00 kN/m²

Totale 2.20 kN/m²

(Q) Carico accidentale Neve **1.50 kN/m²**

Zona 1

Altitudine [m]: 197

Periodo di Ritorno [anni]: 200

qsk (carico neve al suolo) = .016315

COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 23

alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 23

	mu	qs	qe
mu2(alfa1)	.9067	.014793	.557
0.5mu1(alfa1)	.4	.006526	.715
mu1*(alfa1)	.6578	.010732	.376
mu1*(alfa2)	.6578	.010732	.557
mu2(alfa2)	.4	.014793	.715
0.5mu1(alfa2)	.4	.006526	.376

- **Terzo solaio (sottotetto) :** Solaio in travi in legno + tavolato con isolamento e getto di protezione

(G) Pesi propri e permanenti

Getto di protezione in calcestruzzo con materiale alleggerito 1.20 kN/m²

Isolamento 0.20 kN/m²

Peso proprio struttura portante (travi + tavolato) 1.20 kN/m²

Totale 2.40 kN/m²

(Q) Carico accidentale (cat. H1 – sottotetti accessibili per sola manutenzione) **1.00 kN/m²**

- **Secondo solaio, primo solaio (parte):** Solaio in travi in legno + tavolato con isolamento e getto di protezione

(G) Pesì propri e permanenti

Tramezzature (p.p. < 100 daN/m ²)	0.40 kN/m ²
Sottotondo, pavimento e cartongesso inferiore	1.40 kN/m ²
Peso proprio struttura portante (travi + tavolato + getto)	1.60 kN/m ²
Totale	3.40 kN/m²

(Q) Carico accidentale (cat. B1 – uffici NON aperti al pubblico) 2.00 kN/m²

- **Primo solaio (parte):** Solaio in volta a botte

Valutazione del carico tramite indagine localizzata: rimozione del pavimento, sottotondo e determinazione degli spessori. Aggiunto l'intervento di consolidamento si sono dedotti i seguenti carichi:

(G) Pesì propri e permanenti

Tramezzature (p.p. < 100 daN/m ²)	0.40 kN/m ²
Sottotondo e pavimento (spessore ridotto in cls + alleggerito)	1.00 kN/m ²
Intonaco inferiore	0.30 kN/m ²
Soletta in cemento armato s=8cm	2.00 kN/m ²
Volta in mattone pieno di piatto (s=12cm)	2.20 kN/m ²
Totale	5.90 kN/m²

(Q) Carico accidentale (cat. B1 – uffici NON aperti al pubblico) 2.00 kN/m²

METODO DI CALCOLO E VERIFICA:

La presente relazione è stata compilata seguendo il metodo agli **STATI LIMITE** conformemente alla sottoelencata normativa:

Legge n. 1086 - 5 Novembre 1971

“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 e s.m.i.

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche ed integrazioni.

D.M. 14 Gennaio 2008

“Nuove Normative tecniche per le costruzioni”

Circolare n. 617 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Normative tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008”

DATI di CALCOLO

Calcestruzzo solette:

Classe di esposizione XC1

Resistenza caratteristica : R_{ck} 25 N/mm²:

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

γ_{cls} = fattore sicurezza = 1.6

$$0.85 f_{cd} = 10.62 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio da cemento armato:

Tipo B 450 C

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

γ_{acc} = fattore sicurezza = 1.15

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Muratura esistente:

Per verifica sicurezza a fronte azioni statiche

γ_m = fattore sicurezza = 3

LIVELLO DI CONOSCENZA ADEGUATA: LC2

Considerato che il rilievo dell’edificio è completo, piano per piano, di tutti gli elementi murari e di tutti i solai in quanto vengono interamente rifatti. Si decide di spingere la verifiche in situ a livello esteso (LC2). Si procede quindi alla rimozione di parte degli intonaci per la determinazione visiva della tessitura delle murature e degli elementi di cui sono costituite le strutture portanti; inoltre si **decide di realizzare quattro prove di “Martinetto piatto” per la determinazione delle tensioni in esercizio e due prove di martinetto piatto doppio per determinare il modulo elastico e stimare meglio la resistenza della**

muratura con l'ausilio della tab. C8A.2.1 . In allegato 4 la sintesi delle prove di martinetto piatto effettuate dal Politecnico di Torino – Laboratorio prove – Dipartimento di Strutture. Per meglio capire le caratteristiche meccaniche della muratura esistente si è scelto di determinarne la tipologia non sono con analisi visiva ma analizzandone il modulo elastico in sito risalendo poi alla tipologia ed ai valori previsti da normativa. Le prove hanno sempre restituito dei moduli elastici maggiori di quanto previsto per la “muratura a conci sbozzati” in tab. C8A.2.1 di cui, a favore di sicurezza, si utilizzano i valori per i calcoli seguenti.

Si considera quindi raggiunto, in base alla circ. C.S.LL.PP. n.617 del 2/2/2010 il livello di conoscenza LC2

Livello di conoscenza LC2 si ottiene $FC= 1.2$; $\gamma_m = 3$

Muratura esistente: Muratura portante in conci sbozzati con resistenza stimabile $f_m = 2.5 \text{ N/mm}^2$

(media della resistenza come previsto dal C8A.1.A.4 per LC2) per cui si stima $f_k = 1.875 \text{ N/mm}^2$

e si ottiene $f_{d,esist} = 0.52 \text{ N/mm}^2$.

Muratura esistente: Per verifica sicurezza a fronte azioni sismiche

$\gamma_m =$ fattore sicurezza = 2

LIVELLO DI CONOSCENZA ADEGUATA: LC2

Livello di conoscenza LC2 si ottiene $FC= 1.2$; $\gamma_m = 2$

Muratura esistente: Muratura portante in conci sbozzati con resistenza stimabile $f_m = 2.5 \text{ N/mm}^2$

(media della resistenza come previsto dal C8A.1.A.4 per LC2) per cui si stima $f_k = 1.875 \text{ N/mm}^2$

e si ottiene $f_{d,esist,sisma} = 0.78 \text{ N/mm}^2$.

$f_{vm0} = 0.043 \text{ N/mm}^2$; $f_{vk0} = 0.7 * f_{vm0} = 0.03 \text{ N/mm}^2$; $f_{vd0,sisma} = 0.0125 \text{ N/mm}^2$

Muratura portante nuova tipo Poroton P800:

Caratteristiche del blocco

$f_{bk} = 8 \text{ N/mm}^2$

$E = 5000 \text{ N/mm}^2$

$G = 2000 \text{ N/mm}^2$

Caratteristiche della muratura

$f_k = 4.89 \text{ N/mm}^2$ (interpolando la tabella 11.10.V del D.M. 14 gennaio 2008)

$\gamma_m = 2$ (da Tab. 4.5.II del D.M. 14 gennaio 2008)

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = 2.445 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk0} = 0.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 0.10 \text{ N/mm}^2$$

Terreno di fondazione: valore di calcolo da confrontarsi con azioni caratteristiche

$$\sigma_{amm} = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

COMBINAZIONE DELLE AZIONI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA:

L'edificio si trova in zona sismica 4 per cui, ai sensi del DM 14.1.2008 capitolo 7 "Progettazione per azioni sismiche" è stata applicata alla struttura una azione sismica $S_d = 0.07g$

- Per la combinazione delle azioni a s.l.u. in assenza del sisma le azioni vengono sommate secondo la seguente formula di accoppiamento (con coeff. Da tab. 2.6.I e 2.5.I : $\psi_{0,neve} = 0.5$)

$$F_d = 1.3 G_k (\text{permanenti strutturali} + \text{pesi propri murature e solai}) + 1.5 Q_{k,acc_solai} + 1.5 \psi_{0,neve} Q_{k,acc_neve}$$

- Per la combinazione delle azioni a s.l.u. in presenza del sisma le azioni vengono sommate secondo la seguente formula di accoppiamento

$$F_d = 1.0 G_k (\text{permanenti strutturali} + \text{pesi propri murature e solai}) + 0.3 Q_{k,acc_solai}$$

VERIFICA DEI SETTI IN MURATURA IN CONDIZIONI STATICHE:

Si sono quindi determinate le aree di carico sui setti e verificati i setti valutandone le eccentricità, le resistenze, le snellezze, ecc.. secondo quanto previsto dall' **Art. 4.5 – Costruzioni in muratura - DM 14/1/2008**. Le planimetrie ed i calcoli sono inseriti di seguito nell'allegato 1.

VERIFICA DELLE PRESSIONI CARATTERISTICHE SUL TERRENO:

Per la determinazione del valore caratteristico delle pressioni in assenza del sisma le azioni vengono sommate secondo la seguente formula di accoppiamento:

$$F_d = 1.0 G_k + 1.0 Q_k$$

Sulla base delle aree di carico sui setti determinate in precedenza si sono calcolate le pressioni caratteristiche sul terreno considerando come impronta la sezione del maschio murario relativo aumentato di 15cm per lato (es. maschio 120x60cm – impronta 150x90cm). **I risultati sono indicati in seguito nell'allegato 2.**

VERIFICA DEI SETTI IN MURATURA IN CONDIZIONI SISMICHE:

Si è quindi calcolata l'azione sismica con l'analisi lineare statica (art. 7.3.3.2 del DM 14/1/2008) ed applicata nei baricentri delle masse dei vari solai. Con l'ipotesi di piano rigido il tagliante così ottenuto è stato applicato alla testa dei vari setti e verificati valutandone l'effetto di pressoflessione che ne deriva secondo quanto previsto dall' **Art. 7.8 – Costruzioni in muratura (sismica) - DM 14/1/2008**. **Le planimetrie ed i calcoli sono inseriti di seguito nell'allegato 3.**

VERIFICA SOLAI IN LEGNO – CALCESTRUZZO:

Legno per solai:

Abete - 2a categoria C24

Resistenza a flessione car.: 24.0 N/mm²

Resistenza a trazione car.: 14.0 N/mm²

Resistenza a taglio car.: 2.5 N/mm²

Modulo di elasticità: 11000 N/mm²

Peso specifico medio: 6 kN/m³

Coeff. mod. azioni accidentali: 0.8

Fattore di deformazione: 0.6

Coefficiente di sicurezza: 1.5

Solaio a semplice orditura con assito interrotto

Connettore: Resistenza caratteristica: 20900 N ; Rigidezza in esercizio: 17200 N/mm

Rigidezza connettore ultima: 7410 N/mm

Geometria:

- Spess. soletta: 5 cm; Spess. assito: 2.5 cm ; Peso sp. assito/pianelle/tavelle: 6.00 kN/m³
- Interasse travi: 48 cm (Base travi: 15 cm ; Altezza travi: 20 cm ; Luce travi: 525 cm)
- Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Zero: L/500
Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Inf.: L/350

Carichi

- Portati per metro quadrato
Perm. - Sottofondo: 2.20 kN/m²
Perm. - Pavimento: 0.40 kN/m²
Perm. - Tramezzi: 1.00 kN/m²
Perm. - Altri: 0.00 kN/m²
Totale permanenti : 3.60 kN/m²
Totale accidentali: 2.00 kN/m²
- Totali per metro lineare
Permanenti : 2.64 kN/m
Accidentali: 0.96 kN/m
Totali SLE : 3.60 kN/m
Totali SLU : 5.00 kN/m
- Altri parametri
Coeff. parziale carichi perm.: 1.4
Coeff. parziale carichi acc.: 1.5

Verifiche:

- a tempo zero
CLS - tensione max: 7.65 N/mm² <= 13.28 N/mm²
CLS - tensione min: -6.55 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.81 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.51 N/mm² <= 1.54 N/mm²
CONN. - taglio: 8227 N <= 12862 N
DEFORM. - freccia max: 9.46 mm <= 10.50 mm
- a tempo infinito
CLS - tensione max: 5.61 N/mm² <= 13.28 N/mm²
CLS - tensione min: -3.11 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.84 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.53 N/mm² <= 1.54 N/mm²
CONN. - taglio: 8309 N <= 12862 N
DEFORM. - freccia max: 14.99 mm <= 15.00 mm

Conclusioni

Dai calcoli precedenti, considerati i sovraccarichi suddetti e le caratteristiche dei materiali da costruzione, si deduce che la struttura in oggetto risulta verificata a fronte delle azioni statiche e sismiche previste dalla normativa 14 Gennaio 2008.

Il Tecnico Incaricato

Dott. Ing. Giulio Gallo

ALLEGATO 1:

AZIONI STATICHE

VERIFICHE FUORI PIANO

ALLEGATO 2:

AZIONI STATICHE

VERIFICHE PRESSIONI SUL TERRENO

ALLEGATO 3:

AZIONI SISMICHE

VERIFICHE NEL PIANO

ALLEGATO 4:

SINTESI DELLE PROVE DI MARTINETTO PIATTO