

CITTÀ DI VILLORBA

PROVINCIA DI TREVISO

ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA PRIMARIA "GIOVANNI PASCOLI" DI SAN SISTO

TITOLO: PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

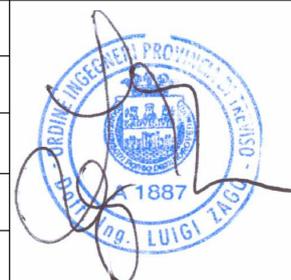
OGGETTO: RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTISTA: ING. LUIGI ZAGO

DATA: 20 APRILE 2016

REVISIONE:

FILE: RELAZIONE DI CALCOLO ADEGUAMENTO SCUOLA SAN SISTO.DOC



Indice

Premesse	2
Normativa di riferimento	3
Schematizzazioni.....	4
- <i>Caratterizzazione dei materiali</i>	<i>4</i>
- <i>Schematizzazione della struttura</i>	<i>5</i>
- <i>Parametri sismici.....</i>	<i>7</i>
- <i>Vulnerabilità sismica pre-intervento e post-intervento</i>	<i>8</i>
- <i>Nuovo solaio</i>	<i>9</i>
Caratteristiche dei materiali	11
- <i>Calcestruzzo.....</i>	<i>11</i>
- <i>Acciaio in barre per cemento armato</i>	<i>11</i>
- <i>Acciaio per carpenteria metallica</i>	<i>11</i>
Analisi dei carichi	12
- <i>Pesi propri</i>	<i>12</i>
- <i>Neve.....</i>	<i>12</i>
- <i>Vento.....</i>	<i>13</i>
- <i>Solaio di copertura in travetti tipo "Varese"</i>	<i>14</i>
- <i>Solaio di copertura tipo "Bausta"</i>	<i>14</i>
- <i>Soffittatura esistente in laterizio</i>	<i>15</i>
- <i>Soffittatura nuova in lamiera.....</i>	<i>15</i>
- <i>Solaio di calpestio piano primo.....</i>	<i>15</i>
Verifiche del nuovo controsoffitto	16
Planimetrie	17
Modellazione tridimensionale	19
Risultati	21
Conclusioni	30

Premesse

La presente riguarda l'adeguamento sismico della scuola primaria "Giovanni Pascoli" sita in località San Sisto di Lancenigo del comune di Villorba (TV).

Dalla documentazione raccolta, si può chiaramente notare che il fabbricato è stato oggetto di una serie di ampliamenti e modifiche realizzati in tempi successivi. Il corpo originario, realizzato in due stralci a cavallo fra gli anni 1954 e 1958, si sviluppava su due piani fuori terra ed era composto al piano terra da tre aule e al piano primo da due aule, oltre ai locali adibiti a servizi. Nel 1973 si è realizzato un primo ampliamento, ricavando la terza aula al piano primo; nel 1978 si è realizzato un secondo ampliamento sul lato sud per il ricavo della mensa e di un'aula al piano terra e di tre aule al piano primo. Infine, nel 2007 si è provveduto alla realizzazione del corpo adibito a palestra.

Essendo nel 2007 il sito classificato sismico, l'ampliamento destinato a palestra è stato calcolato con criteri di antisismicità ed è stato previsto un idoneo giunto sismico che lo separa dal resto del fabbricato. Pertanto, la presente pertiene esclusivamente all'adeguamento sismico della porzione di fabbricato realizzato precedentemente.

Nel corso delle indagini effettuate per la valutazione della vulnerabilità, è emerso che al piano primo di una porzione di fabbricato, al di sopra del controsoffitto in quadrotti di fibra minerale, vi è un solaio di soffittatura che presenta un'evidente vulnerabilità, essendo realizzato con travetti in laterizio rasato posti a sostegno di tavelloni fissati con una minima guscia di malta.

La pericolosità della situazione in caso di sisma è evidente, considerando che i travetti così come realizzati presentano una notevole fragilità e che i tavelloni interposti, oltre ad avere un inadeguato vincolo di appoggio, risultano ancor più fragili. Il tutto è aggravato dalla presenza sull'intradosso del controsoffitto di uno strato di intonaco che lo rende decisamente più pesante e quindi più pericoloso in caso di crollo anche di porzioni limitate.

La situazione è resa ancor più pericolosa dalla soluzione strutturale del soprastante tetto a due falde realizzato con travetti del tipo "Varese" e tirantatura di assorbimento della spinta con interposti tavelloni in laterizio semplicemente appoggiati, quindi con stabilità non assicurata in caso di evento sismico. Il sottostante controsoffitto non è sicuramente in grado di proteggere le persone in caso di distacco di tavelloni dai travetti "Varese".

Tenuto conto di quanto sopra e considerando che la sopradescritta tipologia di controsoffittatura non costituisce un idoneo piano rigido, si è deciso di realizzare, in sostituzione della stessa, un solaio che sia in grado di fornire un idoneo piano rigido.

Si è prevista quindi la realizzazione di un solaio con lamiera tipo "HI-BOND A 55/P 600" avente spessore pari a 0,7 mm con getto in opera di completamento in calcestruzzo armato dello spessore minimo di 4,5 cm sopra la lamiera grecata, per uno spessore complessivo pari a 10 cm. La lamiera

poggerà su travi principali realizzate in acciaio con varie sezioni tipo "IPE". Le travi principali saranno messe in opera in corrispondenza degli attuali travetti in laterizio rasato. Per maggiori dettagli si rimanda alla tavola allegata.

Questo intervento comporta un aggravio di carichi di pochi punti percentuali (sicuramente minore di 6%) ed è quindi sicuramente accettabile per le fondazioni. Esso ha il duplice effetto positivo di controventare, sul proprio piano, la scatola muraria e di proteggere le persone da eventuali distacchi di tavelloni dai travetti "Varese".

Nella presente relazione di calcolo si riportano la normativa di riferimento, le schematizzazioni adottate, le caratteristiche dei materiali, l'analisi dei carichi, le verifiche del nuovo controsoffitto in lamiera di acciaio collaborante e le verifiche di vulnerabilità sismica del fabbricato pre e post intervento.

Normativa di riferimento

È stato usato il metodo degli stati limiti, facendo riferimento alla seguente normativa:

- Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, aggiornata con tutte le modifiche introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3.5.2005 n. 3431: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni";
- CIRC. MIN. INFR. TRASP. 2 febbraio 2009: "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008";
- prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 del Dipartimento della Protezione Civile – Presidenza del Consiglio dei Ministri "Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003".

Schematizzazioni

- Caratterizzazione dei materiali

Le strutture portanti verticali del fabbricato oggetto della presente, con la sola esclusione di alcuni pilastri in cemento armato, sono costituite da muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Per la determinazione dei parametri di resistenza, la ditta 4 Emme Service S.p.A. ha svolto una campagna di indagini sulle strutture in sito, eseguendo le seguenti analisi:

- indagini termografiche sui paramenti esterni del fabbricato;
- indagini pacometriche sugli elementi strutturali in c.a.;
- test di carbonatazione e prelievo di provini cilindrici per le relative prove di laboratorio;
- saggi di pull-out sugli elementi strutturali in cls;
- prelievo di barre d'armatura e relative prove di laboratorio;
- indagini sui tamponamenti interni per la determinazione della tipologia e dello spessore della muratura;
- indagini sclerometriche, prove con martinetto piatto e shave test per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura;
- indagini endoscopiche sui solai per la determinazione della stratigrafia.

Le indagini preliminari sono state eseguite in data 10 giugno 2014, le prove sulle strutture in muratura e in cls nei giorni 19÷21 giugno 2014.

La campagna di indagini sulle strutture in sito ha fornito i seguenti valori:

- Resistenza media a compressione = 225 MPa (media su 3 prove)
- Resistenza media a taglio = 16 MPa (media su 2 prove)
- Modulo elastico = 3.314 MPa (media su 3 prove)

Rispetto alla Tabella C8A.2.1 della CIRC. MIN. INFR. TRASP. del 2 febbraio 2009: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008", i valori sopra riportati risultano:

- per quanto riguarda la resistenza media a compressione, inferiori al valore minimo tabellare;
- per quanto riguarda la resistenza media a taglio, superiori al valore massimo tabellare;
- per quanto riguarda il modulo elastico, superiori al valore massimo tabellare.

La campagna di indagini sulle strutture in sito ci permette di definire un livello di conoscenza pari a LC2 così come definito dalla sopracitata CIRC. MIN. INFR. TRASP. del 2 febbraio 2009. Pertanto,

in base a quanto riportato nella Tabella C8A.1.1, le proprietà dei materiali da considerare nelle elaborazioni saranno pari a:

- per quanto riguarda le resistenze, il valore medio della Tabella C8A.2.1;
- per quanto riguarda il modulo elastico, o la media delle prove o il valore medio della Tabella C8A.2.1.

Pertanto, le proprietà dei materiali da considerare nelle elaborazioni saranno:

- Resistenza media a compressione = 320 MPa
- Resistenza media a taglio = 7,6 MPa
- Modulo elastico = 1.500 MPa

Risulta quindi evidente che la resistenza media a compressione da considerare nelle elaborazioni è decisamente superiore al valore della stessa ottenuto nella campagna di indagini. Si ritiene pertanto opportuno lo studio di due modelli: uno con la resistenza media a compressione pari a 225 MPa e l'altro con la resistenza media a compressione pari a 320 MPa.

- Schematizzazione della struttura

La verifica sismica del fabbricato viene svolta applicando le Norme Tecniche contenute nel D.M. 14 gennaio 2008, tenuto conto che in base alla classificazione sismica del territorio della O.P.C.M.M. 3274 del 20.03.2003 il comune di Villorba (TV) ricade in zona 3.

Il metodo di calcolo adottato è l'Analisi Pushover. Il Pushover (o analisi statica non lineare) è un tipo di analisi nella quale le forze o gli spostamenti orizzontali, che riproducono staticamente l'azione sismica, vengono gradualmente incrementati fino a portare la struttura al raggiungimento delle condizioni ultime.

L'analisi è eseguita mediante un modello di calcolo tridimensionale semplificato delle strutture e risolta con l'ausilio del programma di calcolo automatico "MasterSap Top" prodotto da Studio Software AMV S.r.l. - Ronchi dei Legionari GO.

I pilastri in cemento armato, non sismo-resistenti, vengono inseriti per completamento del modello e vengono considerati "secondari" o elementi "bielle" (vincolo cerniera alle estremità) tali da non fornire rigidità flessionale al sistema.

Le pareti murarie sono idealizzate mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo (costituiti da porzioni dei primi due ma infinitamente rigidi). Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi "beam" deformabili assialmente e a taglio, mentre gli elementi nodo sono modellati numericamente come i primi, ma aumentando di 100 volte il modulo elastico per renderli infinitamente rigidi e resistenti.

Quindi gli elementi maschio e fascia sono costituiti da una parte deformabile con resistenza finita, e da due parti con modulo elastico 100 volte superiore alle estremità. L'altezza della parte deformabile, o «altezza efficace» del maschio, viene definita secondo quanto proposto da Dolce nel 1989 in *Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti*, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica.

Alle estremità dei maschi e delle fasce vengono inserite delle cerniere plastiche a taglio e a momento flettente calcolate automaticamente dal programma di calcolo con le formule di seguito riportate.

Per la determinazione della cerniera a pressoflessione per elementi maschio viene utilizzata la formula 7.8.2 delle NTC 2008; per la cerniera a taglio per elementi maschio la formula 8.7.1.1 della Circolare 2009; per la cerniera a pressoflessione per elementi fascia la formula 7.8.5 delle NTC 2008 e per la cerniera a taglio per elementi fascia le formule 7.8.4 e 7.8.6 delle NTC 2008.

Lo spostamento ultimo, come specificato nella NTC 2008, viene assunto per cerniere a pressoflessione pari allo 0,6% dell'altezza del pannello e per le cerniere a taglio pari allo 0,4% dell'altezza del pannello.

Le NTC 2008 prevedono, al § 7.3.4, l'applicazione di almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (gruppo 2). Le analisi che vengono effettuate sono la seconda del gruppo 1 (distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare) e la prima del gruppo 2 (distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione).

Per ciascuna di queste distribuzioni di forze la norma richiede di indagare il comportamento della struttura in entrambi i versi delle due direzioni principali di applicazione del sisma e di considerare anche la possibile eccentricità accidentale. Questo significa che per verificare la struttura serviranno 16 diverse analisi non lineari: quelle numerate da 1 a 8 corrispondono al gruppo 1 e sono identificate dal termine "Sisma", quelle da 9 a 16 corrispondono al gruppo 2 e sono identificate dal termine "Uniforme".

- Parametri sismici

La verifica sismica del fabbricato viene svolta applicando le Norme Tecniche contenute nel D.M. 14 gennaio 2008, tenuto conto che in base alla classificazione sismica del territorio della O.P.C.M.M. 3274 del 20.03.2003 il comune di Villorba (TV) ricade in zona 3.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, determinata in funzione delle coordinate geografiche del sito di costruzione, sulla base di una griglia con maglia 5 km x 5 km.

I parametri sismici per la costruzione in oggetto risultano:

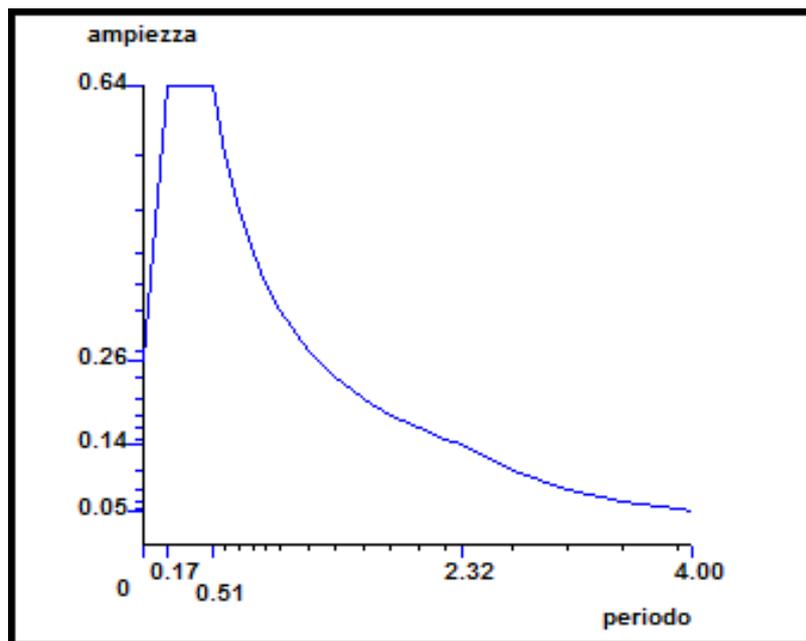
- Classificazione sismica: Zona 3 con $a_g/g = 0,179$, $F_0 = 2,495$, $T_c^* = 0,341$
- Vita nominale della Struttura $V_n = 50$ anni
- Classe d'uso della Struttura = III
- Periodo di riferimento del sisma: $V_R = V_n \times 1,5 = 75$ anni
- Categoria del terreno = C (la categoria del terreno viene assunta sulla base dell'ampia documentazione tecnica in possesso e sulla base della conoscenza del territorio ove sorge il fabbricato oggetto di verifica).

Nella pagina seguente è riportato lo spettro elastico. A favore di sicurezza, nelle verifiche sarà considerata un'accelerazione corrispondente al plateau. È stata comunque eseguita anche un'analisi dinamica per valutare il periodo dei modi propri di vibrare ed è risultato:

- per il modello pre-intervento, in direzione X-X il periodo è pari a 0,317 secondi (quarto modo associato al 43% della massa nella direzione X-X e al 2% nell'altra) e in direzione Y-Y il periodo è pari a 0,248 secondi (ottavo modo associato al 49% della massa nella direzione Y-Y e all'8% nell'altra);
- per il modello post-intervento, in direzione X-X il periodo è pari a 0,254 secondi (secondo modo associato al 62% della massa nella direzione X-X e all'11% nell'altra) e in direzione Y-Y il periodo è pari a 0,312 secondi (primo modo associato al 65% della massa nella direzione Y-Y e al 5% nell'altra).

Risulta quindi in entrambe le analisi un periodo all'interno del plateau. Avremmo ottenuto lo stesso risultato anche applicando la formula la formula 7.3.5 delle NTC2008, che avrebbe restituito un periodo pari a circa 0,24 secondi.

Spettro elastico



Num.	Periodo	A.sle XY
1	0.000	0.2563
2	0.170	0.6396
3	0.511	0.6396
4	0.600	0.5443
5	0.700	0.4666
6	0.800	0.4082
7	0.900	0.3629
8	1.000	0.3266
9	1.200	0.2722
10	1.400	0.2333
11	1.600	0.2041
12	1.800	0.1814
13	2.000	0.1633
14	2.200	0.1485
15	2.316	0.1410
16	2.700	0.1038
17	3.100	0.0787
18	3.500	0.0617
19	3.900	0.0497
20	4.000	0.0473

- Vulnerabilità sismica pre-intervento e post-intervento

Lo scopo della vulnerabilità sismica è la verifica di quale sia la sicurezza dell'edificio allo stato attuale e allo stato di progetto. La verifica sismica del fabbricato viene svolta applicando le Norme Tecniche contenute nel D.M. 14 gennaio 2008, tenuto conto che in base alla classificazione sismica del territorio della O.P.C.MM. 3274 del 20.03.2003 il comune di Villorba (TV) ricade in zona 3. Il metodo di calcolo adottato è l'Analisi Pushover. Il Pushover (o analisi statica non lineare) è un tipo di analisi nella quale le forze o gli spostamenti orizzontali, che riproducono staticamente l'azione sismica, vengono gradualmente incrementati fino a portare la struttura al raggiungimento delle condizioni ultime.

L'analisi dell'edificio è eseguita mediante un modello di calcolo tridimensionale semplificato delle strutture e risolta con l'ausilio del programma di calcolo automatico "MasterSap Top" prodotto da Studio Software AMV S.r.l. - Ronchi dei Legionari GO.

Come anticipato nel paragrafo "Caratterizzazione dei materiali" (pagine 4 e 5), vengono eseguite due analisi per entrambe le situazioni (pre e post) che si differenziano fra loro solo per la diversa resistenza media a compressione, pari rispettivamente a 225 e 320 MPa.

Per la vulnerabilità sismica pre-intervento viene considerata l'analisi che ha dato il risultato migliore, mentre per la vulnerabilità sismica post-intervento l'analisi che ha dato il risultato peggiore. Si è optato per questa soluzione in quanto, essendo l'intervento soggetto a finanziamento pubblico, si è preferito ottenere una eventuale "sovrastima" della vulnerabilità pre-intervento e una eventuale "sottostima" della vulnerabilità post-intervento.

- Nuovo solaio

Il nuovo solaio è schematizzato come semplicemente appoggiato in corrispondenza delle travi e/o delle murature, considerando la continuità in corrispondenza degli appoggi intermedi. Le travi principali sono schematizzate come semplicemente appoggiate in corrispondenza delle murature senza considerare la continuità in corrispondenza degli appoggi intermedi.

Il predimensionamento è eseguito secondo il metodo degli stati limite: stato limite ultimo (S.L.U.) e stato limite di esercizio (S.L.E.). Il calcolo delle sollecitazioni e il predimensionamento delle varie sezioni caratteristiche è stato condotto con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

S.L.U.:

combinazione fondamentale

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

S.L.E.:

combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica (valida sia per S.L.E. che S.L.U.)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono:

		Coeff. γ_P	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli		0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli		0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli		0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

dove:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio (della struttura, del terreno e dell'acqua);

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti parziali Ψ_i sono:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso ind.	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1.000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1.000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Caratteristiche dei materiali

I nuovi materiali impiegati per la realizzazione del nuovo controsoffitto sono del tipo di seguito indicato:

- **Calcestruzzo**

- calcestruzzo per strutture in elevazione:

classe di resistenza C25/30

contenuto minimo di cemento pari a 320 kg/m³

slump compreso fra 6 e 10 cm per pilastri

rapporto massimo acqua/cemento pari a 0,50

diametro massimo dell'inerte pari a 20 mm

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica a compressione cilindrica} = 30 \times 0,83 = 24,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cd}^l = \text{resistenza a compressione ridotta dell'anima} = 30 \times 0,83 \times 0,85 / 1,50 / 2 = 7,05 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \text{resistenza di calcolo a pressoflessione} = 30 \times 0,83 \times 0,85 / 1,50 = 14,11 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \text{resistenza di calcolo a trazione} = 0,70 \times 0,30 \times (30 \times 0,83)^{2/3} / 1,50 = 1,19 \text{ MPa}$$

- **Acciaio in barre per cemento armato**

acciaio tipo "B450C"

diametro del mandrino per piegature: - $\geq 12 \times \phi_{barra}$ per le armature longitudinali

- $\geq 6 \times \phi_{barra}$ per le staffe

$$f_{yk} = \text{tensione caratteristica di snervamento} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \text{resistenza di calcolo} = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ MPa}$$

- **Acciaio per carpenteria metallica**

- per profili metallici acciaio tipo "S275"

$$f_{yk} = \text{tensione caratteristica di snervamento} = 275 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \text{resistenza di calcolo} = 275 / 1,05 = 261,9 \text{ MPa}$$

$$E = \text{modulo elastico} = 210 \text{ GPa}$$

- per viti e bulloni

$$f_{yb} = \text{tensione di snervamento} = 649 \text{ MPa}$$

$$f_{tb} = \text{tensione di rottura} = 800 \text{ MPa}$$

Analisi dei carichi

- *Pesi propri*

- acciaio	78,0 kN/m ³
- cemento armato	25,0 kN/m ³
- pareti in laterizio	18,0 kN/m ³
- intonaco	0,30 kN/m ²

- *Neve*

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t \text{ (formula 3.3.7 delle NTC 2008)}$$

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il valore caratteristico del carico della neve al suolo viene assunto per la “zona 1” mediterranea a quote inferiori a 200 m. s.l.m.:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Per la determinazione del carico neve vengono considerati i seguenti dati di progetto:

- pendenza della copertura 41% $\Rightarrow a=22^\circ 18' \Rightarrow \mu_1 = 0,800$
- topografia normale $\Rightarrow C_e = 1,0$ (tabella 3.4.I delle NTC 2008)
- costruzione non riscaldata $\Rightarrow C_t = 1,0$

Risulterà quindi un carico neve sulla proiezione in pianta pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 0,800 \cdot 1,500 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

- Vento

La pressione del vento sugli elementi della costruzione è calcolata con la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \text{ (formula 3.3.2 delle NTC 2008)}$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento (per il calcolo si rimanda più sotto);

c_e è il coefficiente di esposizione (per il calcolo si rimanda più sotto);

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico) variabile per i diversi elementi;

c_d è il coefficiente dinamico, di norma assunto pari a 1.

Per la determinazione della pressione cinetica di riferimento viene utilizzata la seguente espressione:

$$q_b = \rho \cdot v_b^2 / 2 = 1,25 \cdot 25^2 / 2 = 391 \text{ N/m}^2 \text{ (formula 3.3.4 delle NTC 2008)}$$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

v_b è la velocità di riferimento del vento normalmente assunta pari a 25 m/sec .

Per la determinazione del coefficiente di esposizione viene utilizzata la seguente espressione:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot (7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)) \text{ (formula 3.3.5 delle NTC 2008)}$$

dove:

k_r e z_0 sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia, di norma assunto pari a 1.

Per la determinazione del carico vento vengono considerati i seguenti dati di progetto:

- zona 1; $as < 500 \text{ m. s.l.m.}$; classe di rugosità "C" \Rightarrow categoria III
- categoria di esposizione del sito III $\Rightarrow k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10$; $z = 8,0 \Rightarrow c_e = 1,955$
- costruzione non riscaldata $\Rightarrow C_t = 1,0$

Quindi la pressione del vento sulle varie parti della costruzione è:

$$p = 391 \cdot 1,955 \cdot c_p \cdot 1,0 = (779 \cdot c_p) \text{ N/m}^2$$

dove:

c_p per la copertura può variare fra $-1,2$ e $+0,1$ (intendendo con $+$ il valore in compressione)

Risulterà quindi un carico vento agente sulla copertura variabile fra $+0,10$ e $-1,00 \text{ kN/m}^2$

- Solaio di copertura in travetti tipo "Varese"

- permanenti:

- peso proprio 2,00 kN/m²
- permanenti portati 1,00 kN/m²

- accidentali:

- neve (massima) 1,20 kN/m²
- vento 0,10 kN/m²

Nel solaio di copertura gravano quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 2,00 kN/m²
- carico permanente non strutturale 1,00 kN/m²
- carico variabile dovuto al vento 0,10 kN/m²
- carico variabile dovuto alla neve 1,20 kN/m² (proiezione in pianta)

- Solaio di copertura tipo "Bausta"

- permanenti:

- peso proprio 2,40 kN/m²
- permanenti portati 1,60 kN/m²

- accidentali:

- neve (massima) 1,20 kN/m²
- vento 0,10 kN/m²

Nel solaio di copertura gravano quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 2,40 kN/m²
- carico permanente non strutturale 1,60 kN/m²
- carico variabile dovuto al vento 0,10 kN/m²
- carico variabile dovuto alla neve 1,20 kN/m² (proiezione in pianta)

- Soffittatura esistente in laterizio

- permanenti:

- peso proprio 0,50 kN/m²
- permanenti portati 0,20 kN/m²

- accidentali: non vi sono carichi accidentali

Nella soffittatura esistente gravano quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 0,50 kN/m²
- carico permanente non strutturale 0,20 kN/m²

- Soffittatura nuova in lamiera

- permanenti:

- peso proprio 2,00 kN/m²
- permanenti portati 0,50 kN/m²

- accidentali:

- sovraccarichi accidentali 0,50 kN/m²

Nella nuova soffittatura graveranno quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 2,00 kN/m²
- carico permanente non strutturale 1,00 kN/m²
- carico variabile categoria "H" 0,50 kN/m²

- Solaio di calpestio piano primo

- permanenti:

- peso proprio 2,40 kN/m²
- permanenti portati 1,60 kN/m²

- accidentali:

- sovraccarichi accidentali 4,00 kN/m²

Nel solaio di calpestio gravano quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 2,40 kN/m²
- carico permanente non strutturale 1,60 kN/m²
- carico variabile categoria "C" 4,00 kN/m²

Verifiche del nuovo controsoffitto

Lamiera HI-BOND (tipo "A55/P 600" spessore = 0,7 mm)

$$M_{\text{ag. max SLU}} = 0,6 \text{ kNm}; \quad M_{\text{res SLU}} = 1,8 \text{ kNm}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 3,000$$

$$T_{\text{ag. max SLU}} = 2,1 \text{ kN}; \quad T_{\text{res SLU}} = 55,5 \text{ kN}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 26,426$$

$$f_{\text{max SLU}} = 0,35 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLU}}/l < 2.866$$

$$f_{\text{max SLE}} = 0,48 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLE}}/l < 2.097$$

Travi principali (profili tipo "IPE120")

$$M_{\text{ag. max SLU}} = 7,8 \text{ kNm}; \quad M_{\text{res SLU}} = 13,2 \text{ kNm}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 1,692$$

$$T_{\text{ag. max SLU}} = 8,9 \text{ kN}; \quad T_{\text{res SLU}} = 50,8 \text{ kN}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 5,708$$

$$f_{\text{max SLU}} = 14,8 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLU}}/l < 236$$

$$f_{\text{max SLE}} = 10,8 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLE}}/l < 323$$

Travi principali (profili tipo "IPE140")

$$M_{\text{ag. max SLU}} = 12,3 \text{ kNm}; \quad M_{\text{res SLU}} = 19,3 \text{ kNm}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 1,569$$

$$T_{\text{ag. max SLU}} = 11,2 \text{ kN}; \quad T_{\text{res SLU}} = 63,3 \text{ kN}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 5,652$$

$$f_{\text{max SLU}} = 21,7 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLU}}/l < 202$$

$$f_{\text{max SLE}} = 15,9 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLE}}/l < 276$$

Travi principali (profili tipo "IPE240")

$$M_{\text{ag. max SLU}} = 41,0 \text{ kNm}; \quad M_{\text{res SLU}} = 81,0 \text{ kNm}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 1,976$$

$$T_{\text{ag. max SLU}} = 20,0 \text{ kN}; \quad T_{\text{res SLU}} = 143,1 \text{ kN}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 6,847$$

$$f_{\text{max SLU}} = 32,1 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLU}}/l < 244$$

$$f_{\text{max SLE}} = 23,6 \text{ mm} \Rightarrow f_{\text{SLE}}/l < 332$$

Planimetrie

Di seguito sono riportate le piante del piano terra e del piano primo del fabbricato oggetto della presente.

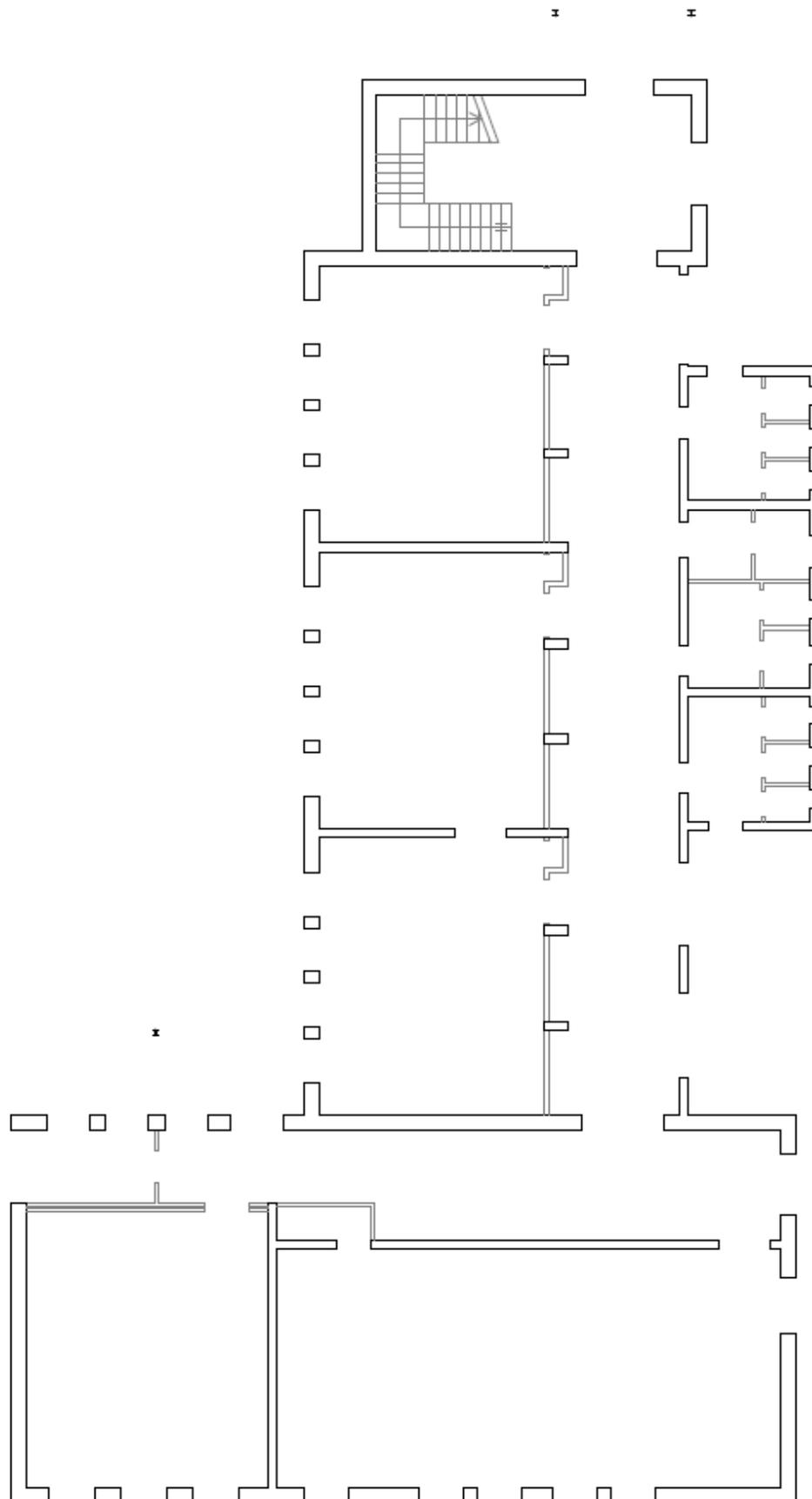


Figura 1: Pianta piano terra

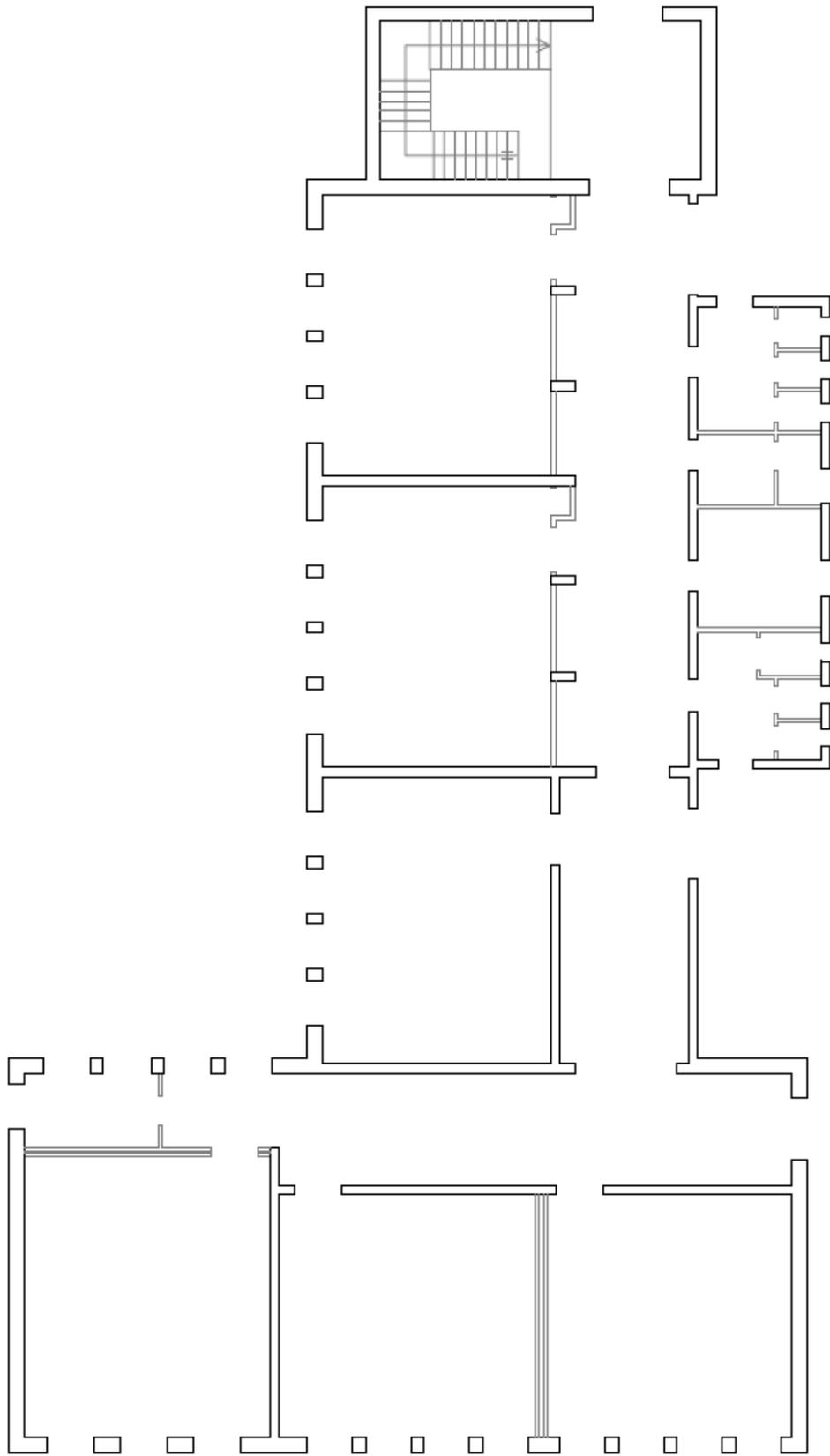


Figura 2: Pianta piano primo

Modellazione tridimensionale

Sia per lo stato di fatto (pre-intervento), sia per lo stato di progetto (post-intervento) vengono eseguite due analisi pushover che si differenziano solo per la resistenza media a compressione, pari rispettivamente a 225 e 320 MPa.

La differenza nei due modelli pre e post-intervento sta, oltre che in una lieve differenza di carichi dovuti alle due diverse controsoffittature, soprattutto nel diverso comportamento delle controsoffittature stesse. Quella attualmente presente non ha nessuna capacità di costituire un piano rigido, mentre quella prevista in progetto è assolutamente in grado di ripartire le forze in gioco sul proprio piano. I due modelli, quindi, si differenzieranno soprattutto per il piano rigido posto in copertura.

Di seguito vengono riportate alcune figure rappresentanti delle viste assometriche del modello di calcolo analizzato. Per una più ampia descrizione del modello, si rimanda al fascicolo “Allegato alla relazione di calcolo”.

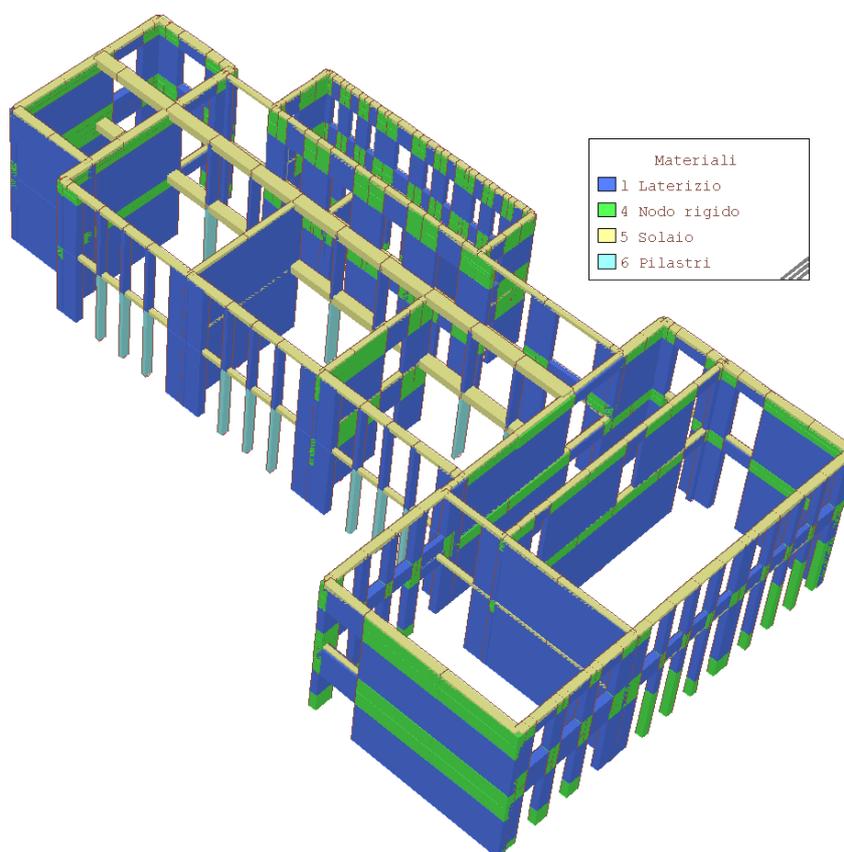


Figura 3: Vista assometrica del modello di calcolo

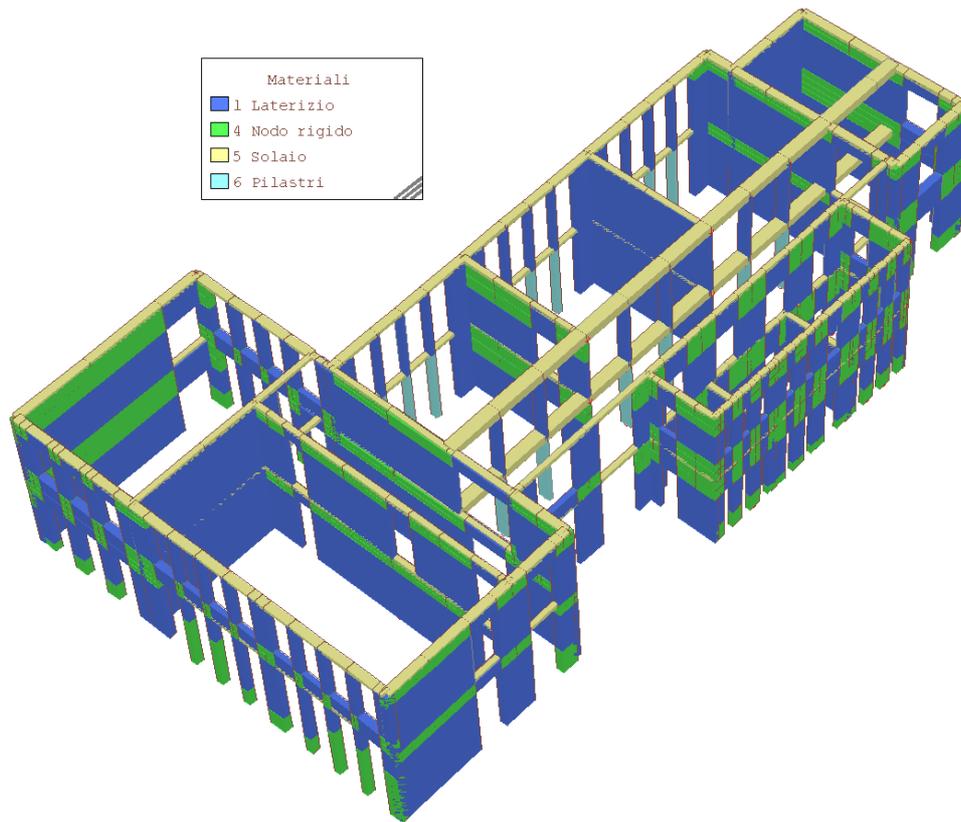


Figura 4: Vista assonometrica del modello di calcolo

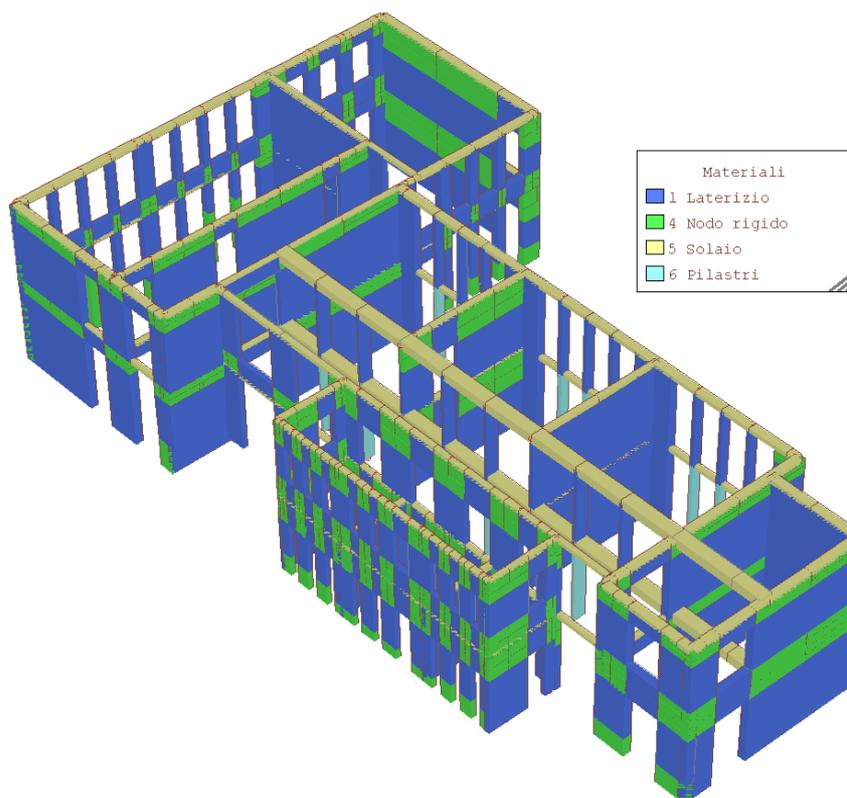


Figura 5: Vista assonometrica del modello di calcolo

Risultati

Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati dell'elaborazione in termini di domanda e capacità di spostamento.

PRE-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 225 MPA

N.	Nome	Carico sismico	Dir.	d*Max (SLU)	du*	d*Max (SLD)	dd*	d*Max (SLO)	do*	q*	α_u/α_1
1	Statica \ Sisma +X, Tors +	1	1	3,305	2,210	1,130	1,077	0,853	0,745	5,061	2,5
2	Statica \ Sisma -X, Tors +	1	2	3,410	1,495	1,176	0,931	0,879	0,625	5,046	2,5
3	Statica \ Sisma +Y, Tors +	1	3	2,610	2,902	0,823	1,751	0,604	1,131	3,368	2,5
4	Statica \ Sisma -Y, Tors +	1	4	2,416	1,806	0,735	1,805	0,537	1,192	3,167	2,5
5	Statica \ Sisma +X, Tors -	1	1	3,255	2,309	1,108	1,068	0,836	0,741	5,036	2,5
6	Statica \ Sisma -X, Tors -	1	2	3,492	1,504	1,212	0,950	0,899	0,632	5,102	2,5
7	Statica \ Sisma +Y, Tors -	1	3	2,713	4,135	0,868	1,824	0,646	1,166	3,218	2,5
8	Statica \ Sisma -Y, Tors -	1	4	2,787	3,865	0,901	1,958	0,679	1,280	3,065	2,5
9	Statica \ Uniforme +X, Tors +	2	1	3,541	3,347	1,237	1,498	0,915	1,026	3,984	2,5
10	Statica \ Uniforme -X, Tors +	2	2	3,603	2,241	1,256	1,230	0,929	0,879	3,988	2,5
11	Statica \ Uniforme +Y, Tors +	2	3	3,045	5,228	1,021	2,444	0,776	1,659	3,246	2,5
12	Statica \ Uniforme -Y, Tors +	2	4	2,914	4,198	0,960	2,285	0,726	1,607	3,140	2,5
13	Statica \ Uniforme +X, Tors -	2	1	3,378	3,046	1,171	1,452	0,878	0,999	3,965	2,5
14	Statica \ Uniforme -X, Tors -	2	2	3,760	2,393	1,301	1,252	0,961	0,878	4,013	2,5
15	Statica \ Uniforme +Y, Tors -	2	3	2,719	2,334	0,871	2,334	0,646	1,559	3,296	2,5
16	Statica \ Uniforme -Y, Tors -	2	4	3,011	4,135	1,006	2,390	0,765	1,104	3,138	2,5

PRE-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 320 MPA

N.	Nome	Carico sismico	Dir.	d*Max (SLU)	du*	d*Max (SLD)	dd*	d*Max (SLO)	do*	q*	α_u/α_1
1	Statica \ Sisma +X, Tors +	1	1	3,271	2,336	1,116	1,088	0,843	0,749	4,912	2,5
2	Statica \ Sisma -X, Tors +	1	2	3,394	1,386	1,170	0,942	0,876	0,631	4,963	2,5
3	Statica \ Sisma +Y, Tors +	1	3	2,874	4,405	0,942	1,760	0,717	1,137	2,934	2,5
4	Statica \ Sisma -Y, Tors +	1	4	2,434	1,817	0,743	1,817	0,542	1,178	3,215	2,5
5	Statica \ Sisma +X, Tors -	1	1	3,233	2,349	1,099	1,075	0,829	0,744	4,897	2,5
6	Statica \ Sisma -X, Tors -	1	2	3,494	1,519	1,214	0,976	0,900	0,632	4,951	2,5
7	Statica \ Sisma +Y, Tors -	1	3	2,714	4,124	0,868	1,825	0,646	1,164	3,219	2,5
8	Statica \ Sisma -Y, Tors -	1	4	2,668	2,850	0,848	1,975	0,628	1,376	3,228	2,5
9	Statica \ Uniforme +X, Tors +	2	1	3,503	3,442	1,226	1,502	0,908	1,033	3,871	2,5
10	Statica \ Uniforme -X, Tors +	2	2	3,582	2,072	1,250	1,249	0,925	0,875	3,925	2,5
11	Statica \ Uniforme +Y, Tors +	2	3	3,131	4,816	1,065	2,311	0,818	1,531	2,975	2,5
12	Statica \ Uniforme -Y, Tors +	2	4	2,761	3,536	0,890	2,137	0,662	1,903	3,318	2,5
13	Statica \ Uniforme +X, Tors -	2	1	3,331	3,082	1,150	1,463	0,868	1,009	3,868	2,5
14	Statica \ Uniforme -X, Tors -	2	2	3,723	2,264	1,291	1,343	0,954	0,866	3,994	2,5
15	Statica \ Uniforme +Y, Tors -	2	3	2,991	4,342	0,997	2,450	0,760	1,649	3,029	2,5
16	Statica \ Uniforme -Y, Tors -	2	4	2,861	2,061	0,936	1,500	0,702	1,151	3,275	2,5

POST-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 225 MPA

N.	Nome	Carico sismico	Dir.	d*Max (SLU)	du*	d*Max (SLD)	dd*	d*Max (SLO)	do*	q*	α_u/α_1
1	Statica \ Sisma +X, Tors +	1	1	1,839	2,811	0,472	1,902	0,366	1,373	2,568	2,5
2	Statica \ Sisma -X, Tors +	1	2	1,849	2,707	0,482	2,038	0,374	1,394	2,476	2,5
3	Statica \ Sisma +Y, Tors +	1	3	2,117	2,203	0,610	1,856	0,430	1,226	3,250	2,5
4	Statica \ Sisma -Y, Tors +	1	4	2,057	2,139	0,581	1,882	0,415	1,393	3,085	2,5
5	Statica \ Sisma +X, Tors -	1	1	1,847	3,012	0,478	1,851	0,371	1,197	2,525	2,5
6	Statica \ Sisma -X, Tors -	1	2	1,949	2,566	0,524	1,997	0,406	1,265	2,476	2,5
7	Statica \ Sisma +Y, Tors -	1	3	2,073	2,024	0,592	1,414	0,415	1,227	3,258	2,5
8	Statica \ Sisma -Y, Tors -	1	4	2,113	2,214	0,604	1,976	0,434	1,237	3,083	2,5
9	Statica \ Uniforme +X, Tors +	2	1	2,034	2,723	0,554	2,369	0,429	1,597	2,571	2,5
10	Statica \ Uniforme -X, Tors +	2	2	2,080	3,430	0,582	2,310	0,451	1,710	2,446	2,5
11	Statica \ Uniforme +Y, Tors +	2	3	2,334	2,766	0,702	2,488	0,504	1,594	3,271	2,5
12	Statica \ Uniforme -Y, Tors +	2	4	2,272	2,783	0,671	2,546	0,489	1,714	3,080	2,5
13	Statica \ Uniforme +X, Tors -	2	1	2,004	3,090	0,543	2,443	0,421	1,669	2,536	2,5
14	Statica \ Uniforme -X, Tors -	2	2	2,177	2,926	0,619	2,410	0,480	1,599	2,520	2,5
15	Statica \ Uniforme +Y, Tors -	2	3	2,291	2,779	0,683	1,864	0,490	1,664	3,243	2,5
16	Statica \ Uniforme -Y, Tors -	2	4	2,335	2,395	0,699	2,294	0,509	1,508	3,147	2,5

POST-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 320 MPA

N.	Nome	Carico sismico	Dir.	d*Max (SLU)	du*	d*Max (SLD)	dd*	d*Max (SLO)	do*	q*	α_u/α_1
1	Statica \ Sisma +X, Tors +	1	1	1,808	2,578	0,483	1,852	0,375	1,201	2,244	2,5
2	Statica \ Sisma -X, Tors +	1	2	1,832	3,138	0,494	2,071	0,384	1,307	2,225	2,5
3	Statica \ Sisma +Y, Tors +	1	3	2,095	2,428	0,591	1,840	0,435	1,404	2,905	2,5
4	Statica \ Sisma -Y, Tors +	1	4	2,031	2,254	0,559	1,785	0,420	1,344	2,745	2,5
5	Statica \ Sisma +X, Tors -	1	1	1,817	3,041	0,482	1,830	0,374	1,171	2,305	2,5
6	Statica \ Sisma -X, Tors -	1	2	1,903	2,870	0,524	1,980	0,406	1,373	2,228	2,5
7	Statica \ Sisma +Y, Tors -	1	3	2,050	2,167	0,572	1,810	0,421	1,205	2,872	2,5
8	Statica \ Sisma -Y, Tors	1	4	2,039	2,101	0,560	1,698	0,426	1,254	2,667	2,5
9	Statica \ Uniforme +X, Tors +	2	1	2,063	2,921	0,588	2,427	0,456	1,626	2,271	2,5
10	Statica \ Uniforme -X, Tors +	2	2	2,025	3,515	0,573	2,528	0,445	1,705	2,252	2,5
11	Statica \ Uniforme +Y, Tors +	2	3	2,313	2,776	0,685	2,177	0,510	1,686	2,897	2,5
12	Statica \ Uniforme -Y, Tors +	2	4	2,251	2,571	0,655	2,505	0,493	1,699	2,782	2,5
13	Statica \ Uniforme +X, Tors -	2	1	1,976	3,220	0,551	2,504	0,427	1,574	2,268	2,5
14	Statica \ Uniforme -X, Tors -	2	2	2,151	3,215	0,629	2,429	0,488	1,597	2,243	2,5
15	Statica \ Uniforme +Y, Tors -	2	3	2,264	2,867	0,663	2,283	0,494	1,674	2,872	2,5
16	Statica \ Uniforme -Y, Tors -	2	4	2,301	2,882	0,676	2,396	0,512	1,715	2,746	2,5

LEGENDA

N.	Numero progressivo identificativo delle CCNL
Nome	Nome della CCNL
Carico sismico	Rappresenta, nel caso la combinazione incrementale sia di tipo sismico, il gruppo di appartenenza della distribuzione di forze applicata (NTC 2008 7.3.4.1)
Dir.	Direzione di applicazione delle forze sismiche
d*max(SLU)	Domanda di spostamento allo SLU
d*u	Capacità di spostamento allo SLU
d*max(SLD)	Domanda di spostamento allo SLD
d*d	Capacità di spostamento allo SLD
d*max(SLO)	Domanda di spostamento allo SLO
d*o	Capacità di spostamento allo SLO
q*	Rapporto fra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente
α_u/α_1	Rapporto di sovrarresistenza, utile per la determinazione del fattore di struttura

Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati dell'elaborazione in termini di periodo di ritorno dell'evento sismico corrispondente al raggiungimento della rottura allo stato limite considerato indicato come TR,C (TR,D rappresenta la domanda), di accelerazione al suolo per la quale la struttura raggiunge lo stato limite considerato indicato con PGAC (PGAD rappresenta la domanda), di indicatore di rischio di collasso (α_u) e di indicatore di rischio di inagibilità (α_e).

PRE-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 225 MPA

STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s ²)	PGAD (m/s ²)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Tors +	277	712	0.678	1.781	2.515	0.708
Statica \ Sisma -X, Tors +	122	712	0.484	1.251	2.515	0.497
Statica \ Sisma +Y, Tors +	937	712	1.120	2.733	2.515	1.087
Statica \ Sisma -Y, Tors +	364	712	0.759	2.013	2.515	0.801
Statica \ Sisma +X, Tors -	315	712	0.715	1.884	2.515	0.749
Statica \ Sisma -X, Tors -	115	712	0.472	1.207	2.515	0.480
Statica \ Sisma +Y, Tors -	2377	712	1.642	3.529	2.515	1.403
Statica \ Sisma -Y, Tors -	1769	712	1.454	3.273	2.515	1.302
Statica \ Uniforme +X, Tors +	611	712	0.939	2.401	2.515	0.955
Statica \ Uniforme -X, Tors +	236	712	0.635	1.678	2.515	0.667
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	2019	712	1.536	3.379	2.515	1.344
Statica \ Uniforme +X, Tors -	540	712	0.892	2.307	2.515	0.918
Statica \ Uniforme -X, Tors -	246	712	0.646	1.707	2.515	0.679
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	489	712	0.857	2.236	2.515	0.889
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	1751	712	1.448	3.264	2.515	1.298

STATO LIMITE DI DANNO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	70	75	0.972	0.971	1.001	0.971
Statica \ Sisma -X, Tors +	48	75	0.832	0.795	1.001	0.794
Statica \ Sisma +Y, Tors +	293	75	1.752	1.839	1.001	1.838
Statica \ Sisma -Y, Tors +	364	75	1.916	2.000	1.001	1.999
Statica \ Sisma +X, Tors -	70	75	0.972	0.971	1.001	0.971
Statica \ Sisma -X, Tors -	48	75	0.832	0.795	1.001	0.794
Statica \ Sisma +Y, Tors -	293	75	1.752	1.839	1.001	1.838
Statica \ Sisma -Y, Tors -	316	75	1.807	1.898	1.001	1.897
Statica \ Uniforme +X, Tors +	109	75	1.166	1.192	1.001	1.191
Statica \ Uniforme -X, Tors +	72	75	0.983	0.986	1.001	0.985
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	417	75	2.026	2.101	1.001	2.100
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	397	75	1.985	2.076	1.001	2.075
Statica \ Uniforme +X, Tors -	115	75	1.192	1.207	1.001	1.206
Statica \ Uniforme -X, Tors -	70	75	0.972	0.971	1.001	0.971
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	489	75	2.163	2.236	1.001	2.234
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	403	75	1.998	2.076	1.001	2.075

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	36	45	0.912	0.692	0.765	0.904
Statica \ Sisma -X, Tors +	27	45	0.810	0.556	0.765	0.727
Statica \ Sisma +Y, Tors +	132	45	1.557	1.295	0.765	1.692
Statica \ Sisma -Y, Tors +	171	45	1.732	1.442	0.765	1.885
Statica \ Sisma +X, Tors -	36	45	0.912	0.692	0.765	0.904
Statica \ Sisma -X, Tors -	27	45	0.810	0.556	0.765	0.727
Statica \ Sisma +Y, Tors -	128	45	1.538	1.265	0.765	1.654
Statica \ Sisma -Y, Tors -	145	45	1.619	1.354	0.765	1.769
Statica \ Uniforme +X, Tors +	54	45	1.078	0.853	0.765	1.115
Statica \ Uniforme -X, Tors +	40	45	0.953	0.736	0.765	0.962
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	190	45	1.809	1.516	0.765	1.981
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	198	45	1.840	1.560	0.765	2.038
Statica \ Uniforme +X, Tors -	56	45	1.094	0.868	0.765	1.135
Statica \ Uniforme -X, Tors -	39	45	0.943	0.721	0.765	0.942
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	216	45	1.907	1.604	0.765	2.096
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	89	45	1.324	1.089	0.765	1.423

PRE-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 320 MPA

STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Tors +	316	712	0.716	1.898	2.515	0.755
Statica \ Sisma -X, Tors +	106	712	0.457	1.177	2.515	0.468
Statica \ Sisma +Y, Tors +	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Sisma -Y, Tors +	364	712	0.759	2.013	2.515	0.801
Statica \ Sisma +X, Tors -	328	712	0.727	1.928	2.515	0.767
Statica \ Sisma -X, Tors -	118	712	0.477	1.221	2.515	0.486
Statica \ Sisma +Y, Tors -	2354	712	1.636	3.512	2.515	1.397
Statica \ Sisma -Y, Tors -	836	712	1.068	2.647	2.515	1.053
Statica \ Uniforme +X, Tors +	678	712	0.980	2.481	2.515	0.987
Statica \ Uniforme -X, Tors +	203	712	0.597	1.575	2.515	0.626
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	1392	712	1.318	3.068	2.515	1.220
Statica \ Uniforme +X, Tors -	582	712	0.920	2.354	2.515	0.936
Statica \ Uniforme -X, Tors -	221	712	0.618	1.619	2.515	0.644
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	2059	712	1.548	3.404	2.515	1.354
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	334	712	0.732	1.928	2.515	0.767

STATO LIMITE DI DANNO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Tors +	72	75	0.983	0.986	1.001	0.985
Statica \ Sisma -X, Tors +	50	75	0.846	0.809	1.001	0.809
Statica \ Sisma +Y, Tors +	241	75	1.617	1.692	1.001	1.691
Statica \ Sisma -Y, Tors +	364	75	1.916	2.000	1.001	1.999
Statica \ Sisma +X, Tors -	72	75	0.983	0.986	1.001	0.985
Statica \ Sisma -X, Tors -	51	75	0.853	0.824	1.001	0.824
Statica \ Sisma +Y, Tors -	293	75	1.752	1.839	1.001	1.838
Statica \ Sisma -Y, Tors -	352	75	1.889	1.972	1.001	1.971
Statica \ Uniforme +X, Tors +	113	75	1.184	1.207	1.001	1.206
Statica \ Uniforme -X, Tors +	74	75	0.994	0.986	1.001	0.985
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	345	75	1.874	1.957	1.001	1.956
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	384	75	1.958	2.051	1.001	2.050
Statica \ Uniforme +X, Tors -	122	75	1.222	1.236	1.001	1.235
Statica \ Uniforme -X, Tors -	82	75	1.037	1.045	1.001	1.044
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	435	75	2.061	2.138	1.001	2.137
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	182	75	1.440	1.501	1.001	1.500

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	36	45	0.912	0.692	0.765	0.904
Statica \ Sisma -X, Tors +	27	45	0.810	0.556	0.765	0.727
Statica \ Sisma +Y, Tors +	109	45	1.439	1.177	0.765	1.538
Statica \ Sisma -Y, Tors +	167	45	1.715	1.442	0.765	1.885
Statica \ Sisma +X, Tors -	36	45	0.912	0.692	0.765	0.904
Statica \ Sisma -X, Tors -	128	45	1.538	1.265	0.765	1.654
Statica \ Sisma +Y, Tors -	37	45	0.923	0.706	0.765	0.923
Statica \ Sisma -Y, Tors -	178	45	1.761	1.472	0.765	1.923
Statica \ Uniforme +X, Tors +	56	45	1.094	0.868	0.765	1.135
Statica \ Uniforme -X, Tors +	40	45	0.953	0.736	0.765	0.962
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	152	45	1.650	1.368	0.765	1.788
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	304	45	2.195	1.854	0.765	2.423
Statica \ Uniforme +X, Tors -	58	45	1.110	0.883	0.765	1.154
Statica \ Uniforme -X, Tors -	39	45	0.943	0.721	0.765	0.942
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	194	45	1.825	1.545	0.765	2.019
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	112	45	1.455	1.207	0.765	1.577

POST-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 225 MPA**STATO LIMITE ULTIMO**

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Tors +	2162	712	1.579	3.447	2.515	1.371
Statica \ Sisma -X, Tors +	1901	712	1.498	3.327	2.515	1.323
Statica \ Sisma +Y, Tors +	781	712	1.039	2.592	2.515	1.031
Statica \ Sisma -Y, Tors +	781	712	1.039	2.592	2.515	1.031
Statica \ Sisma +X, Tors -	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Sisma -X, Tors -	1424	712	1.330	3.078	2.515	1.224
Statica \ Sisma +Y, Tors -	671	712	0.976	2.469	2.515	0.982
Statica \ Sisma -Y, Tors -	792	712	1.045	2.603	2.515	1.035
Statica \ Uniforme +X, Tors +	1506	712	1.361	3.126	2.515	1.243
Statica \ Uniforme -X, Tors +	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	1096	712	1.194	2.858	2.515	1.137
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	1195	712	1.238	2.930	2.515	1.165
Statica \ Uniforme +X, Tors -	2247	712	1.605	3.480	2.515	1.384
Statica \ Uniforme -X, Tors -	1523	712	1.367	3.144	2.515	1.250
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	1180	712	1.231	2.930	2.515	1.165
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	760	712	1.027	2.570	2.515	1.022

STATO LIMITE DI DANNO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	770	75	2.608	2.581	1.001	2.580
Statica \ Sisma -X, Tors +	893	75	2.771	2.701	1.001	2.699
Statica \ Sisma +Y, Tors +	522	75	2.222	2.284	1.001	2.282
Statica \ Sisma -Y, Tors +	575	75	2.312	2.342	1.001	2.341
Statica \ Sisma +X, Tors -	718	75	2.534	2.526	1.001	2.524
Statica \ Sisma -X, Tors -	749	75	2.578	2.548	1.001	2.546
Statica \ Sisma +Y, Tors -	316	75	1.807	1.898	1.001	1.897
Statica \ Sisma -Y, Tors -	611	75	2.371	2.401	1.001	2.399
Statica \ Uniforme +X, Tors +	1029	75	2.938	2.817	1.001	2.815
Statica \ Uniforme -X, Tors +	917	75	2.802	2.711	1.001	2.710
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	836	75	2.697	2.647	1.001	2.645
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	951	75	2.844	2.743	1.001	2.741
Statica \ Uniforme +X, Tors -	1166	75	3.093	2.920	1.001	2.918
Statica \ Uniforme -X, Tors -	905	75	2.787	2.701	1.001	2.699
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	438	75	2.067	2.150	1.001	2.149
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	678	75	2.474	2.469	1.001	2.468

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	384	45	2.416	2.051	0.765	2.680
Statica \ Sisma -X, Tors +	390	45	2.432	2.064	0.765	2.697
Statica \ Sisma +Y, Tors +	236	45	1.978	1.678	0.765	2.192
Statica \ Sisma -Y, Tors +	310	45	2.213	1.884	0.765	2.462
Statica \ Sisma +X, Tors -	299	45	2.180	1.839	0.765	2.404
Statica \ Sisma -X, Tors -	299	45	2.180	1.839	0.765	2.404
Statica \ Sisma +Y, Tors -	246	45	2.012	1.707	0.765	2.231
Statica \ Sisma -Y, Tors -	241	45	1.995	1.692	0.765	2.212
Statica \ Uniforme +X, Tors +	417	45	2.500	2.113	0.765	2.762
Statica \ Uniforme -X, Tors +	459	45	2.601	2.187	0.765	2.859
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	310	45	2.213	1.884	0.765	2.462
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	377	45	2.398	2.026	0.765	2.647
Statica \ Uniforme +X, Tors -	473	45	2.633	2.212	0.765	2.890
Statica \ Uniforme -X, Tors -	364	45	2.364	2.013	0.765	2.631
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	346	45	2.315	1.972	0.765	2.577
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	279	45	2.119	1.795	0.765	2.346

POST-INTERVENTO CON RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE PARI A 320 MPA

STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa u
Statica \ Sisma +X, Tors +	1733	712	1.442	3.255	2.515	1.295
Statica \ Sisma -X, Tors +	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Sisma +Y, Tors +	1029	712	1.164	2.817	2.515	1.120
Statica \ Sisma -Y, Tors +	917	712	1.110	2.711	2.515	1.078
Statica \ Sisma +X, Tors -	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Sisma -X, Tors -	2039	712	1.542	3.387	2.515	1.347
Statica \ Sisma +Y, Tors -	814	712	1.057	2.614	2.515	1.040
Statica \ Sisma -Y, Tors -	766	712	1.031	2.570	2.515	1.022
Statica \ Uniforme +X, Tors +	1751	712	1.448	3.264	2.515	1.298
Statica \ Uniforme -X, Tors +	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	1138	712	1.213	2.899	2.515	1.153
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	990	712	1.145	2.785	2.515	1.108
Statica \ Uniforme +X, Tors -	>2475	712	>1.670	>3.560	2.515	>1.416
Statica \ Uniforme -X, Tors -	2059	712	1.548	3.404	2.515	1.354
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	1314	712	1.287	3.010	2.515	1.197
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	1268	712	1.268	2.990	2.515	1.189

STATO LIMITE DI DANNO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	749	75	2.578	2.548	1.001	2.546
Statica \ Sisma -X, Tors +	941	75	2.832	2.743	1.001	2.742
Statica \ Sisma +Y, Tors +	522	75	2.222	2.284	1.001	2.282
Statica \ Sisma -Y, Tors +	531	75	2.238	2.295	1.001	2.294
Statica \ Sisma +X, Tors -	721	75	2.538	2.526	1.001	2.524
Statica \ Sisma -X, Tors -	781	75	2.623	2.581	1.001	2.580
Statica \ Sisma +Y, Tors -	531	75	2.238	2.295	1.001	2.294
Statica \ Sisma -Y, Tors -	466	75	2.121	2.199	1.001	2.198
Statica \ Uniforme +X, Tors +	1056	75	2.969	2.838	1.001	2.836
Statica \ Uniforme -X, Tors +	1239	75	3.171	2.970	1.001	2.968
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	616	75	2.379	2.400	1.001	2.399
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	929	75	2.817	2.733	1.001	2.731
Statica \ Uniforme +X, Tors -	1268	75	3.202	2.990	1.001	2.988
Statica \ Uniforme -X, Tors -	953	75	2.847	2.754	1.001	2.752
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	728	75	2.548	2.537	1.001	2.535
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	781	75	2.623	2.581	1.001	2.580

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s^2)	PGAD (m/s^2)	Alfa e
Statica \ Sisma +X, Tors +	316	45	2.230	1.898	0.765	2.481
Statica \ Sisma -X, Tors +	358	45	2.348	1.987	0.765	2.596
Statica \ Sisma +Y, Tors +	304	45	2.195	1.854	0.765	2.423
Statica \ Sisma -Y, Tors +	304	45	2.195	1.854	0.765	2.423
Statica \ Sisma +X, Tors -	301	45	2.186	1.854	0.765	2.423
Statica \ Sisma -X, Tors -	358	45	2.348	1.987	0.765	2.596
Statica \ Sisma +Y, Tors -	246	45	2.012	1.707	0.765	2.231
Statica \ Sisma -Y, Tors -	266	45	2.078	1.751	0.765	2.288
Statica \ Uniforme +X, Tors +	424	45	2.517	2.126	0.765	2.778
Statica \ Uniforme -X, Tors +	481	45	2.651	2.224	0.765	2.906
Statica \ Uniforme +Y, Tors +	352	45	2.331	1.987	0.765	2.596
Statica \ Uniforme -Y, Tors +	377	45	2.398	2.026	0.765	2.647
Statica \ Uniforme +X, Tors -	435	45	2.544	2.138	0.765	2.794
Statica \ Uniforme -X, Tors -	371	45	2.382	2.026	0.765	2.648
Statica \ Uniforme +Y, Tors -	363	45	2.361	2.001	0.765	2.615
Statica \ Uniforme -Y, Tors -	371	45	2.382	2.026	0.765	2.648

Conclusioni

Dalle elaborazioni si evince un ottimo comportamento post-intervento della struttura agli Stati Limite di Danno e agli Stati Limite di Operatività. Una sola condizione di carico, sulle sedici previste, risulta non verificata agli Stati Limite di Danno, comunque con un valore del periodo di ritorno dell'evento sismico corrispondente al raggiungimento della rottura allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (T_{SLV}) pari a 671 anni. Per la combinazione non verificata, l'accelerazione al suolo per la quale la struttura raggiunge lo stato limite è pari a $2,469 \text{ m/sec}^2$, contro i $2,515 \text{ m/sec}^2$ richiesti dalla normativa, con un indicatore di rischio di collasso (α_u) molto prossimo all'unità (0,982). Premesso quanto sopra, si ritiene pertanto che l'intervento in progetto porti il fabbricato scolastico a soddisfare quanto previsto dalle attuali normative.

Si raccomanda di effettuare l'adeguamento sismico del fabbricato quanto prima, poiché allo stato attuale il periodo di ritorno dell'evento sismico corrispondente al raggiungimento della rottura allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (T_{SLV}) è pari a 115 anni. Per la combinazione non verificata, l'accelerazione al suolo per la quale la struttura raggiunge lo stato limite è pari a $1,207 \text{ m/sec}^2$, contro i $2,515 \text{ m/sec}^2$ richiesti dalla normativa, con un indicatore di rischio di collasso (α_u) corrispondente a 0,472.

Si precisa che le considerazioni sullo stato attuale prescindono dalla pericolosità della controsolfittatura esistente e del solaio di copertura realizzato in travetti tipo "Varese", i quali presentano ad opinione dello scrivente, viste le loro caratteristiche, pericolosità anche in assenza di eventi sismici.

Per quanto riguarda il periodo entro il quale intervenire, con riferimento al testo prot. n. DPC/SISM/0083283 del 4 novembre 2010 del Dipartimento della Protezione Civile - Presidenza del Consiglio dei Ministri "Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003", risulta pari a circa 7,5 anni, considerando un T_{SLV} di 106 anni.