

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Architettura per il Progetto Sostenibile (LM-4)

Tesi di Laurea Magistrale

ADEGUAMENTO SISMICO DI UNA SCUOLA
ELEMENTARE CON STRUTTURA IN CEMENTO
ARMATO MEDIANTE SISTEMA DI
ISOLAMENTO ALLA BASE



Relatore
Prof. Ing. Donato Sabia

Candidato
Ilario Santucci

A.A.2018/2019

INDICE

PREMESSA	Pag. 8
1. INTRODUZIONE.....	Pag. 10
2. L'ISOLAMENTO SISMICO NELLE STRUTTURE.....	Pag. 12
- 2.1 Principi teorici degli isolatori sismici	Pag. 12
3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E GEOMETRIA	Pag. 24
4. MATERIALI, CARICHI E AZIONI SULLA STRUTTURA	Pag. 38
- 4.1 Materiali utilizzati per la struttura	Pag. 38
- 4.2 Carichi agenti sulla struttura	Pag. 41
- 4.3 Calcolo del carico della neve e del vento	Pag. 43
- 4.3.1 Calcolo del carico della neve	Pag. 44
- 4.3.2 Calcolo del carico del vento.....	Pag. 45
- 4.4 Azione sismica di progetto	Pag. 46
- 4.5 Combinazione dell'azione sismica con altre azioni	Pag. 48
5. DETTAGLI COSTRUTTIVI, MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA.....	Pag. 52
6. ANALISI DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....	Pag. 64
7. PROGETTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	Pag. 82
- 7.1 Determinazione dell'accelerazione spettrale (<i>Se</i>).....	Pag. 82
- 7.2 Progettazione dispositivi	Pag. 88

- 7.3 Prima proposta di isolamento.....	Pag. 91
8. VERIFICHE DELLA STRUTTURA ISOLATA.....	Pag. 97
- 8.1 Modellazione del sistema di isolamento.....	Pag.97
- 8.2 Verifiche della struttura isolata con isolamento della prima proposta.....	Pag. 98
- 8.2.1 Verifiche dei dispositivi SLC, prima proposta....	Pag. 103
- 8.2.2 Verifiche della sovrastruttura.....	Pag. 112
- 8.2.2.1 Verifica del grigliato di fondazione in cemento armato.....	Pag. 112
- 8.2.2.2 Verifiche delle travi della struttura allo SLV.....	Pag. 116
- 8.2.2.3 Verifiche dei pilastri della struttura allo SLV.....	Pag. 119
- 8.2.2.4 Verifiche della struttura a SLD.....	Pag. 124
- 8.2.3 Conclusioni sulla prima proposta.....	Pag. 126
- 8.3 Seconda proposta di isolamento.....	Pag. 127
- 8.3.1 Verifiche della struttura isolata con isolamento della seconda proposta.....	Pag. 128
- 8.3.2 Verifiche dei dispositivi allo SLC, seconda proposta.....	Pag. 132
- 8.3.3 Verifiche della sovrastruttura.....	Pag. 141
- 8.3.3.1 Verifiche delle travi della struttura allo SLV.....	Pag. 141
- 8.3.3.2 Verifiche dei pilastri della struttura allo SLV.....	Pag. 144
- 8.3.3.3 Verifiche della struttura a SLD.....	Pag. 149

-8.4 Conclusioni sulla seconda proposta.....	Pag. 151
9. SCELTA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO FRA LE DUE PROPOSTE.....	Pag. 152
10. PROGETTO DEI RINFORZI PER I PILASTRI NON VERIFICATI.....	Pag. 154
11. PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	Pag. 172
- 11.1 Proposta commerciale di rinforzo nodi in cemento armato.....	Pag. 180
12. POSSIBILI STRATEGIE DI POSA IN OPERA.....	Pag. 182
13. PROPOSTE ALTERNATIVE DI ADEGUAMENTO SULLA BASE DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	Pag.188
14. CONCLUSIONI.....	Pag. 192
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	Pag. 194
BIBLIOGRAFIA CONSULTATA.....	Pag. 196
SITOGRAFIA CONSULTATA.....	Pag. 198
RINGRAZIAMENTI.....	Pag. 202

*Alla tenacia di mio Padre,
alla forza di mia Madre,
alla volontà di mia Sorella
e a Lei e il suo instancabile amore e sostegno.*

PREMESSA

Il progetto di tesi nasce dal lavoro svolto durante l'attività di tirocinio presso l'ufficio dedicato alla messa in sicurezza ai fini della pubblica incolumità, settore assetto del territorio, nel Comune di Ascoli Piceno. Tale organo è stato istituito ufficialmente dopo i terremoti verificatisi nelle date del 24 agosto 2016, con epicentro la città di Amatrice, il 30 ottobre a Norcia, e successivi.

La città di Ascoli Piceno è presente nella lista dei comuni inseriti nel “decreto Legge 15 dicembre 2016, n. 229” che cita i comuni appartenenti al cratere del terremoto del Centro Italia 2016.

Essendo stato particolarmente coinvolto personalmente negli ultimi eventi sismici verificatisi, la presente tesi si propone di affrontare il tema dell'adeguamento sismico, oggi più che mai attuale, specialmente nelle zone del centro Italia. Il progetto di tesi vuole affrontare una problematica che sembra affliggere sempre più il nostro territorio. Visto il continuo e incessante lavoro che i tecnici sono chiamati a svolgere fornendo risposte accurate ed esaustive, in questa trattazione si pone l'attenzione sulla salvaguardia del patrimonio esistente grazie al sistema di isolamento alla base.

L'isolamento sismico rappresenta una reale alternativa, qualora ovviamente sia tecnicamente fattibile, di cui si può disporre per la più lunga ed efficace salvaguardia degli edifici preesistenti. Solo così si potrà garantire la reale difesa del costruito e della popolazione.

La conservazione del patrimonio esistente e la capacità di non riportare danneggiamenti futuri rappresentano un aspetto fondamentale della sostenibilità economica in ambito edilizio.

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro riguarda lo studio di una scuola elementare in cemento armato di Ascoli Piceno, che in seguito ai sismi del 2016 e successivi ha subito vari danneggiamenti e necessita di interventi di adeguamento sismico.

I metodi per poter adeguare sismicamente una struttura esistente si riconducono a due principali tipologie: la prima consiste nell'aumento della capacità strutturale, incrementando la resistenza totale della struttura, intervenendo su parametri come rigidità, duttilità e resistenza. In dettaglio l'obiettivo di questa prima tipologia consiste nel conferire alla struttura adeguate capacità di duttilità che consentono la dissipazione dell'energia sismica, accettando danneggiamenti della stessa. Il secondo metodo invece consiste nella riduzione della domanda, limitando o abbattendo l'energia sismica in ingresso mediante l'ausilio di dispositivi appositi, come ad esempio gli isolatori sismici.

In seguito allo studio svolto si comprenderà che a causa del numero elevato degli elementi che necessitano di rinforzo, la tecnica di adeguamento sismico più idonea è quella che tenta di ridurre drasticamente la domanda e quindi di porre un sistema di isolamento alla base.

Nei capitoli 3 e 4, viene dapprima descritto l'edificio attraverso la presentazione anche fotografica dello stato di fatto, e successivamente si faranno presente tutti i materiali, carichi e azioni agenti sulla struttura.

Nei capitoli 5 e 6 si analizzerà la modellazione della struttura con l'illustrazione della conformazione della struttura portante e, dopo, si analizzerà l'edificio esistente secondo le nuove norme tecniche per le costruzioni 2018. In questo capitolo si comprenderà attraverso lo stato di verifica degli elementi preesistenti quale migliore tecnica di adeguamento si possa adottare.

Nel capitolo 7, dopo aver scelto di progettare l'adeguamento con il sistema di isolamento, si procederà con la determinazione della massima accelerazione spettrale che la struttura è in grado di assorbire rimanendo in campo elastico senza subire danneggiamenti. Si progetterà il sistema di isolamento con l'accelerazione trovata in ultimo.

Nel capitolo 8 si verificherà l'intera struttura isolata, avendo impiegato dispositivi della FIP INDUSTRIALE s.p.a. e si mostreranno due proposte di isolamento con due diversi isolatori. Verranno analizzati i risultati di entrambe le proposte per poter capire al meglio quale rappresenta in modo più fedele la modellazione elastico-lineare degli isolatori.

Nel capitolo 9 si riassumeranno i risultati ottenuti da entrambe le proposte e si effettuerà la scelta del sistema di isolamento.

Nel capitolo 10 si osserveranno le criticità presenti nei nodi della proposta scelta e si progetteranno e verificheranno rinforzi localizzati.

Nel capitolo 11 si mostreranno i disegni dei dettagli costruttivi che permetteranno di capire graficamente la realizzazione e la composizione degli elementi.

Nel capitolo 12 saranno mostrate le varie possibilità di mercato che consentono l'adeguamento sismico tramite sistema di isolamento. L'azienda SOLESTECH s.p.a. offre per situazioni analoghe al progetto di tesi specifiche soluzioni. Verranno inoltre esposte quattro ipotesi di posa in opera.

Nel capitolo 13 si individuerà in maniera iterativa il grado di isolamento che potrebbe occorrere alla struttura senza dover rinforzare in seguito nessun elemento.

Nel capitolo 14 avrà luogo la conclusione del lavoro svolto con relative riflessioni e considerazioni.

2. L'ISOLAMENTO SISMICO NELLE STRUTTURE

2.1 Principi teorici degli isolatori sismici

Una struttura isolata è estremamente efficace perché in grado di contenere sensibilmente gli spostamenti di interpiano, e di conseguenza anche le forze applicate alla sovrastruttura.

In figura 1 si è rappresentato un sistema elastico lineare a masse concentrate (al livello del primo impalcato e al livello di fondazione), esso ammette due gradi di libertà.

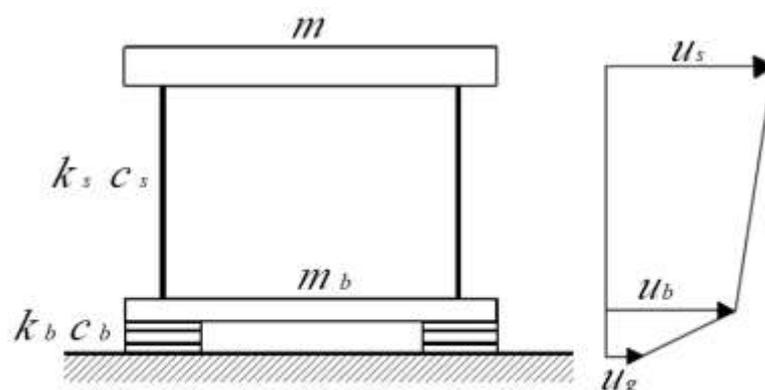


Figura 1 Schematizzazione di una struttura isolata alla base con due gradi di libertà

Possiamo vedere di seguito le grandezze fondamentali che entrano in gioco nel sistema:

m = massa della sovrastruttura

m_b = massa del piano di base al di sopra degli isolatori¹

k_s = rigidezza della sovrastruttura

c_s = smorzamento della sovrastruttura

k_b = rigidezza del sistema di isolamento

c_b = smorzamento del sistema di isolamento

u_s e u_b = spostamenti orizzontali delle due masse

u_g = spostamento del terreno

¹ Viene per ora non conteggiata la massa del piano di base

Introducendo gli spostamenti relativi v_b e v_s (i singoli spostamenti di sovrastruttura e basamento) possiamo introdurre:

$$u_b - u_g = v_b$$

$$u_s - u_b = v_s$$

Applicando il principio di D'Alembert², è possibile riscrivere le equazioni del moto del sistema a due gradi di libertà:

$$(m + m_b) \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + c_b \cdot \dot{v}_b + k_b \cdot v_b = - (m + m_b) \cdot \ddot{u}_g$$

$$m \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + c_s \cdot \dot{v}_s + k_s \cdot v_s = - m \cdot \ddot{u}_g$$

Definendo il rapporto di massa γ e rapporto delle pulsazioni ε :

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b}$$

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{k_b \cdot m}{(m + m_b) \cdot k_s} = \left(\frac{T_s}{T_b} \right)^2$$

Introduciamo il rapporto di smorzamento viscoso del basamento ξ_b e il rapporto di smorzamento viscoso della sovrastruttura ξ_s :

$$2 \cdot \omega_b \cdot \xi_b = \frac{c_b}{m + m_b}$$

$$2 \cdot \omega_s \cdot \xi_s = \frac{c_s}{m}$$

Riscrivendo le equazioni del moto del sistema:

$$\ddot{v}_b + \gamma \cdot \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_b \cdot \xi_b \cdot \dot{v}_b + \omega_b^2 \cdot v_b = - \ddot{u}_g$$

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_s \cdot \xi_s \cdot \dot{v}_s + \omega_s^2 \cdot v_s = - \ddot{u}_g$$

In cui è possibile indicare che ω_b , T_b , ξ_b e ω_s , T_s , ξ_s sono rispettivamente la pulsazione, il periodo, e il rapporto di smorzamento, entrambi riferiti a due oscillatori elementari, uno avente la massa vincolata all'estremità riferita al sistema di isolamento e l'altro è riferito alla sola sovrastruttura assunta in

² Il principio di D'Alembert ci consente di analizzare e studiare una condizione dinamica, come in questo caso una possibile forzante sismica, in una condizione statica equivalente. Avremo per tanto la somma tra le forze realmente agenti sul sistema e le forze di inerzia.

configurazione a base fissa.

Si introduce il rapporto di isolamento che risulta essere il rapporto tra il periodo della base isolata e il periodo della sovrastruttura (T_b/T_s), e sarà pari alla radice quadrata dell'inverso di ε .

$$\frac{T_b}{T_s} = \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}} \text{ Rapporto di isolamento}$$

In seguito alla risoluzione con autovalori e autovettori, è possibile calcolare i due modi di vibrare della struttura. Assumeremo un valore di $\varepsilon \ll 1$, ossia, il sistema costituito dagli isolatori risulta molto meno rigido della sovrastruttura. È possibile quindi semplificare quanto descritto, riscrivendo le equazioni (approssimate) delle due pulsazioni modali:

Prima pulsazione modale:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \cdot (1 - \gamma \cdot \varepsilon)$$

Seconda pulsazione modale:

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \cdot (1 + \gamma \cdot \varepsilon)$$

Allo stesso modo le forme modali assumono la seguente configurazione:

$$\phi_1^T = \{1, \varepsilon\}$$

$$\phi_2^T = \left\{1, -\frac{1}{\gamma} \cdot [1 - (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]\right\}$$

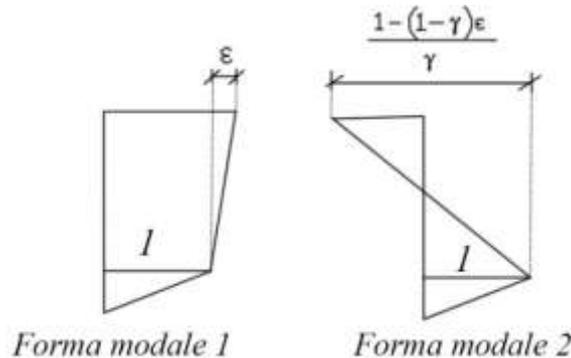


Figura 2 Rappresentazione schematizzata degli spostamenti in seguito ai modi di vibrare

Una volta determinati i modi di vibrare della struttura, la risposta del sistema è determinabile come combinazione lineare dei due modi ϕ_1^T e ϕ_2^T attraverso due coefficienti denominati q_1 e q_2 che risultano essere funzione del tempo:

$$v_b = \text{Digitare l'equazione qui.} q_1 \cdot \phi_{11} + q_2 \cdot \phi_{12}$$

$$v_s = q_1 \cdot \phi_{21} + q_2 \cdot \phi_{22}$$

L' introduzione delle forme modali consente di disaccoppiare le equazioni del moto, che è possibile riscrivere nel seguente modo:

$$\ddot{q}_1 + 2 \omega_1 \cdot \xi_1 \cdot \dot{q}_1 + \omega_1^2 \cdot q_1 = -g_1 \cdot \ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2 \omega_2 \cdot \xi_2 \cdot \dot{q}_2 + \omega_2^2 \cdot q_2 = -g_2 \cdot \ddot{u}_g$$

Dove i coefficienti di partecipazione modale possono essere scritti nella seguente formulazione generica:

$$g_j = \frac{\phi_j \cdot M \cdot I}{\phi_j^t \cdot M \cdot \phi_j}$$

Ed è possibile scriverli rispettivamente nel seguente modo:

$$g_1 = I - \gamma \cdot \varepsilon$$

$$g_2 = \gamma \cdot \varepsilon$$

Si introducono ora gli smorzamenti associati in forma analogamente generica:

$$\xi_j = \frac{1}{2\omega_j} \cdot \frac{\phi_j^t \cdot C \cdot \phi_j}{\phi_j^t \cdot M \cdot \phi_j}$$

Che possiamo ritrovare secondo le seguenti formule (distinguendo sempre i due modi di vibrare):

$$\xi_1 = \xi_b \cdot \left(I - \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot \varepsilon \right)$$

$$\xi_2 = \frac{\xi_s + \gamma \cdot \xi_b \cdot \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1-\gamma}} \cdot \left(I - \frac{\gamma \cdot \varepsilon}{2} \right)$$

Con l'ausilio di uno spettro di risposta generico, è possibile determinare i massimi valori modali della risposta della struttura:

$$(q1 \text{ Max}) \text{ Massimo } q1 = g_1 \cdot S_{De}(\omega_1, \xi_1)$$

$$(q2 \text{ Max}) \text{ Massimo } q2 = g_2 \cdot S_{De}(\omega_2, \xi_2)$$

Semplificheremo chiamando “Massimo q1” e “Massimo q2” rispettivamente in: “q1 max” e “q2 max”.

Introducendo una legge combinazione di combinazione, come ad esempio la SRSS³, il valore massimo degli isolatori corrisponderà a:

$$v_{b \text{ max}} = \sqrt{(q1 \text{ max} \cdot \phi_{11})^2 + (q2 \text{ max} \cdot \phi_{11})^2}$$

$$v_{s \text{ max}} = \sqrt{(q1 \text{ max} \cdot \phi_{21})^2 + (q2 \text{ max} \cdot \phi_{22})^2}$$

Dove rimane sempre inteso che con il pedice “b” si indica la base isolata della struttura e con “s” la sovrastruttura. Il valore $v_{s \text{ max}}$ rappresenta per cui il massimo spostamento di interpiano.

Inserendo i valori spettrali, prima identificati, g_1 , g_2 , $q1 \text{ Max}$ e $q2 \text{ Max}$, rispettivamente nelle formule è possibile scrivere:

$$v_{b \text{ max}} = \sqrt{(1 - \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 \cdot [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

$$v_{s \text{ max}} = \sqrt{(1 - 2 \cdot \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [1 - 2 \cdot (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]^2 \cdot [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Utilizzando spettri di risposta usuali con caratteristiche tipo:

$$S_{De}(\omega_2, \xi) \ll S_{De}(\omega_1, \xi)$$

è possibile trascurare il seguente fattore:

³ Il metodo “Square Root of the Sum of the Squares (SRSS)” anche detto “radice della somma dei quadrati”, viene utilizzato per la combinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni dei singoli modi di vibrare. Esso è ammesso solo nel caso che i vari modi di vibrare risultino quasi indipendenti tra loro e quindi risultino differenti per almeno il 10 % tra loro. In alternativa viene imposto un metodo di combinazione più sofisticato denominato CQC (combinazione quadratica completa). L’ NTC 2018 tuttavia per combinare i modi di vibrare di una tipica analisi modale preferisce il metodo cqc che tiene conto anche dello smorzamento.

$$\varepsilon^2 \cdot S_{De}(\omega_2, \xi_2)$$

Si riscrivono per cui le formule $v_{s \max}$ e $v_{b \max}$ nel seguente modo:

$$v_{b \max} = (1 - \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]$$

$$v_{s \max} = \varepsilon \cdot \sqrt{[S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Il coefficiente di taglio (valore dell'accelerazione che moltiplicato per la massa dà il valore del taglio alla base della sovrastruttura) sarà:

$$C_s = \max \left| \frac{k_s \cdot v_s}{m} \right| = \omega_s^2 \cdot v_{s \max}$$

$$C_s = \sqrt{[S_e(\omega_1, \xi_1)]^2 + \varepsilon^2 \cdot [S_e(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Assumendo $\varepsilon \ll 1$ e di conseguenza:

$$\omega_1 \cong \omega_b$$

$$\xi_1 \cong \xi_b$$

$$gl \cong l$$

Trascurando:

$S_{De}(\omega_2, \xi_2) \ll S_{De}(\omega_1, \xi_1)$, si possono ricavare le risposte massime della struttura:

$$v_{b \max} = S_{De}(\omega_b, \xi_b)$$

$$v_{s \max} = \varepsilon \cdot S_{De}(\omega_b, \xi_b)$$

$$v_{b \max} = S_e(\omega_b, \xi_b)$$

Le espressioni appena riportate ci mostrano che per bassi valori di ε (e per spettri di comune utilizzo), gli isolatori (o più generalmente il sistema di isolamento alla base) possono essere progettati per spostamenti massimi uguali a $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$, e la sovrastruttura può essere progettata per un coefficiente di taglio pari a $S_e(\omega_b, \xi_b)$.

I valori di spostamento ($S_{De}(\omega_b, \xi_b)$) e pseudo-accelerazione ($S_e(\omega_b, \xi_b)$) possono essere ottenuti facendo riferimento al sistema di oscillatore semplice

prima descritto con la massa all'estremità pari alla massa della sovrastruttura⁴ e con le caratteristiche di rigidezza e smorzamento equivalenti a quelle del sistema di isolamento⁵.

Lo spostamento e la pseudo-accelerazione (precedentemente indicati) sono calcolati in base a P_{V_R} che rappresenta la possibilità di superamento di un evento sismico, che risulta dipendere da diversi fattori che saranno elencati successivamente (secondo le N.T.C.2008) da:

- V_R = Periodo di riferimento che cambia per ciascun tipo di costruzione (Punto 2.4.3-periodo di riferimento per l'azione sismica N.T.C.08)

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

- V_N = La vita nominale dell'edificio è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (consultabile al punto 2.4.1-vita nominale delle N.T.C.08)
- C_u = Coefficiente che dipende dalla classe d'uso della struttura. Esistono quattro tipi di classe (Punto 2.4.2-classi d'uso delle N.T.C.08).

Facendo riferimento alle normative attuali, lo spettro di risposta di una data struttura, è definito dalla possibilità di superamento del periodo di riferimento P_{V_R} che condiziona i seguenti parametri fondamentali per l'identificazione dell'azione sismica:

- a_g : Accelerazione orizzontale massima al sito. Questo parametro cambia in base alla tipologia di terreno (Punto 3.2.2-Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche);
- T_{c*} = Periodo del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale;
- F_0 = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale.

⁴ Si fa riferimento alla massa posta sopra al sistema di isolamento $m+m_b$, guardare figura 1

⁵ Per rigidezza (k_b) e smorzamento (ξ_b) del sistema di isolamento si fa sempre riferimento al caso riportato nella figura 1

A seconda del sito di progetto i valori sono riportati nelle N.T.C.08 e N.T.C.2018, per la determinazione dell'entità dell'azione sismica.

Le seguenti espressioni mostrano lo spettro elastico della componente orizzontale per le diverse categorie di sottosuolo e condizioni topografiche:

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali:

- S: è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle caratteristiche topografiche con la seguente relazione:

$$S = S_s \cdot S_T$$

Dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (tabella 3.2. V-Tabella Espressioni di S_s e di C_c)

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_a \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_a \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_a \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_a \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C)^{-0,40}$

Tabella 3.2.V delle N.T.C.08– Espressioni di S_s e di C_c

e S_T rappresenta il coefficiente di amplificazione topografica (Punto Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

- η : è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali $\xi \neq 5\%$ con la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

Dove ξ , che deve essere espresso in percentuale, è valutato sulla base di materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

- F_0 : è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,20;
- T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;
- T_c : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro,

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

Dove T_c^* è dato dal punto definito al § 3.2 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

- T_B : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è determinato nel seguente modo:

$$T_B = \frac{T_c}{3}$$

- T_D : è il periodo che indica l'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

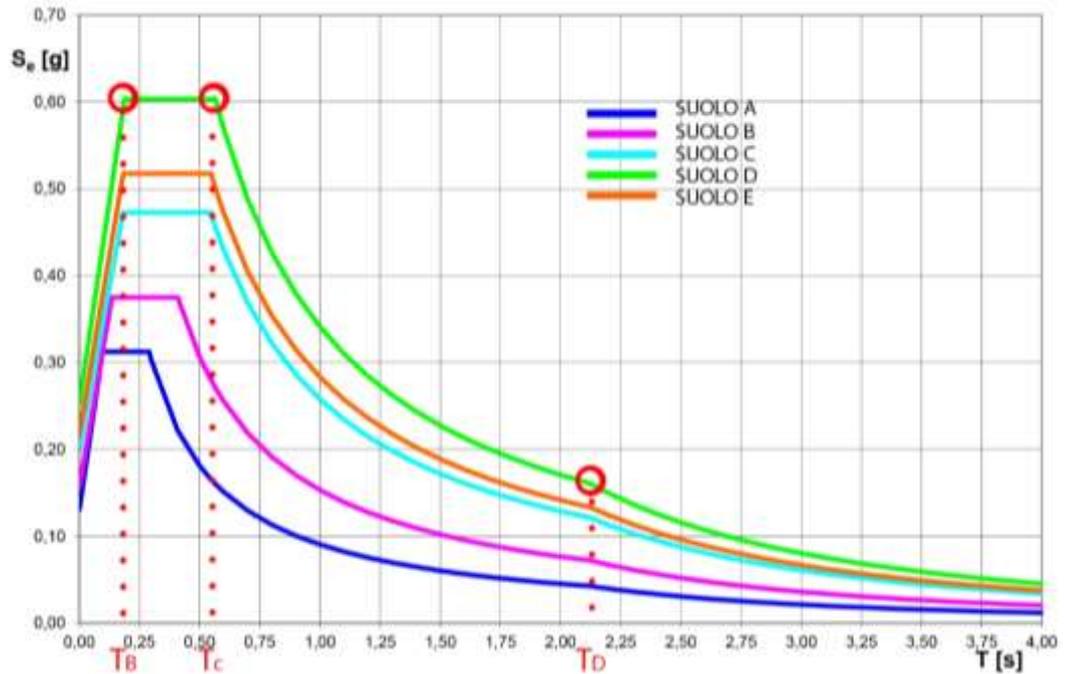


Figura 3: Esempi di spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali sui diversi suoli

Come si può notare questi tipi di spettri presentano tre tratti principali d'interesse per gli usuali valori del periodo delle strutture fisse alla base e isolate.

Nell'intervallo compreso tra T_B e T_C risiedono gran parte delle strutture a base fissa, in questa parte del grafico è possibile notare come l'accelerazione sia costante e lo spostamento è crescente con il quadrato del periodo.

Nell'intervallo compreso tra T_C e T_D possiamo trovare gran parte delle strutture che vengono isolate alla base. In questo tratto l'accelerazione decresce con l'inverso del periodo e lo spostamento è proporzionale al periodo stesso.

Nell'ultimo intervallo quello che comincia con T_D e procede verso l'infinito, ricadono le strutture con un sistema di isolamento molto più studiato e avanzato oppure anche i grattacieli più alti. In questa parte del grafico lo spostamento è costante e l'accelerazione decresce con l'inverso del periodo.

È importante comprendere al meglio le diverse risposte che la struttura può dare a seconda del proprio periodo.

Le seguenti equazioni chiariscono come il taglio alla base della struttura dimezzi incrementando del doppio sia il periodo proprio di vibrazione e sia di conseguenza lo spostamento stesso della struttura isolata.

$$C_{sv} = \frac{C_{sa}}{T}$$
$$v_{b \max} = \frac{C_{sa} \cdot T}{4 \cdot \pi^2}$$

Dove:

C_{sa} = Coefficiente di taglio alla base riferito al tratto dello spettro che da T_B a T_C (tratto ad accelerazione costante)

C_{sv} = Coefficiente di taglio alla base riferito al tratto dello spettro che da T_C a T_D (tratto a velocità costante)

$v_{b \max}$ = Spostamento massimo che si ha alla base

In conclusione, è possibile aggiungere che in una progettazione riguardante un sistema di isolamento è fondamentale individuare un compromesso tra spostamento massimo e taglio massimo atteso alla base. Come si è visto e dimostrato, le strutture che necessitano dell'adozione di un isolamento alla base sono strutture con un medio-basso periodo di oscillazione. Gli edifici che risiedono nella parte dello spettro ad accelerazione costante possono essere soggetti al fenomeno della risonanza con probabilità decisamente più elevate. Potrebbero incorrere in accelerazioni sensibilmente più catastrofiche dal punto di vista delle conseguenze che possono subire le rispettive utenze.

Risulta altresì improbabile e non perfettamente ideale l'impiego del sistema di isolamento alla base per strutture che giacciono già fuori dal tratto ad accelerazione costante, perché si trovano già in una condizione di non pericolo. Sono strutture dotate di molti piani, indicativamente potremmo semplificare ulteriormente il calcolo dicendo che per una struttura intelaiata, stabilito n che corrisponde al numero di piani, il suo periodo sarà $0.1 \cdot n$. Sarà quindi intuibile che per una struttura indicativa di 20 piani, il suo periodo avrà un valore molto prossimo ai 2.0 secondi e risulterebbe insensato

incrementarlo ulteriormente con un sistema di isolamento. I vantaggi economici e prestazionali che tale struttura potrebbe raggiungere sono decisamente limitati, considerando che sarebbe molto complicato garantire un controllo completo dell'edificio sotto violenti sismi.

3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E GEOMETRIA

La struttura oggetto di studio è la scuola primaria Montessori, sita nel comune di Ascoli Piceno, nell'incrocio tra via Sassari 58 e via Cagliari (zona Tofare) ad una quota di 154 m s.l.m.

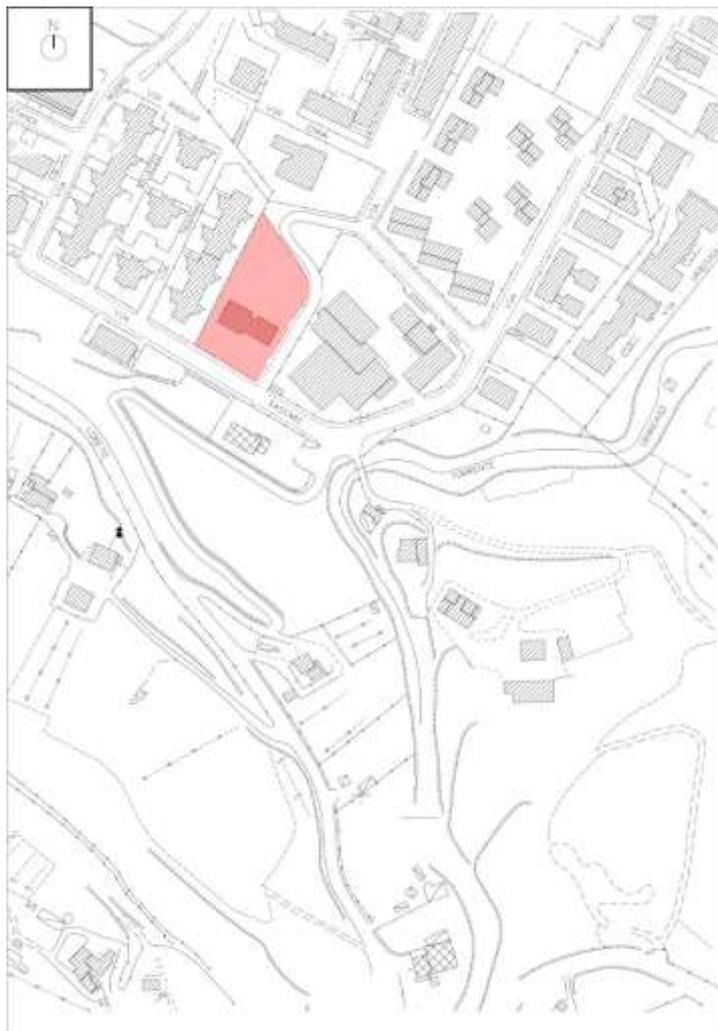


Figura 4 Planimetria della zona in scala 1:200

La struttura della scuola in esame è un fabbricato che risale agli anni '60 e presenta la struttura portante in cemento armato. L'edificio si sviluppa su tre livelli fuori terra, in cui l'altezza di interpiano corrisponde a 3,00 metri per ognuno. Sopra al terzo livello è presente un livello di sottotetto, che risulta non

praticabile e inaccessibile. La copertura è composta da diverse falde, l'altezza massima della struttura è di circa 11,00 metri.

Il terreno circostante non è pianeggiante e ricopre a lato sud-ovest l'altezza del primo livello per circa 2 metri, poi risulta riappianarsi nel prospetto opposto.

La struttura risulta regolare in pianta e in elevazione.

Attraverso l'accesso agli atti dei progetti del Comune di Ascoli Piceno, del genio civile e del catasto si è riuscito a risalire agli elaborati originali originari in forma cartacea.

La struttura della scuola sembra avere subito nel corso degli anni leggeri cambiamenti nella sua morfologia strutturale.

Di seguito troviamo la localizzazione delle foto che sono state poi mostrate nella documentazione fotografica dell'edificio.

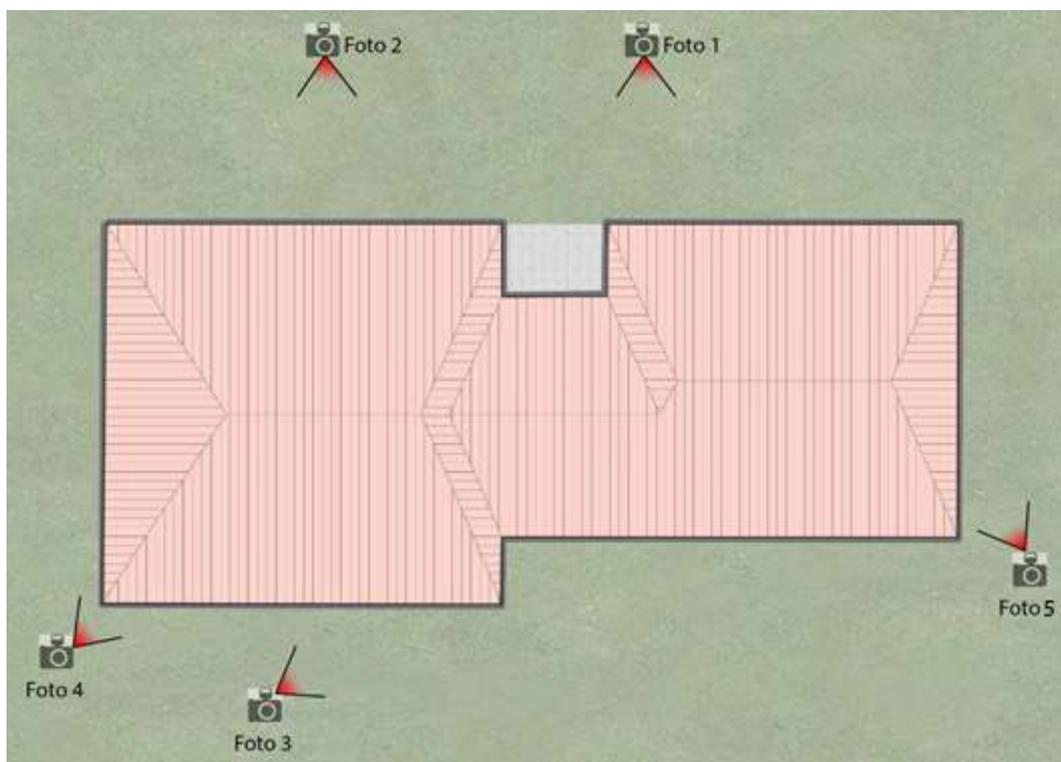


Figura 5 Pianta della copertura con coni fotografici

Documentazione fotografica:



Foto n°1



Foto n°2



Foto n°3



Foto n°4



Foto n°5

Gli elaborati a cui si è riuscito ad avere accesso sono molteplici, e li vedremo di seguito, tutta via i file in scala originale saranno presenti nei documenti allegati alla tesi.

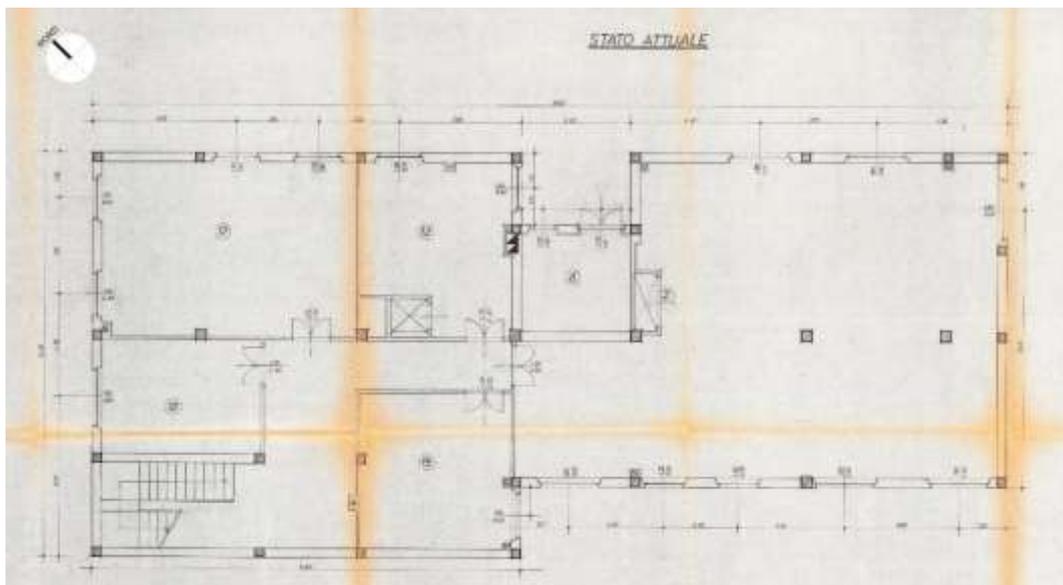


Figura 6 Pianta architettonica, fuori scala, piano terra/piano seminterrato

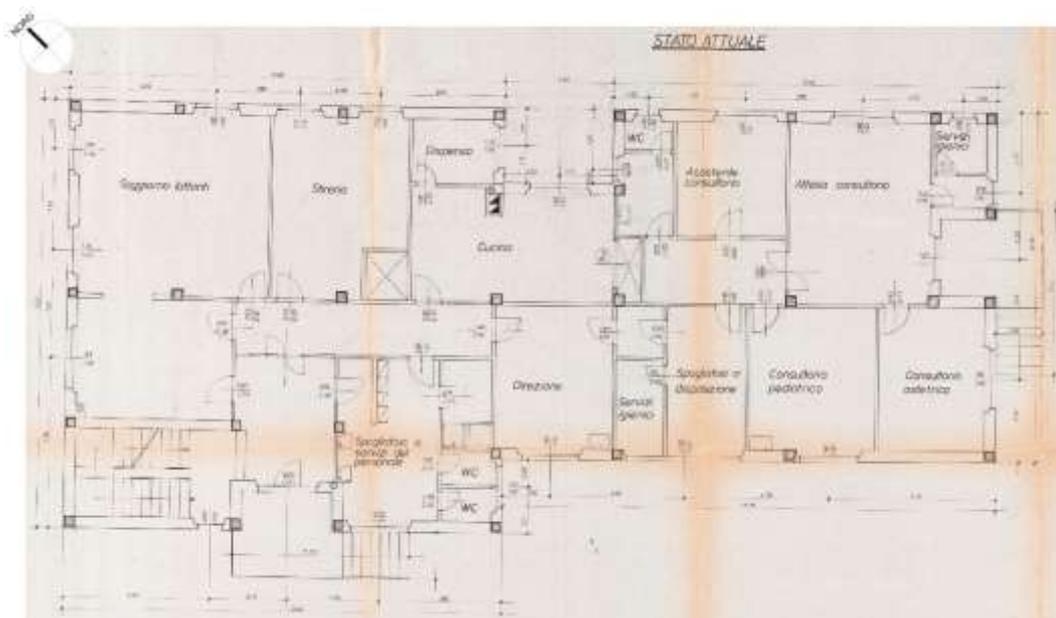


Figura 7 Pianta architettonica, fuori scala, piano primo

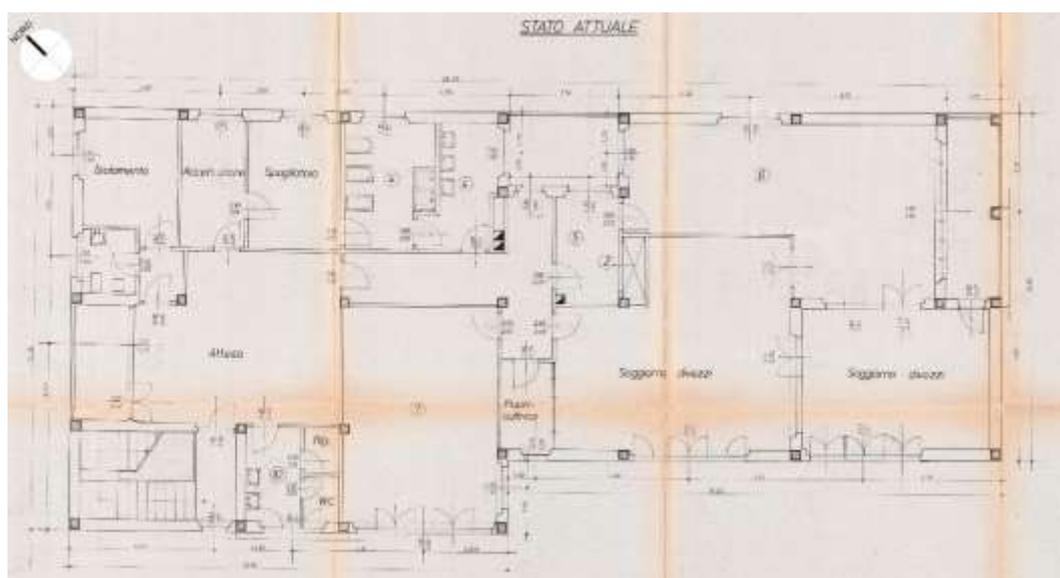


Figura 8 Pianta architettonica, fuori scala, piano secondo

La struttura in esame è regolare lungo la sua altezza e risulta avere al piano terra un punto di accesso a nord-est, mentre nel piano primo sono presenti due punti di accessi tramite scalinate a sud-ovest e a sud-est. Nel secondo piano si trovano due affacci con balconi, dove è possibile riscontrare la difformità con la struttura reale data dalla presenza del pilastro sul balcone di sud-est.

È stato raffigurato sul foglio del progetto ma non se ne riscontra la traccia nello stato di fatto. È possibile che la scuola sia stata oggetto di modifiche e interventi nel corso degli anni.

Gli elaborati dei prospetti che sono stati reperiti sono i seguenti:



Figura 9 Prospetto est, fuori scala



Figura 10 Prospetto nord, fuori scala

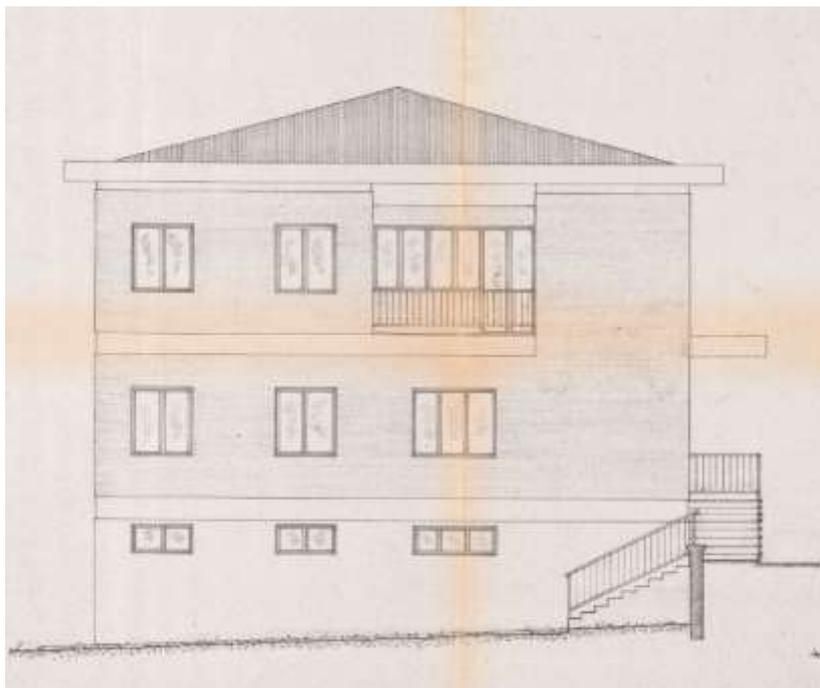


Figura 11 Prospetto ovest, fuori scala

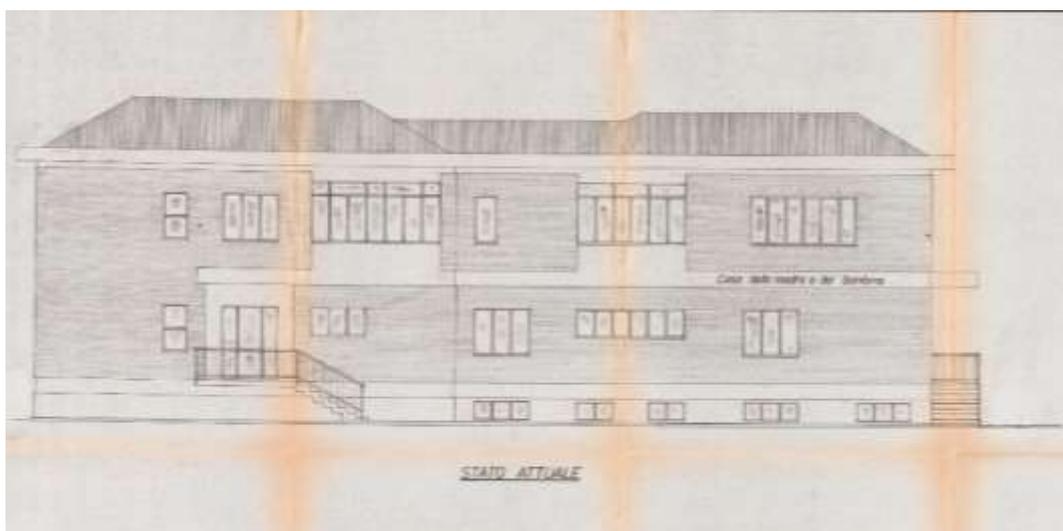


Figura 12 Prospetto sud, fuori scala

Dalle indagini condotte, risulta che la struttura ha una lunghezza di 29.30 metri nel lato più lungo e 13.10 metri nel lato più corto. La struttura portante è costituita da pilastri quadrati in cemento armato, appoggiati sul terreno mediante plinti quadrati, collegati da travi a sezione rettangolare. Dalle indagini che furono

condotte sul terreno si rilevò che la sollecitazione massima sul terreno di fondazione è stata stabilita pari a $1,9\text{kg/cm}^2$.

Gli elaborati di riferimento reperiti sono i seguenti:

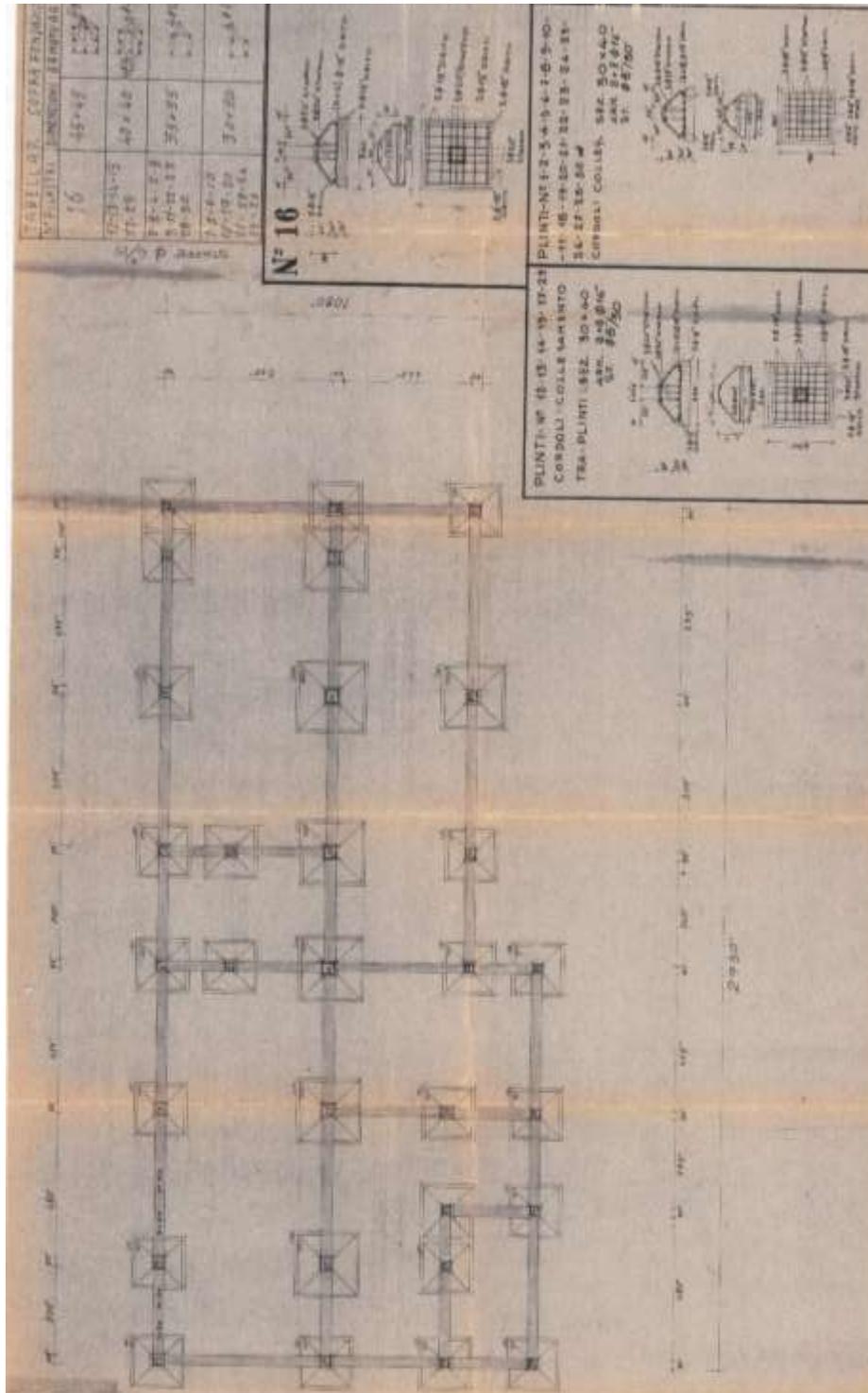


Figura 13 Pianta delle fondazioni (non aggiornata) con esecutivi delle tipologie di plinti utilizzati, fuori scala

Prima del calcolo dei pilastri fu effettuata un'analisi dei carichi consistente dei seguenti documenti rinvenuti:

Analisi dei carichi sui pilastri
 Solo i carichi delle pile sono indicati, non quelli dei muri, che si calcolano dal loro volume, il peso proprio, la spinta e l'acqua, e per il muro sul marciapiede sono indicati i carichi e i momenti. Per i muri sopra il piano della strada, sono indicati i carichi e i momenti. Per i muri sul piano della strada, sono indicati i carichi e i momenti. Per i muri sul piano della strada, sono indicati i carichi e i momenti.

Numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Area	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Volume	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Carichi	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Momenti	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Figura 14 Analisi dei carichi sui pilastri fatta in origine

Calcolo di sezione dei pilastri
 Il pilastro sopra la fondazione non deve essere più grande di:
 1° Gruppo Pilastro 16: P = 88,0 ton
 dimensioni 55x55 = 3025 m² - E
 armatura 8 φ 18 = 2271 m² - F
 $\sigma_c = \frac{88000}{3025} = 29,1 \text{ kg/cm}^2$

2° Gruppo Pilastri 12-13-16-17-23 con carichi da 80 a 235 ton. P = 225 ton
 dimensioni 60x60 = 3600 m² - E
 armatura 6 φ 18 + 6 φ 16 = 162 m² - F
 $\sigma_c = \frac{225000}{3600} = 62,5 \text{ kg/cm}^2$

3° Gruppo Pilastri 8-9-2-7-8-9-11-25-21-27-30 con carichi da 41,9 a 57,1 ton.
 P = 57,1 ton
 dimensioni 35x35 = 1225 m² - E
 armatura 6 φ 18 = 198 m² - F
 $\sigma_c = \frac{57100}{1225} = 46,6 \text{ kg/cm}^2$

4° Gruppo Pilastri 1-2-3-10-14-19-20-24-25-28 con carichi da 15,9 a 32,6 ton.
 P = 32,6 ton
 dimensioni 30x30 = 900 m² - E
 armatura 6 φ 18 = 198 m² - F
 $\sigma_c = \frac{32600}{900} = 36,2 \text{ kg/cm}^2$

5° Pilastro sopra il primo piano da 80 a 235 ton. P = 225 ton
 dimensioni 55x55 = 3025 m² - E
 armatura 8 φ 18 = 2271 m² - F
 $\sigma_c = \frac{225000}{3025} = 74,4 \text{ kg/cm}^2$

6° Gruppo Laterali ai pilastri, con carichi massimi di ton 32,6 al P. 1° e 2°.
 P = 32,6 ton
 dimensioni 30x30 = 900 m² - E
 armatura 4 φ 18 = 198 m² - F
 $\sigma_c = \frac{32600}{900} = 36,2 \text{ kg/cm}^2$

7° Pilastri sopra il secondo piano con carichi massimi di ton 88,2 al pilastro 16 con tutti di dimensioni 50x50 con armatura 4 φ 18.
 $\sigma_c = \frac{88200}{2500} = 35,3 \text{ kg/cm}^2$

Calcolo dei pilastri di fondazione
 Il pilastro non deve essere più grande di:
 1° Gruppo Pilastro 16: P = 88 ton
 Area sotto pilastro 1,60x1,40 = 2,24 m²
 $\sigma_c = \frac{88000}{2240} = 39,3 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_s = \frac{2271 \times 1000}{2240} = 1014 \text{ kg/cm}^2$
 $M = \frac{E}{100000} \times 2271 \times 1000 = 2271 \text{ kg/cm}^2$
 $M_1 = \frac{2271 \times 1000}{10000} = 227,1 \text{ kg/cm}^2$
 2° Gruppo Pilastri 12-13-16-17-23 con carichi da 80 a 235 ton.
 Area sotto pilastro 2,25x2,25 = 5,06 m²

Figura 15 Calcolo sezione e armatura pilastri, parte 1

28-29	29-30	1-11	11-17	17-23	23-25	26-27	16-29	9-17	10-18	18-30	12-20	13-22	14-27
1,10	1,30	/	/	/	0,90	0,70	0,40	0,40	/	/	1,10	1,10	1,20
1.000	1.000	/	/	/	1.000	1.100	800	1.000	/	/	1.100	1.500	1.000
240	240	240	240	240	/	240	240	240	240	240	/	/	/
0,07	0,08	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000

Le travi del primo ordine sono armate a guisa del secondo ordine. Tracce in più di 2-11 e 14-27 sul primo ordine con 1000.

Figura 19 Analisi dei carichi delle travi piano primo, parte 2

Le armature delle travi risultano ovviamente concepite in modo differente dalle tecniche odierne. Sono stati inseriti ferri piegati e staffe da 8 mm per riprendere sforzi di taglio e si è mantenuto un passo costante senza avere la presenza di passi raffittiti in nessuna zona.

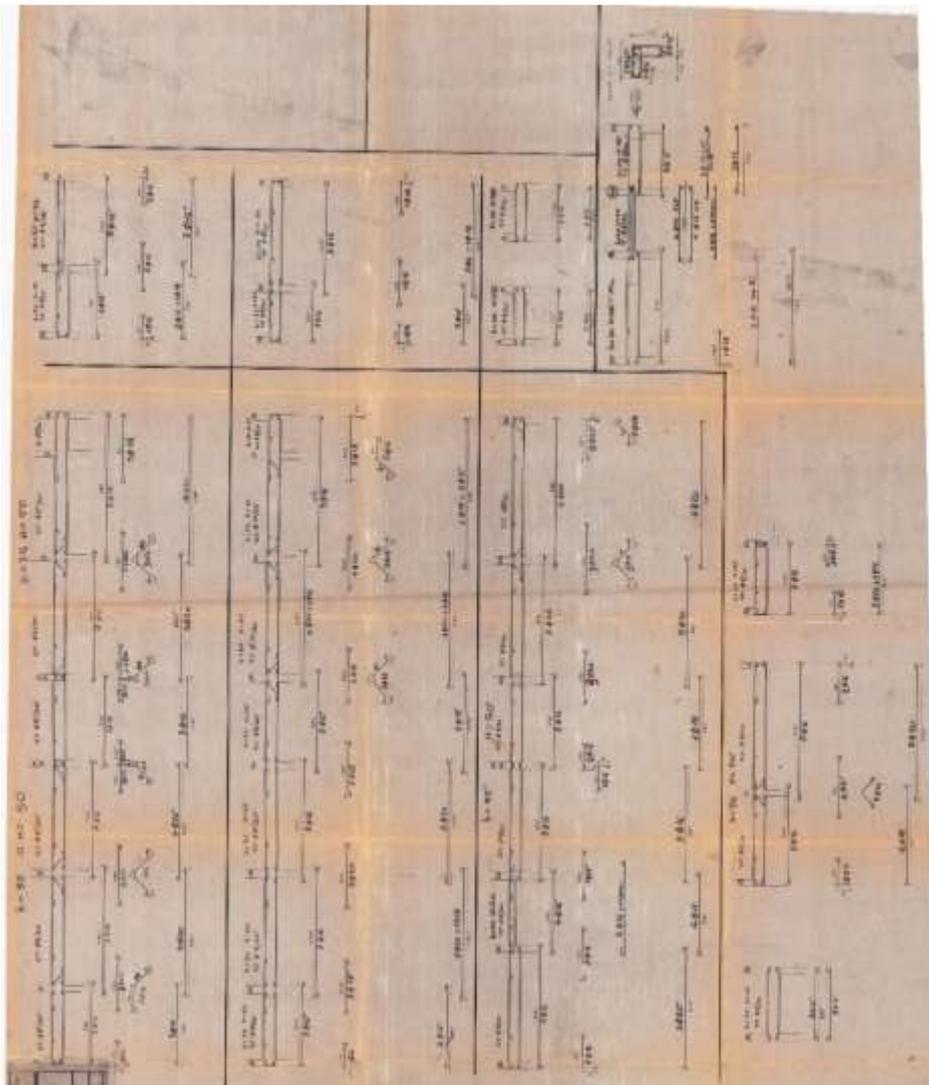


Figura 20 Esecutivi travi

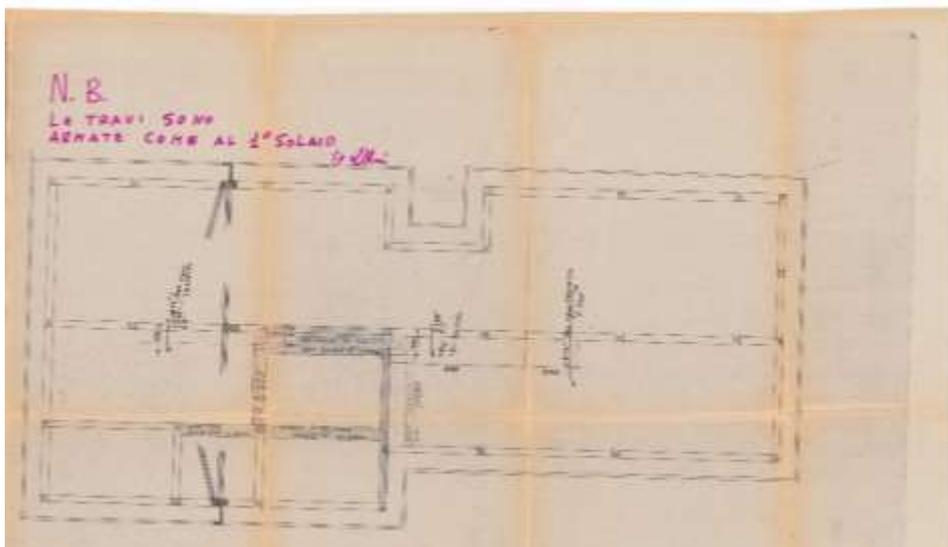
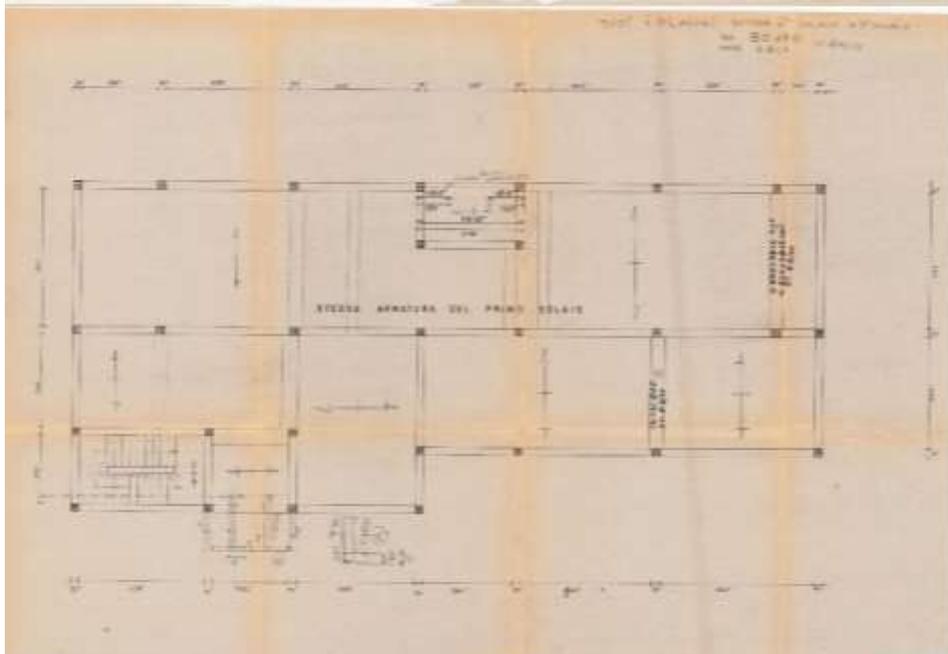
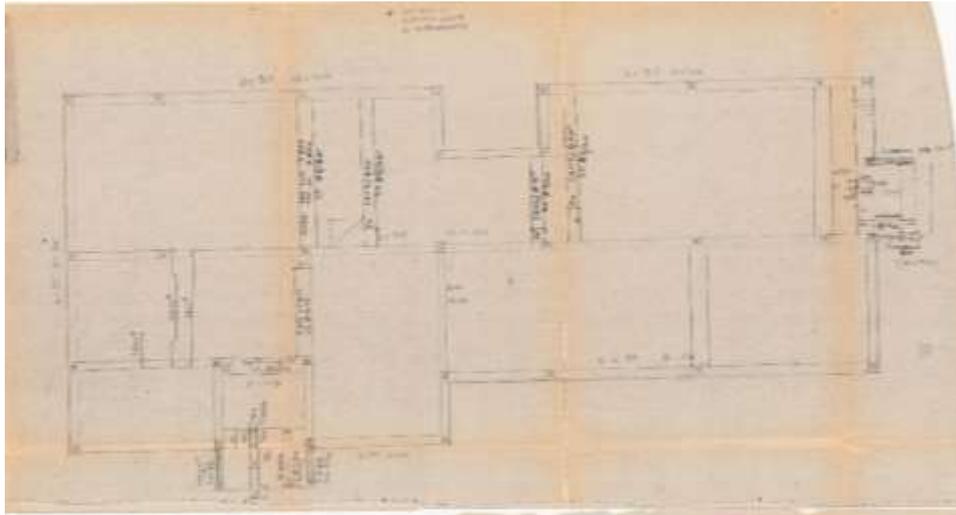


Figura 21 Piante strutturali dei solai

Sono stati altresì importanti alcuni documenti che spiegano dettagli costruttivi, come ad esempio nel caso della scala, della relazione tecnica e ulteriori considerazioni fatte sulla copertura, tuttavia non verranno riportati.

Per le immagini dettagliate in scala originale degli elaborati reperiti si rimanda agli elaborati grafici allegati della tesi.

4. MATERIALI, CARICHI E AZIONI SULLA STRUTTURA

4.1 Materiali utilizzati per la struttura

I principali materiali che sono stati utilizzati per la realizzazione della struttura sono, come anticipato, il calcestruzzo e l'acciaio (per le armature). Di seguito vedremo le considerazioni fatte e per lo svolgimento del calcolo della struttura.

Per quanto riguarda i livelli di conoscenza riguardo la struttura si è deciso di ipotizzare un livello LC 2 con relativo fattore di confidenza FC 2, in accordo con quello che indica la normativa al capitolo "8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA" delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Qualora il livello di conoscenza non fosse il 2, ma bensì l'1 o il 3, come distingue la normativa, i risultati dovrebbero essere di nuovo verificati.

In mancanza della circolare esplicativa della nuova Normativa D.M.17 gennaio 2018, si è preso in esame quello che afferma la circolare del 2008.

Secondo la circolare di applicazione del D.M.14 gennaio 2008 – NTC 2008, al capitolo "C8A.1.B.3 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza", il livello LC2 conferma che il progettista dichiara di avere conoscenza adeguata della struttura e afferma:

“[...]”

LC2: Conoscenza adeguata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica insitu delle armature e dei collegamenti

presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici [...] “

Pertanto, la corrispondente tabella che ne attesta i valori è la seguente:

Tabella CSA.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 1 Determinazione del fattore di confidenza in funzione dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali degli elementi in calcestruzzo armato.

All'interno della modellazione, il calcestruzzo è stato inserito con la classe di resistenza C25/30 e con le seguenti caratteristiche:

Definizione proprietà materiale tipo c.a.

Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C25/30
Resistenze	
Resistenza Rc	30000.0 [kN/ m2]
Resistenza fct	2558.0 [kN/ m2]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico	
Generalità	
Peso specifico	25.0 [kN/ m3]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
Costanti elastiche	
Modulo E	31447000.0 [kN/ m2]
Poisson	0.2
Modulo G	13103000.0 [kN/ m2]
<input type="checkbox"/> Ortotropo	

Figura22 Caratteristiche calcestruzzo modellato

E invece l'acciaio per le armature è stato inserito con le seguenti caratteristiche:

Stati limite ultimi	
Tensione fy	380000.0 [kN/ m2]
Tensione fy staffe	380000.0 [kN/ m2]
Tipo acciaio	tipo C
Coefficiente gamma s	1.15
Coefficiente gamma c	1.5
Fattore di confidenza FC	1.2
<input checked="" type="checkbox"/> Verifiche con N costante	
Modello per il confinamento	
Relazione tensio-deformativa	Mander
Incrudimento acciaio	5.0000e-03
Fattore lambda	1.0
epsilon max,s	4.0000e-02
epsilon cu2	4.5000e-03
epsilon cy	0.0

Figura23 Caratteristiche armatura modellata

4.2 Carichi agenti sulla struttura

I solai, come già annunciato precedentemente, sono stati realizzati con laterizi e cemento armato con elementi portanti prefabbricati.

L'altezza rilevata dagli elaborati, e dal sopralluogo fatto, è di 20 + 5 cm, in cui 20 cm costituiscono la struttura mista (elementi prefabbricati più getto in opera), e 5 cm rappresentano la soletta gettata in calcestruzzo.

L'analisi dei carichi dei solai viene effettuata con riferimento del carico a m^2 , ed è stato possibile risalire alle stratigrafie, pesi, spessori e diciture tramite gli elaborati utilizzati all'epoca e reperiti.

- Solaio di copertura

Solaio laterizio misto, peso proprio strutturale	100 Kg/m ²
Soletta 3 cm	75 Kg/m ²
Intonaco	25 Kg/m ²
Tegole	50 Kg/m ²
Sovraccarico considerato	150 Kg/m ²
TOTALE	400 Kg/m ²

- Solaio del sottotetto

Solaio peso proprio strutturale 20+5	200 Kg/m ²
Soletta 5 cm	125 Kg/m ²
Intonaco	25 Kg/m ²

Solaio di copertura	400 Kg/m ²
Muri per ripartire il carico della copertura	100 Kg/m ²
TOTALE	850 Kg/m ²

- Solaio primo piano

Solaio peso proprio strutturale 20+5	200 Kg/m ²
Soletta 5 cm	125 Kg/m ²
Intonaco	25 Kg/m ²
Pavimento	100 Kg/m ²
Sovraccarico considerato comprensivo del carico aggiuntivo dei divisori	400 Kg/m ²
TOTALE	850 Kg/m ²

- Solaio secondo piano

Solaio peso proprio strutturale 20+5	200 Kg/m ²
Soletta 5 cm	125 Kg/m ²
Intonaco	25 Kg/m ²
Pavimento	100 Kg/m ²
Sovraccarico considerato comprensivo del carico aggiuntivo dei divisori	400 Kg/m ²

TOTALE	850 Kg/m ²
--------	-----------------------

- Muri esterni

Peso muratura esterna	0,13 x 1400 x 2.60	480 Kg/m ²
Peso muratura interna	0,10 x 900 x 2.60	240 Kg/m ²
Intonaci	3,00 x 3,00 x 20	180 Kg/m ²
TOTALE	900 Kg/m	

4.3 Calcolo del carico della neve e del vento

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: ASCOLI PICENO

Provincia: ASCOLI PICENO

Regione: MARCHE

Coordinate GPS:

Latitudine: 42,85300 N

Longitudine: 13,57800 E

Altitudine s.l.m.: 154,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

4.3.1 Calcolo del carico della neve

Zona Neve = II

Ce (coefficiente di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e = 100 \text{ daN/mq}$

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 31,0^\circ$

$\mu_1(\alpha_1) = 0,77 \Rightarrow Q_1 = 77 \text{ daN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 31,0^\circ$

$\mu_1(\alpha_2) = 0,77 \Rightarrow Q_2 = 77 \text{ daN/mq}$

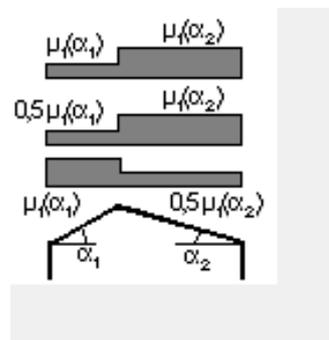


Figura 22 Schema di carico per l'azione della neve

4.3.2 Calcolo del carico del vento

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 154$ m

Velocità di riferimento, $V_b = 27,00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27,00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo III

($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10$ m; $Z_{min} = 5$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 46$ daN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 2,20$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 11,00$ m

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 100 \text{ daN/mq}$

4.4 Azione sismica di progetto

L'azione sismica viene calcolata in base al punto 3.2 delle N.T.C. 2018 ed è funzione della "pericolosità sismica di base". Essa è correlata al sito di costruzione ed è in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche.

L'azione sismica viene calcolata identificandola in termini di massima accelerazione del suolo (a_g).

Ai diversi stati limite gli spettri di progetto sono definiti a partire dallo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale, ed è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Dove T corrisponde al periodo di oscillazione e S_e all'accelerazione spettrale orizzontale.

L'azione sismica secondo l'N.T.C 08 e successivamente secondo l'N.T.C. 2018, viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

NB: È stata eseguita una semplificazione nella scelta del suolo perché, non avendo indagini geotecniche non è stato possibile reperirne la tipologia effettiva.

Parametri struttura					
Classe d'uso	Vita nominale (anni)	Coefficiente d'uso	Periodo di riferimento Vr	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	B	T1

Tabella 2 Determinazione dei parametri della struttura

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale;

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante;

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Le componenti orizzontali dell'azione sismica sono caratterizzate dai seguenti parametri:

	P _{ver}	Tr	ag [g]	F _o	T*c
SLO	81	45	0.069	2.460	0.290
SLD	63	75	0.086	2.450	0.310
SLV	10	712	0.207	2.490	0.350
SLC	5	1462	0.265	2.530	0.360

Tabella 3 Parametri legati alla pericolosità sismica del sito

4.5 Combinazione dell'azione sismica con altre azioni

Per progettare e, successivamente, verificare la struttura agli Stati limite (ultimo e di esercizio) occorre combinare i vari effetti e/o carichi agenti sulla struttura. La formula che consente tale combinazione è:

$$Gk_1 + Gk_2 + Ek + \sum_j Q_{kj} \cdot \psi_{ij}$$

Dove all'interno delle NTC 2018 ritroviamo:

G_1 : Carico dovuto al peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 : Carico dovuto al peso proprio degli elementi non strutturali presenti in modo permanente;

E: Azione sismica di progetto identificata per lo stato limite in esame;

Q_{kj} : Carico dovuto all'azione variabile che però possono esserne più di una ed è composto da:

- Q_{k1} : Azione variabile di base
- Q_{k2} : Prima azione di accompagnamento
- Q_{k3} : Seconda azione di accompagnamento

Chiaramente Q_{k2} e Q_{k3} vengono presi in considerazione quando ci sono altri carichi che agiscono contemporaneamente all'azione variabile di base.

ψ_{ij} : Coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_{kj} . Ad ogni azione Q_k verrà per cui affidato un valore ψ_j che è possibile vederlo nella tabella 4 della seguente tesi.

I coefficienti di combinazione hanno valori che vengono definiti dalla normativa in base alla destinazione d'uso, e considerano la possibile contemporaneità dei carichi variabili durante l'azione sismica.

Categoria /Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ad 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 ≤ 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 valutare caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	Da valutare caso per caso		
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 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

Tabella 4 Valori dei coefficienti di combinazione

I coefficienti ψ_j che verranno presi in considerazione nel calcolo della tesi sono:

Categoria /Azione variabile	Ψ_{2j}
Categoria C – Ambienti suscettibili ad affollamento	0.6
Ambienti suscettibili di affollamento (scale)	0.6
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Vento, variazione termica	0.0

Analizzando la struttura si devono prendere in considerazione le masse relative ai carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j Q_{kj} \cdot \psi_{2j}$$

I valori dei pesi e delle masse sismiche dell'edificio oggetto di studio sono i seguenti:

PIANO	PESO W [kN]	MASSA W/g [t]
Primo impalcato	3313.05	337.72
Secondo impalcato	3034.35	309.31
Sottotetto	1812.00	184.71
Copertura	755.00	76.96
TOTALE	8914.40	908.71

5. DETTAGLI COSTRUTTIVI, MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata attraverso il software di calcolo Prosap.

L'edificio nel modello del programma è stato definito incastrato alla base trascurando l'eventuale rapporto che questa ha con il terreno. La modellazione è stata possibile attraverso la rielaborazione delle tavole di progetto precedentemente mostrate e attraverso rilievi sopralluoghi è stato possibile rielaborare anche le piante architettoniche. Di seguito sarà possibile capire, la distribuzione della struttura e la conformazione del fabbricato in esame. Il modello, parallelamente allo stato di fatto di progetto, è stato riprodotto con i seguenti parametri per gli elementi strutturali.

- Pilastri primo tipo:
30 cm x 30 cm con 4 Ø 16 mm ai vertici
- Pilastri secondo tipo:
35 cm x 35 cm con 4 Ø 18 mm ai vertici
- Pilastri terzo tipo:
40 cm x 40 cm con 4 Ø 14 mm ai lati e 4 Ø 16 mm ai vertici
- Pilastro quarto tipo:
45 cm x 45 cm con 8 Ø 16 mm

Le travi utilizzate all'interno del modello sono:

- Travi primo tipo: 35 cm x 50 (con differente armatura lungo la travata)
- Travi secondo tipo: 30 cm x 60 cm (con differente armatura lungo la travata)
- Trave terzo tipo: 24 cm x 50 cm (4 + 4 Ø 16 mm)
- Trave quarto tipo: 40 cm x 24 cm (3 + 3 Ø 18 mm)
- Travi a spessore primo tipo: 50 cm x 24 cm (con differente armatura da caso per caso)
- Travi a spessore secondo tipo: 70 cm x 24 cm con 6 + 6 Ø 18 mm
- Travi a "L" primo tipo: 35 cm x 55 cm (primo tratto verticale) + 15 cm x 35 cm (secondo tratto orizzontale) 3 Ø 16 mm + 5 Ø 16 mm

La disposizione degli elementi strutturali è la seguente:

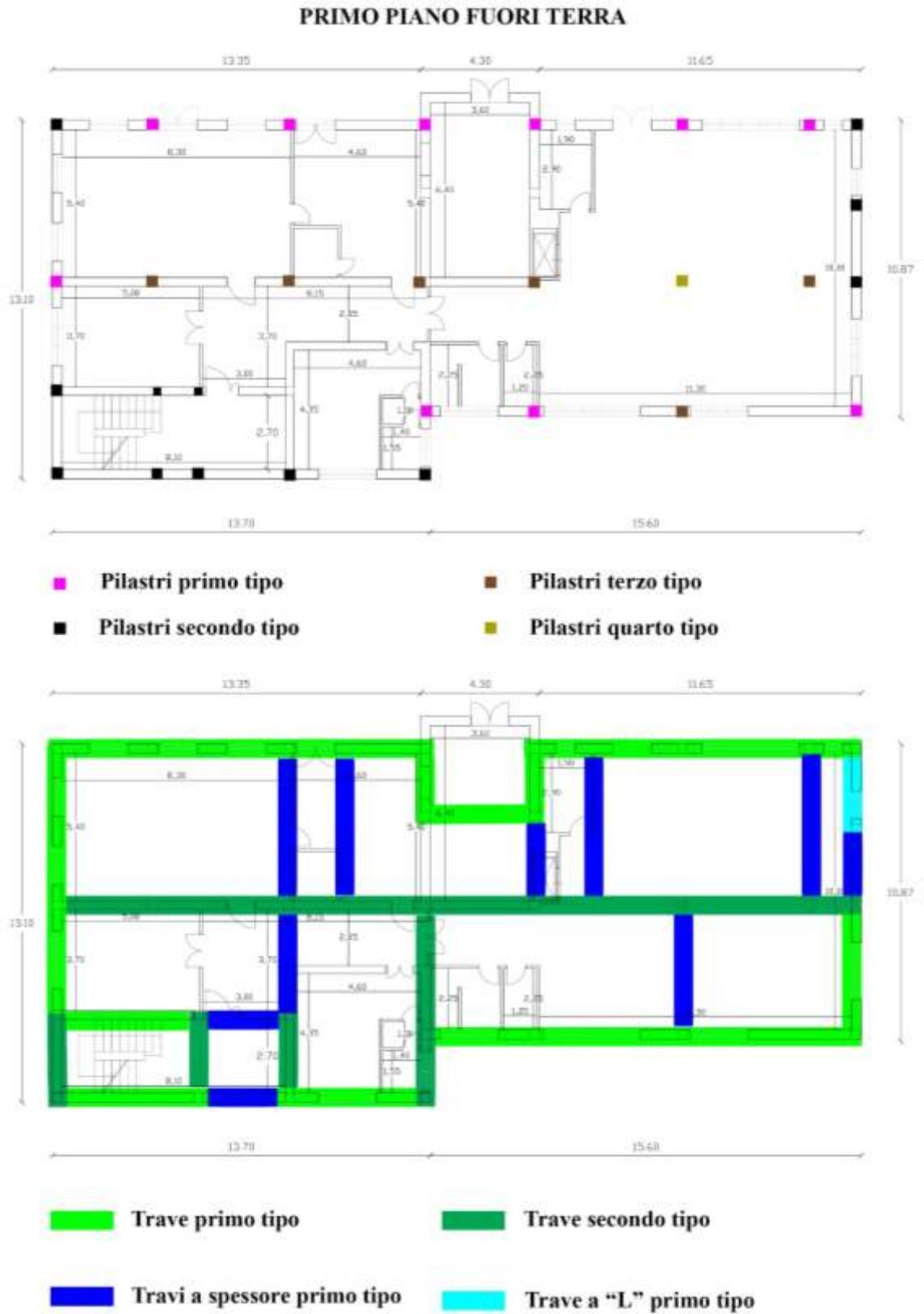


Figura 23 Immagine raffigurativa del primo piano fuori terra

SECONDO PIANO FUORI TERRA

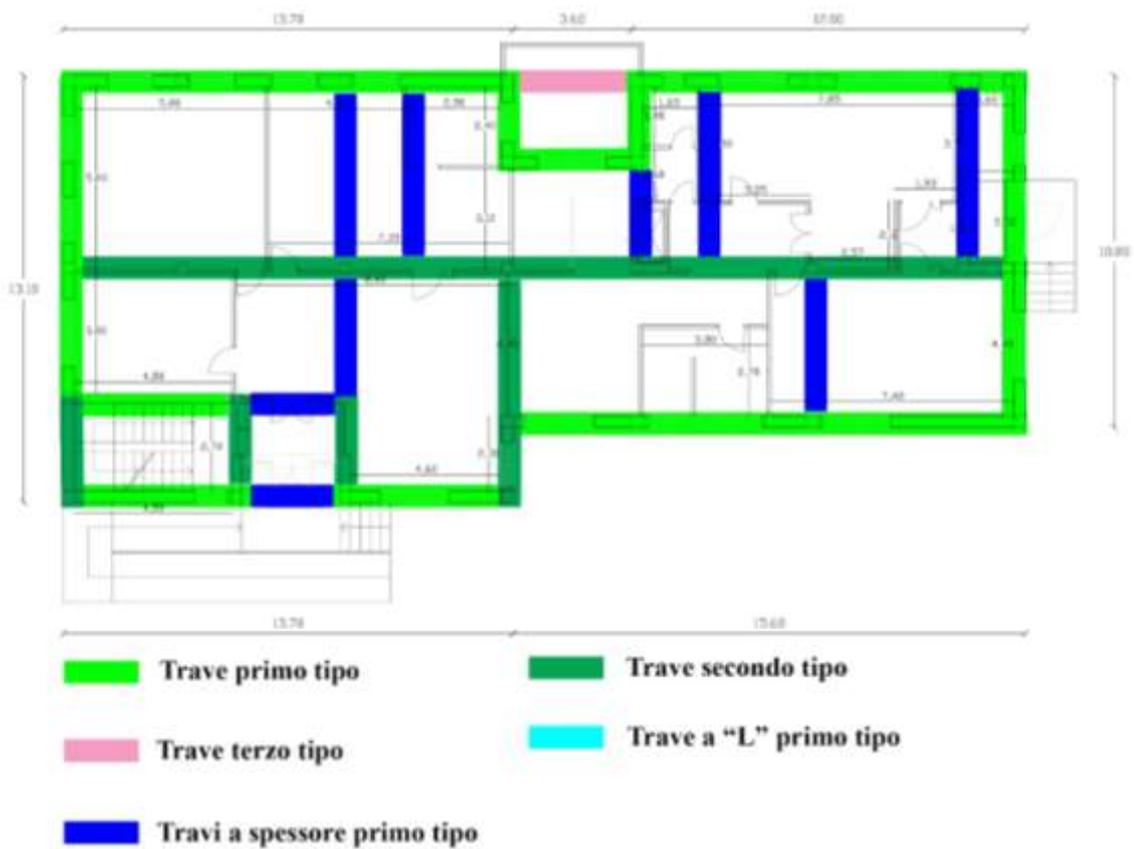
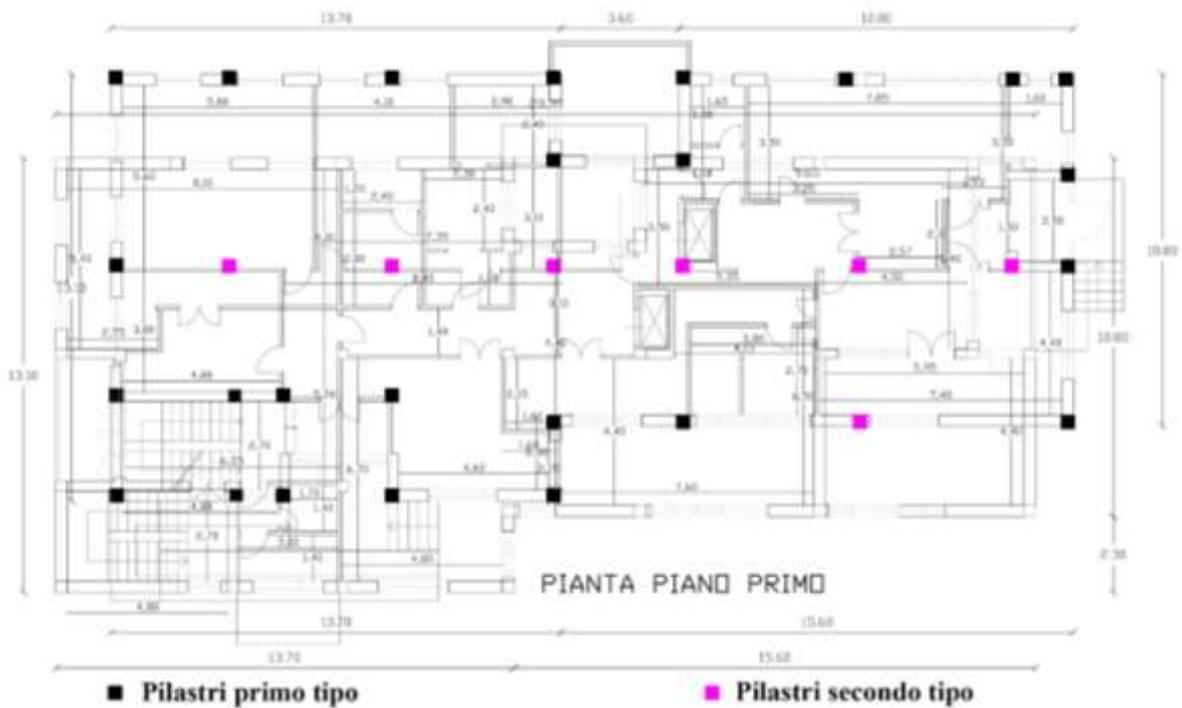
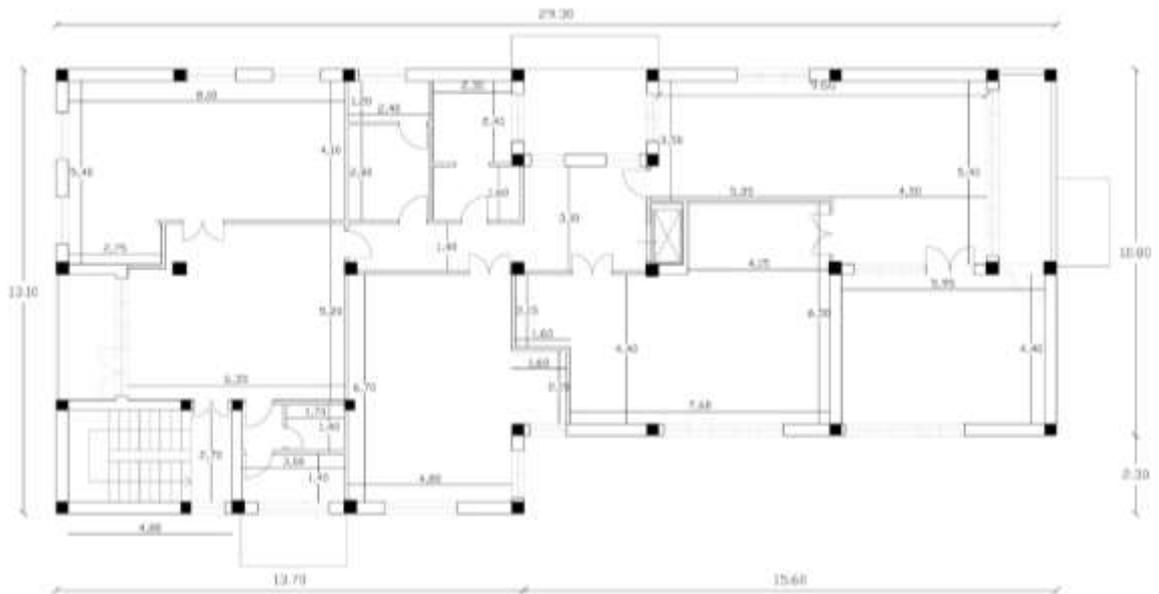
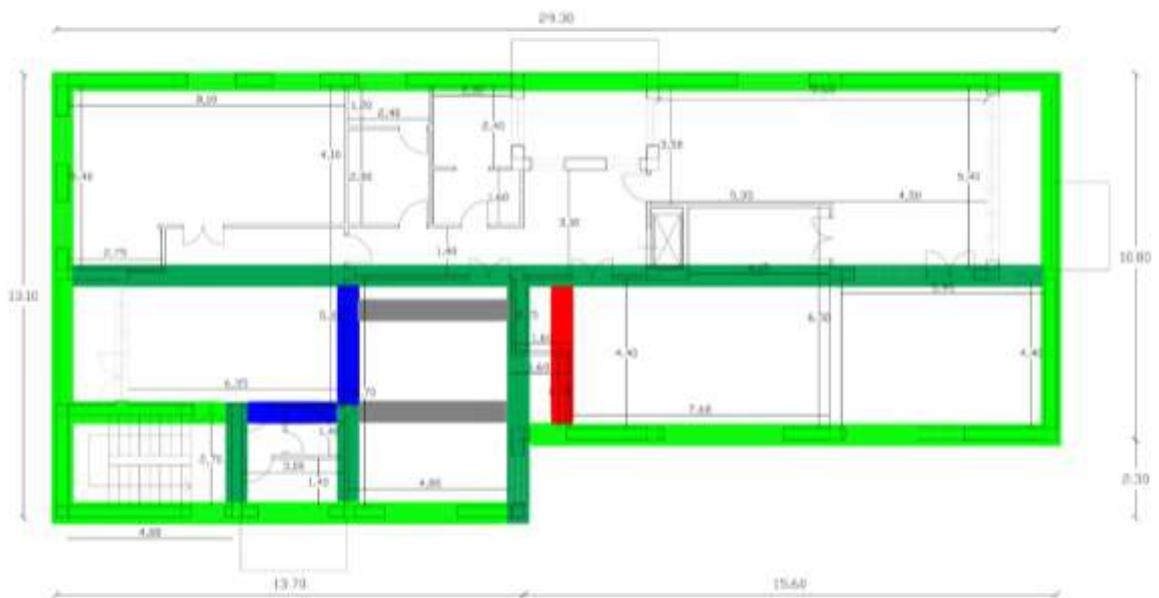


Figura 24 Immagine raffigurativa del secondo piano fuori terra

TERZO PIANO FUORI TERRA



■ Pilastrini primo tipo



■ Trave primo tipo

■ Trave secondo tipo

■ Travi a spessore primo tipo

■ Travi a spessore secondo tipo

■ Travi quarto tipo

Figura 25 Immagine raffigurativa del terzo piano fuori terra

Per quanto riguarda la modellazione dei pilastri è stata eseguita con le seguenti caratteristiche:

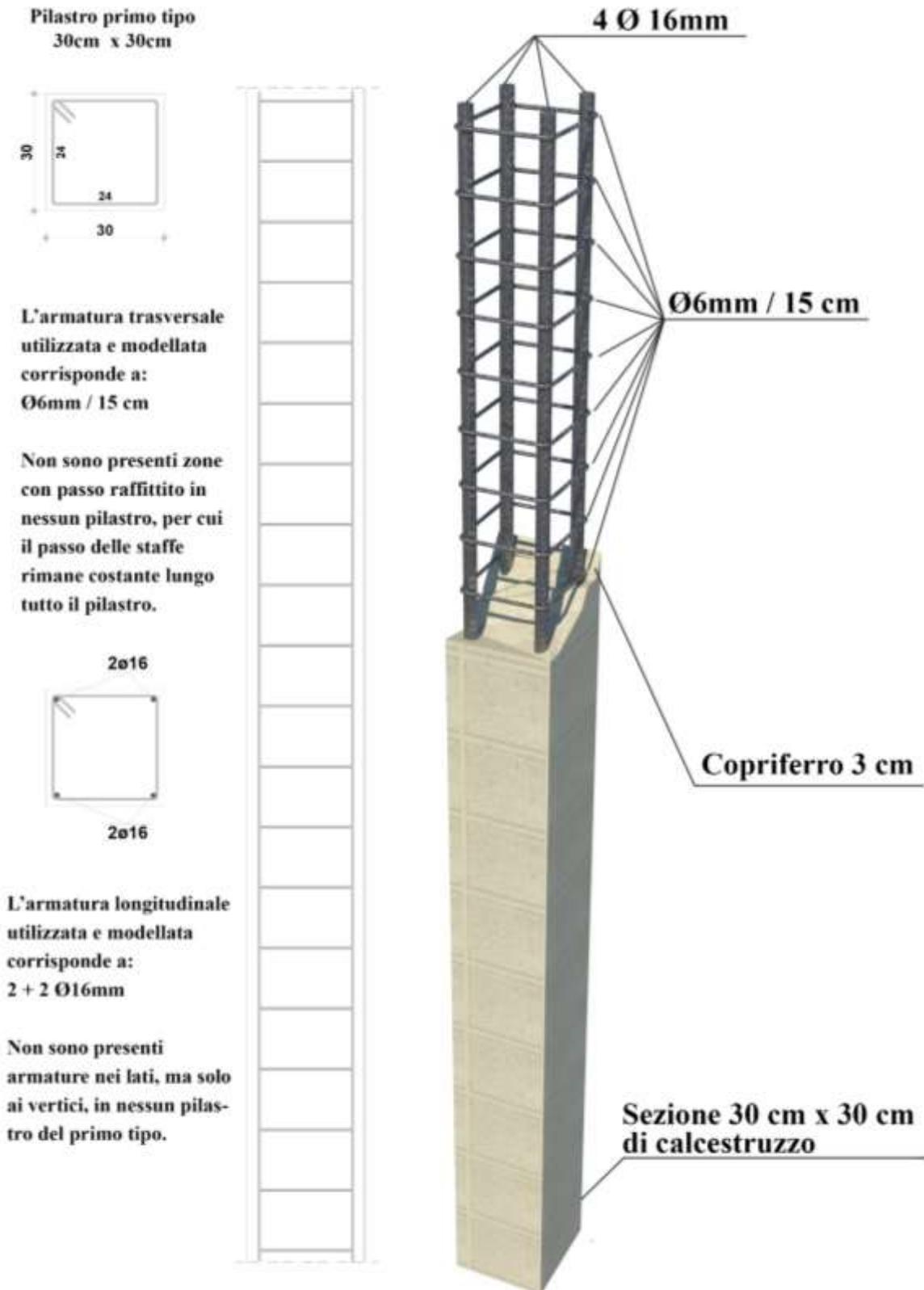
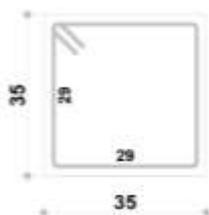


Figura 26 Raffigurazione della modellazione delle armature del primo tipo di pilastro

**Pilastro secondo tipo
35cm x 35cm**



L'armatura trasversale
utilizzata e modellata
corrisponde a:
Ø6mm / 15 cm
La lunghezza della
staffa è di 128 cm

Non sono presenti zone
con passo raffittito in
nessun pilastro, per cui
il passo delle staffe



L'armatura longitudinale
utilizzata e modellata
corrisponde a:
2 + 2 Ø18mm

Non sono presenti
armature nei lati, ma solo
ai vertici, in nessun pilas-
tro del primo tipo.

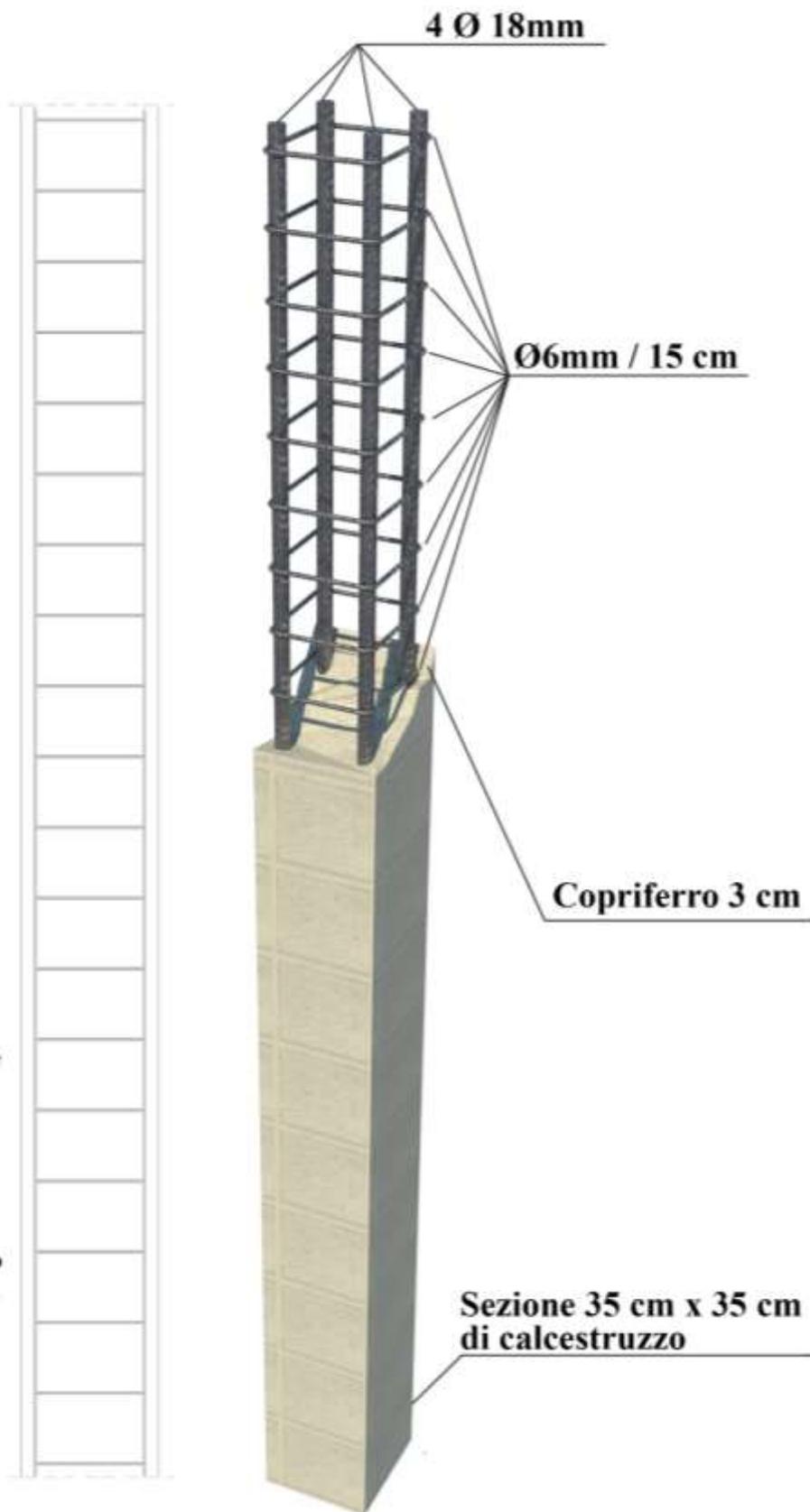


Figura 27 Raffigurazione della modellazione delle armature del secondo tipo di pilastro

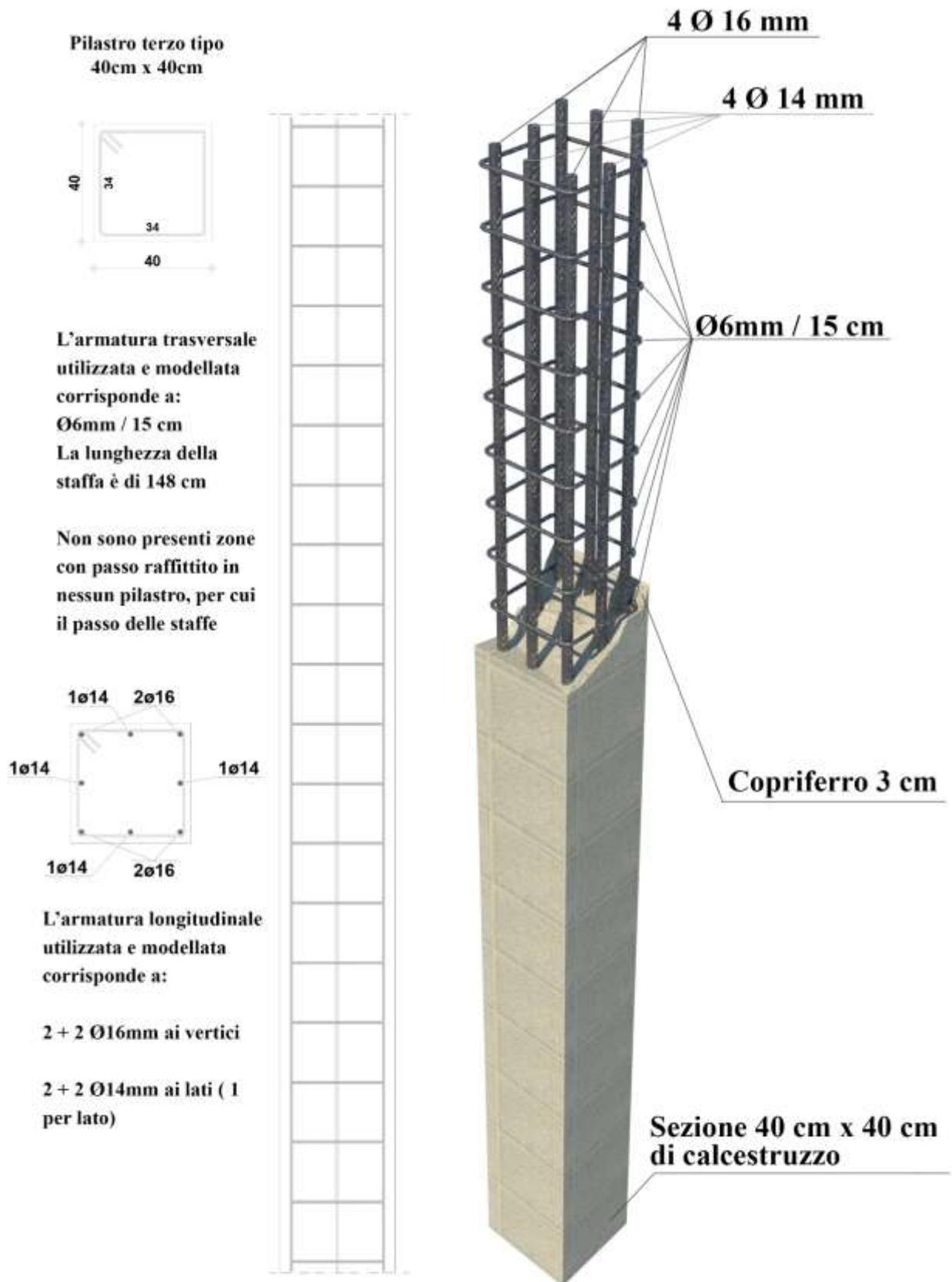


Figura 28 Rappresentazione della modellazione delle armature del terzo tipo di pilastro

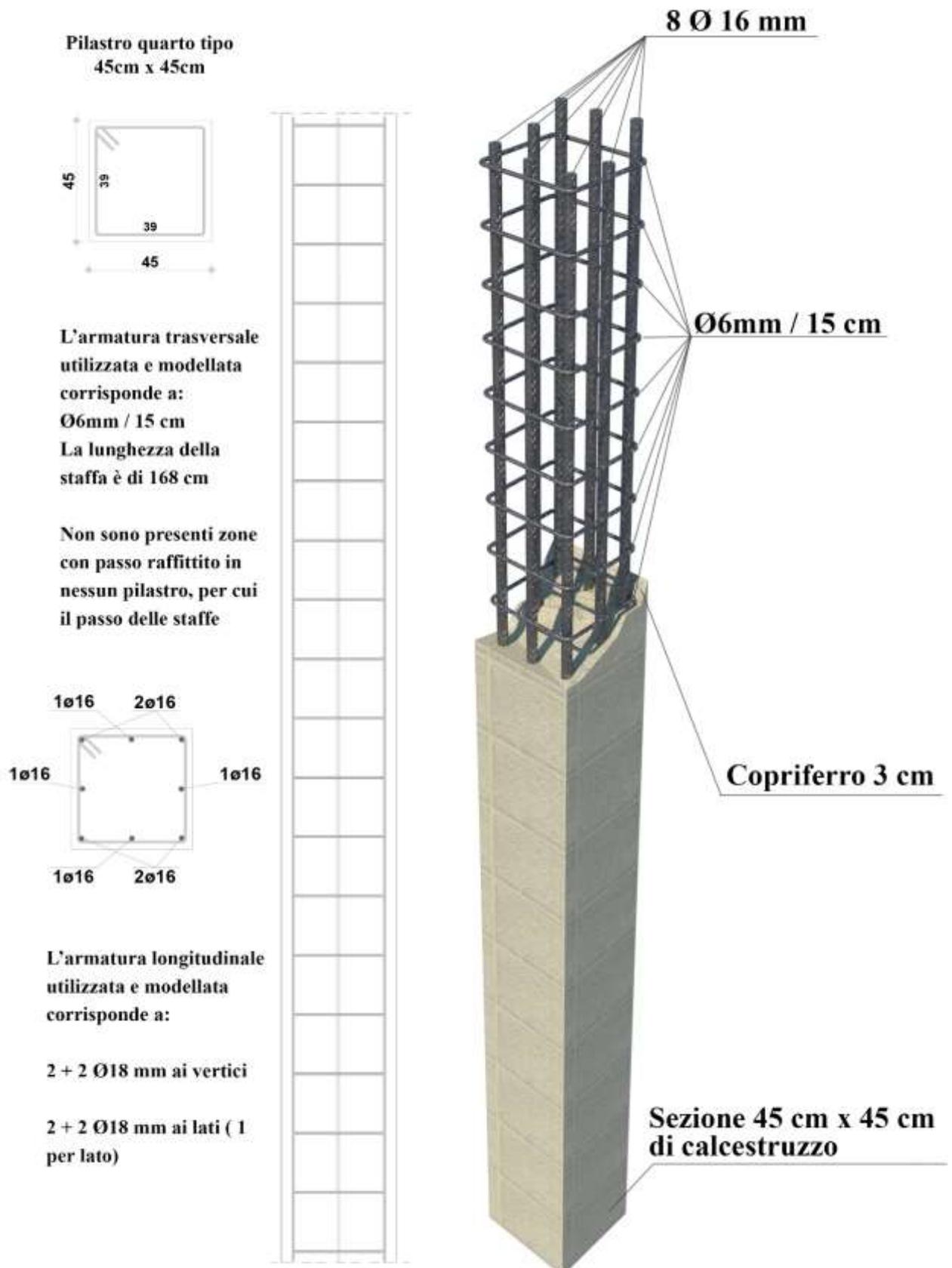


Figura 29 Rappresentazione della modellazione delle armature del quarto tipo di pilastro

La modellazione della struttura, con le caratteristiche precedentemente descritte risulta essere la seguente:

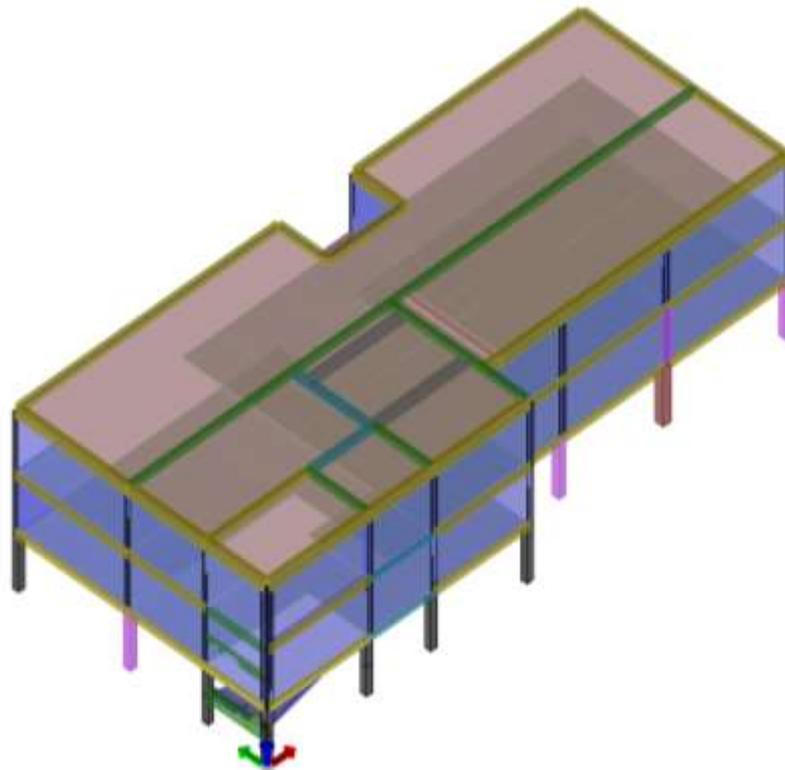


Figura 30 Vista assonometrica 1 con tamponature

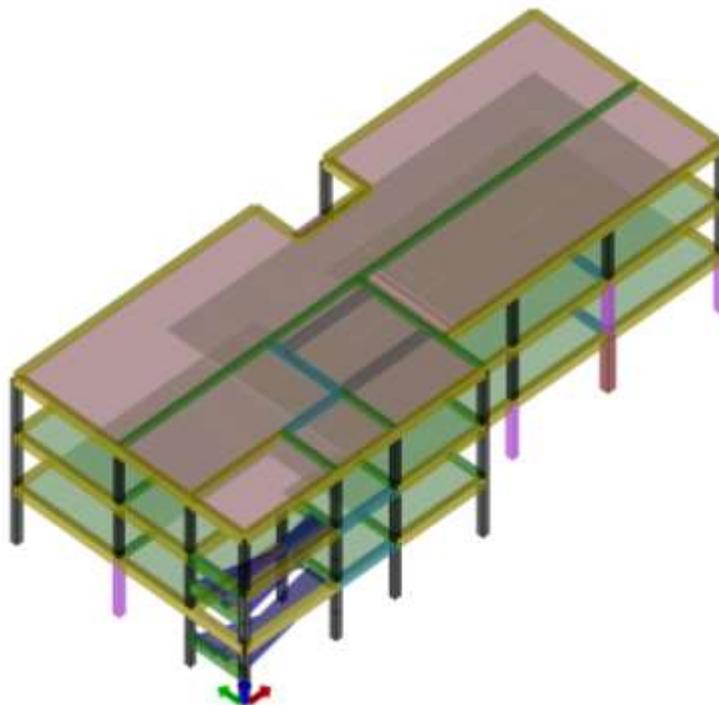


Figura 31 Vista assonometrica 1 senza tamponature

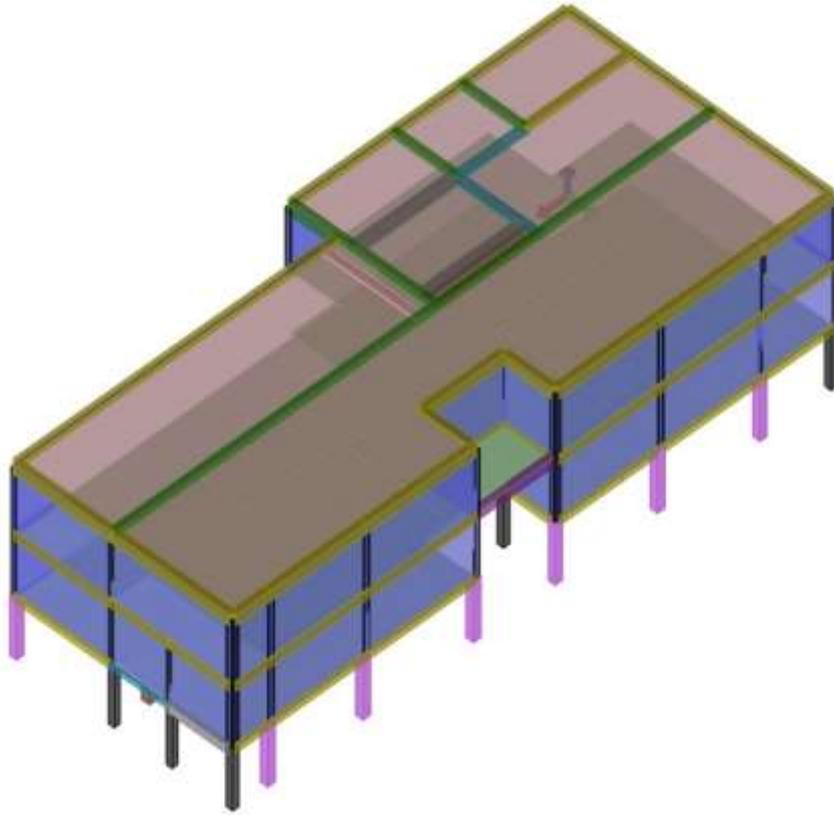


Figura 32 Vista assonometrica 2 con tamponature

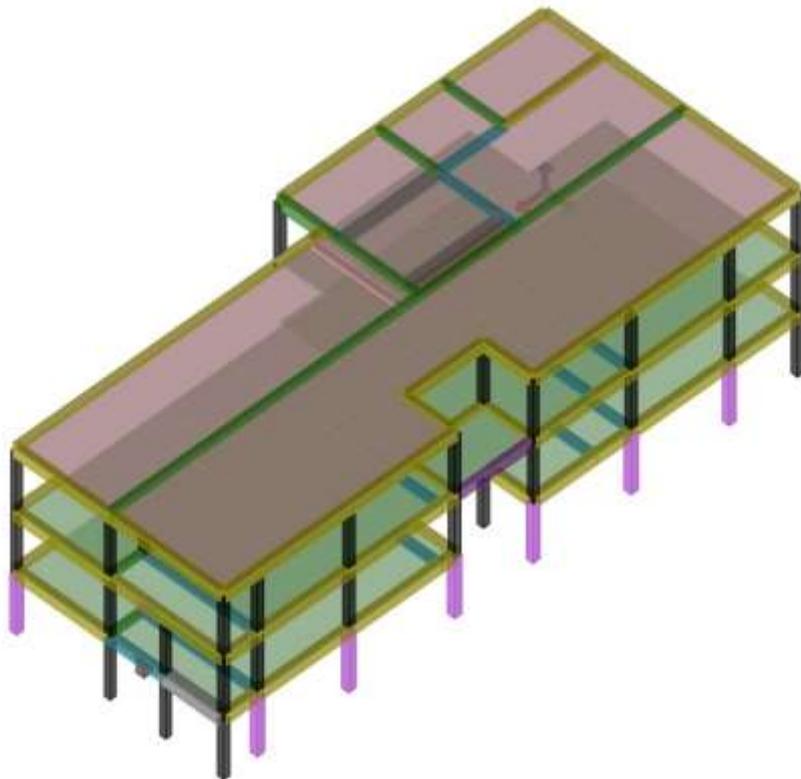


Figura 33 Vista assonometrica 2 senza tamponature

Il modello della struttura non riporta alcuni dettagli che nella realtà sono presenti. È stata possibile questa semplificazione perché in alcuni casi si sono utilizzati modelli equivalenti (come nel caso delle fondazioni, che non sono state modellate ma sono stati inseriti degli incastri, e per la copertura), in altri invece sono stati volutamente tralasciati perché considerati non rilevanti dal punto di vista delle masse sismiche e/o sono stati tralasciati per un calcolo a favore di sicurezza (come per le tamponature).

Le operazioni di semplificazione adottate sono:

- Il modello non tiene conto delle rigidità delle tamponature ma solo dei carichi, altrimenti si sarebbero dovute modellare delle bielle. Le tamponature sono state considerate solo come carico, senza considerare le bucatore delle finestre (condizione a vantaggio di sicurezza).
- Non sono state modellate le fondazioni, ma gli elementi sono incastrati alla base, per questo non sono state inserite le tamponature al piano terra;
- La copertura presente è stata sostituita da un carico uniformemente distribuito perimetrale agente sulle travi e sui pilastri dell'ultimo piano;
- La struttura originale presenta ferri piegati che non sono stati inseriti per via dei limiti di modellazione del software (valutazione che comunque va a vantaggio di sicurezza della struttura).
- Per impossibilità non si sono effettuate prove sui materiali attraverso l'uso dei carotaggi, per cui, la struttura è stata modellata con un fattore di confidenza pari a 1.2, come spiegato nel capitolo 4.1 della tesi, per evitare le verifiche iterative con tutti e 3 i coefficienti dei fattori di confidenza.
- La categoria di suolo è stata ipotizzata B, come specificato nelle NTC2018 è un suolo di fondazione con depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti.

6. ANALISI DELLA STRUTTURA ESISTENTE

Per conoscere le eventuali criticità della struttura e per capire il grado di intervento che si deve adottare per adeguarla, è stata modellata e analizzata tramite il software Prosap.

È stata svolta un'analisi dinamica modale secondo la normativa vigente (NTC 2018) per individuare gli elementi deboli della struttura.

Nella modellazione l'eccentricità positiva e negativa sposta il baricentro delle masse in direzione perpendicolare alla direzione assegnata (segno positivo o negativo della coppia torcente generata, rispetto all'asse di riferimento globale).

In direzione di applicazione con angolo 0 ed eccentricità positiva avrà una traslazione del baricentro delle masse in direzione y negativa, in modo che la coppia torcente indotta dalla traslazione del baricentro delle masse abbia verso positivo (Figura 34).

In direzione di applicazione con angolo 0 ed eccentricità negativa avrà una traslazione del baricentro delle masse in direzione y positivo, in modo che la coppia torcente indotta dalla traslazione del baricentro delle masse abbia verso negativo (Figura 35).

In direzione di applicazione con angolo 90 ed eccentricità positiva avrà una traslazione del baricentro delle masse in direzione x positivo, in modo che la coppia torcente indotta dalla traslazione del baricentro delle masse abbia verso positivo (Figura 36).

In direzione di applicazione con angolo 90 ed eccentricità negativa avrà una traslazione del baricentro delle masse in direzione x negativa, in modo che la coppia torcente indotta dalla traslazione del baricentro delle masse abbia verso negativo (Figura 37).

Si è impiegata l'analisi dinamica modale per analizzare la struttura a base fissa.

Nell'analisi modale sono stati calcolati i primi 8 modi di vibrare della struttura.

I risultati dell'analisi modale sono i seguenti:

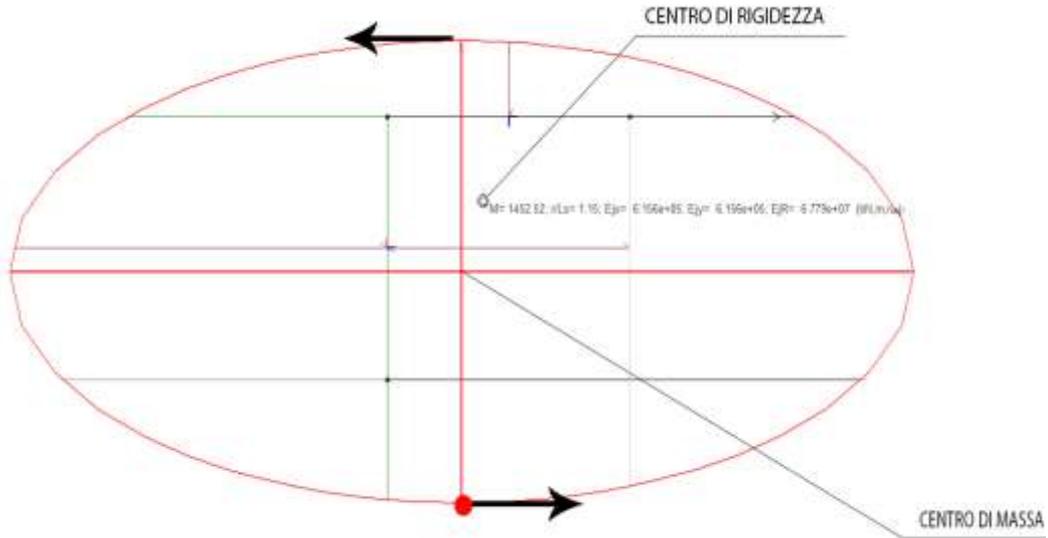


Figura 34 Immagine dell'eccentricità del baricentro delle masse in Y negativo con momento torcente positivo

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA A BASE FISSA										
Tabella dell'analisi con eccentricità del baricentro delle masse in Y con momento torcente positivo										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	2.41	0.42	224.58	0	361185.82	63	0.26	0	6129498.64	9
2	2.84	0.35	8378.39	1	108305.69	18	0.02	0	44789942.12	68
3	3.14	0.32	459343.27	80	1032.52	0	0.11	0	2140602.52	3
4	6.81	0.15	10199.81	1	56126.95	9	0.71	0	135211.06	0
5	7.63	0.13	51615.66	9	23813.18	4	6.84	0	1202246.16	1
6	11.42	0.09	35482.38	6	7073.76	1	1.00	0	1277717.83	1
7	20.36	0.05	16.74	0	3220.09	0	32624.10	5	481035.85	0
8	29.23	0.03	9.55	0	617.94	0	478240.01	83	0.00	0

Tabella collegata alla figura 34

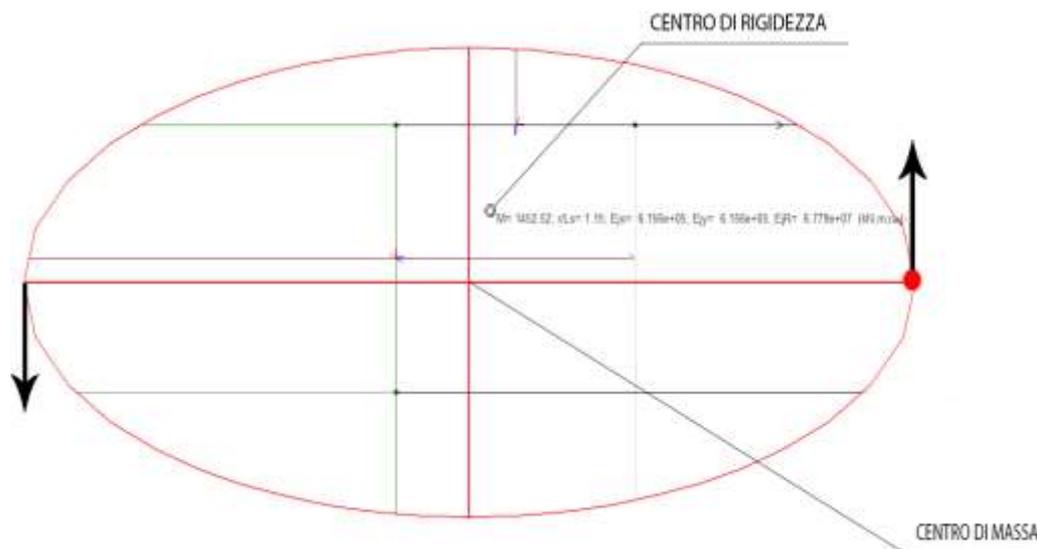
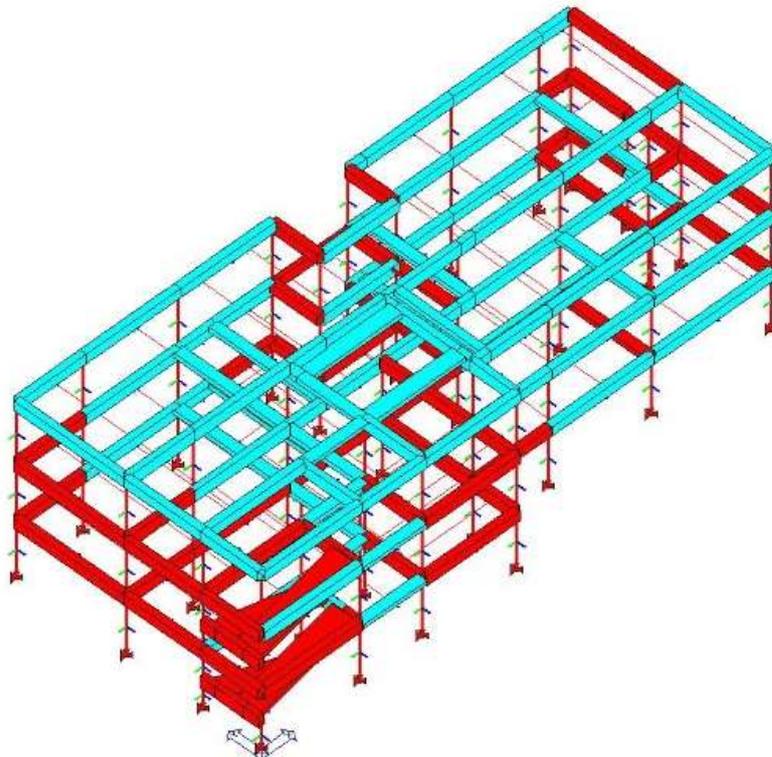
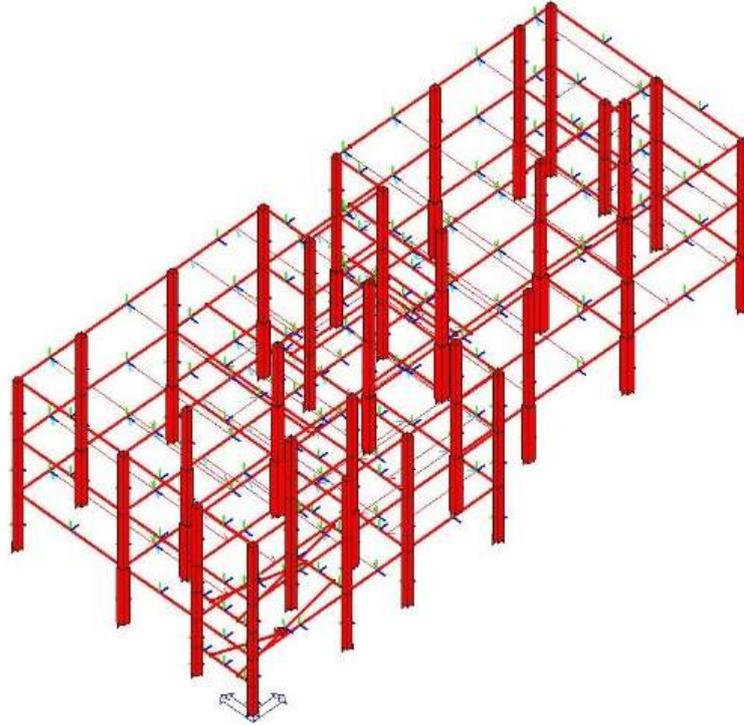


Figura 36 Immagine dell'eccentricità del baricentro delle masse in X positivo con momento torcente positivo

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA A BASE FISSA										
Tabella dell'analisi con eccentricità del baricentro delle masse in X con momento torcente positivo										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	2.26	0.44	4023.27	0	321393.58	56	0.24	0	15847042.94	24
2	2.95	0.34	128939.07	22	124005.34	21	0.02	0	23685986.62	37
3	3.21	0.31	335317.99	58	25185.28	4	0.07	0	11878708.44	18
4	6.40	0.16	4672.18	0	52401.86	9	0.67	0	847843.09	1
5	7.94	0.13	65763.95	11	15569.70	2	6.61	0	229409.37	0
6	10.88	0.09	22718.95	3	23158.52	4	0.90	0	1383297.91	2
7	20.19	0.05	426.42	0	2327.96	0	30133.26	5	741289.78	1
8	29.16	0.03	102.86	0	415.35	0	480128.01	84	0.00	0

Tabella collegata alla figura 36

I risultati dello stato delle verifiche delle analisi sono:



Gli elementi rossi non risultano verificati. Gli elementi blu sono verificati.

In accordo con il capitolo “8.7.2. costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio” delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, verranno effettuati metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza, sia la duttilità disponibile degli elementi strutturali.

Come afferma il D.M.17 gennaio 2018:

“[...]”

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti

parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

[...]”

I risultati delle verifiche sulle travi sono i seguenti:

- 1) Verifica a flessione nelle travi (verifica duttilità).

Svolta secondo il capitolo “4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità” delle NTC 2018, secondo la formula:

$$M_{rd} (N_{ed}) \geq M_{ed} \quad [4.1.18a]$$

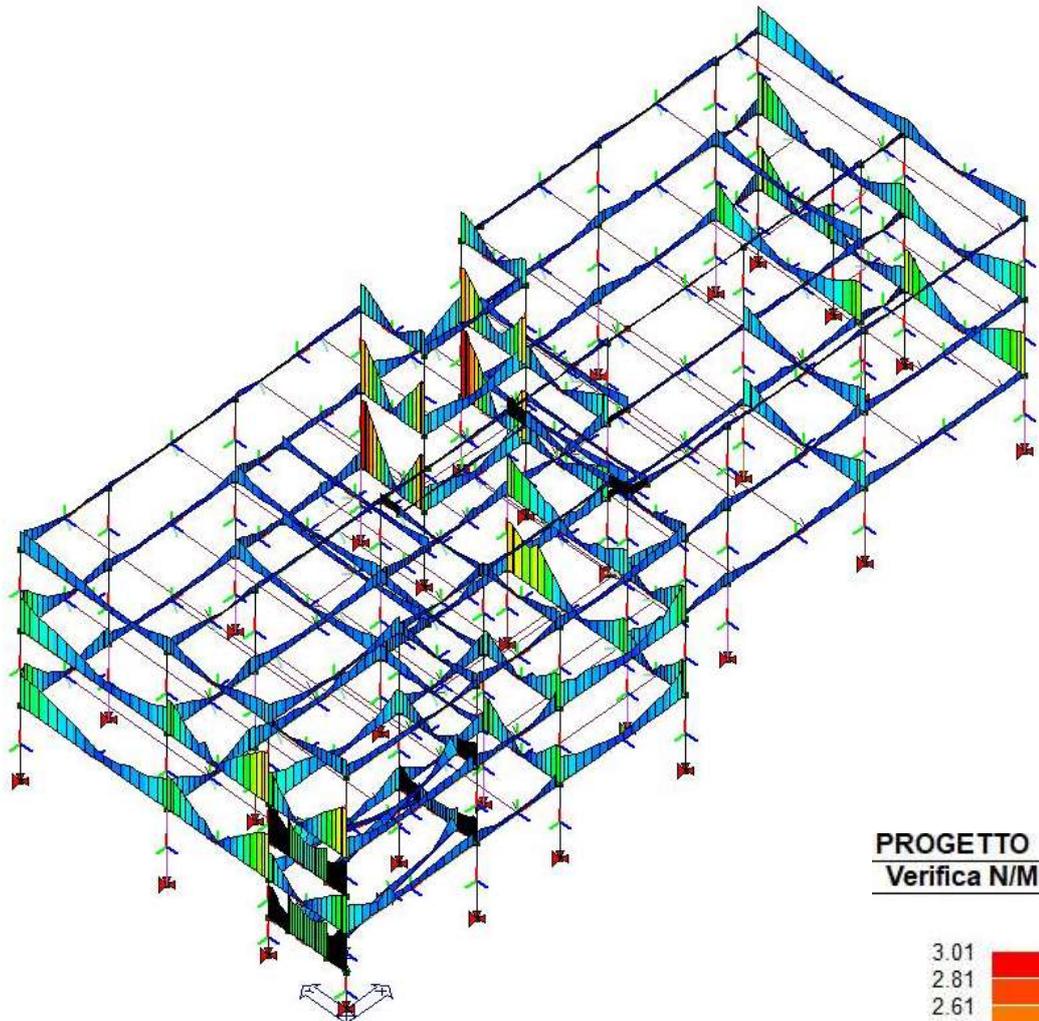


Figura 38 Immagine della verifica a flessione delle travi

La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 3.01

$1 < 3.01$ NON VERIFICATO

PROGETTO
Verifica N/M



2) Verifica a taglio travi (verifica fragile).

2.1) Verifica a taglio (lato calcestruzzo travi).

Svolta secondo il capitolo “4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio” delle NTC 2018. La formula di riferimento utilizzata è:

$$V_{Rcd} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times v \times f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$$

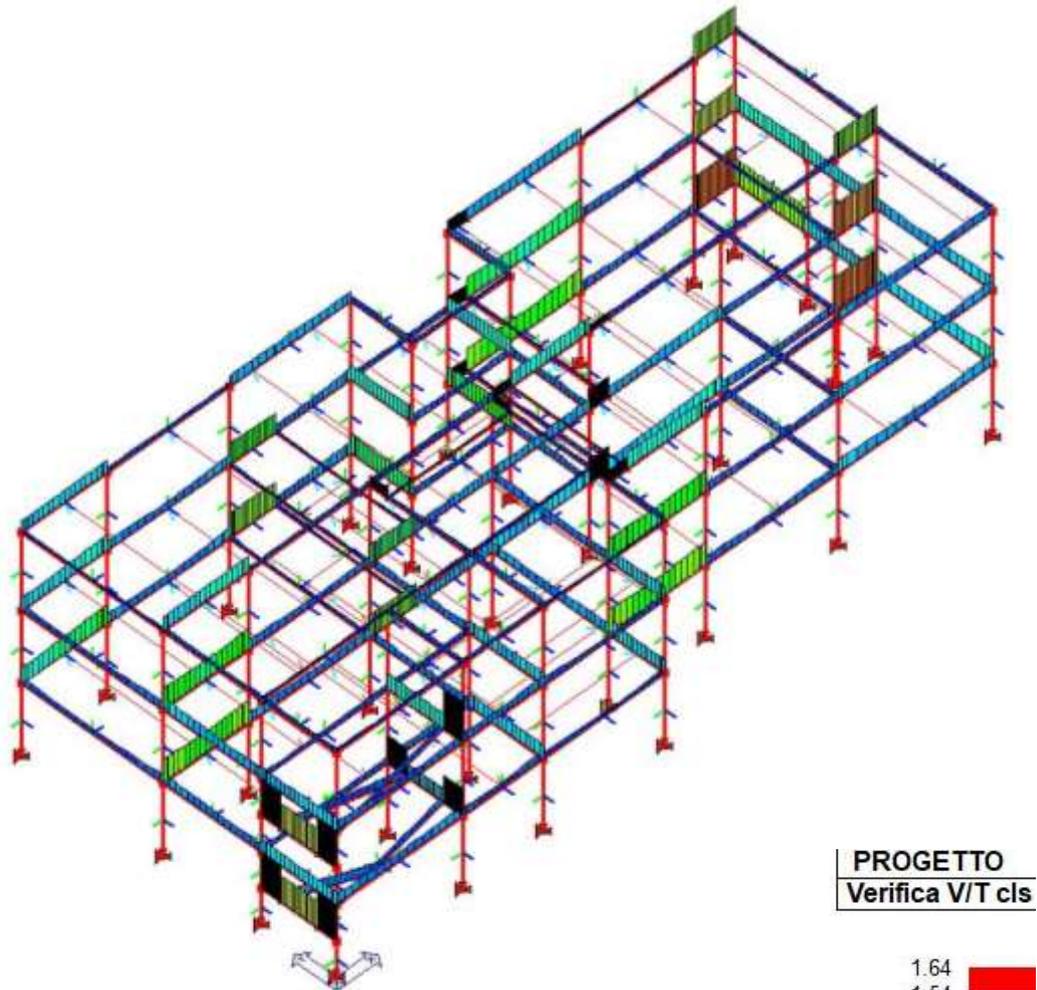


Figura 39 Immagine della verifica a taglio delle travi

La verifica svolta è a “taglio compressione” cioè solo lato calcestruzzo. La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 1.64

1 < 1.64 NON VERIFICATO

2.2) Verifica a taglio (lato acciaio travi)

Svolta secondo il capitolo “4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio” delle NTC 2018. La formula di riferimento utilizzata è la seguente:

$$V_{Rsd} = 0.9 \times d \times A_{sw}/s \times f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

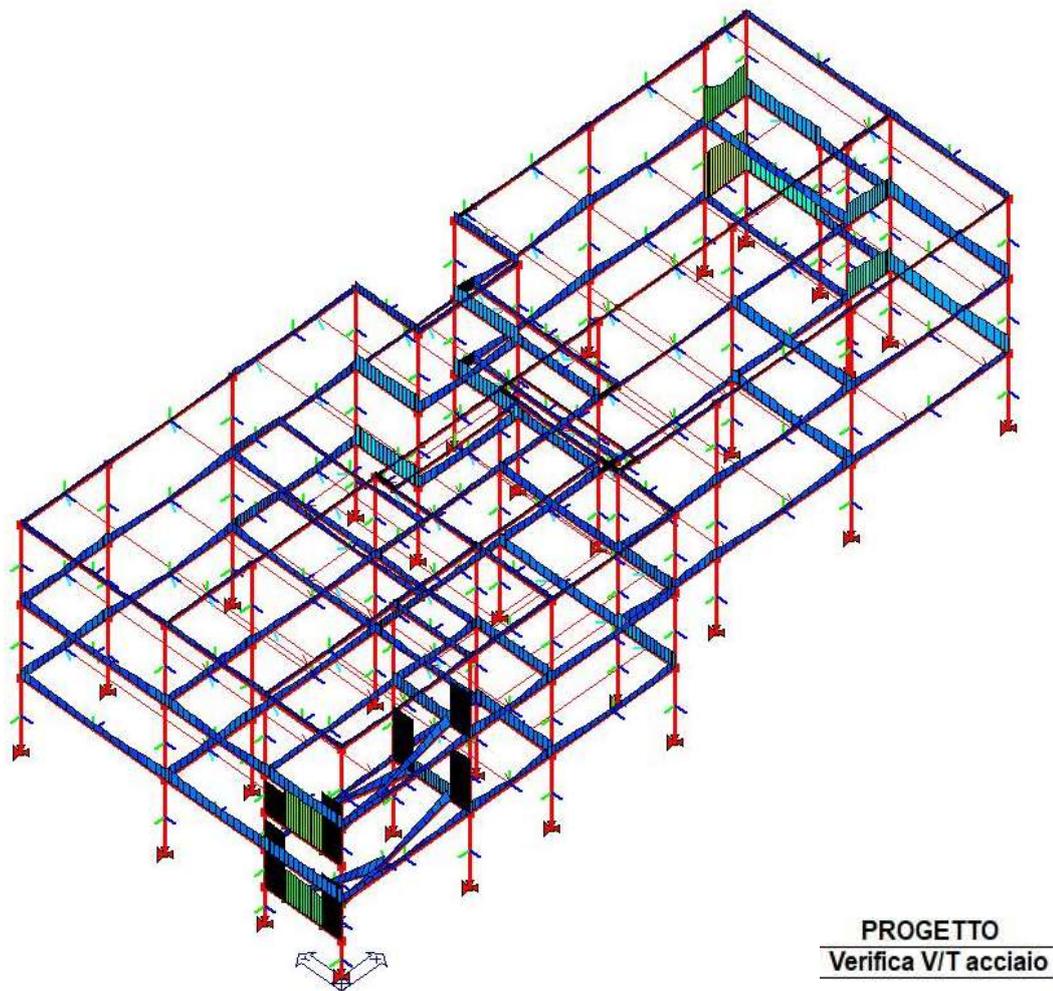


Figura 40 Immagine della verifica a taglio delle travi

La verifica svolta è a “taglio trazione” cioè solo lato acciaio.

La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 3.16

1 < 3.16 NON VERIFICATO



I risultati delle verifiche sui pilastri sono i seguenti:

- 1) Verifica a pressoflessione deviata dei pilastri (verifica duttilità).

Svolta secondo il capitolo “4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità” delle NTC 2018. La verifica è stata svolta secondo la seguente formula:

$$\left(\frac{Me_{yd}}{Mr_{yd}}\right)^\alpha + \left(\frac{Me_{zd}}{Mr_{zd}}\right)^\alpha \leq 1 \quad [4.1.19]$$

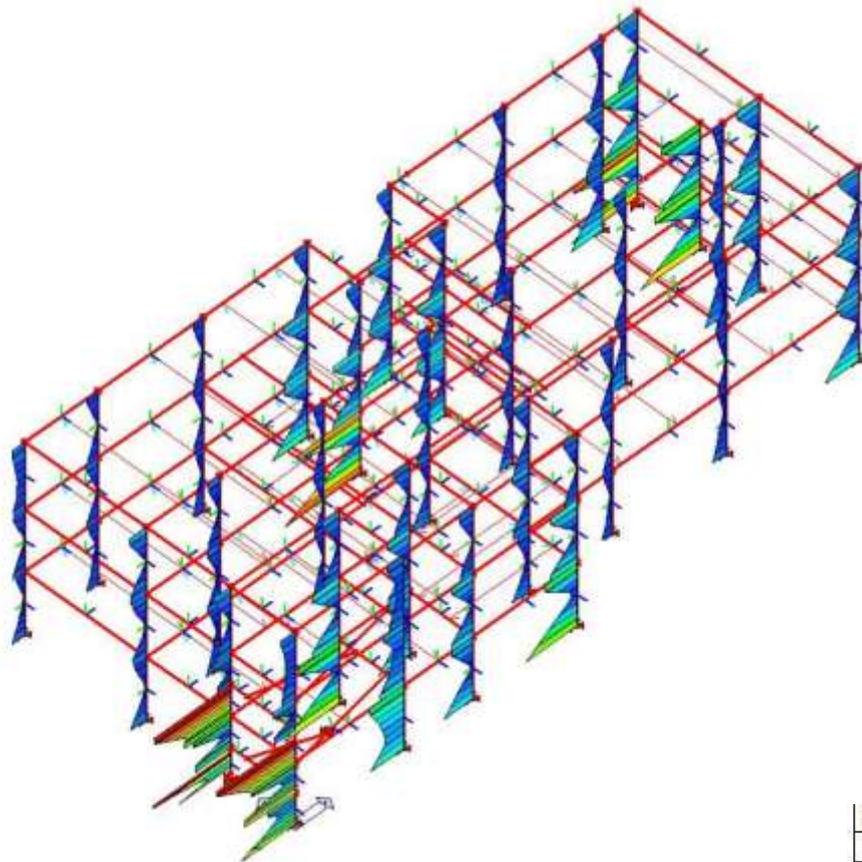


Immagine della verifica a pressoflessione
deviata dei pilastri

La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 12.31

1 < 12.31 NON VERIFICATO



2) Verifica taglio pilastri (verifica fragile).

2.1) Verifica a taglio (lato calcestruzzo pilastri).

Svolta secondo il capitolo “4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti” delle NTC2018. La formula di riferimento utilizzata è la seguente:

$$V_{Rcd} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times v \times f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$$

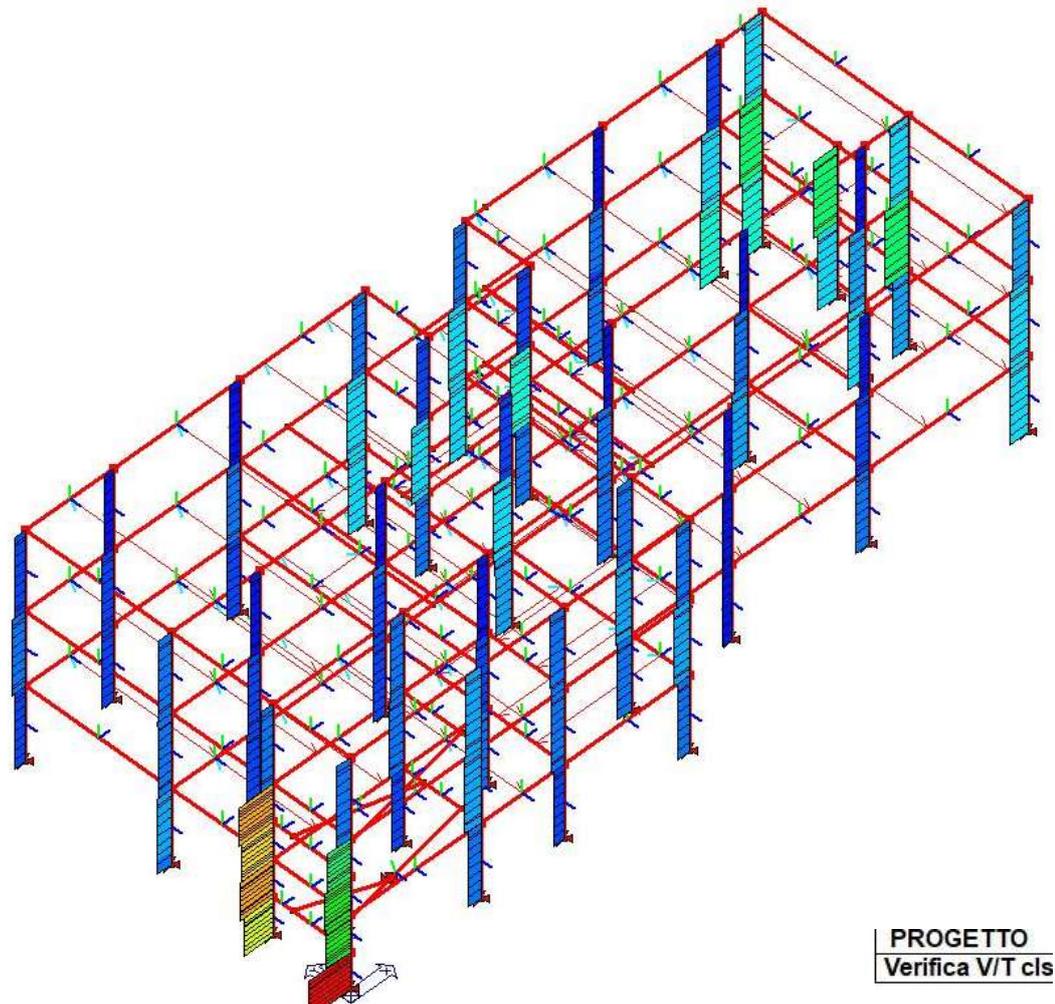


Figura 42 Immagine della verifica a taglio pilastri

La verifica svolta è a “taglio compressione” cioè solo lato calcestruzzo. La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 1.78

1 < 1.78 NON VERIFICATO



2.2) Verifica a taglio su pilastri (lato acciaio).

Svolta secondo il capitolo “4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti” delle NTC2018. La formula di riferimento utilizzata è la seguente:

$$V_{Rsd} = 0.9 \times d \times A_{sw}/s \times f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

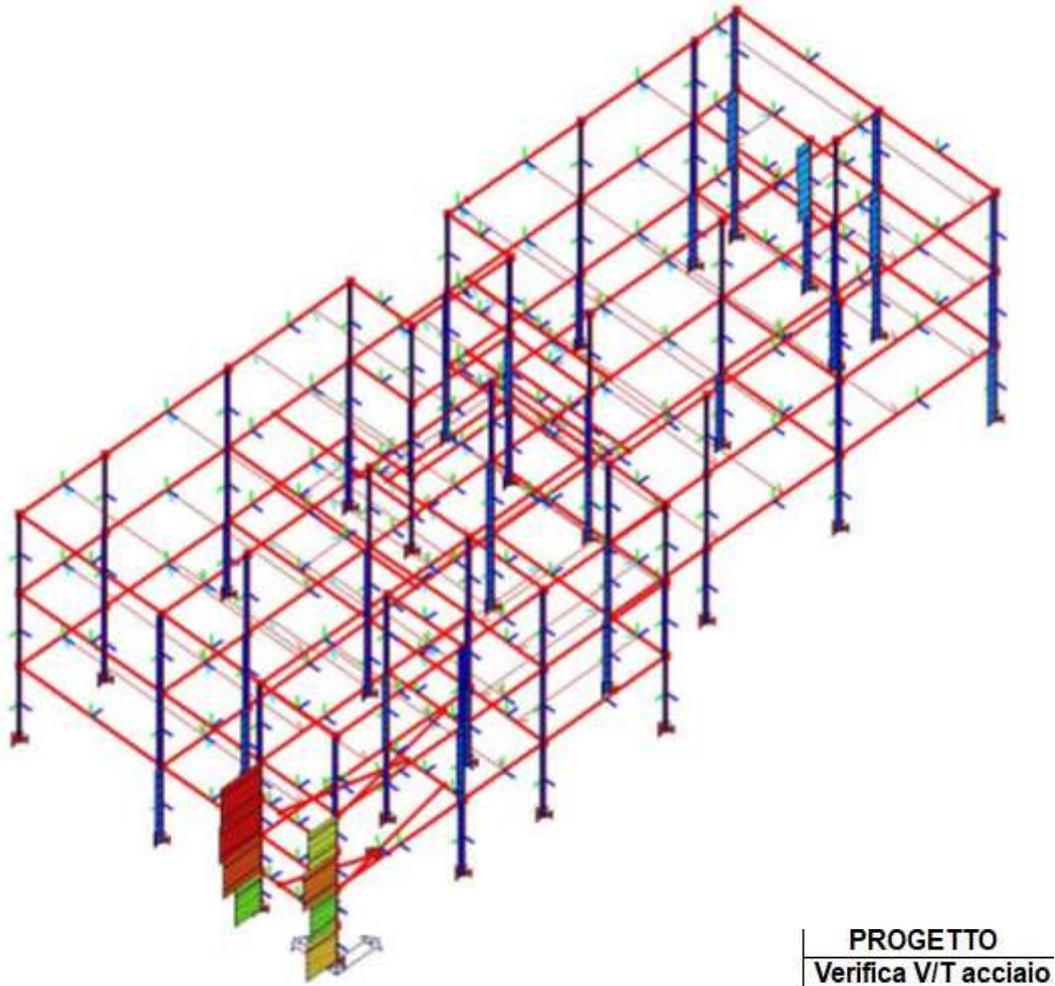


Figura 43 Immagine della verifica a taglio pilastri

La verifica svolta è la verifica a “taglio trazione” cioè solo lato acciaio. La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 8.18

$1 < 8.18$ NON VERIFICATO

3) Verifica nodi

Verifica svolta secondo il capitolo “7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza” delle NTC 2018. Vengono svolte entrambe le verifiche ai nodi (sia a compressione e sia a trazione). Per maggiori dettagli sulla verifica dei nodi si rimanda al capitolo 9 dell’elaborato.

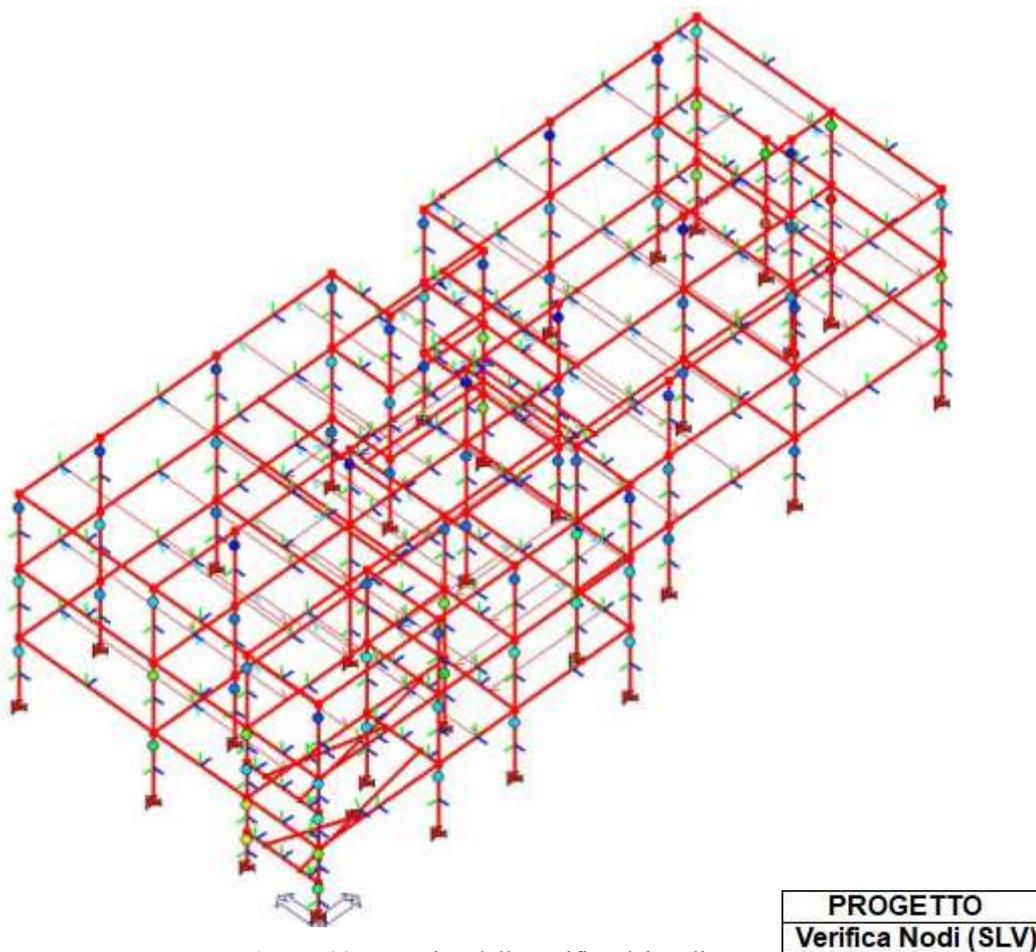


Figura 44 Immagine della verifica dei nodi

Viene riportata sempre la verifica più gravosa nella rappresentazione grafica. La scala di valori è stata redatta facendo il rapporto tra sollecitazione e resistenza ultima se minore di 1 è verificato.

Il valore più alto è: 7.53

$1 < 7.53$ NON VERIFICATO

Le verifiche riportate di seguito allo Stato Limite di Esercizio (SLE) sono:

Di seguito viene riportato l'elenco di tutte le verifiche, con esito positivo, a SLE sui pilastri che sono state eseguite, secondo il capitolo "4.1.2.2 Stati limite di esercizio".

- 1) Tensione cls rare permette la visualizzazione, sempre mediante la scala cromatica, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva;
- 2) Tensione acciaio rare permette la visualizzazione dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva;
- 3) Tensione cls permanente permette la visualizzazione dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti, il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva.

Le verifiche svolte a Stato Limite di Esercizio (SLE), svolte secondo il capitolo "4.1.2.2 Stati Limite di Esercizio" delle NTC 2018, per le travi sono nove:

- 1) Fessure rare: permette la visualizzazione dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare. La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente;
- 2) Fessure frequenti: permette la visualizzazione dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti. I valori sono espressi in millimetri. La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente;
- 3) Fessure permanenti: permette la visualizzazione dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti. I valori sono espressi

in mm. La verifica è positiva se i valori sono minori di quelli indicati in normativa per ciascuna combinazione e ciascun ambiente;

- 4) Tensione cls rare: permette la visualizzazione dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione caratteristica del cls in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa. Verificata se è minore di 1;
- 5) Tens. acciaio rare: permette la visualizzazione dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione caratteristica dell'acciaio in combinazioni rare fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa. Verificata se è minore di 1;
- 6) Tensione cls permanente: permette la visualizzazione dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi permanenti fattorizzata in base ai casi previsti dalla normativa. Verificata se è minore di 1;
- 7) Deformazioni rare: permette la visualizzazione dei valori della massima deformazione in combinazioni rare; valori espressi in unità di spostamento corrente;
- 8) Deformazioni frequenti: permette la visualizzazione dei valori della massima deformazione in combinazioni frequenti, i valori sono espressi in unità di spostamento corrente;
- 9) Deformazioni permanenti: valori della massima deformazione in combinazioni quasi permanenti, valori espressi in unità di spostamento.

Alla luce di quanto analizzato precedentemente sono state fatte le seguenti considerazioni. Avendo analizzato la struttura con un'accelerazione al suolo pari a

quella di progetto, si è constatato che sono molteplici le criticità che essa ammette. Le verifiche sono risultate ampiamente non soddisfatte nella maggior parte della struttura.

Volendo adeguare sismicamente la struttura in esame, si è pensato che non sarebbe opportuno intervenire su ogni elemento presente sulla struttura e rinforzarlo. Non sarebbe economicamente sostenibile intervenire su l'intera struttura agendo un elemento alla volta.

L'intervento sui singoli elementi è una tecnica che solitamente viene utilizzata qualora ci fossero pochi casi isolati nella struttura. Svolgendo ulteriori considerazioni, si è giunti alla conclusione che il miglior modo per poter adeguare sismicamente la struttura alle normative vigenti e in modo sicuramente più agevolato sotto tutti i punti di vista, è di porre un sistema di isolamento alla base.

Qualora nella pratica venga impiegato l'isolamento andrebbero opportunamente rivisti i punti di accesso con appositi giunti sismici, la trattazione di tale argomento si rimanda alla trattazione di altri testi.

È possibile adeguare sismicamente una struttura con gli isolatori sismici, se si seguono le seguenti fasi:

- Determinazione dell'accelerazione massima che la struttura è capace di poter affrontare senza dover ricorrere alle proprie deformazioni plastiche;
- Identificazione di un periodo minimo di isolamento in funzione dell'accelerazione trovata;
- Progettazione di un sistema di isolamento basato sulla composizione di un massimo di due tipologie di isolatori (in questa tesi sono stati progettati isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento a superficie piana);
- Verifica della struttura con l'*ag* di progetto;
- Verifica dei singoli dispositivi.

7. PROGETTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Il primo passo per poter definire i singoli componenti del sistema di isolamento è determinare l'accelerazione massima del suolo che è in grado di sopportare la struttura, mantenendo verificate tutte le verifiche di tutti gli elementi.

7.1 Determinazione dell'accelerazione spettrale (S_e)

L'accelerazione appena definita verrà chiamata " S_e ".

I vincoli imprescindibili che devono essere rispettati nel calcolo dell' S_e sono i seguenti:

- La struttura deve rimanere in campo elastico (nel caso di analisi Pushover);
- L'accelerazione imposta alla struttura deve far verificare tutte le travi e tutti i pilastri.

Questo punto è particolarmente sensibile, sebbene sia un passaggio di predimensionamento, perché attraverso il valore dell'accelerazione riusciamo ad elaborare un'idea della reale capacità della struttura di riprendere sollecitazioni dovute a forze orizzontali. Il concetto secondo cui si è calcolata l'accelerazione è quello di moltiplicare le masse di piano per l'accelerazione imposta dal sisma e successivamente confrontarla con lo sforzo resistente dell'elemento.

Per fare questo passaggio si è valutato il coefficiente ρ di ogni elemento trave e pilastro.

L'elemento ρ è ottenuto dai seguenti rapporti:

$$\rho = \frac{M_{i, agente}}{M_{i, ultimo}}; \frac{T_{i, agente}}{T_{i, ultimo}}$$

Infine, dopo aver valutato lo stato di sollecitazione di ogni elemento, sarà possibile valutare il generico stato di sollecitazione della struttura. Il ρ della struttura corrisponderà al minor valore di ρ di tutti gli elementi presenti.

Per il calcolo dell'accelerazione è stata utilizzato l'approccio iterativo dell'analisi dinamica modale.

Nel modello di Prosap è stato imposto di scansionare l'accelerazione di progetto in più accelerazioni, così da poter rilevare attraverso le verifiche fatte, l'accelerazione massima che permette di verificare la struttura, o che quantomeno limita fortemente gli elementi non verificati, in modo che poi si possa intervenire manualmente con interventi localizzati.

Imponendo la scansione ogni 0.1 dell'accelerazione di progetto sul software, si riscontra che la struttura, quando viene sottoposta ad una accelerazione 0.2ag risulta verificata, invece nella fase immediatamente successiva, a 0.3ag, risulta che già diversi elementi non soddisfano più le verifiche.

Questo è stato possibile comprenderlo attraverso la seguente schermata.

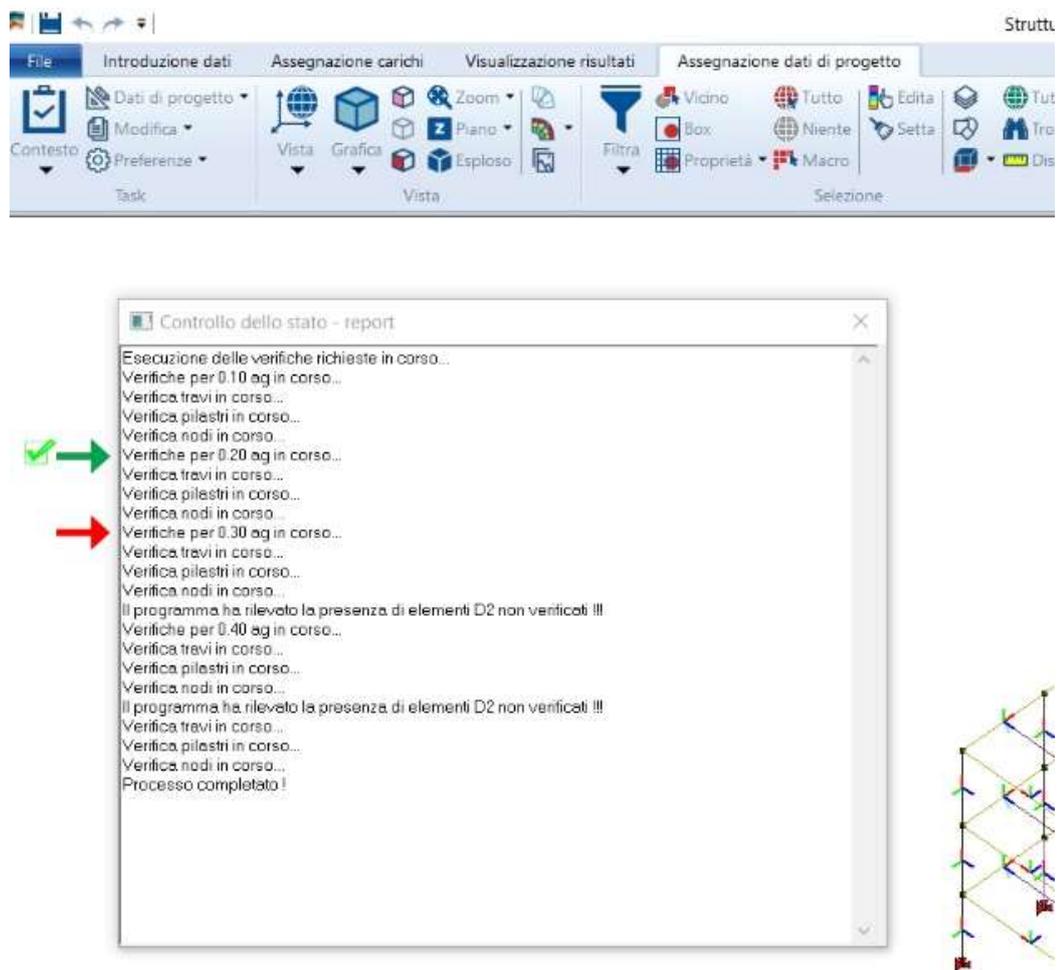


Figura 45 Controllo Accelerazioni sulla struttura

Ponendoci sull'accelerazione immediatamente sottostante a quella che il programma diceva di non verificare, è stata presa in considerazione la seguente accelerazione: 0.29 ag.

Si prende coscienza del fatto che tale accelerazione può non essere esattamente il valore che faccia verificare tutti gli elementi strutturali. Tuttavia, avendo diminuito in modo drastico l'accelerazione di progetto, si accetta l'eventualità di dover intervenire localmente su un numero molto limitato di elementi, qualora presentino criticità e/o particolari problematiche riguardo le verifiche.

Ricordiamo che ag rappresenta l'accelerazione di progetto che varia in base al sito, alle caratteristiche topografiche e che viene determinata dallo spettro.

Considerato che l'ag che corrisponde al nostro edificio, in corrispondenza della nostra ubicazione, risulta essere: 0.246g

Possiamo affermare che l'accelerazione che prenderemo in considerazione è il 29% dell'accelerazione di progetto.

Essendo un passaggio di predimensionamento, è possibile semplificare in modo più approssimativo questa prima accelerazione, perché è indicativa del comportamento strutturale e serve ad indicare quale periodo e quali caratteristiche occorrerebbero al sistema di isolamento.

Questa prima analisi è pertanto indicativa per comprendere il punto esatto, in termini di accelerazione, nel quale si forma la prima plasticizzazione e non per comprendere l'accelerazione che ne porta al collasso.

L'accelerazione definitiva, presa in considerazione per il sistema di isolamento quindi risulta: 0.07134g, che corrisponde a 0.70 m/s².

La struttura è stata considerata dissipativa, quindi si è considerato:

$$q = 1.5$$

Come da capitolo "7.3 Metodi e analisi di verifica", tabella "7.3.I limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica", delle NTC 2018.

Successivamente all'individuazione dell'accelerazione della prima plasticizzazione, si deve individuare il corrispondente periodo di isolamento minimo.

Per la determinazione dello spettro ai fini della ricerca del periodo minimo di isolamento che la struttura isolata deve avere, si sono considerati di nuovo un fattore di struttura $q = 1.5$, e uno smorzamento $\xi=10\%$.

Lo smorzamento è stato assunto pari a quello che avrebbe il sistema di isolamento nel suo complesso.

Il Periodo di Isolamento minimo, sulla base delle successive illustrazioni, risulta:

$2.874s \rightarrow 2.87s$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

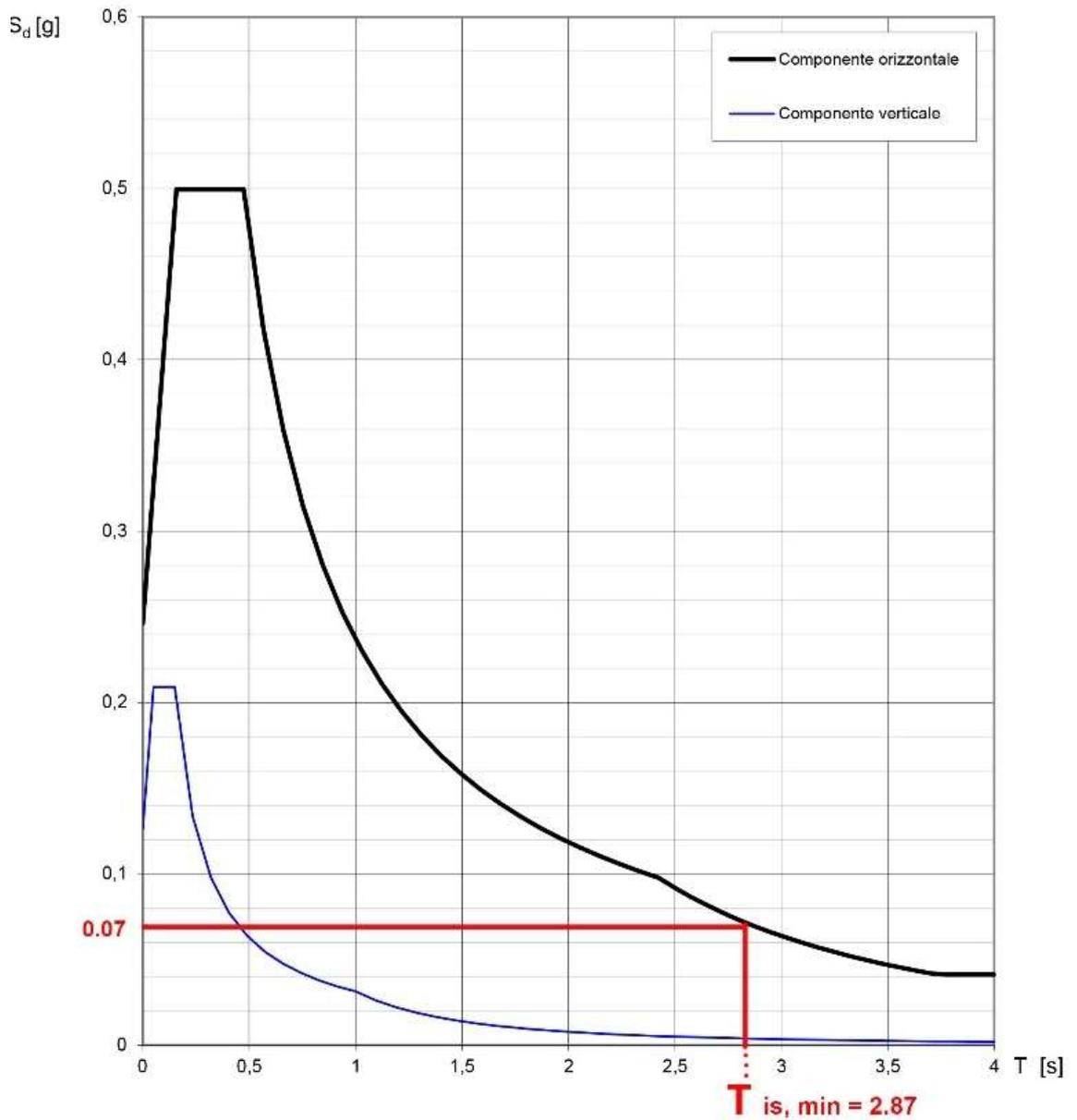


Figura 46 Grafico spettro di risposta del sito della struttura⁶

⁶ Elaborato con i documenti disponibili sul sito del consiglio superiore dei lavori pubblici, Ministero delle Infrastrutture al sito: http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=4&Itemid=6 (ultima consultazione giugno 2018)

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0,246 g
F_0	2,486
T_C	0,349 s
S_S	1,195
C_C	1,357
S_T	1,000
q	1,225

Parametri dipendenti

S	1,195
η	0,816
T_B	0,158 s
T_C	0,474 s
T_D	2,584 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,246
	0,158	0,499
T_B ←	0,158	0,499
	0,474	0,499
T_C ←	0,474	0,499
	0,567	0,418
	0,660	0,359
	0,753	0,315
	0,846	0,280
	0,938	0,252
	1,031	0,230
	1,124	0,211
	1,217	0,195
	1,310	0,181
	1,402	0,169
	1,495	0,158
	1,588	0,149
	1,681	0,141
	1,774	0,134
	1,866	0,127
	1,959	0,121
	2,052	0,115
	2,145	0,110
	2,238	0,106
	2,330	0,102
	2,423	0,098
T_D ←	2,423	0,098
	2,498	0,092
	2,573	0,087
	2,648	0,082
	2,723	0,077
	2,799	0,073
	2,874	0,070
	2,949	0,066
	3,024	0,063
	3,099	0,060
	3,174	0,057
	3,249	0,054
	3,324	0,052
	3,399	0,050
	3,474	0,048
	3,549	0,046
	3,625	0,044
	3,700	0,042
	3,775	0,041
	3,850	0,041
	3,925	0,041
	4,000	0,041



Figura 47 Valori dello spettro di risposta del sito della struttura⁷

⁷ Elaborato con i documenti disponibili sul sito del consiglio superiore dei lavori pubblici, Ministero delle Infrastrutture al sito:

7.2 Progettazione dispositivi

Una volta individuato il periodo di isolamento minimo della struttura, è fondamentale individuare la massa della sovrastruttura oggetto di adeguamento.

Per quanto riguarda l'intervento di posa degli isolatori, si rimanda al capitolo 13 *Possibili strategie di posa in opera*.

Nella parte soprastante gli isolatori, per collegare tutta la struttura come un corpo rigido e uniforme, si è pensato di progettare un grigliato di travi 35 cm x 50 cm in cemento armato. Il relativo solaio in latero-cemento è costituito da doppia soletta di 5 cm armata, sopra gettata in opera e sotto prefabbricata, per favorire l'irrigidimento.

Per rendere ispezionabili gli isolatori per manutenzione e sostituzione, si è pensato che comunque si dovrà costituire un muro di sostegno perimetrale per eventuali sopralluoghi per ispezioni e/o eventuali sostituzioni dei dispositivi.

Per la descrizione grafica di tali particolari, si rimanda al capitolo 12 *Particolari costruttivi*.

Per eventuali sostituzioni dei dispositivi più interni alla struttura, si considera che il solaio può essere adattato con dei sistemi rimovibili di finitura che consentano il facile accesso, controllo e sostituzione.

Nel calcolo della massa di base, si devono considerare:

- Grigliato in c.a. realizzato sopra gli isolatori;
- Solaio in latero cemento nuovo gettato in opera tra il grigliato, con elementi di finitura che vanno sopra il grigliato;
- Sovraccarico accidentale.

1) Per il grigliato di travi è stato calcolato un carico di:

$$0.35 \times 0.50 \times 155 \times 25 = 678.13 \text{ kN}$$

http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=4&Itemid=6 (ultima consultazione giugno 2018)

2) Solaio in latero cemento

$$8.69 \text{ kN/m}^2 \times 318 \text{ mq} = 2763.42 \text{ kN}$$

3) Carico variabile, scuola:

$$3 \text{ kN/m}^2 \times \psi_{2j} \times 318 \text{ m}^2$$

Categoria /Azione variabile	ψ_{2j}
Categoria C – Ambienti suscettibili ad affollamento	0.6

$$3 \times 0.6 \times 318 = 572.40 \text{ kN}$$

$$\text{Peso totale base (W)} = 678.13 + 2763.42 + 572.40 = 4013.95 \text{ kN}$$

Si arrotonda, a favore di sicurezza a 4014 kN

$$\text{Massa totale base (W/g)} = 4014 / 9.81 = 409.2 \text{ t}$$

Ricordiamo che la massa della sovrastruttura è di:

$$908.71 \text{ t}$$

Si avrà per cui una massa totale di:

$$M_{tot} = 908.71 \text{ t} + 409.2 \text{ t} = 1318.91 \text{ t}$$

Essendo $T_{is,min} = 2.87$ secondi, si ricava la rigidezza globale del sistema di isolamento come:

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is,min}} \right)^2 \times M_{tot} = \left(\frac{2\pi}{2.87 \text{ s}} \right)^2 \times 1318.91 \text{ t} = 6321.37 \text{ kN/m}$$

Si è deciso di fissare solo 9 punti della struttura dove inserire gli isolatori elastomerici, su tutti gli altri punti (19) verranno posizionati isolatori a scorrimento a superficie piana (slitte).

I punti che sono stati evidenziati in nero rappresentano gli isolatori elastomerici, mentre i punti in grigio rappresentano le slitte.

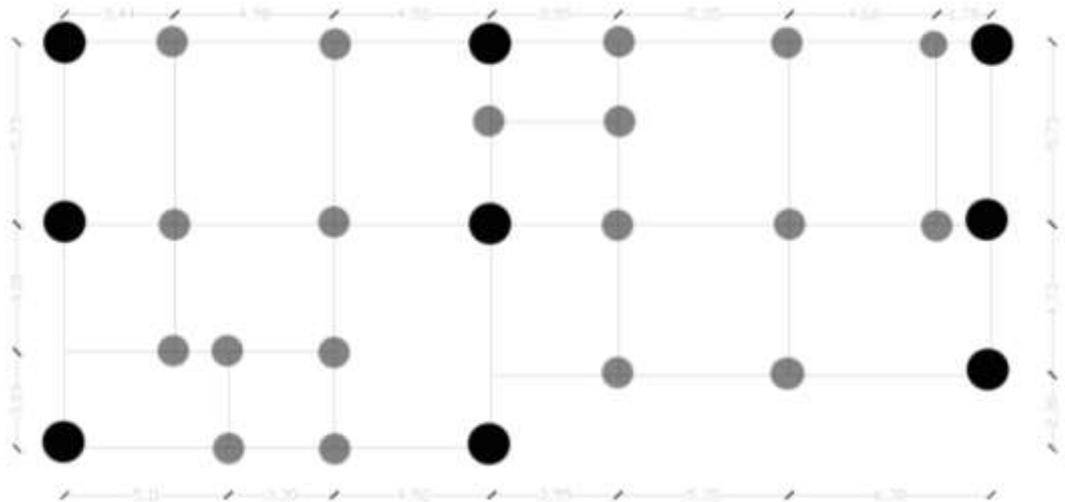


Figura 48 Disposizione isolatori, in nero gli isolatori elastomerici e in grigio le slitte

$$K_e \text{ di un isolatore} = K_{esi} / n^\circ \text{ isolatori} = 6321.37 / 9 = 702.38 \text{ kN/m}$$

Avendo analizzato l'eccentricità degli isolatori elastomerici rappresentati come in figura con la massima eccentricità che si può ammettere, ovvero il 3%, tra massa e rigidezza emerge:

$$\text{Dimensioni dell'eccentricità 3\% massa-rigidezza} \begin{cases} e \, dx = 0.879 \, m \\ e \, dy = 0.393 \, m \end{cases}$$

$$\text{Dimensioni dell'eccentricità progettata} \begin{cases} e \, dx = 0.26 \, m \\ e \, dy = 0.10 \, m \end{cases}$$

Eccentricità di progetto < Eccentricità del 3%.

Primo parametro che influenzerà la scelta dell'isolatore: Rigidezza del singolo isolatore

$$K_e = 0.702 \text{ kN/mm}$$

$$\omega^2 = K_{esi}/\text{massa struttura} = 6321.37/1318.91 = 4.79$$

$$\omega = \sqrt{4.79} = 2.1893 \text{ arrotondato a } 2.19$$

Secondo parametro che influenzerà la scelta dell'isolatore: Spostamento massimo del centro di rigidezza d_{dcSLU} (maggiorato del 20%, essendo una stima effettuata per difetto)

$$d_{dcSLU} = 1.2 \times \frac{S_e(T_{Isol}; \xi_{esi})}{\omega^2} = 1.2 \frac{0.7}{2.19^2} = 0.18 \text{ m}$$

$$d_{dcSLU} = 18 \text{ cm}; 180 \text{ mm}$$

Terzo parametro che influenzerà la scelta dell'isolatore: Rapporto tra rigidezza verticale e rigidezza orizzontale dell'isolatore maggiore di 800

$$\frac{K_v}{K_e} > 800$$

Nell'individuazione del più appropriato sistema di isolamento potrebbero essere necessari diversi tentativi con differenti isolatori seguendo una metodologia iterativa.

7.3 Prima proposta di isolamento

L'isolatore scelto è della FIP INDUSTRIALE s.p.a. ed è il modello:

SI – S 650 / 180

SPOSTAMENTO 350 mm										
SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _G mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 400/175	24	1510	0.29	356	400	175	283	333	450	205
SI-S 450/180	115	2020	0.35	411	450	180	307	357	500	281
SI-S 500/180	310	3150	0.44	588	500	180	307	357	550	348
SI-S 550/175	560	4130	0.54	689	550	175	287	337	600	390
SI-S 600/175	800	5180	0.64	776	600	175	270	320	650	444
SI-S 650/180	1260	6260	0.74	854	650	180	277	327	700	507
SI-S 700/180	1740	7000	0.80	937	700	180	281	341	750	542
SI-S 800/180	3400	13280	1.12	1506	800	180	281	341	850	835
SI-S 900/180	4600	17980	1.41	1772	900	180	286	346	950	1078
SI-S 1000/182	6010	22590	1.73	2044	1000	182	290	370	1050	1515
SI-S 1100/182	8620	27460	2.09	2817	1100	182	290	370	1150	1828

Figura 50 Scheda tecnica isolatori elastomerici FIP INDUSTRIALE⁸

⁸ Immagine rielaborata dalle schede tecniche originali dal sito: <https://www.fipindustriale.it/> (ultima consultazione giugno 2018)

L'isolatore scelto ha i seguenti parametri principali che rispondono ai tre punti del dimensionamento elencati prima:

$$K_e = 0.74 \text{ kN/mm}$$

Spostamento = 350mm

$$\frac{K_v}{K_e} = 1154$$

E gli altri parametri dell'isolatore sono:

$$K_v = 854 \text{ kN/mm}$$

Diametro elastomero: 650mm

Spessore totale gomma: 180 mm

$$G_{din.} = 0.4 \text{ MPa}$$

Altezza escluse piastre di ancoraggio: 277mm

Altezza totale con piastre di ancoraggio incluse: 327mm

Peso isolatore: 507 kg



Figura 51 Immagine raffigurativa di un isolatore elastomerico reperita nelle schede tecniche della FIP⁹

⁹ Immagine reperita dal catalogo FIP INDUSTRIALE - Isolatori Elastomerici



Figura 52 Sezione dell'Isolatore elastomerico

PROPRIETÀ	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale G_{din} a $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Figura 53 Caratteristiche fisico meccaniche degli isolatori elastomerici reperite sulle schede tecniche della FIP¹⁰

¹⁰ Immagine reperita dal catalogo FIP INDUSTRIALE - Isolatori Elastomerici

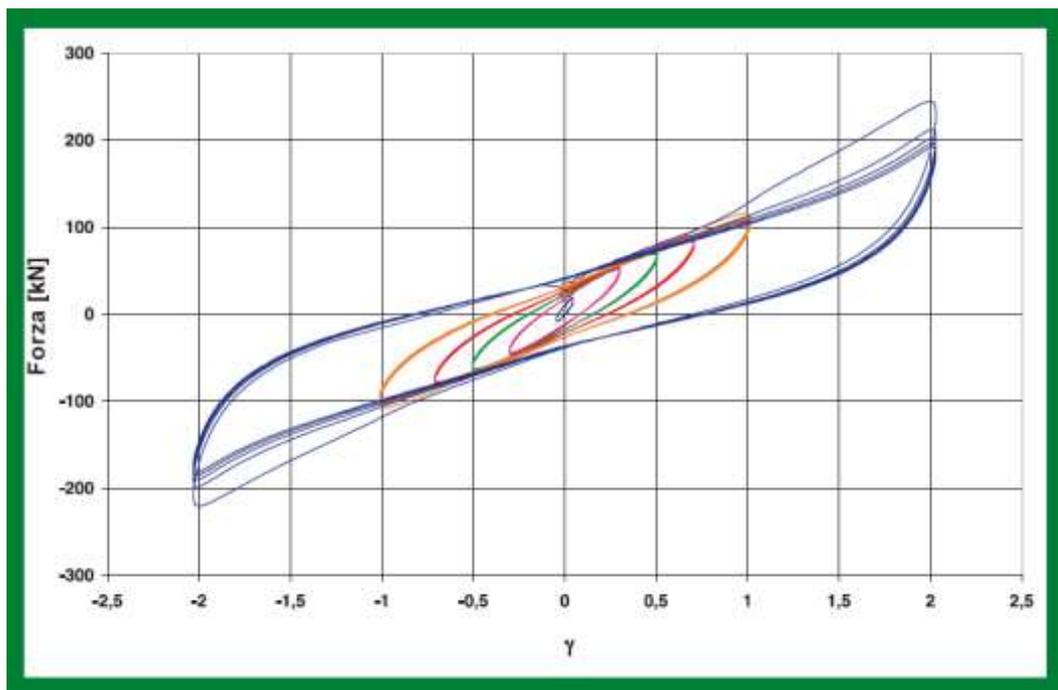


Figura 54 Tipico diagramma isteretico di un isolatore elastomerico ottenuto in prove dinamiche ad ampiezza crescente¹¹

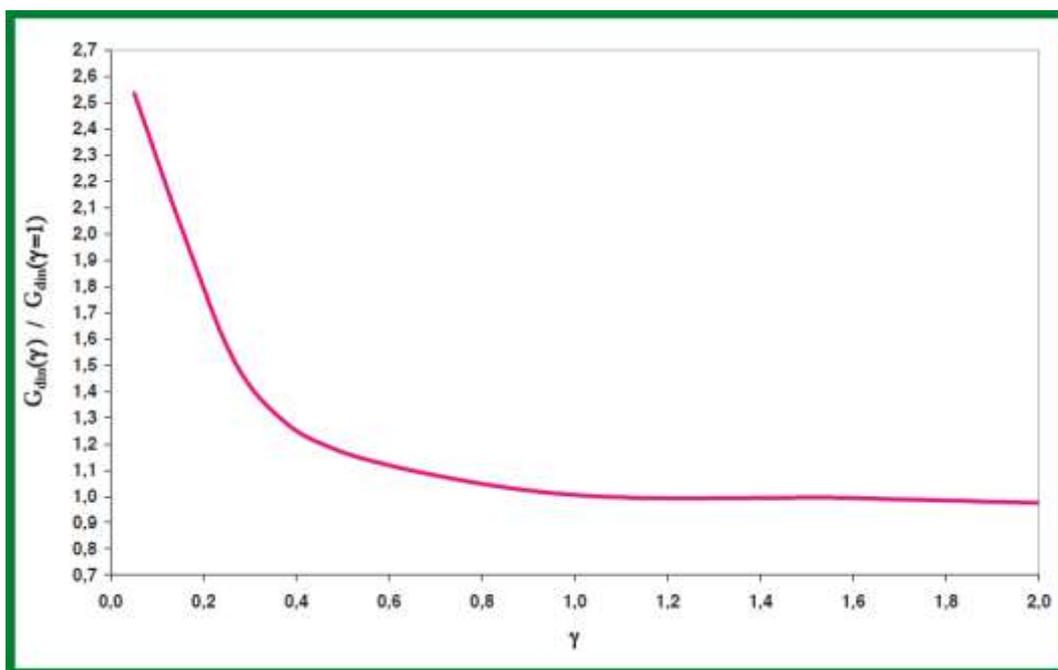


Figura 55 Variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} in funzione della deformazione di taglio γ ¹²

¹¹ Immagine reperita dal catalogo FIP INDUSTRIALE - Isolatori Elastomerici

¹² Immagine reperita dal catalogo FIP INDUSTRIALE - Isolatori Elastomerici

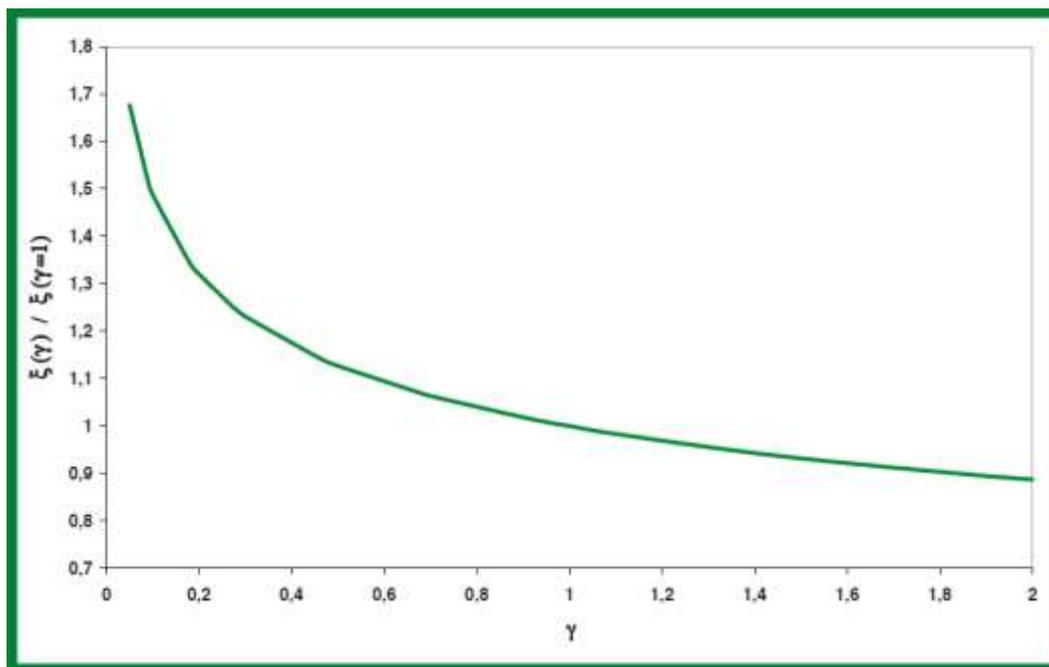


Figura 56 Variazione media del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ in funzione della deformazione a taglio γ ¹³

Per quanto riguarda gli isolatori a scorrimento a superficie piana, sono in acciaio-PTFE con un coefficiente di attrito dell'1%, sono dispositivi il cui carico rimane invariato rispetto alla scheda tecnica ma che di volta in volta si adatta in base allo spostamento.

Il modello di slitta a cui si fa riferimento ha una sola proposta e dalle schede tecniche la nomenclatura del dispositivo è:

VM 300/700/700

La seguente nomenclatura simboleggia con il primo termine (moltiplicato per 10) i kN riferiti al carico verticale e per quanto riguarda gli altri due termini lo scorrimento longitudinale e trasversale che, essendo pari a 700mm, indica un'escursione di movimento di + - 350mm in entrambe le direzioni.

Per il suo dimensionamento si è fatto riferimento al massimo carico agente sul singolo dispositivo e sulla massima capacità di spostamento in relazione agli isolatori elastomerici.

¹³ Immagine reperita dal catalogo FIP INDUSTRIALE - Isolatori Elastomerici



Figura 57 Isolatore a scorrimento (slitta) Vasoflon della FIP INDUSTRIALE multidirezionale utilizzato nel progetto¹⁴

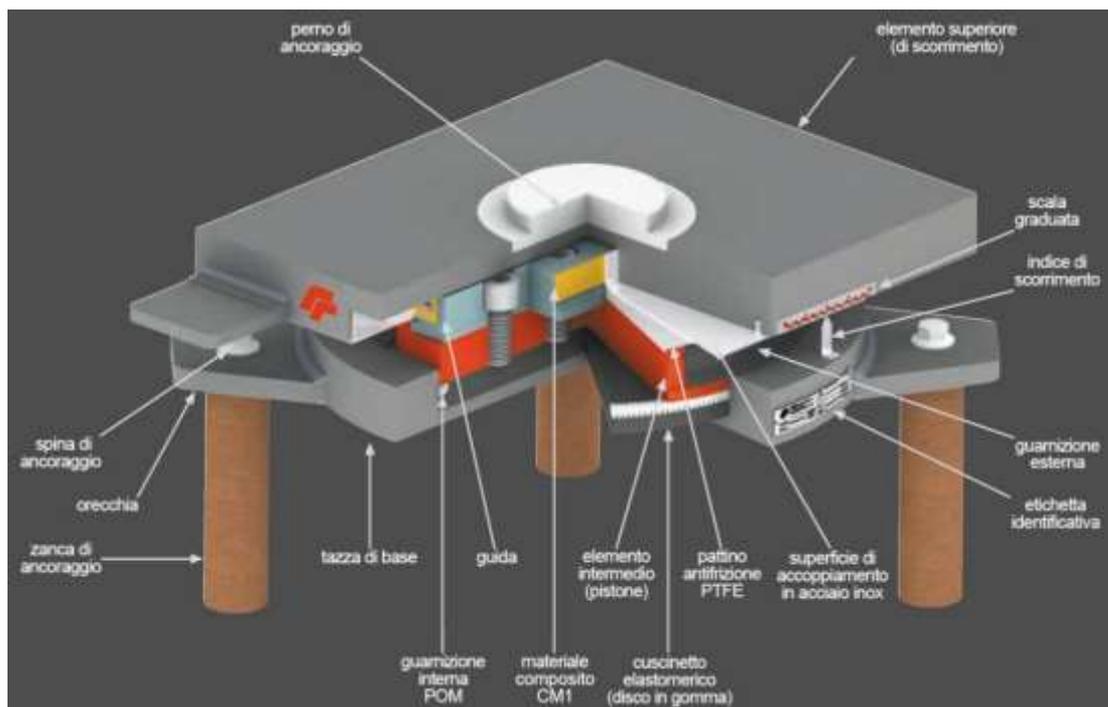


Figura 58 Composizione dell'isolatore a scorrimento standard¹⁵

¹⁴ Immagine reperita dal sito web della FIP INDUSTRIALE al seguente link:
<https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=58> (ultima consultazione giugno 2018)

¹⁵ Immagine reperita dal catalogo FIP INDUSTRIALE – Appoggi Vasoflon

8. VERIFICHE DELLA STRUTTURA ISOLATA

8.1 Modellazione del sistema di isolamento

Ogni elemento è stato confermato modellabile come elastico lineare da FIP Industriale, grazie alla consultazione dell'Ing. Francesco Tomaselli¹⁶ con cui mi sono messo in contatto personalmente. Il comportamento elastico lineare è modellabile perché è stato confermato da loro che la rigidezza indicata nella scheda tecnica, rimane sostanzialmente la stessa per campi di deformazione tra $\gamma = 1$ e $\gamma = 2$ (guardare figura 54 e 55). Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni elencate nel capitolo “7.10.5.2 MODELLAZIONE” delle NTC 2018:

- [...] 1) la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;*
- 2) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;*
- 3) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;*
- 4) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5 d_c$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura¹⁷. [...]*

¹⁶ Contatto avvenuto personalmente via e-mail.

¹⁷ Dove nel caso in esame il 2.5% della sovrastruttura corrisponde a 32.97 t (323.46kN).

8.2 Verifiche della struttura isolata con isolamento della prima proposta

Gli isolatori a scorrimento sono stati modellati come vincoli avente rigidezza orizzontale nulla e con rigidezza verticale pari a 740kN/mm, come gli isolatori elastomerici.

Per quanto riguarda la modellazione degli isolatori elastomerici sono stati considerati, come da scheda tecnica, con relativa rigidezza verticale e orizzontale. Sono stati altresì inseriti il modulo di elasticità tangenziale G_{din} , altezza totale isolatore, e relative dimensioni geometriche di dettaglio.

Lo smorzamento nella modellazione:

$$\xi = 10\%$$

Il periodo con cui la struttura è stata modellata risulta essere:

$$T_{isolamento} = 2.80 \text{ sec.}$$

Abbassando il periodo di isolamento (da 2.87s a 2.80s), si è aumentata la rigidezza che inizialmente si è calcolata, per cui si prende atto del fatto che potrebbero risultare più elementi non verificati a SLV.

Numero dispositivi, isolatori elastomerici:

9 dispositivi

Isolatori a scorrimento:

19 dispositivi

Rigidezza totale del sistema di isolamento:

$$K_{esi} = 6660 \text{ kN/m}$$

Dato da 740 kN/m per ogni isolatore elastomerico per 9 isolatori. Per la verifica della struttura isolata si ricorrerà nuovamente al metodo di analisi dinamica lineare.

Nel calcolo dell'analisi sismica si è scelto di usare l'analisi dinamica modale, che prenderà come riferimento i primi 8 modi di vibrare della struttura.

Di seguito lo spettro e i parametri di modellazione dell'azione sismica.

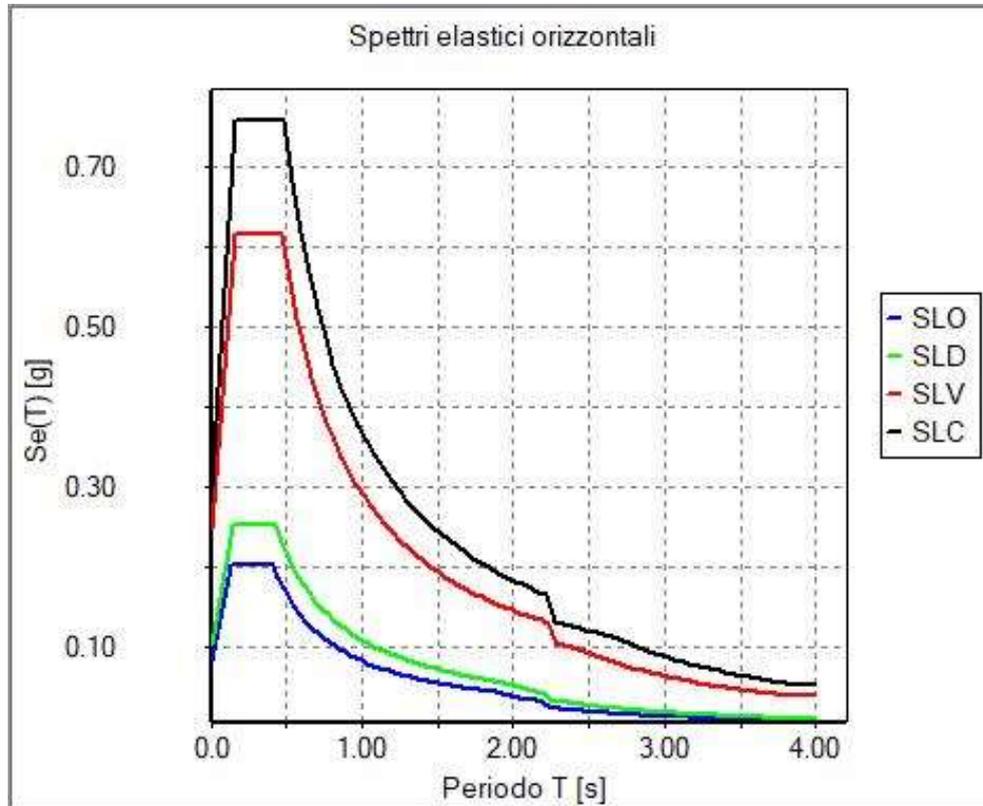


Figura 59 Spettro SLC struttura isolata $q = 1$

Passo 3

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.069	1.200	2.460	0.874	0.136	0.409	1.877
SLD	0.086	1.200	2.450	0.972	0.144	0.431	1.945
SLV	0.207	1.194	2.490	1.530	0.158	0.475	2.429
SLC	0.265	1.132	2.530	1.757	0.162	0.486	2.658

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO: 1.0, q SLD x: 1.0, q SLD y: 1.0, q SLD z: 1.0, q SLU x: 1.0, q SLU y: 1.0, q SLU z: 1.5

Smorzamento...: 1.0, 1.0, 1.5

Duttilità: ND - non dissipativa, B - media, A - alta

Regolarità: in pianta, in altezza

Edifici isolati: (circuito), (sesi)

Esistenti v. fragili: (circuito), (sesi)

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Figura 60 Raffigurazione dei parametri della struttura isolata (Periodo e smorzamento)

I risultati dell'analisi modale sono i seguenti:

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.44	2.25	331364.63	41	462311.87	57	0.00	0	9236704.43	10
2	0.45	2.24	462034.63	57	342366.37	42	0.00	0	82588.38	0
3	0.55	1.81	14240.79	1	2807.48	0	0.00	0	81056507.25	89
4	3.64	0.27	0.01	0	249.42	0	0.76	0	4519.25	0
5	4.65	0.22	113.89	0	0.15	0	0.67	0	1.21	0
6	5.78	0.17	0.88	0	22.23	0	1.60	0	16676.48	0
7	17.40	0.06	0.24	0	0.35	0	143719.15	17	3688.86	0
8	21.47	0.05	0.11	0	0.17	0	608051.02	75	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 34.

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.45	2.24	144193.54	17	655501.93	81	0.00	0	4631143.36	5
2	0.45	2.24	654887.39	81	149059.32	18	0.00	0	50100.56	0
3	0.55	1.82	8557.32	1	2924.57	0	0.00	0	84946475.57	94
4	3.63	0.28	2.06	0	242.27	0	0.67	0	6770.56	0
5	4.48	0.22	97.84	0	10.77	0	0.30	0	6966.43	0
6	5.50	0.18	17.15	0	17.39	0	1.97	0	14520.91	0
7	18.51	0.05	0.01	0	0.08	0	340634.15	42	868.33	0
8	22.87	0.04	0.02	0	0.14	0	418354.51	51	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 35.

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.44	2.26	2330.50	0	774631.67	95	0.00	0	2821159.74	3
2	0.45	2.23	805112.21	99	2506.63	0	0.00	0	142596.30	0
3	0.55	1.81	196.28	0	30337.02	3	0.00	0	84389238.27	96
4	3.48	0.29	1.33	0	254.40	0	0.72	0	12562.77	0
5	4.54	0.22	99.81	0	6.67	0	0.51	0	2133.28	0
6	5.91	0.17	16.87	0	15.01	0	3.03	0	16967.60	0
7	16.36	0.06	1.33	0	2.43	0	61875.65	7	1105.79	0
8	20.93	0.05	0.27	0	0.56	0	684908.05	84	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 36.

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.44	2.29	1327.77	0	751721.06	93	0.00	0	25318973.66	27
2	0.45	2.23	806173.75	99	1461.68	0	0.00	0	148708.18	0
3	0.57	1.75	137.48	0	54313.52	6	0.00	0	67154920.24	72
4	3.77	0.27	0.00	0	253.48	0	0.59	0	0.50	0
5	4.51	0.22	100.80	0	0.36	0	0.17	0	4981.29	0
6	6.23	0.16	18.15	0	0.69	0	7.80	0	20566.47	0
7	14.07	0.07	0.96	0	1.90	0	12702.81	1	5620.02	0
8	20.53	0.05	0.05	0	0.10	0	728893.36	90	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 37.

Le verifiche che sono state svolte nelle pagine successive sono elencate di seguito:

1) Verifiche dei dispositivi.

Verifiche svolte allo stato limite di collasso come da capitolo 7.10.6.2.2

Verifiche dello SLC” delle NTC 2018.

È stato impostato il fattore di struttura $q = 1$ come da normativa viene indicato.

2) Progetto e verifica del nuovo grigliato di travi e del solaio.

Progettato e verificato come da capitolo “4.1 Costruzioni di calcestruzzo”

È stato modellato in classe di duttilità bassa

3) Verifica delle travi e dei pilastri della struttura isolata.

Verifica svolta allo stato limite di salvaguardia della vita come da capitolo “7.10.6.2.1 Verifiche dello SLV” delle NTC 2018.

Sono state effettuate le verifiche fragili (per valutarne la resistenza e duttili per valutarne la deformabilità).

È stato impostato per questa verifica il fattore di struttura $q = 1.5$

4) Verifica dello spostamento di interpiano della struttura isolata

Verifica svolta allo stato limite di danno come da capitolo “7.10.6.1 verifiche degli stati limite di esercizio” delle NTC 2018.

È stato impostato per questa verifica il fattore di struttura $q = 1.5$

8.2.1 Verifiche dei dispositivi SLC, prima proposta

Verifiche allo SLC come da capitolo “7.10.6.2.2 Verifiche dello SLC” delle NTC 2018, per valutare gli spostamenti massimi degli isolatori.

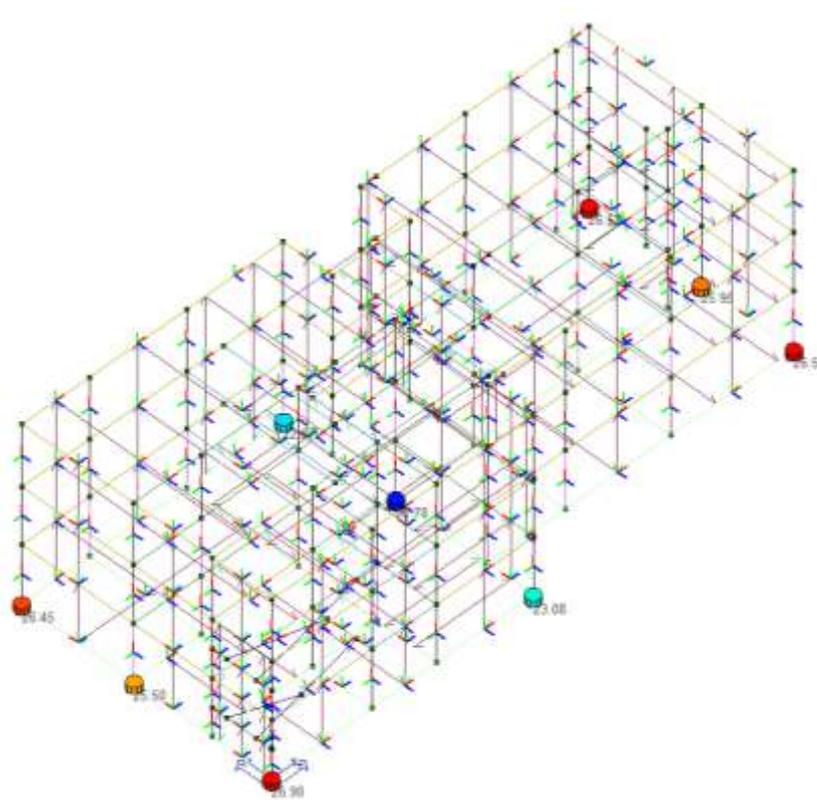
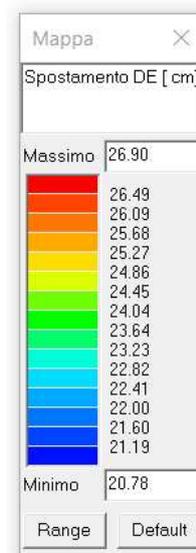


Figura 61 Immagine riferita al massimo spostamento dei dispositivi¹⁸ con la prima proposta di isolamento

Si ha uno spostamento massimo di 26.90 cm, e gli isolatori sono stati progettati linearmente per uno spostamento massimo di 35.00 cm.

35 cm > 26.90 cm VERIFICATO

Verifiche per la sottostruttura.



¹⁸ Gli spostamenti sono espressi in centimetri

Carico massimo seconda proposta:

Il carico verticale massimo che l'isolatore può sostenere in presenza di sisma allo SLC è di 1260kN, come è possibile notare dalla scheda tecnica resa nota in precedenza.

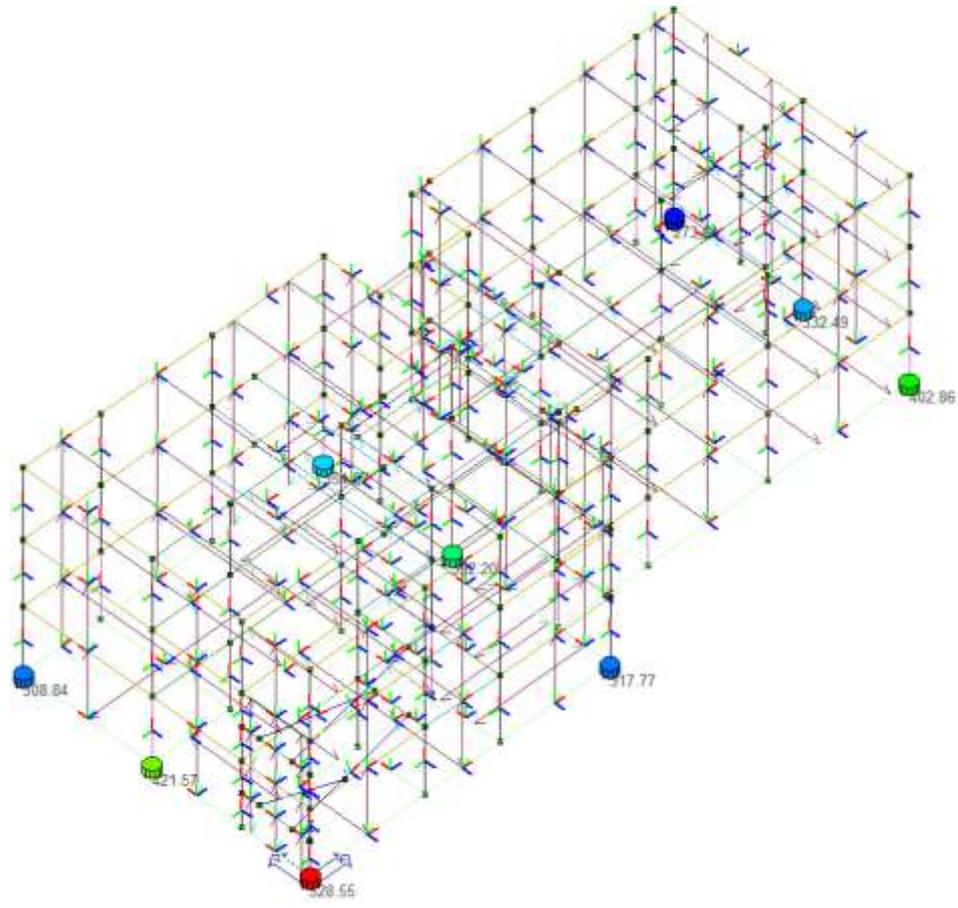
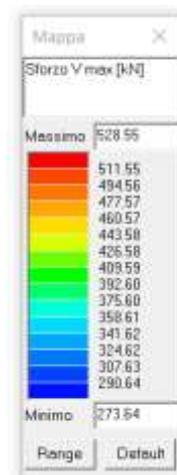


Figura 62 Immagine riferita allo sforzo normale massimo sugli isolatori allo SLC con la prima proposta di isolamento

Nessun dispositivo risulta in trazione.

Analizzando con il software il dispositivo più caricato per la sollecitazione di compressione allo stato SLC è di: 528.55 kN

1260kN > 528.55 kN VERIFICATO



Carico minimo seconda proposta:

Verifica dei carichi minimi agenti sugli isolatori. Nessun dispositivo deve risultare in trazione, come da capitolo “7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati” delle NTC2018 che afferma che $V \geq 0$ (V è il carico verticale di compressione)

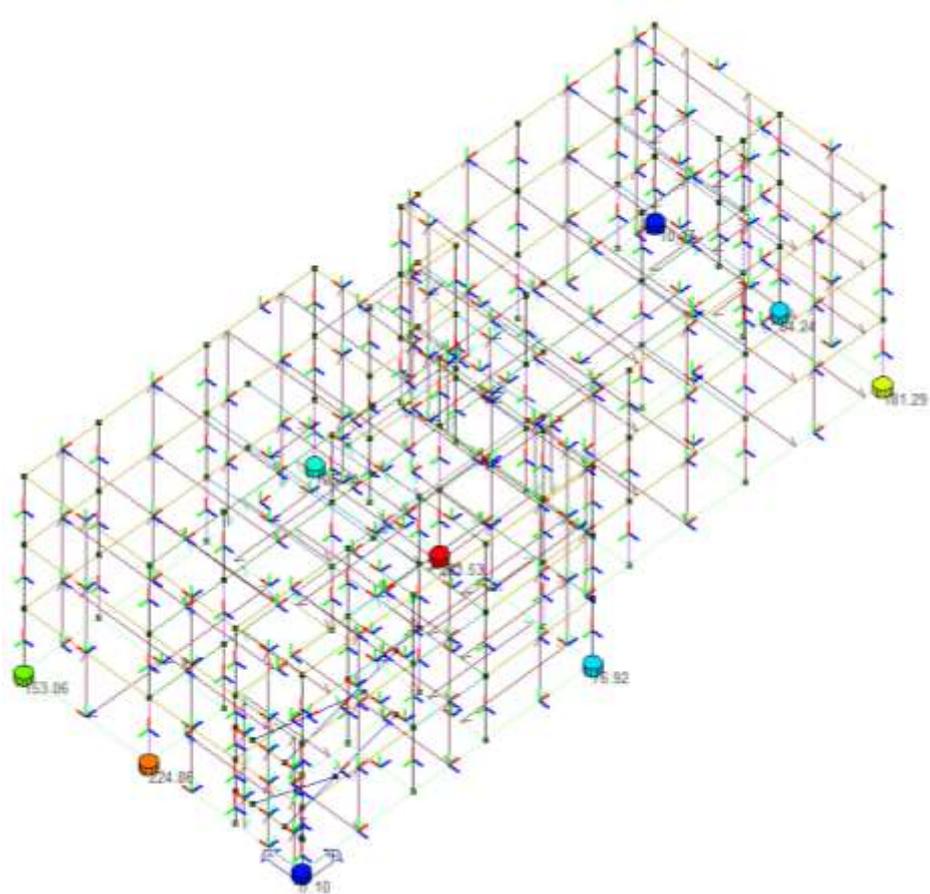


Figura 63 Immagine riferita allo sforzo normale minimo sugli isolatori allo SLC con la prima proposta di isolamento

Nessun dispositivo risulta in trazione.

Analizzando con il software il dispositivo meno caricato per la sollecitazione di compressione allo stato SLC è di: 10.17kN

10.17kN > 0 kN VERIFICATO



Verifiche fattori di forma prima proposta:

Sulla conformazione geometrica dell'isolatore è possibile determinare 2 fattori che rivestono un ruolo di primaria importanza nelle resistenze, rigidzze e sulla stabilità allo sforzo assiale. Questi fattori prendono il nome di fattori di forma e sono:

- *S1 (fattore di forma primario)* il cui valore si consiglia maggiore di 12 per limitare la deformabilità verticale degli isolatori. Il valore è dato dal rapporto tra l'area della superficie comune alla singola piastra di acciaio e allo strato di elastomero depurata da eventuali fori e la superficie laterale libera del singolo strato di elastomero per la parte confinata dalle piastre in acciaio, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (A'/L)
 $S1 = A'/L = 3318.31/179.70 = 18.47 > 12$ VERIFICATO
- *S2 (fattore di forma secondario)* il cui valore si consiglia maggiore di 3 per contenere il problema dell'instabilità dell'isolatore. Il valore è calcolabile dal rapporto tra il diametro della singola piastra di acciaio (nel caso di isolatori circolari) e la somma degli spessori dei singoli strati di elastomero (D/t_e)
 $S2 = D/t_e = 65/18.06 = 3.60 > 3$ VERIFICATO
- Per la progettazione degli isolatori sismici è necessario che il valore G_{din} sia compreso tra 0.35 e 150 MPa. Nel nostro caso la casa produttrice FIP INDUSTRIALE S.p.A. dichiara il valore di 0.4 MPa.
 $0.35 \cdot 0.4 < 1.50$ VERIFICATO

In aggiunta le verifiche da soddisfare sono le seguenti:

- Tensione negli inserti in acciaio

$$\sigma_s = 1.3 V (t_1 + t_2) / (A_r t_s) \leq f_{yk}$$

dove:

V carico massimo verticale agente sul singolo isolatore

σ_s è la tensione massima agente sulla generica piastra in acciaio.

t_1 e t_2 spessori elastomeri a contatto con la piastra

t_s Spessore della piastra

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

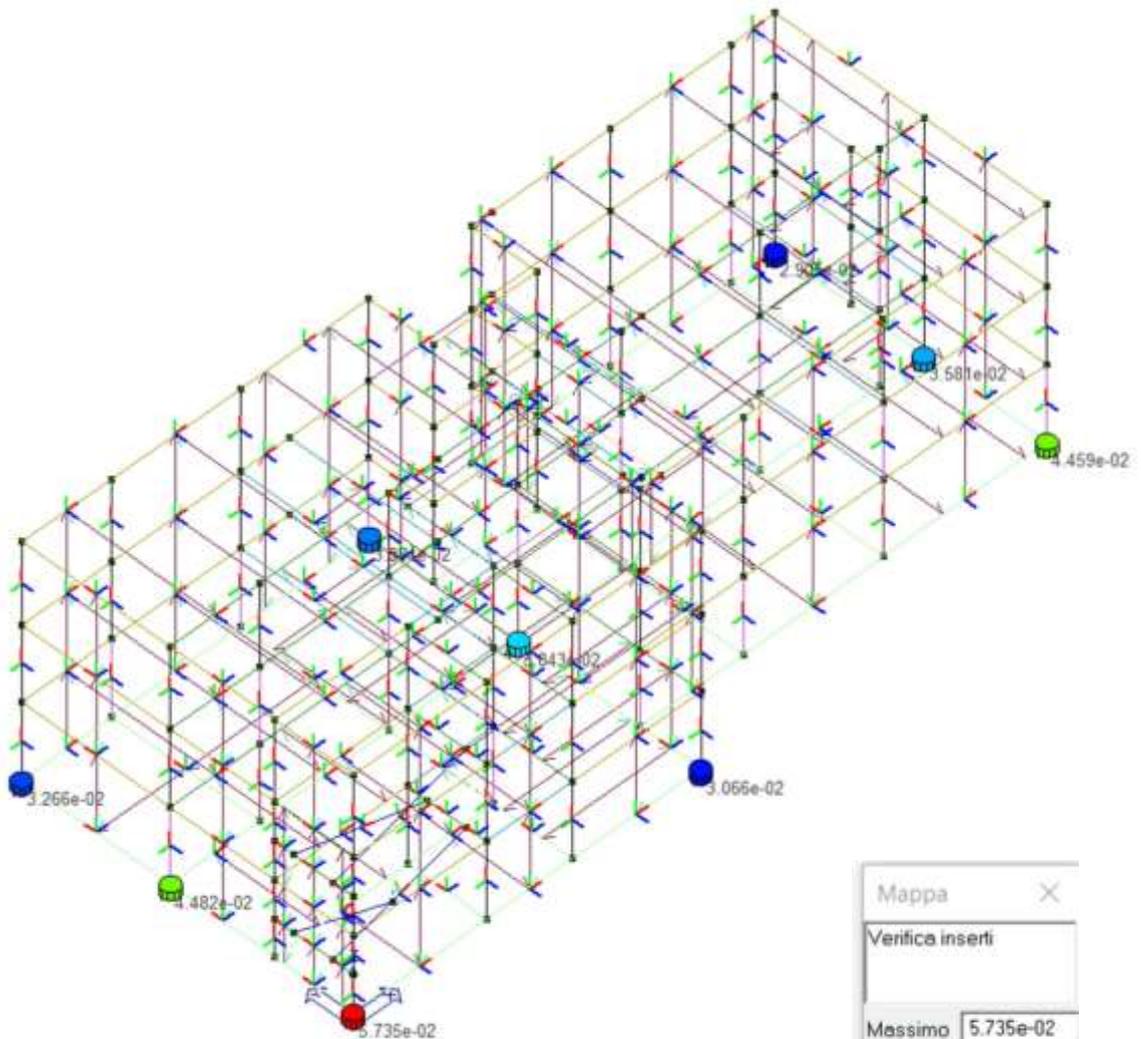


Figura 64 Verifica inserti in acciaio con la prima proposta di isolamento

La scala di valori della verifica degli inserti riporta il rapporto tra σ_s e la f_{yk} dell'acciaio.

Se il valore più alto è minore di 1 è verificato.

$$5.735e-02 < 1$$

- Deformazione isolatori

$$\gamma_t \leq 5$$

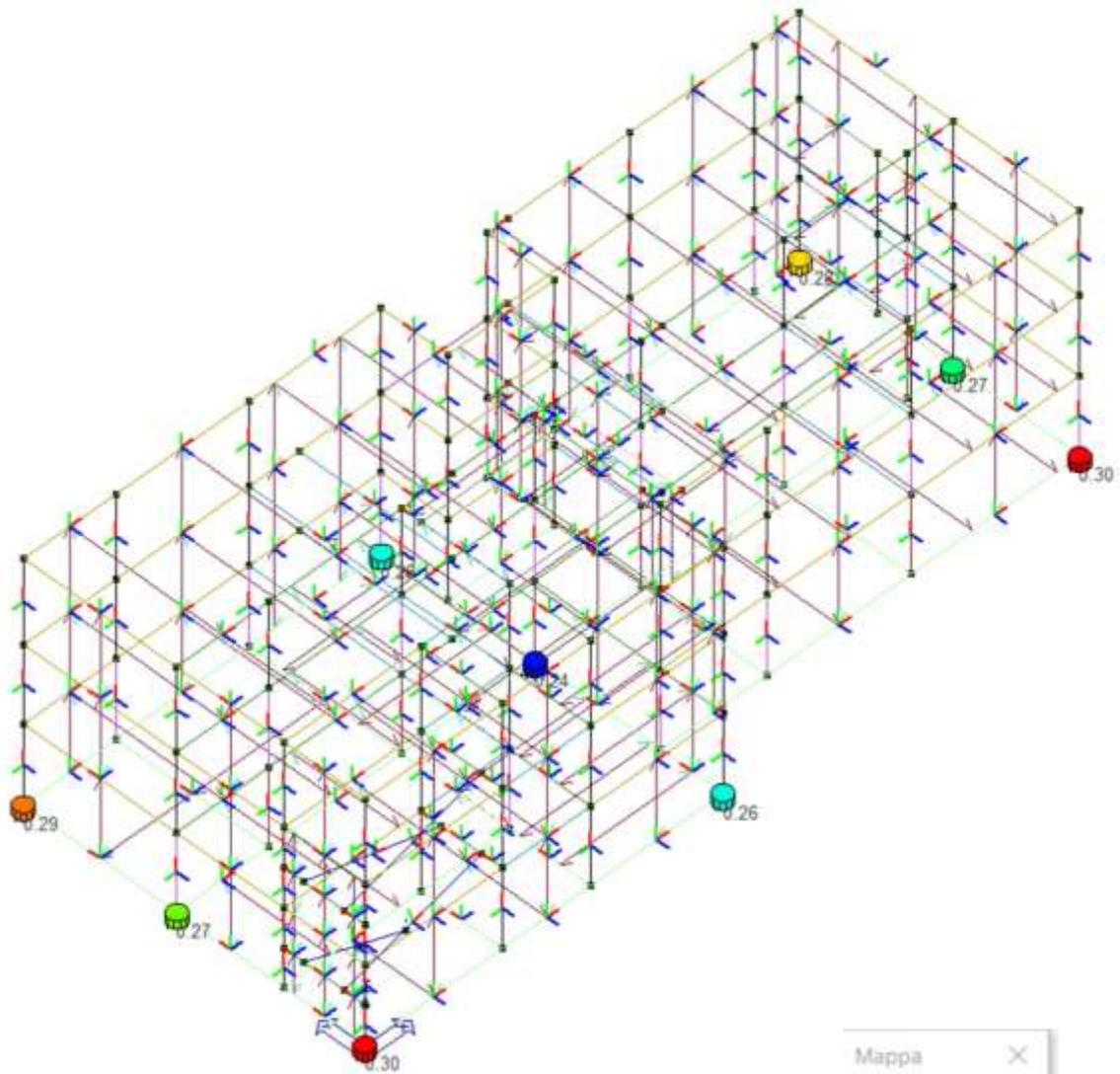
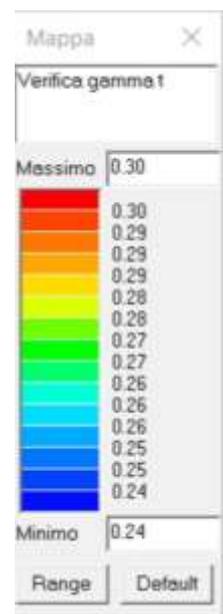


Figura 65 Verifica $\gamma_t < 5$ con la prima proposta di isolamento

La verifica γ_t indica il valore della deformazione massima a taglio diviso 5 ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche.

Se il valore più alto è minore di 1 è verificato.

0.3 < 1 VERIFICATO



$$\gamma_s \leq \gamma^* / 1.5 \leq 2$$

Dove:

γ^* è il valore massimo della deformazione a taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero acciaio, senza segni di rottura.

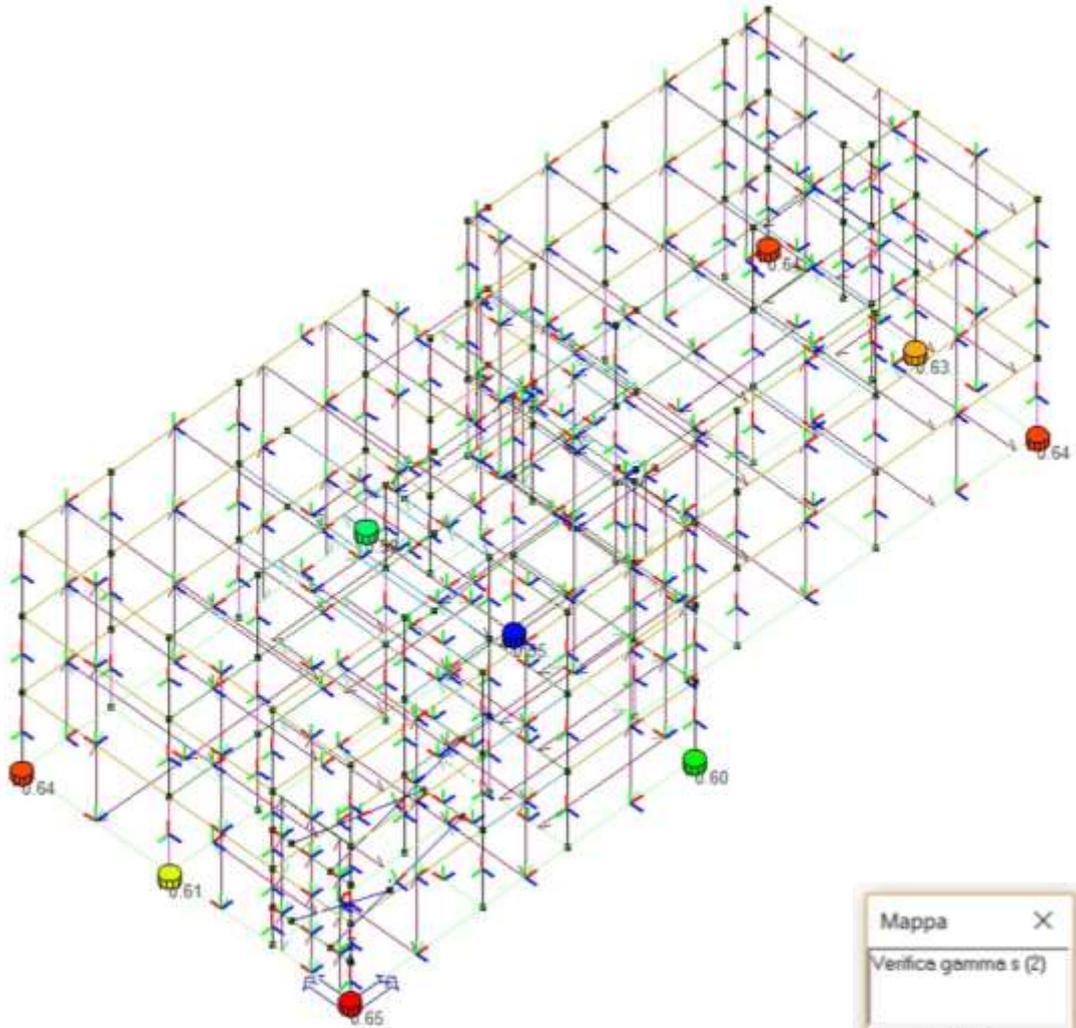


Figura 66 Valore γ_s con la prima proposta di isolamento

Il valore della deformazione a taglio indotta dallo spostamento sismico totale diviso 2 ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche.

$$\gamma_s = 0.65$$

- Calcolo del valore γ^*

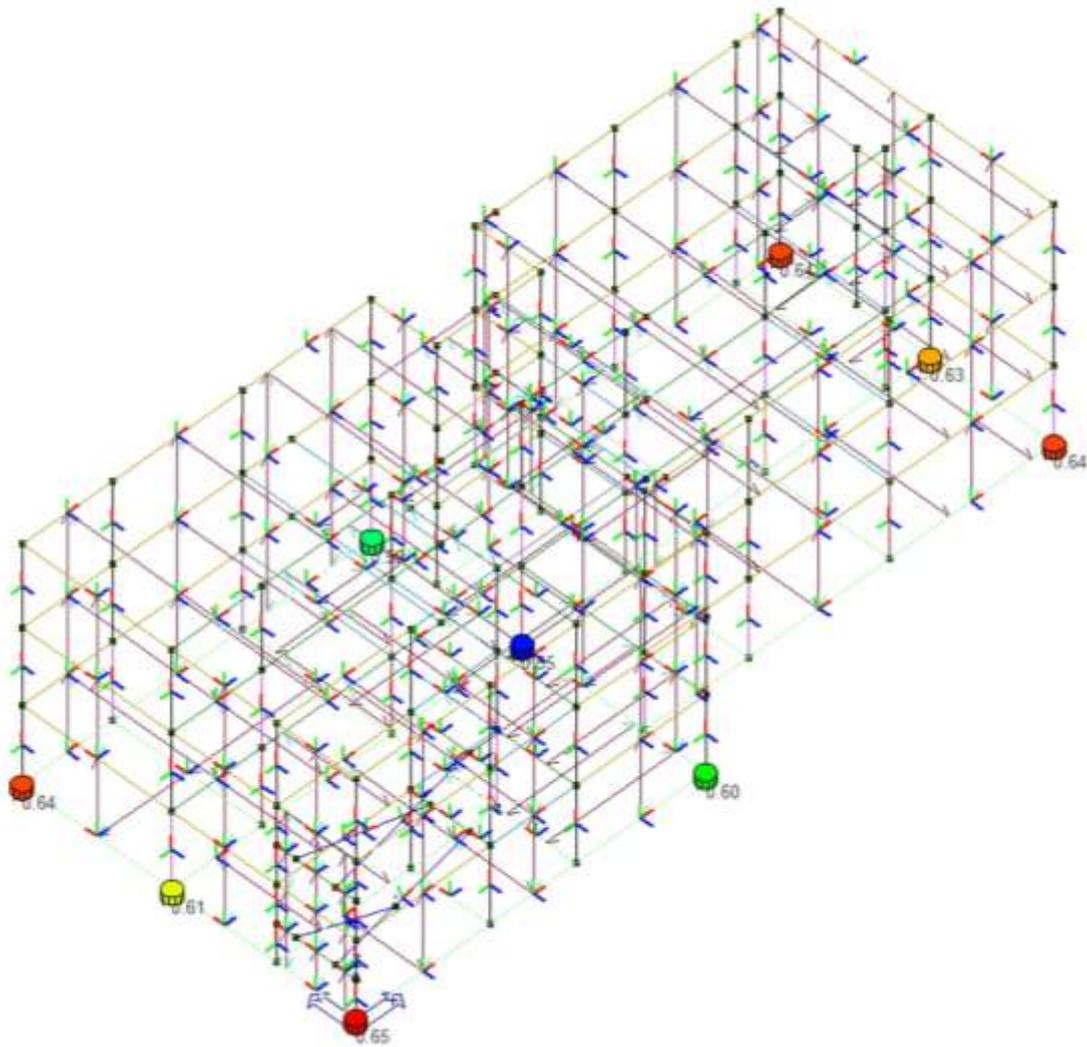


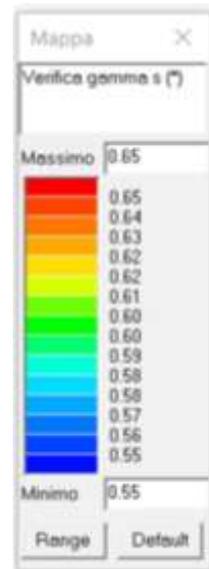
Figura 67 Valore γ^* con la prima proposta di isolamento

Si indica il valore della deformazione a taglio indotta dallo spostamento sismico totale amplificato del 50% diviso gamma s (*). Gamma s (*) è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura. Il valore è ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche:

$$\gamma^*/1.5 = 0.65$$

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1.5 \leq 2$$

0.65 \leq 0.65 \leq 2 VERIFICATO



- Instabilità

$$V \leq V_{cr} / 2$$

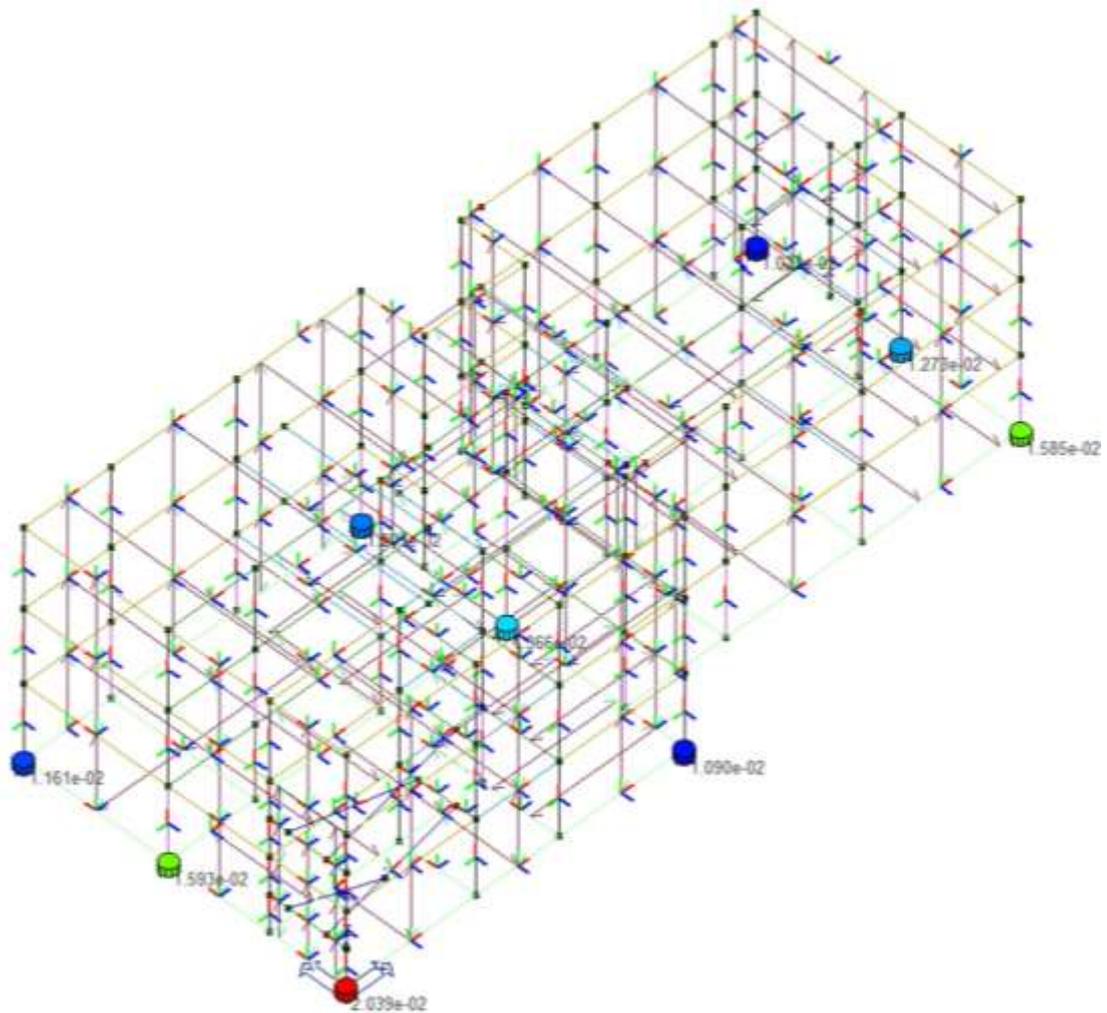
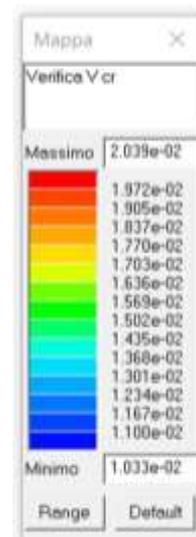


Figura 68 Instabilità con la prima proposta di isolamento

Il risultato è il rapporto tra il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore e il carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2 ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche.

Se il valore massimo è minore di 1 è verificato.

$2.039e-02 < 1$ VERIFICATO



8.2.2 Verifiche della sovrastruttura

8.2.2.1 Verifica del grigliato di fondazione in cemento armato

Progetto e verifica del grigliato di travi in c.a. e del solaio in latero-cemento come da capitolo “4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO” delle NTC2018.

Verifica a SLE come da capitolo “4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO” e a SLU come da capitolo “4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI”. Sono state applicate inoltre i punti del capitolo “7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE”.

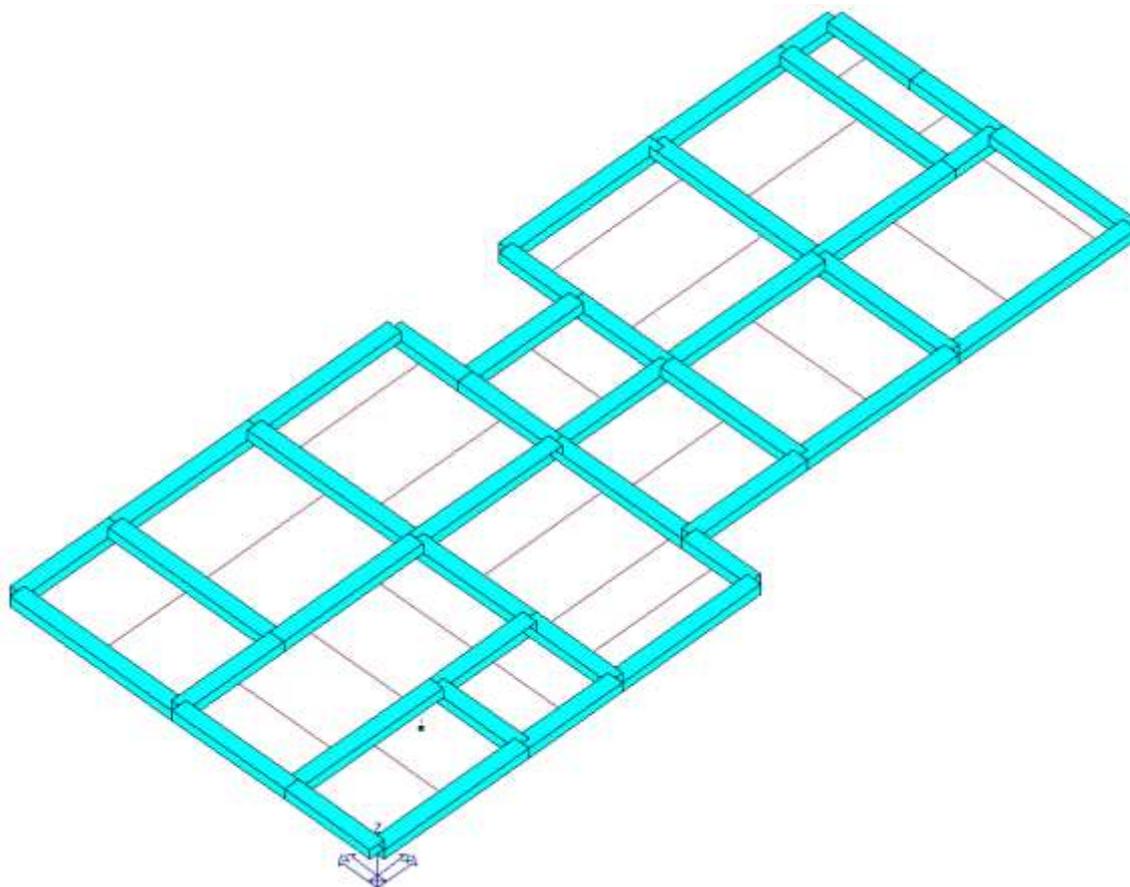


Figura 69 Immagine dello stato delle verifiche a SLU e SLE delle nuove travi.

Gli elementi risultano verificati come elementi di nuova costruzione per entrambi gli stati limite, e per le verifiche precedentemente citate che fanno riferimento agli elementi di fondazione, e quindi vengono raffigurati in blu dal software.

Per gli esecutivi del grigliato in cemento armato si rimanda agli elaborati di preparazione della tesi che non sono stati allegati.

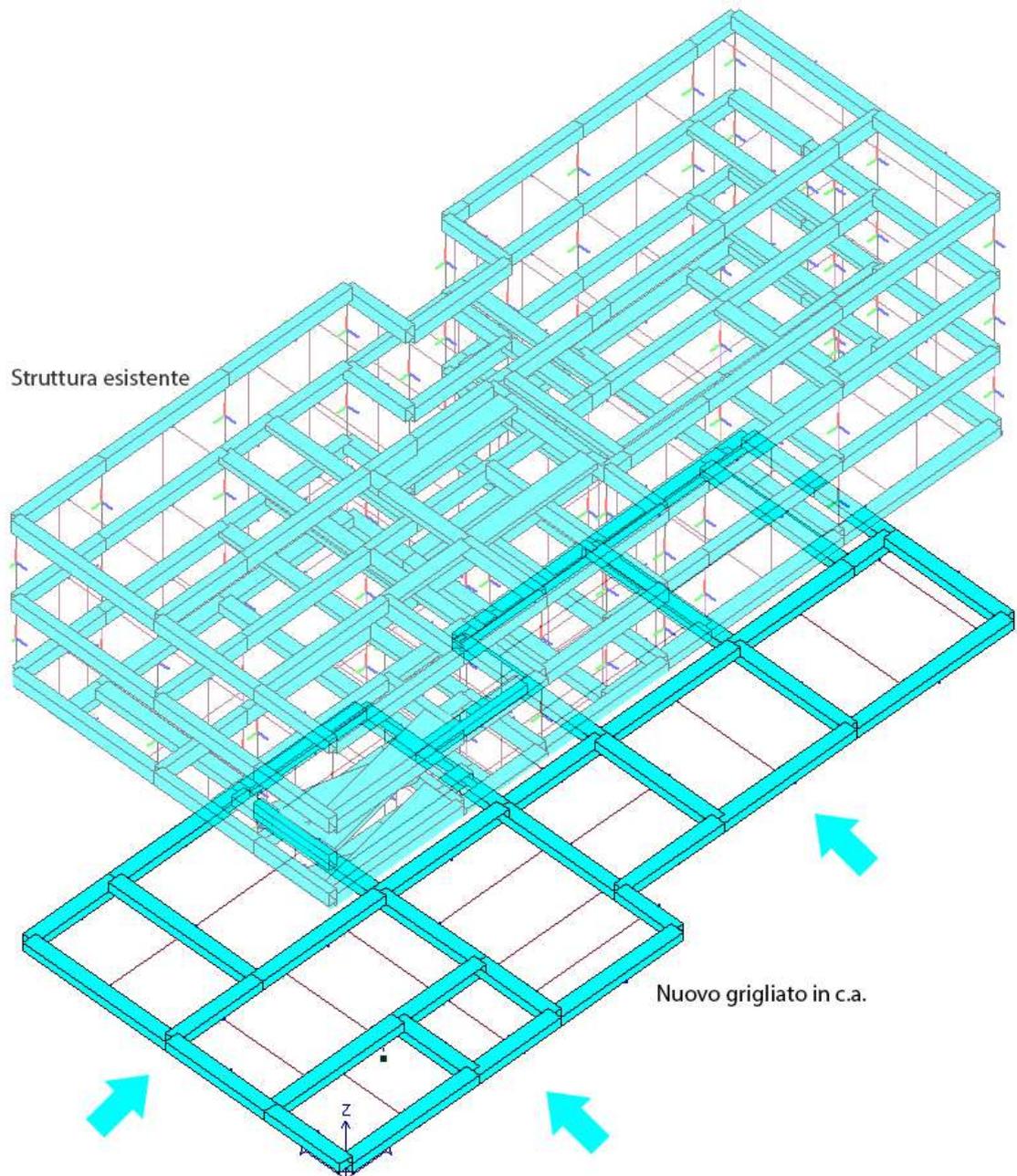


Figura 70 Immagine che raffigura la posizione e lo stato di verifica del grigliato

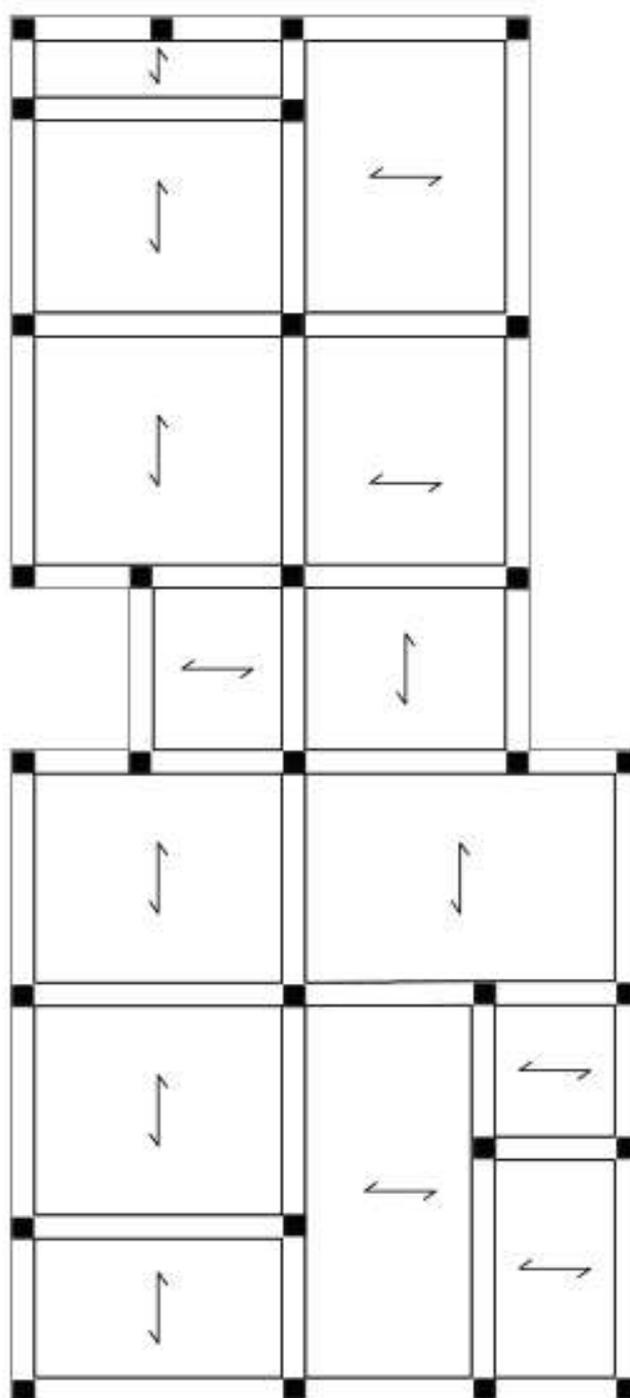


Figura 71 Grigliato travi in cemento armato 35x50

Progetto e verifica del nuovo solaio progettato tra le travi del nuovo grigliato, come da capitolo “4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO”. L’orditura disposta e progettata è consultabile alla figura 46.

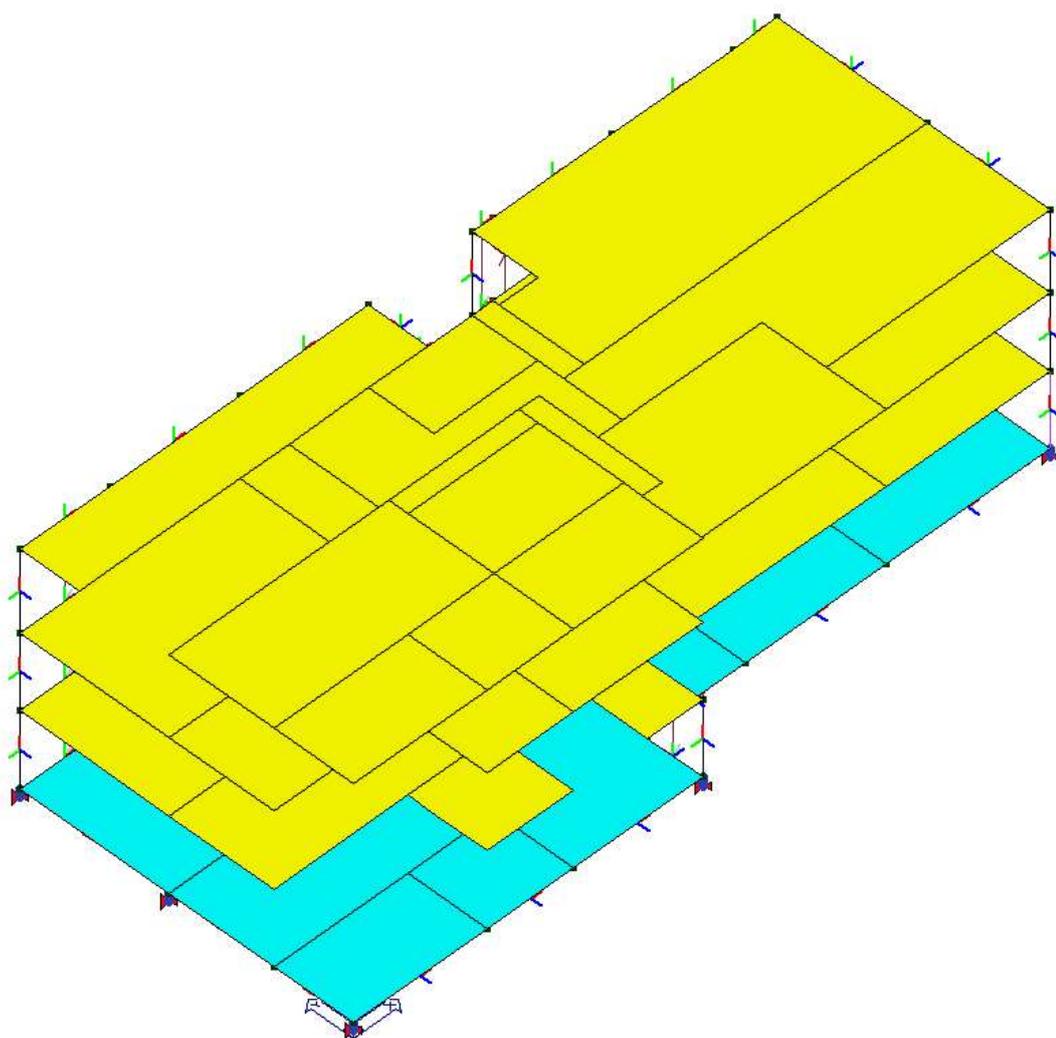


Figura 72 Immagine che raffigura lo stato di verifica dei solai

Gli elementi in giallo non sono stati progettati e verificati come nuovi elementi, in quanto sono delle preesistenze. I solai in blu sono invece progettati come nuove costruzioni e seguono l'orditura come nella figura 75. Anche qui il software indica con il colore blu lo stato di verifica positivo degli elementi.

Per un completo e totale adeguamento gli impianti presenti all'interno della scuola devono essere adeguati agli spostamenti previsti allo SLC, come da capitolo "7.10.6.2.2 Verifiche dello SLC" delle NTC2018.

Per gli esecutivi del solaio in laterocemento si rimanda al capitolo 12 *Particolari costruttivi*, della tesi.

8.2.2.2 Verifiche delle travi della struttura allo SLV

Le verifiche per la sovrastruttura a SLV come da capitolo “7.10.6.2.1 VERIFICHE DELLO SLV” DELLE NTC 2018, per valutare le verifiche duttili e fragili degli elementi strutturali della sovrastruttura secondo il capitolo “7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO”.

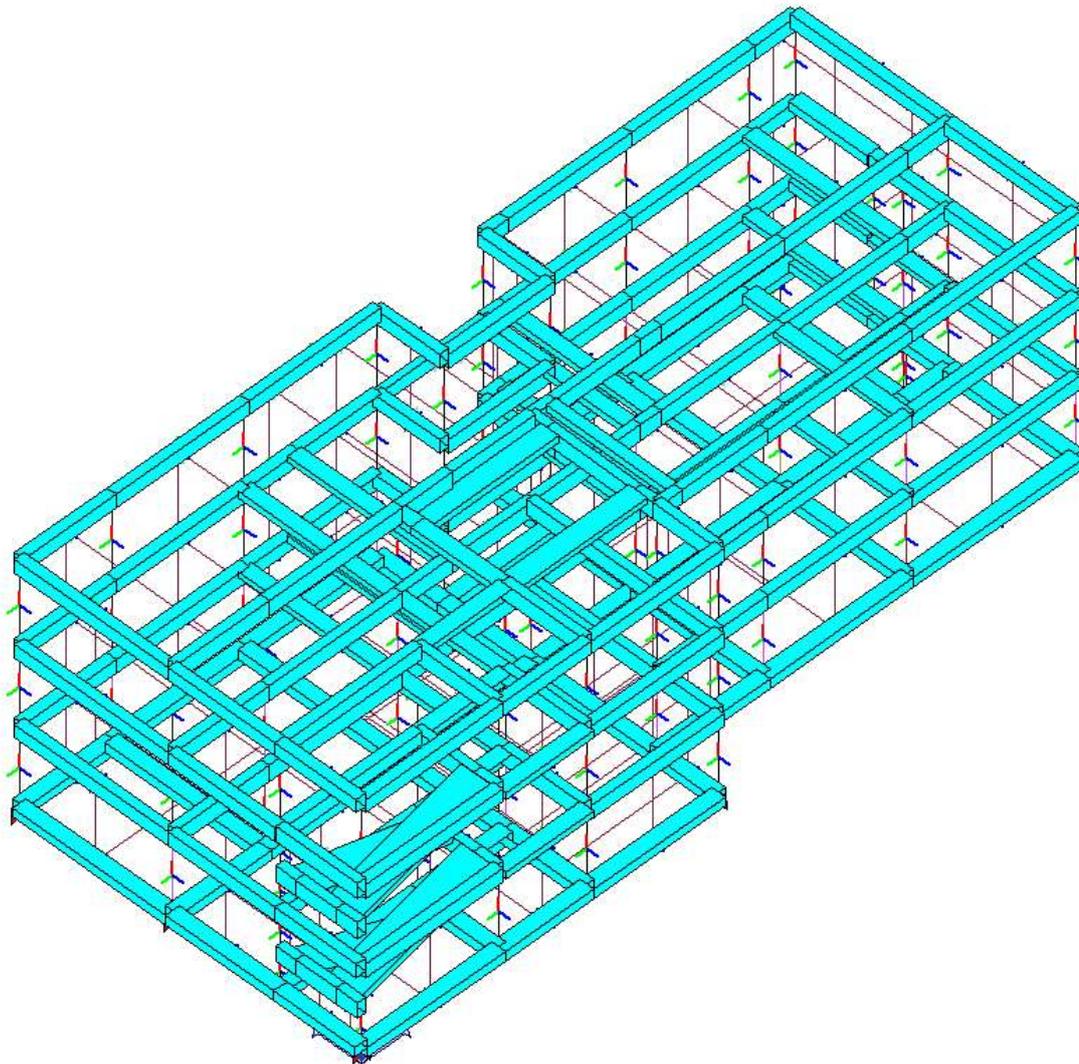


Figura 73 Immagine che raffigura lo stato di verifica a SLV delle travi di tutta la struttura con la prima proposta di isolamento

Gli elementi essendo tutti blu, risultano tutti verificati.

Nelle pagine successive saranno mostrate nel dettaglio tutte le verifiche duttili e fragili svolte.

Verifiche duttili delle travi allo SLV

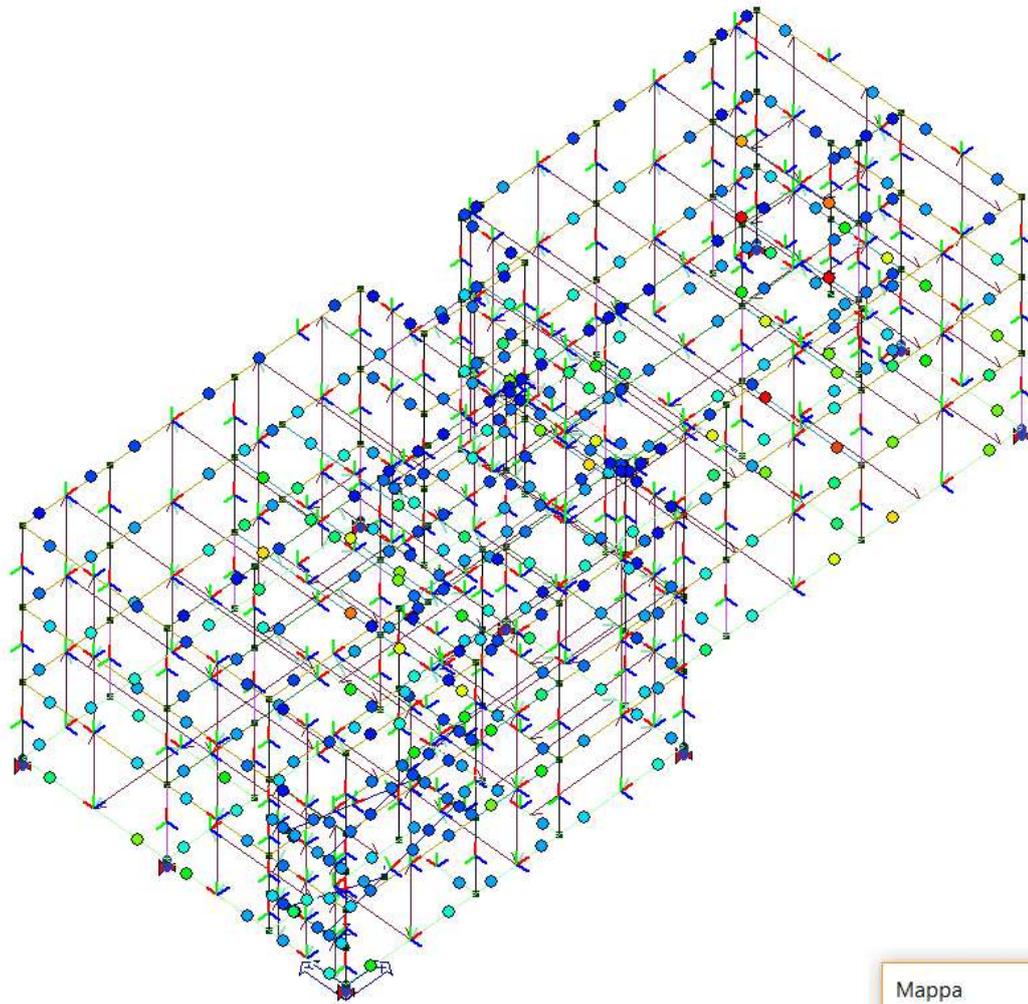
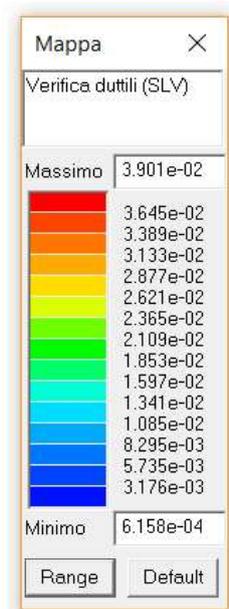


Figura 74 Immagine delle verifiche duttili delle travi con la prima proposta di isolamento

I risultati delle verifiche sono esposti secondo il rapporto resistenza – sollecitazione. Le verifiche sono soddisfatte se il valore è quindi maggiore di 1.

Il valore più alto è: $3.901e-02$

$1 > 3.901e-02$ VERIFICATO



Verifiche fragili delle travi allo SLV

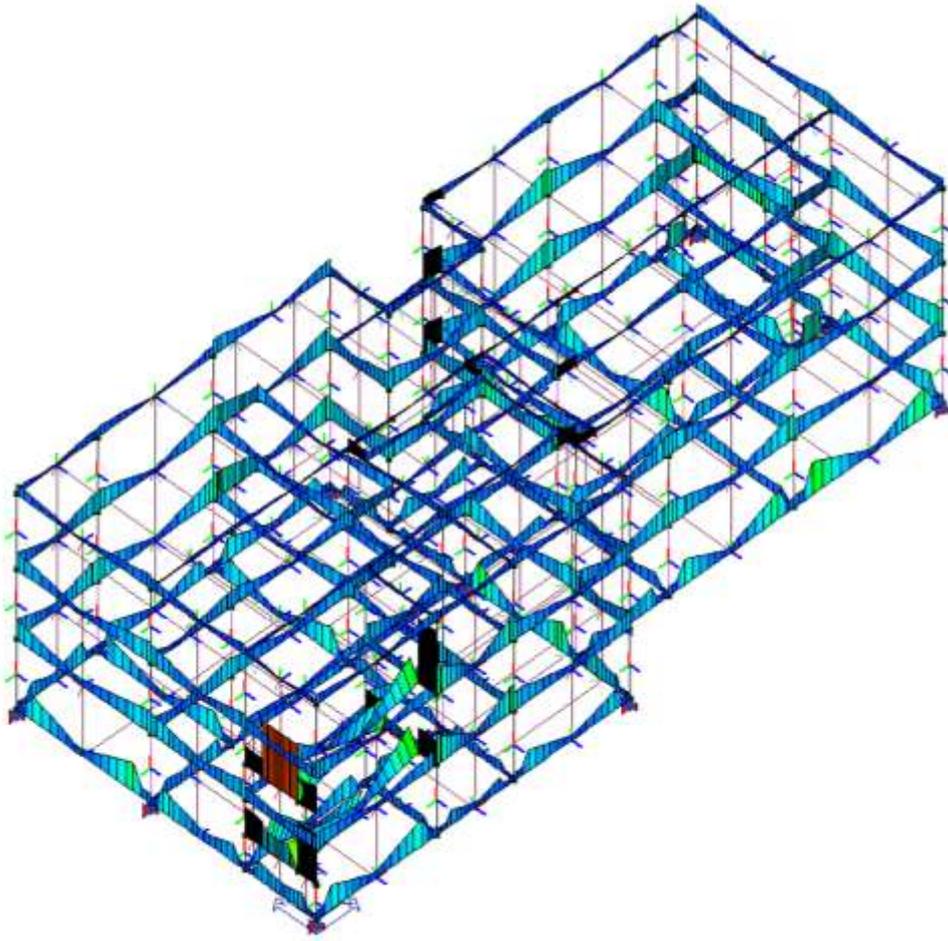
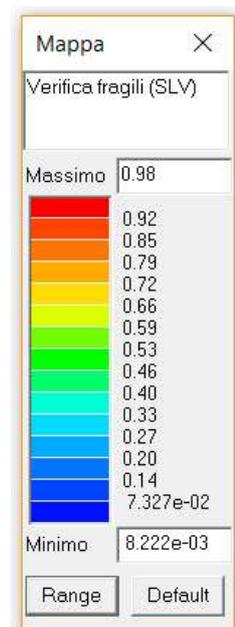


Figura 75 Immagine delle verifiche fragili delle travi con la prima proposta di isolamento

I risultati delle verifiche sono esposti secondo il rapporto resistenza – sollecitazione. Le verifiche sono soddisfatte se il valore è quindi maggiore di 1.

Il valore più alto è: 0.98

$1 > 0.98$ VERIFICATO



8.2.2.3 Verifiche dei pilastri della struttura allo SLV

Verifiche per la sovrastruttura a SLV eseguite come indicato nel capitolo “7.10.6.2.1 VERIFICHE DELLO SLV” delle NTC 2018, per valutare le verifiche duttili e fragili degli elementi strutturali della sovrastruttura secondo il capitolo “7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO”.

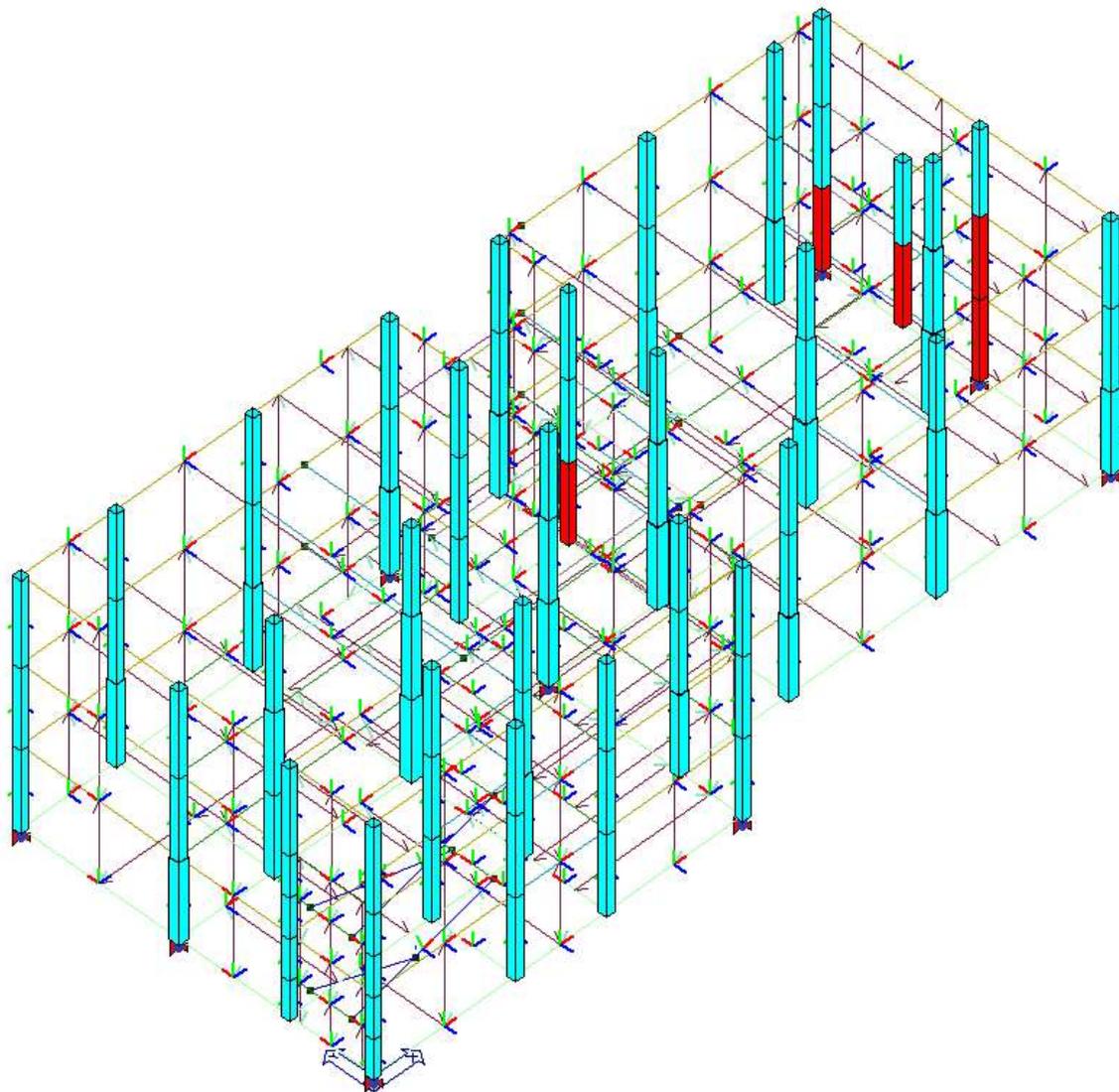


Figura 76 Immagine dello stato di verifica dei pilastri travi con la prima proposta di isolamento

Nelle verifiche dei pilastri non risultano verificati un numero limitato di elementi. Si hanno 5 pilastri le cui verifiche sono negative. Negli elaborati successivi analizzeremo le sollecitazioni agenti e le singole verifiche fatte dal programma per capire l'eventuale problematica che si riscontra nei 5 elementi rossi e

successivamente, essendo un numero molto limitato, è possibile pensare ad un ipotetico rinforzo con interventi localizzati.

Avendo imposto un periodo approssimato per eccesso nella prima fase di stima del calcolo dell'accelerazione S_e ($0.29ag$) e successivamente riducendolo ulteriormente (da $2.87s$ a $2.80s$) è comprensibile che ci sia qualche elemento che non verifichi.

Verifiche duttili dei pilastri allo SLV

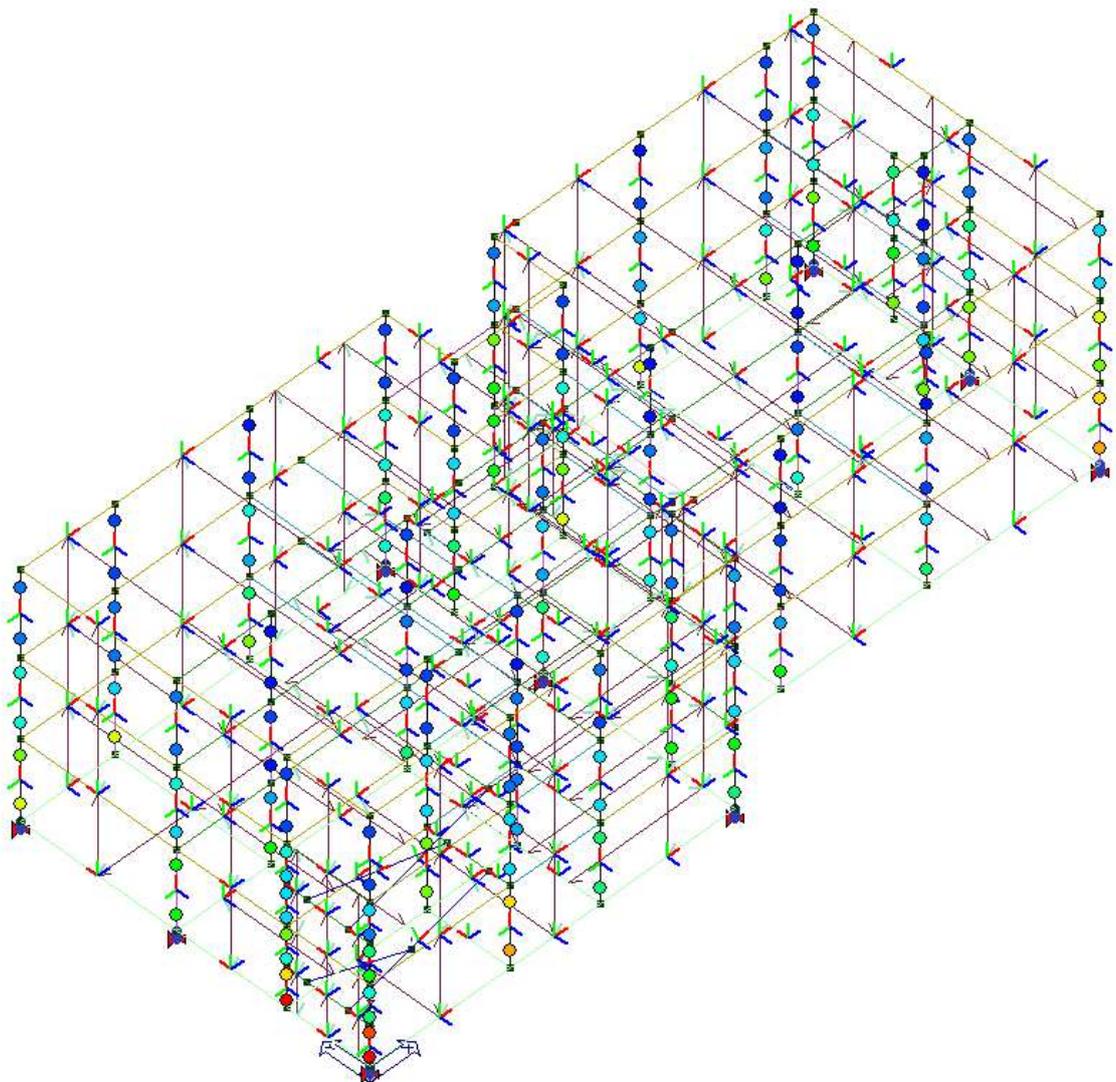
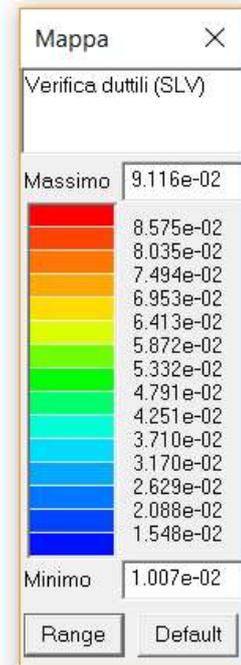


Figura 77 Immagine delle verifiche duttili dei pilastri travi con la prima proposta di isolamento

Le verifiche sono riportate attraverso il rapporto resistenza – sollecitazione. Le verifiche sono soddisfatte se il valore è quindi maggiore di 1.

Il valore più alto è: 9.116e-02

$1 > 9.116e-02$ VERIFICATO



Verifiche fragili dei pilastri allo SLV

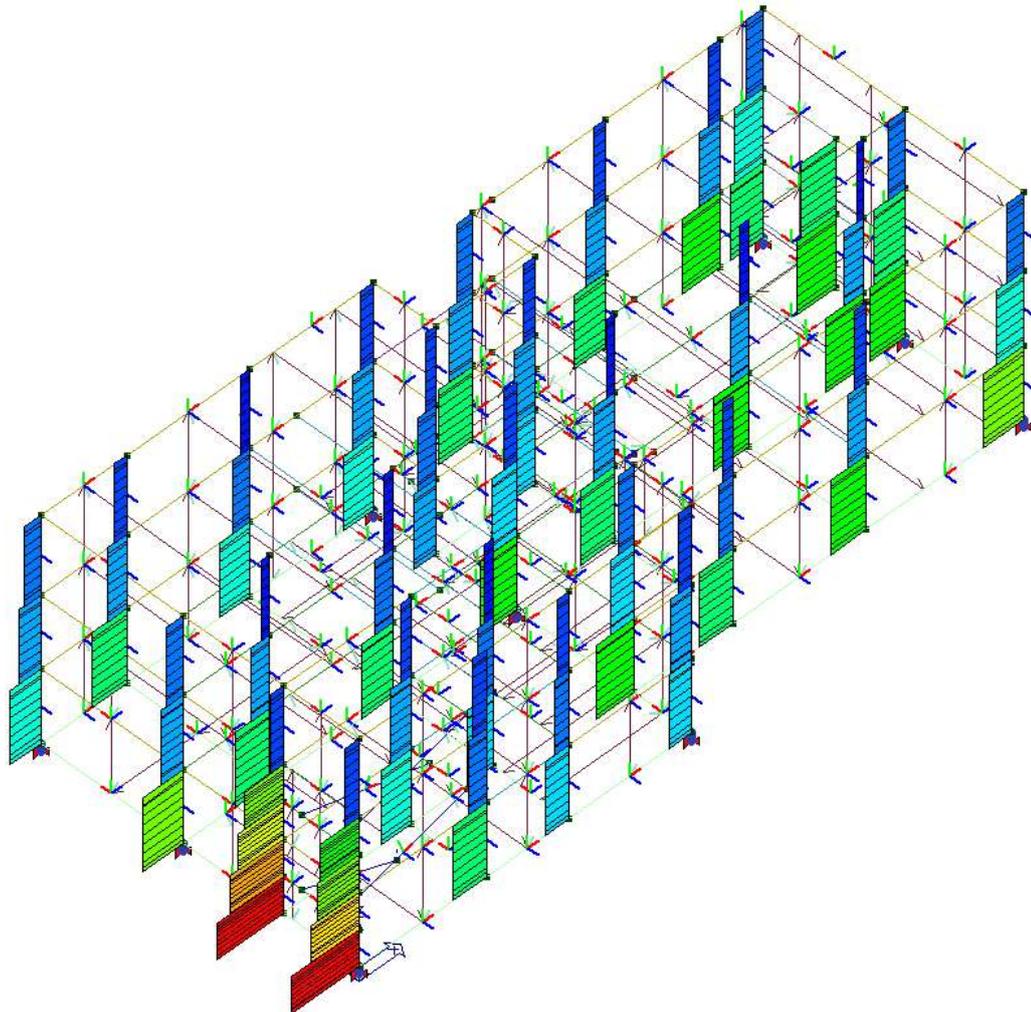
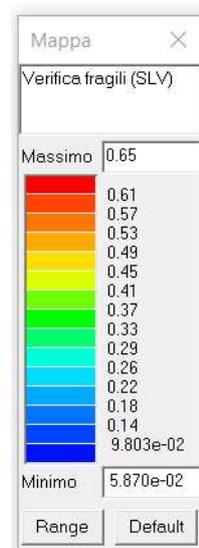


Figura 78 Immagine delle verifiche fragili dei pilastri travi con la prima proposta di isolamento

I risultati appena illustrati delle verifiche sono ottenuti secondo il rapporto resistenza – sollecitazione. Le verifiche sono soddisfatte se il valore è quindi maggiore di 1.

Il valore più alto è: 0.65

$1 > 0.65$ VERIFICATO



Verifica dei Nodi dei pilastri

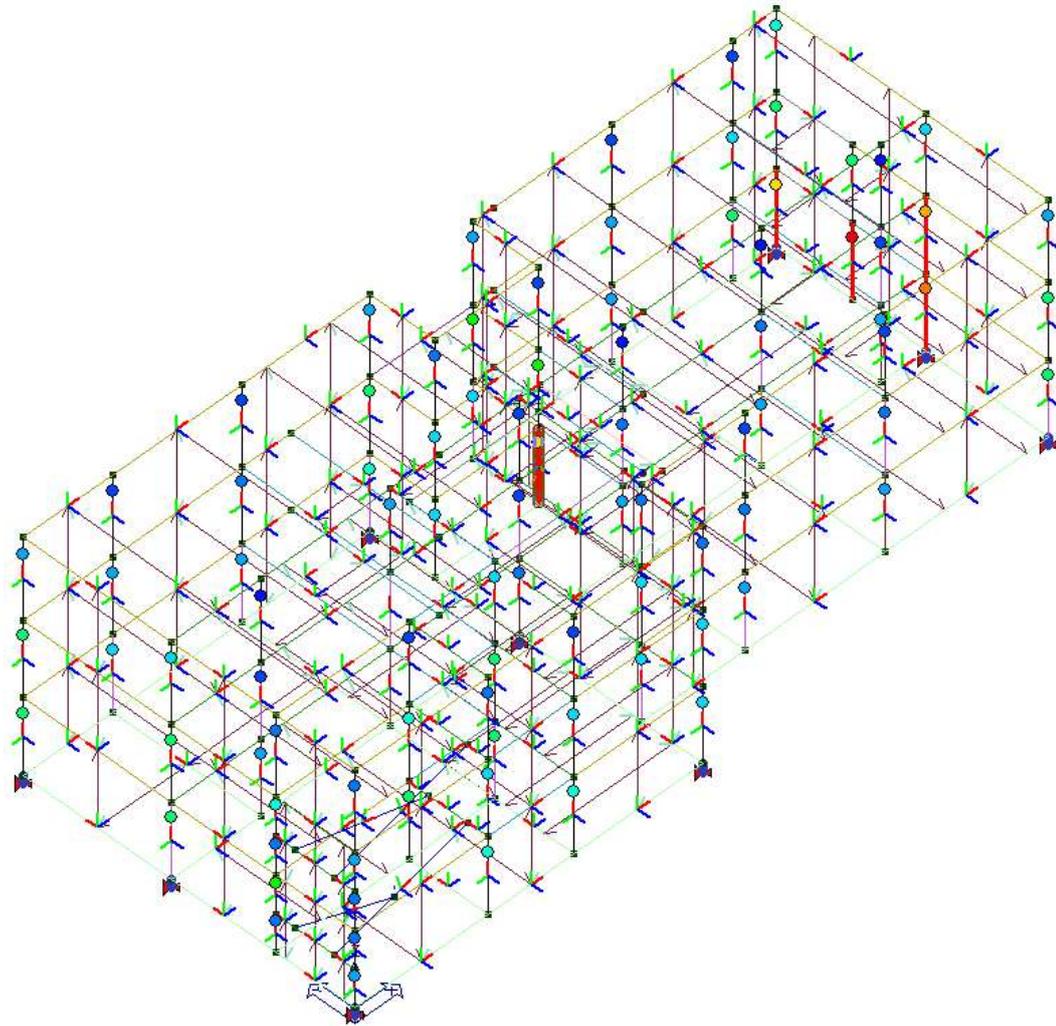
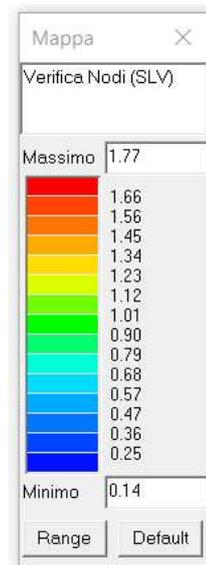


Figura 79 Immagine della verifica dei nodi dei pilastri travi con la prima proposta di isolamento

I risultati delle verifiche sono illustrati secondo il rapporto resistenza – sollecitazione. Le verifiche sono soddisfatte se il valore è quindi maggiore di 1. Il valore più alto è: 1.77

$1 < 1.77$ NON VERIFICATO

VERIFICA FATTA A TRAZIONE E COMPRESSIONE DEL NODO, NE VIENE RIPORTATA LA PIU' GRAVOSA



8.2.2.4 Verifiche della struttura a SLD

Verifica SLD, come da capitolo “7.10.6.1 Verifiche degli stati limite di esercizio” nel quale si afferma che la verifica allo SLD deve essere positiva per i 2/3 degli spostamenti indicati per lo SLD nel capitolo “7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST), e quindi verificata allo SLO.

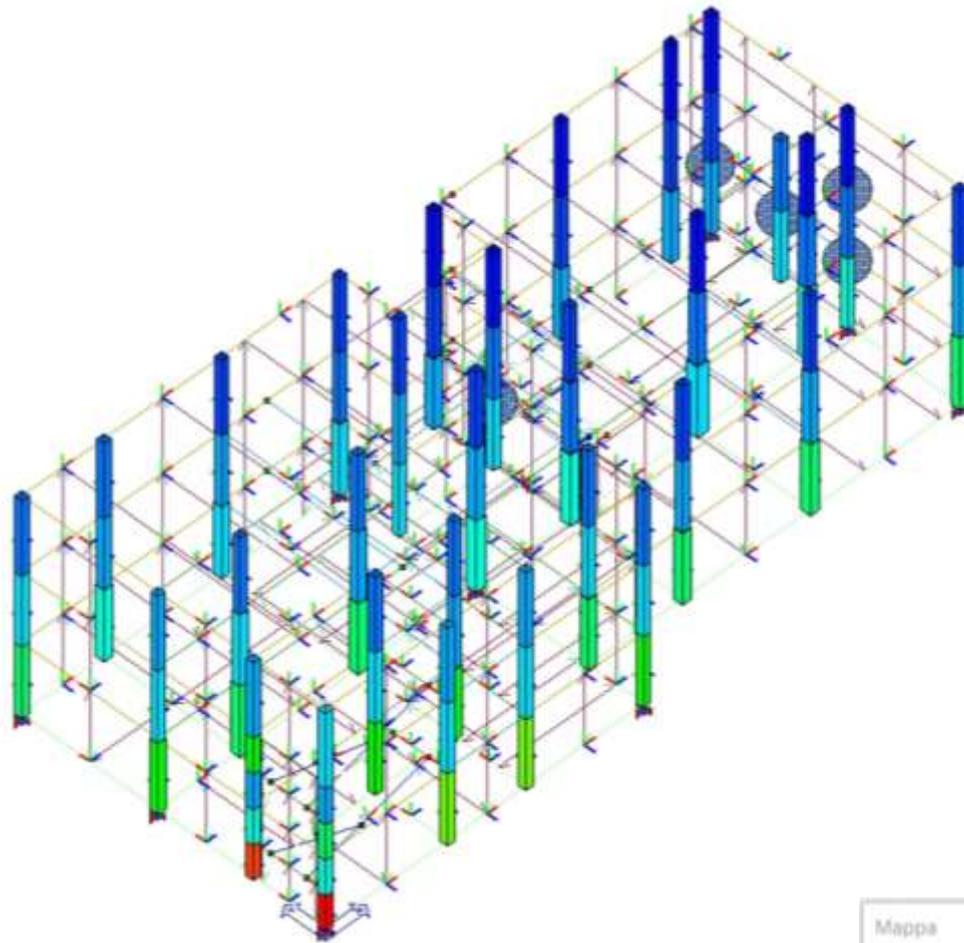
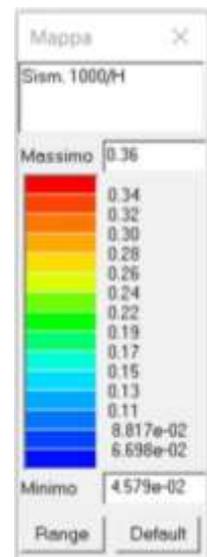


Figura 80 Immagine della verifica degli spostamenti di interpiano travi con la prima proposta di isolamento

Il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l’altezza di interpiano. I valori sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura. Nella pagina successiva ci saranno i riferimenti normativi e il commento degli esiti della verifica.



La verifica dello SLD per le strutture isolate si collega al capitolo “7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)” delle NTC2018, affermando che gli spostamenti di interpiano devono essere minori dei allo stato limite di operatività SLO. Nel capitolo “7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)” delle NTC2018 viene riportato quanto segue:

“ [...]

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 h \text{ per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 h \text{ per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

[...]

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature;

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

[...]”

Quindi per la struttura in esame, Classe d'uso III il limite di spostamento corrisponde a:

$$\frac{h}{1000} \times 5 \times 2/3$$

Per cui, nella scala di colori, i valori sono normalizzati e risultano verificati se minori del quantitativo di cui si deve moltiplicare la millesima parte dell'altezza.

In altre parole, in una verifica a SLD con Classe d'uso I e II il valore deve essere minore di 5.

Considerato che si sta analizzando una struttura con classe d'uso III, il valore 5 deve essere considerato per $2/3$.

$$5 \times (2/3) = 3.33$$

Quindi il valore più alto nella scala di colori deve essere inferiore a 3.33.

$0.36 < 3.33$ VERIFICATO

Analizzando gli spostamenti quantitativamente si ha:

Lo spostamento massimo ammesso dalla normativa:

$$0.005 \times \text{dell'altezza del piano} \rightarrow 0.005 \times 300 \text{ cm} = 1.5 \text{ cm}$$

$$2/3 \times 1.5 \text{ cm} = 1 \text{ cm}$$

Nella struttura in esame isolata si ha uno spostamento di interpiano, ricavabile dalla proporzione:

$$\text{Spostamento} = \frac{0.36 \times 300}{1000} = 0.108 \text{ cm};$$

$0.108 \text{ cm} < 1 \text{ cm}$ VERIFICATO

8.2.3 Conclusioni sulla prima proposta

Valutando e analizzando i risultati della struttura isolata con questa prima proposta è emerso che la distanza massima di progetto a SLC e quella massima dell'isolatore sono troppo differenti. Nonostante risultino soddisfacenti gli esiti di tutte le altre verifiche si decide di optare per una seconda proposta con un altro sistema di isolamento che ammette una leggera variazione della rigidità ma con una sostanziale differenza di spostamento massimo dell'isolatore, così da risultare più fedele la modellazione elastico lineare degli isolatori elastomerici.

8.3 Seconda proposta di isolamento

L'isolatore della seconda proposta è il modello:

SI – S 550 / 126

SPOSTAMENTO 250 mm

SI-S	V kN	F _{st} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _j mm	t _a mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/126	15	790	0.22	237	300	126	230	290	350	110
SI-S 350/125	100	1200	0.31	311	350	125	213	263	400	138
SI-S 400/125	290	2120	0.40	498	400	125	213	263	450	179
SI-S 450/126	530	2980	0.51	587	450	126	226	276	500	239
SI-S 500/126	1010	4620	0.62	843	500	126	226	276	550	291
SI-S 550/126	1410	5740	0.75	957	550	126	217	267	600	338
SI-S 600/126	1890	7100	0.87	1071	600	126	217	267	650	390
SI-S 650/126	2230	8940	1.06	1220	650	126	206	256	700	440
SI-S 700/130	2740	10600	1.18	1325	700	130	216	276	750	575
SI-S 800/130	4570	14060	1.56	2098	800	130	216	276	850	747
SI-S 900/132	5940	21220	1.93	2417	900	132	222	282	950	953
SI-S 1000/140	7670	22590	2.24	2658	1000	140	226	316	1050	1402

Figura 49 Scheda tecnica della prima proposta di isolatori elastomerici FIP INDUSTRIALE¹⁹

L'isolatore della prima proposta è stato scelto con i seguenti parametri principali che rispondono ai tre punti del dimensionamento elencati prima:

$$K_e = 0.75 \text{ kN/mm}$$

$$\text{Spostamento} = 250 \text{ mm}$$

$$\frac{K_v}{K_e} = 1276$$

E gli altri parametri dell'isolatore sono:

$$K_v = 957 \text{ kN/mm}$$

Diametro elastomero: 550mm

Spessore totale gomma: 126 mm

$$G_{din} = 0.4 \text{ MPa}$$

Altezza escluse piastre di ancoraggio: 217mm

Altezza totale con piastre di ancoraggio incluse: 267mm

¹⁹ Immagine rielaborata dalle schede tecniche originali dal sito: <https://www.fipindustriale.it/> (ultima consultazione giugno 2018)

Peso isolatore: 338 kg

L'isolatore a scorrimento verrà invece adattato per quanto riguarda lo spostamento che in questo caso è 25 cm. Il modello sarà quindi:

VM 300/500/500

8.3.1 Verifiche della struttura isolata con isolamento della seconda proposta

Gli isolatori a scorrimento sono stati modellati come vincoli avente rigidità orizzontale nulla e con rigidità verticale pari a 957kN/mm, come gli isolatori elastomerici.

Per quanto riguarda la modellazione degli isolatori elastomerici sono stati considerati, come da scheda tecnica, con relativa rigidità verticale e orizzontale. Sono stati altresì inseriti il modulo di elasticità tangenziale G_{din} , altezza totale isolatore, e relative dimensioni geometriche di dettaglio.

Lo smorzamento nella modellazione:

$$\xi = 10\%$$

Il periodo con cui la struttura è stata modellata risulta essere:

$$T_{isolamento} = 2.78 \text{ sec.}$$

Abbassando il periodo di isolamento (da 2.87s a 2.78s), si è aumentata la rigidità che inizialmente si è calcolata, per cui si prende atto del fatto che potrebbero risultare più elementi non verificati a SLV.

Numero dispositivi, isolatori elastomerici:

9 dispositivi

Isolatori a scorrimento:

19 dispositivi

Rigidità totale del sistema di isolamento:

$$K_{esi} = 6750 \text{ kN/m}$$

Dato da 750 kN/m per ogni isolatore elastomerico per 9 isolatori. Per la verifica della struttura isolata si ricorrerà nuovamente al metodo di analisi dinamica lineare.

Per quanto concerne il metodo di analisi sismica, è stata impiegata l'analisi dinamica modale, considerando i primi 8 modi di vibrare della struttura.

Le verifiche allo SLC, SLV e SLD sono state eseguite con il seguente spettro.

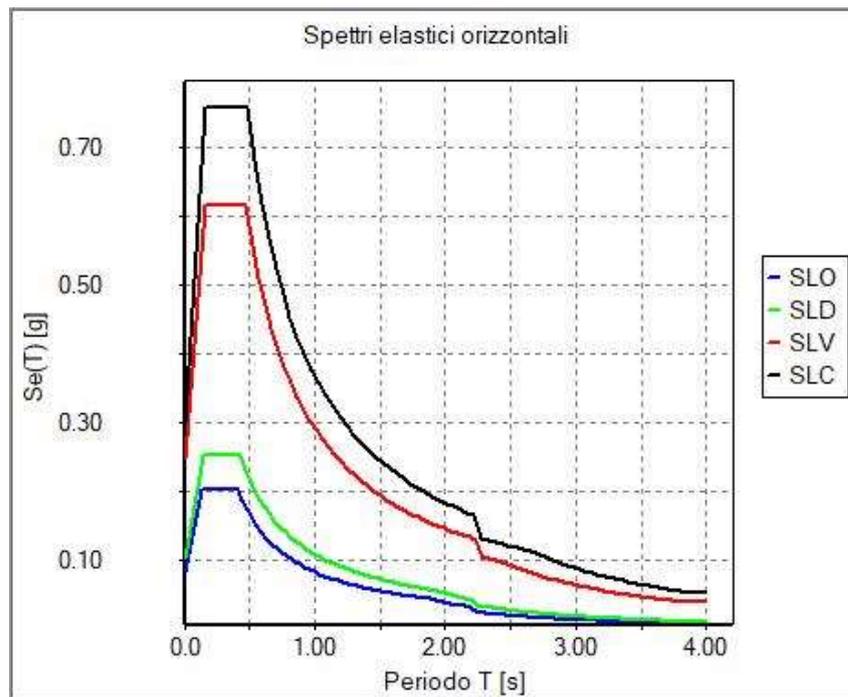


Figura 81 Spettro SLC struttura isolata $q = 1$

Passo 3

SL	ag	S	F ₀	F _v	TB	TC	TD
SLO	0.069	1.200	2.460	0.874	0.136	0.409	1.877
SLD	0.086	1.200	2.450	0.972	0.144	0.431	1.945
SLV	0.207	1.194	2.490	1.530	0.158	0.475	2.429
SLC	0.265	1.132	2.530	1.757	0.162	0.486	2.658

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO	q SLD x	q SLD y	q SLD z	q SLU x	q SLU y	q SLU z
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5

Smorzamento...

Durezza: ND - non dissipativa, B - medio, A - alto

Regolarità: in pianta, in altezza

Edifici fragili: 2.78, 10.0

Esistenti v. fragili: Info...

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Figura 82 Modellazione azione sismica

I risultati dell'analisi modale sono i seguenti:

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO SECONDA PROPOSTA										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.45	2.23	329604.75	40	464119.12	57	0.00	0	9227185.44	10
2	0.45	2.22	463776.93	57	340573.09	42	0.00	0	87541.29	0
3	0.55	1.80	14256.03	1	2788.89	0	0.00	0	81060229.20	89
4	3.64	0.27	0.01	0	253.42	0	0.70	0	4772.18	0
5	4.65	0.21	116.16	0	0.16	0	0.49	0	1.94	0
6	5.77	0.17	0.91	0	22.93	0	1.50	0	17018.50	0
7	17.70	0.06	0.29	0	0.33	0	134597.10	16	3750.24	0
8	22.06	0.05	0.13	0	0.16	0	610872.24	75	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 34.

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO SECONDA PROPOSTA										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.45	2.23	142631.43	17	657107.59	81	0.00	0	4623542.23	5
2	0.45	2.22	656428.85	81	147467.87	18	0.00	0	53360.78	0
3	0.55	1.81	8575.49	1	2905.53	0	0.00	0	84949882.90	94
4	3.63	0.28	2.16	0	246.03	0	0.63	0	7109.53	0
5	4.48	0.22	99.71	0	11.18	0	0.21	0	7029.56	0
6	5.50	0.18	17.55	0	17.91	0	1.71	0	14758.60	0
7	18.91	0.05	0.01	0	0.07	0	328914.26	40	856.69	0
8	23.57	0.04	0.02	0	0.13	0	424712.90	52	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 35.

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO SECONDA PROPOSTA										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.44	2.25	2298.66	0	774568.27	95	0.00	0	2829601.70	3
2	0.45	2.22	805142.56	99	2474.01	0	0.00	0	142825.89	0
3	0.56	1.80	195.82	0	30427.55	3	0.00	0	84379630.07	96
4	3.49	0.29	1.38	0	258.80	0	0.68	0	12992.18	0
5	4.55	0.22	101.93	0	6.77	0	0.37	0	2119.37	0
6	5.92	0.17	17.09	0	15.35	0	2.69	0	17161.44	0
7	16.50	0.06	1.38	0	2.69	0	53542.21	6	1128.70	0
8	21.48	0.05	0.26	0	0.57	0	686224.95	84	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 36.

ANALISI MODALE DELLA STRUTTURA CON ISOLAMENTO SISMICO SECONDA PROPOSTA										
MODO	FREQUENZA	PERIODO	XM efficace x g (Kg)	%	YM efficace x g (Kg)	%	ZM efficace x g (Kg)	%	RZ efficace x g (Kg)	%
1	0.44	2.28	1327.29	0	751730.30	93	0.00	0	25316469.66	27
2	0.45	2.22	806172.06	99	1460.89	0	0.00	0	148640.16	0
3	0.57	1.74	137.12	0	54300.92	6	0.00	0	67156667.68	72
4	3.78	0.26	0.00	0	257.78	0	0.54	0	3.51	0
5	4.51	0.22	102.92	0	0.33	0	0.10	0	5021.76	0
6	6.24	0.16	18.46	0	0.66	0	6.95	0	20864.77	0
7	14.10	0.07	0.96	0	2.08	0	10923.19	1	5811.02	0
8	21.07	0.05	0.04	0	0.11	0	723263.14	89	0.00	0

Tabella di riferimento al baricentro e alla direzione del momento torcente illustrata nella figura 37.

8.3.2 Verifiche dei dispositivi allo SLC, seconda proposta

Verifiche allo SLC come da capitolo “7.10.6.2.2 Verifiche dello SLC” delle NTC 2018, per valutare gli spostamenti massimi degli isolatori.

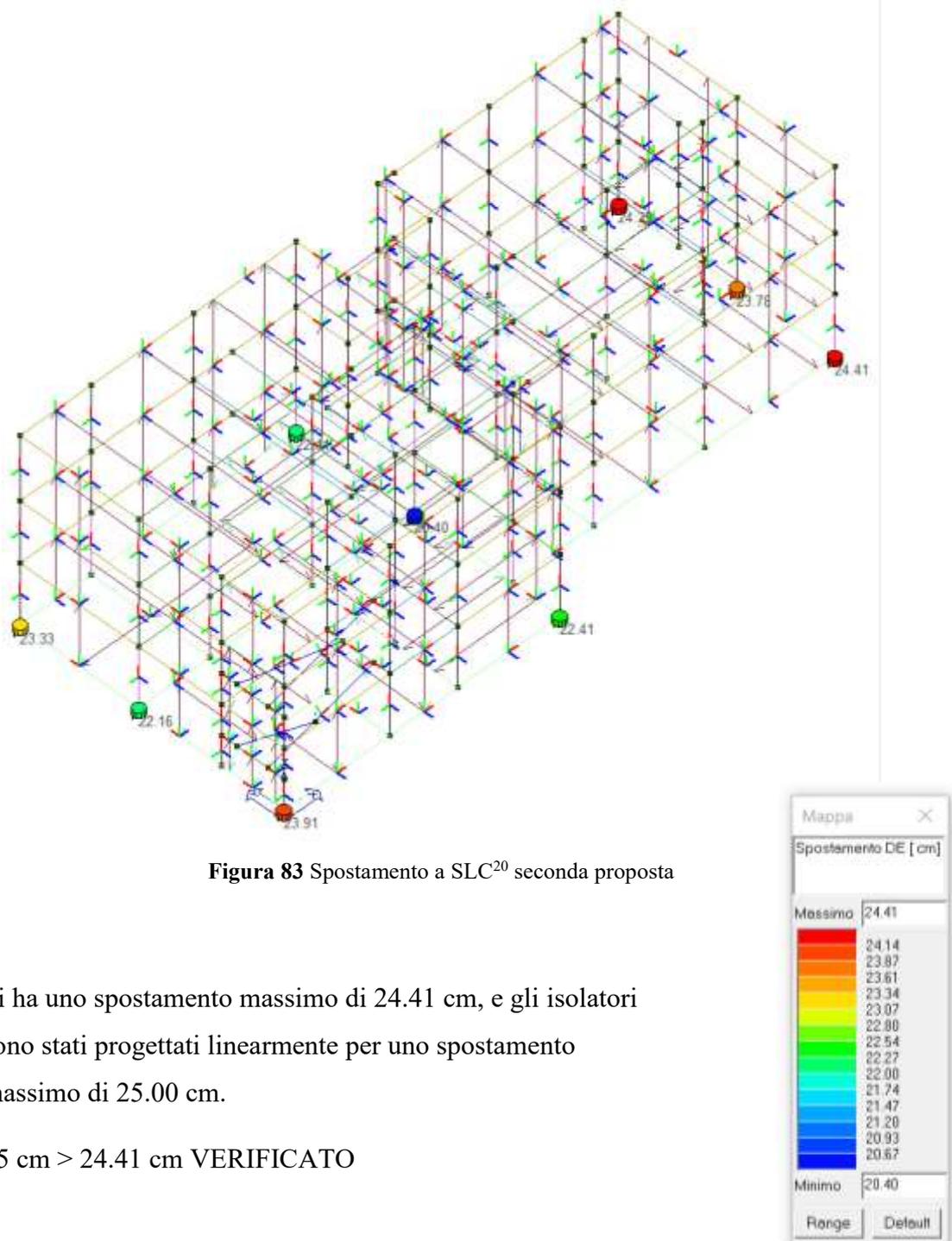


Figura 83 Spostamento a SLC²⁰ seconda proposta

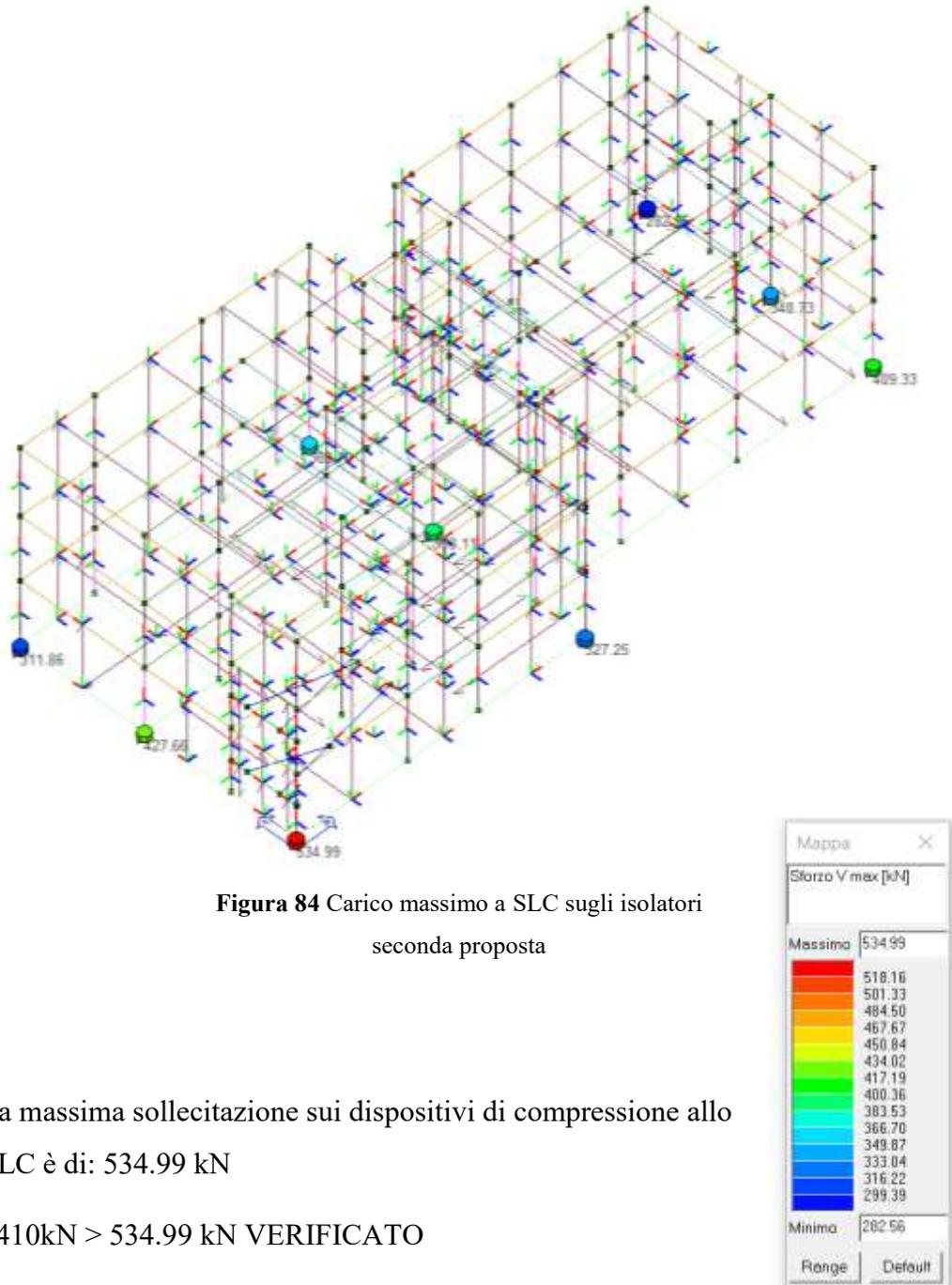
Si ha uno spostamento massimo di 24.41 cm, e gli isolatori sono stati progettati linearmente per uno spostamento massimo di 25.00 cm.

25 cm > 24.41 cm VERIFICATO

²⁰ Gli spostamenti sono espressi in centimetri

- Verifica carico massimo.

Il carico verticale massimo che l'isolatore può sostenere in presenza di sisma allo SLC è di 1260kN, come è possibile notare dalla scheda tecnica resa nota in precedenza.



- Verifica carico minimo.

Verifica dei carichi minimi agenti sugli isolatori. Nessun dispositivo deve risultare in trazione, al massimo può risultare il suo carico verticale può essere = 0, come da capitolo “7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati” delle NTC2018 che afferma che $V \geq 0$ (V è il carico verticale di compressione)

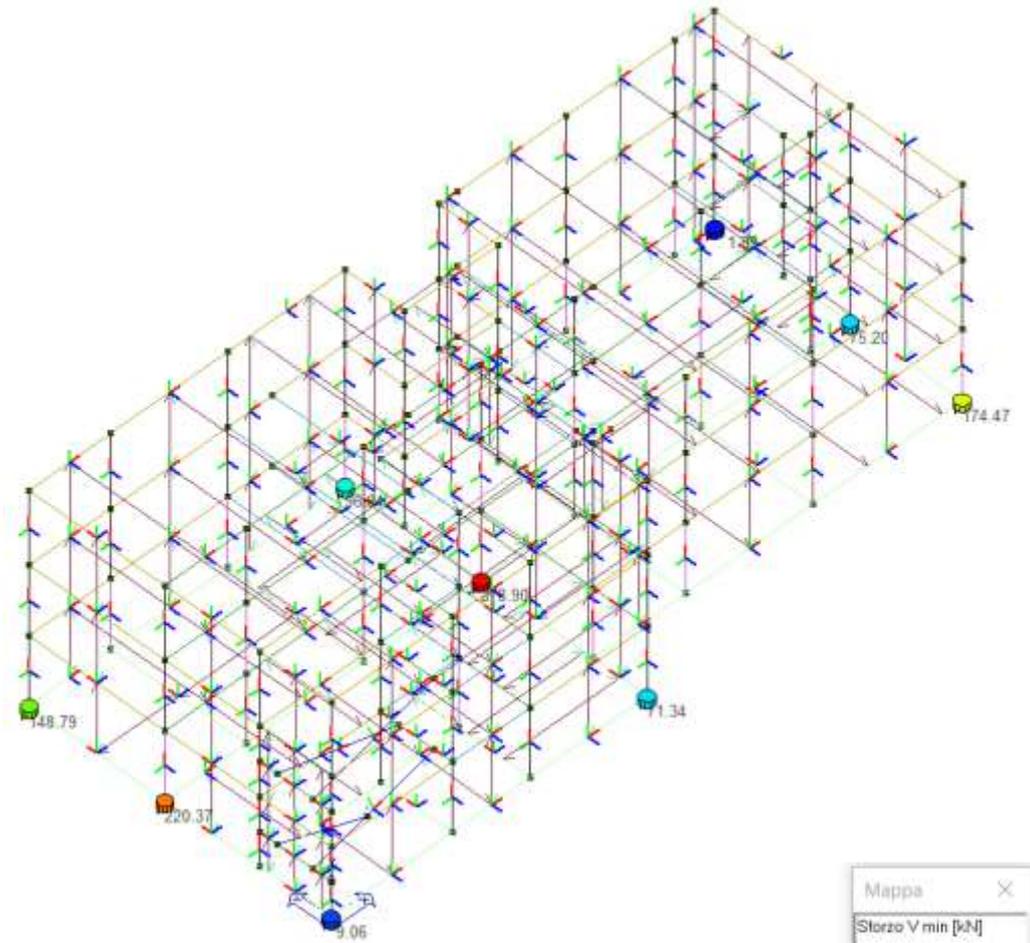


Figura 85 Carico minimo sugli isolatori seconda proposta

Nessun dispositivo risulta in trazione.

Analizzando con il software il dispositivo meno caricato per la sollecitazione di compressione allo stato SLC è di: 1.89kN

1.89kN > 0 kN VERIFICATO

- Verifiche fattori di forma prima proposta:

S1 (fattore di forma primario) il cui valore si consiglia maggiore di 12 per limitare la deformabilità verticale degli isolatori. Il valore è dato dal rapporto tra l'area della superficie comune alla singola piastra di acciaio e allo strato di elastomero depurata da eventuali fori e la superficie laterale libera del singolo strato di elastomero per la parte confinata dalle piastre in acciaio, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (A'/L)

$$S1 = A'/L = 2375.83/120.95 = 19.64 > 12 \text{ VERIFICATO}$$

S2 (fattore di forma secondario) il cui valore si consiglia maggiore di 3 per contenere il problema dell'instabilità dell'isolatore. Il valore è calcolabile dal rapporto tra il diametro della singola piastra di acciaio (nel caso di isolatori circolari) e la somma degli spessori dei singoli strati di elastomero (D/t_e)

$$S2 = D/t_e = 55/12.6 = 4.35 > 3 \text{ VERIFICATO}$$

Per la progettazione degli isolatori sismici è necessario che il valore G_{din} sia compreso tra 0.35 e 150 MPa. Nel nostro caso la casa produttrice FIP INDUSTRIALE S.p.A. dichiara il valore di 0.4 MPa.

$$0.35 < 0.4 < 1.50 \text{ VERIFICATO}$$

In aggiunta le verifiche da soddisfare sono le seguenti:

- Tensione negli inserti in acciaio

$$\sigma_s = 1.3 V (t_1 + t_2) / (A_r t_s) \leq f_{yk}$$

dove:

V carico massimo verticale agente sul singolo isolatore

σ_s è la tensione massima agente sulla generica piastra in acciaio.

t_1 e t_2 spessori elastomeri a contatto con la piastra

t_s Spessore della piastra

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

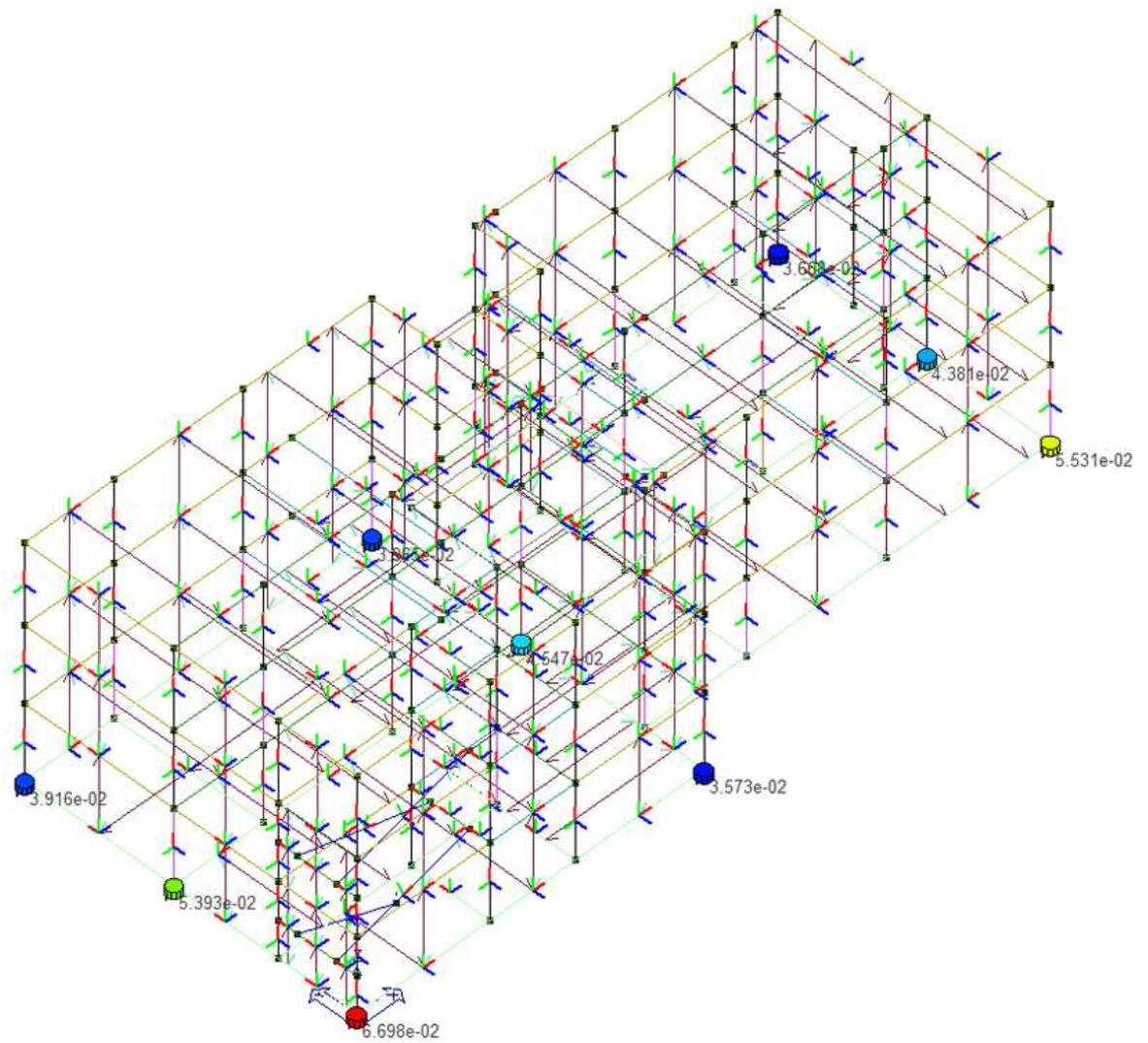
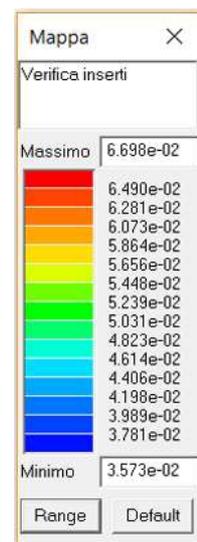


Figura 86 Verifica inserti in acciaio seconda proposta

Nella scala di valori della verifica degli inserti riporta il rapporto tra σ_s e la f_{yk} dell'acciaio.

Se il valore più alto è minore di 1 è verificato.

$$6.698e-02 < 1$$



- Deformazione isolatori

$$\gamma_t \leq 5$$

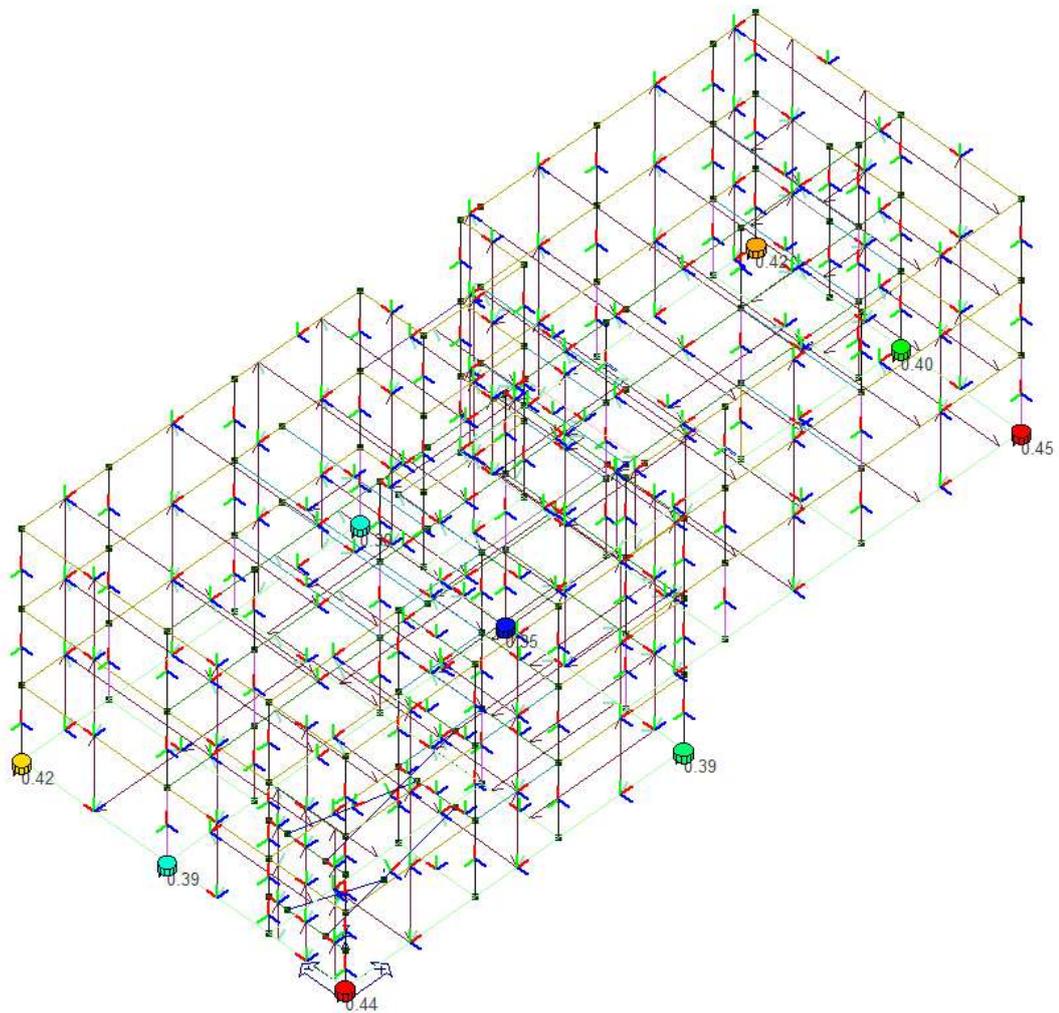
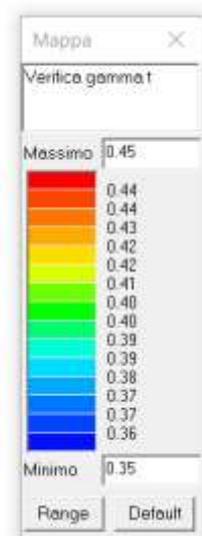


Figura 87 Verifica $\gamma_t < 5$ seconda proposta

Nella verifica γ_t indica il valore della deformazione massima a taglio diviso 5 ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche.

Se il valore più alto è minore di 1 è verificato.

0.45 < 1 VERIFICATO



$$\gamma_s \leq \gamma^* / 1.5 \leq 2$$

Dove:

γ^* è il valore massimo della deformazione a taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero acciaio, senza segni di rottura.

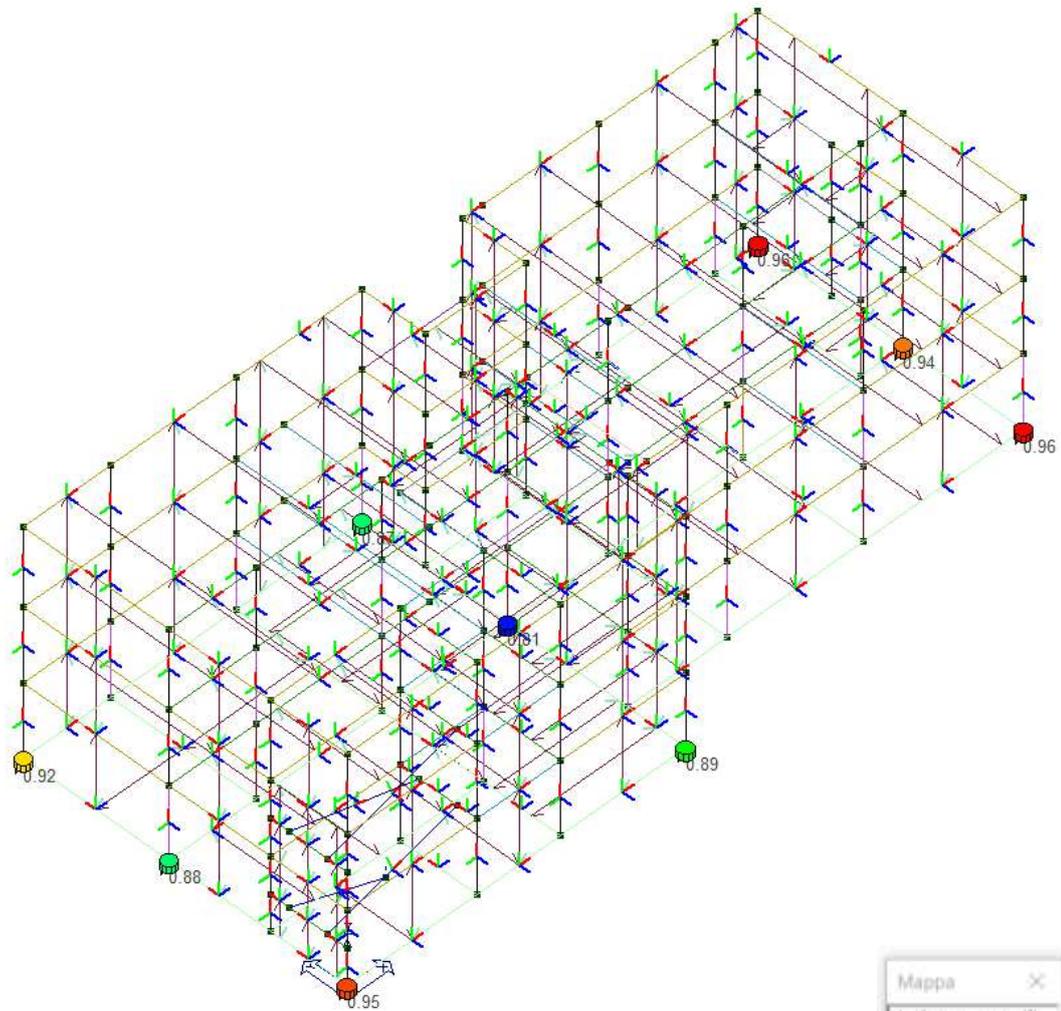
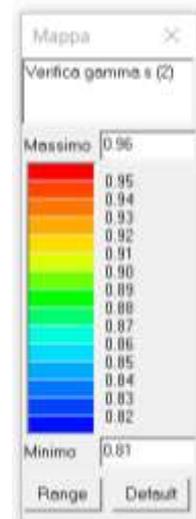


Figura 88 Valore γ_s seconda proposta

Il valore della deformazione a taglio indotta dallo spostamento sismico totale diviso 2 ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche

$$\gamma_s = 0.96$$



- Calcolo del valore γ^*

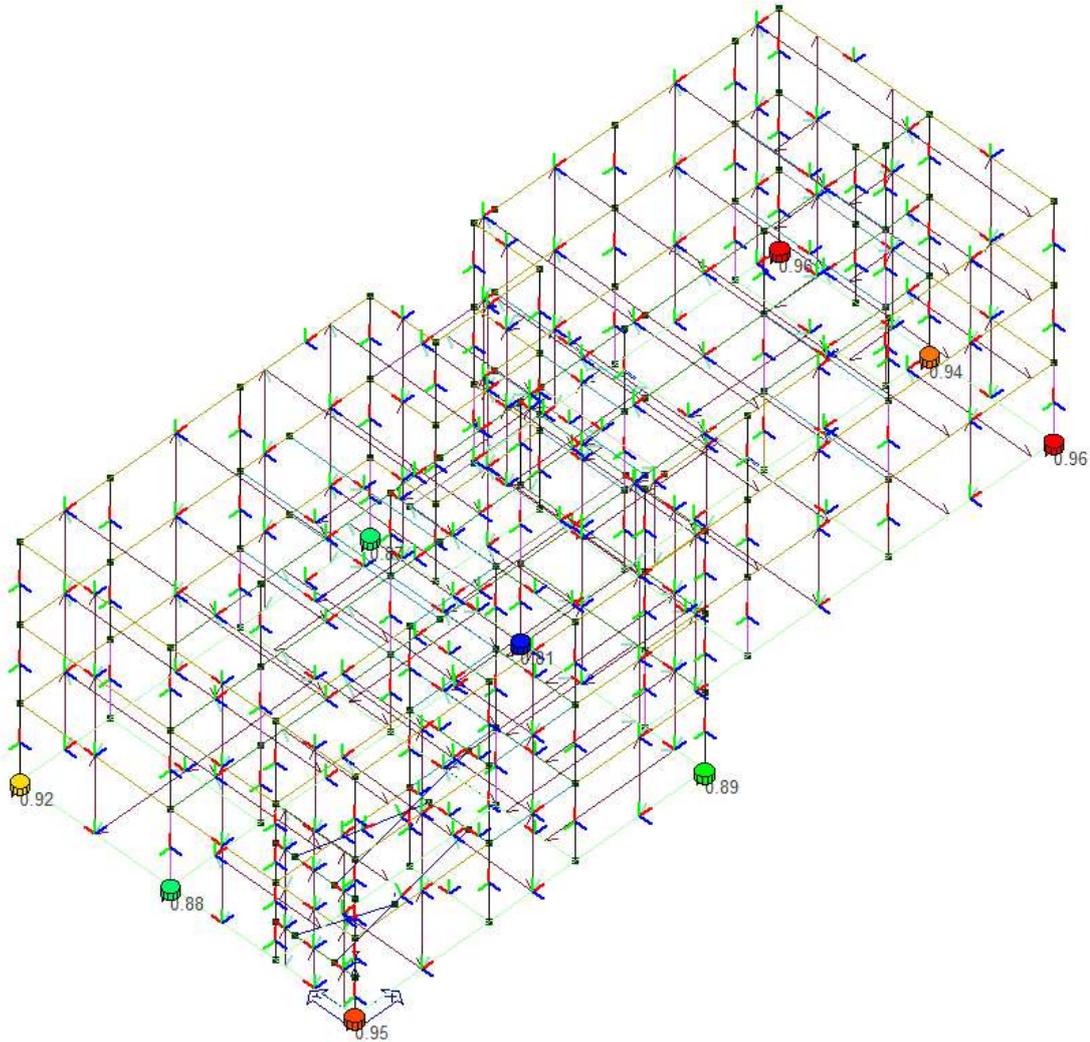


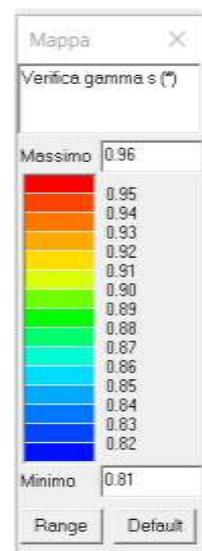
Figura 89 Valore γ^* seconda proposta

La deformazione a taglio indotta dallo spostamento sismico totale amplificato del 50% diviso gamma s (*). Gamma s (*) è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura. Il valore è ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche:

$$\gamma^*/1.5 = 0.96$$

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1.5 \leq 2$$

$$0.96 \leq 0.96 \leq 2 \text{ VERIFICATO}$$



- Instabilità

$$V \leq V_{cr} / 2$$

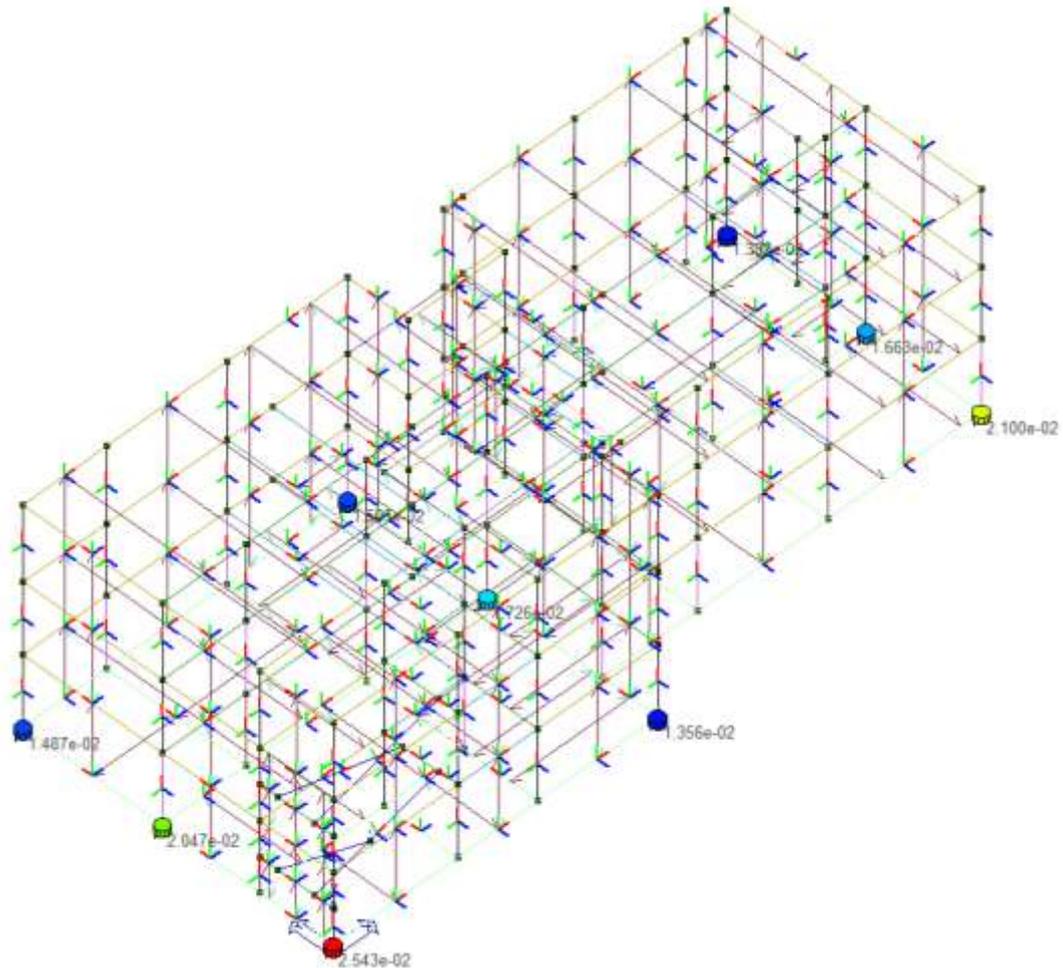


Figura 90 Valore γ^* seconda proposta

Il risultato è il rapporto tra il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore e il carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2 ottenuto considerando tutte le combinazioni sismiche.

Se il valore massimo è minore di 1 è verificato.

$2.543e-02 < 1$ VERIFICATO



8.3.3 Verifiche della sovrastruttura

8.3.3.1 Verifiche delle travi della struttura allo SLV

Le verifiche per la sovrastruttura a SLV come da capitolo “7.10.6.2.1 VERIFICHE DELLO SLV” DELLE NTC 2018, per valutare le verifiche duttili e fragili degli elementi strutturali della sovrastruttura secondo il capitolo “7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO”.

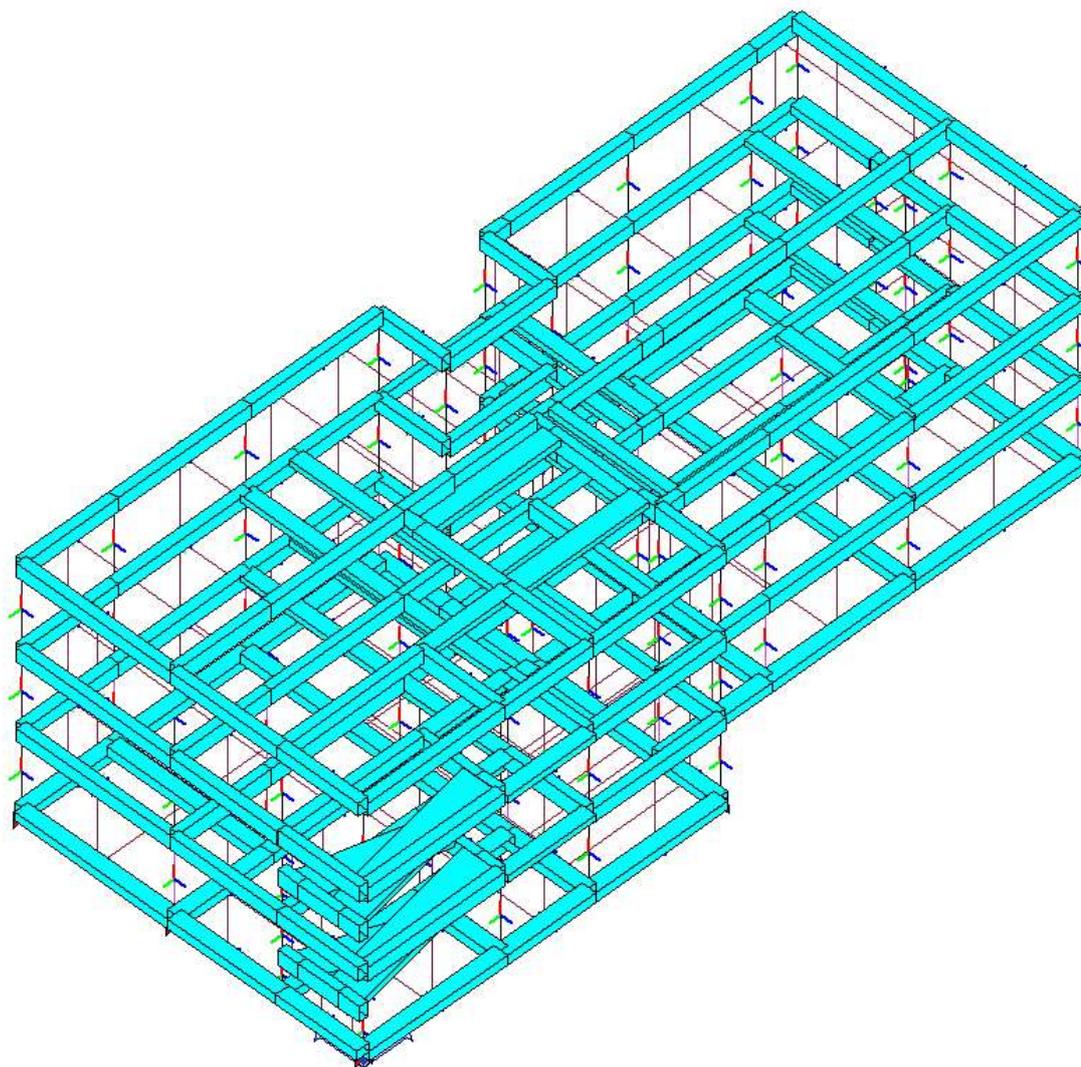


Figura 91 Immagine che raffigura lo stato di verifica a SLV delle travi di tutta la struttura

Gli elementi essendo tutti blu, risultano tutti verificati.

Nelle pagine successive saranno mostrate nel dettaglio tutte le verifiche duttili e fragili svolte.

Verifiche duttili delle travi allo SLV

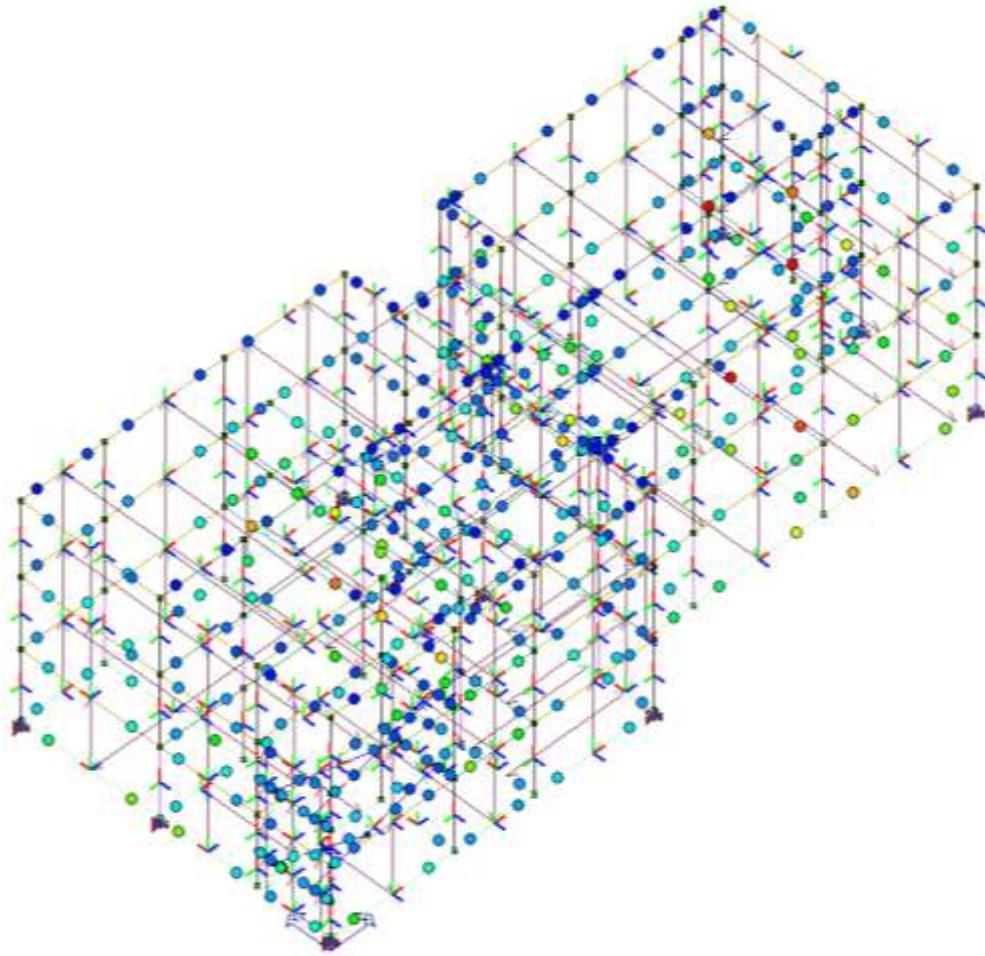
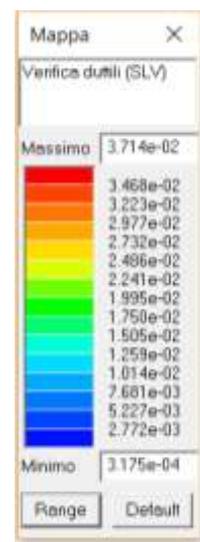


Figura 92 Immagine delle verifiche duttili delle travi seconda proposta

Come spiegato già in precedenza, esibisce i risultati delle verifiche secondo il rapporto resistenza – sollecitazione.

Il valore più alto è: $3.714e-02$

$1 > 3.714e-02$ VERIFICATO



Verifiche fragili delle travi allo SLV

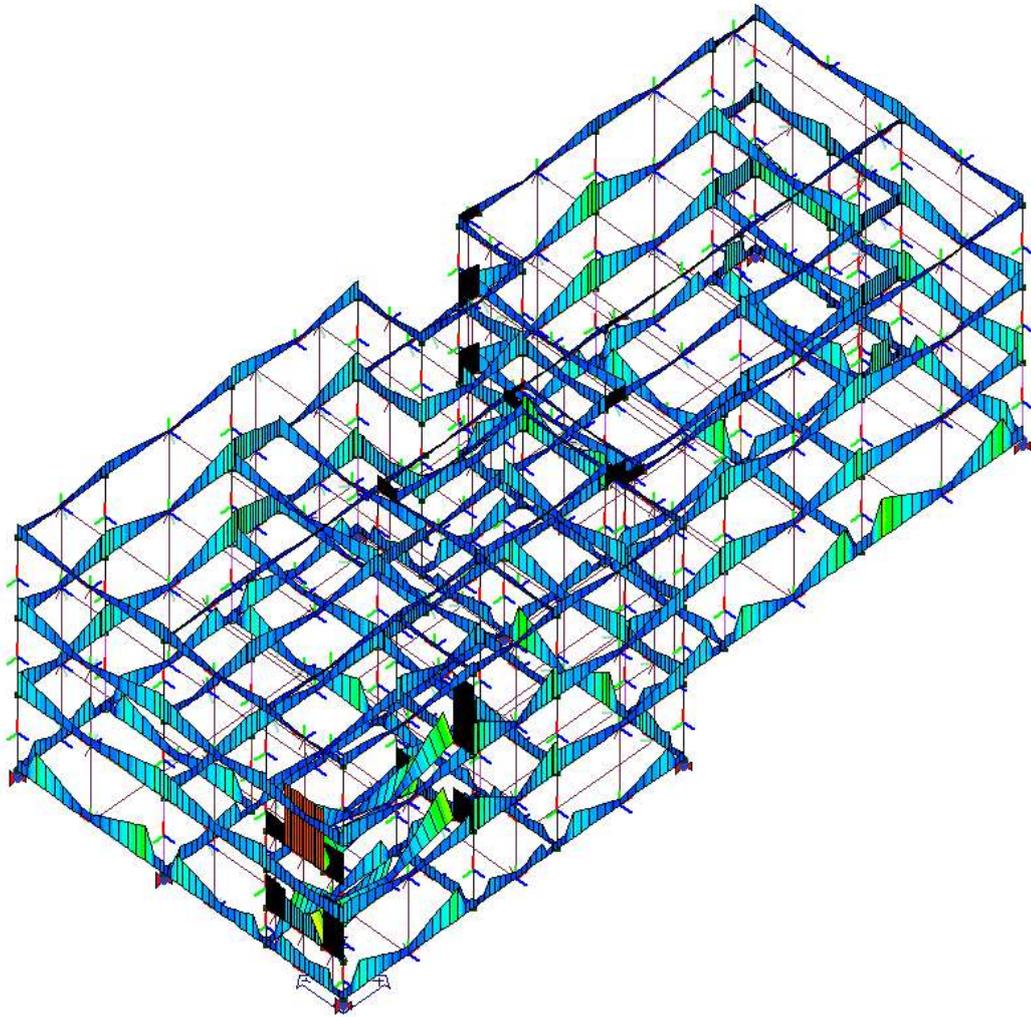
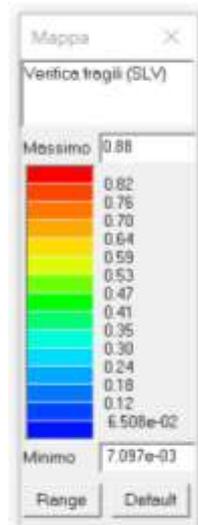


Figura 93 Immagine delle verifiche fragili delle travi seconda proposta

I risultati delle verifiche sono restituiti secondo il rapporto resistenza – sollecitazione.

Il valore più alto è: 0.88

$1 > 0.88$ VERIFICATO



8.3.3.2 Verifiche dei pilastri della struttura allo SLV

Verifiche per la sovrastruttura a SLV eseguite come indicato nel capitolo “7.10.6.2.1 VERIFICHE DELLO SLV” delle NTC 2018, per valutare le verifiche duttili e fragili degli elementi strutturali della sovrastruttura secondo il capitolo “7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO”.

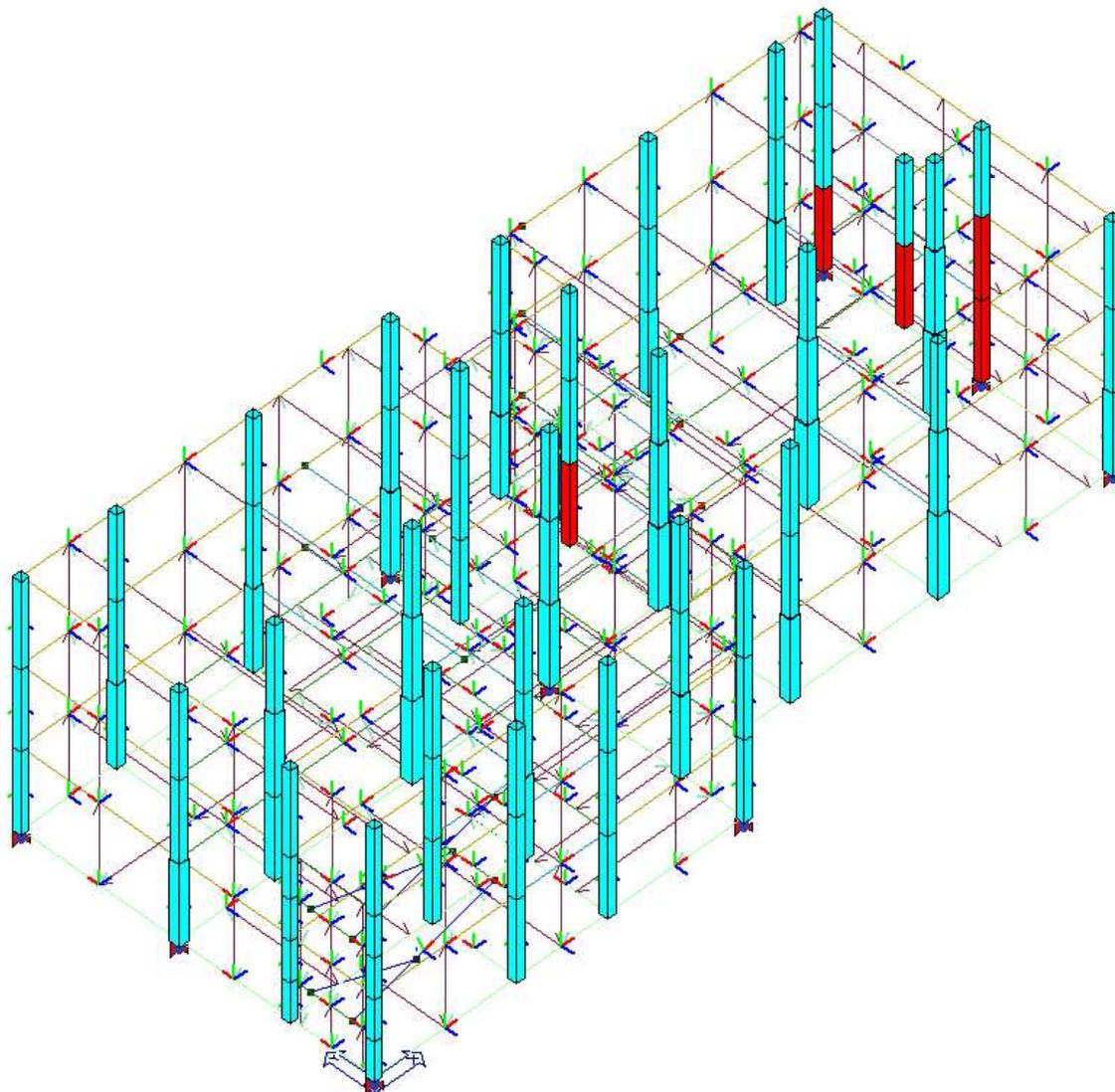


Figura 94 Immagine dello stato di verifica dei pilastri con la seconda proposta di isolamento

Nelle verifiche dei pilastri non risultano verificati un numero limitato di elementi. Si hanno 5 pilastri le cui verifiche sono negative. Negli elaborati successivi

analizzeremo le sollecitazioni agenti e le singole verifiche fatte dal programma per capire l'eventuale problematica che si riscontra nei 5 elementi rossi e successivamente, è possibile pensare ad un ipotetico rinforzo con interventi localizzati.

Avendo imposto un periodo approssimato per eccesso nella prima fase di stima del calcolo dell'accelerazione S_e ($0.29ag$) e successivamente riducendolo ulteriormente (da $2.87s$ a $2.78s$) è comprensibile che ci sia qualche elemento che non verifichi.

Verifiche fragili dei pilastri allo SLV

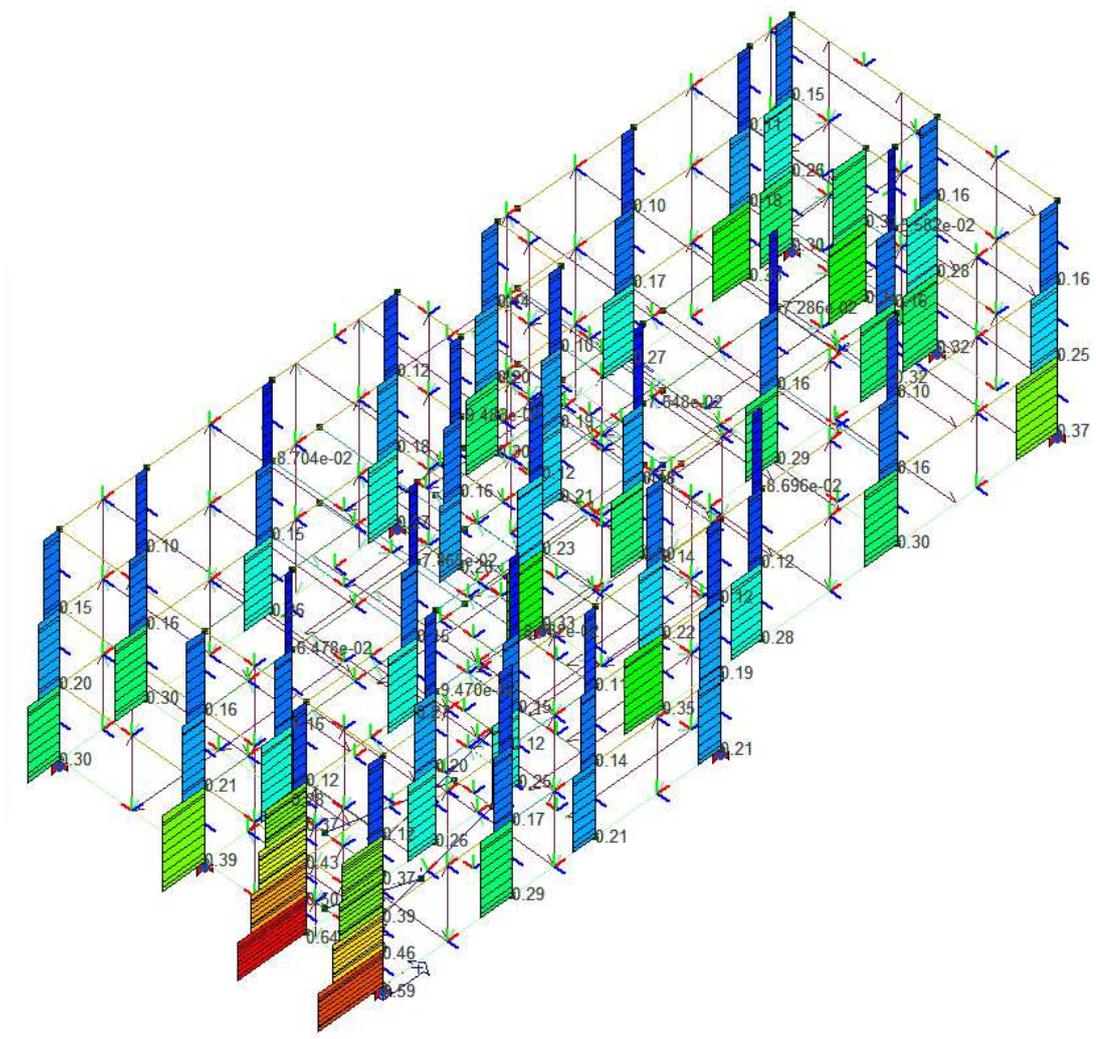
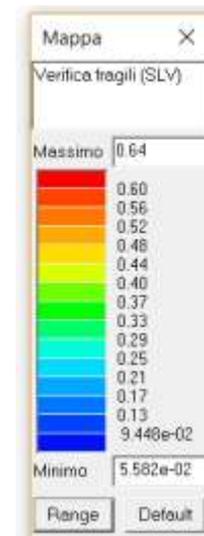


Figura 95 Immagine delle verifiche fragili dei pilastri con la seconda proposta di isolamento

I risultati delle verifiche sono secondo il rapporto resistenza – sollecitazione.

Il valore più alto è: 0.64

$1 > 0.64$ VERIFICATO



Verifiche duttili dei pilastri allo SLV

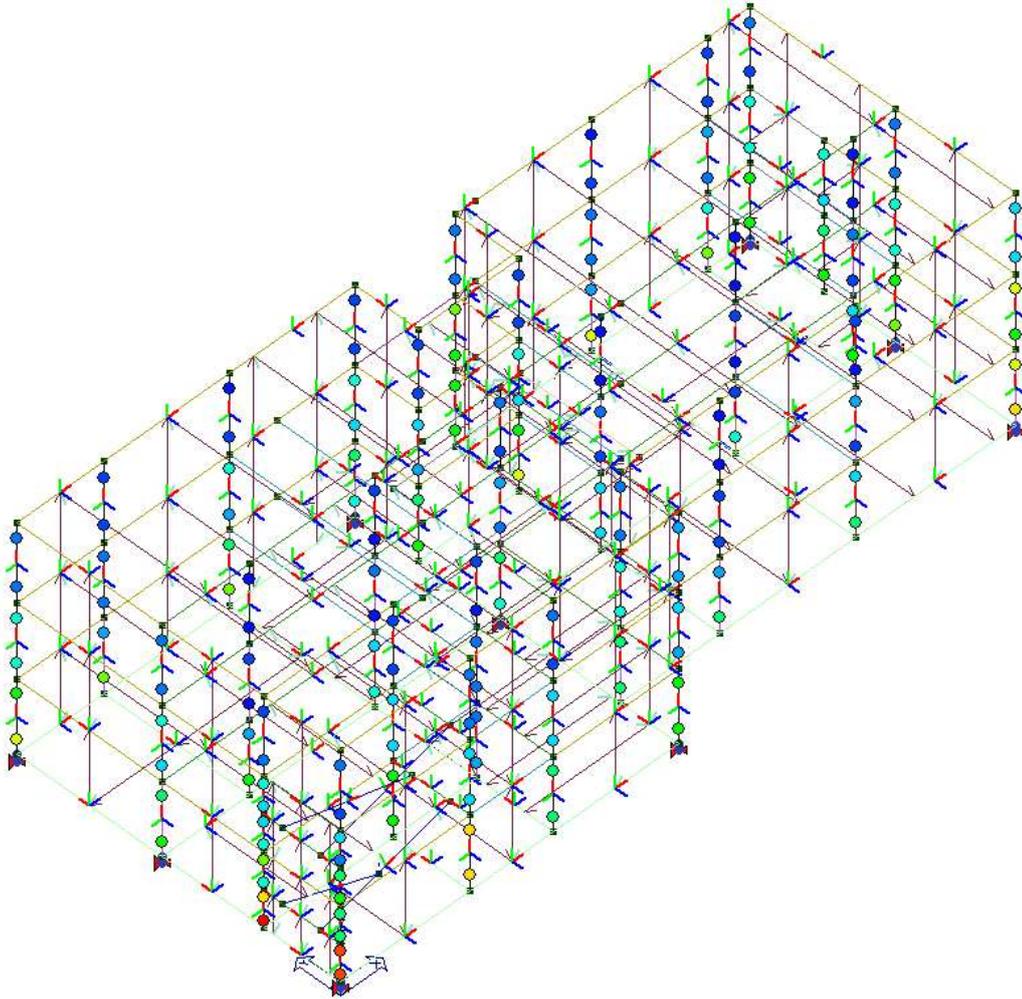
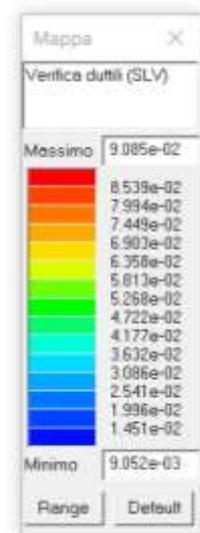


Figura 96 Immagine delle verifiche duttili dei pilastri con la seconda proposta di isolamento

I risultati delle verifiche sono rappresentati secondo il rapporto resistenza – sollecitazione.

Il valore più alto è: $9.085e-02$

$1 > 9.085e-02$ VERIFICATO



Verifica dei Nodi dei pilastri

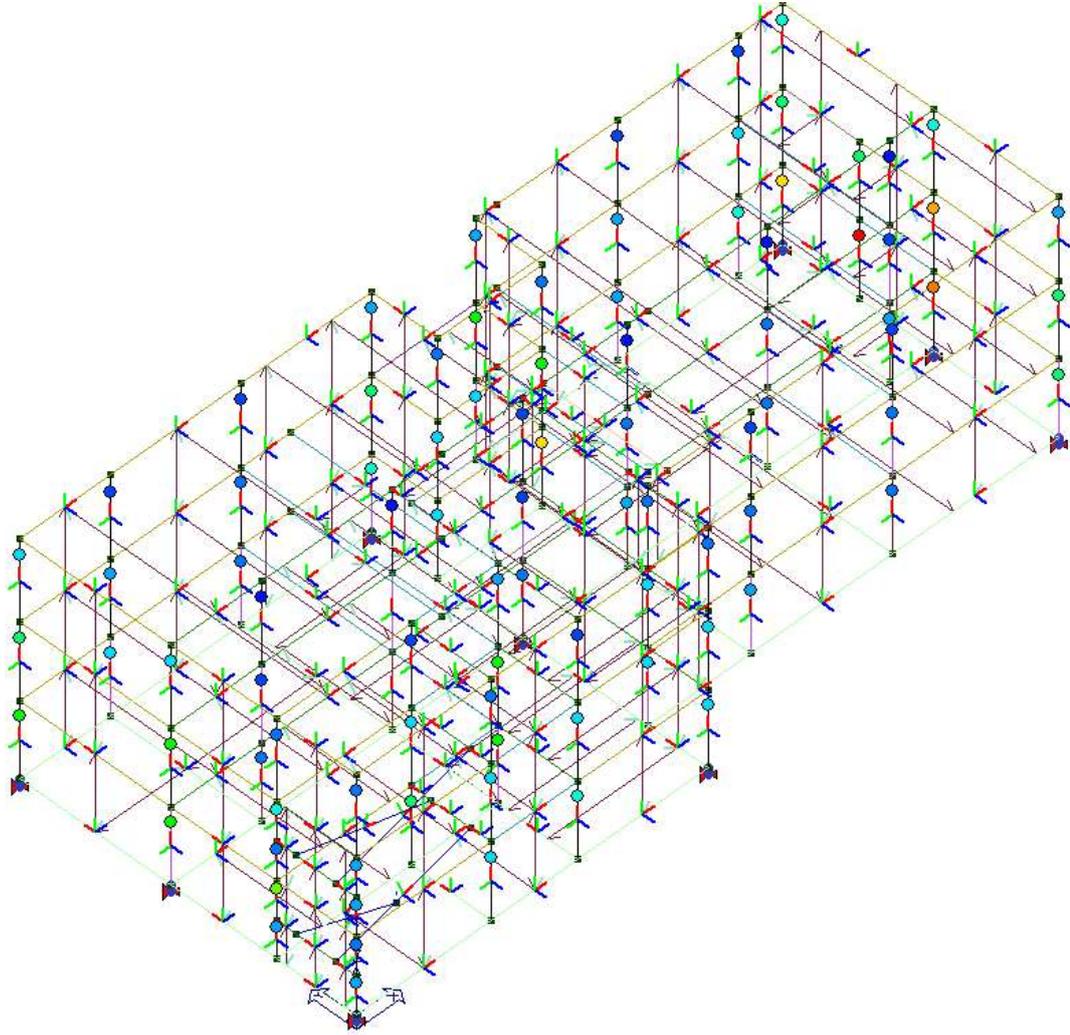


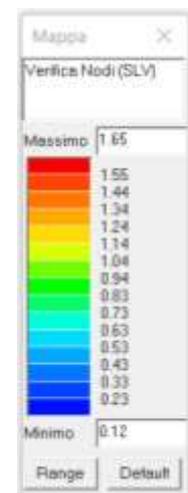
Figura 97 Immagine della verifica dei nodi dei pilastri con la seconda proposta di isolamento

I risultati delle verifiche secondo il rapporto resistenza – sollecitazione.

Il valore più alto è: 1.65

$1 < 1.65$ NON VERIFICATO

verifica fatta a trazione e compressione del nodo, ne viene riportata la più sfavorevole



8.3.3.3 Verifiche della struttura a SLD

Verifica SLD, come da capitolo “7.10.6.1 Verifiche degli stati limite di esercizio” nel quale si afferma che la verifica allo SLD deve essere positiva per i 2/3 degli spostamenti indicati per lo SLD nel capitolo “7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST), e quindi verificata allo SLO.

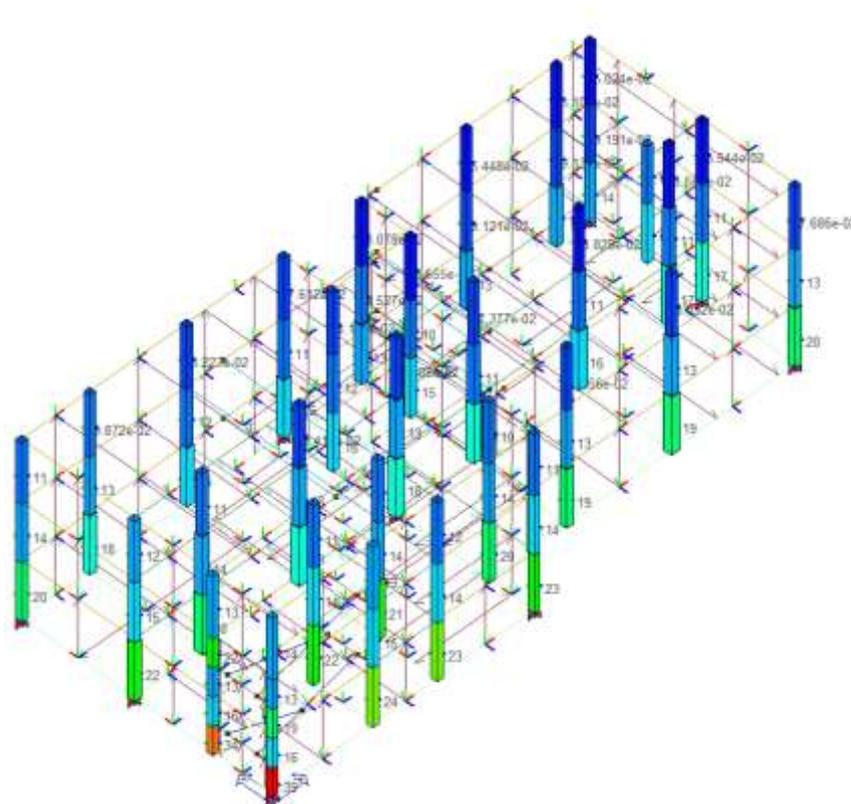
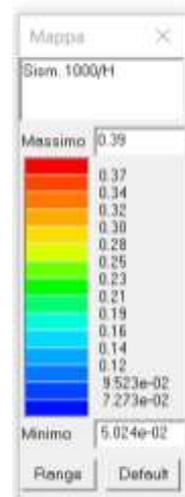


Figura 98 Immagine della verifica degli spostamenti di interpiano con la seconda proposta di isolamento

Il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano.

I valori sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura.

Nella pagina successiva ci saranno i riferimenti normativi e il commento degli esiti della verifica.



La verifica dello SLD per le strutture isolate si collega al capitolo “7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)” delle NTC2018, affermando che gli spostamenti di interpiano devono essere minori dei allo stato limite di operatività SLO. Nel capitolo “7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)” delle NTC2018 viene riportato quanto segue:

“ [...]”

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 h \text{ per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 h \text{ per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

[...]

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature;

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

[...]”

Quindi per la struttura in esame, Classe d'uso III il limite di spostamento corrisponde a:

$$\frac{h}{1000} \times 5 \times 2/3$$

Per cui, nella scala di colori, i valori sono normalizzati e risultano verificati se minori del quantitativo di cui si deve moltiplicare la millesima parte dell'altezza.

In altre parole, in una verifica a SLD con Classe d'uso I e II il valore deve essere minore di 5.

Considerato che si sta analizzando una struttura con classe d'uso III, il valore 5 deve essere considerato per 2/3.

$$5 \times (2/3) = 3.33$$

Quindi il valore più alto nella scala di colori deve essere inferiore a 3.33.

0.39 < 3.33 VERIFICATO

Analizzando gli spostamenti quantitativamente si ha:

Lo spostamento massimo ammesso dalla normativa:

$$0.005 \times \text{dell'altezza del piano} \rightarrow 0.005 \times 300 \text{ cm} = 1.5 \text{ cm}$$

$$2/3 \times 1.5 \text{ cm} = 1 \text{ cm}$$

Nella struttura in esame isolata si ha uno spostamento di interpiano, ricavabile dalla proporzione:

$$\text{Spostamento} = \frac{0.39 \times 300}{1000} = 0.117 \text{ cm};$$

0.117 cm < 1 cm VERIFICATO

8.4 Conclusioni sulla seconda proposta

È stato possibile notare come variando leggermente la rigidezza orizzontale di ognuno dei nove isolatori da 0.75 kN/mm a 0.74 kN/mm, lo spostamento di progetto a SLC si sia ridotto da 26.90 cm a 24.41 cm. Si può ritenere soddisfacente la differenza che intercorre tra lo spostamento massimo di 25 cm e quello di progetto di 24.41 cm.

9. SCELTA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO TRA LE DUE PROPOSTE

Riepilogando, si sono attuati due sistemi di isolamento con rigidezza e periodo poco differenti tra loro, infatti i risultati delle verifiche risultano vicini come valori e riportano gli stessi esiti, con spostamenti leggermente differenti.

La modellazione lineare dell'isolatore sismico è un processo che si ottiene in modo iterativo facendo coincidere lo spostamento di progetto con lo spostamento da scheda tecnica dell'isolatore. Sebbene FIP INDUSTRIALE s.p.a. abbia confermato che la rigidezza rimane praticamente costante nei tratti compresi tra 1 e 2 di gamma (figura 54 e 55), si è optato per l'utilizzo della seconda proposta di isolamento. È stato quindi scelto il modello con un periodo di 2.78 secondi e con una rigidezza di 750 kN/m per ogni singolo isolatore e con spostamento 250mm.

L'isolatore con spostamento massimo di 350 mm è stato ritenuto non idoneo per via dell'eccessiva incongruenza tra lo spostamento massimo dell'isolatore e lo spostamento di progetto allo stato limite di collasso. Lo spostamento di 350 mm risulta non ottimale al fine di garantire la rigidezza dichiarata dalle schede tecniche in quanto è possibile notare dal diagramma isteretico dell'isolatore elastomerico (figura 54) la variazione della rigidezza in funzione dello spostamento.

La scelta dell'isolatore con spostamento massimo di 25cm è stata preferita perché comparati gli spostamenti 25cm e 24.41 cm, risulta esserci un basso margine di differenza (0.59 cm) che garantisce una più fedele modellazione della rigidezza dichiarata da produttori tramite la scheda tecnica.

Tutte le verifiche dei dispositivi sono risultate soddisfatte.

Tutte le verifiche delle travi sono altresì risultate soddisfatte.

Cinque pilastri non risultano verificati in entrambi i casi e necessitano di un rinforzo. Per il rinforzo di ogni pilastro si rimanda al capitolo successivo.

10. PROGETTO DEI RINFORZI PER I PILASTRI NON VERIFICATI

Come si è potuto notare in figura 58, ci sono quattro elementi che non risultano verificati.

Andando ad analizzare i singoli elementi che non risultano verificati è possibile capire che il problema è legato alla loro verifica ai nodi.

La verifica che non risulta soddisfatta nei nodi è quella a trazione, eseguita secondo la formula 8.7.2.2 della circolare D.M.14/01/2008, visto che la circolare delle nuove NTC2018 non è ancora stata pubblicata perché in fase di redazione.

Le formule di verifica del nodo trave-pilastro espresse dalla circolare sono:

- 1) Formula per la verifica a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_x} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_x}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_x}\right)^2} \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (8.7.2.2)$$

- 2) Formula per la verifica a compressione

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_c \quad (8.7.2.3)$$

Nella circolare viene affermato quanto segue:

“ [...]”

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, Vn indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, Ag indica la sezione orizzontale del nodo. Le resistenze dei materiali sono

ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

[...]"

Gli elementi non verificati verranno nominati secondo il seguente schema, per un'analisi delle sollecitazioni individuale:

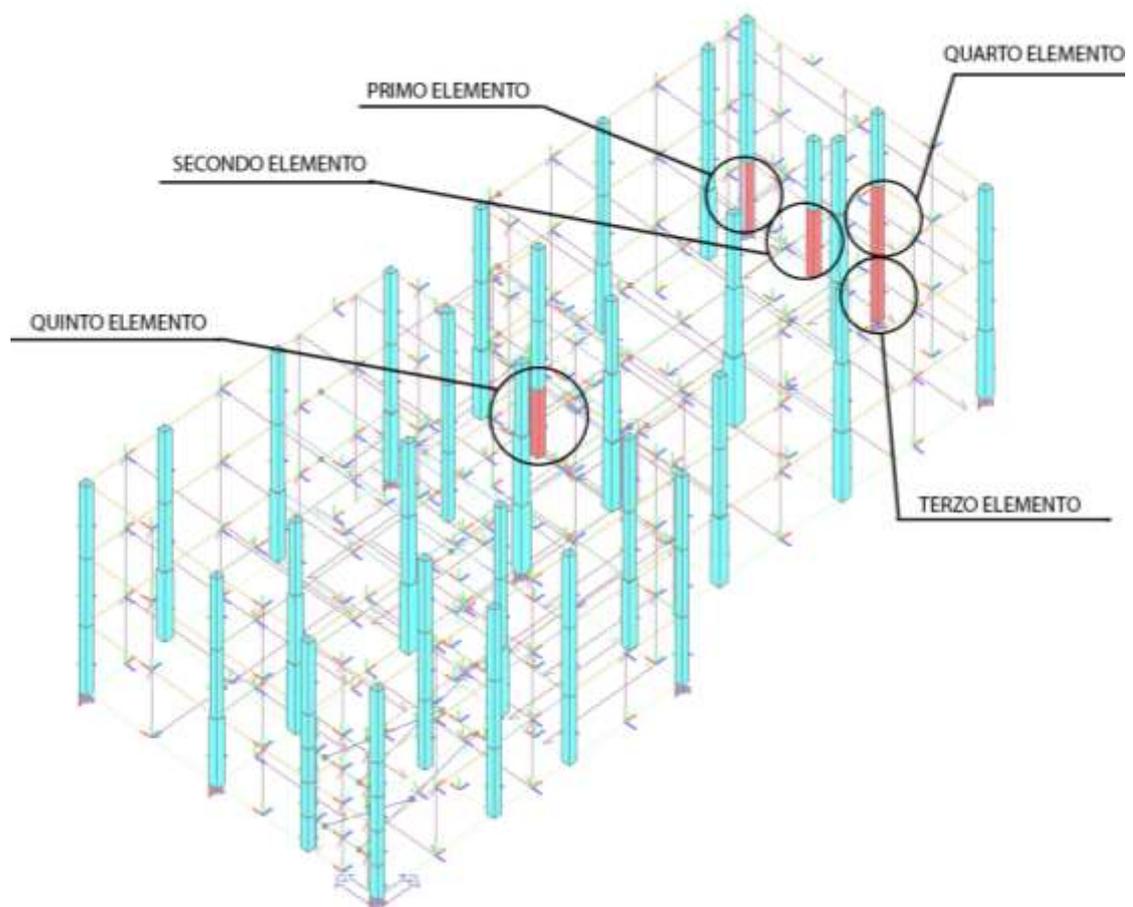


Figura 99 Elementi non verificati

Primo elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V:OK (verifica)
 - Stato pilastro G:OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V:OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.60 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -138.67 -27.70 7.24
 - Verifica (compress.): 0.23 in cmb: 23 per N = -157.60
 - Rapporto snellezza: 0.49
 - Sovreresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.17 in cmb: 29 (T/V2/V3) = 0.60 -5.45 21.16
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 3.100e-02 2.920e-02 0.11
 - Verifica acciaio = 0.34 in cmb: 23 (Vrzd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 189.03 71.75 0.64 2.50 1.12
 - (Vrzd,Vrsd,V3) = 189.03 71.75 21.18
 - (Trzd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.60
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.16 0.19 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 9.887e-02 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD:OK (verifica)
 - Stato D2 SLV:NO (non verifica)
 - Stato D2 SLC:OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d): 4.096e-02 in cmb: 61 (Ry,Lv,Cy) = 8.168e-03 153.64 9.878e-05
 - SLD J (d): 3.846e-02 in cmb: 61 (Ry,Lv,Cy) = 7.918e-03 146.36 9.831e-05
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d): 4.937e-02 in cmb: 29 (Ru,Lv,Cu) = 1.526e-02 148.43 6.710e-04
 - SLV J (d): 4.987e-02 in cmb: 29 (Ru,Lv,Cu) = 1.574e-02 151.57 6.875e-04
 - SLV (f): 0.30 in cmb: 23 (V2,V3,rol,roJ) = 0.54 -17.85 0.0 0.0
 - SLV (n+): 1.14 in cmb: 29 (V3 Va N) = 18.95 -168.61 80.36 (Non confinato)
 - SLV (n-): 0.31 in cmb: 29 (V3 Va N) = 18.95 -168.61 80.36 (Non confinato)

Figura 100 Stati di verifiche del primo elemento

Analizzando le singole verifiche svolte dal programma, si è notato come la verifica SLV (n+) sia maggiore di 1 (1.14), in quanto la sollecitazione è maggiore della resistenza. La verifica SLV (n+) indica la verifica del nodo a trazione.

Secondo elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V:OK (verifica)
 - Stato pilastro G:OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V:OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.82 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -65.57 -32.04 2.05
 - Verifica (compress.): 0.21 in cmb: 28 per N = -145.14
 - Rapporto snellezza: 0.49
 - Sovreresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.17 in cmb: 29 (T/V2/V3) = 0.46 -1.47 23.83
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 2.399e-02 8.284e-03 0.13
 - Verifica acciaio = 0.37 in cmb: 26 (Vrzd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 186.44 71.75 0.32 2.50 1.11
 - (Vrzd,Vrsd,V3) = 186.44 71.75 24.47
 - (Trzd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.44
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 8.985e-02 0.11 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 6.270e-02 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD:OK (verifica)
 - Stato D2 SLV:NO (non verifica)
 - Stato D2 SLC:OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d): 3.826e-02 in cmb: 58 (Ry,Lv,Cy) = 8.192e-03 153.41 9.925e-05
 - SLD J (d): 3.604e-02 in cmb: 58 (Ry,Lv,Cy) = 7.960e-03 146.59 9.888e-05
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d): 4.947e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 1.847e-02 152.60 8.209e-04
 - SLV J (d): 4.584e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 1.863e-02 147.40 8.449e-04
 - SLV (f): 0.34 in cmb: 26 (V2,V3,rol,roJ) = -0.27 20.63 0.0 0.0
 - SLV (n+): 1.65 in cmb: 29 (V3 Va N) = 22.32 -212.17 52.52 (Non confinato)
 - SLV (n-): 0.35 in cmb: 29 (V3 Va N) = 22.32 -212.17 52.52 (Non confinato)

Figura 101 Stati di verifiche del secondo elemento

Analizzando i valori, si è notato come anche qui la verifica SLV (n+) sia maggiore di 1 (1.65), in quanto la sollecitazione è maggiore della resistenza. Anche in questo caso si è riscontrato il problema del nodo a trazione.

Terzo elemento:

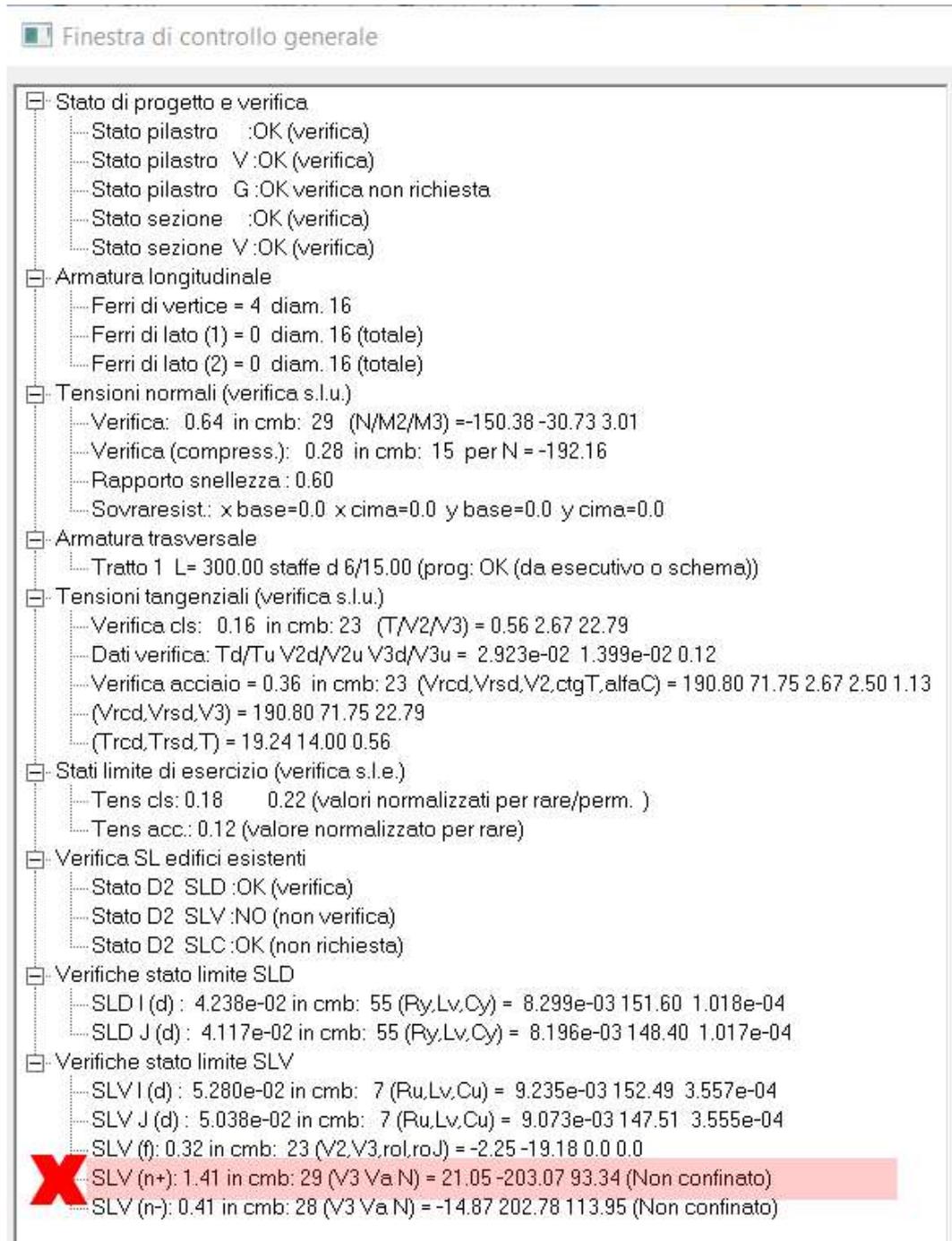


Figura 102 Stati di verifiche del terzo elemento

Si sono trovati problemi nella verifica a trazione del nodo anche qui avendo un valore maggiore di 1 (1.41).

Quarto elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V:OK (verifica)
 - Stato pilastro G:OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V:OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.56 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -93.34 -23.62 3.56
 - Verifica (compress.): 0.16 in cmb: 16 per N = -114.85
 - Rapporto snellezza: 0.48
 - Sovreresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.15 in cmb: 29 (T/V2/V3) = 0.38 -2.98 21.05
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 1.958e-02 1.649e-02 0.12
 - Verifica acciaio = 0.32 in cmb: 29 (Vrzd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 180.52 71.75 2.98 2.50 1.07
 - (Vrzd,Vrsd,V3) = 180.52 71.75 21.05
 - (Trzd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.38
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.13 0.16 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 8.090e-02 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD:OK (verifica)
 - Stato D2 SLV:NO (non verifica)
 - Stato D2 SLC:OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d): 3.882e-02 in cmb: 61 (Ry,Lv,Cy) = 7.786e-03 143.74 9.746e-05
 - SLD J (d): 4.372e-02 in cmb: 61 (Ry,Lv,Cy) = 8.132e-03 156.26 9.704e-05
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d): 3.670e-02 in cmb: 29 (Ru,Lv,Cu) = 1.880e-02 142.21 8.720e-04
 - SLV J (d): 4.147e-02 in cmb: 29 (Ru,Lv,Cu) = 2.036e-02 157.79 9.029e-04
 - SLV (f): 0.28 in cmb: 29 (V2,V3,rol,roJ) = 2.38 -16.84 0.0 0.0
 - SLV (n+): 1.25 in cmb: 29 (V3 Va N) = 11.41 -161.00 52.01 (Non confinato)
 - SLV (n-): 0.29 in cmb: 29 (V3 Va N) = 11.41 -161.00 52.01 (Non confinato)

Figura 103 Stati di verifiche del quarto elemento

Si sono riscontrati problemi nella verifica a trazione del nodo avendo un valore maggiore di 1 (1.25).

Quinto elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - ...Stato pilastro :OK (verifica)
 - ...Stato pilastro V:OK (verifica)
 - ...Stato pilastro G:OK verifica non richiesta
 - ...Stato sezione :OK (verifica)
 - ...Stato sezione V:OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - ...Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - ...Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - ...Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - ...Verifica: 0.43 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -131.96 -19.78 2.64
 - ...Verifica (compress.): 0.33 in cmb: 28 per N = -229.86
 - ...Rapporto snellezza: 0.65
 - ...Sovreresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - ...Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - ...Verifica cls: 0.13 in cmb: 28 (T/V2/V3) = -0.42 7.06 -14.81
 - ...Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 2.205e-02 3.554e-02 7.460e-02
 - ...Verifica acciaio = 0.24 in cmb: 26 (Vrcd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 197.18 71.75 2.10 2.50 1.17
 - ...(Vrcd,Vrsd,V3) = 197.18 71.75 14.93
 - ...(Trcd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.44
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - ...Tens cls: 0.20 0.24 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - ...Tens acc.: 0.13 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - ...Stato D2 SLD:OK (verifica)
 - ...Stato D2 SLV:NO (non verifica)
 - ...Stato D2 SLC:OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - ...SLD I (d): 2.931e-02 in cmb: 48 (Ry,Lv,Cy) = 8.601e-03 157.84 1.033e-04
 - ...SLD J (d): 2.537e-02 in cmb: 48 (Ry,Lv,Cy) = 8.089e-03 142.16 1.031e-04
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - ...SLV I (d): 5.949e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 1.012e-02 158.85 3.882e-04
 - ...SLV J (d): 5.012e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 9.549e-03 141.15 3.890e-04
 - ...SLV (f): 0.21 in cmb: 26 (V2,V3,rol,roJ) = -1.80 12.82 0.0 0.0
 - ...SLV (n+): 1.24 in cmb: 29 (V3 Va N) = 12.68 -171.93 80.37 (Non confinato)
 - ...SLV (n-): 0.33 in cmb: 23 (V3 Va N) = 12.69 -171.55 84.85 (Non confinato)

Figura 104 Stati di verifiche del quinto elemento

Ugualmente si sono trovati problemi nella verifica a trazione del nodo avendo un valore maggiore di 1 (1.24).

Avendo controllato manualmente le verifiche dei nodi e avendo constatato che le verifiche non risultano soddisfatte, per completare l'adeguamento sismico della struttura si opta quindi per la progettazione e verifica dei rinforzi da applicare localmente. Esistono diverse tecniche di rinforzo degli elementi danneggiati e/o da adeguare sismicamente. Nella pratica professionale, i principali metodi di rinforzo locali, e quindi dei nodi non confinati sono:

- Incamiciatura in acciaio;
- Incamiciatura in cemento armato con ingrandimento della sezione resistente;
- Utilizzo di materiali FRP (Fibro-rinforzati);
- Inserimento di piastra in acciaio nella parte scoperta del nodo.

Nel progetto che si sta svolgendo, sarà utilizzato come intervento di rinforzo locale l'inserimento della piastra nel nodo, nella parte dove non risiede alcuna trave.

Nella progettazione del piatto di acciaio che verrà inserito si può solo fare riferimento a: "LINEE GUIDA PER LA RIPARAZIONE ED IL RAFFORZAMENTO DI ELEMENTI STRUTTURALI, TAMPONATURE E PARTIZIONI" della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), che introduce la seguente formula per lo studio del rinforzo.

$$\sigma_w = \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g} - \frac{\sigma_w}{2}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_g}\right)^2} - \left(\frac{N}{2 \cdot A_g} + \frac{\sigma_w}{2}\right) \leq 0.3 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

dove:

$$\sigma_w = \frac{A_{sb} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{pe}} \text{ ed } A_g = h_{pe} \cdot b_j \text{ da cui si ha } \sigma_w = -1.24 < 0.81 \text{ N/mm}^2.$$

Figura 113 Formule reperite da stralci di immagini delle linee guida precedentemente descritte

Nel documento: INTEGRAZIONE SUL METODO CAM ALLA BOZZA - AGOSTO 2009, riferito alle: "LINEE GUIDA PER LA RIPARAZIONE ED IL RAFFORZAMENTO DI ELEMENTI STRUTTURALI, TAMPONATURE E PARTIZIONI" vengono riportati esempi di calcolo e applicazione delle piastre.

Nella modellazione dei rinforzi il software Prosap ha al suo interno la possibilità di progettare e successivamente verificare i rinforzi.

Di seguito viene allegata la schermata dei rinforzi per i pilastri.

Figura 105 Tecniche di rinforzo dei pilastri modellabili nel software Prosap

Figura 106 Tecniche di rinforzo dei nodi modellabili nel software Prosap

Lo studio effettuato sull'applicazione della piastra si basa sul documento "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" di ReLUIS, dipartimento della protezione civile, nel capitolo "Valutazione della resistenza del pannello di nodo nella parte degli esempi applicativi".

Nelle linee guida, viene modificata la formula della circolare esplicativa delle NTC 2008 n° 617 del 02/02/2009 *formula C 8.7.2.3* con la nuova annotazione che tiene conto degli elementi inseriti con la piastra metallica.

La formula inserisce il fattore σ_{or} che permette nella verifica a trazione di migliorarne lo stato, perché si va a sottrarre alle tensioni del nodo.

Per quanto riguarda la verifica a compressione (svolta secondo la formula C 8.7.2.2 della circolare esplicativa delle NTC 2008 n° 617 del 02/02/2009) ne peggiora lo stato perché nelle linee guida viene anche qui inserito il valore σ_{or} ma con segno positivo.

Ne consegue che è possibile applicare una piastra ai nodi non confinati, ma ciò è conveniente solo se la verifica a compressione ha buon margine di verifica.

Analizzando quindi gli stati di verifica dei nodi della struttura in esame, si decide di optare per tale intervento locale.

Si inseriscono per cui 2 tipologie di piastre:

1° piastra) Utilizzata per il primo, terzo, quarto e quinto elemento

2° piastra) Piastra apposta per il secondo elemento.

Inserendo nel modello:

- La prima piastra con spessore 5 mm e tensione f_{yk} pari a 235 N/mm²
- La seconda piastra (necessariamente più resistente e performante) mantiene sempre uno spessore pari a 5 mm ma con tensione f_{yk} pari a 355 N/mm².

I rinforzi sono stati inseriti in questo modo:

Circolare 617/2009 cap. C8A.7.2		
<input checked="" type="radio"/> Piastra in acciaio	Spessore	<input type="text" value="5.0"/> [mm]
	Tensione f_{yk}	<input type="text" value="235.0"/> [N/mm ²]

Figura 107 Piastra primo tipo

Circolare 617/2009 cap. C8A.7.2		
<input checked="" type="radio"/> Piastra in acciaio	Spessore	<input type="text" value="5.0"/> [mm]
	Tensione f_{yk}	<input type="text" value="355.0"/> [N/mm ²]

Figura 108 Piastra secondo tipo

Inserendo tali rinforzi si rianalizza la struttura verificandola.

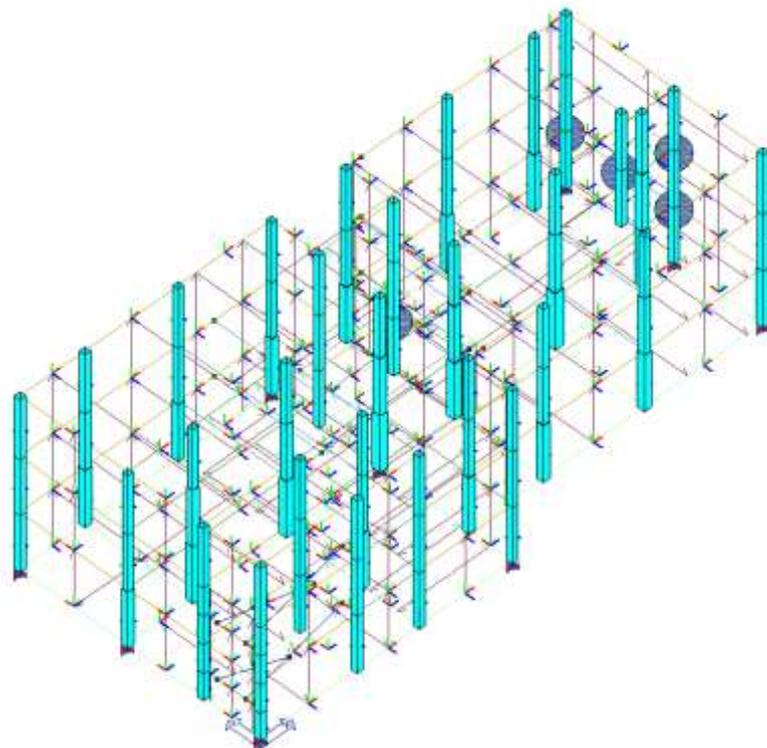


Figura 109 Stato di verifica post-intervento di rinforzo

Gli elementi evidenziati con una sfera sono gli elementi sottoposti a rinforzo.

Analizzando nuovamente le sollecitazioni e le verifiche all'interno dei cinque pilastri si avrà:

Primo elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V:OK (verifica)
 - Stato pilastro G:OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V:OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.60 in cmb: 29 (N/M2/M3) =-138.67 -27.70 7.24
 - Verifica (compress.): 0.23 in cmb: 23 per N = -157.60
 - Rapporto snellezza : 0.49
 - Sovraresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.17 in cmb: 29 (T/V2/V3) = 0.60 -5.45 21.16
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 3.100e-02 2.920e-02 0.11
 - Verifica acciaio = 0.34 in cmb: 23 (Vrzd,Vrsd,V2,ctgT,alfaC) = 189.03 71.75 0.64 2.50 1.12
 - (Vrzd,Vrsd,V3) = 189.03 71.75 21.18
 - (Trzd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.60
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.16 0.19 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 9.887e-02 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD :OK (verifica)
 - Stato D2 SLV :OK (verifica)
 - Stato D2 SLC :OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d): 4.096e-02 in cmb: 61 (Ry,Lv,Cy) = 8.168e-03 153.64 9.878e-05
 - SLD J (d): 3.846e-02 in cmb: 61 (Ry,Lv,Cy) = 7.918e-03 146.36 9.831e-05
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d): 4.937e-02 in cmb: 29 (Ru,Lv,Cu) = 1.526e-02 148.43 6.710e-04
 - SLV J (d): 4.987e-02 in cmb: 29 (Ru,Lv,Cu) = 1.574e-02 151.57 6.875e-04
 - SLV (f): 0.30 in cmb: 23 (V2,V3,rol,roJ) = 0.54 -17.85 0.0 0.0
 - SLV (n+): 0.48 in cmb: 29 (V3 Va N) = 18.95 -168.61 80.36 (Non confinato) ✓
 - SLV (n-): 0.41 in cmb: 29 (V3 Va N) = 18.95 -168.61 80.36 (Non confinato) ✓

Figura 110 Primo elemento Post-rinforzo

La verifica del nodo a trazione risulta minore di zero, e quindi verificata. (Ante-intervento = 1.14; Post-Intervento = 0.48). La verifica del nodo a compressione è peggiorata ma rimane comunque minore di 0 (Ante-intervento 0.31; Post-intervento 0.41).

Secondo elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V :OK (verifica)
 - Stato pilastro G :OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.82 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -65.57 -32.04 2.05
 - Verifica (compress.): 0.21 in cmb: 28 per N = -145.14
 - Rapporto snellezza : 0.49
 - Sovreresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.17 in cmb: 29 (T/V2/V3) = 0.46 -1.47 23.83
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 2.399e-02 8.284e-03 0.13
 - Verifica acciaio = 0.37 in cmb: 26 (Vrcd,Vrsd,V2.ctgT.alfaC) = 186.44 71.75 0.32 2.50 1.11
 - (Vrcd,Vrsd,V3) = 186.44 71.75 24.47
 - (Trcd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.44
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 8.985e-02 0.11 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 6.270e-02 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD :OK (verifica)
 - Stato D2 SLV :OK (verifica)
 - Stato D2 SLC :OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d) : 3.826e-02 in cmb: 58 (Ry,Lv,Cy) = 8.192e-03 153.41 9.925e-05
 - SLD J (d) : 3.604e-02 in cmb: 58 (Ry,Lv,Cy) = 7.960e-03 146.59 9.888e-05
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d) : 4.947e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 1.847e-02 152.60 8.209e-04
 - SLV J (d) : 4.584e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 1.863e-02 147.40 8.449e-04
 - SLV (f): 0.34 in cmb: 26 (V2,V3,roI,roJ) = -0.27 20.63 0.0 0.0
 - SLV (n+): 0.94 in cmb: 29 (V3 Va N) = 22.32 -212.17 52.52 (Non confinato) ✓
 - SLV (n-): 0.48 in cmb: 29 (V3 Va N) = 22.32 -212.17 52.52 (Non confinato) ✓

Figura 111 Secondo elemento Post-rinforzo

La verifica del nodo a trazione risulta minore di zero, e quindi verificata. (Ante-intervento = 1.65; Post-Intervento = 0.94). La verifica del nodo a compressione è peggiorata ma rimane comunque minore di 0 (Ante-intervento 0.35; Post-intervento 0.48).

Terzo elemento:

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V:OK (verifica)
 - Stato pilastro G:OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V:OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.64 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -150.38 -30.73 3.01
 - Verifica (compress.): 0.28 in cmb: 15 per N = -192.16
 - Rapporto snellezza : 0.60
 - Sovreresist.: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.16 in cmb: 23 (T/V2/V3) = 0.56 2.67 22.79
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 2.923e-02 1.399e-02 0.12
 - Verifica acciaio = 0.36 in cmb: 23 (Vrcd,Vrsd,V2.ctgT.alfaC) = 190.80 71.75 2.67 2.50 1.13
 - (Vrcd,Vrsd,V3) = 190.80 71.75 22.79
 - (Trcd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.56
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.18 0.22 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.12 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD :OK (verifica)
 - Stato D2 SLV :OK (verifica)
 - Stato D2 SLC :OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d) : 4.238e-02 in cmb: 55 (Ry,Lv,Cy) = 8.299e-03 151.60 1.018e-04
 - SLD J (d) : 4.117e-02 in cmb: 55 (Ry,Lv,Cy) = 8.196e-03 148.40 1.017e-04
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d) : 5.280e-02 in cmb: 7 (Ru,Lv,Cu) = 9.235e-03 152.49 3.557e-04
 - SLV J (d) : 5.038e-02 in cmb: 7 (Ru,Lv,Cu) = 9.073e-03 147.51 3.555e-04
 - SLV (f): 0.32 in cmb: 23 (V2,V3,rol,roJ) = -2.25 -19.18 0.0 0.0
 - SLV (n+): 0.66 in cmb: 29 (V3 Va N) = 21.05 -203.07 93.34 (Non confinato) ✓
 - SLV (n-): 0.51 in cmb: 28 (V3 Va N) = -14.87 202.78 113.95 (Non confinato) ✓

Figura 112 Terzo elemento Post-rinforzo

La verifica del nodo a trazione risulta minore di zero, e quindi verificata. (Ante-intervento = 1.41; Post-Intervento = 0.66). La verifica del nodo a compressione è peggiorata ma rimane comunque minore di 0 (Ante-intervento 0.41; Post-intervento 0.51).

Quarto elemento:

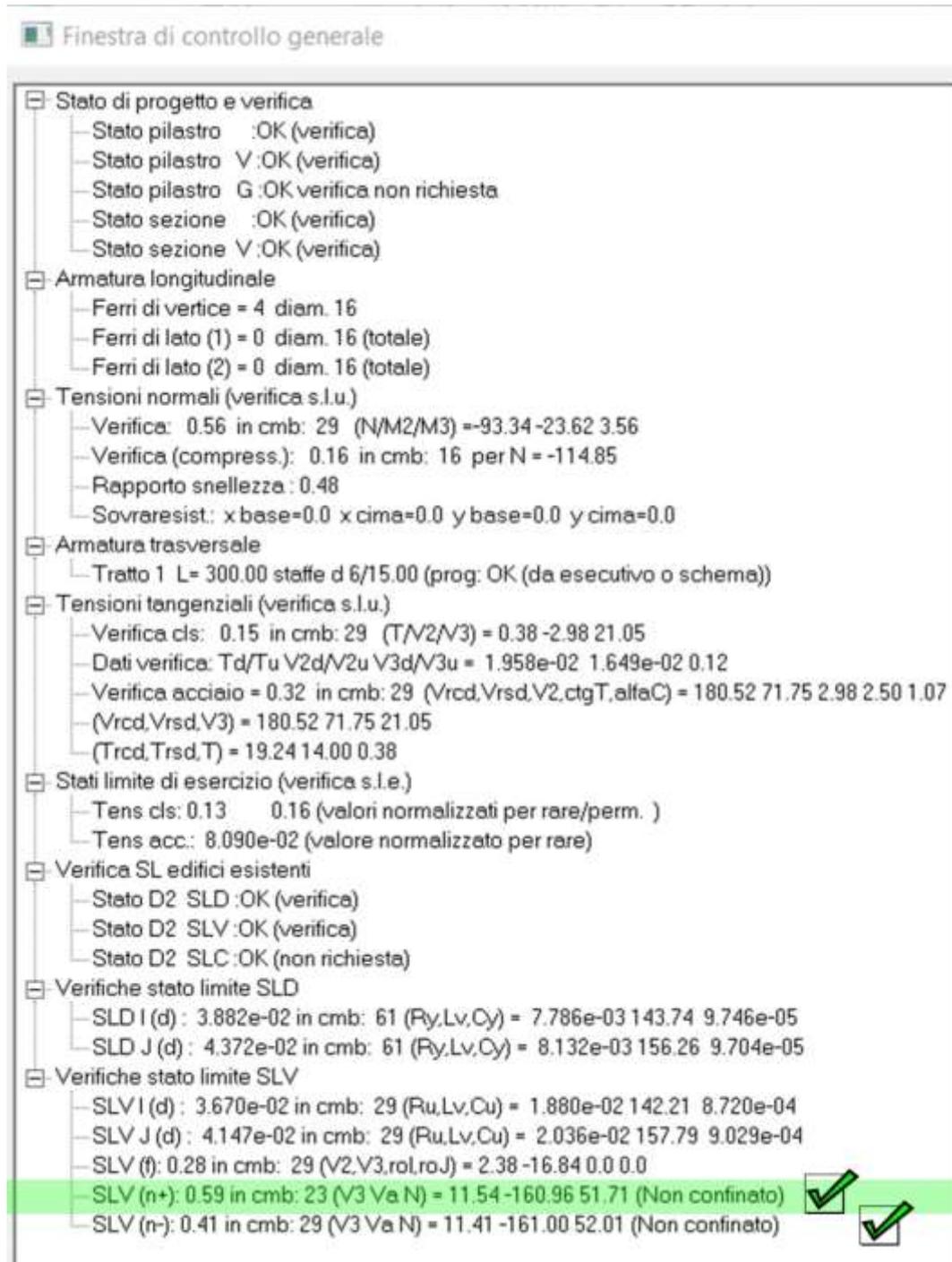


Figura 113 Quarto elemento Post-rinforzo

La verifica del nodo a trazione risulta minore di zero, e quindi verificata. (Ante-intervento = 1.25; Post-Intervento = 0.59). La verifica del nodo a compressione è peggiorata ma rimane comunque minore di 0 (Ante-intervento 0.29; Post-intervento 0.41).

Quinto elemento

Finestra di controllo generale

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V :OK (verifica)
 - Stato pilastro G :OK verifica non richiesta
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 16
 - Ferri di lato (1) = 0 diam. 16 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 0 diam. 16 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.43 in cmb: 29 (N/M2/M3) = -131.96 -19.78 2.64
 - Verifica (compress.): 0.33 in cmb: 28 per N = -229.86
 - Rapporto snellezza : 0.65
 - Sovreresist: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 300.00 staffe d 6/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.13 in cmb: 28 (T/V2/V3) = -0.42 7.06 -14.81
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 2.205e-02 3.554e-02 7.460e-02
 - Verifica acciaio = 0.24 in cmb: 26 (Vrcd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 197.18 71.75 2.10 2.50 1.17
 - (Vrcd,Vrsd,V3) = 197.18 71.75 14.93
 - (Trcd,Trsd,T) = 19.24 14.00 0.44
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.20 0.24 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.13 (valore normalizzato per rare)
- [-] Verifica SL edifici esistenti
 - Stato D2 SLD :OK (verifica)
 - Stato D2 SLV :OK (verifica)
 - Stato D2 SLC :OK (non richiesta)
- [-] Verifiche stato limite SLD
 - SLD I (d) : 2.931e-02 in cmb: 48 (Ry,Lv,Cy) = 8.601e-03 157.84 1.033e-04
 - SLD J (d) : 2.537e-02 in cmb: 48 (Ry,Lv,Cy) = 8.089e-03 142.16 1.031e-04
- [-] Verifiche stato limite SLV
 - SLV I (d) : 5.949e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 1.012e-02 158.85 3.882e-04
 - SLV J (d) : 5.012e-02 in cmb: 28 (Ru,Lv,Cu) = 9.549e-03 141.15 3.890e-04
 - SLV (f): 0.21 in cmb: 26 (V2,V3,roI,roJ) = -1.80 12.82 0.0 0.0
 - SLV (n+): 0.51 in cmb: 29 (V3 Va N) = 12.68 -171.93 80.37 (Non confinato)
 - SLV (n-): 0.44 in cmb: 23 (V3 Va N) = 12.69 -171.55 84.85 (Non confinato)

Figura 114 Quinto elemento Post-rinforzo

La verifica del nodo a trazione risulta minore di zero, e quindi verificata. (Ante-intervento = 1.24; Post-Intervento = 0.51). La verifica del nodo a compressione è peggiorata ma rimane comunque minore di 0 (Ante-intervento 0.33; Post-intervento 0.44).

11. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

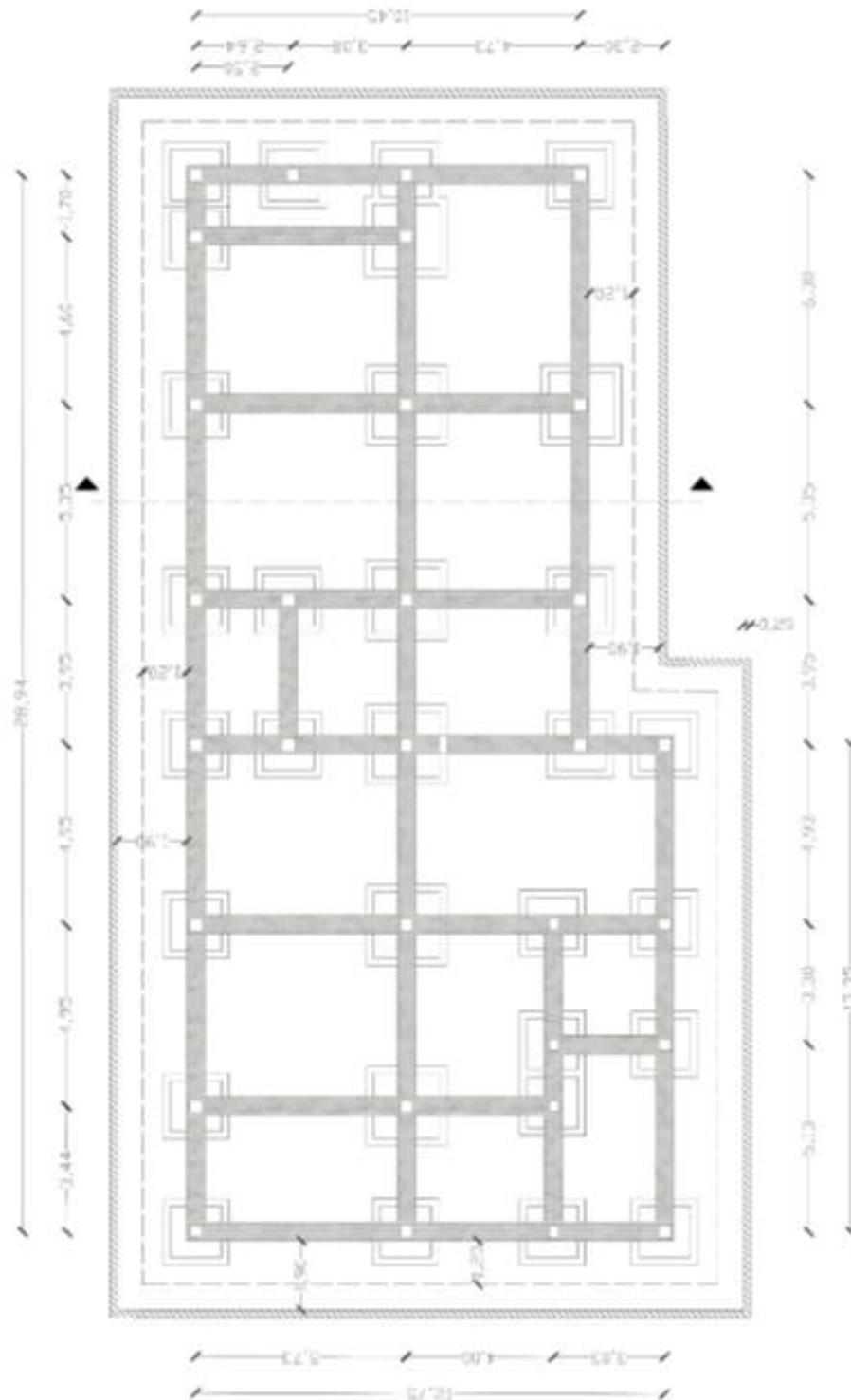


Figura 115 Vista in pianta dell'intercapedine realizzata perimetralmente all'edificio con muro di sostegno

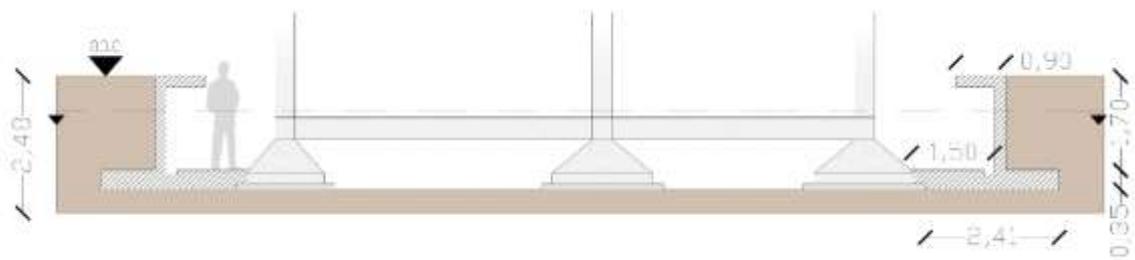


Figura 116 Vista in sezione dell'intercapedine realizzata perimetralmente all'edificio con muro di sostegno

Si permette il passaggio perimetralmente alla struttura con un percorso largo 1.50m

Analisi dei carichi del solaio nuovo inserito nel grigliato di travi.

Gk1:

- 4) Prima soletta: $2500 \times 1 \times 1 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/mq}$
- 5) Travetti pe pignatta (interasse 50cm) = 1.54 kN/mq
- 6) Seconda soletta: $2500 \times 1 \times 1 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/mq}$

Totale Gk1: 5.29 kN/mq

Gk2

- 7) Pavimentazione $1 \times 0.05 \times 20 = 1 \text{ kN/mq}$
- 8) Massetto $1 \times 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ kN/mq}$
- 9) Tramezzi (forati più due strati di intonaco) 2 kN/mq

Totale Gk2: 3.40 kN/mq

Qk

- 10) Sovraccarico accidentale, scuola = 3 kN/mq

Totale Qk1: 3 kN/mq

Stratigrafia solaio utilizzato:

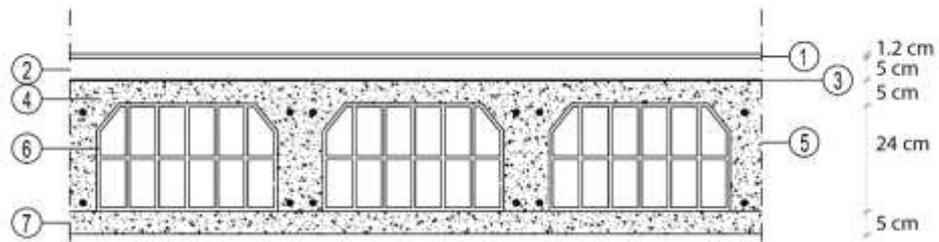


Figura 117 Sezione del solaio utilizzato come pavimentazione sul nuovo grigliato

- 1 _ Pavimentazione 1.2 cm
 - 2 _ Massetto 5 cm
 - 3 _ Impermeabilizzazione 0.3cm
 - 4 _ Soletta 5 cm
 - 5 _ Travetto larghezza 10 cm
 - 6 _ Pignatta 40 cm x 24 cm
 - 7 _ Soletta in calcestruzzo armato prefabbricato 5 cm
- Spessore totale solaio 40 cm

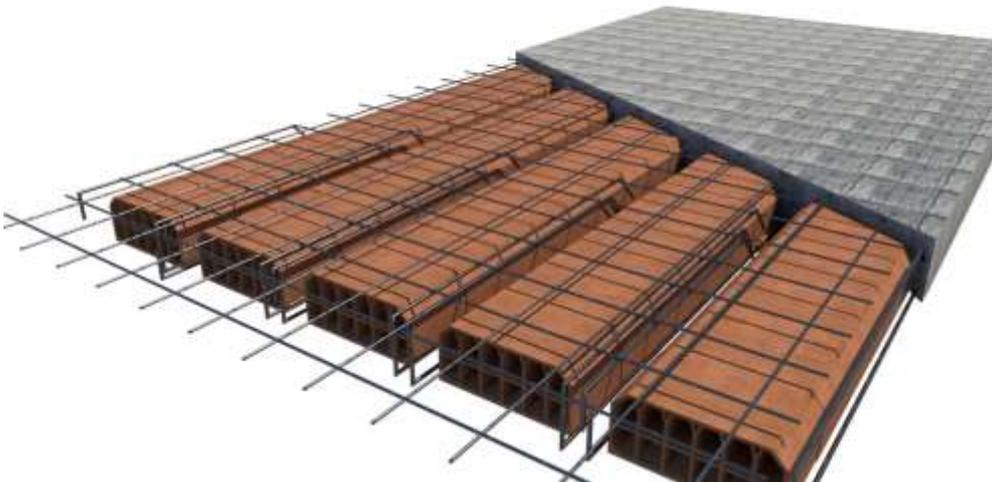


Figura 118 Elaborazione grafica tridimensionale della parte strutturale del solaio progettato (travetti, pignatte e massetto)

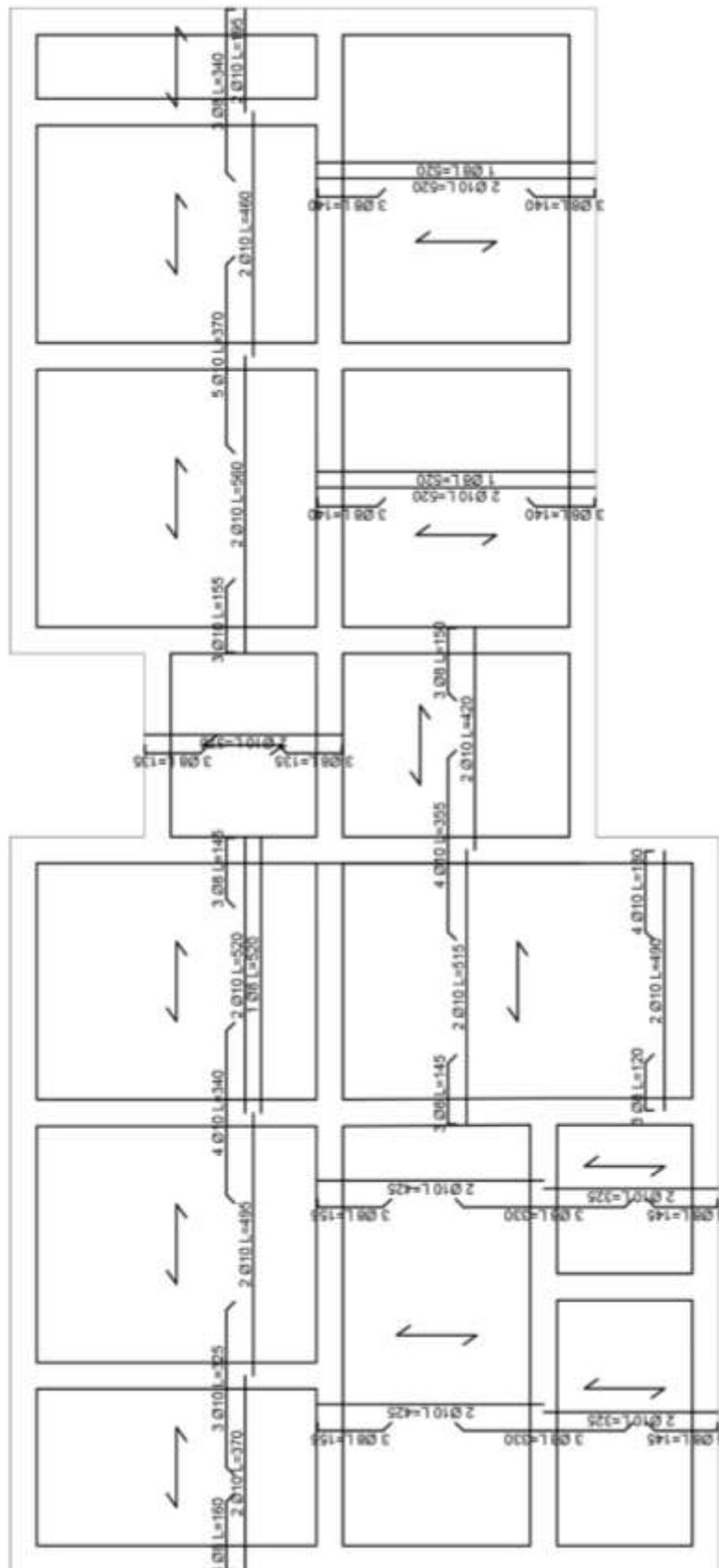


Figura 119 Carpenteria solaio nuovo progettato

Posa degli isolatori



Figura 129 Elaborazione 3d della posizione dell'isolatore tra i cordoli esistenti 30 x 40 e il nuovo grigliato 35 x 50

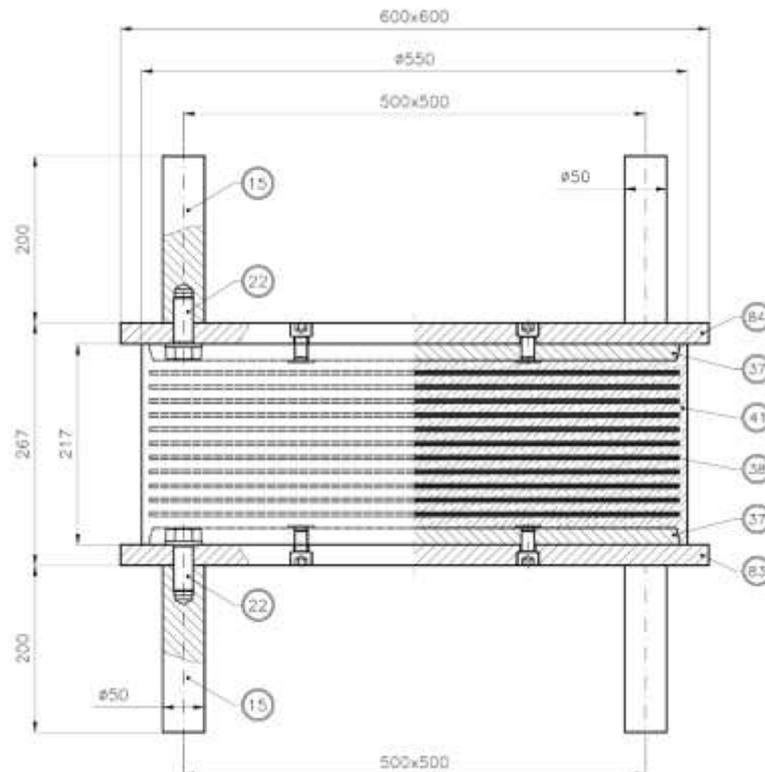


Figura 120 Dettaglio in sezione e prospettico costruttivo isolatore elastomerico SI – S 650/180²¹

²¹ Disegno tecnico fornito dalla FIP INDUSTRIALE

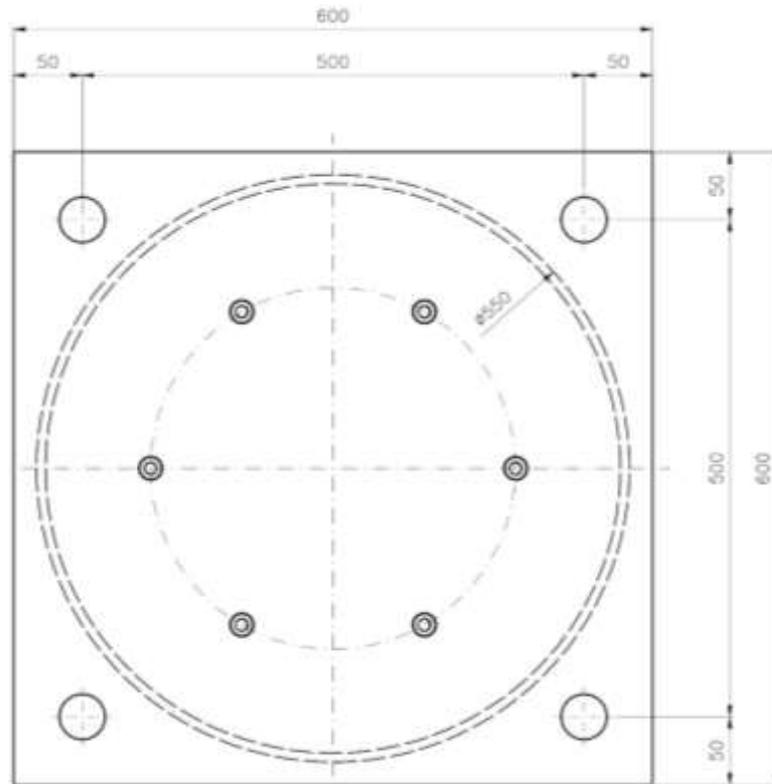


Figura 121 Dettaglio costruttivo in pianta isolatore elastomerico SI – S 650/180²²

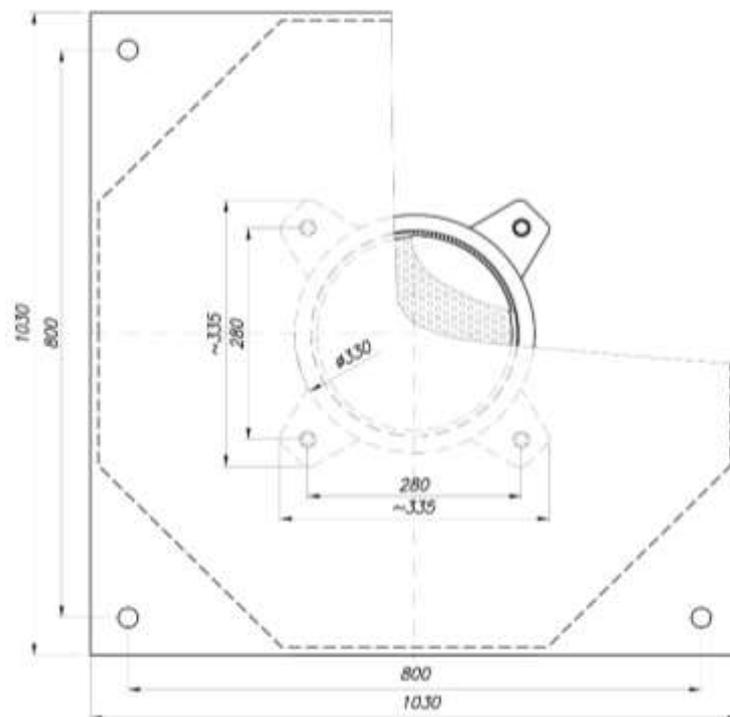


Figura 122 Dettaglio costruttivo in pianta dell'isolatore a scorrimento a superficie piana (slitta)²³

²² Disegno tecnico fornito dalla FIP INDUSTRIALE

²³ Disegno tecnico fornito dalla FIP INDUSTRIALE

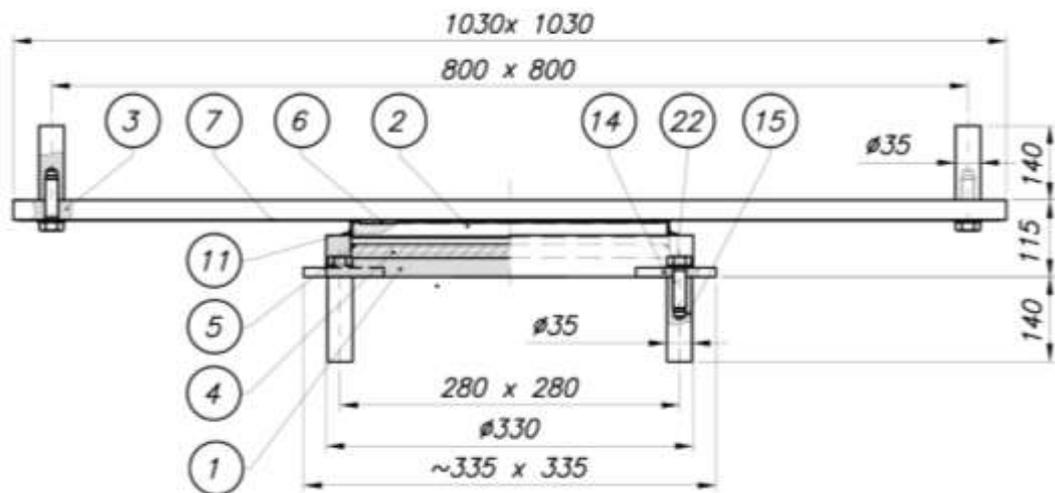


Figura 123 Dettaglio costruttivo in prospetto e sezione dell'isolatore a scorrimento a superficie piana (slitta)²⁴

Elementi interni:²⁵

- 1) Elemento di base
- 2) Elemento intermedio
- 3) Elemento superiore
- 4) Disco in gomma
- 5) Guarnizione interna
- 6) Pattino piano antifrizione
- 7) Pattino piano di scorrimento
- 11) Parapolvere - Raschiapolvere
- 14) Orecchia d'ancoraggio
- 15) Zanca d'ancoraggio
- 22) Vite d'ancoraggio TE M16

²⁴ Disegno tecnico fornito dalla FIP INDUSTRIALE

²⁵ Dicitura e nomenclatura ripresa dal loro disegno tecnico mandato in formato DWG

Esempi di applicazione della piastra di rinforzo:

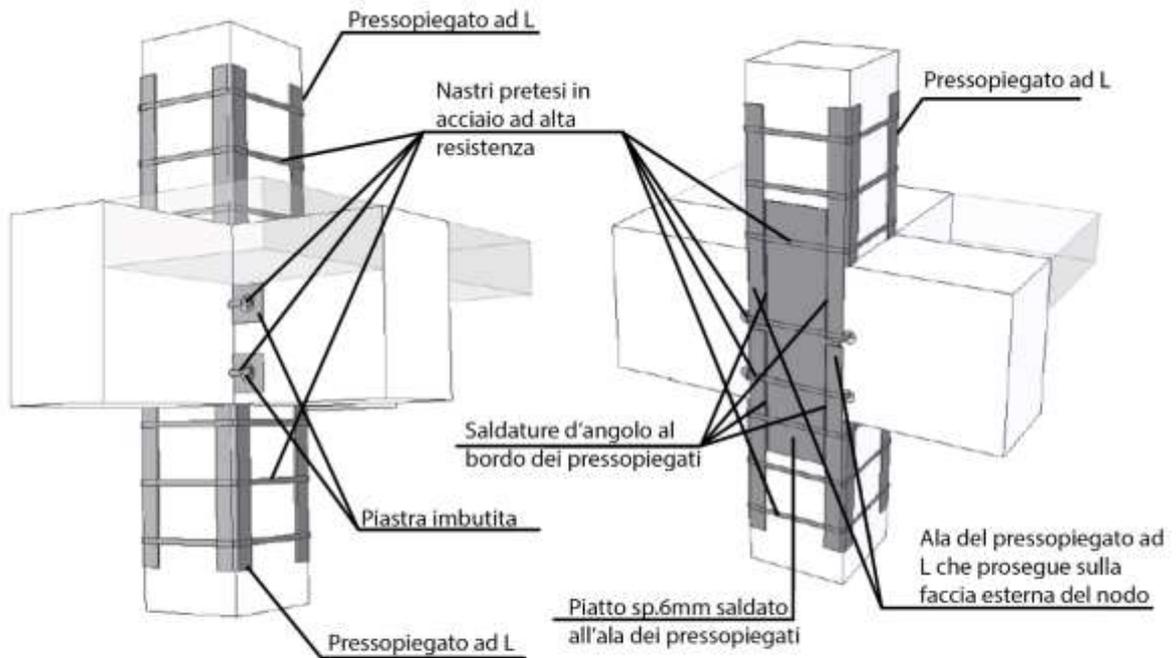


Figura A3. Pressopiegati ad L, piastra e nastri pretesi in un nodo intermedio

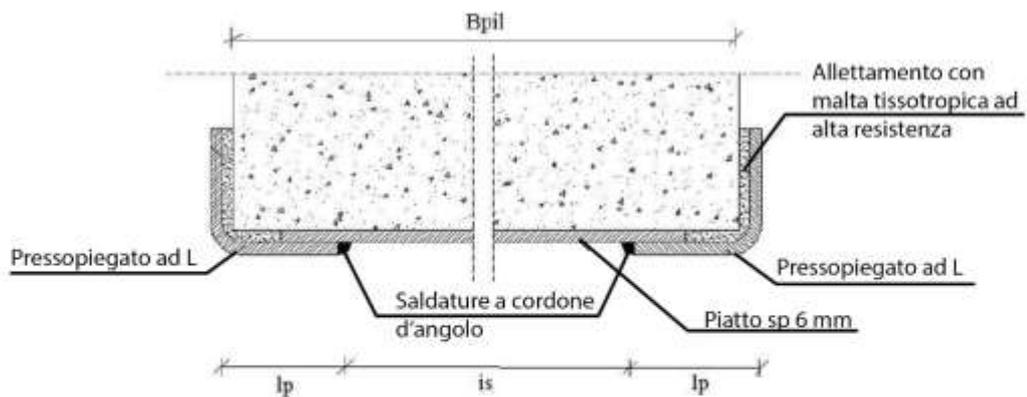


Figura A4. Vista in sezione in testa al pilastro dello schema di cui alla Figura A3

Figura 124 Esempio di applicazione della piastra al nodo per rinforzo.

L'immagine è stata presa da: "LINEE GUIDA PER LA RIPARAZIONE ED IL RAFFORZAMENTO DI ELEMENTI STRUTTURALI, TAMPONATURE E

PARTIZIONI” La Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), nel documento: INTEGRAZIONE SUL METODO CAM ALLA BOZZA - AGOSTO 2009.

Il documento è stato fornito dall’azienda 2S.I., casa produttrice del software Prosap che afferma che la modellazione della piastra del programma fa riferimento alla tipologia di rinforzo appena illustrata.

Il documento mostra esempi di applicazione di calcolo e di messa in opera dei metodi dei seguenti metodi di rinforzo:

11) CAM

12) RINFORZO CON PIASTRA METALLICA

Nell’immagine riportata la piastra metallica non si limita al solo rinforzo dei nodi ma viene applicata anche sul pilastro, perché nell’esempio riportato nel documento il pilastro risultava essere carente anche alla verifica della pressoflessione.

Nel caso invece della tesi, la piastra si limiterà alla sola copertura del nodo in quanto sono presenti criticità solo in quella zona.

11.1 Proposta commerciale di rinforzo nodi in cemento armato

Attraverso varie ricerche svolte, si è provato a trovare riscontro tra le varie offerte commerciali sul mercato. Si è individuata un’azienda dal nome *Tecnologie antisismiche s.r.l.*²⁶ che con il nome “Gordiano” ha brevettato una tecnica di adeguamento di nodi di strutture in cemento armato.

La tecnologia utilizzata è stata studiata per essere il meno invadente possibile e soprattutto per avere il miglior grado di efficacia. La tecnica di applicazione della piastra da loro progettata e dimensionata richiede 6 punti fondamentali²⁷.

1) Rimozione del rivestimento e del copriferro;

²⁶ Sito internet: <http://tecnologieantisismiche.it/> (ultima consultazione giugno 2018)

²⁷ Passaggi principali che sono stati reperiti dalla loro scheda tecnica al sito: http://www.bigblu.it/allegati/FASI_GORDIANO2.pdf (ultima consultazione giugno 2018)

- 2) Applicazione della guida-punta alla mascherina per garantire la foratura secondo l'angolo prestabilito;
- 3) Bloccaggio mascherina al ferro d'angolo tramite legatura;
- 4) Applicazione dell'insetto e foratura a profondità e diametro progettati;
- 5) Pulizia dei fori, immissione del legante e dei tiranti a testa a "scomparsa";
- 6) Ripristino del copriferro di spessore adeguato e ripresa del rivestimento.

Immagine del brevetto "Gordiano", Tecnologie Antisismiche s.r.l.



Figura 125 Immagine della mostra al SAIE 2013 del brevetto "Gordiano"²⁸



Figura 126 Immagine raffigurativa dell'applicazione del rinforzo²⁹

²⁸ Immagini reperite dal sito: <http://www.bigblu.it/mobile/tecnologie-antisismiche/media/archivio/gordiano-presente-al-made-expo> (ultima consultazione giugno 2018)

²⁹ Immagine reperita dal sito: http://www.technologieantisismiche.it/uploads/documentazione/FASI_GORDIANO2.pdf expo (ultima consultazione giugno 2018)

12. POSSIBILI STRATEGIE DI POSA IN OPERA

Analizzando le soluzioni commerciali di aziende italiane che consentono di poter eseguire tali lavori, si è pensato a diverse soluzioni che possano essere prese in considerazione nel caso in cui l'intervento vada eseguito. Le prime due soluzioni possono essere ricondotte alle tecniche operative dell'azienda SOLESTECH di Forlì³⁰. L'azienda solitamente in casi analoghi a questo riesce ad applicare le sue tecnologie brevettate per sollevare l'edificio.

Prima soluzione³¹: verrà aggiunta alla struttura una platea di fondazione o un grigliato di travi³² in c.a. al piano terra che ne consentirà il sollevamento, e le fasi di cantiere saranno sintetizzabili in 5 punti:

- Realizzazione del nuovo grigliato in cemento armato con il relativo nuovo solaio, che saranno la nuova pavimentazione del piano;
- Inglobamento delle attuali fondazioni (plinti con cordoli di collegamento) in un'unica grande platea di fondazione;
- Inserimento dei pistoni idraulici in appositi punti studiati;
- Sollevamento dell'edificio tramite i pistoni idraulici;
- Inserimento degli isolatori e delle slitte.

Seconda soluzione³³: si progetterà ugualmente la costruzione di una platea o un grigliato di travi in c.a. alla base e con dei pali di fondazione si terrà sospesa la struttura, al di sotto si realizzerà uno sbancamento di terreno che porterà alla formazione di un nuovo piano interrato sulla cui estremità in alto si poggeranno gli isolatori. Questa tipologia può essere utilizzata qualora sia anche necessario ricavare un piano nuovo interrato al di sotto della struttura. Il nuovo piano progettato può essere adibito a servizi oppure a ciò che si ritiene più opportuno.

³⁰ Sito ufficiale: <http://www.solestech.it/storico.asp?s=portfolio&lng=IT> (ultima consultazione giugno 2018)

³¹ Video di dimostrazione al seguente link: <https://www.youtube.com/watch?v=yCgXbAuvf70> (ultima consultazione giugno 2018)

³² Vedere capitolo 8.2.2.1

³³ Video di dimostrazione al seguente link: <https://www.youtube.com/watch?v=yCgXbAuvf70> (ultima consultazione giugno 2018)



Figura 127 Sollevamento edifici con tecnica brevettata SOLESTECH³⁴

La figura 96 è l'esempio dell'applicazione della prima soluzione. La figura riporta il sollevamento di un edificio in muratura ubicato nella città di Forlì. La massa complessiva sollevata è di 1500 t (15000kN).

³⁴ Immagine reperita dal sito ufficiale
<http://www.solestech.it/articolo.asp?articolo=486&lng=IT>(ultima consultazione giugno 2018)



Figura 128 Inserimento di un nuovo piano seminterrato negli edifici esistenti in cemento armato³⁵

La figura 97 riporta l'immagine dei lavori del centro commerciale direzionale di Forlì.



Figura 129 Inserimento di un nuovo piano seminterrato negli edifici esistenti in muratura³⁶

La figura 98 riporta l'immagine dei lavori su un edificio residenziale nella città di Forlì.

³⁵ Immagini dal sito: <http://www.solestech.it/articolo.asp?articolo=438&lng=IT> (ultima consultazione giugno 2018)

³⁶ Immagini dal sito: <http://www.solestech.it/articolo.asp?articolo=438&lng=IT> (ultima consultazione giugno 2018)



Figura 130 Inserimento di un nuovo piano seminterrato negli edifici esistenti in cemento armato con rinforzi ai piani superiori. L'isolamento è stato posto nella parte media dei pilastri di fondazione.

La figura 99 riporta l'immagine dell'adeguamento sismico del condominio "Orione" ubicato nella città de L'Aquila.³⁷



Figura 131 Inserimento degli isolatori in un nuovo piano seminterrato in edificio esistente in cemento armato.³⁸

La figura 100 riporta l'immagine dell'adeguamento sismico del condominio "Vallicella" a L'Aquila.

³⁷ Immagini del sito <http://www.solestech.it/articolo.asp?articolo=487&lng=IT> (ultima consultazione giugno 2018)

³⁸ Immagini del sito <http://www.solestech.it/articolo.asp?articolo=487&lng=IT> (ultima consultazione giugno 2018)

Terza soluzione:

Si progetterà e realizzerà la costruzione del grigliato di travi e del nuovo solaio. Il piano terra quindi avrà un estradosso a quota maggiore rispetto all'altezza originaria. L'altezza di interpiano arriverebbe a circa 2.70m e questo ne comporterà due diverse tipologie di utilizzo per quel piano:

- Utilizzo per funzioni normali, come quelle odierne, quindi misto tra mensa, aule, segreteria e ambienti organizzativi;
- Utilizzo limitato qualora l'altezza dell'interpiano risultasse inferiore a 2.70m. Potrebbe essere presa in considerazione la possibilità di utilizzo di tale piano come appoggio e/o magazzino.

13. PROPOSTE ALTERNATIVE DI ADEGUAMENTO SULLA BASE DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

La struttura analizzata quindi dopo essere stata portata ad un periodo di isolamento di 2.80 secondi necessita di interventi locali in soli 5 elementi nodo. Risultato plausibile considerando che il periodo di isolamento originario calcolato risultava essere 2.87 secondi e che già di per sé era stato approssimato per difetto.

Si è giunti a questo risultato cercando di ottenere il miglior compromesso tra il raggiungimento di un periodo ragionevole della struttura isolata e la salvaguardia di più elementi portanti possibili così da non dover intervenire localmente

Tuttavia, è nata inconsciamente la curiosità di capire quale periodo la struttura aveva bisogno di raggiungere per trovarsi totalmente al sicuro e priva di successivi interventi locali.

Si è proceduto quindi con delle analisi iterative, in cui si sono provate diverse combinazioni che hanno restituito i seguenti valori:

- Prima prova:

La struttura è stata modellata con un periodo di 2.89 secondi, lo spostamento massimo che si era preso in considerazione per i dispositivi era di 350mm. Il sistema di isolamento aveva una rigidezza totale di 6390kN/m a fronte dei 6321.37 kN/m dimensionato nella prima fase.

Gli isolatori elastomerici e gli isolatori a scorrimento non variano nel numero e nella posizione rispetto alla soluzione analizzata interamente.

Gli isolatori elastomerici quindi sono stati modellati con una rigidezza orizzontale di 710kN/m e con una rigidezza verticale di 613000kN/m.

Il modello degli isolatori elastomerici utilizzato in questa fase è:

SI – N 450/180.

L'esito delle verifiche è il seguente:

Verifica SLC per lo spostamento massimo: 24.37cm < 35 cm. Verificato

Verifica SLV per la verifica degli elementi:

- Travi non verificate: 0

- Pilastri non verificati: 5

I pilastri che non soddisfano le verifiche sono gli stessi del caso analizzato per intero nella tesi e i problemi erano i medesimi, le verifiche ai nodi.

- Seconda prova:

Come secondo approccio si è deciso di aumentare ancora gradualmente il periodo per monitorare il cambiamento delle verifiche degli elementi della struttura. In questo nuovo caso è stato portato il periodo a 2.94 secondi, con lo spostamento massimo da scheda tecnica di 300 mm. Il sistema di isolamento è stato modellato con una rigidezza complessiva di 6030kN/m a fronte dei 6321.37 kN/m. Gli isolatori elastomerici sono stati inseriti con una rigidezza orizzontale di 670kN/m e una rigidezza verticale di 608000kN/m.

Le verifiche svolte sono:

Verifica SLC per lo spostamento massimo: 24.74cm < 30 cm. Verificato

Verifica SLV per la verifica degli elementi:

- Travi non verificate: 0

- Pilastri non verificati: 5

Tuttavia, analizzando singolarmente gli elementi non verificati, si è riscontrato che due di essi avevano uno stato di non verifica per via di un valore molto ridotto, sufficiente a comprendere che innalzando di ancora poco il periodo di isolamento, le verifiche sarebbero state soddisfatte.

Si è continuato a provare sistemi di isolamento e periodi nuovi sulla struttura fino a trovare il periodo che garantisce l'intera incolumità della struttura. Si è riscontrato un problema locale con il pilastro identificato come secondo elemento nella figura 63. Avendo uno stato grave di verifica è stato necessario portare il sistema di isolamento oltre i 3.5 secondi.

- Terza prova:

Per la terza prova di progettazione del sistema di isolamento, si è modellato il periodo di isolamento a 3.7 secondi, con uno spostamento massimo da scheda tecnica di 400mm. Ogni isolatore è stato dotato di una rigidezza orizzontale di 400kN/m, e l'intero sistema di isolamento aveva una rigidezza di 3600kN/m.

Le verifiche svolte sono:

Verifica SLC per lo spostamento massimo: 27.97 cm < 40 cm. Verificato

Verifica SLV per la verifica degli elementi:

- Travi non verificate: 0
- Pilastri non verificati: 0

14. CONCLUSIONI

Il progetto di tesi ha voluto indagare il tema degli edifici isolati attraverso lo studio di una struttura esistente. Si è scelto come oggetto di indagine una scuola elementare perché sicuramente è l'esempio più rappresentativo del futuro delle nostre città. Nelle scuole si cresce, si gioca e si alimentano i sogni, è perciò importante che i bambini siano tutelati nel farlo.

Lo studio è cominciato con l'introduzione teorica su cui si fonda l'isolamento sismico, metodo alternativo alla progettazione di telai sismo-resistenti.

Il caso studio è stato illustrato nelle sue varie sfaccettature e si è mostrato come anche un edificio che non ha riportato seri danni in seguito ai passati terremoti sia lontano dall'essere adeguatamente preparato ad una sollecitazione come quella prevista dalla normativa vigente.

Si è constatato come una struttura come quella in oggetto, progettata e realizzata negli anni 60, sia comunque ancora operativa ed efficace ma dal punto di vista della normativa sia molto distante dagli standard che oggi le nuove costruzioni sono chiamate ad avere. È in questo caso che subentra l'adeguamento sismico, quando la risposta sismica della struttura si allontana eccessivamente dai parametri imprescindibili della normativa.

È stato calcolato e assegnato il sistema di isolamento che più sembrava idoneo alla struttura, cercando il miglior compromesso tra realizzabilità, verifiche normative e fattibilità.

Sono stati presi in considerazione i dispositivi presenti sulle schede tecniche commerciali dell'azienda FIP INDUSTRIALE s.p.a. I dispositivi presi in esame sono sia quelli di tipo elastomerico sia quelli a scorrimento.

Successivamente la nuova struttura isolata ha subito ulteriori analisi che hanno riscontrato, seppur lievi, delle verifiche non soddisfatte. Si è ritenuto opportuno quindi non limitarsi al miglioramento sismico, ma si è direttamente optato per l'adeguamento, per cui si sono progettati dei rinforzi tradizionali locali.

Anche in questo caso è stato riportato un esempio commerciale che viene utilizzato per scopi di rinforzo analoghi. Gli esempi di rinforzo sono stati presi in considerazione dall'azienda TECNOLOGIE ANTISISMICHE s.r.l. con il loro brevetto "Gordiano".

La struttura, dopo il sistema di isolamento alla base e in seguito al rinforzo locale dei nodi, è stata ancora una volta analizzata ed è emerso che ogni verifica imposta dalle nuove norme tecniche per le costruzioni 2018 è soddisfatta. Con quelle caratteristiche la struttura è giunta allo scopo per cui ne è stato iniziato lo studio.

Nei capitoli successivi si sono illustrati i disegni dei dettagli costruttivi che però non contengono gli esecutivi delle armature di tutte le travi del grigliato di fondazione ipotizzato, benché siano presenti negli elaborati di preparazione e stesura della tesi.

Infine si sono riportate varie ipotesi di messa in opera del progetto studiato, riportando analogamente a quanto fatto in precedenza, un'azienda di riferimento che abbia già svolto lavori di analoga importanza e complessità, come ad esempio la SOLESTECH (Forlì).

Concludendo è possibile affermare che l'isolamento sismico è sicuramente uno degli interventi più impegnativi e complessi, ma se da un lato riscontriamo tali problematiche, dall'altro si può individuare, previa una corretta progettazione e un'attenta manutenzione, un mezzo di tranquillità, efficacia e di assoluta sicurezza per il nostro futuro.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. Circolare esplicativa *Applicazione Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2008* (Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009 n. 617);
2. Dipartimento della Protezione Civile, “Integrazione sul metodo CAM alla bozza - agosto 2009” riguardo le *Linee guida per la riparazione ed il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, La Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS);
3. Eurocodice 2, *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*, ENV 1992-1-1
4. Eurocodice 8, *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*, UNI EN 1998-1, marzo 2005;
5. *Linee Guida per il Patrimonio Culturale*, 23 luglio 2010;
6. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008;
7. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>>*. (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018);
8. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Linee guida rischio sismico*, D.M. 58, febbraio 2017
9. Ministero dei Lavori Pubblici, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”. (Decreto Ministeriale 9

gennaio 1996, Pubblicato nel supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 29 del 5 febbraio 1996.

10. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003;

BIBLIOGRAFIA CONSULTATA

1. Arleo G., Di Cesare A., Dolce M., Ponzo F.C., *Progetto di Edifici con isolamento Sismico*, seconda edizione, IUSS PRESS, Pavia, 2010
2. Cardone D., Di Cesare A., Dolce M., Ponzo F.C., *Progetto di Edifici con isolamento Sismico*, prima edizione, IUSS PRESS, Pavia, 2004
3. Chopra A.K., *Dynamic of structures- Theory and Applications to Earthquake Engineering*, fourth edition, Global Edition, Edinburgh Gate, 2014
4. Ghersi A., Lenza P., *Edifici antisismici in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2013
5. Fema, “Designing for Earthquakes: A manual for architects”, dicembre 2006
6. Lombardo S., Chiofalo T., *Manuale del rinforzo strutturale*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2016
7. *Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, La Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS);

SITOGRAFIA CONSULTATA

1. Azienda tecnologie antisismiche: <http://tecnologieantisismiche.it/>;
2. Brevetto di rinforzo: http://www.bigblu.it/allegati/fasi_gordiano2.pdf;
3. Circolari riguardo le Norme tecniche per le costruzioni 2008:
http://www.ingegneriasoft.com/circolare_ntc2008_norme_antisismiche.htm;
4. Consiglio superiore dei lavori pubblici per la consultazione di spettri di progetto:
http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&itemid=20;
5. Dispositivi antisismici: <http://www.gpintech.com/prodotti/hirun-engineering/>;
6. Dispositivi antisismici della FIP di Padova:
<https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=8>;
7. Dispositivi antisismici Somma:
<http://www.sommainternational.com/it/protezione-sismica-edifici/edifici-nuovi/isolatori-1>;
8. Dispositivi antisismici Tec group: <http://www.tec-gpp.com/>;

9. Informazioni, paragoni e confronti riguardo la modellazione con il software Prosap: <https://www.2si.it/it/>;
10. Informazioni riguardo la tipologia di rinforzo che Prosap ammette: <https://www.youtube.com/watch?v=2c3lktjhj08&=6331s>;
11. Isolatori a scorrimento Vasoflon della FIP: <https://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=30>;
12. Isolatori Algasism: http://www.elemka.gr/uploads/materials/4.3_proionta_efedrana/4.3_4_seismikis%20monosis/algasism_hdrb_and_lrb.pdf;
13. Laterizi commerciali utilizzati nella progettazione del solaio nuovo: http://www.grupporipabianca.it/repository/editor_files/cataloghi/blocchi%20per%20solai.pdf;
14. Lezioni online Uninettuno; <https://www.youtube.com/watch?v=79UkA5j4xNw&t=2213s>
15. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, Consiglio superiore dei lavori pubblici: <http://www.cslp.it/>;
16. Re LUIS: http://www.reluis.it/doc/pdf/linee_guida1.pdf;
17. Tesi di Daniele Coronetta, *Applicazioni dell'isolamento sismico ad un edificio in muratura*: http://www.stadata.com/3muri/tesi/coronetta_tesi.pdf

18. Tesi Fabio Alesina, *Effetti dei terremoti near-fault sulla risposta sismica non lineare di strutture isolate alla base esposte all'azione del fuoco*, https://www.researchgate.net/publication/319911666_Effetti_dei_terremoti_near-fault_sulla_risposta_sismica_non_lineare_di_strutture_isolate_alla_base_esposte_all'azione_del_fuoco?enrichId=rgreq-2ed8ef3c118b7c99255397e700110fb5-XXX&enrichSource=Y292ZXJQYWdlOzMxOTkxMTY2NjtBUzo1NDAzNDM3NTg0NzUyNjIAMSUwNTgzOTM5OTY2MA%3D%3D&el=1_x_3&_esc=publicationCoverPdf.

RINGRAZIAMENTI

Un ringraziamento particolare va al mio relatore Sabia Donato che mi ha dato l'opportunità di svolgere un lavoro di tesi che non poteva rendermi più orgoglioso e fiero. Un progetto di tesi che mi ha affascinato e preso sin dal primo giorno che è stato proposto. Grazie per i suoi insegnamenti, e per la passione trasmessa, per me è stato importantissimo avere un relatore come Lei, comprensivo, generoso, leale e senza dubbio con una competenza fuori dal comune.

Un sentito ringraziamento va alla mia famiglia e alla loro forza. A mio padre invincibile guerriero e instancabile lavoratore. A mia madre immensa sostenitrice e contagiosa sognatrice. A mia sorella combattente e amorevole e mai arrendevole.

Un grazie altrettanto speciale va alla mia fidanzata Marzia, che mi ha sostenuto, aiutato e amato in modo esemplare. Te ne sarò per sempre grato.

Un grazie importante va ai miei Nonni. Nonno Lino e Nonna Primetta pur non essendoci più da tempo non sono mai riuscito a percepire la loro assenza. Li ho sempre sentiti vegliare su di me. Avranno sempre un posto privilegiato nel mio cuore.

Un grazie va a Nonna Silvana perché probabilmente senza di Lei non avrei avuto modo di intraprendere un percorso come questo, e al suo modo con cui mi ha evitato di rimanere ad Amatrice la fatidica notte del 24 agosto 2016. Grazie anche a Nonno Enrico che pur non avendolo conosciuto ho constatato quanto tutti siano d'accordo nel ricordarlo come una persona dedita alla famiglia.

Un grazie fondamentale va a mio Zio Romeo, le nostre chiamate assidue in questi 5 anni, le nostre chiacchierate, le nostre giornate insieme e la nostra vicinanza non hanno fatto altro che contribuire alla persona che orgogliosamente sono oggi. Un grazie altrettanto caloroso alla sua dolce metà Zia Luciana e alla loro famiglia meravigliosamente numerosa. Specialmente Carla e Ale che sono stati sempre in prima linea in questo percorso, costanti e affettuosi mi hanno sempre sostenuto e incoraggiato.

Un caloroso ringraziamento va a mio Zio Gioacchino, a mia Zia Fulvia che non sono mai mancati e sono sempre stati disponibili, sin da quando ero piccolo mi hanno sempre trattato come un quarto figlio. Lo stesso ringraziamento va a Dos, Domy e Liskia che sono stati degli esempi accademici per me fin da piccolo.

Un grazie speciale va a Zio Enrico e alla sua famiglia e a Marina, probabilmente le problematiche che avete vissuto in prima linea mi hanno conferito una forza, una grinta e una tenacia che pensavo non avere. La volontà di saper affrontare questo argomento e di saper dare delle risposte, mi ha illuminato il cammino in questi due anni.

Grazie a tutta la famiglia Santucci, e alla famiglia Marini.

Grazie a Fabrizio, Giovanna e Lara che insieme a Lucy e Antonio mi hanno fatto sentire sempre parte della loro famiglia.

Grazie a Luca e Davide, che pur tornando ad Ascoli di rado, ci sono sempre stati per me e per una birra insieme. Sapere che comunque le cose vadano e qualunque cosa succeda una nostra uscita non ce la toglierà mai nessuno è stato un punto fondamentale per me. Grazie anche a Gianni e alle nostre battaglie da vicini di banco negli anni delle superiori, mi hanno forgiato e insegnato molto. Grazie anche ad Alessio e al tempo speso insieme dalle medie. Grazie a Gabri con cui ho iniziato questo cammino speciale condividendone nei primi tre anni gioie e dolori. Un grazie fortissimo va a Marco, non dimenticherò mai la nostra amicizia pur conoscendoci da pochi anni, tu pur non essendoci più, non sei mai mancato un solo giorno nel mio cuore.

Un grazie importante va ai miei compagni di viaggio di questi due anni:

Grazie a Fabio, con cui ho lottato fianco a fianco senza tregua persino contro il suo polso rotto che non voleva aiutarci nel nostro esame. Ho imparato molto dalla tua versatilità e capacità di adattarti ad ogni cosa.

Grazie a Luca e Fede che mi hanno fatto inserire perfettamente nel gruppo, dove hanno lavorato sodo, con competenza e professionalità. Mi è sembrato che lavorassi con voi da decenni. Ho avuto modo di apprendere molto dalla preparazione e dalla stravaganza di Luca, il suo ragionare fuori dagli schemi mi ha

colpito. Ho imparato molto dalla calma e dalla metodologia di lavoro di Fede, la sua precisione è stata importante.

Grazie all'atletica che pur non ripagandomi quanto avrei voluto in termini agonistici, forse mi ha ben ricompensato in termini di formazione e integrità personale.

Grazie al Politecnico di Torino che mi ha accolto e mostrato come si comporta un'università di alto livello con la sua efficiente segreteria e le loro importanti docenze. È stato per me di grande stimolo essere qui e crescere grazie a voi.

Grazie al Comune di Ascoli Piceno che mi ha ospitato per il tirocinio e per avermi dato lo stimolo e l'opportunità di svolgere questo importante compito di tesi su un caso reale in cui si necessita di intervento.