

## PROGETTISTI

**Studio Associato  
di Ingegneria Gasparini**

VIA PETROLINI, 14  
42100 REGGIO EMILIA  
TEL: 0522/557508  
FAX: 0522/557556  
E-MAIL: edilizia@gaspariniassociati.it  
P.IVA: 01720830353

**Ing. Piero A. Gasparini**

## TIMBRO

Ing. Piero A. Gasparini

## COLLABORATORI

**Ing. Marco Assali**  
**Geom. Simone Varini**

## COMMITTENTE



Comune di  
**Gattatico**

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

## OGGETTO

VERIFICA DEGLI EDIFICI SCOLASTICI - OPCM 3362/2004  
e D.G.R. n.936 del 23/06/2008 (intervento n. 584)

**SCUOLA ELEMENTARE (CON ANNESSA PALESTRA)**  
SITA A TANETO di GATTATICO (RE)  
IN VIA GIUSEPPE DI VITTORIO

## TITOLO

RELAZIONE TECNICA CONCLUSIVA

## N. PRATICA

NUM2/584/

## SCALA

## EMISSIONE

## DATA

VERIFICHE TECNICHE

LUGLIO 2010

## TAVOLA

D.01

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA GASPARINI

## ***INDICE***

<b>1. Introduzione .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Norme di riferimento .....</b>	<b>5</b>
<b>3. Rilievo geometrico-strutturale .....</b>	<b>7</b>
3.1. Esame della documentazione esistente.....	7
3.2. Indagini e saggi in loco .....	8
3.3. Vulnerabilità non quantificabili .....	11
3.4. Analisi del quadro fessurativo .....	12
3.5. Tipologie dei materiali utilizzati, parametri per l'analisi sismica e schematizzazione del terreno.....	12
<b>4. Verifiche statiche .....</b>	<b>15</b>
4.1. Verifica dei solai di copertura dell'edificio di primo stralcio .....	15
4.2. Verifica del solaio intermedio dell'edificio di secondo stralcio.....	18
4.3. Verifica dei solai di copertura di secondo stralcio.....	21
4.4. Verifica dei solai di copertura zona spogliatoi .....	23
4.5. Verifica statica edificio di primo stralcio .....	26
4.6. Verifica statica edificio di secondo stralcio .....	27
<b>5. Verifiche sismiche .....</b>	<b>28</b>
5.1. Verifiche globali edificio primo stralcio.....	29
5.1.1. Verifiche travi di coronamento pre-compresse .....	33
5.2. Verifiche globali edificio secondo stralcio .....	35
5.2.1. Verifiche travi esterne pre-compresse .....	39
5.2.2. Verifiche travi interne pre-compresse.....	41
<b>6. Conclusioni .....</b>	<b>43</b>
6.1. Elementi salienti delle indagini in loco, descrizione delle strutture e interpretazione del quadro fessurativo.....	43
6.2. Metodologia di analisi.....	46
6.3. Sintesi dei risultati .....	48
6.4. Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento .....	50
<b>7. Allegati.....</b>	<b>51</b>
Allegato 1: Relazione di calcolo statica edificio di primo stralcio.....	51

Allegato 2:	Relazione di calcolo sismica edificio di primo stralcio.....	51
Allegato 3:	Relazione di calcolo statica edificio di secondo stralcio .....	51
Allegato 4:	Relazione di calcolo sismica edificio di secondo stralcio .....	51

## 1. Introduzione

La presente relazione riguarda una serie di verifiche su edifici compresi nei programmi e piani ex art. 2, comma 2 OPCM 3362/2004 e successiva delibera di Giunta Regionale n.936 del 23/06/2008.



L'edificio in oggetto, costituito dalla Scuola Elementare di Taneto ubicata in via G. Di Vittorio a Taneto di Gattatico (RE), rientra nell'elenco degli edifici finanziati nell'ambito del presente programma al n. 584 dell'Allegato 1 della delibera di Giunta Regionale n.936 del 23/06/2008, da cui la redazione della serie di verifiche tecniche volte a definire innanzitutto, tramite un rilievo accurato, le caratteristiche delle strutture resistenti (per carichi verticali ed orizzontali), la loro geometria, i materiali costitutivi ed i reciproci collegamenti fra le strutture.

Tali operazioni vengono eseguite sulla scorta delle approfondite conoscenze ed esperienze maturate su immobili caratterizzati da tecnologie costruttive simili a quelle di seguito descritte, da cui si sono dedotte una serie di indicazioni per caratterizzare i parametri dei materiali utilizzati onde evitare la realizzazione di ulteriori indagini di laboratorio o specialistiche che, almeno in questa fase, sarebbero risultate troppo sofisticate ed ingiustificate per il livello di approfondimento che si è posto nello sviluppo delle verifiche tecniche.

Trattasi di plesso scolastico composto da due differenti corpi di fabbrica realizzati in stralci successivi.

Successivamente si procede, tramite l'ausilio del programma di calcolo CMP della Cooperativa Architetti e Ingegneri di Reggio Emilia (CAIRE Pro), alle verifiche del comportamento delle strutture al fine di ottenere i valori di accelerazione al suolo in

grado di attivare un dato meccanismo di danneggiamento o collasso della struttura sia valutando i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare singoli meccanismi di danneggiamento o collasso, sia valutando i valori in grado di attivare meccanismi a livello globale dell'edificio, evidenziando gli elementi che al crescere dell'accelerazione al suolo entrano progressivamente in crisi.

A conclusione dei dati raccolti si indicano le tipologie di eventuali interventi, ritenuti fondamentali e di prioritaria importanza, aventi lo scopo di incrementare le risorse strutturali degli elementi su cui si ritiene sia necessario intervenire.

## 2. Norme di riferimento

Di seguito viene riportato un elenco delle normative utilizzate in fase di esecuzione dell'analisi.

### **SISMICA**

Legge n.64 del 2.2.1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977: "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34: "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98: "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

D.G.R. Basilicata n.203 del 29.1.2001: "Evento sismico del 9 settembre 1998. recepimento delle intese tra le Regioni Basilicata, Calabria e Campania, il Ministero dei LL.PP. ed il Dipartimento della Protezione Civile per la definizione dei parametri tecnici ed economici delle linee guida per la progettazione e delle procedure amministrative finalizzate

alla concessione dei contributi ai soggetti danneggiati. - 2° Allegato: Direttive tecniche per la progettazione e la realizzazione degli interventi di ripristino con miglioramento sismico degli edifici danneggiati nei territori delle Regioni Basilicata, Calabria e Campania interessati dal sisma del 9 settembre 1998."

D.M. 14.01.2008: "Norme tecniche per le costruzioni."

### ***MURATURE E SOVRACCARICHI***

O.P.C.M. 3431 del 03/05/2005 "Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico degli Edifici".

D.M. 14.01.2008: "Norme tecniche per le costruzioni."

### 3. Rilievo geometrico-strutturale

#### 3.1. Esame della documentazione esistente

L'edificio in oggetto, costituito dalla Scuola Elementare di Taneto ubicata in via G. Di Vittorio a Taneto di Gattatico (RE), localizzata catastalmente al Foglio n°39 mappale n°481 del Catasto Terreni di Reggio Emilia per il Comune di Brescello.

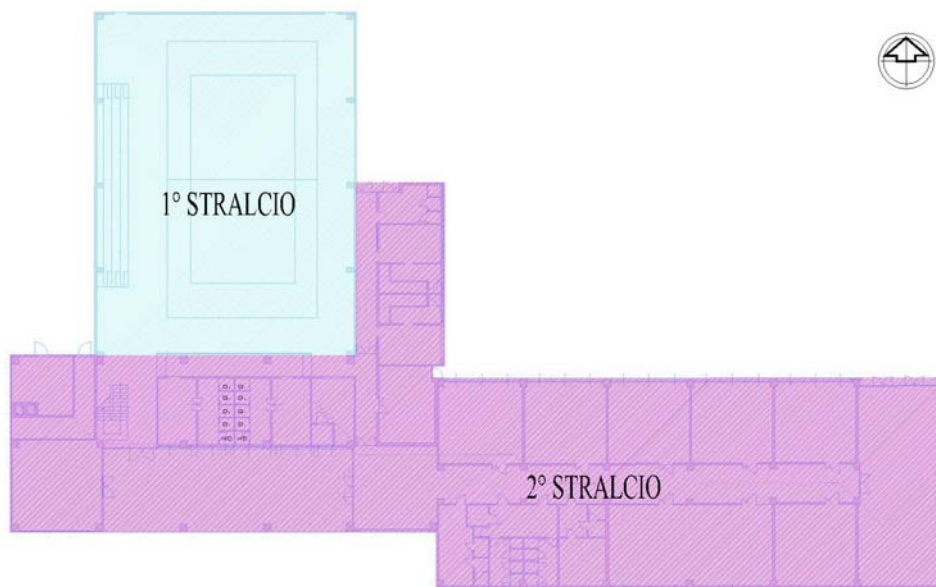
La documentazione che si è potuto reperire in merito al presente edificio risulta essere esauriente; infatti si è potuto reperire tutta la documentazione esecutiva degli elementi strutturali in c.a. componenti entrambi gli edifici realizzati, oltre alla relazione geologica e geotecnica originaria, i certificati di collaudo dei materiali, il certificato di regolare esecuzione dei lavori e tutte le relazioni di calcolo.

La presenza di una documentazione esauriente ha permesso di stabilire che, come già precedentemente introdotto, l'intero plesso scolastico risulta essere composto da due differenti corpi di fabbrica realizzati in stralci successivi.

Il primo stralcio riguarda la realizzazione di nuovo corpo di fabbrica adibito a palestra e realizzato interamente attraverso elementi prefabbricati e pre-compressi in c.a.; intervento iniziati nel 1981 e collaudata nel 1985.

Il secondo riguarda la realizzazione di nuovo corpo di fabbrica in elementi prefabbricati e pre-compressi in c.a., intervento iniziato nel 1985 e collaudato nel 1986.





Non avendo subito mai ulteriori ristrutturazioni, ampliamenti o interventi di recupero di rilievo, non si è mai proceduto sino ad ora a uno studio approfondito delle strutture portanti dell'edificio stesso.

Per determinare i dati mancanti e per avere conferma dei dati desumibili dagli elaborati progettuali si è quindi dovuto procedere mediante l'esecuzione di saggi ed indagini sull'edificio esistente.

La relazione geologico-geotecnica allegata, ed eseguita nel 2000, riporta una determinazione della tipologia dei terreni in prossimità dell'edificio in esame, determinando inoltre i consueti parametri geotecnici che identificano analiticamente il terreno; fornisce poi la classificazione analitica del terreno ai fini sismici come sottosuolo di tipo D e un valore medio di  $N_{spt30} = 7$  colpi.

### **3.2. Indagini e saggi in loco**

L'edificio, interamente utilizzato per attività didattiche suddivise fra aule, servizi e locali accessori, è sviluppato su un piano utile adibito ad uso scolastico; risulta presente un vano scala interno collocato all'interno del corpo di secondo stralcio e in

prossimità dell'edificio di primo stralcio, il quale porta a una ridotta porzione di piano primo nel quale sono presenti spogliatoi di servizio alla palestra, edificio di primo stralcio.

Dal punto di vista distributivo sono presenti spazi destinati ad attività scolastica oltre ai locali di servizio, ai servizi igienici e locali spogliatoio collocati all'interno del corpo di fabbrica di secondo stralcio, mentre la zona destinata a palestra è interamente situata all'interno dell'edificio di primo stralcio. Fatto salvo una ridotta porzione, come precedentemente riportato, posta al primo solaio, tutti gli ambienti fruibili risultano essere presenti al piano terreno, quindi risulta di rilevante importanza il solo solaio di copertura.

Per esigenze di conservazione e tecnologie costruttive del bene in esame non si è potuto indagare l'intero edificio con una estesa e approfondita campagna di saggi esplorativi, che avrebbero inevitabilmente portato gravi danni dal punto di vista della conservazione delle finiture interne oltre all'indebolimento degli elementi strutturali stessi.

Per tutte quelle parti di edificio per cui non si è potuto svolgere un sopralluogo diretto con relativo saggio, si è proceduto con una determinazione delle caratteristiche delle parti strutturali attraverso comparazioni con edifici della medesima tipologia di quello in esame.

Le fondazioni si ipotizzano, in relazione alla documentazione reperita, di tipo diretto, a plinti per le zone realizzate con elementi prefabbricati e a travi rovesce in c.a. realizzate in opera per la zona degli spogliatoi in cui il solaio di copertura è realizzato con struttura portante in muratura tipo doppio UNI.

Tutte le coperture di entrambi gli stralci non risulta direttamente ispezionabile e per quanto riportato nei disegni si ipotizza piana e realizzata tramite struttura piana ricoperta da strato di ghiaia di protezione relativamente all'edificio di secondo stralcio, mentre a semplice di struttura piana con sovrastante guaina bituminosa di protezione per l'edificio di secondo stralcio.

Le murature perimetrali di tamponamento sono tutte composte da murature in laterizio forato, relativamente al corpo di fabbrica realizzati con il secondo stralcio, mentre risultano essere composte da pannelli in c.a. prefabbricato, quelle perimetrali relative al corpo di fabbrica del primo stralcio.

Tutte le murature interne di separazione tra gli ambienti sono realizzate in muratura di mattoni forati.

I pannelli di solaio risultano essere differenti per le diverse tipologie costruttive realizzate.

Relativamente alle porzioni di fabbricato realizzate tramite l'utilizzo di elementi prefabbricati, i solai risultano essere realizzati in pannelli di c.a. prefabbricato a pi-greco precompresso.

Relativamente alla porzione di fabbricato realizzato con muratura portante i solai risultano essere realizzati in pannelli prefabbricati avente un'altezza di 16+4 cm (pignatta di spessore 16 cm, getto in cls spessore 4 cm, interasse tra i travetti 40 cm), armati con 3 $\phi$ 18 inferiori.

Le pareti divisorie interne non portanti risultano essere poche e di modesta entità, inoltre risultano appoggiate sul solaio di piano terreno a sua volta poggiante direttamente sul terreno senza particolari ammorsamenti né cordoli di irrigidimento.

Essendo presenti più corpi di fabbrica indipendenti tra loro, si è potuto rilevare, sia negli elaborati originali, sia durante i sopralluoghi, che tra gli stessi è stato previsto un idoneo giunto di separazione per meglio assorbire gli eventuali diversi spostamenti orizzontali in modo da evitare pericolosi fenomeni di martellamento tra strutture, accorgimento adottato anche per quel che riguarda le finiture degli stessi giunti.

Nel complesso l'edificio presenta limitate situazioni di danneggiamento locale per lo più situate in prossimità della zona inferiore delle pareti interne.

### **3.3. Vulnerabilità non quantificabili**

Una importante valutazione relativa all'effettivo livello di danneggiamento sopportabile dall'edificio riguarda la determinazione della vulnerabilità di tutti quegli elementi per i quali, per tipologia o difficoltà di analisi, risulta difficoltosa se non impossibile la determinazione di un attendibile coefficiente sismico.

Nell'edificio in oggetto si possono individuare i seguenti elementi che possono avere le caratteristiche suddette:

- controsoffitto in lastre leggere posto all'interno delle aule;
- pannelli fotovoltaici posti in quota sulla muratura esterna di testata del corpo di fabbrica di primo stralcio;
- elementi di copertura in elementi prefabbricati tagliati e sorretti da specifici elementi ipotizzati in fase di prima realizzazione.

All'interno delle aule risulta presente un controsoffitto in lastre leggere sorretto da penditi collegati alla struttura portante del solaio sovrastante.

Per tali strutture si consiglia comunque uno studio accurato e metodico dell'integrità dei sistemi di supporto per verificarne la totale integrità e ridurre i rischi in caso di evento sismico.

Esternamente al corpo di fabbrica di primo stralcio risultano installati pannelli fotovoltaici tramite una struttura metallica direttamente collegata ai pannelli prefabbricati di tamponatura di testata alla palestra.

Per tali strutture si consiglia uno studio accurato e metodico sull'integrità del collegamento tra pannelli e struttura retrostante, oltre ai collegamenti della struttura metallica ai pannelli stessi.

In corrispondenza del corridoio di accesso alla palestra si rilevano alcuni tegoli di copertura sagomati per permettere la realizzazione del lucernario, per i quali si rileva la necessità di un controllo dettagliato della tipologia di realizzazione della trave di bordo.

### **3.4.                    Analisi del quadro fessurativo**

Nel complesso l'edificio presenta limitate situazioni di danneggiamento locale per lo più situate in prossimità delle zone inferiori delle murature divisorie interne, dovute principalmente al verificarsi di fenomeni localizzati di abbassamento del terreno sottostante il piano del pavimento, con conseguente creazione di lesioni negli elementi di muratura interna con funzione di separazione tra gli ambienti.

### **3.5.                    Tipologie dei materiali utilizzati, parametri per l'analisi sismica e schematizzazione del terreno**

La determinazione dei valori delle proprietà dei materiali da utilizzare per la verifica viene effettuata in funzione del livello di conoscenza che si ha riguardo a quel materiale; in particolare:

- ✓ LC1: Conoscenza limitata, Fattore di Confidenza 1,35;
- ✓ LC2: Conoscenza adeguata, Fattore di Confidenza 1,20;
- ✓ LC3: Conoscenza accurata, Fattore di Confidenza 1,00.

Il valore del Fattore di Confidenza viene applicato come coefficiente riduttivo alle proprietà meccaniche dei materiali così come definite sul DM2008, per tenere conto delle incertezze nella determinazione dei parametri analitici e di eventuali difetti di esecuzione in opera.

Per l'edificio in oggetto si assumono due diversi livelli di conoscenza pari a LC2 e LC3, da cui un Fattore di Confidenza pari a 1,20 e 1,00; in particolare si adotta un livello di conoscenza pari a LC2 per le porzioni di fabbricati realizzati in muratura e un livello di conoscenza pari a LC3 per i corpi di fabbrica del primo e secondo stralcio realizzati con struttura in c.a..

I materiali utilizzati per la realizzazione dell'edificio sono stati rilevati durante l'esecuzione dei saggi in loco.

I materiali utilizzati risultano essere i seguenti (valori già divisi per il fattore di confidenza FC):

<b>Materiale</b>	<b>fctd (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>G (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>fcd/fyd (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso spec. (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Muratura in mattoni doppi UNI	5,0	1350	4500	650	15,00
Calcestruzzo R'ck 400	145	15021	36050	1881	25,00
Acciaio da carpenteria Feb44K	/	79231	206000	37391	78,50
Trefoli da pre-compressione	/	/	/	145000	/

Secondo l'applicazione del DM2008 si possono determinare i seguenti parametri per l'azione sismica:

- vita nominale 50 anni, così come definita per "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- classe d'uso III, per costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;
- classe di duttilità: bassa;
- regolarità del corpo di fabbrica del primo stralcio
- non regolarità del corpo di fabbrica del secondo stralcio

Per quanto riguarda la schematizzazione del terreno si è fatto riferimento alle indicazioni presenti nella relazione geologica-geotecnica, si sono quindi assunte le seguenti caratteristiche:

- tipologia di terreno "D", dedotta dalle indicazioni della Relazione Geologico-Tecnica;
- categoria topografica T1;
- pressione ammissibile pari a 0,14 N/mm<sup>2</sup>;

- K di winkler non determinato in relazione geologica ma assunto (per tipi di terreni analoghi) pari a  $0,05 \text{ N/mm}^3$  per le fondazioni con appoggio su terreno.

In fase di modellazione si sono assunte alcune specifiche tecniche per meglio schematizzare la reale configurazione resistente dell'edificio.

- modellazione di solai rigidi nel piano in quanto realizzati con cappa collaborante uniforme su tutti i solai di ogni impalcato;
- trattandosi di struttura prefabbricata le travi sono state considerate come semplicemente appoggiate;
- i pilastri, nonostante quanto riportato al punto precedente, sono stati considerati come strutture in continuità in quanto si sarebbe creata una non reale labilità che avrebbe reso l'intera struttura instabile;
- i pilastri, avendo caratteristiche specifiche per l'assemblaggio di elementi prefabbricati, presentano sezioni variabili lungo l'asse, quindi si è scelto di modellarli considerando la sezione del nucleo centrale dello stesso, prescindendo da eventuali allargamenti realizzati per ragioni costruttive;
- per gli elementi pre-compressi non si sono considerate le sollecitazioni permanenti esterne tipicamente indotte dai cavi di pre-compressione sui singoli elementi; questi effetti sono stati computati successivamente in fase di verifica delle singole sezioni per le combinazioni di carico maggiormente gravose.

#### 4. Verifiche statiche

Una volta raccolti i dati dei rilievi geometrici e materici della struttura si è proceduto ad immettere tali valori nel programma di calcolo sopra citato al fine di procedere alla formalizzazione delle verifiche statiche e sismiche.

Le verifiche statiche dei solai sono state condotte in modo indipendente rispetto al programma di calcolo suddetto, con il quale invece sono state sviluppate le verifiche statiche sulle strutture costituenti il telaio portante.

Come indicato dagli elaborati di stato di fatto e coerentemente con i parametri definiti dalle normative vigenti, si è sviluppato il calcolo di verifica dei solai in oggetto come di seguito riportato.

Si riscontra che a tutti gli impalcati, compreso quello alla quota di fondazione, le tipologie di solaio utilizzate rimangono le stesse; l'ultimo impalcato comporterebbe delle leggere modifiche in relazione ai carichi permanenti presenti e ai carichi accidentali da considerare; considerando quindi la situazione più gravosa, quella dell'impalcato posto a piano fondazioni, si può procedere a un'immediata valutazione sulla portata di tutti i campi di solaio presenti nell'edificio.

##### 4.1. Verifica dei solai di copertura dell'edificio di primo stralcio

Coppelle in c.a.:	5,15 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico accidentale (neve):	1,20 kN/m <sup>2</sup>

<i>TOTALE PESO PROPRIO</i>	5,15 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO PERMANENTE</i>	0,00 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO ACCIDENTALE</i>	1,20 kN/m <sup>2</sup>

Per il solaio in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:



- sezione pannelli	a pi-greco
- altezza solaio	70 cm
- larghezza pannelli	248 cm
- trefoli	18 da 1/2"
- luce di calcolo	21,20 m

L'armatura del solaio è stata desunta dagli elaborati originari depositati ai competenti uffici.

Per il calcolo delle sollecitazioni si considera una condizione di vincolo di appoggio alle estremità.

Tale assunzione si ritiene plausibile grazie alla particolare conformazione dell'edificio: i solai sono tutti prefabbricati e posati direttamente a sottostrutture prefabbricate e aventi solo elementi di vincoli tali per cui venga impedita la fuoriuscita dalle sedi di appoggio.

$$M_{\max}(+) = ql^2/8 = (((5,15 \times 1,3) + (1,20 \times 1,5)) \times 2,48 \times 21,20^2)/8 = 1183,58 \text{ kNm}$$

Inserendo gli effetti dei trefoli di precompressione si ha che su ogni trefolo si esercita una trazione nominale di 136,00 kN, i quali, considerando cadute di tensione pari a circa un 20%, si avrà una trazione finale nei singoli trefoli di 108,80 kN; valori riportati nella relazione di calcolo originale.

Quindi sulla sezione di mezzeria, la più sollecitata, le azioni agenti risultano essere:

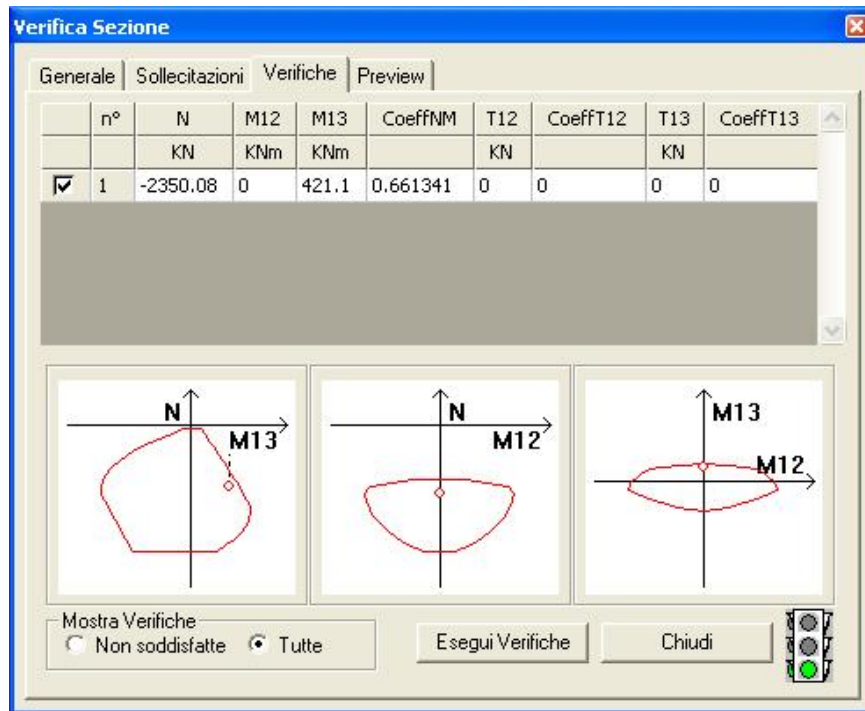
- compressione derivante dai trefoli	2350,08 kN
- momento derivante dai trefoli	-762,47 kNm
- momento di calcolo	421,11 kNm

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi e freccia massima agli stati limite di esercizio, in funzione del sovraccarico considerato:

$$M_{+}: \text{Carichi permanenti} + \text{variabili da normativa (1,20 kN/m}^2\text{)}$$

coeff. MN = 0,661 (SLU, verifica soddisfatta)

f = 10,0 mm (SLE, freccia massima)



Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (coperture: 1,20 kN/m<sup>2</sup>) la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, la freccia massima risulta di valore indubbiamente trascurabile per la luce di calcolo del solaio in esame, soprattutto in funzione della fruibilità dei locali sovrastanti.

#### 4.2. Verifica del solaio intermedio dell'edificio di secondo stralcio

Tutti i solai di copertura non relativo al corpo di fabbrica della palestra e il solaio interno posto nell'unica porzione di edificio avente due piani utili risultano essere realizzati con i medesimi elementi prefabbricati; quindi si procede con un'unica verifica, considerando le condizioni più gravose che presumibilmente si avvereranno:

Pavimentazione:	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Massetto:	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Solaio in c.a.:	4,60 kN/m <sup>2</sup>
Incidenza paretine interne	1,20 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico accidentale (scuola):	3,00 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE PESO PROPRIO</i>	4,60 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO PERMANENTE</i>	2,20 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO ACCIDENTALE</i>	3,00 kN/m <sup>2</sup>

Per il solaio in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- sezione pannelli	a pi-greco
- altezza solaio	30 cm
- larghezza pannelli	248 cm
- trefoli	assenti
- luce di calcolo	6,70 m

L'armatura del solaio è stata desunta dagli elaborati originari depositati ai competenti uffici.

Per il calcolo delle sollecitazioni si considera una condizione di vincolo di appoggio alle estremità.

Tale assunzione si ritiene plausibile grazie alla particolare conformazione dell'edificio: i solai sono tutti prefabbricati e posati direttamente a sottostrutture prefabbricate e aventi solo elementi di vincoli tali per cui venga impedita la fuoriuscita dalle sedi di appoggio.

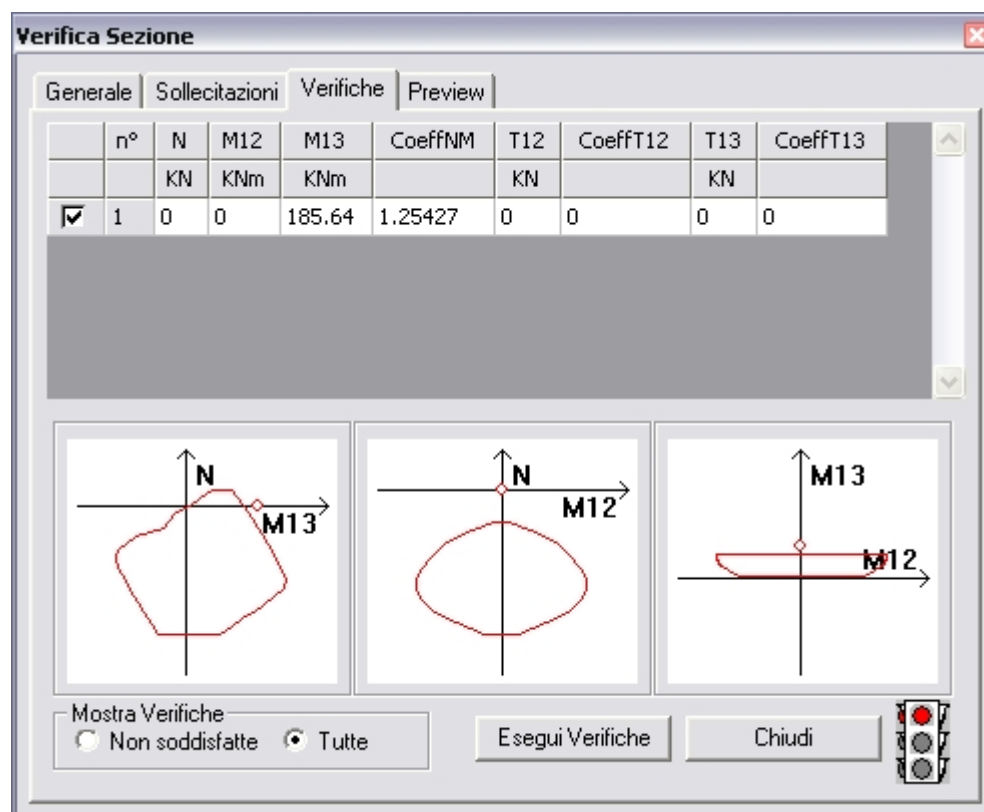
$$M_{\max (+)} = ql^2/8 = (((6,80 \times 1,3) + (3,00 \times 1,5)) \times 2,48 \times 6,70^2) / 8 = 185,64 \text{ kNm}$$

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi e freccia massima agli stati limite di esercizio, in funzione del sovraccarico considerato:

*M<sub>+</sub>: Carichi permanenti + variabili da normativa (3,00 kN/m<sup>2</sup>)*

coeff. MN = 1,254 (SLU, verifica non soddisfatta)

f = 0,2 mm (SLE, freccia massima)



Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (edifici per edifici scolastici: 3,00 kN/m<sup>2</sup>) la verifica non risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, la freccia massima risulta di valore indubbiamente trascurabile per la luce di calcolo del solaio in esame, soprattutto in funzione della fruibilità dei locali sovrastanti.

Volendo valutare qual è il carico variabile ammissibile su tale impalcato, si ricava che con un carico accidentale pari a  $1,20 \text{ kN/m}^2$ , risulta che:

$$M_{\max}(+) = ql^2/8 = (((6,80 \times 1,3) + (1,20 \times 1,5)) \times 2,48 \times 6,70^2)/8 = 148,06 \text{ kNm}$$

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi, in funzione del sovraccarico considerato:

*M+ : Carichi permanenti + variabili ( $1,20 \text{ kN/m}^2$ )*

coeff. MN = 0,999 (SLU, verifica soddisfatta)

Si valuta quindi in  $1,20 \text{ kN/m}^2$  il sovraccarico variabile massimo sopportabile dal solaio in esame.

#### 4.3. Verifica dei solai di copertura di secondo stralcio

Tutti i solai di copertura non relativo al corpo di fabbrica della palestra e il solaio interno posto nell'unica porzione di edificio avente due piani utili risultano essere realizzati con i medesimi elementi prefabbricati; quindi si procede con un'unica verifica, considerando le condizioni più gravose che presumibilmente si avvereranno:

Ghiaia:	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Solaio in c.a.:	4,60 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico accidentale (neve):	1,20 kN/m <sup>2</sup>

<i>TOTALE PESO PROPRIO</i>	4,60 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO PERMANENTE</i>	0,20 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO ACCIDENTALE</i>	1,20 kN/m <sup>2</sup>

Per il solaio in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- sezione pannelli	a pi-greco
- altezza solaio	30 cm
- larghezza pannelli	248 cm
- trefoli	assenti
- luce di calcolo	6,70 m

L'armatura del solaio è stata desunta dagli elaborati originari depositati ai competenti uffici.

Per il calcolo delle sollecitazioni si considera una condizione di vincolo di appoggio alle estremità.

Tale assunzione si ritiene plausibile grazie alla particolare conformazione dell'edificio: i solai sono tutti prefabbricati e posati direttamente a sottostrutture prefabbricate e aventi solo elementi di vincoli tali per cui venga impedita la fuoriuscita dalle sedi di appoggio.

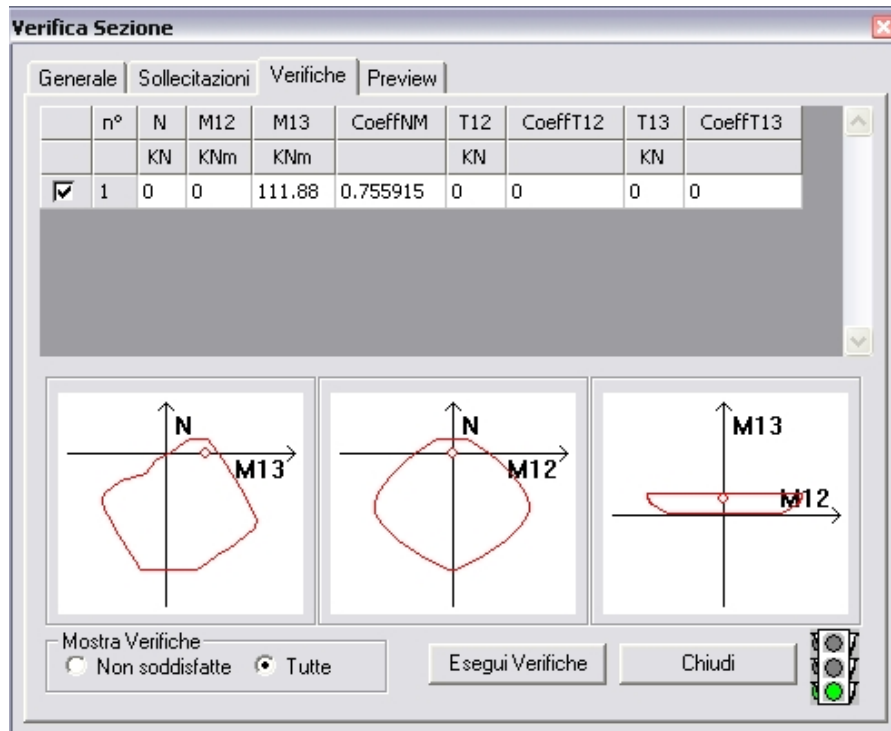
$$M_{\max}(+) = ql^2/8 = (((4,80 \times 1,3) + (1,20 \times 1,5)) \times 2,48 \times 6,70^2) / 8 = 111,88 \text{ kNm}$$

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi e freccia massima agli stati limite di esercizio, in funzione del sovraccarico considerato:

*M<sub>+</sub>: Carichi permanenti + variabili da normativa (1,20 kN/m<sup>2</sup>)*

coeff. MN = 0,756 (SLU, verifica soddisfatta)

f = 0,1 mm (SLE, freccia massima)



Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (neve: 1,20 kN/m<sup>2</sup>) la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, la freccia massima risulta di valore indubbiamente trascurabile per la luce di calcolo del solaio in esame, soprattutto in funzione della fruibilità dei locali sovrastanti.

#### 4.4. Verifica dei solai di copertura zona spogliatoi

La zona realizzata in muratura portante presenta una copertura in pannelli latero-cementizio posto in opera.

Ghiaia:	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Solaio in c.a. (16+4):	2,80 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco:	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico accidentale (neve):	1,20 kN/m <sup>2</sup>

<i>TOTALE PESO PROPRIO</i>	2,80 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO PERMANENTE</i>	0,70 kN/m <sup>2</sup>
<i>TOTALE CARICO ACCIDENTALE</i>	1,20 kN/m <sup>2</sup>

Per il solaio in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- interasse tra i travetti	44 cm
- altezza solaio (pignatta + soletta)	16+4 cm
- larghezza travetto	12 cm
- armatura inferiore resistente (M+)	1,51 cm <sup>2</sup> (3ø8)
- luce di calcolo	5,30 m
- luce a sbalzo	1,90 m

L'armatura del solaio è stata direttamente rilevata durante l'esecuzione dei saggi.

Per il calcolo delle sollecitazioni si considera una larghezza collaborante di 44 cm, pari all'interasse tra i travetti, e uno schema statico di trave continua semplicemente appoggiata e sbalzo laterale inferiore alla luce dell'appoggio.

Tale assunzione si ritiene plausibile grazie alla particolare conformazione dell'edificio: i solai sono sviluppati su una unica campata e non presentano murature sommitali.



Tutti questi elementi concorrono nella definizione di un grado di semplice appoggio sui campi di solaio considerati.

$$q = (((3,50 \times 1,3) + (1,20 \times 1,5)) \times 0,44 = 2,79 \text{ kNm}$$

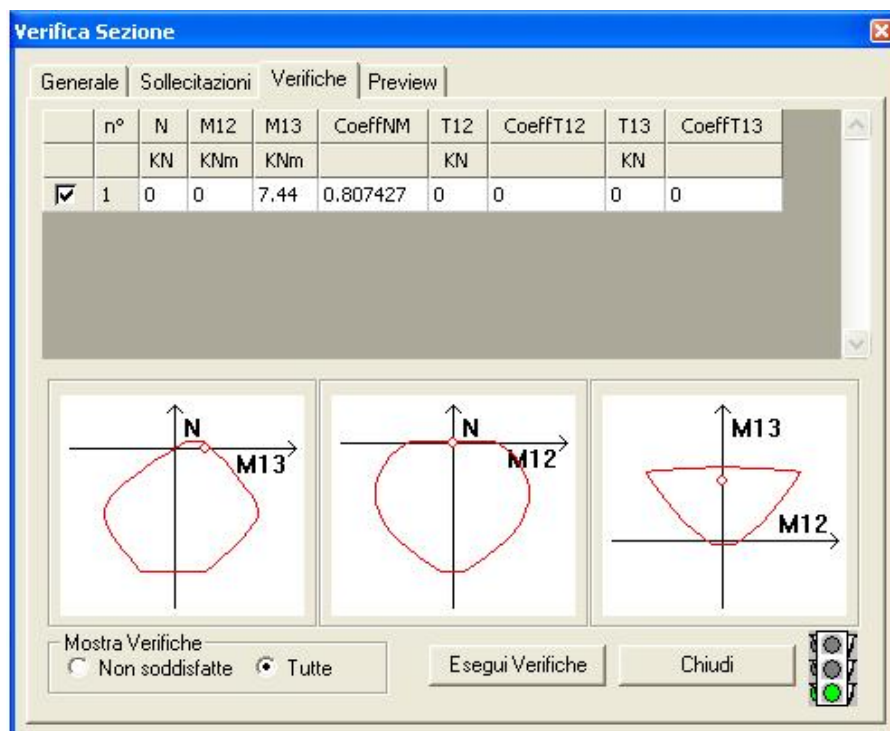
$$M_{\max (+)} = 7,44 \text{ kNm}$$

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi e freccia massima agli stati limite di esercizio, in funzione del sovraccarico considerato:

*M<sub>+</sub>: Carichi permanenti + variabili da normativa (1,20 kN/m<sup>2</sup>)*

coeff. MN = 0,807 (SLU, verifica soddisfatta)

f = 19,78 mm (SLE, freccia massima)



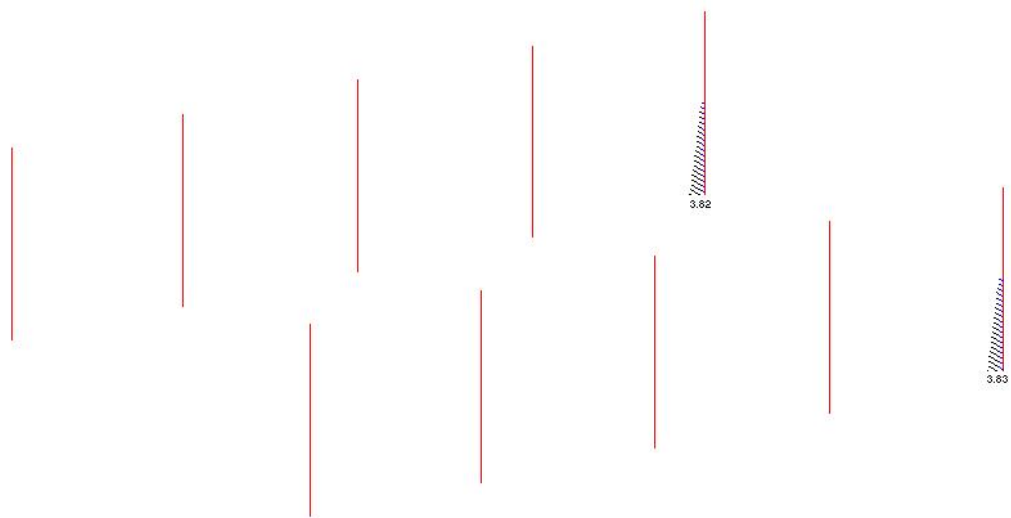
Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (copertura: 1,20 kN/m<sup>2</sup>) la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, la freccia massima risulta significativa per la luce di calcolo del solaio in esame, soprattutto in funzione della fruibilità dei locali sovrastanti.

#### 4.5. Verifica statica edificio di primo stralcio

Si evidenziano le eventuali problematiche strutturali già riscontrabili in condizioni statiche relativamente all'edificio di primo stralcio.

Si riportano i valori dei coefficienti di sfruttamento per gli elementi monodimensionali; nella figura seguente sono indicati solo i coefficienti relativi agli elementi non verificati:



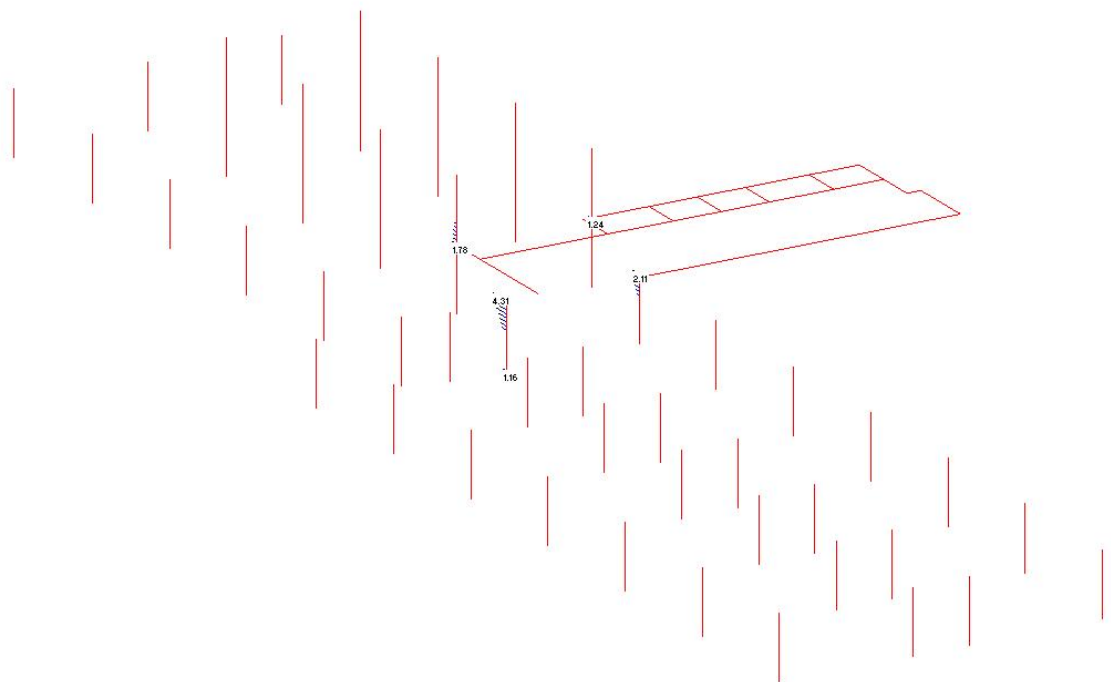
Intera struttura non precompressa: verifica coeff. NM

Superamento della resistenza massima nei pilastri d'angolo reggenti indirettamente le lastre di tamponature di testata.

#### 4.6. Verifica statica edificio di secondo stralcio

Si evidenziano le eventuali problematiche strutturali già riscontrabili in condizioni statiche relativamente all'edificio di secondo stralcio.

Si riportano i valori dei coefficienti di sfruttamento per gli elementi monodimensionali; nella figura seguente sono indicati solo i coefficienti relativi agli elementi non verificati:



## 5. Verifiche sismiche

Per queste verifiche si è lavorato in termini di accelerazione al suolo in grado di attivare meccanismi di danneggiamento o collasso andando a ricercare il valore di accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite considerato.

Per l'edificio in esame è stata eseguita un'analisi statica preliminare per analizzare le risorse dell'edificio in condizioni non sismiche.

Per l'esecuzione delle verifiche necessarie a caratterizzare il comportamento sismico dell'edificio si sono quindi definiti alcuni parametri di calcolo che trovano giustificazione nelle risultanze delle indagini descritte nei paragrafi precedenti.

In particolare si sono definiti i seguenti parametri, già elencati al paragrafo 3.5 ma qui riportati per semplicità di lettura:

- vita nominale 50 anni, così come definita per "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- classe d'uso III, per costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;
- classe di duttilità: bassa;
- regolarità del corpo di fabbrica del primo stralcio;
- non regolarità del corpo di fabbrica del secondo stralcio.

L'analisi sismica dell'edificio permette di eseguire le verifiche degli elementi strutturali in funzione dell'azione sismica definita durante la fase di input dati.

## **5.1. Verifiche globali edificio primo stralcio**

Si è proceduto con l'esecuzione di un'analisi statica equivalente a vari livelli di accelerazione crescente, procedendo con la determinazione degli elementi che raggiungono lo stato di crisi per ogni prefissato livello di azione sismica e quindi di sollecitazioni.

Lo stato di crisi è determinato dal superamento del coefficiente unitario per la sollecitazione considerata (coefficiente di interazione NM), non tenendo quindi conto di eventuali ridistribuzioni degli sforzi negli elementi in fase post-elastica.

Si è proceduto con l'effettuazione di un'analisi dinamica modale considerando un numero di modi di vibrare congruo al raggiungimento dell'85% delle masse eccitabili lungo le due direzioni principali, come richiesto dalla normativa vigente.

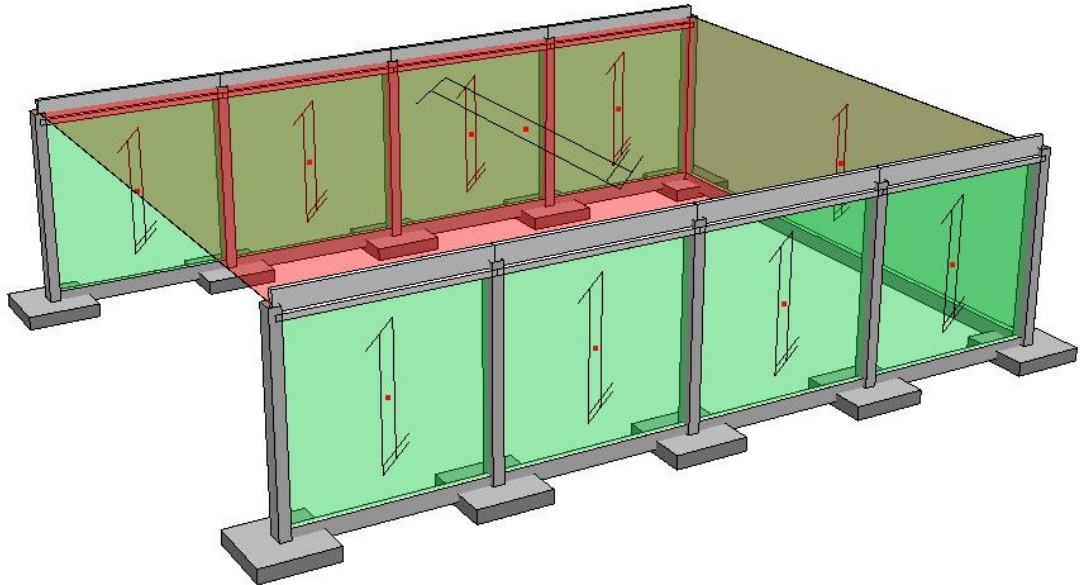
Considerato la particolare conformazione del corpo di fabbrica, si è considerato un edificio regolare in pianta e regolare in elevazione.

Come da indicazioni del DM2008 "Norme tecniche per le costruzioni" riportate al cap. 8.3, l'analisi per la valutazione della sicurezza dell'edificio in oggetto è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Il fabbricato, come già riportato in precedenza si compone interamente di strutture in c.a. prefabbricata e precompressa.

Di seguito si riportano gli elementi aventi superato il coefficiente unitario di sicurezza per quegli elementi semplicemente prefabbricati e di seguito si riportano le verifiche delle sezioni degli elementi pre-compressi.

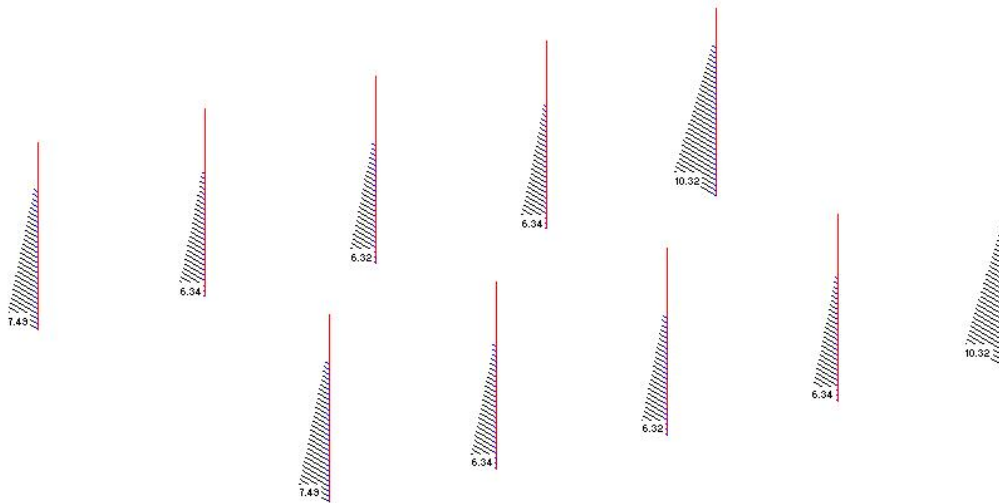
Modello tridimensionale



**Prima analisi sismica eseguita:**

Stati limite indagati:	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
Probabilità di superamento	$P_{VR} = 92,0\%$
Tempo di ritorno corrispondente	$T_R = 30$ anni
Pga (g)	$Pga = 0,0623$ g
Periodi di vibrazione:	dir. X 1,3111 s dir. Y 1,8099 s

Si riportano i valori dei coefficienti di sfruttamento per gli elementi monodimensionali; nella figura seguente sono indicati solo i coefficienti relativi agli elementi non verificati.



Intera struttura non precompressa: verifica coeff. NM

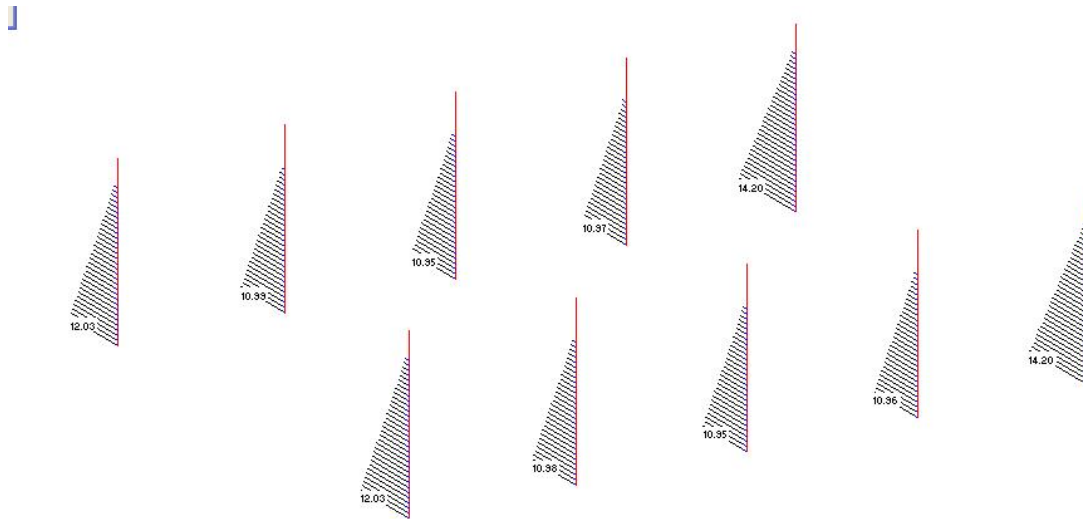
Tutti i pilastri presentano il superamento della resistenza massima nei pressi delle estremità inferiore dello stesso.

**Ultima analisi sismica eseguita:**

Stati limite indagati:	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
Probabilità di superamento	$P_{VR} = 10,0\%$
Tempo di ritorno corrispondente	$T_R = 712$ anni
Pga (g)	$Pga = 0,1583$ g
Periodi di vibrazione:	dir. X 1,3111 s dir. Y 1,8099 s

Si riportano i valori dei coefficienti di sfruttamento per gli elementi monodimensionali; nella figura seguente sono indicati solo i coefficienti relativi agli elementi non verificati.





Intera struttura non precompressa: verifica coeff. NM

Peggioramento delle carenze di resistenza alla base di tutti i pilastri.

In generale non si è ritenuto opportuno visualizzare la verifica della gerarchia delle resistenze dei nodi della struttura in quanto trattasi di elementi semplicemente appoggiati tra loro e quindi cerniere per costruzione.

### 5.1.1. Verifiche travi di coronamento pre-compresse

Per la tipologia di travi in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- altezza lorda trave	90 cm
- larghezza lorda trave	60 cm
- trefoli	8 da 1/2" a 7cm
- luce di calcolo	7,50 m

L'armatura della trave è stata desunta dagli elaborati originali depositati ai competenti uffici.

Si riporta il valore della sollecitazione flettente maggiormente gravosa.

$$M_{\max}(+) = 990,13 \text{ kNm}$$

Inserendo gli effetti dei trefoli di precompressione si ha che su ogni trefolo si esercita una trazione nominale di 136,00 kN, i quali, considerando cadute di tensione pari a circa un 20%, si avrà una trazione di finale nei singoli trefoli di 108,80 kN

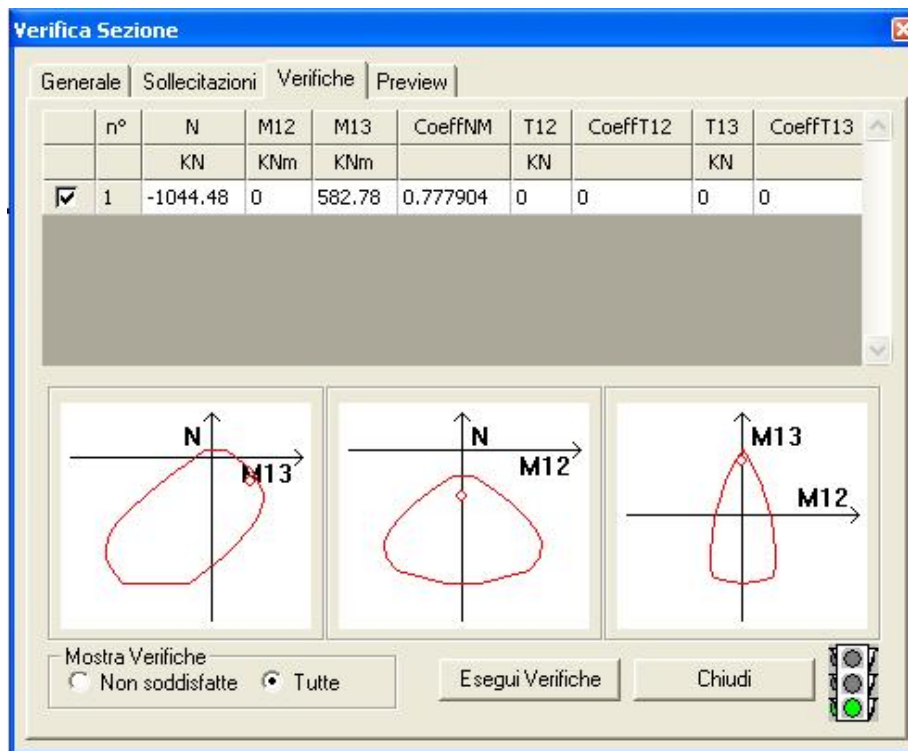
Quindi sulla sezione di mezzeria, la più sollecitata, le azioni agenti risultano essere:

- compressione derivante dai trefoli	1044,48 kN
- momento derivante dai trefoli	-407,35 kNm
- momento di calcolo	582,78 kNm

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi, in funzione del sovraccarico considerato:

$$M_{+}: \text{Carichi permanenti} + \text{variabili da normativa (1,20 kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{coeff. MN} = 0,778 \quad (\text{SLU, verifica soddisfatta})$$



Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (copertura: 1,20 kN/m<sup>2</sup>) la verifica risulta soddisfatta.

## **5.2. Verifiche globali edificio secondo stralcio**

Si è proceduto con l'esecuzione di un'analisi statica equivalente a vari livelli di accelerazione crescente, procedendo con la determinazione degli elementi che raggiungono lo stato di crisi per ogni prefissato livello di azione sismica e quindi di sollecitazioni.

Lo stato di crisi è determinato dal superamento del coefficiente unitario per la sollecitazione considerata (coefficiente di interazione NM), non tenendo quindi conto di eventuali ridistribuzioni degli sforzi negli elementi in fase post-elastica.

Si è proceduto con l'effettuazione di un'analisi dinamica modale considerando un numero di modi di vibrare congruo al raggiungimento dell'85% delle masse eccitabili lungo le due direzioni principali, come richiesto dalla normativa vigente.

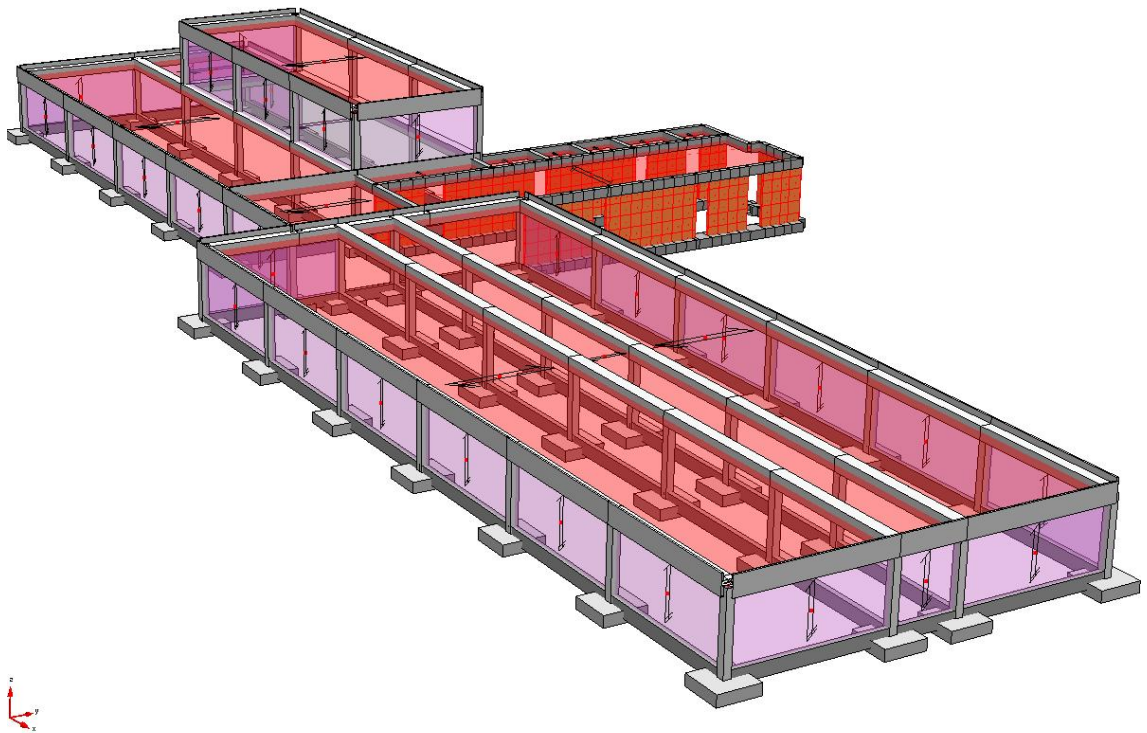
Considerato la particolare conformazione del corpo di fabbrica, si è considerato un edificio non regolare in pianta e non regolare in elevazione.

Come da indicazioni del DM2008 "Norme tecniche per le costruzioni" riportate al cap. 8.3, l'analisi per la valutazione della sicurezza dell'edificio in oggetto è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Il fabbricato, si compone di strutture in c.a. prefabbricate e precomprese e strutture murarie portanti.

Di seguito si riportano gli elementi aventi superato il coefficiente unitario di sicurezza per quegli elementi semplicemente prefabbricati e di seguito si riportano le verifiche delle sezioni degli elementi pre-compressi.

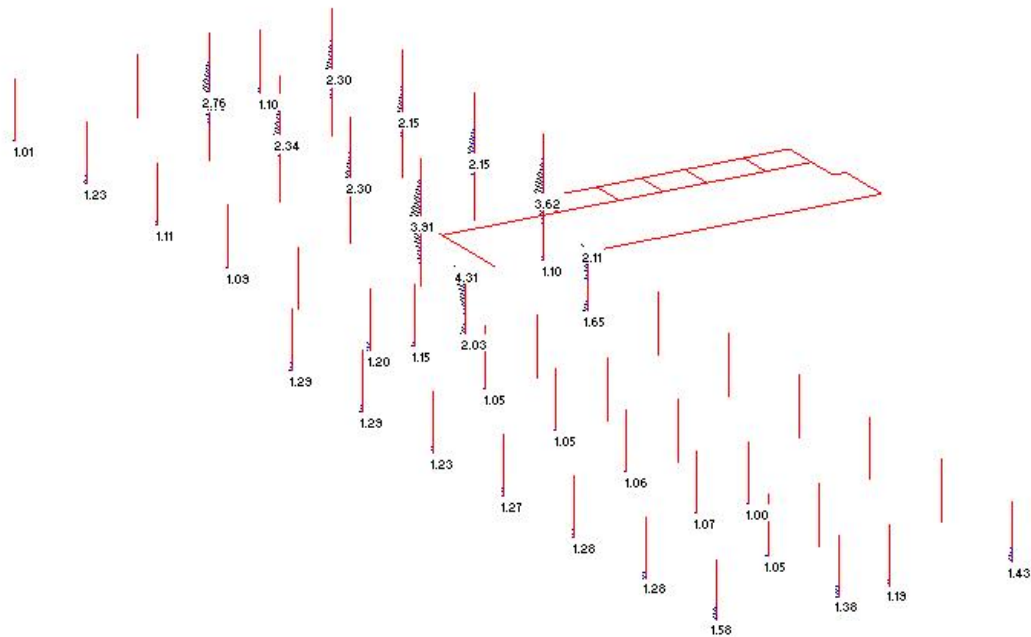
### Modello tridimensionale



#### **Prima analisi sismica eseguita:**

Stati limite indagati:	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
Probabilità di superamento	$P_{VR} = 92,0\%$
Tempo di ritorno corrispondente	$T_R = 30$ anni
Pga (g)	$Pga = 0,0623$ g
Periodi di vibrazione:	dir. X 0,3066 s dir. Y 0,1764 s

Si riportano i valori dei coefficienti di sfruttamento per gli elementi monodimensionali; nella figura seguente sono indicati solo i coefficienti relativi agli elementi non verificati.



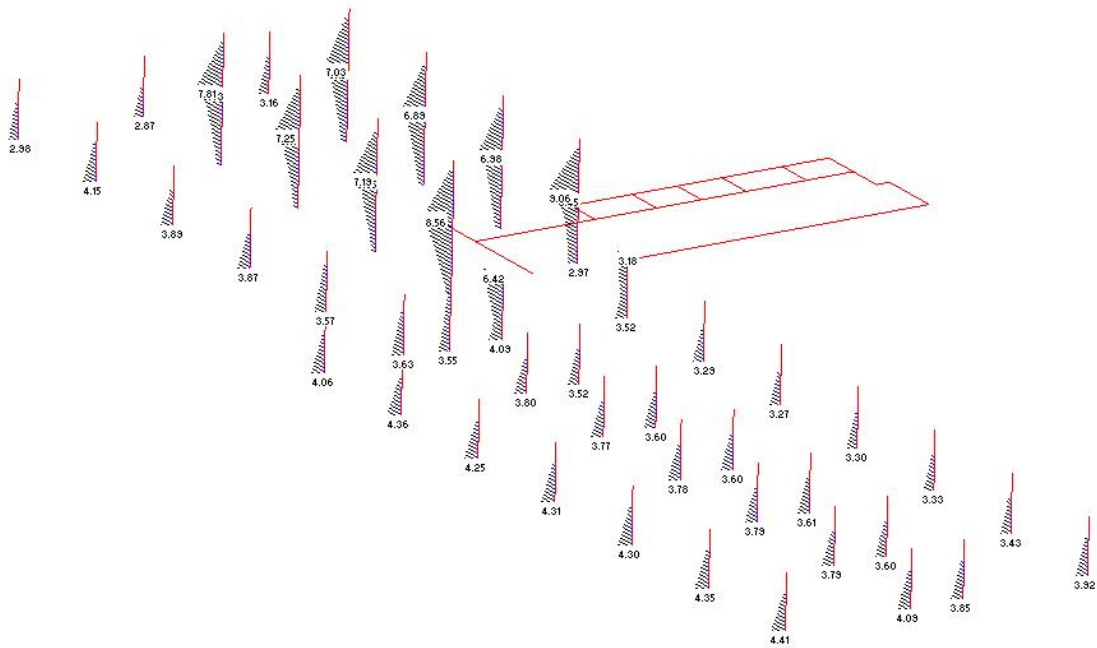
Intera struttura non precompressa: verifica coeff. NM

La quasi totalità dei pilastri presenta scarse risorse di resistenza alla base; oltre a carenze di resistenza in prossimità dell'unico interpiano presente in tutta la struttura

**Ultima analisi sismica eseguita:**

Stati limite indagati:	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
Probabilità di superamento	$P_{VR} = 10,0\%$
Tempo di ritorno corrispondente	$T_R = 712$ anni
Pga (g)	$Pga = 0,1583$ g
Periodi di vibrazione:	dir. X 0,3066 s dir. Y 0,1764 s

Si riportano i valori dei coefficienti di sfruttamento per gli elementi monodimensionali; nella figura seguente sono indicati solo i coefficienti relativi agli elementi non verificati.



Intera struttura non precompressa: verifica coeff. NM

Aumento delle carenze di resistenza in tutti i pilastri.

In generale non si è ritenuto opportuno visualizzare la verifica della gerarchia delle resistenze dei nodi della struttura in quanto trattasi di elementi semplicemente appoggiati tra loro e quindi cerniere per costruzione.

### 5.2.1. Verifiche travi esterne pre-compresse

Per la tipologia di travi in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- altezza lorda trave	90 cm
- larghezza lorda trave	60 cm
- trefoli	4 da 1/2" a 7cm e 10,5cm
- luce di calcolo	7,20 m

L'armatura della trave è stata desunta dagli elaborati originali depositati ai competenti uffici.

Si riporta il valore della sollecitazione flettente maggiormente gravosa.

$$M_{\max}(+) = 269,41 \text{ kNm}$$

Inserendo gli effetti dei trefoli di precompressione si ha che su ogni trefolo si esercita una trazione nominale di 136,00 kN, i quali, considerando cadute di tensione pari a circa un 20%, si avrà una trazione di finale nei singoli trefoli di 108,80 kN

Quindi sulla sezione di mezzeria, la più sollecitata, le azioni agenti risultano essere:

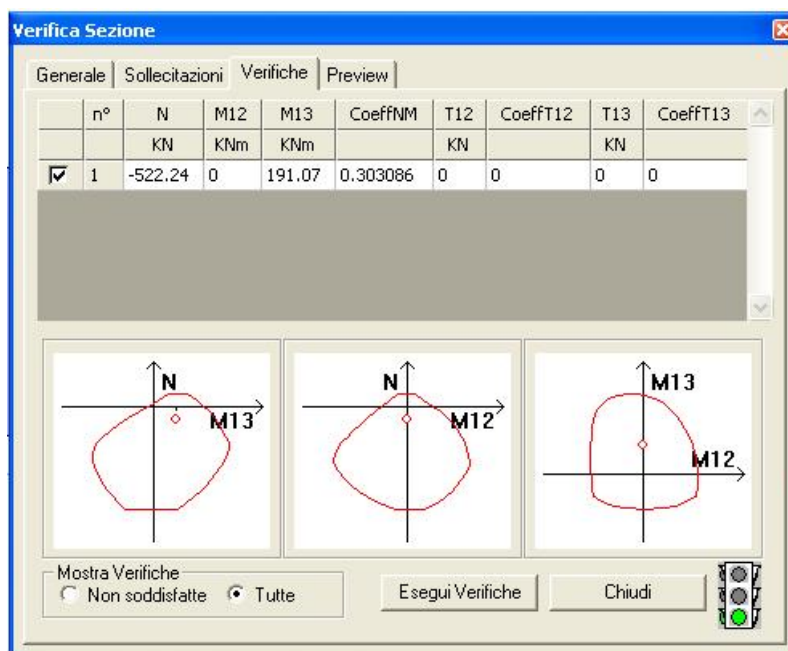
- compressione derivante dai trefoli	522,24 kN
- momento derivante dai trefoli	-147,53 kNm
- momento di calcolo	191,07 kNm

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi, in funzione del sovraccarico considerato:

$$M_{+}: \text{Carichi permanenti} + \text{variabili da normativa (1,20 kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{coeff. MN} = 0,303 \quad (\text{SLU, verifica soddisfatta})$$





Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (copertura:  $1,20 \text{ kN/m}^2$ ) la verifica risulta soddisfatta.

### 5.2.2. Verifiche travi interne pre-compresse

Per la tipologia di travi in oggetto, si considerano le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- altezza lorda trave	60 cm
- larghezza lorda trave	60 cm
- trefoli	4 da 1/2" a 7cm e 10,5cm
- luce di calcolo	7,20 m

L'armatura della trave è stata desunta dagli elaborati originali depositati ai competenti uffici.

Si riporta il valore della sollecitazione flettente maggiormente gravosa.

$$M_{\max}(+) = 538,05 \text{ kNm}$$

Inserendo gli effetti dei trefoli di precompressione si ha che su ogni trefolo si esercita una trazione nominale di 136,00 kN, i quali, considerando cadute di tensione pari a circa un 20%, si avrà una trazione finale nei singoli trefoli di 108,80 kN

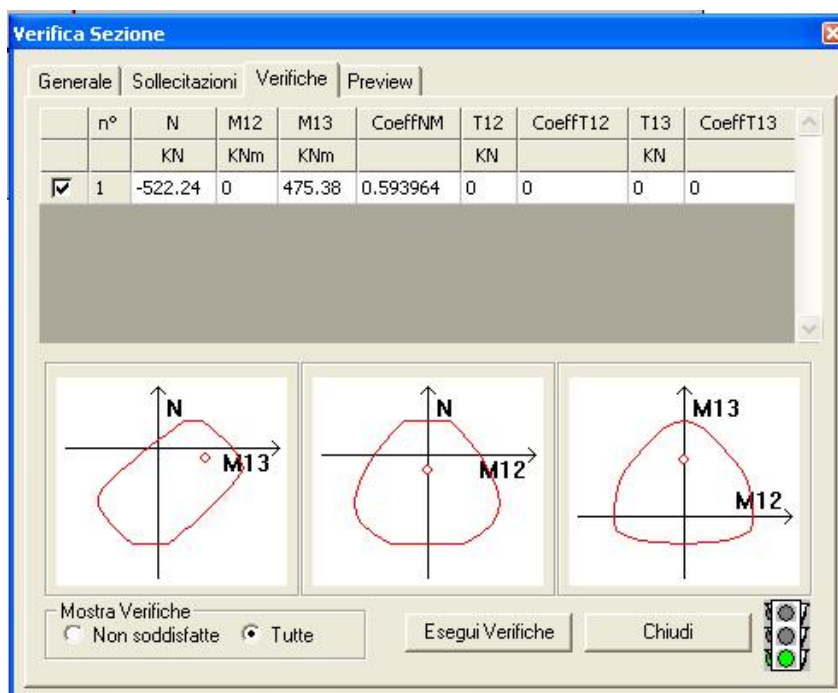
Quindi sulla sezione di mezzeria, la più sollecitata, le azioni agenti risultano essere:

- compressione derivante dai trefoli	522,24kN
- momento derivante dai trefoli	-116,20 kNm
- momento di calcolo	475,38 kNm

Si ottengono quindi i seguenti risultati in termini di coefficienti di sicurezza agli stati limite ultimi, in funzione del sovraccarico considerato:

$$M_{+}: \text{Carichi permanenti} + \text{variabili da normativa (3,00 kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{coeff. MN} = 0,594 \quad (\text{SLU, verifica soddisfatta})$$



Come si evince dai coefficienti riportati, per il valore di sovraccarico variabile definito dalla normativa (edifici scolastici:  $3,00 \text{ kN/m}^2$ ) la verifica risulta soddisfatta.

## 6. Conclusioni

Per una migliore comprensione dei risultati si riassumono come segue le peculiarità dell'edificio e gli esiti delle varie verifiche.

### 6.1. Elementi salienti delle indagini in loco, descrizione delle strutture e interpretazione del quadro fessurativo

Volendo riassumere gli elementi maggiormente significativi delle indagini in loco si rilevano le seguenti considerazioni:

- ✓ struttura portante a telaio tramite elementi in c.a. prefabbricati e precompressi per l'edificio del primo stralcio;
- ✓ struttura portante a telaio tramite elementi in c.a. prefabbricati e precompressi del secondo stralcio;
- ✓ porzione dell'edificio in muratura portante nella zona degli spogliatoi
- ✓ i solai del corpo di fabbrica della palestra in elementi prefabbricati e precompressi;
- ✓ solai del corpo di fabbrica del secondo stralcio in elementi prefabbricati;
- ✓ porzione di solaio della zona spogliatoi in pannelli latero-cementizi prefabbricati avente un'altezza di 16+4 cm (pignatta di spessore 16 cm, getto in cls spessore 4 cm, interasse tra i travetti 44 cm), armati con 3 $\phi$ 8 inferiori;

Nel complesso l'edificio presenta limitate situazioni di danneggiamento:

- ✓ non sono rilevabili lesioni e danneggiamenti negli elementi strutturali;
- ✓ sono rilevabili lesioni e danneggiamenti locali per lo più situate in prossimità delle zone inferiori delle murature divisorie interne, derivanti principalmente ad abbassamento del terreno sottostante il piano del pavimento, con conseguente creazione di lesioni negli elementi di muratura interna con funzione di separazione tra gli ambienti.

La documentazione che si è potuto reperire in merito al presente edificio risulta essere esauriente; infatti si è potuto reperire tutta la documentazione esecutiva degli elementi strutturali in c.a. componenti entrambi edifici realizzati, oltre alla relazione geologica e geotecnica originaria, i certificati di collaudo dei materiali, il certificato di regolare esecuzione dei lavori e tutte le relazioni di calcolo.

La presenza di una documentazione esauriente ha permesso di stabilire che, come detto in precedenza, l'intero plesso scolastico risulta essere composto da due differenti corpi di fabbrica realizzati in stralci successivi.

Il primo stralcio riguarda la realizzazione di nuovo corpo di fabbrica adibito a palestra e realizzato interamente attraverso elementi prefabbricati e pre-compressi in c.a., intervento iniziato nel 1981 e collaudato nel 1985.

Il secondo riguarda la realizzazione di nuovo corpo di fabbrica in elementi prefabbricati e pre-compressi in c.a., intervento iniziato nel 1985 e collaudato nel 1986

Non avendo subito mai ulteriori ristrutturazioni, ampliamenti o interventi di recupero di rilievo, non si è mai proceduto sino ad ora a uno studio approfondito delle strutture portanti dell'edificio stesso.

Le fondazioni si ipotizzano, in relazione alla documentazione reperita, di tipo diretto, a plinti per le zone realizzate con elementi prefabbricati e a travi rovesce in c.a. realizzate in opera per la zona degli spogliatoi in cui il solaio di copertura è realizzato con struttura portante in muratura tipo doppio UNI.

Tutte le coperture di entrambi gli stralci non risultano direttamente ispezionabili e per quanto riportato nei disegni si ipotizzano piane e realizzate tramite struttura piana ricoperta da uno strato di ghiaia di protezione (relativamente all'edificio di secondo stralcio), mentre a semplice struttura piana con sovrastante guaina bituminosa di protezione per l'edificio di secondo stralcio.

Le murature perimetrali di tamponamento del corpo di fabbrica di secondo stralcio sono realizzate con murature in laterizio forato, mentre quelle perimetrali relative al corpo di fabbrica del primo stralcio sono pannelli in c.a. prefabbricati.

Tutte le murature interne di separazione tra gli ambienti sono realizzate in muratura di mattoni forati.

I pannelli di solaio risultano essere differenti per le diverse tipologie costruttive realizzate.

Relativamente alle porzioni di fabbricato realizzate tramite l'utilizzo di elementi prefabbricati, i solai risultano essere in pannelli di c.a. prefabbricato a pi-greco precompresso.

Relativamente alla porzione di fabbricato realizzato con muratura portante i solai risultano essere in pannelli prefabbricati avente un'altezza di 16+4 cm (pignatta di spessore 16 cm, getto in cls spessore 4 cm, interasse tra i travetti 40 cm), armati con 3 $\phi$ 18 inferiori.

Le pareti divisorie interne non portanti risultano essere poche e di modesta entità, inoltre risultano appoggiate sul solaio di piano terreno a sua volta poggiante direttamente sul terreno senza particolari ammorsamenti né cordoli di irrigidimento.

Essendo presenti più corpi di fabbrica indipendenti tra loro, si è potuto rilevare, sia negli elaborati originali, sia durante i sopralluoghi, che tra gli stessi è stato previsto un idoneo giunto di separazione per meglio assorbire gli eventuali diversi spostamenti orizzontali in modo da evitare pericolosi fenomeni di martellamento tra strutture, accorgimento adottato anche per quel che riguarda le finiture degli stessi giunti.

I materiali utilizzati risultano essere i seguenti (valori già divisi per il fattore di confidenza FC):

<b>Materiale</b>	<b>f<sub>ctd</sub> (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>G (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>f<sub>cd</sub>/f<sub>yd</sub> (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso spec. (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Muratura in mattoni doppi UNI	5,0	1350	4500	650	15,00
Calcestruzzo R'ck 400	145	15021	36050	1881	25,00

Acciaio da carpenteria Feb44K	/	79231	206000	37391	78,50
Trefoli da pre- compressione	/	/	/	145000	/

Nel complesso l'edificio presenta limitate situazioni di danneggiamento locale per lo più situate in prossimità delle zone inferiori delle murature divisorie interne, derivanti principalmente ad abbassamento del terreno sottostante il piano del pavimento, con conseguente creazione di lesioni negli elementi di muratura interna con funzione di separazione tra gli ambienti.

## **6.2. Metodologia di analisi**

Trattasi di plesso scolastico composto da due differenti corpi di fabbrica realizzati in stralci successivi.

Successivamente si procede, tramite l'ausilio del programma di calcolo CMP della Cooperativa Architetti e Ingegneri di Reggio Emilia (CAIRE Pro), alle verifiche del comportamento delle strutture al fine di ottenere i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare un dato meccanismo di danneggiamento o collasso della struttura sia valutando i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare singoli meccanismi di danneggiamento o collasso, sia valutando i valori in grado di attivare meccanismi a livello globale dell'edificio, evidenziando gli elementi che al crescere dell'accelerazione al suolo entrano progressivamente in crisi.

L'analisi definisce le caratteristiche dei solai come impalcati infinitamente rigidi nel piano, i quali garantiscono una rigidità sufficiente nel loro piano per definire un procedimento di calcolo di tipo "impalcato rigido".

Secondo questa tipologia di calcolo le azioni sismiche vengono ripartite tra i vari elementi strutturali in modo proporzionale alle rispettive rigidità, in quanto il movimento rigido nel piano del solaio provvede alla distribuzione delle forze orizzontali.

Ad ogni livello di accelerazione (e quindi di intensità dell'azione sismica) è infatti definito il corrispondente valore del tempo di ritorno per l'azione sismica considerata;

vengono quindi eseguite tutte le verifiche relative agli stati limite ultimi e di esercizio, per ognuno dei quali si esamina quindi il gruppo di elementi strutturali non verificati.

Si analizza quindi il comportamento dell'edificio all'aumentare dell'azione sismica sollecitante, tenendo in debito conto delle modifiche al comportamento strutturale che l'azione sismica produce negli elementi che risultano sottodimensionati.



### 6.3. Sintesi dei risultati

Esaminando i dati riportati nei paragrafi precedenti si propone una sintesi delle principali vulnerabilità riscontrate nell'edificio in oggetto.

Analizzando l'edificio di primo stralcio (palestra), si rileva una forte snellezza delle strutture oltre a una non trascurabile incertezza sull'efficacia degli elementi di connessione tra i vari elementi prefabbricati.

Già a livello statico si possono riscontrare carenze di resistenza nei pressi della base di due pilastri d'angolo ove risultano presenti i pannelli di tamponatura di testata, elementi fissati direttamente alle coppelle di copertura e poggianti su travi di fondazione solidali con i plinti e i pilastri laterali.

A livello sismico, già con tempi di ritorno molto bassi si ha una carenza strutturale alla base di tutti i pilastri del corpo di fabbrica della palestra; considerando sismi con tempi di ritorno da normativa, tale carenza aumenta, aumentando il tratto in cui si potrebbero formare pericolose cerniere plastiche.

Il giudizio generale per questa porzione di struttura risulta molto scarso.

Le strutture portanti risultano in grado di sopportare eventi sismici con bassi tempi di ritorno, con valori lontani da quelli previsti dalla normativa.

Relativamente all'edificio di secondo stralcio (scuola), la situazione statica prevede situazioni di scarse risorse strutturali della sommità dei quattro pilastri posti in aderenza alle strutture in muratura della zona spogliatoi, fenomeno dovuto alla presenza di strutture portanti aventi rigidzze differenti tra loro e senza alcuna presenza di giunti.

In condizioni sismiche, con l'applicazione di terremoti con tempi di ritorno molto bassi si iniziano ad avere formazione di cerniere plastiche alla base di quasi la totalità dei pilastri, oltre a zone più marcate poste in prossimità della zona di attacco dell'unica porzione di edificio posto a piano primo; con eventi sismici definiti dalla normativa, si rilevano incrementi delle zone interessate dalla formazione delle cerniere plastiche lungo l'altezza dei pilastri.

Il giudizio generale per questa porzione di struttura risulta molto scarso.

Le strutture portanti risultano in grado di sopportare eventi sismici con bassi tempi di ritorno, con valori lontani dai valori previsti dalla normativa.

Tutti i nodi di entrambi gli stralci risultano non rispettare le prescrizioni di norma anche in condizioni statiche in quanto realizzati tramite soluzioni di semplici appoggi, ovvero cerniere non in grado di trasferire momento.

I solai di copertura indagati risultano tutti verificati nelle condizioni più gravose.

Per questi campi di solaio, infatti, il coefficiente di verifica risulta essere inferiore a 1 per la verifica con i valori tipici di carichi permanenti e variabili indicati da normativa vigente.

Il solaio di interpiano posto nell'unica porzione posta a piano primo presenta una capacità portante inferiore a quella definita per la tipologia dell'edificio; si è però riscontrata una portanza in termini di carico variabile massimo ammissibile pari a  $1,20 \text{ kN/m}^2$ .

Valutando gli spostamenti dei singoli corpi di fabbrica, si è potuto valutare che i giunti presenti nell'intero plesso scolastico risultano essere adeguati per evitare pericolosi fenomeni di martellamento tra strutture in fase di evento sismico.

#### **6.4. Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento**

Come si evince dai risultati dell'analisi, le criticità che maggiormente condizionano le risorse di resistenza dell'edificio sono le seguenti:

- relativamente alle strutture portanti verticali si riscontrano bassi livelli di resistenza di tutte le pilastrate;
- relativamente all'unico solaio di interpiano si riscontrano carenze strutturali per le destinazioni d'uso richieste;

I criteri di intervento che si possono adottare in un'ottica di miglioramento sismico sono i seguenti:

- incremento delle risorse di resistenza delle strutture in c.a. (pilastri) mediante l'applicazione di tecniche di intervento localizzate in prossimità degli orizzontamenti e alla base degli stessi;
- incremento delle risorse di resistenza delle strutture di solaio mediante l'applicazione di tecniche di intervento localizzate e mirate all'incremento della capacità portante dei singoli elementi non verificati.

Tali interventi devono essere applicati in modo diffuso e sistematico sugli elementi strutturali dell'immobile che risultano carenti dal punto di vista delle risorse di resistenza.

L'incremento di capacità determinato da questi interventi non è preventivamente quantificabile ma sarà determinato in funzione del numero e dell'estensione degli interventi che potranno essere realizzati.

Rimangono a discrezione della committenza la scelta di eseguire gli interventi descritti nel precedente capitolo relativo alle vulnerabilità non quantificabili.

## 7. Allegati

**Allegato 1: Relazione di calcolo statica edificio di primo stralcio**

**Allegato 2: Relazione di calcolo sismica edificio di primo stralcio**

**Allegato 3: Relazione di calcolo statica edificio di secondo stralcio**

**Allegato 4: Relazione di calcolo sismica edificio di secondo stralcio**