

SERVIZI DI INGEGNERIA SISMICA

INGEGNERE DANIELE CIARLETTI

Via Santa Liberata n. 71 - 41037 Mirandola - Modena - Tel.380 3183383 - ciarletti.daniele@live.it

REGIONE LAZIO	PROVINCIA RIETI	COMUNE ANTRODOCO
-------------------------	---------------------------	----------------------------

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNALE
--

LAVORO VERIFICA DEL LIVELLO DI VULNERABILITA' SISMICA - LOTTO 1 SCUOLA ELEMENTARE CESI	
--	--

DESCRIZIONE ELABORATO RELAZIONE DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA
--

ING. DANIELE CIARLETTI				
TAVOLA RVS	FOGLIO	FORMATO A4	SCALA/E	
	PARTICELLA/E			
REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA		
0	EMISSIONE	15/10/2019		
1				
2				
3				

Sommario

RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA	3
1. Premessa	3
2. Normativa	4
3. Metodologia e codice di calcolo.....	5
4. Analisi storico-critica	6
4.1 Documentazione esaminata.....	8
5. Rilievo geometrico - strutturale.....	12
5.1. Dettagli costruttivi	13
6. Caratterizzazione meccanica dei materiali	14
6.1. Calcestruzzo	15
6.2. Acciaio in barre	18
6.3. Muratura portante	20
7. Livelli di conoscenza.....	21
8. Metodi di analisi.....	21
9. Stati limite indagati	24
10. Definizione delle azioni	24
10.1. Neve	25
10.2. Azione sismica.....	25
10.3. Orizzontamenti e coperture.....	28
10.4. Scala.....	30
10.5. Muri di tamponamento	31
11. Progetto simulato	32
11.1 Calcestruzzo	33
11.2 Acciaio in barre	33
11.3 Definizione delle azioni.....	34
11.4 Pilastrini.....	36
11.5 Travi.....	45
12. Definizione delle combinazioni.....	47
13. Schematizzazione e modellazione delle strutture e dei vincoli.....	47
14. Analisi modale	48
15. Effetti delle non linearità geometriche	52
16. Sismica - CLASSE D'USO III.....	54
16.1 Sollecitazioni	54
16.2 Validazione del modello.....	60
16.3 Configurazioni deformate	61
16.4 Verifiche di resistenza (RES-SLV)	63
16.5 Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)	70
16.6 Verifiche di stabilità (STA)	71

17. Sismica - CLASSE D'USO IV.....	73
17.1 Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)	74
17.2 Verifiche di resistenza (RES - SLV)	75
18. Conclusioni	80

RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

1. Premessa



Immagine Google

Su iniziativa dell'amministrazione comunale di Antrodoco (RI) si è proceduto alla valutazione della sicurezza statica e sismica della scuola Elementare "Carlo Cesi" localizzata in via Luigi Mannetti. Tale valutazione è volta a stabilire se la struttura è in grado o meno di garantire un adeguato livello di sicurezza nei confronti delle combinazioni delle azioni di progetto, così come definite dal §2.5.3 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica, ovvero a determinare l'entità massima delle azioni sostenibili, con i margini di sicurezza previsti dalle NTC/2018, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali. In accordo con il §8.3 delle NTC/2018, la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti deve permettere di stabilire se:

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

Il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Si specifica che, come richiesto dal proponente, trattandosi di edificio suscettibile di destinazione strategica futura, la sicurezza sismica è stata valutata separatamente rispetto alla classe III ad uso scolastico e alla classe IV. Il fabbricato oggetto di studio è stato realizzato tra la fine degli anni '50 e i primi anni '60 (Collaudo del 20/11/1962) ed è stato fin dall'inizio concepito per l'uso scolastico cui oggi risulta destinato. In particolare, dal punto di vista della destinazione funzionale, il piano terra ospita la palestra con relativi servizi, la direzione scolastica, la segreteria, la bidelleria e la sala mensa con relativa cucina, oltre agli spazi comuni. Il

piano primo, così come il piano secondo, ospita le aule oltre ad alcuni laboratori specialistici, mentre il piano sottotetto risulta utilizzato a magazzino/archivio e sala animazioni. Sono presenti due scale esterne metalliche di sicurezza, entrambe giuntate rispetto alla costruzione principale, ossia non in grado di influenzarne il comportamento dinamico in condizioni sismiche. Con riferimento alle strutture, la costruzione si presenta composta da due unità strutturali (US) indipendenti dal punto di vista del flusso dei carichi verticali e debolmente connesse dal punto di vista dinamico. In particolare, la prima unità strutturale (US1), nel seguito chiamata PALESTRA, è costituita dal volume per l'appunto adibito a palestra, mentre la seconda unità strutturale (US2), nel seguito denominata SCUOLA, è costituita dal blocco ospitante le principali funzioni scolastiche e dalla porzione ad un piano fuori terra adibita ad ingresso e a zona di transizione verso la suddetta prima unità strutturale. La palestra si sviluppa su un unico piano fuori terra, mentre l'edificio scolastico si presenta con tre piani fuori terra più sottotetto, oltre ad un piano seminterrato parziale. Ciascuna delle due unità strutturali, prese separatamente, si presentano inoltre planimetricamente regolari risultando inscrittibili in rettangoli con rapporto tra lato lungo e lato corto non superiore a 4. E' inoltre certamente possibile affermare che vi è una certa simmetria delle masse e delle rigidezze rispetto alle due direzioni principali, oltre ad avere orizzontamenti con rigidezza nel piano molto maggiore della rigidezza delle strutture puntuali verticali sismo-resistenti. Trovano quindi applicazione le condizioni di regolarità in pianta di cui al §7.2.1 delle NTC/2018. Il volume con funzioni di palestra si presenta in telai monodimensionali sagomati in c.c.a. accoppiati nella direzione trasversale da una copertura in latero-cemento. Le tamponature parziali sono in laterizio del tipo a cassetta. Per il sistema di fondazioni si suppone, per omogeneità con la restante parte del fabbricato, la presenza di pali in c.c.a. con plinti di testa e travi di collegamento anche esse in c.c.a. con funzione di sostegno del solaio di calpestio in latero-cemento. Il corpo principale si presenta con struttura intelaiata a travi e pilastri in c.c.a. interconnessa lungo entrambe le direzioni principali (telaio spaziale). Si evidenzia la coesistenza di travi a spessore di solaio con travi intradossate, mentre i pilastri si caratterizzano per l'elevata variabilità delle sezioni. Le scale si presentano in appoggio su travi inclinate in c.c.a. e gli orizzontamenti in latero-cemento di altezza pari a 20+5 cm con soletta armata. Anche la copertura si presenta in latero-cemento, mentre le tamponature risultano anch'esse del tipo in laterizio a cassetta con intercapedine interna vuota, vulnerabili nei confronti delle azioni orizzontali fuori dal piano. In ultimo, le fondazioni, in parte direttamente ispezionabili, si presentano su plinti in c.c.a. realizzati in testa a pali gettati in opera, infissi per circa 8/9 metri dal piano di campagna, con travi alte di collegamento in c.c.a. con funzione di appoggio del solaio di calpestio del piano terra in latero-cemento. Le coordinate geografiche del sito in esame risultano le seguenti (sistema di riferimento WGS84):

Latitudine (N)	42.417
Longitudine (E)	13.080

2. Normativa

Le valutazioni di verifica riportate nella presente relazione sono state condotte con riferimento al disposto delle seguenti norme e linee guida:

- a. **Regio Decreto n. 2105 del 22/11/1937** - “Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti” (per progetto simulato);
- b. **Regio Decreto n. 2229 del 16/11/1939** - “Norme per l’esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato” (per progetto simulato);
- c. **D.M. 17.01.2018** - Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- d. **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7** - “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- e. **Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera**, licenziate con parere n. 80/2016 dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 30/03/2017.

Inoltre, in ragione della mancanza del progetto esecutivo originale, come meglio specificato nel seguito della presente relazione, e in relazione alla conclamata necessità di pervenire ad un adeguato livello di conoscenza della costruzione ricercato anche mediante progetto simulato condotto con le norme dell’epoca, si è tenuto conto dei seguenti testi/manualistiche e studi ad integrazione delle prescrizioni normative del periodo in esame:

- f. manualetto/agenda C.I.L.A. 1962;
- g. dispense del corso di riabilitazione strutturale avente per oggetto “La valutazione di edifici in c.a. - il progetto Simulato”, Dott. Marco Vona - Università della Basilicata;
- h. teoria degli edifici Vol. 2 - Edifici in cemento armato, Prof. Ing. Michele Pagano Liguori Editore.

3. Metodologia e codice di calcolo

La metodologia adottata per valutazione della sicurezza segue l’iter generale illustrato dal Capitolo 8 delle NTC/2018, con le indispensabili indicazioni ulteriori fornite dalla Circolare n. 7/2019. Essa si può riassumere come di seguito:

1. analisi storico-critica;
2. rilievo geometrico-strutturale e dei dettagli costruttivi mediante indagini in situ coadiuvate dal progetto simulato condotto con le norme dell’epoca;
3. caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti mediante prove distruttive (carotaggi) e non distruttive (SonReb);
4. definizione del/i livello/i di conoscenza, eventualmente differenziati per materiale e/o per porzioni omogenee di costruzione;
5. definizione delle azioni;
6. analisi strutturale;
7. verifiche di sicurezza secondo i modelli di capacità previsti dalla vigente normativa tecnica.

Stante la mancanza del progetto esecutivo originale e la notevole varietà geometrica degli elementi strutturali primari, al fine di cogliere al meglio le armature effettivamente presenti è stato condotto un progetto simulato in grado di riflettere le tecniche costruttive dell’epoca, validandolo mediante processo iterativo con le informazioni desunte dalle indagini pacometriche realizzate in situ, ancorchè estendibili agli elementi omogenei. Come meglio dettagliato nel seguito della presente relazione, sono state condotte le seguenti analisi strutturali:

Analisi statica lineare (in condizioni statiche)
Analisi modale con spettro di risposta (in condizioni sismiche)

Limitatamente alla verifica di sicurezza, la ricerca delle caratteristiche della sollecitazione mediante modello di calcolo globale è stata attuata secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. In particolare, è stato utilizzato il seguente programma di calcolo:

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. - Ferrara
Codice Licenza:	E-Time

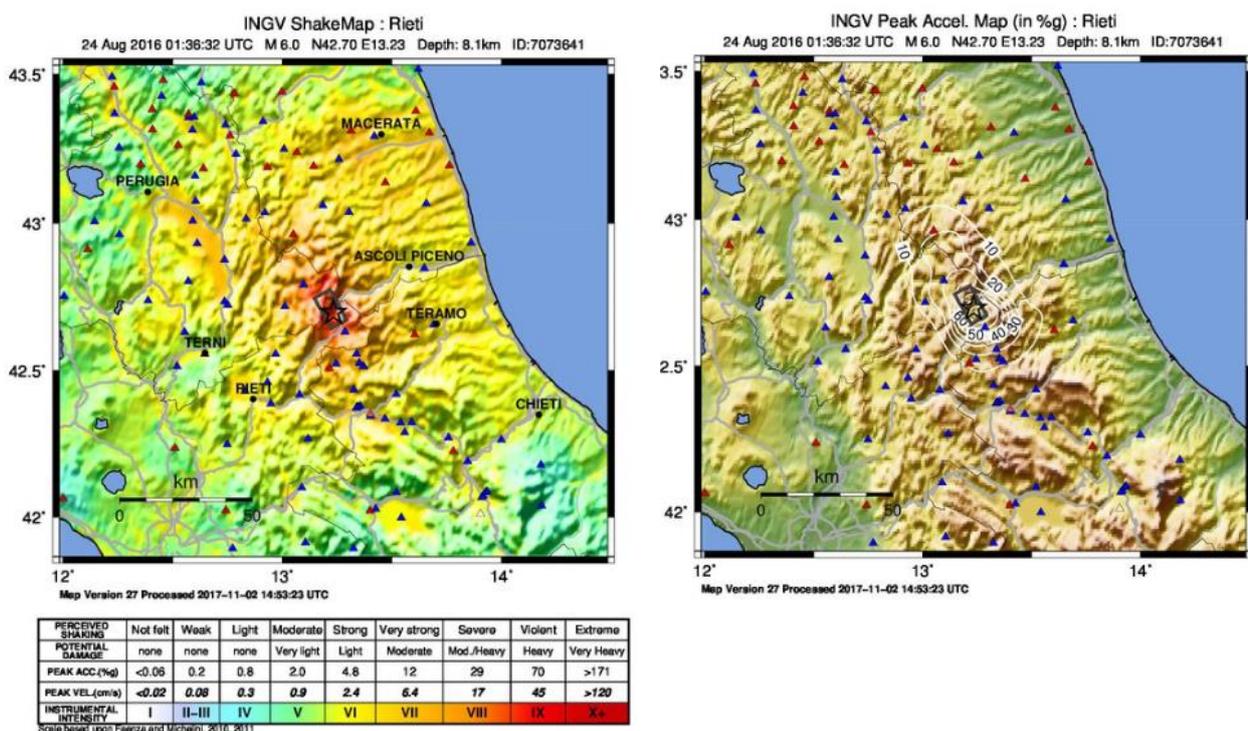
Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

4. Analisi storico-critica

Questa prima fase è stata finalizzata all'acquisizione di tutta la documentazione progettuale storica disponibile, al fine di ricostruire la genesi della composizione architettonica-strutturale, in accordo con il §8.5.1 delle NTC/2018. Come detto, la costruzione è stata interamente realizzata tra la fine degli anni '50 e i primi anni '60 (entrambe le US, che quindi risultano coeve), in un territorio storicamente percepito sismico. In particolare, il comune di Antrodoto risultava nell'elenco allegato al Regio Decreto n. 2105 del 22/11/1937 contenente i Comuni e le frazioni di Comuni nei quali era obbligatoria l'osservanza delle speciali norme tecniche per le località sismiche di seconda categoria. Si richiama inoltre il Regio Decreto n. 2229 del 1939 che ha regolato le modalità di progettazione ed esecuzione delle costruzioni in c.c.a. per oltre trent'anni, fino all'entrata in vigore della Legge n. 1086 del 1971 e dei successivi Decreti Ministeriali di attuazione. Non si hanno notizie in merito all'esecuzione di interventi dichiaratamente strutturali durante la vita della costruzione, motivo per cui è possibile affermare che l'impianto attuale è sostanzialmente invariato rispetto a quello originariamente concepito, come confermato dalla modesta documentazione originale che è stato possibile esaminare, come meglio dettagliato nel seguito della presente relazione. Sulla base delle indagini effettuate è possibile affermare che la tecnica costruttiva rispecchia le conoscenze dell'epoca e in particolare la progettazione strutturale è stata realizzata oltre che in condizioni di

quiete sismica anche tenendo conto degli effetti delle accelerazioni prodotte dai moti sussultori (forze verticali) e ondulatori (forze orizzontali) di un evento sismico, alle tensioni ammissibili e secondo i principi della scienza delle costruzioni, in accordo con le indicazioni del già richiamato Regio Decreto n. 2105 del 22/11/1937. La particolare configurazione plano-altimetrica del complesso in esame conduce alla definizione di due unità strutturali distinte dal punto di vista del flusso dei carichi verticali, debolmente connesse dal punto di vista dinamico, ancorchè coeve. In particolare, la prima unità strutturale (US1) è costituita dal volume adibito a palestra, mentre la seconda unità strutturale (US2) è costituita dal blocco ospitante le principali funzioni scolastiche e dalla porzione ad un piano fuori terra adibita ad ingresso e a zona di transizione verso la suddetta prima unità strutturale. In accordo con il C8.5.1 della Circolare n. 7/2019, costituisce inoltre utile riferimento un'analisi del comportamento manifestato dalla costruzione durante gli eventi eccezionali che l'hanno interessata nel corso della sua vita. Nel caso specifico, l'immobile in esame è stato certamente interessato dalla crisi sismica del Centro Italia del 2016. Per il territorio in esame, dalle mappe di scuotimento sotto riportate ed estratte dalla banca dati dell'INGV (relative all'evento di M6.0 del 24/08/2016 in prossimità di Accumoli) è stato possibile estrapolare una PGA strumentale inferiore al 10% dell'accelerazione di gravità, comunque modesta rispetto ai valori epicentrali, dove si sono raggiunti valori di accelerazioni superiori al 50/60%.



Le mappe di scuotimento così ottenute dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia sono basate su registrazioni strumentali puntuali, interpolate nello spazio mediante leggi di attenuazione semplificate, a loro volta funzione della magnitudo dell'evento e della stessa distanza epicentrale. Lo scuotimento è così rappresentato in termini di MM magnitudo della scala macrosismica Mercalli modificata, in termini di PGV (velocità massima orizzontale), in termini di PGA (accelerazione massima orizzontale) e in ultimo in termini di risposte spettrali in accelerazione per periodi di 0.3,

1.0 e 3.0 secondi (qui non riportate). Le suddette mappe tengono in conto della classe di sottosuolo a grande scala mediante correzione basata sul valore di Vs30 dedotto dalla carta geologica italiana, ed è quindi chiaro che sono da considerarsi di larga massima, certamente non rappresentative delle particolari condizioni sito-specifiche di amplificazione sismica. Naturalmente i valori di accelerazione strumentale desunti dalle mappe di scuotimento dell'INGV non possono e non devono essere confrontati con i valori di a_g attesi, rappresentando quest'ultimi una stima probabilistica delle accelerazioni di progetto attese su suolo di riferimento rigido. In definitiva, è possibile affermare che il sito in esame è risultato interessato marginalmente dalla crisi sismica del 2016. In seguito a tale evento sismico, per l'edificio in esame non si hanno notizie di particolari danneggiamenti e lo stesso non ha visto interrotta la sua funzionalità. In particolare, il sopralluogo completo per il rilevamento del danno eseguito da una squadra di agibilitatori Aedes in data 21/01/2017 ha prodotto un esito (A), con segnalazione di danni leggeri alle strutture verticali e alle tamponature per un'estensione inferiore ad 1/3, dichiarati preesistenti. Non si sono rilevate ulteriori indicazioni degne di nota. Occorre ricordare che gli effetti di un terremoto dipendono da numerosissime variabili, tra cui si richiama la tipologia del segnale, inteso come sovrapposizione di onde sismiche di diversa natura, fortemente influenzato dalla distanza dalle sorgenti sismogenetiche e dal mezzo attraversato, quest'ultimo in grado di mutare in continuo il suddetto segnale, senza dimenticare che a parità di accelerazione di sito le risposte sono fortemente influenzate dalle caratteristiche strutturali delle costruzioni.

4.1 Documentazione esaminata

Nel seguito si riporta la documentazione di interesse messa a disposizione dall'Ente committente:

Scheda Aedes:

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
<i>Solo cartaceo</i>	Scheda Aedes	21/01/2017

Come anticipato, in seguito agli eventi sismici del 2016 che hanno interessato l'Italia centrale l'edificio principale della scuola elementare in esame è stato oggetto di sopralluogo per il rilevamento del danno. L'edificio, oggetto di visita completa, è risultato agibile (A), con danni leggeri alle strutture verticali e alle tamponature per un'estensione inferiore ad 1/3, dichiarati preesistenti.

Rilievo geometrico:

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
<i>Scuola elementare Carlo Cesi.dwg</i>	Rilievo geometrico	Aprile 2010

Dai riscontri diretti eseguiti in sito, il rilievo messo a disposizione in data 31/05/2019 dall'Ente committente è risultato fortemente discordante con lo stato di fatto della costruzione. Conseguentemente, è stato eseguito un rilievo ex novo completo della componente strutturale.

Fascicolo tecnico dei solai:

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
1 - Indagini strutturali.pdf	Prove di carico solai	25/05/2016

I solai di calpestio del piano primo e del piano secondo del corpo principale sono stati interessati da una prova di carico statico mediante installazione di serbatoio di acqua. Ad esito delle stesse, il tecnico incaricato, arch. Antonio Ferretti, ha dichiarato l' idoneità dei solai all'uso previsto, senza alcuna limitazione e/o cautele all'uso. La documentazione esaminata, messa a disposizione in data 31/05/2019 dall'Ente committente, risulta mancante della puntuale collocazione planimetrica delle suddette prove di carico.

Prove in situ (prima campagna):

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
Verifica sismica Scuola Elementare Antrodoco.pdf	Indagini diagnostiche c.a.	05/06/2009

Nel mese di aprile 2009, su incarico dell'arch. Velio Rossini, la società di diagnostica strutturale Essebi srl con sede in Viale Giulio Agricola 130 in Roma ha eseguito le seguenti indagini:

1. rilievo geometrico a campione dei solai;
2. rilievo geometrico dei plinti di fondazione;
3. n. 5 saggi a campione (incastro e mezzaria) sulle travi principali, per la definizione della tipologia e della sezione delle barre di armatura;
4. n. 15 indagini con pacometro sui pilastri, per la definizione della tipologia e della sezione delle barre di armatura;
5. n. 28 indagini con sclerometro ed ultrasuoni sulle travi e sui pilastri (18 pilastri + 10 travi), per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo;
6. n. 1 prelievo di carota su pilastro e successiva prova di schiacciamento in laboratorio autorizzato, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo;
7. n. 1 prova di carbonatazione.

La suddetta relazione, messa a disposizione dall'Ente committente in data 31/05/2019, è risultata mancante degli allegati contenenti l'individuazione dei punti di indagine, la restituzione delle risultanze delle operazioni di rilievo dei solai, delle fondazioni, delle prove pacometriche e dell'unico carotaggio eseguito. Inoltre, con riferimento alle indagini SonReb, viene affermato che il suddetto metodo combinato "cade in difetto per la forte discrepanza tra i due risultati (buoni valori di indici di rimbalzo e valori decisamente mediocri per gli ultrasuoni)".

Allegati alle prove in situ (prima campagna):

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
Relazione Antrodoco 2009.pdf	Allegati	05/06/2009
Relazione carote Antrodoco 2009.pdf	Risultato carotaggio	05/06/2009

Con riferimento alla relazione sulle prove di caratterizzazione delle strutture in c.c.a. di cui al precedente punto 2.3 della presente, sono stati presi contatti diretti con la società di diagnostica strutturale già menzionata, finalizzati all'ottenimento degli allegati mancanti, indispensabili per una corretta interpretazione delle indagini già eseguite. In questo modo è stato quindi possibile ottimizzare il numero e la tipologia di indagini da eseguire nell'ambito del presente incarico, non disperdendo le risorse economiche già impiegate per l'esecuzione delle prove in seguito agli eventi sismici dell'Aquila, e non aggravando oltremodo la costruzione esistente dei disturbi che necessariamente le indagini distruttive arrecano. Nel merito dei risultati ottenuti, in questa sede ci si limita ad evidenziare che l'unica carota estratta ha fornito un valore della resistenza cubica a compressione notevolmente modesta (circa 8 Mpa), seppur evidentemente non in grado di fornire alcuna indicazione circa l'eventuale omogeneità di tale caratteristica nell'ambito della costruzione (si veda a tal proposito il punto successivo).

Prove in situ (seconda campagna):

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
<i>Relazione Antrodoco 2010.pdf</i>	Indagini diagnostiche c.a.	24/09/2010

Nel mese di settembre 2010, su incarico del Responsabile del Servizio Tecnico del Comune di Antrodoco, la società di diagnostica strutturale Essebi srl con sede in Viale Giulio Agricola 130 in Roma ha eseguito ulteriori indagini conoscitive, a complemento di quelle già precedentemente eseguite, al fine di fornire una più chiara e univoca caratterizzazione meccanica del conglomerato cementizio armato di cui si compone l'intelaiatura della costruzione interessata. Sono state eseguite le seguenti prove:

1. n. 6 prelievi di carote su pilastri e successive prove di compressione a rottura in laboratorio autorizzato (previa verifica delle velocità ultrasoniche sulle stesse carote);
2. n. 6 prove di carbonatazione;
3. n. 10 indagini con sclerometro sui pilastri per la determinazione dell'indice di rimbalzo del calcestruzzo;
4. n. 10 indagini con ultrasuoni sui pilastri per la determinazione del tempo di attraversamento delle onde ultrasoniche nel calcestruzzo;
5. n. 10 determinazioni SonReb, intese come combinazione delle suddette prove sclerometriche e agli ultrasuoni.

La suddetta documentazione è stata reperita dallo scrivente tecnico accertatore mediante contatto diretto con la società di diagnostica all'epoca incaricata, ed è risultata decisiva nell'ottimizzazione della campagna indagini di cui al presente incarico di valutazione del livello di sicurezza sismica. In estrema sintesi, tutto quanto sopra considerato pone una forchetta del valore di resistenza cubica a compressione tra 18 e 23 Mpa, con il limite inferiore che tiene conto del pessimo valore ottenuto dall'unico carotaggio eseguito durante la prima campagna indagini, e con il limite superiore senz'altro ottimistico. In effetti, dalle risultanze delle prove ultrasoniche eseguite sugli elementi strutturali in situ e anche in laboratorio sulle carote estratte (preventivamente alle prove di

schiacciamento), emerge la probabile presenza del fenomeno di segregazione degli inerti, con conseguente mancanza di pasta di cemento, ossia con riduzione del valore della velocità di attraversamento in situ.

Accesso agli atti del Genio Civile:

Rif. documento/nome file	Contenuto	Data
44 (1).pdf (cartellina 13)	Computo metrico estimativo	10/02/1957
44 (1).pdf (cartellina 16)	Dimensionamento di massima delle strutture	13/02/1957
44 (2).pdf (cartellina 16)	Computo metrico delle strutture in calcestruzzo	1957
1.pdf (cartellina 14)	Elenco prezzi unitari	13/02/1957
44 (1).pdf (cartellina 12)	Analisi prezzi	13/02/1957
44 (1).pdf (cartellina 15)	Capitolato speciale d'appalto	13/02/1957
44 (3).pdf (cartellina 16)	Schema telai predimensionamento	1957
44 (4).pdf (cartellina 16)	Schema telai predimensionamento	1957
44 (5).pdf (cartellina 16)	Carpenteria 1° piano	1957
3.pdf (cartellina 8)	Perizia di variante e suppletiva - computo	20/04/1960
1.pdf (cartellina 8)	Perizia di variante e suppletiva - relazione	27/04/1960
44 (108).pdf (cartellina 1)	Certificato di collaudo statico	20/11/1962

E' stato effettuato un accesso agli atti del Genio Civile territorialmente competente ed è stato messo a disposizione dello scrivente tecnico accertatore la documentazione ottenuta. In particolare, questa è risultata di gran lunga composta dagli atti amministrativi e dalla corrispondenza scambiata dagli Enti che hanno concorso, ciascuno per quanto di competenza, alla realizzazione della scuola elementare in parola. Da quanto emerge dall'analisi di quanto sopra, la poca documentazione progettuale originale disponibile, tra cui gli elaborati grafici della carpenteria del primo piano e gli schemi strutturali di primo dimensionamento dei telai a firma dell'ing. Italo Angelini, non è risultata conforme allo stato dei luoghi, né con riferimento alla geometria dei pilastri e delle travi né con riferimento all'armatura effettivamente presente. In particolare questo sarebbe dovuto alla perizia di variante suppletiva effettuata in corso d'opera, dalla quale si evince un cambio (in aumento) dei quantitativi di armatura preventivamente stimati, probabilmente dovuta al cambio degli schemi resistenti di progetto nei confronti delle azioni orizzontali. In effetti, dagli elaborati di predimensionamento a firma dell'ing. Italo Angelini si evidenzia la formazione di telai controventati, mentre dall'analisi del certificato di collaudo sembrerebbe emergere uno schema resistente a telaio puro, con conseguente aggravio delle azioni nei confronti dei pilastri (maggior armatura). Quest'ultimo aspetto è stato quindi confermato dal piano delle indagini messo in atto. Il calcolatore della struttura nella sua forma esecutiva risulta essere l'ing. Mario Cestelli Guidi (mensionato nel certificato di Collaudo statico), di cui tuttavia non si ha a disposizione alcun documento tecnico utile. Di fatto pertanto non è stato possibile interpretare in maniera diretta le strutture esistenti mediante la documentazione progettuale dell'epoca, se non in linea di principio, poiché mancante degli

elaborati grafici della perizia di variante. Complessivamente si sono ottenute utili informazioni circa le prescrizioni progettuali sui materiali e sui particolari costruttivi delle strutture secondarie, quali principalmente le murature di tamponamento che sono risultate a cassetta con intercapedine centrale vuota, ossia fortemente vulnerabili alle azioni orizzontali. In ultimo, si pone l'attenzione sul fatto che la documentazione contabile allegata agli stati di avanzamento dei lavori che è stato possibile visionare è risultata sommaria, ossia priva di distinte analitiche e schemi grafici che in circostanze analoghe alla presente hanno consentito un'ottimo riscontro.

5. Rilievo geometrico - strutturale

-(Art. 9, punto 9 del disciplinare di incarico)-

Il rilievo è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, in accordo con il §8.5.2 delle NTC/2018. Nel caso di specie si è provveduto all'esecuzione di un accurato rilievo della componente strutturale, coadiuvato da un'estesa campagna indagini in situ, finalizzata alla conoscenza dei dettagli costruttivi e alla caratterizzazione dei materiali esistenti. Altre campagne indagini sono state inoltre realizzate nel passato, a valle degli eventi sismici dell'Aquila, delle quali è stato possibile tener conto grazie alla documentazione reperita, come già specificato al §4.1 della presente relazione. Le fondazioni dell'edificio scolastico sono del tipo profonde realizzate con pali in c.c.a. di diametro pari a 35 cm, infissi presumibilmente per 8/9 metri dal piano di campagna. Dalla visita dell'intercapedine tra il piano di calpestio del piano terra e il piano di campagna, parzialmente accessibile, è stato possibile osservare la presenza di plinti in c.c.a. di geometria variabile e travi intradossate di collegamento con funzione di sostegno del primo solaio, tutte di larghezza pari a 20 cm e altezza 75 oltre allo spessore dell'impalcato. Per ciò che concerne la palestra, pur non essendo visitabile la suddetta intercapedine, si presuppone la medesima tecnologia costruttiva.



La palestra si sviluppa su un unico piano fuori terra, di altezza massima al colmo pari a circa 7.3 metri dal piano di campagna, e si presenta concepita con otto telai monodimensionali a geometria variabile in c.c.a. gettato in opera, collegati trasversalmente dal solaio di copertura in latero-cemento tipo SAP dello spessore di 18+5 cm (indagata), oltre al sottofondo di regolarizzazione del piano di falda di spessore variabile, presumibilmente di tipo tradizionale. In testa alla fila di pilastri del fronte Sud vi è inoltre una trave in c.c.a. di collegamento. Le tamponature si presentano in laterizio facciavista con presenza di intercapedine interna vuota, dello spessore di 30 cm. La scuola, unità strutturale indipendente rispetto alla palestra, si presenta composta di tre piani fuori terra con sottotetto e piano seminterrato parzialmente accessibile, di cui si è già parlato in relazione alle fondazioni. Lo schema strutturale è di telaio spaziale in c.c.a. gettato in opera, con orizzontamenti in latero-cemento del tipo a travetti e pignatte dello spessore di 20 + 5 cm di cappa armata (indicato nel collaudo), oltre al pacchetto di ricoprimento architettonico valutato in 5 di sottofondo tradizionale e 2 centimetri di pavimento in graniglia o gres, per un totale di 32 cm, corrispondente alla misura effettuata in corrispondenza dei vani scala interni. In analogia con la palestra, la copertura della scuola si presenta in latero-cemento tipo SAP dello spessore di 18+5 cm (indagata). I pilastri si presentano di numerose sezioni. Per ciò che concerne le travi, coesistono elementi intradossati, posti lungo gli allineamenti considerati principali, e a spessore di solaio, comunque posti lungo entrambe le direzioni a formare un telaio chiuso. Limitatamente alle pareti esterne del volume basso in corrispondenza dell'ingresso e dei servizi della palestra, si evidenzia la presenza di pareti portanti e sismo-resistenti in mattoni pieni di laterizio, miste a pilastri in c.c.a. interposti. Le scale si presentano anch'esse in c.c.a. sorrette da travi laterali diagonali, con forte funzione di controventamento nei confronti delle azioni orizzontali. Anche in questo caso le tamponature sono state realizzate a cassetta, con mattoni pieni esterni, talvolta facciavista, e forati interni con vuoto interposto, con spessore totale di 30 cm, certamente vulnerabili. Le suddivisioni interne sono in blocchetti forati. Entrambe le unità strutturali, prese singolarmente, si presentano planimetricamente regolari e addossate in corrispondenza del filo fisso 2Y, ancorchè sprovviste di efficaci collegamenti in grado di determinarne un comportamento unitario sotto il profilo sismico, ossia un efficace accoppiamento del moto. Dal punto di vista della regolarità in altezza, si segnala la presenza di pilastri che non si estendono per tutta l'altezza della scuola, con particolare riferimento al PT.21bis e PT.23bis. Tutti i calpestii del piano terreno si presentano sopraelevati dal piano di campagna circostante di circa un metro. Sono presenti due scale metalliche esterne indipendenti, non interessate dalla valutazione della sicurezza ed una piccola centrale termica addossata, gravemente danneggiata, che sarà oggetto di demolizione (informazione fornita dall'Ufficio Tecnico comunale). Complessivamente è possibile affermare che le condizioni manutentive del fabbricato sono buone, né si evidenziano particolari stati lesivi degni di nota. Non si rilevano, inoltre, segni di sofferenza/dissesti in fondazione. Per una maggiore comprensione di quanto qui esposto si rimanda agli elaborati grafici del rilievo strutturale e alla relazione fotografica.

5.1. Dettagli costruttivi

La ricostruzione dei procedimenti e degli schemi adottati in fase di progetto non è risultata immediata per il fatto che, come detto, non si dispone degli elaborati originali del progetto delle strutture. Stante inoltre la notevole varietà in termini di geometria, e quindi presumibilmente delle

armature, si è ritenuto indispensabile realizzare un progetto simulato in accordo con le norme dell'epoca, calibrato sulle quantità di armature effettivamente conosciute con ragionevole certezza (campagne indagini) e finalizzato alla definizione delle quantità di armatura degli elementi non direttamente indagabili, per posizione e costo. Si richiama quindi il Regio Decreto n. 2229 del 1939 che ha regolato le modalità di progettazione ed esecuzione delle costruzioni in c.c.a. per oltre trent'anni, fino all'entrata in vigore della Legge n. 1086 del 1971 e dei successivi Decreti Ministeriali di attuazione, nonché il Regio Decreto n. 2105 del 22/11/1937 relativo alla progettazione sismica di edifici ubicati in comuni di seconda categoria. L'esecuzione di indagini estese in situ mediante idonea strumentazione magnetica (pacometro) ha quindi consentito il raggiungimento del livello di conoscenza minimo richiesto nel disciplinare tecnico di incarico (LC2). In particolare, ad agosto 2019 sono state eseguite 19 pacometrie (13 sui pilastri e 6 sulle travi - in rosso nel piano delle indagini allegato), che si aggiungono alle 20 realizzate nel settembre 2010 (15 sui pilastri e 5 sulle travi- in viola nel piano delle indagini allegato). In accordo con la nota (a) alla Tabella C8.5.V della Circolare n. 7/2019, nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si è tenuto conto delle situazioni ripetitive, che hanno consentito di estendere i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti analogie, per geometria e ruolo nell'ambito dello schema strutturale. Complessivamente è possibile affermare che la costruzione in esame rispecchia le conoscenze e le tecniche costruttive dell'epoca per edifici intelaiati in c.c.a. di importanza scolastica, progettati in zone già definite sismiche, rilevando le seguenti carenze:

- a. **posizione degli elementi resistenti verticali non funzionale nei confronti delle azioni sismiche;**
- b. **sezioni dei pilastri ridotte con rastremazioni in altezza;**
- c. **presenza di staffe aperte;**
- d. **presenza di travi a spessore;**
- e. **presenza di ferri sagomati nelle travi;**
- f. **lunghezze di ancoraggio delle barre di armatura non adeguate;**
- g. **mancanza di raffittimenti delle armature trasversali nelle zone critiche di travi e pilastri;**
- h. **presenza di nodi non adeguatamente confinati.**

6. Caratterizzazione meccanica dei materiali

-(Art. 9, punto 9 del disciplinare di incarico)-

Non si hanno notizie delle prove di accettazione dei materiali in cantiere previste dal Capo II dell'allora vigente R.D. n. 2229 del 1939 che, si ribadisce, ha regolato le modalità di progettazione ed esecuzione delle costruzioni in c.c.a. per oltre trent'anni. Conseguentemente, in accordo con il §C8.5.3 della Circolare n. 7/2019, per pervenire ad un'adeguata conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali, come nel seguito meglio specificato, si è realizzata una nuova campagna con prove di compressione su carote cilindriche prelevate in situ e di trazione su barre di armatura (si veda piano allegato e relativi certificati di prova). Specificatamente, anche tenuto conto dei risultati delle pregresse campagne, si dispone di prove estese per entrambe le unità strutturali di cui si compone il corpo di fabbrica. Per maggiori dettagli sulle scelte operate, sul posizionamento e tipologia di prove eseguite, si rimanda alla piano delle indagini composto da due elaborati grafici e

da una relazione illustrativa. In questa sede ci si limita ad osservare come il numero e la posizione delle suddette indagini è stato appositamente studiato al fine di non indurre eccessivi danni alla costruzione, con l'obiettivo di estendere le informazioni ad elementi diversi e non ancora indagati. Come noto, infatti, nella valutazione della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili di costruzioni esistenti si impiegano le proprietà dei materiali, valutate sulla base delle prove effettuate, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, e prescindendo dalle classi discretizzate previste dalle norme, in accordo con il §8.5.3 delle NTC/2018.

6.1. Calcestruzzo

Si è proceduto con il prelievo di campioni mediante carotaggio a cura di laboratorio autorizzato, ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001. Si è fatto utile riferimento delle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, licenziate con parere n. 80/2016 dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 30/03/2017, e in particolare del paragrafo 3 relativo alla valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera mediante carotaggio. Le procedure di estrazione, di preparazione dei campioni e delle successive prove a compressione sono descritte nelle UNI EN 12504-1 (*"Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote - Prelievo, esame e prova di compressione"*), nelle UNI EN 12390-1 (*"Prova sul calcestruzzo indurito - Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme"*), nelle UNI EN 12390-2 (*"Prova sul calcestruzzo indurito - Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza"*) e nelle UNI EN 12390-3 (*"Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione dei Provini"*). In accordo con il §3.1 delle richiamate Linee Guida, si è tenuto conto delle seguenti avvertenze:

N.	Condizione	Stato verifica
1	il diametro delle carote estratte è pari a 74 mm, presumibilmente superiore a tre volte il massimo diametro degli aggregati osservato;	✓
2	le carote non contengono ferri di armatura;	✓
3	le carote non presentano difetti alla vista, quali vuoti o disomogeneità;	✓
4	il rapporto nominale altezza/diametro (snellezza) è pari a 1;	✓
5	è garantita la planarità delle superfici di appoggio e l'ortogonalità fra le basi e le generatrici delle carote (eseguita rettifica delle superfici terminali).	✓

US Palestra

Non è stato possibile estrarre una delle due carote previste a causa della presenza di barre di armatura ravvicinate. In luogo della carota non estratta è stata realizzata una Son.Reb. Si specifica inoltre che tutte le indagini/prove eseguite dopo gli eventi sismici dell'Aquila del 2009 hanno interessato la scuola e non sono pertanto disponibili ulteriori dati sulla resistenza dei materiali per l'unità strutturale in oggetto.

Campagna indagini agosto 2019 (elaborati grafici: colore rosso)		
ID (piano delle indagini)	R _c [N/mm ²]	
SERVIZI DI INGEGNERIA SISMICA <small>STUDIO PROFESSIONALE DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE</small> <small>via Santa Liberata, 71 - 41037 Mirandola (MO) Tel. 380-3183383</small>	Commessa	Elaborato
	SCUOLA ELEMENTARE CARLO CESI	RELAZIONE SICUREZZA SISMICA
		Pagina 15 di 84

C1 - SonReb	24.70
C2 - schiacciamento	15.80

Il valore medio è pari a:

Resistenza media in situ
$R_{m, is}$ [N/mm ²]
20.25

Si specifica che si tratta di resistenza cubica, ottenuta dalla resistenza cilindrica con fattore di correzione pari a $2.5/(1.5+1/\lambda)$, con $\lambda = L/D$, in accordo con la UNI EN 12504-1.

Tenuto conto che il metodo combinato per il calcolo della resistenza del calcestruzzo potrebbe condurre ad un valore sovrastimato, si ritiene opportuno ridurre il valore medio a 19 N/mm², in accordo con le valutazioni nel seguito descritte per l'unità strutturale scuola, trattandosi di edifici comunque coevi, ossia realizzati contemporaneamente.

US Scuola

Sono state estratte due carote al piano primo, due al piano secondo e due al piano sottotetto, per un totale di sei (si veda il piano delle indagini). A queste si aggiungono le informazioni ottenute dalla campagna di prove eseguita nel giugno 2009, con estrazione di una sola carota al piano terra, e le informazioni della campagna realizzata nel settembre 2010 con la quale si sono estratte quattro carote al piano terra e due al piano primo. La numerosità dei dati ottenuti si ritiene pienamente compatibile con le previsioni orientative dettate dalla Tabella C8.5.V della Circolare n. 7/2019 per il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2, in ragione dei seguenti aspetti:

- con riferimento agli elementi pilastri, considerato che la superficie di ciascun piano è circa pari a 600 m², il requisito delle 4 carote per piano è soddisfatto per il piano terra e primo della costruzione, ossia per i piani maggiormente impegnati nella risposta sismica della costruzione, che quindi hanno un peso maggiore nella scelta dei valori di resistenza;**
- con riferimento agli elementi trave, la richiesta di quattro carote per piano è inapplicabile in relazione alla natura distruttiva dei carotaggi, che comporterebbero grave pregiudizio statico, e in relazione alla presenza di travi a spessore o al più ricalate rispetto all'intradosso dei solai di massimo 15/20 cm.**

Campagna indagini agosto 2019 (elaborati grafici: colore rosso)	
ID (piano delle indagini)	R_c [N/mm ²]
C3 – P1	20.30
C4 – P1	17.30
C5 – P2	28.00
C6 – P2	22.80

C7 – P3	19.40
C8 – P3	16.30

Si specifica che si tratta di resistenza cubica, ottenuta dalla resistenza cilindrica con fattore di correzione pari a $2.5/(1.5+1/\lambda)$, con $\lambda = L/D$, in accordo con la UNI EN 12504-1.

L'unica carota estratta nella campagna indagini eseguita in giugno del 2009, al piano terra della costruzione, ha fornito il seguente valore:

Campagna indagini giugno 2009 (elaborati grafici: colore viola)	
ID (piano delle indagini)	R_c [N/mm ²]
C1 – PT (viola)	8.00

Si aggiungono i valori di resistenza cubica ottenuti dalle estrazioni realizzate nel settembre 2010:

Campagna indagini settembre 2010 (elaborati grafici: colore verde)	
ID (piano delle indagini)	R_c [N/mm ²]
C1 – PT	26.40
C2 – PT	15.90
C3 – PT	16.80
C4 – PT	24.90
C5 – P1	22.10
C6 – P1	10.40

Il valore medio risulta:

Resistenza media in situ
$R_{m,is}$ [N/mm ²]
19.12

Si approssima a 19 N/mm².

Le ulteriori caratteristiche meccaniche si desumono dalle formulazioni riportate nel §11.2.10 delle NTC/2018:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.48 \text{ N/mm}^2 - \text{Resistenza media a trazione semplice}$$

Dove:

$$f_{cm} = 19 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 26671 \text{ N/mm}^2 - \text{Modulo elastico normale}$$

$$G = E_{cm}/2 = 13335 \text{ N/mm}^2 - \text{Modulo elastico tangenziale}$$

$$\Gamma = 0 - \text{Coefficiente di Poisson (calcestruzzo fessurato)}$$

In accordo con il §7.2.6 delle NTC/2018, si tiene conto della fessurazione degli elementi riducendo del 50% i moduli elastici.

6.2. Acciaio in barre

Si ritiene che le barre di armatura siano omogenee per entrambe le unità strutturali di cui si compone la costruzione. La rimozione di spezzoni di barre comporta l'interruzione del flusso delle tensioni, non più ripristinabile, oltre alla perdita di confinamento attivo a causa della rottura delle staffe. Queste osservazioni fanno sì di ritenere inapplicabile la rimozione di due campioni per ogni piano prevista dalla Tabella C8.5.V. della Circolare n. 7/2019 e di ritenere pertanto il processo di scelta nel seguito descritto pienamente coerente con il livello di sicurezza assunto alla base delle calcolazioni. Il trentennio che va dal 1950 al 1980 il processo produttivo dell'acciaio ha subito un profondo mutamento, anche in ragione del progressivo miglioramento del relativo processo industriale. Dal punto di vista normativo, le prescrizioni sull'acciaio liscio fornite dal RD n. 2229 del 1939 sono rimaste in vigore fino al DM 30/05/1972 - "Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" - in quanto di fatto la Circolare del Ministero dei LL.PP. 23/05/1957 n. 1472 avente per oggetto "Armatura delle strutture in cemento armato" ha cambiato solamente la denominazione delle categorie di acciaio ma non i contenuti. Nelle specifico, l'art. 17 del Regio Decreto prevede tre categorie di acciaio (dolce, semiduro e duro), classificati sulla base del carico a rottura, del limite di snervamento e dell'allungamento a rottura. La richiamata Circolare del Ministero dei LL.PP. fornisce le prime indicazioni in merito all'utilizzo di barre ad aderenza migliorata, introducendo parallelamente le denominazioni Aq42, Aq50 e Aq60, equivalenti rispettivamente alle categorie di acciaio liscio dolce, semiduro e duro previste dal RD n. 2229 del 1939, come facilmente verificabile dalla tabella riepilogativa nel seguito riportata.

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Evoluzione temporale delle normative sulla classificazione degli acciai per c.c.a.

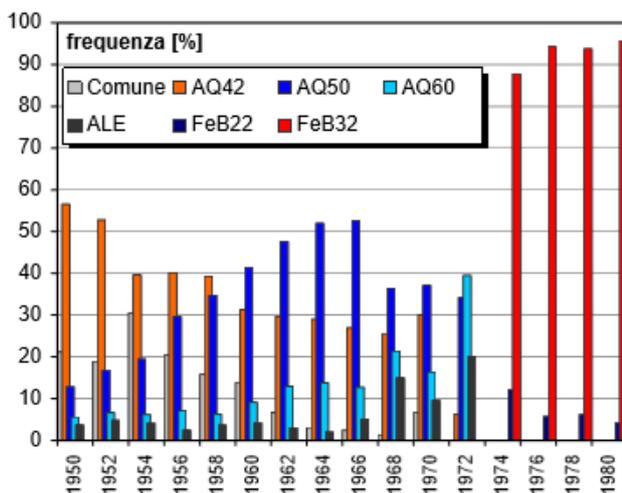
Per il caso di specie, il piano di indagini in situ ha evidenziato la presenza di barre di acciaio liscio. Uno spezzone di barra è stato sottoposto a prova di trazione in laboratorio autorizzato ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001. I cui risultati sono riportati nella successiva tabella. Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche si è applicata la norma UNI EN 15630-1 ("Metodi di

prova per barre, rotoli e fili di acciaio per calcestruzzo armato”), coerentemente con quanto previsto dal §11.3.2.3 delle NTC/2018.

Prova di trazione				
ID	ϕ [mm]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	Allungamento[%]
T1	10	374.3	490.5	39.4

Tipo di acciaio
Semiduro - Aq50

Il tipo di acciaio trova conferma nella relazione di calcolo di predimensionamento a firma dell'ing. Italo Angelini. A supporto di tale scelta, si è fatto utile riferimento alla pubblicazione scientifica avente per oggetto *“Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980”* redatta del gruppo di lavoro di Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito e Filippo Carlo Sansiviero del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II, contenente un'analisi statistica delle caratteristiche meccaniche degli acciai di armatura utilizzati in Italia tra il 1950 ed il 1980, basata su oltre 10.000 certificati di prova su barre lisce. Da tali dati emerge che l'acciaio maggiormente usato nel decennio 1960-1970 è l'Aq50.

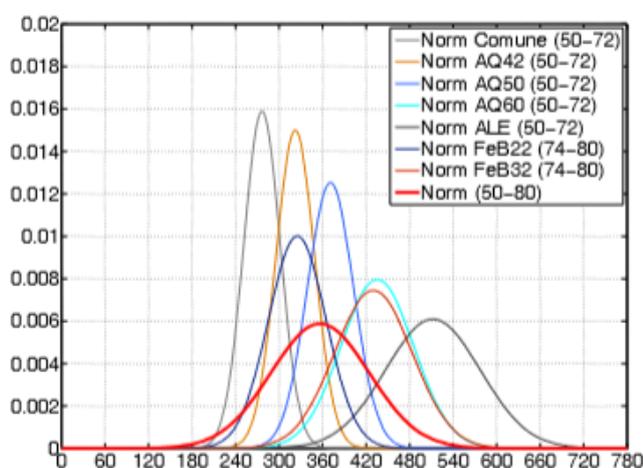


Percentuali utilizzo acciaio

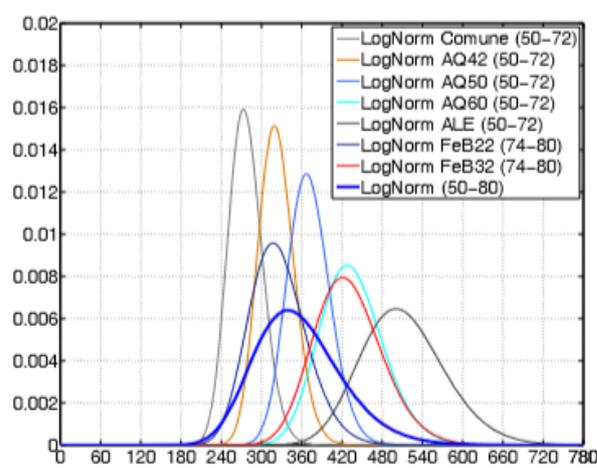
Stabilita pertanto la classe dell'acciaio presente, la valutazione delle caratteristiche meccaniche da assumere alla base delle verifiche di sicurezza è aspetto tutt'altro che banale, in virtù della notevole dispersione che caratterizzava gli acciai dell'epoca a causa di processi produttivi non ancora pienamente industrializzati. Appare tuttavia ragionevole assumere un carico di rottura a trazione pari a quello minimo previsto dal RD n. 2229/1939 per un acciaio semiduro, così come per la percentuale di allungamento, mentre notevolmente incerta risulta la scelta del carico al limite elastico. A tal fine si è fatto riferimento al richiamato studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II, mediante il quale è stata realizzata un'indagine sulla variabilità della tensione di snervamento nel periodo 1950-1980 sulla base di

distribuzioni Normali e LogNormali, i cui diagrammi sono riportati nel seguito. La suddetta analisi eseguita per anno e categoria mostra un andamento pressochè costante della tensione media di snervamento, pari a circa 360 N/mm² nel decennio 1960-1970, valore molto vicino a quello ottenuto nella prova di trazione di barra estratta in situ, e che quindi si ritiene possa essere sufficientemente realistico e rappresentativo. Sulla base di tali considerazioni si elencano nel seguito i valori della tensione media di snervamento, della tensione media di rottura e della percentuale di allungamento assunti alla base del calcolo:

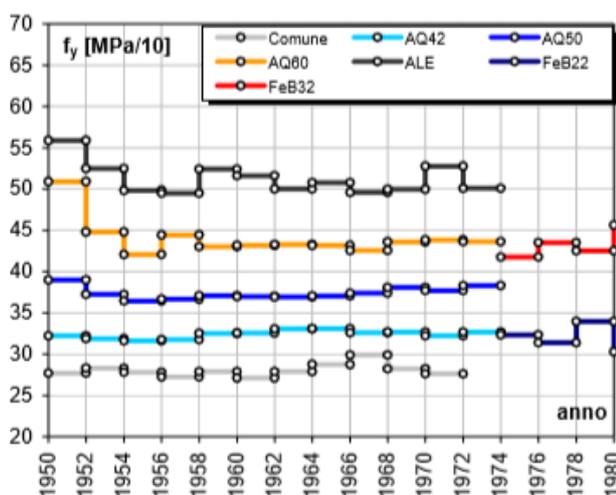
Valori medi di calcolo		
$f_{y,m}$ [N/mm ²]	$f_{t,m}$ [N/mm ²]	Allungamento[%]
360	500	16



Frequenza f_y Normale



Frequenza f_y LogNormale



Andamento annuale f_y , media in kg/mm²

6.3. Muratura portante

La caratterizzazione meccanica della muratura di mattoni pieni presente in situ è stata operata mediante l'utilizzo dei valori di riferimento di cui alla Tabella C8.5.I della Circolare n. 7/2019 per un livello di conoscenza assunto pari a LC2, come meglio specificato nel successivo paragrafo. In particolare, si sono assunti, cautelativamente, i valori medi degli intervalli di resistenza e dei moduli

elastici. Quest'ultimi sono stato poi considerati nel modello di calcolo fessurati al 50%, coerentemente con quanto previsto dal §7.2.6 delle NTC/2018. Si evidenzia in ogni caso che la muratura riveste un ruolo secondario nella valutazione della sicurezza della costruzione in esame.

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	
Resistenza media a compressione - f	3.45 N/mm ²
Resistenza media a taglio - τ_0	0.09 N/mm ²
Resistenza media a taglio - f_{v0}	0.20 N/mm ²
Modulo medio di elasticità normale - E	1500 N/mm ²
Modulo medio di elasticità tangenziale - G	500 N/mm ²
Peso specifico medio della muratura - γ	18 KN/m ³

7. Livelli di conoscenza

Nel seguito si riporta la tabella di sintesi per la definizione dei Livelli di Conoscenza proposta dalla Circolare n. 7/2019 per edifici in conglomerato cementizio armato.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Tabella C8.5.IV Circolare n. 7/2019 - Edifici in c.c.a.

Sulla base degli approfondimenti effettuati sulla geometria, sui dettagli costruttivi e sui materiali esistenti, discussi nei precedenti paragrafi, si ritengono raggiunti i seguenti livelli di conoscenza:

Livelli di conoscenza		
Palestra (US1)	LC2	FC = 1.20
Scuola (US2)	LC2	FC = 1.20

8. Metodi di analisi

Nel caso di specie gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione sono stati valutati mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta abbattuto del fattore di comportamento q , mentre gli effetti delle azioni gravitazionali sono stati determinati mediante analisi statica lineare.

Analisi svolte

Analisi statica lineare (in condizioni statiche)
Analisi modale con spettro di risposta abbattuto (in condizioni sismiche)

In merito alla valutazione della sicurezza sismica, in accordo con il §8.7.2.2 della Circolare n. 7/2019 si distinguono i MECCANISMI DUTTILI (tipicamente flessione) dai MECCANISMI FRAGILI (tipicamente taglio). Nel caso di specie, la mancanza dei minimi dettagli necessari a conferire alla struttura un'adeguata duttilità consiglia l'adozione di un fattore di comportamento q pari a 1.5 per entrambi i meccanismi resistenti, consentendo l'utilizzo di un solo modello di calcolo. In effetti, il §8.7.2.2.1 della Circolare n. 7/2019 consente l'abbattimento delle ordinate dello spettro elastico con valori del fattore di comportamento da scegliere nel campo tra 1.5 e 3.0, da motivarsi con considerazioni relative alla duttilità disponibile a livello locale e globale. Tali giustificazioni risiedono nella verifica di duttilità nel seguito riportata. Nel dettaglio, **la capacità in duttilità di curvatura μ_{ϕ} è definita dal rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione**, in accordo con il §4.1.2.3.4.2 delle NTC/2018. Con riferimento al pilastro PT.18, caratterizzato da un rapporto tra area della sezione trasversale di calcestruzzo e area di influenza dei carichi maggiormente sfavorito (la duttilità di sezione diminuisce all'aumentare dell'impegno a compressione), la curvatura ultima è stata calcolata imponendo il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo non confinato ϵ_u in corrispondenza del lembo compresso della sezione parzializzata pari allo 0.35%, in accordo con il §4.1.2.1.2.1 delle NTC/2018, ricavando quindi la deformazione del corrente teso sfruttando l'equilibrio e la conservazione delle sezioni piane.

Il pilastro in oggetto si presenta di forma circolare, diametro 35 cm, armato con 6 barre $\phi 14$. L'area di influenza è pari a 17 m² e conseguentemente il carico verticale in esercizio non fattorizzato allo spiccato delle fondazioni, tenuto conto dell'analisi dei carichi riportata nel seguito della presente relazione, è pari a:

Solaio	A _{influenza} [m ²]	G _k +Q _k [Kg/m ²]	Totale [Kg]
Primo (LT4)	17	885	15045
Secondo (LT1)	17	915	15555
Terzo (LT1)	17	915	15555
Quarto (LT1)	17	915	15555
Copertura (SAP)	17	625	10625
Totale			72335

Si ottiene:

$$\phi_u = 15.77\% - \text{curvatura ultima } (\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.35\%)$$

La curvatura convenzionale di prima plasticizzazione, in accordo con il §4.1.2.3.4.2 delle NTC/2018, è espressa dalla seguente relazione:

$$\phi_{yd} = (M_{Rd}/M'_{yd}) \cdot \phi'_{yd}$$

Dove:

ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa ($\epsilon_y = E/f_y$ è la deformazione al limite elastico) e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ del calcestruzzo compresso.

Si ottiene:

$$\phi'_{yd} = 3.169\%$$

M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU, pari a 285 KN·m, mentre M'_{yd} è il momento elastico corrispondente alla curvatura ϕ'_{yd} , pari a 238 KN·m.

Si ottiene:

$$\phi_{yd} = 3.795\%$$

La duttilità di curvatura è quindi pari a:

$$\mu_c = \phi_u / \phi_{yd} = 4.15$$

La duttilità di curvatura della sezione, calcolata nel modo mostrato sopra, rappresenta la capacità della sezione e va confrontata con la domanda per poter eseguire la verifica. La domanda di duttilità di curvatura può essere valutata approssimativamente con le relazioni di cui al §7.4.4.1.2 delle NTC/2018. Nel caso di specie, tuttavia, è di maggior interesse uguagliare la domanda alla capacità, al fine di ricavare il massimo valore atteso del fattore di comportamento base q_0 . Si ha:

$$\mu_c = 1.2 \cdot (2 \cdot q_0 - 1) = \mu_d$$

Da cui si ricava:

$$q_0 = (\mu_c + 1.2) / 2.4 = 2.22$$

La scuola è irregolare in altezza a causa della presenza di pilastri che si interrompono al primo orizzontamento, conseguentemente in accordo con il §7.3.1 delle NTC/2018 il limite superiore del fattore di comportamento è pari a:

$$q_{lim} = 2.22 \cdot 0.8 = 1.77$$

Conseguentemente, si adotta il seguente fattore di comportamento indistintamente per i meccanismi duttili e per quelli fragili, per entrambe le unità strutturali:

Fattore di comportamento
q = 1.50

Le verifiche resistenti sono quindi condotte mediante il confronto delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica con le rispettive resistenze, secondo quanto previsto dal §C8.7.2.2.1 della Circolare n. 7/2019. Gli effetti dell'azione sismica sono valutati mediante analisi dinamica lineare (modale) con spettro di risposta abbattuto. L'analisi modale consiste nella risoluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione e da una forma. Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, sono considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale risulti non inferiore all'85%. L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti sono combinati mediante regole di natura probabilistica che tengono conto di questo sfasamento temporale. Nel caso di specie si adotta la combinazione quadratica completa (CQC). Gli effetti sulla struttura delle azioni sismiche sono quindi combinati successivamente applicando l'espressione prevista al §7.3.5 delle NTC/2018 con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi:

$$\pm 1.00 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_y$$

9. Stati limite indagati

In accordo con il §8.3 delle NTC/2018, la valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti sono eseguite con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) e per il caso di classe d'uso IV anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE) specificati al §7.3.6 della suddetta norma. Si riporta lo schema grafico di sintesi con le verifiche previste:

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

10. Definizione delle azioni

Le azioni considerate nel calcolo per la valutazione della sicurezza sono state definite sulla base delle indicazioni fornite dai Capitoli 2 e 3 delle NTC/2018, nel seguito esplicitate.

10.1. Neve

Il carico neve sulla copertura è stato determinato coerentemente con quanto previsto dal §3.4 delle NTC/2018. E' opportuno osservare che in combinazione sismica, il carico neve è sempre nullo in virtù del coefficiente di combinazione Ψ_{2j} per quote inferiori ai 1000 m s.l.m. Tale azione assume pertanto rilevanza per le verifiche ai carichi statici (SLU).

Carico neve
150 kg/m ²

In corrispondenza del solaio di copertura della zona ingresso e zona servizi della palestra, trattandosi di porzione adiacente ad altre più alte, vi sono condizioni predisponenti nei confronti dei fenomeni di accumulo per scivolamento e per ombra aerodinamica, complessivamente così valutati in accordo con il §C3.4.3.3.2 della Circolare n. 7/2019:

Carico neve per accumulo
340 kg/m ²

10.2. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in esame, espressa mediante i valori puntuali di a_g , F_0 e T_c^* . Essa costituisce dunque l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche (il riferimento è il suolo rigido orizzontale). La pericolosità sismica di sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato periodo di riferimento (V_R) e la probabilità è denominata probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}). Nel caso specifico si sono valutati gli effetti sulla struttura connessi con lo stato limite ultimo sismico di salvaguardia della vita (SLV - $P_{VR}=10\%$). In particolare, lo stato limite di salvaguardia della vita è definito nei seguenti termini: *“a seguito del terremoto, la costruzione subisce crolli e rotture dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita importante di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, mantenendo una parte della rigidità e della resistenza nei confronti dei carichi statici e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali”*. È stato pertanto valutato il periodo di riferimento (V_R) della costruzione ottenuto come prodotto tra la vita nominale $V_N = 50$ anni (vita nominale individuata nella RSL fornita dall'Ente poiché appaltata separatamente) per il coefficiente d'uso C_u . **Trattandosi di costruzione ad uso scolastico suscettibile di destinazione strategica futura, su indicazioni dell'Ente committente si adottano separatamente le classi III e IV**, rispettivamente caratterizzate da un valore di C_u pari a 1.5 e 2.0, in accordo con il §2.4.2 delle NTC/2018. Ne consegue che il livello di sicurezza sismica viene stimato separatamente per ciascuna delle due classi d'uso. La strategia progettuale prevede la costanza della probabilità di superamento (P_{VR}) al variare del periodo di riferimento (V_R), per ciascuno degli stati limite di interesse. Si è pertanto ricavato il periodo di ritorno (T_R) del sisma, mediante la formulazione [3.2.0] delle NTC/2018, in questo caso pari a 712 e 949 anni. La rappresentazione di riferimento dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione

per uno smorzamento convenzionale del 5% agganciato all'accelerazione di sito attesa al piede della costruzione, quindi comprensiva degli effetti di amplificazione del pacchetto stratigrafico di ricoprimento del bedrock. Le formulazioni dello spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali sono definite dal §3.2.3.2.1 delle NTC/2018, con i significati riportati nello stesso paragrafo, a cui si rimanda per maggiori approfondimenti. E' particolarmente importante la definizione dell'amplificazione stratigrafica, che nel caso specifico è stata valutata mediante specifiche analisi di riposta sismica locale (RSL) in grado di cogliere le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce a causa di fattori locali legati alle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo, in accordo con il §7.11.3.1 delle NTC/2018.

Vertici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
26300	13.016	42.384	6.388
26301	13.084	42.384	3.672
26079	13.084	42.434	1.912
26078	13.016	42.434	5.564

Coordinate geografiche

Località:

Longitudine: Latitudine:

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45	0.091	2.350	0.280
SLD	63	75	0.116	2.310	0.290
SLV	10	712	0.282	2.370	0.340
SLC	5	1462	0.361	2.410	0.360

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1.5	75	100

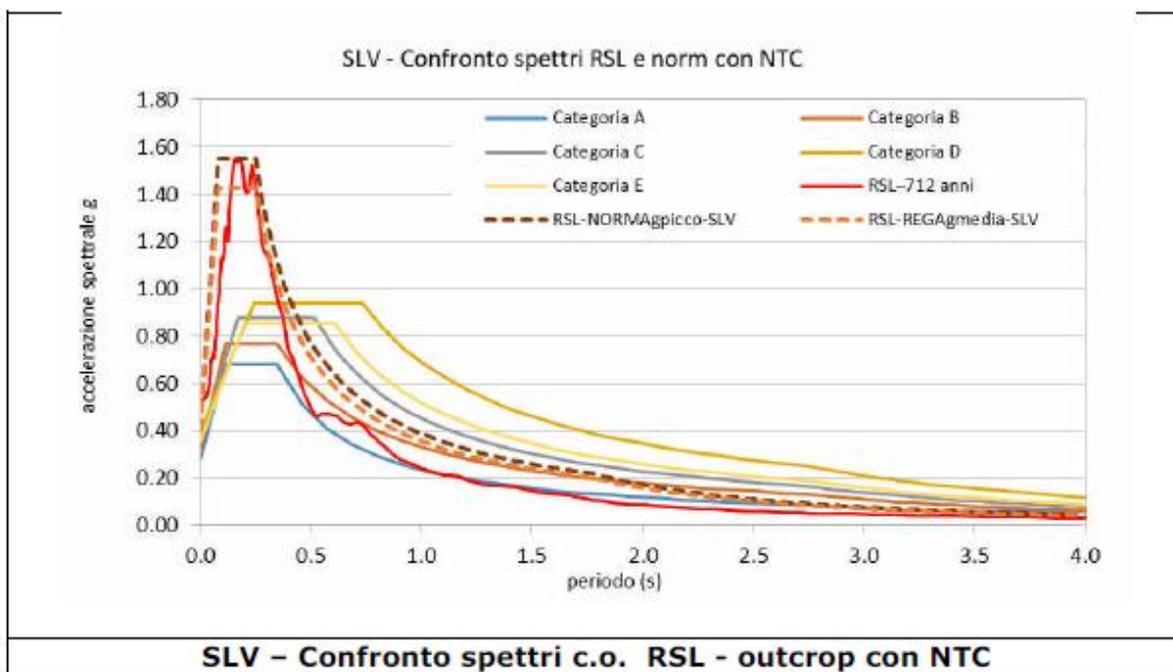
Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	60	0.105	2.330	0.280
SLD	63	101	0.132	2.300	0.290
SLV	10	949	0.312	2.390	0.350
SLC	5	1950	0.397	2.420	0.360

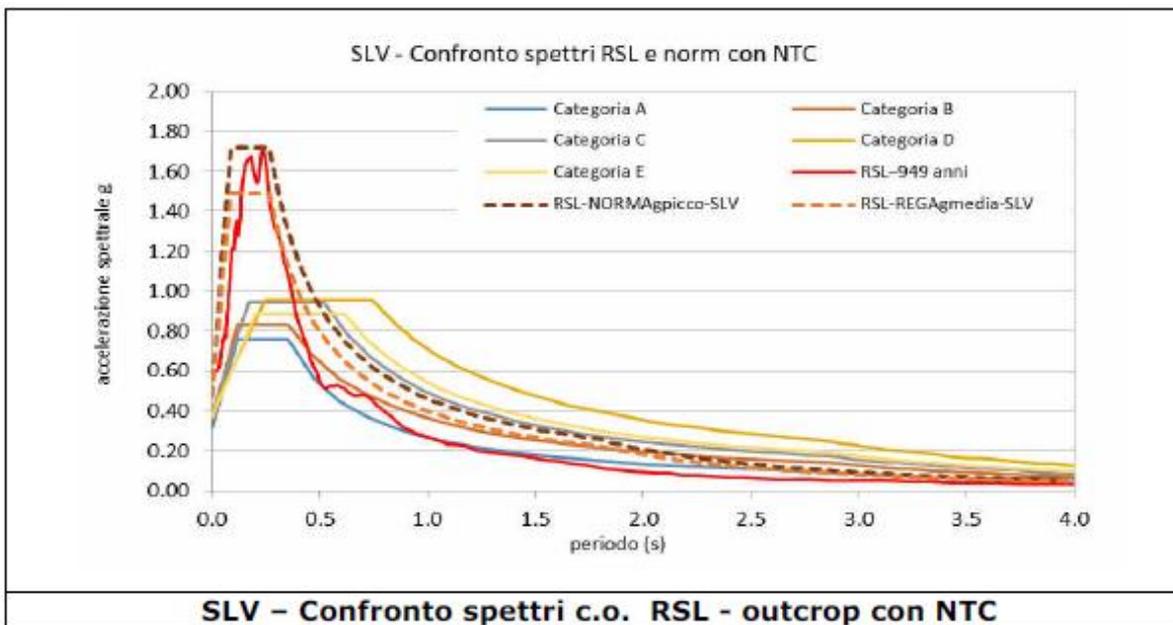
Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	2	100	100

La RSL, condotta dal geol. Federico Sabatini, ha messo in luce forti amplificazioni in corrispondenza dei bassi periodi (indicativamente fino a 0.25 s), tipici delle strutture intelaiate in c.c.a. con uno o due piani fuori terra (si stima indicativamente circa 0.1 s a piano). In questo range di periodi gli spettri normalizzati di cui all'approccio semplificato conducono a valori delle accelerazioni di risposta sensibilmente sottostimati. Viceversa, per periodi superiodi a 0.5 s si riscontrano accelerazioni di risposta da RSL non normalizzato minori rispetto ai valori normalizzati per un categoria di terreno E. Tale aspetto è fortemente attenuato dalla normalizzazione degli spettri di RSL, in particolar modo se ci si riferisce alla normalizzazione al valore di a_g di picco. Le suddette considerazioni sono facilmente desumibili dai seguenti schemi estratti dalla relazione geologica e sismica messa a disposizione dall'Ente committente, relativi allo stato limite di salvaguardia della vita, rispettivamente per un periodo di ritorno (T_R) di 712 e 949 anni.



SLV – Confronto spettri c.o. RSL - outcrop con NTC



SLV – Confronto spettri c.o. RSL - outcrop con NTC

In estrema sintesi, **per la definizione delle azioni sismiche di calcolo si ritiene cautelativo far uso dello spettro di RSL normalizzato alla ag di picco**, inserito per punti nel modello di calcolo globale.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali secondo l'espressione [2.5.7] delle NTC/2018.

10.3. Orizzontamenti e coperture

Le stratigrafie degli orizzontamenti e delle coperture esistenti sono state oggetto di indagine mediante fori e scassi localizzati.

LT1

L'analisi dei carichi che segue è da intendersi rappresentativa del secondo, terzo e quarto orizzontamento dell'unità strutturale scuola (si veda il rilievo delle strutture).

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. Latero cemento H20+5	295
Totale (G1_k)	295
G2_k - permamenti non strutturali	
Sottofondo H5 - $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$	90
Pavimento (graniglia)	40
Incidenza tramezzi con intonaci	160
Intonaco intradosso solaio	30
Totale (G2_k)	320
Q_k - accidentali	
Accidentale (C1 scuole)	300

Con riferimento all'incidenza del peso delle partizioni interne, tenuto conto che queste risultano realizzate in mattoni forati spessore 8 cm, si ha un valore del peso per unità di superficie pari a 110 kg/m² compreso di due intonaci, che moltiplicato per l'altezza media massima, pari a 3.3 metri, fornisce un valore del peso al metro lineare di 363 kg/m. Conseguentemente, in accordo con il §3.1.3 delle NTC/2018 si considera un carico uniformemente distribuito di 160 kg/m².

LT2

La copertura praticabile della zona bassa tra scuola e palestra si presenta interessata da fenomeni di accumulo neve.

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. Latero cemento H20+5	295
Totale (G1_k)	295

G2_k - permamenti non strutturali	
Sottofondo H5 - $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$	90
Pavimento (graniglia)	40
Incidenza tramezzi con intonaci	0
Intonaco intradosso solaio	30
Totale (G2_k)	160
Q_k - accidentali	
Accidentale (C1 scuole)	300
Neve	340

LT3

Si tratta del solaio di calpestio della palestra.

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. Latero cemento H20+5	295
Totale (G1_k)	295
G2_k - permamenti non strutturali	
Sottofondo H5 - $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$	90
Pavimento (linoleum)	10
Incidenza tramezzi con intonaci	0
Intonaco intradosso solaio	0
Totale (G2_k)	100
Q_k - accidentali	
Accidentale (C3 palestra)	500

LT4

Si tratta del solaio di calpestio del piano terra della scuola.

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. Latero cemento H20+5	295
Totale (G1_k)	295
G2_k - permamenti non strutturali	
Sottofondo H5 - $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$	90
Pavimento (graniglia)	40

Incidenza tramezzi con intonaci	160
Intonaco intradosso solaio	0
Totale (G2_k)	290
Q_k - accidentali	
Accidentale (C1 scuole)	300

SAP

Si tratta delle coperture di entrambe le unità strutturali.

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. SAP H18+5	250
Totale (G1_k)	250
G2_k - permamenti non strutturali	
Sottofondo di regolarizzazione - H _{medio} 10 cm	180
Impermeabilizzazione e lamiera di finitura	15
Intonaco intradosso solaio	30
Totale (G2_k)	225
Q_k - accidentali	
Accidentale (H)	50
Neve	150

10.4. Scala

Le scale sono del tipo in c.c.a. dello spessore iporizzato di 10 cm, con pavimentazione in lastre di marmo dello spessore di 3 cm.

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
Soletta H10	250
Totale (G1_k)	250
G2_k - permamenti non strutturali	
Intonaco intradosso soletta	30
Incidenza gradini in c.c.a.	210
Rivestimento	80
Totale (G2_k)	320
Q_k - accidentali	

Accidentale	400
-------------	------------

10.5. Muri di tamponamento

Le tamponature si presentano in laterizio a cassa vuota formate da un tavolato esterno in mattoni pieni da cm 12 e da un tavolato interno in mattoni forati da cm 8. Si considerano le condizioni più sfavorevoli con doppio intonaco, interno ed esterno.

G2_k - permamenti non strutturali	Peso di superficie
	[Kg/m ²]
Intonaci	60
Mattone pieno	220
Mattone forato	50
Totale (G2_k)	330

Per tipologia, il loro contributo in termini di rigidità delle maglie di telaio si considera trascurabile. Tale assunzione risulta avvalorata dall'osservazione secondo cui le suddette tamponature sono distribuite con regolarità in pianta e in altezza e sono interassate da numerose aperture. In accordo con il §7.2.3 delle NTC/2018, nel modello di calcolo globale si è tenuto delle tamponature esclusivamente in termini di massa mediante l'introduzione dei seguenti carichi lineari applicati sulle travi/cordolo di bordo.

Palestra

Piano/posizione	Altezza	Peso lineare
	[m]	[Kg/m]
Fronte Sud	1.50	495
Fronte Est, Ovest e Nord	3.80	1254

Scuola

Si fornisce una disamina delle varie altezze dei tamponamenti della maglia strutturale presente sui fronti dell'edificio, facendo distinzione per ciascun piano.

Piano/posizione	Altezza	Peso lineare
	[m]	[Kg/m]
Parapetto H = 1m (tutti i piani)	1.00	330
PT - Fronte Sud e Nord	3.30	1089
PT - Fronte Ovest (H aperture 80 cm)	2.40	792
P1 - Fronte Sud e Nord	3.05	1006
P1 - Fronte Ovest (H aperture 80 cm)	2.15	710

P2 - Fronte Sud e Nord	3.02	997
P2 - Fronte Ovest (H aperture 80 cm)	2.12	700

11. Progetto simulato

Elementi strutturali	Normativa	Manualistica
PILASTRI		
<i>Sollecitazioni:</i> <i>N</i>	Metodi della scienza delle costruzioni, condizioni più sfavorevoli di carico	Pilastri intermedi calcolati a sforzo normale centrato. Pilastri perimetrali più armati per tenere conto degli effetti flessionali
<i>H, b</i>		$A = H \cdot b = \frac{N}{S_{c,amm}}$
<i>A_f</i>	≥ 0,8 % Area s.n. fino a 2000 cm ² ≥ 0,5 % Area s.n. ≥ 8000 cm ²	≥ 0,8 % Area s.n. (almeno 4 ϕ12-14)
<i>Armatura trasversale</i>	$p_w \leq \min(1/2 \text{ lato minore}, 10(\text{min}))$	
TRAVI		
<i>Sollecitazioni:</i> <i>M, T</i>	Metodi della scienza delle costruzioni, condizioni più sfavorevoli di carico	Sollecitazioni su trave continua
<i>h</i>		$h = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ (b assunta dal progettista, 30+40 cm travi emergenti, 70+80 travi a spessore)
<i>A_f</i>		$A_f = t \cdot \sqrt{M \cdot b}$ (2 reggistaffe min)
<i>A'_f</i>		2 reggistaffe min (tipicamente 2 ϕ12)
<i>Armatura trasversale</i>	50% staffe 50% piegati	Piegati: diagramma T/z e momenti resistenti. Staffe calcolate e disposte a passo costante in tutta la trave

Indicazioni schematiche per il progetto di travi e pilastri in c.c.a. tratte da norme e manuali

Come detto, per poter valutare in maniera realistica la vulnerabilità delle strutture in esame è stata effettuata una **progettazione simulata alle tensioni ammissibili** secondo la pratica dell'epoca. L'esame della normativa è stato effettuato considerando gli aspetti legati alle proprietà dei materiali, alle caratteristiche degli elementi strutturali significativi nella valutazione della capacità resistente e alle azioni. In particolare, l'art. 31 del R.D. n. 2105/1937 prescriveva di tener conto dell'accelerazione sismica del moto sussultorio considerando un carico totale uguale alla somma del peso proprio più 1/3 del sovraccarico accidentale, aumentato del 25%, semprechè il carico totale così ottenuto non risultava inferiore alla somma del peso proprio e del sovraccarico accidentale pieno. Per ciò che riguarda le forze orizzontali dovute al moto ondulatorio, applicate in corrispondenza degli orizzontamenti, si assumeva un rapporto tra azione sismica e i pesi corrispondenti pari a 0.05. Nei calcolo non si consideravano agenti contemporaneamente le scosse sussultorie e quelle ondulatorie. Si è fatto inoltre uso delle indicazioni fornite dalla manualistica dell'epoca, diffusamente adottata dai progettisti, tra cui si richiama il Santarella (1956) e il Pagano (1963). La procedura si è quindi conclusa con la verifica/correzione dei risultati ottenuti con il progetto simulato alla luce delle evidenze prodotte dalla campagna indagini operata in situ. Si rimanda a tal proposito alle numerose prove pacometriche realizzate, mediante le quali si è inteso avere utili indicazioni circa il posizionamento e il diametro delle barre, limitando così le indagini distruttive. Tuttavia, è importante ricordare che la precisione nella valutazione dei diametri delle

barre di armatura mediante pacometro è in generale funzione delle caratteristiche dello strumento adoperato e delle particolari condizioni in situ, costituendo generalmente un'informazione di carattere qualitativo, particolar modo per le travi. Per il caso di specie, in particolare, il fornitore del servizio dichiara uno scarto di ± 2 mm rispetto al diametro indicato dallo strumento.

11.1 Calcestruzzo

L'art. 16 del Regio Decreto n. 2229/1939 prescriveva calcestruzzi con resistenza cubica media a 28 giorni di stagionatura $\sigma_{r,28}$ (ottenuta da prelievi prelevati durante le fasi getto) non inferiore a 120 kg/cm² per conglomerati di cemento normale, e a 160 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza. Ai sensi dell'art. 18 del richiamato Decreto, nel caso di compressione semplice la tensione ammissibile di sicurezza σ_c assumeva un valori pari a 35 e 45 kg/cm² rispettivamente per conglomerati di cemento normale e ad alta resistenza, con un valore che poteva essere incrementato fino a 60 kg/cm² nei casi in cui veniva effettuata una verifica dei valori in corso d'opera. Nel caso di sollecitazioni di flessione o presso flessione la suddetta tensione ammissibile era assunta pari a 40 e 50 kg/cm², con un valore fino a 75 kg/cm² nei casi in cui, come detto, veniva effettuata una verifica dei valori in corso d'opera. Il valore ammissibile della tensione tangenziale τ_{co} era assunta pari a 4 kg/cm² per calcestruzzo normale e 6 kg/cm² per calcestruzzo ad alta resistenza e per valori superiori si doveva prevedere la messa in opera di apposite armature metalliche a cui affidare integralmente le azioni di taglio. Per il caso di specie si hanno a disposizione le indicazioni originali relative ai calcoli statici del dimensionamento di massima, delle quali si riporta uno stralcio:

Si è previsto l'impiego di cemento tipo "680" ad alta resistenza, con impasti a 3 qt% di cemento per metro cubo di impasto. Pertanto le sollecitazioni del conglomerato sono state contenute entro limiti tali da non superare i 60 Kg/cm².

L'impiego di cemento ad alta resistenza è poi confermato nel certificato di collaudo, seppur questo non indica puntualmente le tensioni entro cui si sono limitate le tensioni. In definitiva, si riassumono nel seguito i valori di progetto ritenuti plausibili, assunti alla base del progetto simulato:

Progetto simulato - cls ad alta resistenza		
$\sigma_{c,compressione}$ [kg/cm ²]	$\sigma_{c,flessione}$ [kg/cm ²]	τ_{co} [kg/cm ²]
60	75	6

11.2 Acciaio in barre

L'art. 17 del Regio Decreto n. 2229/1939 prevedeva l'utilizzo di barre lisce in acciaio dolce, semiduro o duro, con carichi di rottura per trazione σ_t compresi rispettivamente negli intervalli 42-50, 50-60 e 60-70 kg/mm² e con limiti di snervamento σ_y non inferiori a 23, 27 e 31 kg/mm². Ai sensi dell'art. 19 del richiamato Decreto, la tensione ammissibile di sicurezza $\sigma_{c, acciaio}$ non doveva superare un valore pari a 1400 kg/cm² per gli acciai dolci e a 2000 kg/cm² per gli acciai semiduri e duri, e comunque non superiore alla metà del carico di snervamento. Per la scelta del valore della tensione di snervamento da assumere alla base del progetto simulato si è trovata utile indicazione nella

relazione originale relativa ai calcoli statici del dimensionamento di massima, della quale si riporta uno stralcio:

Per le armature si è previsto l'impiego di acciaio semiduro AQ 50 con un carico di lavoro tale da non superare una sollecitazione di 1.800/Kg/cmq.

Per ciò che concerne il coefficiente di omogeneizzazione n, inteso come rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo, l'art. 22 del Regio Decreto n. 2229/1939 indicava valori pari a 10, 8 o 6 rispettivamente per conglomerati normali, ad alta resistenza o di cemento alluminoso. In definitiva, si riassumono nel seguito i valori di progetto assunti alla base delle calcolazioni:

Progetto simulato - acciaio semiduro Aq50	
σ_c , acciaio [kg/cm ²]	n
1800	8

11.3 Definizione delle azioni

Con riferimento alle azioni previste per il calcolo simulato, il Regio Decreto del 1939 si limitava a stabilire che per il conglomerato armato si assumesse con peso proprio di 2500 kg/m³ e che i carichi accidentali dovevano essere stabiliti in funzione del tipo, dell'importanza e della destinazione d'uso dell'opera da realizzare. La prima normativa specifica sui carichi è rappresentata dal DM 3/10/1978 - "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi", quindi successiva alla realizzazione della costruzione in oggetto. Tuttavia, per il caso di specie si dispone dell'analisi dei carichi realizzata per i calcoli di predimensionamento, della quale si riporta uno stralcio:

Analisi dei carichi agli effetti delle sollecitazioni sismiche

L'analisi dei carichi di calpestio risulta:

- peso proprio (20 + 5)	295,-	Kg/mq
- tramezzi	80,-	" "
- pavimento e intonaco	120,-	" "
	495,-	Kg/mq
- sovraccarico accidentale	300,-	" "
Totale	795,-	Kg/mq

In definitiva si ha:

SAP (Copertura palestra):

G1k - permanenti strutturali	Peso	
	[Kg/m ²]	
SERVIZI DI INGEGNERIA SISMICA <small>STUDIO PROFESSIONALE DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE via Santa Liberata, 71 - 41037 Mirandola (MO) Tel. 380-3183383</small>	Commessa	Elaborato
	SCUOLA ELEMENTARE CARLO CESI	RELAZIONE SICUREZZA SISMICA
	Pagina 34 di 84	

P.P. SAP H18+5	250
Totale (G1_k)	250
G2_k - permamenti non strutturali	
Tegole (oggi non più presenti)	60
Impermeabilizzazione e intonaco	80
Totale (G2_k)	140
Q_k - accidentali	
Neve	200
Totale (Q_k)	200

LT1 e LT2 (Orizzontamenti scuola):

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. Latero cemento H20+5	295
Totale (G1_k)	295
G2_k - permamenti non strutturali	
Pavimento e intonaco	120
Incidenza tramezzi con intonaci	80
Totale (G2_k)	200
Q_k - accidentali	
Accidentale	300
Totale (Q_k)	300

SAP (Copertura scuola):

G1_k - permamenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. SAP H18+5	250
Totale (G1_k)	250
G2_k - permamenti non strutturali	
Tegole (oggi non più presenti)	60
Intonaco	40
Totale (G2_k)	100
Q_k - accidentali	
Neve	150

Totale (Q_k)	150
-------------------------------	------------

Muri di tamponamento:

Anche in questo caso si dispone delle indicazioni dell'epoca, che stabilivano un peso proprio per unità di superficie di 400 kg/m².

Piano	Altezza	Peso lineare
	[m]	[Kg/m]
Dal piano terra al secondo	3.00	1200

11.4 Pilastrri

DIMENSIONAMENTO STATICO

L'art. 31 del R.D. n. 2105/1937 prescriveva di tener conto dell'accelerazione sismica del moto sussultorio considerando un carico totale uguale alla somma del peso proprio più 1/3 del sovraccarico accidentale, aumentato del 25%, semprechè il carico totale così ottenuto non risultava inferiore alla somma del peso proprio e del sovraccarico accidentale pieno. Per il caso di specie, tenuto conto dell'analisi dei carichi originali precedentemente riportata, la suddetta prescrizione non ha avuto effetti nel dimensionamento statico della costruzione, poiché risulta:

$$[295+200+(300/3)] \cdot 1.25 = 745 < 795 \text{ Kg/m}^2$$

Nel progetto dei pilastrri le armature longitudinali sono state valutate assumendo una percentuale di armatura minima pari allo 0.8% dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria, e comunque non inferiore a 4φ12, come da indicazioni ottenute dalla manualistica dell'epoca. L'area di calcestruzzo strettamente necessaria è stata calcolata con la seguente formulazione:

$$A_{c,s.n.} = N_{TOT} / (1+n \cdot \alpha) \cdot \sigma_{amd} = N_{TOT} / 63.84$$

Dove:

$n = 8$ - *coefficiente di omogeneizzazione*

$\alpha = 0.008$ - *coefficiente di armatura*

Con riferimento all'armatura trasversale, per tutti gli elementi si sono assunte staffe di diametro pari 6 mm (valore direttamente misurato con rimozione copriferro) con passo non superiore al valore ottenuto dal prodotto del lato minore del pilastro per 1/2. Non erano presenti indicazioni normative sull'eventuale infittimento delle staffe nelle zone di estremità (critiche) e sulla presenza di staffe all'interno dei nodi, come confermato dalle indagini effettuate. I risultati del progetto simulato sono stati ottenuti mediante foglio di calcolo elettronico autonomamente sviluppato, e sono da considerarsi rappresentativi delle minime quantità di armatura presenti. Sono stati quindi posti in relazione alle evidenze delle prove pacometriche a disposizione, pur nella consapevolezza delle incertezze di cui anche queste sono affette. Si è inoltre tenuto conto delle situazioni ripetitive, che hanno consentito di estendere i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte

di una serie con evidenti analogie, per geometria e ruolo nell'ambito dello schema strutturale in esame. Si specifica infine che tutti i pilastri 15x30 cm presenti lungo i lati lunghi della scuola, tra un infisso e il successivo, sono risultati armati con ferri longitudinali 2+2 ϕ 10 e staffe ϕ 6/15. Si rimanda in ultimo all'allegato alla presente relazione per la verifica puntuale delle armature di progetto assunte alla base della valutazione della sicurezza sismica.

VERIFICHE SISMICHE

In aggiunta alle forze verticali, dalla documentazione reperita si presume che il dimensionamento originale della costruzione è stato condotto tenendo conto delle forze orizzontali dovute al moto ondulatorio, applicate staticamente in corrispondenza degli orizzontamenti. Queste, in accordo con l'art. 31 del R.D. n. 2105/1937, si assumevano pari al 5% dei pesi permanenti sommati al sovraccarico ridotto ad 1/3. Sono stati quindi analizzati i principali telai monodimensionali, sia in direzione trasversale che longitudinale, effettuando le verifiche di presso flessione retta alle tensioni ammissibili (le forze orizzontali venivano considerate non agenti simultaneamente lungo le due direzioni).

Si prenda ad esempio uno dei portali trasversali centrali di cui si compone l'unità strutturale denominata palestra, con area di influenza pari a 45 m². Si considerano agenti i seguenti pesi permanenti e i seguenti sovraccarichi relativi alla copertura:

SAP (Copertura palestra):

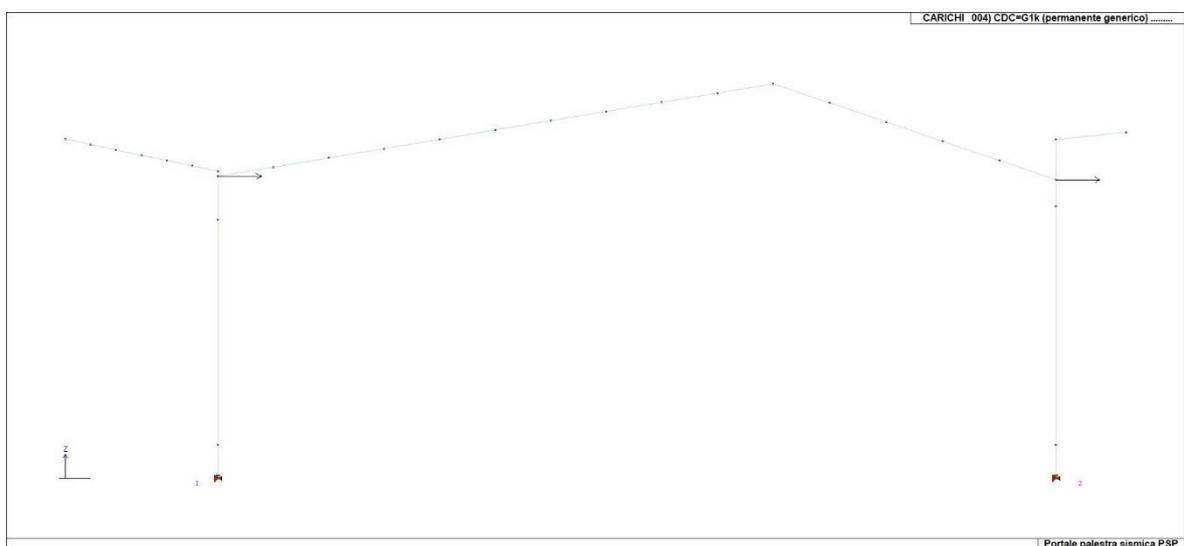
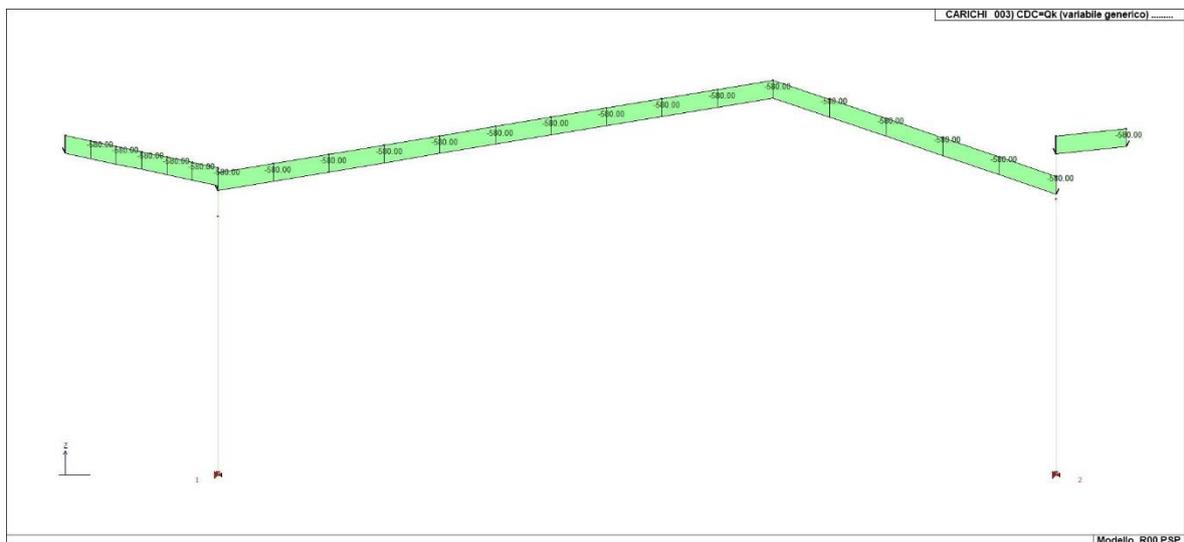
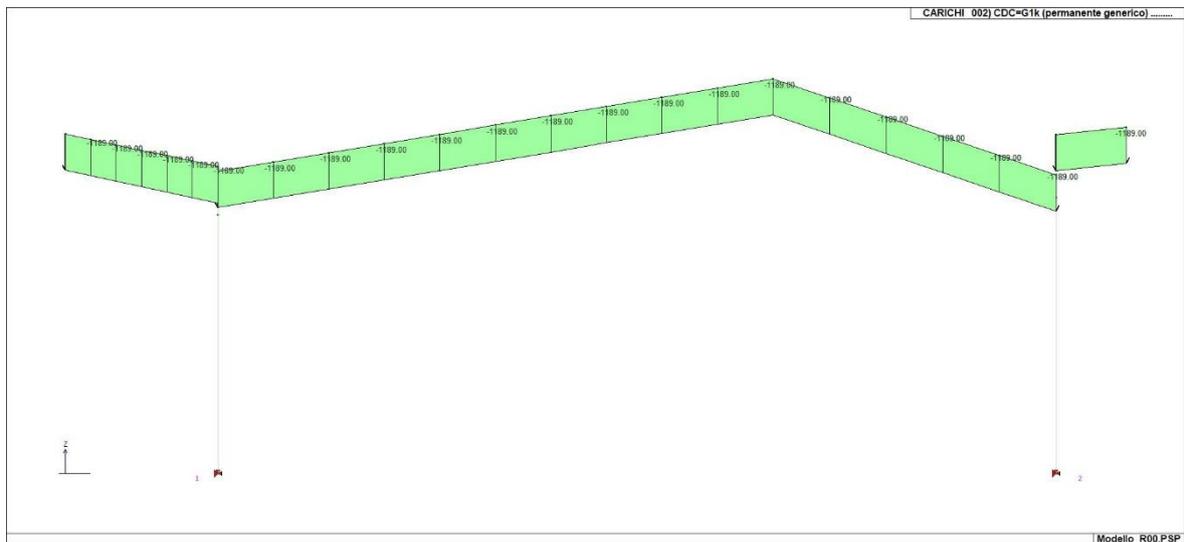
G1_k - permanenti strutturali	Peso unitario	Totale
	[Kg/m ²]	[Kg]
P.P. SAP H18+5	250	
Totale (G1_k)	250	11250
G2_k - permanenti non strutturali		
Tegole (oggi non più presenti)	60	
Impermeabilizzazione e intonaco	80	
Totale (G2_k)	140	6300
Q_k - accidentali		
Neve (1/3)	67	
Totale (Q_k)	67	3015

Oltre al peso proprio della trave e della metà superiore dei due pilastri di cui si compone il portale, valutato complessivamente in $3.9 \cdot 2500 = 9750$ Kg.

Si ottiene in definitiva una forza orizzontale complessiva pari a:

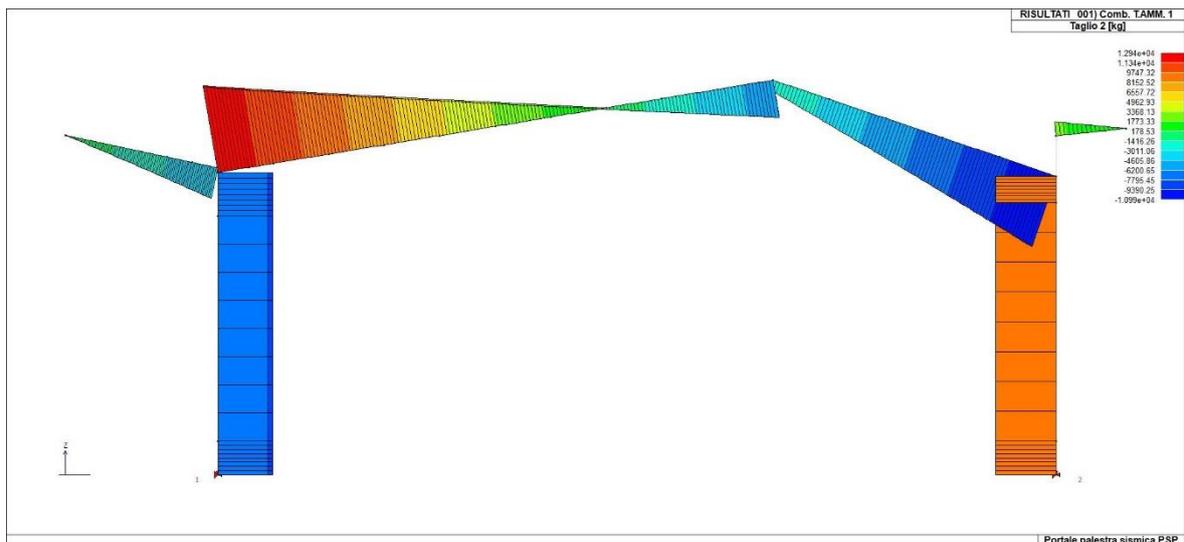
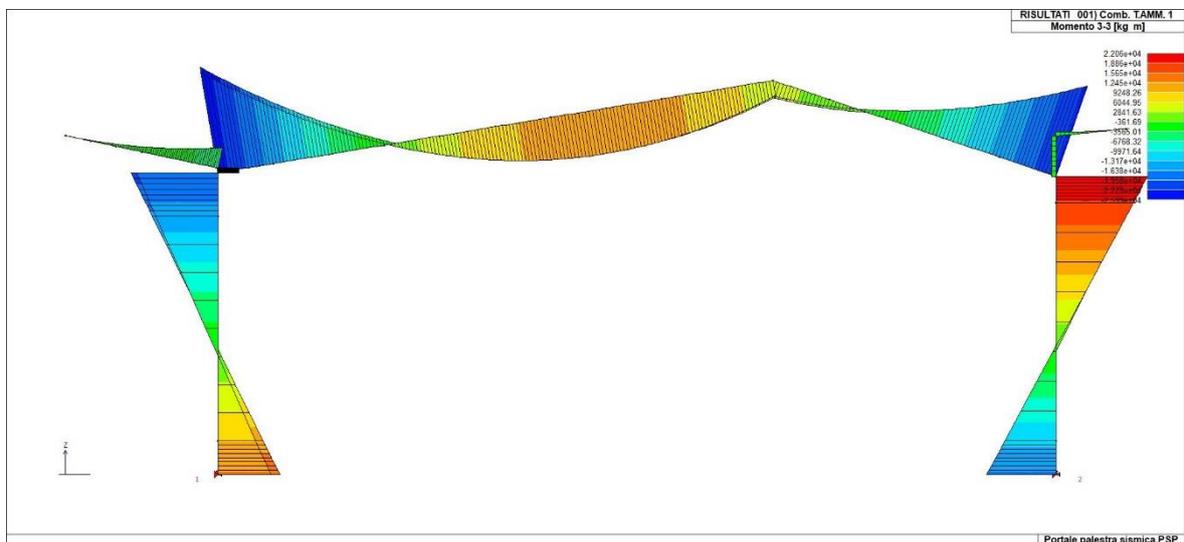
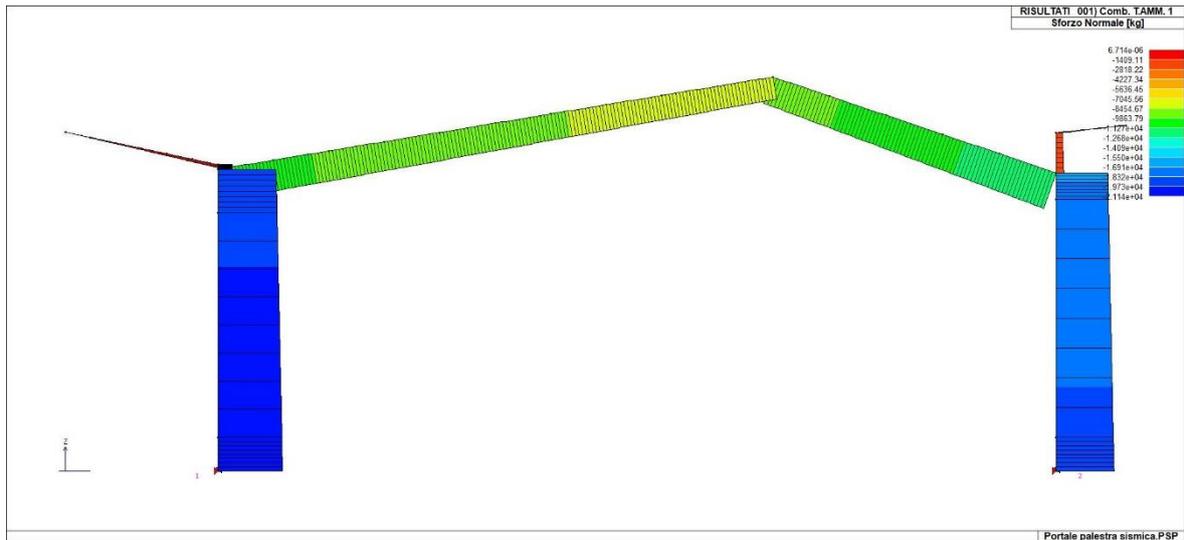
$$F = 0.05 \cdot 30315 = 1515 \text{ Kg}$$

Si suppone agente in parti uguali in testa a ciascuno dei due pilastri. Nel seguito alcune immagini del modello di calcolo realizzato con le relative forze fattorizzate coefficienti di combinazione unitari:



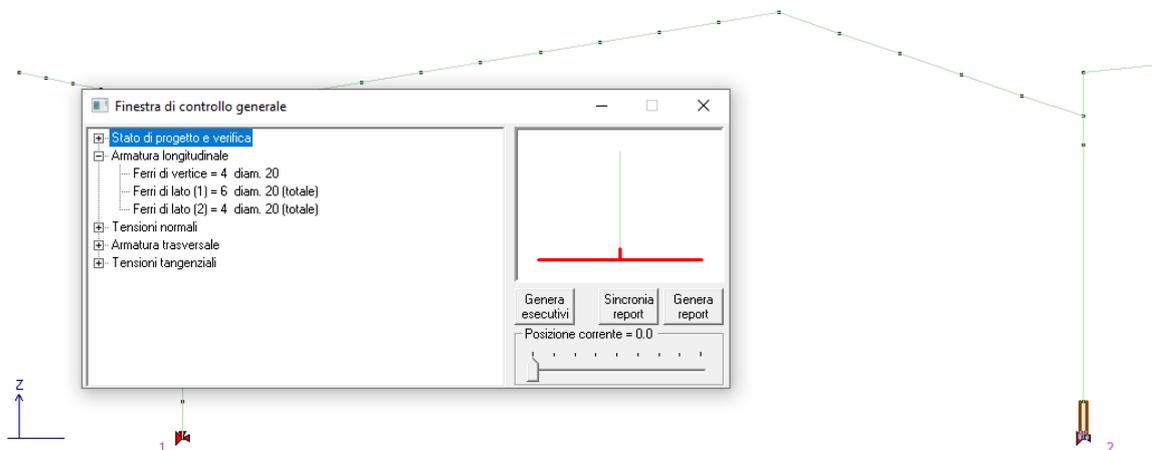
Si ottiene:

Commissa	Elaborato	Pagina 38 di 84
SCUOLA ELEMENTARE CARLO CESI	RELAZIONE SICUREZZA SISMICA	

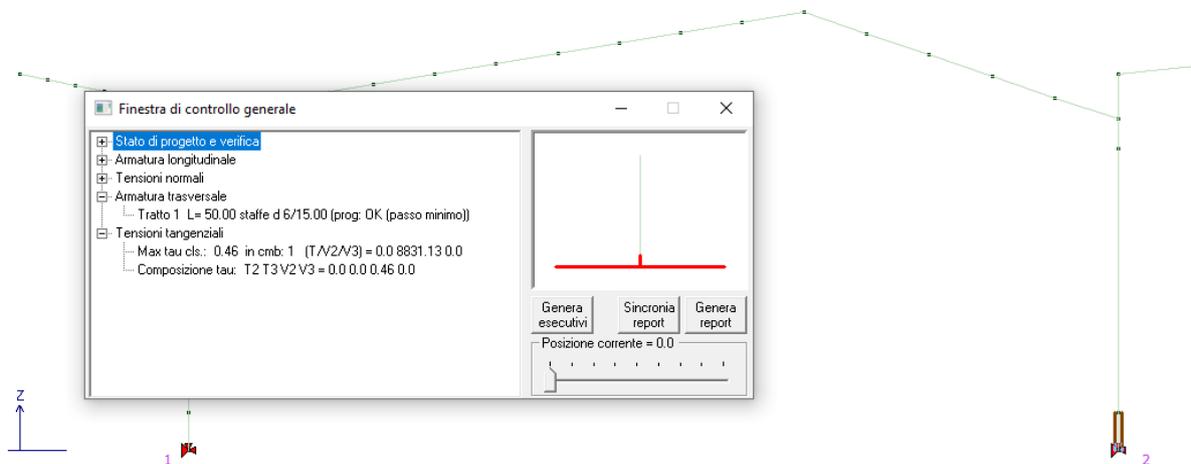


Nel modello di calcolo si è tenuto conto in maniera semplificata della massa degli elementi con sezione variabile discretizzando la trave e i pilastri in un certo numero di sotto-elementi, a ciascuno dei quali è stato assegnato un'altezza media, con la specifica che per la base dei pilastri si è convenientemente adottata la reale sezione resistente, pari a 75x30 cm, sulla base del quale è stata

progettata l'armatura longitudinale, poi estesa a tutto il pilastro per ovvie ragioni costruttive. Si desume una massima sollecitazione di flessione per il pilastro di destra pari a 16710 Kg-m abbinata ad una compressione di 18930 Kg. Il progetto di presso flessione comporta la seguente quantità di armatura:



Ossia si dispongono 4+4 $\phi 20$ oltre a 2+2 $\phi 20$ di parete. Imponendo infine il passo delle staffe in 15 cm (massimo consentito dalla norma dell'epoca per pilastri con il lato minore pari a 30 cm, come per il caso di specie, oltre che valore coincidente con le indagini eseguite) si può inoltre vedere che le verifiche a taglio alle tensioni ammissibili sono soddisfatte ($\tau_{max} = 4.6 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{co}$):



L'inversione del segno delle forze orizzontali applicate in testa ai pilastri del portale comporta l'adozione della medesima armatura al pilastro di sinistra. Considerando poi le suddette forze orizzontali dirette ortogonalmente al telaio si è verificato un impegno inferiore della sezione di base.

Analogamente, si riportano le verifiche per il telaio di seconda fila longitudinale della scuola, dal pilastro 31 al pilastro 45 (si veda il rilievo delle strutture), considerando le armature desunte dal progetto statico già discusso. Per i solai intermedi si sono considerati agenti i seguenti carichi permanenti e i seguenti sovraccarichi ridotti, con interasse del telaio di 5.30 m, mentre per la copertura si è lavorato per aree di influenza.

LT1 (Orizzontamenti scuola):

G1_k - permamenti strutturali	Peso unitario	Carico lineare
	[Kg/m ²]	[Kg/m]
P.P. Latero cemento H20+5	295	
Totale (G1_k)	295	1563
G2_k - permamenti non strutturali		
Pavimento e intonaco	120	
Incidenza tramezzi con intonaci	80	
Totale (G2_k)	200	1060
Q_k - accidentali		
Accidentale (1/3)	100	
Totale (Q_k)	100	530

SAP (Copertura scuola):

G1_k - permamenti strutturali	Peso unitario
	[Kg/m ²]
P.P. SAP H18+5	250
Totale (G1_k)	250
G2_k - permamenti non strutturali	
Tegole (oggi non più presenti)	80
Intonaco	40
Totale (G2_k)	120
Q_k - accidentali	
Neve (1/3)	50
Totale (Q_k)	50

Le forze orizzontali, assunte pari al 5% del peso competente per area di influenza, sono state applicate in corrispondenza di ciascun pilastro e sono state così valutate:

carichi piano terra									
B	L	H	P.P.	A_{inf}	G+Q	Ng+q	N_{travi}	N_{TOT}	Fi
[cm]	[cm]	[cm]	[Kg]	[m ²]	[Kg/m ²]	[Kg]	[Kg]	[Kg]	[Kg]
30	60	330	1485	8,70	595	5177	3669	10330	517
30	45	330	1114	8,66	595	5153	956	7223	361
30	45	330	1114	17,04	595	10139	3333	14586	729
30	45	330	1114	14,02	595	8342	2177	11633	582

30	45	330	1114	13,22	595	7866	3567	12546	627
30	45	330	1114	14,02	595	8342	2177	11633	582
30	45	330	1114	13,22	595	7866	3396	12375	619
30	45	330	1114	14,02	595	8342	2177	11633	582
30	45	330	1114	13,22	595	7866	3396	12375	619
30	45	330	1114	14,02	595	8342	2177	11633	582
30	45	330	1114	13,22	595	7866	3396	12375	619
30	45	330	1114	14,02	595	8342	2177	11633	582
30	45	330	1114	13,22	595	7866	3396	12375	619
30	45	330	1114	14,02	595	8342	2177	11633	582
30	45	330	1114	7,35	595	4373	1419	6906	345

carichi piano primo

B [cm]	L [cm]	H [cm]	P.P. [Kg]	A _{inf} [m ²]	G+Q [Kg/m ²]	Ng+Q [Kg]	N _{travi} [Kg]	N _{TOT} [Kg]	Fi [Kg]
30	30	330	743	8,70	595	5177	5345	11264	563
30	35	330	866	8,66	595	5153	956	6975	349
30	35	330	866	17,04	595	10139	3333	14338	717
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	3917	13125	656
30	30	330	743	7,35	595	4373	6459	11575	579

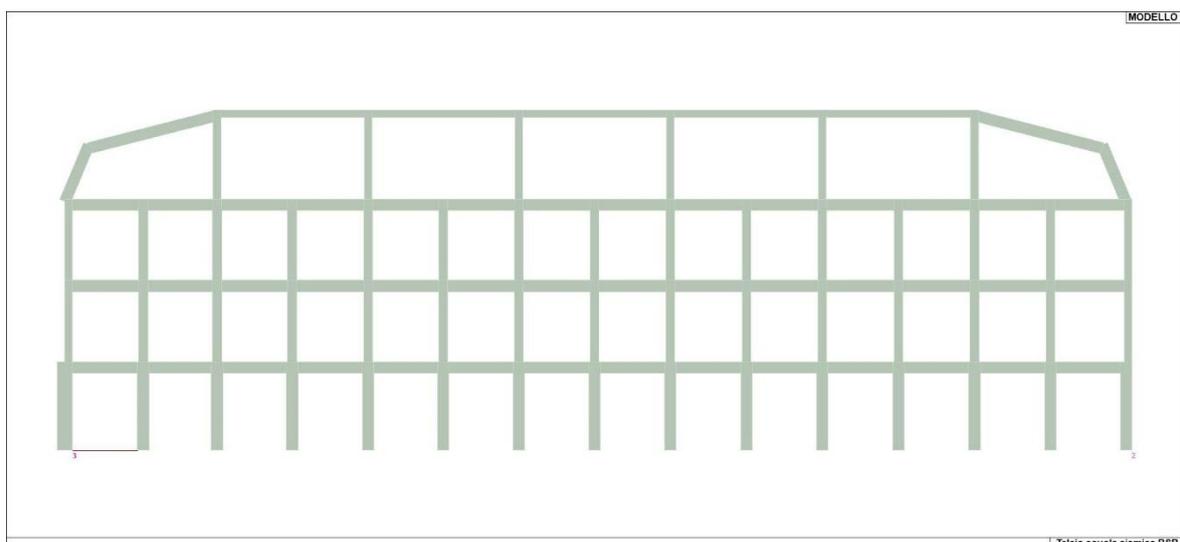
carichi piano secondo

B [cm]	L [cm]	H [cm]	P.P. [Kg]	A _{inf} [m ²]	G+Q [Kg/m ²]	Ng+Q [Kg]	N _{travi} [Kg]	N _{TOT} [Kg]	Fi [Kg]
30	30	330	743	8,70	595	5177	5345	11264	563
30	35	330	866	8,66	595	5153	956	6975	349
30	35	330	866	17,04	595	10139	3333	14338	717
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569

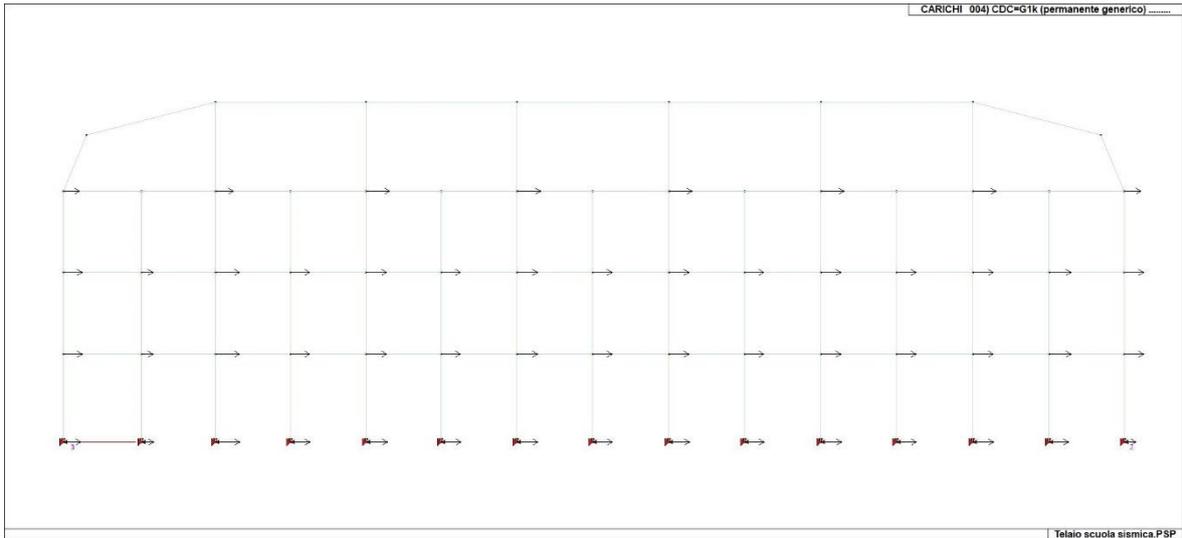
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	2177	11385	569
30	35	330	866	13,22	595	7866	3396	12128	606
30	35	330	866	14,02	595	8342	3917	13125	656
30	30	330	743	7,35	595	4373	6459	11575	579

<i>carichi copertura</i>									
B	L	H	P.P.	A _{inf}	G+Q	N _{G+Q}	N _{travi}	N _{TOT}	Fi
[cm]	[cm]	[cm]	[Kg]	[m ²]	[Kg/m ²]	[Kg]	[Kg]	[Kg]	[Kg]
-	-	0	0	23,01	420	9665	0	9665	483
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
30	30	340	765	23,60	420	9912	0	10677	534
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
30	30	340	765	31,32	420	13154	0	13919	696
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
30	30	340	765	31,32	420	13154	0	13919	696
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
30	30	340	765	31,32	420	13154	0	13919	696
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
30	30	340	765	31,32	420	13154	0	13919	696
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
30	30	340	765	30,78	420	12928	0	13693	685
-	-	0	0	0,00	420	0	0	0	0
-	-	0	0	23,66	420	9938	0	9938	497

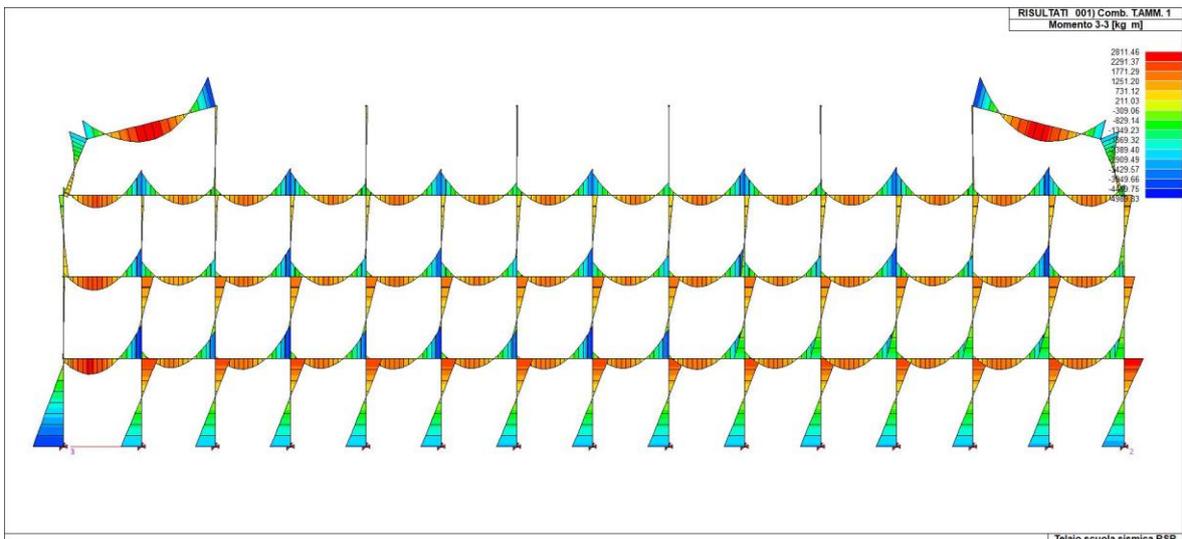
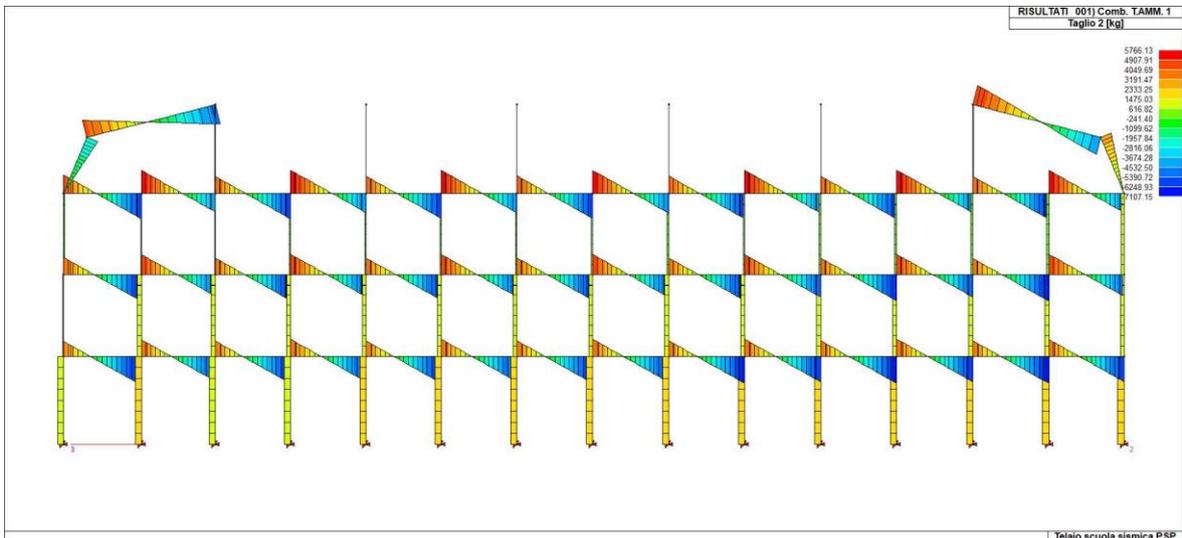
Si specifica che si è fatto uso di travi ausiliarie infinitamente rigide tra le teste dei pilastri del piano sottotetto per simulare il collegamento esercitato dal solaio di copertura (dal pilastro 33 al 35 e fino al 43, in direzione longitudinale).



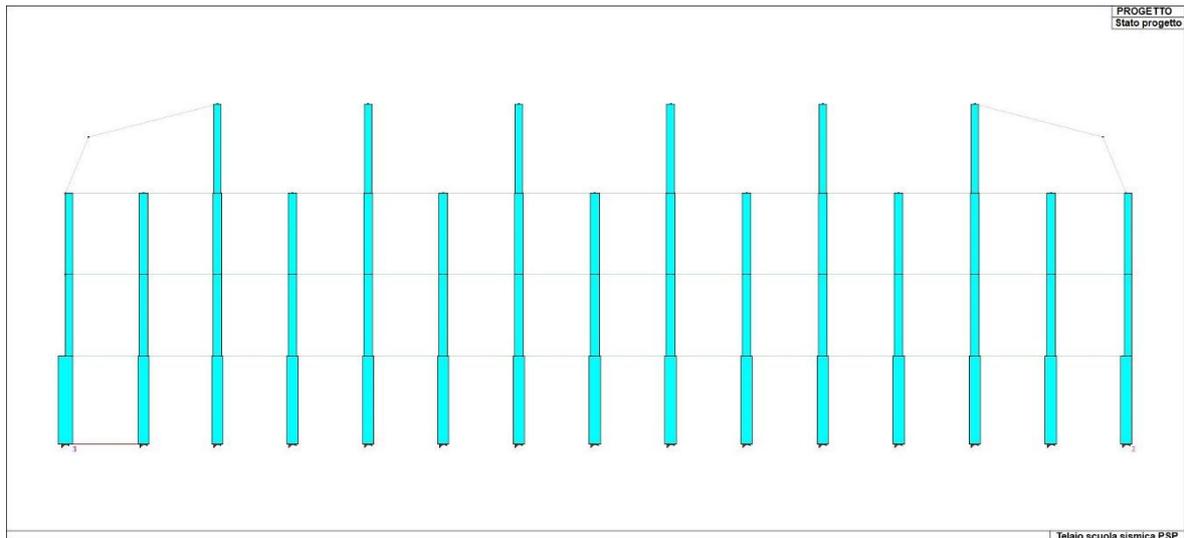
Per brevità non si riportano gli schemi dei carichi verticali, mentre quello delle forze orizzontali è il seguente:



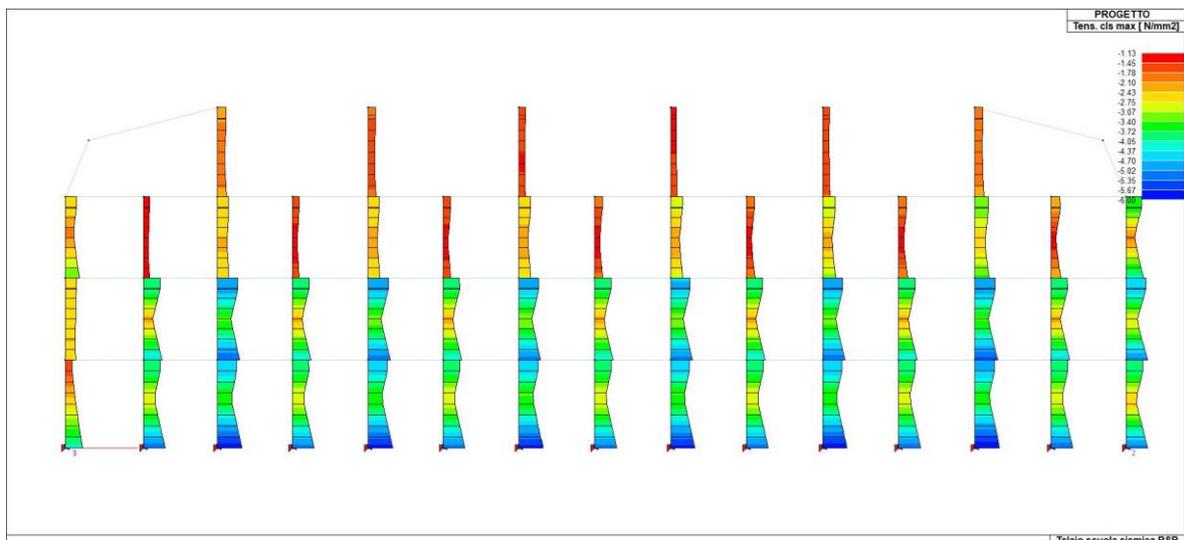
Si ottiene:



Le verifiche dei pilastri sono interamente soddisfatte, dimostrando che per il caso di specie le armature desunte e adottate alla base delle calcolazioni di verifica soddisfano la norma dell'epoca.



La massima tensione di compressione del calcestruzzo è pari 60 kg/cm², inferiore al valore ammissibile.



11.5 Travi

Le travi venivano calcolate tipicamente secondo lo schema di trave continua su più appoggi e l'utilizzo di barre lisce implicava necessariamente la realizzazione di uncini di estremità. In corrispondenza dei nodi (intersezione con i pilastri) il quantitativo di armatura disposto al lembo inferiore era in genere molto basso, riducendosi ai due classici reggistaffa di diametro 12-14 mm, armatura che si rivela subito insufficiente nel caso di inversione del segno della sollecitazione flessionale per effetto del sisma. Per il progetto dell'armatura lenta longitudinale di sezioni rettangolari semplicemente inflesse con il metodo delle tensioni ammissibili valgono le seguenti formule:

$$d = r \cdot \sqrt{M/b}$$

$$A_{f,min} = t \cdot \sqrt{M \cdot b}$$

Con:

$$r = \sqrt{2/(\sigma_{c, \text{flessione}} \cdot K \cdot 0.9)}$$

$$t = 1/(\sigma_{c, \text{acciaio}} \cdot 0.9 \cdot r)$$

$$K = (n \cdot \sigma_{c, \text{flessione}}) / (n \cdot \sigma_{c, \text{flessione}} + \sigma_{c, \text{acciaio}})$$

Dove con b si è indicata la base della sezione, con M il momento sollecitante, con r e t due coefficienti dipendenti dalle tensioni ammissibili dell'acciaio e del calcestruzzo di progetto, e con n il coefficiente di omogeneizzazione assunto pari a 8. Si è quindi proceduto ad armare a flessione le travi degli impalcati con la metodologia sopra richiamata. In particolare, fissata la base b delle travi in accordo con le indicazioni desunte dalla campagna indagini, il primo passo è stato verificare che l'altezza utile d determinata con la formula sopra esposta fosse coerente con la geometria imposta dallo spessore di solaio (H20+5) nel caso di travi a spessore, e comunque compatibile con il rilievo nel caso di travi alte. Il momento flettente di calcolo, positivo in campata e negativo agli astremità, è stato ipotizzato con buona corrispondenza rispetto alle risultanze delle indagini pari a $q \cdot L^2/12$, secondo lo schema di semincastro. Questo valore è confermato dalle indicazioni presenti sulla relazione di predimensionamento statico. Inoltre, il Regio Decreto non forniva indicazioni in merito al minimo rapporto di armatura longitudinale, tuttavia sulla base delle manualistiche dell'epoca si ritengono compatibili valori di **aree di armatura non inferiori allo 0.25%** dell'area della sezione verticale. Con riferimento alle azioni di taglio, la norma imponeva il calcolo delle corrispondenti armature per valori della tensione tangenziale, valutata con la **formula di Jourawsky**, superiori al valore ammissibile posto pari a $\tau_{c0} = 6 \text{ kg/cm}^2$ (si veda §11.1 della presente), e comunque inferiori a $\tau_{c1} = 16 \text{ kg/cm}^2$, valore convenzionale corrispondente alla crisi dei puntoni per compressione.

$\tau_{c0} \leq \tau_{\text{max}} \leq \tau_{c1}$: necessaria armatura a taglio

La massima tensione tangenziale è stata valutata con la seguente formula di Jourawsky valida per sezioni rettangolari, con la sollecitazione di taglio T posta pari a $q \cdot L/2$:

$$\tau_{\text{max}} = T/(b \cdot z) = T/(b \cdot 0.9 \cdot d) = T/(\Omega \cdot b)$$

È noto come alle staffe venisse affidato un'aliquota non inferiore al 50% dello sforzo di scorrimento totale Ω , mentre per la restante quota si faceva affidamento sui ferri piegati. Di quest'ultimi si è scelto di non tenerne conto nella valutazione della sicurezza sismica (limitatamente ai tratti inclinati), poiché la loro posizione è incerta e di difficile valutazione, mentre in caso di inversione del momento risulterebbero inefficaci. D'altronde, dato atto della ben nota convenzionalità che rivestono nel senso più generale i modelli di calcolo numerico, una puntuale analisi degli output tesa alla verifica del segno del momento agli appoggi delle travi in condizioni sismiche non appare significativa. Tale considerazione è tanto più vera quando non si tiene conto degli effetti del sisma verticale, come per il caso di specie. Il calcolo dell'armatura a taglio, fissato il diametro e il numero di bracci resistenti, è stato realizzato utilizzando la teoria del traliccio di Morsch con bielle compresse a 45° ed elementi tesi verticali. In particolare, il passo delle staffe, assunto costante lungo tutto l'asse della trave come da consuetudine dell'epoca, è stato valutato con la seguente formula:

$$s_{\text{max}} = (A_b \cdot n_b \cdot \sigma_{c, \text{acciaio}}) \cdot L / (0.5 \cdot \Omega)$$

Le travi di copertura, a differenza di quelle degli altri piani, sono risultate armate dai soli reggistaffa. In tali condizioni, non potendoci essere ferri sagomati, il calcolo del passo massimo delle staffe è stato effettuato considerando con il 100% dello sforzo di scorrimento. I risultati del progetto simulato sono stati ottenuti mediante foglio di calcolo elettronico autonomamente sviluppato.

12. Definizione delle combinazioni

In accordo con il §2.5.3 delle NTC/2018, le azioni elementari sono state considerate combinate come di seguito.

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) non sismici:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

γ_g = coeff. parziale

γ_p = coeff. parziale

γ_q = coeff. parziale

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi sismici (SLV):

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

ψ_{0,i} = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

I valori dei coefficienti di combinazione sono stati assunti sulla base delle indicazioni fornite dalla Tab. 2.5.I delle NTC/2018, mentre per i coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla Tab. 2.6.I della stessa norma.

13. Schematizzazione e modellazione delle strutture e dei vincoli

Le strutture e i comportamenti sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate, interpretate e trasferite in modelli tridimensionali che hanno consentito di effettuare analisi sufficientemente reali e rappresentative sia della distribuzione di massa che della effettiva rigidità. L'analisi strutturale, nella fase statica, è stata condotta con il metodo degli spostamenti

per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici e con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici. In entrambi i casi l'analisi strutturale è stata condotta con il metodo degli elementi finiti:

Descrizione	Posizione	Comportamento	Elemento da modello
Pilastrini in c.c.a.	Telaio	Trave lineare	D2
Travi in c.c.a.	Telaio	Trave lineare	D2
Muratura in mattoni	Zona bassa	Shell	D3

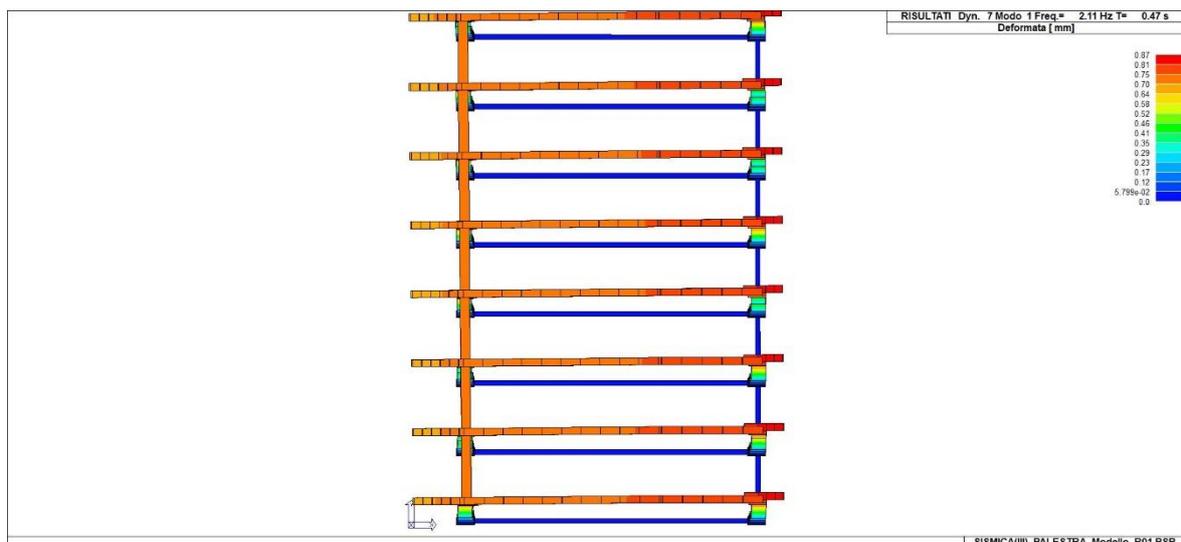
Si è tenuto debitamente conto dei disassamenti/eccentricità tra travi e pilastri mediante uso dello strumento "fili fissi", influente dal punto di vista della determinazione delle caratteristiche della sollecitazione. Per ciò che concerne il copriferro, per i pilastri è stato osservato un valore medio di 5 cm mentre per le travi 2 cm. **Le strutture sono state considerate incastrate alla base e le verifiche delle fondazioni sono state omesse poiché non sono stati riscontrati dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti, né si hanno notizie di dissesti della stessa natura prodotti in passato, non sono possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento in virtù della presenza di fondazioni profonde, né sono possibili fenomeni di liquefazione, in accordo con il §8.3 delle NTC/2018.** Inoltre, trattandosi di strutture esistenti, i cedimenti fondazionali di lungo termine si considerano ampiamente esauriti. Lo zero sismico è stato posto in corrispondenza dello spicco delle fondazioni. In accordo con il §7.2.6 delle NTC/2018, i tamponamenti in laterizio a cassa vuota del piano rialzato e primo sono stati considerati esclusivamente in termini di massa mediante carichi lineari applicati sulle travi di bordo, trascurando il loro contributo in termini di rigidità e resistenza. Si precisa infine che le verifiche resistenti delle travi e dei pilastri sono state effettuate a filo, considerando pertanto le sollecitazioni costanti all'interno degli elementi verso cui convergono. Sono stati realizzati due modelli di calcolo distinti, uno per la classe d'uso III e uno per la classe d'uso IV. **Per la definizione delle azioni sismiche di calcolo si è fatto uso degli spettri di RSL normalizzati alla ag di picco**, inseriti per punti nel modello di calcolo globale. In particolare i valori forniti in allegato alla relazione geologica e sismica, per lo stato limite di riferimento e per il tempo di ritorno di 712 e 949 anni, sono stati scalati del fattore di comportamento $q = 1.5$.

14. Analisi modale

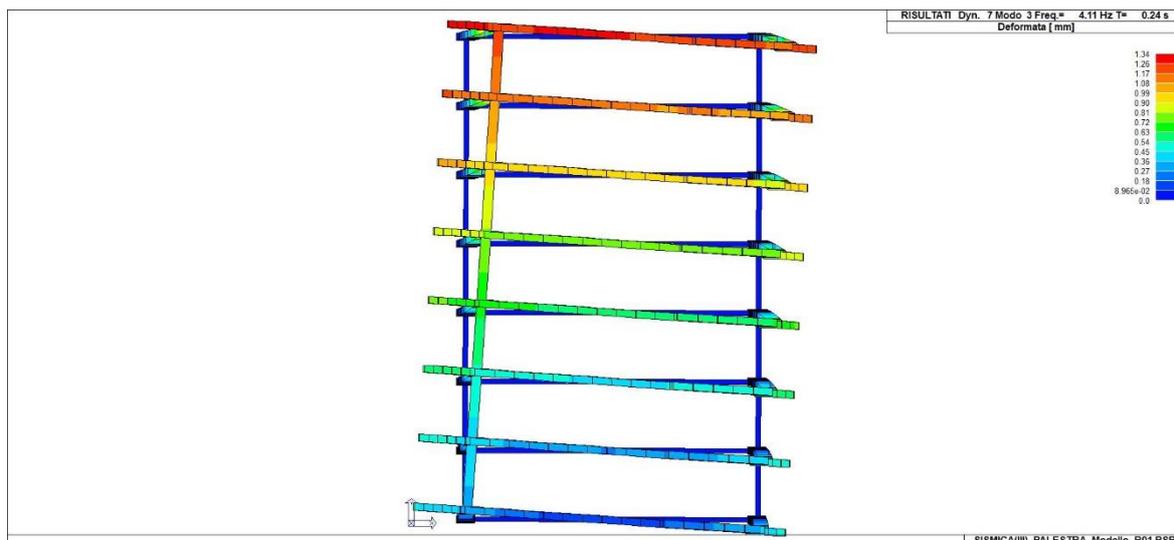
PALESTRA

Si sono considerati complessivamente 45 modi di vibrare, movimentando una percentuale di massa prossima al 100%, ossia ben superiore all'85% del totale, per ciascuna delle due direzioni di riferimento. Si osservi che il terzo modo, partecipante alla risposta della costruzione per il 30% della massa in direzione X, si attesta nel plafone dello spettro di RSL normalizzato alla ag di picco, caratterizzato da un valore di T_c pari 0.25 s per il tempo di ritorno di 712 anni (classe d'uso III) e da un T_c di 0.27 s per 949 anni (classe d'uso IV). Si riportano a titolo di esempio i risultati ottenuti dal lancio del caso di carico 7 (i modi di vibrare sono una caratteristica intrinseca della struttura, indipendenti dallo stato di sollecitazione):

CDC	Modo	Frequ...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
7	1	2.11	0.47	22.85	0	19297...	41	0.00	0	14877...	37	0.00	1.00
7	2	3.57	0.28	72496...	15	739.45	0	51.75	0	11010...	2	0.00	1.00
7	3	4.11	0.24	14280...	30	191.31	0	192.07	0	93723...	2	0.00	1.00
7	4	7.21	0.14	506.89	0	3.50	0	78509...	16	3749.92	0	0.00	1.00
7	5	7.49	0.13	20.98	0	95.92	0	2744.73	0	2478.35	0	0.00	1.00
7	6	9.41	0.11	19.66	0	0.01	0	957.58	0	1932.88	0	0.00	1.00
7	7	11.94	0.08	0.19	0	36.33	0	0.98	0	17971...	0	0.00	1.00
7	8	13.15	0.08	3.07	0	0.00	0	46.04	0	356.66	0	0.00	1.00
7	9	13.59	0.07	0.29	0	17.70	0	0.15	0	9384.70	0	0.00	1.00
7	10	13.79	0.07	2.61	0	0.06	0	23.15	0	396.34	0	0.00	1.00
7	11	13.87	0.07	0.03	0	6.23	0	2.69	0	3010.19	0	0.00	1.00
7	12	16.74	0.06	0.73	0	26855...	57	0.01	0	20010...	50	0.00	1.00
7	13	17.88	0.06	22764...	4	40.62	0	2.45	0	17035...	0	0.00	1.00
7	14	18.21	0.05	2078.47	0	17.09	0	17.59	0	44001...	1	0.00	1.00
7	15	19.18	0.05	5869.16	1	8.91	0	1.99	0	70485...	0	0.00	1.00
7	16	19.91	0.05	748.74	0	140.05	0	7.31	0	11783...	2	0.00	1.00
7	17	20.58	0.05	296.39	0	1.11	0	1.19	0	62633...	0	0.00	1.00
7	18	21.47	0.05	204.64	0	21.62	0	4.73	0	39648...	0	0.00	1.00
7	19	23.42	0.04	287.01	0	34.75	0	0.01	0	50888...	0	0.00	1.00
7	20	24.81	0.04	1763.22	0	4.47	0	0.08	0	61495...	0	0.00	1.00
7	21	24.85	0.04	9750.53	2	51.67	0	41.51	0	75562...	0	0.00	1.00
7	22	25.67	0.04	1720.40	0	34.95	0	1.26	0	51593...	1	0.00	1.00
7	23	26.08	0.04	16115...	34	49.56	0	712.01	0	67878...	0	0.00	1.00
7	24	28.22	0.04	1.71	0	26.49	0	40.54	0	85586...	0	0.00	1.00
7	25	29.08	0.03	3944.10	0	1.08	0	1950.08	0	15607...	0	0.00	1.00
7	26	29.43	0.03	19822...	4	445.62	0	4317.53	0	15430...	0	0.00	1.00
7	27	30.70	0.03	2785.31	0	601.73	0	28549...	6	54937...	0	0.00	1.00
7	28	31.11	0.03	5382.22	1	853.26	0	12360...	2	21862...	0	0.00	1.00
7	29	31.79	0.03	3030.48	0	81.15	0	383.18	0	82024...	0	0.00	1.00
7	30	34.07	0.03	225.07	0	2.34	0	55581...	11	11722...	0	0.00	1.00
7	31	35.71	0.03	71.31	0	156.41	0	753.46	0	58216...	0	0.00	1.00
7	32	36.10	0.03	316.92	0	30.25	0	304.79	0	22931...	0	0.00	1.00
7	33	37.84	0.03	133.18	0	12.27	0	46358...	9	17720...	0	0.00	1.00
7	34	39.67	0.03	0.50	0	630.96	0	761.81	0	78796...	0	0.00	1.00
7	35	45.37	0.02	306.38	0	1.01	0	3320.72	0	1645.06	0	0.00	1.00
7	36	48.17	0.02	15.52	0	3.32	0	14029...	3	30006...	0	0.00	1.00
7	37	52.39	0.02	0.83	0	74.50	0	222.89	0	16972...	0	0.00	1.00
7	38	56.21	0.02	1164.39	0	0.04	0	10852...	23	208.17	0	0.00	1.00
7	39	65.64	0.02	1877.41	0	0.18	0	10327...	2	37699...	0	0.00	1.00
7	40	71.05	0.01	9.71	0	22.24	0	2735.39	0	18103...	0	0.00	1.00
7	41	74.53	0.01	507.27	0	0.50	0	76778...	16	3644.90	0	0.00	1.00
7	42	78.19	0.01	3653.96	0	0.04	0	5313.44	1	87495...	0	0.00	1.00
7	43	90.26	0.01	7.58	0	0.03	0	10015...	2	9987.40	0	0.00	1.00
7	44	162.67	0.01	5.37	0	15.13	0	0.46	0	7373.05	0	0.00	1.00
7	45	170.78	0.01	153.54	0	0.49	0	3.01	0	0.00	0	0.00	1.00



Modo 1



Modo 3

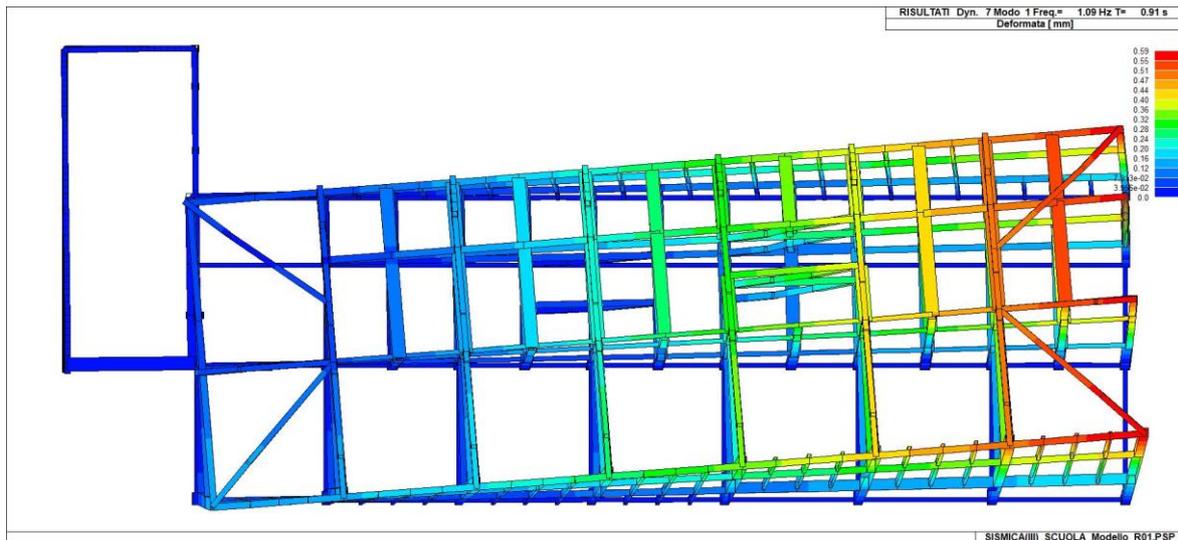
SCUOLA

Si sono considerati complessivamente 45 modi di vibrare, movimentando una percentuale di massa prossima al 100%, ossia ben superiore all'85% del totale, per ciascuna delle due direzioni di riferimento. Si osservi che i modi maggiormente partecipanti si attestano oltre il plafond dello spettro di RSL normalizzato alla ag di picco, caratterizzato da un valore di T_c pari 0.25 s per il tempo di ritorno di 712 anni (classe d'uso III) e da un T_c di 0.27 s per 949 anni (classe d'uso IV). Si riportano a titolo di esempio i risultati ottenuti dal lancio del caso di carico 7 (i modi di vibrare sono una caratteristica intrinseca della struttura, indipendenti dallo stato di sollecitazione):

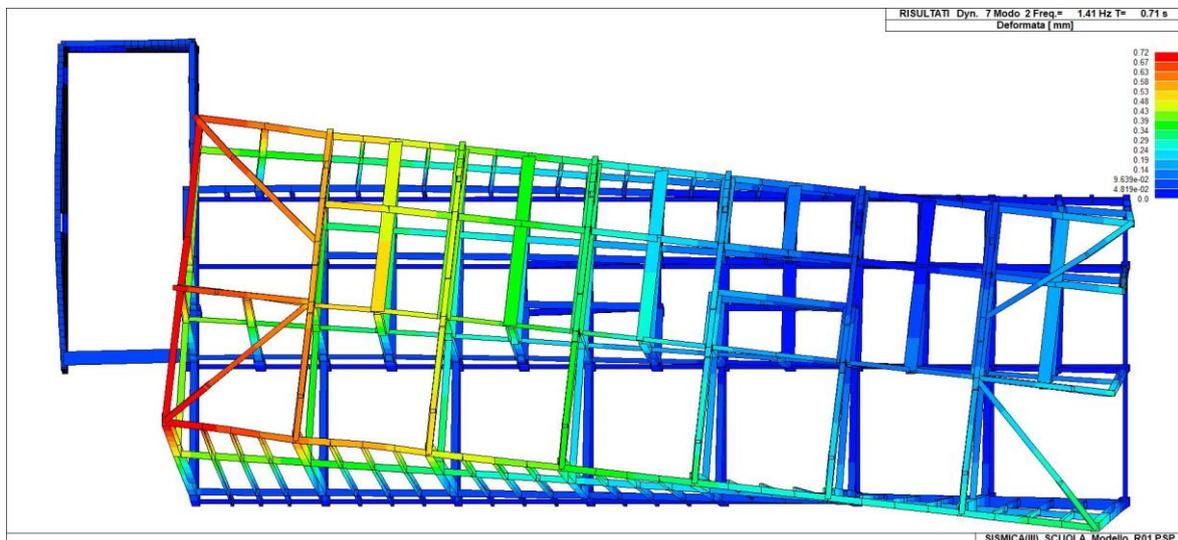
CDC	Modo	Freque...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta ^
7	1	1.09	0.91	37922....	1	87066...	38	0.40	0	25558...	45	0.00	1.00
7	2	1.41	0.71	13221....	5	43293...	19	0.00	0	58681...	10	0.00	1.00
7	3	1.71	0.59	16169....	7	845.49	0	0.00	0	28112...	0	0.00	1.00
7	4	1.76	0.57	10444....	46	4481.13	0	0.03	0	9987.63	0	0.00	1.00
7	5	3.26	0.31	234.46	0	1.99	0	0.04	0	53914...	0	0.00	1.00
7	6	3.71	0.27	7106.83	0	12955...	5	12.86	0	42199...	7	0.00	1.00
7	7	4.38	0.23	32262....	1	11835...	5	0.40	0	17090...	3	0.00	1.00
7	8	5.02	0.20	20490....	9	1393.46	0	44.90	0	45658...	0	0.00	1.00
7	9	5.67	0.18	22.41	0	148.05	0	1.23	0	91517....	0	0.00	1.00
7	10	6.85	0.15	2457.21	0	4195.87	0	58.99	0	72271...	1	0.00	1.00
7	11	7.11	0.14	14172....	0	1192.82	0	18.04	0	12597...	2	0.00	1.00
7	12	7.15	0.14	2103.08	0	93929....	4	146.67	0	89905....	0	0.00	1.00
7	13	7.43	0.13	4.60	0	361.53	0	1503.06	0	50.56	0	0.00	1.00
7	14	7.63	0.13	19420....	0	46.13	0	2706.20	0	72149....	0	0.00	1.00
7	15	7.66	0.13	314.43	0	132.67	0	2739.82	0	8339.12	0	0.00	1.00
7	16	7.69	0.13	23637....	1	209.11	0	246.63	0	10166...	0	0.00	1.00
7	17	7.83	0.13	210.14	0	84.10	0	10628...	4	14514....	0	0.00	1.00
7	18	8.03	0.12	10148....	0	725.12	0	127.46	0	37321...	0	0.00	1.00
7	19	8.42	0.12	302.51	0	7198.48	0	140.60	0	38491...	0	0.00	1.00
7	20	8.76	0.11	1973.23	0	239.27	0	33.70	0	18433....	0	0.00	1.00
7	21	8.80	0.11	1545.96	0	1215.00	0	45.64	0	70451...	0	0.00	1.00
7	22	9.18	0.11	5.50	0	503.90	0	54.52	0	76811....	0	0.00	1.00
7	23	10.09	0.10	56.06	0	3723.09	0	188.50	0	27104...	0	0.00	1.00
7	24	10.25	0.10	3.03	0	25.15	0	9746.31	0	77521...	0	0.00	1.00
7	25	10.57	0.09	1107.96	0	42.19	0	856.31	0	5991.63	0	0.00	1.00
7	26	11.23	0.09	250.33	0	243.30	0	22034....	0	21917...	0	0.00	1.00
7	27	11.86	0.08	6256.38	0	494.08	0	55913....	2	36115...	0	0.00	1.00
7	28	11.99	0.08	1167.93	0	21.26	0	28264....	12	45213...	0	0.00	1.00
7	29	12.89	0.08	139.70	0	2730.33	0	14471....	0	91366...	0	0.00	1.00
7	30	13.53	0.07	8909.58	0	2981.11	0	13479....	0	53142...	0	0.00	1.00
7	31	13.97	0.07	11017....	0	1724.04	0	21890....	0	35396...	0	0.00	1.00
7	32	14.72	0.07	29.12	0	2312.74	0	10032...	4	57421...	0	0.00	1.00
7	33	15.88	0.06	105.85	0	604.66	0	62424....	27	80315...	0	0.00	1.00
7	34	18.52	0.05	2866.15	0	5203.60	0	17163...	7	58950...	0	0.00	1.00
7	35	19.28	0.05	55019....	2	1277.22	0	18794....	0	42827...	7	0.00	1.00
7	36	20.09	0.05	343.54	0	11570...	5	31086...	1	11402...	0	0.00	1.00
7	37	21.59	0.05	52448....	2	30059...	13	9758.10	0	26863...	4	0.00	1.00

7	38	21.90	0.05	35284...	15	74136...	3	131.51	0	18265...	0	0.00	1.00
7	39	25.14	0.04	1589.08	0	5280.85	0	11206...	4	41767...	0	0.00	1.00
7	40	27.84	0.04	45136...	2	21613...	0	3716.80	0	12793...	0	0.00	1.00
7	41	31.28	0.03	9418.22	0	29339...	1	1807.68	0	36841...	0	0.00	1.00
7	42	38.89	0.03	3.99	0	499.91	0	23849...	10	20463...	0	0.00	1.00
7	43	49.86	0.02	875.47	0	16091...	0	3901.60	0	58988...	1	0.00	1.00
7	44	59.05	0.02	6917.19	0	668.49	0	406.68	0	24664...	0	0.00	1.00
7	45	71.74	0.01	0.00	0	20.59	0	37988...	16	0.00	0	0.00	1.00

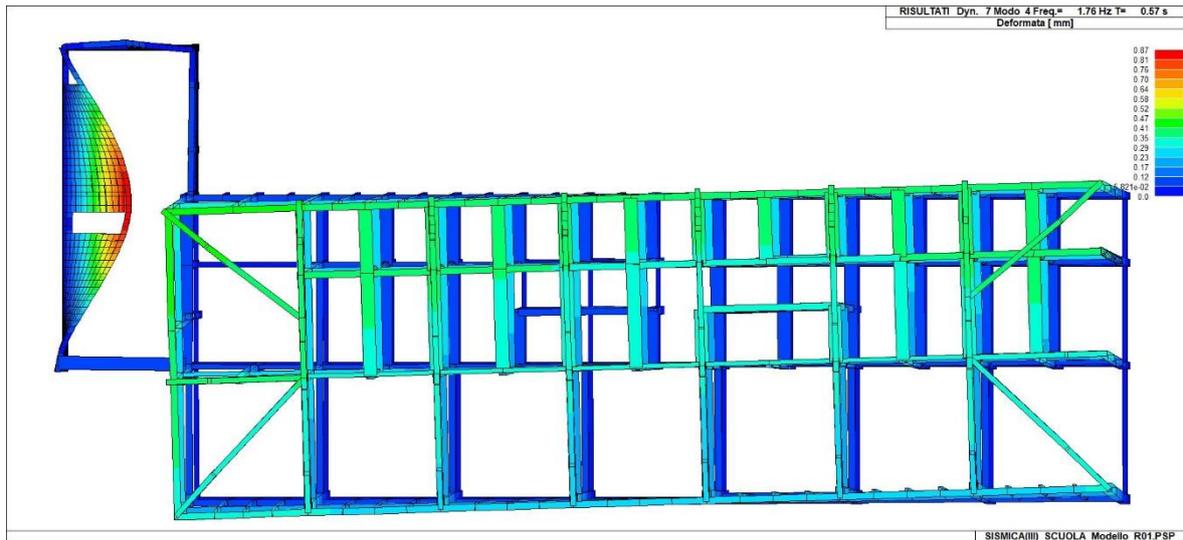
Si osserva pertanto un disaccoppiamento dinamico non ottimale a causa di un'organizzazione strutturale non efficiente in condizioni sismiche.



Modo 1



Modo 2

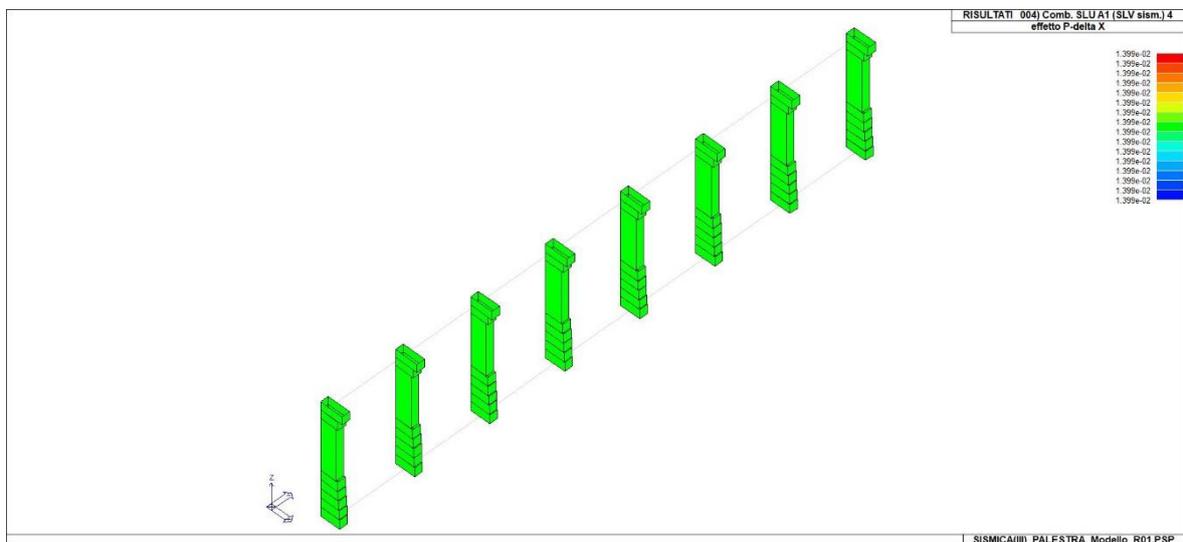


Modo 4

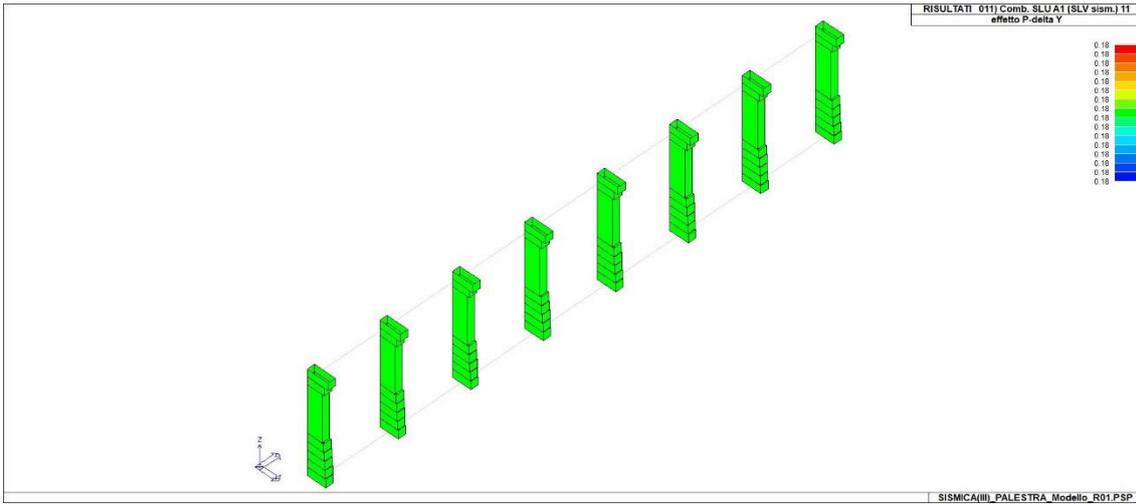
15. Effetti delle non linearità geometriche

PALESTRA

In accordo con il §7.3.1 delle NTC/2018, gli effetti delle non linearità geometriche sono state trascurate nella direzione X poiché è risultato un fattore θ inferiore a 0.1, mentre nella direzione Y sono state tenute in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica di un fattore pari a $1/(1-\theta)$.



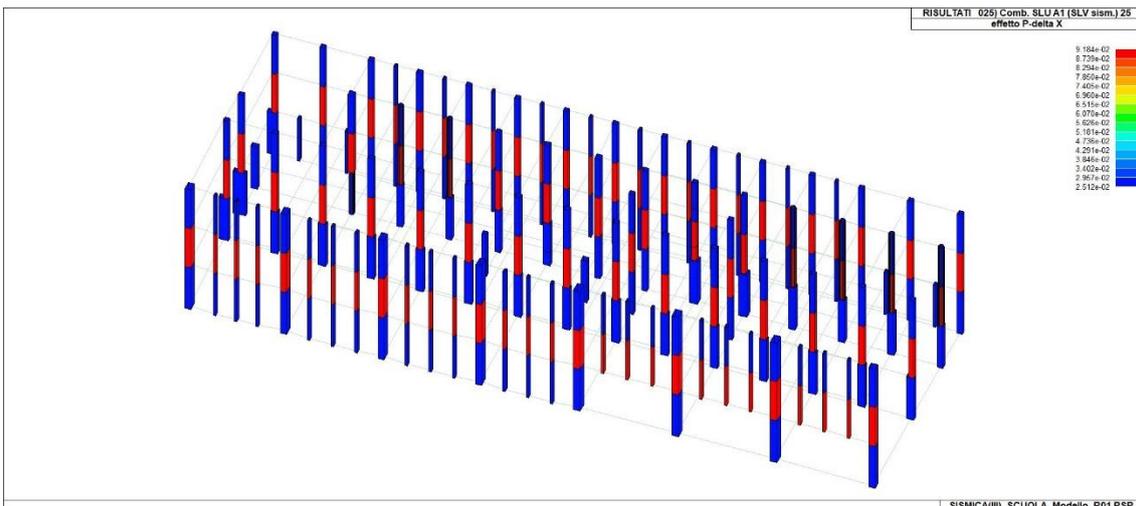
Effetto P-delta max X



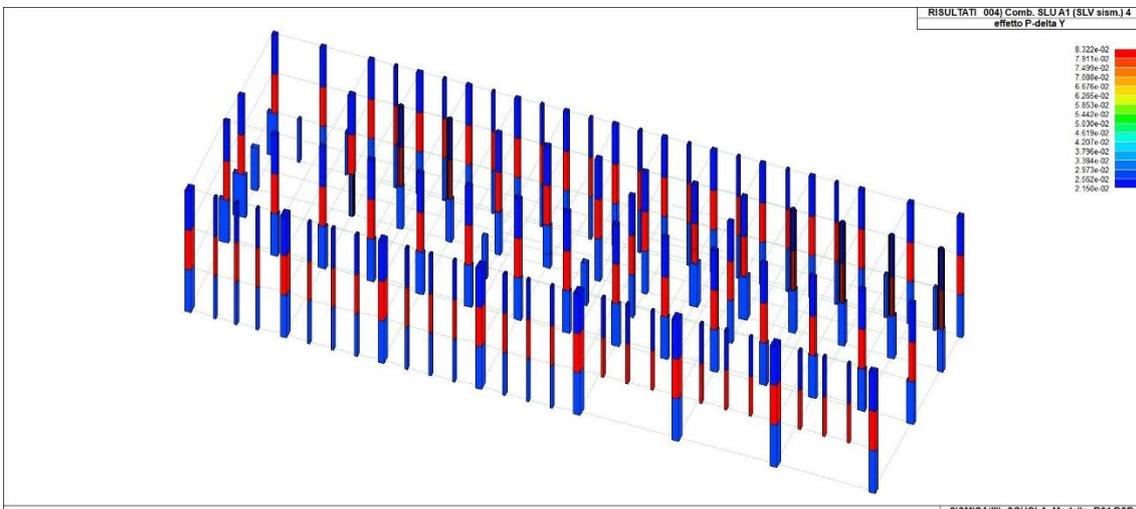
Effetto P-delta max Y

SCUOLA

In accordo con il §7.3.1 delle NTC/2018, gli effetti delle non linearità geometriche sono state trascurate sia nella direzione X che nella direzione Y poiché è risultato un fattore θ inferiore a 0.1.



Effetto P-delta max X



Effetto P-delta max Y

16. Sismica - CLASSE D'USO III

Come lecito attendersi, le verifiche sismiche per un valore pieno dell'accelerazione sismica di progetto non sono soddisfatte per la larga massima degli elementi primari. E' stata quindi tentata una scansione per passi di ag , al fine di quantificare l'aliquota dell'accelerazione attesa sostenibile dalle strutture, scongiurando meccanismi di piano di tipo fragile, coerentemente con il principio di salvaguardia della vita.

16.1 Sollecitazioni

Si rappresenta nel seguito, mediante mappe di colore opportunamente scalate, l'andamento qualitativo degli involuipi delle più significative caratteristiche della **sollecitazione corrispondenti ad un'azione sismica piena (100% della ag attesa)**.

NOTA (1) PER L'INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI:

Per ogni elemento D2 è associato un sistema di riferimento locale destrogiro 1, 2, 3. Il programma provvede automaticamente alla definizione e all'orientamento del sistema secondo le seguenti regole:

Elementi verticali

- asse 1) ROSSO diretto dal nodo iniziale al nodo finale, ovvero diretto secondo l'asse Z globale positivo;
- asse 2) VERDE diretto secondo l'asse X globale negativo;
- asse 3) BLU diretto secondo l'asse Y globale negativo.

Elementi non verticali

- asse 1) ROSSO diretto dal nodo iniziale al nodo finale (di norma con proiezione positiva sull'asse X globale o sull'asse Y globale). in altre parole, se di un elemento D2 è possibile realizzare la proiezione sull'asse delle X di lunghezza non trascurabile, allora il nodo iniziale è quello con i valori di X minori, se l'elemento D2 ha proiezione sull'asse X di lunghezza trascurabile (ossia è diretto lungo l'asse delle Y) allora il nodo iniziale è quello con le Y minori;
- asse 2) VERDE ortogonale all'asse 1) e contenuto nel semipiano verticale superiore passante per i nodi dell'elemento;
- asse 3) BLU ortogonale all'asse 1) e al semipiano di cui sopra (pertanto è orizzontale).

Se all'elemento D2 è assegnata una rotazione, l'orientamento dell'elemento viene corretto. La rotazione assegnata all'elemento produce una rotazione degli assi 2) e 3) del sistema di riferimento locale. Ipotizzando una sezione non ruotata, le convenzioni sui segni sono le seguenti:

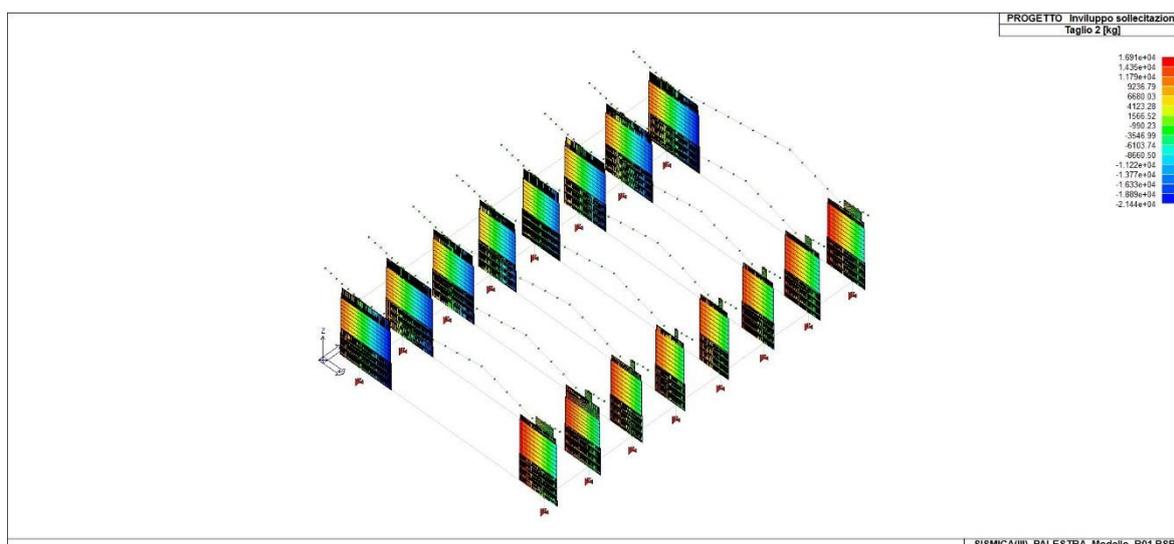
- **N** positivo se di trazione;
- **V2** positivo se induce un incremento di momento M33;
- **V3** positivo se induce un incremento di M22;
- **M2** positivo se tende le fibre di sinistra;
- **M3** positivo se tende le fibre inferiori;
- **MT** positivo se orario.

NOTA (2) PER L'INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI:

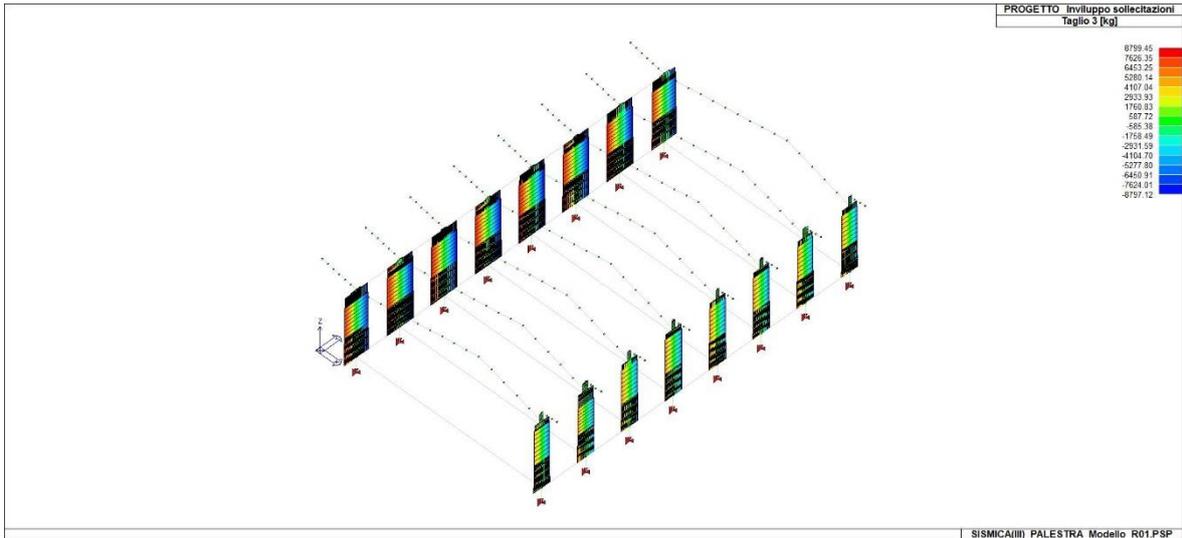
Per ogni elemento D3 è associato un sistema di riferimento locale destrogiro 1, 2, 3. Il programma provvede automaticamente alla definizione ed all'orientamento del sistema: gli assi 1) e 2) sono contenuti nel piano dell'elemento mentre l'asse 3) è ortogonale all'elemento. Il programma di norma dispone il sistema in modo che l'asse 3) sia diretto secondo l'asse globale Z positivo per gli elementi non verticali, e secondo l'asse globale X o Y positivo per gli elementi verticali.

- **Tens. N 1-1** Mappa cromatica delle tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1. Il segno riportato nella legenda valori è positivo per tensioni di trazione;
- **Tens. N 2-2** Mappa cromatica delle tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2. Il segno riportato nella legenda valori è positivo per tensioni di trazione;
- **Tens. N 1-2** Mappa cromatica delle tensioni tangenziali relative agli assi 1-2. Il segno riportato nella legenda valori è positivo se sulla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento, la tensione tangenziale è parallela ed equiversa all'asse 2;
- **Tens. M 1-1** Mappa cromatica delle tensioni di compressione o trazione (dovute alla flessione) in direzione locale 1-1. Il segno riportato nella legenda valori è positivo se sono tese le fibre poste sulla faccia 3+ dell'elemento (faccia traslata del semispessore in direzione 3 positiva);
- **Tens. M 2-2** Mappa cromatica delle tensioni di compressione o trazione (dovute alla flessione) in direzione locale 2-2. Il segno riportato nella legenda valori è positivo se sono tese le fibre poste sulla faccia 3+ dell'elemento;
- **Tens.M 1-2** Mappa cromatica delle tensioni tangenziali (dovute alla flessione) relative agli assi 1-2. Il segno riportato nella legenda valori è positivo se sulla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento, la tensione tangenziale delle fibre poste sulla faccia 3+ è parallela ed equiversa all'asse 2;
- **Tens. V 1-3** Mappa cromatica delle tensioni tangenziali dovute all'azione di taglio in direzione 3 ed esercitate sulla faccia 1. Il segno riportato nella legenda valori è positivo se sulla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento, la tensione tangenziale è parallela ed equiversa all'asse 3;
- **Tens. V 2-3** Mappa cromatica delle tensioni tangenziali dovute all'azione di taglio in direzione 3 ed esercitate sulla faccia 2. Il segno riportato nella legenda valori è positivo se sulla faccia 2 (faccia perpendicolare all'asse 2) dell'elemento, la tensione tangenziale è parallela ed equiversa all'asse 3.

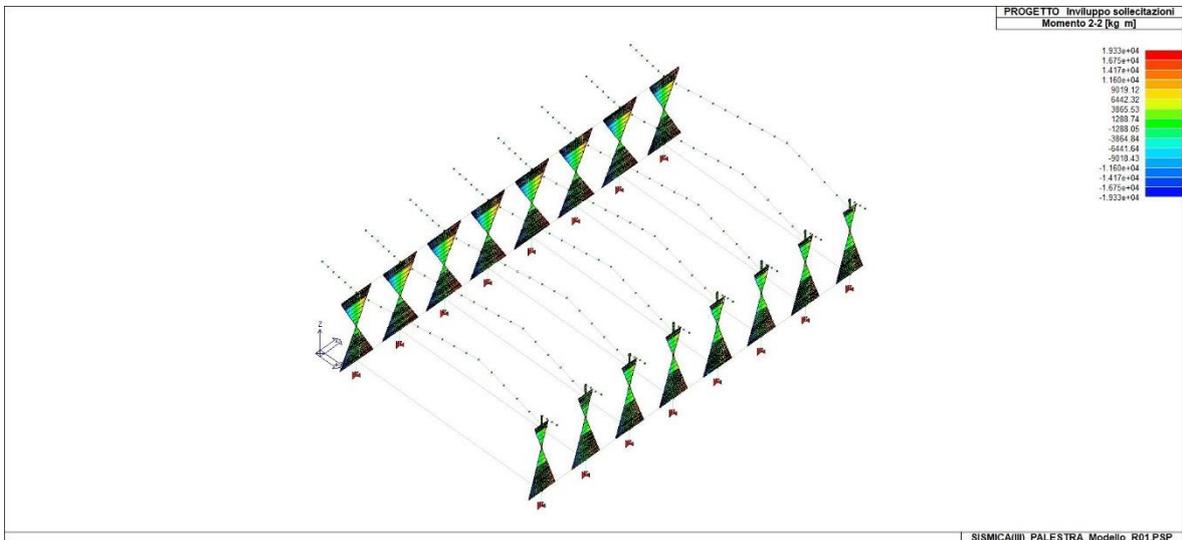
PALESTRA



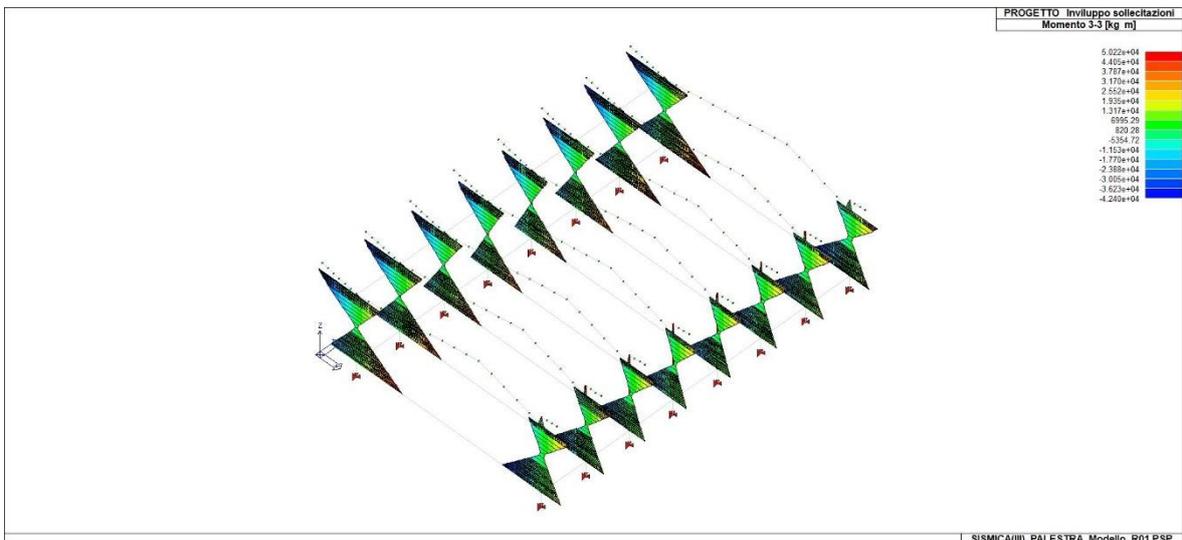
SLV - Inviluppo Taglio 2 pilastri per accelerazione pari al 100% di ag



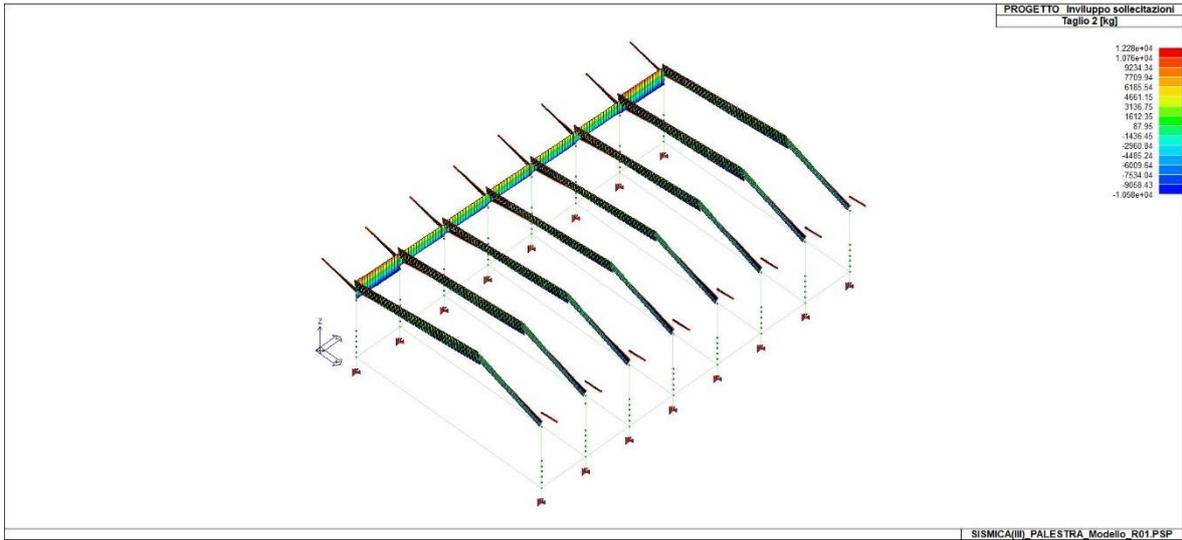
SLV - Involuppo Taglio 3 pilastri per accelerazione pari al 100% di a_g



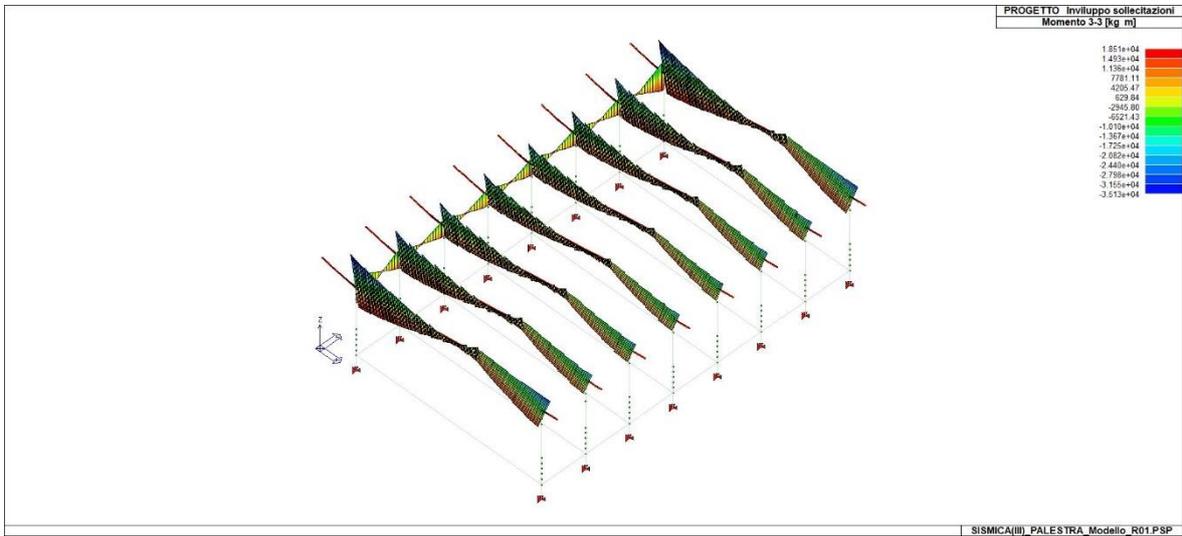
SLV - Involuppo Momento 2-2 pilastri per accelerazione pari al 100% di a_g



SLV - Involuppo Momento 3-3 pilastri per accelerazione pari al 100% di a_g

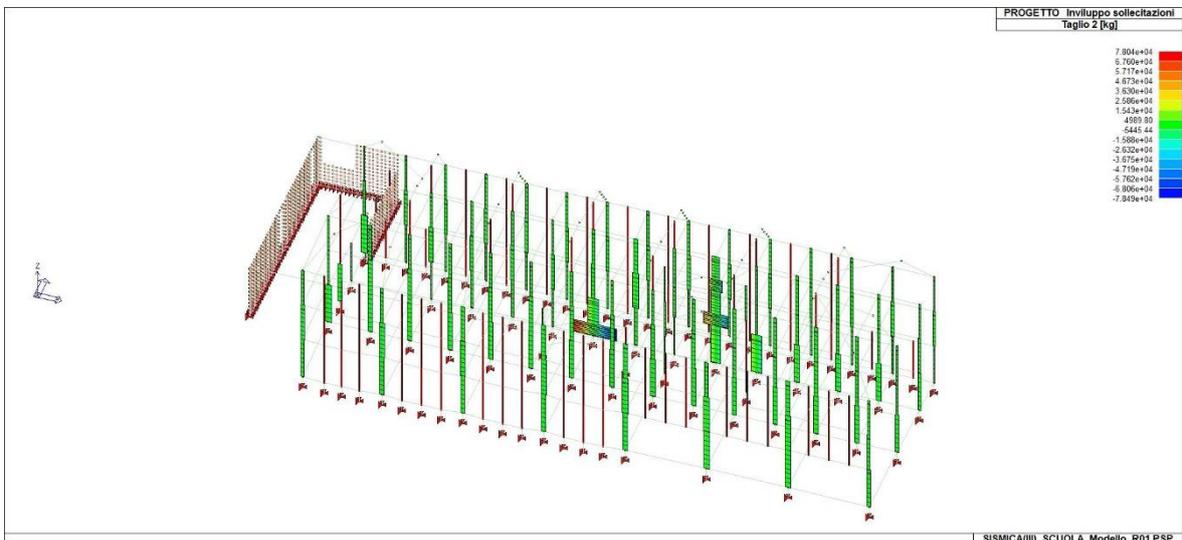


SLV - Involuppo Taglio 2 travi per accelerazione pari al 100% di a_g

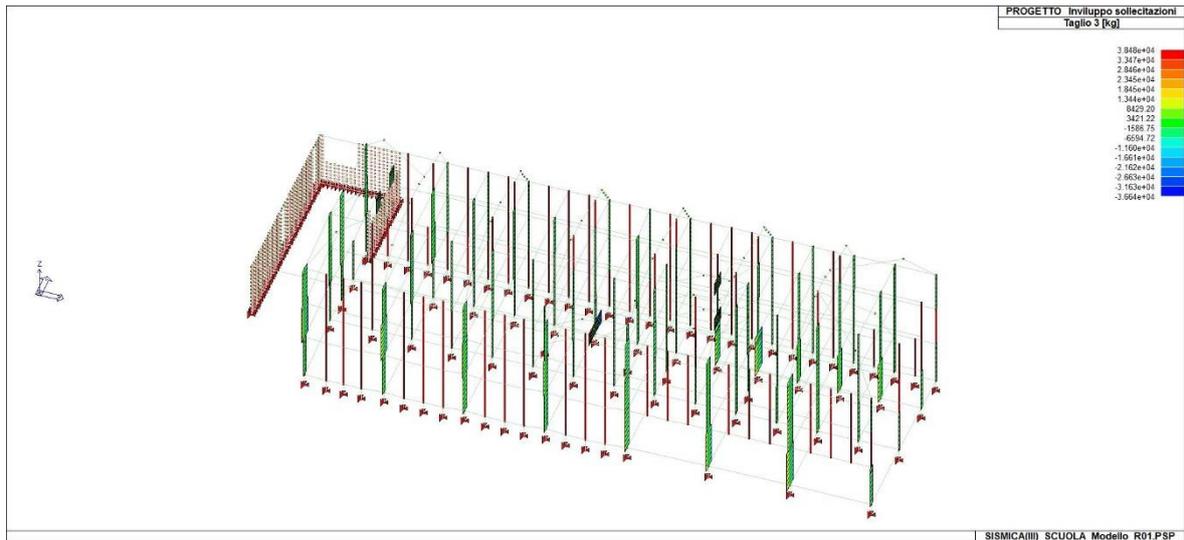


SLV - Involuppo Momento 3-3 travi per accelerazione pari al 100% di a_g

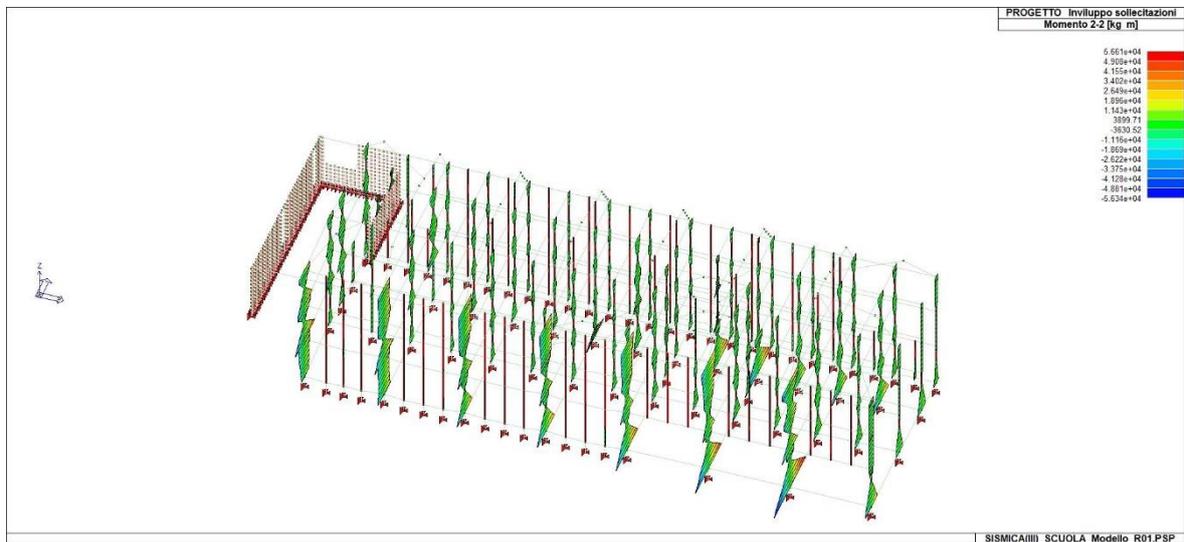
SCUOLA



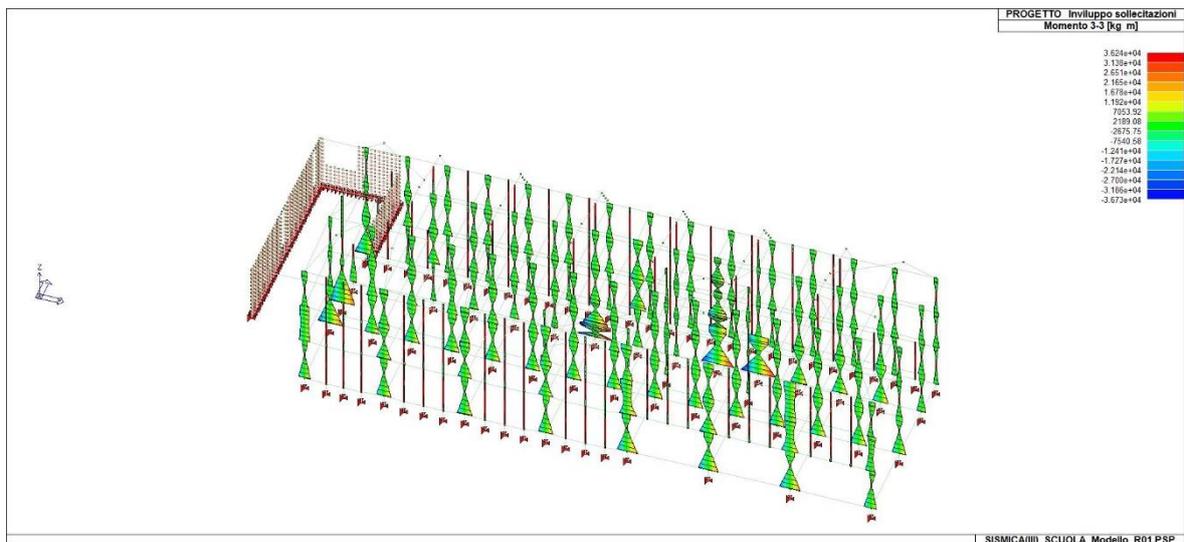
SLV - Involuppo Taglio 2 pilastri per accelerazione pari al 100% di a_g



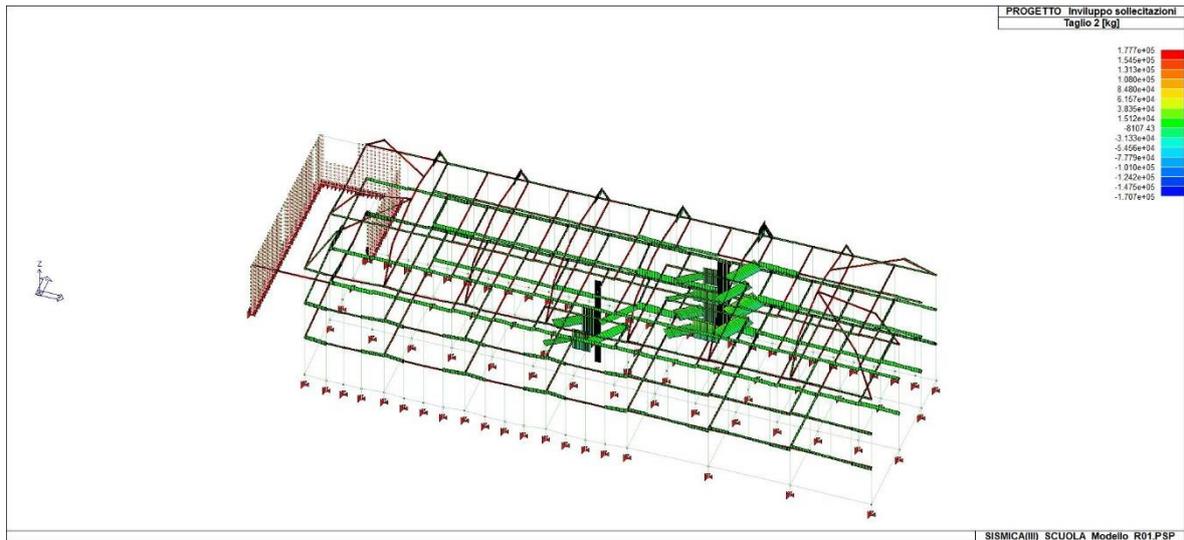
SLV - Involuppo Taglio 3 pilastri per accelerazione pari al 100% di ag



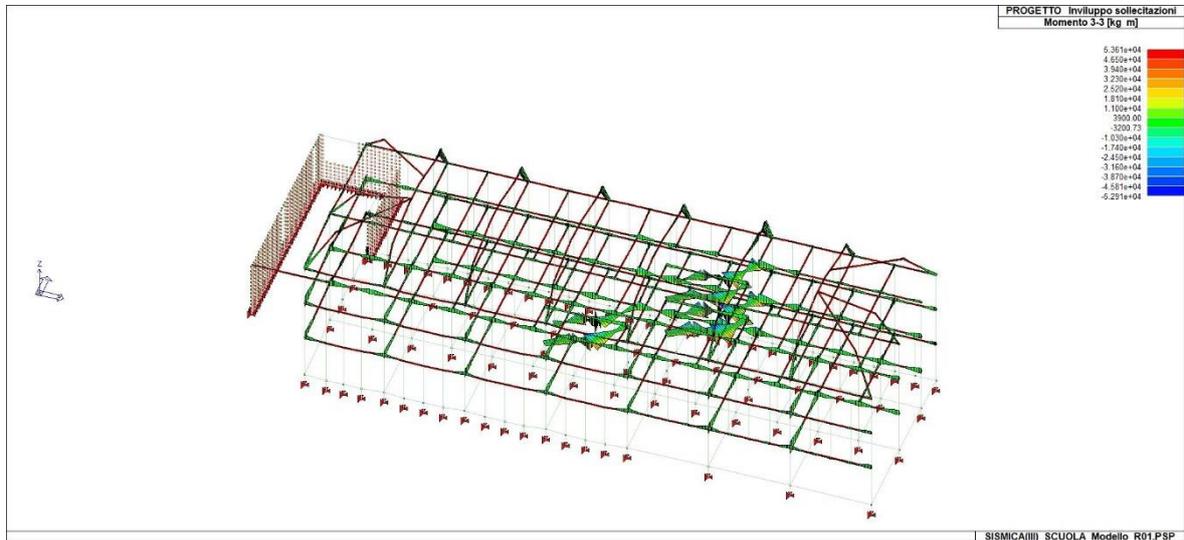
SLV - Involuppo Momento 2-2 pilastri per accelerazione pari al 100% di ag



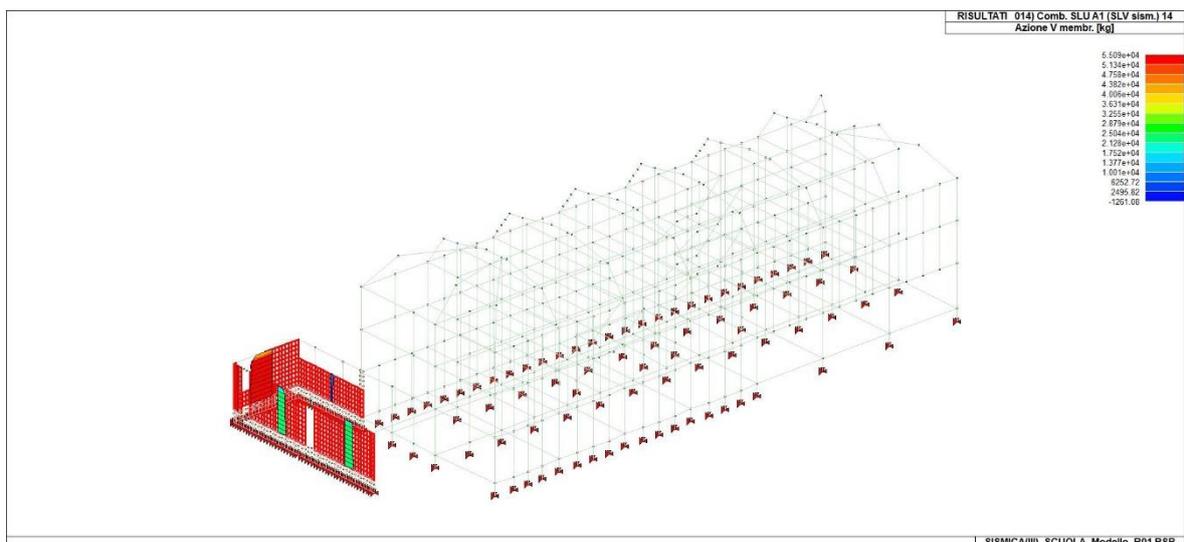
SLV - Involuppo Momento 3-3 pilastri per accelerazione pari al 100% di ag



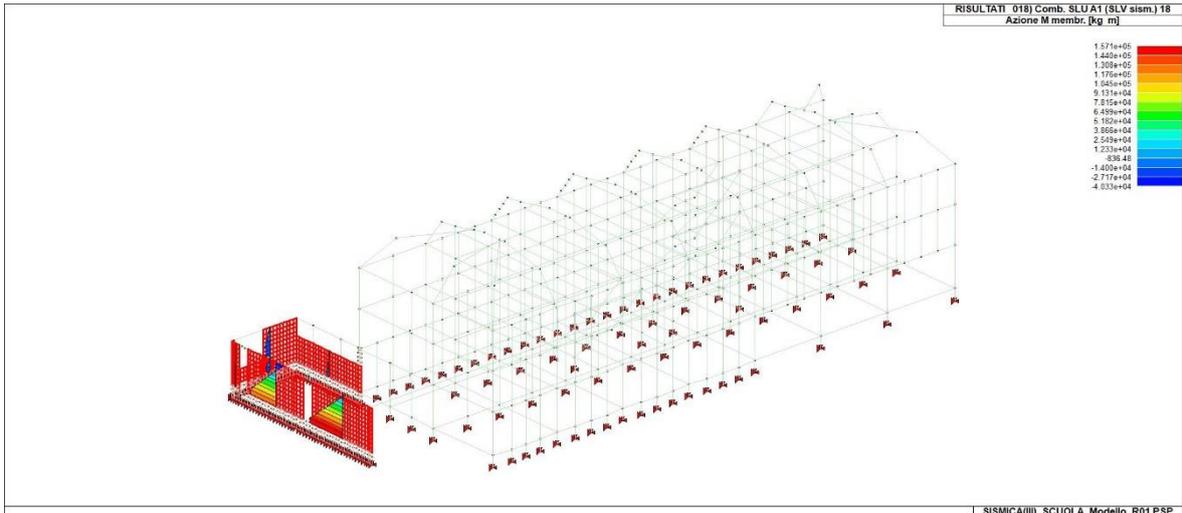
SLV - Involuppo Taglio 2 travi per accelerazione pari al 100% di a_g



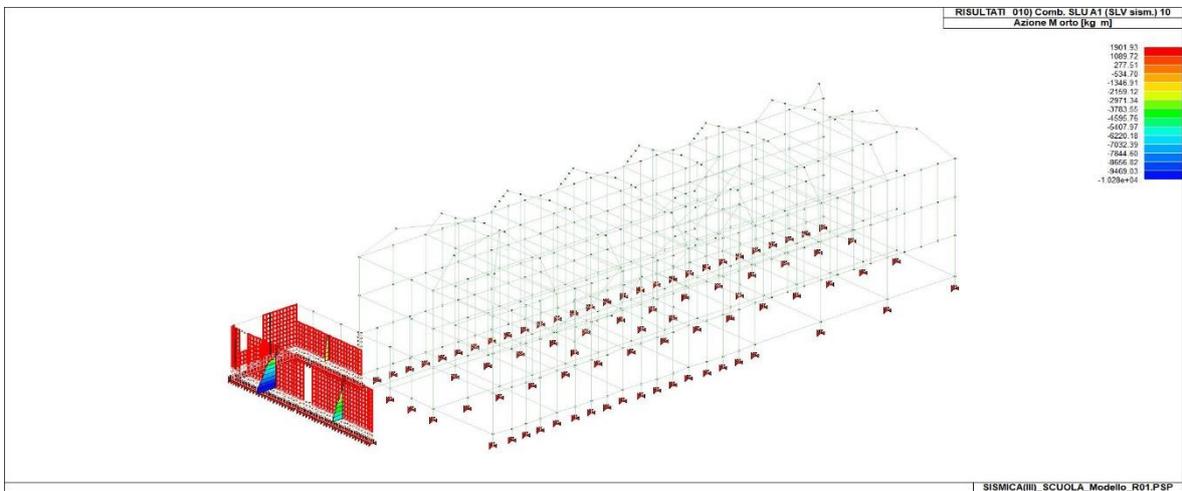
SLV - Involuppo Momento 3-3 travi per accelerazione pari al 100% di a_g



SLV - Involuppo V membranale pareti per accelerazione pari al 100% di a_g



SLV - Inviluppo M membranale pareti per accelerazione pari al 100% di a_g

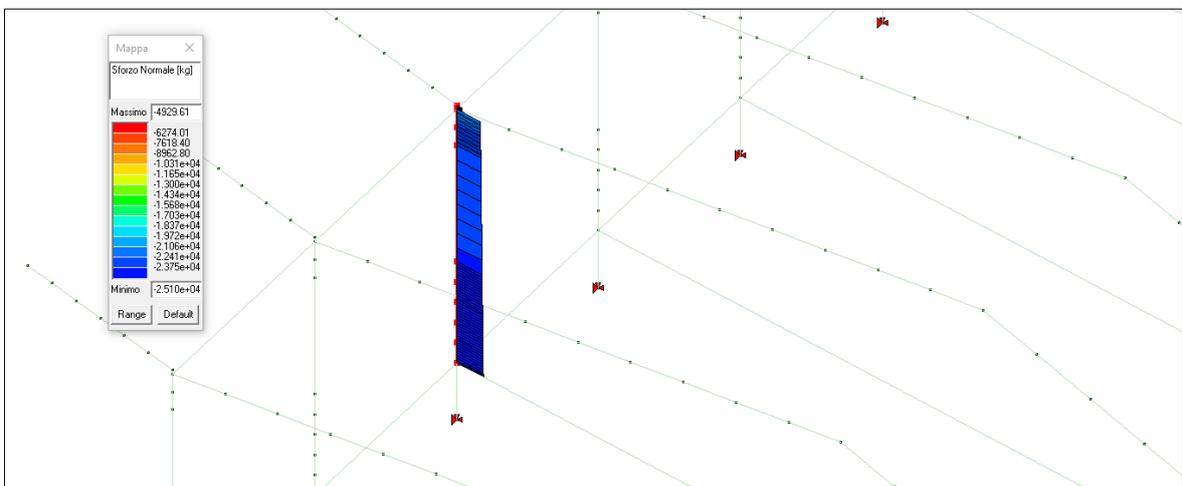


SLV - Inviluppo M ortogonale pareti per accelerazione pari al 100% di a_g

16.2 Validazione del modello

-(Art. 9, punto 11 del disciplinare di incarico)-

Si prenda a riferimento il pilastro PT.M della palestra, in combinazione fondamentale. Dal modello di calcolo si desume uno sforzo normale massimo di 25100 kg.



L'analisi dei carichi della copertura pone:

G1_k - permanenti strutturali	Peso
	[Kg/m ²]
P.P. SAP H18+5	250
Totale (G1_k)	250
G2_k - permanenti non strutturali	
Sottofondo di regolarizzazione - H _{medio} 10 cm	180
Impermeabilizzazione e lamiera di finitura	15
Intonaco intradosso solaio	30
Totale (G2_k)	225
Q_k - accidentali	
Neve	150

Considerando un'area di influenza di 19 m², si ottiene:

$$(250 \cdot 1.3 + 225 \cdot 1.5 + 150 \cdot 1.5) \cdot 24 = 16862 \text{ kg}$$

A cui si aggiunge il peso proprio del pilastro e delle travi convergenti:

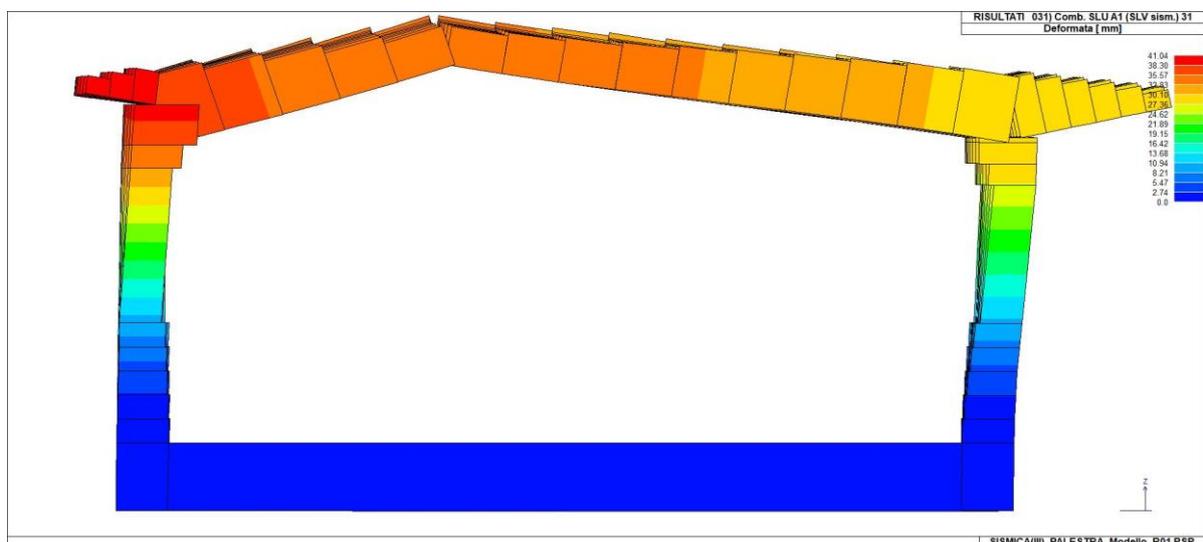
$$6.44 \cdot 0.3 \cdot 2500 \cdot 1.3 + 0.4 \cdot 0.5 \cdot 1.25 \cdot 2 \cdot 1.3 = 7904 \text{ kg}$$

In definitiva si ha:

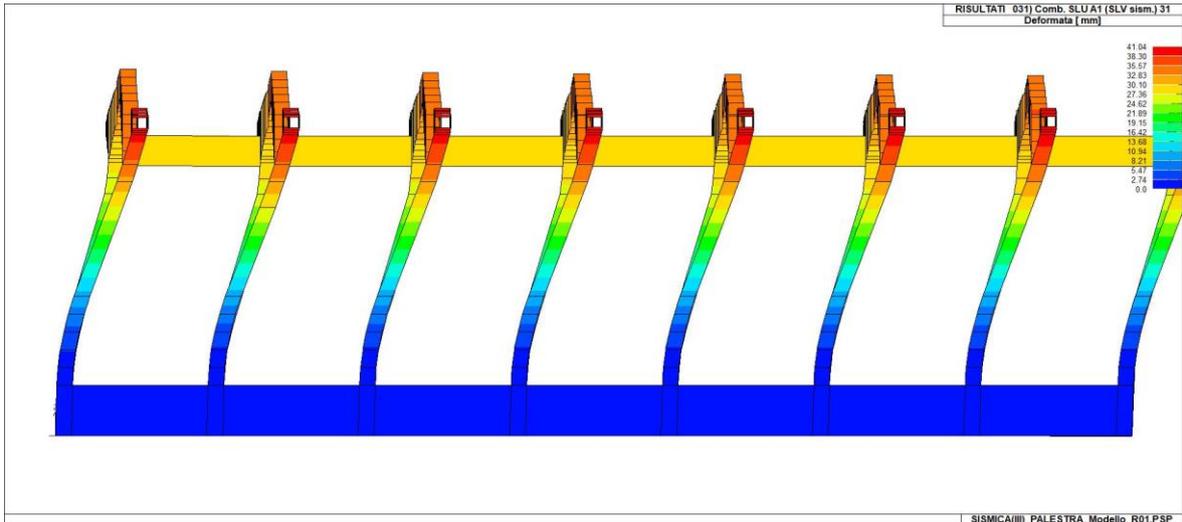
$$25100 - (16862 + 7904) = 334 \text{ kg } (\Delta 2\%) \text{ pienamente accettabile.}$$

16.3 Configurazioni deformate

PALESTRA



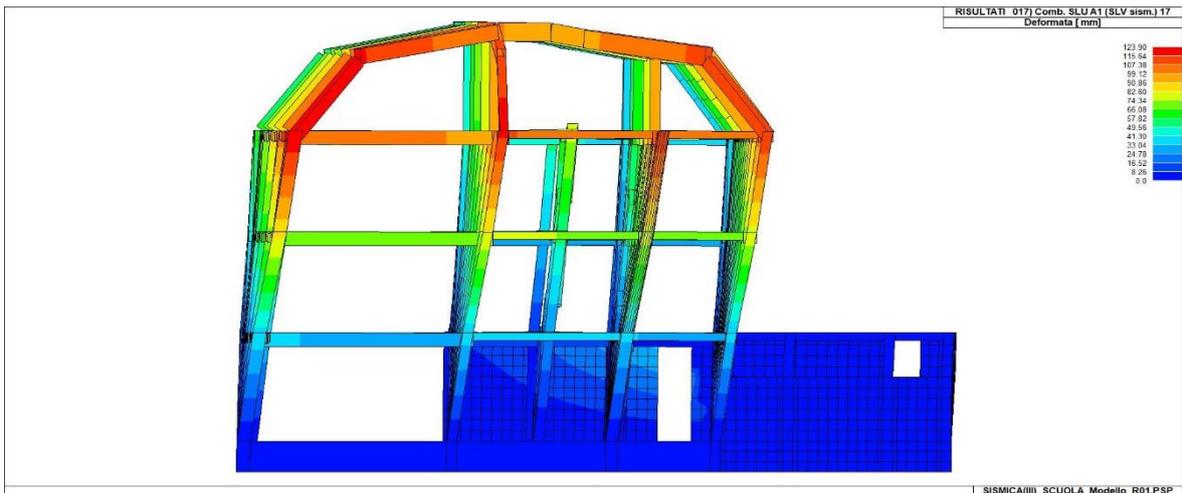
SLV - Massima deformata per accelerazione pari al 100% di *ag*



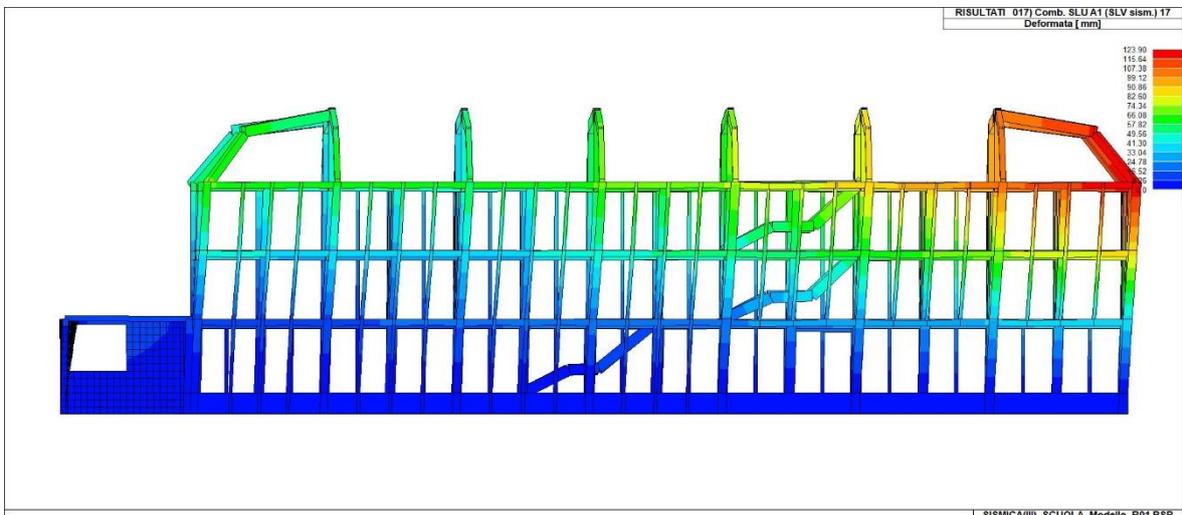
SLV - Massima deformata per accelerazione pari al 100% di ag

Il massimo spostamento si ha per la combinazione n. 31, con direzione dominante dell'azione sismica coincidente con quella longitudinale alla costruzione (ortogonale ai telai).

SCUOLA



SLV - Massima deformata per accelerazione pari al 100% di ag



SLV - Massima deformata per accelerazione pari al 100% di ag

Il massimo spostamento si ha per la combinazione n. 17, con direzione dominante dell'azione sismica coincidente con quella trasversale alla costruzione.

16.4 Verifiche di resistenza (RES-SLV)

Con riferimento alla componente strutturale in conglomerato cementizio armato, senz'altro dominante nella valutazione del livello di sicurezza della costruzione, le verifiche con analisi dinamica lineare e spettro di risposta abbattuto del fattore di comportamento prevede verifiche di resistenza analoghe a quelle per gli edifici nuovi. Si specifica che avendo considerato la costruzione sostanzialmente non duttile, non si è tenuto in conto del decadimento del taglio resistente in condizioni cicliche di cui al C8.7.2.3.5 della Circolare n.7/2019. In accordo con il C8.7.2.2.1 della Circolare n.7/2019, la domanda sugli elementi/meccanismi "duttili" si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto con il fattore di comportamento attribuito alla struttura. La domanda sugli elementi/meccanismi "fragili" si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto con il fattore di comportamento $q = 1.5$, comunque non superiore a quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili mediante concetti di GR.

	Modello lineare con fattore q (=1.5-3) e verifiche q=1 ND		Modello lineare con spettro elastico (q=1) accettazione		Modello lineare con spettro elastico (q=1) VERIFICHE se il Modello Lineare è accettato.		Modello non lineare (pushover)	
	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
duttili	Momento e sforzo normale che derivano dall'analisi. Valori medi assegnati nella tabella dei materiali.	Resistenza (verifica N/M). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC, NO gammaM.	Momento e sforzo normale che derivano dall'analisi. Valori medi assegnati nella tabella dei materiali.	Resistenza (rapporto rho acc.). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali NO FC NO gammaM	Rotazione rispetto alla corda che deriva dall'analisi. Valori medi assegnati nella tabella dei materiali. Per i materiali aggiunti valori caratteristici	Deformazione. Verifica duttili (rot corda). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC, NO gammaM. Per i materiali aggiunti valori caratteristici Camicie discontinue calcolate come confinate/camicie continue confinamento utente.	Rotazione rispetto alla corda che deriva dall'analisi con i valori medi. Per la determinazione dei momenti plastici vengono usati i valori medi (NO FC NO gammaM)	Deformazione. Verifica duttili (rot corda). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC, NO gammaM
fragili	Taglio che deriva dall'analisi (\leq del taglio ottenuto con la gerarchia delle resistenze). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali.	Resistenza (verifica nodi, verifica V/T lato cls e lato acciaio). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC e gammaM	Taglio che deriva dall'analisi. Valori medi assegnati nella tabella dei materiali.	Resistenza (verifica fragili taglio acc). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC NO FC NO gammaM	Taglio che deriva dall'analisi (se rho<1). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali. Taglio che deriva dall'equilibrio con la resistenza degli elementi duttili (se rho>1). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali moltiplicati per FC.	Resistenza (verifica fragili taglio e verifica nodi). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC e gammaM. Per i materiali aggiunti valori caratteristici/gammaM	Taglio che deriva dall'analisi. Valori medi assegnati nella tabella dei materiali. NO FC NO gammaM	Resistenza (verifica fragili taglio e verifica nodi). Valori medi assegnati nella tabella dei materiali divisi per FC e gammaM

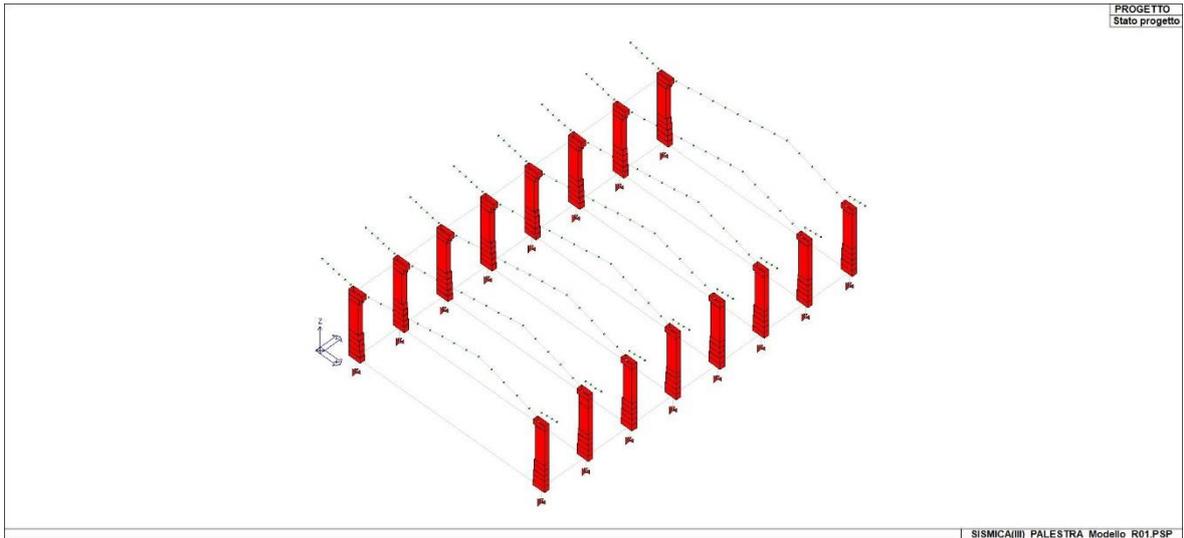
NOTA (3) PER L'INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI:

La rappresentazione dello stato di progetto permette la valutazione complessiva dello stato di verifica dalla struttura mediante colorazione, nel seguente modo:

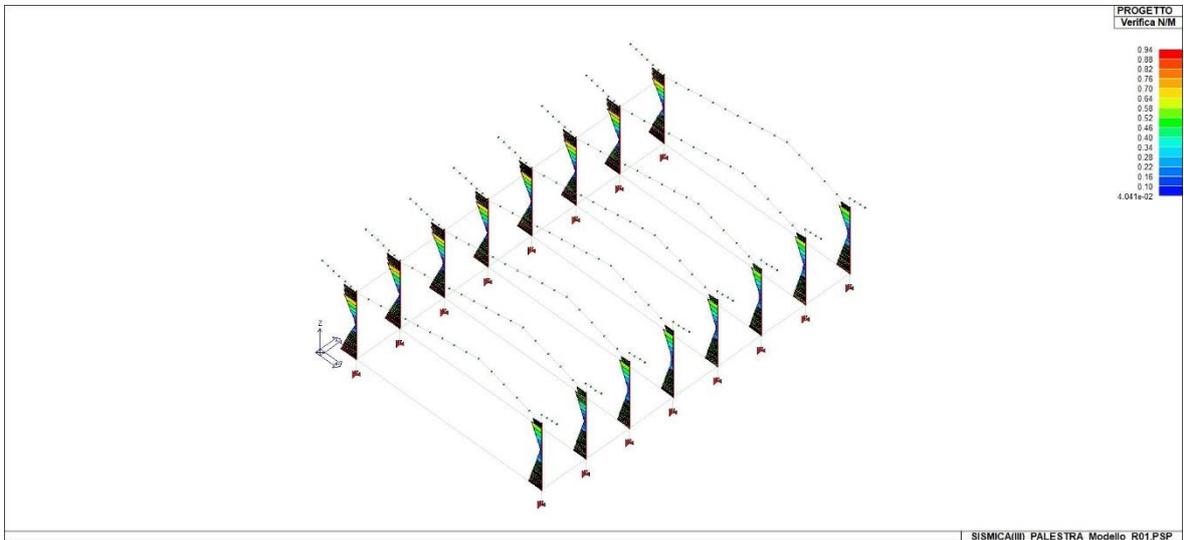
- colore giallo elementi non progettati;
- colore ciano elementi progettati e verificati;
- colore rosso elementi progettati e non verificati.

PALESTRA

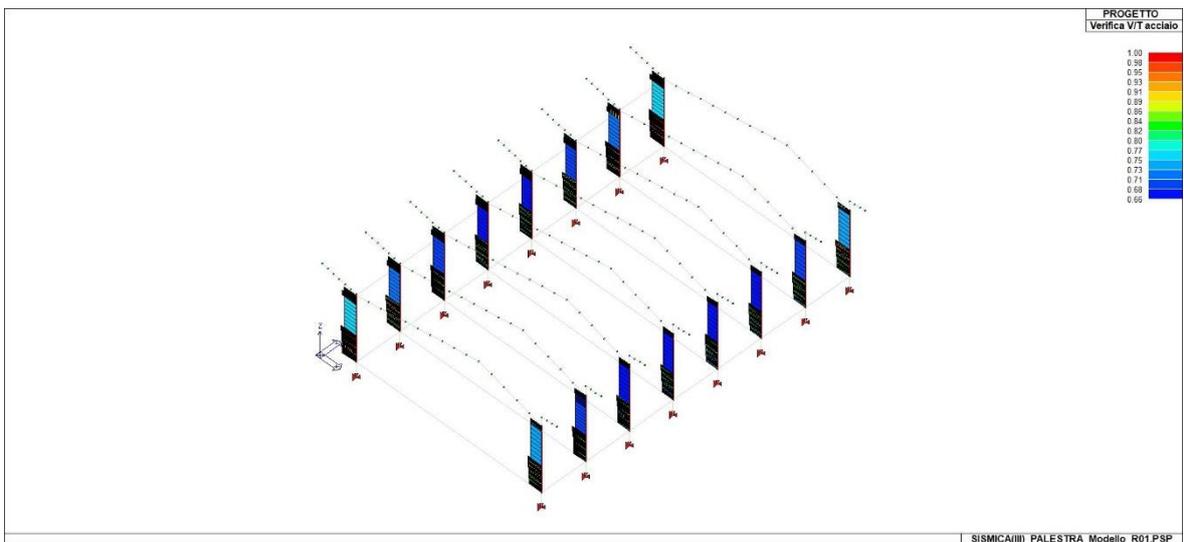
Come detto, è stata tentata una scansione per passi di ag , al fine di quantificare l'aliquota dell'accelerazione attesa sostenibile dalle strutture. Si evidenzia in particolare che con un valore di ag pari al 42% di quello atteso, le verifiche di sicurezza per taglio lato acciaio dei pilastri in c.c.a. risultano soddisfatte con coefficiente di sicurezza prossimo all'unità, mentre godono di maggiori margini le verifiche a flessione. Per ciò che concerne le travi, tutte le verifiche sono soddisfatte per un livello di azione sismica pari al 61% di quello atteso per lo stato limite in esame. Nel seguito, sembra opportuno trattare le varie verifiche effettuate in maniera separata per i pilastri e per le travi.



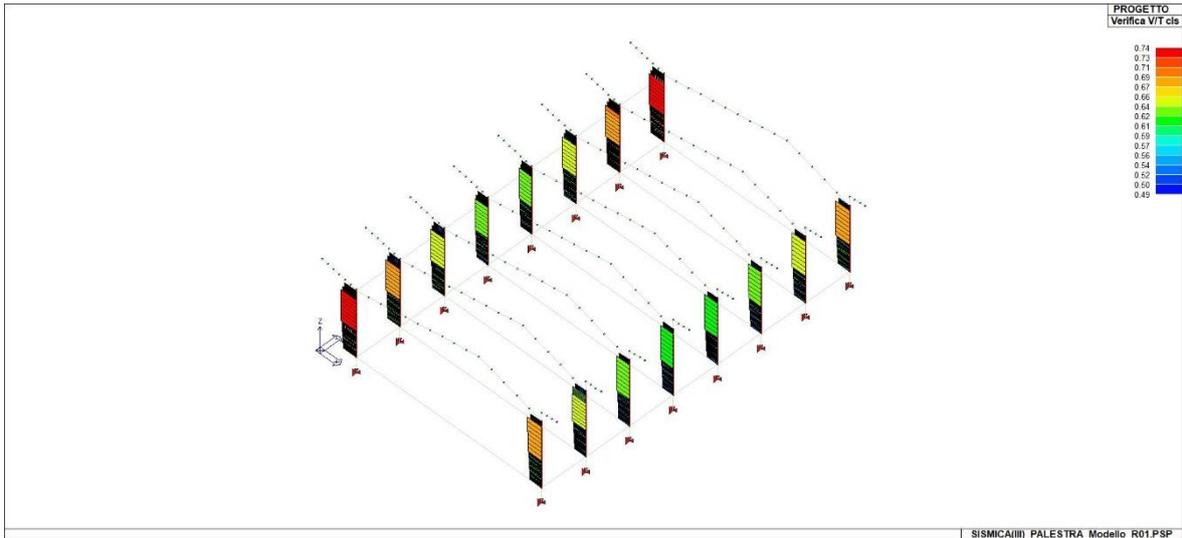
SLV - Verifica dei pilastri per accelerazione pari al 100% di a_g



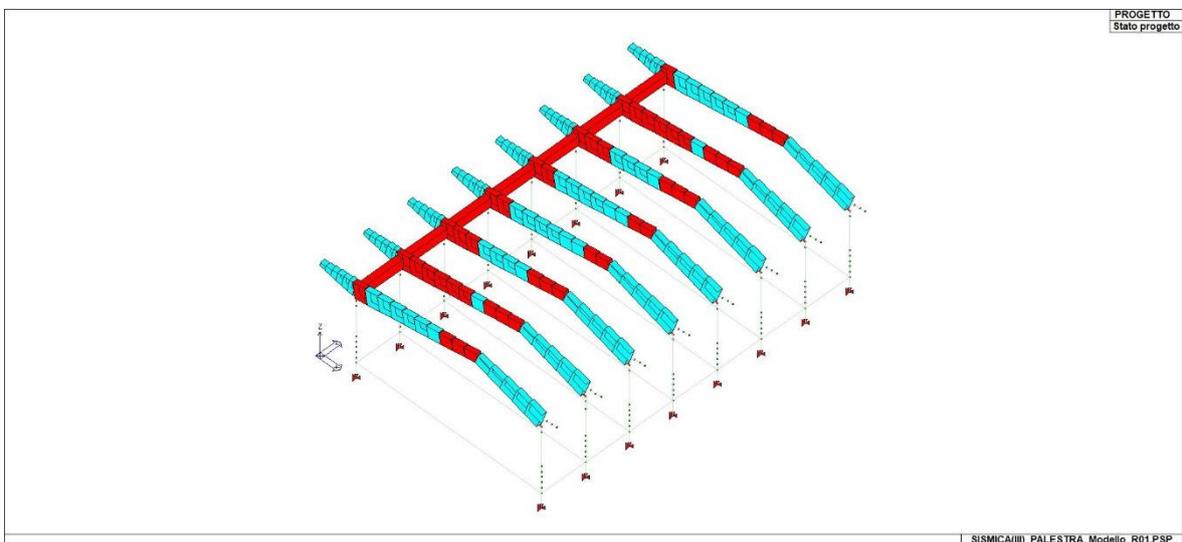
SLV - Indice di sicurezza N/M dei pilastri per accelerazione pari al 42% di a_g



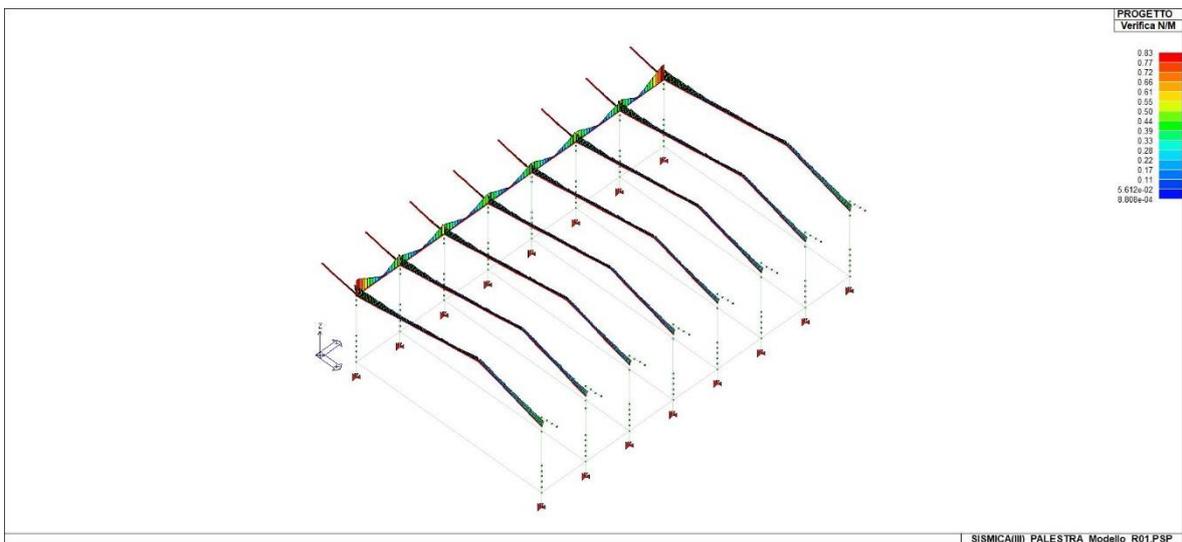
SLV - Indice di sicurezza sicurezza taglio/trazione dei pilastri per accelerazione pari al 42% di a_g



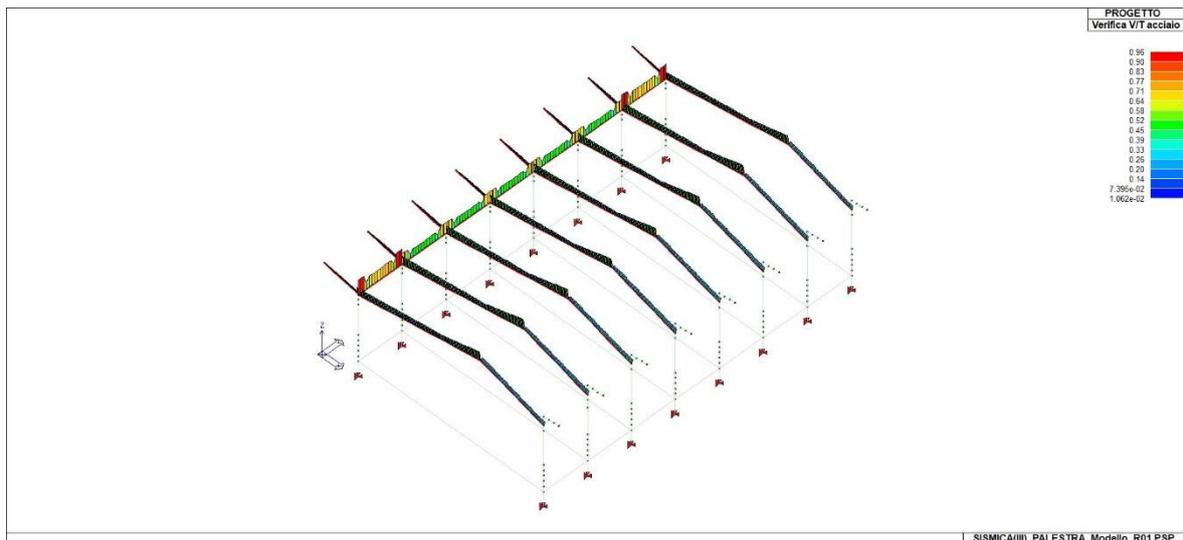
SLV - Indice di sicurezza sicurezza taglio/compressione dei pilastri per accelerazione pari al 42% di a_g



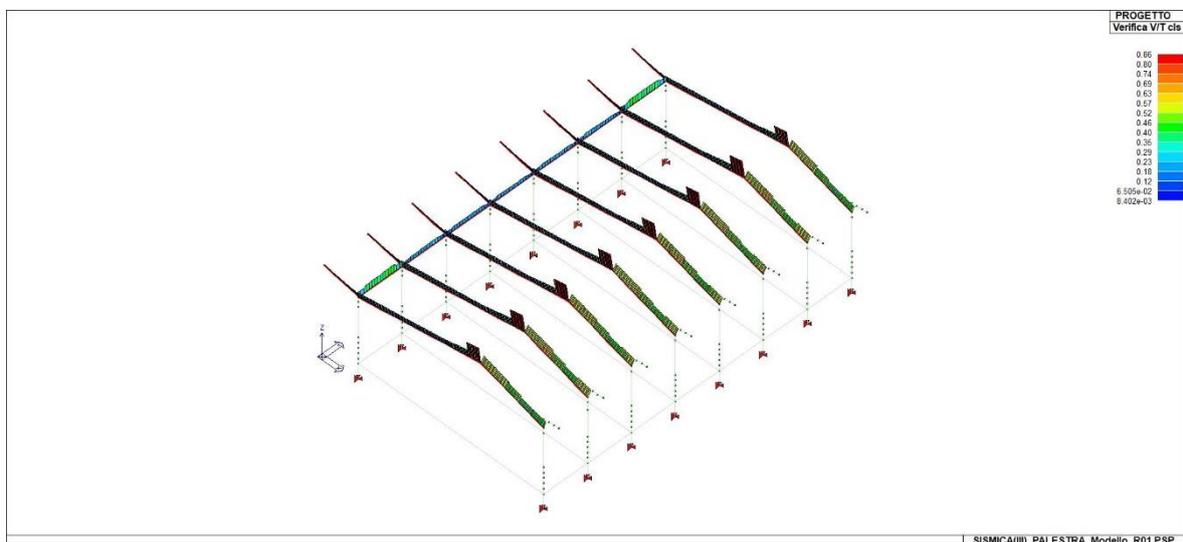
SLV - Verifica delle travi per accelerazione pari al 100% di a_g



SLV - Indice di sicurezza M/N delle travi per accelerazione pari al 61% di a_g



SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione delle travi per accelerazione pari al 61% di a_g

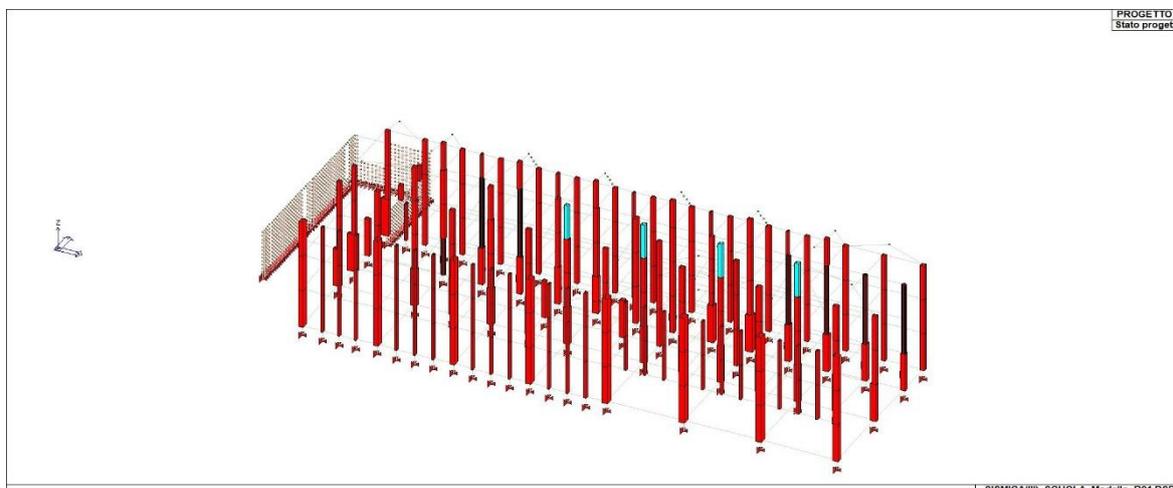


SLV - Indice di sicurezza taglio/compressione delle travi per accelerazione pari al 61% di a_g

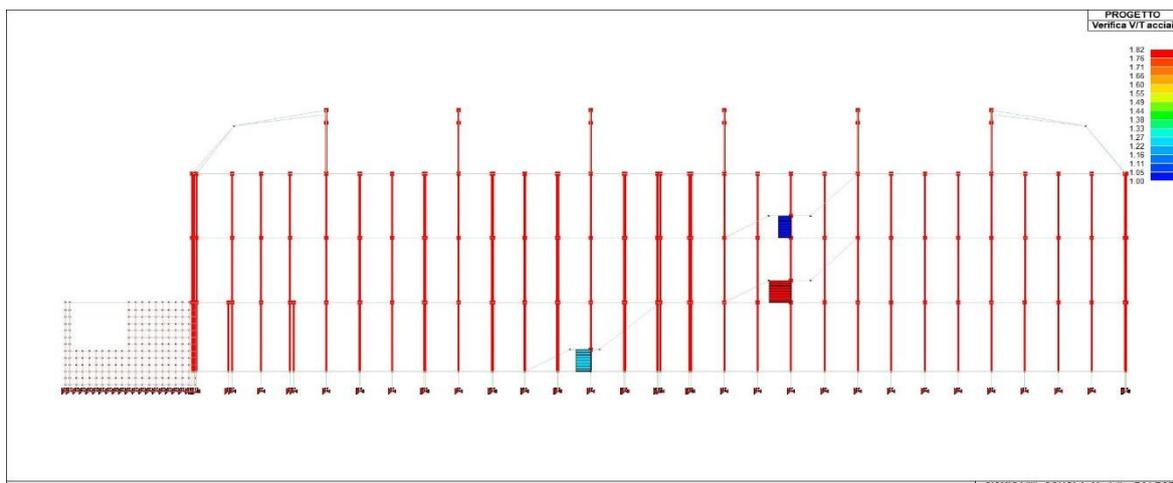
SCUOLA

Dalle successive immagini si evince che con un livello di azione estremamente basso, i pilastri tozzi (PT.22, P1.25 e P2.25) presenti in corrispondenza dei tre vani scala interni non risultano verificati per taglio lato acciaio. Si decide conseguentemente di declassare i sotto evidenziati pilastri tozzi in elementi secondari, deputati al sostegno dei soli carichi verticali. Questo passaggio si rende necessario al fine di quantificare un livello di sicurezza, ancorchè minimo, per la costruzione in esame, viceversa fortemente influenzato dalla crisi prematura dei suddetti elementi. Sulla base di tale ipotesi di comportamento le verifiche di sicurezza dei pilastri sono interamente soddisfatte per un livello di azione sismica pari a 0.13 a_g . Per un valore di 0.17 a_g la crisi per presso flessione investe tre pilastri primari della costruzione. La protezione sismica dei pilastri nei confronti del taglio è garantita, fatto salvo quanto assunto per i pilastri tozzi in corrispondenza dei vani scala, fino ad un valore di 0.27 a_g . Per un valore di 0.28 a_g la crisi per taglio lato acciaio interessa un solo pilastro primario della costruzione. Il livello di sicurezza sismica dei pilastri è quindi governato dal meccanismo di pressoflessione. Per ciò che concerne le travi, la sola componente dei carichi verticali

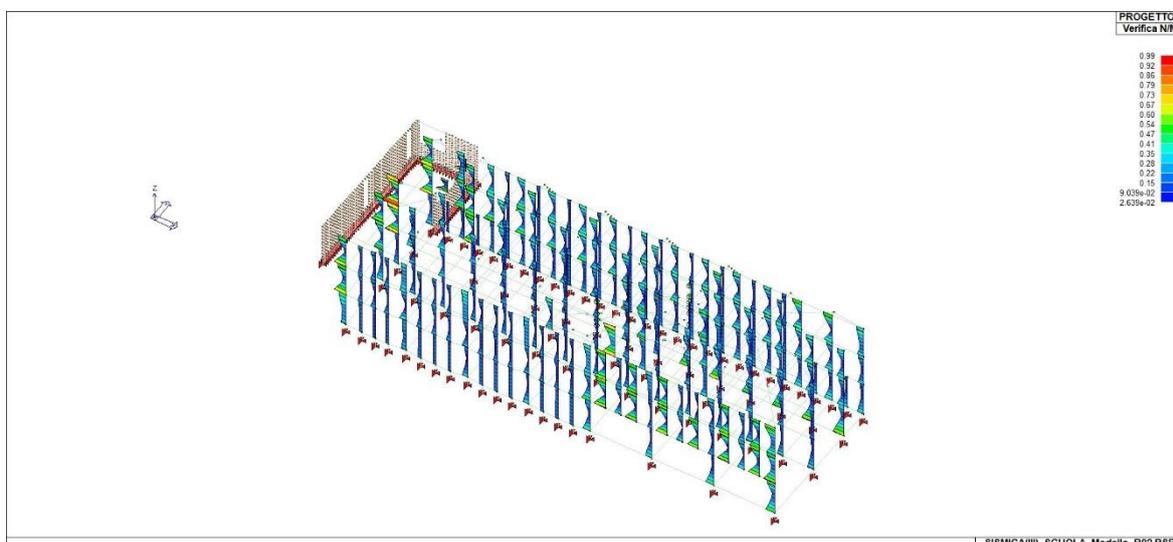
della combinazione sismica (G1 e G2 fattorizzati con coefficienti unitari) è sufficiente per determinarne la crisi localizzata di alcune di esse. In particolare si veda che per un valore di 0.05 ag sedici travi non risultano verificate per taglio lato acciaio.



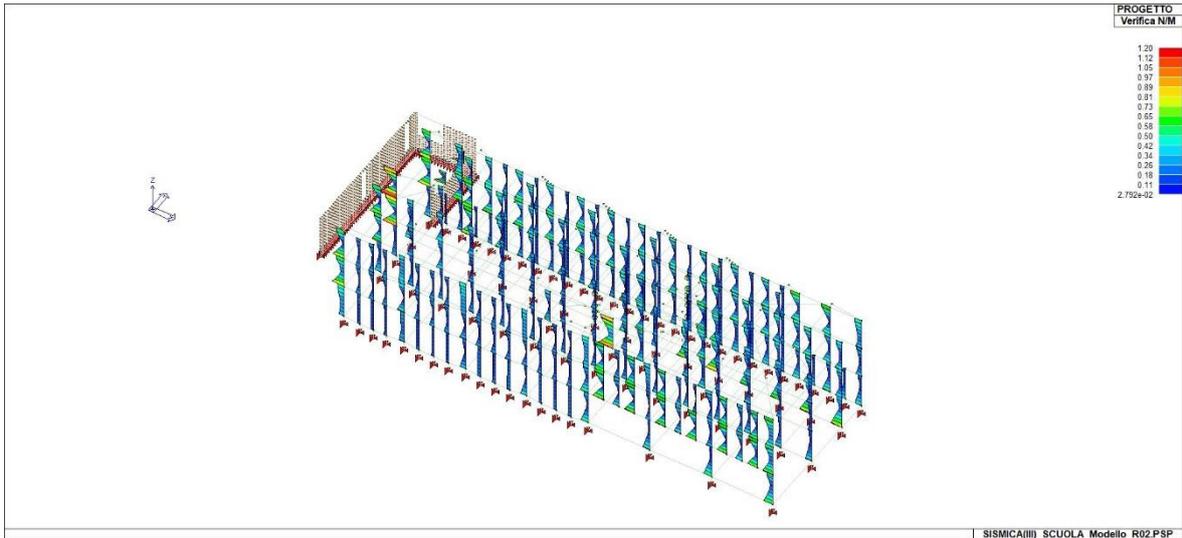
SLV - Verifica dei pilastri per accelerazione pari al 100% di ag



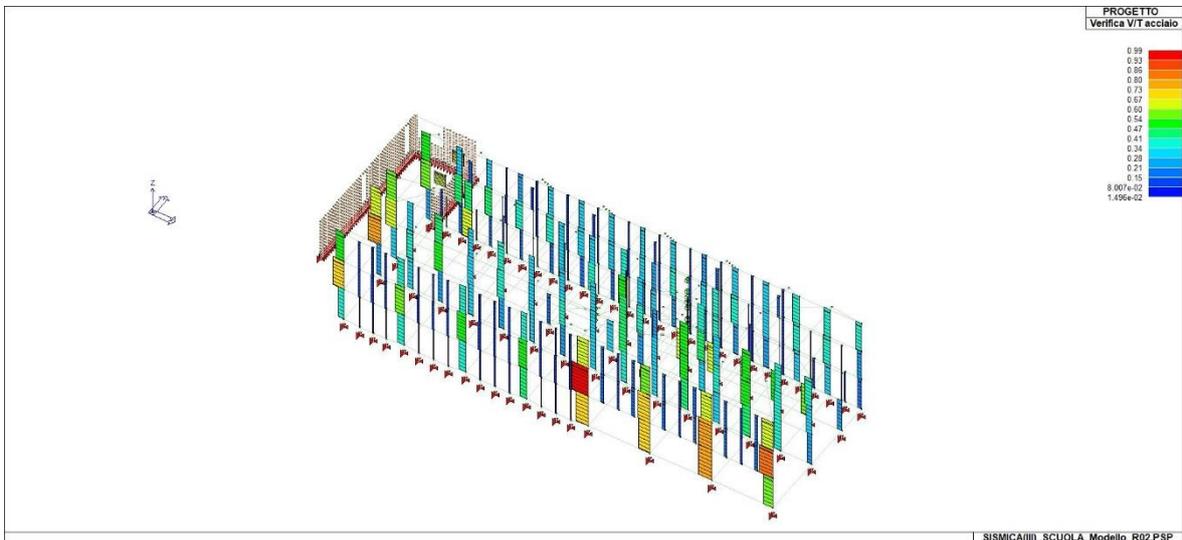
SLV - Crisi dei pilastri tozzi per taglio/trazione per accelerazione pari al 5% di ag



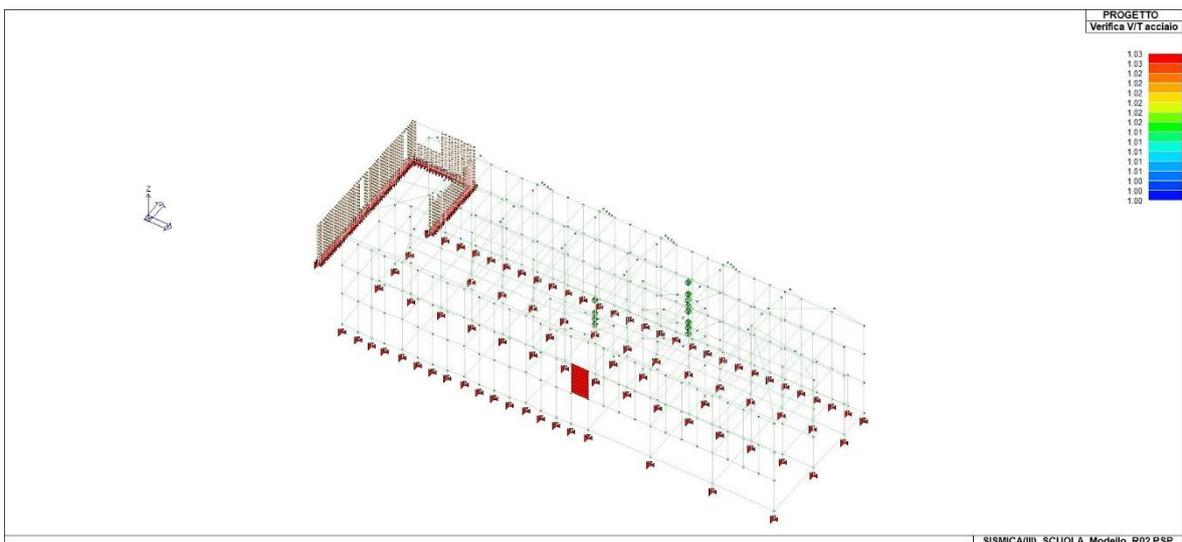
SLV - Indice di sicurezza M/N dei pilastri per accelerazione pari al 13% di ag



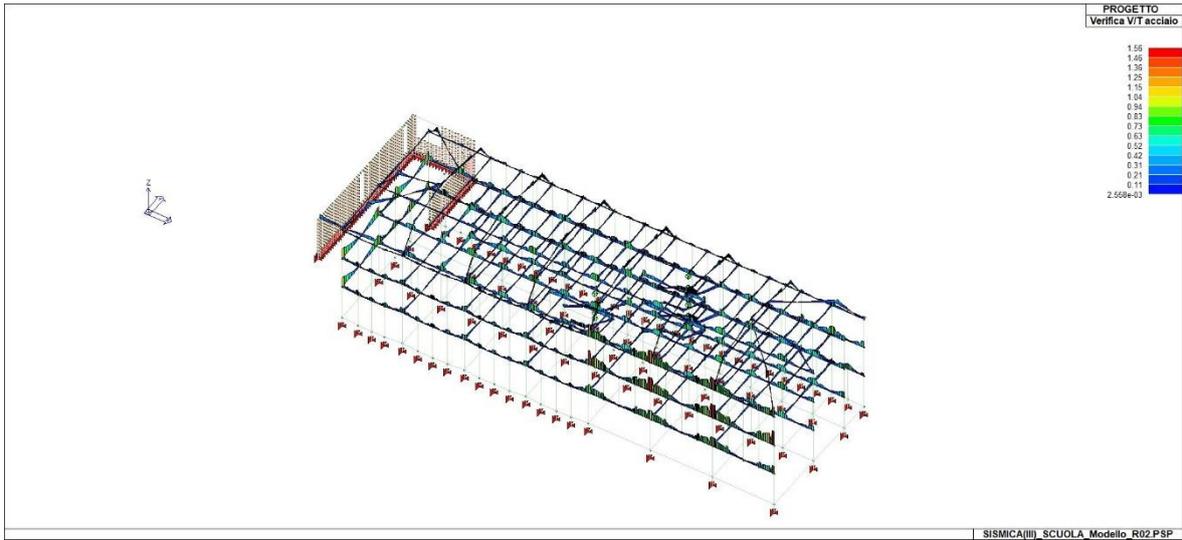
SLV - Indice di sicurezza M/N dei pilastri per accelerazione pari al 17% di a_g



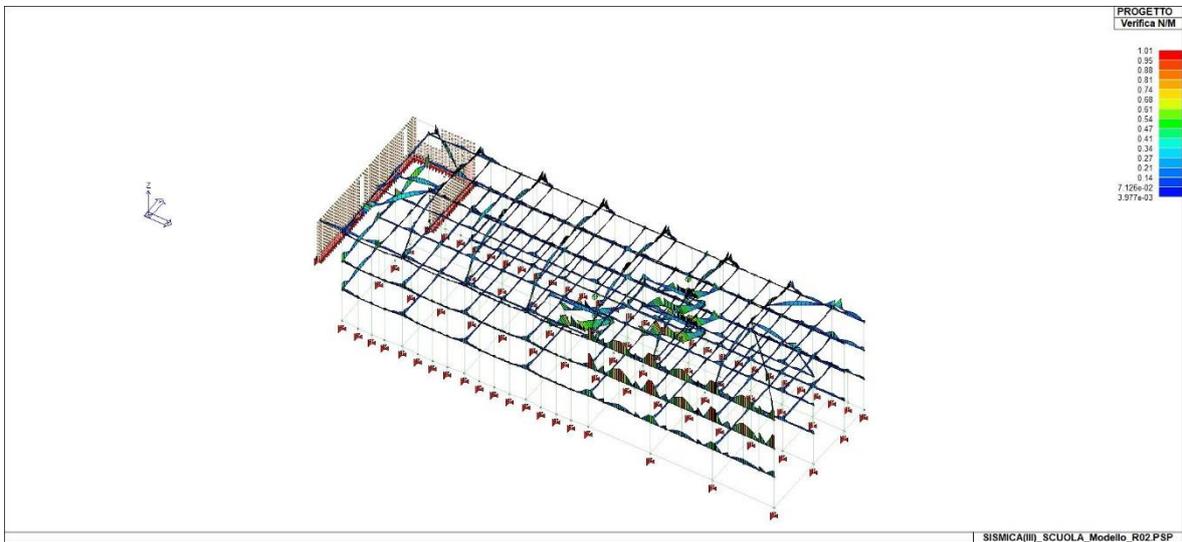
SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione dei pilastri per accelerazione pari al 27% di a_g



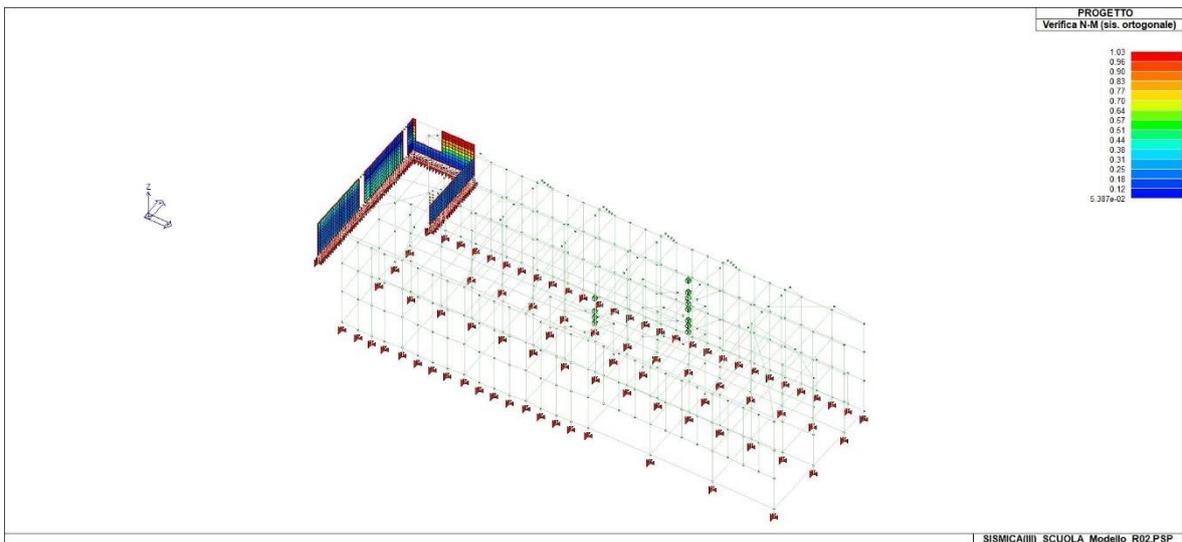
SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione dei pilastri per accelerazione pari al 30% di a_g



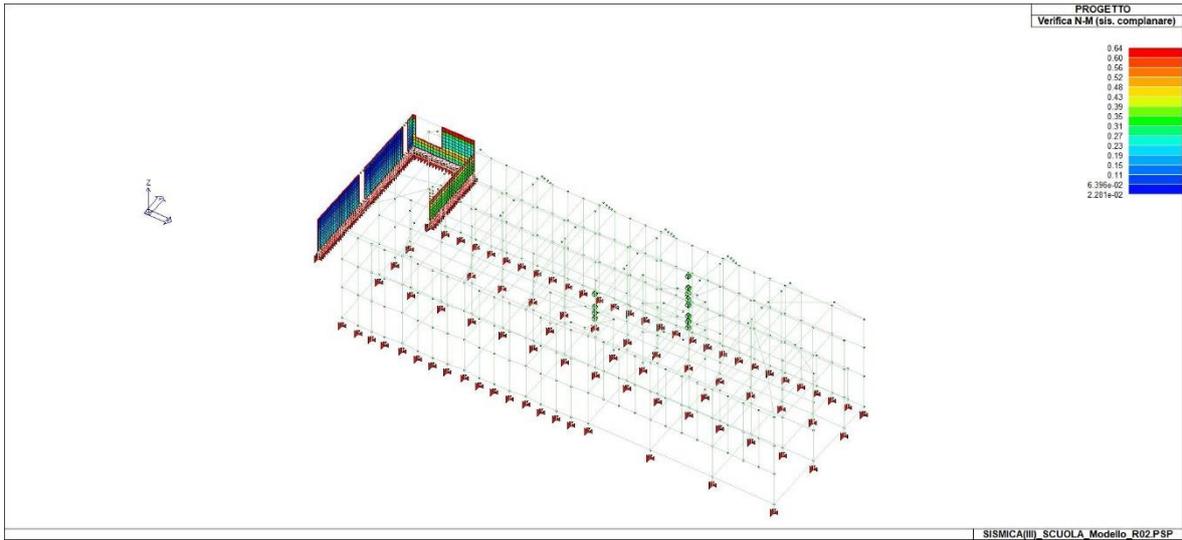
SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione delle travi per accelerazione pari al 5% di a_g



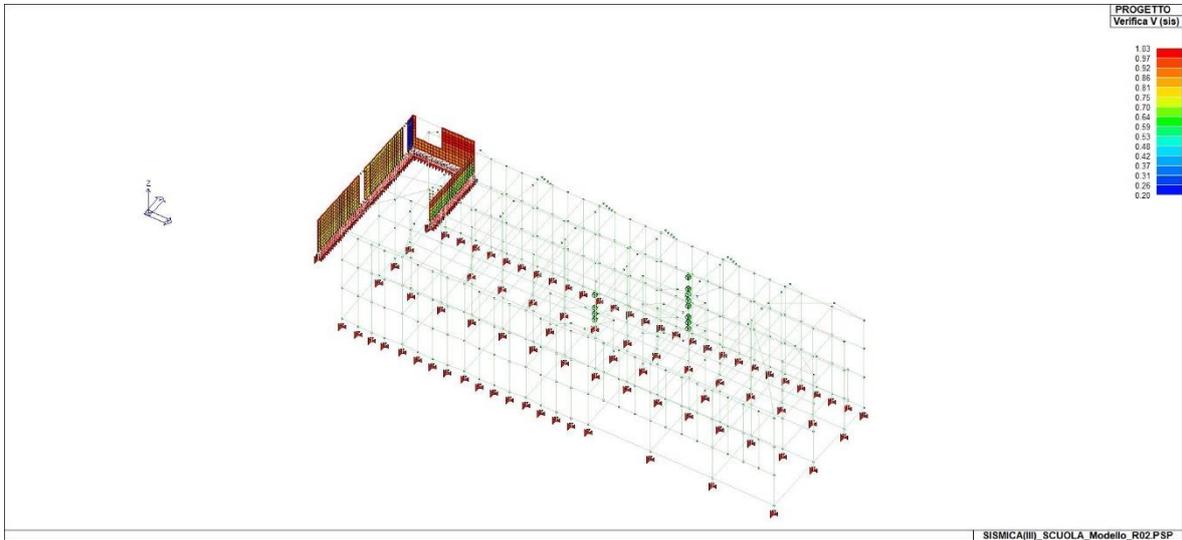
SLV - Indice di sicurezza M/N delle travi per accelerazione pari al 5% di a_g



SLV - Indice di sicurezza M ortogonale pareti per accelerazione pari al 7% di a_g



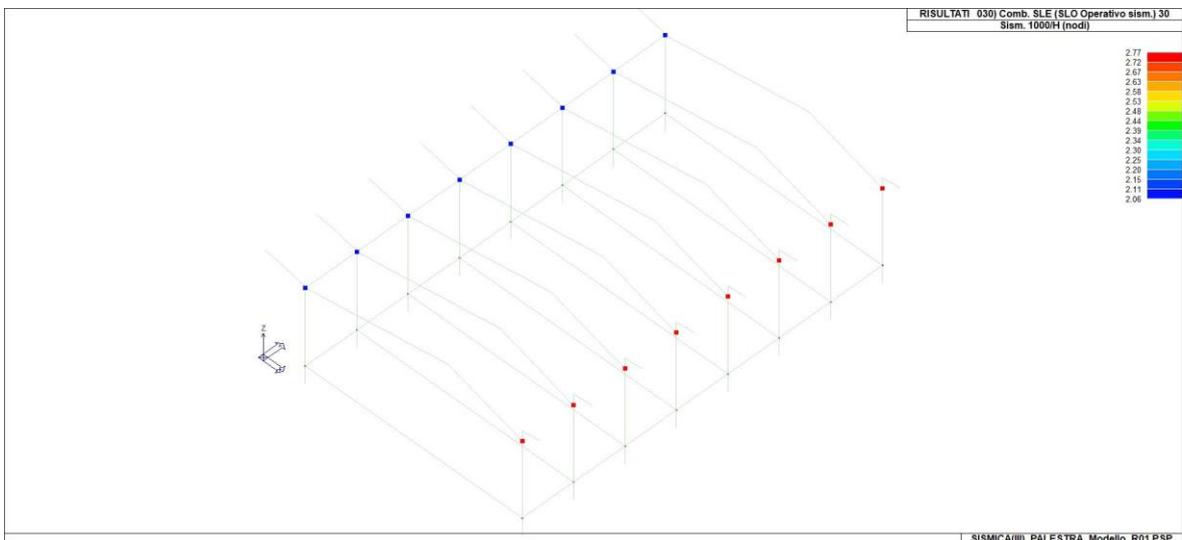
SLV - Indice di sicurezza M membranale pareti per accelerazione pari al 7% di a_g



SLV - Indice di sicurezza V membranale pareti per accelerazione pari al 21% di a_g

16.5 Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)

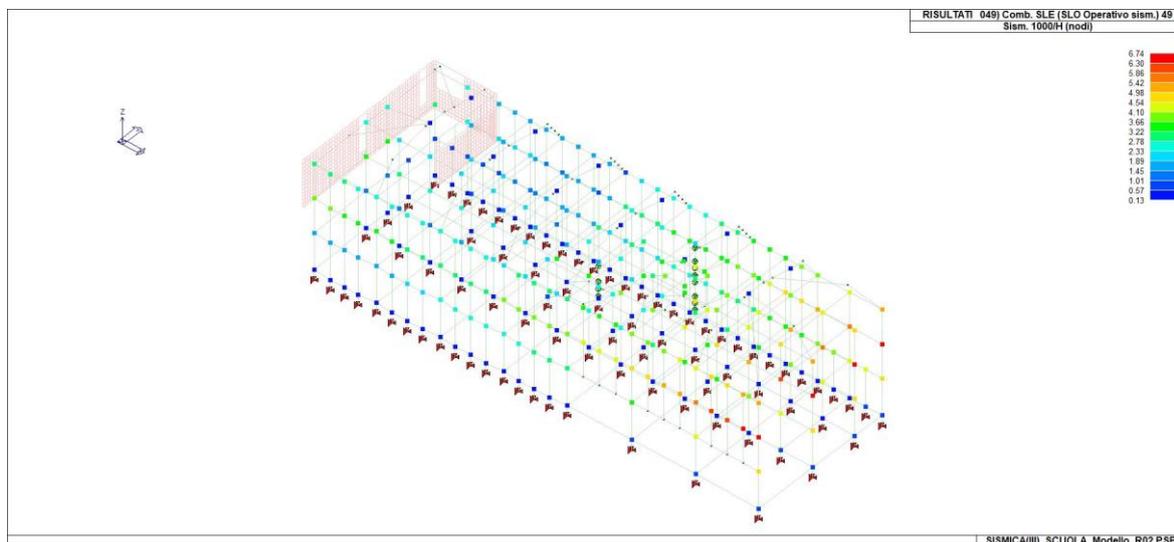
PALESTRA



SLO - Drift di piano 1000/H

Le verifiche di contenimento del danno in relazione alla rigidezza della struttura sono quindi soddisfatte, in quanto il massimo drift ottenuto è inferiore ai 2/3 del limite stabilito dal §7.3.6.1 delle NTC/2018 per tamponature fragili.

SCUOLA



SLO - Drift di piano 1000/H

La verifica non è soddisfatta poiché a fronte di un limite del 3.33‰ si ha un drift di piano massimo pari a 6.74‰.

16.6 Verifiche di stabilità (STA)

Di particolare riguardo risultano i possibili meccanismi di danno che possono interessare gli elementi non strutturali, in accordo con il §7.3.6.2 delle NTC/2018. Il meccanismo consiste nel verificare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della F_a , valutata in accordo con il §7.2.3 delle NTC/2018:

$$F_a = (W_a \cdot S_a) / q_a$$

Dove W_a è il peso del pannello, q_a è il fattore di comportamento e S_a è l'accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma per lo stato limite in esame (SLV), calcolata con la relazione semplificata proposta dal C7.2.3 delle NTC/2018, considerando come direzione di riferimento la X, lungo la quale il periodo di vibrazione fondamentale vale 0.57 s:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{Z}{H} \right] \cdot \left[\frac{ap}{1+(ap-1) \cdot \left(1 - \frac{ta}{b \cdot t_1}\right)^2} \right] \quad \text{per } a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1$$

Dove:

$\alpha = 0.282$

rapporto ag/g per SLV

$S = 1.6$

coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo (E) e topografica

$Z = 10 \text{ m}$

quota del baricentro dei pannelli più alti misurata dal piano di fondazione

$H = 15 \text{ m}$

altezza della costruzione misurata dal piano di fondazione

$q_a = 2$ fattore di struttura dell'elemento

$a_p = 2.5$

$b = 1$

Avendo determinato T_a con la seguente formula:

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{(\pi \cdot k^2)} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \gamma m}{E \cdot I \cdot g}}$$

Con:

$h = 3000 \text{ mm}$

altezza pannello

$k = 1$

numero modo di vibrare: primo

$A = 847500 \text{ mm}^2$

area di base della tamponatura

$\gamma m = 0.000018 \text{ N/mm}^3$

peso specifico pannello (mattoni pieno)

$E = 1500 \text{ N/mm}^2$

modulo elastico tamponatura

$I = 2313204 \text{ mm}^4$

momento d'inerzia tamponatura

$g = 9810 \text{ mm/s}^2$

Si ottiene:

$T_a = 3.83$

E quindi:

$S_a = 0.00376 \text{ m/s}^2$

Si assume quindi:

$S_a = \alpha \cdot S = 0.45 \text{ m/s}^2$

G2_k - permamenti non strutturali	Peso di superficie
	[Kg/m ²]
Intonaci	60
Mattone pieno	220
Mattone forato	50
Totale (G2_k)	330

Si ottiene il valore della forza sismica per unità di superficie pari a:

$F_a = 148.5 \text{ kg/m}^2$

La snellezza del tamponamento risulta molto elevata:

$\lambda = h_0/t = 300/15 = 20$

In tali condizioni, la risposta alle azioni fuori piano è meglio interpretata considerando l'**effetto arco con degrado di resistenza** che si sviluppa nello spessore del tamponamento. Il meccanismo di collasso consiste nella formazione di tre cerniere, una in mezzera e le altre due in prossimità delle travi. Questo approccio, più aderente ai risultati sperimentali rispetto alla formulazione proposta per la pressoflessione fuori dal piano dalle NTC/2018, risulta suggerito dal §6.3.2 dell'Eurocodice 6. E' stato inoltre recentemente sviluppato mediante campagne sperimentali, le quali hanno consentito di introdurre un coefficiente β in grado di tener conto del danneggiamento della tamponatura per effetto degli spostamenti nel piano in condizioni sismiche. In definitiva, la formula di verifica prevede la valutazione della pressione resistente:

$$q_{lat,d} = \beta \cdot f_d \cdot \left(\frac{t}{l_a}\right)^2$$

Con:

t = 150 mm spessore pannello
 l_a = 3000 mm lunghezza tra gli appoggi di contrasto

In prima analisi si ipotizzi un valore del coefficiente β unitario, ovvero assenza di danneggiamento. Come detto, le tamponature si presentano a cassa vuota, con una fodera interna in blocchetti forati e una esterna in mattoni pieni. Non rilevando la presenza di elementi di collegamento in direzione trasversale, nelle verifiche di resistenza si fa cautelativamente affidamento unicamente alla cortina esterna.

$$f_d = f_m / (\gamma_M \cdot FC) = 0.72 \text{ N/mm}^2$$

Dove:

f_m = 2.6 N/mm² mattoni pieni e malta di calce (da Tab. C8A.2.1 per LC1)
 γ_M = 3
 FC = 1.20

Si ha:

$$q_{lat,d} = 180 \text{ kg/m}^2$$

La stima del coefficiente di degrado β è di difficile valutazione, ma si può ritenere compreso tra valori di 0.5 e 0.7, ottenendo in modo cautelativo:

$$90 \text{ kg/m}^2 \ll F_a = 148.5 \text{ kg/m}^2 \text{ (60\%)}$$

La verifica non è soddisfatta.

17. Sismica - CLASSE D'USO IV

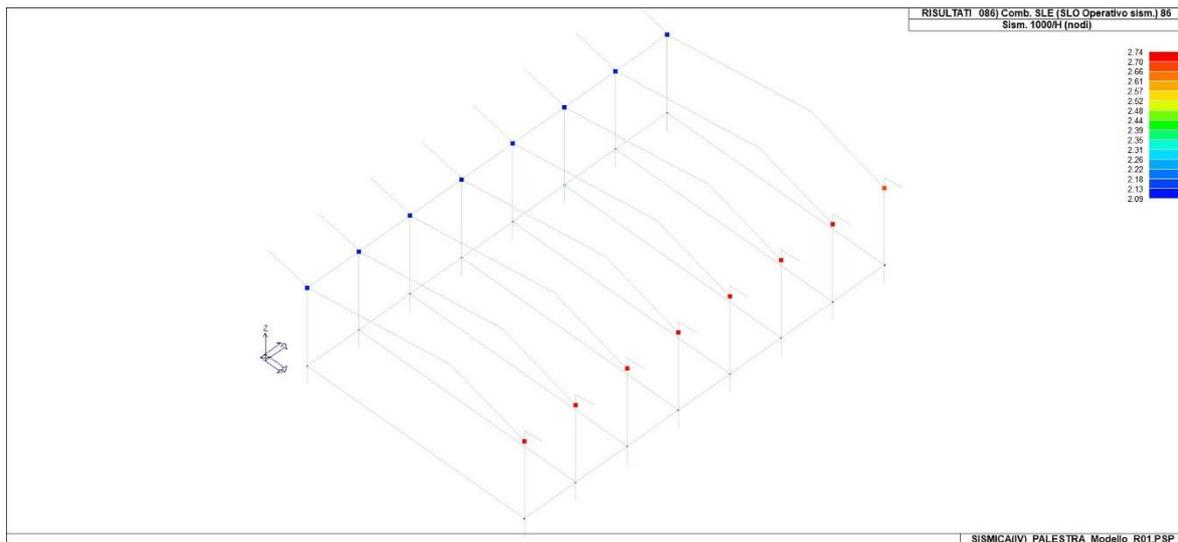
In accordo con il §8.3 delle NTC/2018, la valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti classe d'uso IV viene condotta oltre che per lo stato limite SLV anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

specificati al §7.3.6 della suddetta norma. Si omettono gli andamenti qualitativi delle caratteristiche della sollecitazione e delle deformazioni in quanto evidentemente paragonabili, a meno di un fattore di scala, a quelli ampiamente rappresentati per la classe d'uso III.

17.1 Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)

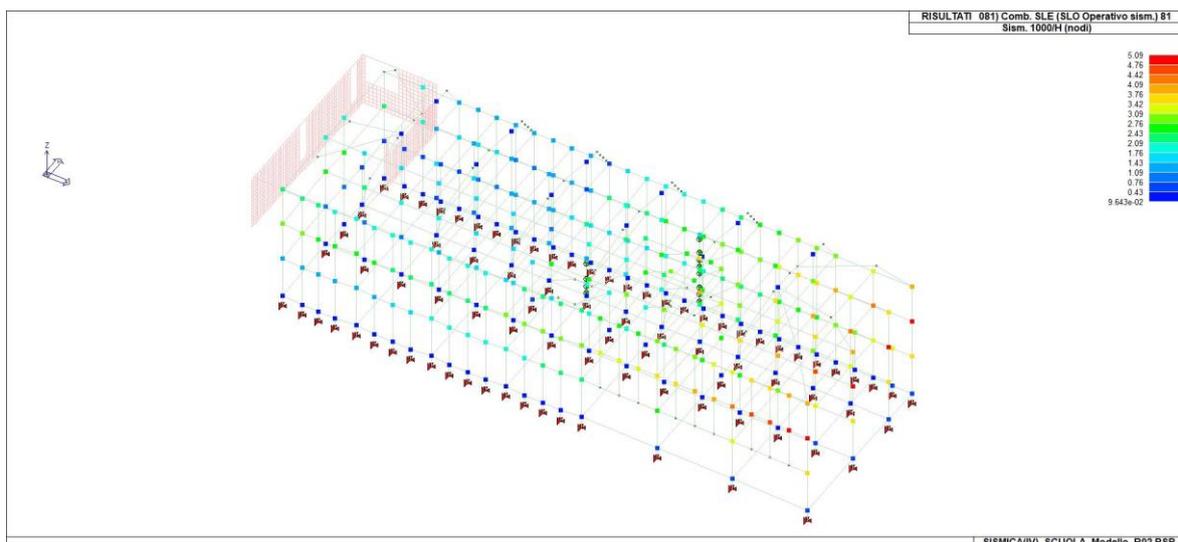
PALESTRA

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si valuta con riferimento allo stato limite di operatività (SLO). Il drift di piano risulta inferiore ai 2/3 del limite cautelativo indicato per tamponature fragili nel §7.3.6.1 delle NTC/2018, pari a 3.33%. La verifica è pertanto soddisfatta.

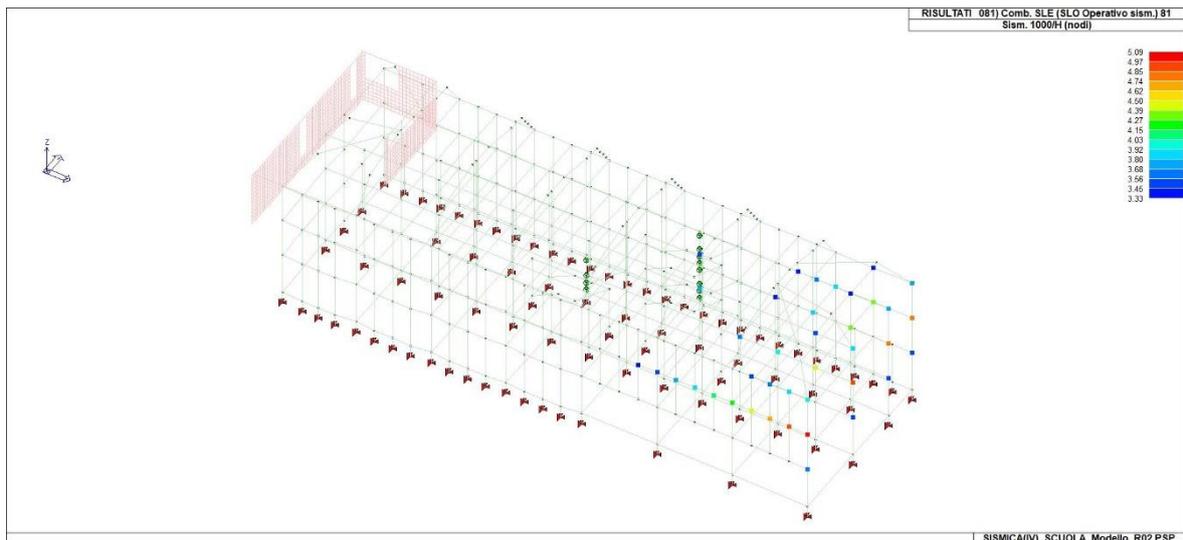


SLO - Drift di piano 1000/H

SCUOLA



SLO - Drift di piano 1000/H



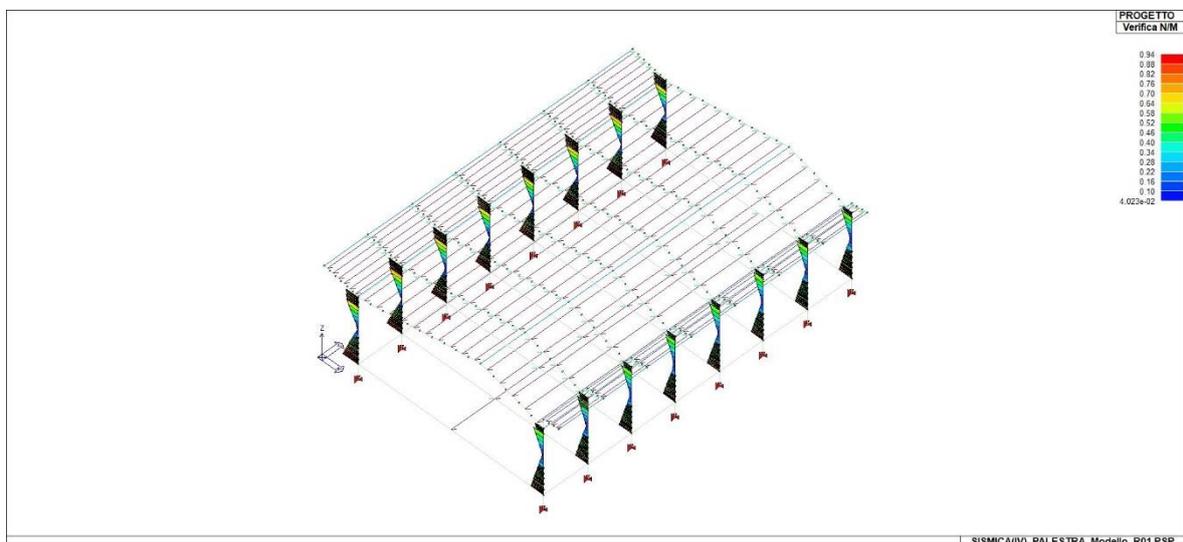
SLO - Drift di piano 1000/H > 3.33‰ (valore limite)

Come lecito aspettarsi per una costruzione intelaiata di tale fattispecie, la verifica dello stato limite di operatività in termini di rigidezza degli elementi strutturali non risulta soddisfatta.

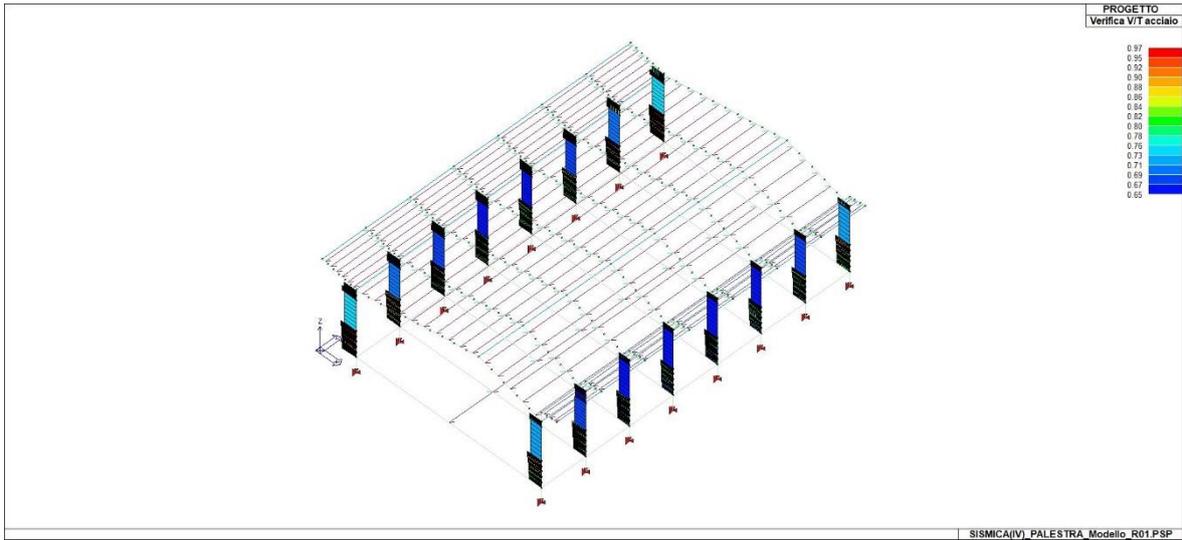
17.2 Verifiche di resistenza (RES - SLV)

PALESTRA

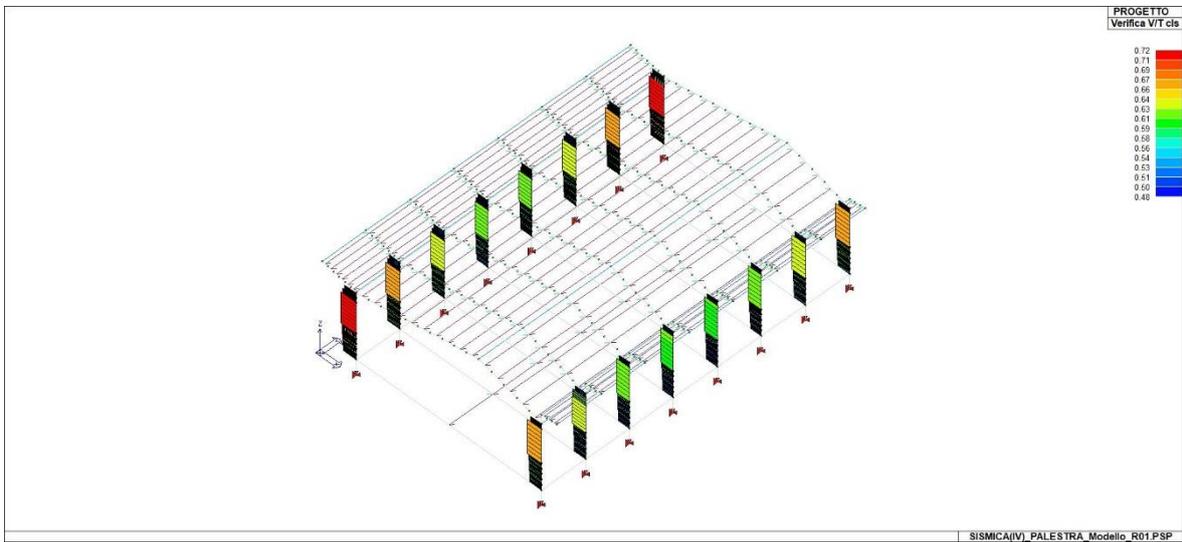
Valgono le medesime considerazioni effettuate per la classe d'uso III, alle quali si rimanda. E' ovvia l'osservazione di un livello di sicurezza scalato verso il basso, in ragione di un periodo di ritorno maggiore, ossia di un'accelerazione di verifica più elevata.



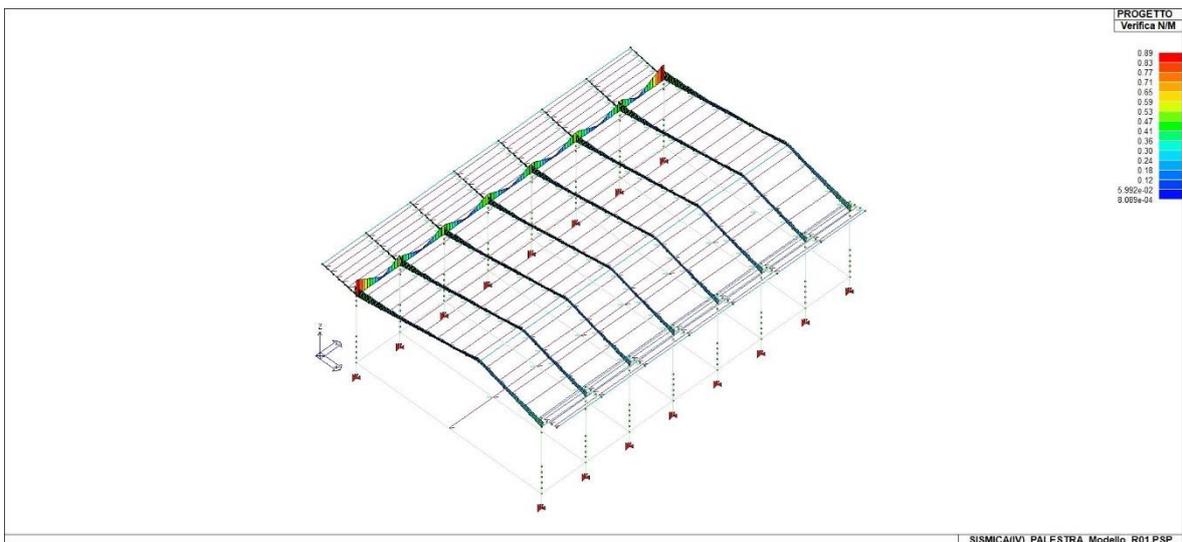
SLV - Indice di sicurezza N/M dei pilastri per accelerazione pari al 36% di a_g



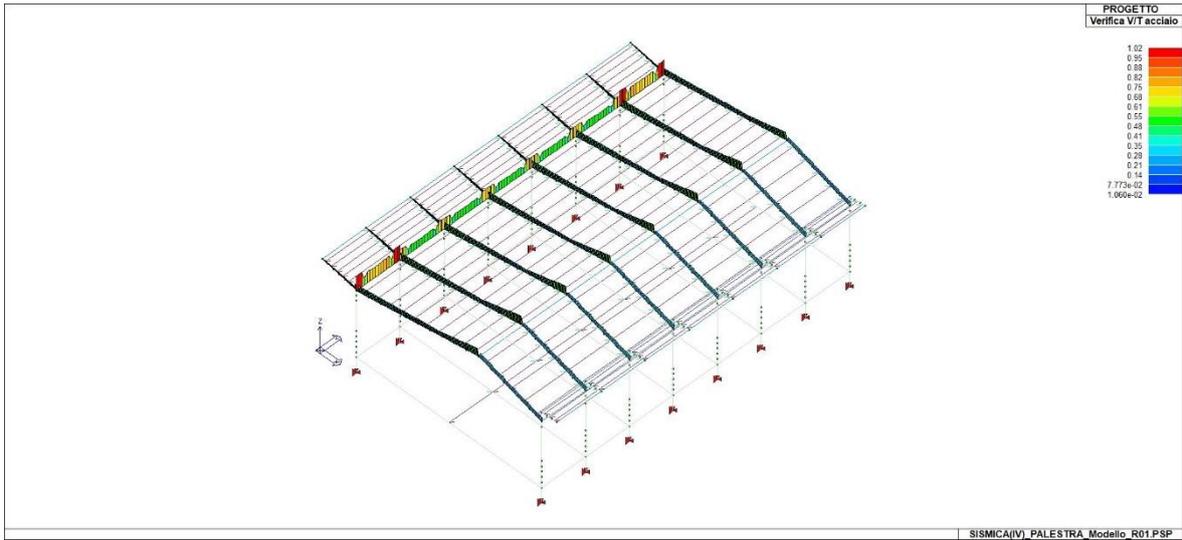
SLV - Indice di sicurezza sicurezza taglio/trazione dei pilastri per accelerazione pari al 36% di a_g



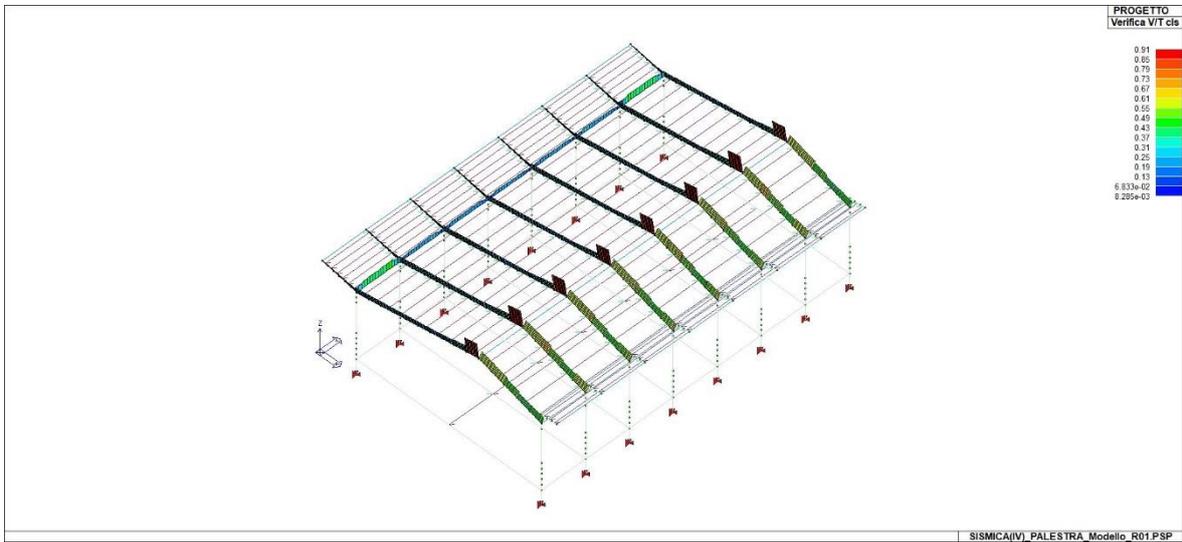
SLV - Indice di sicurezza sicurezza taglio/compressione dei pilastri per accelerazione pari al 36% di a_g



SLV - Indice di sicurezza M/N delle travi per accelerazione pari al 55% di a_g

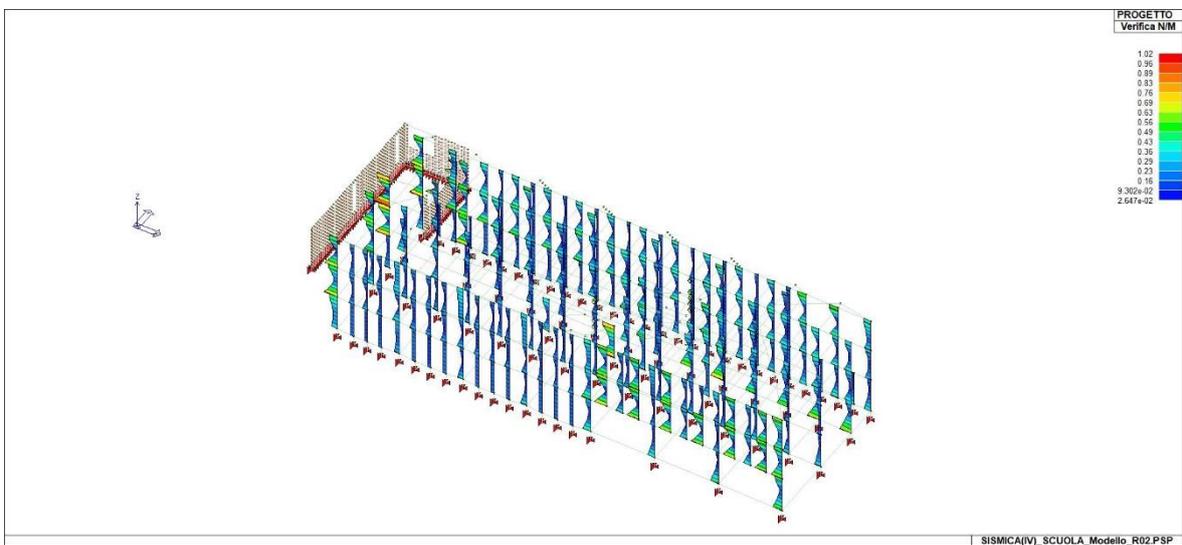


SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione delle travi per accelerazione pari al 55% di a_g

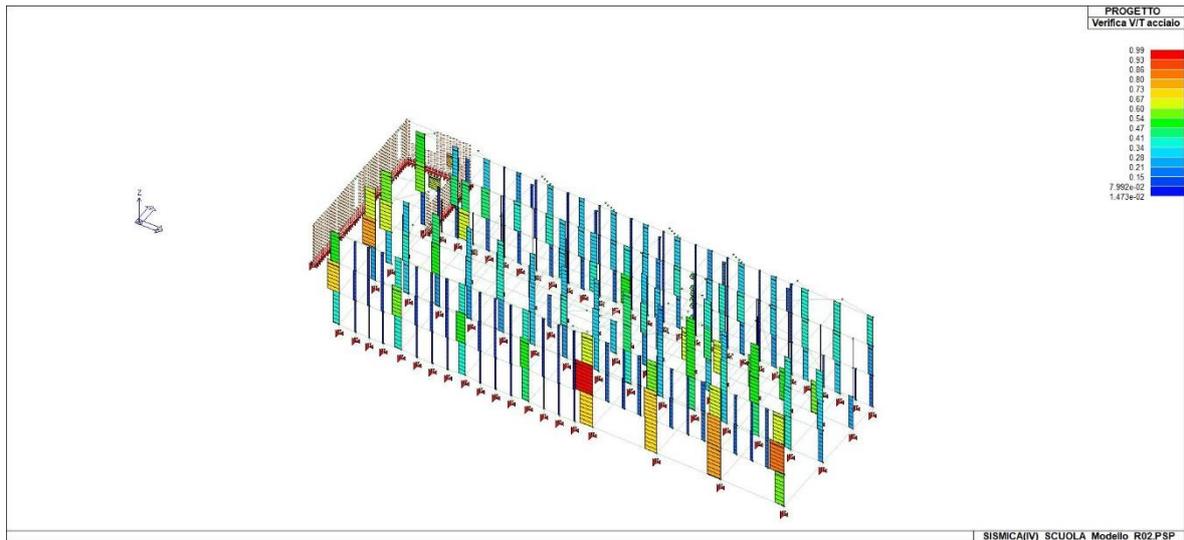


SLV - Indice di sicurezza taglio/compressione delle travi per accelerazione pari al 55% di a_g

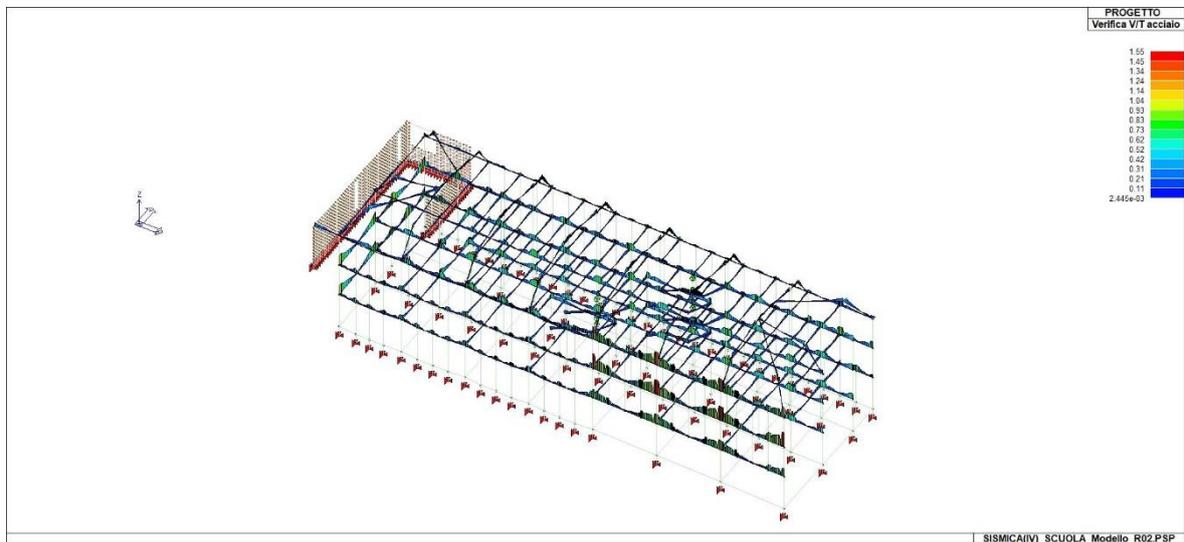
SCUOLA



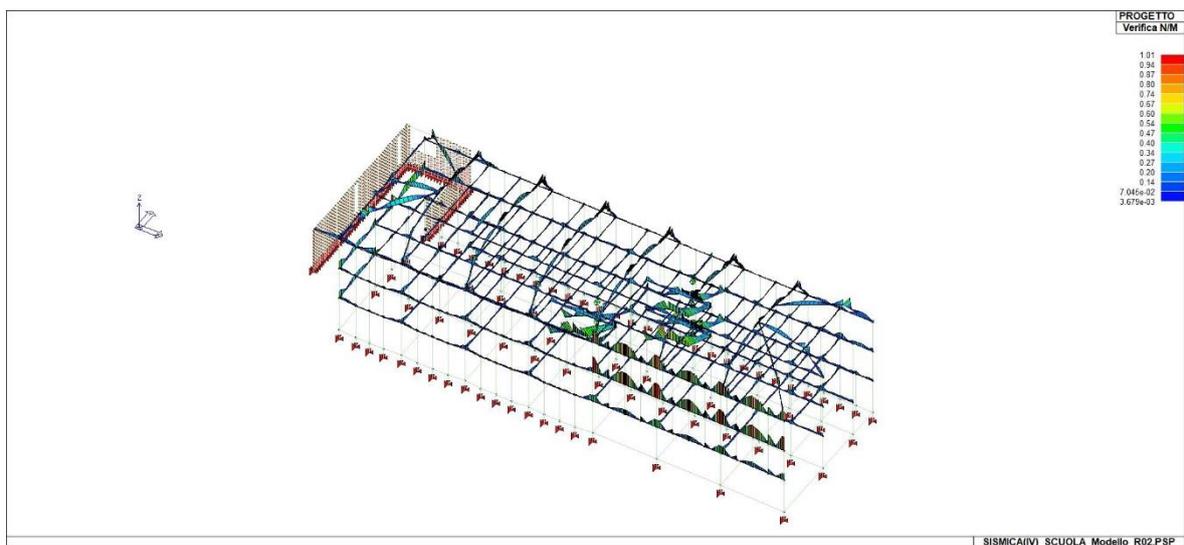
SLV - Indice di sicurezza M/N dei pilastri per accelerazione pari al 12% di a_g



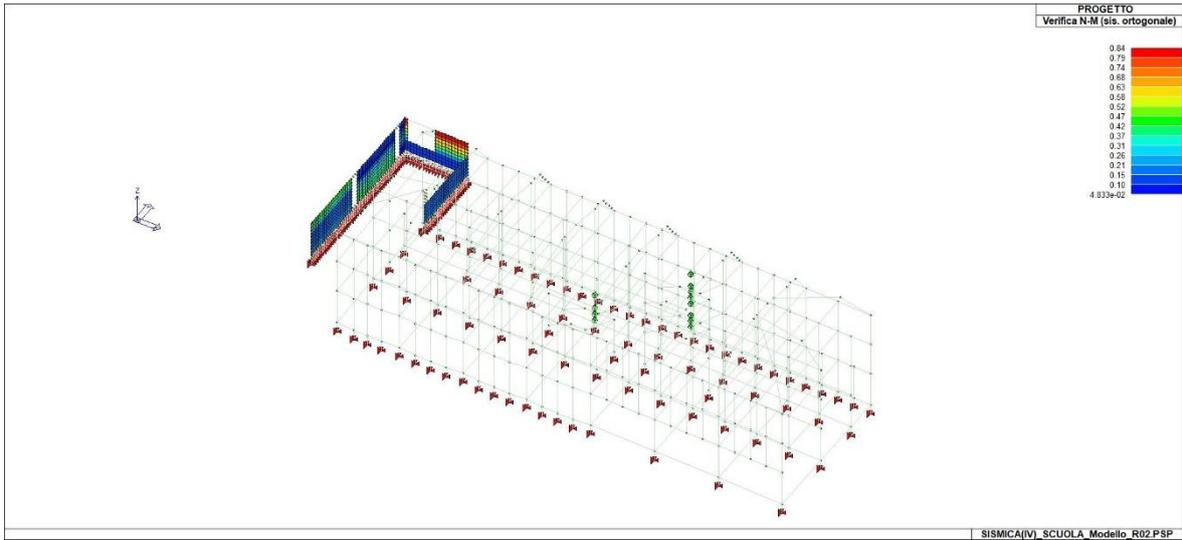
SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione dei pilastri per accelerazione pari al 22% di a_g



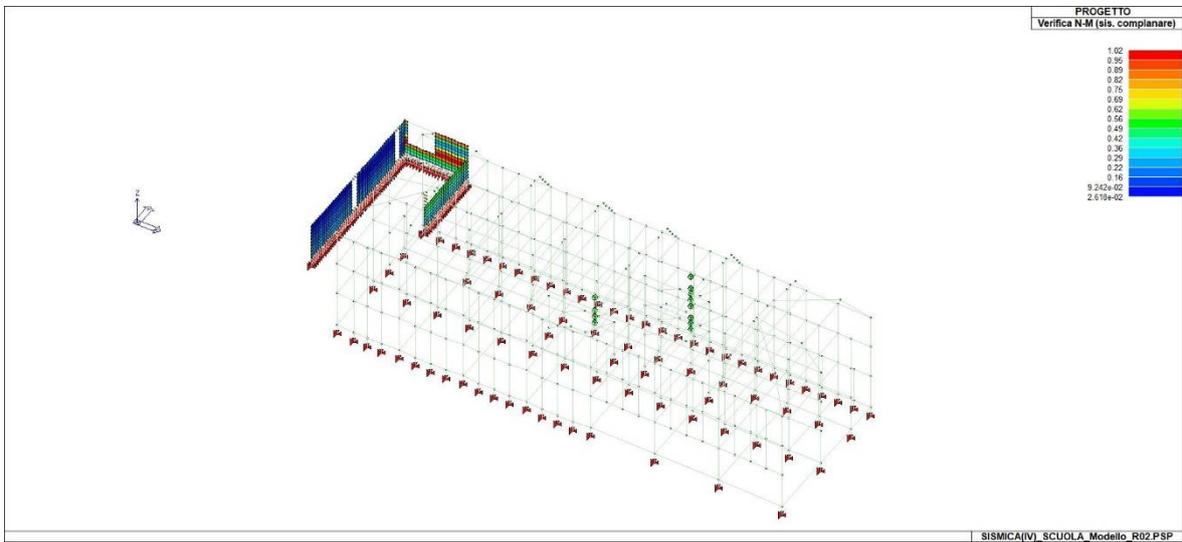
SLV - Indice di sicurezza taglio/trazione delle travi per accelerazione pari al 4% di a_g



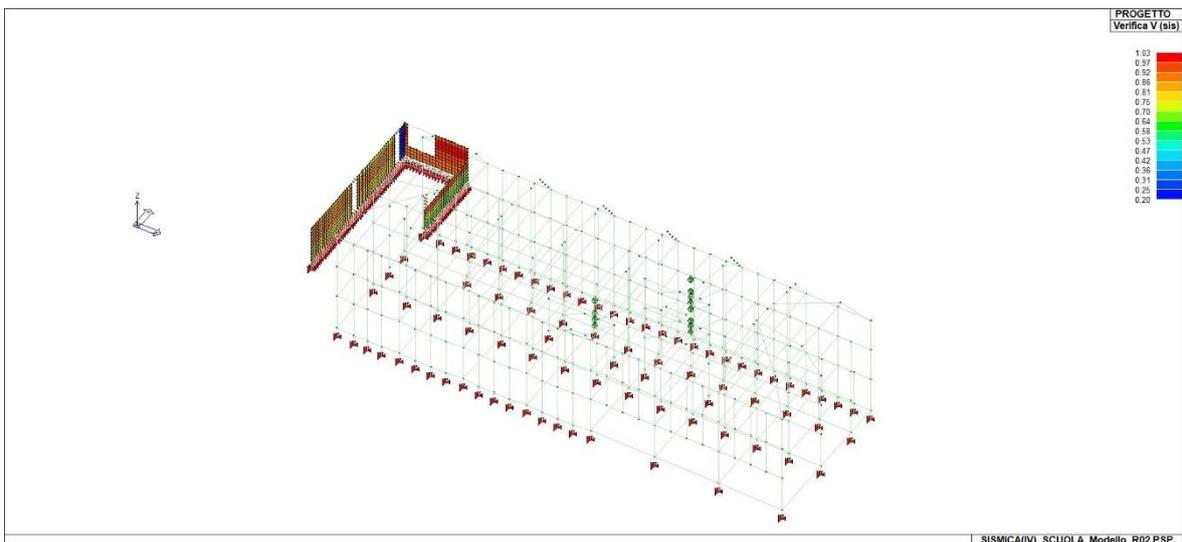
SLV - Indice di sicurezza M/N delle travi per accelerazione pari al 4% di a_g



SLV - Indice di sicurezza M ortogonale pareti per accelerazione pari al 6% di a_g



SLV - Indice di sicurezza M membranale pareti per accelerazione pari al 7% di a_g



SLV - Indice di sicurezza V membranale pareti per accelerazione pari al 18% di a_g

Il livello di sicurezza sismica dei pilastri è quindi governato dal meccanismo di pressoflessione. Per ciò che concerne le travi, la sola componente dei carichi verticali della combinazione sismica (G1 e G2 fattorizzati con coefficienti unitari) è sufficiente per determinarne la crisi localizzata di alcune di esse.

18. Conclusioni

PALESTRA

Dal punto di vista globale, l'edificio palestra presenta un buon comportamento d'insieme dettato da un'organizzazione strutturale semplice ed efficace, con discreti livelli di protezione sismica:

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (Cu III)	
Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)	verifica

STATO LIMITE ULTIMO (Cu III)	
Verifiche di resistenza (RES-SLV):	
Pilastri	$\zeta_E = 42\%$ (taglio lato acciaio)
Travi	$\zeta_E = 62\%$ (taglio lato acciaio)

Con riferimento alla classe d'uso IV, nei confronti della quale si è richiesta esplicita verifica nel disciplinare di incarico, si ha:

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (Cu IV)	
Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)	verifica

STATO LIMITE ULTIMO (Cu IV)	
Verifiche di resistenza (RES-SLV):	
Pilastri	$\zeta_E = 37\%$ (taglio lato acciaio)

Travi	$\zeta_E = 54\%$ (taglio lato acciaio)
-------	---

SCUOLA

Con riferimento alle condizioni sismiche, si evidenzia in primo luogo la presenza di **pannelli di tamponatura a cassa vuota fortemente vulnerabili nei confronti delle azioni orizzontali fuori dal piano. Qualsiasi intervento di futura protezione sismica dovrà esser pertanto posto in subordine alle opere necessarie per garantire efficaci collegamenti delle tamponature alle strutture principali**, aspetto che come noto assume notevole rilievo nei confronti della salvaguardia della vita.

Dal punto di vista globale, la costruzione mostra una sicurezza sismica gravemente carente rispetto alle vigenti norme per le costruzioni in zona sismica, con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- relativamente ai pilastri, le ridotte sezioni e le modeste quantità di armatura longitudinale e trasversale presenti nelle zone critiche comportano crisi per flessione e taglio già per ridotti livelli di azione sismica rispetto ai valori attesi. **La presenza di travi inclinate porta-scale determina inoltre meccanismi di rottura di pilastro tozzo da risolvere prioritariamente;**
- relativamente alle travi, la presenza di ferri piegati inefficaci in condizioni di inversione del momento e un ridotto tasso di armatura sia trasversale che longitudinale determinano verifiche soddisfatte per una modesta aliquota dell'accelerazione di progetto attesa;
- le pareti in muratura di laterizio presentano verifiche di sicurezza non soddisfatte per modesti valori di azione sismica, ancorchè la loro presenza è limitata alla porzione di edificio accessibile in corrispondenza dell'ingresso, di passaggio tra la palestra e la scuola;
- l'organizzazione strutturale e i dettagli costruttivi di cui si è già discusso ampiamente nel corpo della presente tradiscono una **concezione dell'edificio effettuata in assenza dei principali concetti di ingegneria sismica**, così come oggi conosciuti.

In accordo con il §8.4.2 delle NTC/2018, **il valore di ζ_E a seguito di interventi di miglioramento sismico di edifici in classe III ad uso scolastico (senza cambio d'uso) deve risultare comunque non minore di 0.60**, ossia si dovrà garantire un livello di sicurezza almeno pari al 60% di quello previsto per una nuova costruzione. Nella seguente tabella si vuole fornire pertanto un'utile indicazione degli elementi primari da rinforzare nelle suddette circostanze, fatto salvo diverse strategie progettuali che possono essere impiegate e che potrebbero prevedere l'inserimento di nuovi sistemi sismo-resistenti catalizzatori delle azioni orizzontali, con conseguente declassamento del telaio esistente alla sola funzione statica (quella per cui è stato progettato e l'unica che è in grado di assolvere allo stato attuale).

Livello di azione_Ag 60% (Cu III)					
Elementi	Tipo di verifica	Necessità di rinforzo		N° totali	N° non verificati
Pilastri	pressoflessione	terra	SI	56	53
		primo	SI	53	52

		secondo	SI	53	52
		sottotetto	SI	13	5
Pilastrri	taglio/compressione	terra	SI	56	1
		primo	SI	53	2
		secondo	SI	53	0
		sottotetto	SI	13	0
Pilastrri	taglio/trazione	terra	SI	56	13
		primo	SI	53	18
		secondo	SI	53	8
		sottotetto	SI	13	0
Travi	pressoflessione	2° solaio	SI	119	85
		3° solaio	SI	118	71
		4° solaio	SI	118	50
		copertura	SI	25	10
Travi	taglio/compressione	2° solaio	SI	119	3
		3° solaio	SI	118	1
		4° solaio	SI	118	0
		Copertura	SI	25	0
Travi	taglio/trazione	2° solaio	SI	119	96
		3° solaio	SI	118	113
		4° solaio	SI	118	36
		copertura	SI	25	3
Muratura	pressoflessione complanare	terra	SI	3	3
	pressoflessione ortogonale	terra	SI	3	3
	taglio complanare	terra	SI	3	3

Si specifica che il numero di travi per ciascun orizzontamento si è ottenuto conteggiando il numero di elementi da pilastro a pilastro, comprese le travi porta scala.

Con le precisazioni fatte nel corpo della relazione in merito alla presenza di elementi tozzi in corrispondenza dei vani scale, rispetto ai quali si dovrà in ogni caso prioritariamente intervenire come già detto, si possono riconoscere i seguenti livelli di sicurezza sismica, differenziati per ciascun elemento primario:

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (Cu III)	
Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)	non verifica (drift 6.74‰ > 3.33‰)

STATO LIMITE ULTIMO (Cu III)	
Verifiche di resistenza (RES-SLV):	
Pilastrini	$\zeta_E = 13\%$ (presso flessione)
Travi	$\zeta_E = -$
Pareti in muratura	$\zeta_E = 7\%$ (flessione ortogonale)

Con riferimento alla classe d'uso IV, nei confronti della quale si è richiesta esplicita verifica nel disciplinare di incarico, si ha:

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (Cu IV)	
Verifiche di rigidezza (RIG - SLO)	non verifica (drift 5.09‰ > 3.33‰)

STATO LIMITE ULTIMO (Cu IV)	
Verifiche di resistenza (RES-SLV):	
Pilastrini	$\zeta_E = 11\%$ (presso flessione)
Travi	$\zeta_E = -$
Pareti in muratura	$\zeta_E = 6\%$ (flessione ortogonale)

Viste le risultanze sopra sintetizzate, **si sconsiglia fortemente di perseguire aumenti di classe d'uso per la costruzione in esame. Si consiglia piuttosto un declassamento**, anche tenuto conto del rapporto costi-benefici che caratterizzano gli interventi di adeguamento sismico per le costruzioni

di tale fattura. A tal riguardo si evidenzia che per modifiche in aumento in classe d'uso (IV), in accordo con il 8.4.3 delle NTC/2018 il livello minimo richiesto in progetto è pari a $\zeta_E > 0.80$.

Il tecnico incaricato
ing. Daniele Ciarletti

Commessa	Elaborato	Pagina 84 di 84
SCUOLA ELEMENTARE CARLO CESI	RELAZIONE SICUREZZA SISMICA	