



# INNOVATIONS

*Materiali e tecnologie innovative: ricerca, sviluppo ed esecuzione di interventi di rinforzo strutturale per il recupero ed il ripristino di opere di ingegneria civile, delle infrastrutture e dei patrimoni storico-artistico monumentali. Servizi di ingegneria. Rilievi radiometrici. Verifiche sulla progettazione delle opere ai fini della validazione.*

**REGIONE UMBRIA  
PROVINCIA DI PERUGIA  
COMUNE DI SPOLETO**

**SERVIZIO PER IL RILEVAMENTO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA AI SENSI DEL O.P.C.M. 3274/2003, DEGLI EDIFICI DI PROPRIETÀ COMUNALE DENOMINATI: LOTTO 4: SCUOLA MATERNA DI PROTTE, SCUOLA MEDIA PIANCIANI E SCUOLA ELEMENTARE SORDINI VIA VISSO**



**ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA  
AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018**

**RELAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA  
- Scuola Media L PIANCIANI -**

COMMITTENTE: COMUNE DI SPOLETO  
SEDE: Piazza del Comune n.1 - 06049 Spoleto (PG)

Il Tecnico

**Innovations S.r.l.**

Sede legale ed amministrativa: Via Yuri Gagarin 69 - 06073 S. Mariano-Perugia-Italy

Tel:+39.075.5178358 – Fax +39.075.5176924

Capitale Sociale 21.000,00 € i.v. P.IVA 03372370548 – REA PG-284516

Mail: [info@innovationsrsl.it](mailto:info@innovationsrsl.it) - PEC: [innovationsrsl@pec.it](mailto:innovationsrsl@pec.it)

Web: [www.innovationsrsl.it](http://www.innovationsrsl.it)



# SOMMARIO

## 1. DESCRIZIONE DEL MODELLO AD ELEMENTI FINITI E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

**APPLICATE ..... 3**

*1.1. Schematizzazione della struttura e dei vincoli ..... 3*

*1.2. Azioni applicate e definizione delle masse ..... 6*

*1.3. Caratterizzazione modale..... 12*

**2. DEFINIZIONE DELL'ARMATURA PER ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO ..... 14**

*2.1. Generalità..... 14*

*2.2. Armature presenti nei pilastri in c.a. .... 15*

**3. CRITERI DI ANALISI E VERIFICA ..... 17**

*3.1 Premessa ..... 17*

*3.2 Analisi lineare dinamica ..... 17*

*3.3 Metodo di verifica. .... 18*

*3.4 Note di calcolo. .... 20*

**4. VERIFICA STATICA DEI SOLAI..... 21**

**5. VERIFICHE STATICHE ALLO SLU – STATO ATTUALE..... 25**

**6. ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA – STATO ATTUALE ..... 27**

**7. CONCLUSIONI VERIFICA STATO ATTUALE..... 31**

# 1. Descrizione del modello ad elementi finiti e definizione delle azioni applicate

Il fabbricato oggetto della presente relazione è la Scuola Media Secondaria "Luigi Pianciani", ubicata in Via Arpago Ricci, 8, nel Comune di Spoleto (PG).

Nel presente paragrafo vengono illustrate le metodologie di modellazione della struttura che ha comportato la generazione di un modello tridimensionale dell'edificio, i dettagli di analisi dei carichi e la caratterizzazione modale.

## 1.1. Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura portante dell'edificio in oggetto è composta da telai spaziali in calcestruzzo armato, con collegamenti a cerniera fra pannelli di solaio nervati, travi e pilastri. Le strutture si sviluppano su due piani fuori terra con la presenza di fondazioni dirette su plinti.

Lo schema strutturale adottato è costituito da elementi monodimensionali di tipo "frame" necessari a modellare gli elementi pannelli di solaio, trave e pilastri.

La presenza dei pannelli prefabbricati di tamponatura è stata inserita solamente come massa concentrata sui pilastri perimetrali.

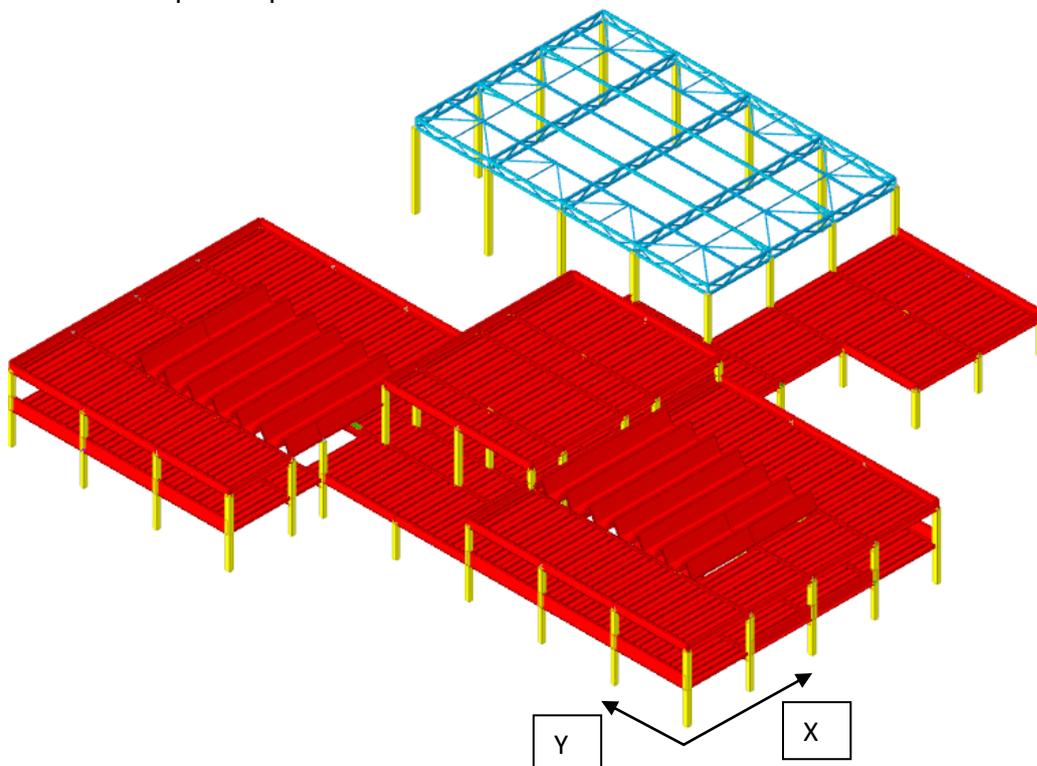


Figura 1 Disegno della struttura in 3D.

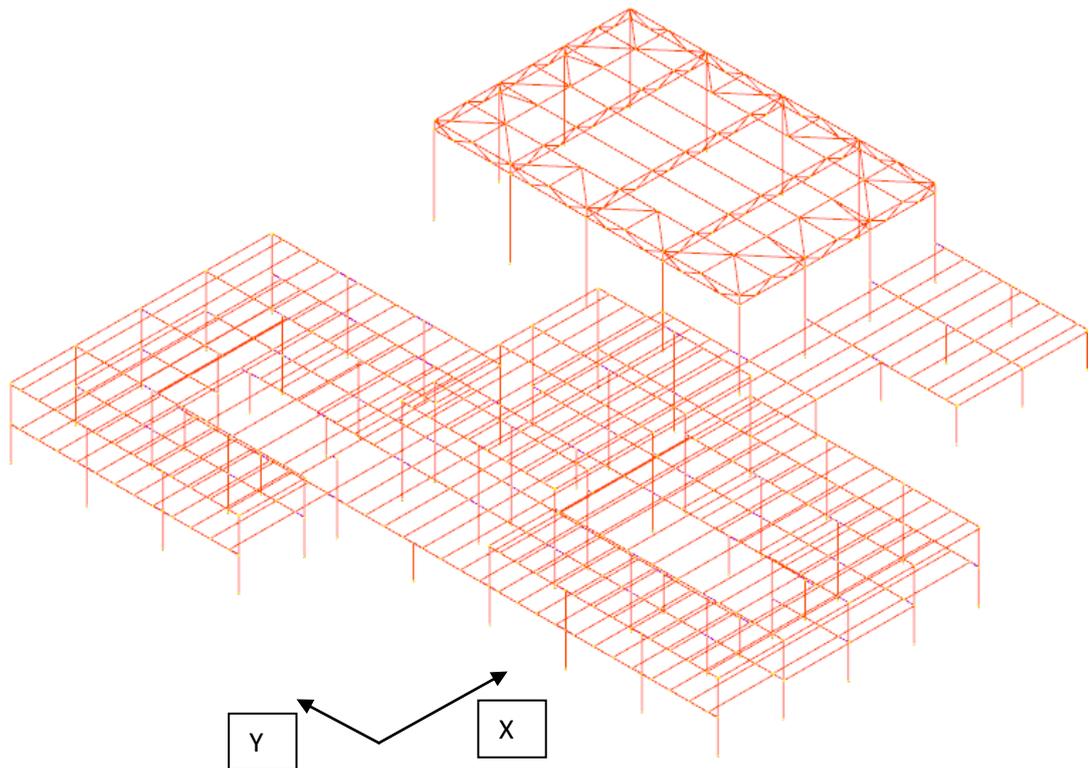
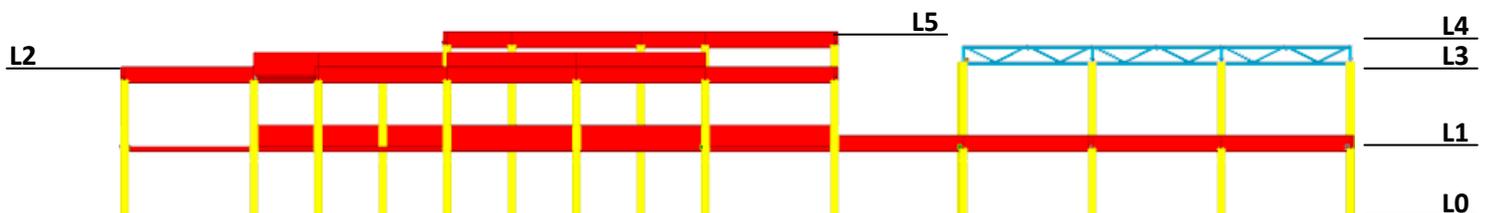


Figura 2 Modello ad elementi finiti in 3D.

Le quote dei livelli sono determinati in funzione del rilievo geometrico-altimetrico effettuato in situ



Descrizione	Quota superiore
Piano 0	0
Piano 1	327
Piano 2	673
Copertura palestra (q+755)	755
Copertura palestra (q+895)	837
Piano 3	850

Figura 3 Livelli di costruzione del modello ad elementi finiti.

Per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, come indicato al punto §7.2.6, il modulo elastico del calcestruzzo armato di travi e pilastri, determinato a partire dalla resistenza a compressione scelta a riferimento tra quelle risultanti dalle prove di laboratorio, viene ridotto del 15% per gli elementi pilastro e setto e del 30% per gli elementi trave.

### Tramezzature interne

Le tramezzature interne si presentano costituite da laterizi forati e strati d'intonaco di ricoprimento. A favore di sicurezza, si trascura il loro contributo in termini di rigidezza e resistenza, tenendo conto comunque del loro apporto di massa.

Il carico dei tramezzi interni è stato considerato come incremento di carico permanente applicato ai solai, stimandone l'incidenza in base alla stima del peso per unità di lunghezza.

### Strutture di fondazione

Le strutture di fondazione sono costituite da elementi di tipo diretto come indicato al paragrafo precedente. Nel modello strutturale, si ritiene lecito considerare la sovrastruttura incastrata alla base.

### Impalcati di solaio

Considerando le differenti tipologie di solaio presenti nella struttura, che si ricorda essere del tipo pannelli nervati prefabbricati, gli impalcati vengono considerati deformabili e vengono schematizzati mediante elementi "frame" incernierati alle travi principali.

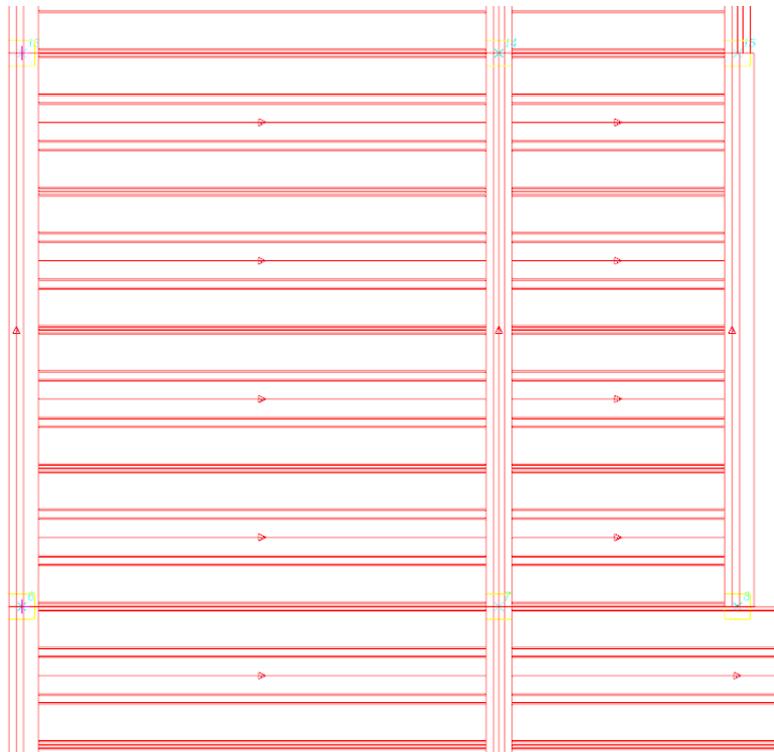


Figura 4 Schematizzazione impalcati.

## 1.2. Azioni applicate e definizione delle masse

### Carichi permanenti

Il peso proprio degli elementi resistenti quali: pannelli di solaio nervati, travi e pilastri viene automaticamente determinato dal software di calcolo una volta assegnata la geometria dell'elemento e il peso specifico del materiale. In particolare, per il materiale calcestruzzo, è stato assunto il seguente valore di densità  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .

Il carico permanente portato dai pannelli di solaio, in base alle indagini effettuate in situ ed al materiale reperito, è stato computato partendo dai seguenti valori di densità per i diversi materiali:

Intonaco =	1300	$\text{Kg/m}^3$
Laterizio forato =	600	$\text{Kg/m}^3$
C.A. indagato =	2500	$\text{Kg/m}^3$
CLS Massetto =	1800	$\text{Kg/m}^3$

### COMPORAMENTO DEFORMABILE

SOVRACCARICOPANNELLI NERVATI PREFABBRICATI (q. +327 m) - SS1						
	Pavimento =	35	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,02	m
	Massetto =	152	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,08	m
	Tramezzi =	160	$\text{Kg/m}^2$			
	Intonaco =	13	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,01	m
	<b>Peso permanente portato =</b>	<b>354</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>			

### COMPORAMENTO DEFORMABILE

SOVRACCARICO PANNELLI NERVATI PREFABBRICATI (q. +3.27, +6.73 m) + COPERTURA						
	Massetto =	57	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,03	m
	pannelli di copertura =	30	$\text{Kg/m}^2$			
	incidenza sovrastruttura in acciaio =	15	$\text{Kg/m}^2$			
	Intonaco =	13	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,01	m
	<b>Peso permanente portato =</b>	<b>113</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>			

### COMPORAMENTO DEFORMABILE

SOVRACCARICO PANNELLI NERVATI PREFABBRICATI (q. +6.73 m) AULA MAGNA + COPERTURA						
	Massetto =	57	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,03	m
	pannelli di copertura =	30	$\text{Kg/m}^2$			
	incidenza sovrastruttura in acciaio =	15	$\text{Kg/m}^2$			
	controsoffitto =	30	$\text{Kg/m}^2$	--> spessore =	0,01	m
	<b>Peso permanente portato =</b>	<b>130</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>			

**COMPORTAMENTO DEFORMABILE**

SOVRACCARICO PANNELLI OMEGA PREFABBRICATI (q. +6.73 m) CON LASTRE CURVE DI COPERTURA						
	Massetto =	57	Kg/m <sup>2</sup>	--> spessore =	0,03	m
	lastre di copertura =	10	Kg/m <sup>2</sup>			
	Intonaco =	13	Kg/m <sup>2</sup>	--> spessore =	0,01	m
	<b>Peso permanente portato =</b>	<b>79</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>			

**COMPORTAMENTO DEFORMABILE**

SOVRACCARICO SOLAIO COPERTURA PALESTRA (q. 8.95 m)			
	pannelli di copertura =	30	Kg/m <sup>2</sup>
	<b>Peso permanente portato =</b>	<b>30</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
	<b>Peso proprio totale =</b>	<b>45</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>

Si riporta anche l'analisi dei carichi relativi alle rampe e pianerottoli delle scale.

SCUOLA - SCALE INTERNE						
	<b>Rampe</b>					
	Soletta in c.a. =	300	Kg/m <sup>2</sup>	--> spessore =	0,12	m
				--> alzata =	0,165	m
	Gradini =	206	Kg/m <sup>2</sup>	--> pedata =	0,30	m
				--> n°gradini/n	3,333	m
	<b>Peso proprio strutturale =</b>	<b>497</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>			
	Rivestimento =	50	Kg/m <sup>2</sup>			
	Intonaco =	13	Kg/m <sup>2</sup>	--> spessore =	0,01	m
	<b>Peso permanente portato =</b>	<b>62</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>			

Per quanto riguarda il **peso della tramezzatura interna** viene considerato un carico uniformemente distribuito pari a **160 daN/m<sup>2</sup>**: tale valore viene calcolato in base alle altezze interne considerando uno spessore delle pareti pari a 20 cm così composto: 2 cm di intonaco distribuito sui due lati del divisorio e 18 cm di laterizio forato e in base alle indicazioni delle NTC 2018 al paragrafo 3.1.3: "Elementi divisorii interni", considerando una distribuzione interna delle tramezzature abbastanza omogenea.

### Sovraccarichi per destinazione d'uso

Le tipologie di sovraccarico dovuto alle diverse destinazioni d'uso considerate sono definite in base a quanto riportato al punto §3.1.4 del D.M. 17/01/2018:

- **sovracc. per ambienti suscettibile di affollamento**, cat. C1 (scuole), pari a **3,00 KN/m<sup>2</sup>**
- **sovracc. per ambienti suscettibile di affollamento**, cat. C (scale), pari a **4,00 KN/m<sup>2</sup>**
- **sovracc. per coperture**, cat. H (accessibili per sola manutenzione), pari a **0,50 KN/m<sup>2</sup>**

### Carico accidentale da neve

Il carico neve viene determinato secondo quanto indicato al punto §3.4 del D.M. 17/01/2018:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione
- $C_t$  è il coefficiente termico

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

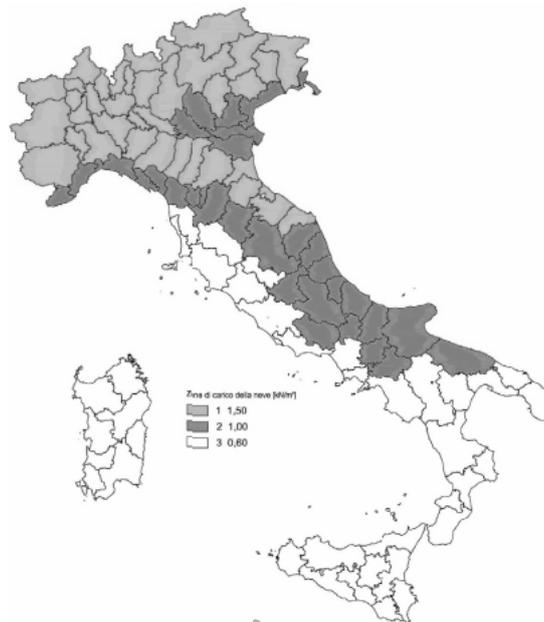


Figura 5 Zone di carico da neve.

Risultando Spoletto in zona II ed il sito in questione caratterizzato da un'altitudine di riferimento  $a_s = 290 \text{ m}$  il valore caratteristico di neve al suolo risulta pari a:

$$q_{sk} = 1159 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di forma per le coperture, essendo la copertura caratterizzata da un angolo formato con l'orizzontale pari a circa  $\alpha = 15^\circ$ , vale  $\mu_i = 0,8$  (vedi Tab. 3.4.II).

Essendo il sito ricadente in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi la classe topografica viene assunta come normale; il coefficiente di esposizione viene quindi assunto pari a  $C_E = 1$ .

Il carico neve risulta quindi pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.93 \text{ KN/m}^2 \cong 93 \text{ daN/m}^2$$

### Azioni sismiche

L'azione sismica è stata valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, individuata dalle coordinate del sito in esame:

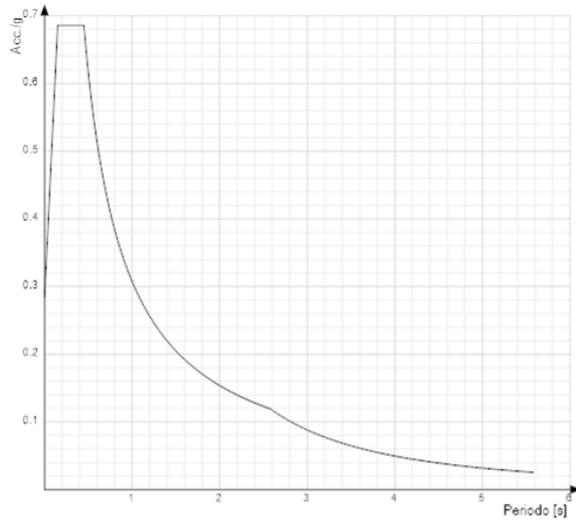
- latitudine: 42° 45' 28" N (ED50)
- longitudine: 12° 43' 47" E (ED50)

Successivamente si è proceduto a stimare la vita nominale dell'opera strutturale sulla base delle indicazioni riportate in tabella 2.4.1 del D.M. 17-01-2018, assumendo una vita nominale  $V_N=50$  anni per opera di importanza ordinaria.

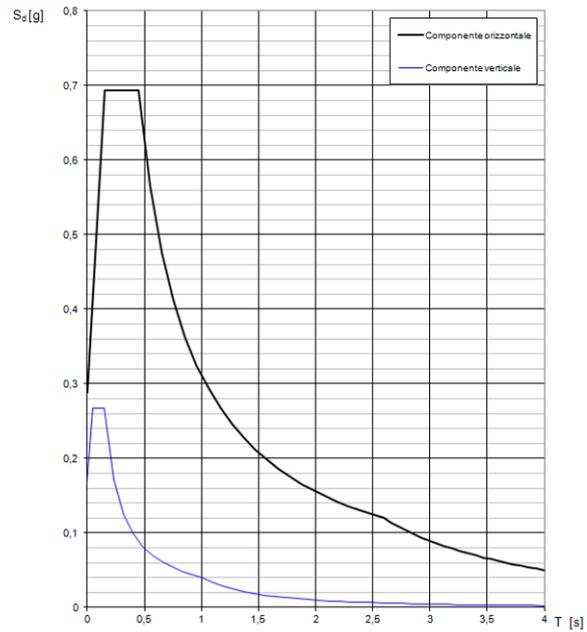
Le azioni sismiche sono state valutate in relazione:

- ad un periodo di riferimento,  $V_R=75$ , ricavato moltiplicando la vita nominale ( $V_N = 50$  anni) per il coefficiente d'uso  $C_u$ , assunto pari a 1.5 (Tab. 2.4 II del D.M. 17-01-2018) per la classe d'uso III: costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi.
- alla categoria di sottosuolo B.
- alla classe topografica T1 (Tabella 3.2.III e Tabella 3.2.V del D.M. 17-01-2018);

Si riporta di seguito lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 relativo al sito in esame; viene confrontato lo spettro elastico prodotto dal software Sismicad con quello prodotto dal foglio di calcolo Spettri\_NTCver1.0.3.xls per aver un controllo nella definizione dell'azione sismica.



Spettro elastico Sismicad



Spettro elastico Spettri\_NTCver1.0.03

Gli spettri di risposta in accelerazione di progetto delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 relativi al sito in esame sono ricavati abbattendo gli spettri elastici dei relativi fattori di struttura; in particolare per la verifica di meccanismi duttili viene svolta un'analisi con spettro elastico abbattuto di un fattore  $q=2.25$ , mentre per le verifiche dei meccanismi fragili si adotta lo spettro di progetto abbattuto di un fattore  $q=1.5$ .

## Combinazioni di carico

Per quanto riguarda le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** nei confronti dei soli carichi verticali, si impiega la combinazione fondamentale come indicato al punto §2.5.3:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Per quanto riguarda l'azione sismica con riferimento al punto §8.3 del D.M. 17/01/2018 si sceglie di eseguire sulla struttura in oggetto, relativamente all'azione sismica, verifiche per lo **Stato Limite** ultimo di salvaguardia della **Vita** e per lo **Stato Limite** di esercizio di **Operatività** definiti come al punto §3.2.1 del D.M. 17/01/2018.

La combinazione impiegata è stata definita secondo quanto prescritto al punto §2.5.3 del D.M. 17/01/2018:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

dove:

- ✓ E: azione sismica
- ✓  $G_i$ : carichi permanenti suddivisi in pesi propri strutturali ( $G_1$ ) e non strutturali ( $G_2$ )
- ✓  $Q_k$  valore caratteristico per azioni variabili

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 6 Tab. 2.5.I del DM 17/01/2018

### 1.3. Caratterizzazione modale.

Una volta effettuata la discretizzazione della struttura e definita l'analisi dei carichi è stato possibile eseguire sul modello ad elementi finiti, un'analisi modale così da ottenere le caratteristiche dinamiche della struttura in oggetto.

Si riportano di seguito i periodi (espressi in secondi) e le percentuali di massa partecipante dei modi fondamentali della struttura nonché le rappresentazioni grafiche delle forme modali considerate.

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa rot Z
1	1,544542856	66,4%	0,1%	28,4%
2	1,537486857	0,1%	66,2%	14,8%
3	0,900445369	0,4%	4,2%	15,9%
4	0,833365529	3,7%	0,9%	2,9%
5	0,375941286	22,8%	1,6%	7,7%
6	0,321431736	1,9%	23,6%	2,9%

Figura 7 Periodi e masse partecipanti.

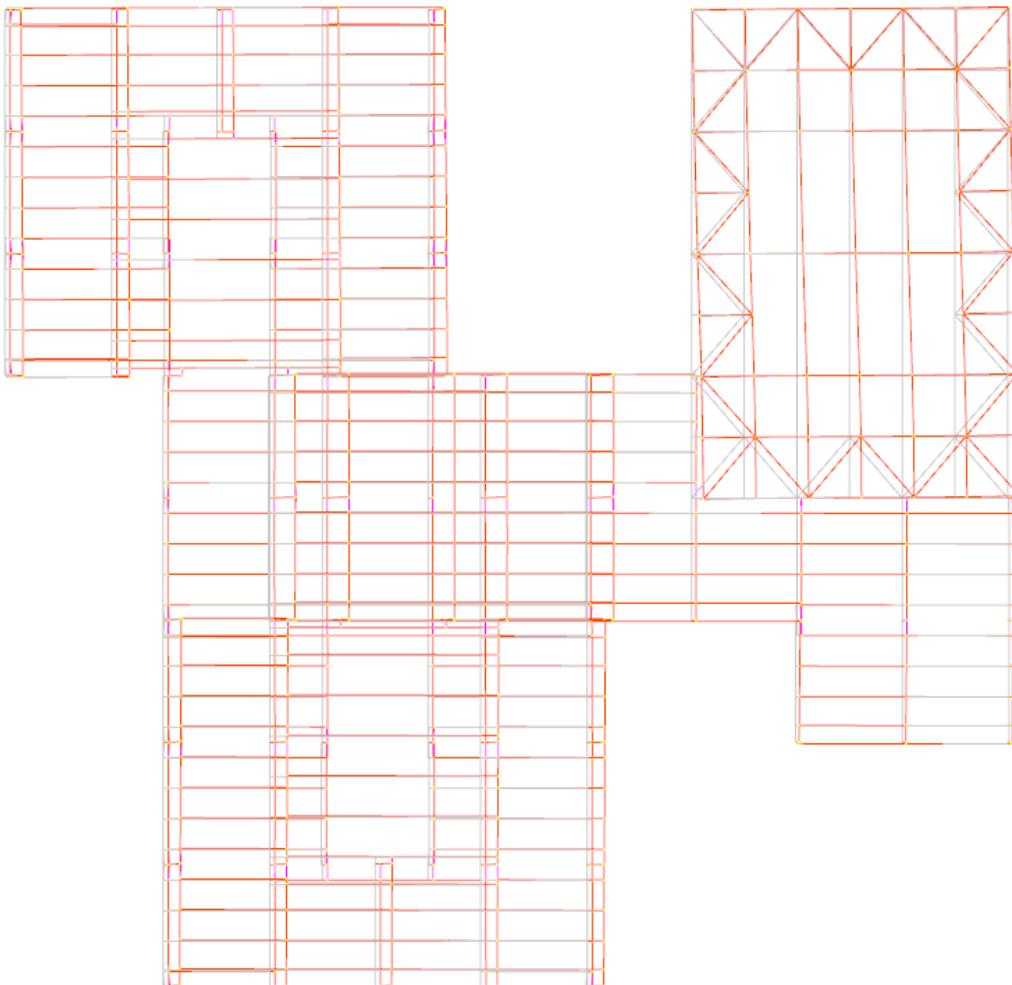


Figura 8 1° forma modale .

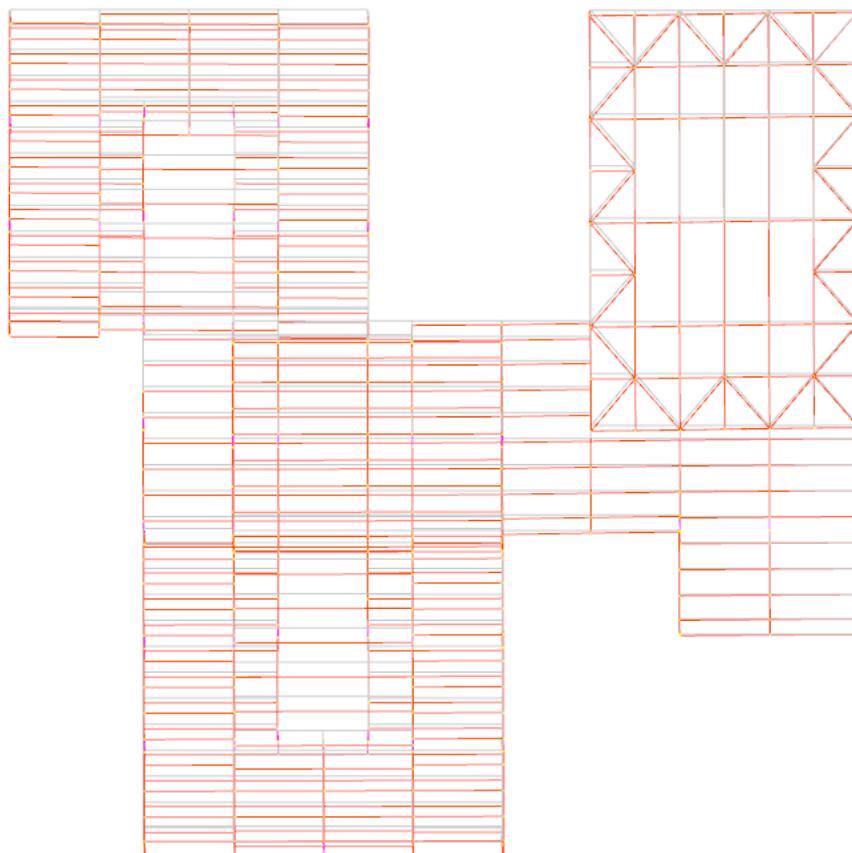


Figura 9 2° forma modale.

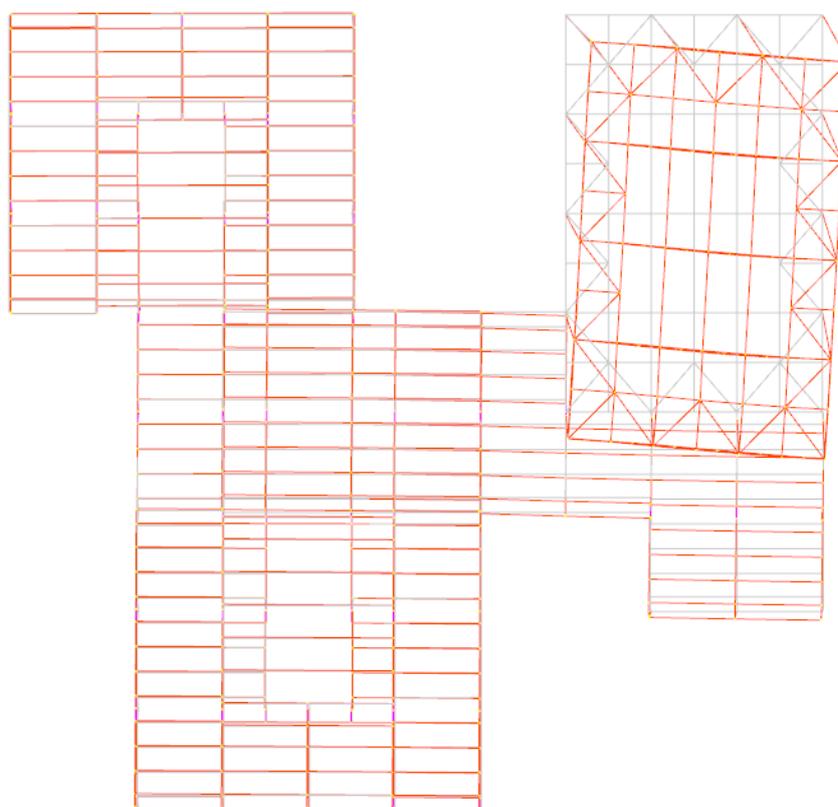


Figura 10 3° forma modale.

## 2. Definizione dell'armatura per elementi in calcestruzzo armato

### 2.1. Generalità.

Il fabbricato in oggetto è stato realizzato nel 1977 e presenta una struttura prefabbricata in c.a..

Per quanto riguarda la progettazione delle costruzioni in cemento armato, la normativa vigente all'epoca era la **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** e successive modifiche.

La struttura è stata progettata per sopportare i soli carichi gravitazionali, in quanto il Comune di Spoleto non risultava al tempo identificato come zona sismica di qualunque categoria.

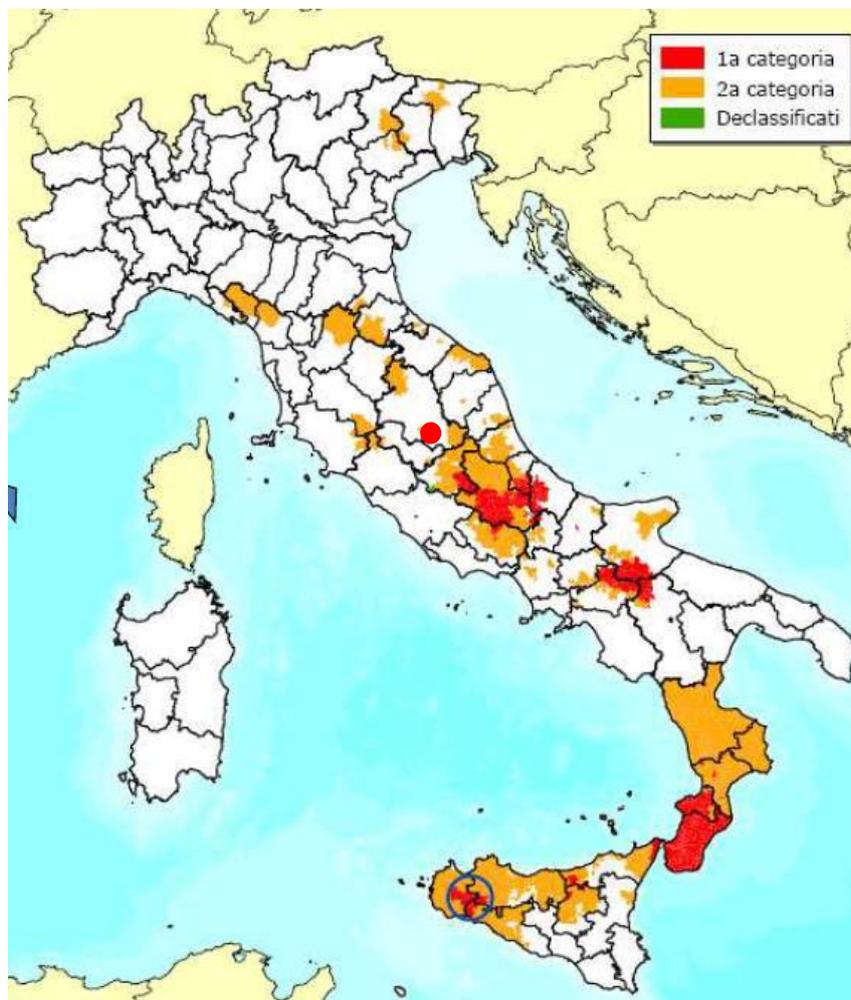


Figura 11 Classificazione sismica del territorio italiano nel 1975.

## 2.2. Armature presenti nei pilastri in c.a..

Le armature indicate nelle tavole originali sono state verificate con quelle rilevate dalle indagini sperimentali.

Le sezioni dei pilastri adottate nel modello di calcolo, con le corrispondenti armature, sono rappresentate nelle immagini sottostanti.



Figura 12 Pianta Livello 1, con indicazione delle tipologie di sezione dei pilastri

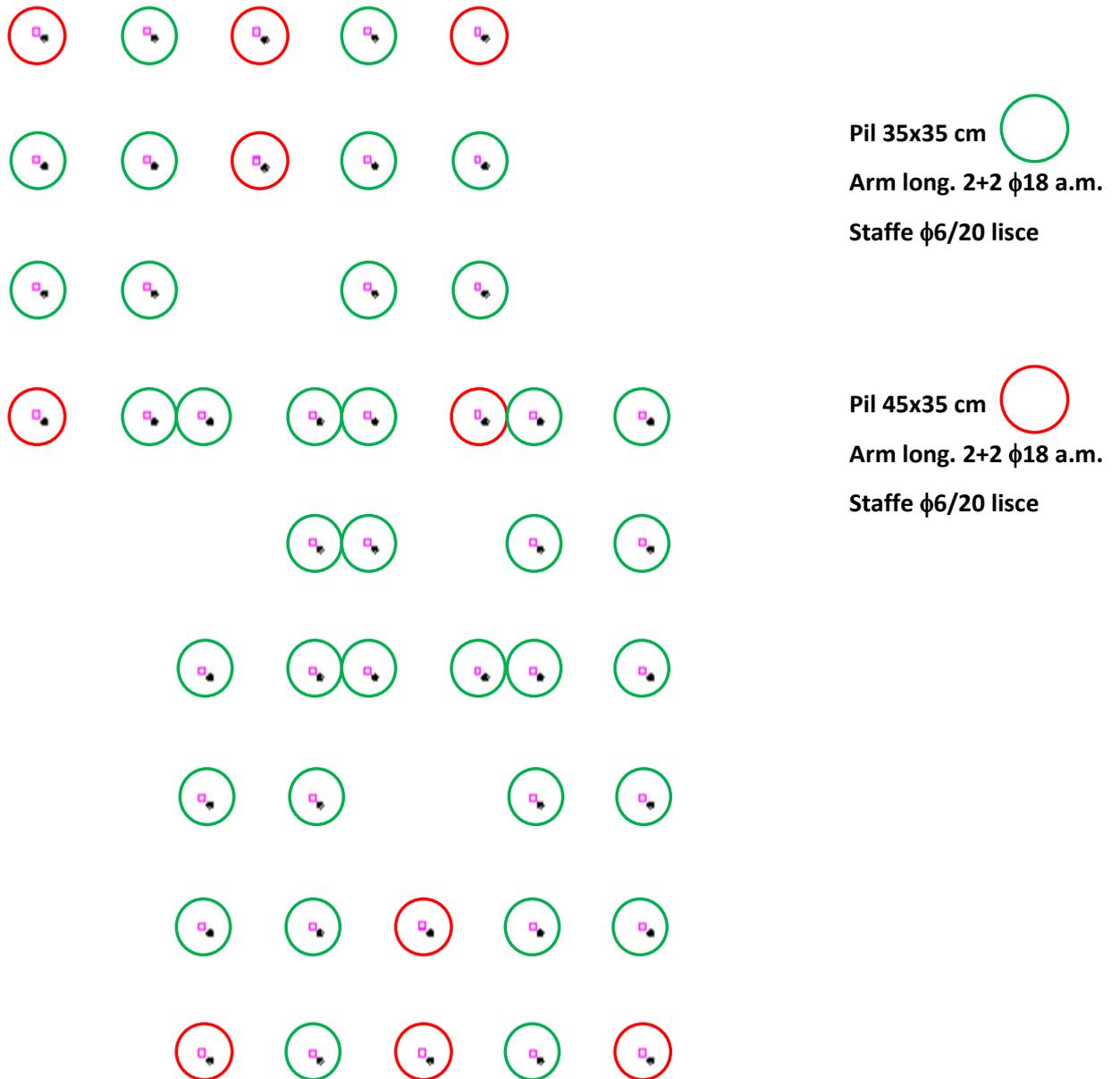


Figura 13 Pianta Livello 2, con indicazione delle tipologie di sezione dei pilastri

### 3. Criteri di analisi e verifica

#### 3.1 Premessa

Dati i risultati conseguiti dall'analisi modale della struttura si sceglie di adottare un'analisi lineare a sovrapposizione modale come metodo per valutare lo stato di sollecitazione negli elementi componenti la struttura.

Per la verifica viene utilizzato il programma di calcolo Sismicad della Concrete versione 12.13.

#### 3.2 Analisi lineare dinamica

Tale analisi viene condotta in base alle indicazioni presenti al punto §7.3.3.1 del D.M. 17/01/2018.

L'analisi consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

A tale proposito, osservando quanto riportato al paragrafo 3.3 della presente relazione, si sono considerati i primi 6 modi di vibrare della struttura.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nella seguente espressione:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

- $E_j$ : valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;
- $\rho_{ij}$ : coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

$\xi$ : smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

### 3.3 Metodo di verifica.

Come indicato al punto § 8.3 del D.M. 17/01/2018 la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

In particolare, per il caso in oggetto, data la classe d'uso III, si effettueranno le verifiche nei confronti dello Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita e nei confronti dello Stato Limite di Operatività.

#### Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Utilizzando come metodo un'analisi modale con impiego del fattore  $q$ , secondo quanto indicato al punto § C8.7.2.4 della Circolare n°617/09, è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 del D.M. 17/01/2018, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura  $q$ , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

In particolare per il caso in esame è stato adottato un **fattore di struttura  $q=2,25$** , corrispondente al valore medio del range sopra citato.

Sempre secondo il punto § C8.7.2.4 nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per  $q = 1,5$  sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Quest'ultima valutazione viene effettuata in automatico dal software di calcolo che amplifica, per le sole verifiche dei meccanismi "fragili", le sollecitazioni sugli elementi resistenti ottenute dall'applicazione dello spettro ridotto di  $q=2,25$  per un fattore pari a  $q/1,5$  ( $2,25/1,5$ ).

Nel caso delle verifiche a flessione e presso-flessione, essendo la struttura realizzata con elementi in c.a., vale quanto indicato al punto § 4.1.2.3.4 del D.M. 17/01/2018.

Per le verifiche a taglio, secondo quanto riportato al punto § C8.7.2.5 della Circolare n°617/09, la resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

Stati Limite di Esercizio.

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per comodità nella Tabella C8.3 (v. § 7.3.6.1 del D.M. 17/01/2018) di seguito illustrata.

**Tabella C8.3** - Valori limite di spostamento di interpiano per la verifica dello Stato limite di esercizio di costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio

	Spostamento relativo $d_r$ per Stato limite di danno	Spostamento relativo $d_r$ per Stato limite di operatività
tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	0,005 h*	2/3 di quello per Stato limite di danno
per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:	$d_r < d_{ip} < 0,01 h$	

\* questo limite tamponamenti deve essere opportunamente ridotto nel caso in cui la presenza della tamponatura sia considerata nel modello. Si può in tal caso far riferimento ai limiti validi per la muratura..

### 3.4 Note di calcolo.

Per quanto riguarda la struttura oggetto di studio, si segnala che è necessario prendere in considerazione la non linearità geometrica della stessa in quanto non è rispettata la relazione 7.3.3 al paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018. In questo caso il coefficiente  $\theta$  è pari a 0.1 per cui la norma impone di incrementare l'azione sismica di progetto di un fattore pari a  $1/(1-\theta) = 1.111$ .

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Statica non lineare (pushover)		Verifiche geotecniche		Vento		Neve							
Generali		Tipologia		Analisi		Suolo		Torsione accidentale		Analisi elastica		Spettri	
Tipo di analisi		Lineare dinamica											
Rotazione del sisma		deg		<input type="text" value="0"/>									
Quota dello '0' sismico		cm		<input type="text" value="0"/>									
Smorzamento viscoso (%)		%		Default (5)									
Limite spostamenti interpiano		Default (0.0033)											
Fattore di comportamento per sisma SLD X		Default (1.33)											
Fattore di comportamento per sisma SLD Y		Default (1.33)											
Fattore di comportamento per sisma SLD Z		Default (1.00)											
Fattore di comportamento per sisma SLV X		2.25											
Fattore di comportamento per sisma SLV Y		2.25											
Fattore di comportamento per sisma SLV Z		Default (1.50)											
Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo		SLV											
Parametri per combinazioni di default													
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default		1.205											
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default		1.205											
Ometti G2 per combinazioni di default		<input type="checkbox"/>											

## 4. Verifica statica dei solai.

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche per i soli carichi verticali, effettuate sui pannelli di solaio di cui si conosce l'armatura dei travetti.

### Verifica solai esistenti

#### SOLAIO PRIMO IMPALCATO A QUOTA +3.37 m

#### Pannelli nervati h=16+6 cm – b=200 cm - interasse nervature 65 cm

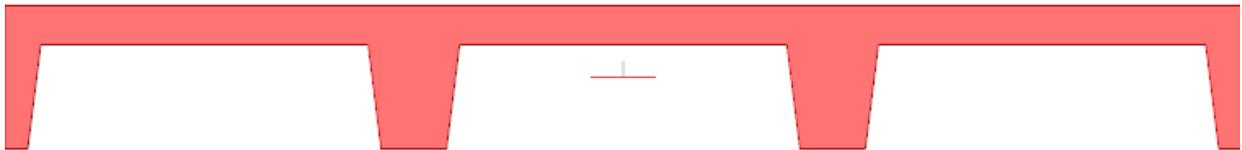


Figura 14 Sezione pannelli nervati a quota +3.27 m - saggio SS1.

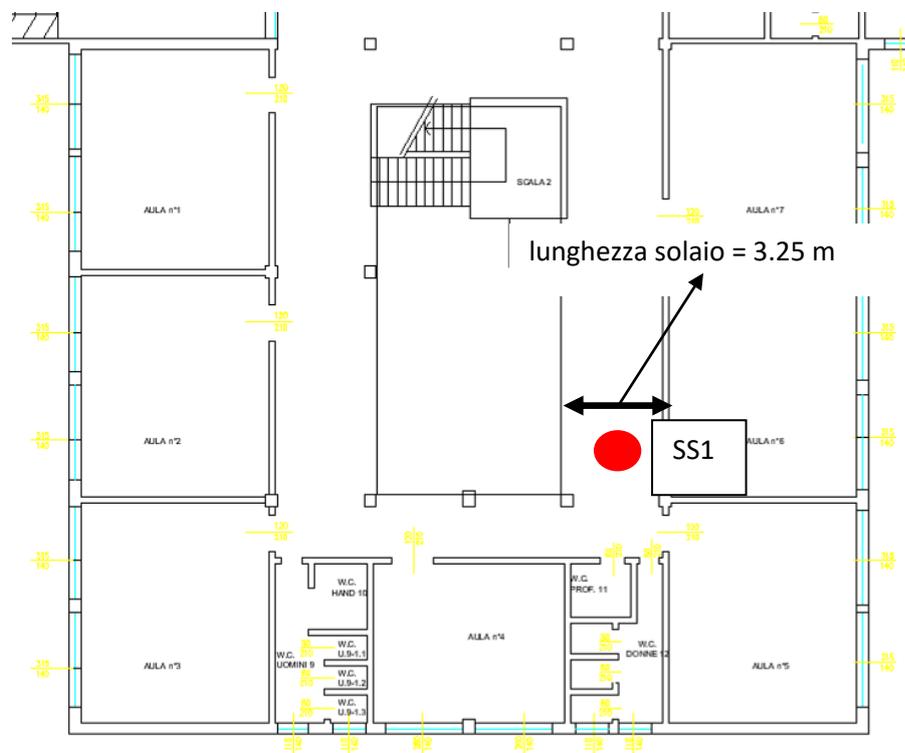


Figura 15 Pianta quota +3.27 m.

<b>Pannello nervato 16+6 - interasse nervatura 65 cm</b>			
<b>Peso proprio strutturale =</b>		<b>220</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Peso permanente portato =</b>		<b>354</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Peso proprio totale =</b>		<b>574</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Sovraccarico =</b>		<b>300</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
Vincolo di appoggio Mmezzeria=		$+ql^2/8$	
GEOMETRIA SEZIONE RESISTENTE	L_travetto=	3,25	m
	b_travetto=	0,10	m
	h_solaio=	16+6	cm
	soletta=	6	cm
DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI	Yg1	1,3	coefficiente permanenti strutturali
	Yg2	1,3	coefficiente permanenti portati definiti
	Yq	1,5	coefficiente per accidentali
	qd_tot=	1196	daN/m <sup>2</sup>
	interasse=	2,00	m
	<b>q=</b>	<b>2392,4</b>	<b>daN/m</b>
<b>q=</b>	<b>23,92</b>	<b>KN/m</b>	
Mmezzeria=	31,6	KNm	Momento mezzeria
PROPRIETA' CLS	FC=	1,2	Livello di conoscenza
	fcm (N/mm <sup>2</sup> )=	27,25	Cls da prove
	Ym=	1	coeff. riduzione materiale
	fcd=	22,71	N/mm <sup>2</sup>
PROPRIETA' ACCIAIO	FC=	1,2	Livello di conoscenza
	fym (N/mm <sup>2</sup> )=	512,05	Acciaio da prove
	Ym=	1	coeff. riduzione materiale
	fyd=	426,7	N/mm <sup>2</sup>



Nella sezione di appoggio del solaio, all'estradosso del travetto sono presenti 2  $\phi 16$  all'estradosso ed 1  $\phi 16$  all'intradosso.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica\_solaio\_scuola\_q255\_M-

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **solaio 22+3 appoggio**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	3	1	4,02	2
2	10	22	2	2,01	23

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$    kN  
 $M_{xEd}$    kNm  
 $M_{yEd}$

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

Acc	Cls
$\epsilon_{su}$ <input type="text" value="67,5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$ <input type="text" value="2"/> ‰
$f_{yd}$ <input type="text" value="336,5"/> N/mm²	$\epsilon_{cu}$ <input type="text" value="3,5"/> ‰
$E_s$ <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	$f_{cd}$ <input type="text" value="11,16"/>
$E_s/E_c$ <input type="text" value="15"/>	$f_{cc}/f_{cd}$ <input type="text" value="0,8"/> ?
$\epsilon_{syd}$ <input type="text" value="1,683"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9,75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	$\tau_{co}$ <input type="text" value="0,6"/>
	$\tau_{c1}$ <input type="text" value="1,829"/>

$M_{xRd}$   kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>  cm Col. modello

Precompresso

si determina un Momento resistente  $M_{Rd} = 27,65 \text{ kNm} > M_{Ed} = 23,2 \text{ kNm}$

La verifica condotta risulta soddisfatta.

## 5. Verifiche statiche allo SLU – stato attuale

Le verifiche condotte seguono le indicazioni del D.M. del 17/01/2018 e delle Istruzioni della Circolare 02/02/2009 n°617 in materia di edifici esistenti.

Le verifiche sugli elementi resistenti sono state condotte tutte in termini di resistenza sia per i meccanismi duttili di pressoflessione di pilastri, sia per i meccanismi fragili a taglio dei pilastri.

In particolare dalle analisi svolte sul modello ad elementi finiti sono stati ricavati i coefficienti di sicurezza relativi allo SLU relativamente alle verifiche al taglio, presso-flessione o flessione semplice.

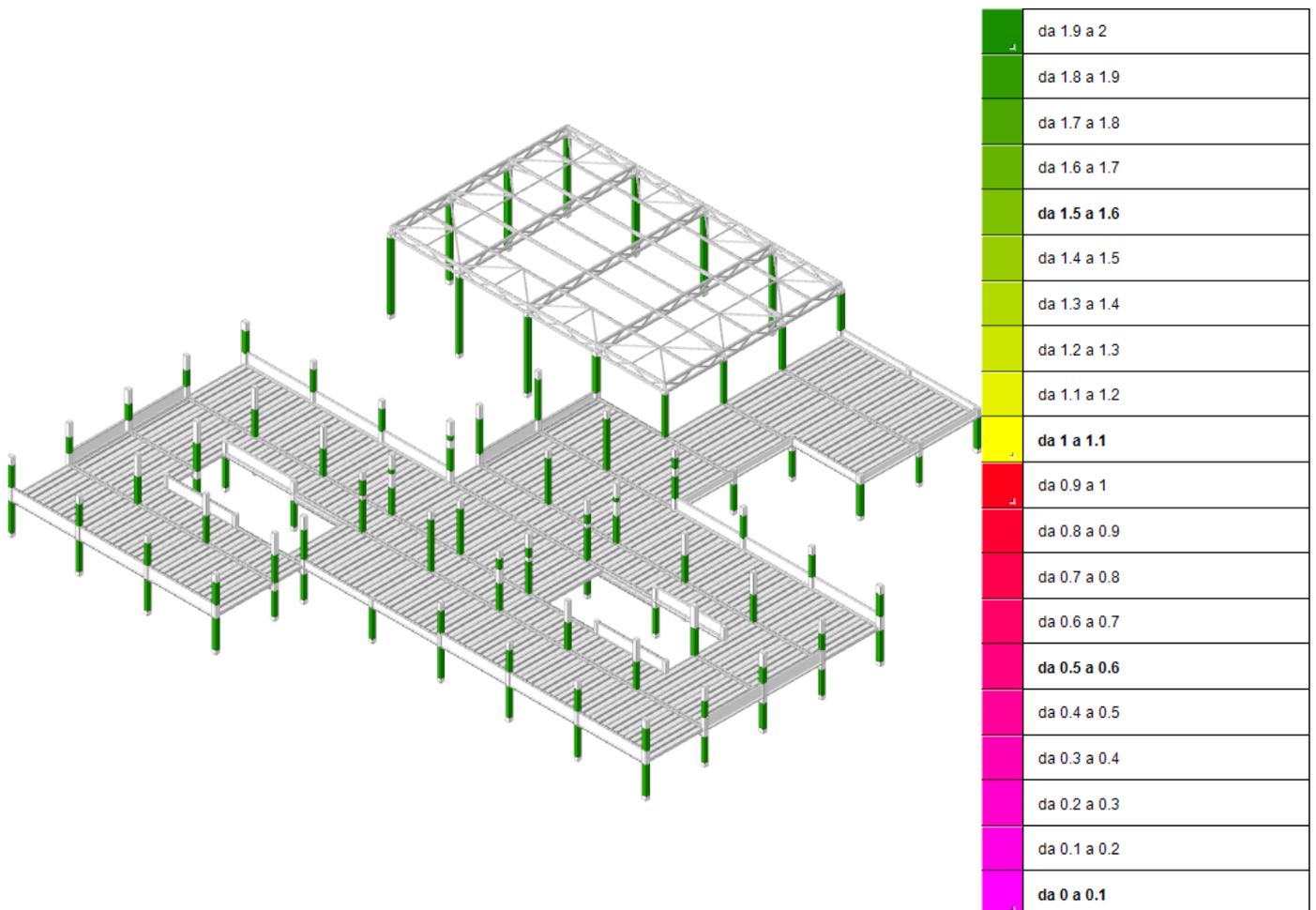


Figura 16 Coefficienti di sicurezza a taglio espressi come rapporto tra  $R_d/E_d$ .

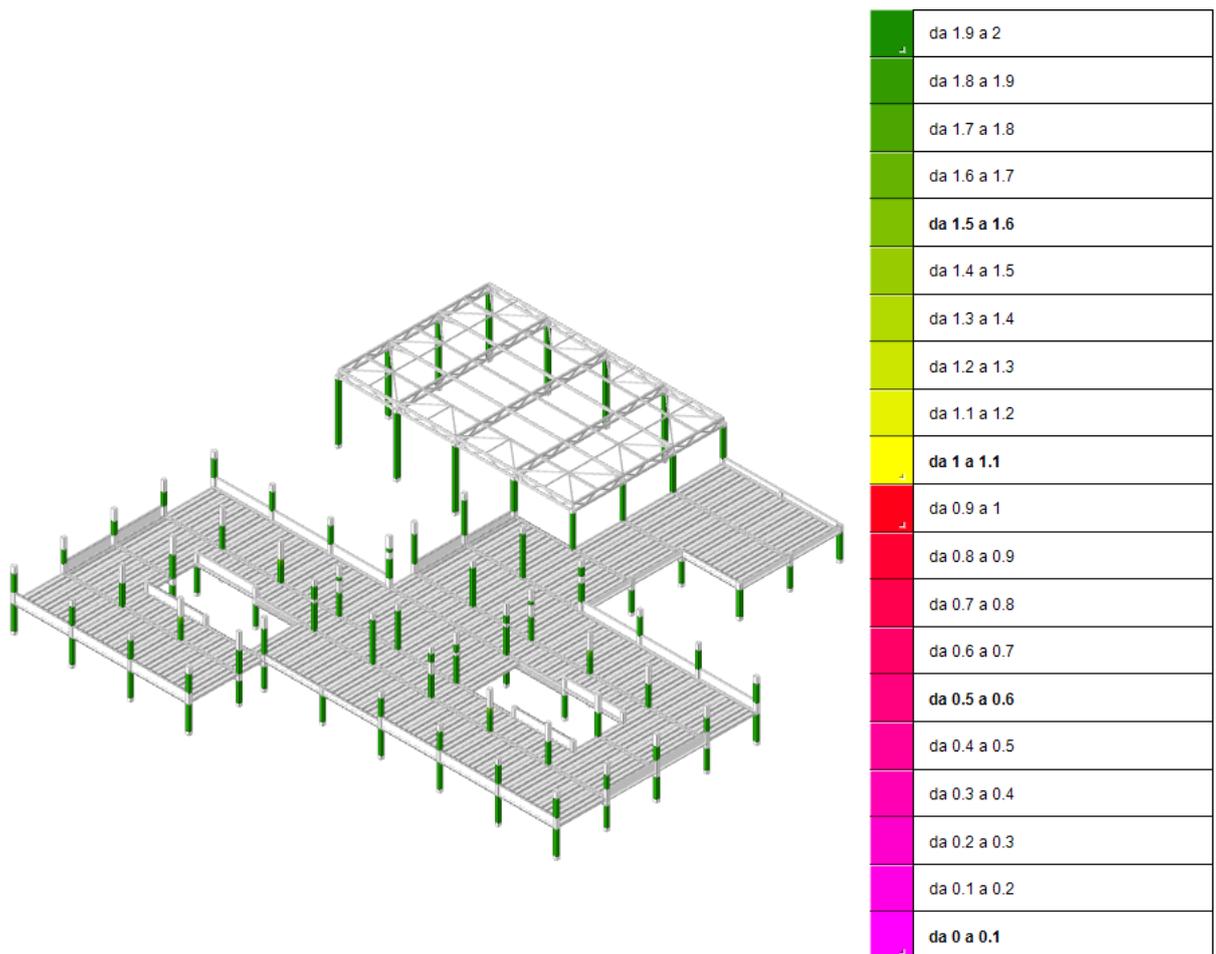


Figura 17 Coefficienti di sicurezza a flessione espressi come rapporto tra  $R_d/E_d$ .

I coefficienti di sicurezza mostrano come la capacità degli elementi strutturali nei confronti delle azioni statiche risulti superiore alla domanda per le combinazioni allo stato limite ultimo a taglio e flessione per tutti i pilastri.

## 6. Analisi di Vulnerabilità sismica – stato attuale

Le verifiche condotte seguono le indicazioni del D.M. del 17/01/2018 e delle Istruzioni della Circolare 02/02/2009 n°617 in materia di edifici esistenti.

Le verifiche sugli elementi resistenti sono state condotte tutte in termini di resistenza sia per quanto riguarda i meccanismi duttili di pressoflessione di pilastri, sia per i meccanismi fragili a taglio dei pilastri.

In particolare per la valutazione della resistenza a taglio dei pilastri, si è considerata la somma del contributo della resistenza delle armature trasversali e del contributo della sezione di calcestruzzo non armato a taglio.

In particolare dalle analisi svolte sul modello ad elementi finiti sono stati ricavati gli indicatori di rischio sismico relativamente alle verifiche al taglio ed a presso-flessione.

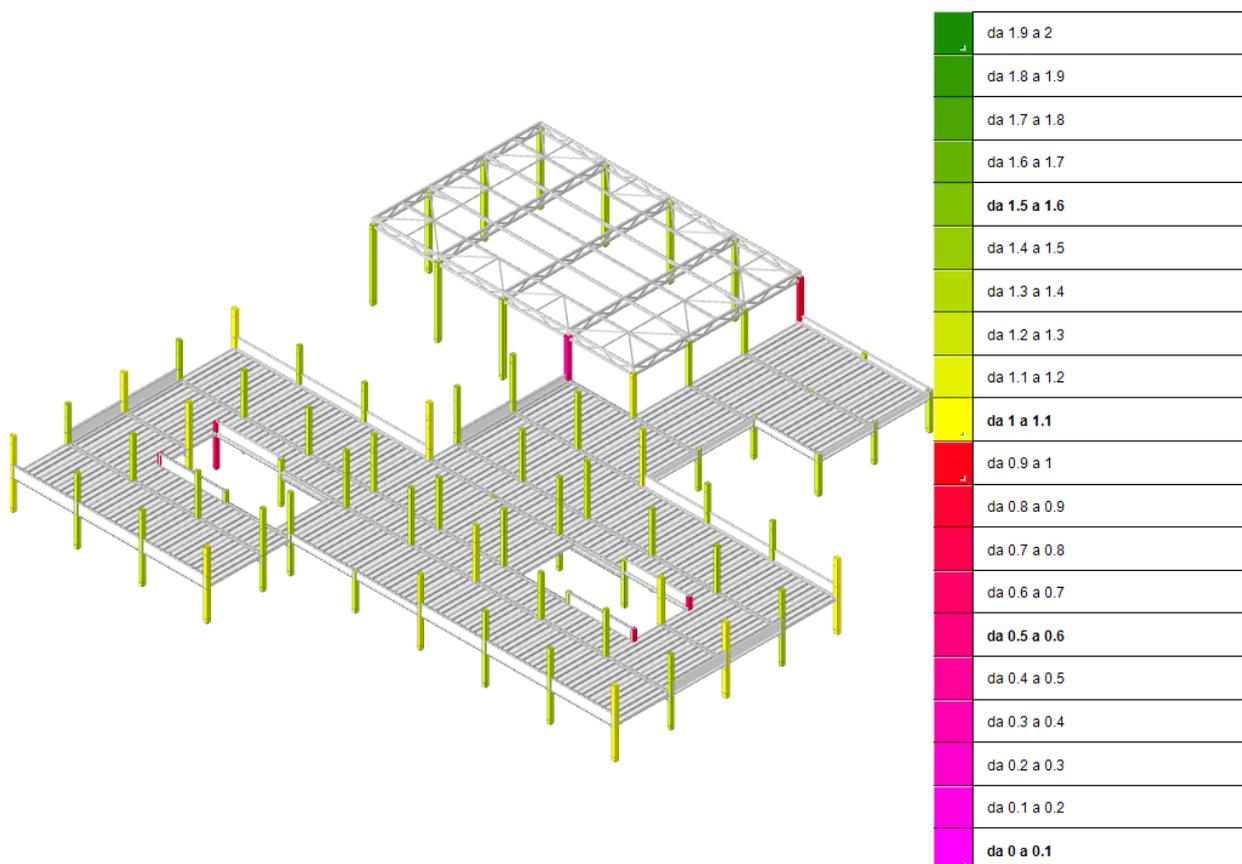


Figura 18 Indicatori di rischio sismico a taglio espressi come rapporto tra le PGA.

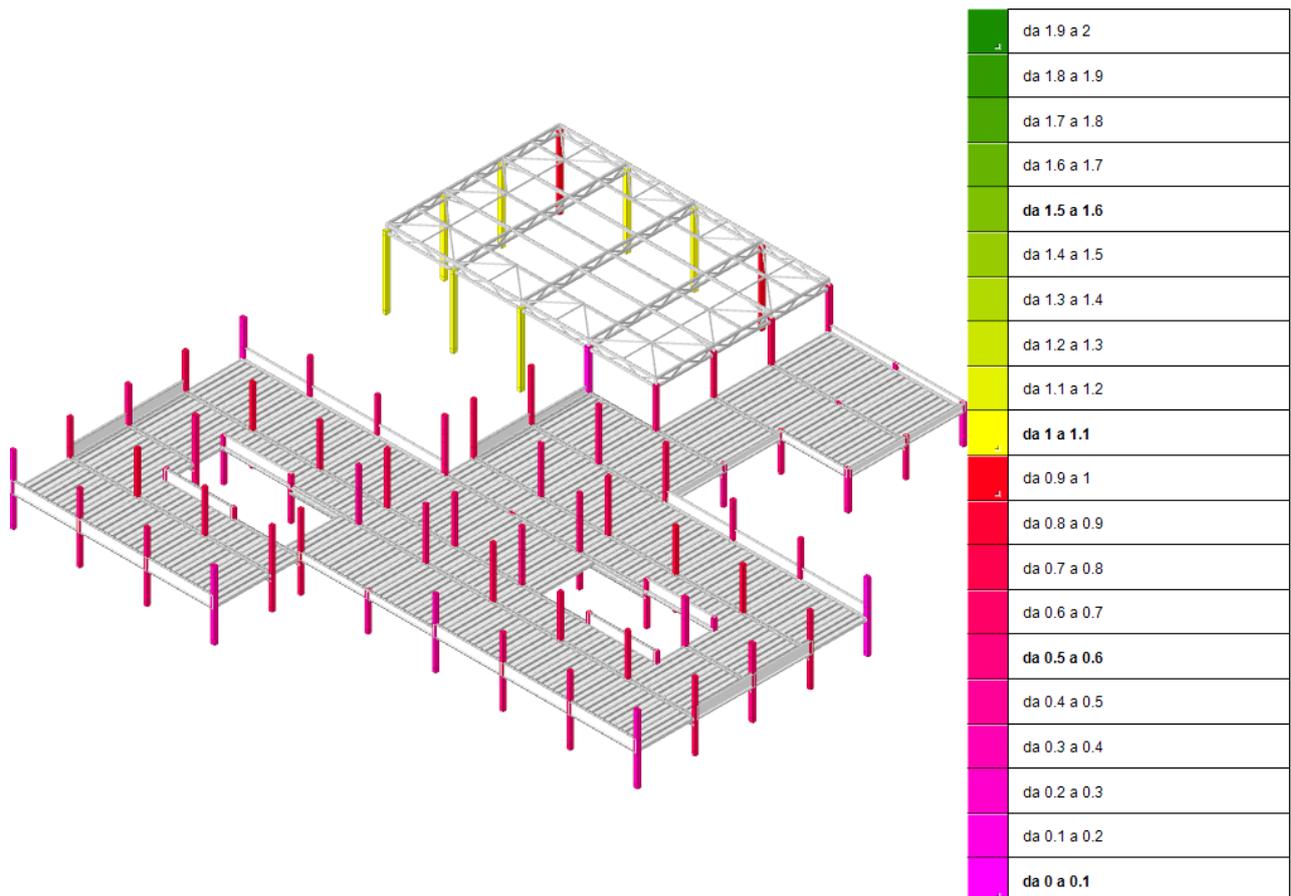


Figura 19 Indicatori di rischio sismico a flessione espressi come rapporto tra le PGA.

Gli **indicatori di rischio sismico** sono calcolati come rapporto sia in termini di PGA che in termini di tempo di ritorno:

- ✓ **indicatore<sup>1</sup>  $i_{Tr} = (Tr_C / Tr_{SLVrif})^{0.41}$**
- ✓ **indicatore  $i_{PGA} = PGA_C / PGA_{SLVrif}$**

dove le caratteristiche di domanda calcolate secondo D.M. 17/01/2018 sono:

- $PGA_{SLVrif} = 0,285 \text{ g}$
- $PGA_{SLOrif} = 0,099 \text{ g}$
- $Tr_{SLVrif} = 712 \text{ anni}$
- $Tr_{SLOrif} = 45 \text{ anni}$

Mentre  $Tr_C$  e  $PGA_C$  rappresentano il tempo di ritorno e l'accelerazione di picco al suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite considerato.

Tali indicatori sono calcolati per gli elementi pilastro più significativi partendo dal moltiplicatore dei carichi che corrisponde all'aliquota dell'azione sismica di progetto in corrispondenza del quale si raggiunge lo stato limite considerato (a Pressoflessione e Taglio).

<sup>1</sup> Il valore "0.41" di elevamento a potenza del rapporto tra i periodi di ritorno esprimenti rispettivamente capacità e domanda deriva da risultati di analisi statistiche delle curve di pericolosità a livello nazionale

Per trovare la capacità in termini di accelerazione in Sismicad si adotta un processo iterativo per cui una volta trovato il moltiplicatore delle azioni sismiche  $\alpha$  che attiva un dato stato limite, deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

dove

$T_{R,D}$  è il periodo di ritorno di riferimento per il dato stato limite (SLO, SLD e SLV);

$T_1$  è il periodo proprio del sistema derivante dall'analisi;

$q$  è il fattore di struttura;

$\alpha$  è il moltiplicatore che attiva la "modalità di rottura" oggetto della verifica;

$T_{R,C}$  è il periodo di ritorno ricercato che è l'incognita della disequazione precedente.

Si procede variando per tentativi  $T_{R,C}$  tra un valore minimo pari a  $T_r=0$  ed un valore massimo di 2475 anni fino al soddisfacimento della disequazione. La valutazione della accelerazione spettrale per tempi di ritorno minori di 30 anni viene effettuata supponendo una variazione lineare di  $a_g/g$  tra 0 ed il valore relativo a 30 anni adottando i valori di  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi a 30 anni.

Si ponga attenzione che l'accelerazione spettrale  $S_e(T_{R,D}, T_1, q)$  è univocamente definita dal sito, dalla categoria del suolo e dal periodo di riferimento mentre nel calcolo di  $S_e(T_{R,C}, T_1, q)$  variano anche i parametri  $a_g/g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  che definiscono lo spettro al variare di  $T_{R,C}$ .

I parametri  $a_g/g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  si calcolano con la seguente interpolazione logaritmica (al variare del periodo di ritorno  $T_R$  preso in esame).

$$\ln(p) = \ln(P_1) + \ln\left(\frac{P_2}{P_1}\right) * \ln\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\ln\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

A partire dalla disequazione sotto riportata identica alla precedente in cui è esplicitata la dipendenza di  $\alpha$  dai parametri topografici e di suolo

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha(S_T, S_S(T_{R,D})) \times S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

si ricerca l'accelerazione di aggancio dello spettro relativa al periodo di ritorno calcolato  $T_{R,C}$  entrando nelle equazioni degli spettri con  $T = 0$ . Gli indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione, per lo stato limite di salvaguardia della vita e per lo stato limite di danno sono quindi dati da:

$$\frac{PGA_{(T_{R,C})}}{PGA_{(RIF,SLV)}} = \frac{S_e(T_{R,C}(\alpha(S_T, S_S(T_{R,D}))), a_g)}{S_e(T_{R,D}, a_g) * S_T * S_S(T_{R,D})}$$

$$\frac{PGA_{(T_{R,C})}}{PGA_{(RIF,SLD)}} = \frac{S_e(T_{R,C}(\alpha(S_T, S_S(T_{R,D}))), 0)}{S_e(T_{R,D}, 0) * S_T * S_S(T_{R,D})}$$

$T_{R,C}$  viene quindi valutato per tentativi tra gli intervalli  $T_r=0$  e  $T_r=2475$  individuando il periodo che individua una accelerazione di aggancio dello spettro pari al valore della  $PGA_{(T_{R,C})}$  prima calcolato diviso per i parametri topografici e del suolo.

$$R_{C,D} = \left( \frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

Riassumendo i **valori minori degli indicatori di rischio sismico** calcolati per i pilastri, per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita** sono:

Desc.	Stato limite	$\zeta E$	Comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$
Pilastrata 50	Taglio	0.498	SLV 15	0.156	0.549	138	0.51
Pilastrata 5	Flessione	0.349	SLV 7	0.111	0.389	62	0.368

**Indicatori di rischio sismico allo stato attuale.**

Gli indicatori di rischio sismico mostrano come la capacità degli elementi strutturali risulta inferiore alla domanda per gli stati limite considerati, con valori minimi che risultano pari a  **$i_{PGA} = 0.389$** . Il tempo di ritorno minimo è pari a  **$T_R = 62$  anni**.

Per quanto riguarda lo **Stato Limite di Operatività** si segnala il superamento del livello di sicurezza richiesto, per raggiungimento dello spostamento limite di interpiano.

## 7. Conclusioni verifica stato attuale

Le verifiche che si sono condotte, sulla struttura in oggetto, seguono le indicazioni del D.M. del 17/01/2018 e delle Istruzioni della Circolare 02/02/2009 n°617 in materia di edifici esistenti.

Una volta definita la geometria della struttura, le caratteristiche dei materiali e l'analisi dei carichi, si è potuta caratterizzare dinamicamente la struttura ed è stata effettuata la verifica allo SLU per i carichi gravitazionali e una verifica di vulnerabilità (SLV, SLO) per le azioni sismiche.

Dall'analisi dei risultati di caratterizzazione modale si è scelto di condurre un'analisi dinamica lineare a sovrapposizione modale per valutare lo stato di sollecitazione dovuta all'azione sismica.

Le verifiche sono state condotte sia nei confronti degli stati limite ultimi che nei confronti degli stati limite di esercizio: in particolare lo stato limite ultimo considerato per l'azione sismica è lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo stato limite di esercizio considerato è lo Stato Limite di Operatività (SLO).

Nel caso dell'analisi in SLV, le verifiche sono state condotte in termini di resistenza per ognuno delle tipologie di elementi coinvolti nell'analisi di vulnerabilità dell'edificio in c.a.. In particolare, a fine analisi, sono stati prodotti per ogni pilastro e per ogni possibile meccanismo "duatile" (Presso-flessione) e "fragile" (Taglio), gli indicatori di rischio sismico.

Si riportano di seguito gli indicatori che rappresentano le condizioni maggiormente gravose:

Desc.	Stato limite	$\zeta E$	Comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$
Pilastrata 50	Taglio	0.498	SLV 15	0.156	0.549	138	0.51
Pilastrata 5	Flessione	0.349	SLV 7	0.111	0.389	62	0.368

### Indicatori di rischio sismico allo stato attuale.

Gli indicatori di rischio sismico mostrano come la capacità degli elementi strutturali risulta inferiore alla domanda per gli stati limite considerati, con valori minimi che risultano pari a  $i_{PGA} = 0.389$ . Il tempo di ritorno minimo è pari a  $T_R = 62$  anni.

Si segnala una maggiore vulnerabilità per i meccanismi di tipo "duatile" (Pressoflessione pilastri) dovuti ad un'armatura longitudinale insufficiente.

I valori ottenuti risultano inferiori a quanto richiesto dalle normative vigenti e derivano dal fatto che la struttura è stata progettata per sopportare i soli carichi gravitazionali.

Le verifiche statiche sono soddisfatte in quanto la capacità a flessione degli elementi strutturali nei confronti delle azioni verticali risulta superiore alla domanda per tutti i pilastri.

Anche la verifica statica del pannello di solaio indagato al primo livello risulta soddisfatta.