

**PROGETTO DI MESSA IN SICUREZZA E NUOVO IMPIANTO IDROTERMICO
PALESTRA E SCUOLA ELEMENTARE DI LOVERE - OPERE STRUTTURALI
(Progetto Esecutivo)**



RELAZIONE DI CALCOLO

Bergamo, 31.05.13

Myallonnier Ingegneria S.r.l.

dott. ing. Mario Myallonnier

dott. ing. Sergio Myallonnier

1. PREMESSA

L'edificio oggetto di indagine, situato nel comune di Lovere, di forma rettangolare avente dimensioni di circa 31x19 m ed un'altezza di 8 m, è caratterizzato da una struttura in cemento armato ordinario, e da una copertura realizzata con tegoli prefabbricati in c.a.p., ed ospita la palestra delle scuole elementari.

Gli elementi strutturali in elevazione sono costituiti da pilastri in cemento armato ordinario, i tamponamenti perimetrali sono costituiti da pareti in cemento armato dello spessore di 15 cm a cui è accostata e vincolata una controparete in mattoni forati,; il solaio di calpestio della palestra è costituito da una soletta in laterocemento poggianti su cordoli in c.a. mentre il solaio di copertura è realizzato, come detto, con tegoli prefabbricati aventi sezione a pi-greco poggianti su una trave di bordo in c.a.

Per determinare l'esatta posizione dei diversi elementi strutturali, le diverse geometrie e sezioni, nonché la disposizione e le quantità dei ferri di armatura si è fatto riferimento ai documenti fornitici dall'Amministrazione Comunale, alla scheda del tegolo prefabbricato utilizzato recuperata nel nostro archivio; inoltre, in data 2 maggio 2013, in occasione di un sopralluogo eseguito unitamente alla ditta Arch.Enco Engineering srl sono state effettuate alcune indagini distruttive per verificare la posizione ed i diametri dei ferri di armatura, il rilievo geometrico delle sezioni di alcuni elementi strutturali, le prove con il metodo Sonreb per la determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo il tutto per determinare lo stato di conservazione delle strutture.

E' stato così possibile caratterizzare la struttura e stabilire il livello di conoscenza LC, ed il conseguente fattore di confidenza, secondo quanto previsto dalla normativa.

In seguito si è passati alla modellazione della stessa mediante un programma di calcolo agli elementi finiti per determinare la vulnerabilità sismica della struttura e stabilire quali elementi strutturali soddisfino le verifiche imposte dall'attuale normativa alla luce dei carichi su di essi agenti.

In fase di modellazione e di analisi è stato considerato l'intero edificio, modellando il terreno, le fondazioni profonde e tutti gli elementi strutturali (travi, pilastri, solette, muri) che lo compongono.

Per poter svolgere correttamente l'analisi dell'edificio si è proceduto secondo due fasi distinte denominate progetto simulato, e analisi dinamica modale.

Nel progetto simulato si è modellata la struttura facendo riferimento alle normative, ai carichi previsti in fase progettuale ed ai criteri costruttivi tipici dell'epoca di costruzione dell'edificio: in questo modo si è potuto verificare come tutti gli elementi strutturali risultino soddisfare le verifiche.

Successivamente con un'analisi dinamica modale si sono determinate le sollecitazioni agenti su tutti gli elementi strutturali (travi, pilastri e pareti in c.a., etc.) per verificarli secondo quanto previsto dalla normativa vigente: sono state verificate le strutture in presenza dell'azione sismica ed è stato ricavato un valore indicativo dello stato di verifica. Il coefficiente ottenuto, detto **indice di rischio sismico**, permette di definire se ogni singolo elemento strutturale è in grado (valore maggiore di 1) o meno di assorbire le azioni dovute al terremoto.

2. NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- Legge 5 Novembre 1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare 2 Febbraio 2009 n°617 C.S.LL.PP. "Istruzione per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 Marzo 2003 "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.
- Decreto 21 Ottobre 2003 "Disposizioni attuative dell' art. 2, c. 2,3 e 4 dell'Ordinanza n°3274.

3. PARAMETRI DI CALCOLO

Per la definizione dei parametri di calcolo si applica il D.M. 14.01.08 con le Istruzioni applicative di cui alla circolare C.S.LL.PP. n° 617 del 02.02.09.

- Vita nominale del fabbricato: 50 anni (V_N)
- Classe d'uso: IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità): punto di raccolta per la popolazione in caso di evento calamitoso .

Le azioni sismiche sul fabbricato vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (V_R) ricavato moltiplicando la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U) che per la classe d'uso II vale 2,0 :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni.}$$

Con le coordinate geografiche di Lovere si ottengono i tre parametri che definiscono la forma spettrale prevista dalle N.T.C.:

- accelerazione orizzontale massima del terreno: $a_g = 1,361 \text{ (m/s}^2\text{)}$;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale: $F_o = 2,482$;
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale: $T_c = 0,290$;
- periodo di ritorno: $T_R = 949$ anni.
-

4. PARAMETRI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

Per stimare le caratteristiche meccaniche del cls. e dell'acciaio si è fatto riferimento alle prove in sito eseguite dalla ditta Arch.Enco srl e consultando la manualistica degli anni settanta, epoca di costruzione dell'edificio.

- CALCESTRUZZO:
Si è considerato un cls. con R_{ck} 300, equivalente all'attuale C25/30, per tutte strutture in c.a.
- ACCIAIO (Aq 50):
 - tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 2700 \text{ daN/cm}^2$
 - tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 5000 \text{ daN/cm}^2$

5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Al termine dei sopralluoghi e dei sondaggi effettuati, con riferimento alle definizioni della norma ed avendo determinato la geometria della struttura, esaminato i dettagli costruttivi ed indagato le caratteristiche dei materiali, si ritiene di avere raggiunto un livello di conoscenza sul fabbricato classificabile LC3.

Pertanto il fattore di confidenza (F_c) da applicare nelle elaborazioni numeriche è pari a 1,00.

6. ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulla soletta di copertura, così come quelli gravanti sulla soletta che costituisce il pavimento della palestra sono riportati nell'immagine sottostante (fig.1).

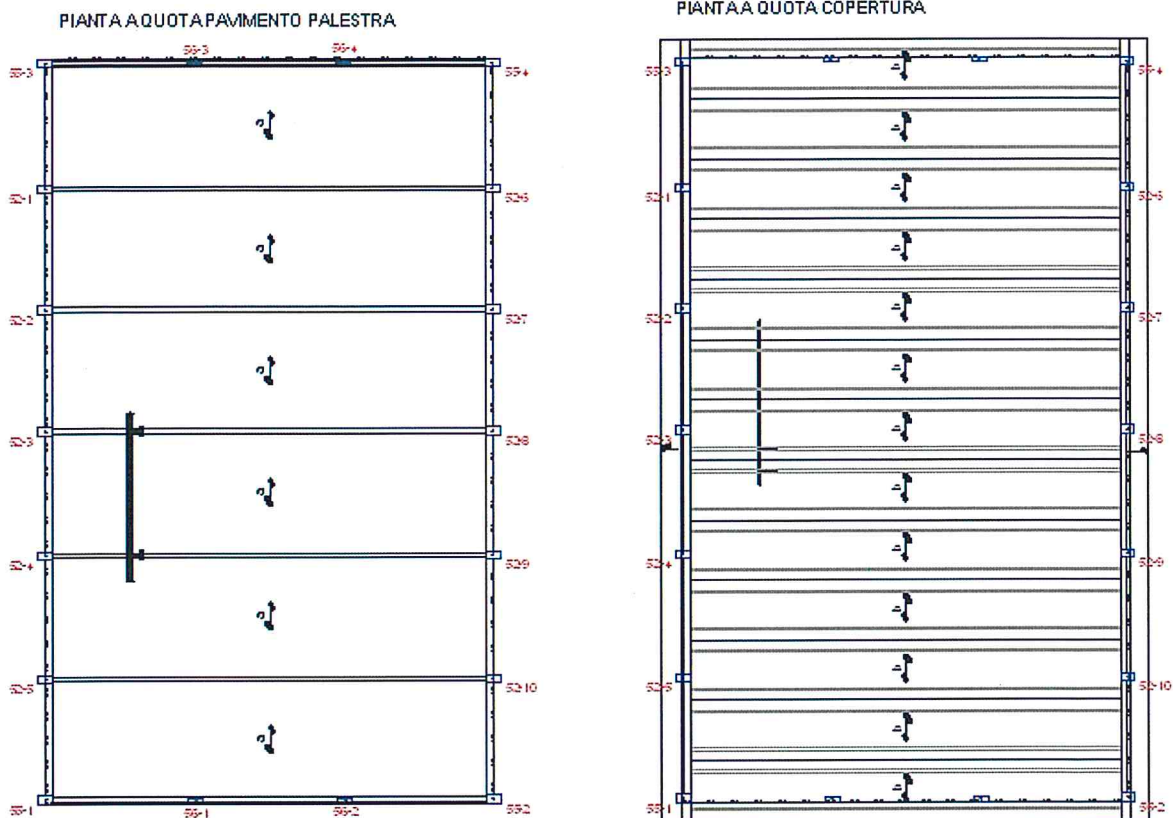


fig.1 rappresentazione dei carichi agenti sulla struttura

- COPERTURA (tipo b):
 - peso proprio = 300 daN/m²
 - sovraccarico permanente = 50 daN/m²
 - sovraccarico accidentale = 90 daN/m²
- SOLETTA PAVIMENTO PIANO TERRA (tipo a):
 - peso proprio = 240 daN/m²
 - sovraccarico permanente = 100 daN/m²
 - sovraccarico accidentale = 400 daN/m²

7. VERIFICHE GLOBALI

Si sono verificati i meccanismi di collasso d'insieme implementando un modello di calcolo unitario tramite il software Sismicad della ditta Concrete S.r.l. di Padova (Tel. n° 049/8754720) - sito web: www.concrete.it

La descrizione delle strutture è approssimata in base ai limiti imposti dal software. Nonostante le semplificazioni si ritiene che i modelli forniscano una descrizione attendibile del comportamento della struttura.

Per quanto riguarda la struttura in c.a., i dettagli costruttivi delle armature mancanti sono stati definiti sulla base di un progetto simulato, eseguito secondo la pratica dell'epoca della progettazione.

In fase di modellazione è stato appurato che, sia che si consideri l'edificio poggiate sul terreno sia che lo si ipotizzi incastrato alla base, il comportamento della struttura non subisce sostanziali modifiche, pertanto si è proceduto all'analisi della struttura considerandola incastrata al suolo.

I risultati delle verifiche effettuate sugli elementi strutturali sono riportati nei seguenti allegati:

- **allegato 1-** Verifica elementi in analisi dinamica modale prima dell'intervento di rinforzo
- **allegato 2-** Verifica elementi in analisi dinamica modale in seguito all'intervento di rinforzo

Nell'**allegato 1** si riportano le verifiche degli elementi strutturali effettuate alla luce delle normative attuali, considerando, oltre all'azione del vento, anche l'azione sismica; nello stesso allegato sono riportati i valori degli indicatori di rischio sismico per tutti gli elementi strutturali.

Nell'**allegato 2** si riportano le verifiche degli stessi elementi strutturali e secondo le medesime condizioni al contorno effettuate in seguito all'intervento di rinforzo; nello stesso allegato sono riportati i valori degli indicatori di rischio sismico per tutti gli elementi strutturali.

Di seguito si riassumono i valori degli indicatori di rischio sismico, determinati attraverso l'analisi dinamica modale, di ogni elemento strutturale. Gli indicatori di rischio sismico determinano quanto un elemento è in grado di resistere al verificarsi di un evento sismico; per analizzare un terremoto è possibile fare riferimento o all'accelerazione che lo stesso induce nel terreno (PGA) o al periodo di ritorno (T_r), cioè alla possibilità che possa ripetersi un fenomeno di uguale importanza. Così si può determinare la resistenza di un elemento strutturale sia in termini di rapporto tra accelerazione che l'elemento è in grado di sopportare ed accelerazione indotta dal sisma, in questo caso si parla di **iPGA**, oppure in termini di rapporto tra periodi di ritorno, in questo caso si parla di **ITR**. In entrambi i casi l'elemento si ritiene verificato quando il rapporto tra la capacità e la domanda, cioè il valore dell'indicatore di rischio sismico, è maggiore di 1. Dalle tabelle riportate in seguito si evince che non soddisfano le verifiche le travi di bordo di copertura ed alcuni pilastri: su questi elementi, indicati in grassetto nella tabella, dovranno essere effettuati opportuni interventi per garantire il livello minimo di sicurezza previsto dall'attuale normativa.

Nelle immagini seguenti sono riportati i risultati delle stesse verifiche, espressi in forma grafica: in figura 2 sono rappresentati gli indicatori di rischi sismico iPGA prima dell'intervento, in figura 3 gli indicatori iPGA dopo l'intervento di rinforzo, in figura 4 gli indicatori iTr relativi allo stato attuale ed infine in figura 5 si vedono gli indicatori iTr in seguito agli interventi migliorativi.

Verifica a flessione semplice e a taglio delle travi

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave intercorta	1.903	2	1.356	1.481	2.284	3.509	1.356	1.481	
Trave interc lunga	1.306	1.355	1.295	1.395	1.614	1.885	1.356	1.481	
Trave copertura dx	2.048	3.45	1.356	1.481	0.68	0	0	0	*
Trave copertura sx	1.875	2.343	1.356	1.481	0.691	0.049	0.094	0.106	*

Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				verif.
	coeff. sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff. sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Pil 52-1	1.581	1.406	1.336	1.452	4.662	4.885	1.356	1.481	
Pil 52-2	0.828	0.867	0.885	0.867	5.079	5.099	1.356	1.481	*
Pil 52-3	0.911	0.922	0.933	0.921	5.102	5.118	1.356	1.481	*
Pil 52-4	0.775	0.828	0.851	0.828	5.168	5.174	1.356	1.481	*
Pil 52-5	1.596	1.406	1.336	1.452	4.772	4.864	1.356	1.481	
Pil 52-6	1.747	1.5	1.356	1.481	10.046	10.415	1.356	1.481	
Pil 52-7	1.143	1.125	1.105	1.136	10.09	10.151	1.356	1.481	
Pil 52-8	0.927	0.938	0.946	0.937	8.455	8.695	1.356	1.481	*
Pil 52-9	0.949	0.953	0.96	0.953	8.725	8.77	1.356	1.481	*
Pil 52-10	1.668	1.453	1.356	1.481	9.783	9.984	1.356	1.481	
Pil 55-1	1.617	1.328	1.272	1.364	5.353	5.88	1.356	1.481	
Pil 55-2	1.414	1.266	1.221	1.294	8.908	10.101	1.356	1.481	
Pil 55-3	1.498	1.313	1.26	1.346	5.255	5.995	1.356	1.481	
Pil 55-4	1.376	1.25	1.208	1.276	7.265	9.375	1.356	1.481	
Pil 56-1	2.541	2.406	1.356	1.481	10.358	10.468	1.356	1.481	
Pil 56-2	2.259	2.219	1.356	1.481	10.113	10.45	1.356	1.481	
Pil 56-3	2.142	2.078	1.356	1.481	6.13	6.235	1.356	1.481	
Pil 56-4	1.914	1.844	1.356	1.481	5.829	5.95	1.356	1.481	

Tabella 1: indicatori di rischio sismico prima dell'intervento di rinforzo

Verifica a flessione semplice e a taglio delle travi

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave intercorta	1.933	2.044	1.356	1.481	2.309	3.586	1.356	1.481	
Trave interc lunga	1.39	1.409	1.338	1.456	1.703	2.036	1.356	1.481	
Trave copertura dx	2.052	3.647	1.356	1.481	1.078	2.682	1.356	1.481	
Trave copertura sx	1.818	2.236	1.356	1.481	1.228	3.166	1.356	1.481	

Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				verif.
	coeff. sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff. sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Pil 52-4	1.632	1.625	1.356	1.481	3.659	4.802	1.356	1.481	
Pil 52-1	1.902	1.641	1.356	1.481	4.435	4.684	1.356	1.481	
Pil 52-2	1.937	1.938	1.356	1.481	3.416	4.442	1.356	1.481	
Pil 52-3	1.689	1.719	1.356	1.481	3.566	4.69	1.356	1.481	
Pil 52-5	1.619	1.406	1.336	1.452	4.542	4.688	1.356	1.481	
Pil 52-6	1.917	1.625	1.356	1.481	10.381	10.782	1.356	1.481	
Pil 52-7	2.036	2.008	1.356	1.481	7.157	7.446	1.356	1.481	
Pil 52-8	1.759	1.781	1.356	1.481	7.027	5.942	1.356	1.481	
Pil 52-9	1.629	1.625	1.356	1.481	7.088	5.534	1.356	1.481	
Pil 52-10	1.581	1.391	1.323	1.434	9.816	10.255	1.356	1.481	
Pil 55-1	1.775	1.594	1.356	1.481	5.081	6.293	1.356	1.481	
Pil 55-2	1.528	1.344	1.285	1.381	9.19	10.476	1.356	1.481	
Pil 55-3	1.699	1.5	1.356	1.481	4.98	6.366	1.356	1.481	
Pil 55-4	1.451	1.313	1.26	1.346	7.371	9.505	1.356	1.481	
Pil 56-1	2.612	2.43	1.356	1.481	10.467	10.576	1.356	1.481	
Pil 56-2	2.305	2.266	1.356	1.481	10.207	10.554	1.356	1.481	
Pil 56-3	2.186	2.125	1.356	1.481	6.017	6.119	1.356	1.481	
Pil 56-4	1.964	1.906	1.356	1.481	5.949	6.111	1.356	1.481	

Tabella 2: indicatori di rischio sismico dopo l'intervento di rinforzo

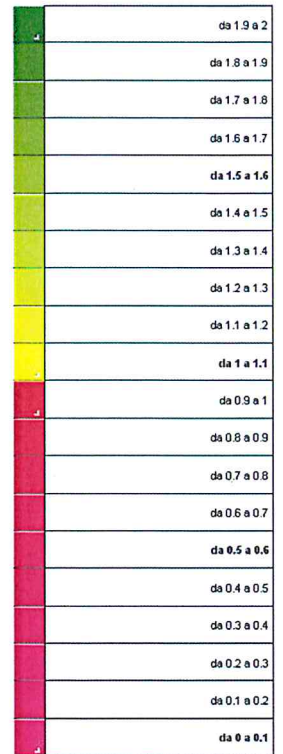
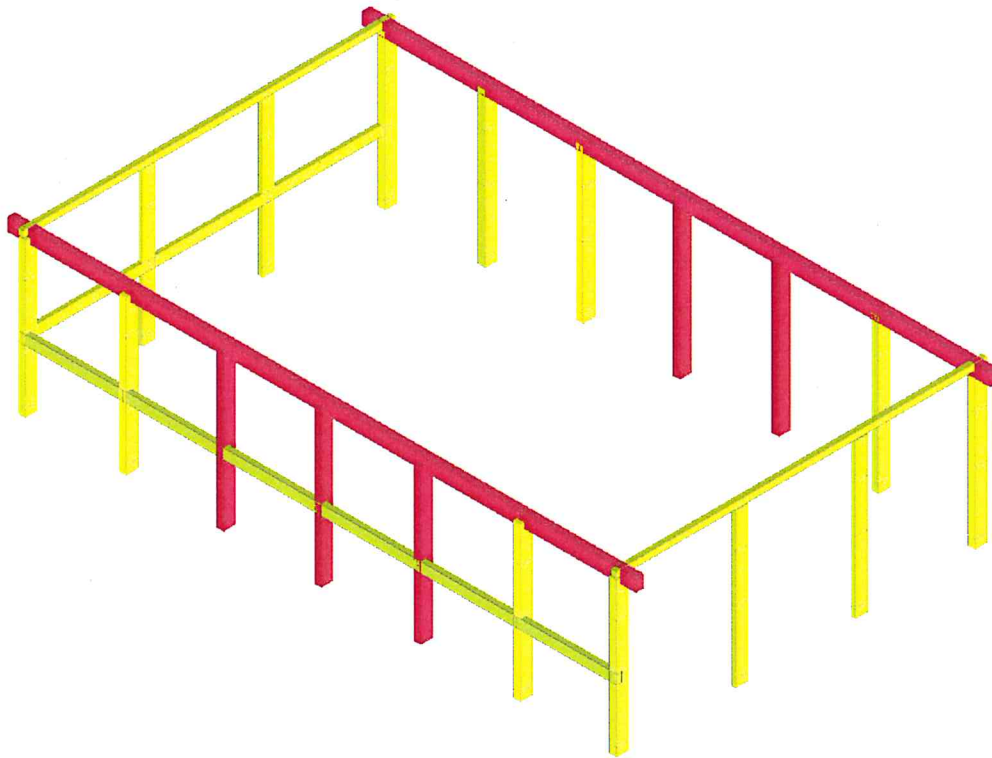


Figura 2: indicatori di rischio sismico iPGA prima dell'intervento di rinforzo

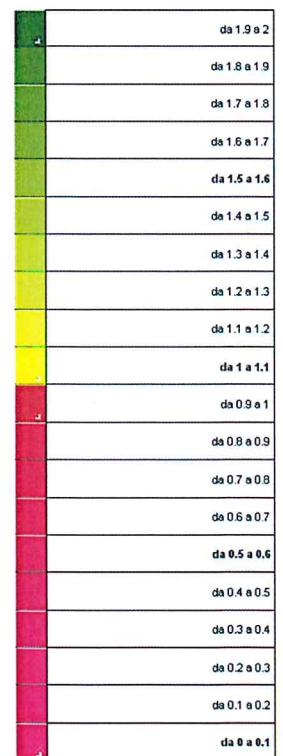
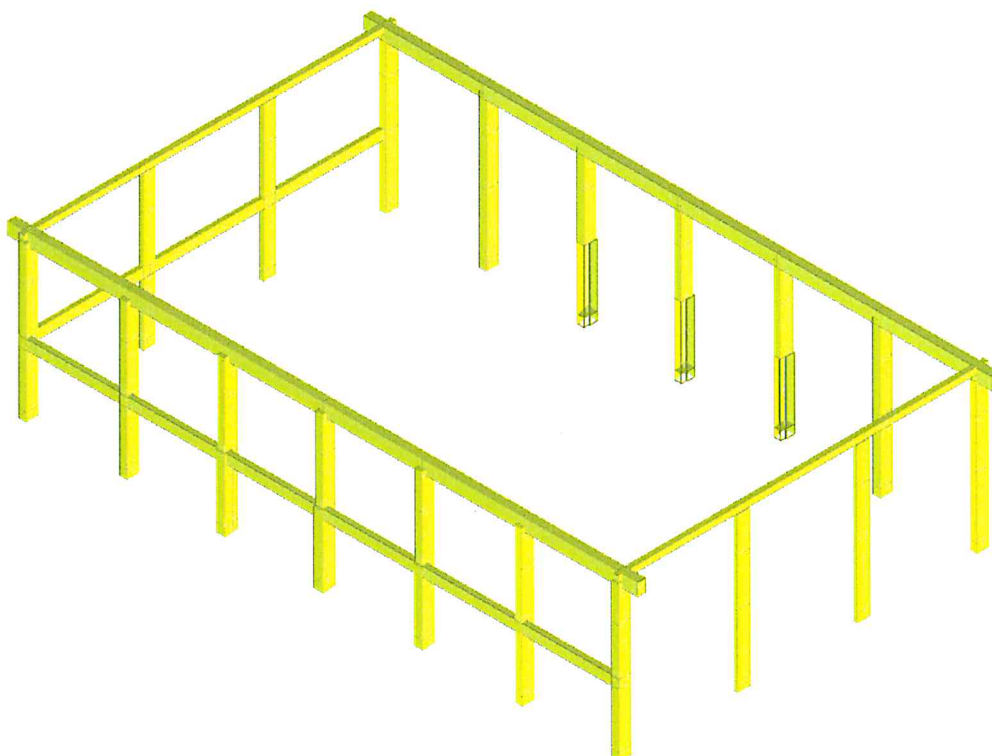


Figura 3: indicatori di rischio sismico iPGA dopo l'intervento di rinforzo

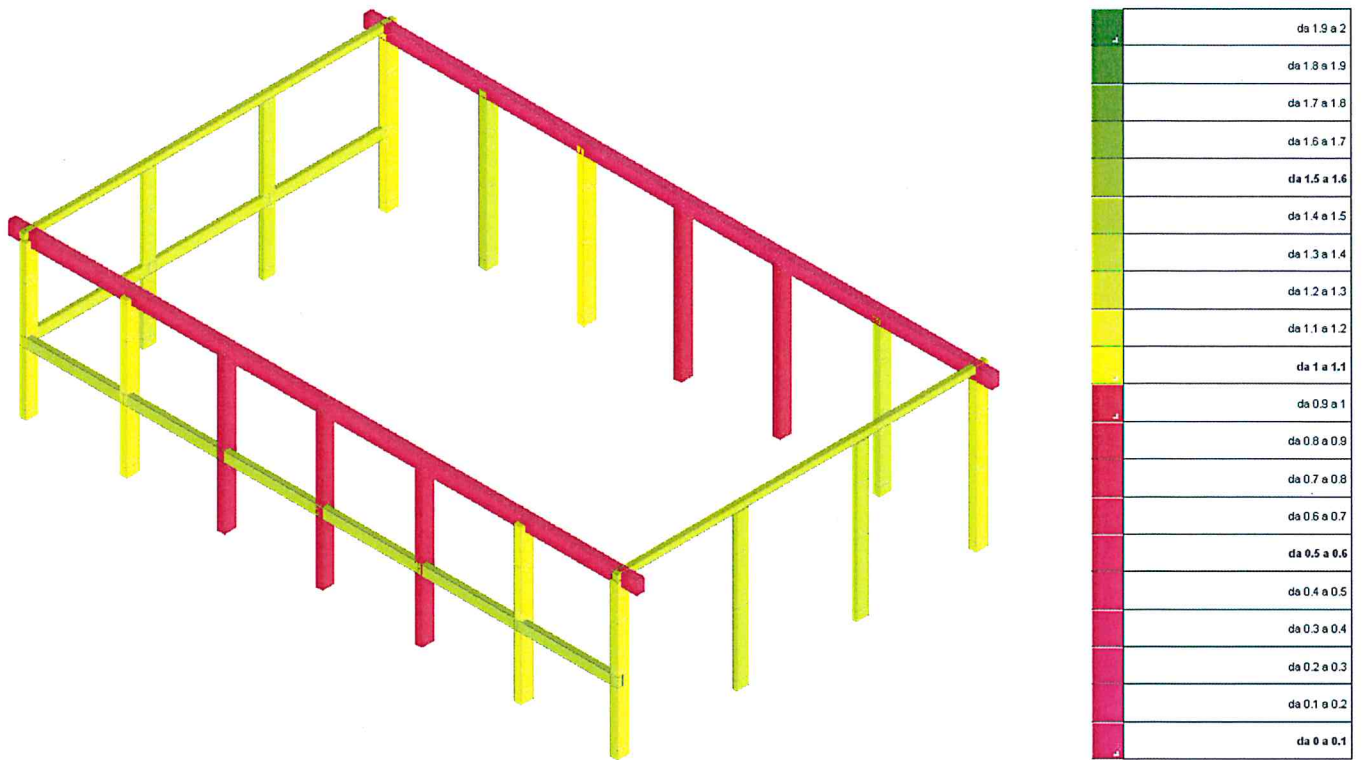


Figura 4: indicatori di rischio sismico IIR prima dell'intervento di rinforzo

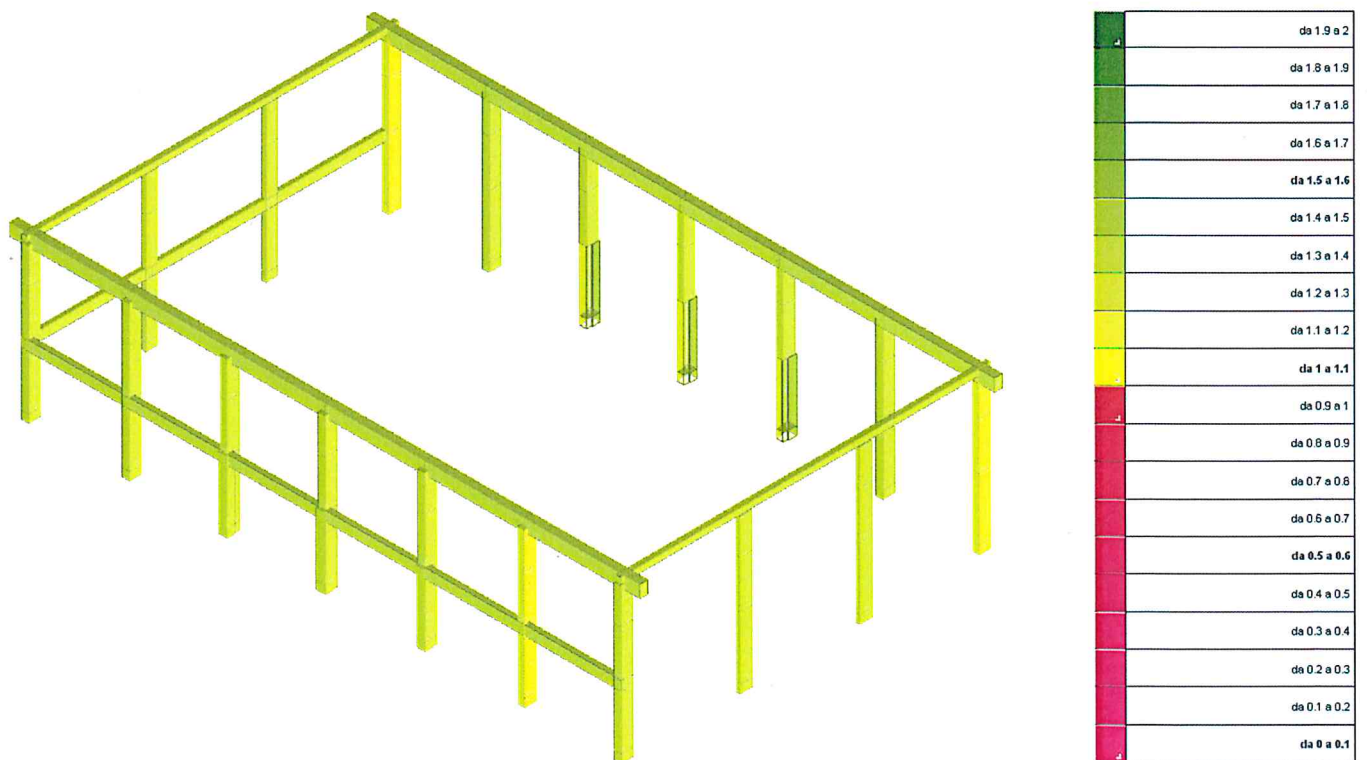


Figura 5: indicatori di rischio sismico IIR dopo l'intervento di rinforzo

8. VERIFICHE LOCALI

Oltre a verificare i diversi elementi strutturali (travi, pilastri, etc), sono state effettuate alcune verifiche locali riguardanti l'aspetto più critico che caratterizza questo tipo di costruzioni: la connessione tra trave di bordo ed il tegolo di copertura prefabbricato, che, come già evidenziato in precedenza, funziona solo grazie all'attrito che si genera tra i due elementi.

Le verifiche effettuate riguardano la perdita dell'appoggio e la connessione meccanica tra i due elementi, realizzata con un elemento metallico; i risultati delle verifiche sono riportati in seguito.

- Verifica di perdita dell'appoggio

Questa verifica si rende necessaria per controllare che la larghezza dell'appoggio, cioè la zona di contatto tra trave di bordo e tegolo di copertura, sia sufficientemente dimensionata per evitare che, durante il manifestarsi dell'evento sismico, eccessive oscillazioni della struttura possano determinare il crollo dell'elemento prefabbricato. E' quindi necessario determinare gli spostamenti massimi della struttura che sono dati dalla somma tra lo spostamento relativo del suolo alla base di elementi verticali adiacenti ($\delta_{rel,g}$) e lo spostamento relativo tra due elementi verticali ($\delta_{rel,s}$, dato dalla somma degli spostamenti massimi di due elementi adiacenti: $\delta_{rel,s} = \delta_i + \delta_j$).

Lo spostamento relativo del suolo è dato dalla seguente espressione:

$$\delta_{rel,g} = 3 \times (\delta_{ij,max} / V_s), \text{ dove:}$$

$$\delta_{ij,max} = 1.25 \sqrt{(\delta_{gi}^2 + \delta_{gj}^2)}$$

$$\delta_{gi} = 0.025 \alpha_g S_s S_i T_c T_d$$

Per determinare i valori da inserire nelle formule si faccia riferimento alla figura 6 (in cui sono riportati i parametri riferiti al sito) ed alla figura 7 (in cui sono riportati i valori dei massimi spostamenti).

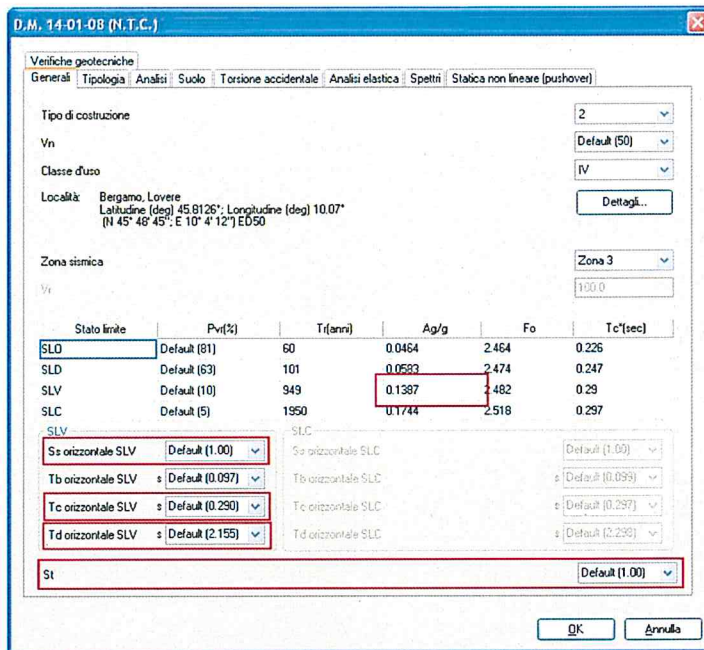


Fig. 6 Parametri caratterizzanti il sito su cui sorge la costruzione

$$\delta_{gi} = 0.025 \alpha_g S_s S_l T_c = 0.025 \times 0.1387 \times 9.81 \times 1 \times 1 \times 0.29 \times 2.155 = 0.021 \text{ m}$$

$$\delta_{ij,max} = 1.25 \sqrt{(\delta_{gi}^2 + \delta_{gi}^2)} = 1.25 \times \sqrt{(0.021^2 + 0.021^2)} = 0.037 \text{ m}$$

$$\delta_{rel,g} = 3 \times (\delta_{ij,max} / V_s) = 3 \times 19.20 \times (0.037/800) = 0.0027 \text{ m}$$

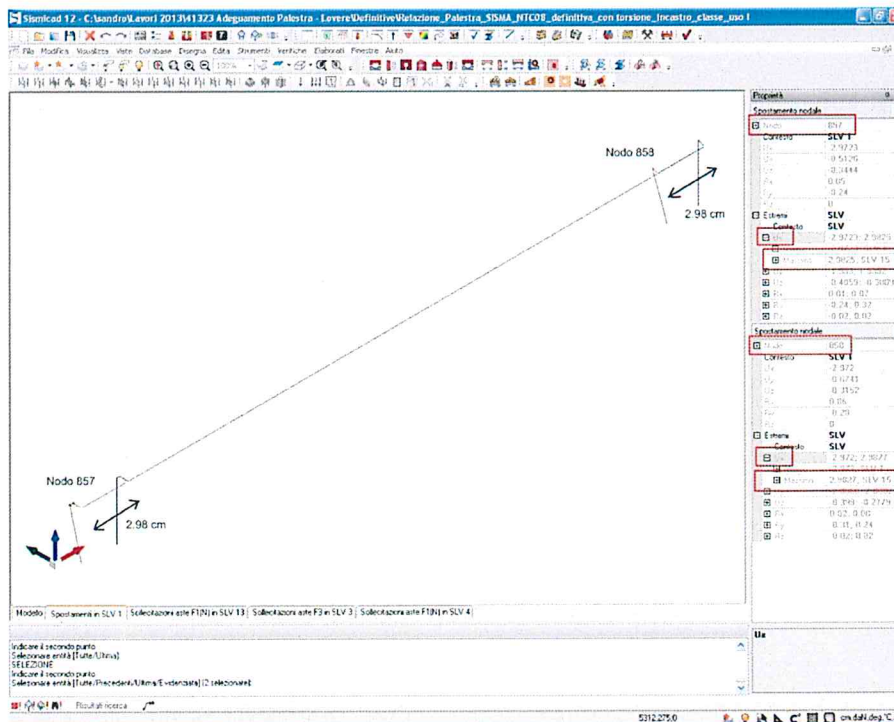


Fig. 7 Massimi spostamenti in sommità dei pilastri

$$\bar{\delta}_{rel,s} = \bar{\delta}_I + \bar{\delta}_J = 2.98 + 2.98 = 5.96 \text{ cm} = 0.0596 \text{ m}$$

Questo valore va moltiplicato per il fattore di struttura, pari a 1.5; pertanto lo spostamento massimo tra due elementi adiacenti è $5.96 \times 1.5 = 8.94 \text{ cm} = 0.0894 \text{ m}$

Pertanto lo spostamento massimo è: $\bar{\delta}_{rel,g} + \bar{\delta}_{rel,s} = 0.0027 + 0.0894 = 0.0921 \text{ m} = 9.21 \text{ cm}$.

Il valore ottenuto è inferiore alla larghezza dell'appoggio esistente, pertanto si potrebbe supporre che la struttura sia in grado di resistere al sisma; tuttavia il possibile moto sussultorio potrebbe causare un distacco temporaneo tra trave e tegolo, venendo così a mancare la resistenza offerta dall'attrito che si genera per il contatto tra i due elementi, la perdita dell'appoggio e la conseguente caduta dell'elemento di copertura. Inoltre la normativa vigente non consente più l'utilizzo di connessioni per attrito ed impone l'utilizzo di sistemi di ancoraggio meccanici.

In virtù delle considerazioni sopra esposte, si è deciso di intervenire realizzando un collegamento meccanico tra la trave ed il tegolo di copertura, costituito da due piatti in acciaio, opportunamente sagomati ed ancorati mediante tasselli metallici rispettivamente alla trave ed al tegolo, collegati tra loro da un tirante in acciaio; la verifica di questo elemento è riportata in seguito.

- Verifica tirante di ancoraggio

Il tirante deve essere dimensionato correttamente, cioè deve essere in grado di resistere alla forza orizzontale esercitata dal tegolo sulla trave: dalla modellazione della struttura si ricava la massima reazione orizzontale originata dal tegolo sulla trave, pari a 890 daN; poiché il tegolo è costituito da due nervature, ciascuna di esse trasmetterà uno sforzo di $890/2 = 445 \text{ daN}$ (fig. 8)

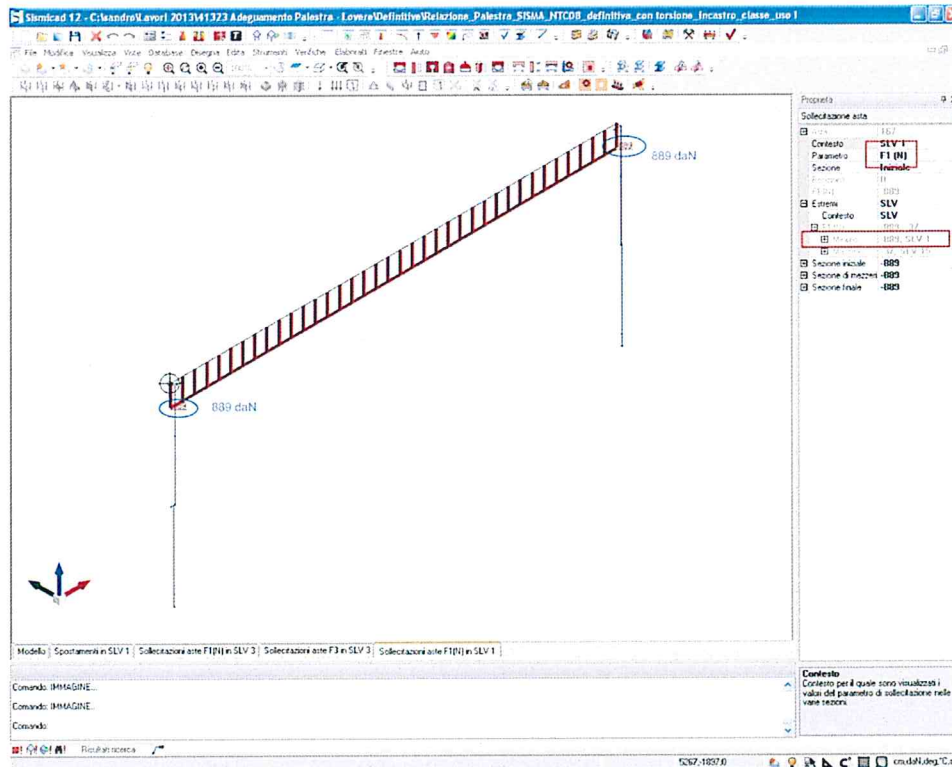


Fig. 8 Massima sollecitazione agente sul tegolo

E' stato previsto un tirante Ø8 mm, avente sezione pari a 0.395 cm², pertanto su di esso agisce una tensione pari a $\sigma = [(890 / 2) \times \sqrt{2}] / 0.395 = [445 \times 1.41] / 0.395 = 1588 \text{ daN/cm}^2$, valore inferiore ai tassi massimi di lavoro del materiale e pertanto l'elemento si ritiene verificato, cioè in grado di sostenere i carichi orizzontali dovuti all'azione sismica e quindi di impedire il distacco tra la trave di bordo ed il tegolo prefabbricato.

Una volta verificata la sezione del tirante, è necessario verificare, secondo quanto previsto dalle "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici monopiano non progettati con criteri antisismici", che la deformazione della fune, pari al 2% della sua lunghezza, sia in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta del tegolo dalla trave.

Le linee guida sopracitate valutano l'azione orizzontale f_i , pari al prodotto della massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare, moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura:

$f_i = w_i \times S_a(T_1)/g = 2900 \times 1.25 \times 0.1387 = 502 \text{ daN}$, valore coerente con quanto ricavato dalla modellazione della struttura, pari a 445 daN. A favore di sicurezza si utilizza il valore di 502 daN.

L'allungamento teorico della fune, avente lunghezza di circa 40 cm, è pari a $40 \times 0.02 = 0.8 \text{ cm}$; mentre il valore di calcolo è dato dalla formula:

$$\delta f = (N \times L) / (E \times A) = (502 \times 1.41 \times 40) / (2100000 \times 0.395) = 0.03 \text{ cm} < 0.8 \text{ cm}.$$

Poiché la deformazione di calcolo è minore di quella teorica la verifica è da ritenersi soddisfatta.