

LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA

IV SETTORE - LAVORI PUBBLICI ED INFRASTRUTTURE

INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEGLI EDIFICI SCOLASTICI DI PROPRIETÀ DEL LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA LOTTO 3 - CIG 9165541BB2

ADEGUAMENTO SISMICO DELL'I.I.S. G. CURCIO IN VIA ASINARA - ISPICA (RG)
Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

CAPOGRUPPO

Ing. Luciano Lentini

R.U.P. Ing. Filippo Agosta

MANDANTI

Arch. Giuseppe Marotta
SG.Inarch srls
Ing. Antonino Carmelo Allegra Filosico
Arch. Francesca Cuva



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

DATA EMISSIONE

AGOSTO 2022

SCALA

-

DOCUMENTO

S	T	R	0	0	1
---	---	---	---	---	---

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1 PREMESSA

La presente relazione tratta gli aspetti relativi alle verifiche strutturali nell'ambito del servizio tecnico di *"Adeguamento sismico dell'I.I.S. G. Curcio sito in Ispica (RG) Via Asinara s.n.c. - Lotto n. 3 (CIG 9165541BB2)"*, aggiudicato allo scrivente RTP con determinazione dirigenziale prot. n. 12612 del 22/06/2022.

Il servizio in oggetto è stato svolto con il supporto della seguente documentazione:

- Studio di verifica sismica preventiva fornito dalla Stazione Appaltante e redatto dal R.T.P. rappresentata dall'Ing. Salvatore Misuraca;
- Sopralluoghi e rilievi.

2 L'EDIFICIO SCOLASTICO ISTITUTO IISS GAETANO CURCIO OGGETTO DELLA VERIFICA

2.1 Descrizione generale

L'edificio scolastico Istituto IISS Gaetano Curcio è ubicato in un'area al margine del centro urbano, a ridosso di un banco roccioso. Posto al centro di un ampio terreno di pertinenza recintato, è costituito da blocchi di forma parallelepipedica contigui ed omogenei, con sviluppo planimetrico a *stecca rettilinea* e orientamento secondo l'asse Sud-Est.

L'area di ingresso all'edificio è destinata a parcheggio mentre la parte retrostante è attrezzata per le attività sportive all'aperto, con un campo da gioco polivalente con pavimentato a quarzo.

L'edificio scolastico è composto da due corpi di fabbrica giuntati tra loro. Si sviluppa su due elevazioni fuori terra a cui si aggiunge il piano del terrazzo, calpestabile e protetto da guaina bituminosa. Al centro una successione di piccole cupole in polycarbonato illumina la sottostante doppia altezza, su cui si sviluppano le aule didattiche ed i laboratori.

La tipologia strutturale è comune a tutti i corpi di fabbrica ed è identificabile come struttura in cemento armato di tipo intelaiato (travi e pilastri) con solai misti in c.a. e polistirolo prefabbricato e tamponamenti esterni in forati a cassetta.



Fig. 1 Aerofotogrammetria con individuazione dell'edificio scolastico Istituto IISS Gaetano Curcio

L'ingresso principale dell'edificio scolastico è prospiciente la via Asinara mentre gli altri prospetti si affacciano su terreni confinanti e su fabbricati principalmente a destinazione residenziale.

Come si evince dagli elaborati grafici allegati al progetto, l'edificio scolastico è composto da:

- “Corpo Aule” (Corpo A) costituito da: biblioteca, archivio, presidenza, sala professori, aule didattiche, e servizi igienici (piano terra);
- “Corpo Laboratori” (Corpo B) costituito da laboratori, aule e servizi igienici (primo piano).

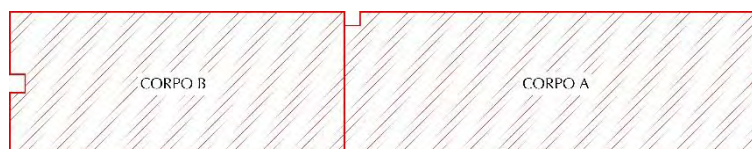


Fig. 2 Planimetria dell'edificio scolastico Istituto IISS Gaetano Curcio

L'edificio scolastico si sviluppa su un'area di circa 1850 mq ed è caratterizzato da una forma rettangolare allungata. Il piano terra è costituito da aule didattiche, locali amministrativi e servizi igienici.

Al piano primo si sviluppano le aule didattiche, le aule adibite a laboratorio e i servizi igienici.

La copertura è del tipo piano ed è composta al centro, come già accennato, da cupole che fungono da lucernari.

3 LIVELLO DI CONOSCENZA DELLE STRUTTURE

3.1 Pianificazione delle indagini

Da quanto si evince dallo studio di vulnerabilità sismica, il programma delle indagini è stato redatto sulla base delle caratteristiche costruttive delle strutture in oggetto tenendo conto degli atti risalenti all'epoca di costruzione ove disponibili e dello stato di conservazione degli elementi strutturali esistenti.

I professionisti affidatari del servizio di verifica sismica preventiva, al fine di raggiungere un livello di conoscenza LC2, e sulla scorta della documentazione disponibile, hanno previsto un *livello di indagini e prove limitato*.

La procedura che si è adottata per l'indagine, analisi e verifica fa riferimento al punto 8.5 del d.m. 17 gennaio 2018, ed al corrispondente C.8.5. della Circolare 7 Gennaio 2019, recante le *“Definizione del modello di riferimento per le analisi”* relative alle costruzioni esistenti.

La procedura per la valutazione della sicurezza dell'edificio costituito dai 2 corpi giuntati in oggetto è stata articolata nelle seguenti fasi:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo geometrico, architettonico e strutturale;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Definizione del livello di conoscenza e del fattore di confidenza;
- Valutazione delle azioni;
- Individuazione dei metodi di analisi globale, locale e criteri di verifica.

3.2 Programma delle indagini

Il programma delle indagini svolto nel corso del servizio di verifica sismica preventiva, è stato ottimizzato in corso d'opera sulla base dei seguenti elementi principali:

- Accessibilità degli elementi strutturali da indagare;
- Documentazione di progetto rinvenuta presso gli archivi dell'Ufficio tecnico di Ispica;
- Stato di conservazione degli elementi in cemento armato esistenti.

Il programma di indagini prevedeva prelievi di campioni di calcestruzzo, prelievi di campioni di armatura metallica, indagini pacometriche sugli elementi strutturali, prove di carbonatazione sui campioni di calcestruzzo estratti. Per i dettagli sulle risultanze e specifiche delle indagini condotte, si rimanda all'elaborato specialistico allegato al presente progetto.

3.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza: la conoscenza della struttura e le indagini diagnostiche

Come correttamente e condivisibilmente rilevano i professionisti che si sono occupati della verifica sismica preventiva, *“nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). E' per tale ragione che viene introdotta un'altra categoria di fattori: i “fattori di confidenza”, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che riducono, preliminarmente, i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.”*

Effettivamente, nel caso specifico, abbiamo a che fare con edifici coevi sia per tecniche costruttive ma anche per normativa di riferimento e tipologia di armatura adottata.

3.4 Livelli di conoscenza struttura in cemento armato

Oggi le Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) prevede 3 livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata; [L]_[SEP]
- LC2: Conoscenza Adeguata; [L]_[SEP]
- LC3: Conoscenza Accurata; [L]_[SEP]

Gli aspetti principali che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali; [L]_[SEP]
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura; [L]_[SEP]
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali. [L]_[SEP]

Nella tabella normativa riportata di seguito (Tabella C8.5.IV), vengono illustrate le relazioni tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza; [L]_[SEP]

Tabella C8.5.IV – 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	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

LC1: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, poiché non si dispone dei disegni costruttivi i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un progetto simulato (con riferimento al § C8.5.2) e con *indagini limitate* in-situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (i dati raccolti devono essere tali da consentire verifiche locali di resistenza), poiché non si dispone di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (provenienti dai

disegni costruttivi o dai certificati di prova) si siano adottati i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da **prove limitate** in-situ sugli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35**. La valutazione della sicurezza è, in genere, eseguita mediante analisi lineare, statica o dinamica; le informazioni raccolte devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC2: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da **indagini limitate** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una **indagine estesa** in situ (i dati raccolti devono essere 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), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da **prove limitate** in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono **prove estese** in situ), o con **prove estese** in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC3: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da **indagini limitate** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una **indagine esaustiva** in situ (i dati raccolti devono essere 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), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da **prove limitate** in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono **prove esaustive** in situ), o con **prove esaustive** in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.		
Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tra le note esplicative riportate in calce alla tabella C8.5.V si legge specificatamente quanto segue:

Le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nelle Tabelle C8.5.V e C8.5.VI hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali, con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera, tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

3.5 Livello di conoscenza e metodi di calcolo

In riferimento a quanto riportato nella tabella C8.5.IV della Circolare n. 2 del 11 Febbraio 2019, nelle analisi computazionali si è scelto di assumere un fattore di confidenza pari a 1. Tale scelta è dettata dalle chiare indicazioni riportate nella suddetta circolare ed in particolare con riferimento a quanto riportato nel par. C8.5.4 che recita: *"ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari."*

Tenuto conto delle analisi computazionali eseguite nell'ambito delle verifiche sismiche preventive condotte sull'edificio scolastico in oggetto, si è scelto di eseguire per entrambi i corpi di fabbrica un'analisi dinamica lineare con fattore q per meccanismi fragili e duttili.

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del software di calcolo **ACCA Edilus**.

3.6 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

4 DATI GEOFISICI PER DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

4.1 Caratterizzazione sismica del sottosuolo

In allegato al progetto è riportato il report di prova nel quale è descritta la prova sismica eseguita dal Dott. Geol. Domenico Lazzara in prossimità dell'area di sedime dell'edificio scolastico oggetto di verifica (il geologo facente parte del RTP che si è occupato della verifica sismica preventiva).

La prova sismica di tipo Masw aveva lo scopo di evidenziare il comportamento sismico del substrato di fondazione e di definire l'azione sismica di progetto che si basa, facendo riferimento all'approccio semplificato, sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento e sulle condizioni topografiche del sito. I risultati ottenuti dalla prova sismica permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica,

di categoria **B** [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti].

Indagine Geofisica Masw – Comune di Sambuca di Sicilia

Nella Tavola 1 si riporta l'ubicazione della prospezione MASW effettuata.



Fig. 3 Ubicazione planimetrica del sondaggio sismico MASW (Dott. Domenico Lazzara)

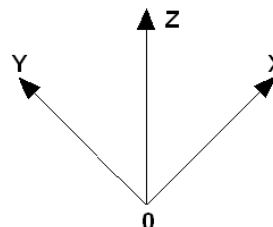
5 CENNI SUL FUNZIONAMENTO DEL SOFTWARE ACCA EDILUS

5.1 Introduzione

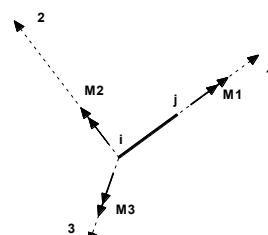
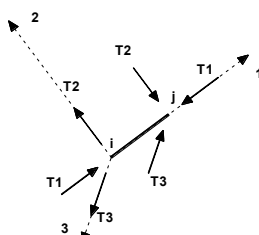
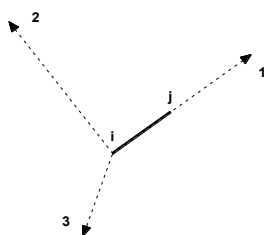
Al fine di facilitare la lettura dei dati contenuti nella presente relazione, si riportano di seguito alcuni dati relativi al funzionamento del software di calcolo utilizzato per le verifiche in oggetto.

5.2 Sistemi di riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



5.3 Sistemi di riferimento locale per le travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

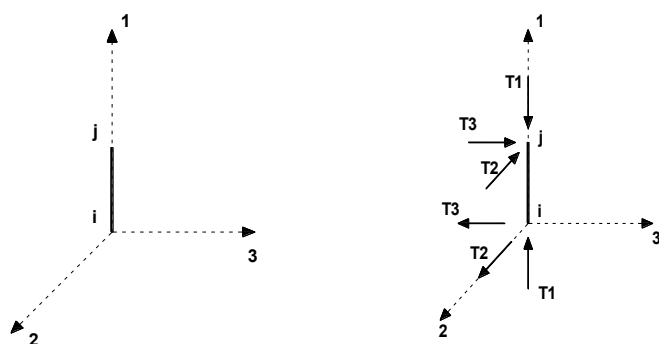
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

5.4 Sistemi di riferimento locale per i pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all'asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

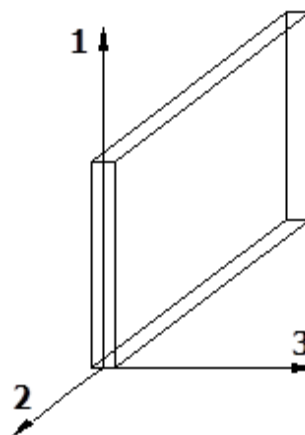
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;

- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

5.5 Sistemi di riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

6 ANALISI STRUTTURALE – INTERVENTO DI “ADEGUAMENTO SISMICO”

6.1 Introduzione

Le analisi computazionali alla base del presente progetto di adeguamento sismico, non possono che partire dalle analisi già svolte in occasione della valutazione preventiva del rischio sismico.

Sono state omesse in questa sede le verifiche ante operam in assenza di azione sismica tenuto conto che queste risultavano già soddisfatte in occasione della verifica sismica preventiva.

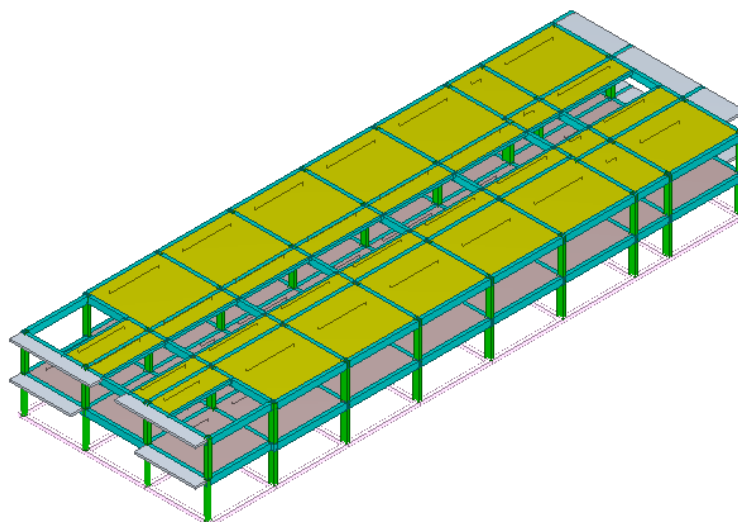
Nella nuova valutazione delle accelerazioni di collasso sismico ante e post operam, per entrambi i corpi di fabbrica che compongono l'edificio scolastico, si è fatto riferimento al metodo di calcolo “**analisi dinamica lineare con fattore q** ”.

Si riportano nelle immagini seguenti la rappresentazione dei modelli tridimensionali adoperati per le analisi strutturali dei due corpi di fabbrica.

Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo A)

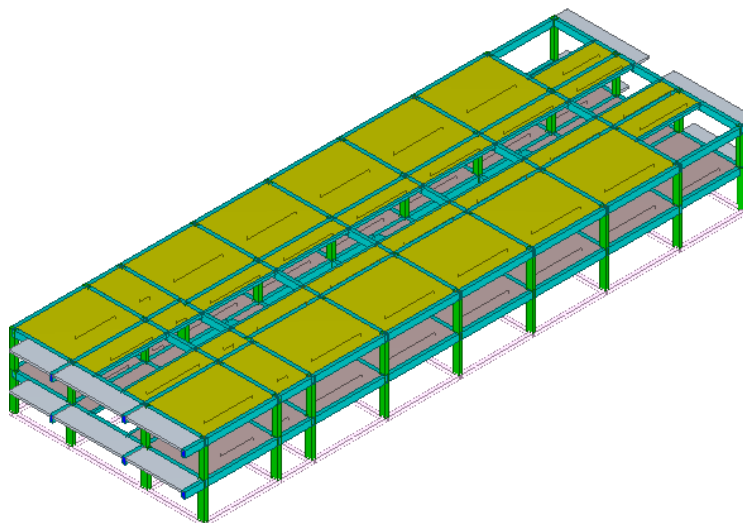
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(1; 1; -$

1)



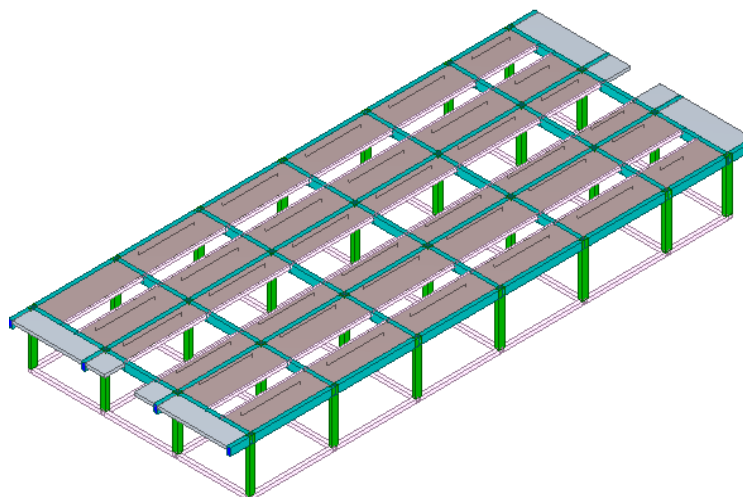
Vista Posteriore (modello di calcolo - Corpo A)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1; -1; -1)$



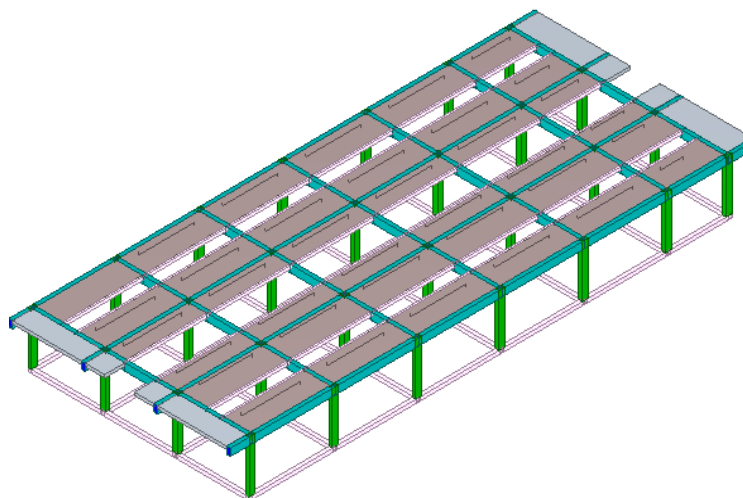
Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo B)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(1; 1; -1)$

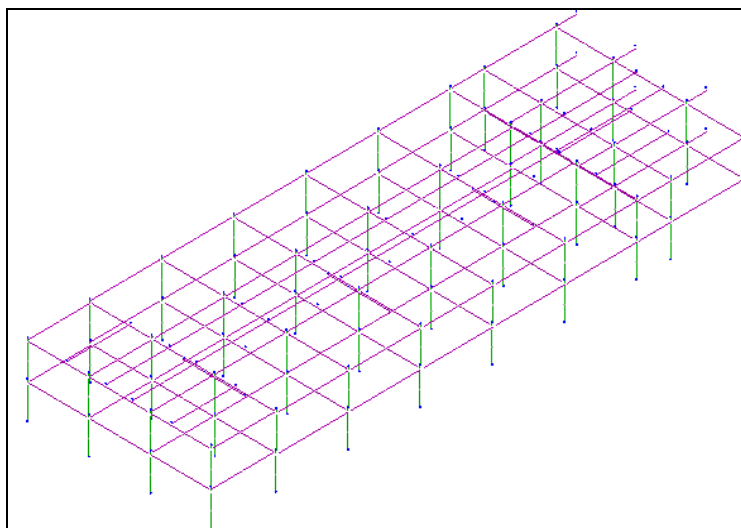


Vista posteriore (modello di calcolo - Corpo B)

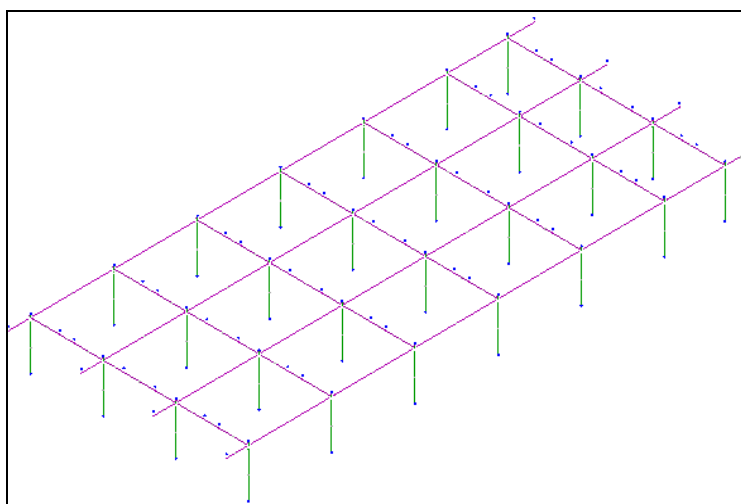
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(-1;-1;-1)$



Mesh agli elementi finiti - Corpo A



Mesh agli elementi finiti - Corpo B



Il modello di ciascuna struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento all'interno dei fascicoli dei calcoli allegati al progetto.

Dalle illustrazioni sopra riportate, si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poichè vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliente (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Per gli elementi monodimensionali (beam) in c.a., il comportamento non lineare viene rappresentato attraverso un modello a **plasticità diffusa** che tiene conto del comportamento non lineare del materiale stesso. Tale modello prevede che la matrice di rigidezza dell'elemento venga ricavata dall'integrazione della rigidezza di più sezioni opportunamente distribuite lungo l'asse del beam, soggette ai carichi agenti lungo lo stesso ed allo stato deformativo indotto dagli spostamenti nodali. Per definire lo stato delle tensioni normali in ogni sezione, queste vengono discretizzate a fibre in maniera tale da poter valutare la tensione di ciascuna di esse in base alla lettura del legame costitutivo del materiale della fibra stessa in corrispondenza della deformazione presente. Dall'integrazione del contributo di tutte le fibre di una sezione si ottengono quindi le sollecitazioni N-Mx-My. Per definire invece lo stato delle tensioni tangenziali si considera invece un comportamento elastico-lineare della sezione stessa.

Nella definizione delle sezioni a fibre intervengono anche le armature così da poter effettivamente considerare un comportamento elasto-plastico per l'intero elemento beam.

Al fine di prendere in considerazione la variabilità della distribuzione delle armature lungo l'asse del beam, lo stesso viene suddiviso in tre tratti all'interno dei quali la distribuzione delle armature è costante.

In linea generale, la caratterizzazione non lineare dell'elemento avviene nel seguente modo:

- suddivisione dell'elemento in 3 tratti: un tratto centrale e due tratti laterali; la somma della lunghezza dei tre tratti è pari a quella totale dell'elemento;
- per ognuno dei tre tratti, vengono definite le caratteristiche della sezione. In base al grado di precisione richiesta, in ciascun tratto vengono definiti i punti di integrazione che vengono adoperati nella costruzione della matrice di rigidezza dell'elemento. Le sezioni iniziale e finale del tratto sono sempre presenti.
- Per ogni materiale costituente il beam viene definito il legame tensione deformazione che viene assegnato alle relative fibre della sezione. Più in particolare, per il comportamento a flessione si definisce la curva caratteristica dei materiali (calcestruzzo e acciaio) costituenti l'elemento e la geometria della sezione (inclusi i dati delle armature). La sezione, a tale scopo, viene suddivisa in fibre nel suo piano. Con questo modello si può riprodurre esattamente l'interazione tra le componenti di azione normale (N) e momento biassiale (M_x , M_y). Nel riprodurre tale comportamento è possibile portare in conto anche il contributo del confinamento. Il vantaggio di questo metodo è una schematizzazione più rigorosa della sezione e del materiale ma ha come controindicazione una maggiore onerosità di tempo di calcolo. Per quanto riguarda, invece, il comportamento a taglio e torsione, si fa ricorso alla definizione di specifici legami costitutivi relativi al comportamento che si vuole analizzare. Si introducono pertanto i diagrammi Momento-Rotazione per il comportamento torsionale o Forza-Spostamento per quello tagliante che descrivono il comportamento dell'elemento in funzione dello stato deformativo.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in c.a., il comportamento non lineare viene rappresentato tramite la stratificazione lungo lo spessore e la definizione dei legami caratteristici associati a ciascun strato. Tale modellazione permette di prendere in considerazione sia il comportamento membranale che flessionale. Con riferimento ad esempio ad una parete in c.a., la shell viene descritta dai seguenti strati:

- uno strato di c.a. di spessore pari al copriferro;
- uno strato di armature verticali (l'armatura ha spessore nullo);
- uno strato di armature orizzontali (l'armatura ha spessore nullo);
- uno strato di c.a. di spessore pari al totale dell'elemento meno 2 volte il copriferro;
- uno strato di armature orizzontali (l'armatura ha spessore nullo);
- uno strato di armature verticali (l'armatura ha spessore nullo);
- uno strato di c.a. di spessore pari al copriferro.

6.2 Risultati dell'analisi strutturale ante operam - Corpo A

È stata condotta un'analisi dinamica lineare per lo stato limite di salvaguardia della vita su modello agli elementi finiti con modulo elastico ridotto.

In particolare, per il calcolo si sono assunti rispettivamente per i meccanismi duttili e fragili i seguenti valori del fattore q :

-meccanismi fragili: $q = 1,5$

-meccanismi duttili: $q = 2,76$

Nella Fig. 4 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

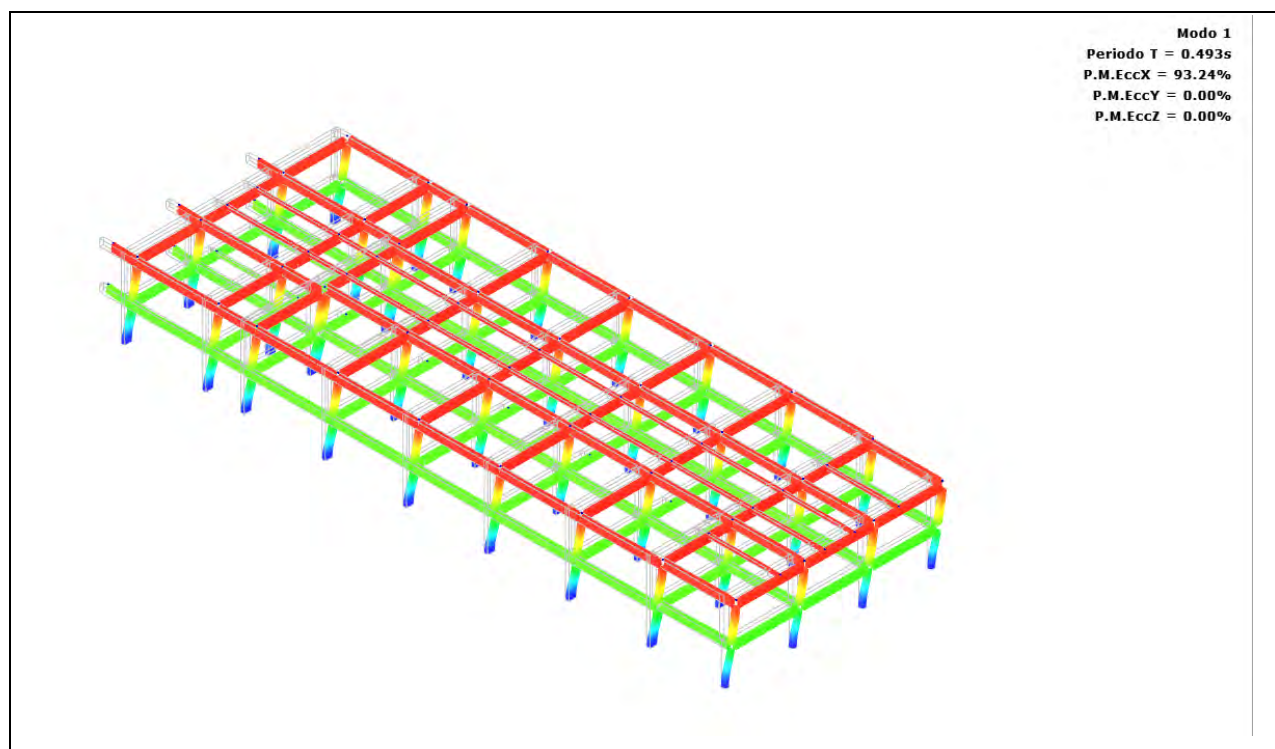


Fig. 4 Deformata relativa al primo modo di vibrare del Corpo A

L'analisi ante operam evidenzia vulnerabilità diffuse in termini di meccanismi fragili (sia in riferimento ai nodi trave-pilastro che ai pilastri) e vulnerabilità modeste in termini di meccanismi duttili (flessione e presso-flessione su travi e pilastri).

Nelle figure seguenti vengono illustrate le mappature relative alle accelerazioni di collasso per ciascun tipo di rottura considerato allo SLV.

In particolare vengono mappate le accelerazioni di collasso espresse in percentuale tenendo conto che il valore corrispondente a 100% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale dovrebbe possedere nell'ipotesi di adeguamento sismico.

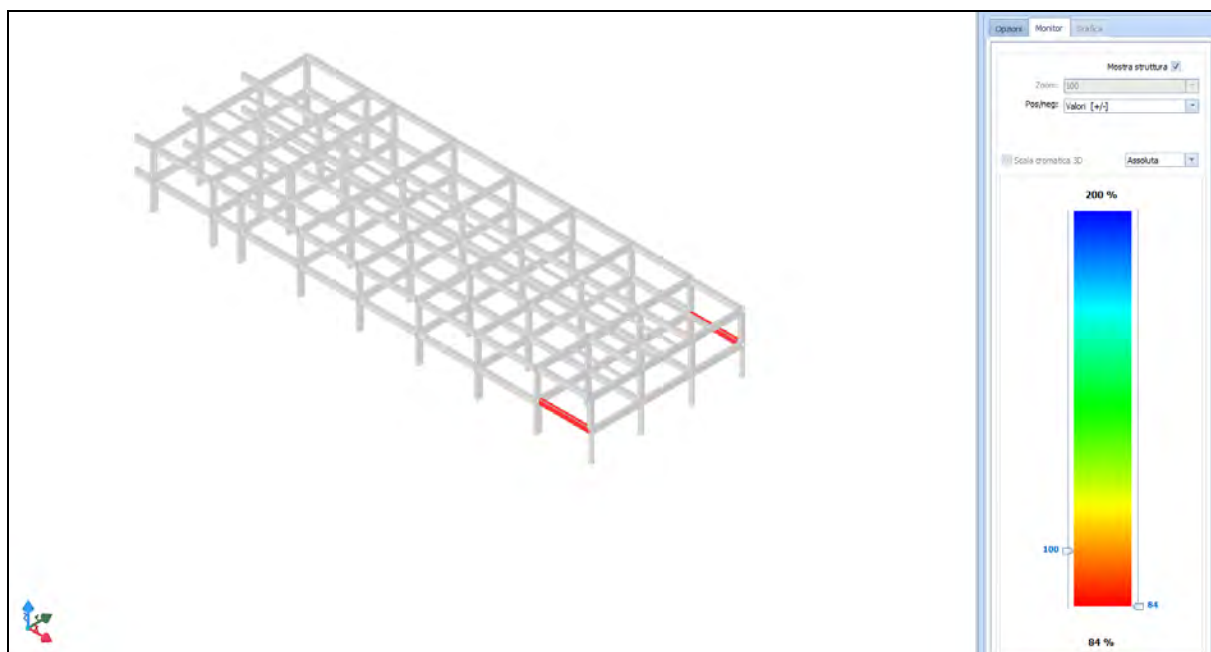


Fig. 5 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili – Corpo A

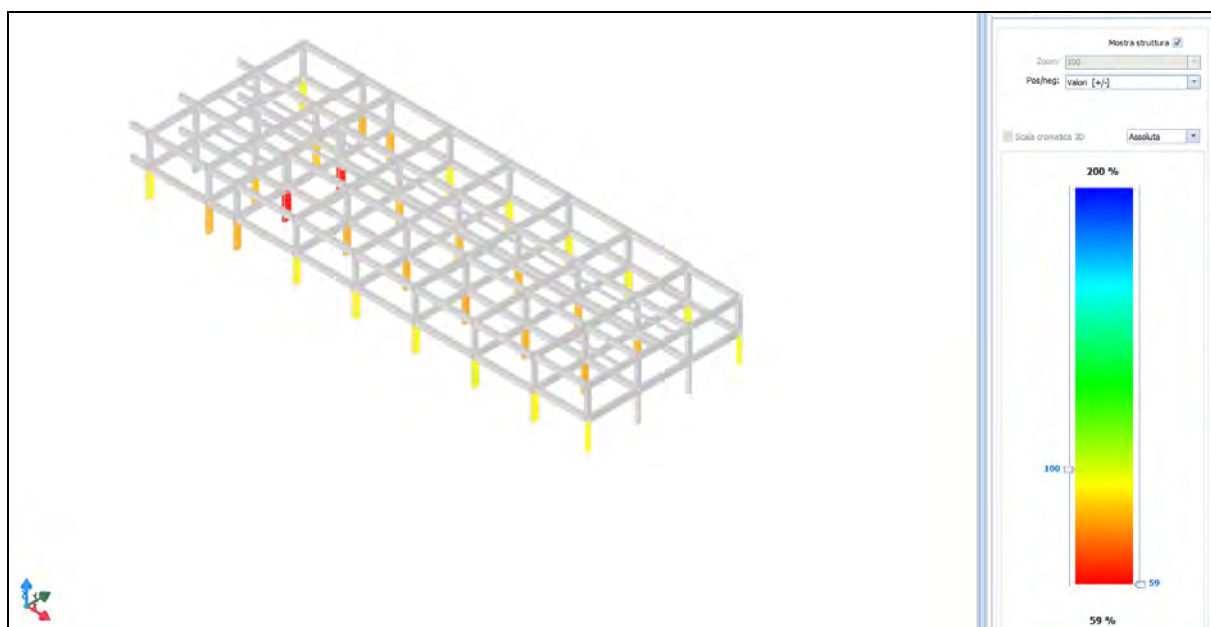


Fig. 6 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio) – Corpo A

Nella figura seguente è riportata la mappatura delle accelerazioni di collasso relative ai nodi non confinati.

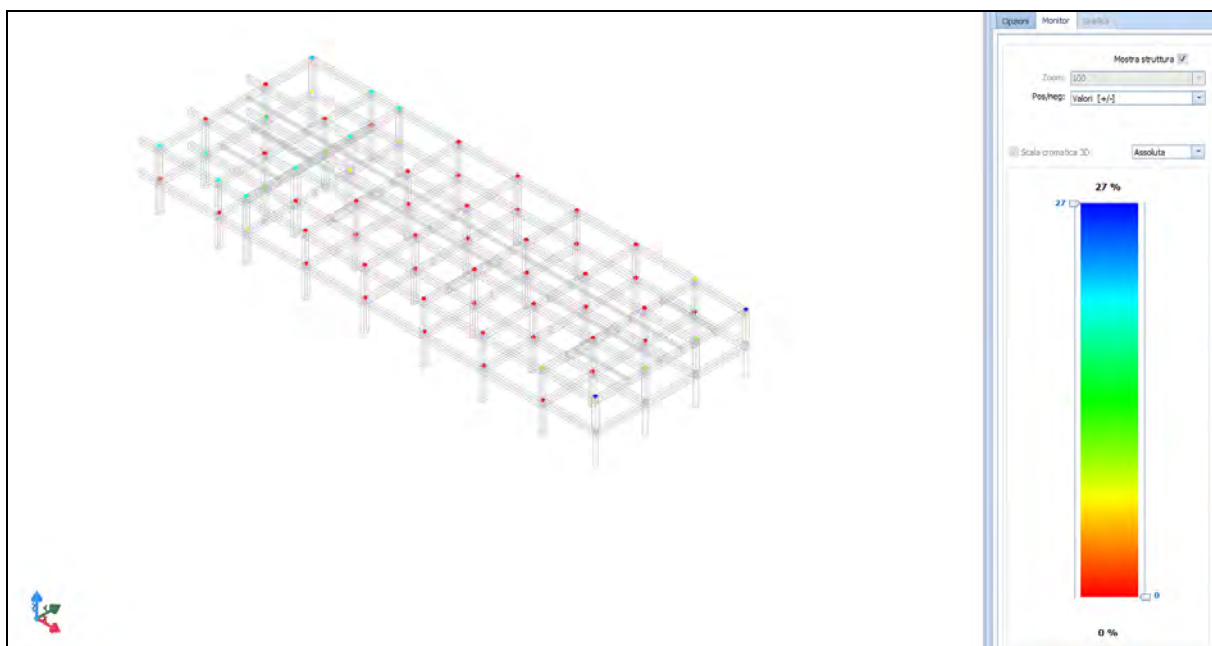


Fig. 7 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls) – Corpo A

Dall'esame della mappatura delle accelerazioni di collasso sopra riportate **emerge una rilevante vulnerabilità per meccanismi fragili (nodi e pilastri) allo stato limite di salvaguardia della vita.**

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l'analisi svolta e si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO A

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1739	424
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1236	232
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.1945	521
SLV	Taglio	CA	0.1370	277
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0000	0

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO A

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0450	45
SLD	0.0624	75
SLV	0.2320	712
SLC	0.3092	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO A

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	2.746	1.959
SLD	2.786	2.034
SLV	0.000	0.000

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\zeta_B (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

ζ_B : simbologia NTC18;

α_{PGA} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

6.3 Risultati dell'analisi strutturale ante operam - Corpo B

È stata condotta un'analisi dinamica lineare per lo stato limite di salvaguardia della vita su modello agli elementi finiti con modulo elastico ridotto.

In particolare, per il calcolo si sono assunti rispettivamente per i meccanismi duttili e fragili i seguenti valori del fattore q :

-meccanismi fragili: $q = 1,5$

-meccanismi duttili: $q = 2,68$

Nella Fig. 8 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

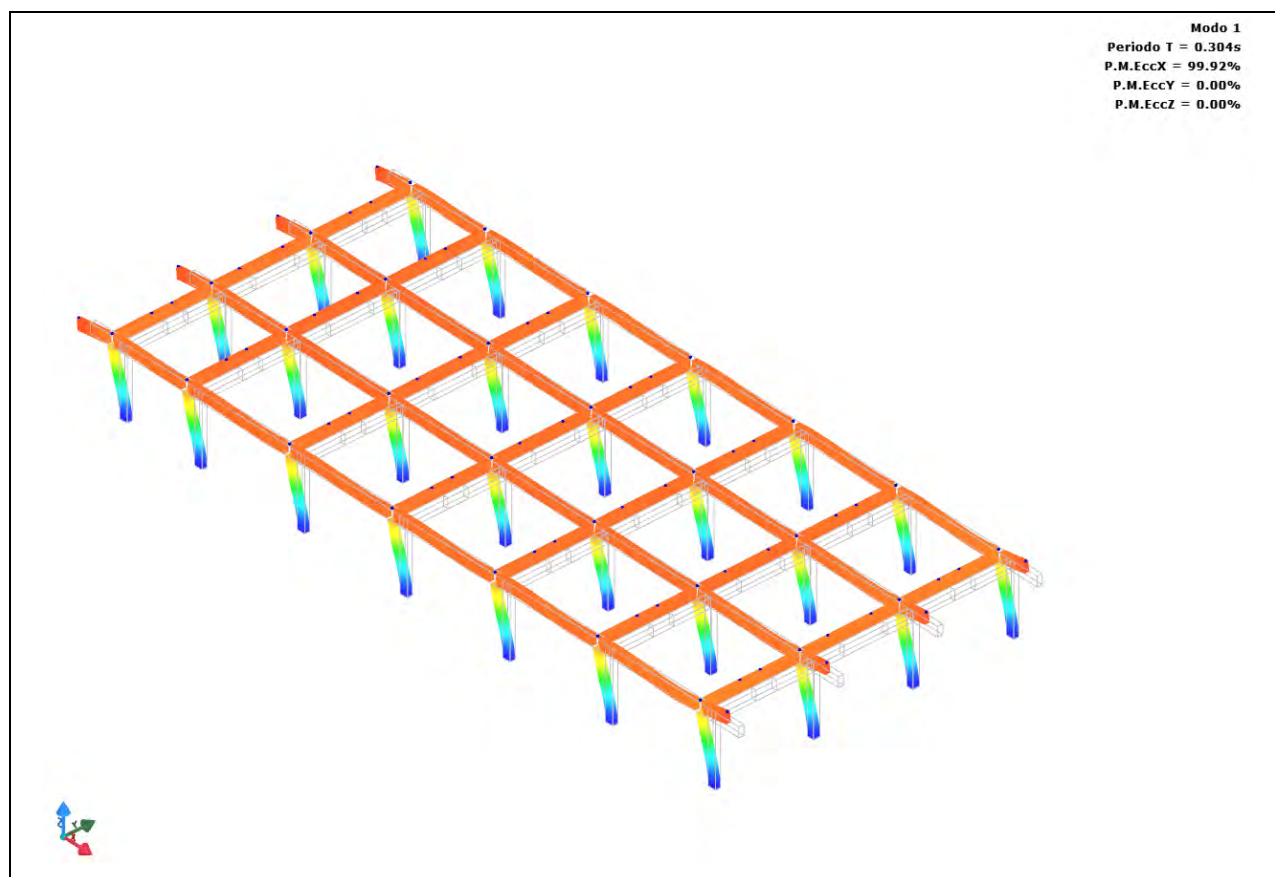


Fig. 8 Deformata relativa al primo modo di vibrare del Corpo B

L'analisi ante operam evidenzia vulnerabilità diffuse in termini di meccanismi fragili (limitatamente ai nodi travi-pilastro).

Nelle figure seguenti vengono illustrate le mappature relative alle accelerazioni di collasso per ciascun tipo di rottura considerato allo SLV.

In particolare vengono mappate le accelerazioni di collasso espresse in percentuale tenendo conto che il valore corrispondente a 100% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale dovrebbe possedere nell'ipotesi di adeguamento sismico.

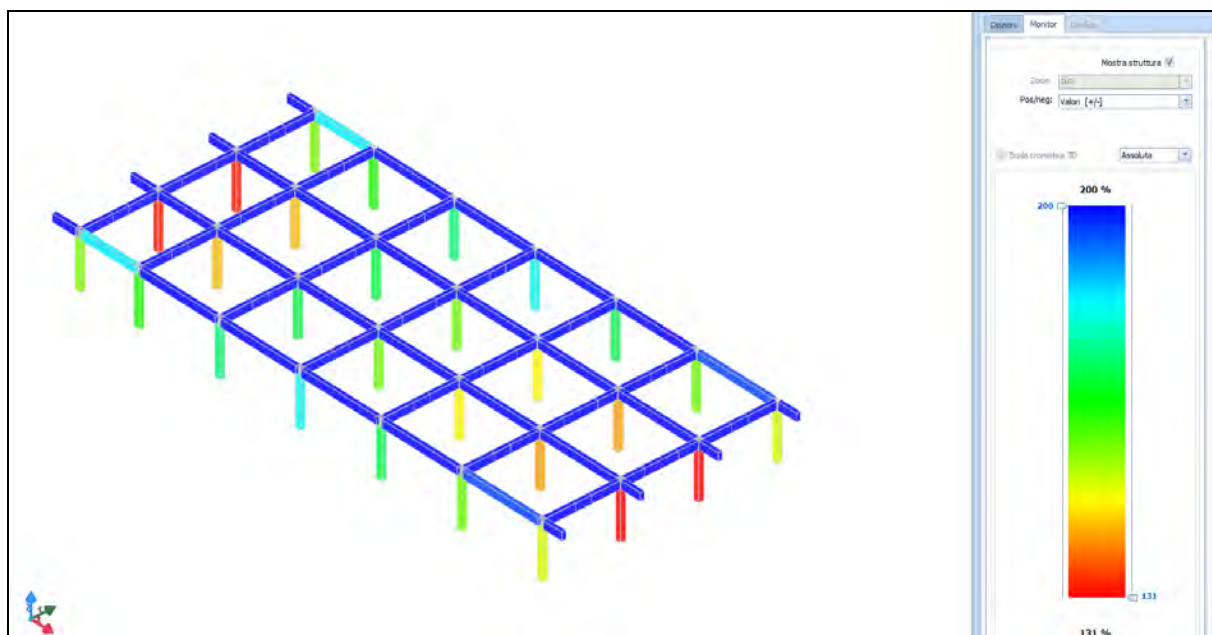


Fig. 9 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili – Corpo B

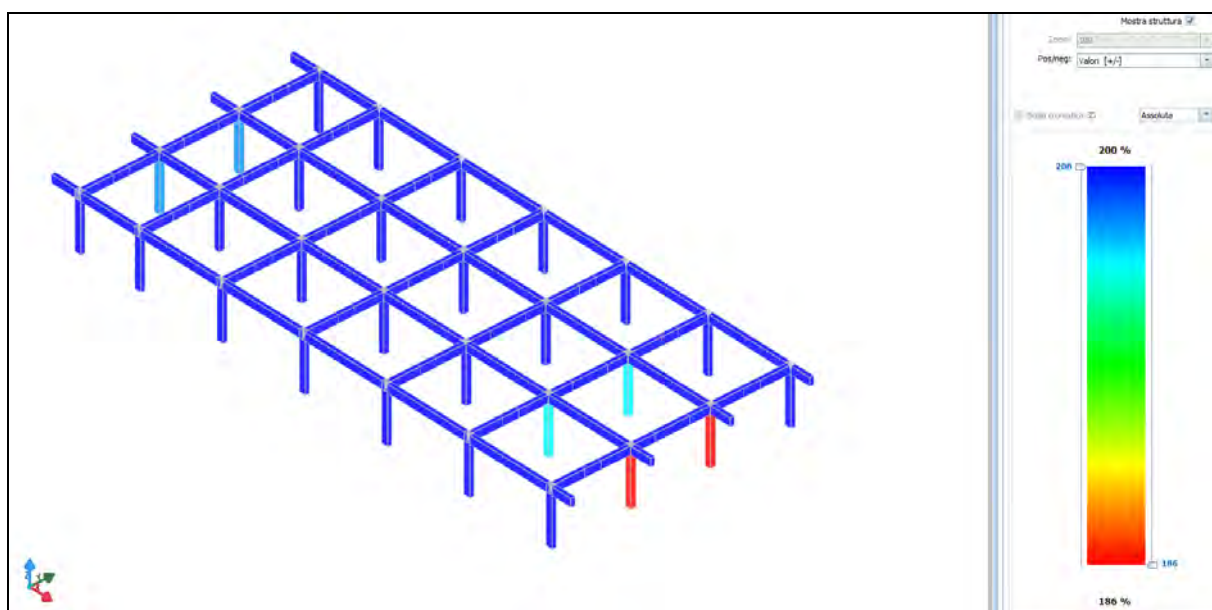


Fig. 10 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio) – Corpo B

Nella figura seguente è riportata la mappatura delle accelerazioni di collasso relative ai nodi non confinati.

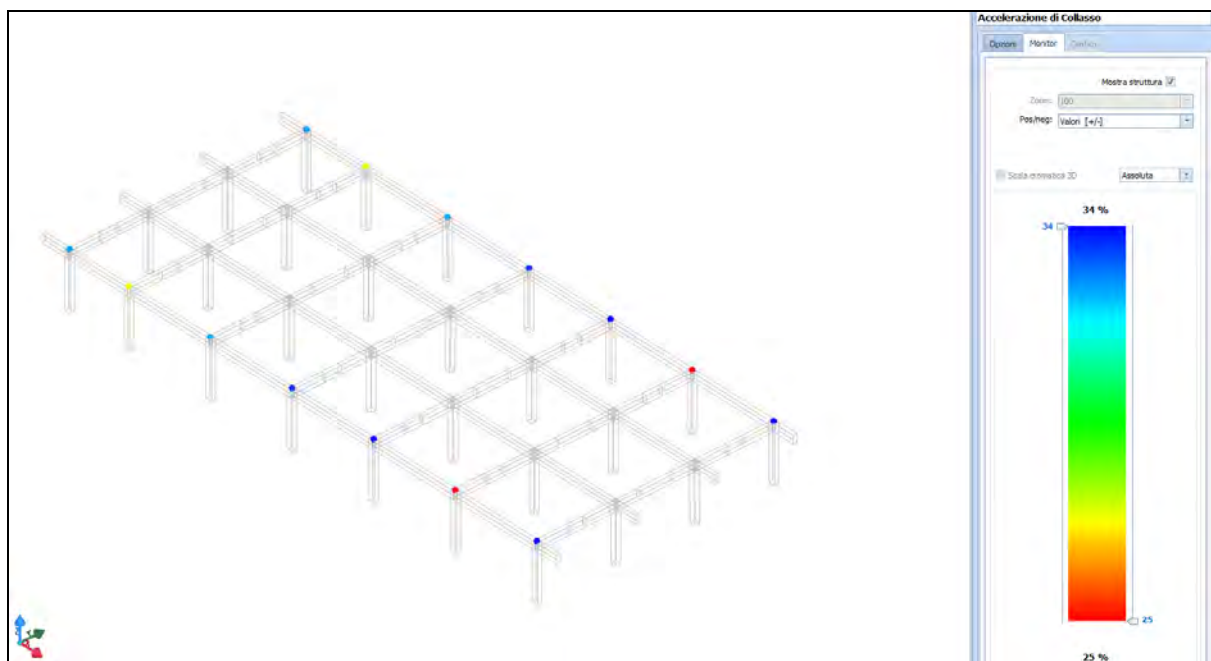


Fig. 11 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls) – Corpo B

Dall'esame delle mappatura delle accelerazioni di collasso sopra riportate **emerge una rilevante vulnerabilità per meccanismi fragili (nodi travi-pilastro) allo stato limite di salvaguardia della vita.**

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l'analisi svolta e si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO B

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2132	617
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1390	284
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.3032	1271
SLV	Taglio	CA	0.4323	>2475
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0578	67

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} Q_{k,i})]$. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO B

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0450	45
SLD	0.0624	75
SLV	0.2320	712
SLC	0.3092	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO B

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	3.088	2.128
SLD	3.416	2.373
SLV	0.249	0.379

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\zeta_B (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

ζ_B : simbologia NTC18;

α_{PGA} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

6.4 Gli interventi strutturali di progetto

Le analisi condotte nella configurazione “ante operam” consentono di aver chiaro il quadro delle criticità di ciascun organismo strutturale esaminato in presenza di azione sismica.

Si descrivono di seguito le tipologie di interventi di rinforzo previsti al fine di raggiungere l'obiettivo dell'adeguamento sismico con I_{sv} superiore a 1.00.

6.4.1 Pilastri da rinforzare con ringrosso in c.a.

Per tutti i pilastri che hanno rilevato carenze ad assorbire le sollecitazioni a pressoflessione e a taglio a causa dell'inadeguatezza della loro sezione e della scarsa resistenza del calcestruzzo si prevede il ringrosso della loro sezione attraverso guscio in calcestruzzo armato ad elevata resistenza, con armatura longitudinale inghisata all'estremità sulle travi di fondazioni e di copertura dell'impalcato superiore e connesse al pilastro esistente con diffuse spinottature facendo uso di ancorante chimico. Con tale tecnica di rinforzo, prestando particolare cura ai dettagli costruttivi si ottengono contemporaneamente una serie di benefici per la correzione dei difetti costruttivi riscontrati, come l'aumento della rigidezza, l'incremento delle resistenze a flessione e a taglio, l'accrescimento della duttilità.

La soluzione più diffusa prevede un ringrosso perimetrale in spessore di 8 cm con la costituzione di un'armatura longitudinale composta da ferri $\varnothing 12$ e staffe $\varnothing 8$ con passo di 10 cm.

Per tale rinforzo è previsto l'utilizzo di una malta cementizia fibrorinforzata ad alta resistenza e colabile.

Affinché le barre longitudinali possano effettivamente contribuire all'incremento della capacità flessionale, deve essere assicurato l'ancoraggio sia al piede che in testa dell'elemento. A tal fine devono essere praticate delle forature negli elementi strutturali adiacenti, per una profondità compatibile con il tipo di ancorante chimico usato in modo da sviluppare un'efficace tensione di aderenza, avendo cura che questi non vadano ad interferire con le barre d'armatura già presenti nell'elemento.

Più specificatamente le fasi e le modalità di esecuzione sono così sintetizzabili:

- Puntellamento delle travi e del solaio gravanti sul pilastro, per permettere lo scarico dell'elemento e poter lavorare in condizioni di sicurezza;
- Rimozione dell'intonaco e rimozione corticale con idonei mezzi meccanici non battenti del c.a. ammalorato (ove presente). Intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare;
- Pulizia per la rimozione di ogni residuo di lavorazione. Intervento da estendere all'intera superficie del pilastro;
- Demolizione dei tramezzi o dei tamponamenti confinanti con il pilastro per consentirne e agevolare tutte le lavorazioni successive;
- Inghisaggio delle barre longitudinali, divise in due tratti con sovrapposizione in mezz'aria, al piede (sulle strutture di fondazione o sulle travi dell'impalcato di calpestio), e in testa (all'intradosso delle travi dell'impalcato superiore e sulle avendo cura di confinare il nodo nella sua interezza in modo da garantirne la continuità; l'inghisaggio deve avvenire tramite ancorante chimico da iniettare su fori precedentemente puliti da impurità e polvere;
- Montaggio delle staffe sagomate a "L" con prolungamento delle estremità di 10 volte il diametro da piegare a 135° in corrispondenza delle barre di spigolo, o in alternativa, da sovrapporre e saldare;
- Ancoraggio di alcuni nodi costituiti dalla sovrapposizione delle barre longitudinali con le staffe

al pilastro esistente tramite uncini Ø8 sagomati ad uncino da inghisare sulla superficie del pilastro esistente (8/mq);

- Realizzazione del foro su solaio in corrispondenza del pilastro da utilizzare per la successiva fase di getto;
- Preparazione della casseratura costituita da tavole o pannelli di legno, previo trattamento con un agente disarmante; gli elementi costituenti il cassero devono essere connessi correttamente e i giunti sigillati con materiali idonei;
- Bagnatura dei casseri 30' prima del getto;
- Getto dal foro sommitale, tramite tubo da 60 mm, collegato a pompa da cantiere (o a imbuto a tramoggia, nel caso si proceda a gravità), da insinuare all'interno dell'intercapedine e da alzare progressivamente con il riempimento del cassero; durante l'operazione di getto il cassero va leggermente battuto;
- Il disarmo potrà avvenire dopo 3 giorni; lo smontaggio dei puntelli e la loro ricollocazione non deve avvenire prima di 5 giorni.

6.4.2 Rinforzo a flessione e taglio di travi mediante sistemi compositi in FRF (fiber reinforced polymer)

Per il rinforzo a taglio di alcune travi, carenti di armatura a taglio e a flessione, in ragione della necessità di adottare un sistema efficace, economico e speditivo, si è scelto di utilizzare il sistema composito polimerico con fibre di carbonio (FRP) a base di resine termoindurenti, in particolare resine epossidiche.

Si descrivono di seguito le lavorazioni da eseguire per l'installazione a regola d'arte del sistema di fibro-rinforzo, i cui particolari costruttivi sono riportati negli allegati grafici allegati al progetto.

I tessuti da utilizzare nella fattispecie sono di tipo unidirezionale, cioè con unico orientamento delle fibre nella direzione della lunghezza del rotolo e tenute insieme da una trama leggera di tipo non strutturale. Si utilizzeranno grammature di 300 g/mq, singolarmente o accoppiate.

Per la realizzazione degli interventi di rafforzamento con utilizzo di materiali compositi fibro-rinforzati (FRP), si dovranno utilizzare esclusivamente prodotti specifici (kit composto da primer, stucco epossidico, adesivo epossidici strutturali, tessuto in fibre di carbonio) ad elevata e documentata compatibilità chimico-fisica, in possesso di Certificazione di Valutazione Tecnica rilasciata dal S.T.C. del C.S.LL.PP. Si rimanda alla relazione sui materiali e al Capitolato Speciale per identificare le caratteristiche specifiche dei vari componenti.

Il ciclo di applicazione del composito fibro-rinforzato a base di fibre di carbonio in forma di tessuto unidirezionale in fibre di carbonio ad elevato modulo elastico ed alta resistenza meccanica a trazione da impregnarsi in opera con sistema "a secco", si sviluppa attraverso le

seguenti fasi:

1. Rimozione dell'intonaco (ove presente) e rimozione corticale con idonei mezzi meccanici non battenti del c.a. ammalorato (ove presente). Intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare.
2. Pulizia per la rimozione di ogni residuo di lavorazione. Intervento da estendere all'intera superficie da rinforzare.
3. Riprofilatura degli spigoli vivi della sezione in c.a. delle travi per il tratto interessato dall'intervento in corrispondenza delle parti dove sarà applicato il rinforzo in FRP. La riprofilatura sarà eseguita a mano o con idonei utensili meccanici non battenti. La riprofilatura dovrà garantire $r_{\min} = 20 \text{ mm}$.

Nel caso in cui gli elementi interessati dall'intervento nel tratto da rinforzare, risultino particolarmente degradati con lesioni e distacchi di copriferro, si dovrà procedere come descritto nelle successive fasi di cui ai punti 4, 5, e 6. Si osserva che, relativamente alle fasi in parola, qualora si dovessero utilizzare malte o comunque prodotti di ripristino che necessitano di bagnatura, si dovrà necessariamente attendere l'avvenuta perfetta asciugatura del supporto prima di procedere all'esecuzione delle fasi previste per l'applicazione del rinforzo in FRP. Di seguito si elencano le ulteriori fasi.

4. Rimozione del copriferro e trattamento (ove necessario) delle armature originarie degli elementi strutturali in c.a., per inibizione della corrosione, con malta cementizia anticorrosiva;
5. Riparazione di fessure strutturali (ove presenti) con utilizzo di resine epossidiche di adeguata viscosità e fluidità,
6. Ripristino del c.a. (strato corticale ammalorato) (ove necessario) con applicazione di malta a ritiro controllato tissotropica. Il ripristino corticale dovrà in ogni caso essere eseguito in corrispondenza degli spigoli vivi della sezione in c.a. (pilastro, trave) laddove sarà applicato il rinforzo in FRP, provvedendo ad eseguire una riprofilatura (sguscia) con $r_{\min} = 20 \text{ mm}$;
7. Per ottimizzare l'efficacia dell'adesione del sistema complessivo di rinforzo in FRP al supporto – sia che si tratti di ripristino sia che si tratti di calcestruzzo esistente – si dovrà effettuare una preparazione del substrato attraverso l'imprimatura (primerizzazione) del sottofondo, a rullo o a pennello, di primer epossidico bicomponente superfluido, avente funzione di appretto sulla superficie di calcestruzzo pulita ed asciutta. La larghezza della fascia trattata deve essere pari alla larghezza della fascia di composito applicare;
8. Per ottimizzare l'efficacia dell'adesione del sistema complessivo di rinforzo in FRP al supporto tramite la preparazione del substrato (eliminazione delle irregolarità presenti sulla superficie di calcestruzzo all'interfaccia), si dovrà procedere alla rasatura di livellamento mediante riporto diretto di stucco epossidico a consistenza tissotropica. L'applicazione del prodotto deve essere eseguita su primer ancora “fresco” con una spatola dentata in uno spessore di circa 1-2 mm. In questa fase si procederà, utilizzando lo stesso prodotto, ad arrotondare (ove presenti) gli spigoli

vivi esterni ($r_{min} = 20 \text{ mm}$). Larghezza della fascia trattata pari alla larghezza della fascia di composito da montare;

9. Applicazione di un primo strato di adesivo epossidico di media viscosità. L'applicazione dell'impregnante del tessuto deve essere eseguita a pennello o a rullo a pelo corto, sullo strato di stucco ancora "fresco", per uno strato, in spessore uniforme, di circa 0,50 mm. Larghezza della fascia trattata deve essere pari alla larghezza della fascia di composito da montare;

10. Taglio delle fasce di tessuto secco a rotolo aventi larghezza di 20 cm della lunghezza prevista nei particolari costruttivi. Le fasce saranno conservate a piè d'opera ed ordinate secondo la sequenza applicativa, avendo cura di assicurare un'adeguata protezione dal contatto diretto con polveri;

11. Posizionamento delle fasce di tessuto immediatamente dopo l'applicazione del primo strato di impregnante, avendo cura di stenderle senza formare grinze, con le mani protette da guanti di gomma impermeabili;

12. Rullatura della resina attraverso le fibre (impregnazione) per favorire la penetrazione dell'adesivo nel tessuto, agendo con apposito rullino metallico;

13. Applicazione di secondo strato di adesivo epossidico di media viscosità. L'applicazione dell'impregnante del tessuto deve essere eseguita a rullo, al di sopra del precedente strato di adesivo ancora fresco, in spessore uniforme, di circa 0,50 mm a completa ricopertura della fascia di tessuto. Favorire l'impregnazione pressando bene il tessuto, ripassando più volte sul tessuto impregnato il rullino metallico per eliminare le eventuali bolle d'aria occluse durante le precedenti lavorazioni e per distendere le fibre della fascia di tessuto secondo la relativa orditura;

14. Per l'applicazione di nuovi strati di tessuto in sovrapposizione, occorre ripetere le fasi da 10 a 13, tante volte, quanti sono gli strati da applicare;

15. Qualora si dovesse interrompere la sequenza applicativa, provvedere a "spagliare" della sabbia fine al quarzo sull'ultimo strato di resina applicato, al fine di assicurare il futuro idoneo aggrappo delle resine per le successive lavorazioni di completamento. Lo spaglio sarà eseguito a mano o meccanicamente;

16. Per migliorare l'ancoraggio e quindi le condizioni di vincolo delle estremità libere del tessuto si prevede l'utilizzo e l'applicazione di fiocchi in fibre di carbonio da ancorare con resina epossidica al solaio in corrispondenza della fascia piena o di un travetto a filo della trave fine di non compromettere l'adesione durante le fasi di inghisaggio nel foro, la superficie di detta porzione, una volta impregnata, dovrà essere necessariamente spagliata a rifiuto con della sabbia di quarzo asciutta in modo da renderla ruvida. Ad indurimento avvenuto sarà poi possibile applicare il "fiocco" appena creato. L'ancoraggio del fiocco, nel caso di fissaggio su strutture in calcestruzzo, può avvenire mediante impiego di fissaggio chimico epossidico puro per carichi strutturali, la restante parte dei "fiocchi" (non inserita nei fori), deve essere disposta a

ventaglio, al di sopra della struttura da collegare, facendo attenzione ad impregnare completamente le fibre e applicando una prima mano sul supporto prima di applicare il “fiocco”.

6.4.3 Rinforzo dei nodi in assenza di confinamento mediante sistemi compositi in FRF (fiber reinforced polymer)

Per il rinforzo dei nodi trave/pilastro in assenza di confinamento e in assenza di armatura specifica all'interno del nodo stesso, in ragione della necessità di adottare un sistema efficace, economico e speditivo, si è scelto di utilizzare il sistema composito polimerico con fibre di carbonio (FRP) a base di resine termoidurenti, in particolare resine epossidiche.

Le fasi esecutive sono sostanzialmente sovrapponibili con quelle già descritte nel caso delle travi.

Tuttavia è opportuno a differenza delle travi, nel caso specifico, vengono utilizzate fibre al carbonio di tipo quadriassiale.

Riguardo nello specifico ai nodi trave/pilastro esterni (quelli che si trovano in corrispondenza delle facciate), si è reso necessario prevedere un ingrossamento parziale e limitato delle travi concorrenti nel nodo al fine di ridurre i valori delle tensioni di compressione.

6.4.4 Rinforzo dei nodi in assenza di confinamento mediante piastre metalliche

Limitatamente per i nodi parzialmente confinati all'interno del Corpo A, per il rinforzo dei nodi trave/pilastro si è scelto di fare ricorso a piastre metalliche di spessore pari a 10 mm ancorate agli elementi strutturali in ca mediante tirafondi metallici.

Il sistema è esecutivamente poco invasivo e consente di sopperire alla presenza di una piccola porzione di nodo non confinato in corrispondenza sia dell'impalcato di copertura del piano terra che dell'impalcato di copertura del piano primo.

6.5 Risultati dell'analisi strutturale post operam - Corpo A

Sono stati introdotti nel modello di calcolo gli interventi precedentemente descritti al fine di ridurre la vulnerabilità della struttura nei confronti dei meccanismi di rottura fragili e duttili.

Per maggiore chiarezza, si riportano di seguito le mappature illustrative degli elementi strutturali oggetto di intervento per ciascuna tipologia di rinforzo previsto.

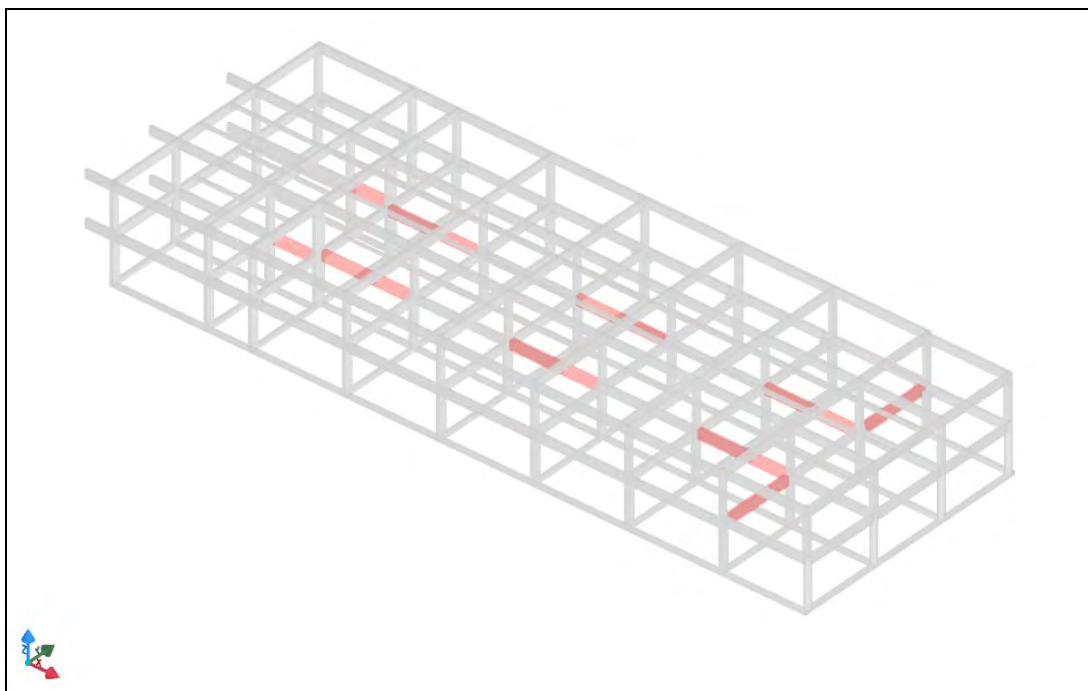


Fig. 12 Individuazione degli elementi con rinforzi a flessione mediante FRP – Corpo A

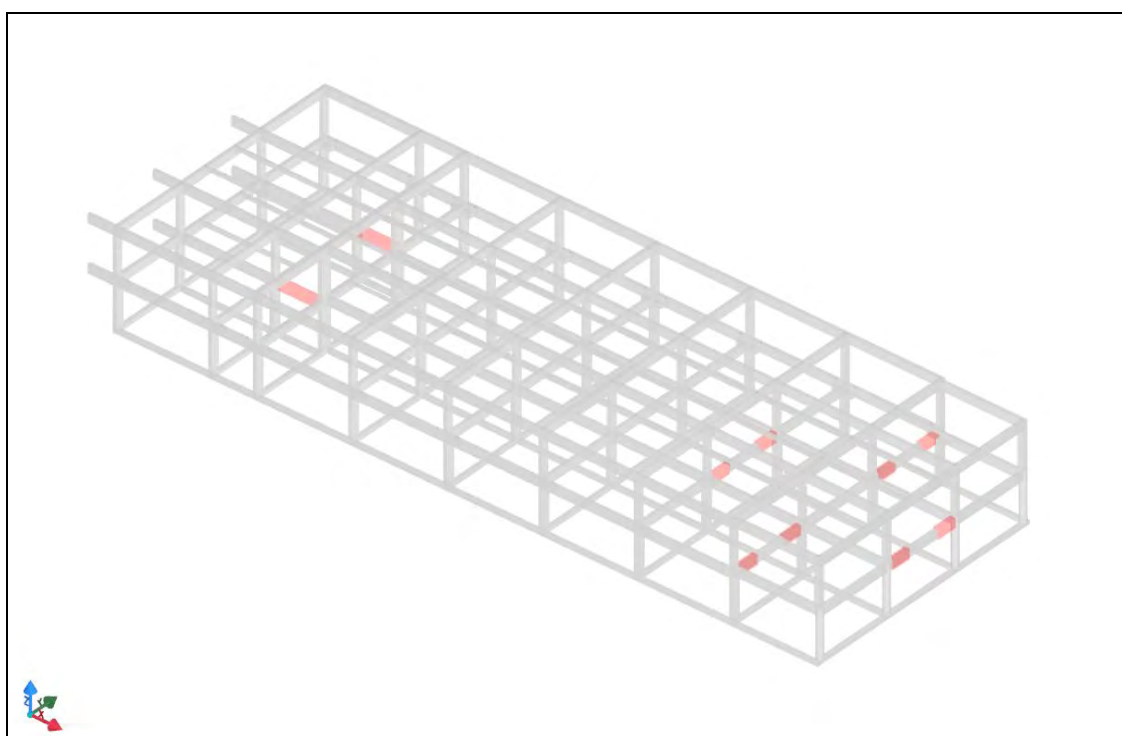


Fig. 13 Individuazione degli elementi con rinforzi a taglio mediante FRP – Corpo A

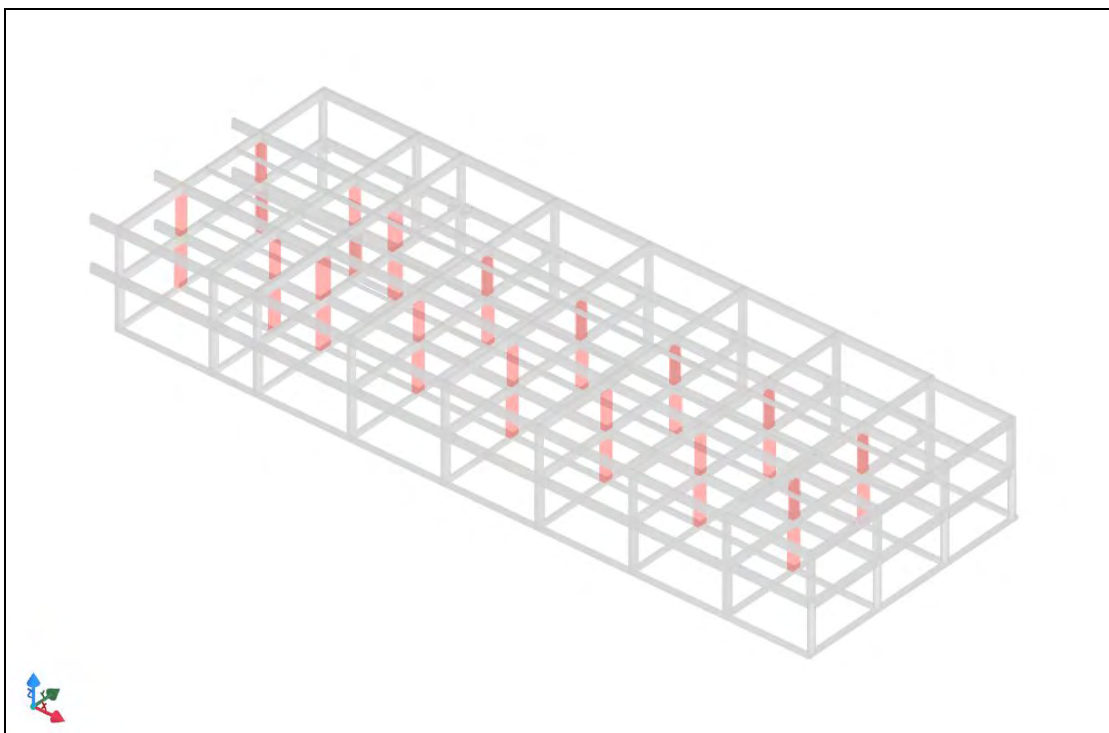


Fig. 14 Individuazione degli elementi con incamiciature – Corpo A

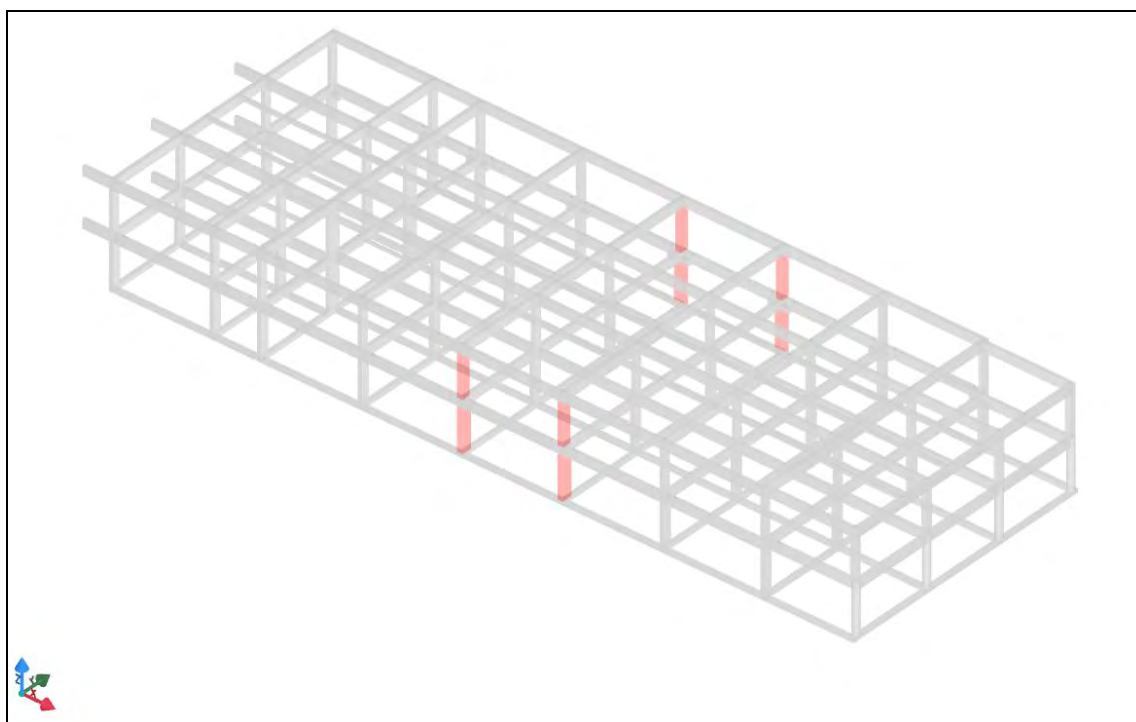


Fig. 15 Individuazione degli elementi con fasciature di confinamento in FRP – Corpo A

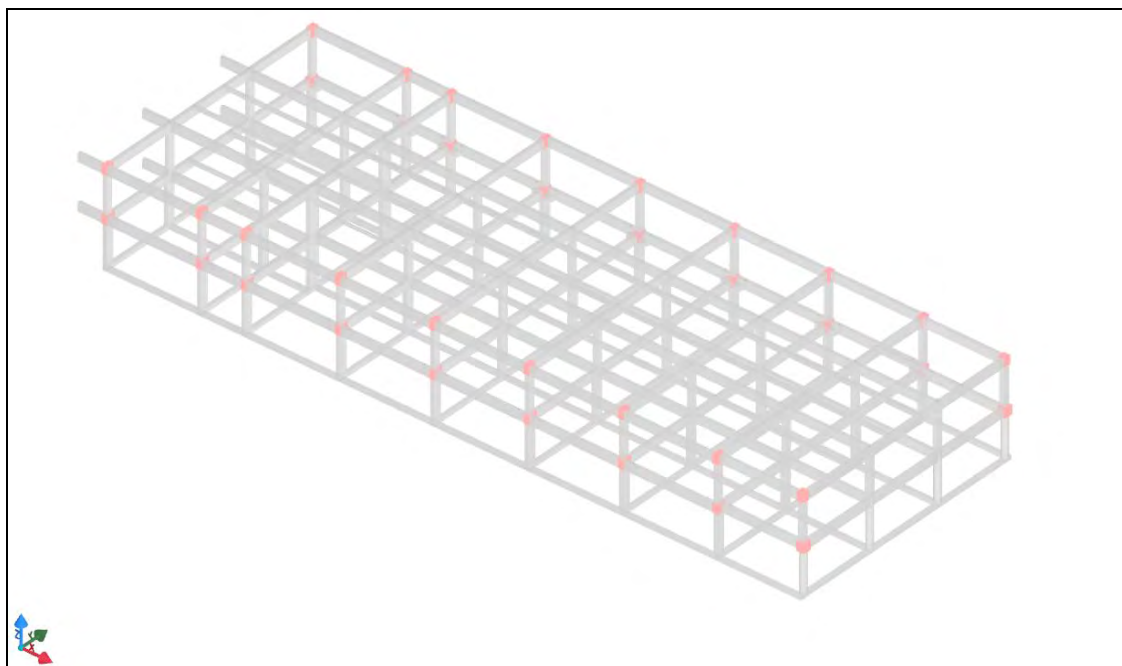


Fig. 16 Individuazione dei nodi rinforzati con fasciature in FRP – Corpo A

In riferimento alla figura 16, va precisato che i nodi trave-pilastro interni, vanno ritenuti confinati tenendo conto dell'intervento di confinamento parziale previsto con piastre in acciaio.

Così come fatto per la configurazione “ante operam”, è stata condotta un'analisi dinamica lineare per lo stato limite di salvaguardia della vita su modello agli elementi finiti con modulo elastico ridotto.

In particolare, per il calcolo si sono assunti rispettivamente per i meccanismi duttili e fragili i seguenti valori del fattore q :

-meccanismi fragili: $q = 1,5$

-meccanismi duttili: $q = 2,76$

Nella Fig. 17 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

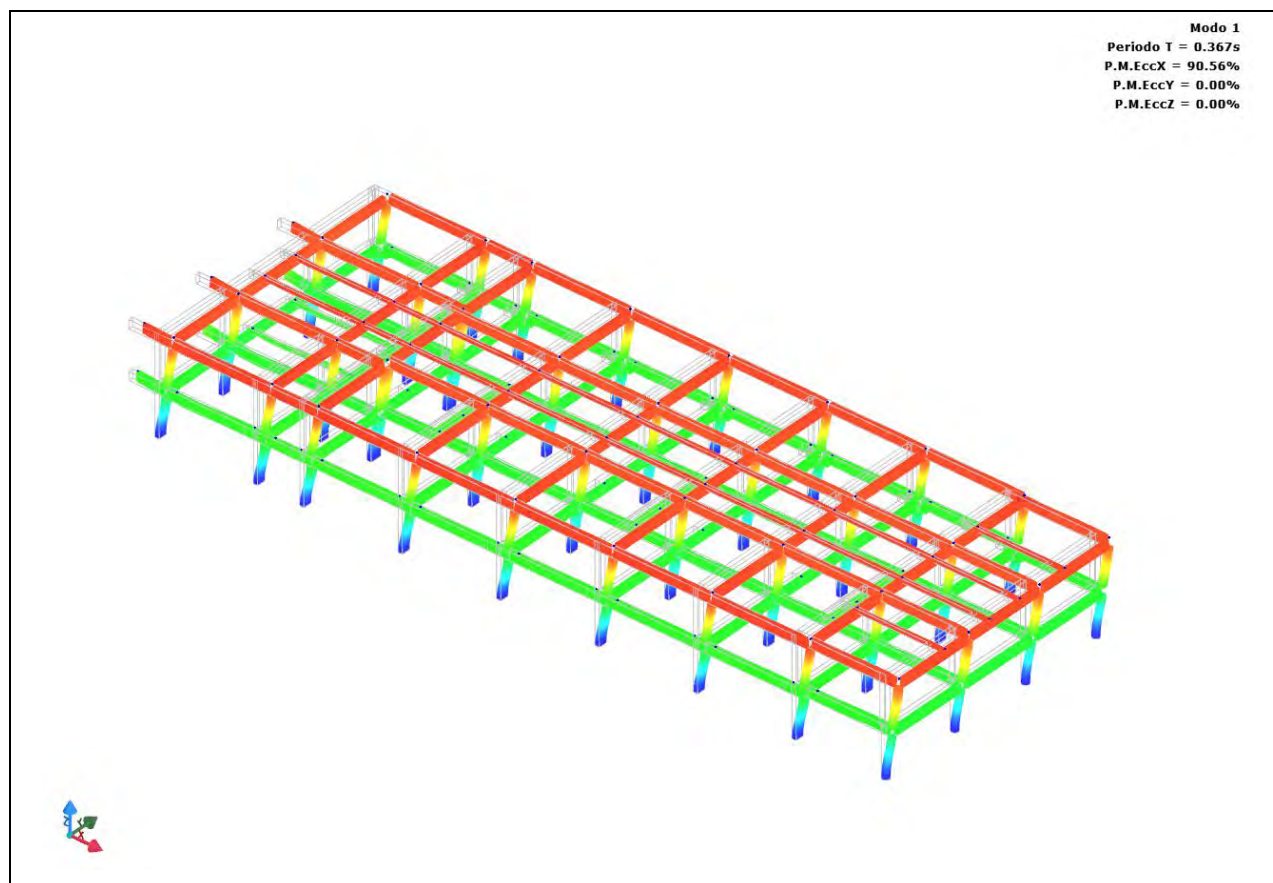


Fig. 17 Deformata relativa al primo modo di vibrare del Corpo A (post operam)

L'analisi "post operam" mette in evidenza una modifica del periodo di vibrazione relativo al 1° modo di vibrare in ragione dell'irrigidimento globale ottenuto con le incamiciature in corrispondenza di buona parte dei pilastri esistenti (si passa da 0.493 s a 0.367 s).

Nelle figure seguenti vengono illustrate le mappature relative alle accelerazioni di collasso per ciascun tipo di rottura considerato allo SLV.

In particolare vengono mappate le accelerazioni di collasso espresse in percentuale tenendo conto che il valore corrispondente a 100% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale possiede in seguito all'intervento di adeguamento sismico.

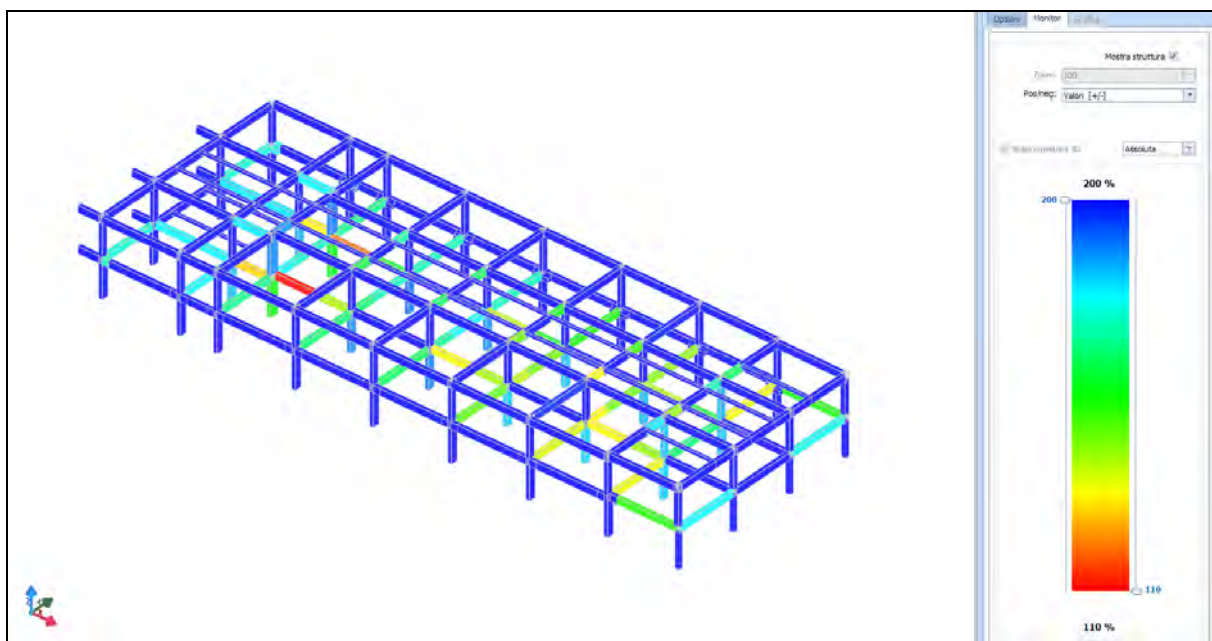


Fig. 18 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili – Corpo A

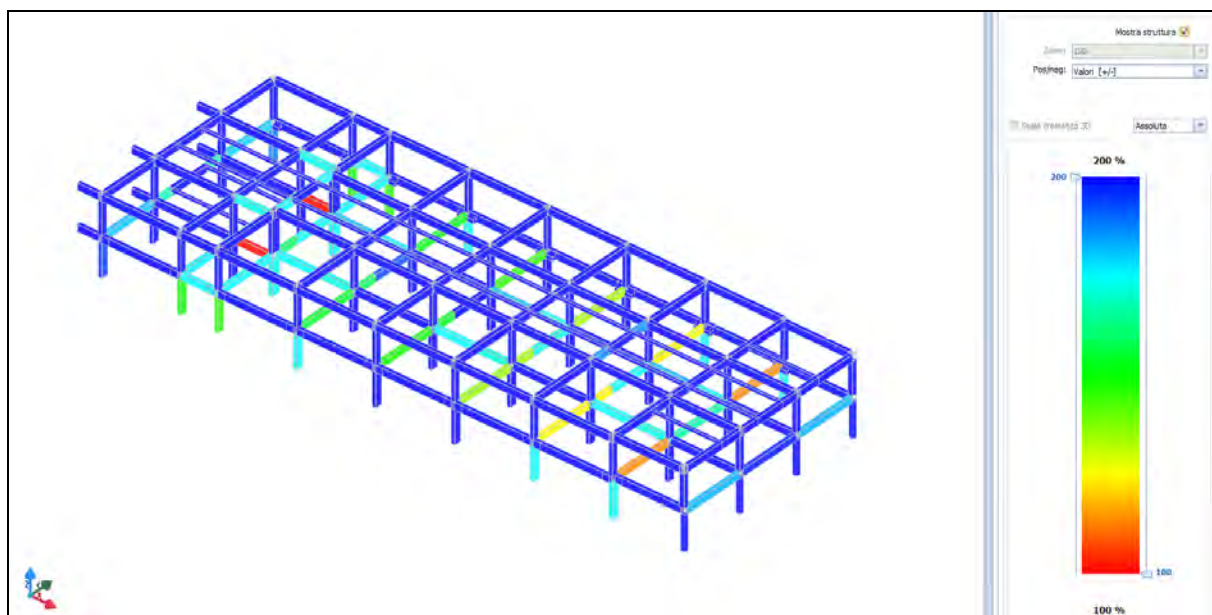


Fig. 19 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio) – Corpo A

Nella figura seguente è riportata la mappatura delle accelerazioni di collasso relative ai nodi non confinati.

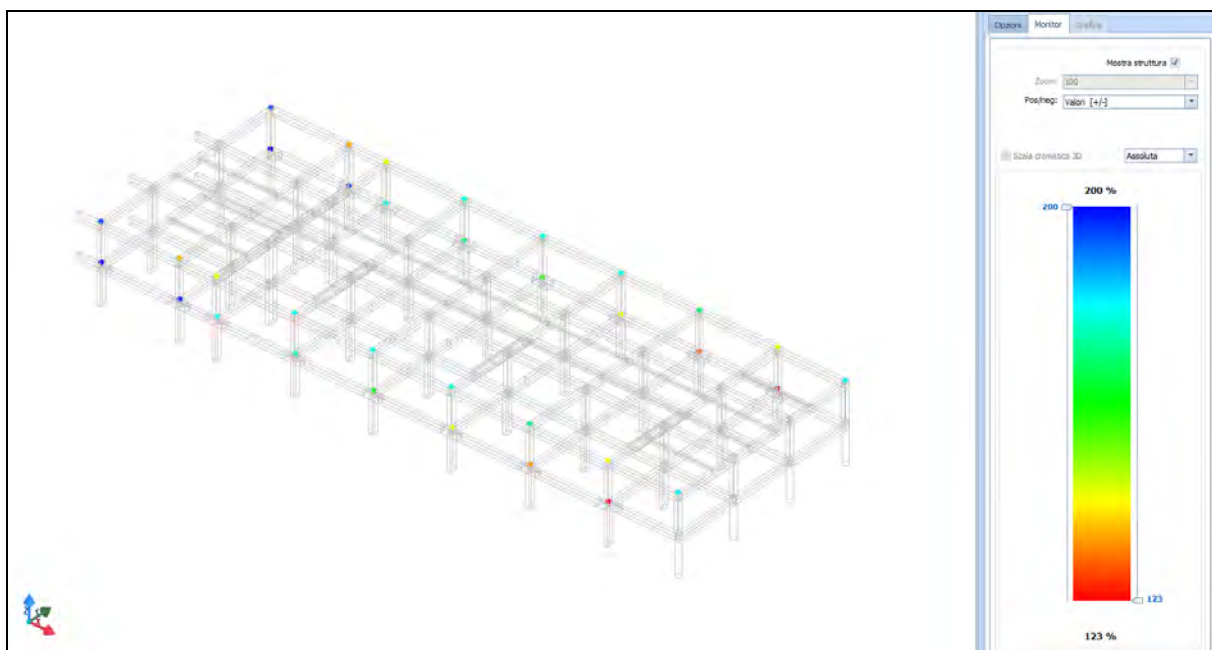


Fig. 20 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls) – Corpo A

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico “post operam” ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l’analisi svolta e si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO A

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2809	1071
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1878	488
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.2541	857
SLV	Taglio	CA	0.2325	726
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.2857	1112

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO A

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA_D	T_{RD}
	[a_g/g]	[anni]
SLO	0.0450	45
SLD	0.0624	75
SLV	0.2320	712
SLC	0.3091	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO A

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	4.172	2.657
SLD	4.501	2.975
SLV	1.002	1.008

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\zeta_B (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

ζ_B : simbologia NTC18;

α_{PGA} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

6.5 Risultati dell'analisi strutturale post operam - Corpo B

Come fatto per il Corpo A, sono stati introdotti nel modello di calcolo gli interventi precedentemente descritti, al fine di ridurre la vulnerabilità della struttura nei confronti dei meccanismi di rottura fragili e duttili.

Per maggiore chiarezza, si riportano di seguito le mappature illustrative degli elementi strutturali oggetto di intervento per ciascuna tipologia di rinforzo previsto.

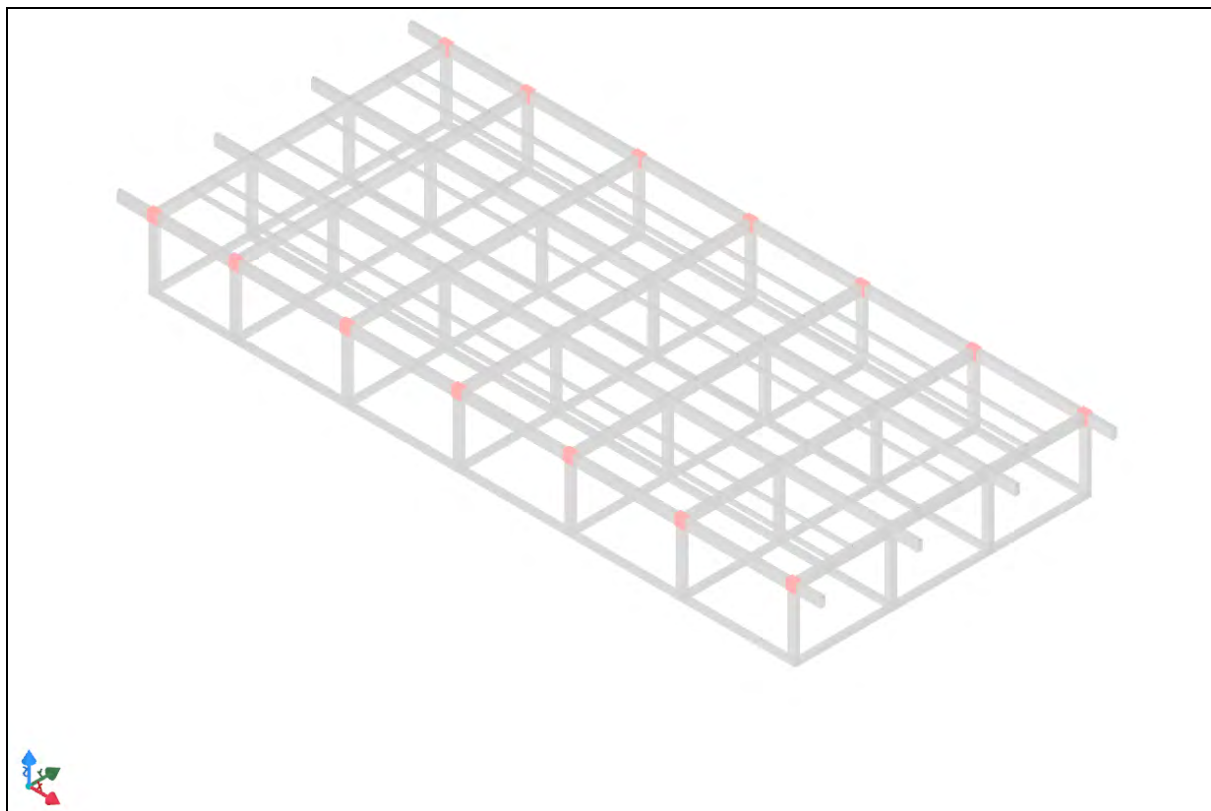


Fig. 21 Individuazione dei nodi rinforzati con fasciature in FRP – Corpo B

Così come fatto per la configurazione “ante operam”, è stata condotta un’analisi dinamica lineare per lo stato limite di salvaguardia della vita su modello agli elementi finiti con modulo elastico ridotto.

In particolare, per il calcolo si sono assunti rispettivamente per i meccanismi duttili e fragili i seguenti valori del fattore q :

-meccanismi fragili: $q = 1,5$

-meccanismi duttili: $q = 2,68$

Nella Fig. 22 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

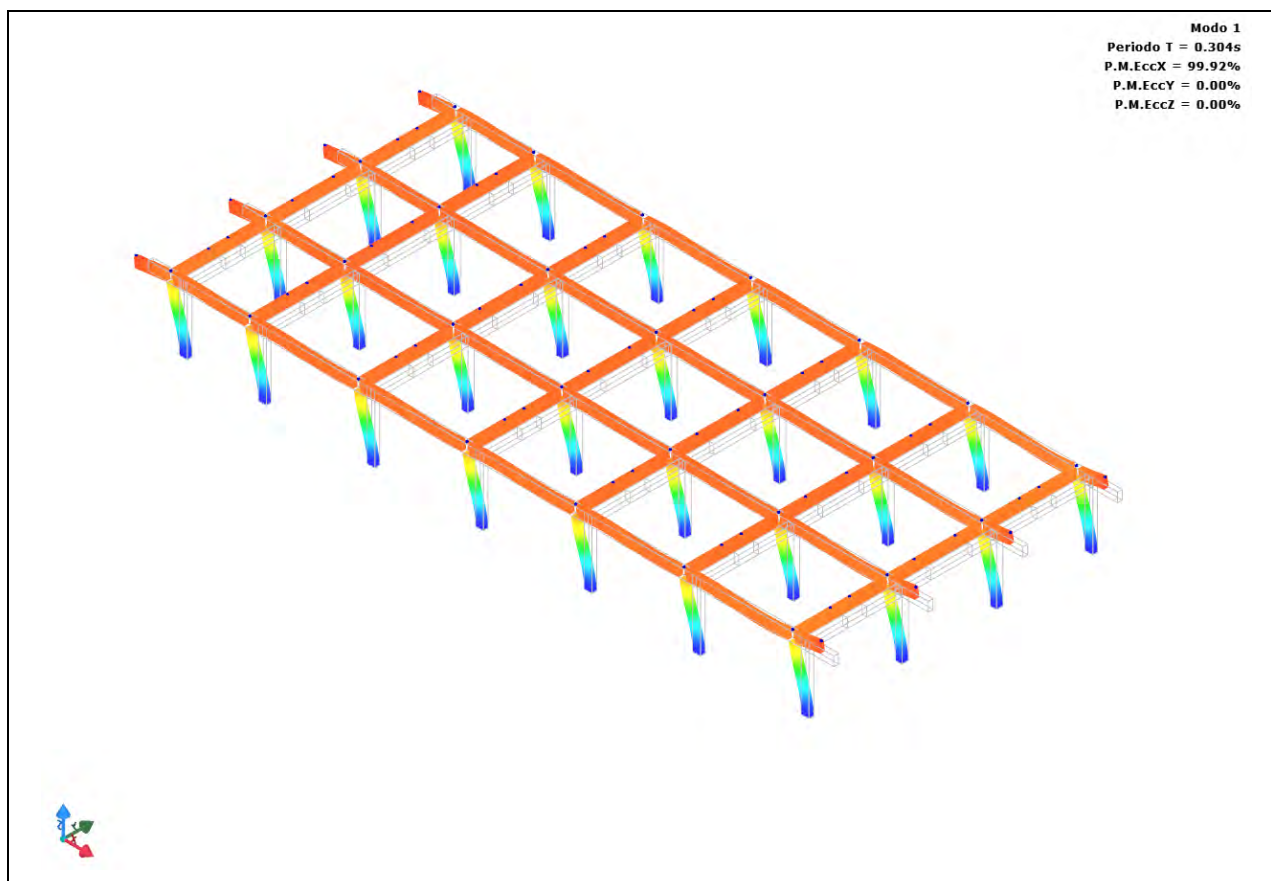


Fig. 22 Deformata relativa al primo modo di vibrare del Corpo B (post operam)

L'analisi "post operam" consente di accertare che il periodo di vibrazione relativo al 1° modo di vibrare rimane invariato tenuto conto che si interviene solo con il confinamento dei nodi trave-pilastro (0.304 s).

Nelle figure seguenti vengono illustrate le mappature relative alle accelerazioni di collasso per ciascun tipo di rottura considerato allo SLV.

In particolare vengono mappate le accelerazioni di collasso espresse in percentuale tenendo conto che il valore corrispondente a 100% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale possiede in seguito all'intervento di adeguamento sismico.

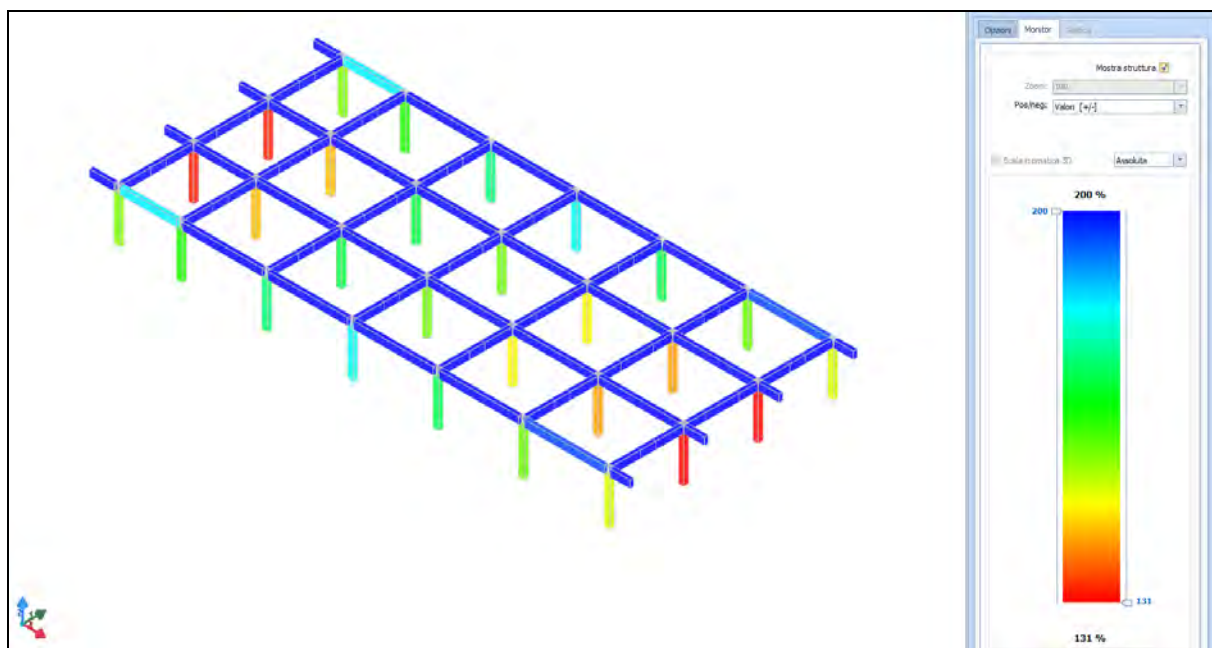


Fig. 23 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili – Corpo B

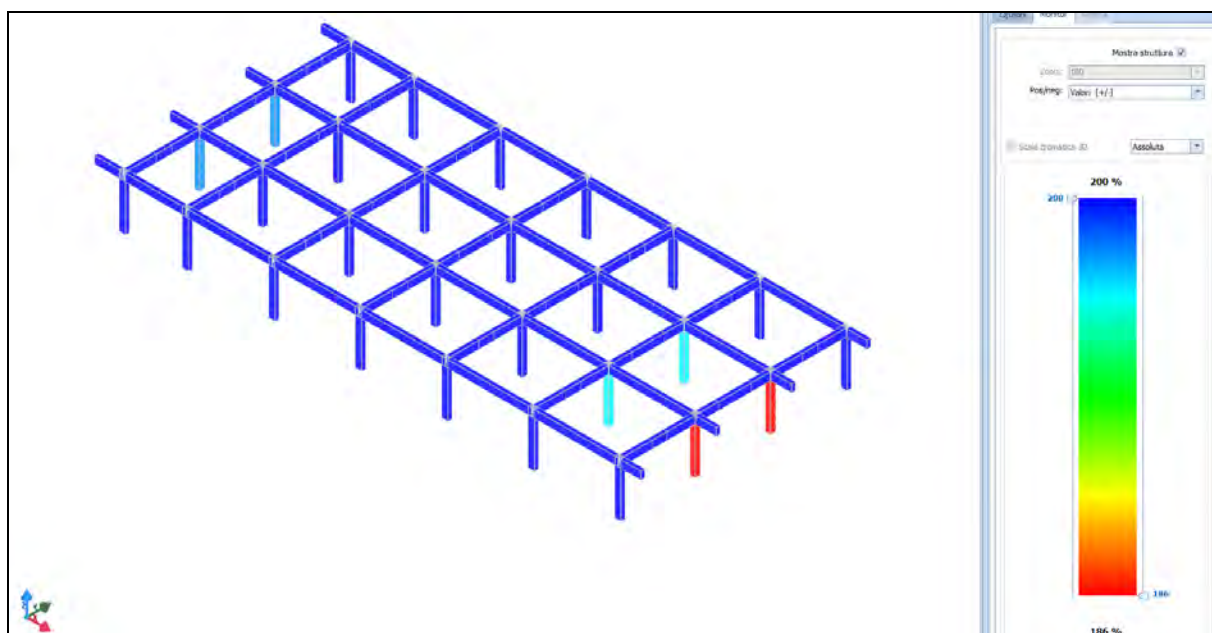


Fig. 24 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio) – Corpo B

Nella figura seguente è riportata la mappatura delle accelerazioni di collasso relative ai nodi non confinati.

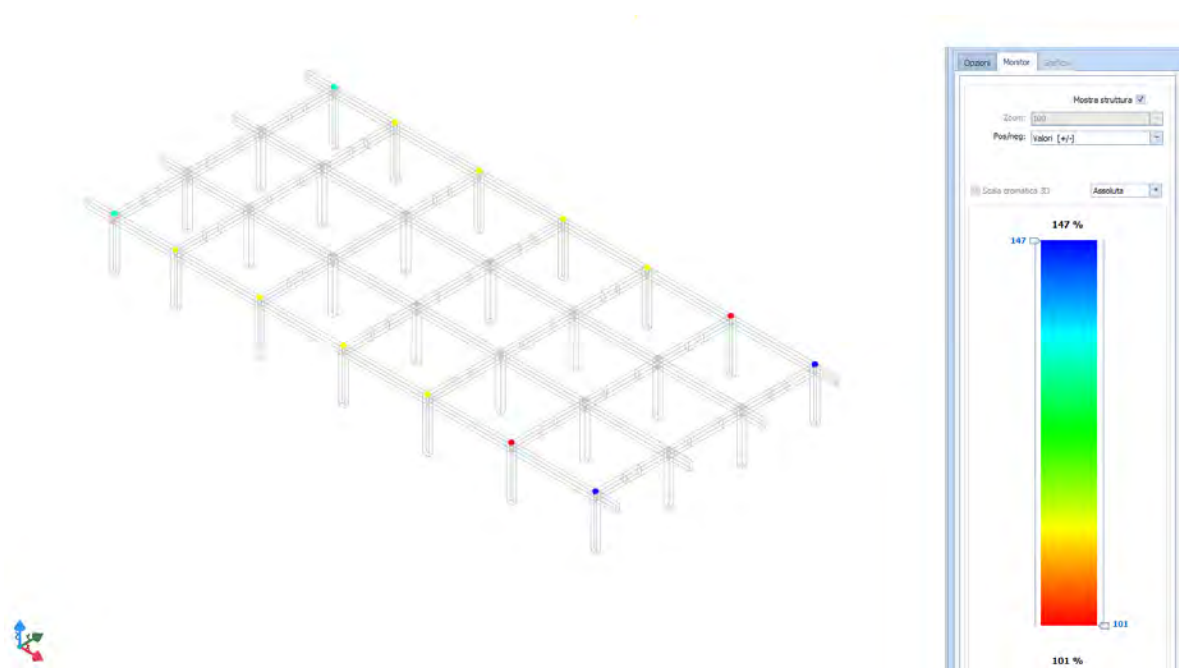


Fig. 25 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls) – Corpo B

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico “post operam” ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l’analisi svolta e si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO B

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2132	617
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1390	284
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.3032	1271
SLV	Taglio	CA	0.4323	>2475
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.2355	743

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO B

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0450	45
SLD	0.0624	75
SLV	0.2320	712
SLC	0.3091	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO B

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	3.088	2.128
SLD	3.416	2.373
SLV	1.015	1.018

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\zeta_E (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

ζ_E : simbologia NTC18;

α_{PGA} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

7 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI E CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO ANTE E POST OPERAM

Le analisi svolte sui 2 corpi di fabbrica che compongono l'Istituto IISS Gaetano Curcio, via Asinara s.n. Sezione IPSIA di Ispica (RG), hanno consentito di classificarne il rischio sismico ante e post operam.

Come accennato in precedenza, **le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, possono ritenersi positive.**

Le verifiche condotte invece in presenza dell'azione sismica determinata ai sensi del D.M. 17 Gennaio 2018 hanno consentito di determinare per ciascun corpo di fabbrica il grado di vulnerabilità.

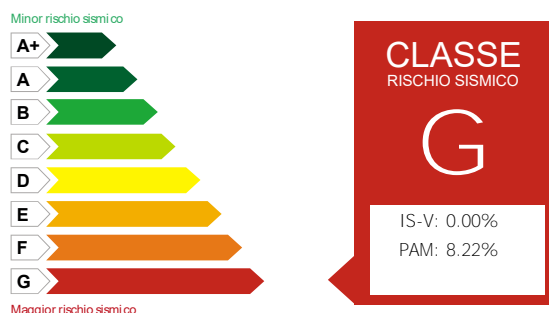
Si riporta di seguito una sintesi dei risultati ottenuti facendo riferimento alla classificazione del rischio sismico secondo le “*Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni*” approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017.

Come previsto dalle suddette linee guida, la classificazione sismica è stata effettuata adottando il **metodo convenzionale**, per il quale sono previste otto Classi di Rischio, con rischio crescente da A⁺ a G.

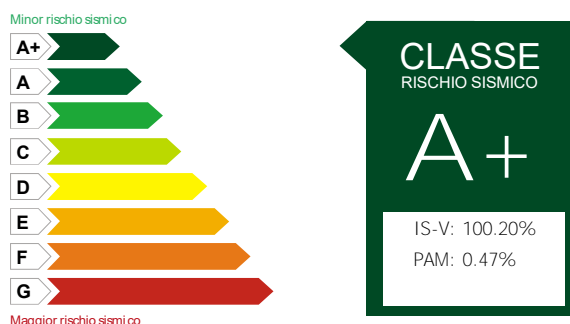
Il metodo convenzionale consente di assegnare una classe di rischio (da A⁺ a G) pari alla minima tra due classi di rischio distinte e funzione di due parametri:

- l'Indice di Sicurezza (**IS-V**);
- la Perdita Annuale Media attesa (**PAM**).

Corpo A (ante operam)



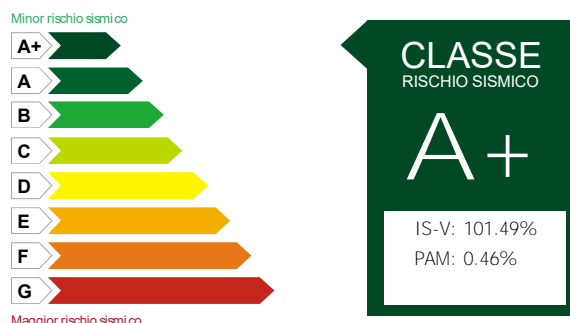
Corpo A (post operam)



Corpo B (ante operam)



Corpo B (post operam)



8 CONCLUSIONI

Le analisi computazionali effettuate sull'edificio scolastico in oggetto hanno consentito di analizzare le criticità già rilevate in fase di valutazione preventiva del rischio sismico. Sono stati progettati interventi di rinforzo su entrambi i corpi di fabbrica che compongono l'edificio scolastico.

Sulla scorta delle risultanze delle analisi svolte, si è dunque pervenuti alle seguenti conclusioni:

- l'edificio scolastico è composto da n. 2 corpi di fabbrica separati tra loro mediante giunto tecnico di spessore superiore a 10 cm, dimensione compatibile con gli spostamenti massimi determinati in presenza dell'azione sismica;
- l'edificio scolastico è stato costruito originariamente in forza delle autorizzazioni rilasciate dal Genio Civile di Ragusa prot. n. 5655 del 10-05-1988 e prot. n. 14442 del 20-10-1988 e successivamente collaudato in data 30-03-1992;
- è stata accertata la presenza diffusi ma modesti fenomeni di espulsione del copriferro connessi in linea di massima allo stato di deterioramento del calcestruzzo in corrispondenza delle coperture;

- le verifiche condotte in occasione della verifica sismica preventiva (commissionata dalla Stazione Appaltante) hanno consentito di valutare il comportamento dei due corpi di fabbrica per effetto dei soli carichi gravitazionali. Tenuto conto delle risultanze ottenute (positive), le strutture in ca che compongono i vari corpi di fabbrica esaminati, **possono ritenersi staticamente idonei per i soli carichi gravitazionali**;
- per entrambi i corpi di fabbrica, in presenza dell'azione sismica, nell'analisi dei meccanismi fragili, si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza dell'estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati. L'ipotetica rottura del nodo (privo di armatura) per mancato confinamento in presenza di un'azione sismica rappresenta una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica, tanto che è proprio tale verifica che determina il valore dell'indicatore di rischio sismico più basso in assoluto;
- nei due corpi di fabbrica esaminati, sono state rilevate carenze legate al manifestarsi in presenza dell'azione sismica di meccanismi di rottura di tipo fragile e duttile che interessano elementi strutturali principali (travi e pilastri);
- le verifiche strutturali condotte sulla vulnerabilità sismica dei sistemi di tompagnatura esistenti, come già accertato in fase di verifica sismica preventiva, non risultano pienamente soddisfatte. Tuttavia non è stato possibile prevedere interventi di antiribaltamento sulle strutture di tompagnamento secondarie per i limiti imposti dalla disponibilità finanziaria della Stazione Appaltante. Sarebbe dunque auspicabile in fase esecutiva, per completezza dell'intervento, prevedere risorse finanziarie per integrare un intervento di mitigazione del rischio ribaltamento in fase sismica;
- sono stati previsti nell'intervento di "adeguamento sismico" rinforzi finalizzati a colmare le criticità rilevate nella configurazione "ante operam". Nello specifico sono state previste le seguenti tipologie di interventi di rinforzo: incamiciatura dei pilastri mediante armatura metallica integrativa e malta cementizia ad elevata resistenza, rinforzi a flessione e taglio su travi con materiali compositi FRP, confinamento dei nodi trave-pilastro con tessuti FRP e piastre in acciaio, confinamento di pilastri mediante tessuti FRP, ingrossamento della sezione trasversale di travi;
- le analisi strutturali "post operam" condotte sui due corpi di fabbrica hanno consentito di effettuare la classificazione del rischio sismico secondo le "*Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni*" approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017. In particolare si sono determinati i seguenti valori di IS-V: **Corpo A >> 100.20 %**; **Corpo B >> 101.49 %**.

Si riporta di seguito una tabella comparativa per i due corpi di fabbrica che compongono il complesso scolastico oggetto dell'intervento. Nella tabella viene illustrato un confronto in termini di indicatori sismici nelle due configurazioni "ante operam" e "post operam".

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO (CORPO A)

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		$\zeta_B(\alpha_{PGA})$		α_{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.0450	0.0450	0.1236	0.1878	232	488	2.746	4.172	1.959	2.657
SLD	0.0624	0.0624	0.1739	0.2809	424	1'071	2.786	4.501	2.034	2.975
SLV	0.2320	0.2320	0.0000	0.2325	0	726	0.000	1.002	0.000	1.008

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
D _{PGA}	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
C.Min _{PGA}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
C.Min _{TR}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
$\zeta_B(\alpha_{PGA})$	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
α_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO (CORPO B)

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		$\zeta_B(\alpha_{PGA})$		α_{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.0450	0.0450	0.1390	0.1390	284	284	3.088	3.088	2.128	2.128
SLD	0.0624	0.0624	0.2132	0.2132	617	617	3.416	3.416	2.373	2.373
SLV	0.2320	0.2320	0.0578	0.2355	67	743	0.249	1.015	0.379	1.018

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
D _{PGA}	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
C.Min _{PGA}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
C.Min _{TR}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
$\zeta_B(\alpha_{PGA})$	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
α_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno