

# 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

**ADEGUAMENTI SISMICO DELL'I.I.S. G. CURCIO IN VIA DEGLI STUDI - 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

SETTEMBRE 2022

SCALA

-

DOCUMENTO

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

## 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 Degli Studi - 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 I.I.S.S Gaetano Curcio, adibito attualmente in parte a scuola materna di competenza comunale e in parte alla sezione *Servizi per l'enogastronomia e l'Ospitalità Albergheria*, è ubicato in una zona periferica della città ed insiste su un'area in declivio che segue le pendici del costone roccioso caratteristico della zona. Esso è ubicato tra la via degli Studi e la via della Pittura.

Il complesso scolastico risulta composto da 3 corpi di fabbrica, posti a quote differenti, denominati, così come risulta dalla verifica sismica preventiva, come segue: **Corpo A, Corpo B e Corpo C.**

I vari corpi di fabbrica sono caratterizzati da una struttura in cemento armato di tipo intelaiato (travi e pilastri) con solai in parte in gettati in opera e in parte prefabbricati.



Fig. 1 Aerofotogrammetria con individuazione del complesso scolastico Istituto I.I.S Alberghiero Curcio

Attraverso l'ingresso principale del complesso scolastico, prospiciente la via degli Studi, si accede all'Istituto Professionale Alberghiero mentre l'ingresso alla sezione adibita a Scuola Materna è ubicato sul prospetto prospiciente la via della Pittura. Gli altri prospetti si affacciano su terreni confinanti e su fabbricati principalmente a destinazione residenziale.

Il complesso scolastico si sviluppa su 3 livelli fuori terra ed è composto da 3 distinti corpi di fabbrica giuntati: corpo A, corpo B e corpo C. I vari corpi di fabbrica (Fig. 2) che costituiscono il complesso scolastico, sono tutti separati mediante giunti tecnici di dimensioni di circa 10 cm. Gli ingressi ai vari corpi diversamente destinati sono del tutto autonomi e indipendenti.

Si descrivono di seguito i corpi di fabbrica che compongono il complesso scolastico.

Il "corpo A" adibito a *Istituto professionale per servizi commerciali e turistici* con particolare destinazione ai servizi per l'enogastronomia e ospitalità alberghiera, è costituito da aule didattiche, uffici di presidenza e servizi igienici. Alla stessa quota del corpo A si trova parte del "corpo B" (con copertura precaria) che è costituito da aule didattiche, laboratori, servizi igienici e spogliatoi;

Inoltre la prima elevazione del corpo B è costituita da un portico coperto che collega l'area costituita da aule didattiche con l'area costituita dai laboratori.

Il "corpo C" si trova a piano terra ed è destinato a laboratori, bidelleria e servizi igienici a servizio dell'Istituto professionale Alberghiero. Il piano primo è adibito a scuola materna di competenza comunale.

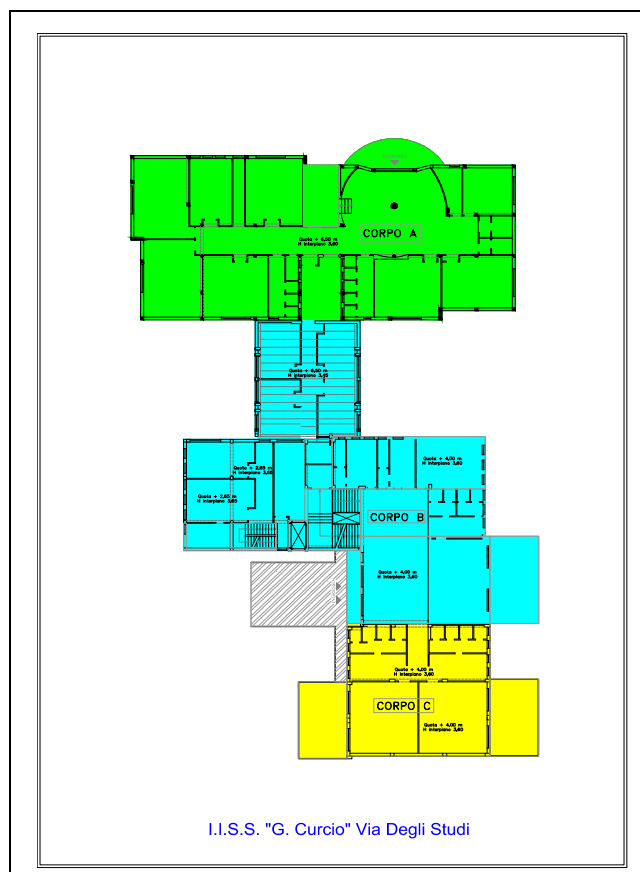


Fig. 2 Denominazione corpi di fabbrica

Ad eccezione dei due blocchi dorsali e paralleli che hanno il tetto a due spioventi, il resto della copertura è a terrazza non calpestabile.

## 2.2 Analisi storico-critica dell'edificio scolastico Istituto IISS Gaetano Curcio

Si è fatto riferimento al lavoro di ricerca documentale richiamato nello studio di vulnerabilità sismica messo a disposizione dalla Stazione Appaltante. Da quanto si rileva, i professionisti che si sono occupati della valutazione preventiva del rischio sismico dell'edificio scolastico in oggetto, hanno fatto riferimento alla documentazione rinvenuta presso gli archivi dell'Ufficio del Genio Civile di Ragusa e degli elaborati consultati presso gli archivi del Comune di Ispica, riuscendo in tal modo a ricostruire la storia partendo dall'epoca di costruzione.

Per semplicità, si richiama di seguito parte dell'analisi storica contenuta nello studio allegato al progetto.

Il complesso scolastico costituito da 3 corpi di fabbrica fu edificato in più lotti e in più fasi.

Il primo progetto relativo ai *“Lavori di un plesso per la Scuola Elementare Rionale nel quartiere “167”* nel Comune di Ispica fu redatto dall'arch. Alberto Agnello nel 1976 e prevedeva la realizzazione del Corpo A. Fu nominato come direttore dei lavori l'ing. Antonino Savarino.

I calcoli statici delle strutture in c.a. furono redatti dall'ing. Pasquale Manganaro.

La denuncia dei lavori al Genio Civile di Ragusa ai sensi della legge 5-11-1971 n.1086 fu depositata in data 15-09-1977. I lavori furono appaltati all'impresa Midolo con contratto n.1044 di rep. in data 01-03-1977 e furono consegnati in data 16-04-1977. Il termine di consegna era fissato per il 15-03-1978.

Si evince dal carteggio rinvenuto che il collaudatore delle strutture è stato l'ing. Vincenzo Arancio.

In data 04-11-1977 fu depositata anche una variante parziale relativa alle strutture in fondazione ed in elevazione. Le opere in c.a. furono ultimate in data 30-04-1979.

L'opera fu dichiarata collaudabile in data 30-08-1982.

Il secondo progetto relativo ai *“Lavori di costruzione di una scuola materna a tre sezioni nel Comune di Ispica”* fu redatto dall'arch. Corrado Moltisanti, in data 30-08-1976 ed approvato con D.A. n.3673 del 05-11-1977, registrato alla Corte dei Conti il 17-11-1977. L'ing. Corrado Moltisanti fu nominato anche come direttore dei lavori.

Il progettista delle strutture era l'ing. Vincenzo Gugliotta. I lavori furono appaltati all'impresa Gugliotta Giorgio con contratto registrato il 31-03-1976 e riguardavano nello specifico i Corpi B e C.



Oltre il progetto principale furono redatte due perizie di variante e suppletive: la prima in data 02-12-1978 che comportò l'aumento dell'importo contrattuale integrato con atto di sottomissione del 17-05-1980. La seconda perizia fu redatta nel 1980 e l'importo contrattuale fu integrato con atto di sottomissione del 18-12-1982. I lavori furono consegnati in data 20-07-1978. Il tempo contrattuale era fissato per 12 mesi consecutivi a partire dalla data del verbale di consegna dei lavori del 20-07-1978. Il termine di consegna era fissato per il 19-07-1979.

A causa di una sospensione e di una proroga concessa la scadenza definitiva coincidente con la data di ultimazione dei lavori avveniva il 18-11-1982.

Si evince dal carteggio rinvenuto che il collaudatore delle strutture fu l'ing. Antonino Savarino.

L'opera fu dichiarata collaudabile in data 09-06-1983.

Si riporta in forma tabellare l'elenco della documentazione reperita relativa al Corpo A:

DOCUMENTO	DATA	DESCRIZIONE
Progetto I stralcio	1976	Lavori di un plesso per la scuola Elementare Rionale nel Quartiere "167" nel Comune di Ispica (RG) <b>(Corpo A)</b>
Progetto di variante relativa alle strutture in fondazione ed elevazione	31-10-1977	Lavori di un plesso per la scuola Elementare Rionale nel Quartiere "167" nel Comune di Ispica (RG) <b>(Corpo A)</b>
Progetto di variante parziale relativa al solaio di copertura	31-01-1978	Lavori di un plesso per la scuola Elementare Rionale nel Quartiere "167" nel Comune di Ispica (RG) <b>(Corpo A)</b>
Relazione a struttura ultimata I stralcio	26-06-1979	Lavori di un plesso per la scuola Elementare Rionale nel Quartiere "167" nel Comune di Ispica (RG) – Progettista arch. Alberto Agnello e D.L. ing. Antonino Savarino. Impresa: Midolo <b>(Corpo A)</b>
Certificato collaudo statico strutture in c.a.	30-08-1982	Lavori di un plesso per la scuola Elementare Rionale nel Quartiere "167" nel Comune di Ispica (RG) – Progettista arch. Alberto Agnello e D.L. ing. Antonino Savarino. Impresa: Midolo <b>(Corpo A)</b>

Si riporta in forma tabellare l'elenco della documentazione reperita relativa al Corpo B e C:

DOCUMENTO	DATA	DESCRIZIONE
Progetto II stralcio	30-08-1976	Lavori per la costruzione del plesso per una scuola materna a tre sezioni nel Comune di Ispica (RG) <b>(Corpi B e C)</b>
Contratto di appalto	31-03-1978	Contratto di appalto del 31/03/1978 dell'impresa Midolo Giuseppe completo di allegati; <b>(Corpi B e C)</b>
Autorizzazione Genio Civile Ragusa	11-12-1979	Autorizzazione rilasciata ai sensi della legge 05-11-1971 1086. (citata nel documento relazione a struttura

Il stralcio		ultimata ma non reperita) <b>(Corpi B e C)</b>
Relazione sul conto finale	18-11-1982	Progetto per la costruzione del plesso per una scuola materna a tre sezioni nel Comune di Ispica redatta dal D.L. Ing. Corrado Moltisanti <b>(Corpi B e C)</b>
Certificati dei materiali	26-11-1982	Progetto per la costruzione del plesso per una scuola materna a tre sezioni nel Comune di Ispica - Certificati relativi alle prove di resistenza a compressione su campioni di cls <b>(Corpi B e C)</b>
Relazione a struttura ultimata Il stralcio	29-12-1982	Progetto per la costruzione del plesso per una scuola materna a tre sezioni nel Comune di Ispica. Progettista strutture: Dr. Ing. Vincenzo Gugliotta, Direttore dei Lavori: Ing. Corrado Moltisanti. <b>(Corpi B e C)</b>
Certificato collaudo statico strutture in c.a.	09-06-1983	Relazione di Collaudo Statico delle strutture in c.a. – progetto per la costruzione del plesso per una scuola materna a tre sezioni nel Comune di Ispica Collaudatore: Ing. Antonino Savarino <b>(Corpi B e C)</b>

### 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 e dell'Ufficio del Genio Civile di Ragusa;
- 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 Rilievo geometrico e strutturale

I sottoscritti affidatari del servizio di progettazione esecutiva, sulla scorta delle elaborazioni grafiche redatte dal RTP che si è precedentemente occupato del servizio di verifica sismica preventiva, ha condotto un accertamento a campione delle principali dimensioni geometriche dei corpi di fabbrica che compongono il complesso scolastico.

Si è avuto modo dunque di accertare quanto segue e già rilevato nello studio di verifica sismica allegato al presente progetto: *“La tipologia prevalente strutturale è intelaiata con solai prevalentemente in latero-cemento con travetti gettati in opera di spessori variabili:*

- *Corpo A: solaio gettato in opera di spessore pari a 35 cm (30+5) per le coperture.*
- *Corpo B: solaio gettato in opera di spessore pari a 35 cm (30+5) per le coperture, solaio gettato in opera di spessore pari a 26 cm (20+6) per l'impalcato intermedio e pannelli prefabbricati di spessore pari a 40,5 cm per il tunnel di collegamento;*
- *Corpo C: solaio gettato in opera di spessore pari a 35 cm (30+5) per le coperture, solaio gettato in opera in parte di spessore pari a 26 cm (20+6) ed in parte di spessore pari a 30 cm (24+6) per il piano di calpestio di copertura del piano terra.*

*Il **corpo A** ha una distribuzione planimetrica sostanzialmente regolare ed è composto da un'unica elevazione fuori terra (è presente un torrino scala per l'accesso alla copertura). La copertura è del tipo piano. L'altezza interna è pari a 3,60 m.*

*Il **corpo B** ha una distribuzione planimetrica irregolare ed è composto da due elevazioni fuori terra e con copertura è del tipo piano. L'altezza interna varia da 3,15 m a 3,65 m.*

*Il **corpo C** ha una distribuzione planimetrica pressochè regolare ed è composto da due elevazioni fuori terra con copertura del tipo piano (è presente in realtà un ulteriore vano a quota più bassa adibito a locale tecnico). L'altezza interna è pari a 3,65 m.*

*In buona parte delle coperture dei corpi B e C è presente un sottotetto non accessibile (presumibilmente realizzato in epoca postuma rispetto all'impianto originario) composto da pannelli prefabbricati in fibro cemento o simili. Per ovvie ragioni connesse al rispetto delle norme sulla sicurezza, non è stato possibile, in questa sede, accertare la natura effettiva del materiale e dunque escludere l'eventuale presenza di amianto, né tanto meno verificare il sistema di appoggio degli stessi pannelli.*

*Sulla scorta della documentazione consultata al Genio Civile di Ragusa e degli altri atti rinvenuti presso gli archivi del Comune di Ispica si evince che la fondazione dell'intero complesso scolastico è di tipo diretto (plinti isolati)."*

#### **.4 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."*

Nel caso specifico abbiamo a che fare con edifici costruiti in epoche differenti sia per tecniche costruttive ma anche per normativa di riferimento e tipologia di armatura adottata.

#### **3.5 Livelli di conoscenza struttura in cemento armato**

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

- LC1: Conoscenza Limitata;<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>
- LC2: Conoscenza Adeguata;<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>
- LC3: Conoscenza Accurata.<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>

Gli aspetti principali che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura;<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>

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.<sup>[1][2]</sup><sub>[SEP]</sub>



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.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b),(c),(d)</sup>
	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 <sup>2</sup> 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 <sup>2</sup> 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 <sup>2</sup> 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.

### 3.6 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 limitatamente al Corpo C.** 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.”.* **Nel caso invece dei Corpi A e B è stato assunto cautelativamente un fattore di confidenza pari a 1.20.**

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 statica non lineare.

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

### 3.7 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]**.



*Fig. 3 Ubicazione planimetrica del sondaggio sismico MASW (stralcio planimetrico estratto dallo studio geologico del Dott. Domenico Lazzara)*

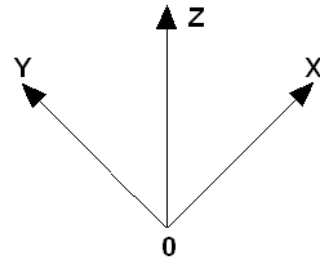
## 5 Cenni sul funzionamento del software Acca Edilus

### 5.1 Introduzione

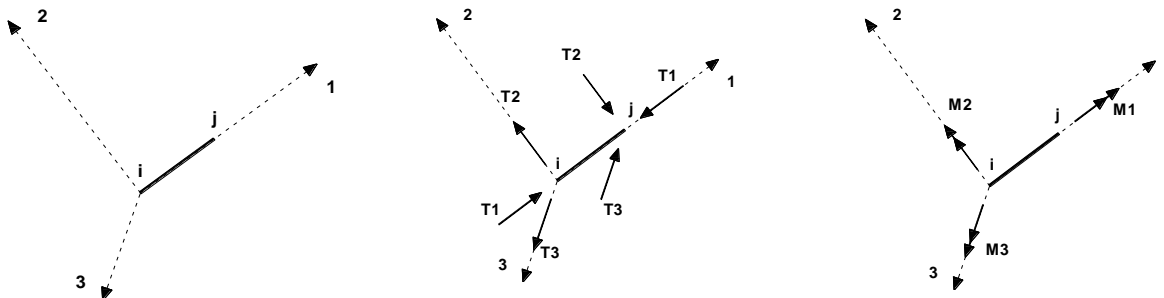
Al fine di facilitare la lettura dei dati contenuti nella presente relazione, si riportano di seguito alcuni dati relativi al funzionamento del software di calcolo utilizzato per le verifiche in oggetto.

### 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:

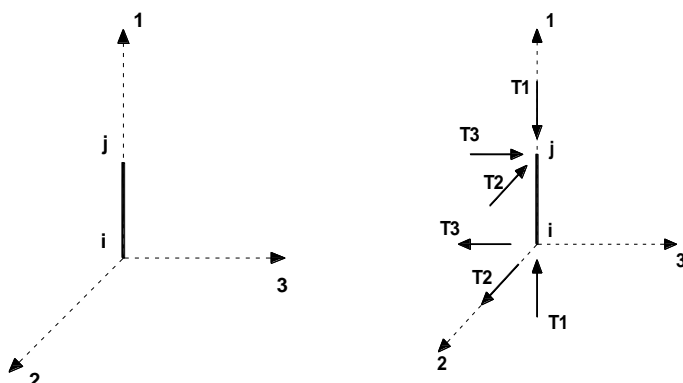
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

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 taglianti  $T_2$  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.

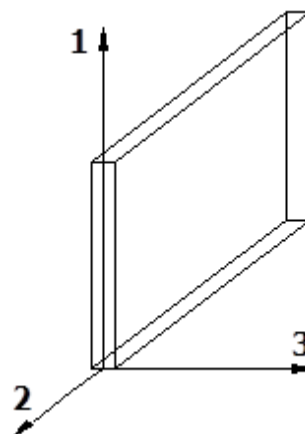
Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- 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” dei Corpi A e C e messa in sicurezza del Corpo B (intervento locale)**

### **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. Per i soli **Corpi A e C**, tenuto conto che per questi si è proceduto

con un progetto di adeguamento sismico, si è omesso di richiamare l'analisi computazionale in presenza dei soli carichi gravitazionali rimandando per i dettagli al rapporto conclusivo allegato alla verifica sismica preventiva. Tuttavia è il caso di ricordare che il Corpo A presentava lievi deficienze strutturali anche in presenza dei soli carichi gravitazionali.

Differente è la situazione per il **Corpo B**. Per il Corpo B, nella disponibilità economica dell'intervento, e su indirizzo dettato dalla Stazione Appaltante, ci si è limitati e "colmare" le deficienze strutturali mediante interventi locali finalizzati a rinforzare gli elementi in ca non verificati per soli carichi verticali, così come peraltro evidenziato nella verifica sismica preventiva.

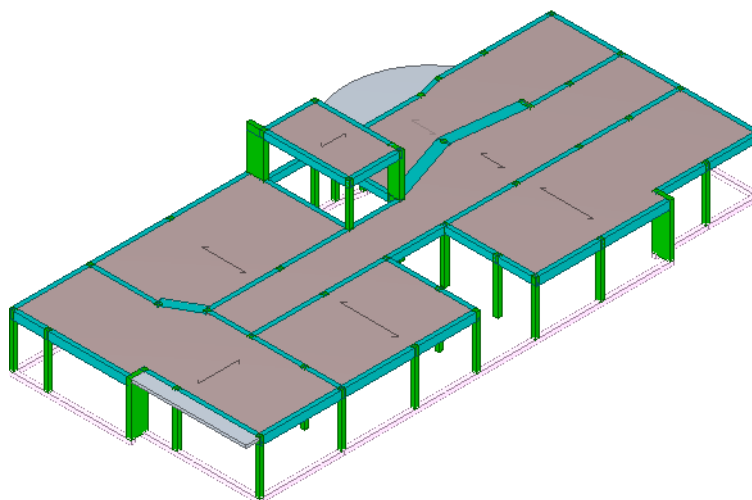
Nella nuova valutazione delle accelerazioni di collasso sismico ante e post operam, per i vari corpi di fabbrica che compongono l'edificio scolastico, si è fatto riferimento al metodo di calcolo "**analisi statica non lineare (push over)**".

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

#### **Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo A)**

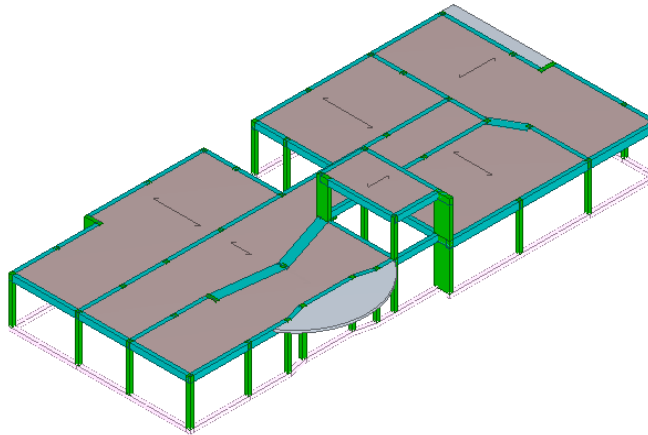
*La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore  $(1;1;-1)$*

1)



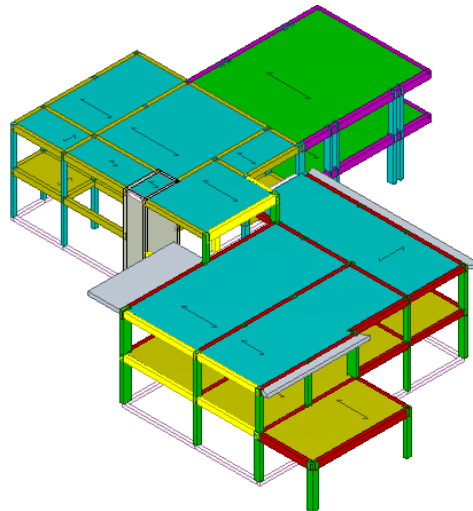
### Vista Posteriore (modello di calcolo - Corpo A)

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



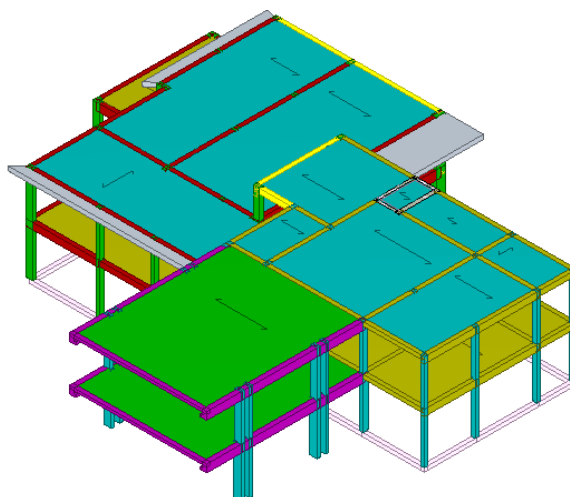
### Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo B)

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



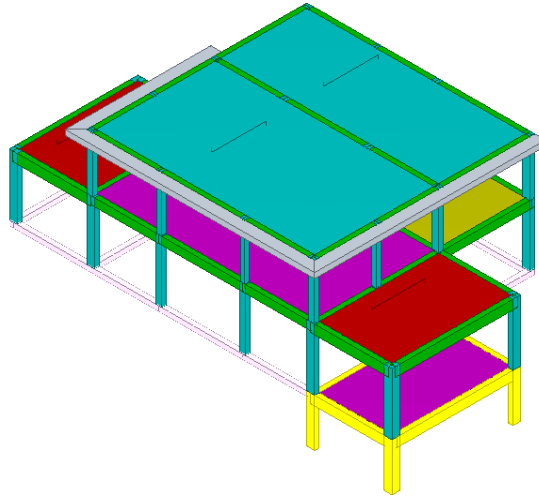
### Vista posteriore (modello di calcolo - Corpo B)

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



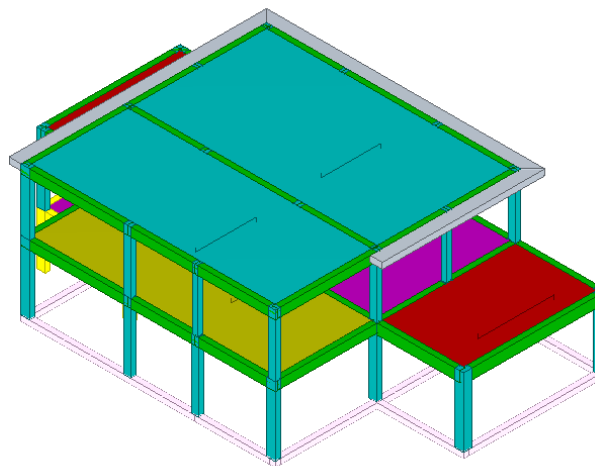
### Vista Anteriore (modello di calcolo - Corpo C)

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



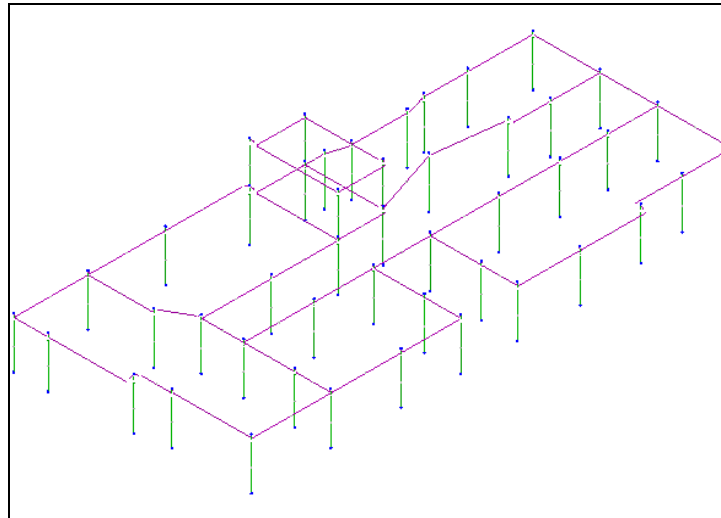
### Vista posteriore (modello di calcolo - Corpo C)

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

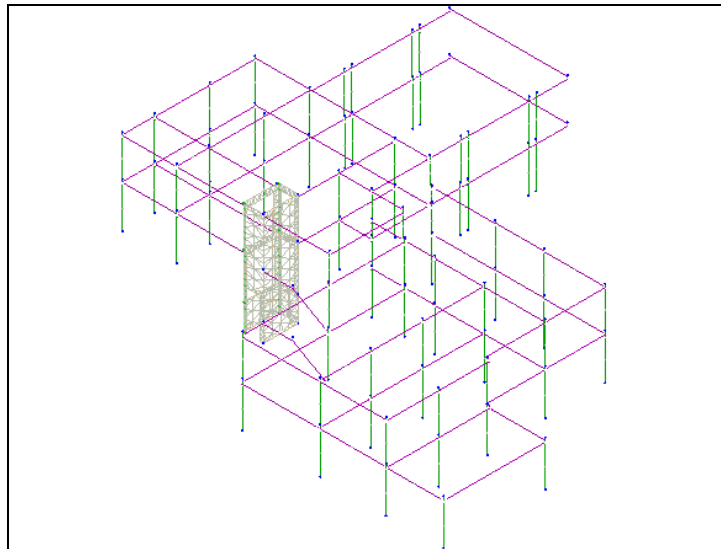




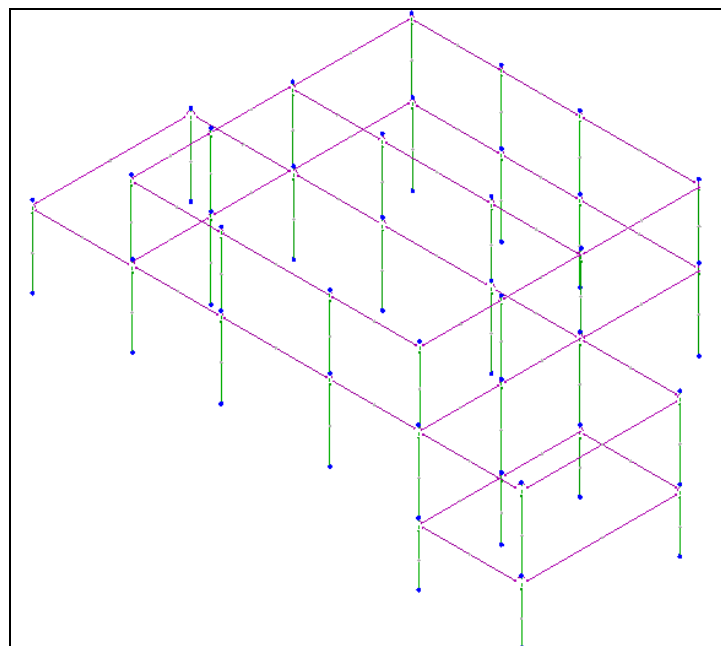
**Mesh agli elementi finiti - Corpo A**



**Mesh agli elementi finiti - Corpo B**



**Mesh agli elementi finiti - Corpo C**



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 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 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 tagliante (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  $N-M_x-M_y$ . 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 tagliente 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**

La struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui al par. 7.3.3.2 delle N.T.C. 2018 e pertanto si assume possa sostanzialmente soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (  $SLO_{81\%}$  ;  $SLD_{63\%}$  ,  $SLV_{10\%}$  ) , il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione X-X che nella direzione Y-Y.

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

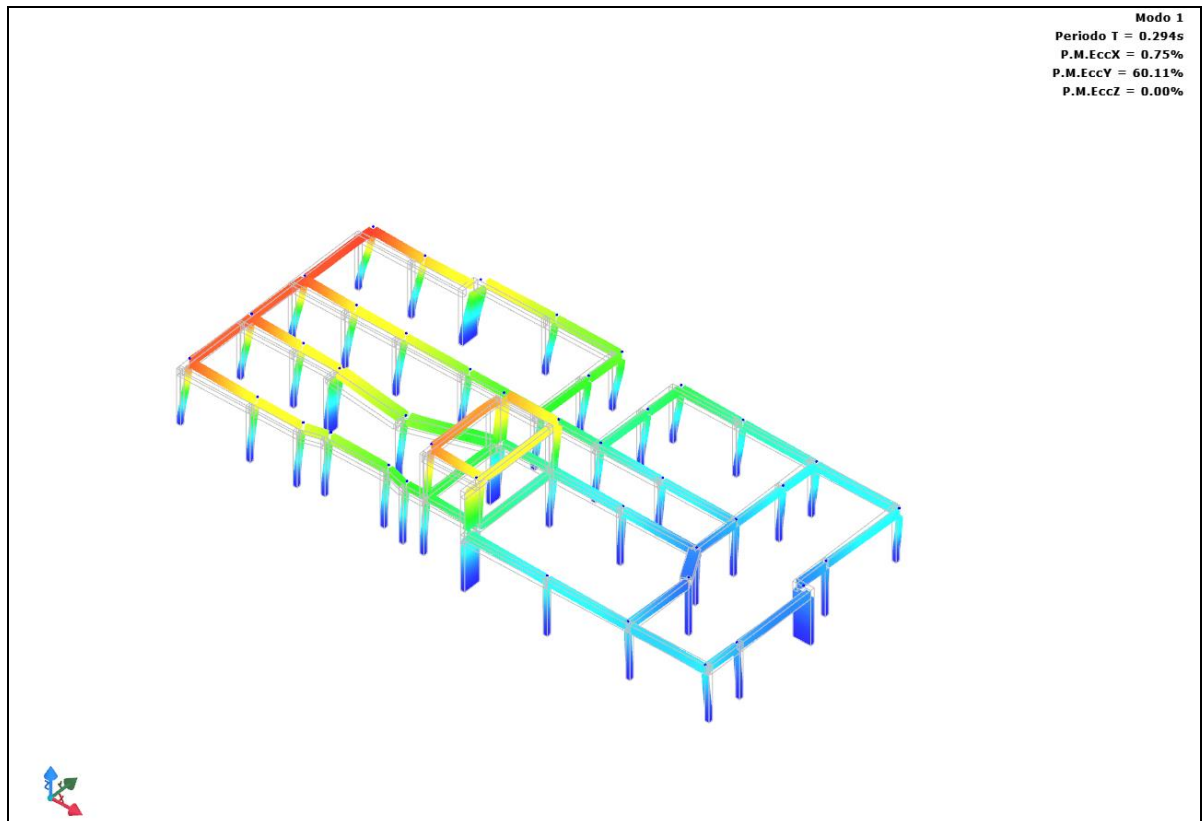


Fig. 4 Deformata relativa al primo modo di vibrare - Corpo A

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati al presente rapporto per i dettagli, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di capacità di spostamento della struttura esaminata per alcune delle configurazioni di carico considerate (in totale 16).

### CURVA DI CAPACITÀ – CORPO A

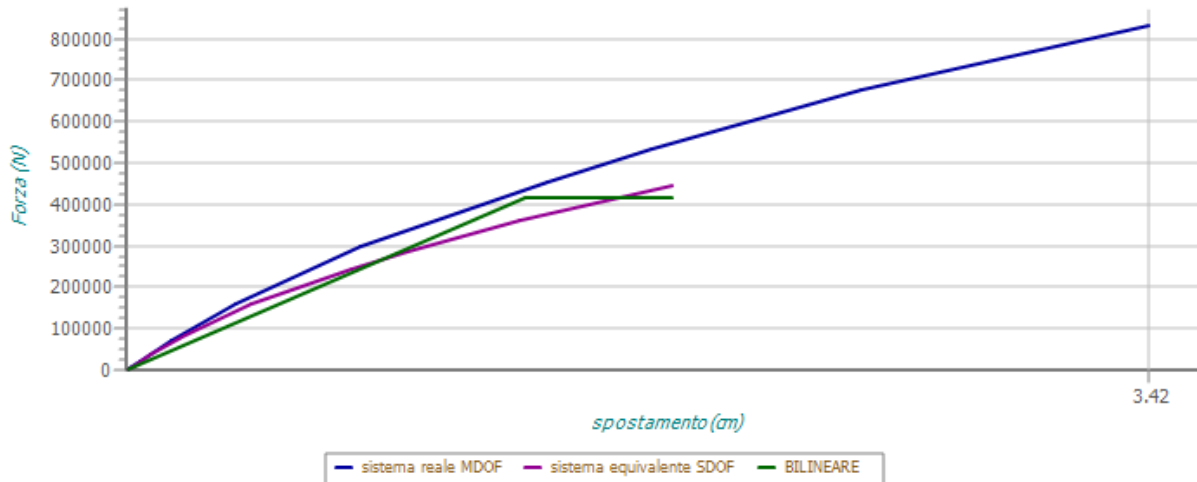
													Curva di capacità				
$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$	SLV		(d, F) <sub>Snv,Blt</sub>								Pnt Cntr				
			SLD	$K_{sec}$	F	$\delta$	$A_{SDOF}$	T	PGA	$PGA_{SLD}$ piani	$\alpha_u/\alpha_1$	$q^*$	X	Y	Z		
		[N·s²/m]		[N/cm]	[N]	[cm]	[N·m]	[s]					[m]	[m]	[m]		
Direzione sisma in +X, Ecc+Y - Proporzionale I Modo vibrazione																	
1,871	3	210 847	SLV SLD	310 513 310 513	414 609 414 609	1,335 1,335	4 802 4 802	0,518 0,518	0,107 0,143	1,759	0,00	2,71	-2,97	21,03	7,20		
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).																	
Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]	
0		0		0,0000		1		19 456		0,0452		2		72 607		0,1491	
3		160 913		0,3650		4		298 891		0,7846		5		454 542		1,4069	
6		532 408		1,7566		7		676 625		2,4576		8		832 276		3,4151	



Curva di capacità

$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$	SLV		(d, F) <sub>Snv,Blt</sub>		ASDOF		T	PGA	PGA <sub>SLD</sub> piani	$\alpha_u/\alpha_1$	q*	Pnt Cntr		
			SLD	K <sub>Sec</sub>	F	$\delta$								X	Y	Z
		[N·s²/m]		[N/cm]	[N]	[cm]		[N·m]	[s]					[m]	[m]	[m]

Curva di CAPACITA'



CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm):

3,415

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm):

3,415

Domanda spostamento allo SLV (cm): 7,255

Domanda spostamento allo SLD (cm): 1,463

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Verificata

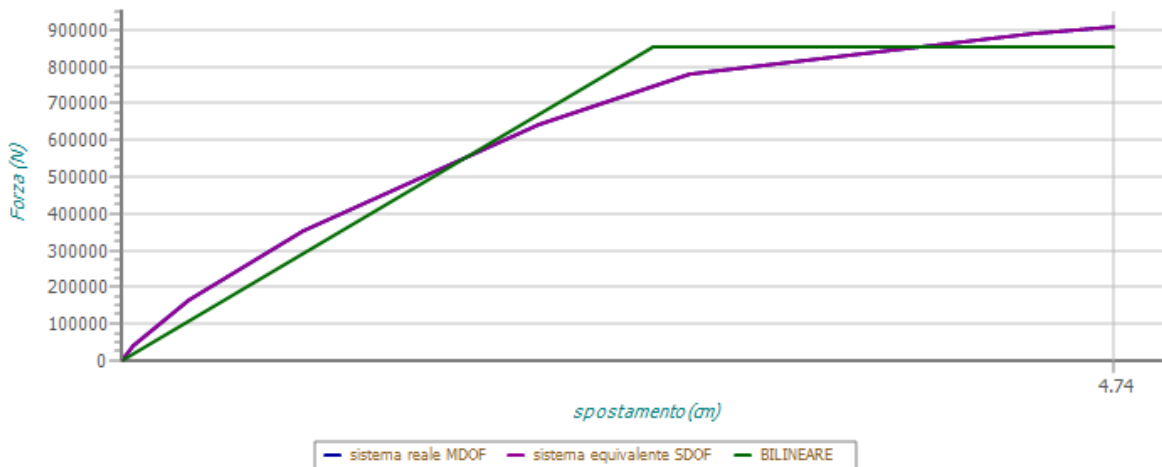
Direzione sisma in +Y, Ecc-X - Proporzionale alle masse

1,000	3	446	SLV	335 281	852 116	2,541	29 569	0,725	0,191	0,167	0,00	2,22	-6,78	27,58	7,20
		398	SLD	335 281	852 116	2,541	29 569	0,725	0,266						

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0,0000	1	40 836	0,0599	2	165 675	0,3192
3	351 014	0,8706	4	640 605	1,9976	5	781 218	2,7166
6	890 689	4,3565	7	908 209	4,7408			

Curva di CAPACITA'



CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm):

4,741

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm):

4,741

Domanda spostamento allo SLV (cm): 5,641

Domanda spostamento allo SLD (cm): 1,096

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Verificata

LEGENDA:

 $\Gamma$  Coefficiente di partecipazione.

Curva di capacità															
$\Gamma$	$K_{Stop}$	SLV		$(d, F)_{S_{nv}, B_{lt}}$				Pnt Cntr							
		$M_{Eq}$	SLD	$K_{sec}$	F	$\delta$	$A_{SDOF}$	T	PGA	$PGA_{SLD}$ piani	$\alpha_u/\alpha_1$	$q^*$	X	Y	Z
		[N·s <sup>2</sup> /m]		[N/cm]	[N]	[cm]	[N·m]	[s]					[m]	[m]	[m]
<b>K<sub>Stop</sub></b>	Codice di conclusione dell'analisi.														
<b>M<sub>Eq</sub></b>	Massa del sistema SDOF.														
<b>K<sub>sec</sub></b>	Rigidezza secante allo snervamento del sistema SDOF.														
<b>(d, F)<sub>S<sub>nv</sub>, B<sub>lt</sub></sub></b>	Valori allo snervamento, di forze e spostamento, della bilatera equivalente.														
<b>A<sub>SDOF</sub></b>	Area sottesa alla curva di capacità del sistema equivalente SDOF.														
<b>T</b>	Periodo del sistema SDOF.														
<b>PGA</b>	Accelerazione di picco al suolo: [SLV] = Stato limite salvaguardia della vita; [SLD] = Stato limite di danno (relativo al massimo valore della forza); [SLD <sub>piani</sub> ] = Stato limite di danno (relativo al superamento dello spostamento differenziale ammissibile fra due piani consecutivi).														
<b><math>\alpha_u/\alpha_1</math></b>	Rapporto $\alpha_u/\alpha_1$														
<b>q*</b>	Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (SDOF).														

Nell'analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di **rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-comprensione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati**.

Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Dall'analisi delle curve di capacità sopra riportate, si evince che la crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento. Da quanto sopra descritto, è evidente che l'ipotetica rottura del nodo 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, come sarà illustrato più avanti.

In termini di capacità di spostamento (individuata come "capacità globale") una delle condizioni più gravose è rappresentata dalla distribuzione principale con azione sismica in direzione +X con eccentricità in direzione +Y.

In tale condizione è soddisfatta la verifica di spostamento allo SLD (domanda di spostamento >> 1,463 cm, capacità di spostamento >> 3,415 cm) ma risulta non soddisfatta la verifica di spostamento allo SLV (domanda di spostamento >> 7,255 cm, capacità di spostamento >> 3,415 cm).

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.

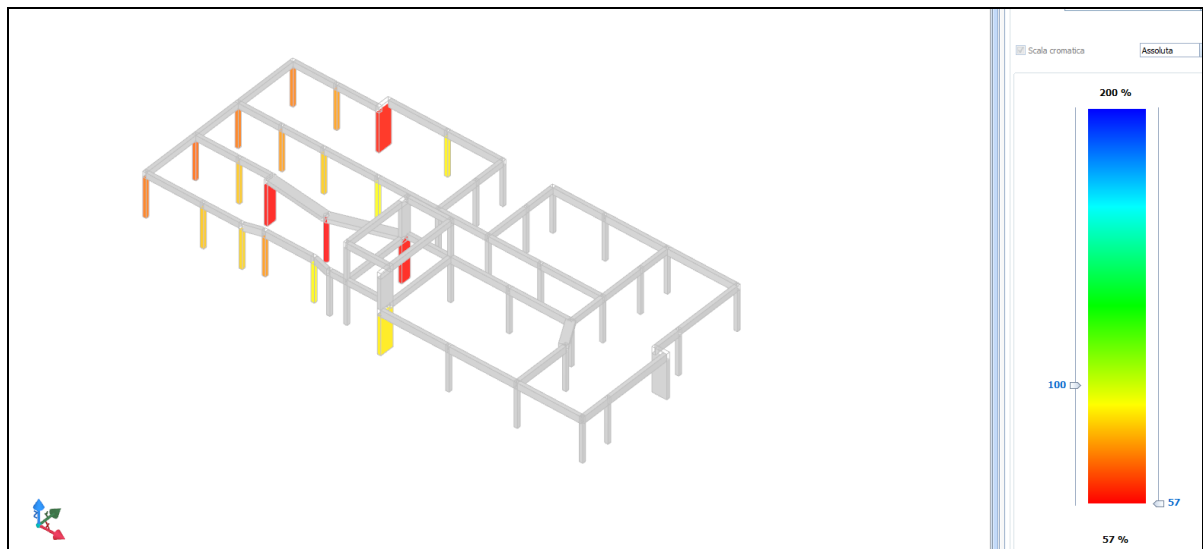


Fig. 5 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura duttile (rotazione alla corda) – Corpo A

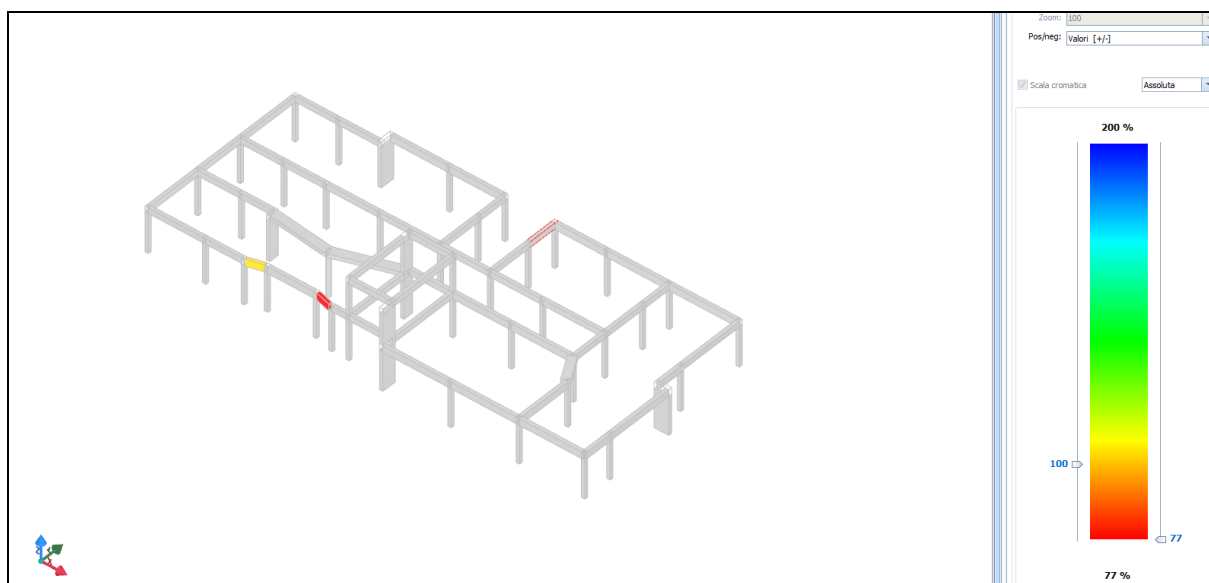


Fig. 6 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (taglio non lineare) – Corpo A

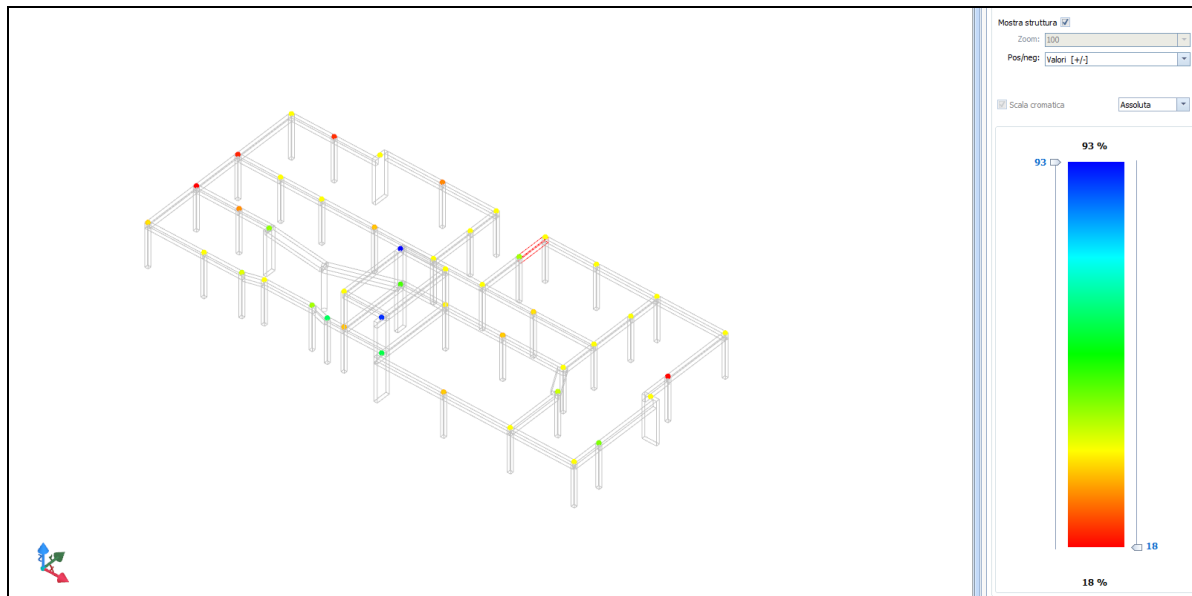


Fig.7 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rottura del nodo non confinato)  
- Corpo A

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle analisi condotte sul Corpo A in termini di indicatori di rischio sismico.

### CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE ante operam – CORPO A

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA <sub>c</sub>	T <sub>RC</sub>
			[a <sub>g</sub> /g]	[anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1236	241
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0403	39
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.0864	139
SLV	Taglio	CA	0.1743	442
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.1296	261
SLD	Capacità Globale	-	0.1433	312
SLV	Capacità Globale	-	0.1069	189

#### 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<sub>c</sub>** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA<sub>c</sub>=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<sub>c</sub>=NS -> Non significativo per valori di PGA<sub>c</sub> >= 1000.

**T<sub>RC</sub>** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno  $[= T_{RD} \cdot (PGA_c / PGA_D)^\eta]$  con  $\eta = 1/0,41$ .

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

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA <sub>D</sub>	T <sub>RD</sub>
	[a <sub>g</sub> /g]	[anni]
SLO	0.0444	45
SLD	0.0614	75
SLV	0.2272	712
SLC	0.3037	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<sub>D</sub>** Domanda in termini di accelerazione al sito ( $S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$ ).

**T<sub>RD</sub>** Domanda in termini di periodo di ritorno.

**INDICATORI DI RISCHIO SISMICO Ante operam – CORPO A**

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	$\alpha_{TR}$
SLO	2.785	1.990
SLD	1.406	1.288
SLV	0.177	0.304

**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.**

**$\zeta_B$ : simbologia NTC18;**

**$\alpha_{PGA}$ : simbologia NTC08.**

**$\alpha_{TR}$**  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.

**LEGENDA: Indicatori di rischio sismico**



### 6.3 Risultati dell'analisi strutturale ante operam in presenza dei soli carichi gravitazionali - Corpo B

Dalle analisi condotte, il Corpo B, principalmente in ragione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo decisamente più basse se confrontate a quelle previste in sede di progetto, **presenta deficienze strutturali per effetto dei soli carichi gravitazionali**.

Nella mappatura dei coefficienti di sicurezza seguente vengono evidenziati gli elementi che non risultano verificati a flessione e pressoflessione nella combinazione di carico fondamentale agli SLU (Fig. 8).

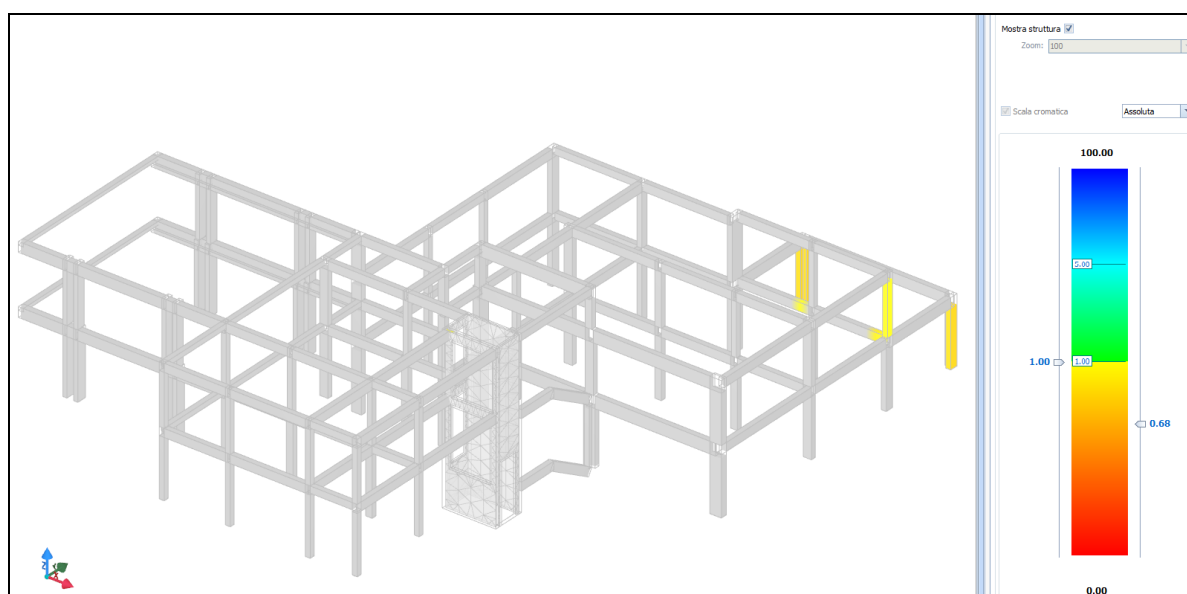


Fig. 8 Mappatura dei coefficienti di sicurezza verifica a pressoflessione per effetto dei soli carichi gravitazionali allo SLU (fattore di confidenza 1,2)

Nella mappatura dei coefficienti di sicurezza seguente vengono evidenziati invece gli elementi che non risultano verificati a taglio nella combinazione di carico fondamentale agli SLU (Fig. 9).

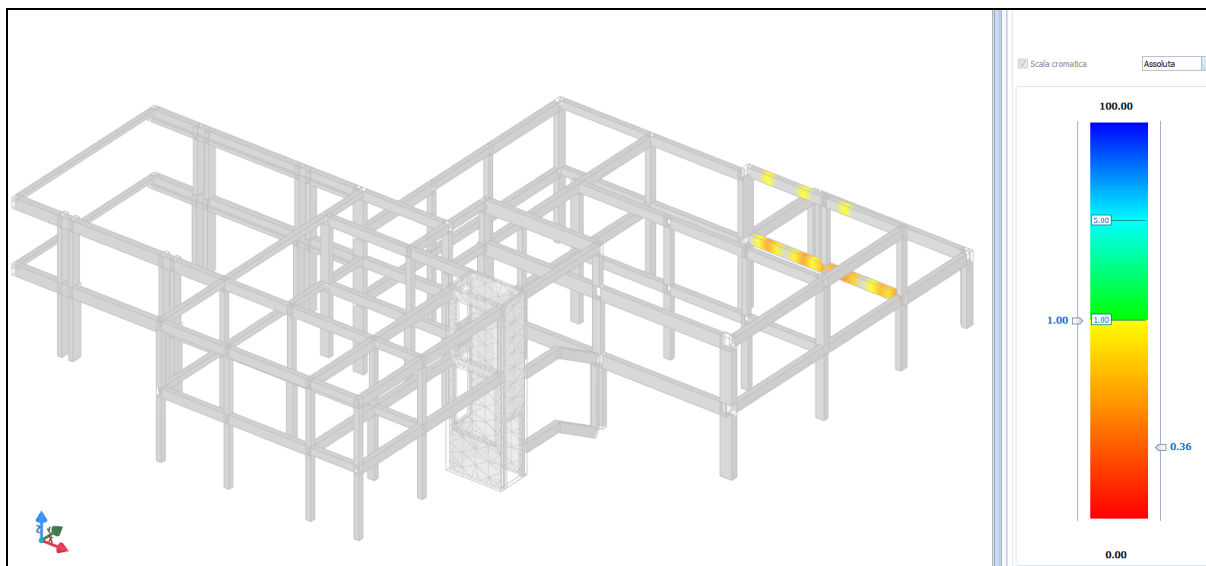


Fig. 9 Mappatura dei coefficienti di sicurezza verifica a taglio per effetto dei soli carichi gravitazionali allo SLU (fattore di confidenza 1,2)

#### 6.4 Risultati dell'analisi strutturale ante operam - Corpo C

La struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui al par. 7.3.3.2 delle N.T.C. 2018 e pertanto si assume possa sostanzialmente soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (  $SLO_{81\%}$  ;  $SLD_{63\%}$  ,  $SLV_{10\%}$  ) , il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione X-X che nella direzione Y-Y.

Nella Fig. 10 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

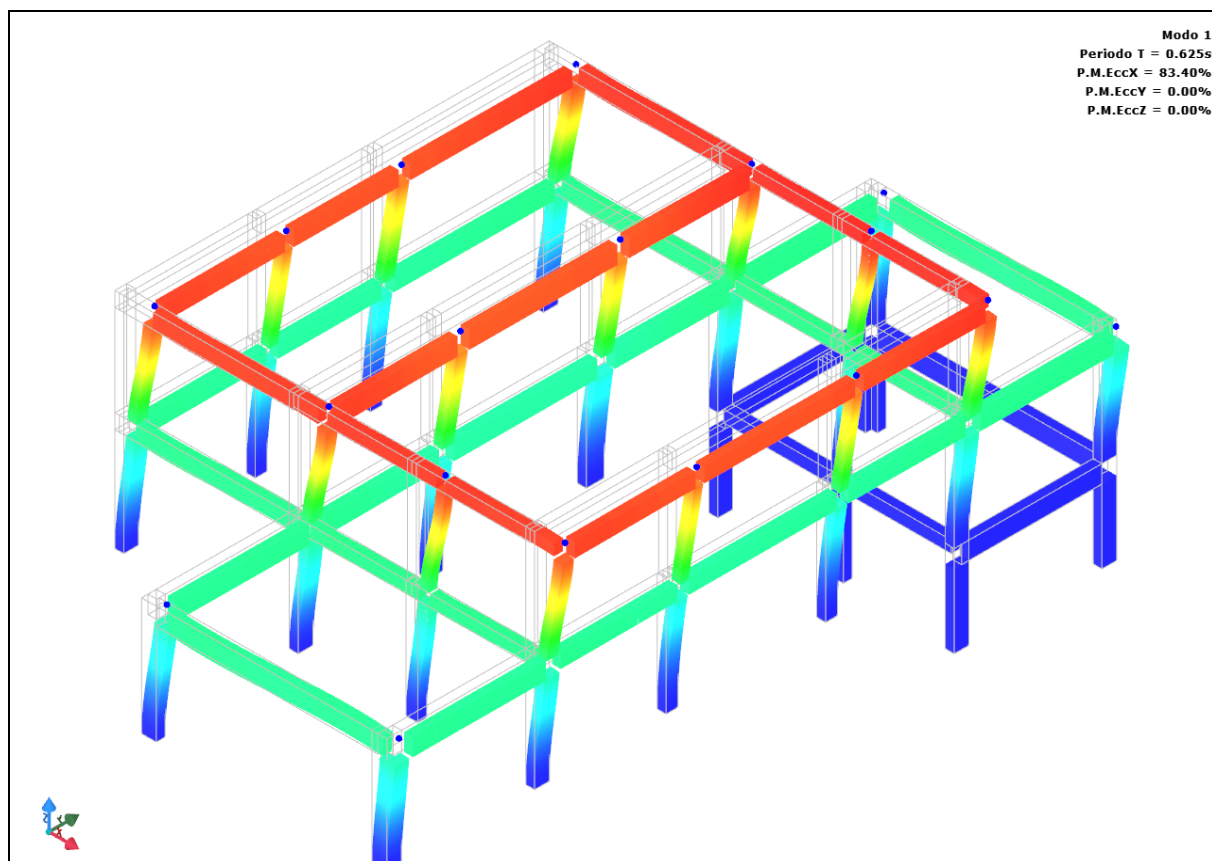


Fig. 10 Deformata relativa al primo modo di vibrare - Corpo C

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati al presente rapporto per i dettagli, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di capacità di spostamento della struttura esaminata per alcune delle configurazioni di carico considerate (in totale 16).

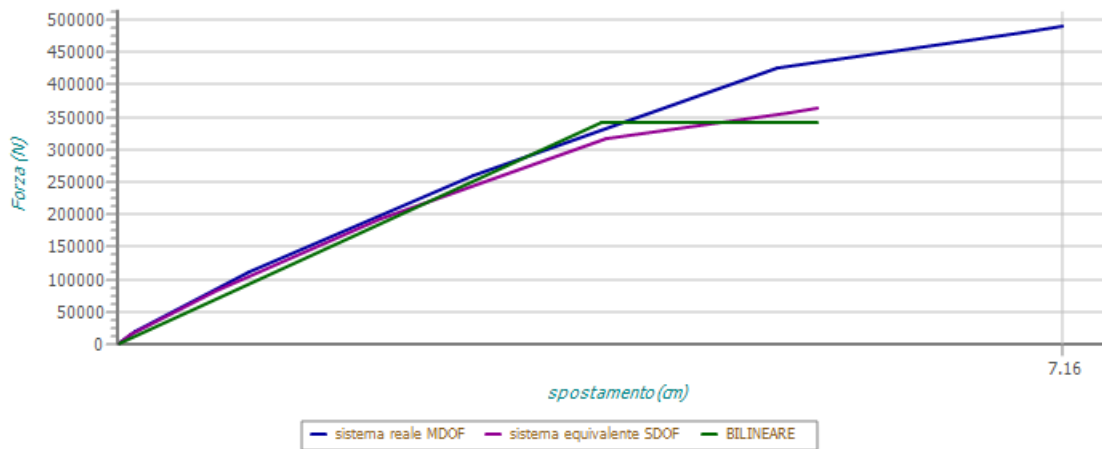
### CURVA DI CAPACITÀ ante operam – CORPO C

Curva di capacità															
Γ	K <sub>Stop</sub>	M <sub>Eq</sub>	SLV	(d, F) <sub>S<sub>NV</sub>,Blt</sub>				Pnt Cntr							
			SLD	K <sub>sec</sub>	F	δ	A <sub>SDOF</sub>	T	PGA	PGA <sub>SLD</sub> piani	α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>	q*	X	Y	Z
		[N·s <sup>2</sup> /m]		[N/cm]	[N]	[cm]	[N·m]	[s]					[m]	[m]	[m]
Direzione sisma in +X, Ecc+Y - Proporzionale I Modo vibrazione															
1,351	3	283	SLV	92 962	340 476	3,663	11 813	1,096	0,147	0,143	0,00	1,80	33,40	40,37	10,70
		101	SLD	92 962	340 476	3,663	11 813	1,096	0,207						
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).															
Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		
0	0		0,0000		1	20 837		0,1367		2	110 838		0,9988		
3	260 369		2,6962		4	427 065		5,0033		5	481 373		6,8658		
6	490 491		7,1592												

## Curva di capacità

$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$	SLV		$(d, F)_{Srv, Blt}$		$A_{SDOF}$	T	PGA	$PGA_{SLD}$ piani	$\alpha_u/\alpha_1$	q*	Pnt Cntr		
			SLD	$K_{Sec}$	F	$\delta$							X	Y	Z
		[N-s <sup>2</sup> /m]		[N/cm]	[N]	[cm]	[N-m]	[s]					[m]	[m]	[m]

Curva di CAPACITA'



CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm):

7,159

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm):

7,159

Domanda spostamento allo SLV (cm): 8,909

Domanda spostamento allo SLD (cm): 1,640

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Verificata

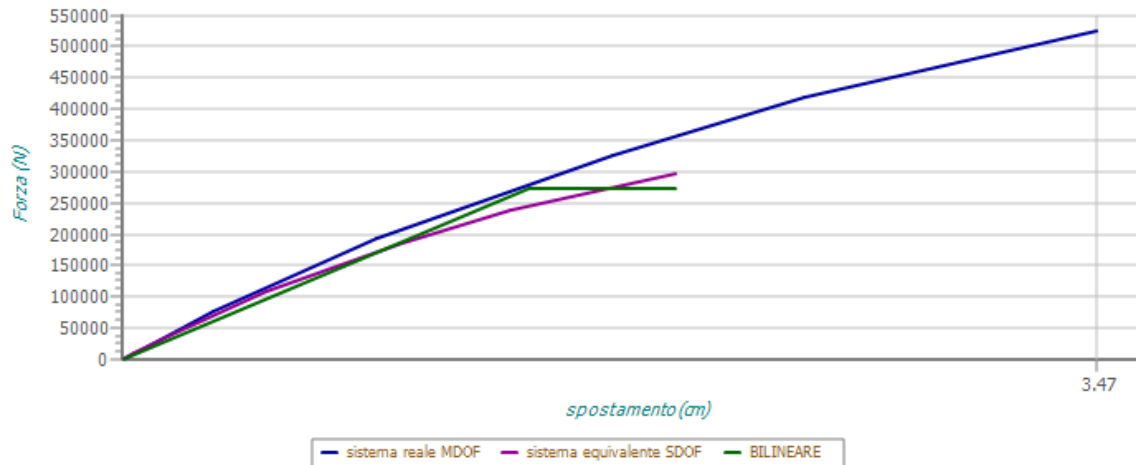
## Direzione sisma in +Y, Ecc+X - Proporzionale I Modo vibrazione

1,761	3	194	SLV	188 602	272 933	1,447	3 402	0,638	0,094	0,762	0,00	2,65	37,40	40,32	10,70
		437	SLD	188 602	272 933	1,447	3 402	0,638	0,132						

Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).

Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]
0	0	0,0000	1	16 765	0,0703	2	75 890	0,3266
3	193 362	0,9041	4	327 481	1,7486	5	419 123	2,4328
6	525 299	3,4687						

Curva di CAPACITA'



CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLV (cm):

3,469

CAPACITA' DI SPOSTAMENTO DELL'EDIFICIO ALLO SLD (cm):

3,469

Domanda spostamento allo SLV (cm): 6,759

Domanda spostamento allo SLD (cm): 1,244

Verifica allo SLV: Non Verificata

Verifica allo SLD: Verificata

## LEGENDA:

$\Gamma$	Coefficiente di partecipazione.
$K_{Stop}$	Codice di conclusione dell'analisi.
$M_{Eq}$	Massa del sistema SDOF.

Curva di capacità															
$\Gamma$	$K_{Stop}$	$M_{Eq}$	SLV	$(d, F)_{Srv, Blt}$								Pnt Cntr			
			SLD	$K_{sec}$	F	$\delta$	$A_{SDOF}$	T	PGA	$PGA_{SLD}$ piani	$\alpha_u/\alpha_1$	$q^*$	X	Y	Z
		[N-s²/m]		[N/cm]	[N]	[cm]	[N-m]	[s]					[m]	[m]	[m]
$K_{sec}$	Rigidezza secante allo snervamento del sistema SDOF.														
$(d, F)_{Srv, Blt}$	Valori allo snervamento, di forze e spostamento, della bilatera equivalente.														
$A_{SDOF}$	Area sottesa alla curva di capacità del sistema equivalente SDOF.														
T	Periodo del sistema SDOF.														
PGA	Accelerazione di picco al suolo: [SLV] = Stato limite salvaguardia della vita; [SLD] = Stato limite di danno (relativo al massimo valore della forza); [SLD <sub>piani</sub> ] = Stato limite di danno (relativo al superamento dello spostamento differenziale ammissibile fra due piani consecutivi).														
$\alpha_u/\alpha_1$	Rapporto $\alpha_u/\alpha_1$														
$q^*$	Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (SDOF).														

Nell'analisi dei meccanismi fragili, come tipicamente avviene per strutture di questa tipologia ed epoca, si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di **rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati**.

Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Dall'analisi delle curve di capacità sopra riportate, si evince che la crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento. Da quanto sopra descritto, è evidente che l'ipotetica rottura del nodo 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, come sarà illustrato più avanti.

In termini di capacità di spostamento (individuata come "capacità globale") una delle condizioni più gravose è rappresentata dalla distribuzione principale con azione sismica in direzione +X con eccentricità in direzione +Y.

In tale condizione è soddisfatta la verifica di spostamento allo SLD (domanda di spostamento >> 1,640 cm, capacità di spostamento >> 7,159 cm) ma risulta non soddisfatta la verifica di spostamento allo SLV (domanda di spostamento >> 8,909 cm, capacità di spostamento >> 7,159 cm).

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.

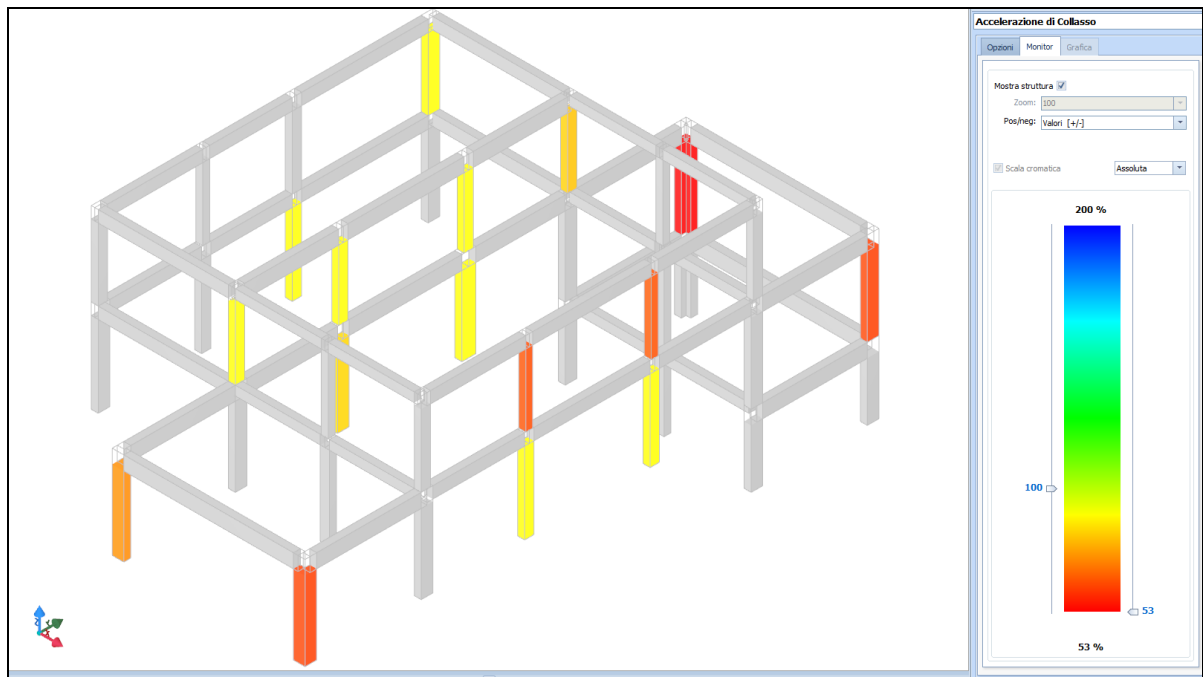


Fig. 11 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura duttile (rotazione alla corda) – Corpo

C

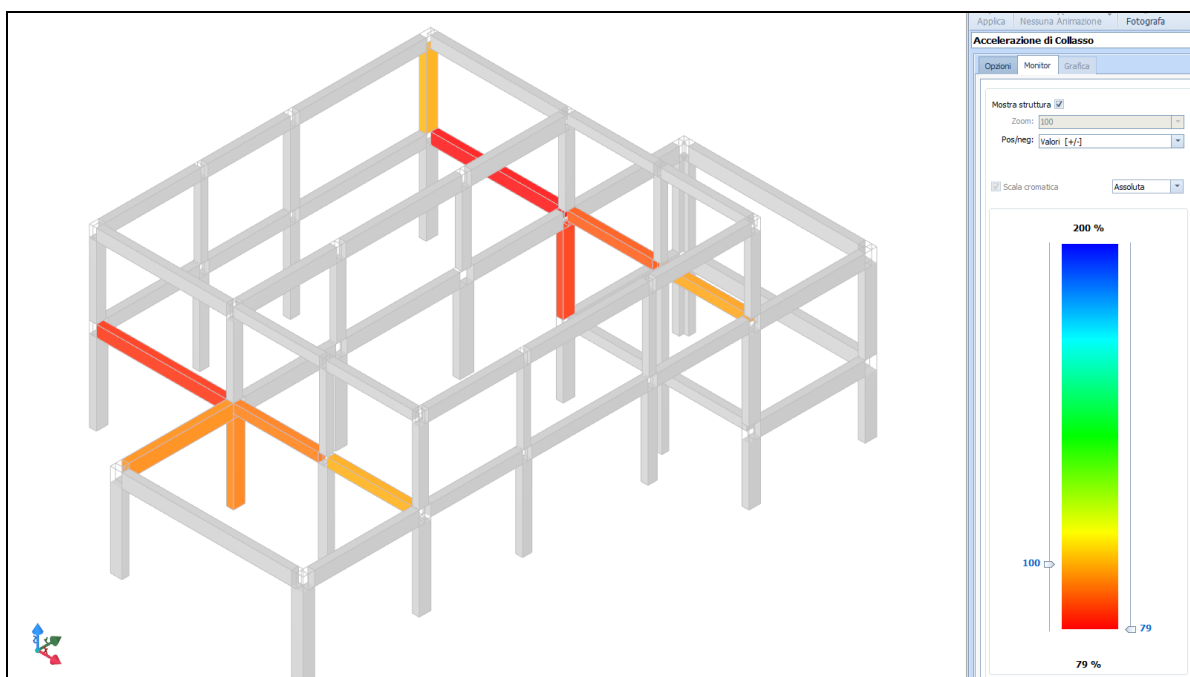


Fig. 12 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (taglio non lineare) – Corpo C



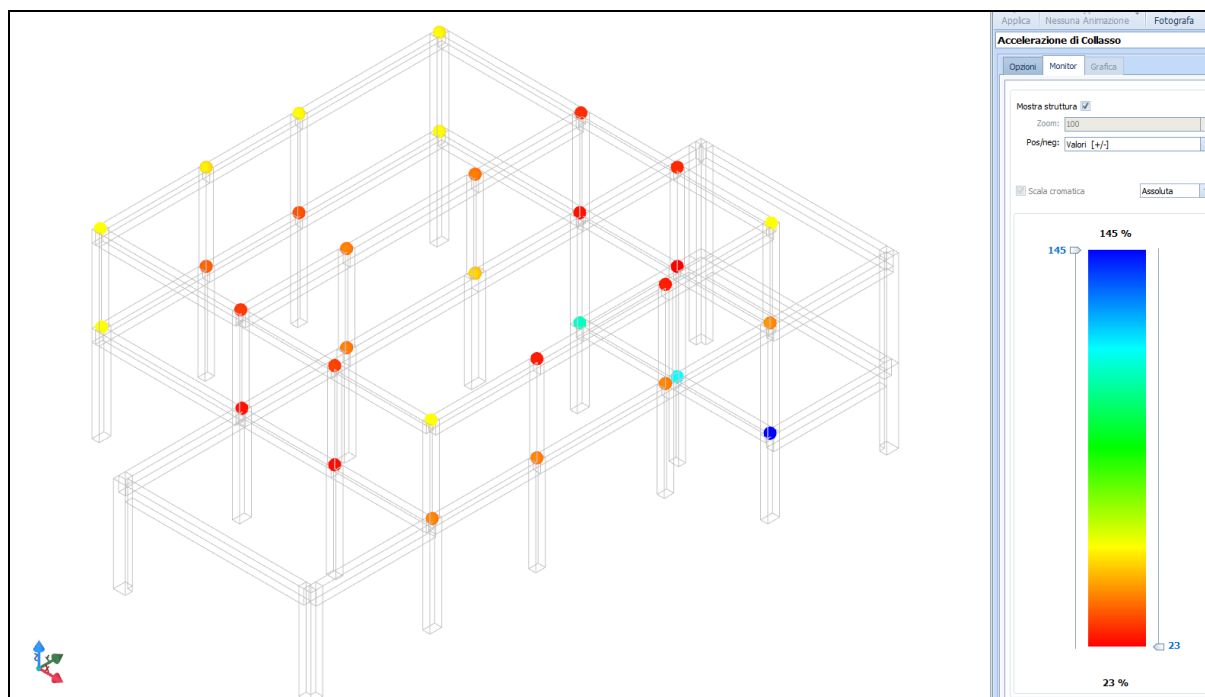


Fig. 13 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rottura del nodo non confinato) - Corpo C

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle analisi condotte sul Corpo C in termini di indicatori di rischio sismico.

### CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE ante operam – CORPO C

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA <sub>C</sub>	T <sub>RC</sub>
			[a <sub>g</sub> /g]	[anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1364	286
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0423	42
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.0804	124
SLV	Taglio	CA	0.1452	319
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.0975	165
SLD	Capacità Globale	-	0.1307	265
SLV	Capacità Globale	-	0.0930	155

#### 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<sub>C</sub>** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA<sub>C</sub>=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  $PGAc=NS \rightarrow$  Non significativo per valori di  $PGAc \geq 1000$ .

$T_{RC}$  Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno  $[= T_{RD} \cdot (PGA_C/PGA_D)^\eta]$  con  $\eta = 1/0,41$ .

## DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA ante operam – CORPO C

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	$PGA_D$	$T_{RD}$
	$[a_g/g]$	[anni]
SLO	0.0345	30
SLD	0.0473	50
SLV	0.1829	475
SLC	0.2652	975

### 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 ante operam – CORPO C

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	$\alpha_{TR}$
SLO	3.951	2.521
SLD	1.699	1.451
SLV	0.231	0.370

**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]  $\rightarrow$  la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

**N.B.**

**$\zeta_B$ : simbologia NTC18;**

**$\alpha_{PGA}$ : simbologia NTC08.**

**$\alpha_{TR}$**  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.

### LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

## 6.5 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  $I_{sv}$  non inferiore a 0,80 per i Corpi A e C e la messa in sicurezza del Corpo B nei confronti dei soli carichi gravitazionali.

In corrispondenza del giunto tecnico di separazione tra Corpo A e Corpo B, il progetto prevede la risagomatura dello stesso al fine di garantire un franco minimo di 10 cm. Tale intervento verrà eseguito mediante la demolizione parziale dell'elemento in ca di bordo del “tunnel” di collegamento tra i due Corpi di fabbrica, sia in corrispondenza dell'impalcato di calpestio (poggiato di fatto su un muro a gravità in calcestruzzo ciclopico) che dell'impalcato di copertura (travi a sbalzo con sistema di solai a tavelloni).

### 6.5.1 Pilastri da rinforzare con ringrosso in c.a.

Limitatamente al Corpo 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 rigidità, 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 16 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 mezzzeria, 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 della 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.

### **6.5.2 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".

### **6.5.3 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 termoindurenti, 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 ad un numero di limitato di nodi trave/pilastro, 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 (la sezione resistente è trasformata da rettangolare a L).



### 6.5.4 Rinforzo dei pilastri mediante incamiciature in acciaio

Limitatamente ai corpi B e C, nei casi in cui i pilastri presentano criticità a taglio lato acciaio e/o a pressoflessione, è stato previsto un intervento di rinforzo degli elementi strutturali interessati mediante incamiciatura in acciaio.

Tale intervento permette di ottenere un aumento della resistenza a taglio e della capacità portante assiale per l'effetto confinamento.

Questa tecnica prevede di ottenere il confinamento del pilastro tramite quattro angolari LU 70x7 disposti lungo l'intera lunghezza del pilastro e calastrelli aventi spessore di 7 mm e altezza di 80 mm, da saldare direttamente sugli angolari con un passo di 280 mm.

Le fasi dell'intervento prevedono:

1. Puntellamento delle travi e del solaio gravanti sul pilastro, per permettere lo scarico dell'elemento e poter lavorare in condizioni di sicurezza;
2. Demolizione del copriferro del calcestruzzo se fessurato e/o ammalorato; nel caso contrario picchettatura della superficie del pilastro con asportazione completa dell'intonaco di finitura;
3. Demolizione dei tramezzi o dei tamponamenti confinanti con il pilastro per consentirne l'aumento della sezione e agevolare le lavorazioni successive;
4. Smusso degli spigoli;
5. Collocazione degli angolari previo riempimento parziale degli stessi con malta tixotropica ad alta adesione fibrorinforzata al fine di conferire agli stessi una curvatura opportuna;
6. Applicazione degli angolari e loro temporaneo bloccaggio con morsetti;
7. Rasatura con malta delle facce del pilastro per l'intero spessore degli angolari;
8. Saldatura a cordone d'angolo delle bande previo loro riscaldamento.

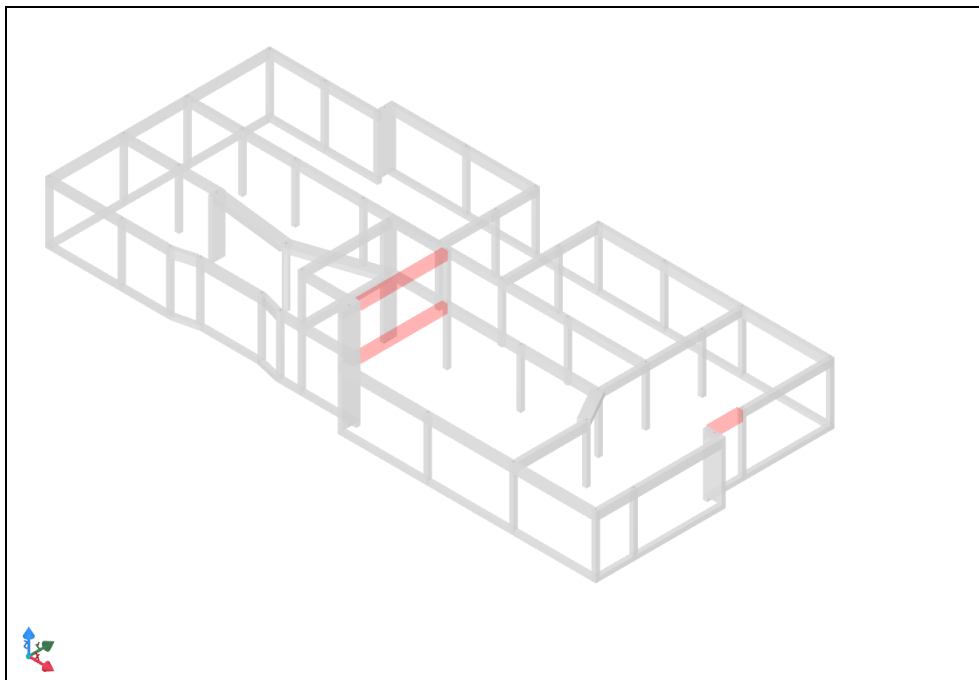
Per i pilastri di spigolo a L del fabbricato, tenuto conto della geometria, si dovrà prestare particolare attenzione ai particolari costruttivi.

### 6.6 Risultati dell'analisi strutturale post operam - Corpo A

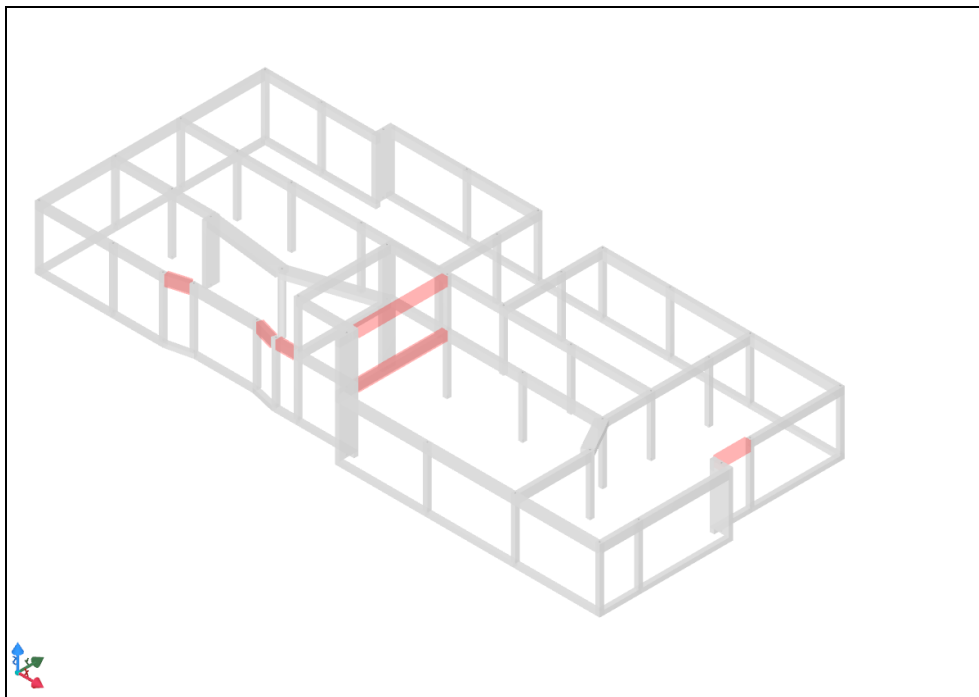
Sono stati introdotti nel modello di calcolo gli interventi precedentemente descritti al fine di ridurre la vulnerabilità della struttura nei confronti dei meccanismi di rottura fragili e duttili.

Tenuto conto della disponibilità finanziaria della Stazione Appaltante, della destinazione d'uso dell'opera, della presenza di una valutazione di vulnerabilità sismica preventiva, l'obiettivo progettuale è quello di raggiungere un indicatore sismico pari o superiore a 0,8 in modo da poter ritenere l'edificio adeguato sismicamente in conformità al par. 8.4.3 del D.M. 17 Gennaio 2018 e al par. C.8.4.3 della Circolare n. 7/2019.

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



*Fig. 14 Individuazione degli elementi con rinforzi a flessione mediante FRP – Corpo A*



*Fig. 15 Individuazione degli elementi con rinforzi a taglio mediante FRP – Corpo A*

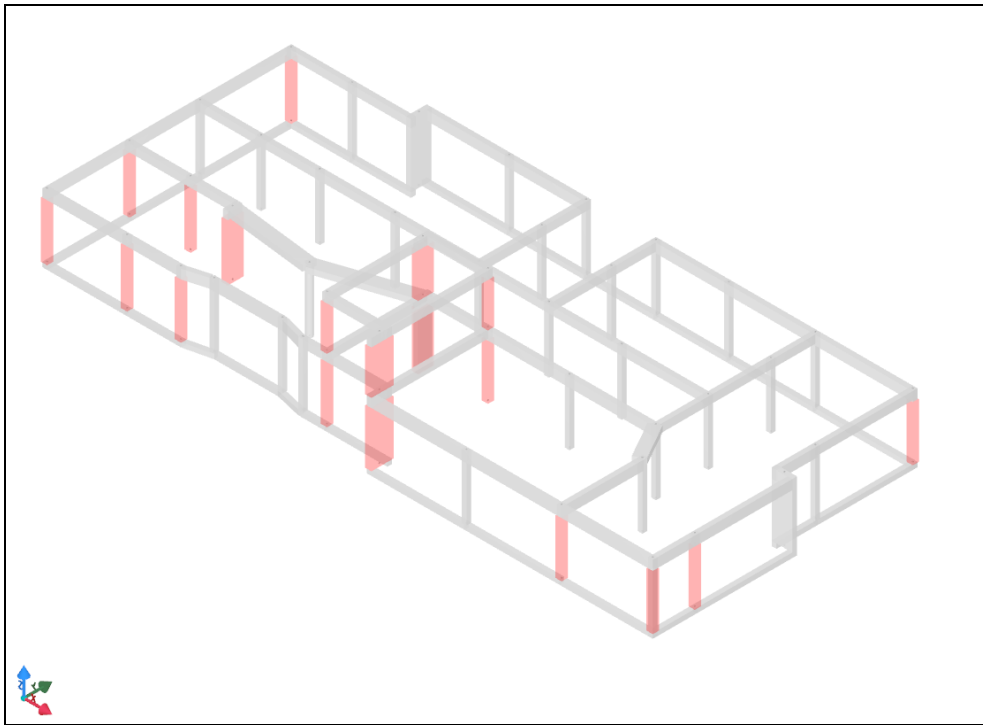


Fig. 16 Individuazione degli elementi con incamiciature – Corpo A

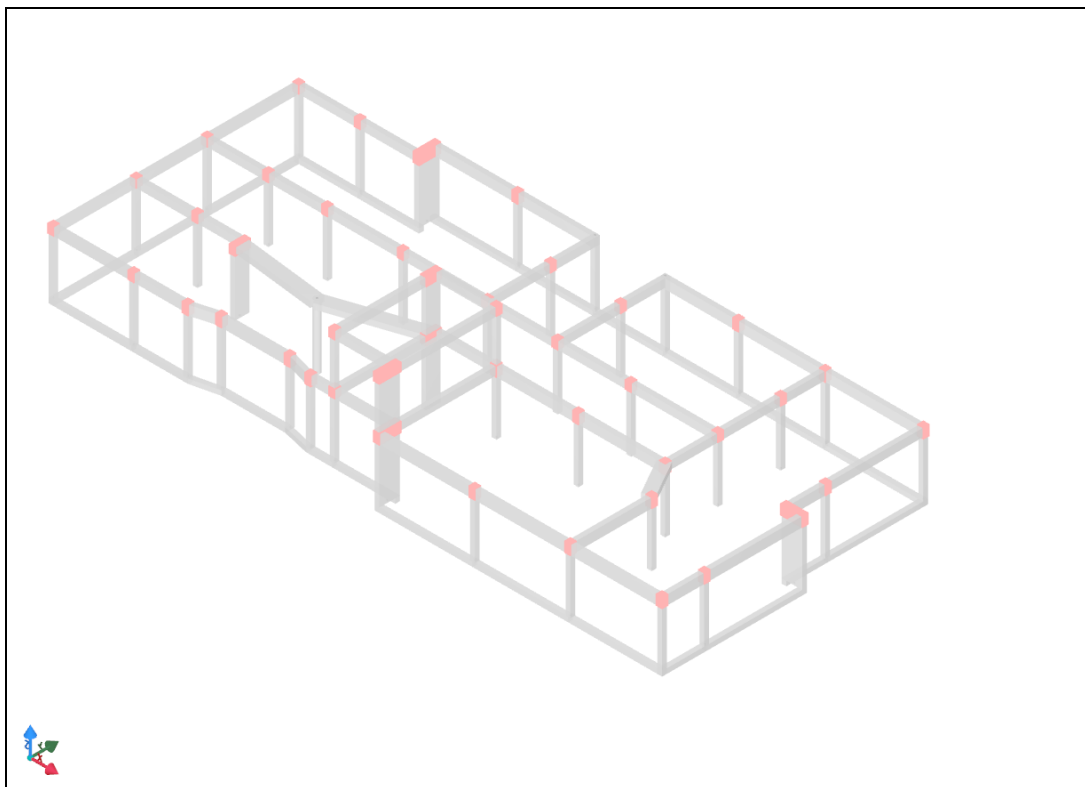


Fig. 17 Individuazione dei nodi rinforzati con fasciature in FRP – Corpo A

Così come fatto per la configurazione “ante operam”, è stata condotta un’analisi statica non lineare su modello agli elementi finiti.

Nella Fig. 18 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

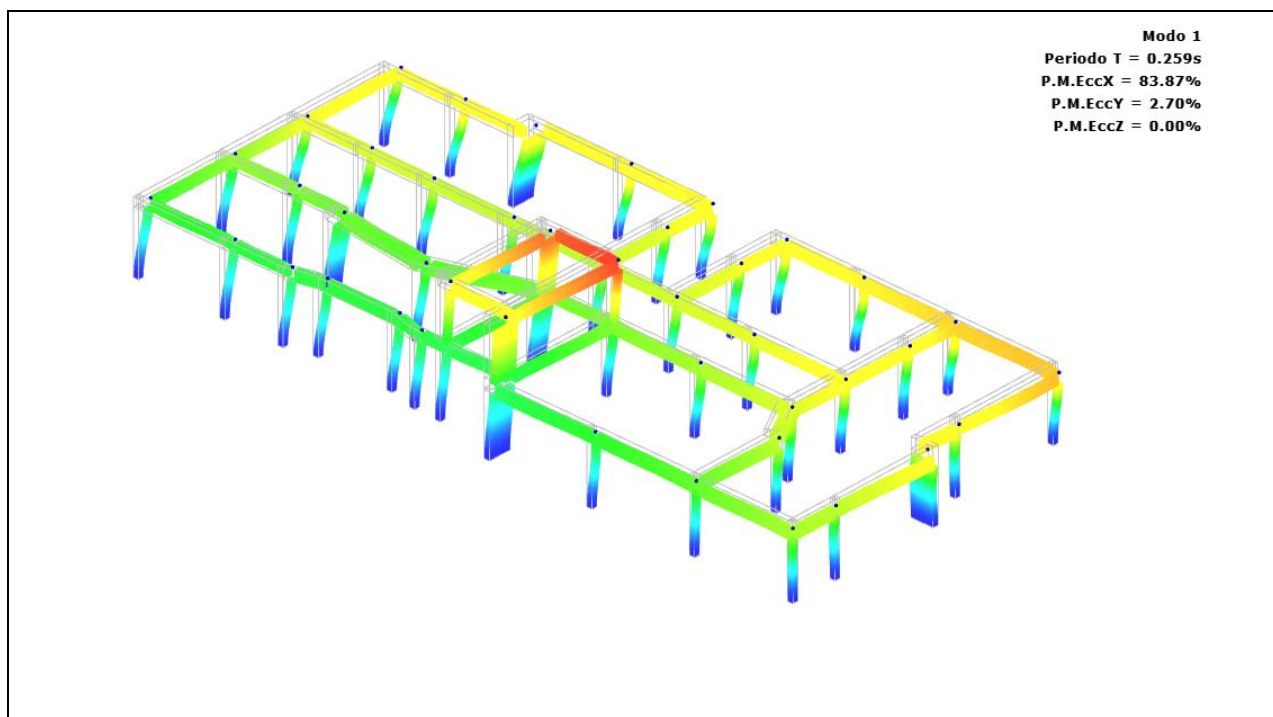


Fig. 18 Deformata relativa al primo modo di vibrare del Corpo A (post operam)

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 0.294 s a 0.259 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 80% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale possiede in seguito all'intervento di adeguamento sismico ( $I_s \geq 0,80$ ).

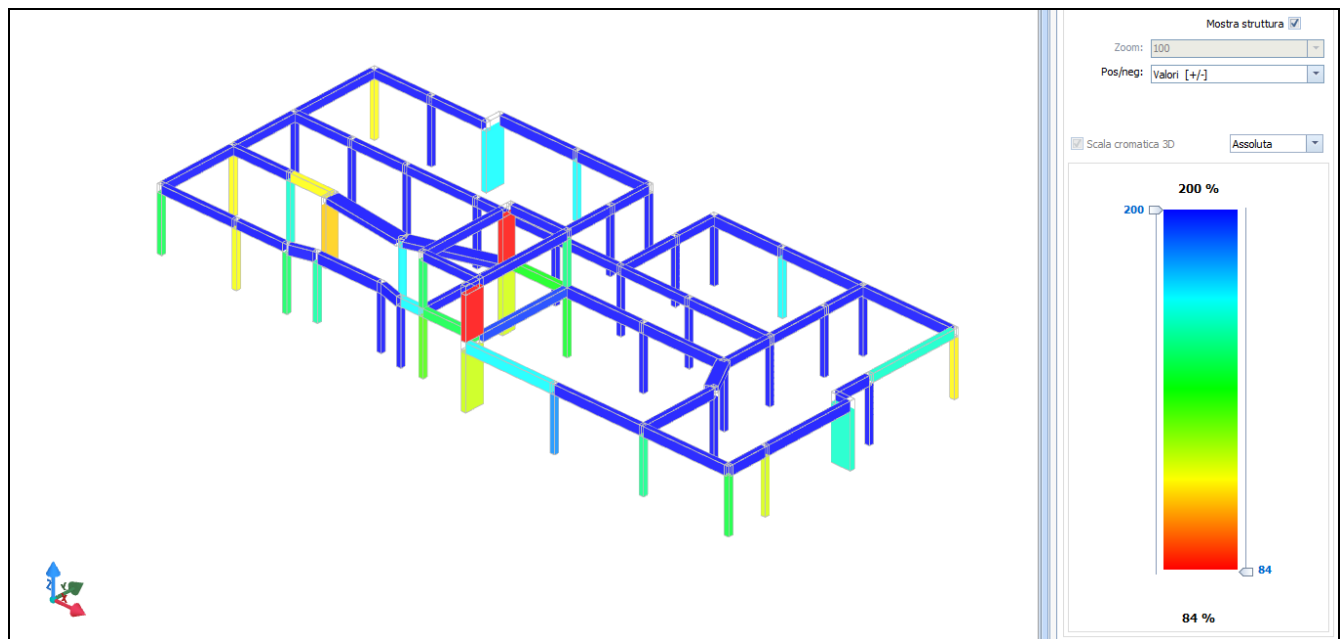


Fig. 19 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili – Corpo A

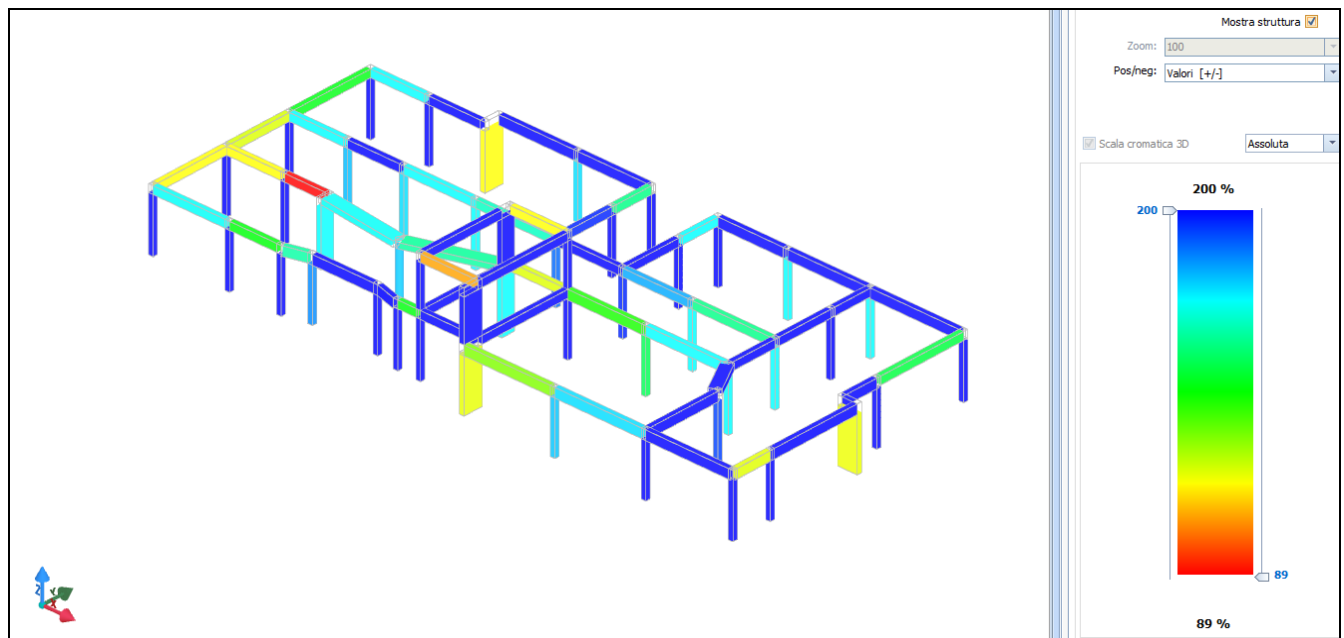


Fig. 20 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio) – Corpo A

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

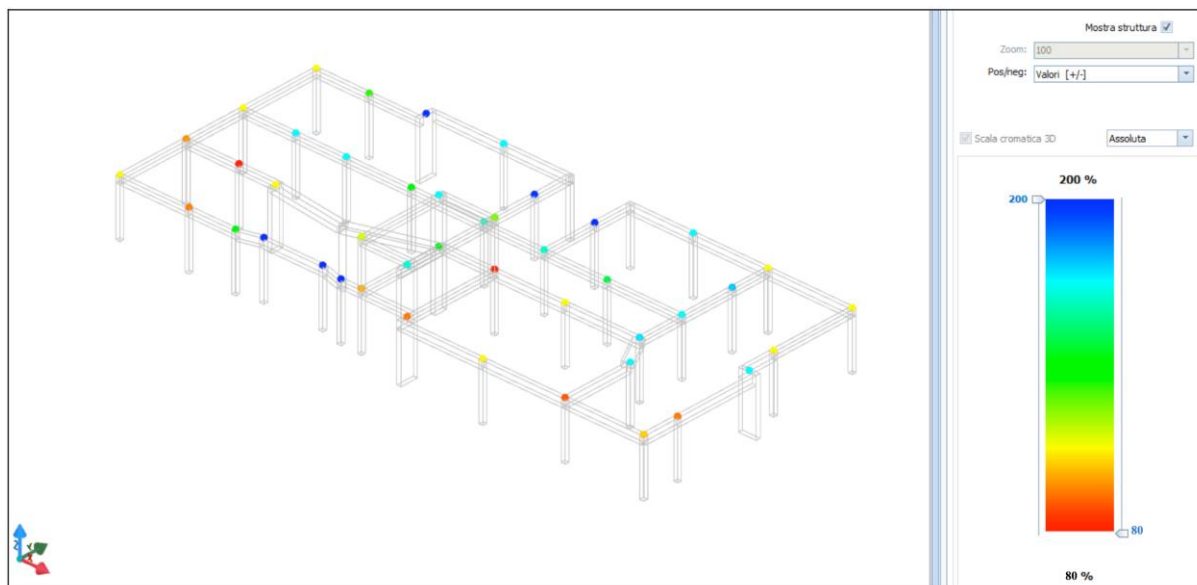


Fig. 21 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls) – Corpo A

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 post operam – CORPO A

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA <sub>c</sub> [a <sub>g</sub> /g]	T <sub>RC</sub> [anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1952	1666
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.1830	420
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1695	893
SLV	Taglio	CA	0.2025	538
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.1918	471
SLD	Capacità Globale	-	0.2005	1345
SLV	Capacità Globale	-	0.1842	427

#### LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

<b>Stato Limite</b>	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.
<b>Materiale</b>	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.
<b>Tipo di rottura</b>	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
<b>PGA<sub>c</sub></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA <sub>c</sub> =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 <sub>c</sub> =NS -> Non significativo per valori di PGA <sub>c</sub> >= 1000.

$T_{RC}$  Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

## DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA post operam – CORPO A

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	$PGA_D$	$T_{RD}$
	[ $a_g/g$ ]	[anni]
SLO	0.0444	45
SLD	0.0614	75
SLV	0.2272	712
SLC	0.3037	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 post operam – CORPO A

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	$\alpha_{TR}$	
SLO	4,396	4,396	
SLD	2,761	2,761	
SLV	0,805	0,805	

### 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.**  
 **$\zeta_E$ :** simbologia NTC18;  
 **$\alpha_{PGA}$ :** simbologia NTC08.

**$\alpha_{TR}$**  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.



## 6.7 Risultati dell'analisi strutturale post operam - Corpo B

Come anticipato e richiamato nei paragrafi precedenti, si è eseguita un'analisi strutturale in presenza dei soli carichi verticali. L'analisi condotta, ha portato alla luce alcune criticità che interessano una parte limitata della struttura e in particolare alcune travi e alcuni pilastri. Per questi elementi non verificati per carichi verticali, si è previsto un intervento di rinforzo locale ai sensi del par. 8.4.1 del D.M. 17 Gennaio 2018.

Nello specifico, così come illustrato nel par. 6.3 della presente relazione di calcolo strutturale, l'intervento di rinforzo riguarda **il pilastro n. 35 al piano primo, i pilastri nn. 36 e 37 al piano terra** (con sezione a L), **la travata 33-34-35** sia in corrispondenza del solaio di copertura del piano terra che del solaio di copertura del piano primo.

In particolare l'intervento prevede la realizzazione di una incamiciatura in acciaio per i tre pilastri e rinforzi a flessione e taglio mediante la posa in opera di FRP per le due travate interessate. Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a pressoflessione e a taglio allo stato limite ultimo condotte sui pilastri e sulle travate nelle condizioni ante e post operam.

### Verifiche a presso-flessione ante operam travata 33-34-35 quota +230

Solai a quota +230						Travata: Trave 33-34-35							
Trave 33-34	0%	-4.506	116.511	0	0	10,02	3,08	1.25[V]	0,22	-	VNR	NO	
	12,5%	-4.506	96.716	-3.571	2.966	6,94	3,08	1.06[V]	0,15	15.90[V]	0,10	NO	
	25,0%	-4.506	25.866	-4.413	40.486	2,26	6,16	1.35[V]	0,10	2.26[V]	0,15	NO	
	37,5%	0	0	-4.506	56.299	2,26	6,16	-	VNR	1.62[V]	0,15	NO	
	50,0%	0	0	-4.506	56.865	2,26	6,16	-	VNR	1.60[V]	0,15	NO	
	62,5%	0	0	-4.506	56.235	2,26	6,16	-	VNR	1.62[V]	0,15	NO	
	75,0%	-4.413	26.677	-4.506	40.119	2,26	6,16	1.31[V]	0,10	2.28[V]	0,15	NO	
	87,5%	-4.413	97.820	-5.658	2.998	6,06	4,62	0.92[V]	0,13	23.03[V]	0,11	NO	
100%	-4.413	117.687	0	0	9,14	3,08	1.13[V]	0,20	-	VNR	NO		
Trave 34-35	0%	-6.814	126.551	0	0	9,14	6,28	1.05[V]	0,16	-	VNR	NO	
	12,5%	-6.814	104.903	-6.917	6.800	7,60	6,28	1.06[V]	0,14	13.66[V]	0,12	NO	
	25,0%	-6.814	26.161	-6.917	52.251	2,26	7,82	1.32[V]	0,10	2.19[V]	0,18	NO	
	37,5%	0	0	-6.917	75.961	2,26	7,82	-	VNR	1.50[V]	0,18	NO	
	50,0%	0	0	-6.917	78.380	2,26	7,82	-	VNR	1.46[V]	0,18	NO	
	62,5%	0	0	-6.814	79.613	2,26	7,82	-	VNR	1.43[V]	0,18	NO	
	75,0%	0	0	-6.814	71.386	2,26	7,82	-	VNR	1.60[V]	0,18	NO	
	87,5%	-6.917	46.604	-6.814	41.421	2,26	6,28	0.74[V]	0,10	2.24[V]	0,15	NO	
100,0%	-6.917	64.615	0	0	3,80	6,28	0.88[V]	0,11	-	VNR	NO		

Coefficiente minimo 0,74

### Verifiche a taglio ante operam travata 33-34-35 quota +630

Solai a quota +630								Travata: Trave 33-34-35								
Trave 33-34	0%	+	89.222	1,00	218.002	50.278	10.579	39.005	0	0	0	2,50	0,01885	1,5394	0,0000	NO
		-	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO
	12,5%	+	84.289	1,52	218.002	50.278	10.579	78.010	0	0	0	2,50	0,01885	3,0788	0,0000	NO
		-	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO
	25,0%	+	63.288	0,79	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO
	37,5%	+	42.287	1,19	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
	50,0%	+	21.285	2,36	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	-11.903	4,22	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
	62,5%	+	1.092	46,04	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	-32.904	1,53	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
	75,0%	+	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	-53.906	0,93	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
	87,5%	+	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	-74.908	1,71	218.002	50.278	10.579	78.010	0	0	2,50	0,01885	3,0788	0,0000	NO	
	100%	+	0	-	218.002	50.278	10.579	0	0	0	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	NO	
		-	-79.840	1,12	218.002	50.278	10.579	39.005	0	0	2,50	0,01885	1,5394	0,0000	NO	
Trave 34-35	0%	+	91.848	2,38	218.322	502.778	12.862	0	0	0	2,50	0,18849	0,0000	0,0000	NO	
		-	0	-	218.322	502.778	12.862	0	0	0	2,50	0,18849	0,0000	0,0000	NO	
	12,5%	+	86.915	1,07	218.322	53.869	12.862	39.005	0	0	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	NO	
		-	0	-	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
	25,0%	+	65.913	0,82	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	0	-	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
	37,5%	+	44.914	1,20	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	0	-	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
	50,0%	+	23.910	2,25	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	-10.038	5,37	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
	62,5%	+	2.907	18,53	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	-30.668	1,76	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
	75,0%	+	0	-	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	-51.670	1,04	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
	87,5%	+	0	-	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	-72.672	1,28	218.322	53.869	12.862	39.005	0	0	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	NO	
	100,0 %	+	0	-	218.322	53.869	12.862	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO	
		-	-77.608	1,20	218.322	53.869	12.862	39.005	0	0	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	NO	

Coefficiente minimo 0,79

## Verifiche a taglio ante operam travata 33-34-35 quota +230

Solai a quota +230										Travata: Trave 33-34-35									
Trave 33-34	0%	+	163.439	1,16	216.519	150.833	0	39.005	0	0	0	2,50	0,05655	1,5394	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	150.833	0	0	0	0	0	2,50	0,05655	0,0000	0,0000	NO			
	12,5%	+	153.823	0,86	216.519	53.869	0	78.010	0	0	0	2,50	0,02020	3,0788	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	25,0%	+	112.901	0,48	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	37,5%	+	71.982	0,75	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	50,0%	+	31.051	1,73	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-31.607	1,70	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	62,5%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-72.532	0,74	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	75,0%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-113.452	0,47	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	87,5%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-154.381	0,85	216.519	53.869	0	78.010	0	0	0	2,50	0,02020	3,0788	0,0000	NO			
	100%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-163.988	0,57	216.519	53.869	0	39.005	0	0	0	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	NO			
Trave 34-35	0%	+	178.292	0,56	216.519	100.556	0	0	0	0	0	2,50	0,03770	0,0000	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	100.556	0	0	0	0	0	2,50	0,03770	0,0000	0,0000	NO			
	12,5%	+	168.676	0,55	216.519	53.869	0	39.005	0	0	0	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	25,0%	+	127.755	0,42	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	37,5%	+	86.836	0,62	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	50,0%	+	45.905	1,17	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-16.755	3,22	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	62,5%	+	4.980	10,82	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-57.680	0,93	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	75,0%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-98.602	0,55	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
	87,5%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-139.532	0,67	216.519	53.869	0	39.005	0	0	0	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	NO			
	100,0 %	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			
		-	-149.145	0,36	216.519	53.869	0	0	0	0	0	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	NO			

Coefficiente minimo 0,42

## Verifiche a pressoflessione ante operam pilastri 35, 36 e 37

Pilastrata: Pilastrata 35																					
Solai a quota +0	308.381	-6.628	35.740	2.47[V]	138.9 93	76.16 5	0	1.647.890	1,27	NO	14	-	6	50	1	1	12	30	1	1	14
Solai a quota +630	104.431	10.582	39.786	0.85[V]	52.83 1	37.76 5	0	1.209.341	1,52	NO	14	-	6	40	1	0	12	30	1	0	12
Pilastrata: Pilastrata 36																					
Solai a quota +0	172.652	165.686	-23.878	0.85[V]	154.1 48	154.0 01	0	2.306.596	1,48	NO	16	-	6								
Lato1: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 - Lato2: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato3: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 - Lato4: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato5: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato6: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 - Lato7: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato8: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 -																					
Pilastrata: Pilastrata 37																					
Solai a quota +0	170.693	24.908	167.001	0.83[V]	154.0 11	153.8 63	0	2.306.596	1,48	NO	16	-	6								
Lato1: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 - Lato2: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato3: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 - Lato4: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato5: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato6: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 - Lato7: L=30, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=14 - Lato8: L=20, N <sub>reg</sub> =1, N <sub>r</sub> =0, Ø=12 -																					

LEGENDA:

Lv

CS

N<sub>Ed,max</sub>

N<sub>R</sub>

$\alpha$

R<sub>f</sub>

N<sub>Edy</sub>

M<sub>Ed,X</sub>

M<sub>Ed,Y</sub>

M<sub>Rd,X</sub>

M<sub>Rd,Y</sub>

$\phi_{Ver}$   $\phi_{Vif}$

$\phi_{st}$

L, n<sub>reg</sub>

n<sub>r</sub>  $\phi$

Livello o piano di appartenenza dell'elemento strutturale.

Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

Massimo sforzo di compressione.

Sforzo Normale resistente.

Esponente per la valutazione del coefficiente di sicurezza.

[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

Sollecitazioni di progetto (N<sub>Ed</sub> > 0: compressione).

Momento Resistente intorno ad X e Y.

Diametri, rispettivamente, delle barre di acciaio nei vertici esterni e nei vertici interni e delle staffe; [ $\phi_{v1}$ ] = Significativo e valorizzato solo in caso di sezione cava.

Per sezione del pilastro rettangolare e armata simmetricamente, lunghezza, numero di registri, numero di barre e relativo diametro per il lato 1 e 2 della sezione. Se la sezione considerata non è rettangolare e/o simmetricamente armata, tali colonne sono vuote e le informazioni riguardanti l'armatura sono riportate per ciascun lato in apposita casella di testo.

Coefficiente minimo 0,83

## Verifiche a presso-flessione post operam travata 33-34-35 quota +230

Solai a quota +230						Travata: Trave 33-34-35						
Trave 33-34	0%	-11.318	118.398	0	0	10,02	3,08	1.36[V]	0,45	-	VNR	SI
	12,5%	-11.318	98.477	-9.545	2.157	6,94	3,08	1.22[V]	0,39	31.22[V]	0,28	SI
	25,0%	-11.318	27.077	-11.200	40.112	2,26	6,16	2.04[V]	0,26	2.73[V]	0,38	SI
	37,5%	0	0	-11.318	56.471	2,26	6,16	-	VNR	1.94[V]	0,38	SI
	50,0%	0	0	-11.318	57.164	2,26	6,16	-	VNR	1.91[V]	0,38	SI
	62,5%	0	0	-11.318	56.661	2,26	6,16	-	VNR	1.93[V]	0,38	SI
	75,0%	-11.200	24.871	-11.318	41.093	2,26	6,16	2.22[V]	0,27	2.66[V]	0,38	SI
	87,5%	-11.200	95.472	-11.157	4.096	6,06	4,62	1.14[V]	0,36	21.75[V]	0,32	SI
100%	-11.200	115.208	0	0	9,14	3,08	1.30[V]	0,43	-	VNR	SI	
Trave 34-35	0%	-14.815	124.668	0	0	9,14	6,28	1.21[V]	0,40	-	VNR	SI
	12,5%	-14.815	103.293	-14.944	6.643	7,60	6,28	1.26[V]	0,37	16.87[V]	0,34	SI
	25,0%	-14.815	25.705	-14.944	50.936	2,26	7,82	2.12[V]	0,26	2.57[V]	0,42	SI
	37,5%	0	0	-14.944	73.492	2,26	7,82	-	VNR	1.78[V]	0,42	SI
	50,0%	0	0	-14.815	75.654	2,26	7,82	-	VNR	1.73[V]	0,42	SI
	62,5%	0	0	-14.815	76.606	2,26	7,82	-	VNR	1.71[V]	0,42	SI
	75,0%	0	0	-14.815	67.225	2,26	7,82	-	VNR	1.95[V]	0,42	SI
	87,5%	-14.944	53.696	-14.815	36.103	2,26	6,28	1.01[V]	0,26	3.06[V]	0,38	SI
100,0%	-14.944	71.976	0	0	3,80	6,28	1.06[V]	0,30	-	VNR	SI	

Coefficiente minimo 1,01

## Verifiche a taglio post operam travata 33-34-35 quota +630

Solai a quota +630								Travata: Trave 33-34-35								
Trave 33-34	0%	+	90.701	2,38	218.415	50.278	13.528	39.005	0	0	126.549	2,50	0,01885	1,5394	0,0000	SI
		-	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	12,5%	+	85.766	2,55	218.415	50.278	13.528	78.010	0	0	126.549	2,50	0,01885	3,0788	0,0000	SI
		-	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	25,0%	+	64.768	2,73	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	37,5%	+	43.765	4,04	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	50,0%	+	22.761	7,77	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	-10.570	16,73	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	62,5%	+	2.370	74,61	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	-31.573	5,60	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	75,0%	+	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	-52.575	3,36	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
	87,5%	+	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	-73.576	2,97	218.415	50.278	13.528	78.010	0	0	126.549	2,50	0,01885	3,0788	0,0000	SI
	100%	+	0	-	218.415	50.278	13.528	0	0	0	126.549	2,50	0,01885	0,0000	0,0000	SI
		-	-78.507	2,75	218.415	50.278	13.528	39.005	0	0	126.549	2,50	0,01885	1,5394	0,0000	SI
Trave 34-35	0%	+	89.354	2,45	218.791	502.778	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,18849	0,0000	0,0000	SI
		-	0	-	218.791	502.778	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,18849	0,0000	0,0000	SI
	12,5%	+	84.420	2,59	218.791	53.869	16.211	39.005	0	0	126.549	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	SI
		-	0	-	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
	25,0%	+	63.420	2,84	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	0	-	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
	37,5%	+	42.419	4,25	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	0	-	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
	50,0%	+	21.416	8,42	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	-12.555	14,37	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
	62,5%	+	527	NS	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	-33.268	5,42	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
	75,0%	+	0	-	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	-54.268	3,32	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
	87,5%	+	0	-	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	-75.270	2,91	218.791	53.869	16.211	39.005	0	0	126.549	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	SI
	100,0 %	+	0	-	218.791	53.869	16.211	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI
		-	-80.206	2,73	218.791	53.869	16.211	39.005	0	0	126.549	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	SI

Coefficiente minimo 2,38

## Verifiche a taglio post operam travata 33-34-35 quota +230

Solai a quota +230										Travata: Trave 33-34-35									
Trave 33-34	0%	+	164.468	1,32	216.519	150.833	0	39.005	0	126.549	2,50	0,05655	1,5394	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	150.833	0	0	0	126.549	2,50	0,05655	0,0000	0,0000	SI				
	12,5%	+	154.852	1,40	216.519	53.869	0	78.010	0	126.549	2,50	0,02020	3,0788	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	25,0%	+	113.931	1,58	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	37,5%	+	73.012	2,47	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	50,0%	+	32.079	5,62	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-30.581	5,90	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	62,5%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-71.506	2,52	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	75,0%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-112.427	1,60	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	87,5%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-153.354	1,41	216.519	53.869	0	78.010	0	126.549	2,50	0,02020	3,0788	0,0000	SI				
	100%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-162.963	1,33	216.519	53.869	0	39.005	0	126.549	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	SI				
Trave 34-35	0%	+	176.119	1,23	216.519	100.556	0	0	0	126.549	2,50	0,03770	0,0000	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	100.556	0	0	0	126.549	2,50	0,03770	0,0000	0,0000	SI				
	12,5%	+	166.504	1,30	216.519	53.869	0	39.005	0	126.549	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	25,0%	+	125.582	1,44	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	37,5%	+	84.662	2,13	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	50,0%	+	43.730	4,13	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-18.931	9,53	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	62,5%	+	2.814	64,11	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-59.855	3,01	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	75,0%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-100.775	1,79	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
	87,5%	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-141.708	1,53	216.519	53.869	0	39.005	0	126.549	2,50	0,02020	1,5394	0,0000	SI				
	100,0 %	+	0	-	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				
		-	-151.322	1,19	216.519	53.869	0	0	0	126.549	2,50	0,02020	0,0000	0,0000	SI				

Coefficiente minimo 1,19



### Verifiche a pressoflessione post operam pilastri 35, 36 e 37

[illegible]

*Coefficiente di sicurezza minimo 2,86*

## 6.8 Risultati dell'analisi strutturale post operam - Corpo C

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.

Tenuto conto della disponibilità finanziaria della Stazione Appaltante, della destinazione d'uso dell'opera, della presenza di una valutazione di vulnerabilità sismica preventiva, l'obiettivo progettuale è quello di raggiungere un indicatore sismico pari o superiore a 0,8 in modo da poter ritenere l'edificio adeguato sismicamente in conformità al par. 8.4.3 del D.M. 17 Gennaio 2018 e al par. C.8.4.3 della Circolare n. 7/2019.

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

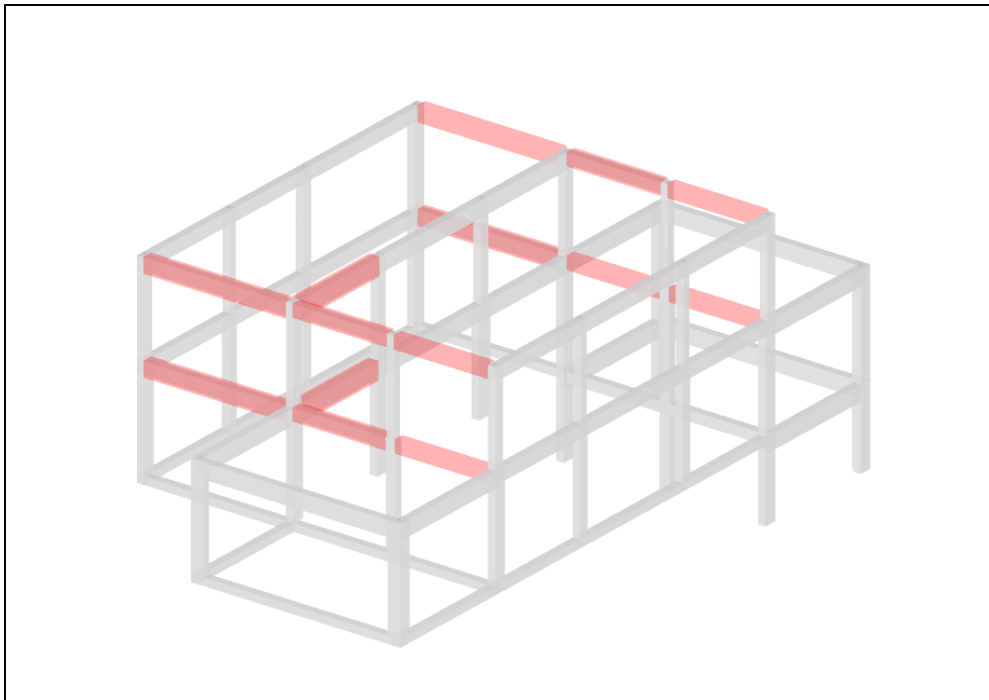


Fig. 22 Individuazione degli elementi con rinforzi a flessione mediante FRP – Corpo C

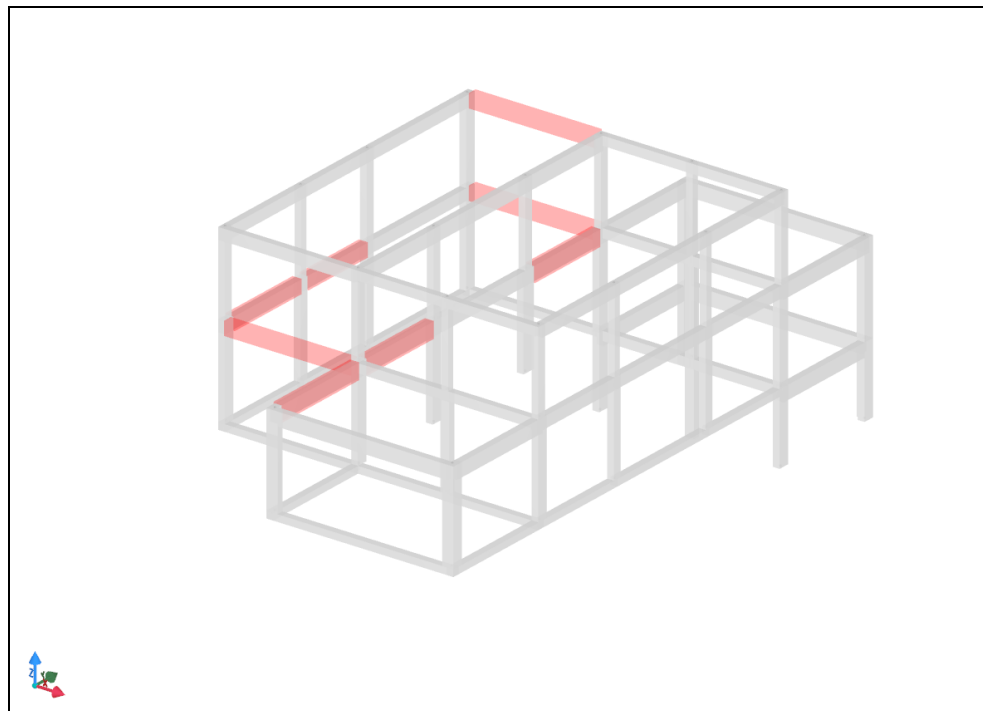


Fig. 23 Individuazione degli elementi con rinforzi a taglio mediante FRP – Corpo C

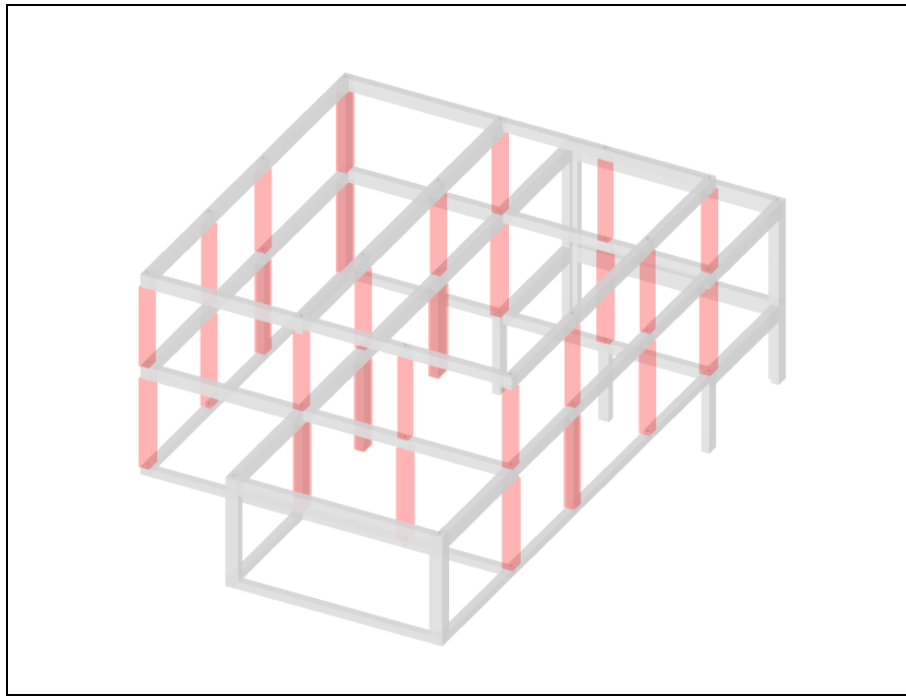


Fig. 24 Individuazione degli elementi con incamiciature – Corpo C

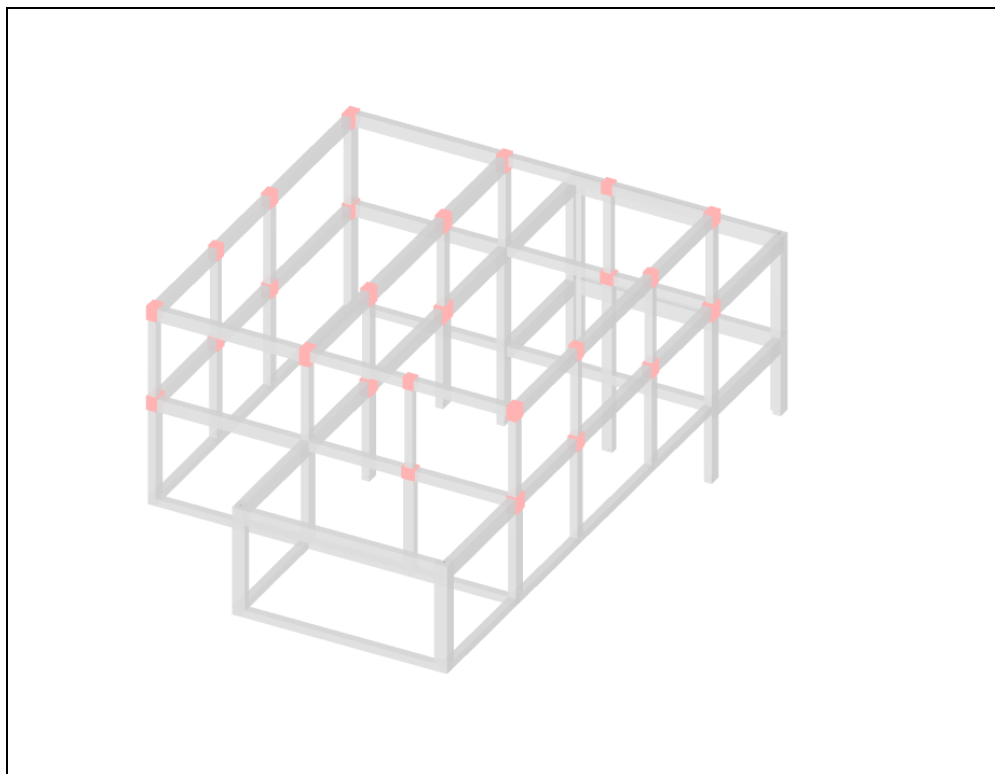


Fig.25 Individuazione dei nodi rinforzati con fasciature in FRP – Corpo C

Così come fatto per la configurazione “ante operam”, è stata condotta un’analisi statica non lineare su modello agli elementi finiti.

Nella Fig. 26 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.



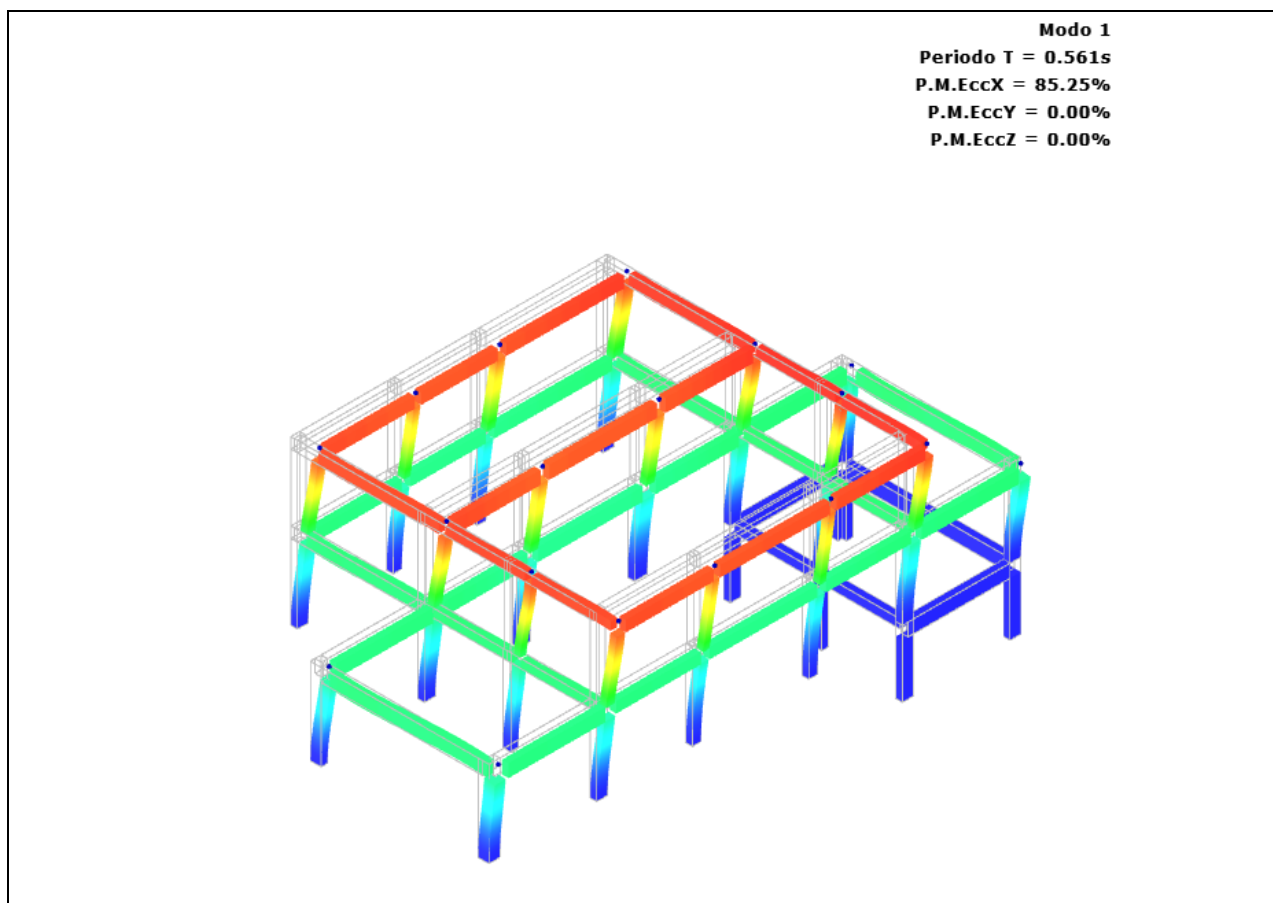


Fig. 26 Deformata relativa al primo modo di vibrare del Corpo C (post operam)

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 0.625 s a 0.561 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 80% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale possiede in seguito all'intervento di adeguamento sismico ( $I_s \geq 0,80$ ).

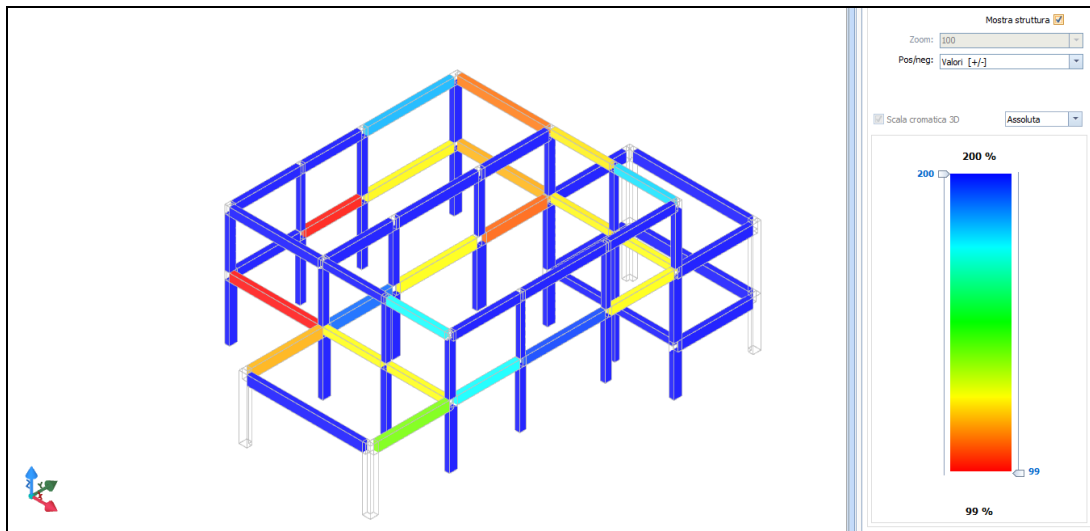


Fig. 27 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili – Corpo C

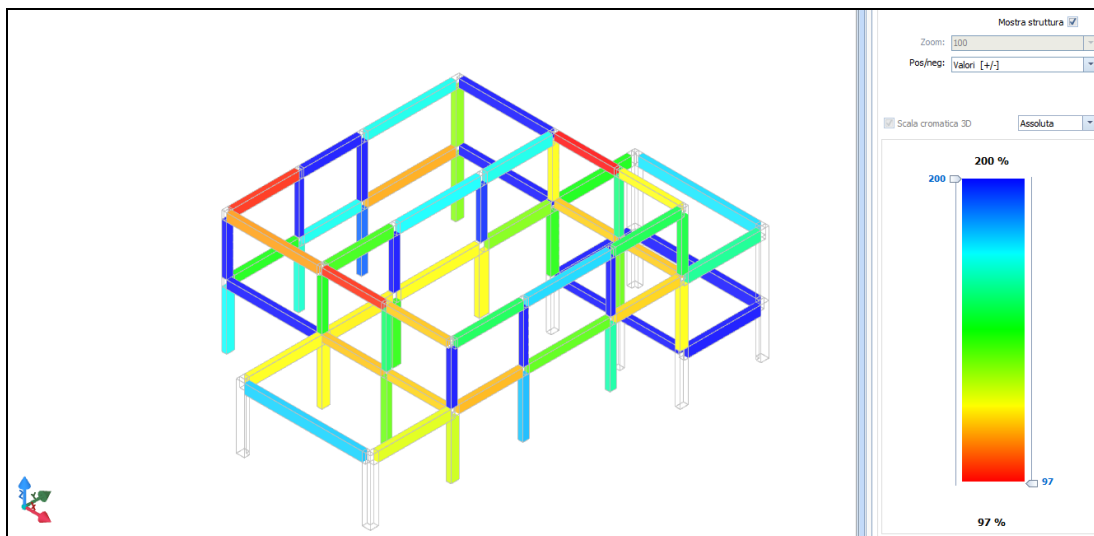


Fig. 28 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio) – Corpo C

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

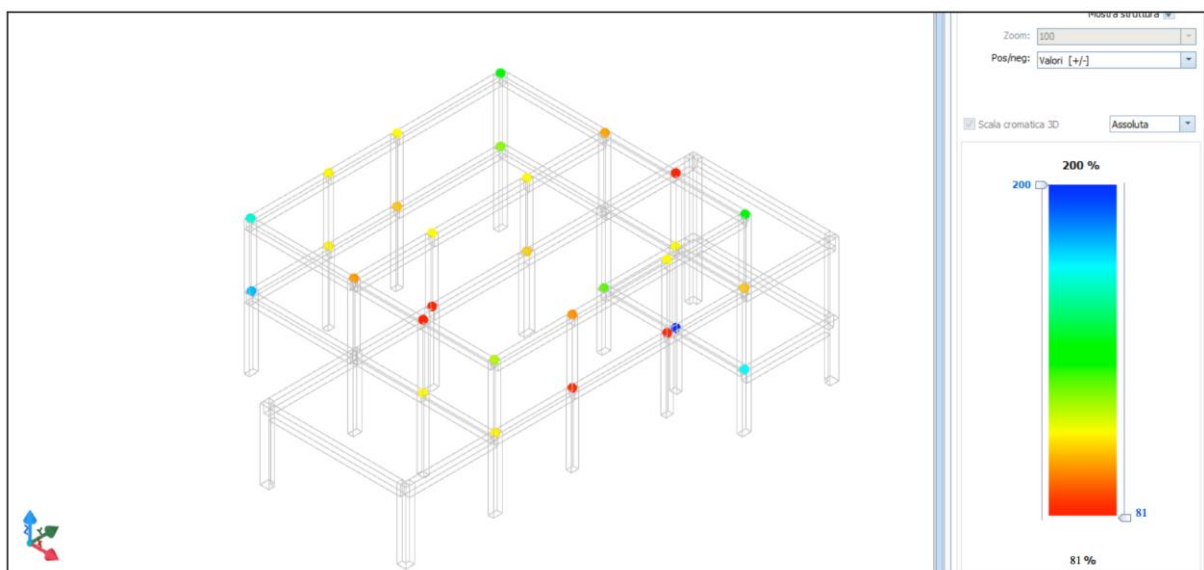


Fig. 29 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls) – Corpo C

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 post operam – CORPO C

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA <sub>c</sub> [a <sub>g</sub> /g]	T <sub>RC</sub> [anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1315	636
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.1842	427
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1082	299
SLV	Taglio	CA	0.2203	660
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.2241	689
SLD	Capacità Globale	-	0.2407	2100
SLV	Capacità Globale	-	0.1844	428

#### LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

<b>Stato Limite</b>	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.
<b>Materiale</b>	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.
<b>Tipo di rottura</b>	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
<b>PGA<sub>c</sub></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA <sub>c</sub> =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 <sub>c</sub> =NS -> Non significativo per valori di PGA <sub>c</sub> >= 1000.
<b>T<sub>RC</sub></b>	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

### DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA post operam – CORPO C

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA <sub>D</sub> [a <sub>g</sub> /g]	T <sub>RD</sub> [anni]
SLO	0.0444	45
SLD	0.0614	75
SLV	0.2272	712
SLC	0.3037	1462

**LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa**

<b>Stato Limite</b>	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.
<b>PGA<sub>D</sub></b>	Domanda in termini di accelerazione al sito ( $S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$ ).
<b>T<sub>RD</sub></b>	Domanda in termini di periodo di ritorno.

**INDICATORI DI RISCHIO SISMICO post operam – CORPO C**

		Indicatori di rischio sismico	
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	$\alpha_{TR}$	
SLO	2,962	2,962	
SLD	1,762	1,762	
SLV	0,811	0,811	

**LEGENDA: Indicatori di rischio sismico**

<b>Stato Limite</b>	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.
<b><math>\zeta_B (\alpha_{PGA})</math></b>	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. <b>N.B.</b> <b><math>\zeta_B</math>: simbologia NTC18;</b> <b><math>\alpha_{PGA}</math>: simbologia NTC08.</b>
<b><math>\alpha_{TR}</math></b>	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.

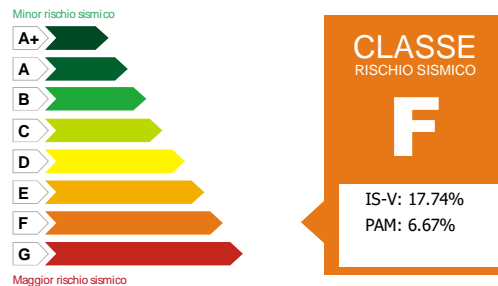
Si riporta di seguito una sintesi dei risultati ottenuti facendo riferimento alla classificazione del rischio sismico secondo le "Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni" approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017.

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<sup>+</sup> a G.

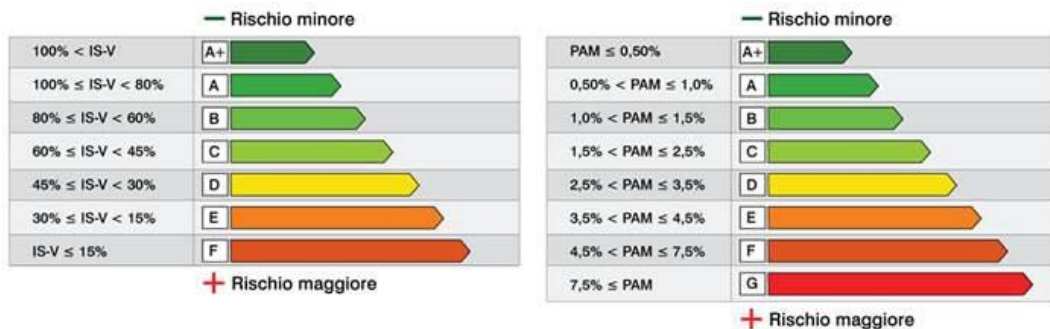
Il metodo convenzionale consente di assegnare una classe di rischio (da A<sup>+</sup> a G) pari alla minima tra due classi di rischio distinte e funzione di due parametri:

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

### Corpo A (ante operam)

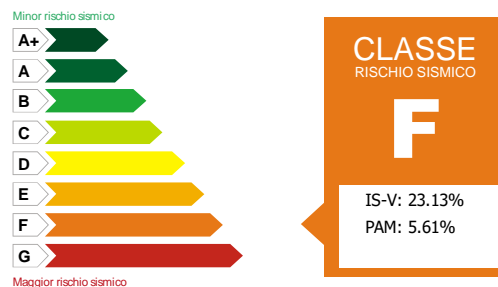


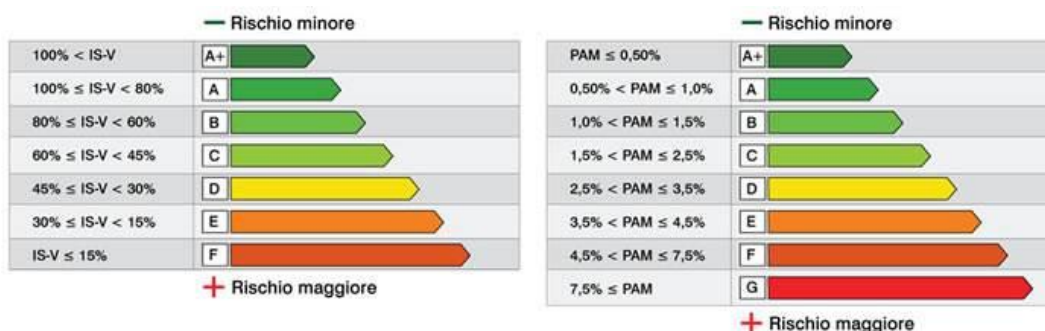
### Corpo A (post operam)



**Isv= 80.50 % > Classe A**

### Corpo C (ante operam)



**Corpo C (post operam)**

**Isv= 81.10 % > Classe A**

## 8 Conclusioni

Le analisi computazionali effettuate sull'edificio scolastico in oggetto hanno consentito di analizzare e approfondire le criticità già rilevate in fase di valutazione preventiva del rischio sismico. Sono stati progettati interventi di adeguamento sismico sui Corpi A e C e un intervento di messa in sicurezza per soli carichi gravitazionali sul Corpo B.

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

- l'edificio scolastico è composto da n. 3 corpi di fabbrica. I Corpi B e C risultano separati tra loro mediante giunto tecnico di spessore pari a circa 10 cm, dimensione compatibile con gli spostamenti massimi determinati in presenza dell'azione sismica. I Corpi A e B sono separati da un giunto tecnico di spessore inferiore che va opportunamente risagomato al fine di ottenere un giunto di separazione di ampiezza non inferiore a 10 cm. In fase esecutiva, benchè il Corpo B non sia oggetto di interventi di adeguamento sismico, sarebbe opportuno risagomare l'elemento di contatto tra i Corpi A e B;
- è stata accertata la presenza diffusi ma modesti fenomeni di espulsione del copriferro connessi in linea di massima allo stato di deterioramento del calcestruzzo sui prospetti principali;
- le verifiche condotte in occasione della verifica sismica preventiva (commissionata dalla Stazione Appaltante) hanno consentito di valutare il comportamento dei vari corpi di fabbrica per effetto dei soli carichi gravitazionali. Sia il Corpo A che il Corpo B presentavano deficienze strutturali anche per soli carichi gravitazionali;
- per entrambi i vari 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 notoriamente una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica;

- nei vari 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;
- per i Corpi A e C 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, incamiciatura di pilastri mediante elementi in acciaio, 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 stesse tipologie di intervento sono state estese al Corpo B limitatamente agli elementi strutturali non verificati per soli carichi gravitazionali;
- limitatamente ai Corpi A e C, 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 >> 80.50 %**; **Corpo C >> 81.10 %**.

Si riporta di seguito una tabella comparativa per i Corpi A e C. 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 <sub>PGA</sub>		C.Min <sub>PGA</sub>			$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO		FATTO	PROGETTO
SLO	0.0444	0.0444	0.1236	0.1952		2.785	1.990
SLD	0.0614	0.0614	0.0864	0.1695		1.406	1.288
SLV	0.2272	0.2272	0.0403	0.1830		0.177	<b>0.805</b>

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

<b>SL</b>	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.
<b>D<sub>PGA</sub></b>	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
<b>C.Min<sub>PGA</sub></b>	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
<b>C.Min<sub>TR</sub></b>	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
<b><math>\zeta_B (\alpha_{PGA})</math></b>	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo

## CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO (CORPO C)

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	D <sub>PGA</sub>		C.Min <sub>PGA</sub>			$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO		FATTO	PROGETTO
SLO	0.0345	0.0444	0.1364	0.1315		3.951	2.962
SLD	0.0473	0.0614	0.0804	0.1082		1.699	1.762
SLV	0.1829	0.2272	0.0423	0.1842		0.231	<b>0.811</b>

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

<b>SL</b>	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.
<b>D<sub>PGA</sub></b>	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
<b>C.Min<sub>PGA</sub></b>	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
<b>C.Min<sub>TR</sub></b>	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
<b><math>\zeta_B (\alpha_{PGA})</math></b>	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo