
sintesi di tesi di laurea

Università degli studi di Firenze - Facoltà di Ingegneria
 Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Indirizzo Strutture

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI UN CAMPIONE DI PALESTRE IN CEMENTO ARMATO E PROPOSTA DI ADEGUAMENTO DI UN CASO TIPO

Autrice della tesi: Francesca GALARDI

Relatori: Prof. Ing. Paolo SPINELLI, Prof. Ing. Andrea VIGNOLI

Discussione della tesi: 8 Luglio 2008

La tesi di laurea affronta un tema oltremodo sentito al momento attuale: quello della verifica e dell'adeguamento sismico di edifici strategici.

Il dilemma in questi casi è se sia possibile (e convenga) intervenire con rinforzi sull'edificio esistente oppure invece convenga addirittura abbatterlo per ricostruirlo ex novo.

Nel caso della tesi gli edifici esaminati sono palestre realizzate in cemento armato annesse ad edifici scolastici. Dopo un'attenta analisi tipologica ed una raccolta documentale la tesi propone diverse proposte di intervento che rendono adeguato sismicamente l'edificio.

In particolare da sottolineare la questione della fasciatura con fibre di carbonio delle colonne. L'intervento è particolarmente efficace soprattutto per il calcestruzzo che, per l'effetto benefico del confinamento raggiunge una duttilità notevole adeguandosi alle richieste normative.

L'edificio risorge per così dire "a nuova vita" ed è in grado di resistere alle azioni sismiche.

La tesi di laurea raggiunge quindi l'obbiettivo di dimostrare, con notevole accuratezza e sofisticate verifiche, che in molti casi si può salvare, per così dire, l'edificio esistente, con spesa contenuta, senza stravolgerne l'estetica, raggiungendo gli standard richiesti in termini di sicurezza.

Paolo SPINELLI

1. INTRODUZIONE

Nel presente lavoro di tesi sono stati individuati i parametri caratterizzanti la vulnerabilità sismica di un campione di palestre scolastiche, situate sul territorio della Regione Toscana e sono state proposte due strategie di intervento per l'adeguamento di una palestra ritenuta caratterizzante il campione.

Il lavoro è stato articolato in tre parti: nella prima parte, attraverso un'indagine conoscitiva, sono state rilevate le carenze strutturali presenti nel campione, nella seconda parte è stata eseguita l'analisi sismica di una palestra "tipo" in accordo con le modalità del D.M. del 14 gennaio 2008 ed infine nella terza parte sono state proposte due strategie di intervento per l'adeguamento della palestra analizzata.

2. INDAGINE CONOSCITIVA

L'indagine conoscitiva è stata condotta su di un campione di 10 palestre situate sul territorio della Regione Toscana in zone ad elevato rischio sismico (Figura 1).

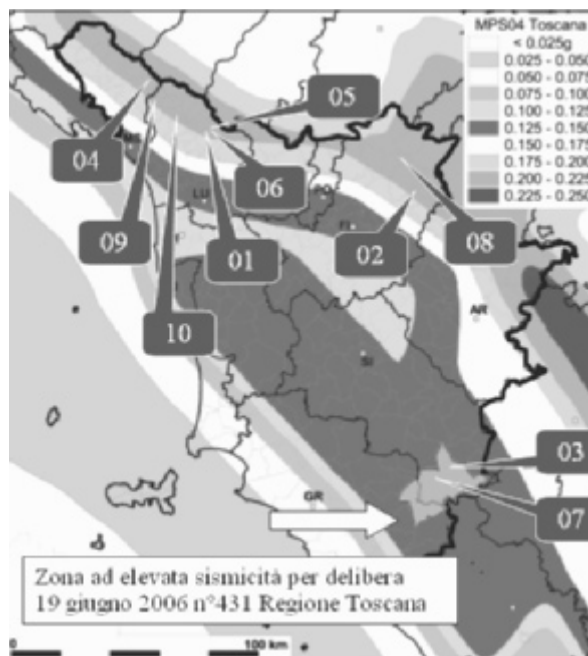


Figura 1 - Posizione delle palestre analizzate

1. Palestra scuola elementare "De Amicis" (1955): Fornaci di Barga, Barga, LU;
2. Palestra scuola materna "Carrol" (1974): Rufina, FI;
3. Palestra scuola elementare e media di Radicofani (1988): Radicofani, SI;
4. Palestra scuola media "Fantoni" (1959): Fivizzano, MS;
5. Palestre istituto magistrale e scuole medie di Barga (1960): Barga, LU;
6. Palestra istituto tecnico commerciale di Barga (1950): Barga, LU;
7. Palestra scuola elementare e media "Leonardo da Vinci" (1962): Abbadia San Salvatore, SI;
8. Palestra scuola media "Giovanni della Casa" (1967): Borgo San Lorenzo, FI;
9. Palestra scuola elementare e media di Minucciano (1970): Minucciano, LU;
10. Palestra scuola media di Camporgiano (1983): Camporgiano, LU.

L'indagine ha previsto:

- a) l'individuazione della data di realizzazione e della normativa con cui sono state progettate tali strutture;
- b) il rilievo geometrico e strutturale degli edifici con la valutazione del rispetto dei requisiti di regolarità;
- c) la valutazione dell'interazione con strutture in

aderenza per rilevare la presenza del rischio di martellamento;

d) il rilievo dei dettagli costruttivi ed il confronto di questi con quanto richiesto dalle attuali normative in zona sismica;

e) la valutazione della qualità del calcestruzzo.

Dall'indagine è emerso che il campione analizzato è prevalentemente costituito da palestre realizzate negli anni '50-'60, progettate in accordo con quanto richiesto dal Regio Decreto n° 2229 del 1939.

Sono costruzioni caratterizzate da piante simmetriche e compatte, conseguenza della forma dei campi da gioco in esse contenuti, ma non sempre possono essere definite "regolari", ai sensi di quanto specificato in normativa¹, a causa della presenza, in alcuni casi, di solai di copertura non infinitamente rigidi nel proprio piano e quindi incapaci di ripartire in modo idoneo l'azione sismica tra i vari elementi resistenti.

In tali strutture è stato rilevato un diffuso rischio di martellamento prodotto dalla presenza dei locali di servizio, realizzati con strutture indipendenti, in aderenza alle palestre senza idonei giunti sismici.

Inoltre il rilievo dei dettagli strutturali e la valutazione della qualità del calcestruzzo hanno messo in evidenza forti carenze in termini di duttilità e resistenza, non risultando in molti casi rispettate le prescrizioni minime delle attuali normative in zona sismica.

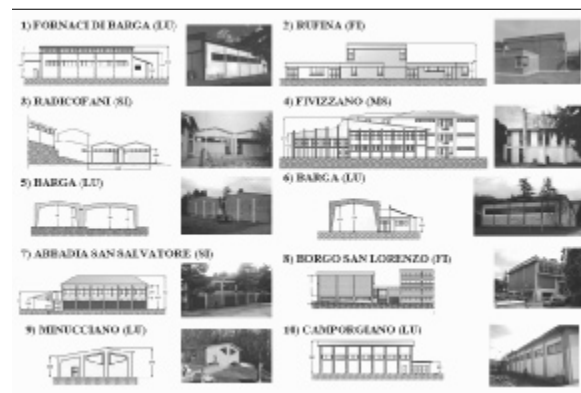


Figura 2 - Prospetti e foto delle palestre analizzate

3. ANALISI DELLA PALESTRA "DE AMICIS" DI FORNACI DI BARGA (LU)

Nella seconda parte del presente lavoro di tesi è stata condotta l'analisi di una palestra ritenuta caratterizzante il campione: la palestra della scuola elementare "De Amicis" di Fornaci di Barga in provincia di Lucca (Figure 3, 4 e 5). La palestra, realizzata nel 1955, possiede struttura portante in cemento armato a semplice portale, con pilastri a sezione variabile 40x50 cm al piede, 40x110 cm in sommità e travi a sezione costante 40x115 cm. Tale struttura presenta tutte le patologie rilevate nel campione analizzato.

¹ D.M. del 14 gennaio 2008 (Supplemento Ordinario della G.U. n°29 del 4 febbraio 2008), § 7.2.2.



Figura 3 - Foto lato sud-est



Figura 4 - Foto lato nord-ovest



Figura 5 - Foto interno

Gli spogliatoi ed il corridoio per il collegamento alla scuola, realizzati con struttura portante in muratura in aderenza alla palestra senza giunti sismici, introducono il rischio di martellamento su tre lati della palestra (Figura 6). Inoltre, il solaio di copertura, ordito parte in intradosso e parte in estradosso alle travi principali, per consentire l'inserimento di finestre per l'illuminazione, non può essere considerato infinitamente rigido nel proprio piano e consentire un'ideale ripartizione del-

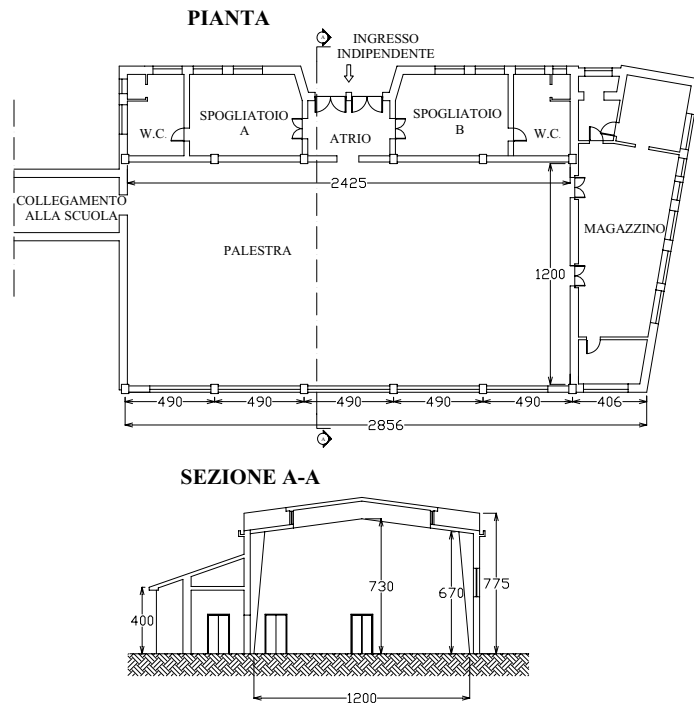


Figura 6 - Pianta e sezione della palestra analizzata

l'azione sismica. Infine, le indagini sul calcestruzzo hanno rilevato valori di resistenza bassi ($R_{ck} = 22\text{N/mm}^2$) e i dettagli costruttivi, ricavati mediante saggi ed un progetto simulato in accordo con la normativa dell'epoca, sono risultati inadeguati a garantire un idoneo comportamento dissipativo della struttura.

Su tale palestra è stata eseguita un'analisi dinamica lineare con spettro elastico utilizzando un modello tridimensionale mediante il programma SAP2000.

Il calcolo dell'azione sismica è stato fatto in accordo con quanto specificato dal D.M. del 14 gennaio 2008, individuando l'esatta posizione della palestra e la distanza di questa dai punti del reticolo in cui sono definiti i parametri sismici (Figura 7).

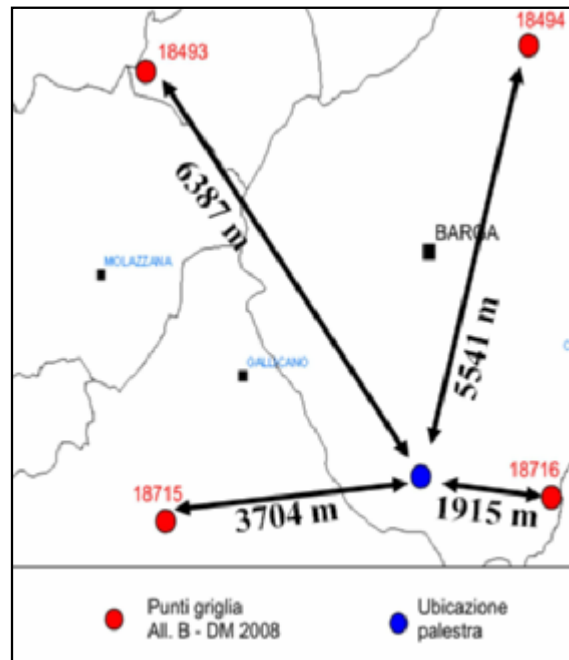


Figura 7: Posizione della palestra rispetto al reticolo di riferimento

Per la palestra è stata considerata una vita nominale di 50 anni, una classe d'uso 3, corrispondente a locali con affollamenti significativi ed è stata condotta un'analisi con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita, a cui viene associata una probabilità di superamento della vita di riferimento pari al 10%. Si sono quindi potuti calcolare la vita di riferimento della struttura ed il periodo di ritorno dell'azione sismica dai quali si è ottenuto i parametri sismici (Tabella 1), necessari per costruire lo spettro elastico (Figura 8).

Palestra "De Amicis": 44°2'55.69" N, 10°28'30.74" E	
$V_N=50$ anni	$a_g=2.27$
$C_U=1.5$	$F_0=2.44$
$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{Vr})} = 712$ anni	$Tc^*=0.27$
V_N Vita nominale C_U Classe d'uso T_R Periodo di ritorno V_R Periodo di riferimento	P_{Vr} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R

Tabella 1 - Parametri sismici

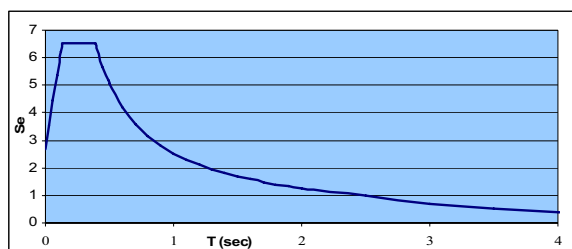


Figura 8 - Spettro elastico

Il modello tridimensionale è stato costruito utilizzando elementi frame per travi e pilastri ed elementi shell per il solaio di copertura (Figura 9). Grazie all'utilizzo di frame "non prismatic" è stato possibile riprodurre la sezione variabile dei pilastri, mentre il comportamento del solaio è stato modellato variando le proprietà dell'elemento shell nelle due direzioni.

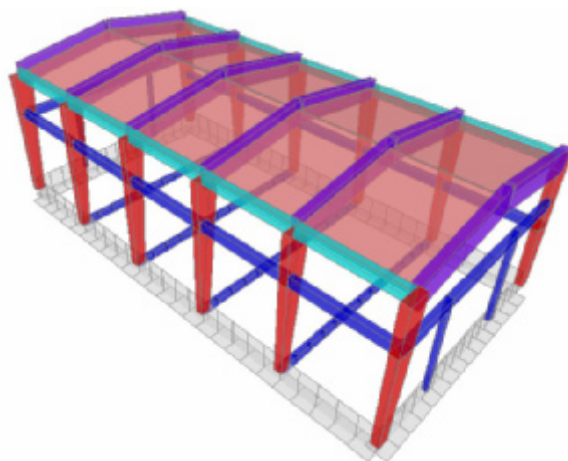


Figura 9 - Modello tridimensionale della palestra

Con i risultati ottenuti dall'analisi sono state eseguite verifiche statiche e sismiche.

Le verifiche statiche sono risultate soddisfatte per tutti gli elementi, evidenziando che la struttura non presenta carenze di resistenza nei confronti dei carichi verticali.

Le verifiche sismiche, in accordo con quanto specificato nel D.M. del 14 gennaio 2008, sono state eseguite considerando la distinzione tra meccanismi duttili e meccanismi fragili, verificando i meccanismi duttili in termini di capacità di deformazione ed i meccanismi fragili in termini di capacità di resistenza².

Nelle istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche sono definiti "duttili", travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale, "fragili", i meccanismi di taglio in travi pilastri e nodi³.

Per quanto riguarda i meccanismi duttili è stata condotta sia la verifica del rapporto di duttilità, verificando che il rapporto tra la duttilità massima e minima di tutti gli elementi risulti inferiore a 2.5, sia la verifica della capacità di rotazione per travi e pilastri (Tabella 2).

Verifica dei meccanismi duttili			
Verifica del rapporto di duttilità: $\rho_{max} / \rho_{min} = 1.45 \leq 2.5$; $\rho_i = D_i / C_i$			
Verifica della capacità di rotazione: $\theta_{SD} \leq \frac{3}{4} \theta_u$			
$\theta_u = \frac{1}{y_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^V) \cdot \left[\frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} \cdot f_c \right]^{0.225}$ $\cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha p \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100} \rho_d)$			
D_i	Domanda di resistenza	n	Sforzo assiale normalizzato di compressione
C_i	Capacità di resistenza	ω, ω'	Percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione
ω_i	Duttilità	θ_u	Capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso
L_V	Luce di taglio	ρ_d	Percentuale armatura diagonale
h	Altezza della sezione		
f_c	Resistenza a compressione del calcestruzzo		
f_y, f_{yw}	Resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale		

Tabella 2 - Verifica dei meccanismi duttili

Per quanto riguarda i meccanismi fragili, sono state condotte verifiche a taglio su travi e pilastri e verifiche dei nodi a trazione e a compressione diagonale (Tabella 3). Si osserva che le verifiche dei meccanismi duttili sono tutte soddisfatte, mentre lo stesso non accade per i meccanismi fragili. In particolare non risultano soddisfatte le verifiche a taglio nei pilastri e le verifiche a trazione diagonale dei nodi principali dei portali.

Sulle fondazioni, infine, poiché queste devono

² D.M. del 14 gennaio 2008 (Supplemento Ordinario della G.U. n°29 del 4 febbraio 2008), § 8.2.2.

³ Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni (aggiornamento al 07/03/2008), § C8.7.2.5.

Verifica dei meccanismi fragili	
Verifica a taglio: $V_{Sd} \leq V_{Rd}$ $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha$ $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)(1 + ctg^2\theta)$	Verifica dei nodi: $\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_c}$ $\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$
V_{Rd} Resistenza a taglio V_{Sd} Taglio sollecitante V_{Rsd} Resistenza a taglio trazione V_{Rcd} Resistenza a taglio compressione d Altezza utile della sezione s Interasse armature trasversale A_{sw} Area dell'armatura trasversale f_{yd} Tensione di snervamento dell'acciaio b_w Larghezza minima della sezione α_c Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	f'_{cd} Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima α Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave θ Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave N Azione assiale presente nel pilastro superiore V_n Taglio totale agente sul nodo A_g Sezione orizzontale del nodo f_c Resistenza a compressione del calcestruzzo

Tabella 3 - Verifica dei meccanismi fragili

rimanere in campo elastico anche sotto l'azione sismica, sono state condotte verifiche a flessione e taglio, osservando che le verifiche a taglio sono sempre soddisfatte mentre le verifiche a flessione non sono soddisfatte nelle travi in corrispondenza delle facciate trasversali della palestra.

4. PROPOSTE DI INTERVENTO

Nella terza parte sono stati valutati gli interventi necessari per l'adeguamento della struttura analizzata.

Al fine di poter eliminare il rischio di martellamento è stata prevista la demolizione del corridoio di collegamento alla scuola e la realizzazione di un giunto sismico tra i locali degli spogliatoi e la struttura della palestra (Figura 10).

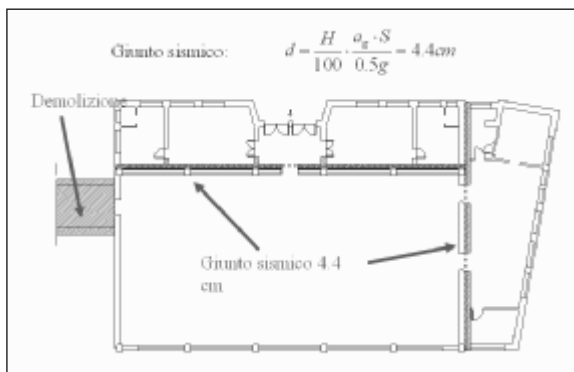


Figura 10 - Giunto sismico

Per poter irrigidire il solaio di copertura e renderlo idoneo alla ripartizione delle forze orizzontali tra i vari elementi strutturali, sono stati progettati due controventi metallici, da posizionare in corrispondenza delle finestre centrali per l'illuminazione del locale in copertura, in grado di trasferire l'azione sismica tra le due porzioni di solaio presenti (Figura 11).

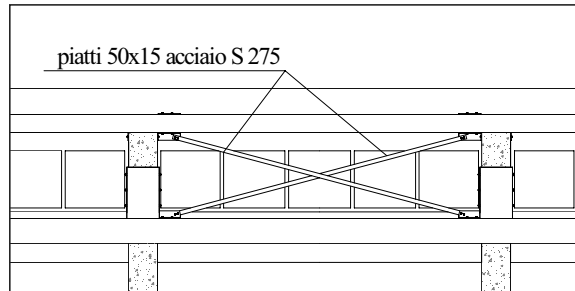


Figura 11 - Controvento per l'irrigidimento del solaio

Inoltre il sistema di fondazione è stato adeguato mediante l'ampliamento della suola delle travi situate in corrispondenza delle facciate trasversali, in modo da incrementarne la resistenza flessionale (Figura 12).

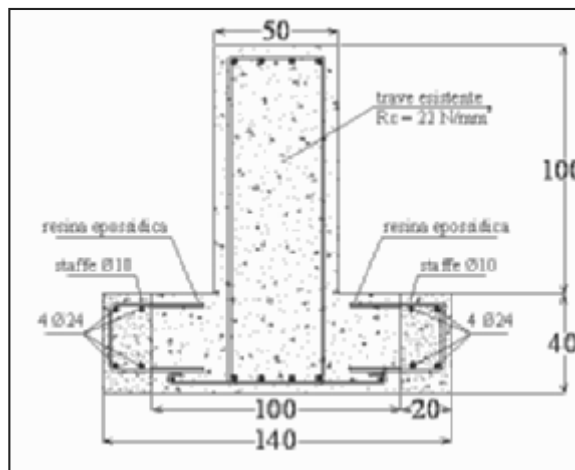


Figura 12 - Adeguamento delle travi di fondazione

Per quanto concerne infine l'adeguamento della struttura in elevazione sono state considerate due diverse soluzioni.

In primo luogo è stata valutata la possibilità di utilizzare fibre FRP, realizzando una fasciatura dei pilastri per consentire di soddisfare la verifica a taglio, ed un avvolgimento ad U dei nodi dei portali al fine di soddisfare la verifica a trazione diagonale (Figure 13, 14 e 15). L'avvolgimento dei pilastri consente di incrementare la resistenza a taglio ed inoltre aumenta la duttilità delle sezioni di base, incrementandone la capacità di rotazione.

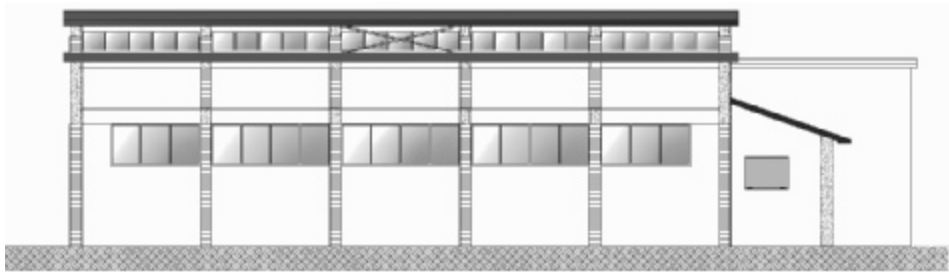


Figura 13 - Prospetto intervento con FRP

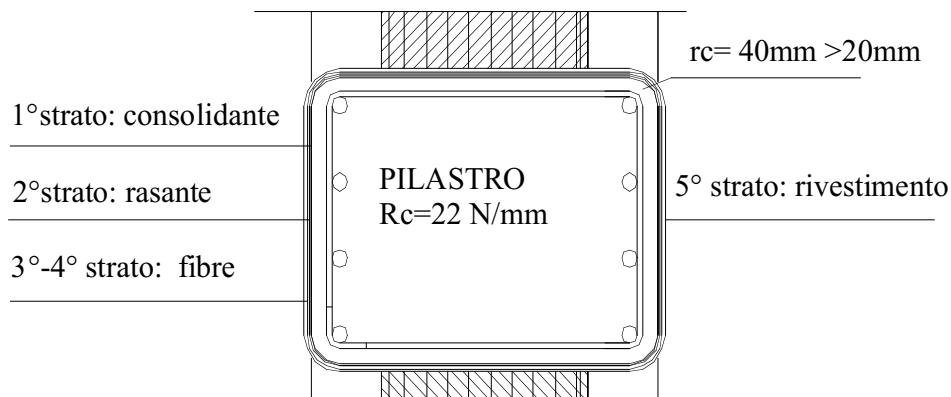


Figura 14 - Fasciatura della base dei pilastri con FRP

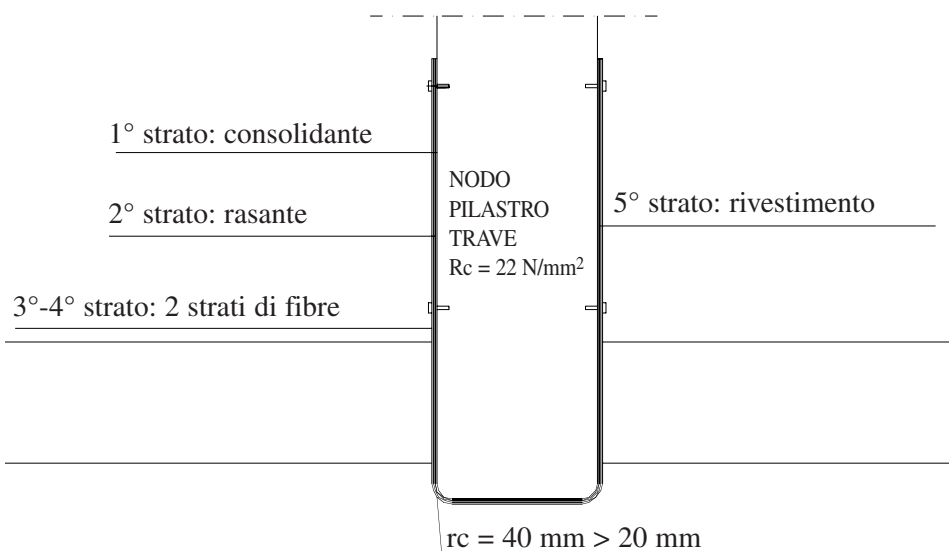


Figura 15 - Adeguamento del nodo con FRP

Si osserva che con tale tipo di intervento si produce la minima perturbazione dell'aspetto della struttura, che si mantiene inalterato dopo l'intervento. Si riscontra però il problema di dover provvedere alla demolizione ed al ripristino di gran parte degli elementi non strutturali, poiché la fasciatura dei pilastri deve essere estesa fino in sommità per otto dei dieci pilastri presenti.

In alternativa è stata valutata la possibilità di inserire due controventi in acciaio nei campi centrali e delle incamiciature in acciaio alla base dei pilastri. I controventi, sono stati progettati in modo da assorbire l'azione sismica in direzione longitudinale e scaricare la struttura. Le incamiciature alla base dei pilastri sono state disposte con la duplice funzione di incrementare la resistenza a taglio dei pilastri in direzione trasversale alla palestra e consentire il collegamento del controvento in acciaio che, data la scarsa qualità del calcestruzzo, non può essere collegato alla struttura mediante ancoraggi chimici o meccanici (Figure 16 e 17).

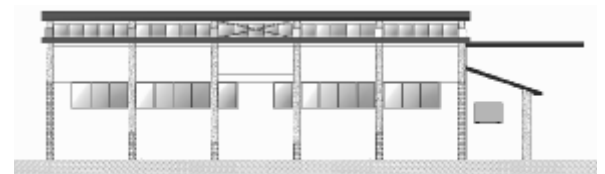


Figura 16 - Prospetto intervento con acciaio

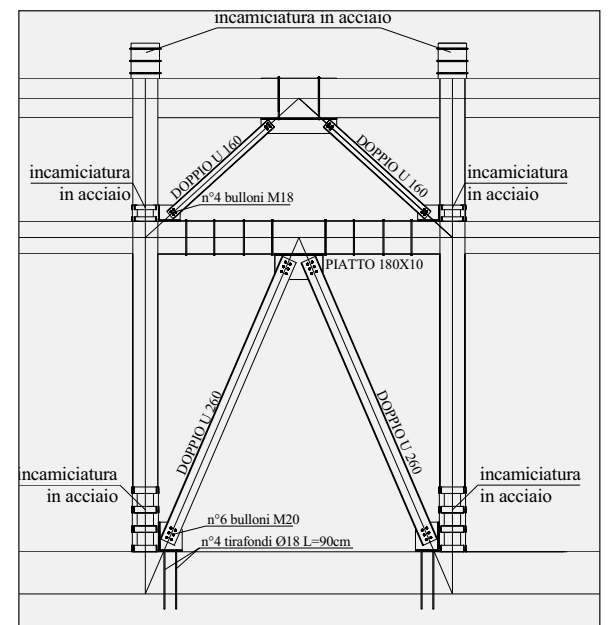


Figura 17 - Controvento longitudinale in acciaio

In questo tipo di intervento l'adeguamento del nodo dei portali è stato realizzato mediante l'utilizzo di tre piastre in acciaio saldate tra di loro e collegate alla struttura esistente mediante bulloni passanti (Figura 18).

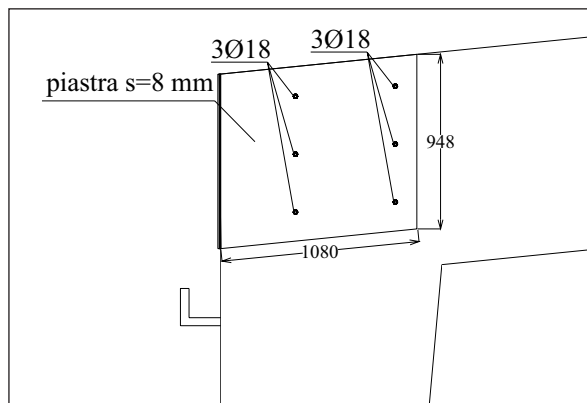


Figura 18 - Adeguamento del nodo nella seconda proposta

Si osserva che tale intervento produce una maggiore alterazione dell'aspetto della struttura rispetto al precedente, ma risulta di più rapida realizzazione dato il minor numero di elementi non strutturali da ripristinare.

5. CONCLUSIONI

In conclusione si può affermare che la palestra analizzata, ritenuta rappresentativa del campione, può essere adeguata in accordo con quanto richiesto dal D.M. del 14 gennaio 2008.

Tale adeguamento, per quanto riguarda le strutture in elevazione, può essere ottenuto mediante due strategie che consentono, in un caso di mantenere inalterato l'aspetto della struttura esistente, richiedendo un maggiore impegno nella realizzazione, nell'altro una più facile realizzazione con una maggiore perturbazione dell'esistente.