

COMUNE di POLI

Città metropolitana di Roma Capitale



PROGETTO:

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'
EDIFICIO DELL'EX OSPEDALE S.ROSA DESTINATO
AD EDILIZIA ECONOMICO E POPOLARE

LOCALITA':

Comune di Poli (Roma), vicolo ospedale Rosa

PROPRIETA':

Comune di POLI

STUDIO TECNICO Arch. Giancarlo Brenna - Via Tiburtina n. 298 - 00011 Tivoli (Roma)

28

tavola unica

Progetto Esecutivo -

RELAZIONE MIGLIORAMENTO
SISMICO

Progettista:

Arch. Giancarlo BRENNIA

LE COPIE NON FIRMATE SONO PROVVISORIE

data :

Settembre 2022

aggior. :

Sindaco:

Federico Mariani

Rup:

Geom. Enrico Procesi

STUDIO TECNICO ARCHITETTO GIANCARLO BRENNI

via Tiburtina, 298 , 11 – 00011 Tivoli (RM)

COMUNE DI POLI (RM)

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'EDIFICIO DELL'EX OSPEDALE S. ROSA DESTINATO AD EDILIZIA ECONOMICA E POPOLARE

RELAZIONE ILLUSTRATIVA INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Ai sensi del D. M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni,) 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).

PREMESSA

La presente relazione è relativa agli interventi di miglioramento sismico dell'edificio destinato a civile abitazione ubicato nel comune di Poli, vicolo Ospedale Rosa/circonvallazione Kennedy, censito in catasto al foglio 13 , mappale 335/332

LE INDAGINI EFFETTUATE

Indagine storico-critica

Il fabbricato è di antica costruzione, esso fa parte di un complesso edilizio costituente il caseggiato della principale via di attraversamento urbana, denominata Via Umberto I ed affaccia sulla Circonvallazione Kennedy.

L'intero complesso, parzialmente crollato già dal 1989, realizzato in muratura di pietrame di tufo non regolare, fu edificato in epoche successive e poggia su ammasso litoide interessato da numerose cavità antropiche, distribuite in modo caotico all'interno dello stesso. Il complesso è stato oggetto di una serie di interventi di messa in sicurezza nell'anno 2011 allorché furono demolite porzioni instabili di muratura. Sul fabbricato oggetto del presente intervento furono eseguite opere di manutenzione ordinaria e straordinaria delle coperture.

Il rilievo

Sono stati effettuati sopralluoghi allo scopo di definire la geometria complessiva dell'organismo oltre che quella degli elementi costruttivi; con il rilievo è stato individuato l'organismo resistente della costruzione, la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

E' stata eseguita una ricognizione generale allo scopo di verificare l'esistenza di lesioni o altre anomalie nelle strutture verticali sintomo di dissesti interessanti il terreno di fondazione, le fondazioni oppure le strutture murarie. L'indagine ha dimostrato che il fabbricato presenta evidenti segni di dissesto che hanno interessato le strutture murarie di elevazione (fig. 1 e 2).



fig. 1



fig. 2

L'immobile è composto da due corpi di fabbrica strutturalmente dipendenti avendo una parete in comune ma isolati dal resto del complesso; un corpo di fabbrica si eleva su quattro livelli compreso il piano sottotetto, l'altro corpo di fabbrica si eleva su cinque livelli compreso il piano sottotetto.

Sono state eseguite indagini allo scopo di verificare:

- la tipologia di muratura e le sue caratteristiche costruttive,
- la qualità del collegamento tra pareti verticali,
- l'eventuale presenza di cordoli di piano,
- l'esistenza e la tipologia di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture,
- la presenza di elementi atti ad eliminare le eventuali spinte,
- la presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità,

I rilievi e le indagini effettuati sono di seguito descritti.

Non è stato necessario effettuare saggi allo scopo di determinare la tipologia di muratura in quanto la mancanza di intonaco su gran parte delle superfici rende perfettamente leggibile la struttura muraria, è stato quindi possibile caratterizzare la sezione muraria come: “*Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc*” (Tab. C.8.5.1. circolare 7-2019 NTC).

Gli spessori delle murature, al netto degli intonaci, sono variabili ed assumono valori dell'ordine di 70-110 cm al primo impalcato, 45-55 cm ai piani sottotetto.

Gli orizzontamenti sono costituiti da volte in muratura ai primi due impalcati del corpo di fabbrica più alto, sono in legno o in travi di ferro e tavelloni agli altri impalcati.

Alcuni architravi sono in c.a., altri sono costituiti da travi di ferro accoppiate, altri ancora sono costituiti da travi in legno in pessimo stato, questi ultimi saranno sostituite con travi in ferro.

Sono presenti cordoli in c.a. di coronamento delle coperture. Le coperture di entrambi i corpi di fabbrica sono costituite da due falde inclinate, la struttura portante è costituita da terzere in legno di castagno e tavolato, nella copertura del corpo di fabbrica più basso è presente una capriata in legno massiccio di castagno nella mezzeria dalla pianta. Entrambe le coperture non producono spinte sulle strutture murarie sottostanti.

Per quanto è stato possibile verificare sono presenti ammorsature tra i muri ortogonali, alcune ammorsature sono inoltre garantite da cantonali costituiti da blocchi squadri di tufo.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI (per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei nuovi materiali si veda la “*relazione sulla qualità e dosatura dei materiali*”)

Di seguito si riportano le tabelle con le caratteristiche meccaniche delle murature e delle strutture in legno massiccio esistenti.

MURATURA IN PIETrame DI TUFO ESISTENTE

Non sono state eseguite prove sui materiali costituenti la muratura in pietrame di tufo, al fine di determinarne le caratteristiche meccaniche, si utilizzeranno quindi i valori riportati nella tabella

C8.5.1, con riferimento alla tipologia di muratura esistente. La tabella che segue è stata ricavata dalla tabella C8.5.1.

MURATURE ESISTENTI (stato attuale)

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, F_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-med-max	min-med-max	
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	1,40-2,20	0,028-0,042	900-1260	300-420	13-16

Il valore massimo della resistenza caratteristica al taglio ($f_{v,lim}$) è fornito dalla C.8.7.1.14: ($f_{v,lim} = 0,065 \cdot f_b / 0,7$), dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata.

Il valore di f_b è reperibile nella letteratura, per pietre tenere come il tufo è possibile stabilire un valore pari a 10 N/mm²; il valore della resistenza a trazione del blocco ($f_{b,t}$) è reperibile nella letteratura, per pietre tenere come il tufo è possibile stabilire un valore pari a 0,5 N/mm².

coefficienti migliorativi

MURATURE ESISTENTI (stato futuro)

Tabella C8.5.II - Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Ristilatura armata con connessione e dei paramenti (**)	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	1,5	1,2	1,3	1,1	1,4	1,7

Verranno adottati i miglioramenti di seguito riportati.

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f , F_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente.

Consolidamento con intonaco armato

L'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici. In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f , F_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G).

SOLAI INTERMEDI E DI COPERTURA IN LEGNO MASSICCIO ESISTENTE

Non è stato possibile acquisire la documentazione relativa alle travi in legno massiccio utilizzate per la realizzazione della copertura, non sono state eseguite prove sul materiale al fine di determinarne le caratteristiche meccaniche, si utilizzeranno quindi i valori appartenenti alla classe più bassa del legno lamellare in commercio, tali valori vengono riportati nella tabella che segue.

In Tabella sono riportati i profili prestazionali per il legno massiccio di conifera in accordo con UNI EN 338-2016 (conifere Classe C).

UNI EN 338-2016 (conifere e di pioppo Classe C)		Conifere – Classi "C"											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
flessione	$f_{m,k}$	14.00	16.00	18.00	20.00	22.00	24.00	27.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	7.20	8.50	10.00	11.50	13.00	14.50	16.50	19.00	22.50	26.00	30.00	33.50
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	24.00	25.00	27.00	29.00	30.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.00	2.20	2.20	2.30	2.40	2.50	2.50	2.70	2.70	2.80	2.90	3.00
taglio	$f_{v,k}$	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Modulo elastico [GPa]		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7.00	8.00	9.00	9.50	10.00	11.00	11.50	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.70	5.40	6.00	6.40	6.70	7.40	7.70	8.00	8.70	9.40	10.10	10.70
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica	ρ_k	290.00	310.00	320.00	330.00	340.00	350.00	360.00	380.00	390.00	400.00	410.00	430.00
massa volumica media	ρ_m	350.00	370.00	380.00	400.00	410.00	420.00	430.00	460.00	470.00	480.00	490.00	520.00

I valori riportati all'interno della UNI EN 338:2016 si riferiscono a legname in equilibrio igrometrico con l'ambiente caratterizzato dal 65% di umidità e 20°C di temperatura (quindi un legno avente circa il 12% di umidità).

I valori a taglio sono desunti da elementi privi di fessurazioni come indicato nella norma UNI EN 408 (a cui quindi deve applicarsi kcr secondo quanto previsto dall'Eurocodice 5).

Un elemento classificato come "C" può indifferentemente lavorare di "coltello" o di "piatto".

Si ipotizza, a favore di sicurezza, che il legno massiccio utilizzato sia del tipo **C14**, quindi legno massiccio di conifera appartenente al profilo più basso.

Per quanto sopra riportato verranno utilizzati i valori riportati nella tabella seguente per le resistenze e per i moduli elastici.

LEGNO MASSICCIO DI CONIFERA C14

Resistenze (MPa)		
flessione	$f_{m,k}$	14
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	7.2
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0
taglio	$f_{v,k}$	3.0
Modulo elastico (GPa)		
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7.0
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44
Massa volumica (kg/m³)		
massa volumica caratteristica	ρ_k	290
massa volumica media	ρ_{mean}	350

CLASSE DI DURATA DEL CARICORif. Tab. 4.4.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico	Carichi
Permanente	più di 10 anni	(G1, G2)
Lunga durata	6 mesi - 10 anni	
Media durata	1 settimana – 6 mesi	
Breve durata	meno di 1 settimana	(neve)
Istantaneo	--	(vento)

CLASSE DI SERVIZIOTab. 4.4.II - *Classi di servizio*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

La classe di servizio di riferimento è la **classe 2**: “ *elementi in ambiente interno non riscaldato, elementi in ambiente esterno protetti dall'esposizione diretta agli agenti atmosferici*” (C4.4.5).

RESISTENZA DI PROGETTO

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = K_{mod} \cdot X_k / \gamma_M \quad \text{dove:}$$

$X_k \rightarrow$ è il valore caratteristico della proprietà del materiale.

$\gamma_M \rightarrow$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

$k_{mod} \rightarrow$ è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Tab. 4.4.III – Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A	Colonna B
Legno massiccio	1,50	1,45

Verrà adottato un coefficiente $\gamma_M = 1,50$ (colonna A della tabella)

Tab. 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno massiccio

Classe di servizio	Classe di durata del carico				
Classi di servizio	Permanente	Lunga durata	Media durata	Breve durata	Istantaneo
Classe di servizio 1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Classe di servizio 2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Classe di servizio 3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

La classe di servizio adottata è la **classe 2**

Tab. 4.4.V -Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

MATERIALE	Classe di servizio 1	Classe di servizio 2	Classe di servizio 3
legno massiccio	0,60	0,80	2,00

Per elementi sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min [(150/h)^{0,2}) : 1,3]$$

I valori dei parametri di resistenza andranno divisi per il **fattore di confidenza** pari a **1,35** (vedi capitolo “LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA”).

Le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti γ_M definiti in Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando $\gamma_M = 2$.

All'esito delle indagini eseguite è stato possibile definire la geometria dell'edificio, la tipologia strutturale e le caratteristiche meccaniche.

LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Le verifiche effettuate possono essere definite come: *verifiche in situ limitate* ai sensi del cap. C8.5.2.1 in quanto “basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte”.

Dalla norma (C.8.5.4): “ *LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza e $FC=1,35$ );*

Ai fini delle verifiche dell'edificio si terrà conto di quanto riportato al punto 8.5.4 delle NTC (LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA): “ *Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.*

Sulla base di quanto riportato precedentemente, di quanto indicato nella tabella che segue e della qualità dell'approfondimento delle indagini (**livello di conoscenza LC1**), è stato adottato un **fattore di confidenza pari a 1,35**

Naturalmente il fattore di confidenza adottato nelle verifiche per i nuovi materiali è pari a **1,0**.

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

L'intervento in progetto è classificabile come intervento di miglioramento

(interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3).

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di J_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di J_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di J_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Come è evidente dai risultati delle analisi svolte (ante e post)

gli interventi permettono di raggiungere vapori di capacità superiori alla domanda in termini di PGA, pur rimanendo criticità legate alle singole parti o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Per i motivi su esposti con il presente progetto si prevede la realizzazione di una serie di interventi aventi lo scopo di:

1. rispettare alcune regole di dettaglio imposte dalla normativa sismica,
2. migliorare similmente l'edificio.

Nel seguito vengono descritti sia i primi che i secondi interventi.

Realizzazione di architravi ove mancanti o in sostituzione di architravi fatiscenti

Con questi interventi verranno realizzati, così come previsto dalla normativa sismica, *idonei architravi resistenti a flessione efficacemente ammorsati alla muratura*. Gli architravi verranno realizzati accoppiando due profilati IPE 140 del tipo S235 tra di loro collegati con barre filettate Ø 18 e getto finale della malta di sigillatura armata con rete elettrosaldata $\Phi 8/15 \times 15$ cm.

Tali interventi verranno realizzati nei vani attualmente provvisti di piattabanda o architravi e nei vani in cui gli architravi non sono in grado di svolgere la funzione a cui sono destinati.



foto 3



foto 4

Interventi di ripristino

Gli interventi sono di seguito elencati:

- risarcitura di lesioni isolate e/o diffuse mediante iniezioni di miscele leganti e/o intonaco armato;
- interventi di scuci-cuci ove è necessario ricostruire porzioni di maschi murari danneggiati.

Interventi di miglioramento sismico

Con gli interventi di seguito elencati sarà aumentata la sicurezza strutturale dell'intero edificio, senza raggiungere i livelli di sicurezza fissati per gli interventi di adeguamento e, contemporaneamente saranno rispettate alcune regole di dettaglio imposte dalla norma. Gli interventi sono di seguito elencati:

- realizzazione di spalletta ove mancante con conseguente riduzione dell'ampiezza del vano e creazione di appoggio per il nuovo architrave;
- iniezione di miscele leganti a base di calce diffuse all'intero corpo di fabbrica;
- intonaco armato con rete elettrosaldata e betoncino nelle pareti che presentano un elevato degrado e fessurazioni diffuse.

Di seguito si passa a descrivere nel dettaglio gli interventi sopra riportati.

RISARCITURA DELLE LESIONI E INCREMENTO DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLE PARETI LESIONATE

Le porzioni di maschi murari convergenti nello spigolo danneggiato, dove l'ampiezza delle lesioni raggiunge misure centimetriche, verranno risarcite mediante “*scuci e cucì*” finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si utilizzeranno materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata.

L'intervento di consolidamento sostitutivo locale, denominato “*scuci e cucì*”, consiste in una demolizione locale di parti di tessitura muraria e successiva ricostruzione. E' un'operazione delicata da eseguire con la massima cautela evitando colpi e vibrazioni durante la fase di demolizione e provvedendo alle eventuali opere di presidio. L'intervento di “*scuci e cucì*” si articola nelle fasi di seguito descritte.

- 1) Operare la rimozione (*scucitura*) della parte di muratura (pietrame e/o laterizi) localmente degradata e/o lesionata, ivi compresa la malta di allettamento originaria e tutto quanto possa compromettere le successive lavorazioni, utilizzando mezzi esclusivamente manuali senza l'utilizzo di utensili meccanici.
- 2) Procedere al lavaggio del paramento murario con utilizzo di acqua spruzzata a bassa pressione.
- 3) Ricostruzione (*cucitura*) dei conci murari precedentemente rimossi e sostituzione (sostruzione) degli stessi utilizzando mattoni pieni allettati con malta di caratteristiche fisicomeccaniche simili alla preesistente, realizzata con un legante esente da cemento a base di ecopozzolana e inerti selezionati. Il legante dovrà essere esente da sali idrosolubili. I mattoni pieni saranno ammorsati (da

entrambi i lati) alla vecchia muratura, avendo cura di lasciare tra la muratura nuova e la vecchia, lo spazio per l'inserimento forzato di appositi cunei. L'operazione viene eseguita partendo dal basso e procedendo verso l'alto. Per contenere gli effetti delle deformazioni di riassetto, sia per il ritiro della malta che per l'entrata progressiva in carico, è opportuno seguire particolari accorgimenti nella ricostruzione a “*scuci e cucì*”:

- usare malta di piccolo spessore tra i mattoni, al fine di ridurre la diminuzione di volume per effetto del rassetto e del successivo ritiro della malta;
- mettere in forza progressivamente le parti già ricostruite del muro, con cunei o spezzoni di mattoni duri, i cosiddetti “*biscotti*”, in modo da poter compensare in parte il rassetto dovuto al ritiro della malta ed alla compressione che gradualmente si induce;
- ove si ravvisi l'opportunità di impiegare opere provvisorie, si raccomanda un loro utilizzo in forma parzialmente attiva, mettendo, cioè, in forza le puntellature con dispositivi vari utilizzando i semplici cunei di legno martellati, elementi metallici filettati e martinetti meccanici o oleodinamici. In tal modo si garantisce il trasferimento alla puntellatura di parte del carico sopportato inizialmente dal cuneo; il carico verrà restituito al muro dopo la rimozione della puntellatura.

Al termine dell'intervento di risarcitura delle lesioni più importanti mediante “*scuci e cucì*” si interverrà sull'intera superficie delle pareti convergenti nello spigolo danneggiato (vedi esecutivi di progetto) dove l'ampiezza delle lesioni è modesta.

Le fasi operative per il consolidamento delle pareti danneggiate e la risarcitura delle lesioni meno importanti sono due, la prima fase prevede l'**iniezione di miscele leganti**, la seconda prevede l'**applicazione di rete di rinforzo e intonaco a base di calce**; di seguito vengono descritte entrambe le fasi.

Iniezioni di miscele leganti (fasi operative) (fig. 1 e 2)

1. Rimozione dell'intonaco e della malta dai giunti tra gli elementi di muratura (10-15 mm in profondità) su entrambe le facce delle pareti oggetto di intervento e messa a nudo della superficie muraria, scarnitura ed apertura delle lesioni esistenti, eventuale ricostruzione di parti murature mancanti o particolarmente danneggiate, pulizia delle superfici.
2. Scelta preventiva dei punti per le iniezioni in base al tipo di struttura muraria (tipologia muraria) ed in base alla severità dell'eventuale quadro fessurativo. I punti saranno posti mediamente ad interasse di circa 20-30 cm in corrispondenza delle lesioni e ad interasse di circa 50 cm a file sfalsate (quinconce) per il resto della superficie. Le perforazioni andranno eseguite in corrispondenza dei ricorsi di malta.
3. Esecuzione delle perforazioni secondo lo schema prescelto con trapano a rotazione in modo da evitare effetti di vibrazione e di percussione sulle strutture murarie; realizzazione di fori del diametro di 20 mm perpendicolarmente alla superficie o leggermente inclinati. La profondità del foro deve interessare circa 2/3 dello spessore della muratura, nel nostro caso per circa 35-40 cm.
4. Pulizia dei fori con aria compressa.
5. Sigillatura profonda dei giunti tra le pietre, fessure e discontinuità che porterebbero alla fuoriuscita della boiaccia iniettata con malta da risanamento con caratteristiche fisicomeccaniche simili alla preesistente, realizzata con un legante esente da cemento a base di eco-pozzolana e inerti selezionati; il legante dovrà essere esente da sali idrosolubili.
6. Pulitura del foro stesso mediante aria compressa.
7. Bagnatura del foro stesso iniettando acqua non a pressione ed in quantità limitata al solo inumidimento della malta presente. Una abbondante bagnatura potrebbe creare fenomeni di lubrificazione tra le pietre costituenti la parete. L'operazione serve ad eliminare le polveri e

saturare i materiali originari che tenderebbero a disidratare la miscela di iniezione. In tal modo si può anche verificare l'esistenza di lesioni e/o fratture nascoste grazie alla fuoriuscita di acqua. Tale operazione deve essere eseguita almeno 24 ore prima di effettuare le iniezioni di consolidamento.

8. Inserimento di ugello o boccaglio per una profondità di almeno 15 cm avendo cura di sigillarli all'ingresso del foro con malta di iniezione più densa; i tubicini andranno rimossi ad iniezione effettuata.

9. Preparazione della miscela di legante idraulico fillerizzato, resistente ai sali, a base di calce e pozzolana, (granulometria ultrafine) per iniezioni superfluide di consolidamento, con aggiunta di additivi espansivi a variazione dimensionale controllata per non esercitare dannose sollecitazioni sulle strutture da consolidare, tali da ridurre i fenomeni di ritiro e la formazione di grumi che caratterizzano questa tipologia di composto.

10. Preparazione della miscela con dosi di acqua di 6 litri per 20 kg di polvere, agitare con frusta meccanica in modo da ottenere un prodotto fluido e ben miscelato.

11. Iniezione della miscela attraverso l'ugello con pompa manuale, pressione massima pari ad 1 atm in modo da non sollecitare le pareti di eventuali vuoti interni della muratura. La boiacca dovrà essere iniettata procedendo dai fori più bassi verso quelli più alti fino alla fuoriuscita della stessa dal tubicino o dall'iniettore posto nelle vicinanze, sigillare l'iniettore utilizzato e proseguire in quello dove è fuoriuscito il prodotto.

12. Asportazione degli ugelli e sigillatura del foro con malta di caratteristiche fisico-meccaniche analoghe a quelle prima descritte.

Figura 1 – Ubicazione dei fori a quinconce *Figura 2 - Posizionamento dei tubetti di rabbocco*

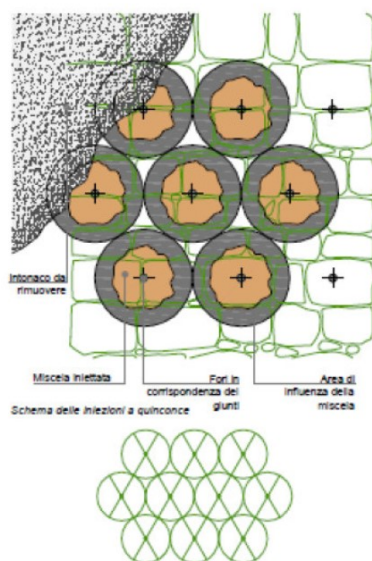


Figura 1 – Ubicazione dei fori a quinconce

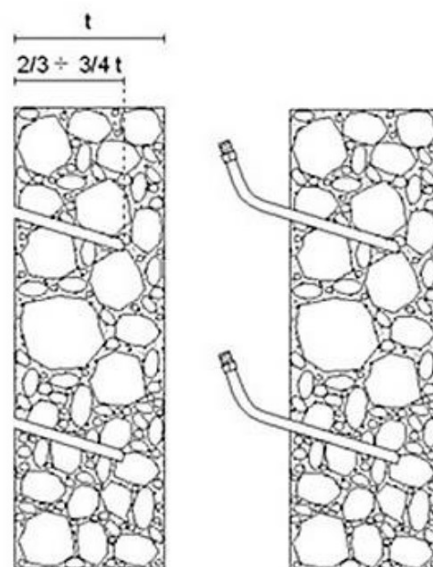


Figura 2 - Posizionamento dei tubetti di rabbocco

Applicazione della rete elettrosaldata e intonaco di rinforzo su pareti consolidate con iniezioni di miscele leganti
(fasi operative)

1. Lavaggio e bagnatura della superficie a saturazione, applicazione di un primo strato di rinzafo, la malta sarà additivata con lattice allo scopo di migliorarne l'adesione al supporto, esecuzione dei fori del diametro di 14-18 mm (4 fori/mq) con trapano a rotazione e applicazione della rete elettrosaldata ϕ 8/200x200 mm su un lato verificando che distanziata di circa 2 cm dalla parete; il lavaggio a saturazione evita la sottrazione del lattice alla matrice del sistema di rinforzo da parte delle pietre, pregiudicandone la corretta presa;
2. pulizia del foro per mezzo di getto ad aria in pressione e inserimento delle barre di connessione costituite da barre in acciaio ad aderenza migliorata ϕ 12 agganciate e legate alle reti elettrosaldate;
3. posa della rete elettrosaldata ϕ 8/200x200 sull'altro lato del paramento murario distanziata di circa 2 cm dalla parete;
4. ancoraggio delle barre di connessione mediante iniezione di idonea malta antiritiro;
5. applicazione di un nuovo strato di intonaco di malta mantenendo la rete in mezzzeria a tale spessore; l'intonaco avrà uno spessore finale di circa 3 cm su ciascuna faccia della parete.

Per garantire la continuità meccanica, la rete elettrosaldata deve essere sovrapposta per almeno 30 cm. Le barre di acciaio di connessione delle reti elettrosaldate assumeranno anche la funzione di collegamento tra i paramenti murari.

L'intonaco da utilizzare per il consolidamento è costituito da una malta premiscelata ecocompatibile a basso modulo, a base di calce idraulica naturale bianca, da utilizzare sia all'interno che all'esterno ad elevata lavorabilità e traspirabilità. La resistenza a compressione sarà pari a circa 10 MPa, il modulo elastico non superiore a 8 GPa circa. L'intonaco è conforme alla norma europea EN 998-1

Questo intervento permette di ottenere un miglioramento strutturale omogeneo e diffuso, con elevate caratteristiche meccaniche senza provocare eccessivi incrementi delle rigidità.

LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 8.3 NTC)

La valutazione della sicurezza permette di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

Con la presente relazione si determineranno i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso, i livelli di sicurezza verranno espressi in termini di rapporto fra capacità e domanda,

Nella valutazione si verificherà l'interazione del sistema terreno-fondazione.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sarà eseguita con riferimento alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Sono state eseguite, oltre alle verifiche sismiche, verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo (non sismiche) quali carichi permanenti e altre azioni di servizio.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è l'accelerazione al suolo a_g , in cui:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$, S_S e S_T assumono i valori di seguito riportati.

a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale.

SINTESI DEI RISULTATI DELLE VERIFICHE

Sono state eseguite le verifiche dell'edificio con il metodo pushover nella situazione attuale ed in quella di progetto. Nel seguito si riporta la sintesi dei risultati del confronto, in termini di capacità di PGA, prima degli interventi e dopo gli interventi di miglioramento.

RISULTATI GLOBALI PGA

PGA_C : Valore della capacità dell'accelerazione di picco al suolo per lo stato limite considerato;
 PGA_D : Valore della domanda dell'accelerazione di picco al suolo per lo stato limite considerato;
 Tr_C : Tempo di ritorno associato a PGA_C per lo stato limite considerato;
 Tr_D : Tempo di ritorno associato a PGA_D per lo stato limite considerato;
 ζ_E : Indicatore della sicurezza per l'azione sismica delle accelerazioni;
 $\zeta_{E(Tr)}$: Indicatore della sicurezza per l'azione sismica dei tempi di ritorno;
 Esito : Esito della verifica di vulnerabilità ("PGA non trovata" indica che la struttura è ancora in sicurezza per il valore massimo di a_g indagato);

Globale analisi statica non lineare: CALCOLO ANTE-OPERAM						
Stato limite	PGA _C [g]	PGA _D [g]	Tr _C [anni]	Tr _D [anni]	ζ_E	$\zeta_{E(Tr)}$
SLC	0.161	0.194	633	975	0.83	0.65
SLV	0.104	0.155	186	475	0.67	0.39
SLD	0.005	0.07	1	50	0.07	0.02
SLO	0.067	0.056	49	30	1.19	1.63

Globale analisi statica non lineare: CALCOLO POST-OPERAM						
Stato limite	PGA _C [g]	PGA _D [g]	Tr _C [anni]	Tr _D [anni]	ζ_E	$\zeta_{E(Tr)}$
SLC	0.243	0.194	1651	975	1.25	1.69
SLV	0.211	0.155	970	475	1.36	2.04
SLD	0.1	0.07	135	50	1.42	2.7
SLO	0.088	0.056	105	30	1.57	3.5

Sulla base della verifica eseguita e dei risultati riportati nelle tabelle precedenti risulta che nei quattro stati limite (SLC, SLV, SLD, SLO) la capacità della struttura è superiore alla domanda,

pertanto l'edificio si può considerare, dal punto di vista della capacità, adeguato alla norma sismica.

Nel seguito si riporta:

- I PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI,
- LA VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA,
- LA DESCRIZIONE DEI MATERIALI UTILIZZATI (SINTESI),
- L'ANALISI DEI CARICHI,
- LA DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.

PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI

D. M. 17.01.2018 (*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*)

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.*)

VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA

L'intervento verrà realizzato nel territorio di Poli: **zona sismica 2, sottozona sismica B.**

Altitudine sul livello del mare: 420 m

Sito in esame.

Latitudine: 41.887178 N

Longitudine: 12.892337 E

Classe d'uso: II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti)

Coefficiente C_u : 1,0

Vita nominale V_N : 50

Periodo di riferimento V_R : 50

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Tipo di suolo “C”: (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*)

Amplificazione stratigrafica

Tabella 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$

CATEGORIA TOPOGRAFICA T2

Superficie Topografica: “Categoria T2” (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$).

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche e dell’ubicazione dell’opera o dell’intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T2	<i>In corrispondenza della sommità del pendio</i>	1,2

PARAMETRI GEOTECNICI

TUFO LITOIDE LIONATO

γ (peso di volume) = 20.0 kN/m³

Φ (angolo di attrito efficace) = 35°

c' (coesione efficace) = 1,5 Kg/cm²

RMR= 50-70

FATTORE DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento (q) è un parametro che deve essere definito dal progettista nel caso in cui il calcolo della struttura è di tipo lineare (statica o dinamica). Nel caso di analisi non lineare come quello adottato per verifiche in oggetto, attraverso il punto C8.5.5.1 della Circolare 7/2019 è possibile valutare quello per edifici esistenti. Fondamentalmente il fattore di comportamento ha la funzione di tenere conto delle risorse non lineari della struttura e che non sono valutabili da calcoli di tipo lineare. Nel caso di analisi di tipo non lineare, il fattore di comportamento come dato d’input per un calcolo strutturale non ha modo di esistere in quanto il metodo stesso tiene conto delle risorse non lineari della struttura. Per questa tipologia di analisi, il fattore di comportamento (q^*) è un dato di output del calcolo stesso e rappresenta il rapporto tra l’accelerazione spettrale e quella del sistema:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}}$$

Il fattore q^* deve essere inferiore a 3 per SLV ed inferiore a 4 per SLC. Nei casi in cui q^* è maggiore dei limiti sopra riportati, l'esito della verifica è da considerarsi negativo (punto 7.8.1.6 del D.M. 17/01/2018 e punto C8.7.1.3.1 della Circolare 7/2019).

LO SPETTRO SECONDO LE NTC

Lo spettro di risposta elastico e di progetto (componente orizzontale) è valutato mediante le seguenti relazioni:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

Nelle quali T ed $S_e(T)$ sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento.

Parametri sismici.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “*pericolosità sismica di base*”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un *periodo di riferimento* V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la *vita nominale* per il *coefficiente d'uso* (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il *periodo di riferimento* V_r e la *probabilità di superamento* P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il *periodo di ritorno* T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
 F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita nominale V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo di riferimento V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	C	T2

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i **parametri spettrali** riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici necessari a definire lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dell'azione sismica.

Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali NTC

SL	a_g g	P _{ver}	T _r Anni	a_g g	F _o	T [*] c sec
SLO	0.056	81.0	30	0.056	2.488	0.261
SLD	0.070	63.0	50	0.070	2.456	0.276
SLV	0.155	10.0	475	0.155	2.487	0.311
SLC	0.194	5.0	975	0.194	2.489	0.319

I NUOVI MATERIALI UTILIZZATI

Per il dettaglio vedi il documento allegato: *RELAZIONE SUI MATERIALI*

ACCIAIO DA CARPENTERIA *tipo S235*

CALCESTRUZZO *C25/30*

ACCIAIO per barre d'armatura *B450C*

BLOCCHI PIENI CLS , *resistenza a compressione del blocco 80 daN/cm², malta tipo M10*

ANALISI DEI CARICHI

Normativa di riferimento: D.M. 17 gennaio 2018 – AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI

H slm 420 m

Azione della neve

Azione della Neve punto 3.4 D.M. 17-01-2018

Zona Neve = III as=420 m slm > 200 m slm

C_E (coeff. di esposizione al vento) = 0,90 (area battuta dai venti)

$q_{sk} = 0,51 [1 + (as/481)^2]$ kN/m²

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} \times C_E$) = $1,27 \times 0,9 = 1,145$ kN/mq

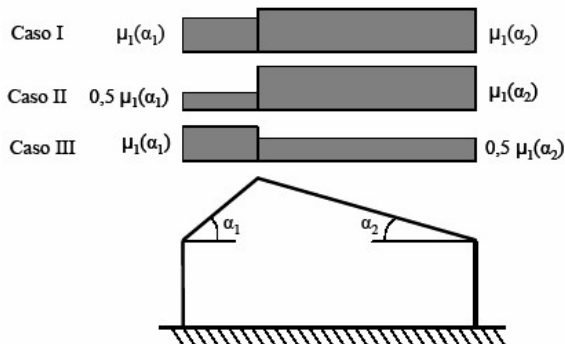
Copertura a due falde:

$\alpha = 21^\circ$ (inclinazione delle falde)

$0^\circ < \alpha < 30^\circ$ $\mu_1 = 0,8$ (coefficiente di forma, Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma)

Il carico neve è pari a $Q = 114,5 \times 0,8 = 92$ daN/mq

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate *Caso I*, *Caso II* e *Caso III*.



Condizioni di carico per coperture a due falde

Dove: $\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,773$

Carichi permanenti non strutturali (tramezzi)

I tramezzi ed i tramezzi esistenti sono costituiti da un foglio di mattoni laterizi forati intonacati,
(p. 3.1.3) $2,0 < G_2 \leq 3,0$ KN/m $\longrightarrow g_2 = 120$ Kg/m²

Solaio di calpestio in legno

pp travi in abete $\Phi 20$ cm: $600 \times 0,10^2 \pi / 1,65$ (interasse)

12 Kg/mq

pp morali in abete 10×10 cm: $600 \times 0,10 \times 0,10 / 0,5$ (interasse)

12 Kg/mq

pp tavolato in abete 5 cm: $600 \times 0,05$

30 Kg/mq

tramezzi distribuiti	120 Kg/mq
massetto e pavimento	<u>100 Kg/mq</u>
	G1 = 54 Kg/mq
	G2 = 220 Kg/mq
accidentale	Q = 200 Kg/mq

Solaio di calpestio in travi di ferro e tavelloni

pp travi in ferro e tavelloni	85 Kg/mq
tramezzi distribuiti	120 Kg/mq
massetto e pavimento	<u>100 Kg/mq</u>
	G1 = 85 Kg/mq
	G2 = 220 Kg/mq
accidentale	Q = 200 Kg/mq

Solaio sottotetto in legno accessibile per sola manutenzione attuale e futuro Q= 50

pp travi in abete $\Phi 20$ cm: $600 \times 0,10^2 \pi / 1,65$ (interasse)	12 Kg/mq
pp morali in abete 10×10 cm: $600 \times 0,10 \times 0,10 / 0,5$ (interasse)	12 Kg/mq
pp tavolato in abete 5 cm: $600 \times 0,05$	30 Kg/mq
	G1 = 54 Kg/mq
	G2 = 0,00 Kg/mq
accidentale	Q = 50 Kg/mq

Solaio di copertura in legno

pp arcarecci in abete $\Phi 20$ cm: $600 \times 0,10^2 \pi / 1,65$ (interasse)	12 Kg/mq
pp morali in abete 10×10 cm: $600 \times 0,10 \times 0,10 / 0,5$ (interasse)	12 Kg/mq
pp listelli in abete 3×6 cm: $600 \times 0,03 \times 0,06 / 0,5$ (interasse)	2 Kg/mq
manto di copertura in tegole di cemento	<u>60 Kg/mq</u>
	G1 = 26 Kg/mq
	G2 = 60 Kg/mq
accidentale (neve)	Q = 92 Kg/mq

CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

La relazione allegata riporta i dati relativi ai criteri di progettazione, alla geometria, alla meccanica della struttura descritta al relativo paragrafo, nonché i relativi risultati dei calcoli strutturali così come ricavati dal calcolatore elettronico tramite l'utilizzo del Software "FaTA Next" prodotto e

distribuito da Stacec srl con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi.

FaTA Next è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici tridimensionali multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno (massiccio e/o lamellare) o in muratura.

FaTA Next articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) **preprocessore**: fase di Input dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) **solutore**: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) **post-processore**: fase di verifica degli elementi, creazione degli elaborati grafici e della relazione di calcolo.

TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "*Tabulati di calcolo*" costituente parte integrante della presente relazione.

Settembre 2022

Il progettista