

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA  
Scuola di Ingegneria e Architettura

---

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,  
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

Corso di Laurea Magistrale in

INGEGNERIA CIVILE

**Progettazione di un sistema innovativo di rinforzo  
esterno per il miglioramento sismico degli edifici  
senza interruzione d'uso**

Tesi di laurea in

PROGETTI DI STRUTTURE M

*Candidato:*

Giacomo Mussoni

*Relatore:*

Chiar.mo Prof. Marco Savoia

*Correlatori:*

Dott. Ing. Elena Ongaretto

Dott. Ing. Luca Pozza

Chiar.ma Prof.ssa Anna Saetta

Dott. Ing. Diego Alejandro Talledo

---

Anno Accademico 2018/2019 - IV sessione (straordinaria)



# Indice

<b>1. Introduzione .....</b>	<b>7</b>
<b>2. Stato dell'arte .....</b>	<b>9</b>
2.1 SismaCoat.....	9
2.1.1 Fasi costruttive .....	10
2.1.2 Considerazioni tecniche.....	12
2.2 Geniale Cappotto Sismico Ecosism.....	13
2.2.1 Fasi costruttive .....	14
2.2.2 Considerazioni tecniche.....	15
<b>3. Il sistema TimeSafe .....</b>	<b>17</b>
3.1.1 Fasi costruttive .....	20
<b>4. Descrizione del caso studio .....</b>	<b>26</b>
<b>5. Valutazione della vulnerabilità sismica della struttura esistente .....</b>	<b>36</b>
5.1 Definizione dell'azione sismica .....	36
5.2 Calcolo approssimato dell'I.S. ....	40
5.2.1 Analisi modale della struttura.....	41
5.2.2 Analisi statica lineare della struttura .....	44
5.3 Calcolo iterativo dell'I.S. con analisi statiche lineari.....	56
5.4 Calcolo dell'I.S. con analisi dinamiche modali.....	61
5.5 Confronto tra analisi statica lineare e dinamica modale.....	65
5.5.1 Scalatura dell'azione statica equivalente.....	65
5.5.2 Analisi statica lineare scalata.....	66
5.5.3 Confronto dei risultati .....	68
5.6 Analisi di pushover.....	69
5.6.1 Analisi di sensibilità dei parametri .....	73
5.6.2 Curve di pushover .....	77
5.6.2.1 Curve di pushover in direzione X.....	86
5.6.2.2 Curve di pushover in direzione Y.....	89
5.6.3 Calcolo del fattore di comportamento effettivo.....	92
5.6.4 Definizione dei meccanismi di collasso .....	95
5.6.5 Valutazione dell'I.S.....	105
5.6.5.1 Procedura di confronto fra capacità e domanda .....	106
5.6.5.2 Procedura iterativa per il calcolo di I.S. ....	109
<b>6. Vulnerabilità sismica della struttura con rinforzo TimeSafe .....</b>	<b>113</b>

6.1	Primo criterio di progetto .....	119
6.1.1	Influenza del diametro dei collegamenti .....	120
6.1.1.1	Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20 .....	122
6.1.1.2	Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20 e traverso intermedio .....	126
6.1.1.3	Struttura con rinforzo TimeSafe 30x30 .....	130
6.1.1.4	Confronto tra le soluzioni.....	133
6.1.2	Calcolo dell'I.S.....	137
6.1.2.1	Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20 .....	138
6.1.2.2	Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20 e traverso intermedio .....	139
6.1.2.3	Struttura con rinforzo TimeSafe 30x30 .....	140
6.1.2.4	Confronto tra le soluzioni.....	142
6.1.2.5	Influenza del raccordo dei traversi nelle zone d'angolo .....	142
6.2	Secondo criterio di progetto .....	143
6.2.1	Modellazione del sistema strutturale .....	144
6.2.2	Dimensionamento delle armature del sistema di rinforzo .....	148
6.2.3	Verifiche di compatibilità della struttura esistente .....	151
6.2.4	Variatione di sforzo normale nei pilastri data dal sisma.....	154
6.3	Analisi di pushover.....	165
6.3.1	Struttura rinforzata, connettori con comportamento non lineare.....	165
6.3.1.1	Curve di pushover .....	168
6.3.1.2	Calcolo del fattore di comportamento effettivo.....	171
6.3.1.3	Definizione dei meccanismi di collasso .....	172
6.3.1.4	Valutazione dell'I.S.....	182
6.3.2	Struttura rinforzata, connettori con comportamento elastico-lineare .....	185
6.3.2.1	Curve di pushover .....	186
6.3.2.2	Calcolo del fattore di comportamento effettivo.....	188
6.3.2.3	Definizione dei meccanismi di collasso .....	189
6.3.2.4	Valutazione dell'I.S.....	199
6.3.3	Rinforzo TimeSafe .....	200
6.3.3.1	Curve di pushover .....	202
6.3.3.2	Calcolo del fattore di comportamento effettivo.....	205
6.3.3.3	Definizione dei meccanismi di collasso .....	206
6.3.3.4	Valutazione dell'I.S.....	214
6.3.4	Confronto dei risultati .....	216
6.3.4.1	Confronto struttura rinforzata al variare del comportamento dei connettori .....	216
6.3.4.2	Confronto fra le analisi dei vari sistemi .....	219
<b>7.</b>	<b>Conclusioni e sviluppi futuri .....</b>	<b>223</b>

7.1	Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente.....	223
7.2	Comportamento del sistema di rinforzo in campo lineare.....	224
7.3	Comportamento del sistema di rinforzo in campo non lineare.....	225
7.4	Sviluppi futuri del sistema TimeSafe .....	225
<b>8.</b>	<b>Bibliografia e sitografia .....</b>	<b>226</b>
<b>9.</b>	<b>Ringraziamenti.....</b>	<b>228</b>



# 1. Introduzione

---

Il presente elaborato di tesi si colloca all'interno del progetto regionale TimeSafe, del quale l'Università di Bologna, attraverso il CIRI – edilizia e costruzioni, risulta capofila. Esso coinvolge diversi laboratori e centri per l'innovazione, oltre a sei aziende rinomate nel settore delle costruzioni.

Il progetto TimeSafe è sinonimo di “Tecnologie integrate ed innovative a limitato impatto ed invasività per il miglioramento sismico di edifici senza interruzione d'uso”.



*Figura 1 - Logo del progetto TimeSafe*

All'interno del progetto TimeSafe si sviluppano quindi tecnologie, poco invasive e tra loro integrate, per il miglioramento del livello di qualità (sia sismica sia, ad esempio, energetica) del costruito. A comune denominatore delle tecnologie sia hanno un basso impatto e la personalizzazione, in modo da garantire l'adattabilità degli interventi a contesti edilizi diversi.

I principali fini che si intende perseguire attraverso TimeSafe prevedono lo sviluppo di tecnologie volte alla realizzazione di interventi facilmente programmabili da parte di proprietari e gestori, privati o pubblici, per la rigenerazione del patrimonio edilizio con obiettivi diversi e integrabili tra loro: incremento della resistenza nei confronti delle azioni sismiche, miglioramento delle prestazioni energetiche e della qualità ambientale, monitoraggio nel tempo delle prestazioni raggiunte.

Il principale vantaggio che si intende garantire con l'utilizzo di queste tecnologie di rinforzo risiede nella possibilità di messa in opera per fasi successive senza una significativa interruzione d'uso della costruzione, evitando quindi di apportare disagi abitativi interni, modifiche agli impianti e opere murarie invasive. Inoltre, la realizzazione del rinforzo richiede tempi di messa in opera relativamente ridotti e offre la possibilità di impiego nella quasi totalità dei contesti edilizi.

In particolare, lo scopo dell'elaborato di tesi è quello di studiare l'interazione fra una struttura esistente, rappresentativa del patrimonio edilizio presente sul territorio, e un sistema innovativo di rinforzo esterno basato sull'utilizzo di casseforme coibentanti in polistirene con armature metalliche integrate, elementi in calcestruzzo armato e proiettato e relativi sistemi di collegamento. L'utilizzo di casseforme coibentanti in polistirene permette inoltre di incrementare le prestazioni energetiche del fabbricato.

Si vuole inoltre capire se è possibile progettare il sistema di rinforzo TimeSafe considerando come elementi sismo-resistenti nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLV e SLC) solamente travi e pilastri o se è necessario modellare anche il contributo della parete di completamento per raggiungere il livello di sicurezza richiesto.

Pertanto, si studia in tal senso dapprima la vulnerabilità della struttura esistente nei confronti dell'azione sismica, quindi si valuta il miglioramento ottenibile applicando la tecnologia di rinforzo TimeSafe: in questa fase risulta pertanto necessario effettuare diverse prove finalizzate a trovare la migliore soluzione di rinforzo dal punto di vista strutturale e costruttivo. Parallelamente si intende definire un criterio di progetto che sia fruibile anche in campo professionale attraverso cui effettuare il dimensionamento delle armature del sistema di rinforzo e le relative verifiche, in funzione sia della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente sia del livello di sicurezza che si vuole raggiungere.

Lo studio comprende prima di tutto analisi in campo lineare, attraverso le quali valutare la vulnerabilità della struttura esistente e definire quale sia la configurazione del sistema di rinforzo ottimale per garantire il miglioramento richiesto. I risultati ottenuti servono, inoltre, da supporto e da controllo per le analisi successive svolte in campo non lineare, attraverso le quali si intende valutare sia come si modifica il meccanismo di collasso della struttura una volta inserito il rinforzo, sia come cambia la sua vulnerabilità.

## **2. Stato dell'arte**

---

Prima di procedere allo studio e alla progettazione del nuovo sistema di rinforzo è stato necessario eseguire una ricerca sull'attuale avanzamento tecnologico in tale ambito. Si sono quindi studiati diversi sistemi di miglioramento sismico delle strutture che consentono di mettere in sicurezza gli edifici operando esclusivamente dall'esterno, senza necessità di intervenire all'interno dei locali.

Attualmente sul mercato sono disponibili principalmente due soluzioni di miglioramento sismico paragonabili a quella che si intende realizzare attraverso il progetto TimeSafe, delle quali si riportano nei paragrafi a seguire le principali caratteristiche. Tali sistemi sono costruttivamente simili a quello in esame, tuttavia il loro funzionamento strutturale risulta molto diverso. Infatti, i due sistemi già presenti sul mercato come il rinforzo TimeSafe prevedono l'utilizzo di casseri a perdere in polistirene e getti di calcestruzzo in modo tale da coniugare le esigenze strutturali con quelle termoisolanti, ma si basano su un funzionamento a lastra. Il sistema oggetto di studio, al contrario, benché preveda un getto di completamento in spritz beton, può essere progettato come un telaio di rinforzo collegato alla struttura esistente in corrispondenza dei traversi di piano.

### **2.1 SismaCoat**

Una prima soluzione non invasiva per il miglioramento sismico ed energetico di edifici esistenti è rappresentata dal sistema antisismico a cappotto SismaCoat. Questa tipologia di rinforzo brevettata consente di mettere in sicurezza i fabbricati operando esternamente sulle facciate, senza quindi dover eseguire invasivi interventi negli spazi interni. Lo scopo di questo sistema è duplice, in quanto la realizzazione attorno a tutto l'edificio di un involucro costituito da una parete di rinforzo in calcestruzzo armato unitamente ad un cappotto termoisolante permette di ottenere un miglioramento sia strutturale sia energetico.

Il sistema SismaCoat richiede l'impiego di pannelli isolanti da cappotto reperibili in commercio e costituiti da lastre di grandi dimensioni (fino a 1m x 3m circa) e di densità opportuna, eventualmente accoppiate a reti portaintonaco.

L'innovazione data da questa tecnologia risiede nella possibilità di disporre i pannelli coibentanti non direttamente a contatto con la facciata dell'edificio esistente, ma ad una certa distanza. In questo modo è possibile realizzare tra la facciata dell'edificio e i pannelli stessi un'intercapedine di opportuno spessore entro la quale inserire una rete di acciaio strutturale, convenientemente collegata alla struttura portante, da riempire attraverso un getto di calcestruzzo a granulometria fine.

Il sistema SismaCoat è applicabile a fabbricati con struttura portante sia in muratura sia a telaio in calcestruzzo armato.

### 2.1.1 Fasi costruttive

Il sistema SismaCoat si articola attraverso le seguenti fasi di montaggio:

- In primo luogo, il sistema deve essere dimensionato e progettato secondo le normative vigenti. Inoltre, deve essere predisposto il progetto termotecnico in cui vengono definiti gli spessori di isolamento necessari al conseguimento delle prestazioni energetiche desiderate.
- Successivamente si procede alla preparazione del cantiere, tramite il montaggio di un idoneo ponteggio e la messa a nudo delle superfici esterne del fabbricato come previsto dalla regola dell'arte per quanto riguarda gli interventi di installazione di cappotto termico sulle facciate di un edificio.
- Si realizza quindi la fondazione del rinforzo, opportunamente dimensionata per ripartire il peso del sistema SismaCoat in parte sulla fondazione esistente ed in parte sul terreno.
- Si posano in seguito le apposite componenti secondo il sistema di montaggio brevettato, applicando opportuni accorgimenti atti a garantirne la perfetta verticalità.
- A questo punto è possibile posizionare sulle facciate reti elettrosaldate e/o barre di acciaio da calcestruzzo armato secondo le specifiche derivanti dal progetto strutturale esecutivo.
- È necessario poi predisporre gli ancoraggi del sistema di rinforzo nelle pareti dell'edificio esistente, costituiti da barre di collegamento e fissaggi, il cui numero e dimensione variano in base alle sollecitazioni di progetto.

- Successivamente viene posata una prima fila di pannelli isolanti da cappotto (selezionati tra quelli indicati nel capitolato SismaCoat) fissati con idonei tasselli consentendo la formazione di una intercapedine di spessore costante. Con questa tecnologia la posa avviene in assenza di colla e richiede un minor numero di tasselli, poiché il getto di calcestruzzo offre una migliore continuità del collegamento.
- L'intercapedine così ottenuta viene riempita mediante un getto di calcestruzzo a granulometria fine, avendo cura che l'altezza del getto sia limitata per contenere la spinta idrostatica sui pannelli isolanti e verificando il completo riempimento dell'intercapedine stessa.
- Se necessario è possibile posizionare altre reti elettrosaldate per garantire la continuità delle armature verticali nell'intercapedine.
- Una volta indurito il getto, si prosegue con il posizionamento dei pannelli successivi e il getto dell'intercapedine di calcestruzzo come descritto nei punti precedenti.
- Infine, una volta completato il rivestimento esterno dell'edificio si procede con la realizzazione delle opere di finitura.

Durante la messa in opera del sistema di rinforzo occorre prestare particolare attenzione alle seguenti problematiche:

- Il getto di calcestruzzo deve essere eseguito secondo modalità che consentano il completo riempimento dell'intercapedine, anche se questa presentasse spessori molto contenuti.
- I pannelli isolanti da cappotto devono essere opportunamente fissati allo scopo di contenere la spinta idrostatica del getto senza manifestare deformazioni indesiderate o danneggiamenti.
- I pannelli devono essere posizionati in maniera perfettamente verticale in modo da garantire il corretto funzionamento del sistema e di favorire la realizzazione della finitura.

## 2.1.2 Considerazioni tecniche

Ogni edificio deve essere analizzato sia da un termotecnico qualificato al fine di determinare lo spessore del cappotto tale da garantire le prestazioni energetiche richieste, sia da un ingegnere civile per definire le caratteristiche del calcestruzzo, la quantità delle armature, il numero e la posizione degli ancoraggi e lo spessore della parete a contatto con l'esistente.

Dal punto di vista strutturale il sistema SismaCoat funziona sfruttando un comportamento scatolare, pertanto si configura come una struttura esterna di rinforzo molto rigida e resistente, atta ad assorbire la quasi totalità delle azioni orizzontali dovute all'evento sismico.

Tale tecnologia consente quindi una separazione funzionale fra la costruzione esistente, che tipicamente è stata progettata per resistere alle sole azioni gravitazionali, ed il nuovo involucro che invece deve resistere solamente alle azioni orizzontali indotte dal sisma. In tal modo, è possibile disaccoppiare la progettazione statica, che coinvolge solamente l'edificio esistente, da quella sismica, che può essere eseguita solo sul nuovo involucro esterno.

Un ulteriore vantaggio risiede nel fatto che, poiché la struttura esistente una volta rinforzata dovrà resistere ai soli carichi verticali, si può pensare di effettuare sull'edificio una campagna di indagini conoscitive più limitata. Ciò è importante ancor di più quando l'edificio è stato costruito in un'epoca tale per cui non è possibile reperire gli esecutivi strutturali risalenti al momento della sua edificazione.

La prestazione antisismica che una struttura rinforzata con questo sistema può raggiungere va valutata a seconda del caso in esame. La tecnologia può essere sviluppata in modo da arrivare a prestazioni che vanno da un miglioramento sismico limitato ad un adeguamento sismico completo.

Con il sistema SismaCoat, essendo l'involucro esterno molto rigido e con grandi risorse di resistenza, è possibile ottenere prestazioni elevate, ovvero fare in modo che l'edificio resista senza danni anche a terremoti di grande intensità (rari e/o molto rari).

## 2.2 Geniale Cappotto Sismico Ecosism

Il Geniale Cappotto Sismico Ecosism è una soluzione tecnologica che consente sia la messa in sicurezza dal punto di vista sismico sia l'efficientamento energetico degli edifici esistenti in ottemperanza con le normative vigenti.

Il cappotto sismico Ecosism è costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante ed è collegato alla struttura esistente a livello dei cordoli di piano per garantire la collaborazione del sistema di rinforzo con il fabbricato. In questo modo non si necessita di cassetta, poiché i pannelli isolanti hanno anche la funzione di contenimento del getto di calcestruzzo strutturale realizzato in opera. Grazie all'uso di una maglia in acciaio zincato, il sistema viene fornito con l'isolante già pre-assemblato e con le guide per la posa in opera delle armature strutturali; in fase di realizzazione dovranno essere inserite le barre di armatura e dovrà essere eseguito il getto della lastra. La maglia metallica Ecosism permette di garantire il corretto posizionamento delle barre di armatura all'interno dello strato di calcestruzzo. In questo modo, anche se lo spessore è ridotto, è possibile garantire un copriferro adeguato. Il sistema Geniale Cappotto Sismico prevede la realizzazione di nervature per migliorare il comportamento a flessione della lastra e ridurre il rischio di instabilità fuori piano. Con Ecosism si ottiene una struttura monolitica a pareti portanti in calcestruzzo armato.



*Figura 2 - Spaccato assometrico del Geniale Cappotto Sismico*

Il doppio sistema di isolamento termico Ecosism garantisce la totale assenza di ponti termici, quindi un grande risparmio energetico dell'edificio, infatti il posizionamento dei collegamenti è studiato in modo tale da garantire l'omogeneità dell'isolante. I moduli Ecosism sono anche caratterizzati da un buon isolamento acustico, grazie all'elevata massa del calcestruzzo e alla combinazione delle diverse tipologie e spessori di materiale isolante impiegato.

Proponendo una soluzione unica per il miglioramento delle prestazioni energetiche e sismiche dell'edificio, si ha la possibilità di affidare il lavoro ad una sola impresa. Pertanto, le opere di rinforzo strutturale e di isolamento termico non devono essere realizzate in periodi diversi, contenendo di conseguenza i costi di esecuzione. Essendo applicato solo sulla superficie esterna dell'edificio, anche questo sistema garantisce la continuità di utilizzo del fabbricato durante la realizzazione.

### 2.2.1 Fasi costruttive

La posa del sistema Geniale Cappotto Sismico avviene attraverso le fasi che seguono:

- Innanzitutto, occorre individuare i cordoli di piano della struttura esistente e inserirvi dei connettori, che devono essere disposti a scacchiera con interasse stabilito in fase di progetto. La predisposizione degli spazi per le nervature viene realizzata sagomando i pannelli in stabilimento secondo le indicazioni progettuali.
- Successivamente viene effettuata la posa in opera dei pannelli, che vengono fissati alla parete dall'esterno con viti lunghe (in numero di 2/m<sup>2</sup>).
- Segue la posa delle barre di armatura verticali e orizzontali all'interno dell'intercapedine tra gli isolanti; il corretto posizionamento delle armature viene individuato dalla maglia in acciaio zincato.
- A questo punto si effettua il getto del calcestruzzo di consistenza fluida per il riempimento di tutti i vuoti mediante pompaggio e vibrazione.
- La fase conclusiva prevede la realizzazione della finitura esterna (rinzaffo, intonaco di fondo con rasatura armata e finitura).



Figura 3 - Fasi costruttive del sistema Ecosism

## 2.2.2 Considerazioni tecniche

Con l'utilizzo del Geniale Cappotto Sismico è possibile eseguire interventi sia di miglioramento sia di adeguamento sismico, in funzione delle caratteristiche e delle dimensioni dell'edificio su cui si va ad agire nonché della zona sismica in cui è ubicato.

Tale sistema di rinforzo, configurandosi come un involucro molto rigido, può essere considerato come una struttura a pareti normalmente armate non dissipativa ad armatura diffusa (SAAD). Pertanto, il sistema deve essere progettato in campo elastico, applicando un fattore di struttura  $q$  pari a 1, al fine di definire lo spessore del getto e l'armatura sui due lati, dimensionata in funzione dei carichi sismici agenti.

Il sistema sismo-resistente viene quindi progettato per resistere da solo alle massime azioni orizzontali mantenendo un comportamento elastico-lineare in ogni combinazione di carico, anche per terremoti di massima intensità per la zona considerata.

In una modellazione globale dell'edificio rinforzato, travi e pilastri possono essere considerati elementi secondari e sono dimensionati per resistere ai carichi verticali statici, senza vincoli geometrici o di armatura legati al concetto della gerarchia delle resistenze.

Il vantaggio di progettare il sistema sismo-resistente con fattore di struttura unitario sta nel fatto che, nonostante le azioni sismiche di progetto siano più alte, le limitazioni geometriche e di armatura da applicare a tutte le componenti strutturali sono quelle riportate al §4 delle NTC2018, molto meno restrittive di quelle al §7. In generale in questo modo non è necessario soddisfare i requisiti di duttilità prescritti in normativa.

Giacomo Mussoni

*Progettazione di un sistema innovativo di rinforzo esterno per il miglioramento sismico degli edifici senza interruzione d'uso*

Gli interventi di miglioramento e adeguamento sismico devono essere realizzati sull'intero corpo di fabbrica di un edificio, pertanto l'applicazione del Geniale Cappotto Sismico è particolarmente indicata per edifici isolati e non si presta ad interventi su singole porzioni di fabbricato. Per interventi su aggregati urbani è possibile affiancare l'applicazione di Ecosism alla realizzazione di opere di consolidamento strutturale di altro tipo, nel caso sia necessario intervenire anche sulle strutture portanti interne.

Il sistema può essere applicato sia a edifici in muratura portante sia a edifici a telaio in cemento armato.

### **3. Il sistema TimeSafe**

---

L'idea di base del progetto è di aumentare sia il livello di sicurezza della struttura nei confronti dell'azione sismica sia le prestazioni energetiche del fabbricato, operando esclusivamente dall'esterno e senza significative interruzioni d'uso.

La tecnologia TimeSafe si differenzia dalle precedenti in quanto il rinforzo non è costituito solamente da lastre in calcestruzzo armato continue ma da un sistema intelaiato di pilastri e traversi e da un getto di completamento esterno in calcestruzzo proiettato tale da formare una sottile lastra. Come nei sistemi precedentemente visti, anche il rinforzo TimeSafe prevede l'utilizzo di pannelli coibentanti in polistirene, che migliorano l'efficienza energetica del fabbricato e agevolano il getto degli elementi in calcestruzzo armato. I pannelli in polistirene mostrano quindi una geometria e degli intagli progettati in maniera tale da favorire l'adesione del calcestruzzo proiettato e da generare un effetto di ingranamento tra i due.

Questo sistema si differenzia dai precedenti soprattutto per il principio di funzionamento strutturale del rinforzo nei riguardi di azioni sismiche di elevata intensità, che può essere considerato solamente a telaio o con anche la lastra di completamento (e non più esclusivamente a lastra).

In particolare, nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLV e SLC) la tecnologia TimeSafe può essere modellata sia come un sistema a telaio di rinforzo esterno, in cui gli elementi sismo-resistenti sono solamente traversi e pilastri, sia modellando anche la parete di completamento. Pertanto, è possibile adottare agli Stati Limite Ultimi un approccio di progettazione in duttilità o in resistenza.

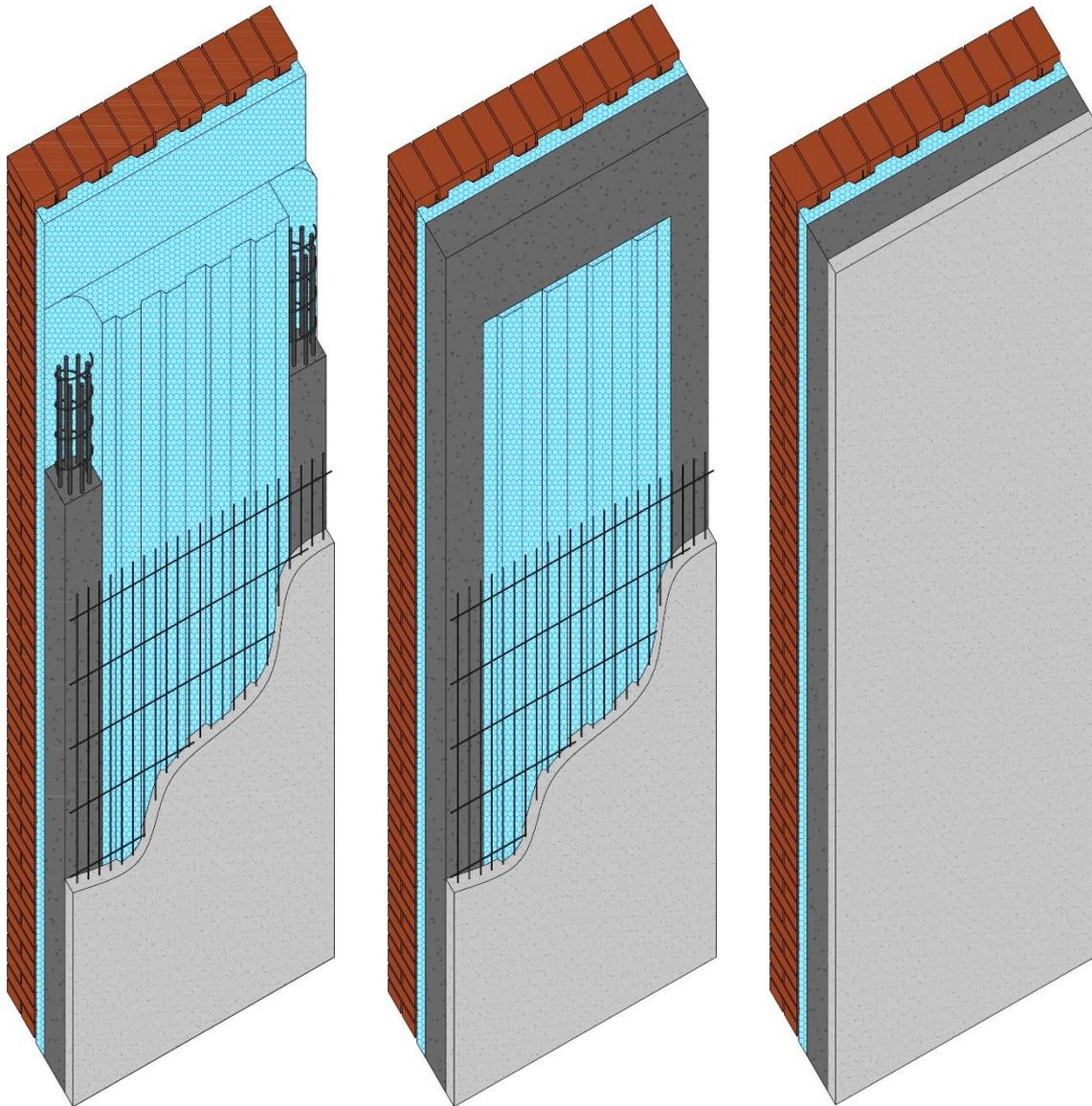
Progettare in duttilità consente di considerare il sistema soggetto ad azioni sismiche ridotte attraverso un coefficiente di struttura  $q$  maggiore di 1, a patto che si ammetta che la struttura possa avere uno sconfinamento in campo plastico, ovvero che possa danneggiarsi. Lo svantaggio legato a questa tipologia di progettazione è che per i traversi e i pilastri di rinforzo devono essere rispettate le prescrizioni normative e i dettagli costruttivi previsti al §7 delle NTC2018, necessari per garantire alla struttura il livello di duttilità desiderato.

In alternativa, il sistema TimeSafe può anche essere considerato come una struttura non dissipativa, per cui si utilizza un coefficiente di struttura  $q$  pari al più a 1.5 e non devono essere rispettate le prescrizioni di dettaglio di cui al §7 delle NTC2018.

Per quanto riguarda il comportamento nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLO e SLD) occorre considerare come elementi resistenti all'azione sismica sia traversi e pilastri sia la parete di completamento in spritz beton. Quest'ultima incrementa notevolmente la rigidità del fabbricato, consentendogli di mantenersi all'interno del campo elastico per eventi sismici di modesta entità, evitando qualsiasi tipo di danneggiamento.

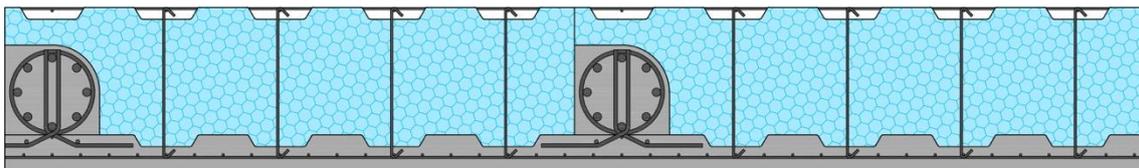
Particolarmente importante è il collegamento dell'esoscheletro al fabbricato, che in questo caso è realizzato attraverso barre metalliche ancorate sia alla struttura esistente sia agli elementi del telaio di rinforzo. Tali collegamenti sono previsti a livello di piano ed in corrispondenza di ogni nodo traverso-pilastro.

Durante la fase di ideazione del sistema di rinforzo sono state sviluppate tre proposte, che si distinguono per la conformazione geometrica degli elementi e conseguentemente anche per le modalità realizzative. Dagli studi effettuati è emerso che la soluzione migliore sia dal punto di vista strutturale ed energetico sia dal punto di vista costruttivo risulta quella riportata nelle immagini a seguire. In particolare, la sagomatura del pannello è stata ideata in modo tale da consentirne la realizzazione in stabilimento mediante un singolo taglio del macchinario e generare un buon ingranamento con la parete in spritz beton. Inoltre, la sua forma permette l'inserimento sia di armature di collegamento tra pilastri e parete in calcestruzzo proiettato sia di elementi di contrasto sulla parte a contatto con l'esistente in modo da evitare che le armature possano tagliarlo.



*Figura 4 – Viste assometriche del modulo di rinforzo TimeSafe*

La realizzazione del sistema di rinforzo esterno viene fatta affiancando più moduli in polistirene, quindi effettuando le proiezioni di spritz beton e i getti degli elementi del telaio piano per piano.

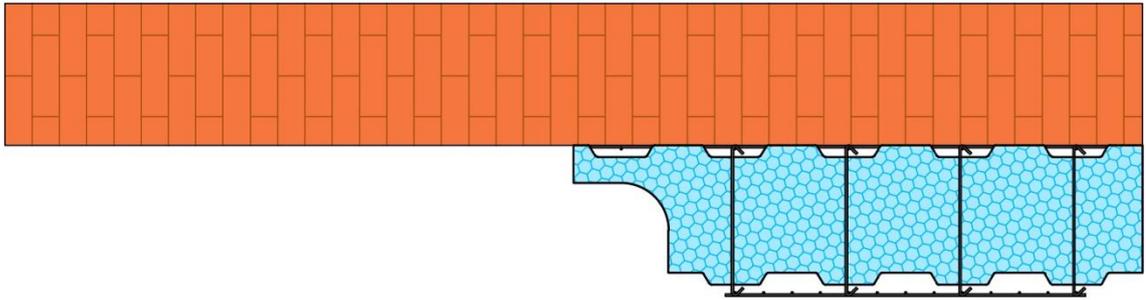


*Figura 5 - Vista in pianta del modulo di rinforzo TimeSafe*

### 3.1.1 Fasi costruttive

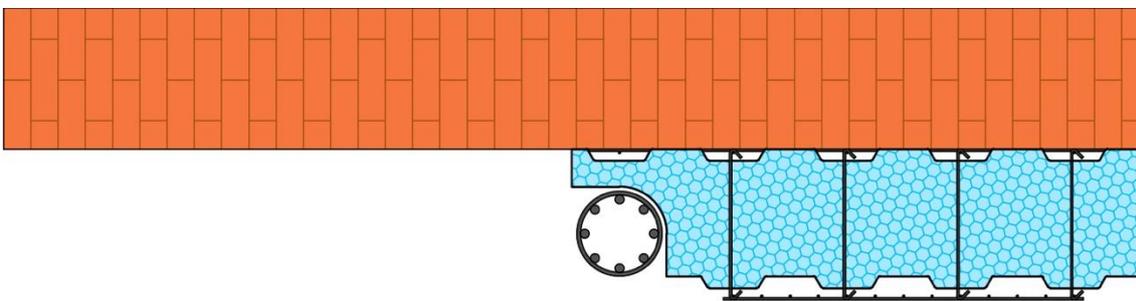
Il sistema di rinforzo Timesafe viene posto in opera secondo le seguenti fasi costruttive:

- Si posiziona sulla facciata del fabbricato esistente un primo modulo a gabbia, composto da pannello in polistirene e dalle relative maglie di acciaio già predisposte dal produttore;



*Figura 6 - Posa del singolo modulo a gabbia*

- In seguito, si inseriscono le armature del pilastro di rinforzo all'interno dello scasso ricavato nel polistirene;



*Figura 7 - Posa delle armature del pilastro*

- Successivamente si prosegue in maniera analoga con il posizionamento dei moduli a gabbia contigui e la disposizione delle armature dei pilastri;

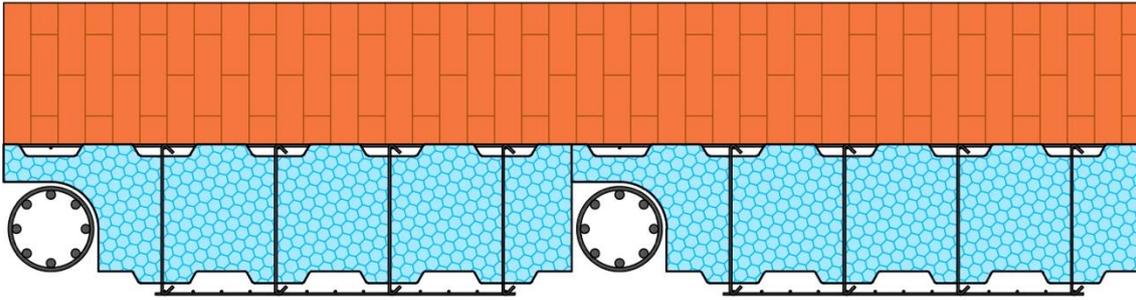


Figura 8 - Posa dei moduli contigui e delle armature dei pilastri

- A questo punto è necessario inserire le armature di collegamento, che hanno lo scopo di garantire la continuità e la buona collaborazione tra pilastri e parete in calcestruzzo proiettato;

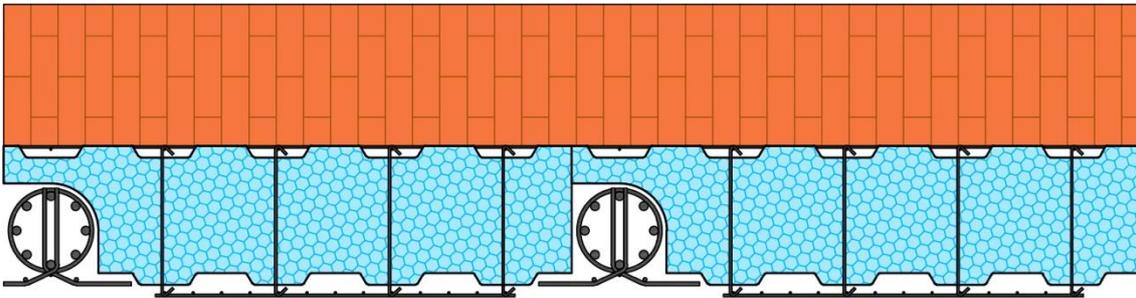


Figura 9 - Posa delle armature di collegamento tra pilastri e spritz beton

- Si posizionano quindi dei casseri che devono presentare speciali sagomature per permettere il passaggio delle armature di collegamento, dopodiché si effettua il getto dei pilastri fino all'intradosso del traverso superiore;

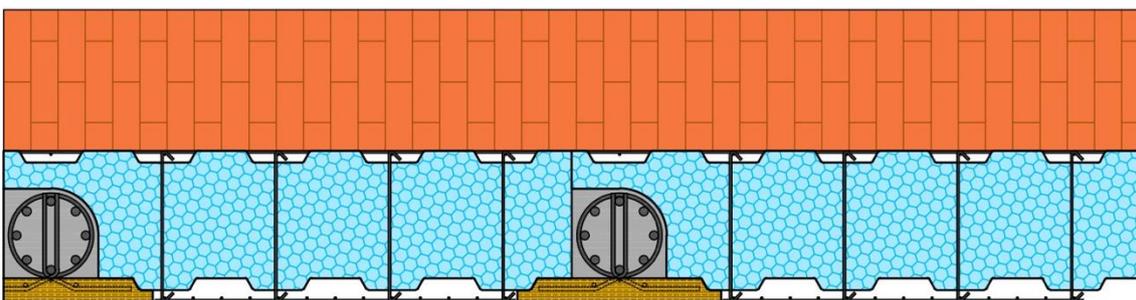
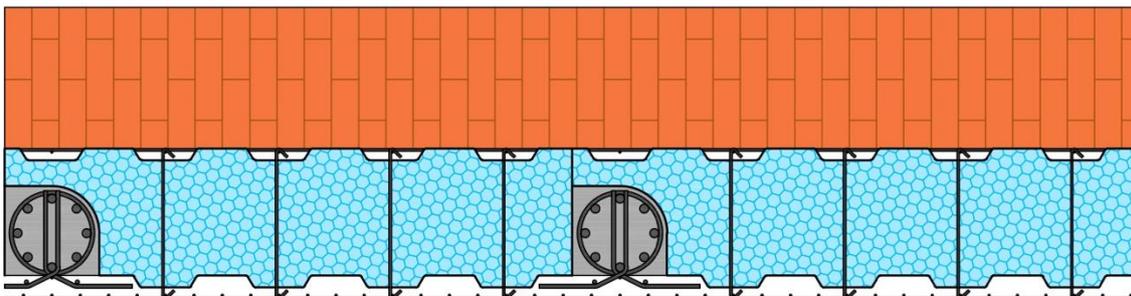


Figura 10 - Posizionamento dei casseri e getto dei pilastri

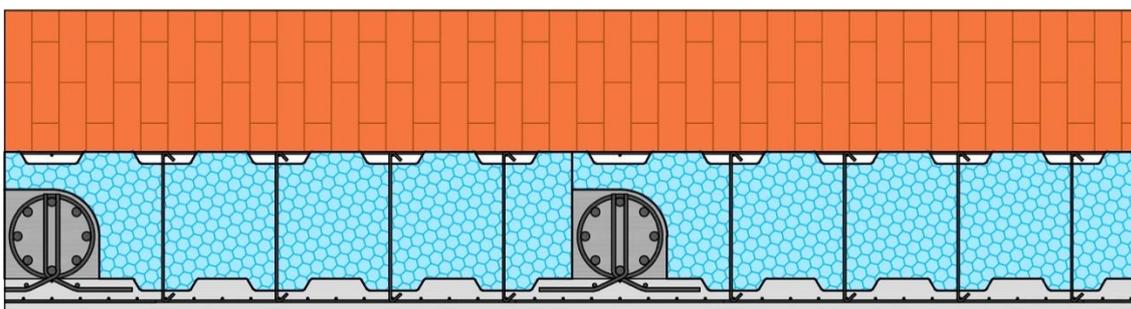
- Una volta indurito il getto dei pilastri è possibile disporre le armature dei traversi, posizionare altri casseri ed effettuarne il getto;

- Le operazioni appena descritte vengono ripetute fino al completamento del telaio di rinforzo; una volta induriti tutti i getti degli elementi in calcestruzzo del telaio è necessario rimuovere i casseri e disporre le maglie in acciaio per garantire continuità all'armatura della parete;



*Figura 11 - Rimozione dei casseri e posizionamento della maglia di continuità*

- Come ultima fase si effettua su tutte le facciate dell'edificio un'unica proiezione di spritz beton in modo da creare la parete esterna di completamento.



*Figura 12 - Getto di completamento con calcestruzzo proiettato*

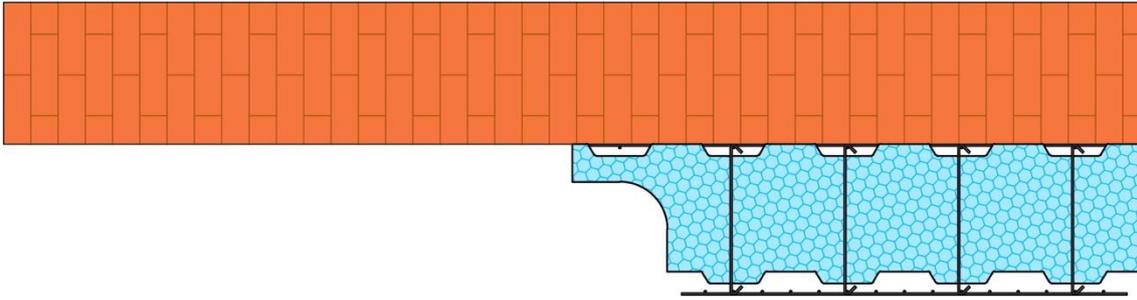
Questa soluzione risulta conveniente perché consente di gettare in una prima fase tutti gli elementi del telaio di rinforzo e solo alla fine realizzare la parete di completamento in calcestruzzo proiettato. Questo accorgimento è particolarmente vantaggioso perché consente di far intervenire separatamente le maestranze addette alle opere di carpenteria e quelle specializzate per la posa in opera dello spritz beton, riducendo sensibilmente i tempi e soprattutto i costi.

Tuttavia, per evitare l'utilizzo di casseri sagomati appositamente e dotati di asole per le armature di collegamento si è pensata una soluzione costruttiva alternativa a quella appena mostrata. Tale variazione non comporta modifiche dal punto di vista della

geometria degli elementi e del funzionamento strutturale, tuttavia permette di evitare la fase di casseratura e le problematiche ad essa legate.

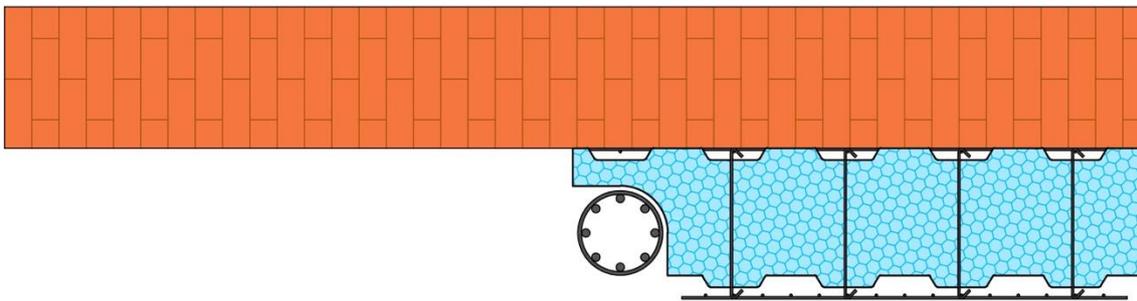
In questo caso le fasi costruttive sono le seguenti:

- Innanzitutto, si dispone sulla facciata del fabbricato esistente un primo modulo a gabbia;



*Figura 13 - Posa del singolo modulo a gabbia*

- In seguito, si inseriscono le armature del pilastro di rinforzo all'interno dello scasso ricavato nel polistirene;



*Figura 14 - Posa delle armature del pilastro*

- Successivamente si prosegue in maniera analoga con il posizionamento dei moduli a gabbia contigui e la disposizione delle armature dei pilastri;

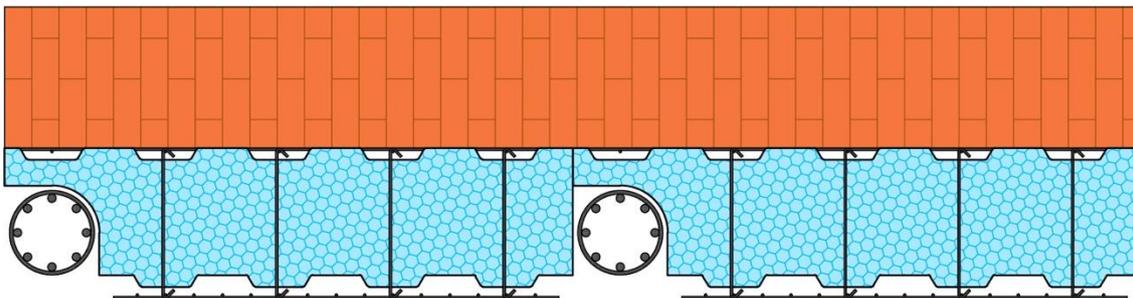


Figura 15 - Posa dei moduli contigui e delle armature dei pilastri

- A questo punto è necessario disporre le armature di collegamento, che in questo caso vengono fornite con una rete a maglia fine il cui scopo è quello di impedire al calcestruzzo proiettato di entrare all'interno del pilastro, che verrà gettato successivamente. Tali elementi garantiscono altresì la continuità della maglia di armatura interna alla parete in spritz beton;

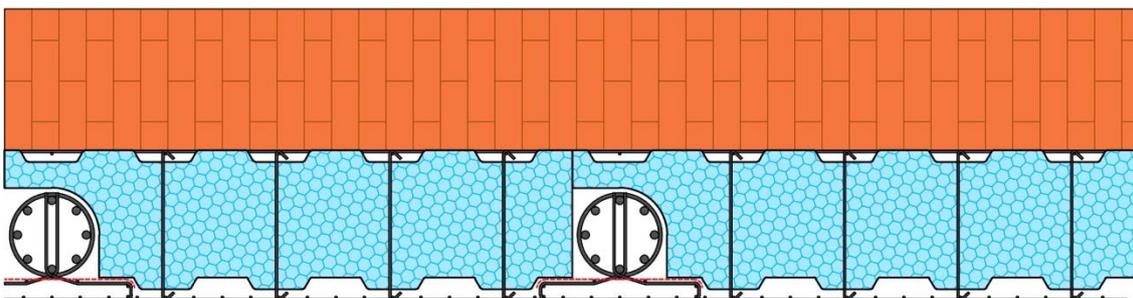


Figura 16 - Disposizione delle armature di collegamento con rete di contenimento dello spritz beton

- A differenza del caso precedente, stavolta la parete di calcestruzzo proiettato viene realizzata prima del getto dei pilastri;

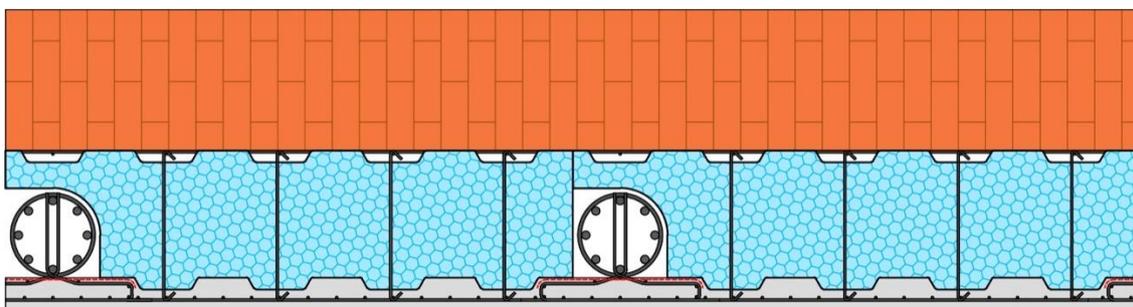
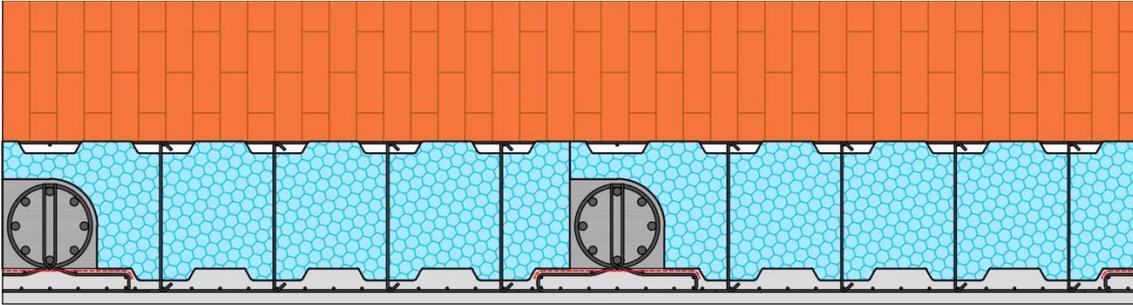


Figura 17 - Getto della parete di calcestruzzo proiettato

- Una volta indurita, la parete in spritz beton funge da cassero per il getto dei pilastri, il quale viene effettuato fino alla quota d'intradosso del traverso superiore (avendo cura di lasciar proseguire le barre in modo da garantire la sovrapposizione con le armature del pilastro superiore);



*Figura 18 - Getto dei pilastri*

- Si posizionano quindi al di sopra del modulo dei blocchi cassero in polistirene all'interno dei quali vengono disposte le armature del traverso ed infine viene effettuato il getto.

In questa soluzione è necessario procedere un piano alla volta, alternando proiezioni di spritz beton a getti di calcestruzzo, per cui si ha un aumento dei costi. Tuttavia, evitando l'utilizzo di casseri, si semplificano notevolmente le operazioni di cantiere per cui globalmente questa soluzione risulta più vantaggiosa.

## 4. Descrizione del caso studio

Al fine di comprendere come interagisce il sistema di rinforzo TimeSafe con un edificio esistente in calcestruzzo armato è stata considerata una struttura intelaiata rappresentativa del patrimonio edilizio presente sul territorio.

La struttura oggetto di studio è caratterizzata da quattro telai con travi di sezione 30x40 cm orditi in direzione X e due telai di estremità con cordoli di sezione 30x24 cm in direzione Y; i pilastri, invece, hanno tutti la stessa sezione di 30x30 cm. Nelle figure che seguono si riportano la pianta del fabbricato e le due sezioni verticali significative.

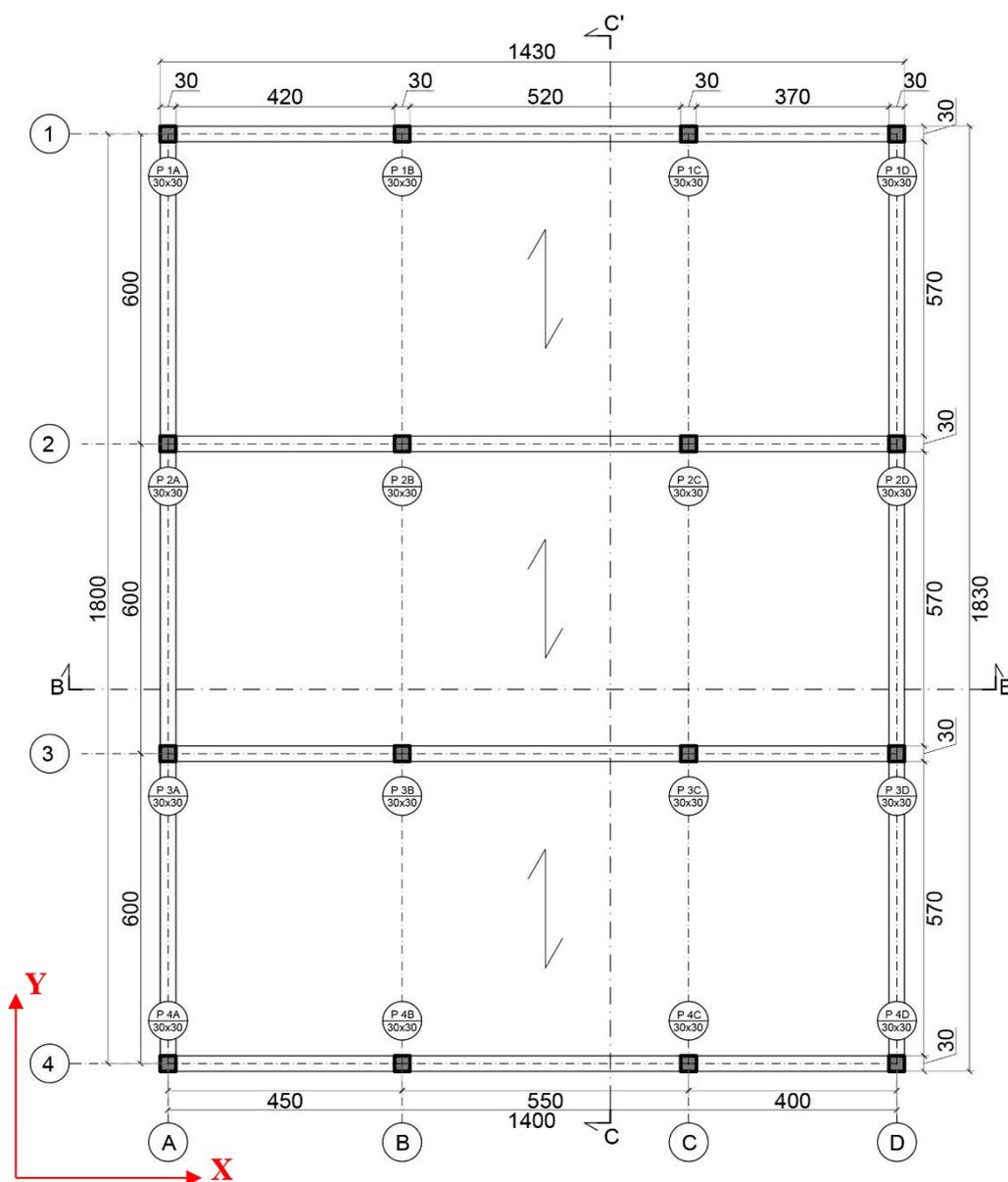


Figura 19 – Sezione A-A' della struttura esistente

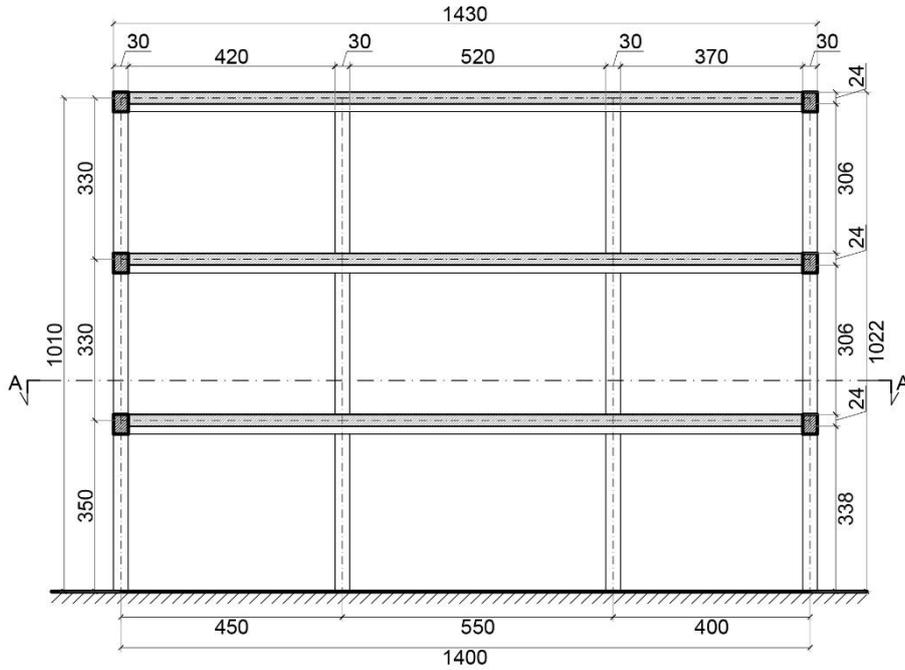


Figura 20 – Sezione B-B' della struttura esistente

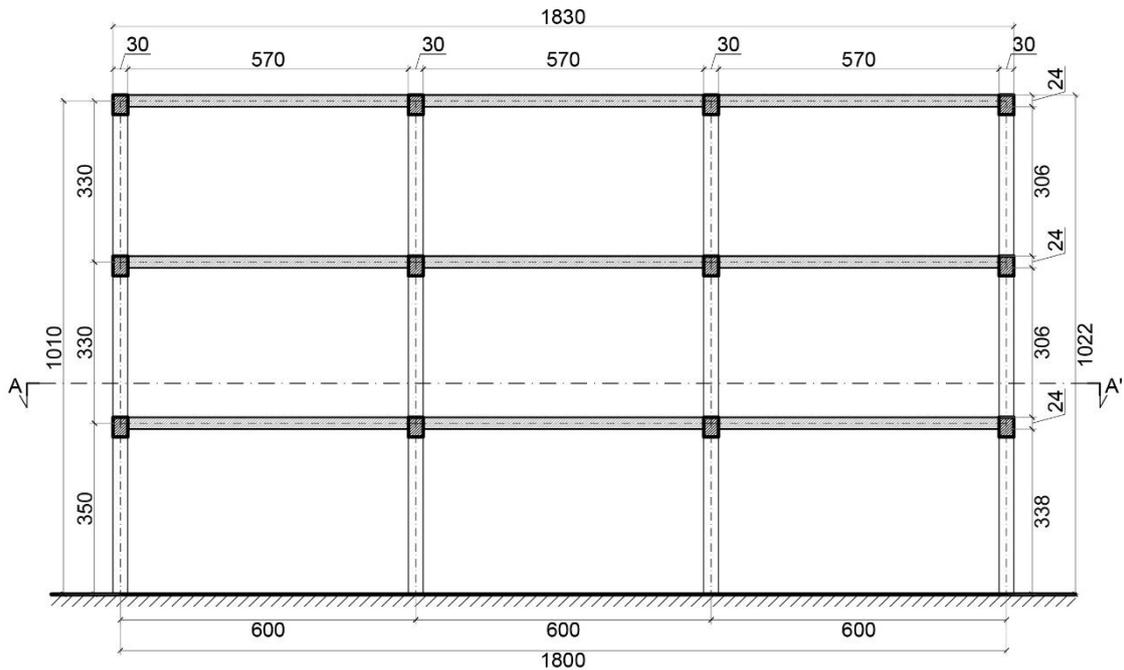


Figura 21 - Sezione C-C' della struttura esistente

Come si può notare, la struttura mostra telai orditi principalmente in una sola direzione, per cui presenta una buona rigidezza nei confronti di azioni sismiche applicate in direzione X, mentre risulta molto deformabile in direzione Y. Pertanto, la struttura risulta

dimensionata correttamente nei confronti di azioni gravitazionali ma sprovvista degli accorgimenti necessari nei confronti di azioni sismiche. Infatti, secondo le indicazioni dell'attuale normativa NTC2018 le strutture intelaiate in calcestruzzo armato progettate in zona sismica devono presentare telai orditi in entrambe le direzioni.

La modellazione della struttura è stata effettuata all'interno del software commerciale Midas Gen utilizzando elementi *beam* monodimensionali. Gli elementi strutturali dell'edificio esistente sono stati realizzati assegnando come materiale un calcestruzzo di classe C25/30, le cui caratteristiche sono riportate di seguito.

CALCESTRUZZO C25/30	
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cilindrico
$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cubico
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente materiale del metodo agli Stati Limite Ultimi
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto del calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ MPa}$	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$	Resistenza media a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,56 = 1,80 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
$E_{cm} = 22000 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 22000 \cdot \left[ \frac{33}{10} \right]^{0,3} = 31475,81 \text{ MPa}$	Modulo elastico del calcestruzzo

$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$ $= \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,80}{1,5}$ $= 1,89 \text{ MPa}$	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo di progetto
$\varepsilon_{cu} = 3,5\%$	Deformazione ultima del calcestruzzo

Una volta definito il materiale, sono state inserite le proprietà delle sezioni dei vari elementi strutturali e si è proceduto alla costruzione dei *beam*. Nella figura che segue si riporta il modello della struttura esistente ottenuto effettuando i precedenti passaggi.

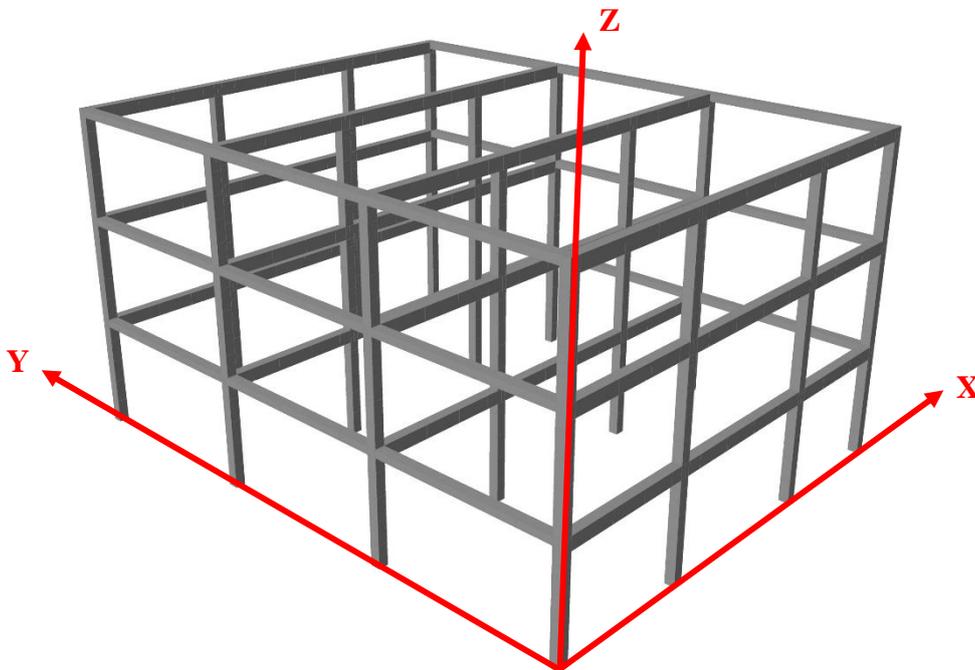


Figura 22 – Modello della struttura esistente

È necessario a questo punto definire le condizioni di vincolo del sistema, il quale è stato considerato incastrato nei nodi di base dei pilastri. Infine, sono state definite le condizioni di carico statiche riportate nella tabella che segue.

Load Case	Descrizione
Gk1	Carichi permanenti strutturali
Gk2	Carichi permanenti non strutturali
Qk1	Carico accidentale civile abitazione
Qk2	Carico accidentale neve
Tamponamenti	Tamponamenti esterni

Attraverso un'analisi dei carichi della struttura in esame sono stati individuati i seguenti valori caratteristici dei carichi verticali associati a ciascun *Load Case*.

SOLAI D'INTERPIANO		
Load Case	Descrizione	Valore [kN/m <sup>2</sup> ]
Gk1	Carichi permanenti strutturali	3.00
Gk2	Carichi permanenti non strutturali	3.00
Qk1	Carico accidentale civile abitazione	2.00

SOLAIO DI COPERTURA		
Load Case	Descrizione	Valore [kN/m <sup>2</sup> ]
Gk1	Carichi permanenti strutturali	3.00
Gk2	Carichi permanenti non strutturali	2.00
Qk2	Carico accidentale neve	1.20

TAMPONAMENTI PERIMETRALI		
Load Case	Descrizione	Valore [kN/m]
Tamponamenti	Tamponamenti esterni	6.25

In particolare, i valori di carico afferenti ai solai sono stati inseriti nel software come dei *Floor Loads*, specificandone la superficie d'impronta e la direzione di orditura. Per quanto riguarda i tamponamenti esterni, questi sono stati modellati come carichi di linea (*Element Beam Loads*) applicati alle travi e ai cordoli di bordo. Infine, il peso proprio degli elementi modellati viene calcolato in maniera automatica dal software Midas Gen assegnando dei *Self Weight*, specificando il valore di accelerazione di gravità e la direzione globale -Z.

Prima di avviare l'analisi statica lineare del sistema, è stato necessario creare le combinazioni di carico statiche, definite automaticamente dal software una volta introdotti i valori dei coefficienti parziali per le azioni.

Nelle immagini che seguono si riportano la deformata della struttura e l'andamento del momento flettente per effetto dei soli carichi verticali.

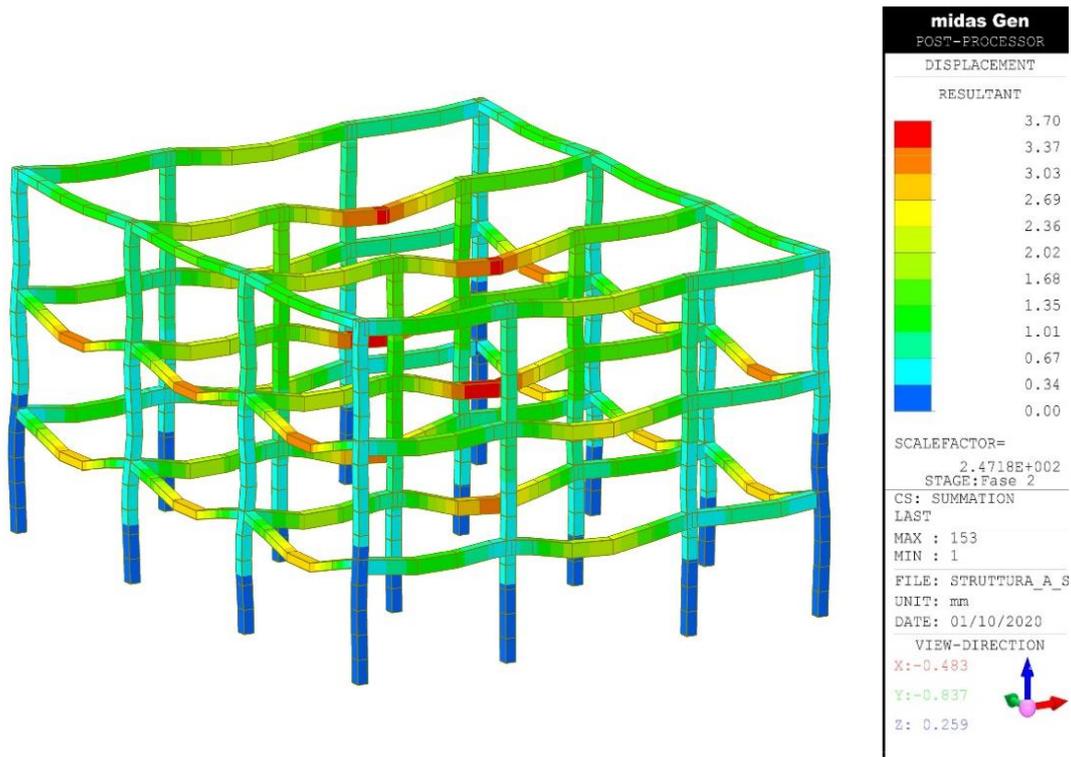


Figura 23 - Deformata per carichi verticali della struttura

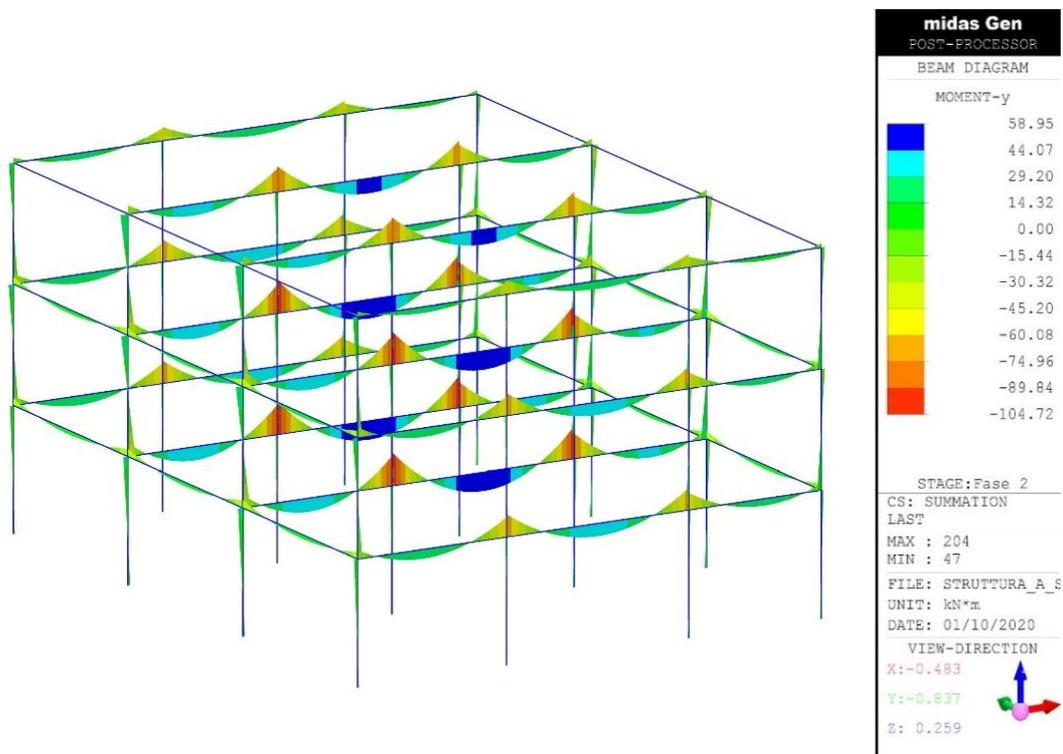
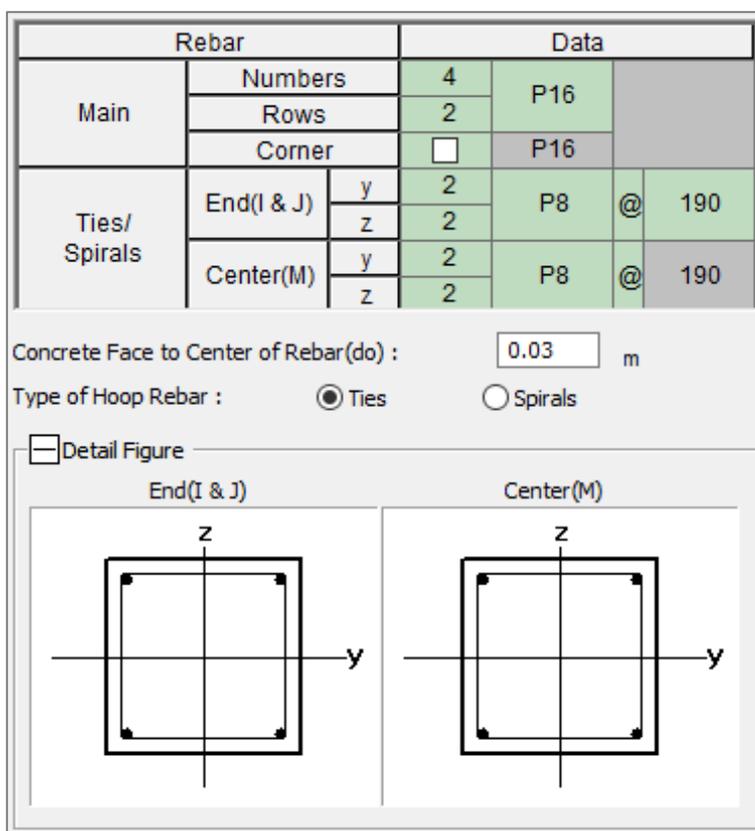


Figura 24 - Diagramma del momento per carichi verticali della struttura

Dopo aver eseguito l'analisi del sistema, è stato effettuato il dimensionamento delle armature di travi e pilastri considerando i soli carichi verticali fattorizzati e le resistenze dei materiali ridotte, come da NTC2018. Questo ragionamento è finalizzato a riprodurre una struttura rappresentativa del patrimonio edilizio esistente in calcestruzzo armato, ossia ben progettata nei confronti dei carichi verticali ma non pensata per azioni sismiche.

La progettazione delle armature è stata fatta all'interno del software Midas Gen specificando i diametri desiderati per barre longitudinali e staffe di travi e colonne, nonché il copriferro. Nelle figure che seguono si riportano le armature valutate dal programma per pilastri, travi interne ed esterne.



*Figura 25 - Armature dei pilastri*

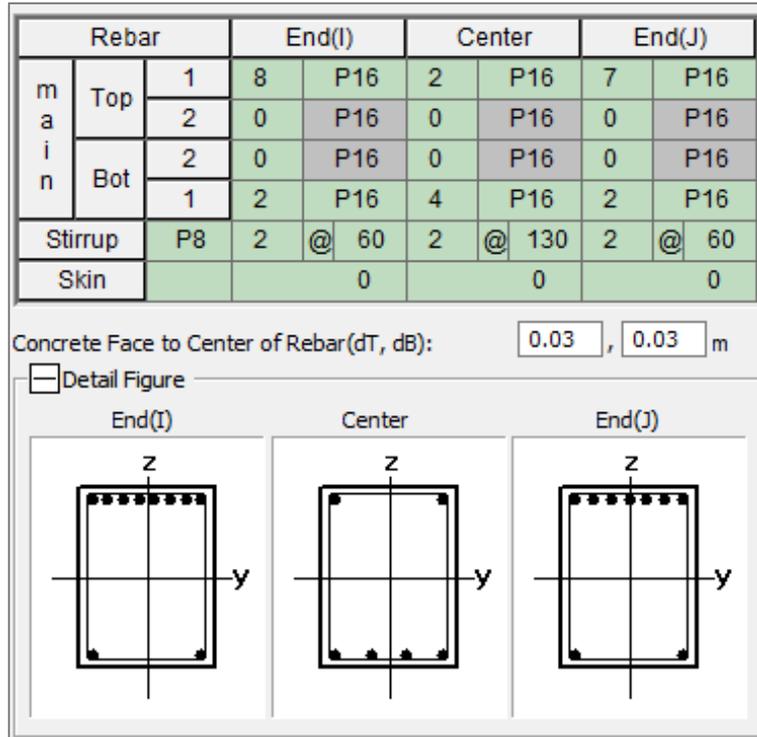


Figura 26 - Armature delle travi interne

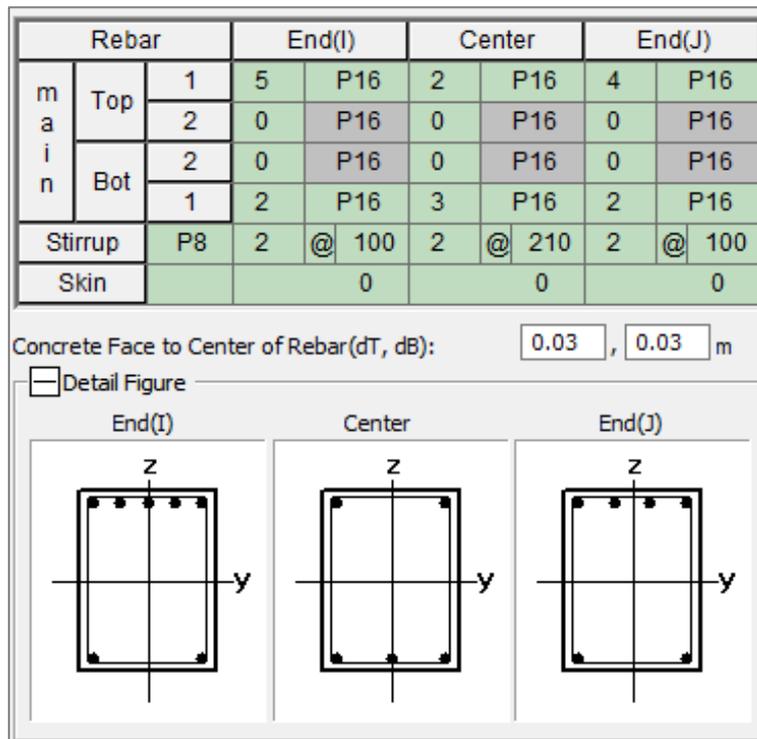
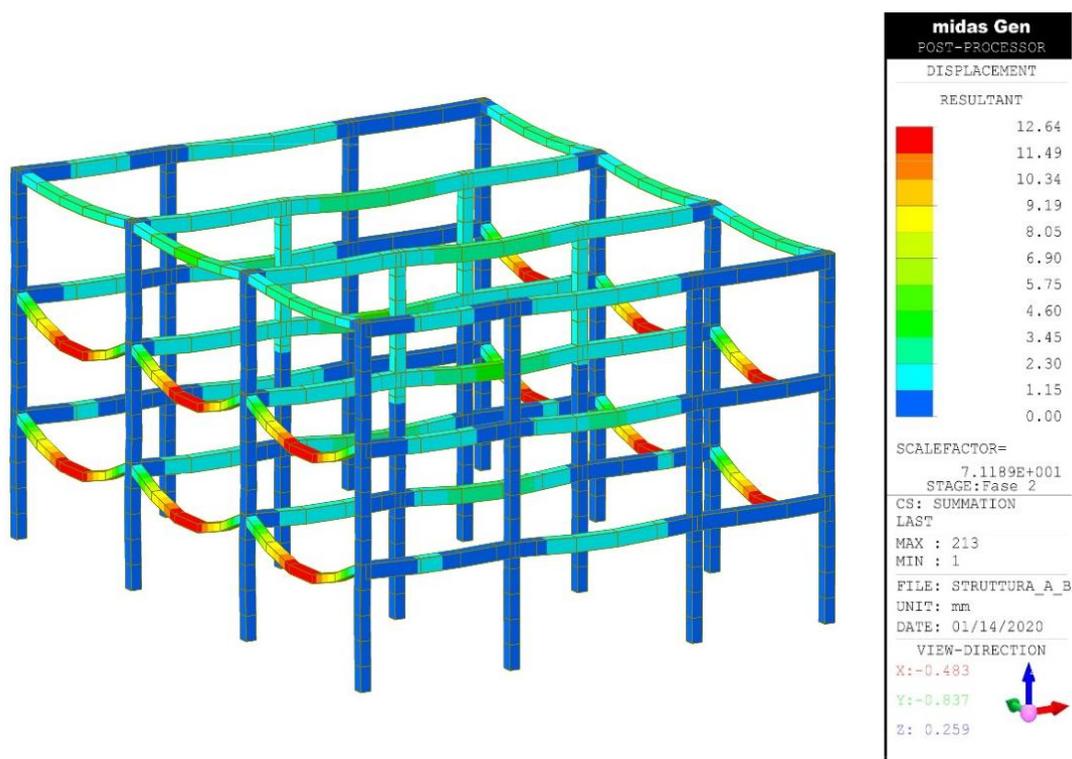


Figura 27 - Armature delle travi esterne

Per quanto riguarda i cordoli, essendo questi degli elementi di collegamento e quindi quelli più deboli della struttura, il dimensionamento delle armature di estremità è stato fatto considerando il modello appena illustrato, mentre le armature in mezzera sono state progettate considerando un ulteriore modello in cui le estremità dei cordoli risultano svincolate alla rotazione. Nelle figure che seguono si riportano la deformata della struttura e l'andamento del momento flettente per effetto dei soli carichi verticali nel caso di cordoli svincolati alle estremità.



*Figura 28 - Deformata per carichi verticali della struttura con cordoli svincolati alle estremità*

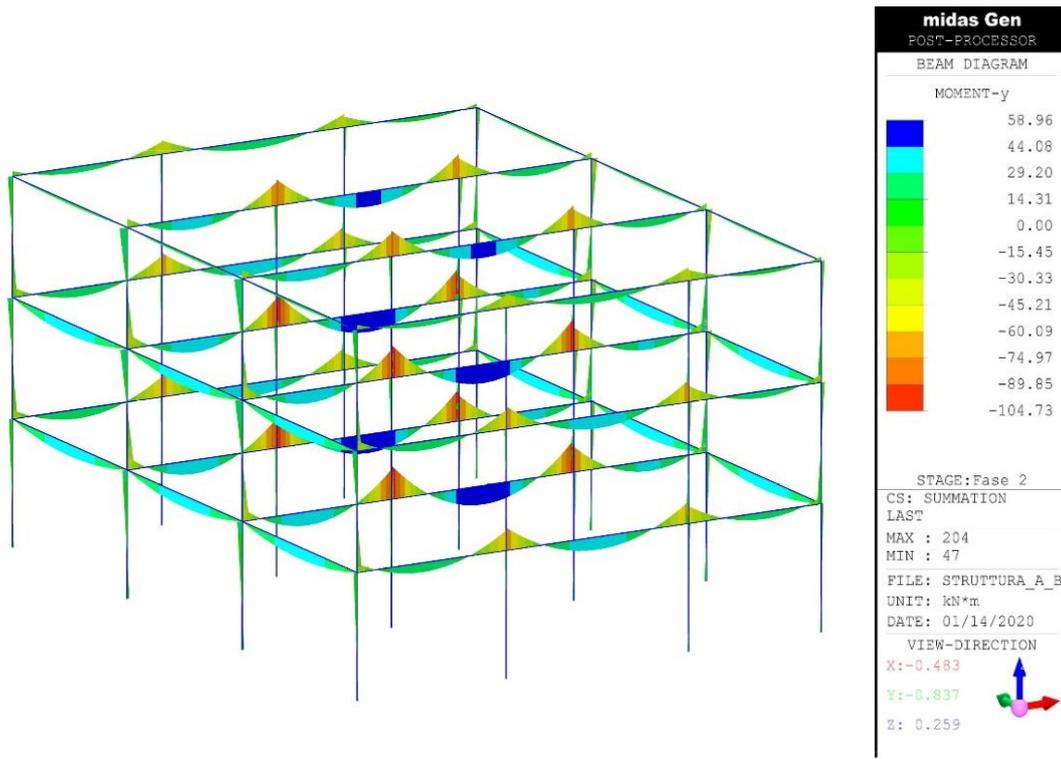


Figura 29 - Diagramma del momento per carichi verticali della struttura con cordoli svincolati alle estremità

Nella figura che segue si riporta l'armatura dei cordoli valutata come illustrato precedentemente.

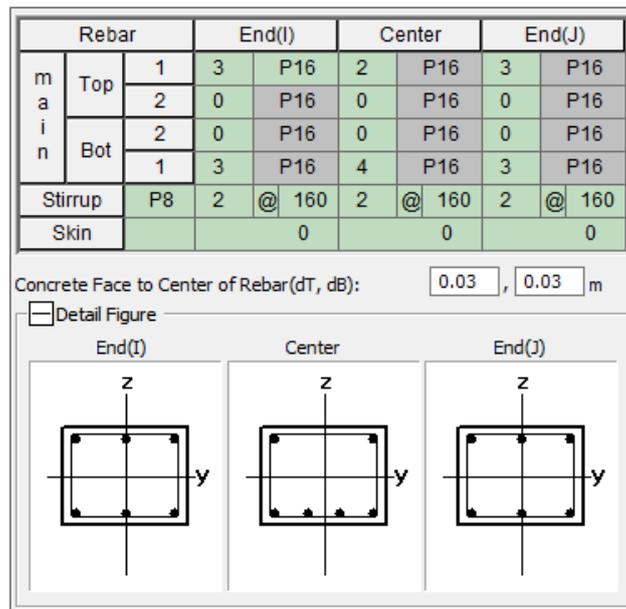


Figura 30 - Armature dei cordoli

## 5. Valutazione della vulnerabilità sismica della struttura esistente

Note le caratteristiche della struttura ed effettuato il dimensionamento delle armature per i soli carichi verticali, si procede con l'analisi della vulnerabilità nei confronti dell'azione sismica. Si considera che la struttura in esame sia stata edificata in Zona 2, nel comune di Rimini (RN).

### 5.1 Definizione dell'azione sismica

L'analisi della struttura è svolta seguendo le indicazioni fornite dalla normativa allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Per calcolare e rappresentare lo spettro di risposta di progetto allo SLV è possibile utilizzare il foglio di calcolo Excel "Spettri-NTC.xlsx" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella prima fase è necessario definire il luogo nel quale è ubicata la struttura, ovvero nel caso in esame il Comune di Rimini (RN).

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate  
LONGITUDINE: 12.5566  
LATITUDINE: 44.0693

Ricerca per comune  
REGIONE: Emilia-Romagna  
PROVINCIA: Rimini  
COMUNE: Rimini

**Elaborazioni grafiche**  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**  
Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

km<sup>7.5</sup>  
-7.5 7.5 km  
-7.5 7.5 km  
18745 18746  
18967 18968

**Controllo sul reticolo**  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

**Interpolazione**  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 31 – Individuazione della pericolosità del sito

Nella seconda fase è necessario definire la vita nominale dell'opera  $V_N$  e il coefficiente d'uso della struttura  $C_U$ .

Poiché la struttura in esame è destinata ad uso residenziale è possibile associare ad essa una vita nominale di 50 anni (Tab.2.4.I delle NTC2018) e, in relazione alle possibili conseguenze di un'interruzione dell'operatività dell'opera o di un eventuale collasso, una classe d'uso II (§2.4.2 delle NTC2018).

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Il coefficiente d'uso  $C_U$  della struttura viene invece definito in relazione alla classe d'uso secondo le indicazioni della Tab.2.4.II delle NTC2018.

**Tab. 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$



Figura 32 - Scelta della strategia di progettazione

Come si può osservare si ottiene un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica allo SLV di 475 anni: questo evento sismico è da intendersi come quello caratterizzato da una probabilità di accadimento del 10% nel periodo di riferimento di 50 anni.

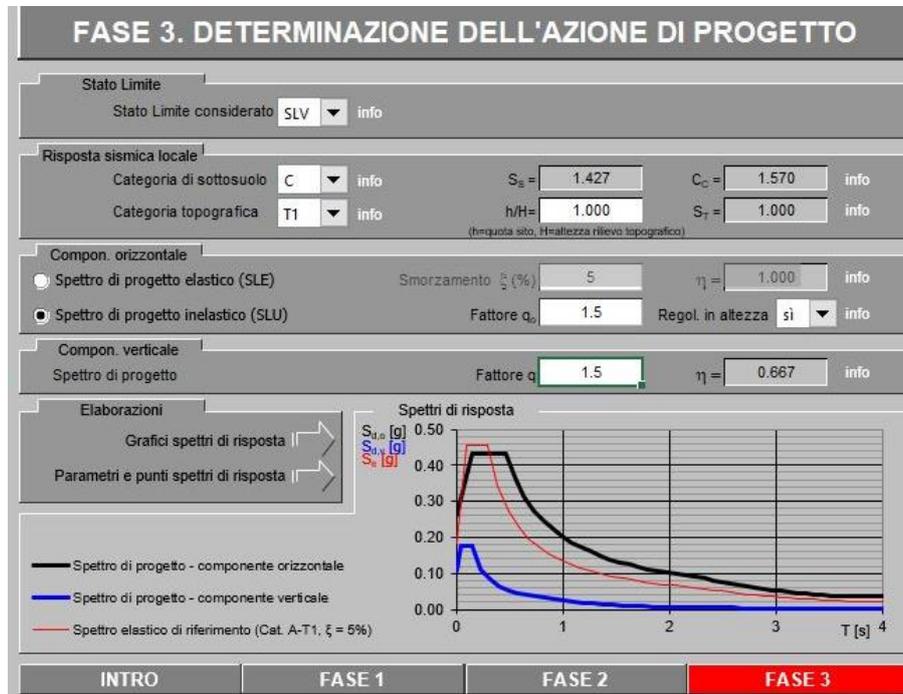
Nella terza fase si individua il valore di base del fattore di comportamento  $q_0$  utile per calcolare il coefficiente  $q$ , inoltre è necessario definire la categoria di sottosuolo, in questo caso C, e la categoria topografica, in questo caso T1.

Si deve poi valutare la regolarità dell'edificio sia in pianta sia in altezza facendo riferimento alle indicazioni delle NTC2018 al §7.2.1. In questo caso la struttura in esame risulta regolare sia in pianta sia in altezza.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla classe CD"B" (Tab.7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$

Potendo considerare la struttura in esame come deformabile e a comportamento non dissipativo, si sceglie di assumere un valore del coefficiente di struttura  $q$  pari a 1.5.



*Figura 33 - Determinazione dell'azione di progetto*

Per lo spettro di progetto relativo alla componente orizzontale del sisma si ottengono i seguenti parametri significativi.

**Parametri indipendenti**

<b>STATO LIMITE</b>	SLV
$a_d$	0.183 g
$F_{0^*}$	2.487
$T_C^*$	0.296 s
$S_S$	1.427
$C_C$	1.570
$S_T$	1.000
$q$	1.500

**Parametri dipendenti**

$S$	1.427
$\eta$	0.667
$T_B$	0.155 s
$T_C$	0.464 s
$T_D$	2.333 s

*Figura 34 - Parametri caratteristici dello spettro di risposta SLV*

Nella figura che segue si riporta l'andamento dello spettro di risposta orizzontale in termini di accelerazione ottenuto come descritto in precedenza.

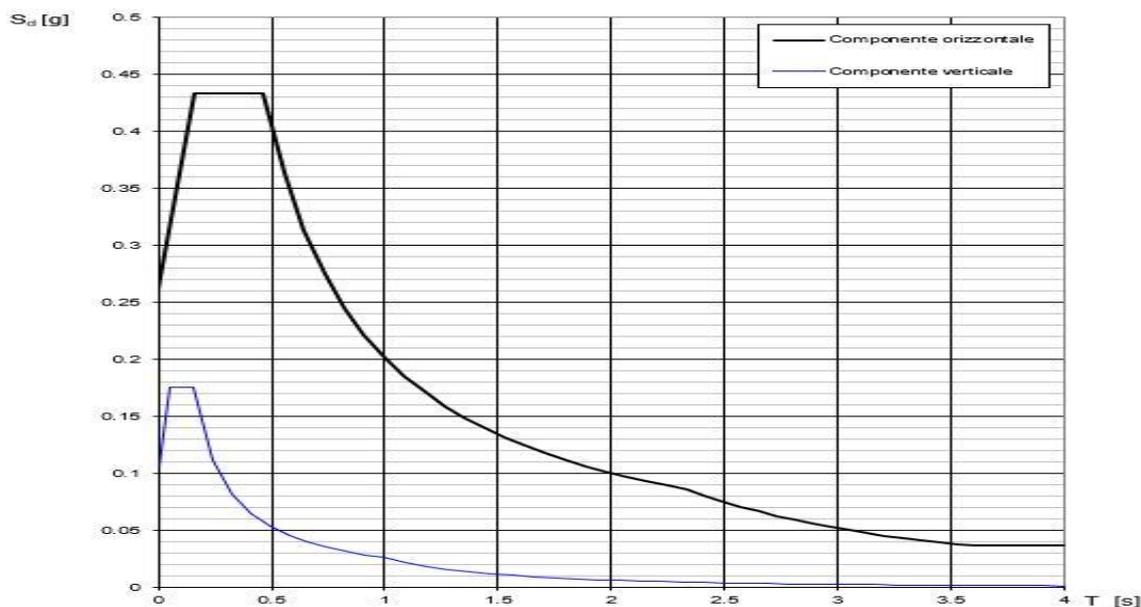


Figura 35 - Andamento dello spettro di risposta SLV

## 5.2 Calcolo approssimato dell'I.S.

Una prima valutazione dell'indice di sicurezza (I.S.) degli elementi della struttura può essere ottenuta attraverso la seguente formulazione semplificata:

$$IS_{approx} = \frac{M_{Rd} - M_{CG}}{M_{AS}}$$

Dove:

- $M_{Rd}$  rappresenta il momento resistente di progetto della sezione considerata;
- $M_{CG}$  individua il momento sollecitante dovuto ai soli carichi gravitazionali;
- $M_{AS}$  è il momento dovuto alla sola azione sismica.

Tale formulazione, tuttavia, risulta approssimata in quanto non tiene conto della variazione di sforzo normale negli elementi dovuta al sisma, ipotizzando quindi che su ciascuno agisca anche in combinazione sismica uno sforzo normale medio pari a quello dato dai soli carichi gravitazionali.

In particolare, il momento  $M_{AS}$  viene valutato tramite un'analisi statica lineare in cui l'azione sismica equivalente di progetto viene calcolata con la formula proposta dalla normativa conoscendo i periodi dei modi di vibrare fondamentali nelle direzioni X e Y.

Pertanto, è necessario definire attraverso un'analisi modale i modi di vibrare della struttura e i relativi valori di periodo.

### 5.2.1 Analisi modale della struttura

Per la definizione delle deformate modali e dei periodi naturali di vibrazione di un sistema non smorzato in regime di vibrazioni libere si fa riferimento al sistema riportato a seguire.

$$[K]\{\phi_n\} = \omega_n^2[M]\{\phi_n\}$$

Dove:

- $[K]$  è la matrice di rigidezza;
- $[M]$  individua la matrice di massa;
- $\omega_n^2$  è l'autovalore relativo al modo di vibrare n-esimo, ovvero la pulsazione naturale;
- $\{\phi_n\}$  rappresenta l'autovettore associato al modo n-esimo, ovvero è la forma modale.

L'analisi modale, chiamata anche analisi in vibrazioni libere, è correntemente utilizzata per definire le caratteristiche dinamiche delle strutture. I parametri dinamici ottenuti attraverso l'analisi modale sono i modi di vibrare (forme modali), i periodi naturali di vibrazione (frequenze naturali) e i coefficienti di partecipazione modale. Tutte queste quantità sono determinate in funzione della massa e della rigidezza di una struttura.

È possibile riscrivere il sistema precedente nella forma seguente:

$$\{[K] - \omega_n^2[M]\} \{\phi_n\} = 0$$

Osservando tale scrittura si può riconoscere che la soluzione non banale si ha matematicamente quando la matrice dei coefficienti non è singolare, ovvero quando risulta soddisfatta la condizione che segue:

$$\det|[K] - \omega_n^2[M]| = 0$$

Risolvendo tale problema agli autovalori si ottiene un polinomio caratteristico di grado n nell'incognita  $\omega_n^2$ , da cui si può valutare la pulsazione naturale associata agli n modi di

vibrare e i relativi valori di periodo ( $T_n$ ) e frequenza ( $f_n$ ). In particolare, le relazioni utilizzate per la definizione di questi ultimi due parametri sono quelle riportate di seguito.

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

Sostituendo a uno a uno gli  $n$  autovalori all'interno del sistema si calcolano gli  $n$  autovettori corrispondenti alle forme modali del sistema, i cui valori sono definiti a meno di una costante, perciò essi definiscono la configurazione deformata assunta dalla struttura quando essa vibra ma non danno informazioni sui valori di spostamento. In particolare, il primo modo di vibrare rappresenta la conformazione che può essere deformata con la minor quantità di energia o forza, mentre i modi di ordine superiore richiedono quantità via via più elevate.

Il coefficiente di partecipazione modale è definito come il contributo del modo di vibrare considerato rispetto al totale dei modi e viene calcolato come segue:

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{in}^2}$$

Dove:

- $\Gamma_n$  è il coefficiente di partecipazione modale associato al modo  $n$ -esimo;
- $M_i$  indica la massa del grado di libertà  $i$ -esimo;
- $\phi_{in}$  rappresenta la forma modale in corrispondenza dello  $i$ -esimo grado di libertà.

Infine, un parametro fondamentale che viene definito con l'analisi modale è la massa modale efficace, ossia l'entità di massa messa in gioco da ciascun modo di vibrare.

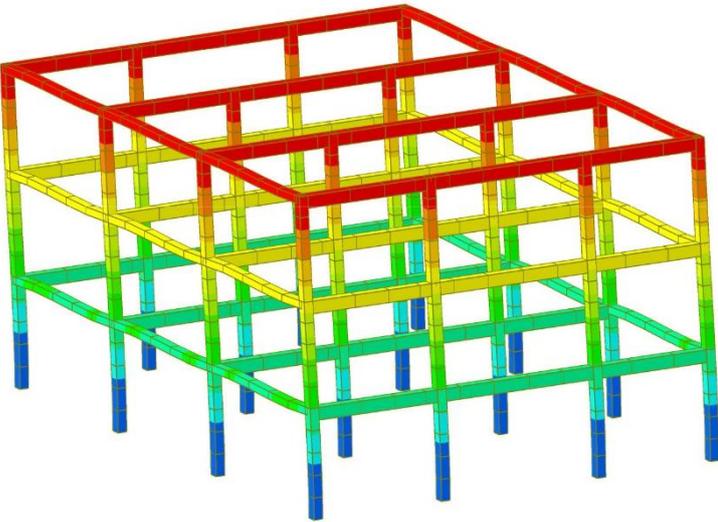
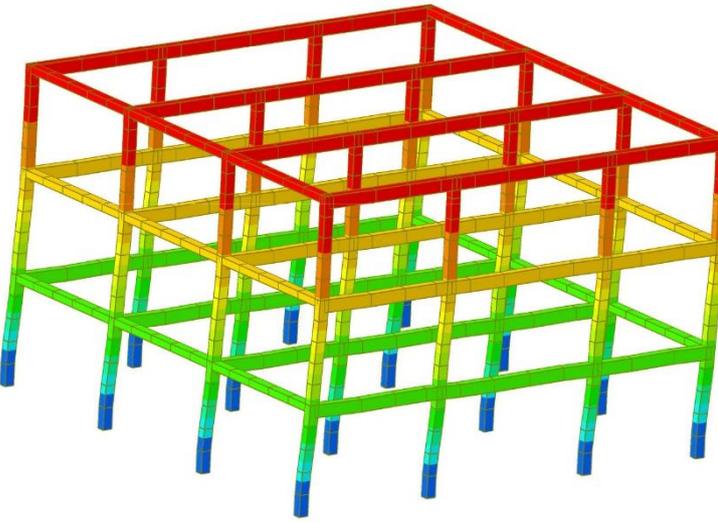
$$M_n = \frac{[\sum_{i=1}^n \phi_{in} M_i]^2}{\sum_{i=1}^n \phi_{in}^2 M_i}$$

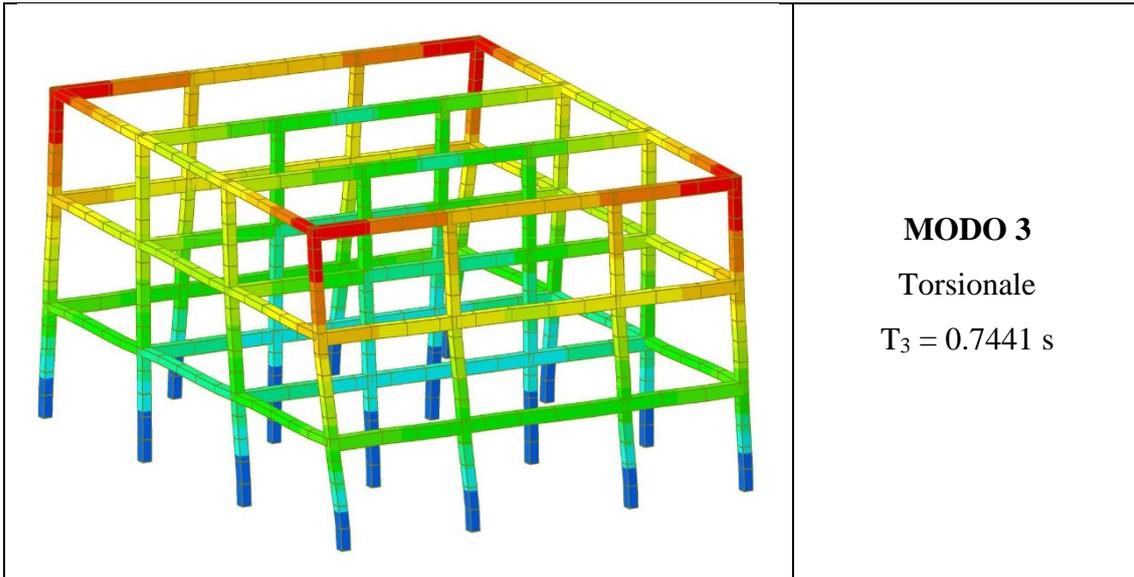
Ai fini dell'analisi dinamica modale con spettro di risposta delle strutture in zona sismica, la normativa NTC2018 impone di considerare tutti i modi di vibrare la cui massa

partecipante sia superiore al 5%, e comunque un numero di modi tali da mobilitare una massa partecipante totale superiore all'85% della massa della struttura.

Vista la regolarità e la semplicità della struttura esistente, all'interno del software Midas Gen è stata impostata l'analisi modale utilizzando l'algoritmo di Lanczos e definendo solo i primi venti modi di vibrare.

Di seguito si riportano i primi tre modi di vibrare della struttura, con i relativi valori di periodo e la direzione principale.

	<p><b>MODO 1</b> Direzione principale Y <math>T_1 = 1.442</math> s</p>
	<p><b>MODO 2</b> Direzione principale X <math>T_2 = 0.7731</math> s</p>



### 5.2.2 Analisi statica lineare della struttura

Il sistema di equazioni utilizzato dal software Midas Gen per risolvere analisi statiche in ambito lineare viene scritto nella forma che segue.

$$[K]\{U\} = \{P\}$$

Dove:

- $[K]$  è la matrice di rigidezza;
- $\{U\}$  rappresenta il vettore degli spostamenti;
- $\{P\}$  è il vettore dei carichi.

In particolare, il programma Midas Gen consente di inserire un numero di casi di carico statici e di combinazioni illimitato.

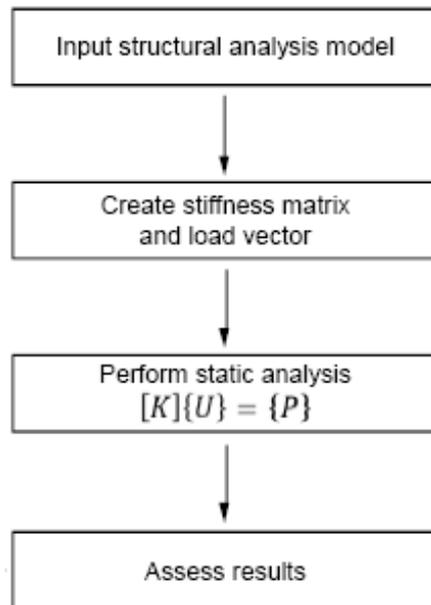


Figura 36 – Diagramma di flusso dell'analisi statica lineare in Midas Gen

Noti i periodi dei modi di vibrare fondamentali in direzione X e Y è possibile procedere alla definizione dell'azione statica equivalente al sisma in ciascuna direzione secondo le indicazioni delle NTC2018 al §7.3.3.2.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione viene quindi calcolata tramite la seguente relazione:

$$F_i = F_h z_i \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Dove:

- $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$
- $F_i$  è la forza da applicare alla massa i-esima;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- $W$  è il peso complessivo della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se  $T_1 < 2 T_C$  e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1.0 in tutti gli altri casi;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Si riportano di seguito le schermate del software Midas Gen nelle quali sono visibili i parametri dello spettro di risposta allo SLV inseriti e le distribuzioni dell'azione sismica ai vari piani, sia in direzione X sia in direzione Y.

The screenshot displays the 'Seismic Load Parameters' dialog box in Midas Gen. The left side contains various input fields and options for defining the seismic load case. The right side features a table of story data and a bar chart showing the distribution of seismic force across the building levels.

**Seismic Load Parameters:**

- Load Case Name: Sisma X - SLV
- Seismic Load Code: NTC2018
- Description: Sisma X - SLV
- Ground Type: C
- Spectrum Parameters: User Defined
- Soil Factor (S): 1.427, Tb: 0.155, Tc: 0.464, Td: 2.333
- Maximum Horizontal Acc. (ag): 0.183 g
- Behavior Factor (q): 1.5
- Amplification Factor (Fo): 2.487
- Period of constant Hori. Acc. (Tc\*): 0.296
- Structural Parameters: Fundamental Period (X-Dir: 0.7731, Y-Dir: 1.442)
- Seismic Load Direction Factor (Scale Factor): X-Direction: 1, Y-Direction: 0
- Accidental Eccentricity: X-Direction (Ex): None, Y-Direction (Ey): None
- Torsional Amplification: Accidental Eccentricity, Inherent Eccentricity
- Additional Seismic Loads (Unit:kN,m):

**Story Data Table:**

Story Name	Weight	Elev.	Seismic Force	Added Force
Roof	1552.2	10.1	545.12467	0.0
3F	2414.8	6.8	570.9747	0.0
2F	2418.4	3.5	294.32216	0.0
G.L.	--	0.0	--	--

**Seismic Force Distribution Chart:**

The chart shows the distribution of seismic force (kN) across the building levels (Roof, 3F, 2F, G.L.). The force is highest at the Roof level (approximately 545 kN) and decreases significantly at the 3F and 2F levels (approximately 571 kN and 294 kN, respectively). The G.L. level shows zero force.

*Figura 37 –Parametri spettro SLV e distribuzione dell'azione sismica equivalente in direzione X*

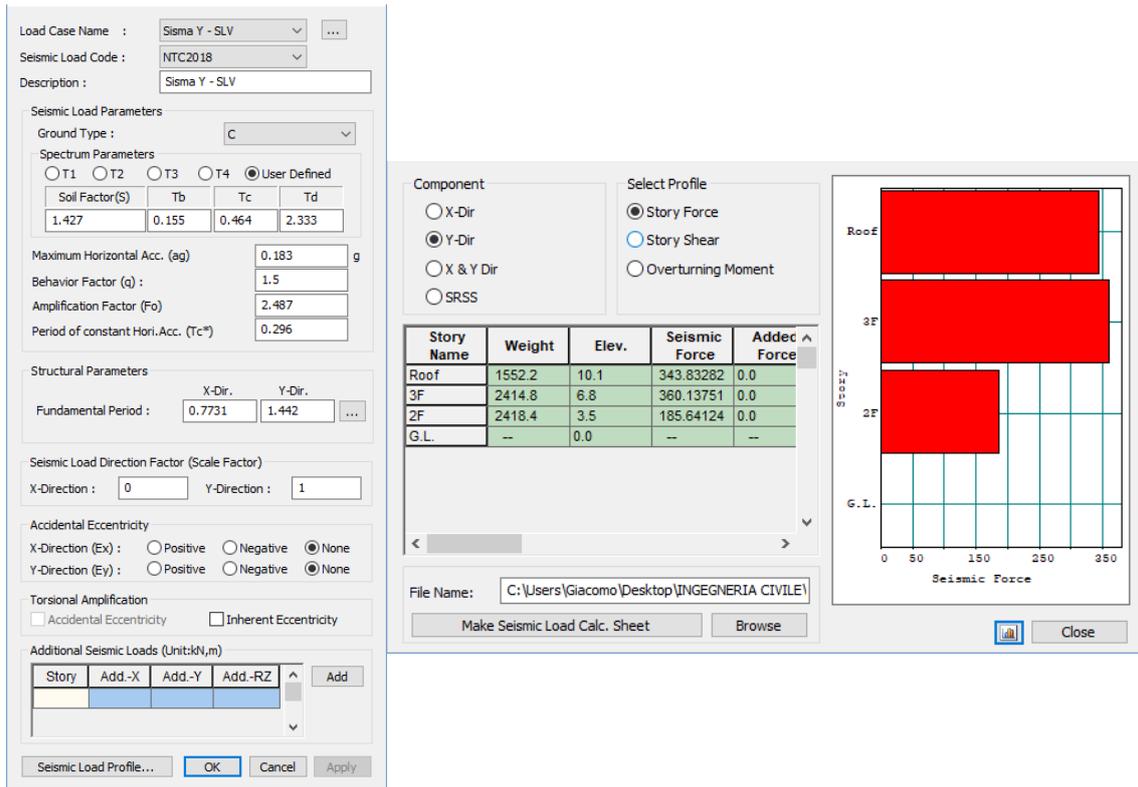


Figura 38 - Parametri spettro SLV e distribuzione dell'azione sismica equivalente in direzione Y

Si generano quindi due nuove condizioni di carico statiche ognuna delle quali contiene le azioni sismiche equivalenti, applicate nel baricentro dei solai infinitamente rigidi in ciascuna direzione.

Load Case	Descrizione
Sisma X	Azione statica equivalente in direzione X
Sisma Y	Azione statica equivalente in direzione Y

Si realizza quindi una combinazione di carico per ciascuna direzione di provenienza del sisma in cui vengono considerati i valori caratteristici dei carichi moltiplicati per i coefficienti di combinazione  $\psi_{2j}$  come illustrato nella tabella seguente.

COMBINAZIONE SISMICA		
Load Case	Descrizione	Coefficiente di combinazione $\Psi_{2j}$
Gk1	Carichi permanenti strutturali	1.00
Gk2	Carichi permanenti non strutturali	1.00
Qk1	Carico accidentale civile abitazione	0.30
Qk2	Carico accidentale neve	0.00
Sisma X	Azione statica equivalente in direzione X	1.00
Sisma Y	Azione statica equivalente in direzione Y	1.00

Eseguendo tale analisi statica lineare si ottengono i seguenti diagrammi del momento flettente per entrambe le direzioni di provenienza dell'azione sismica.

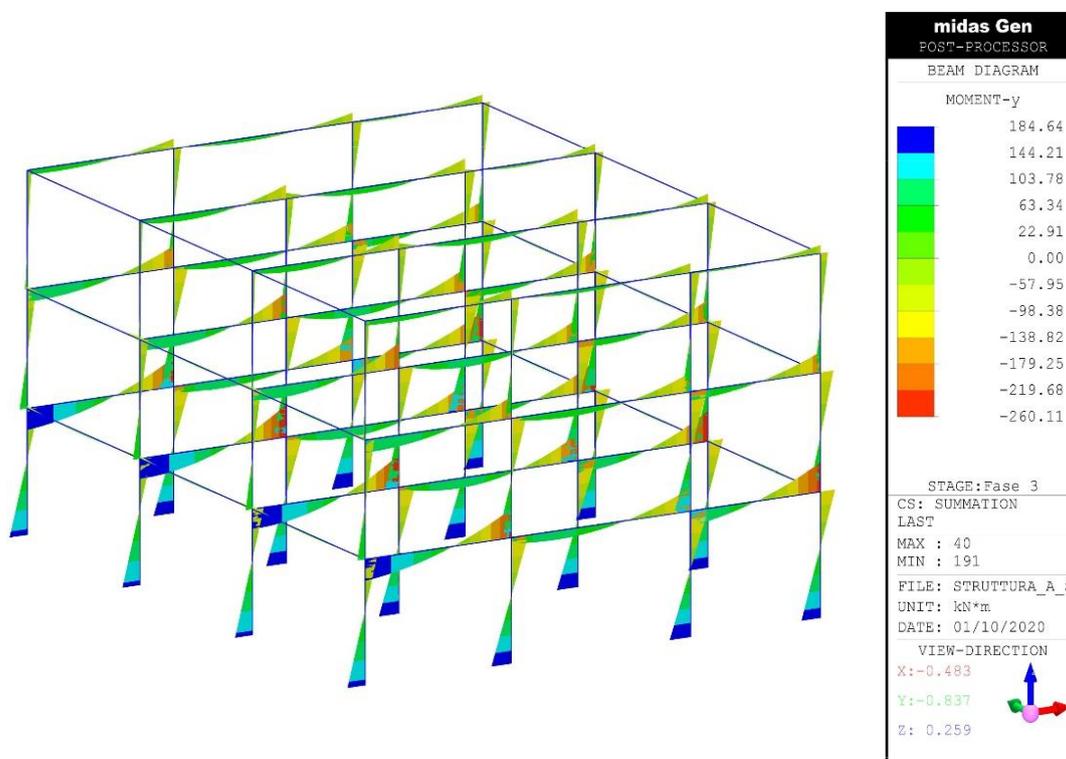


Figura 39 – Diagramma del momento SLV sisma in direzione +X

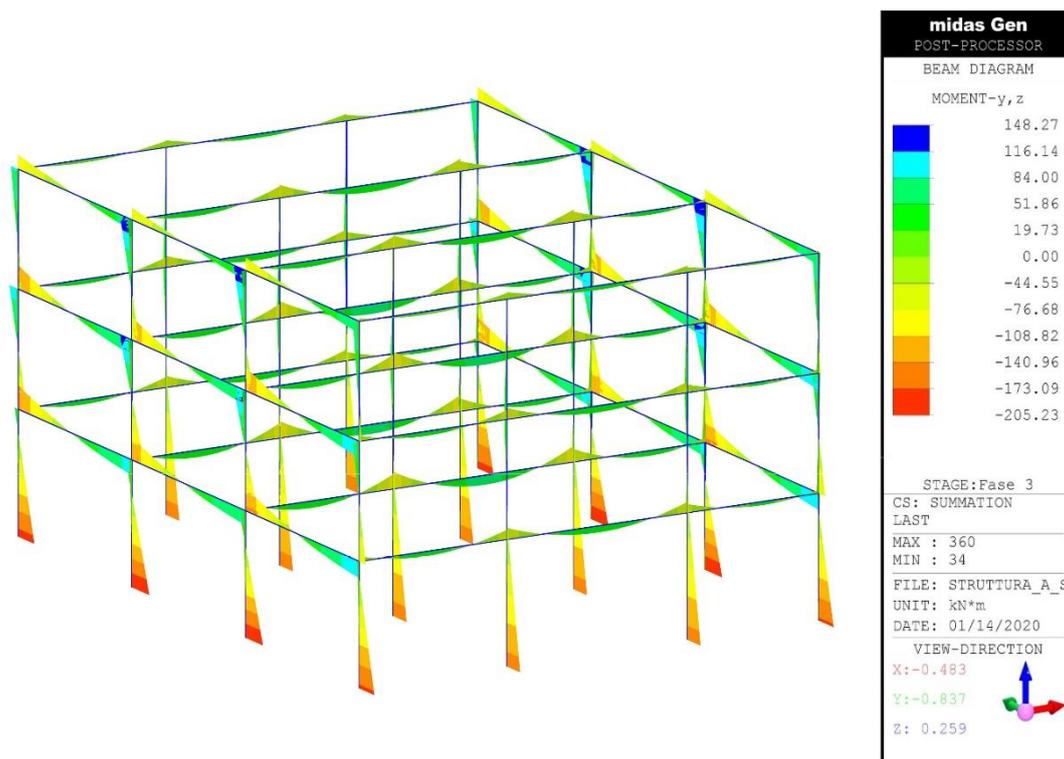


Figura 40 - Diagramma del momento SLV sisma in direzione +Y

A questo punto è possibile applicare la relazione semplificata introdotta in precedenza per definire il valore dell'indice di sicurezza dei vari elementi. In particolare, quando il sisma è diretto lungo X gli elementi interessati sono i pilastri e le travi principali, per i quali si ottengono gli indici di sicurezza raccolti nelle tabelle che seguono.

PILASTRO	ELEMENTO	MyEd <sub>cg</sub> [kNm]	MRd [kNm]	MyEd <sub>as</sub> [kNm]	IS
P 1-A	76 end i	5.29	37.45	156.46	0.206
P 1-B	79 end i	1.39	37.45	177.69	0.203
P 1-C	82 end i	3.04	37.45	183.39	0.188
P 1-D	85 end i	4.37	37.45	168.30	0.197
P 2-A	55 end i	7.82	37.45	153.93	0.193
P 2-B	58 end i	2.21	37.45	176.87	0.199
P 2-C	61 end i	4.29	37.45	184.64	0.180
P 2-D	64 end i	6.19	37.45	170.12	0.184
P 3-A	34 end i	7.82	37.45	153.93	0.193
P 3-B	37 end i	2.21	37.45	176.87	0.199
P 3-C	40 end i	4.29	37.45	184.64	0.180
P 3-D	43 end i	6.19	37.45	170.12	0.184
P 4-A	13 end i	5.29	37.45	156.46	0.206
P 4-B	16 end i	1.39	37.45	177.69	0.203
P 4-C	19 end i	3.04	37.45	183.39	0.188
P 4-D	22 end i	4.37	37.45	168.30	0.197
				<b>IS<sub>min</sub></b>	<b>0.180</b>

TRAVE	ELEMENTO	MyEd_cg [kNm]	MRd [kNm]	MyEd_as [kNm]	IS
T 1-AB_piano 1	140 end j	62.83	107.95	231.04	0.195
T 1-BC_piano 1	164 end J	68.26	107.95	182.22	0.218
T 1-CD_piano 1	176 end j	21.31	107.95	232.77	0.372
T 2-AB_piano 1	194 end j	91.90	177.21	260.11	0.328
T 2-BC_piano 1	218 end J	99.95	177.21	213.91	0.361
T 2-CD_piano 1	230 end j	31.07	177.21	242.53	0.603
T 3-AB_piano 1	191 end j	91.90	177.21	260.11	0.328
T 3-BC_piano 1	215 end J	99.95	177.21	213.91	0.361
T 3-CD_piano 1	227 end j	31.07	177.21	242.53	0.603
T 4-AB_piano 1	137 end j	62.83	107.95	231.04	0.195
T 4-BC_piano 1	161 end J	68.26	107.95	182.22	0.218
T 4-CD_piano 1	173 end j	21.31	107.95	232.77	0.372
				<b>IS_min</b>	<b>0.195</b>

Quando il sisma agisce invece in direzione Y gli elementi interessati sono i pilastri e i cordoli perimetrali, per i quali i valori dell'indice di sicurezza ottenuti sono raccolti nelle tabelle a seguire.

PILASTRO	ELEMENTO	MzEd_cg [kNm]	MRd [kNm]	MzEd_as [kNm]	IS
P 1-A	76 end i	3.93	37.45	187.87	0.178
P 1-B	79 end i	0.34	37.45	157.03	0.236
P 1-C	82 end i	0.37	37.45	156.45	0.237
P 1-D	85 end i	3.89	37.45	186.22	0.180
P 2-A	55 end i	0.14	37.45	204.90	0.182
P 2-B	58 end i	0.01	37.45	157.03	0.238
P 2-C	61 end i	0.01	37.45	156.45	0.239
P 2-D	64 end i	0.14	37.45	203.12	0.184
P 3-A	34 end i	0.14	37.45	205.23	0.182
P 3-B	37 end i	0.01	37.45	157.03	0.238
P 3-C	40 end i	0.00	37.45	156.45	0.239
P 3-D	43 end i	0.14	37.45	203.46	0.183
P 4-A	13 end i	3.93	37.45	179.41	0.187
P 4-B	16 end i	0.34	37.45	157.03	0.236
P 4-C	19 end i	0.37	37.45	156.45	0.237
P 4-D	22 end i	3.89	37.45	177.76	0.189
				<b>IS_min</b>	<b>0.178</b>

CORDOLO	ELEMENTO	MyEd_cg [kNm]	MRd [kNm]	MyEd_as [kNm]	IS
C A-12_piano 1	299 end j	21.91	44.28	147.19	0.152
C A-23_piano 1	275 end j	24.20	44.28	136.61	0.147
C A-34_piano 1	251 end j	25.03	44.28	143.71	0.134
C A-12_piano 1	302 end j	21.89	44.28	146.50	0.153
C A-23_piano 1	278 end j	24.20	44.28	136.02	0.148
C A-34_piano 1	254 end j	25.06	44.28	143.11	0.134
				<b>IS_min</b>	<b>0.134</b>

Osservando le tabelle si nota che, quando il sisma agisce in direzione Y, il più basso indice di sicurezza ottenuto è quello relativo ai cordoli, pari a **0.134**. Pertanto quando la

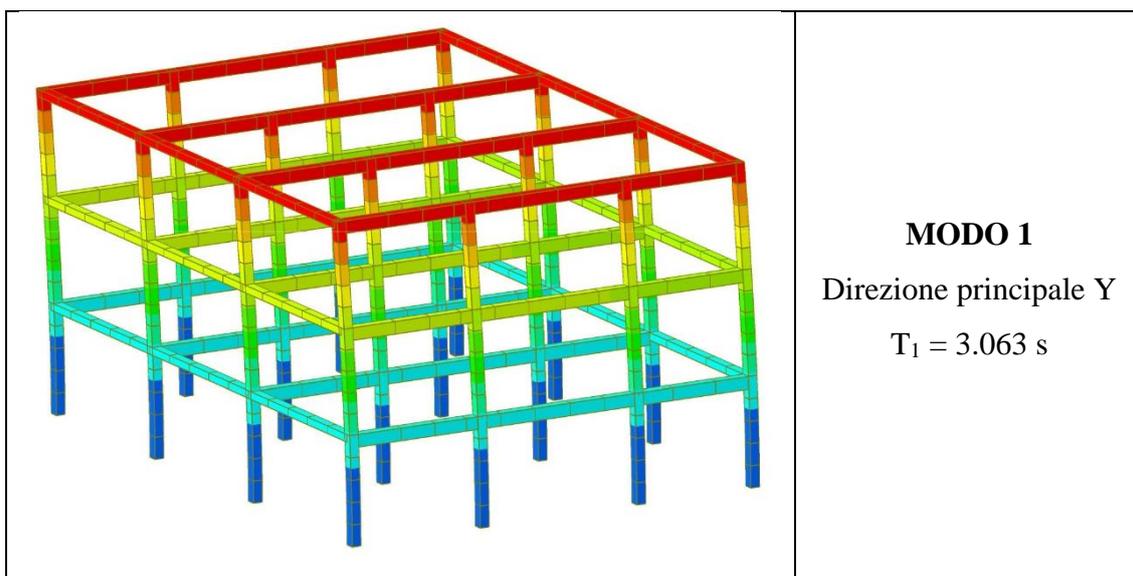
struttura è soggetta ad un evento sismico di questo tipo i primi elementi ad andare in crisi sono proprio i cordoli.

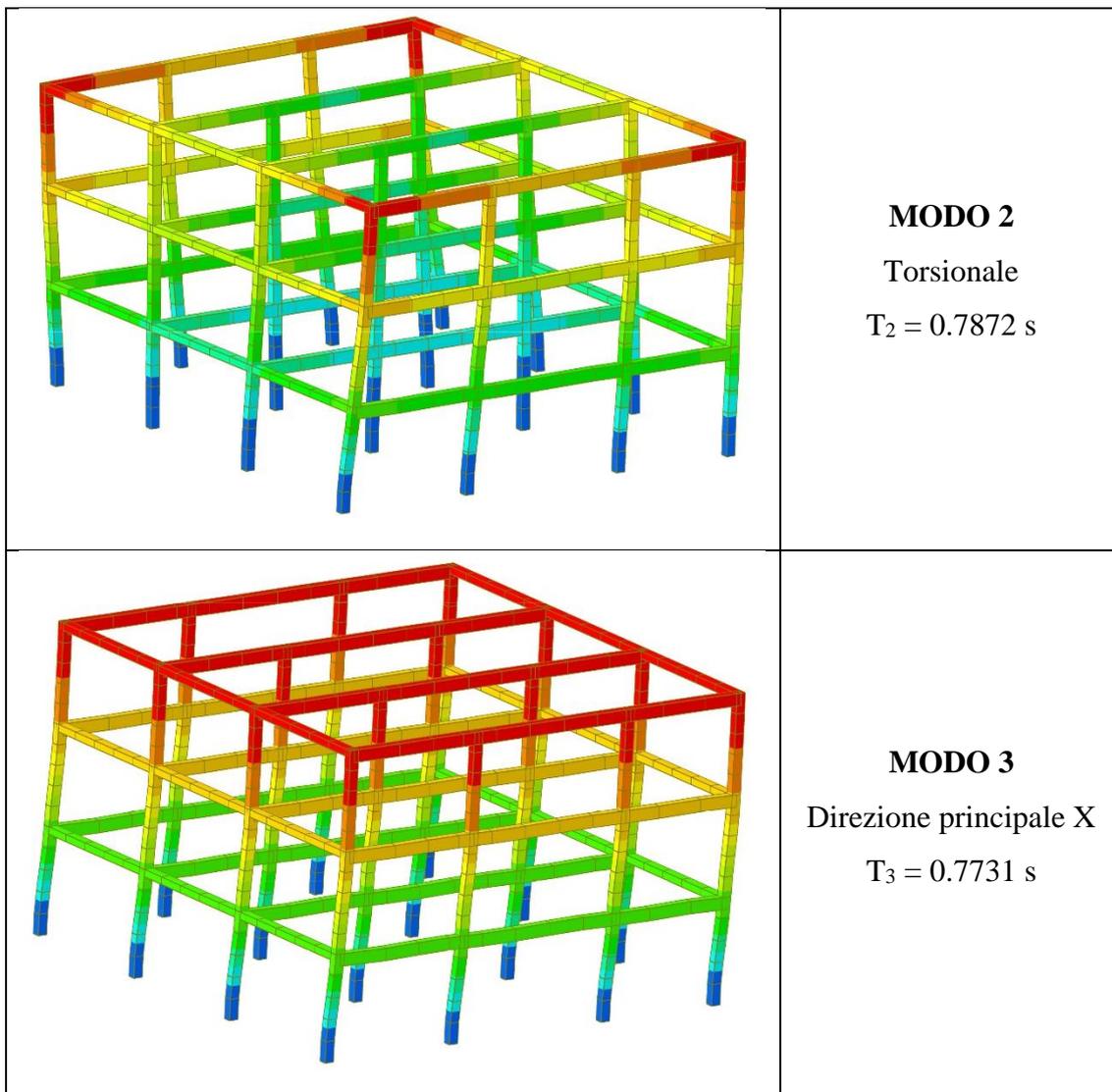
Invece, quando il sisma agisce in direzione X, si osserva che il più basso indice di sicurezza è quello dei pilastri, pari a **0.180**. Pertanto quando la struttura è soggetta ad un evento sismico di questo tipo i primi elementi ad andare in crisi sono i pilastri.

Considerando il caso di sisma agente in direzione Y, la crisi dei cordoli avviene a causa del raggiungimento del momento di plasticizzazione nelle sezioni di estremità, con conseguente formazione di cerniere plastiche. Pertanto, dopo che si è verificata questa condizione, si possono considerare i cordoli come degli elementi di collegamento le cui rotazioni di estremità sono svincolate. In questo modo il comportamento della struttura si modifica e ci si può aspettare una significativa variazione del periodo del primo modo di vibrare in direzione Y. Di conseguenza, fermo restando lo spettro di risposta, si modifica l'entità dell'azione sismica applicata nel baricentro dei piani rigidi e cambia l'indice di sicurezza di alcuni elementi strutturali.

Si studia perciò la medesima struttura liberando le rotazioni alle estremità dei cordoli, eseguendo un'ulteriore analisi modale e valutando la risposta del sistema nei confronti dei carichi verticali e dell'azione sismica.

Nella tabella che segue si riportano le prime tre forme modali della struttura con cordoli svincolati alle estremità e i relativi periodi propri di vibrazione.





Noti i periodi dei modi di vibrare fondamentali in direzione X e Y è possibile procedere in maniera analoga a quanto fatto precedentemente alla definizione dell'azione statica equivalente al sisma in ciascuna direzione:

Sisma in direzione X [kN]		Sisma in direzione Y [kN]	
Terzo piano	545.12	Terzo piano	123.29
Secondo piano	570.97	Secondo piano	129.14
Primo piano	294.32	Primo piano	66.57

Si esegue quindi l'analisi statica lineare e si ottengono i seguenti diagrammi del momento flettente per entrambe le direzioni di provenienza dell'azione sismica.

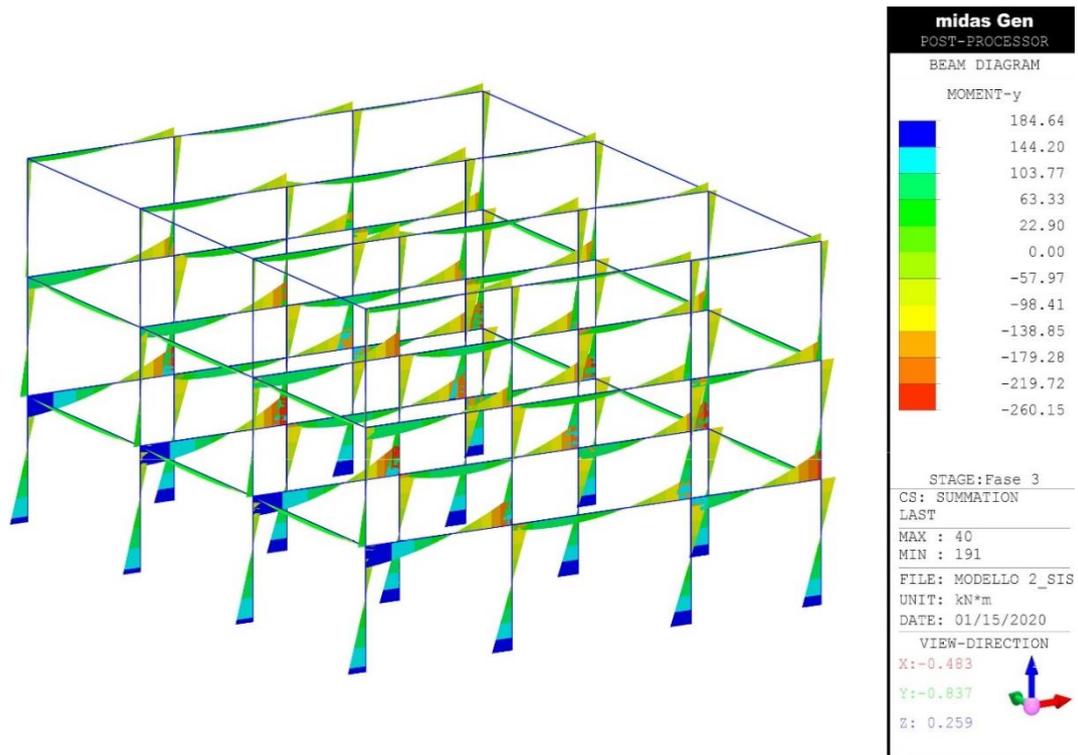


Figura 41 - Diagramma del momento SLV sisma in direzione +X

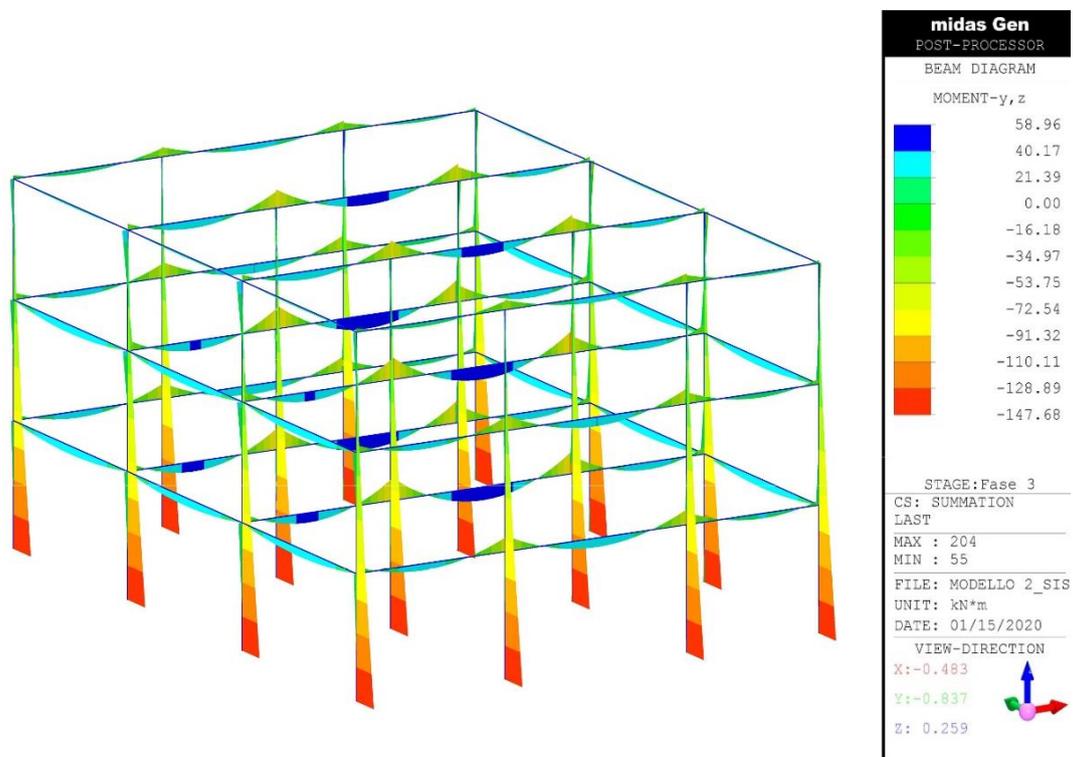


Figura 42 - Diagramma del momento SLV sisma in direzione +Y

Come si può notare dal diagramma del momento con sisma agente in direzione Y, lo svincolamento delle rotazioni alle estremità dei cordoli fa sì che i pilastri lavorino come delle mensole continue su tutta l'altezza del fabbricato.

A questo punto è possibile applicare la relazione semplificata introdotta in precedenza per definire il valore dell'indice di sicurezza dei vari elementi. Per quanto riguarda l'azione sismica agente in direzione X si ottengono i valori di I.S. riportati nelle seguenti tabelle per pilastri e travi principali.

PILASTRO	ELEMENTO	MyEd <sub>cg</sub> [kNm]	MRd [kNm]	MyEd <sub>as</sub> [kNm]	IS
P 1-A	76 end i	5.24	37.45	156.50	0.206
P 1-B	79 end i	1.40	37.45	177.68	0.203
P 1-C	82 end i	3.04	37.45	183.40	0.188
P 1-D	85 end i	4.34	37.45	168.27	0.197
P 2-A	55 end i	7.86	37.45	153.89	0.192
P 2-B	58 end i	2.20	37.45	176.88	0.199
P 2-C	61 end i	4.28	37.45	184.64	0.180
P 2-D	64 end i	6.22	37.45	170.15	0.184
P 3-A	34 end i	7.86	37.45	153.89	0.192
P 3-B	37 end i	2.20	37.45	176.88	0.199
P 3-C	40 end i	4.28	37.45	184.64	0.180
P 3-D	43 end i	6.22	37.45	170.15	0.184
P 4-A	13 end i	5.24	37.45	156.50	0.206
P 4-B	16 end i	1.40	37.45	177.68	0.203
P 4-C	19 end i	3.04	37.45	183.40	0.188
P 4-D	22 end i	4.34	37.45	168.27	0.197
<b>IS<sub>min</sub></b>					<b>0.180</b>

TRAVE	ELEMENTO	MyEd <sub>cg</sub> [kNm]	MRd [kNm]	MyEd <sub>as</sub> [kNm]	IS
T 1-AB_piano 1	140 end j	62.79	107.95	231.01	0.195
T 1-BC_piano 1	164 end J	68.25	107.95	182.22	0.218
T 1-CD_piano 1	176 end j	21.40	107.95	232.86	0.372
T 2-AB_piano 1	194 end j	91.94	177.21	260.15	0.328
T 2-BC_piano 1	218 end J	99.95	177.21	213.92	0.361
T 2-CD_piano 1	230 end j	30.97	177.21	242.43	0.603
T 3-AB_piano 1	191 end j	91.94	177.21	260.15	0.328
T 3-BC_piano 1	215 end J	99.95	177.21	213.92	0.361
T 3-CD_piano 1	227 end j	30.97	177.21	242.43	0.603
T 4-AB_piano 1	137 end j	62.79	107.95	231.01	0.195
T 4-BC_piano 1	161 end J	68.25	107.95	182.22	0.218
T 4-CD_piano 1	173 end j	21.40	107.95	232.86	0.372
<b>IS<sub>min</sub></b>					<b>0.195</b>

Come si può osservare, anche svincolando le estremità dei cordoli, gli indici di sicurezza degli elementi resistenti all'azione sismica in direzione X rimangono gli stessi, infatti il periodo del modo di vibrare fondamentale in tale direzione mantiene lo stesso valore.

Pertanto si può affermare che il comportamento in direzione X della struttura rimane invariato.

Nel caso in cui l'azione sismica agisca in direzione Y, a causa dello svincolamento dei cordoli gli unici elementi resistenti risultano essere i pilastri, per cui nella tabella che segue si mostrano i relativi valori di I.S..

PILASTRO	ELEMENTO	MzEd <sub>cg</sub> [kNm]	MRd [kNm]	MzEd <sub>as</sub> [kNm]	IS
P 1-A	76 end i	0.00	37.45	147.68	0.254
P 1-B	79 end i	0.00	37.45	147.42	0.254
P 1-C	82 end i	0.00	37.45	147.11	0.255
P 1-D	85 end i	0.00	37.45	146.88	0.255
P 2-A	55 end i	0.00	37.45	147.68	0.254
P 2-B	58 end i	0.00	37.45	147.42	0.254
P 2-C	61 end i	0.00	37.45	147.11	0.255
P 2-D	64 end i	0.00	37.45	146.88	0.255
P 3-A	34 end i	0.00	37.45	147.68	0.254
P 3-B	37 end i	0.00	37.45	147.42	0.254
P 3-C	40 end i	0.00	37.45	147.11	0.255
P 3-D	43 end i	0.00	37.45	146.88	0.255
P 4-A	13 end i	0.00	37.45	147.68	0.254
P 4-B	16 end i	0.00	37.45	147.42	0.254
P 4-C	19 end i	0.00	37.45	147.11	0.255
P 4-D	22 end i	0.00	37.45	146.88	0.255
				<b>IS<sub>min</sub></b>	<b>0.254</b>

In questo caso, come accennato in precedenza, non ha senso valutare l'indice di sicurezza dei cordoli in quanto essi non risultano soggetti a sollecitazioni derivanti dal sisma.

L'indice di sicurezza dei pilastri soggetti all'azione sismica in direzione Y risulta pari a **0.254**, ovvero maggiore rispetto al caso precedente a causa dell'aumento del periodo proprio di vibrazione in tale direzione. È evidente, tuttavia, che una struttura che modella una condizione di danneggiamento non può mostrare un valore di I.S. più alto rispetto alla condizione iniziale.

Infatti, nella realtà inizialmente l'azione sismica agente sulla struttura esistente è quella calcolata in riferimento al modello con cordoli continui alle estremità, ovvero in configurazione non danneggiata. Successivamente, quando la struttura sconfinava in campo plastico non è noto a priori l'effettivo valore del suo periodo, quindi dell'azione sismica.

Per avere un'idea più precisa del vero I.S. del modello con cordoli svincolati alle estremità, si applica in direzione Y l'azione sismica della struttura non danneggiata ottenendo per i pilastri i valori riportati nella tabella che segue.

PILASTRO	ELEMENTO	MzEd_cg [kNm]	MRd [kNm]	MzEd_as [kNm]	IS
P 1-A	76 end i	0.00	37.45	411.84	0.091
P 1-B	79 end i	0.00	37.45	411.13	0.091
P 1-C	82 end i	0.00	37.45	410.26	0.091
P 1-D	85 end i	0.00	37.45	409.62	0.091
P 2-A	55 end i	0.00	37.45	411.84	0.091
P 2-B	58 end i	0.00	37.45	411.13	0.091
P 2-C	61 end i	0.00	37.45	410.26	0.091
P 2-D	64 end i	0.00	37.45	409.62	0.091
P 3-A	34 end i	0.00	37.45	411.84	0.091
P 3-B	37 end i	0.00	37.45	411.13	0.091
P 3-C	40 end i	0.00	37.45	410.26	0.091
P 3-D	43 end i	0.00	37.45	409.62	0.091
P 4-A	13 end i	0.00	37.45	411.84	0.091
P 4-B	16 end i	0.00	37.45	411.13	0.091
P 4-C	19 end i	0.00	37.45	410.26	0.091
P 4-D	22 end i	0.00	37.45	409.62	0.091
				<b>IS_min</b>	<b>0.091</b>

Come si può notare, il valore di I.S. dei pilastri sollecitati dal sisma in direzione Y passa da 0.254 a **0.091**.

Verosimilmente il comportamento della struttura non è riconducibile a quello descritto né dal modello con cordoli continui né da quello con cordoli svincolati.

### 5.3 Calcolo iterativo dell'I.S. con analisi statiche lineari

Al fine di definire un modello che sia in grado di descrivere al meglio il comportamento della struttura esistente, permettendo quindi una valutazione più accurata del suo indice di sicurezza nei confronti dell'azione sismica, si pensa di studiare il sistema attraverso più modelli al variare di due parametri.

La prima variabile riguarda il grado di vincolo dell'estremità dei cordoli, che può essere assimilabile a un incastro perfetto, una cerniera o una situazione intermedia.

Il secondo parametro è l'entità dell'azione sismica, che viene fatta variare applicando dei fattori moltiplicativi all'azione statica equivalente calcolata con il periodo del modello non danneggiato.

Si intende trovare il grado di vincolo delle estremità dei cordoli e la quota parte dell'azione sismica in direzione Y per i quali si ha la crisi contemporanea di pilastri e cordoli. Per quanto riguarda l'azione sismica in direzione X, l'unico parametro che incide

nell'analisi è l'entità dell'azione sismica in quanto il comportamento della struttura in tale direzione non è influenzato dal grado di vincolo dei cordoli.

Poiché i cordoli sono stati modellati come elementi *beam*, lo svincolamento delle estremità viene realizzato attraverso dei *Beam End Release* in cui deve essere definita la rigidità della molla rotazionale tale da trasmettere la percentuale di sollecitazione desiderata. Questo procedimento viene effettuato utilizzando con riferimento lo schema riportato di seguito.

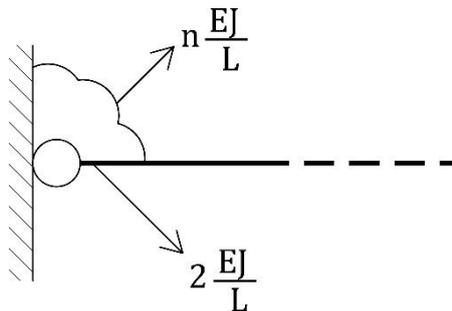


Figura 43 – Schema per il calcolo della rigidità della molla rotazionale di estremità

Noto che la rigidità alla rotazione di estremità di un elemento appoggiato è pari a  $2 \frac{EJ}{L}$ , la rigidità alla rotazione della molla rotazionale può essere espressa come  $n \frac{EJ}{L}$ , con n parametro incognito. Per determinare il valore di n si applica la definizione di coefficiente di ripartizione, per cui si ha:

$$\frac{n}{2+n} = p \quad \rightarrow \quad 2+n = \frac{n}{p}$$

$$\frac{2}{2+n} = (1-p) \quad \rightarrow \quad 2+n = \frac{2}{(1-p)}$$

Dove p rappresenta la percentuale di sollecitazione trasmessa dai cordoli in estremità.

Il valore del parametro n necessario per definire la rigidità della molla rotazionale sul software Midas Gen tale da trasmettere la percentuale di sollecitazione desiderata si valuta quindi come segue.

$$\frac{n}{p} = \frac{2}{(1-p)} \quad \rightarrow \quad n = \frac{2p}{(1-p)}$$

Per effettuare l'analisi nella maniera più accurata possibile, sono stati creati dieci modelli in cui la percentuale di sollecitazione trasmessa dalle estremità dei cordoli varia da 0 (caso limite di cordoli appoggiati) a 1 (caso limite di cordoli incastrati). Nella tabella che segue si riportano i valori di rigidezza alla rotazione ottenuti per tutti i modelli considerati.

CARATTERISTICHE CORDOLI			
E [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo elastico Calcestruzzo C25/30		3.15E+07
b [m]	Larghezza sezione cordolo		0.30
h [m]	Altezza sezione cordolo		0.24
J [m <sup>4</sup> ]	Momento d'inerzia del cordolo		3.46E-04
L [m]	Lunghezza del cordolo		6.00
RIGIDEZZA MOLLE ROTAZIONALI			
Modello	p [-]	n [-]	Rigidezza molla rotazionale [kNm/rad]
1	1.00	-	-
2	0.00	0.00	0.00
3	0.75	6.00	10877.76
4	0.50	2.00	3625.92
5	0.25	0.67	1208.64
6	0.10	0.22	402.88
7	0.15	0.35	639.87
8	0.85	11.33	20546.88
9	0.90	18.00	32633.28
10	0.70	4.67	8460.48

Ad ognuno dei dieci modelli, distinti in base alla rigidezza delle molle rotazionali inserite come *Beam End Release* alle estremità dei cordoli, è stata applicata in modo statico la medesima azione sismica calcolata in riferimento ai periodi della configurazione non danneggiata. Per definire iterativamente l'I.S. della struttura esistente è stato necessario effettuare sugli elementi le verifiche di resistenza facendo variare di volta in volta l'entità dell'azione sismica.

Nelle tabelle riportate a seguire si raccolgono i risultati del procedimento appena descritto, rispettivamente per azione sismica in direzione +X e +Y, in cui le caselle verdi rappresentano verifiche soddisfatte e quelle rosse individuano verifiche non soddisfatte.

**PERCENTUALE DI MOMENTO FLETTENTE TRASMESSA DAI CORDOLI ALLE ESTREMITA'**

	0% (MODELLO 2)		10% (MODELLO 6)		15% (MODELLO 7)		25% (MODELLO 5)		50% (MODELLO 4)		70% (MODELLO 10)		75% (MODELLO 3)		85% (MODELLO 8)		90% (MODELLO 9)		100% (MODELLO 1)		
	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	PILASTRI	TRAVI	
0.100	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.150	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.160	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.165	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.175	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.200	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.225	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.250	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.275	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.300	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.325	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.350	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.375	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.400	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.425	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.450	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.475	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.500	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
<b>IS</b>																					

**PERCENTUALE DI MOMENTO FLETTENTE TRASMESSA DAI CORDOLI ALLE ESTREMITA'**

	0% (MODELLO 2)		10% (MODELLO 6)		15% (MODELLO 7)		25% (MODELLO 5)		50% (MODELLO 4)		70% (MODELLO 10)		75% (MODELLO 3)		85% (MODELLO 8)		90% (MODELLO 9)		100% (MODELLO 1)		
	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	PILASTRI	CORDOLI	
0.100	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green
0.150	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.160	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.165	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.175	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.200	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.225	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.250	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.275	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.300	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.325	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.350	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.375	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.400	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.425	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.450	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.475	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								
0.500	Red	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green	Green								

**IS**

A conferma di quanto detto in precedenza, si nota che tutti i modelli sollecitati con sisma agente in direzione X evidenziano lo stesso comportamento, per cui il grado di vincolo dei cordoli non incide sulla risposta. In questa condizione il valore di I.S. è pari a **0.25**, rappresentativo della percentuale di azione che genera crisi lato travi.

Osservando, invece, la tabella che rappresenta la risposta dei modelli soggetti ad azione sismica in direzione Y, si vede come la crisi simultanea di pilastri e cordoli si verifichi per il modello con percentuale di svincolo del 30% per un I.S. pari a **0.275**.

Avendo ipotizzato, seppure in maniera semplificata, che i cordoli possano danneggiarsi senza portare a collasso la struttura si osserva che l'indice di sicurezza minimo si ottiene per un'azione sismica agente in direzione X per plasticizzazione delle travi.

## 5.4 Calcolo dell'I.S. con analisi dinamiche modali

Poiché l'analisi statica lineare nella valutazione dell'azione sismica tiene conto solamente del modo di vibrare fondamentale per ciascuna direzione (X e Y), è stata eseguita anche un'analisi dinamica modale con spettro di risposta in modo da considerare anche eventuali effetti torsionali in pianta. In aggiunta, con questa analisi si intende applicare la regola di ortogonalità che permette di combinare le azioni sismiche nelle direzioni X e Y secondo le relazioni che seguono.

$$1.0 E_X \pm 0.3E_Y$$

$$1.0 E_Y \pm 0.3E_X$$

L'applicazione di un'analisi dinamica modale con spettro di risposta si basa sulla condizione di equilibrio dinamico di una struttura soggetta a un moto impresso alla base.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]w_g(t)$$

Dove:

- $[M]$  è la matrice di massa;
- $[C]$  rappresenta la matrice di smorzamento;
- $[K]$  indica la matrice di rigidità;
- $w_g(t)$  è l'accelerazione impressa alla base;

- $\{u(t)\}$  è il vettore degli spostamenti relativi;
- $\{\dot{u}(t)\}$  indica il vettore delle velocità;
- $\{\ddot{u}(t)\}$  è il vettore delle accelerazioni.

L'analisi dinamica modale definisce la risposta di un sistema a più gradi di libertà (MDOF) come la combinazione delle risposte di più sistemi a un grado di libertà (SDOF).

Per prevedere i valori di progetto di picco, viene prima calcolata la risposta massima per ciascun modo e successivamente viene combinata con una strategia di combinazione adeguata. Per l'analisi di una struttura in ambito sismico lo spostamento e la forza inerziale corrispondenti al grado di libertà  $i$ -esimo per il modo  $n$ -esimo sono calcolati come segue.

$$d_{in} = \Gamma_n \phi_{in} S_{dn}$$

$$F_{in} = \Gamma_n \phi_{in} S_{an} M_i$$

Dove:

- $\Gamma_n$  è il coefficiente di partecipazione modale del modo  $n$ -esimo;
- $\phi_{in}$  rappresenta la forma modale in corrispondenza dello  $i$ -esimo grado di libertà;
- $S_{dn}$  indica lo spostamento spettrale normalizzato associato al periodo del modo di vibrare  $n$ -esimo;
- $S_{an}$  è l'accelerazione spettrale normalizzata per il periodo del modo  $n$ -esimo;
- $M_i$  è la massa associata al grado di libertà  $i$ -esimo.

L'analisi dinamica modale con spettro di risposta può essere applicata per valutare il comportamento della struttura soggetta ad azioni sismiche orizzontali (direzioni X e Y) e verticali (direzione Z). Per definire i valori massimi degli effetti dati dall'applicazione dello spettro di progetto sulla struttura il software Midas Gen consente di applicare le seguenti strategie di combinazione modale:

- ABS (*Absolute Sum*)

$$R_{max} = |R_1| + |R_2| + \dots + |R_n|$$

- SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*)

$$R_{max} = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + \dots + R_n^2}$$

- CQC (*Complete Quadratic Combination*)

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N R_i \rho_{ij} R_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2(1+r)^2}, \quad r = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Dove:

- $R_{max}$  è il valore massimo dell'effetto considerato;
- $R_i$  indica il valore massimo dell'effetto considerato per il modo i-esimo;
- $r$  è il rapporto delle frequenze naturali del modo j-esimo e del modo i-esimo;
- $\xi$  è l'indice di smorzamento.

Poiché, come esposto in precedenza, all'interno del software Midas Gen l'azione sismica per un'analisi dinamica modale viene valutata automaticamente tenendo conto dei periodi dei modi di vibrare, lo studio in questo caso viene limitato al modello in cui i cordoli non sono svincolati alle estremità. In questo modo l'azione sismica applicata viene determinata in riferimento ai periodi della struttura non danneggiata e si ha la possibilità di confrontare i risultati ottenuti con quelli mostrati nel paragrafo precedente.

Il procedimento in questo caso è analogo a quello descritto in precedenza, per cui si fa variare l'entità dell'azione sismica e si effettuano contestualmente le verifiche di resistenza degli elementi.

Nella tabella che segue si riportano i risultati ottenuti considerando le combinazioni sismiche ritenute più rilevanti, in cui nuovamente le caselle verdi rappresentano le verifiche soddisfatte e quelle rosse individuano le verifiche non soddisfatte.

RISULTATI ANALISI DINAMICA MODALE - MODELLO 1												
100% SISMA X			100% SISMA X ± 30% SISMA Y			100% SISMA Y ± 30% SISMA X			100% SISMA Y			
PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	
0.1000												
0.1500												
0.1600												
0.1650												
0.1750												
0.1800												
0.1850												
0.1870												
0.1880												
0.1890												
0.1893												
0.1894												
0.1895												
0.1900												
0.2000												
0.2250												
0.2500												
0.2750												
0.3000												
0.3150												
0.3250												
0.3500												
0.3750												
0.4000												
0.4250												
0.4500												
0.4750												
0.5000												
0.6000												
0.7000												
0.8000												
0.9000												
1.0000												

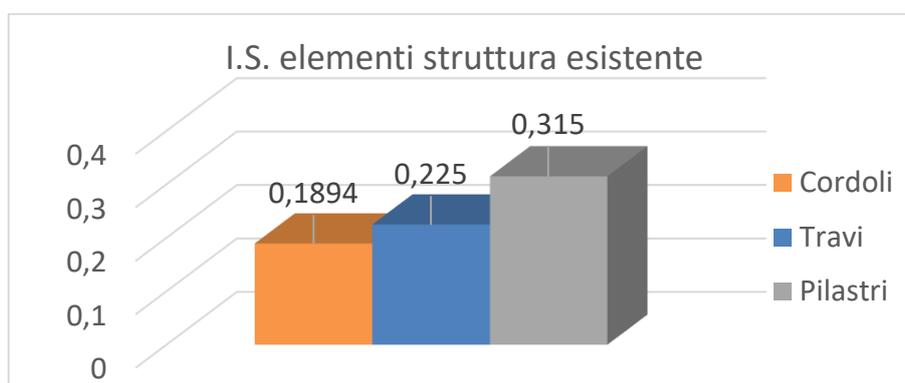
Si fa notare che le combinazioni  $(1.0 E_X + 0.3E_Y)$  e  $(1.0 E_X - 0.3E_Y)$  vengono raccolte in un unico caso in quanto, essendo la struttura regolare sia in pianta sia in altezza, i risultati sono gli stessi. Lo stesso principio vale anche per quanto riguarda le combinazioni  $(1.0 E_Y + 0.3E_X)$  e  $(1.0 E_Y - 0.3E_X)$ .

Per una maggiore chiarezza si riassumono i risultati in termini di I.S. ottenuti applicando l'analisi dinamica modale nella tabella che segue, in cui sono distinte le combinazioni sismiche considerate e le varie tipologie di elementi strutturali.

VALUTAZIONE I.S. - ANALISI DINAMICA MODALE				
ELEMENTO	COMBINAZIONE			
	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
TRAVI	0.225	0.225	0.8	> 1
CORDOLI	> 1	0.6	0.1894	0.1894
PILASTRI	0.35	0.315	0.325	0.35
I.S. finale struttura	0.1894			

Si può osservare in questo caso come il più piccolo valore di I.S. sia pari a **0.1894** e sia relativo alla crisi dei cordoli per azione sismica con direzione principale Y. Se si considerasse, invece, la struttura soggetta a un evento sismico con direzione principale X la crisi sarebbe governata dalle travi, con un valore di I.S. pari a **0.225**.

I valori dell'indice di sicurezza minimi ottenuti applicando l'analisi dinamica modale alla struttura esistente vengono riportati in forma grafica nel diagramma che segue, in cui si nota che la crisi interessa prima i cordoli poi le travi e infine i pilastri.



## 5.5 Confronto tra analisi statica lineare e dinamica modale

Al fine di comprendere quale tipologia di analisi in campo lineare risulti più idonea per lo studio della struttura è stato ritenuto utile effettuare un confronto fra i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche modali descritte nel paragrafo precedente e quelli di analisi statiche lineari.

### 5.5.1 Scalatura dell'azione statica equivalente

È stato considerato come in precedenza lo stesso modello, ovvero quello in cui i cordoli non presentano svincolamenti alle estremità, applicando le medesime combinazioni sismiche. Tuttavia, poiché le due analisi presentano una formulazione differente, è stato necessario eseguire un'operazione di scalatura dell'azione statica per fare sì che il taglio alla base ottenuto con l'analisi statica lineare fosse lo stesso restituito dall'analisi dinamica modale. Per effettuare tale operazione sono stati valutati per le combinazioni  $1.0 E_X$  e  $1.0 E_Y$  i tagli alla base dati dalle due diverse analisi, quindi è stato calcolato il loro rapporto: questo valore rappresenta il fattore moltiplicativo da applicare all'azione

statica equivalente nelle direzioni X e Y per ottenere le stesse sollecitazioni alla base date dall'azione dinamica.

SOLLECITAZIONE TAGLIANTE ALLA BASE						
AN. STATICA LINEARE			AN. DINAMICA MODALE			RAPPORTO
FX	1410.42	[kN]	FX	1524.76	[kN]	1.081
FY	889.61	[kN]	FY	839.26	[kN]	0.943
<b>N.B. I VALORI RIPORTATI NON SONO ANCORA STATI SCALATI</b>			<b>N.B. I VALORI SONO OTTENUTI APPLICANDO SISMA SOLO IN X O SOLO IN Y RISPETTIVAMENTE</b>			<b>N.B. FATTORE Moltiplicativo PER PASSARE DA A.S.L. AD A.D.M.</b>

Come si osserva dalla tabella sovrastante, l'analisi statica lineare tende a sottostimare il taglio alla base per sisma agente in direzione X e a sovrastimarne per sisma in direzione Y.

Generalmente sarebbe lecito aspettarsi che attraverso analisi statiche lineari tale quantità risulti sovrastimata rispetto ad analisi dinamiche modali. Infatti la prima tipologia assume che l'intera massa della struttura venga mobilitata nella direzione del sisma, mentre l'analisi dinamica considera anche i modi di vibrare di indice superiore perciò una parte della massa viene attivata nella direzione del sisma e la rimanente in altre direzioni.

Con sisma agente in direzione Y si osserva che effettivamente il taglio alla base determinato tramite l'analisi statica lineare risulta più alto di quello della dinamica. La situazione inusuale che si verifica in questo caso in direzione X può invece essere spiegata dal fatto che i modi di ordine superiore presentano accelerazioni spettrali in questa direzione più elevate di quella del primo modo, per cui complessivamente l'azione sismica applicata risulta più alta e di conseguenza anche il taglio alla base.

### 5.5.2 Analisi statica lineare scalata

Nella tabella che segue si riportano i risultati ottenuti dall'analisi statica lineare a seguito della scalatura dell'azione sismica, in cui nuovamente le caselle verdi rappresentano le verifiche soddisfatte e quelle rosse individuano quelle non soddisfatte.

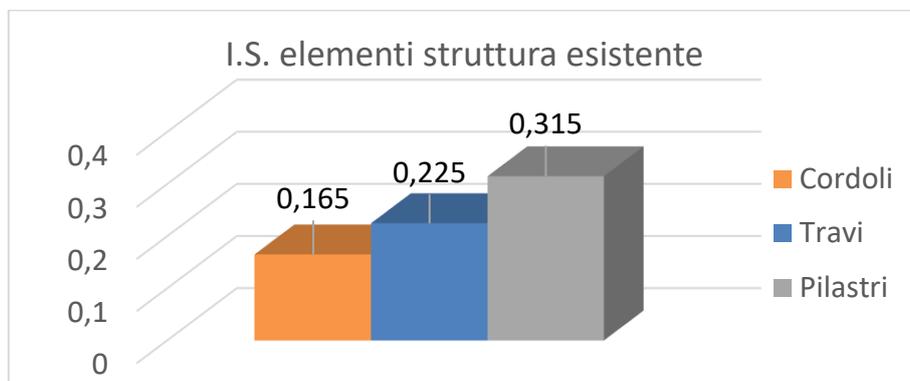
RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE SCALATA - MODELLO 1												
IS	100% SISMA X			100% SISMA X ± 30% SISMA Y			100% SISMA Y ± 30% SISMA X			100% SISMA Y		
	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI	PILASTRI	TRAVI	CORDOLI
0.1000												
0.1500												
0.1600												
0.1650												
0.1750												
0.1800												
0.1850												
0.1870												
0.1880												
0.1890												
0.1893												
0.1894												
0.1895												
0.1900												
0.2000												
0.2250												
0.2500												
0.2750												
0.3000												
0.3150												
0.3250												
0.3500												
0.3750												
0.4000												
0.4250												
0.4500												
0.4750												
0.5000												
0.6000												
0.7000												
0.8000												
0.9000												
1.0000												

Per una maggiore chiarezza si riassumono i risultati in termini di I.S. ottenuti applicando l'analisi statica lineare nella tabella che segue, in cui sono distinte le combinazioni sismiche considerate e le varie tipologie di elementi strutturali.

VALUTAZIONE I.S. - ANALISI STATICA LINEARE SCALATA				
ELEMENTO	COMBINAZIONE			
	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
TRAVI	0.225	0.225	0.7	> 1
CORDOLI	> 1	0.5	0.165	0.165
PILASTRI	0.325	0.315	0.325	0.35
I.S. finale struttura	0.165			

Si può osservare in questo caso come il più piccolo valore di I.S. sia pari a **0.165** e sia relativo alla crisi dei cordoli per azione sismica con direzione principale Y. Se si considerasse, invece, la struttura soggetta a un evento sismico con direzione principale X la crisi sarebbe governata dalle travi, con un valore di I.S. pari a **0.225**.

I valori dell'indice di sicurezza minimi ottenuti applicando l'analisi statica lineare scalata sulla struttura esistente vengono riportati in forma grafica nel diagramma che segue, in cui si nota come in precedenza che la crisi interessa prima i cordoli poi le travi e infine i pilastri.



### 5.5.3 Confronto dei risultati

È a questo punto possibile confrontare gli indici di sicurezza dei vari elementi strutturali forniti dalle due analisi per le combinazioni sismiche considerate. Tale confronto è riportato nelle tabelle che seguono, in cui sono altresì evidenziati i valori minimi di I.S. per i vari elementi.

#### CONFRONTO FRA ANALISI STATICA LINEARE E DINAMICA MODALE

I.S. TRAVI				
ANALISI	COMBINAZIONE			
	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
STATICA LINEARE	0.225	0.225	0.7	> 1
DINAMICA MODALE	0.225	0.225	0.8	> 1
VARIAZIONE %	0.0%	0.0%	12.5%	-

I.S. CORDOLI				
ANALISI	COMBINAZIONE			
	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
STATICA LINEARE	> 1	0.5	0.165	0.165
DINAMICA MODALE	> 1	0.6	0.1894	0.1894
VARIAZIONE %	-	16.7%	12.9%	12.9%

I.S. PILASTRI				
ANALISI	COMBINAZIONE			
	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
STATICA LINEARE	0.325	0.315	0.325	0.35
DINAMICA MODALE	0.35	0.315	0.325	0.35
VARIAZIONE %	7.1%	0.0%	0.0%	0.0%

Si osserva innanzitutto che l'indice di sicurezza ottenuto dall'analisi dinamica modale per ciascun elemento e per ogni combinazione sismica risulta sempre più alto o al limite uguale a quello derivante dalla statica lineare.

Globalmente entrambe le analisi evidenziano che gli elementi che per primi vanno in crisi, ovvero raggiungono lo SLV, sono i cordoli, seguiti dalle travi e infine dai pilastri.

Infine, si nota che gli indici di sicurezza minimi di pilastri e travi calcolati attraverso le due tipologie di analisi sono coincidenti. Per quanto riguarda i cordoli, invece, il valore di I.S dell'analisi dinamica modale è più alto del 12.9% e, trattandosi degli elementi che si plasticizzano per primi, tale variazione coincide anche con quella dell'indice di sicurezza globale della struttura.

## 5.6 Analisi di pushover

Per definire il comportamento della struttura esistente in campo sia elastico sia plastico, individuare il meccanismo di collasso e le eventuali debolezze strutturali che potrebbe presentare durante un evento sismico e valutare il livello di duttilità del sistema, viene svolta un'analisi statica non lineare di pushover. Tale approccio, infatti, ha lo scopo di studiare il comportamento della struttura una volta superato il punto di snervamento, valutando i fenomeni di danneggiamento e redistribuzione degli sforzi all'aumentare della spinta. L'obiettivo principale è quello di cogliere il punto massimo oltre al quale si crea un meccanismo labile nella struttura.

In altre parole l'analisi di pushover consiste nello studio della struttura soggetta ai carichi verticali e ad un sistema di forze orizzontali che viene incrementato in maniera monotona attraverso un coefficiente moltiplicativo dei carichi. Al crescere della spinta viene monitorato lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (posto tipicamente in sommità dell'edificio) fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

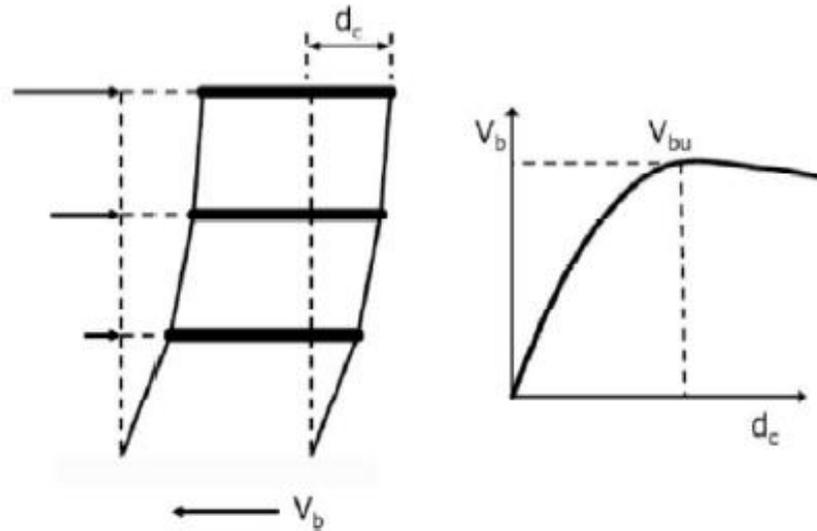


Figura 44 - Schematizzazione di un'analisi di pushover

Trattandosi di un'analisi eseguita in campo non lineare è importante conoscere oltre al livello di carico anche la sua storia, per cui la risoluzione avviene per incrementi successivi valutando di volta in volta l'evolvere dello spostamento.

Dal punto di vista operativo si può considerare valida l'ipotesi di piccoli spostamenti ma si assume un legame non lineare tra forze interne e carichi applicati esternamente:

$$F_{int}(V) = P$$

Pertanto, se si considera una configurazione iniziale di equilibrio in cui ai carichi esterni  $P_0$  corrispondono gli spostamenti  $V_0$  vale la seguente equazione:

$$F_{int}(V_0) = P_0$$

Incrementando a questo punto il carico esterno fino ad arrivare a una nuova configurazione di equilibrio si ha:

$$F_{int}(V_0 + \Delta V) = P_0 + \Delta P$$

Sviluppando in serie di Taylor la funzione  $F_{int}$  nell'intorno di  $V_0$  e arrendendosi al primo ordine si ottiene:

$$F_{int}(V_0 + \Delta V) = F_{int}(V_0) + \left. \frac{\partial F_{int}}{\partial V} \right|_{V_0} \cdot \Delta V + \dots = P_0 + \Delta P$$

Operando in tale maniera si linearizza il problema poiché  $\left. \frac{\partial F_{int}}{\partial V} \right|_{V_0}$  non dipende più da  $V$  ma solamente da  $(V_0)$ .

Osservando che  $F_{int}(V_0) = P_0$  e definendo  $K_T(V_0) = \left. \frac{\partial F_{int}}{\partial V} \right|_{V_0}$  la matrice di rigidezza tangente è possibile scrivere la seguente equazione di equilibrio linearizzata:

$$K_T(V_0) \cdot \Delta V \approx \Delta P$$

Dove  $\Delta P$  è l'incremento di carico e  $\Delta V$  l'incremento di spostamento.

Il problema è stato quindi linearizzato al passo, dunque per ogni incremento di carico  $\Delta P$  è possibile calcolare l'incremento di spostamento  $\Delta V$ .

L'output principale dell'analisi statica non lineare è il diagramma forza- spostamento della struttura: assumendo una distribuzione di carico di riferimento  $P_{ref}$ , gli incrementi vengono eseguiti aumentando il coefficiente moltiplicativo  $\lambda$ :

$$P = \lambda P_{ref}$$

Il moltiplicatore che individua il carico di collasso della struttura può essere trovato sapendo che valgono i seguenti teoremi:

- Teorema cinematico: il moltiplicatore di collasso è il valore più basso fra quelli corrispondenti a meccanismi cinematicamente ammissibili;
- Teorema statico: il moltiplicatore di collasso è il valore più alto fra quelli corrispondenti a meccanismi staticamente ammissibili;
- Teorema di unicità: il moltiplicatore di collasso è l'unico ad essere contemporaneamente cinematicamente e staticamente ammissibile.

Nei teoremi appena introdotti sono stati impiegati i due seguenti concetti:

- Meccanismo cinematicamente ammissibile: il numero di cerniere plastiche è sufficiente a trasformare la struttura in un meccanismo;
- Stato di sollecitazione staticamente ammissibile: la struttura è in equilibrio e non ci sono sezioni in cui il momento flettente supera il momento di plasticizzazione.

In maniera analoga a come il metodo degli elementi finiti discretizza la struttura nello spazio, la procedura incrementale effettua la discretizzazione del percorso carico-spostamento: dato uno stato di equilibrio definito dalla coppia  $(V, \lambda)$  tramite la matrice di rigidezza tangente è possibile approssimare la curva di equilibrio reale e trovare la configurazione successiva  $(V_{i+1}, \lambda_{i+1})$ .

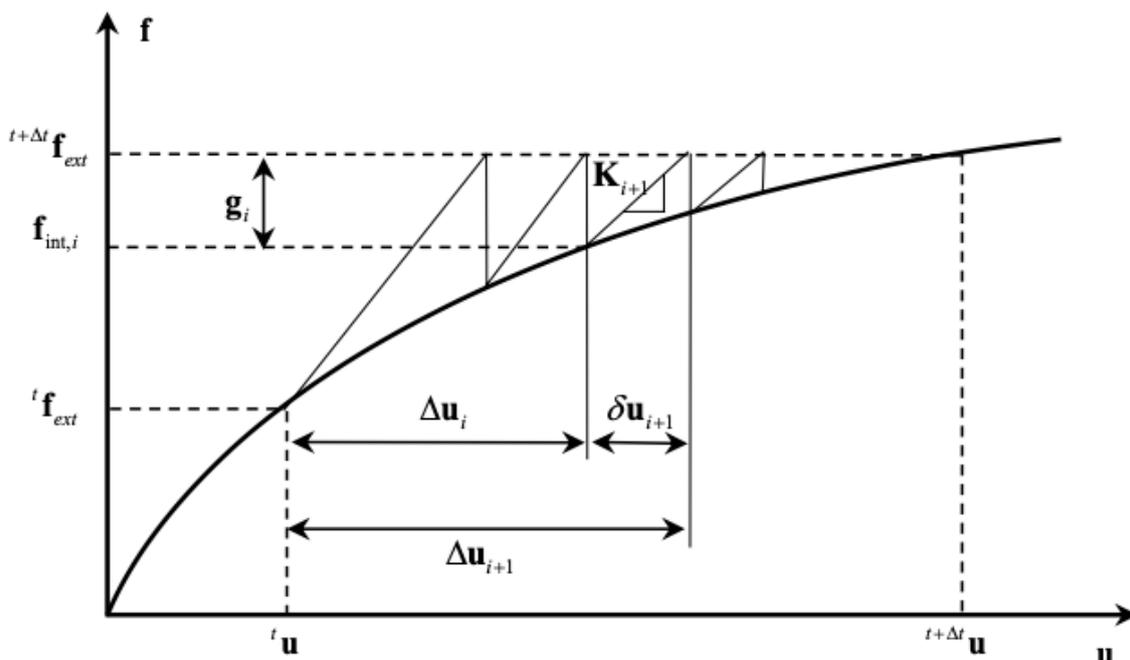


Figura 45: Definizione della curva di comportamento con metodi numerici di tipo iterativo

Nel grafico precedente la notazione utilizzata è la seguente:

- $\Delta u_i$  è lo spostamento complessivo alla  $i$ -esima iterazione rispetto alla configurazione al tempo iniziale  $t$ ;
- $\delta u_i$  individua l'incremento di spostamento alla  $i$ -esima iterazione;
- $g_i$  è la forza residua non ancora equilibrata alla  $i$ -esima iterazione;
- ${}^t f_{ext}$  rappresenta il vettore delle forze esterne all'istante iniziale;
- $f_{int,i}$  sono le forze interne al sistema al passo  $i$ -esimo;
- $\Delta f_{int,i}$  è il vettore complessivo delle forze interne alla  $i$ -esima iterazione rispetto all'istante iniziale.

Avendo a che fare con equazioni di equilibrio non lineari, ogni coppia  $(V, \lambda)$  che definisce uno stato di equilibrio viene ricercata mediante l'ausilio di metodi di tipo numerico.

### 5.6.1 Analisi di sensibilità dei parametri

Prima di procedere con l'analisi approfondita della struttura esistente sono state eseguite delle prove finalizzate a comprendere l'influenza dei valori assegnati ai parametri non lineari sulla risposta del sistema.

Per effettuare queste prove si è fatto riferimento al medesimo modello illustrato nei paragrafi precedenti, in cui i cordoli non presentano elementi di svincolo alle estremità.

I parametri dell'analisi non lineare su cui è stata posta particolare attenzione sono:

- Scelta del punto di controllo, per cui è stato confrontato il risultato ottenuto utilizzando il nodo baricentrico del piano di copertura o un nodo d'angolo sempre in corrispondenza dell'ultimo solaio;
- Ampiezza degli incrementi di carico, assunta pari a 1 cm, 0.5 cm e 0.5 mm;
- Criterio di convergenza, espresso in termini di tolleranza sulla norma degli spostamenti e delle forze;
- Numero di substep, ovvero il numero massimo di suddivisioni consentite per ciascun passo di carico.

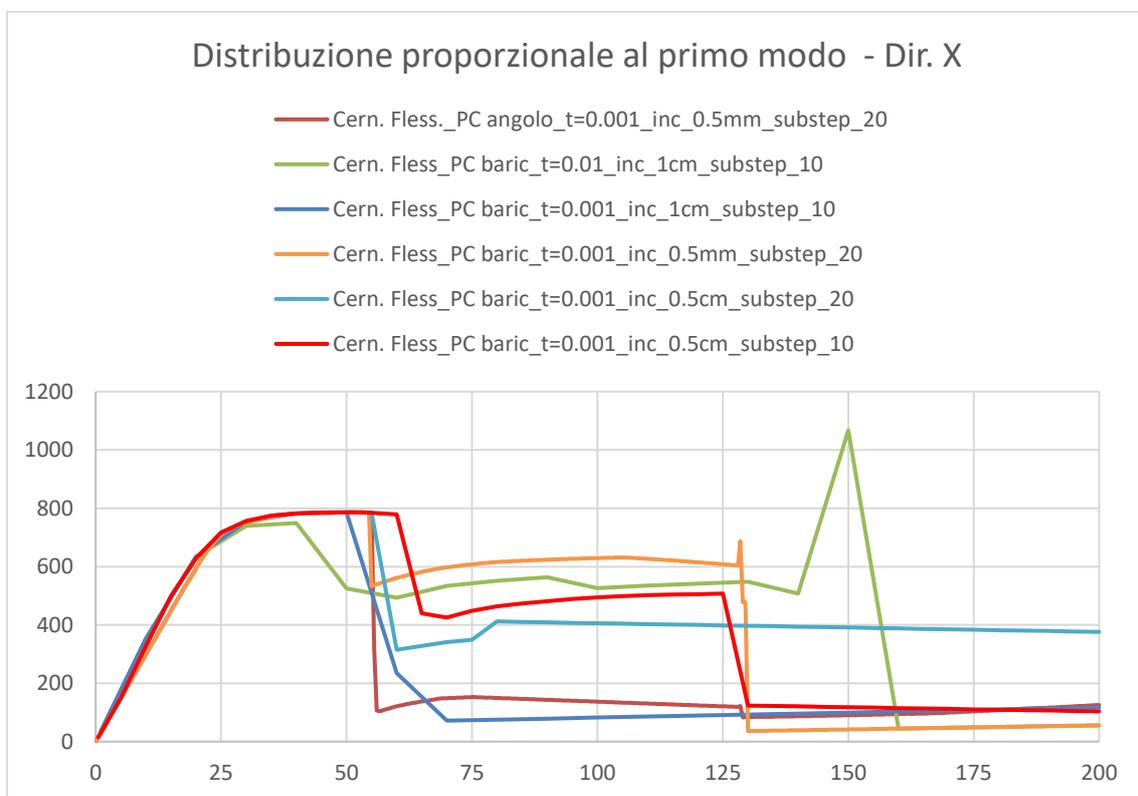
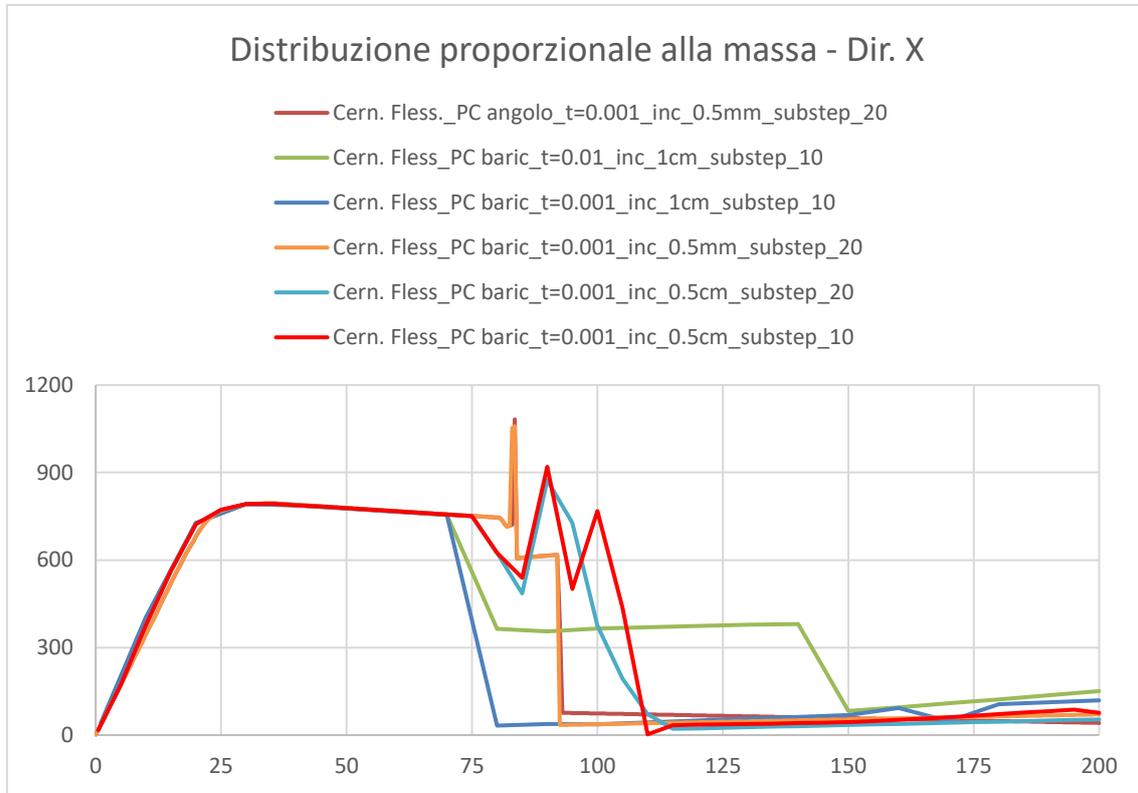
È necessario far notare che, al fine di ottenere il risultato più accurato possibile, è stato deciso di non valutare l'influenza del numero di iterazioni massime consentite al software per trovare una soluzione, che viene sempre assunto pari a 200.

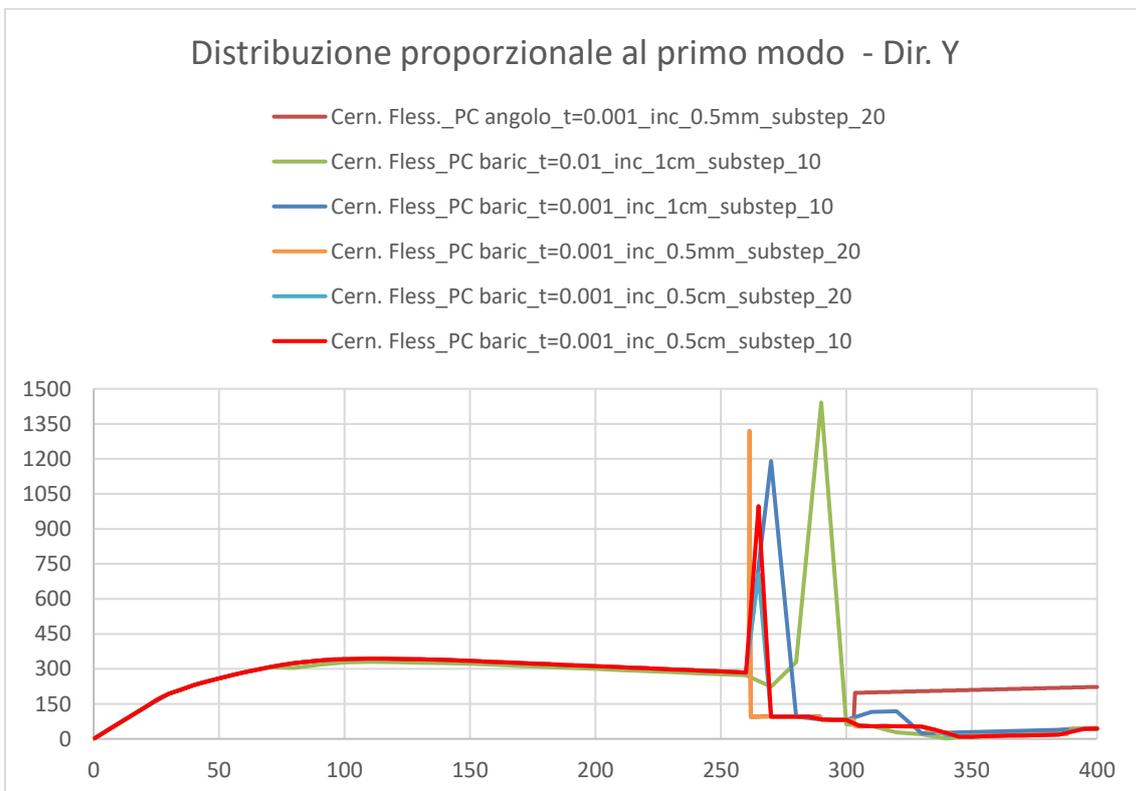
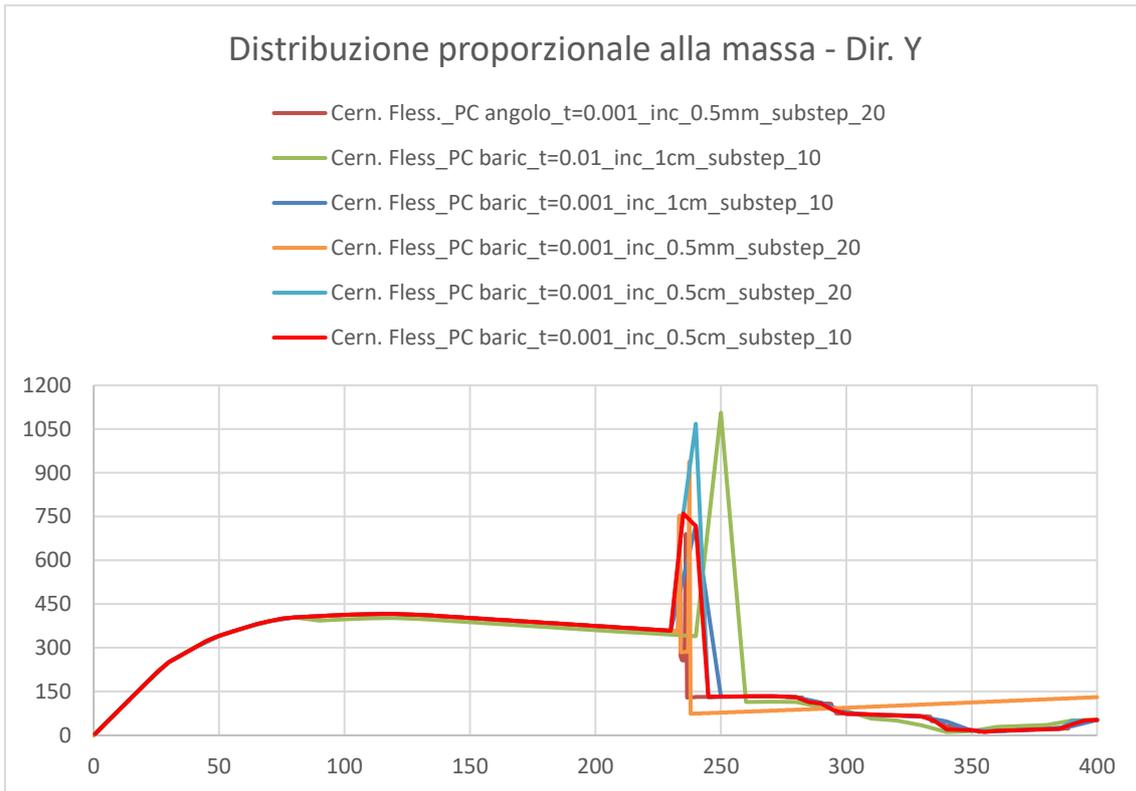
In questa fase è stato scelto, come è uso comune anche nella pratica professionale, di utilizzare modelli in cui le cerniere plastiche sono definite come da EC8 e si formano per sola flessione, mantenendo la possibilità eventualmente di valutare il contributo della sollecitazione tagliante a posteriori.

Inoltre, in accordo con le indicazioni normative e come esposto in dettaglio nei paragrafi seguenti, vengono analizzate due distribuzioni di forze diverse sia in direzione X sia in direzione Y, una con forze orizzontali proporzionali alle masse di piano e l'altra con carichi proporzionali alla prima forma modale nella direzione considerata.

Nei grafici che seguono vengono messe a confronto per ogni distribuzione di azioni e per ciascuna direzione le curve di comportamento ottenute; in particolare sono state

considerate le sei combinazioni dei parametri precedentemente esposti descritte in  
legenda.





Innanzitutto è possibile notare che in diverse prove le curve presentano dei picchi di resistenza che non sono spiegabili dal punto di vista fisico: questi fenomeni sono

fisiologici e si possono presentare nelle analisi non lineari in quanto nei punti di picco il software ritiene di aver definito una soluzione che numericamente rispetta sia l'equilibrio sia i criteri di convergenza imposti. Tuttavia, poiché questi punti sono privi di significato e non influenzano la definizione degli spostamenti ultimi all'interno del software, nelle analisi successive più dettagliate questi possono anche essere trascurati.

Osservando le sovrapposizioni delle curve è possibile notare che, fatta eccezione per la curva con distribuzione proporzionale al primo modo in direzione X, la scelta del punto di controllo non influenza in maniera significativa la curva di comportamento, a patto che esso sia posto in sommità. Questa condizione nel caso di studio è giustificata dal fatto che la struttura esistente è perfettamente simmetrica in una direzione e pressoché simmetrica nell'altra; per cui, se sottoposto ad azioni orizzontali, l'edificio non mostra rotazioni in pianta significative che potrebbero portare a diversi spostamenti assoluti di due punti nel piano e modificare il risultato in funzione della scelta del punto di controllo.

È inoltre possibile osservare che aumentando l'ampiezza dei passi di carico le curve si mantengono morfologicamente simili a quelle ottenute con passi più ridotti, seppure con andamento marcatamente lineare a tratti. Inoltre, con passi di carico più ampi è evidente che si ottengono valori di spostamento ultimo diversi rispetto alle curve più fitte: questo è da imputare al fatto che il software in ogni caso ricerca una soluzione nello step con spostamento assegnato, per cui se il valore di spostamento ultimo ricade fra due incrementi successivi lontani fra loro il programma non è in grado di calcolarlo in maniera accurata. Quindi, una maggiore discretizzazione degli incrementi di spostamento porta ad un'accuratezza della soluzione più elevata. In particolare, la differenza tra curve con passi di carico ampi e curve più dense di punti è molto evidente nel caso di distribuzioni di forze applicate in direzione X.

Osservando, invece, l'influenza del valore di tolleranza adottato si nota che la sua riduzione influisce in maniera importante sulle curve. In particolare, assumere un valore poco restrittivo può portare a errori sia nella forma della curva sia nei valori di spostamento e carico ultimi.

Inoltre, il numero di substep adottato non influisce morfologicamente sulla curva ma il suo aumento garantisce più possibilità al software di giungere a convergenza.

Infine, è necessario osservare che assumere passi di carico con ampiezza ridotta, tolleranze su forze e spostamenti molto restrittive e un buon numero di substep porta a risultati più accurati a fronte di tempi di calcolo molto più lunghi.

Tuttavia, visti i risultati ottenuti e le considerazioni fatte, nelle analisi a seguire è stato scelto di ricercare la soluzione più accurata possibile, pertanto si è deciso di considerare tolleranza ridotta, numero di substep massimo consentito da Midas Gen (pari a 20), ampiezza dei passi di carico pari a 0.5 mm e punto di controllo posto nel baricentro del piano di copertura. Nei paragrafi a seguire viene descritta in maniera più dettagliata e completa l'impostazione adottata per l'analisi di pushover della struttura esistente.

### 5.6.2 Curve di pushover

Come descritto in precedenza, per effettuare l'analisi statica non lineare sulla struttura esistente è stato utilizzato il modello realizzato su Midas Gen senza svincoli all'estremità dei cordoli. Il software permette di impostare dei parametri globali per l'analisi di pushover, per cui innanzitutto si è scelto di non considerare l'aggiornamento della matrice di rigidezza geometrica necessario per tener conto dell'influenza di grandi spostamenti. Inoltre, è stato definito il caso di carico iniziale, ovvero quello relativo allo stato di fatto, che viene impostato applicando ai valori caratteristici i coefficienti di combinazione  $\psi_{2j}$ . I parametri di gestione dell'analisi non lineare vengono specificati individuando il massimo numero di iterazioni applicabili per arrivare a convergenza, il numero di substep che il programma può utilizzare per cercare la soluzione all'interno di ogni passo di carico e il criterio di convergenza. In questo caso si è scelto di considerare 20 substep, ovvero il massimo consentito all'interno del codice di calcolo e una tolleranza pari a 0.001 sia sulla norma degli spostamenti sia su quella delle forze.

In genere la norma degli spostamenti si utilizza per cercare la convergenza sui sistemi flessibili, dove lo spostamento è dominante rispetto alla forza ed è rappresentata dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_D = \sqrt{\frac{\delta u_n^T \cdot \delta u_n}{\Delta u_n^T \cdot \Delta u_n}}$$

Dove:

- $\delta u_n$  è il vettore incremento di spostamento alla n-esima iterazione;
- $\Delta u_n$  è il vettore di incremento di spostamento accumulato fino alla n-esima iterazione.

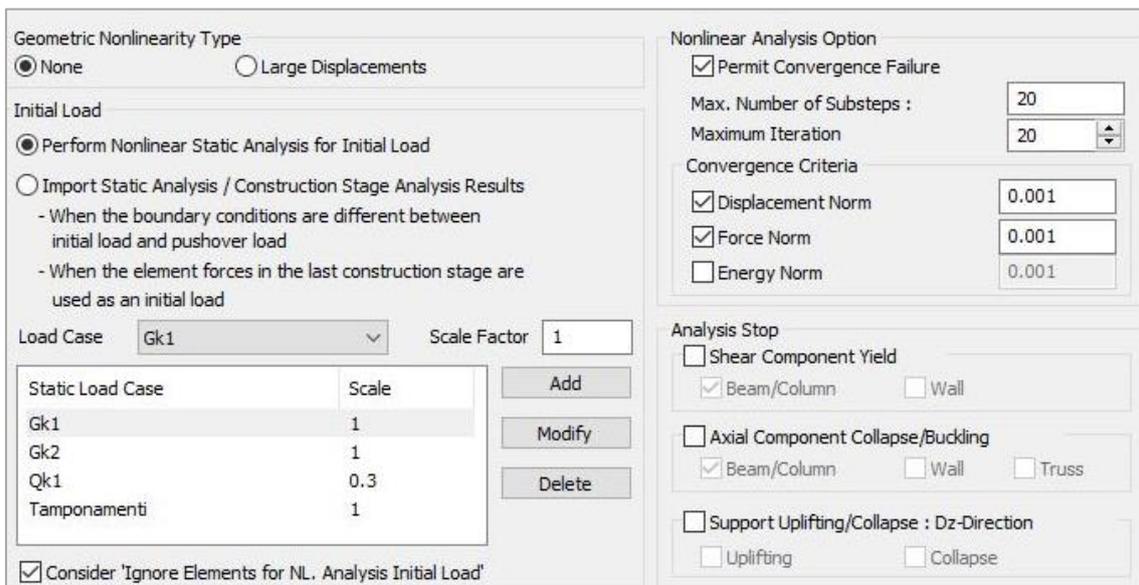
Invece, in genere la norma delle forze viene utilizzata per cercare la convergenza sui sistemi rigidi, dove la forza è dominante rispetto allo spostamento e viene calcolata come segue:

$$\varepsilon_F = \sqrt{\frac{p_{eff,n}^T \cdot p_{eff,n}}{p_{eff,1}^T \cdot p_{eff,1}}}$$

Dove:

- $p_{eff,n}$  è il vettore dei carichi effettivo alla n-esima iterazione;
- $p_{eff,1}$  è il vettore dei carichi effettivo alla prima iterazione.

Si riporta di seguito una schermata del software nella quale sono riassunti i parametri di analisi appena introdotti.



*Figura 46 – Pushover Global Control*

Poiché il set di forze orizzontali ha lo scopo di riprodurre gli effetti che si innescano a seguito di un sisma applicato alla struttura, è evidente come dalle caratteristiche della distribuzione di forze adottata dipenda la validità dell'intera analisi. A tal proposito la normativa NTC2018 al §7.3.4.2 richiede di considerare per la definizione delle azioni orizzontali almeno due diverse distribuzioni di forze d'inerzia ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2). Al Gruppo 1 appartiene una distribuzione di forze proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 75% per strutture in calcestruzzo armato. Al Gruppo 2 invece appartiene un set di forze derivato da una distribuzione di accelerazioni uniforme lungo l'altezza del fabbricato: tale requisito è soddisfatto mediante l'utilizzo di forze proporzionali alle masse. Infine, affinché i risultati forniti dall'analisi di pushover siano affidabili è necessario che il modo di vibrare dominante della struttura non sia di tipo torsionale.

Per poter confrontare in maniera coerente i risultati dell'analisi di pushover con quelli delle analisi lineari effettuate precedentemente, vengono definiti dei casi di carico nei quali non viene considerata l'eccentricità in pianta della struttura. Pertanto sono stati definiti all'interno del codice di calcolo quattro *Pushover Load Case* di cui due proporzionali alle masse e applicati uno in direzione X l'altro in direzione Y e i rimanenti proporzionali al primo modo di vibrare fondamentale per ciascuna direzione.

Vengono inoltre definiti per ciascun *Pushover Load Case* il numero di step di suddivisione della spinta, il criterio di controllo che può essere in termini di forza o spostamento e il valore massimo di spostamento massimo consentito (riferito ad un punto di controllo scelto dall'utente). Nel caso di studio per tutti i casi di carico si è scelto di operare in controllo di spostamento, imponendo 400 incrementi e valore massimo pari a 20 cm in direzione X e 800 incrementi e valore massimo pari a 40 cm in direzione Y. Pertanto a ciascun passo di carico si applica un incremento di spostamento in sommità pari a 0.5 mm. La prova in controllo di spostamento in questo caso è stata ritenuta più idonea in quanto consente di monitorare eventuali cali di resistenza del sistema.

Si riportano di seguito due schermate del software in cui sono raccolti i valori dei parametri illustrati in precedenza per le analisi con distribuzioni proporzionali alle masse e al primo modo di vibrare applicate in direzione X.

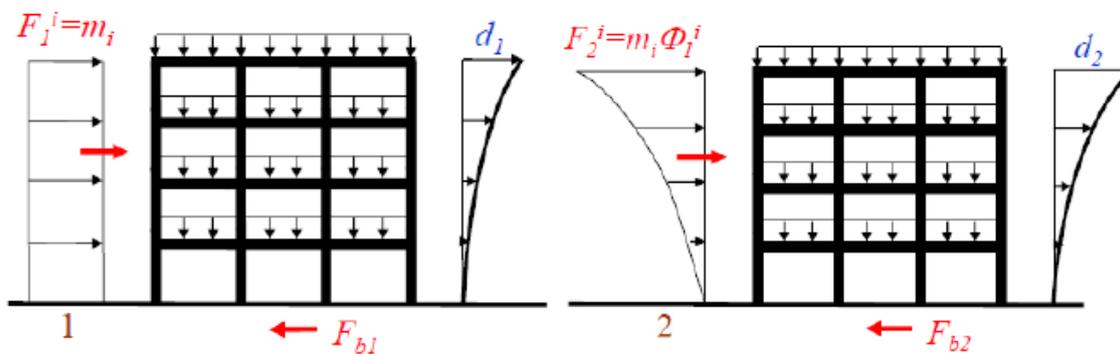
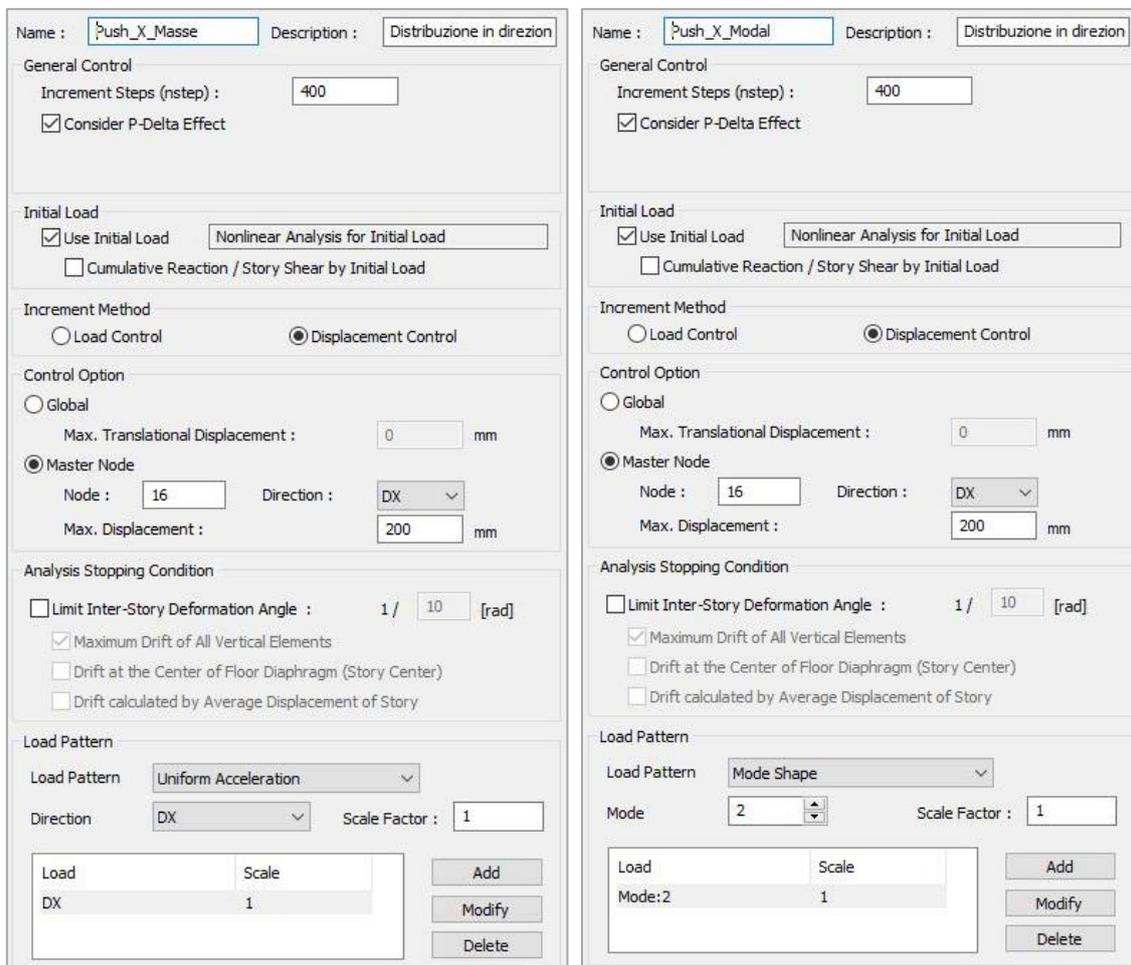


Figura 47 - Pushover Load Cases (proporzionale alle masse a sx e al primo modo a dx)

Successivamente sul software vengono definite le tipologie di cerniere plastiche che ci si aspetta vengano a formarsi nella struttura e si definiscono contestualmente le loro caratteristiche. In particolare, è necessario specificare:

- il tipo di elemento (*beam, wall, truss, link o spring*);
- il materiale di cui è composto (calcestruzzo armato, acciaio o muratura);
- la tipologia di legame costitutivo che descrive il comportamento della cerniera plastica (momento – rotazione o momento – curvatura);
- il modello di riferimento per l'analisi non lineare (a plasticità concentrata all'estremità degli elementi o modello a fibre con plasticità diffusa);
- la tipologia d'interazione tra sforzi assiali e flessionali (nessuna, pressoflessione retta P-M, pressoflessione deviata P-M-M);
- le componenti di sollecitazione che possono portare alla formazione della cerniera plastica;
- il criterio per la definizione della curva di comportamento della cerniera plastica (bilineare, trilineare, fenomenologica FEMA o da EC8);
- la lunghezza di taglio che rappresenta il punto d'inversione del momento flettente su un elemento (per strutture iperstatiche solitamente si assume pari alla metà della lunghezza mentre per le isostatiche si considera pari alla lunghezza dell'elemento) e che viene utilizzata per il calcolo delle rotazioni alla corda in condizioni di snervamento e ultime.

In particolare, le cerniere definite da EC8 presentano un comportamento semplificato, descritto tramite 4 punti significativi, il cui andamento è riportato nel grafico che segue.

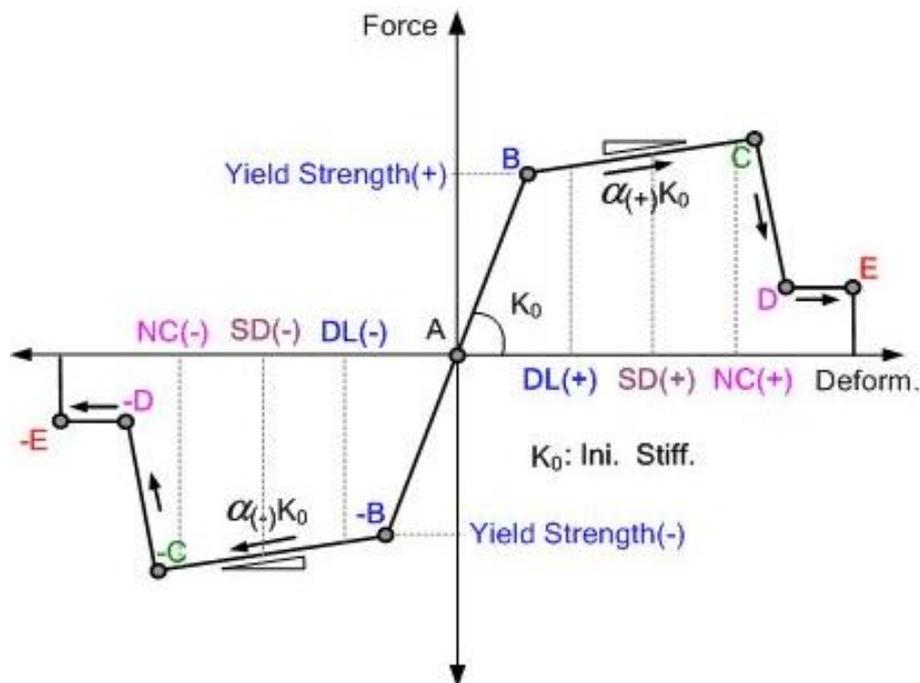
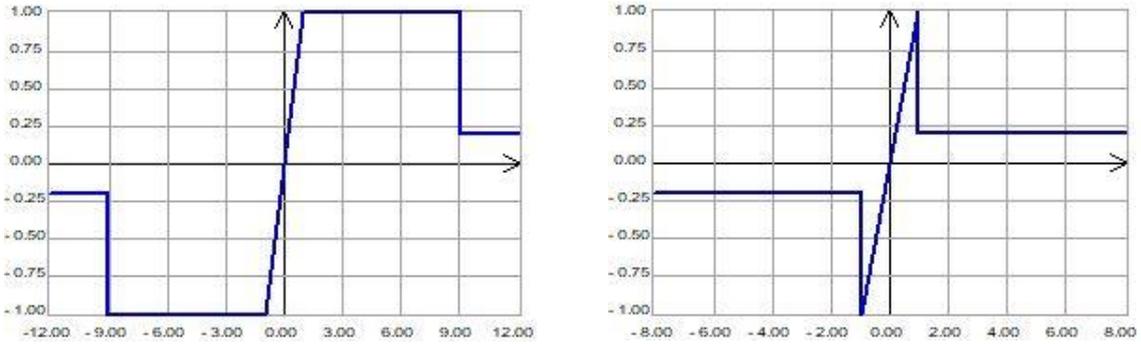


Figura 48 – Diagramma di comportamento per cerniere plastiche secondo EC8

Il punto B corrisponde al raggiungimento dello snervamento, C individua il raggiungimento della condizione ultima, D rappresenta la resistenza residua della cerniera collassata.

Pertanto, il tratto AB definisce il comportamento della cerniera in campo elastico, BC corrisponde alla plasticizzazione della cerniera e allo sviluppo di un danneggiamento (DL: *Damage Limitation*, SD: *Significant Damage*, NC: *Near Collapse*), CD rappresenta la rottura con abbattimento improvviso di resistenza e rigidezza e infine DE mostra una resistenza residua priva di significato fisico ma necessaria per calcolare una soluzione numerica.

Di seguito si riportano due diagrammi che mostrano il comportamento delle cerniere plastiche secondo EC8 causate rispettivamente dal superamento della resistenza a flessione e a taglio.



*Figura 49 – Legami costitutivi delle cerniere plastiche a flessione e a taglio rispettivamente*

Dai grafici si osserva che la crisi per flessione mostra tratti plastici più ampi e quindi risulta più duttile, mentre la crisi per taglio non presenta alcuna riserva plastica perciò è un meccanismo fragile.

Di seguito si riportano le schermate del software Midas Gen in cui sono stati introdotti i parametri appena illustrati per la definizione delle proprietà delle cerniere plastiche di travi, cordoli e pilastri.

Per tutti gli elementi sono stati impostati: materiale calcestruzzo armato, legame costitutivo della cerniera espresso in termini di momento – rotazione, modello a plasticità concentrata all'estremità degli elementi e cerniere secondo EC8.

Name :  Description :

**Element Type**

Beam/Column     Wall  
 Truss     General Link  
 Point Spring Support

**Material Type**

RC / SRC (encased)  
 Steel / SRC (filled)  
 Masonry

**Wall Type**

Membrane  
 Plate

**Definition**

Moment - Rotation (M-Theta)  
 Moment - Curvature (M-Phi Lumped)  
 Consider Hinge Length    Integration Point  
 Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

**Hinge Type**

Skeleton Model  
 Fiber Model

**Axial-Moment Interaction Type**

None     P-M Interaction  
 P-M-M in Status Determination

**Axial-Shear Interaction Type of RC**

None     P-Q Interaction

**Fiber Section**

Auto Generation     User Defined  
Section :   
Fiber Name :  ...  
Out-of-plane Nonlinearity of Fiber Wall

**Component Properties**

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> Fz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
<input type="checkbox"/> Mx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> My	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> Mz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...

Yield Surface Properties...    Masonry Properties...    **Shear Span(Lv)...**

Figura 50 - Pushover Hinge Properties per travi e cordoli

In particolare, per travi e cordoli, essendo elementi prevalentemente inflessi, si trascura l'interazione tra momento e sforzo normale.

The screenshot shows the 'Pushover Hinge Properties' dialog for columns. Key settings include:

- Name:** Pilastrri
- Element Type:** Beam/Column (selected)
- Material Type:** RC / SRC (encased) (selected)
- Wall Type:** Membrane (selected)
- Definition:** Moment - Rotation (M-Theta) (selected)
- Hinge Type:** Skeleton Model (selected)
- Axial-Moment Interaction Type:** P-M-M in Status Determination (selected)
- Axial-Shear Interaction Type of RC:** None (selected)
- Fiber Section:** User Defined (selected)
- Component Properties:**

Component	Hinge Location	Skeleton Curve
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
<input checked="" type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
<input checked="" type="checkbox"/> Fz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
<input type="checkbox"/> Mx	I&J-end	Trilinear Type
<input checked="" type="checkbox"/> My	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
<input checked="" type="checkbox"/> Mz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004

Figura 51 - Pushover Hinge Properties per i pilastrri

Al contrario, per i pilastrri si considera l'interazione tra sforzo normale e momento flettente nelle due direzioni. In questo caso, quindi, avendo assunto un'interazione di tipo P-M-M i momenti resistenti in direzione y e z e lo sforzo normale non sono indipendenti.

Nel caso di studio il dominio d'interazione per pressoflessione deviata viene definito come illustrato nell'immagine seguente.

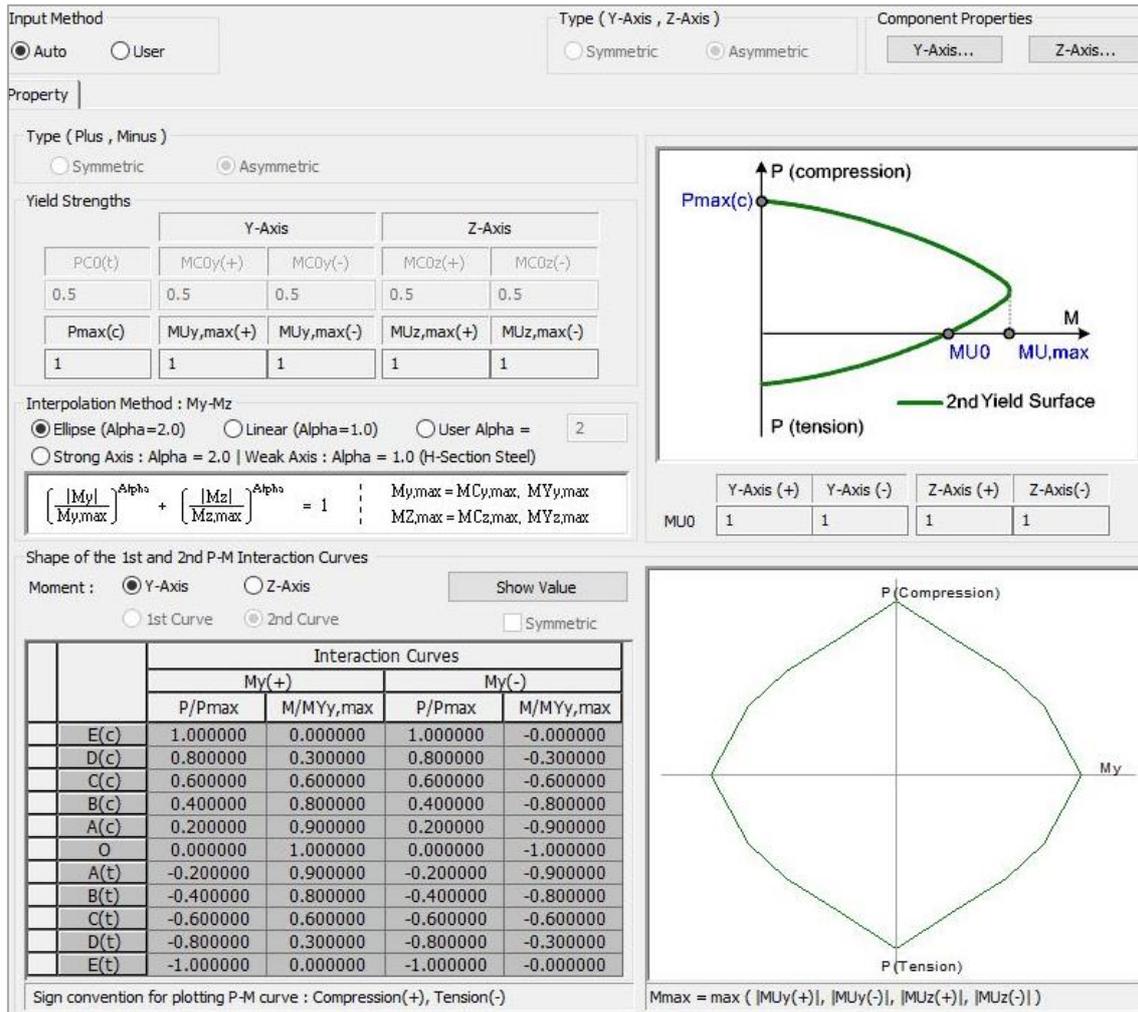


Figura 52 – Dominio d'interazione P-M-M per i pilastri della struttura esistente

Una volta definite tutte le proprietà delle cerniere plastiche si procede alla loro assegnazione ai relativi elementi strutturali.

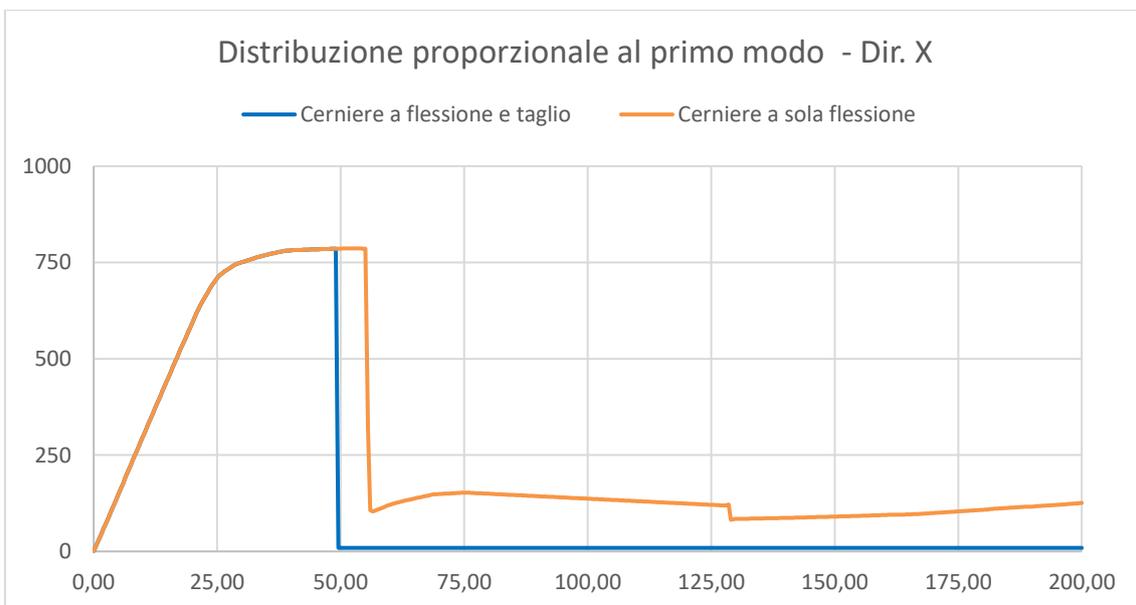
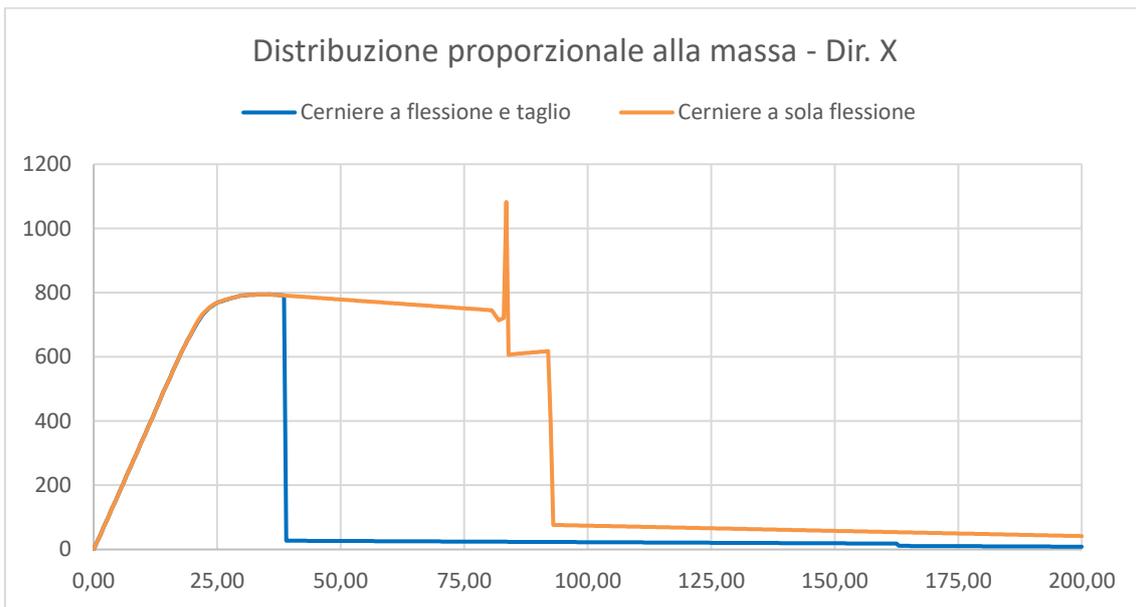
Avendo definito quattro casi di carico, il software esegue quattro analisi di pushover e per ciascuna di queste individua una curva di comportamento della struttura che rappresenta l'andamento del taglio alla base in funzione dello spostamento del punto di controllo posto in sommità.

### 5.6.2.1 Curve di pushover in direzione X

Vista la regolarità geometrica della struttura esistente e data la semplicità del modello, è stato scelto di eseguire due analisi di pushover distinte in base alla tipologia di cerniere

plastiche considerate, in ognuna delle quali si hanno due diverse distribuzioni di forze orizzontali applicate lungo l'altezza.

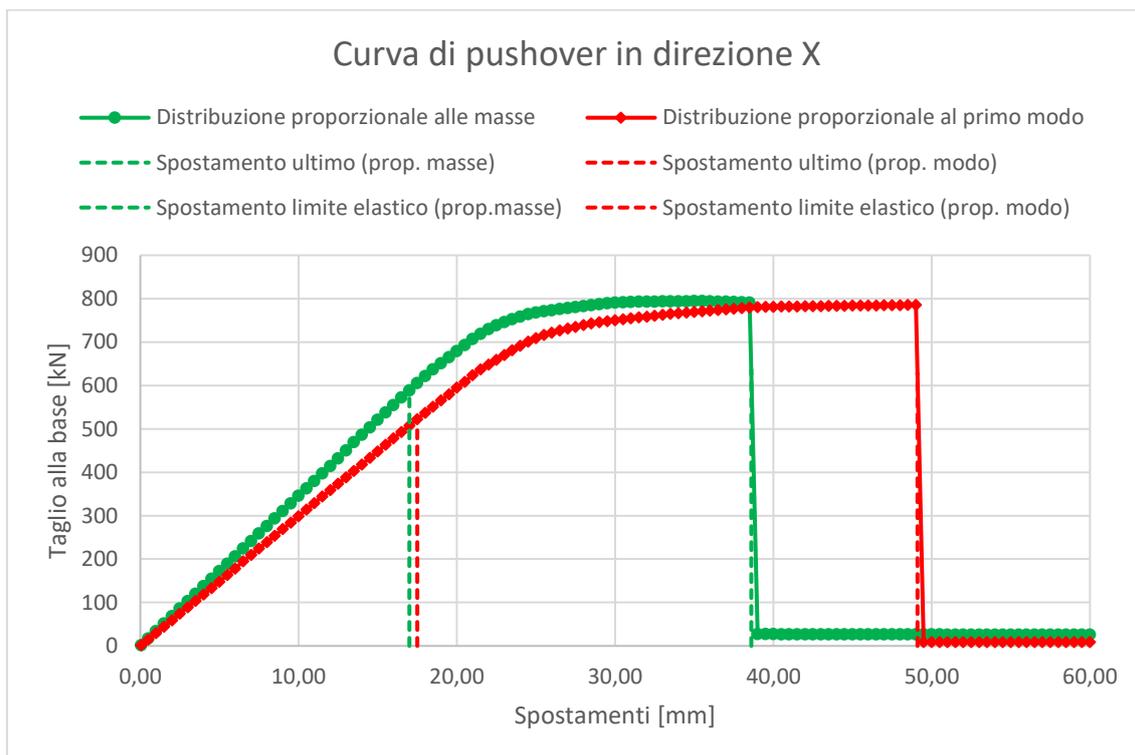
Nei grafici che seguono vengono messe a confronto le curve di pushover ottenute applicando rispettivamente una distribuzione di forze proporzionale alle masse e al primo modo di vibrare, nel caso sia di cerniere plastiche che si formano per sola flessione sia per taglio e flessione.



Osservando le curve di pushover si nota per entrambe le distribuzioni che l'andamento con cerniere a flessione o a flessione e taglio è coincidente fino al raggiungimento di un

brusco calo di resistenza. Poiché tale condizione si verifica prima per le curve di pushover con legame costitutivo delle cerniere plastiche a flessione e taglio significa che la crisi del sistema avviene per taglio, quindi nel seguito si farà riferimento a tali curve.

Le curve di comportamento ottenute per le distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare con legame delle cerniere plastiche a flessione e taglio sono riportate nel grafico seguente.



Innanzitutto si nota che formalmente gli andamenti sono molto simili, con un primo tratto lineare che rappresenta un comportamento elastico della struttura, un ramo curvilineo in cui si ha danneggiamento e si nota una riduzione di rigidità, infine un tratto pressoché orizzontale che termina con un abbattimento di resistenza, segno che la struttura va in crisi e si forma un meccanismo.

In particolare si osserva che, nonostante i tratti elastici abbiano pendenze differenti, in termini di resistenza le due curve ottenute presentano valori di carico ultimo pressoché identici e pari a circa 780 kN. Anche per quanto riguarda gli spostamenti al limite elastico degli elementi si registrano valori molto simili, pari a 17 mm e 17.5 mm per distribuzione proporzionale alla massa e al primo modo rispettivamente. La più grande differenza fra

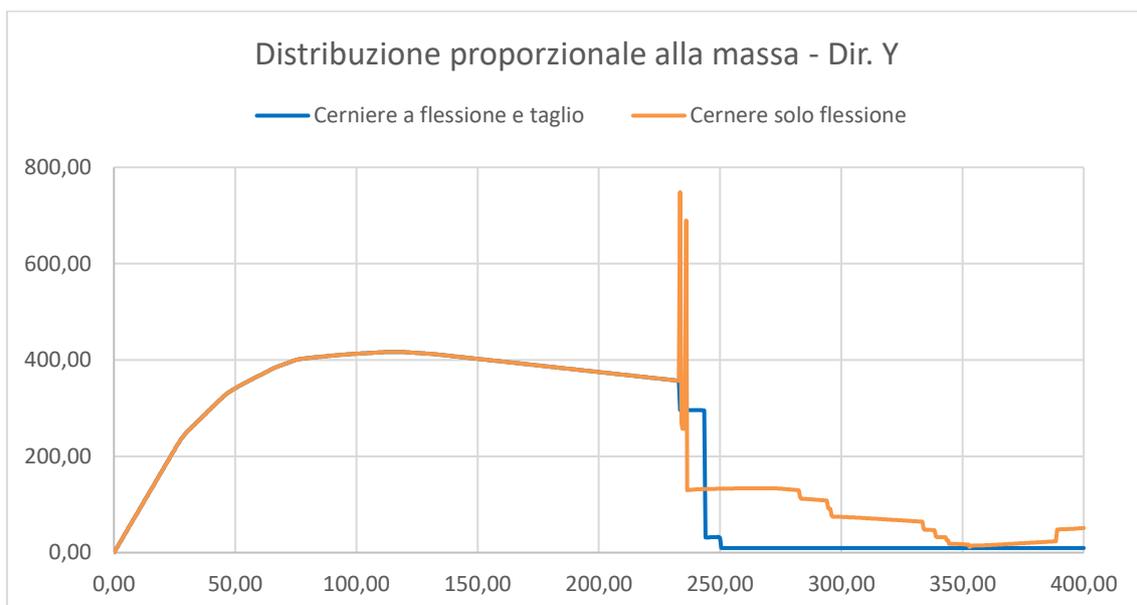
le due curve ottenute applicando forze orizzontali in direzione X si ha osservando i valori di spostamento ultimo, poiché nel caso di distribuzione proporzionale alla massa esso risulta pari a circa 38 mm, mentre nel caso di distribuzione proporzionale al primo modo questo valore è di 50 mm.

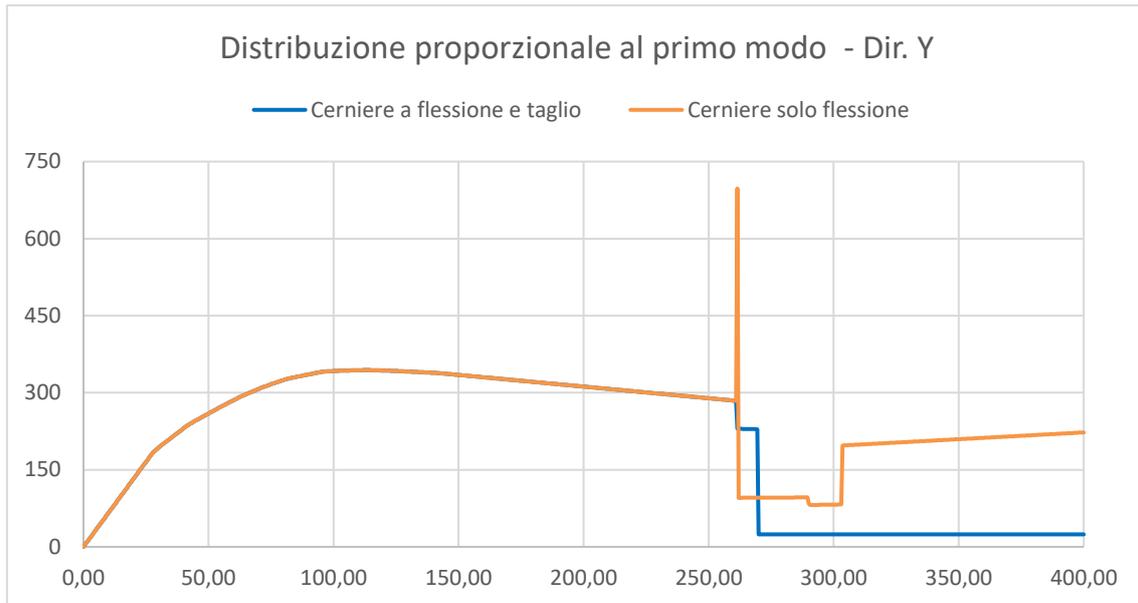
Pertanto confrontando le curve di pushover in direzione X si nota che esse portano a valori di carico ultimo analoghi, ma con comportamenti in campo non lineare diversi: in particolare il sistema presenta un tratto plastico più ampio nel caso di distribuzione proporzionale al modo di vibrare, ovvero un comportamento più duttile. Globalmente si può quindi affermare che entrambe le curve di pushover mettono in evidenza un andamento simile, con valori di carico ultimo analoghi ma diversa duttilità.

### 5.6.2.2 Curve di pushover in direzione Y

Come nel paragrafo precedente, anche in direzione Y sono state eseguite due analisi di pushover considerando diversi legami costitutivi delle cerniere plastiche.

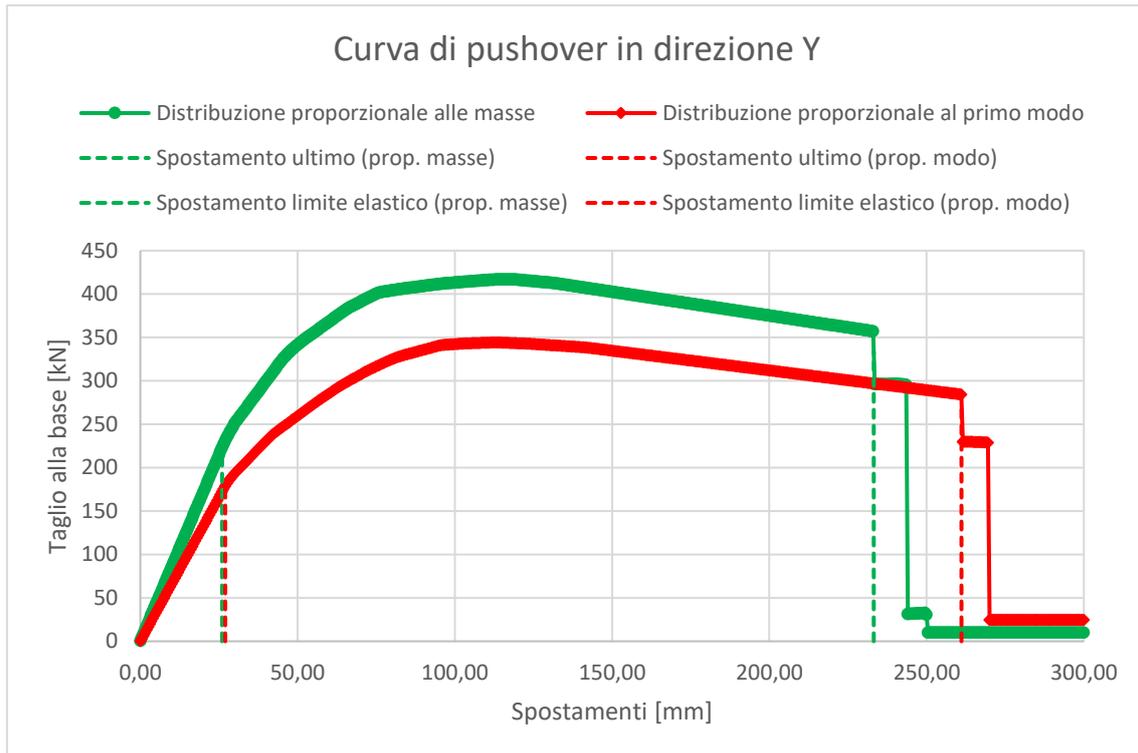
Nei grafici che seguono sono mostrati i confronti tra le curve di pushover ottenute applicando una distribuzione di forze proporzionale alle masse e al primo modo di vibrare, nel caso sia di cerniere plastiche con legame per sola flessione sia per taglio e flessione.





Come osservato in direzione X, si nota nuovamente in entrambe le distribuzioni che l'andamento con cerniere a flessione o a flessione e taglio è coincidente fino al raggiungimento di un brusco calo di resistenza. In questo caso il drop verticale si verifica pressoché in corrispondenza dello stesso valore di spostamento per entrambe le tipologie di curve. La crisi in questo caso avviene dunque per flessione, tuttavia nel seguito si fa riferimento alle curve con legame delle cerniere plastiche a flessione e taglio poiché hanno un andamento più regolare e comprendono entrambe le tipologie di crisi.

Nel grafico riportato a seguire si mostrano le curve di comportamento ottenute applicando in direzione Y le distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare.



Anche in questo caso si osserva che le due curve mostrano un andamento formalmente molto simile, con un primo tratto lineare che individua un comportamento in campo elastico, un ramo curvilineo ancora ascendente ma con pendenza minore che rappresenta il danneggiamento e l'ingresso in campo plastico, un ramo di softening con andamento rettilineo discendente e un abbattimento di resistenza che determina la formazione di un meccanismo.

In particolare, si osserva immediatamente che le due curve sono caratterizzate da tratti lineari che, seppure con pendenze diverse, portano a degli spostamenti al limite elastico pressoché identici, pari a 26 mm e 27 mm rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e alla prima forma modale. Superato il limite elastico, tuttavia, le curve mostrano un comportamento simile in termini di spostamento ma con valori di picco di taglio alla base sensibilmente diversi, pari a circa 415 kN per la distribuzione proporzionale alla massa e 345 kN per quella proporzionale al primo modo. Osservando, infine, i valori di spostamento ultimo, ovvero quelli per cui si forma un meccanismo labile nel sistema, si nota che questi assumono valori simili e pari a circa 230 mm e 260 mm rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e al primo modo.

Perciò confrontando le curve di pushover in direzione Y si osserva che esse portano a valori di spostamento ultimo simili, sebbene raggiunti con comportamenti in campo non lineare diversi: in particolare nel caso di distribuzione proporzionale alle masse il sistema presenta un tratto plastico meno pronunciato rispetto a quello relativo alla distribuzione proporzionale al modo di vibrare. Globalmente pertanto si può affermare che le due curve ottenute mostrano un andamento simile, con valori di duttilità confrontabili ma carichi ultimi differenti.

### 5.6.3 Calcolo del fattore di comportamento effettivo

Fra i vari obiettivi che si possono conseguire con un'analisi statica non lineare vi è il calcolo del coefficiente di struttura  $q$ , il quale sostanzialmente dipende dalla capacità di una struttura di deformarsi in campo plastico, ovvero dalla sua duttilità.

Dal punto di vista grafico la duttilità della struttura può essere intesa come l'ampiezza del ramo plastico della curva di comportamento, cioè numericamente il rapporto tra spostamento in condizioni ultime e spostamento al limite elastico.

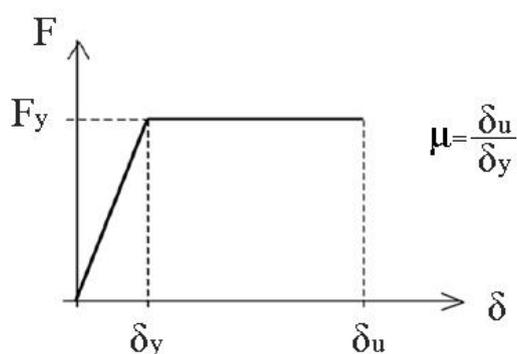


Figura 53 – Curva di comportamento e duttilità della struttura

Lo spostamento al limite elastico di una struttura corrisponde al valore per cui in un elemento viene raggiunto lo snervamento, mentre lo spostamento ultimo viene valutato all'interno del software Midas Gen secondo le indicazioni dell'EC8 come il valore per cui si registra un calo di resistenza del 20% rispetto al taglio alla base massimo.

Il valore del coefficiente di struttura  $q$  può essere definito considerando uno dei due seguenti principi:

- Principio di egual spostamento, per cui si assume che la risposta di un oscillatore semplice con comportamento elastico soggetto a un accelerogramma sia pressoché analoga a quella di un oscillatore con comportamento elastoplastico soggetto allo stesso accelerogramma. Facendo tale posizione si ottiene la seguente formulazione:

$$q = \mu$$

- Principio di egual energia, il quale assume che l'energia dissipata da un oscillatore semplice con comportamento elastico soggetto a un accelerogramma sia uguale all'energia dissipata da un oscillatore con comportamento elastoplastico soggetto al medesimo accelerogramma. Imponendo tale uguaglianza si ottiene:

$$q = \sqrt{2\mu - 1}$$

Nella figura che segue si riporta un'interpretazione grafica dei due principi esposti precedentemente, dove in blu è rappresentato il comportamento dell'oscillatore elastico e in rosso il comportamento di quello elastoplastico.

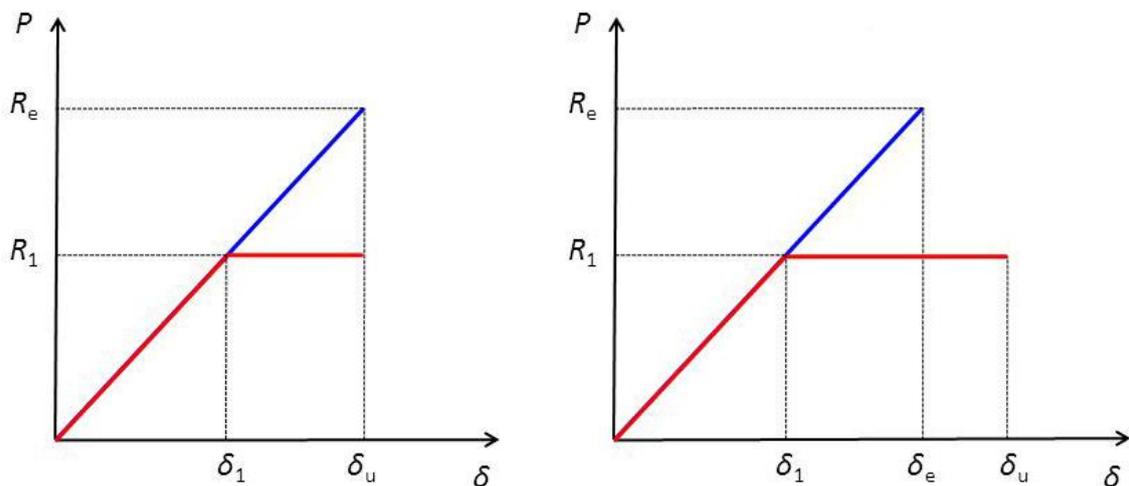


Figura 54 – Principio di egual spostamento (a sx) e di egual energia (a dx)

In particolare, si può affermare che il primo approccio risulta più indicato quando la struttura è caratterizzata da periodi propri di vibrazione elevati (strutture deformabili) mentre il secondo fornisce risultati migliori per sistemi con periodi più ridotti (strutture rigide). Pertanto è possibile definire il principio cui fare riferimento e di conseguenza il

valore di fattore di struttura attraverso le seguenti relazioni riportate al §7.3.3.3 delle NTC2018.

$$T_1 \geq T_C \quad \rightarrow \quad \mu_d = q$$

$$T_1 < T_C \quad \rightarrow \quad \mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$$

Poiché attraverso un'analisi statica non lineare è possibile definire sia lo spostamento al limite elastico sia lo spostamento ultimo del sistema, quindi la sua duttilità in spostamento, il valore del fattore di comportamento può essere calcolato come segue.

$$T_1 \geq T_C \quad \rightarrow \quad q = \mu_d$$

$$T_1 < T_C \quad \rightarrow \quad q = 1 + (\mu_d - 1) \cdot \frac{T_1}{T_C}$$

Il valore del coefficiente di struttura viene utilizzato nella pratica progettuale per ridurre l'entità dell'azione sismica di progetto, a patto che si ammetta che la struttura stessa si possa danneggiare durante l'evento sismico. Questa operazione viene effettuata scalando lo spettro di risposta elastico tramite il fattore  $1/q$ , ovvero considerando spettri ridotti come nella figura a seguire.

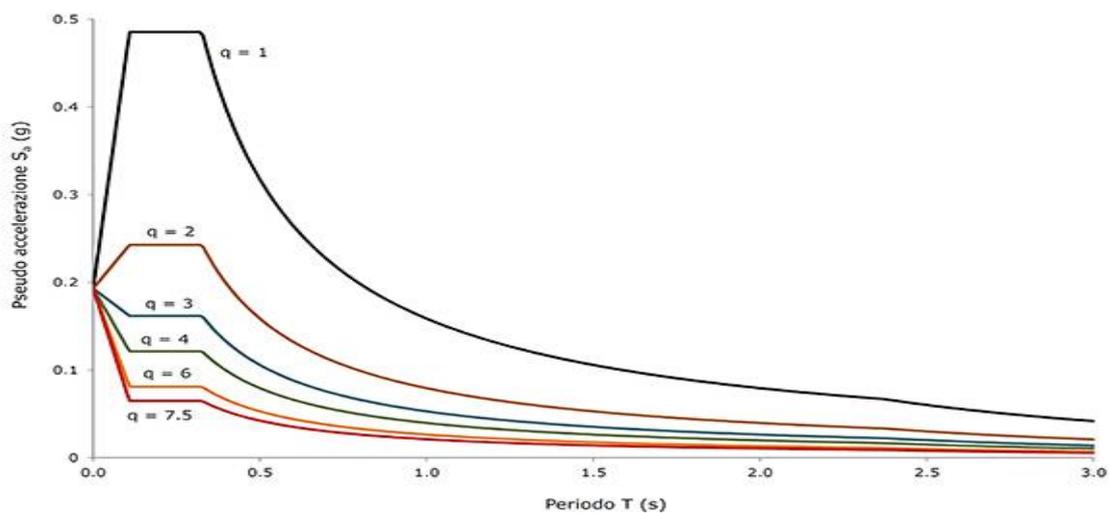


Figura 55 - Spettri di risposta ridotti con fattore di struttura  $q$

Noti i valori di periodo della struttura nelle direzioni X e Y, gli spostamenti al limite elastico e gli spostamenti in condizioni ultime associati a ogni curva di comportamento

ottenuta in precedenza, è possibile ottenere i valori di duttilità e fattore di struttura riportati nella tabella che segue.

CALCOLO DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO q								
Direzione	Distribuzione	T <sub>1</sub> [s]	T <sub>1</sub> <T <sub>c</sub>	δ <sub>y</sub> [mm]	δ <sub>u</sub> [mm]	μ	q	q_min
X	Proporzionale alla massa	0.7731	FALSO	17.00	38.60	2.27	2.27	2.27
X	Proporzionale al primo modo	0.7731	FALSO	17.50	49.10	2.81	2.81	
Y	Proporzionale alla massa	1.4420	FALSO	26.00	233.19	8.97	8.97	8.97
Y	Proporzionale al primo modo	1.4420	FALSO	27.00	261.08	9.67	9.67	

Osservando i valori di  $\mu$  si conferma quanto visto in precedenza, ovvero che le curve di comportamento con azioni orizzontali applicate in direzione X sono caratterizzate da minore duttilità rispetto a quelle con forze in direzione Y. Poiché il sistema ha periodo maggiore di  $T_c$  in entrambe le direzioni, il valore del fattore di comportamento q viene sempre calcolato con riferimento alla formula che si ottiene applicando il principio di egual spostamento, perciò risulta pari alla duttilità. In particolare è possibile osservare che i valori effettivi di q risultano sempre superiori a quello da normativa pari a 1.5 impiegato nelle analisi elastiche. Questa condizione è giustificata dal fatto che il valore 1.5 adottato nella pratica progettuale non tiene conto dei particolari costruttivi e quindi della loro influenza sulla duttilità della struttura. In particolare, si nota che il valore del fattore di comportamento minimo per azioni orizzontali in direzione **X** è pari a **2.27** quindi più elevato di quello assunto nei paragrafi precedenti. In direzione **Y**, invece, il fattore di comportamento minimo ha valore pari a **8.97**, quindi circa 6 volte più grande di 1.5 assunto in precedenza, poiché in questo caso si considera la duttilità del sistema.

Sulla base dei valori del fattore di comportamento ottenuti, è lecito aspettarsi che l'indice di sicurezza definito con analisi di pushover sia più alto in entrambe le direzioni rispetto a quelli ottenuti con analisi elastiche.

### 5.6.4 Definizione dei meccanismi di collasso

Attraverso l'analisi di pushover è possibile calcolare non solo il valore del carico ultimo che porta alla crisi la struttura ma anche definire il meccanismo di collasso associato a ciascuna distribuzione di forze considerata.

In generale è possibile osservare che le curve di comportamento restituite dall'analisi di pushover presentano tutte i seguenti tratti:

- Tratto perfettamente elastico, in cui la struttura si trova ancora in campo lineare e non presenta la formazione di cerniere plastiche alle estremità degli elementi, ovvero non è danneggiata e viene garantita la sua operatività (SLO);
- Primo tratto plastico, in cui si iniziano a formare delle cerniere localizzate e si nota una riduzione di rigidità, confermata dalla minore pendenza della curva; in questo caso la struttura presenta dei danneggiamenti localizzati e tali da non mettere a rischio gli utenti (SLD);
- Secondo tratto plastico, nel quale si accentua il danneggiamento e conseguentemente il fenomeno di formazione delle cerniere plastiche, per cui l'andamento della curva mostra una pendenza ulteriormente più bassa; a tale tratto possono corrispondere rotture e crolli localizzati, con la struttura che tuttavia mantiene un margine di sicurezza nei confronti del collasso tale da garantire la salvaguardia degli utenti (SLV);
- Tratto di crisi, associato alla formazione nella struttura di un meccanismo labile, per cui nella curva si nota un brusco calo di rigidità; questo tratto terminale può indicare rotture e crolli diffusi di elementi strutturali e non strutturali, con il fabbricato che mantiene un esiguo margine di sicurezza nei confronti dei carichi verticali e orizzontali (SLC).

Un'interpretazione grafica dei tratti significativi che descrivono la curva di capacità di una struttura è riportata nell'immagine che segue, in cui sono altresì messi in evidenza gli stati limite raggiunti.

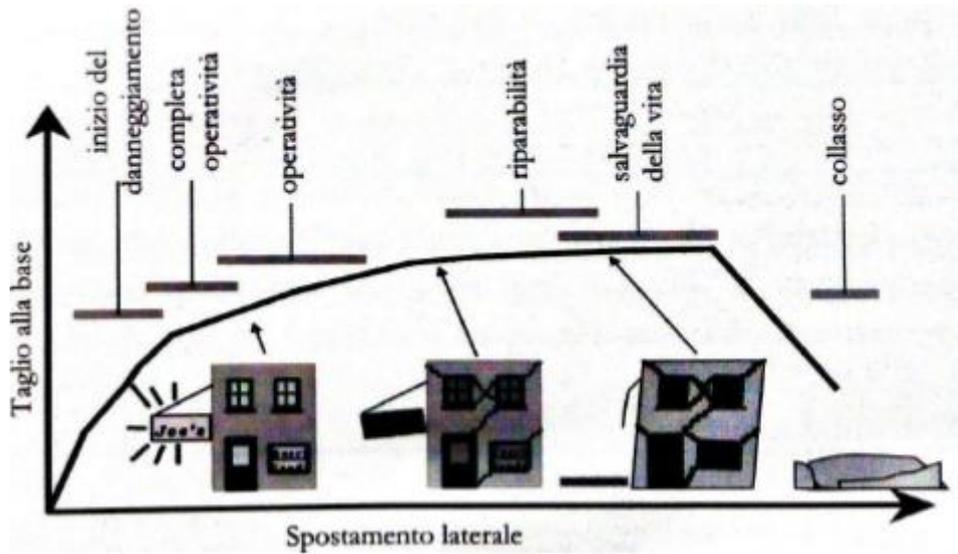


Figura 56 - Curva di capacità di una struttura e raggiungimento degli stati limite

A seguire vengono riportate le configurazioni deformate della struttura esistente per diversi passi di carico, con rappresentate le relative cerniere plastiche secondo la seguente legenda, in cui le lettere identificano i punti significativi del legame costitutivo della cerniera riportato nei paragrafi precedenti.

YIELD STATUS (EC8)

Rz

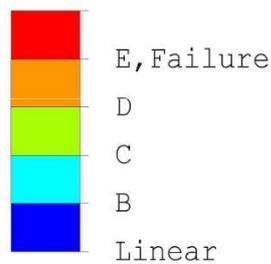
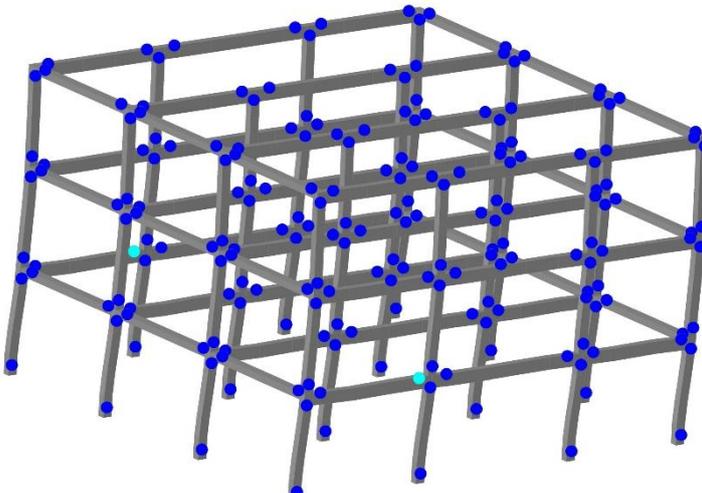
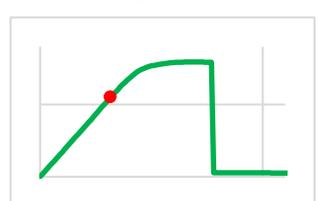
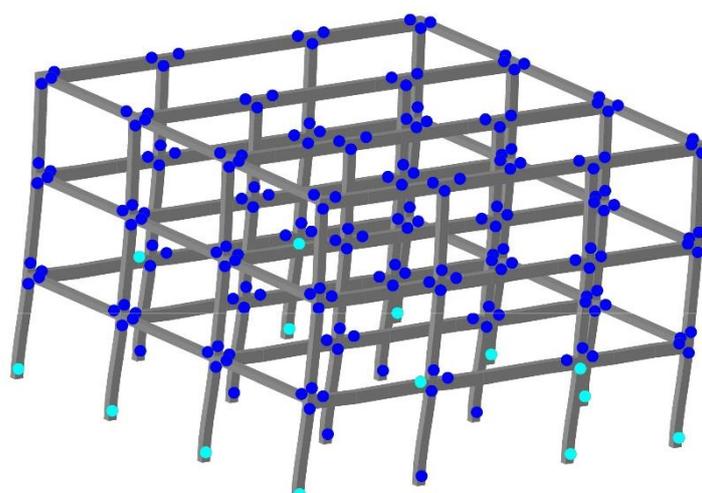
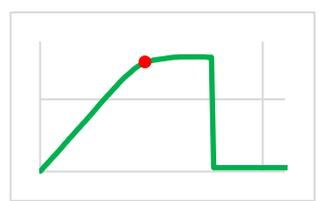
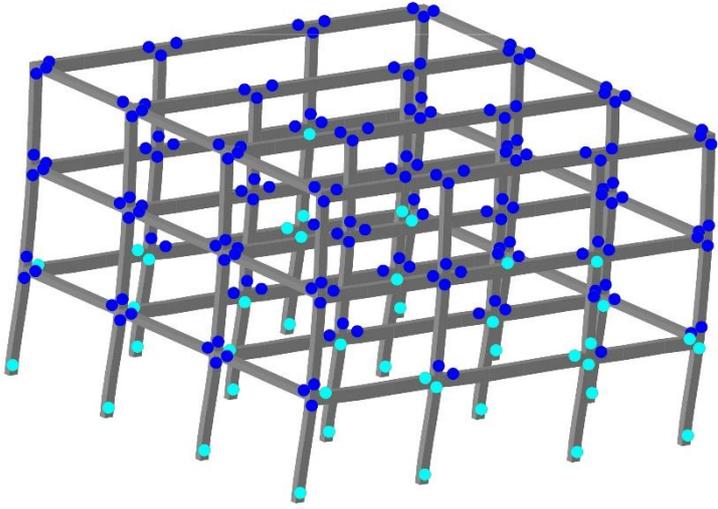
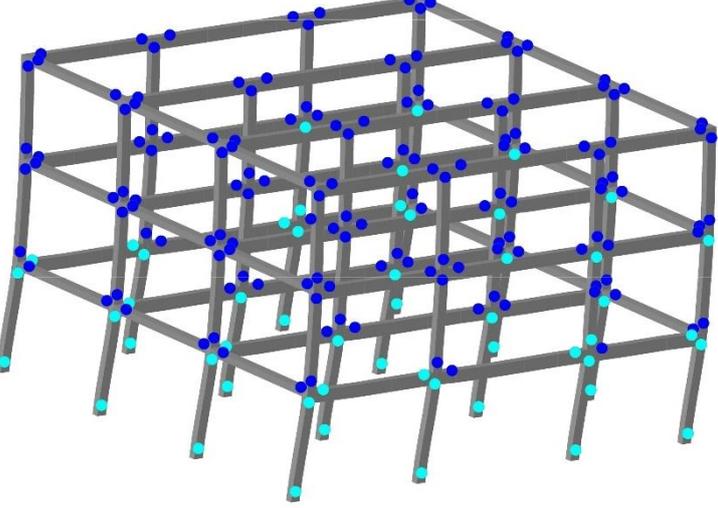
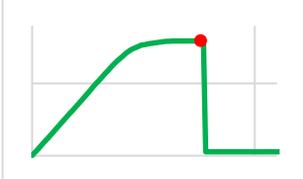


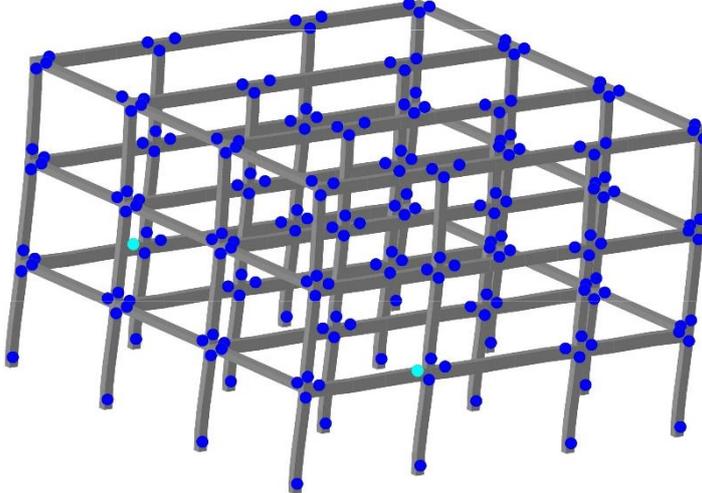
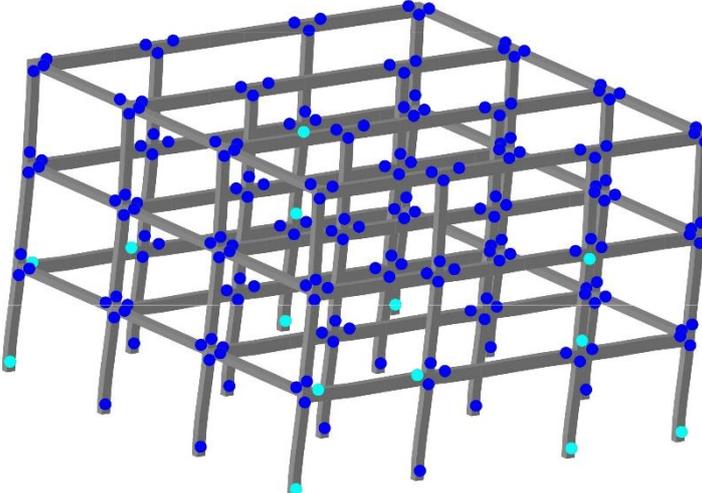
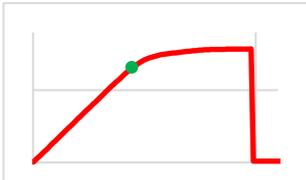
Figura 57 - Legenda dello stato delle cerniere plastiche

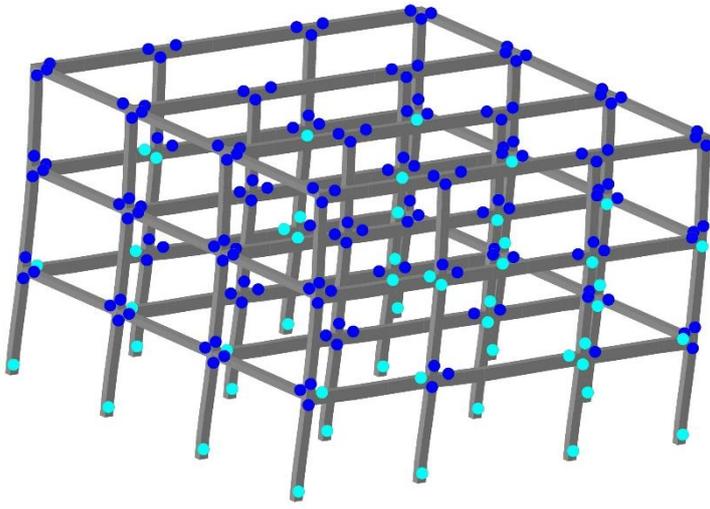
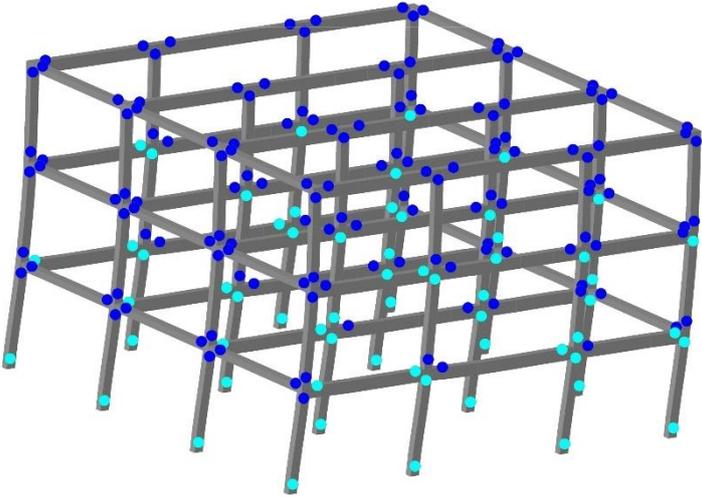
Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

<b>Distribuzione proporzionale alla massa in direzione X</b>	
	<p>Raggiungimento dello spostamento al limite elastico e formazione delle prime cerniere plastiche in corrispondenza delle travi esterne del primo solaio.</p>  <p>Step 34 – DX=17 mm</p>
	<p>Formazione di ulteriori cerniere plastiche nei pilastri del piano terra con conseguente calo di rigidezza della struttura e curva con andamento non lineare.</p>  <p>Step 44 – DX=22 mm</p>

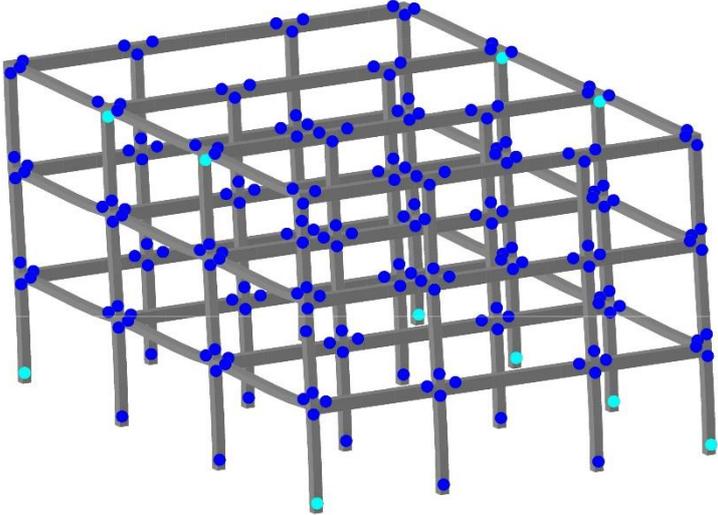
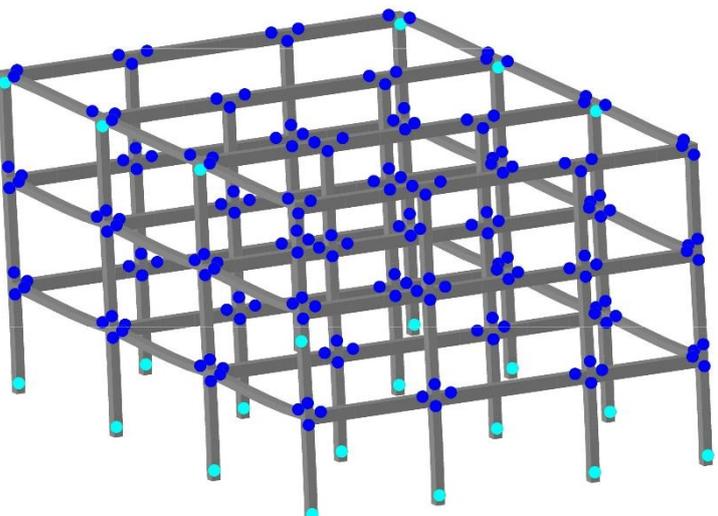
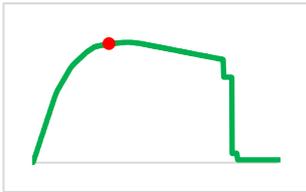
	<p>Spostamento per il quale si ha la formazione di un numero di cerniere plastiche su travi esterne del primo solaio e pilastri del piano terra tale da raggiungere il valore di carico ultimo. Curva di comportamento che assume andamento orizzontale a causa della perdita di rigidità.</p>  <p>Step 60 – <math>DX=30</math> mm</p>
	<p>Raggiungimento della configurazione di collasso incipiente, cui segue lo spostamento ultimo e un meccanismo di collasso per cui la curva di comportamento evidenzia un brusco calo di resistenza.</p>  <p>Step 77 – <math>DX=38.5</math> mm</p>

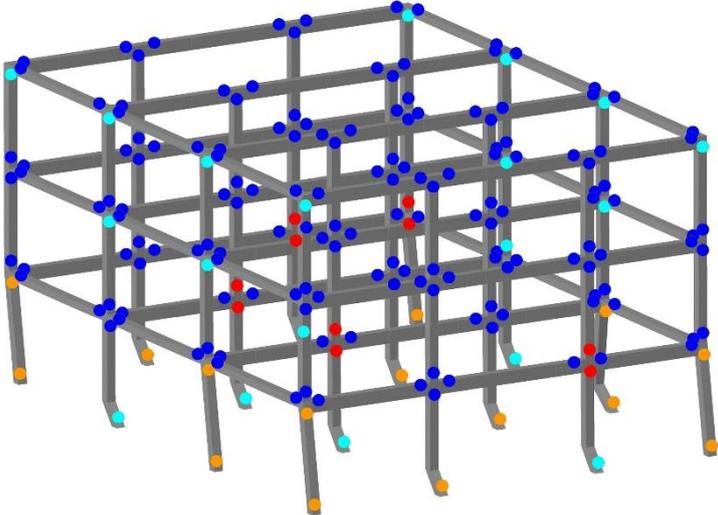
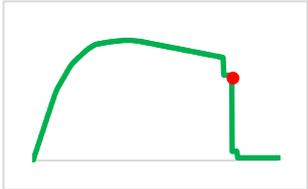
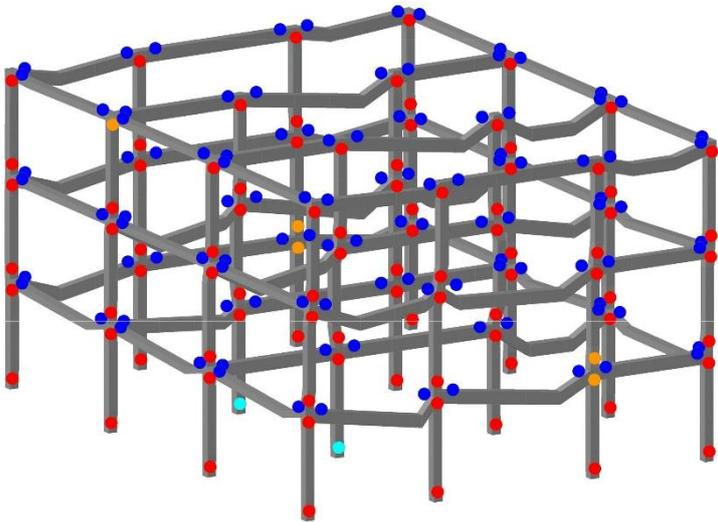
Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

<b>Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione X</b>	
	<p>Raggiungimento dello spostamento al limite elastico e formazione delle prime cerniere plastiche in corrispondenza delle travi esterne del primo solaio.</p>  <p>Step 35 – DX=17.5 mm</p>
	<p>Formazione di ulteriori cerniere plastiche nei pilastri del piano terra con conseguente calo di rigidezza della struttura e curva con andamento non lineare.</p>  <p>Step 46 – DX=23 mm</p>

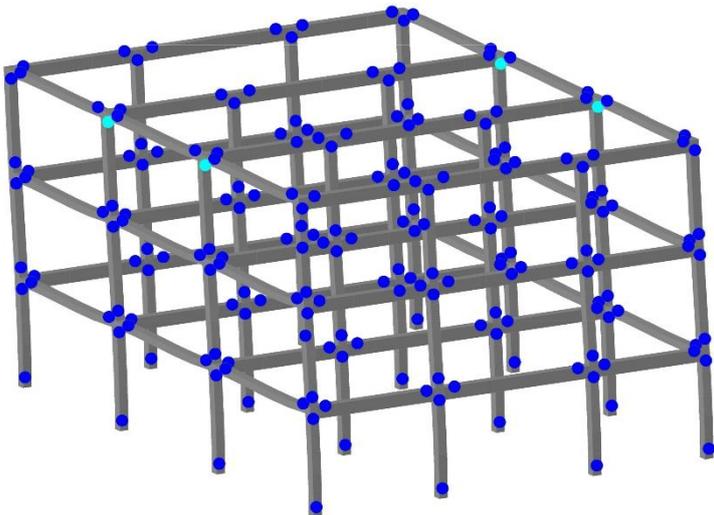
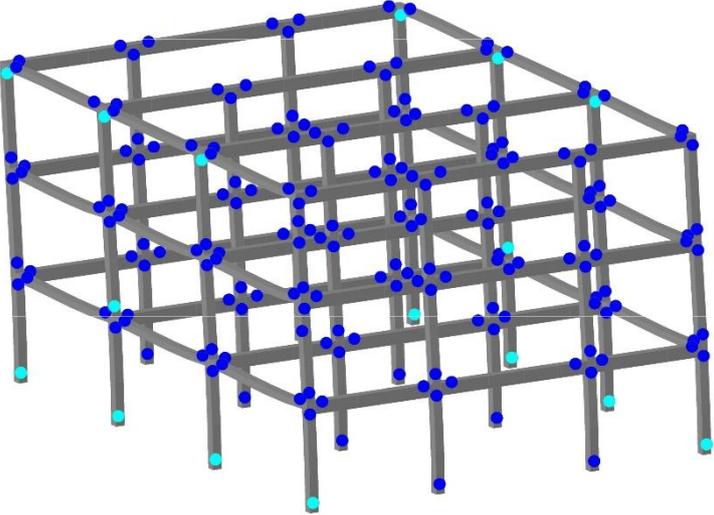
	<p>Spostamento per il quale si ha la formazione di un numero di cerniere plastiche su travi esterne del primo solaio e pilastri del piano terra tale da raggiungere il valore di carico ultimo. Curva di comportamento che assume andamento orizzontale a causa della perdita di rigidità.</p>  <p>Step 70 – DX=35 mm</p>
	<p>Raggiungimento della condizione di incipiente collasso, cui segue lo spostamento ultimo per cui si verifica un meccanismo di collasso e la curva di comportamento presenta un brusco calo di resistenza.</p>  <p>Step 98 – DX=49 mm</p>

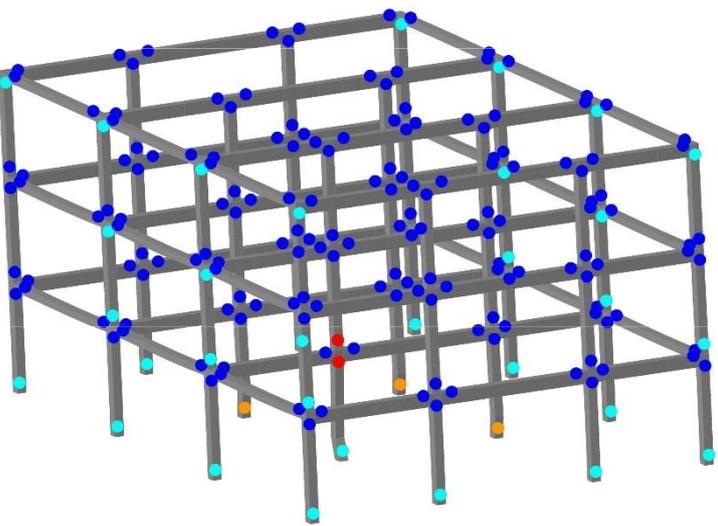
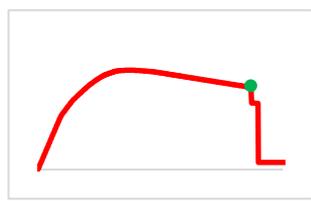
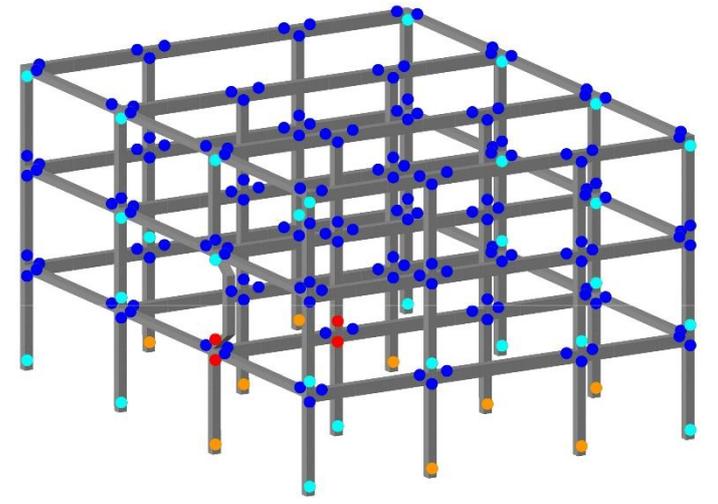
Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione Y per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

Distribuzione proporzionale alla massa in direzione Y	
	<p>Raggiungimento del valore di spostamento al limite elastico e formazione delle prime cerniere plastiche alla base di alcuni pilastri esterni del piano terra e in sommità di alcuni pilastri esterni dell'ultimo piano.</p>  <p>Step 100 – DY=50 mm</p>
	<p>Raggiungimento del taglio massimo associato alla formazione di cerniere plastiche alla base di tutti i pilastri del piano terra e in sommità di due pilastri esterni dell'ultimo piano, con conseguente softening della curva di pushover.</p>  <p>Step 180 – DY=90 mm</p>

	<p>Nella curva si osserva un brusco calo di resistenza associato alla formazione di un meccanismo di collasso per danneggiamento dei pilastri del piano terra. In particolare, si osserva come alcune cerniere (in rosso) hanno raggiunto la rotazione ultima.</p>  <p>Step 488 – DY=244 mm</p>
	<p>La struttura raggiunge il collasso e non presenta più alcuna resistenza nei confronti dei carichi orizzontali. La curva di comportamento mostra un andamento orizzontale molto vicino all'asse delle ascisse.</p>  <p>Step 501 – DY=250.5 mm</p>

Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

<b>Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y</b>	
	<p>Raggiungimento del valore di spostamento al limite elastico e formazione delle prime cerniere plastiche in sommità di alcuni pilastri esterni dell'ultimo piano.</p>  <p>Step 88 – DY=44 mm</p>
	<p>Formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri esterni del piano terra e di alcuni al primo piano e aumento delle cerniere plastiche in sommità dei pilastri dell'ultimo piano.</p>  <p>Step 150 – DY=75 mm</p>

	<p>Formazione di cerniere plastiche alla base di tutti i pilastri del piano terra e su altri pilastri dei piani superiori nei telai orditi in direzione Y. Si osserva che alcune cerniere plastiche (in rosso) raggiungono il valore di rotazione ultima.</p>  <p>Step 524 – DY=262 mm</p>
	<p>Si genera un meccanismo di collasso per cui la resistenza residua della struttura nei confronti delle azioni orizzontali è minima.</p>  <p>Step 540 – DY=270 mm</p>

### 5.6.5 Valutazione dell'I.S.

Secondo la definizione è possibile valutare l'indice di sicurezza di una struttura come il rapporto tra la PGA (*Peak Ground Acceleration*) di capacità e la PGA di domanda, ovvero tra l'accelerazione al suolo che è in grado di sopportare la struttura e quella di progetto.

$$I.S. = \frac{PGA_c}{PGA_d} , \quad PGA = a_g \cdot S$$

### 5.6.5.1 Procedura di confronto fra capacità e domanda

L'analisi di pushover prevede il confronto tra la curva di capacità ottenuta e lo spettro di risposta elastico, il quale viene però definito in riferimento a un elemento con un solo grado di libertà (SDOF). Affinché sia possibile eseguire il confronto è dunque necessario trasformare la curva di capacità della struttura a più gradi di libertà (MDOF) in una bilineare associata a una struttura equivalente a un solo grado di libertà.

La procedura di confronto tra capacità e domanda in un'analisi statica non lineare si effettua pertanto secondo le seguenti fasi.

- Definizione dello spettro di domanda, ovvero passaggio da spettro di risposta elastico a spettro di risposta ADRS (*Acceleration vs Displacement Response Spectrum*).

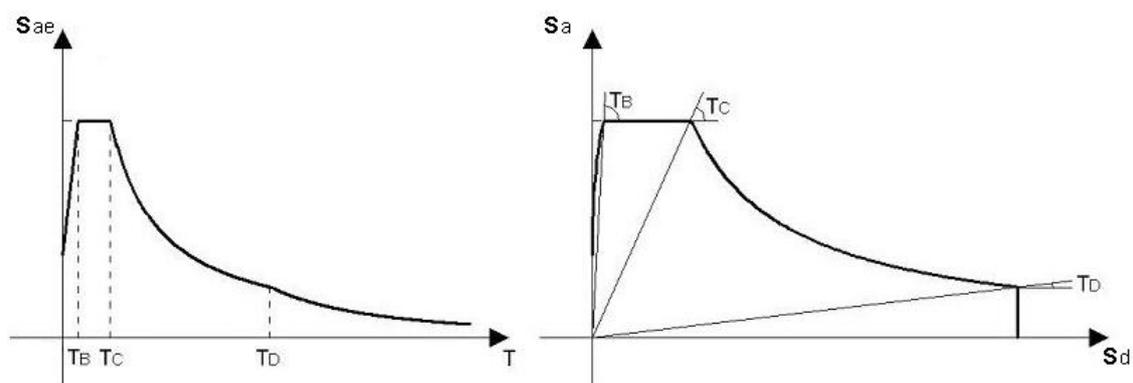


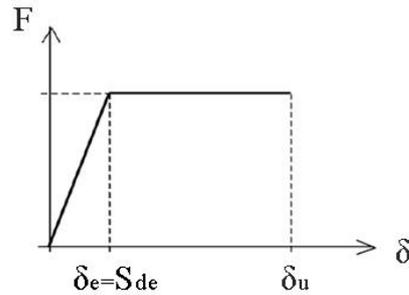
Figura 58 – Passaggio da spettro di risposta elastico a spettro ADRS

Nella figura precedente si rappresenta graficamente il passaggio da spettro di risposta elastico, in cui si mostra l'accelerazione spettrale in funzione del periodo, a spettro ADRS, che mette in relazione accelerazione spettrale e spostamento spettrale.

La pendenza delle rette inclinate che compaiono nello spettro ADRS elastico è descritta dall'equazione che segue.

$$\frac{S_{de}}{S_{ae}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \quad \rightarrow \quad S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Per valutare la relazione che definisce lo spettro ADRS di progetto, ovvero il legame  $S_a(S_d)$ , si effettuano le seguenti osservazioni relative a un generico oscillatore semplice.



$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \rightarrow S_{ae} = S_a R_\mu$$

$$\delta_e = S_{de}$$

$$S_d = \frac{S_{de} \mu}{R_\mu}$$

Dove  $\mu$  è il valore di duttilità dell'oscillatore mentre il valore del coefficiente riduttivo  $R_\mu$  è definito in letteratura attraverso le relazioni che seguono.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \rightarrow \quad T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \rightarrow \quad T \geq T_c$$

Effettuando alcune sostituzioni si ottiene la seguente relazione che definisce lo spettro ADRS.

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad \rightarrow \quad S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_d}{\mu}$$

- Definizione della curva di capacità bilineare del sistema SDOF equivalente alla struttura, la cui equazione del moto può essere scritta nella seguente forma.

$$m^* \cdot \ddot{D}^* + F^* = -m^* \cdot a$$

La massa e la forza applicati al sistema a un grado di libertà dipendono dal coefficiente di partecipazione della forma modale utilizzata per definire la distribuzione di forze e spostamenti sulla struttura.

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}$$

$$F^* = \frac{F_h}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_e}{\Gamma}$$

Le caratteristiche dinamiche del sistema SDOF bilineare equivalente si possono pertanto definire attraverso le formulazioni che seguono.

$$m^* = \{\phi\}^T [M] \{1\}$$

$$K^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

In definitiva la curva di capacità bilineare associata all'oscillatore SDOF equivalente assume l'andamento riportato nella figura sottostante.

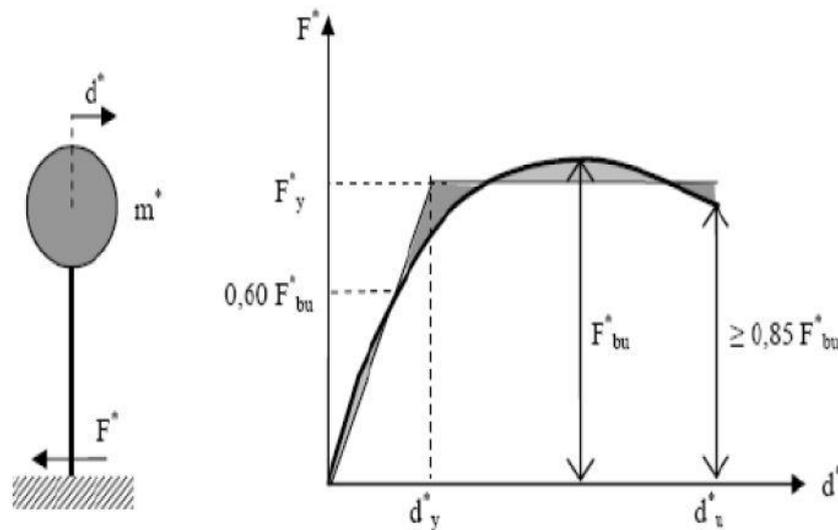


Figura 59 - Sistema SDOF equivalente e curva di capacità bilineare

Come si può notare, la curva di capacità dell'oscillatore semplice equivalente ha andamento fortemente non lineare, mentre la bilineare considerata per effettuare il confronto con la domanda è ottenuta imponendo il passaggio per i punti rappresentati e l'uguaglianza delle aree evidenziate in grigio.

- Determinazione del performance point. La risposta massima in spostamento del sistema equivalente a un grado di libertà con spettro di risposta elastico viene calcolata attraverso la seguente relazione.

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Dove  $S_a(T^*)$  è il valore di accelerazione spettrale associato al periodo  $T^*$ .

Lo spostamento  $d_{et}^*$  viene pertanto calcolato in maniere differenti a seconda del valore assunto dal periodo  $T^*$  del sistema SDOF.

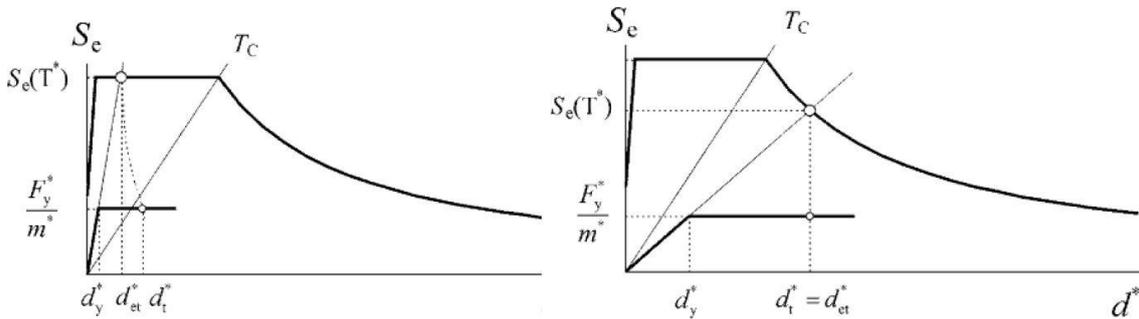


Figura 60 - Schema per il confronto tra capacità e domanda

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \rightarrow T^* < T_c$$

$$d_t^* = d_{et}^* \rightarrow T^* \geq T_c$$

Infine, lo spostamento di domanda riferito al sistema MDOF può essere ottenuto semplicemente moltiplicando lo spostamento  $d_t^*$  del sistema SDOF per il coefficiente di partecipazione modale  $\Gamma$ .

### 5.6.5.2 Procedura iterativa per il calcolo di I.S.

All'interno del software Midas Gen la procedura per la definizione dello spostamento di capacità della struttura avviene in modo iterativo, per cui prima di eseguire le analisi sono stati inseriti nell'albero di lavoro un certo numero di spettri di risposta elastici allo SLV scalati. La scalatura di uno spettro può essere effettuata in diverse maniere, ad esempio agendo sull'accelerazione al piede, sul tempo di ritorno o sulla vita nominale; esistono in alternativa diversi fogli di calcolo che consentono di eseguire la scalatura.

Lo spostamento di capacità della struttura rappresenta il valore limite a cui corrisponde la rotazione alla corda di capacità massima raggiunta dal primo elemento. Il più elevato valore di domanda per cui si soddisfano tutte le rotazioni alla corda di capacità di tutti gli elementi rappresenta lo spettro di capacità della struttura.

Le verifiche duttili di capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda vengono effettuate dal software Midas Gen in accordo con le indicazioni riportate ai C8.7.2.3.2 e

C8.7.2.3.3 della Circolare esplicativa delle NTC2018, in cui la rotazione ultima di capacità è definita come segue.

$$\vartheta_{u,SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d})$$

$$\vartheta_{u,SLV} = \frac{3}{4} \vartheta_{u,SLC}$$

Si specifica che i valori di resistenza dei materiali che compaiono all'interno delle relazioni per il calcolo della rotazione ultima, nel caso di verifiche duttili sono pari ai valori medi rapportati al fattore di confidenza FC (assunto cautelativamente in questo caso pari al valore massimo 1.35). Per quanto riguarda, invece, i valori delle resistenze dei materiali per verifiche fragili è necessario dividere i valori medi sia per il fattore di confidenza sia per il coefficiente parziale del materiale.

Una volta introdotti nel programma gli spettri di domanda scalati si effettuano pertanto le verifiche fragili e duttili come riportato nelle schermate che seguono.

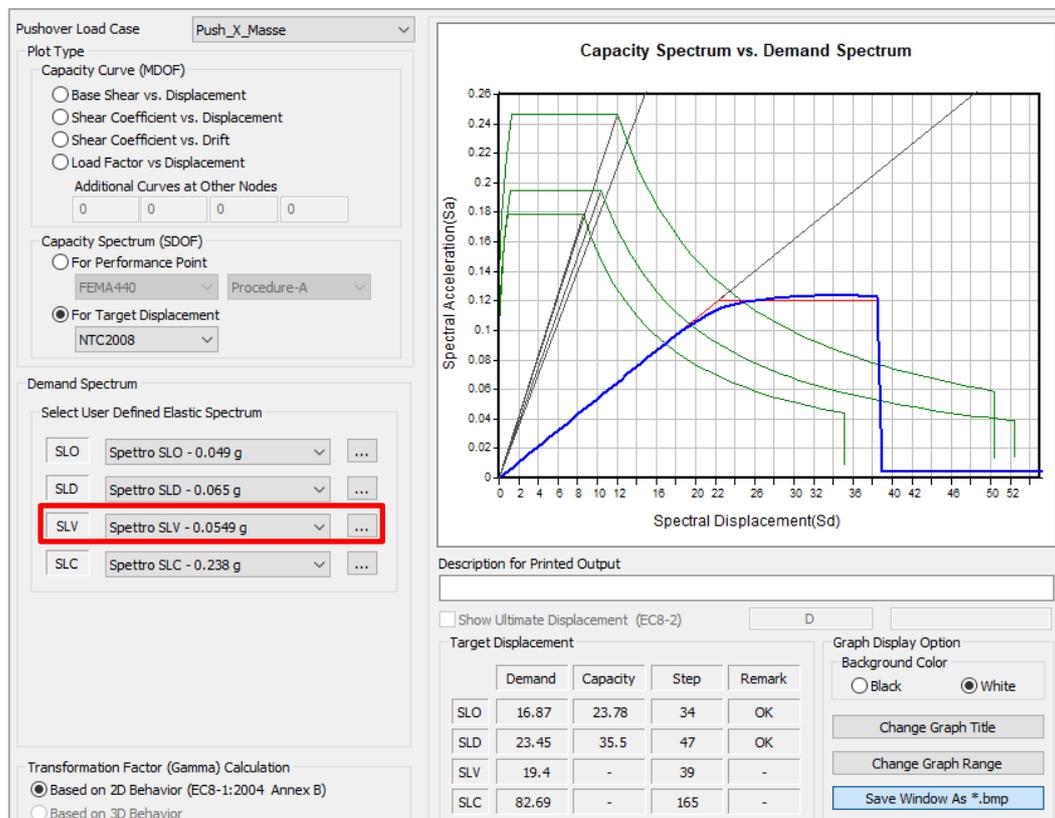


Figura 61 - Inserimento di uno spettro SLV scalato e confronto tra capacità e domanda

Pushover Load Case

Push\_X\_Masse

Step for Demand

Damage Control (SLD)

Life Safety (SLV)

Collapse Prevention (SLC)

User Defined 1

Step for Capacity

Damage Control (SLD)

Life Safety (SLV)

Collapse Prevention (SLC)

Confidence Factor 1.35

Component

Ductile Failure  My  Mz

Brittle Failure  Fy  Fz

Figura 62 - Safety Verification Parameters

Nella tabella che segue sono riassunti gli esiti delle verifiche fragili e duttili effettuate sugli elementi strutturali in riferimento alle quattro curve di pushover e per diversi valori di PGA dello spettro SLV elastico.

Fattore di scala	ag [g]	S	PGA [g]	Verifica			
				Push_X_Masse	Push_X_Modal	Push_Y_Masse	Push_Y_Modal
1	0.183	1.427	0.2611	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.7	0.1281	1.427	0.1828	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.6	0.1098	1.427	0.1567	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.5	0.0915	1.427	0.1306	VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.4	0.0732	1.427	0.1045	VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.375	0.068625	1.427	0.0979	VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.35	0.06405	1.427	0.0914	VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.325	0.059475	1.427	0.0849	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.3	0.0549	1.427	0.0783	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.275	0.050325	1.427	0.0718	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.25	0.04575	1.427	0.0653	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.225	0.041175	1.427	0.0588	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.2	0.0366	1.427	0.0522	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.175	0.032025	1.427	0.0457	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.15	0.02745	1.427	0.0392	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.125	0.022875	1.427	0.0326	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.1	0.0183	1.427	0.0261	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Come si può notare, le curve di pushover con forze orizzontali in direzione X raggiungono la crisi per valori di PGA più ridotti, a conferma del fatto che esse hanno comportamento molto resistente ma poco duttile. Viceversa, le curve di pushover in direzione Y evidenziano un comportamento estremamente più duttile sebbene la resistenza sia più contenuta, pertanto gli elementi vanno in crisi per valori di PGA più elevati.

Quindi osservando il più piccolo valore di accelerazione tale per cui le verifiche dei meccanismi fragili e duttili risultano soddisfatte si ha nelle due direzioni:

$$PGA_{c,X} = a_{g,X} \cdot S = 0.059475 \cdot 1.427 = 0.0849 \text{ g}$$

$$PGA_{c,Y} = a_{g,Y} \cdot S = 0.1281 \cdot 1.427 = 0.1828 \text{ g}$$

Il valore di PGA di domanda è invece noto e risulta pari a:

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0.183 \cdot 1.427 = 0.2611 \text{ g}$$

Globalmente, quindi, il valore dell'indice di sicurezza della struttura per azione sismica nelle direzioni X e Y è pari a:

$$I.S._X = \frac{PGA_{c,X}}{PGA_d} = \frac{0.0849 \text{ g}}{0.2611 \text{ g}} = 0.325$$

$$I.S._Y = \frac{PGA_{c,Y}}{PGA_d} = \frac{0.1828 \text{ g}}{0.2611 \text{ g}} = 0.7$$

In particolare si osserva che il valore di I.S. in direzione **X** è pari a **0.325** e risulta più elevato rispetto a quello calcolato applicando le analisi in campo lineare (I.S.=0.225): questo è dovuto principalmente al fatto che nelle analisi lineari è stato assunto un valore di fattore di comportamento più basso ( $q=1.5$ ) rispetto a quello effettivo valutato con l'analisi di pushover ( $q=2.27$ ). Osservando, invece, il valore dell'indice di sicurezza per azioni in direzione **Y** si nota che il valore pari a **0.7** si discosta molto da quello valutato in campo lineare (I.S.=0.1894): di nuovo il motivo è da ricercare nel valore assunto per il fattore di comportamento nelle analisi elastiche ( $q=1.5$ ), che stavolta è sensibilmente inferiore a quello ottenuto con l'analisi di pushover ( $q=8.97$ ). È tuttavia necessario osservare che probabilmente aumentando il livello di suddivisione dello spettro il valore di I.S. in direzione Y sarebbe più elevato rispetto al valore 0.7 ottenuto.

Si potrebbe quindi affermare che, imponendo nelle analisi elastiche un fattore di comportamento  $q$  pari a quello ottenuto con le analisi di pushover, i valori di indice di sicurezza calcolati attraverso le due tipologie di analisi sarebbero più simili.

## 6. Vulnerabilità sismica della struttura con rinforzo TimeSafe

Avendo analizzato in maniera estesa e approfondita la vulnerabilità sismica della struttura esistente e il suo comportamento è ora possibile valutare il miglioramento ottenibile applicando su di essa il sistema di rinforzo TimeSafe.

Poiché gli elementi della struttura di rinforzo esterno devono essere posti in corrispondenza di quelli della struttura esistente e in posizioni tali da non interferire con le porte e le finestre presenti, sono state ipotizzate sull'edificio caso studio delle forometrie. Nella figura che segue esse sono riportate per entrambi i prospetti principali del fabbricato, che per semplicità si considerano uguali anche nelle facciate opposte, insieme alla schematizzazione di pilastri e traversi del sistema TimeSafe, in cui sono rappresentati in blu gli eventuali traversi intermedi posti al di sopra delle porte o al di sotto delle finestre.

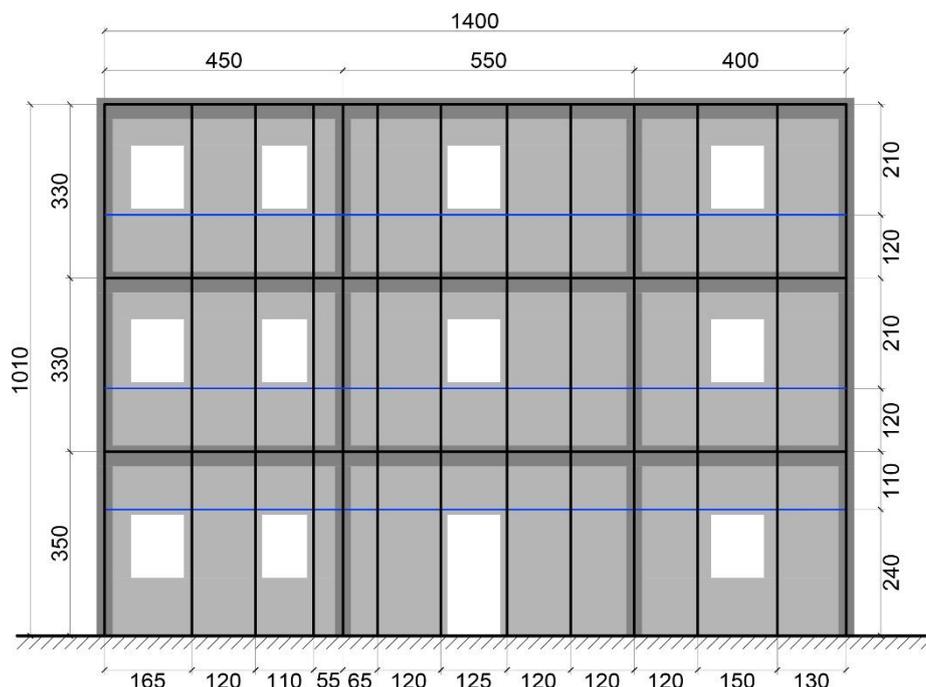


Figura 63 – Prospetto XZ con forometrie ed elementi del sistema di rinforzo TimeSafe

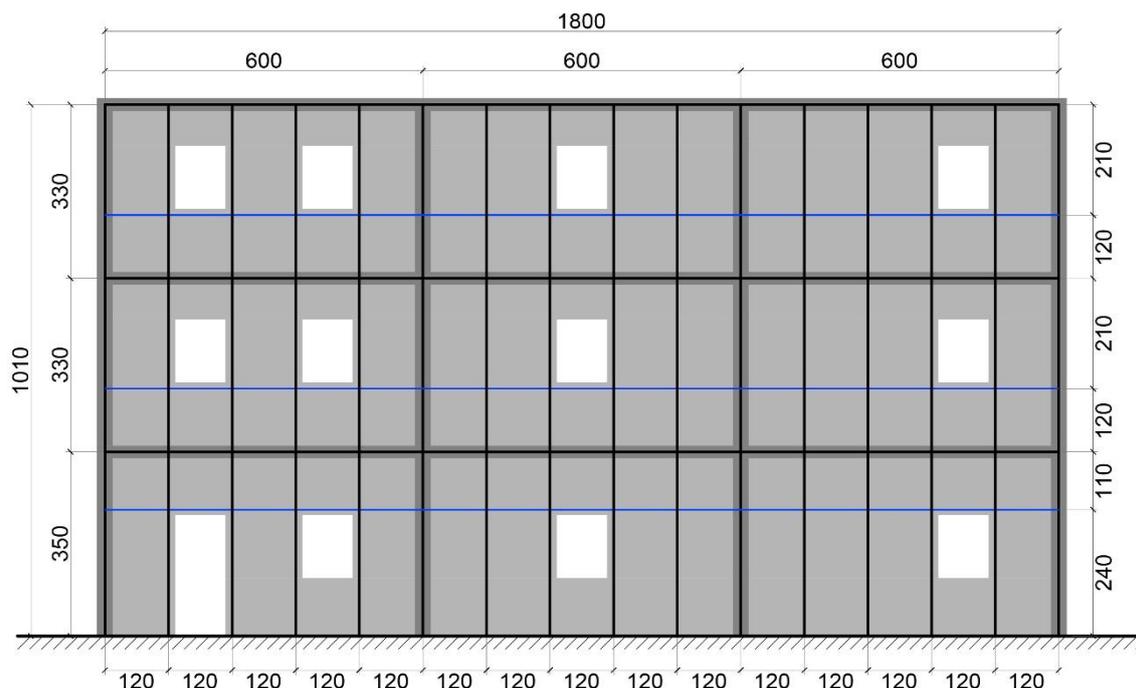


Figura 64 – Prospetto YZ con forometrie ed elementi del sistema di rinforzo TimeSafe

La modellazione della struttura di rinforzo all'interno del software Midas Gen è stata effettuata utilizzando elementi *beam* monodimensionali per trasversi, pilastri e connettori ed elementi *Plane Stress* bidimensionali per la parete di completamento in calcestruzzo proiettato.

Gli elementi strutturali del telaio di rinforzo, ovvero i pilastri e i trasversi di piano, sono stati realizzati assegnando come materiale un calcestruzzo di classe C30/37, le cui caratteristiche sono riportate di seguito.

<b>CALCESTRUZZO C30/37</b>	
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cilindrico
$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cubico
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente materiale del metodo agli Stati Limite Ultimi

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto del calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38 \text{ MPa}$	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 30^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$	Resistenza media a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,90 = 2,03 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
$E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0,3} = 22000 \cdot \left[\frac{38}{10}\right]^{0,3} = 32836,57 \text{ MPa}$	Modulo elastico del calcestruzzo
$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,80}{1,5} = 1,89 \text{ MPa}$	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo di progetto
$\varepsilon_{cu} = 3,5\%$	Deformazione ultima del calcestruzzo

Per quanto riguarda i connettori è stato considerato un acciaio di classe B450C, come imposto dalla normativa vigente per costruzioni in calcestruzzo armato realizzate in zona sismica, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella di seguito.

<b>ACCIAIO B450C</b>	
$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente materiale del metodo agli Stati Limite Ultimi
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto dell'acciaio
$(A_{gt})_k = 7,5 \%$	Allungamenti caratteristico a rottura
$E_s = 206000 \text{ MPa}$	Modulo elastico dell'acciaio

$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391,30}{206000} = 1,899\%$	Deformazione limite di snervamento dell'acciaio
---	--

Gli elementi di connessione tra la struttura esistente e il sistema di rinforzo TimeSafe sono disposti a livello dei traversi di piano in corrispondenza di ogni nodo traverso-pilastro, con passo medio pari a circa 120 cm.

Quando si applica alla struttura il sistema di rinforzo TimeSafe i carichi verticali continuano a essere portati dall'edificio esistente, pertanto l'esoscheletro esterno deve resistere solamente alle sollecitazioni sismiche. Per fare in modo che il modello della struttura di rinforzo entri in gioco solamente in caso di azione sismica sono stati inseriti alle estremità dei connettori dei *Beam End Release*, i quali hanno lo scopo di svincolare la rotazione verticale in modo che il rinforzo non risenta dei carichi gravitazionali agenti sulla struttura esistente ma solo del peso proprio.

È tuttavia necessario specificare che gli elementi finiti monodimensionali che modellano i connettori hanno lunghezza maggiore rispetto a quella effettiva (in quanto collegano gli assi degli elementi), per cui la sezione da inserire all'interno del software deve essere valutata in modo che gli elementi del modello esplichino la stessa rigidezza che hanno nella situazione reale. In particolare si assume che i connettori per effetto del sisma lavorino a taglio con uno schema incastro-incastro scorrevole, per cui è sufficiente imporre che la rigidezza alla traslazione orizzontale associata a tale schema statico nella situazione reale sia uguale a quella del modello.

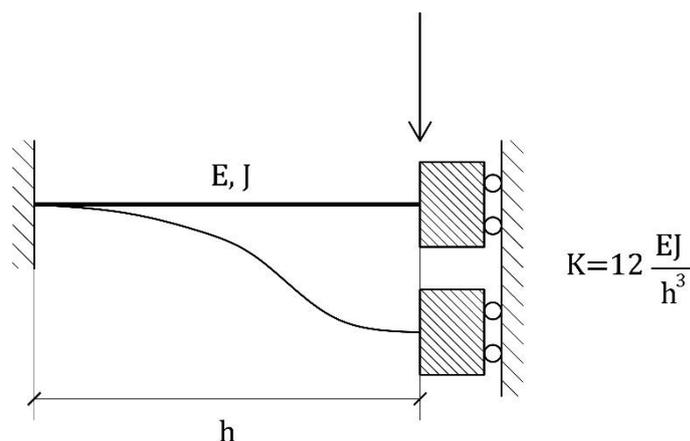


Figura 65 - Schema statico assunto per i connettori a taglio

La valutazione del diametro equivalente da assegnare ai connettori all'interno del modello è stata effettuata impostando un foglio di calcolo che svolge automaticamente i passaggi riportati a seguire.

$$K_{eff} = 12 \frac{E J_{eff}}{h_{eff}^3} \rightarrow h^* = h_{eff} + \frac{b_p}{2} + \frac{b_r}{2} \rightarrow J^* = \frac{K_{eff} h^{*3}}{12 E} \rightarrow \varnothing^* = \sqrt[4]{\frac{64 J^*}{\pi}}$$

Dove:

- $E$  è il modulo elastico dell'acciaio;
- $J_{eff}$  è il momento d'inerzia della sezione effettiva del connettore;
- $h_{eff}$  rappresenta la lunghezza libera effettiva del connettore;
- $K_{eff}$  indica la rigidezza alla traslazione orizzontale effettiva del connettore;
- $b_p$  è la dimensione del pilastro della struttura esistente;
- $b_r$  indica la dimensione della sezione del pilastro di rinforzo;
- $h^*$  individua la lunghezza del connettore nel modello;
- $J^*$  rappresenta il momento d'inerzia della sezione del connettore all'interno del modello;
- $\varnothing^*$  è il diametro equivalente da assegnare ai connettori nel modello.

Ipotizzando nelle analisi successive di studiare più varianti del sistema di rinforzo TimeSafe sia come dimensione degli elementi sia come diametro dei connettori, si riportano nella tabella che segue i valori di diametro equivalente da assegnare alle connessioni per diverse sezioni degli elementi di rinforzo. In particolare si riportano i valori per sistemi di rinforzo con pilastri di sezione rispettivamente pari a 20x20 cm, 25x25 cm e 30x30 cm.

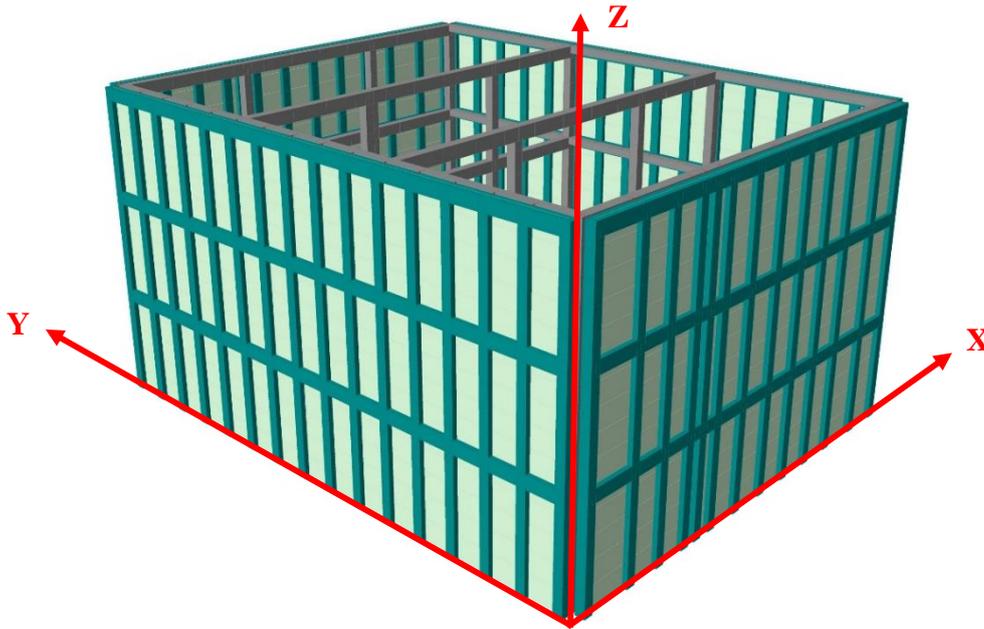
TABELLA RIASSUNTIVA DIAMETRO EQUIVALENTE CONNETTORI									
Tipologia	Connettore	$\Phi_{eff}$ [mm]	E [MPa]	$J_{eff}$ [mm <sup>4</sup> ]	$h_{eff}$ [mm]	$K_{eff}$ [N/mm]	$h^*$ [mm]	$J^*$ [mm <sup>4</sup> ]	$\Phi^*$ [mm]
Rinforzo TimeSafe con pilastri 20x20	$\Phi 12$	12	210000	1017.88	80	5009.86	330	71444.16	34.73
	$\Phi 16$	16		3216.99		15833.63		225798.83	46.31
	$\Phi 20$	20		7853.98		38656.32		551266.68	57.89
	$\Phi 24$	24		16286.02		80157.74		1143106.58	69.47
	$\Phi 32$	32		51471.85		253338.03		3612781.29	92.62
Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25	$\Phi 12$	12	210000	1017.88	80	5009.86	355	88942.63	36.69
	$\Phi 16$	16		3216.99		15833.63		281102.64	48.92
	$\Phi 20$	20		7853.98		38656.32		686285.75	61.15
	$\Phi 24$	24		16286.02		80157.74		1423082.13	73.38
	$\Phi 32$	32		51471.85		253338.03		4497642.27	97.84
Rinforzo TimeSafe con pilastri 30x30	$\Phi 12$	12	210000	1017.88	80	5009.86	380	109087.68	38.61
	$\Phi 16$	16		3216.99		15833.63		344770.94	51.48
	$\Phi 20$	20		7853.98		38656.32		841725.94	64.35
	$\Phi 24$	24		16286.02		80157.74		1745402.90	77.22
	$\Phi 32$	32		51471.85		253338.03		5516335.11	102.96

Per quanto concerne la parete di completamento in calcestruzzo proiettato sono state assunte le caratteristiche dello spritz beton reperite dai cataloghi dei produttori e riportate nella tabella che segue.

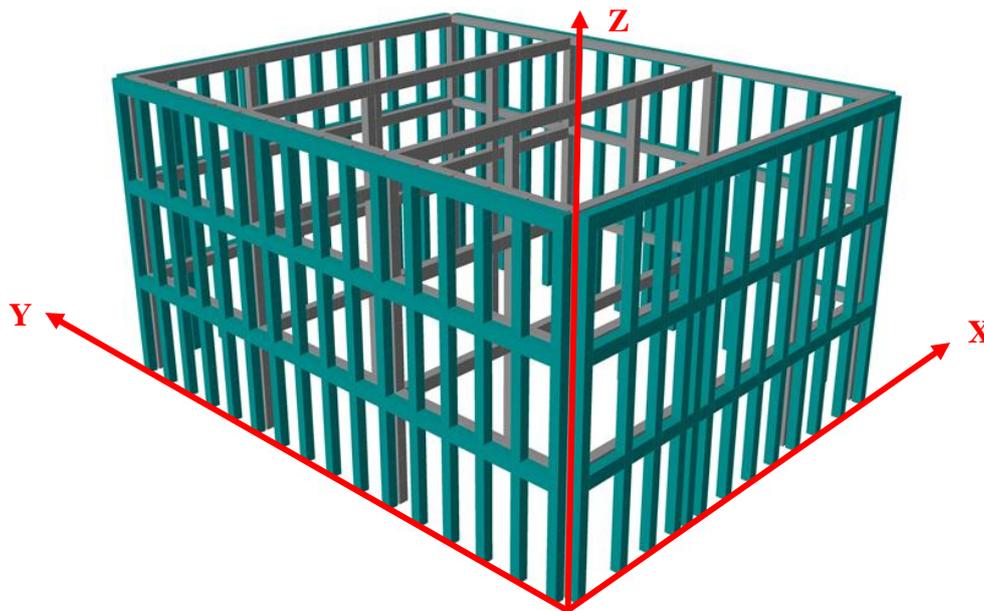
CALCESTRUZZO PROIETTATO	
$\gamma_{sb} = 18,50 \text{ kN/m}^2$	Peso per unità di volume dello spritz beton
$E_{sb} = 20000 \text{ MPa}$	Modulo elastico del calcestruzzo proiettato

In particolare, si assume in primo luogo che la parete in spritz beton non contribuisca alla resistenza ma influisca solamente in termini di massa, per cui il modulo E assegnato viene posto pari a 1 kN/m<sup>2</sup>. Inoltre, poiché come già descritto nei capitoli precedenti la geometria del pannello in polistirene è tale da rendere lo spessore della parete di completamento variabile, si considera uno spessore equivalente per gli elementi bidimensionali pari a 4 cm.

Nelle figure che seguono si riportano i modelli ottenuti applicando la procedura appena descritta, in cui si mostrano rispettivamente i sistemi di rinforzo applicati alla struttura esistente con e senza parete di completamento in calcestruzzo proiettato.



*Figura 66 - Modello della struttura con rinforzo TimeSafe con parete di completamento*



*Figura 67 - Modello della struttura con rinforzo TimeSafe senza parete di completamento*

## 6.1 Primo criterio di progetto

Il primo criterio progettuale con cui è stato studiato il sistema TimeSafe prevede che il sistema di rinforzo sia progettato assumendo che dal punto di vista sismico ci sia **collaborazione tra l'edificio esistente e il rinforzo stesso.**

In questo modo quindi l'azione sismica si ripartisce sia negli elementi della struttura oggetto di intervento sia in quelli del rinforzo esterno, per cui concettualmente il compito del sistema TimeSafe consiste nel ridurre le sollecitazioni indotte dall'evento sismico nella struttura esistente rispetto alla condizione pre-intervento.

Quindi, poiché la struttura da rinforzare si fa carico di una quota parte delle azioni generate dal sisma, si possono di conseguenza dimensionare gli elementi e le armature del sistema TimeSafe nei confronti delle sollecitazioni effettivamente agenti su di esso.

Questo criterio di progetto è vantaggioso per quanto riguarda il dimensionamento degli elementi del sistema TimeSafe in quanto essendoci collaborazione con la struttura da rinforzare esso non si fa carico dell'intera azione sismica, tuttavia per lo stesso motivo non risulta applicabile a strutture esistenti con elevata vulnerabilità. Indicativamente si può considerare questo criterio applicabile a strutture esistenti il cui indice di sicurezza nei confronti dell'azione sismica di progetto sia sufficientemente elevato (I.S. almeno pari a circa 0.4).

Innanzitutto, al fine di valutare l'efficacia del criterio di progetto appena introdotto ed eseguire dei confronti coerenti con i risultati ottenuti per la struttura pre-intervento, si effettuano delle analisi dinamiche modali con spettro di risposta in campo elastico.

### 6.1.1 Influenza del diametro dei collegamenti

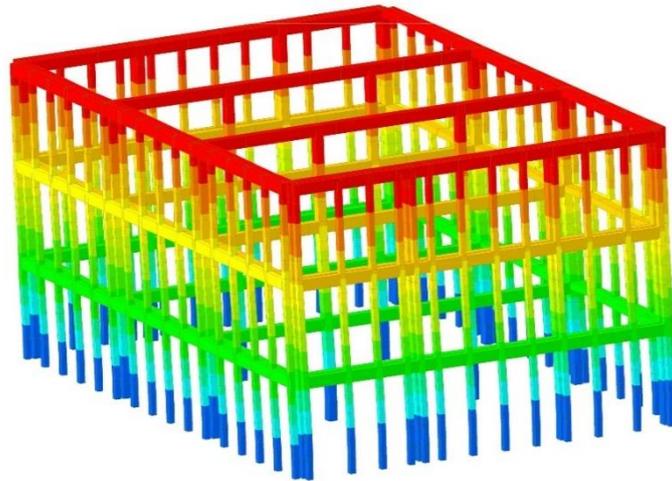
Un primo studio relativo al funzionamento del sistema TimeSafe riguarda l'influenza del diametro dei connettori sulla risposta dinamica della struttura. In particolare, vista la grande quantità di elementi di connessione presenti, è possibile che al variare del loro diametro si modifichi in maniera più o meno significativa la rigidità globale della struttura.

Pertanto, per le varie soluzioni di rinforzo e in funzione del diametro dei connettori si osservano la variazione dei periodi della struttura con sistema TimeSafe, il valore massimo di taglio indotto dall'azione sismica sui pilastri della struttura esistente e del rinforzo, i valori di taglio totale alla base e la ripartizione tra i due sistemi.

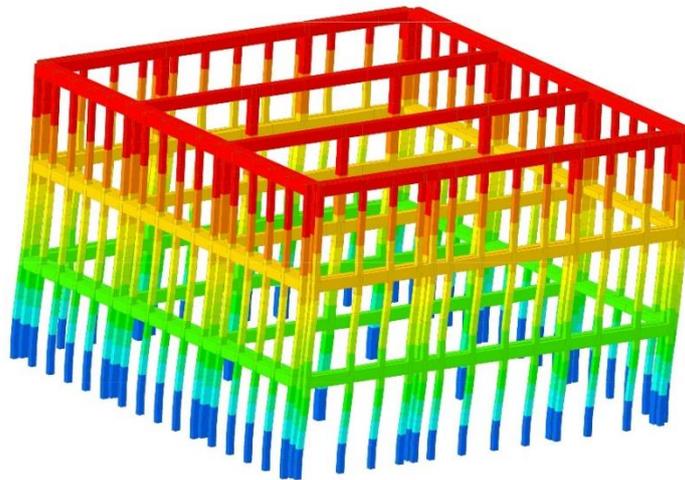
Effettuando come esposto nei capitoli precedenti delle analisi modali sulla struttura con rinforzo si ottengono i periodi propri di vibrazione della struttura rinforzata e le forme

modali ad essi associate. In questo modo si è osservato che al variare del diametro dei connettori i modi di vibrare della struttura si mantengono formalmente analoghi; in particolare la prima forma modale della struttura con rinforzo TimeSafe si sviluppa in direzione Y, la seconda ha direzione fondamentale X e la terza è torsionale.

Nelle figure che seguono sono riportate le prime tre forme modali della struttura con applicato il sistema di rinforzo TimeSafe.



*Figura 68 - Primo modo di vibrare (Dir. Y) della struttura con rinforzo TimeSafe*



*Figura 69 - Secondo modo di vibrare (Dir. X) della struttura con rinforzo TimeSafe*

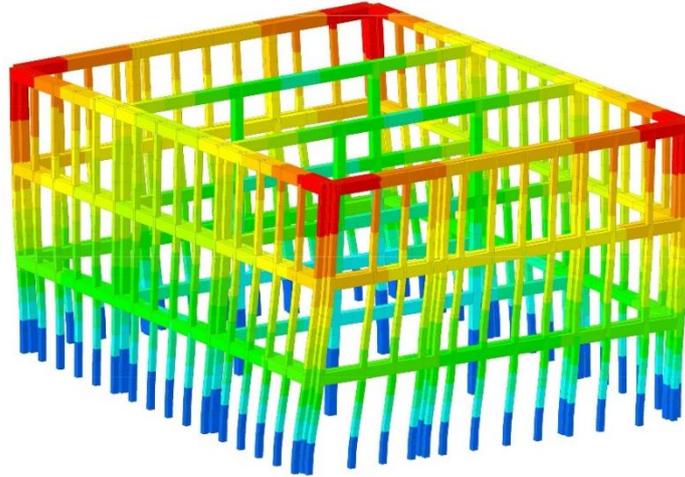
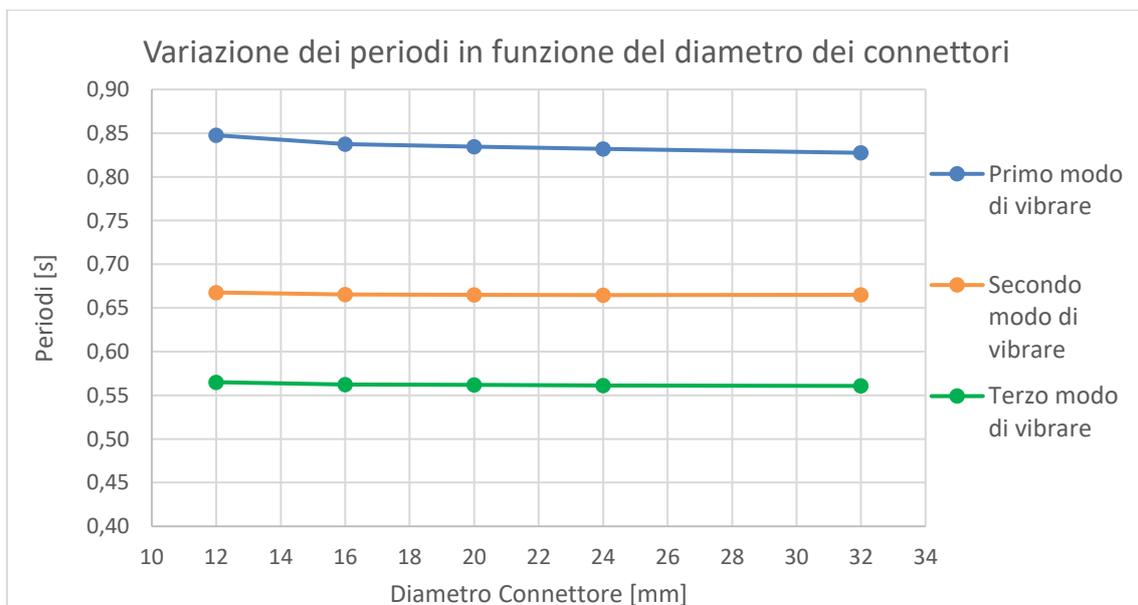


Figura 70 - Terzo modo di vibrare (Torsionale) della struttura con rinforzo TimeSafe

### 6.1.1.1 Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20

La prima soluzione di rinforzo TimeSafe analizzata è caratterizzata da pilastri di dimensione pari a 20x20 cm e traversi posti a livello di piano con sezione pari a 20x40 cm.

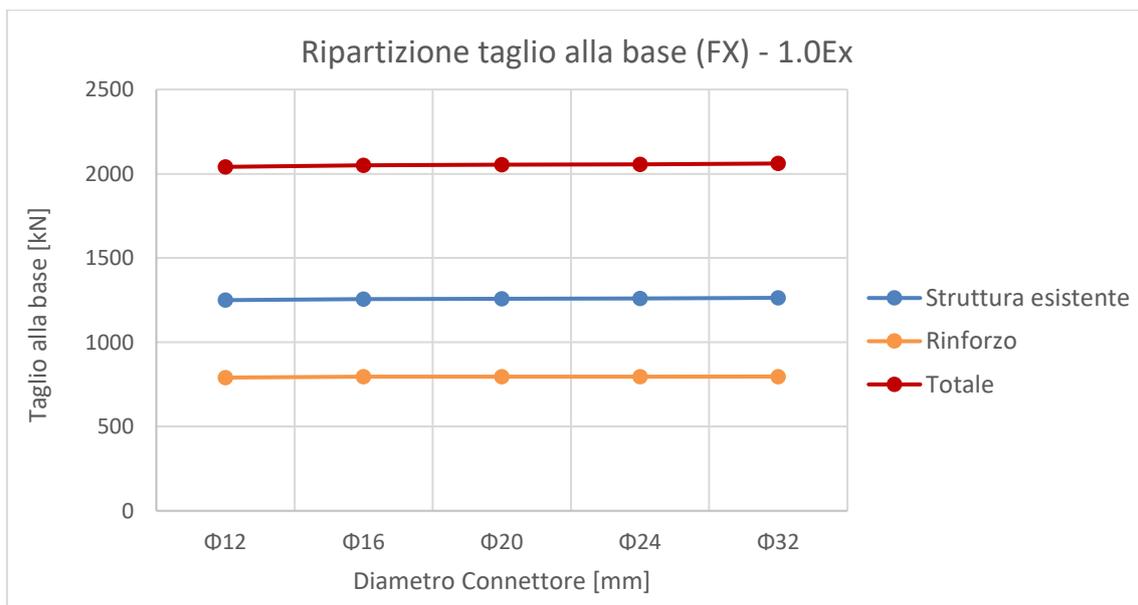
Per prima cosa sono stati calcolati attraverso un'analisi modale i periodi dei modi di vibrare considerando diversi diametri dei connettori, ottenendo i risultati riportati in forma grafica nel diagramma a seguire.

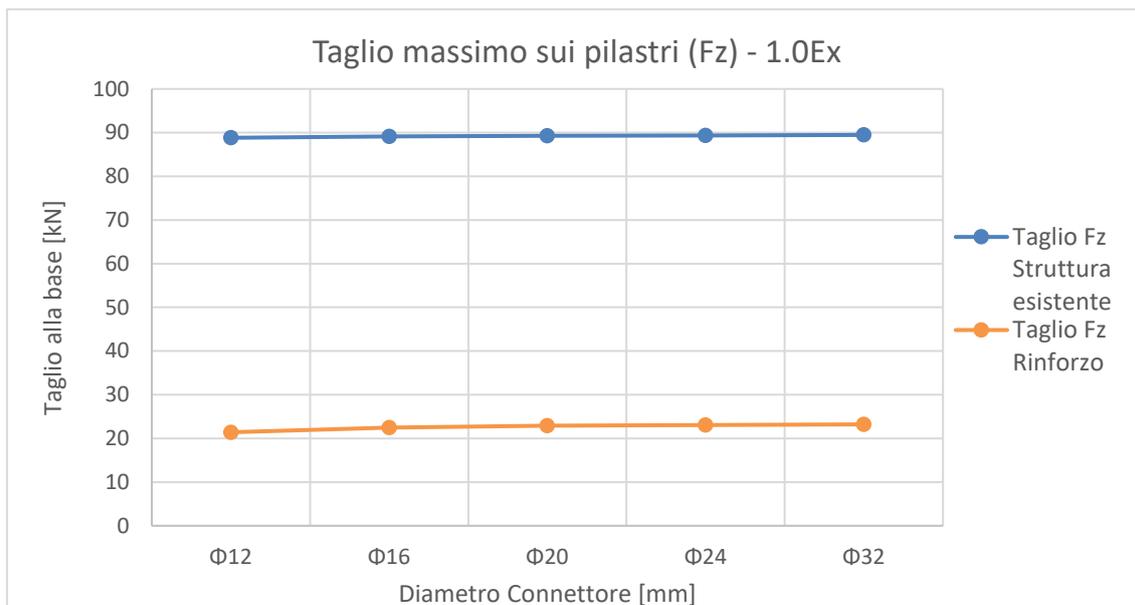


Osservando l'andamento pressoché orizzontale dei grafici si nota immediatamente che i periodi dei modi di vibrare non risentono quasi per niente della variazione di diametro dei connettori, pertanto anche l'accelerazione spettrale e l'azione sismica valutate per le diverse dimensioni delle connessioni subiranno variazioni minime e di conseguenza anche le sollecitazioni saranno simili nei vari casi.

Per confermare le osservazioni appena fatte, sono stati calcolati all'interno del software anche gli sforzi di taglio massimi agenti sui pilastri (sia della struttura esistente sia del sistema di rinforzo) e la ripartizione del taglio alla base, considerando l'azione sismica sia in direzione +X sia in direzione +Y.

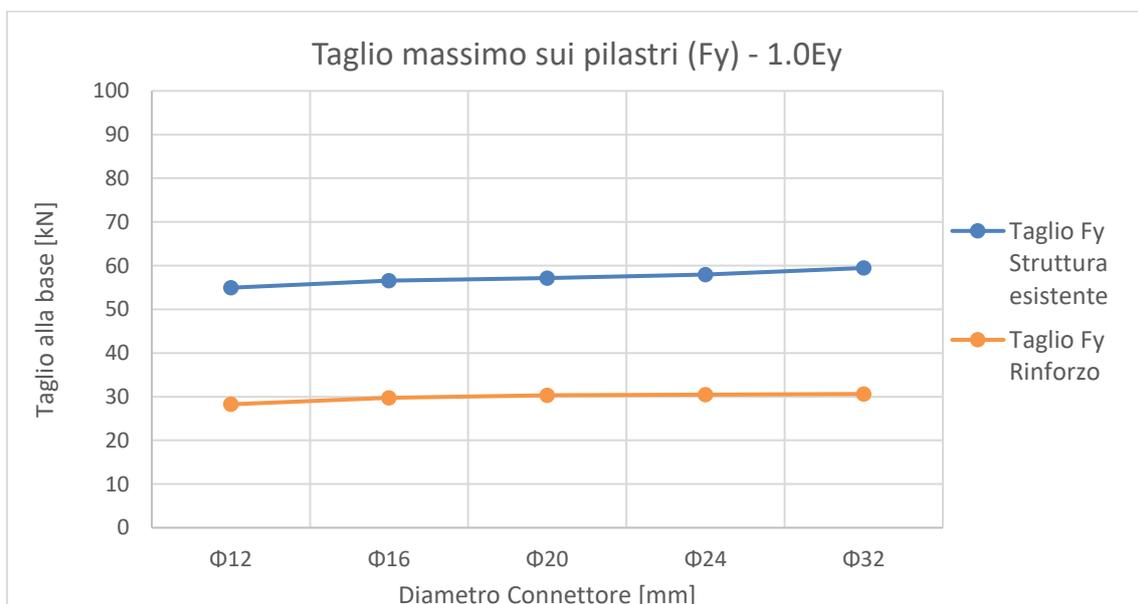
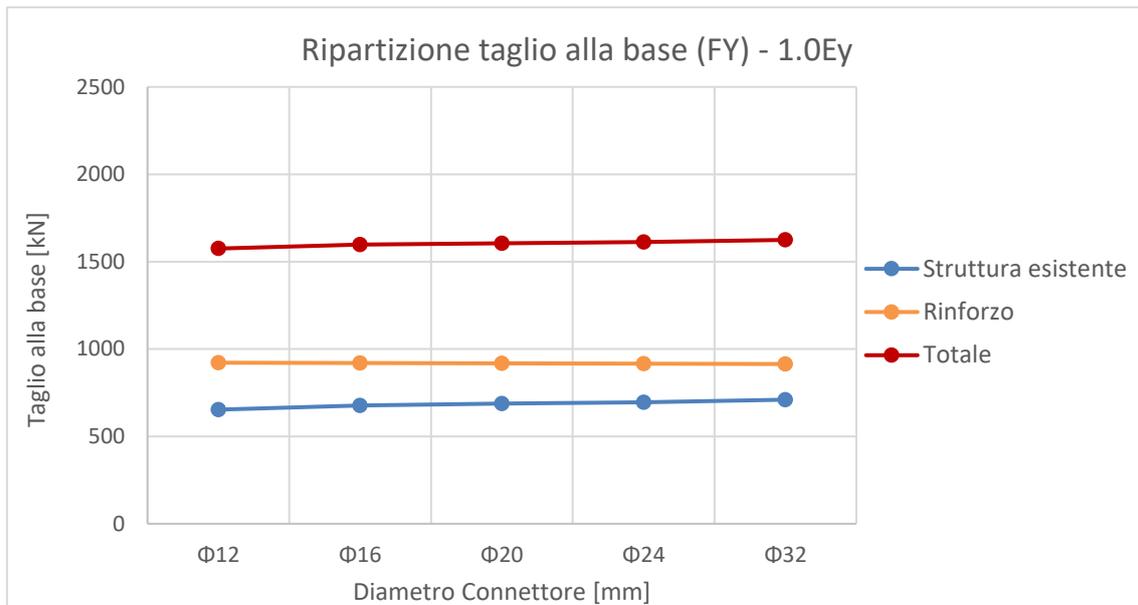
Nei due grafici che seguono sono riportate le grandezze calcolate con azione sismica agente in direzione +X.





Osservando entrambi i grafici si nota come la variazione delle grandezze in funzione del diametro dei connettori sia pressoché nulla. In particolare dal primo grafico si nota che, quando il sisma agisce in direzione +X, la quota parte di sollecitazione alla base dei pilastri della struttura esistente è più elevata rispetto a quella che agisce sui pilastri del sistema di rinforzo: questa condizione si verifica poiché, nonostante sia stato inserito il sistema TimeSafe, le sue dimensioni sono contenute e la rigidità della struttura esistente risulta comunque maggiore. Dal secondo grafico si ha una conferma dell'osservazione precedente poiché si nota che il valore massimo di taglio agente sui pilastri della struttura esistente è più elevato di quello agente sui pilastri di rinforzo.

Infine, nei due grafici che seguono sono riportate le stesse grandezze calcolate in riferimento al sisma agente in direzione +Y.



Di nuovo in entrambi i grafici si vede che la variazione delle grandezze in funzione del diametro dei connettori è minima. Osservando il primo grafico si nota, a differenza del caso precedente, che la quota parte di taglio alla base più elevata è assorbita dai pilastri del sistema di rinforzo: questo risultato è spiegato dal fatto che la struttura esistente in direzione Y prima dell'inserimento del sistema TimeSafe era molto deformabile, per cui il rinforzo essendo più rigido si fa carico di una sollecitazione maggiore. Dal secondo grafico si nota invece che, nonostante sia stato inserito il rinforzo, il valore di taglio più elevato si registra in un pilastro della struttura esistente.

### 6.1.1.2 Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20 e traverso intermedio

È stata in seguito studiata la seconda soluzione di rinforzo TimeSafe, caratterizzata da pilastri di dimensione pari a 20x20 cm, traversi di piano con sezione pari a 20x40 cm e traversi intermedi con sezione pari a 20x20 cm posti sopra porta o sotto finestra. Questa proposta è stata analizzata per valutare se l'inserimento di un elemento orizzontale a quota intermedia potesse irrigidire il sistema in maniera significativa senza dover necessariamente aumentare la dimensione delle sezioni di pilastri e traversi di piano. Tuttavia, dal punto di vista costruttivo l'inserimento dei traversi intermedi risulta di più complessa realizzazione.

Nelle figure che seguono si riportano, per maggiore chiarezza, i modelli della struttura con applicato il sistema di rinforzo TimeSafe con traversi intermedi, sia con parete di completamento in spritz beton sia senza di essa.

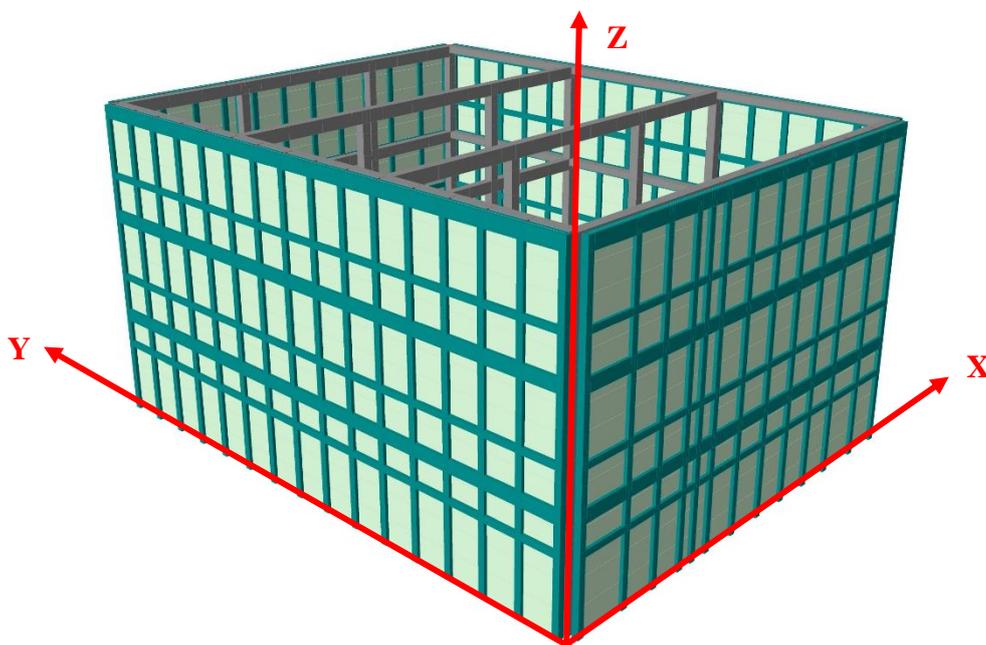


Figura 71 - Modello con rinforzo TimeSafe con traverso intermedio e parete di completamento

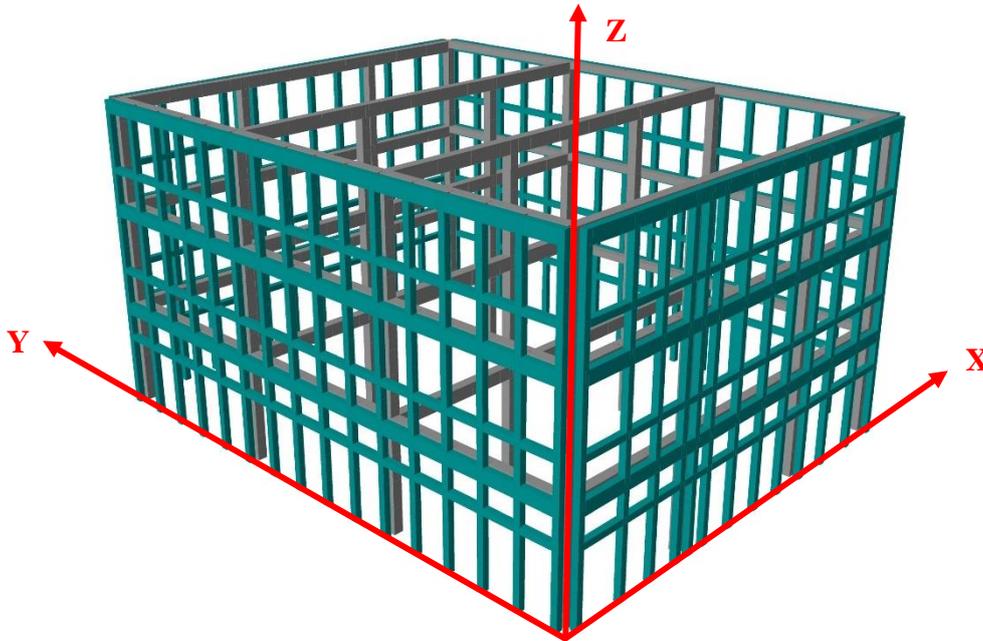
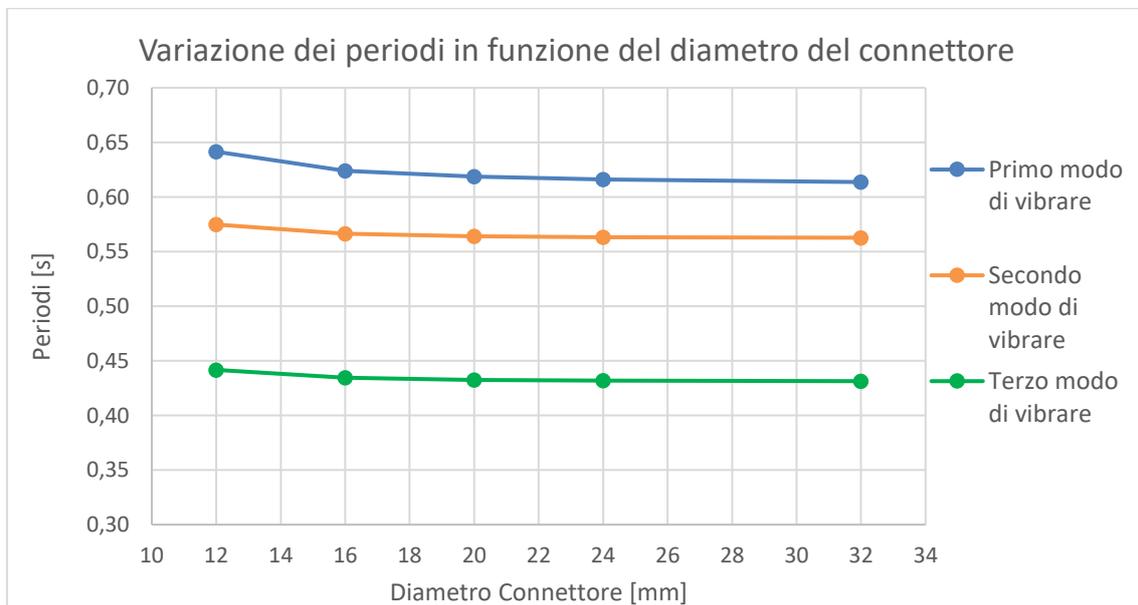


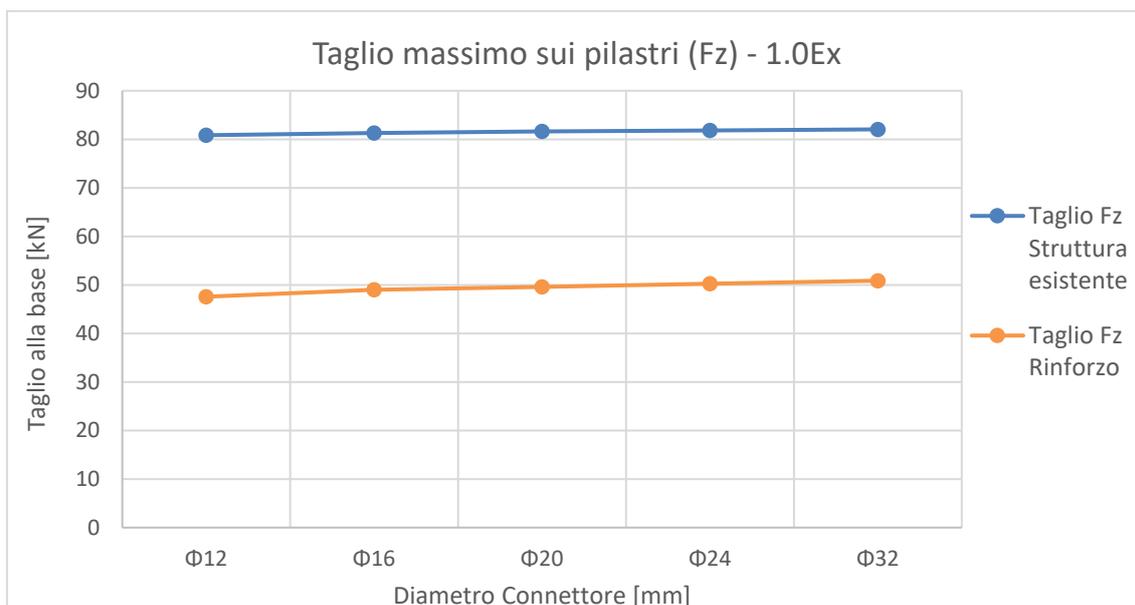
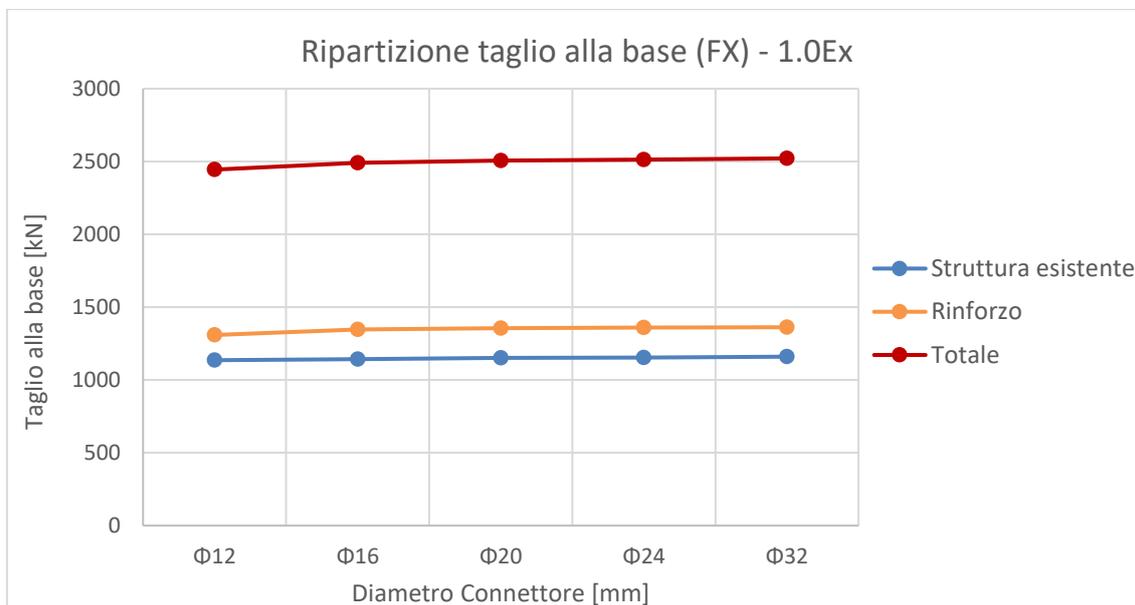
Figura 72 - Modello con rinforzo TimeSafe con traverso intermedio senza parete di completamento

Come in precedenza sono stati calcolati attraverso un'analisi modale i periodi propri di vibrazione del sistema per i diversi diametri dei connettori, ottenendo i risultati riportati in forma grafica nel diagramma a seguire.



Osservando i grafici si vede che, fatta eccezione per il sistema con connessioni di piano  $\varnothing 12$  in cui si hanno valori di periodo leggermente più alti poiché il sistema è globalmente meno rigido, l'influenza del diametro dei connettori è minima

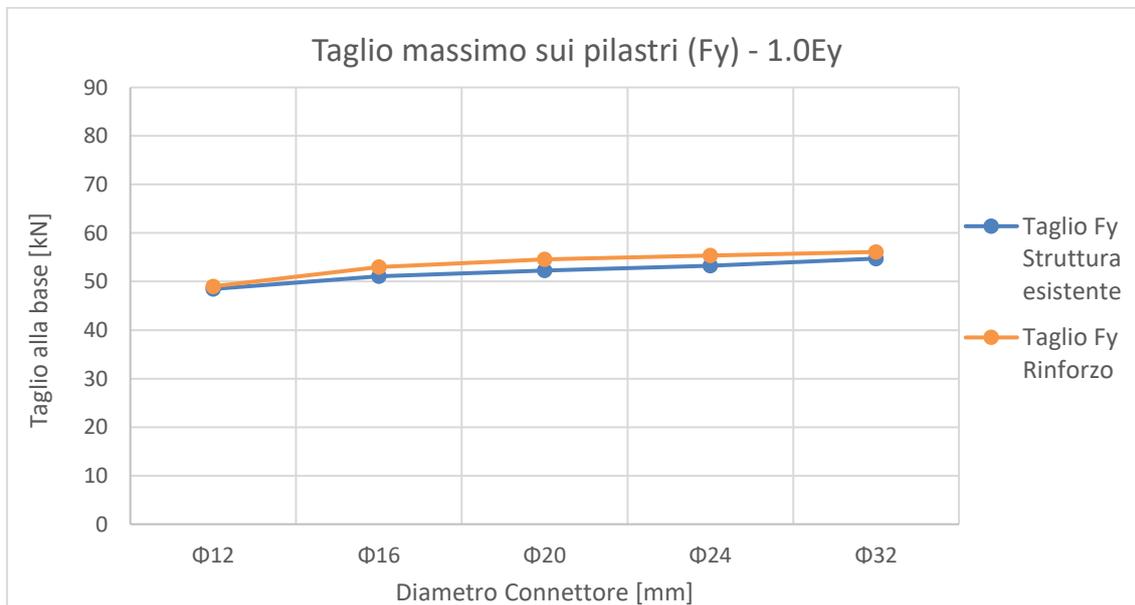
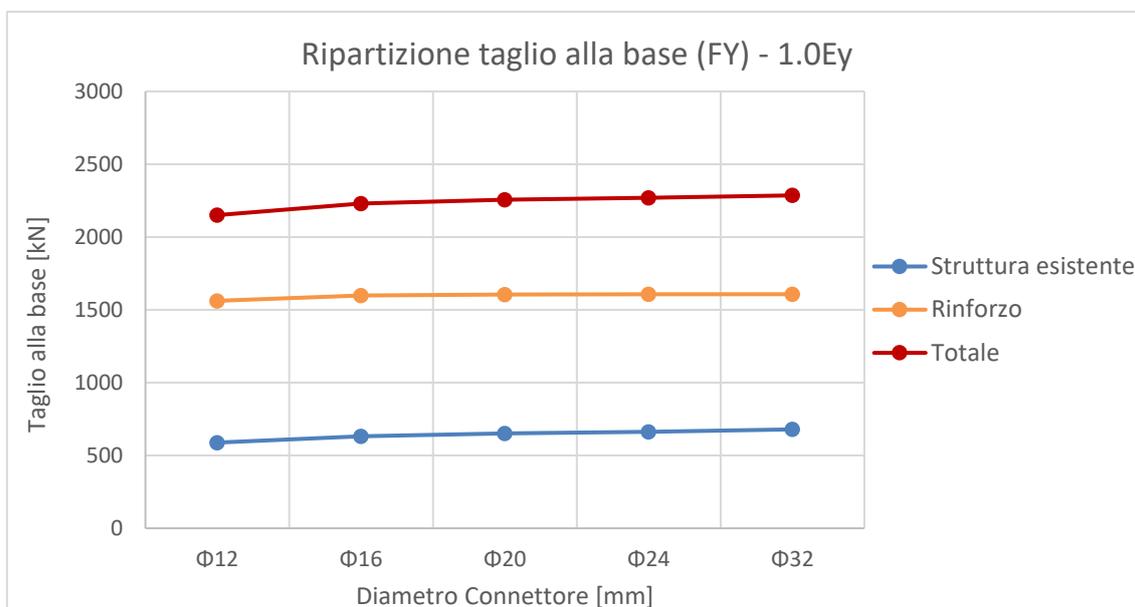
Nei due grafici che seguono sono riportati rispettivamente l'andamento del taglio alla base e del taglio massimo agente sui pilastri esistenti e di rinforzo al variare del diametro delle connessioni, con riferimento all'azione sismica in direzione +X.



Da entrambi i grafici si osserva che la variazione delle grandezze in funzione del diametro dei connettori è pressoché nulla. In particolare, dal primo grafico si nota che la quota parte di taglio alla base dei pilastri della struttura esistente è più bassa rispetto a quella che agisce sui pilastri del sistema di rinforzo: rispetto alla variante del sistema TimeSafe analizzata nel paragrafo precedente si ha quindi un'inversione di tendenza dovuta alla maggiore rigidezza conseguente all'inserimento dei traversi intermedi. Dal secondo

grafico si nota tuttavia che il valore massimo di taglio agente sui pilastri della struttura esistente è più elevato di quello agente sui pilastri di rinforzo.

Infine, nei due grafici che seguono sono riportate le medesime grandezze calcolate con riferimento al sisma agente in direzione +Y.



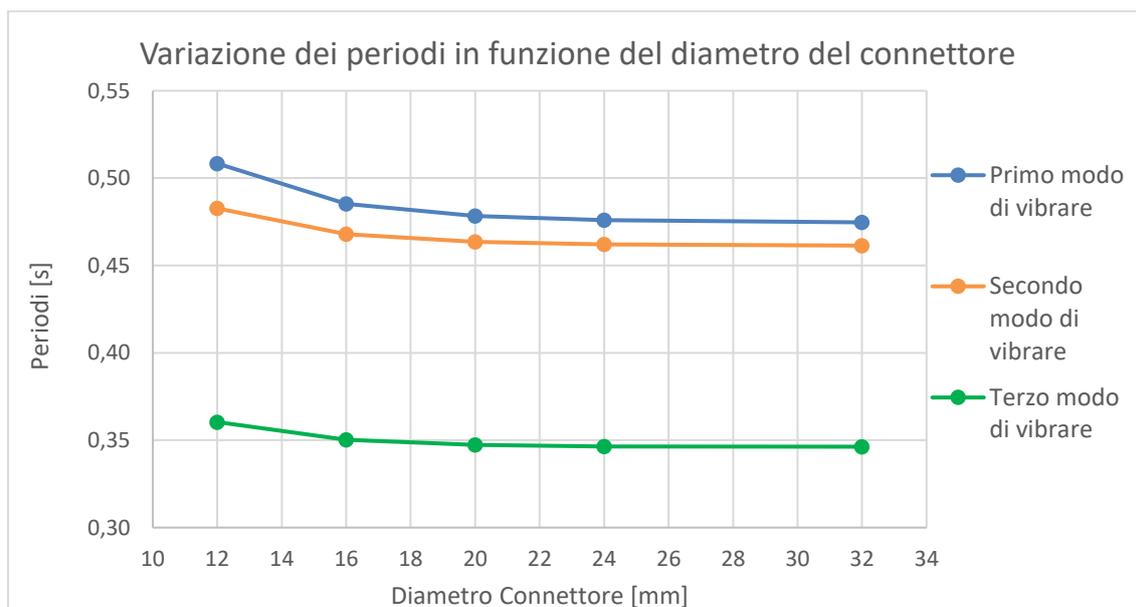
Anche in questo caso entrambi i grafici mostrano che la variazione delle grandezze in funzione del diametro dei connettori è minima. Osservando il primo grafico si nota che la quota parte di taglio alla base più elevata è assorbita dai pilastri del sistema di rinforzo, per gli stessi motivi spiegati nel paragrafo precedente. Dal secondo grafico si nota invece

che, avendo inserito un rinforzo più rigido a causa dei traversi intermedi, il valore di taglio massimo è molto simile sia nei pilastri della struttura esistente sia in quelli del sistema TimeSafe, con il valore in questi ultimi di poco più elevato.

### 6.1.1.3 Struttura con rinforzo TimeSafe 30x30

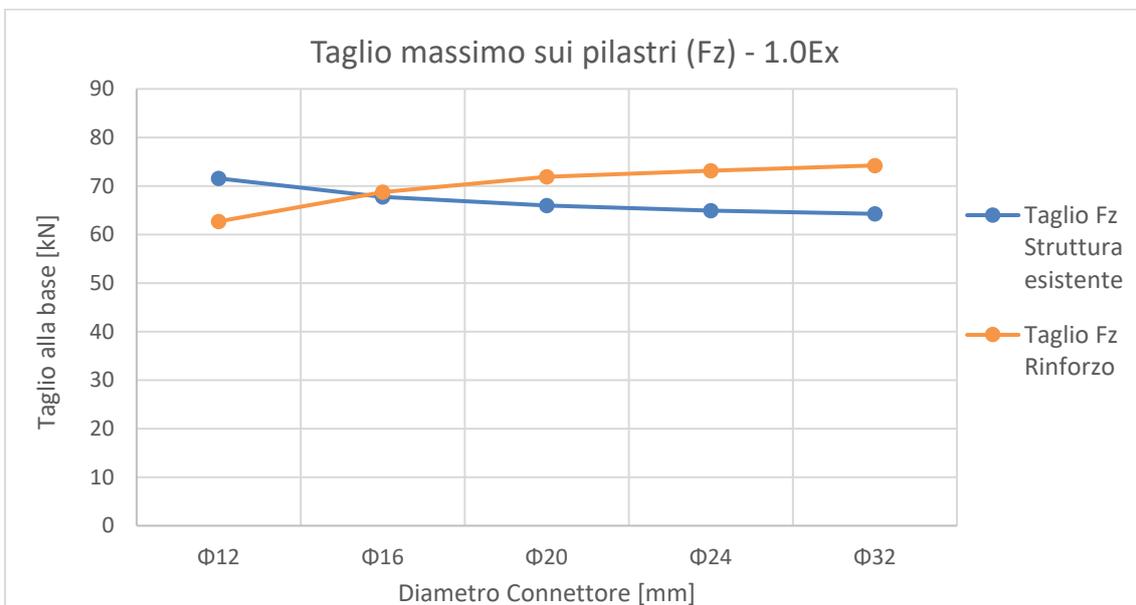
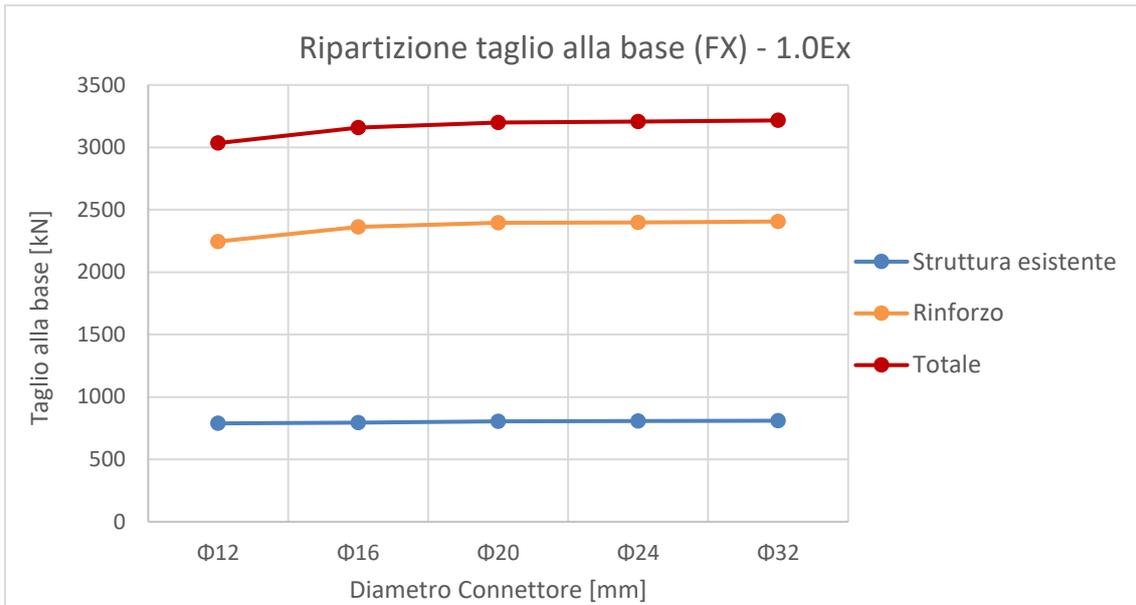
Infine, è stata analizzata una soluzione del sistema rinforzo TimeSafe caratterizzata da pilastri di dimensione pari a 30x30 cm e traversi con sezione pari a 30x40 cm posti solamente a livello di piano. In particolare questa proposta è stata studiata per definire una soluzione che fosse molto rigida ma senza le complicazioni costruttive conseguenti all'inserimento dei traversi intermedi.

Come nei casi già mostrati sono stati calcolati con un'analisi modale i periodi naturali di vibrazione del sistema per i diversi diametri dei connettori, ottenendo i risultati riportati in forma grafica nel diagramma a seguire.



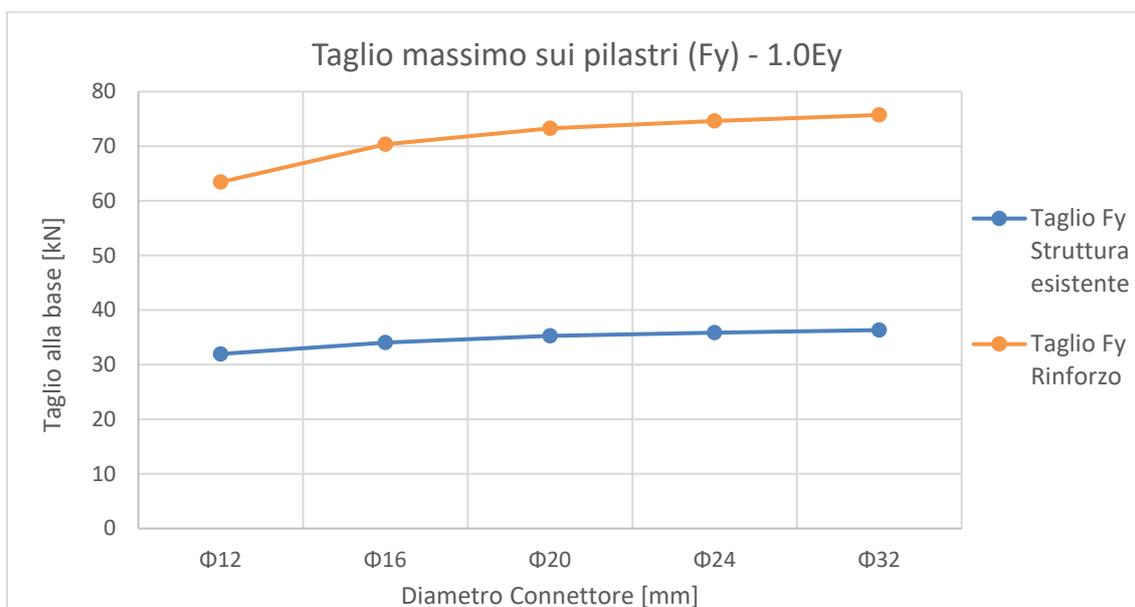
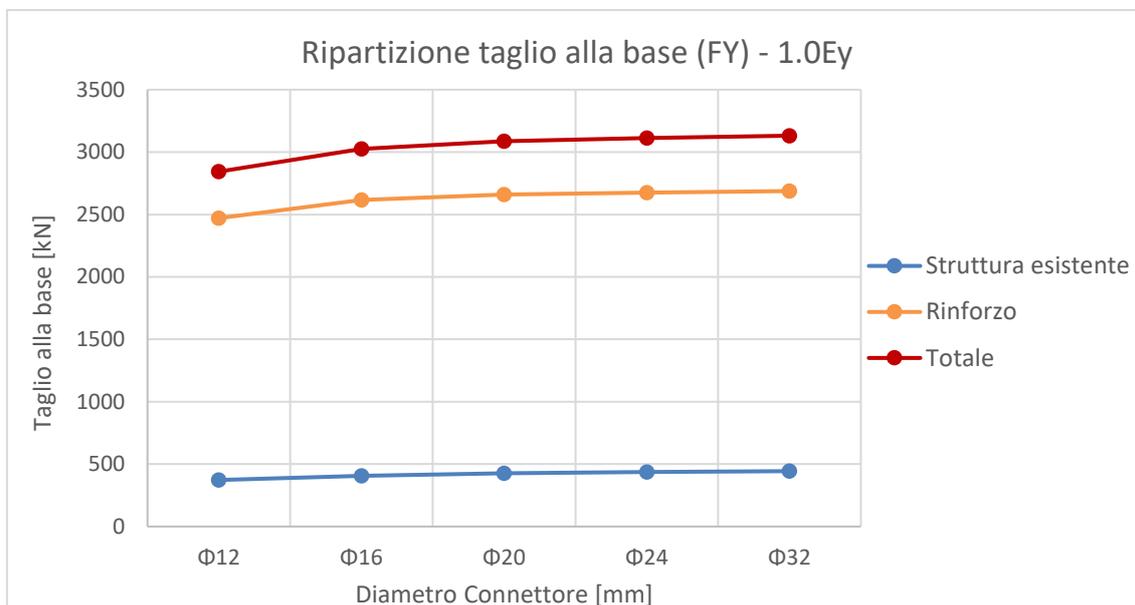
In maniera simile a quanto visto per il sistema con traversi intermedi si nota che, fatta eccezione per il caso dei connettori  $\varnothing 12$ , la struttura nel complesso risente in maniera minima del diametro delle connessioni.

Nei due grafici che seguono sono mostrati rispettivamente l'andamento del taglio alla base e del taglio massimo agente sui pilastri esistenti e di rinforzo al variare del diametro delle connessioni, con riferimento all'azione sismica in direzione +X.



A differenza delle proposte analizzate nei paragrafi precedenti in questo caso si osserva una minima dipendenza delle grandezze dal diametro dei connettori, comunque entro termini estremamente contenuti. Il primo grafico evidenzia che la quota parte di taglio alla base dei pilastri di rinforzo è molto maggiore di quella alla base dei pilastri esistenti: questo è dovuto alla maggiore rigidezza del sistema TimeSafe rispetto alle varianti precedenti. Dal secondo grafico si osserva che, fatta eccezione per il sistema con connettori  $\Phi 12$ , il valore massimo di taglio agente si registra sui pilastri della struttura di rinforzo.

Infine, nei due grafici a seguire si riportano le medesime grandezze calcolate per sisma agente in direzione +Y.

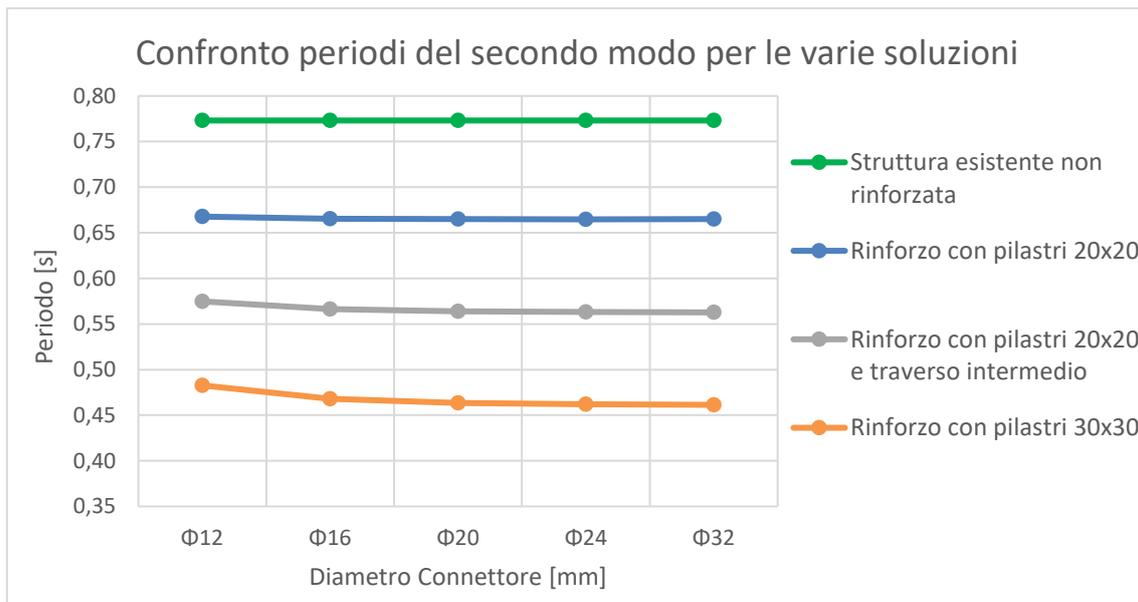
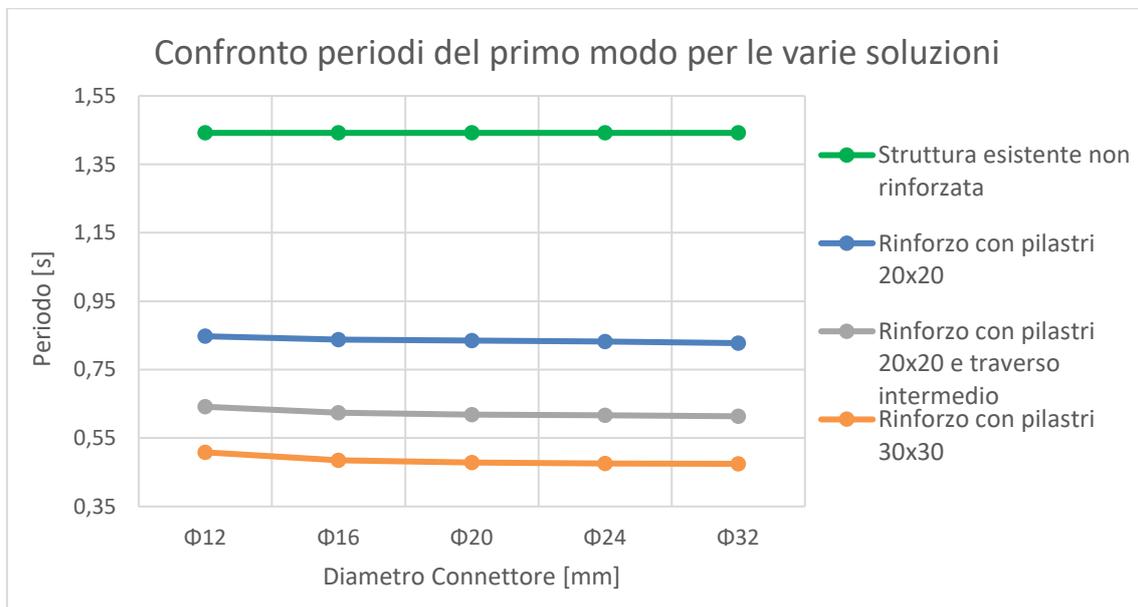


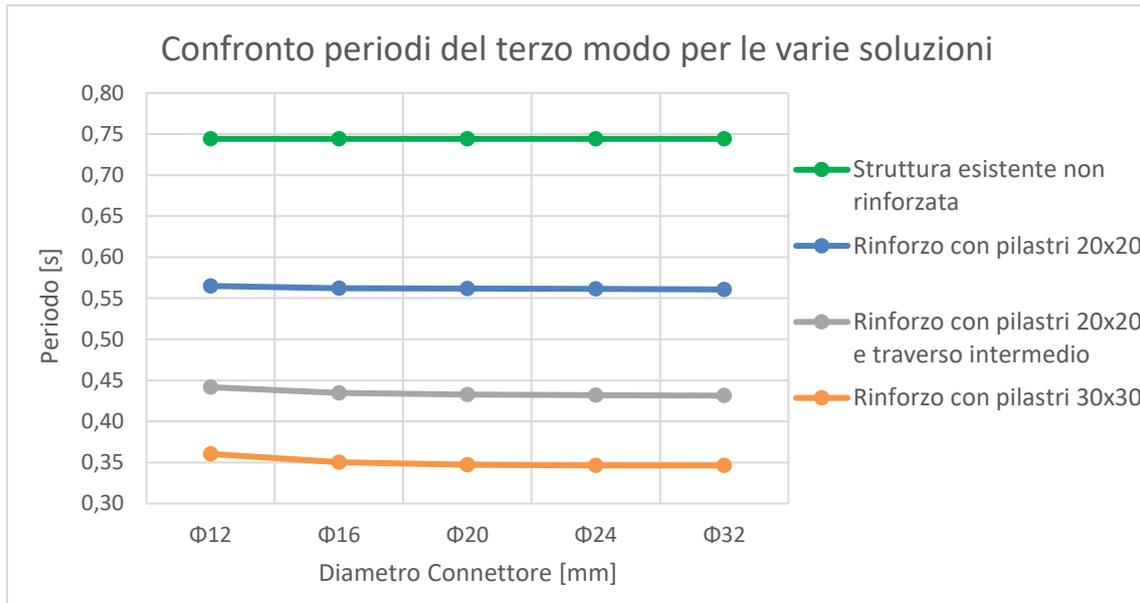
Anche in questo caso si conferma che la variazione delle grandezze in funzione del diametro dei connettori è molto ridotta. Nel primo grafico si nota che la quota parte di taglio alla base assorbita dai pilastri del sistema di rinforzo è molto maggiore di quella assorbita dai pilastri esistenti, segno che questa variante del sistema TimeSafe è molto più rigida della struttura esistente. Per lo stesso motivo, nel secondo grafico si nota che il valore di taglio massimo agente sui pilastri del sistema di rinforzo è sensibilmente più alto di quello nei pilastri della struttura esistente.

#### 6.1.1.4 Confronto tra le soluzioni

Una volta effettuato singolarmente lo studio delle diverse varianti del rinforzo TimeSafe, queste sono state messe a confronto in modo da comprendere quale risenta maggiormente l'influenza del diametro dei connettori e soprattutto come le diverse soluzioni influiscano sulla risposta dinamica del sistema.

Nei grafici che seguono sono mostrati i periodi dei primi tre modi di vibrare al variare del diametro dei connettori; tali valori sono riportati sia per la struttura esistente pre-intervento sia per la struttura con applicate le diverse tipologie di rinforzo TimeSafe.

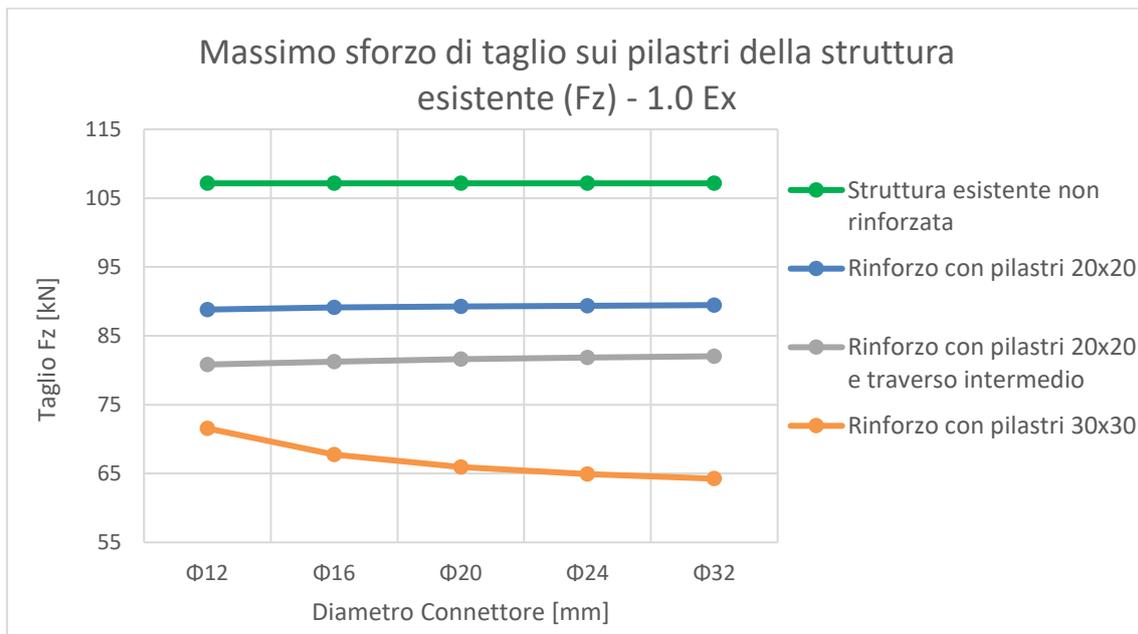
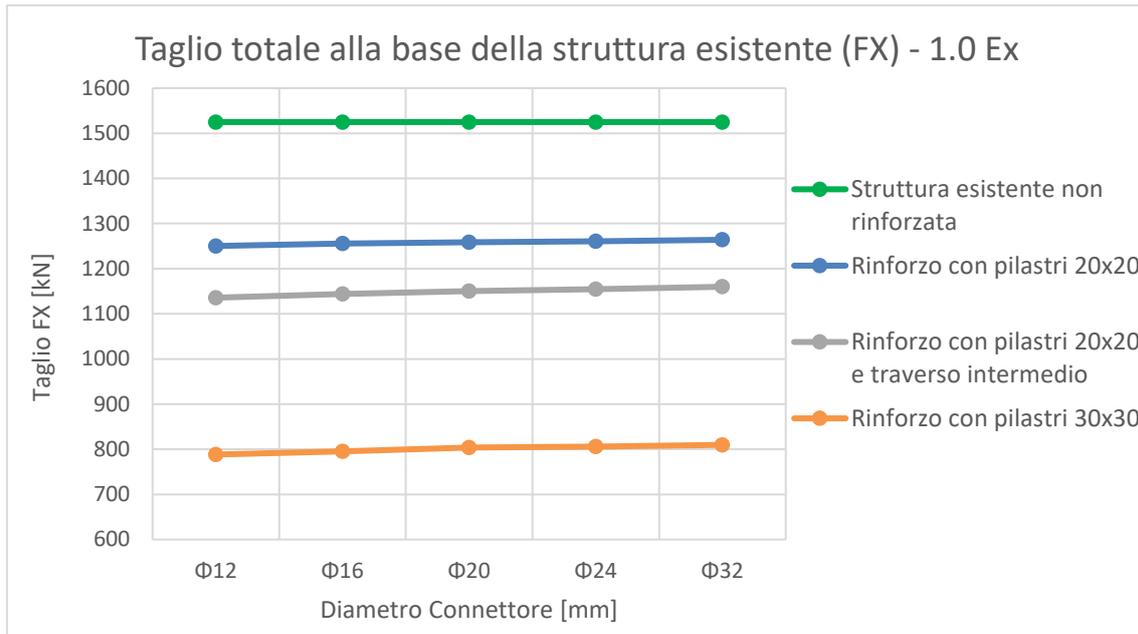




I tre grafici precedenti mettono molto bene in evidenza che i valori di periodo dei primi tre modi non risentono quasi per niente l'influenza del diametro dei connettori in nessuna delle soluzioni di rinforzo analizzate. In particolare, è possibile osservare in tutti i grafici che i valori di periodo si riducono in modo sempre più accentuato passando rispettivamente da rinforzo TimeSafe con pilastri di dimensione 20x20 cm a rinforzo con traversi intermedi a sistema con pilastri di dimensione 30x30 cm: questa osservazione è giustificata dall'aumento globale di rigidità via via più significativo dato dall'inserimento del rinforzo esterno. L'abbattimento più marcato di periodo si osserva nel primo modo di vibrare, il quale si sviluppa con direzione principale Y: in questo caso il sistema pre-intervento risultava infatti molto deformabile, per cui l'aggiunta del sistema TimeSafe genera un notevole irrigidimento della struttura.

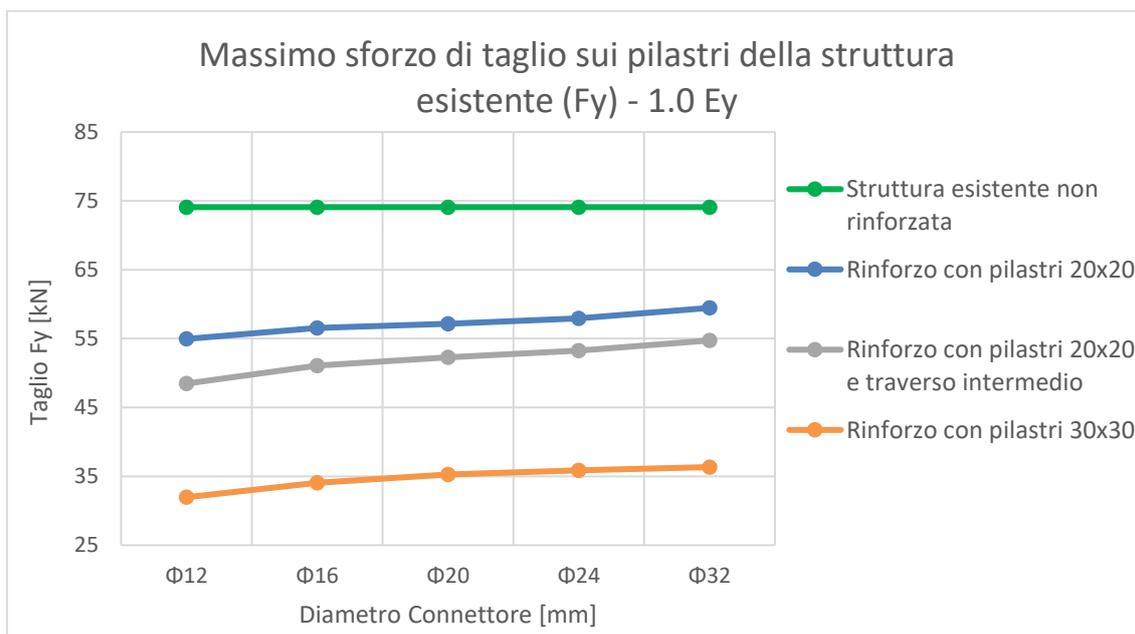
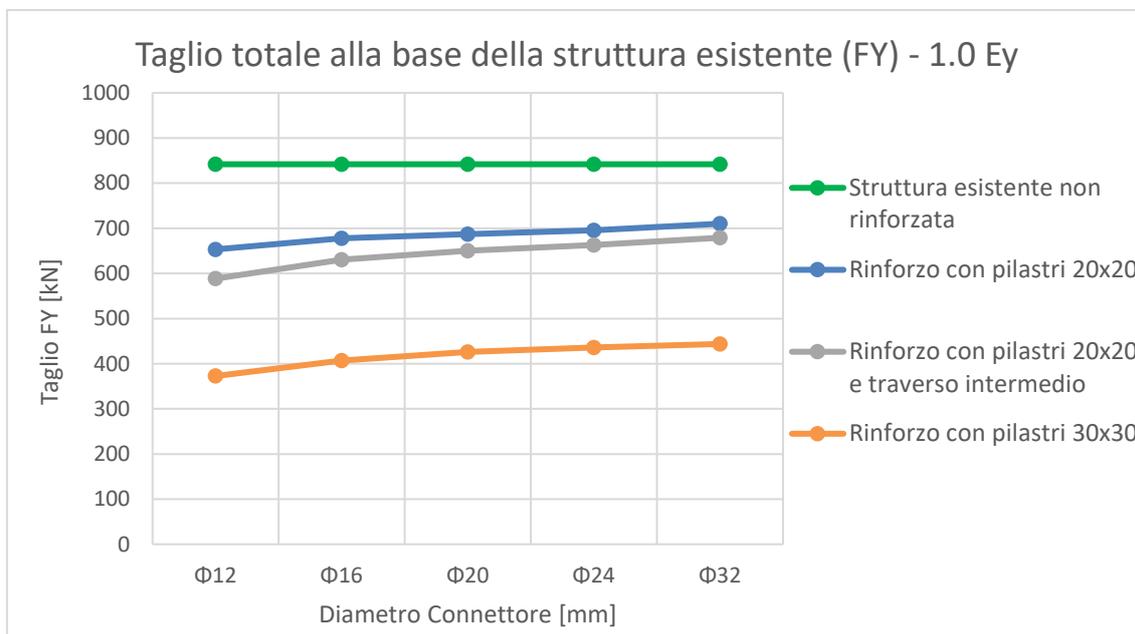
Confronti analoghi a quelli effettuati in termini di periodi sono stati fatti anche osservando gli sforzi di taglio massimi agenti sui pilastri esistenti e il taglio totale alla base degli stessi, considerando l'azione sismica sia in direzione +X sia in direzione +Y.

Nei due grafici che seguono sono riportate le grandezze calcolate con azione sismica agente in direzione +X.



Di nuovo si osserva che la variabilità delle sollecitazioni in funzione del diametro dei connettori è molto ridotta. A conferma delle considerazioni fatte precedentemente per i periodi di vibrazione, dal primo grafico si nota che la riduzione del taglio alla base della struttura esistente è tanto più marcata quanto più è rigido il sistema TimeSafe applicato. Osservando poi il secondo grafico si nota che il valore massimo di taglio registrato nei pilastri della struttura esistente è più basso passando rispettivamente da rinforzo con pilastri 20x20 cm a rinforzo con traversi intermedi a sistema con pilastri 30x30 cm.

Infine, nei due grafici a seguire si riportano le medesime grandezze calcolate per sisma agente in direzione +Y.



In questo caso valgono fundamentalmente le stesse osservazioni fatte per azione sismica in direzione +X, per cui la variazione delle sollecitazioni taglianti in funzione del diametro dei connettori è molto bassa. Come in precedenza il primo grafico mostra che la riduzione del taglio alla base della struttura esistente è via via più consistente man mano che aumenta la rigidità del sistema di rinforzo. Nel secondo grafico si nota invece che il massimo sforzo di taglio sui pilastri della struttura esistente è più basso passando

rispettivamente da rinforzo con pilastri 20x20 cm a rinforzo con traversi intermedi a sistema con pilastri 30x30 cm.

### 6.1.2 Calcolo dell'I.S.

Avendo osservato che il diametro dei connettori non influenza in maniera significativa la risposta dinamica della struttura, si è passati al calcolo dell'indice di sicurezza che può essere ottenuto applicando le diverse tipologie di rinforzo TimeSafe, in modo da comprendere quale sia la proposta più efficiente e soprattutto se il criterio di progetto applicato consente di raggiungere il miglioramento atteso. In particolare le NTC2018 suggeriscono al §8.4.2 che un intervento di miglioramento sismico debba portare ad un valore di indice di sicurezza pari a 0.6, per cui questo viene assunto come il valore di riferimento da raggiungere.

Considerando le ipotesi su cui si basa il criterio di progetto applicato, è stata posta in questa fase l'attenzione sull'indice di sicurezza dei soli elementi della struttura esistente in quanto gli elementi di rinforzo, essendo dimensionati in funzione delle sollecitazioni effettivamente agenti, si considerano progettati adeguatamente nei confronti dell'azione sismica.

Il calcolo dell'I.S. della struttura con il sistema TimeSafe viene effettuato applicando delle analisi dinamiche modali, ovvero assumendo che il sistema abbia comportamento lineare. Vengono considerate le stesse combinazioni sismiche analizzate in riferimento alla struttura pre-intervento, per cui oltre al sisma agente in direzione X e Y viene applicata la regola di ortogonalità che permette di combinare le azioni sismiche nelle due direzioni secondo le relazioni che seguono.

$$1.0 E_X \pm 0.3E_Y$$

$$1.0 E_Y \pm 0.3E_X$$

La determinazione dell'indice di sicurezza pertanto viene fatta come nei capitoli precedenti, per cui si fa variare l'entità dell'azione sismica e si effettuano contestualmente le verifiche di resistenza degli elementi.

Nei paragrafi che seguono si riportano i risultati valutati per le tre proposte di sistema di rinforzo TimeSafe analizzate assumendo, vista la minima variabilità delle grandezze, che i connettori abbiano diametro pari a 12 mm.

### 6.1.2.1 Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20

Il calcolo dell'indice di sicurezza è stato effettuato innanzitutto per la struttura esistente con applicato il rinforzo TimeSafe con pilastri di dimensione pari a 20x20 cm e traversi di piano con sezione pari a 20x40 cm.

Nelle tabelle che seguono sono riportati sia i valori di I.S. calcolati per i vari elementi della struttura esistente nelle varie combinazioni sismiche sia le variazioni percentuali rispetto alla situazione pre-intervento.

I.S. TRAVI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	0.225	0.225	0.8	> 1
CON RINFORZO	0.275	0.275	0.9	> 1
VARIAZIONE %	22.2%	22.2%	12.5%	-
I.S. finale senza rinforzo	0.225			
I.S. finale con rinforzo	0.275			

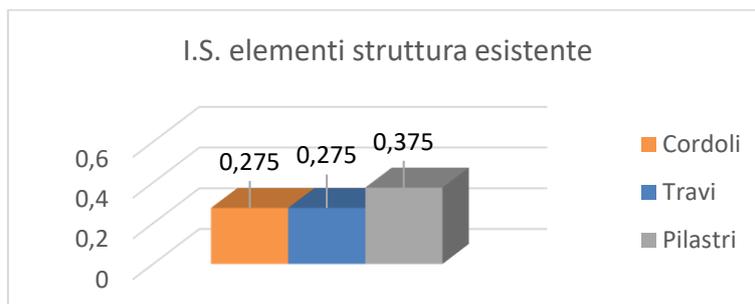
I.S. CORDOLI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	> 1	0.6	0.1894	0.1894
CON RINFORZO	> 1	0.9	0.275	0.275
VARIAZIONE %	-	50.0%	45.2%	45.2%
I.S. finale senza rinforzo	0.1894			
I.S. finale con rinforzo	0.275			

I.S. PILASTRI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	0.35	0.315	0.35	0.35
CON RINFORZO	0.4	0.375	0.45	0.5
VARIAZIONE %	14.3%	19.0%	28.6%	42.9%
I.S. finale senza rinforzo	0.315			
I.S. finale con rinforzo	0.375			

I.S. FINALE STRUTTURA SENZA RINFORZO	0.1894
I.S. FINALE STRUTTURA CON RINFORZO	0.275
Variazione %	45.20%

Si osserva come globalmente l'indice di sicurezza sia pari a **0.275**, per cui si ha un miglioramento circa del 45% rispetto alla situazione senza rinforzo, ma con il valore di I.S. globale della struttura comunque molto distante da quello prefissato come obiettivo.

Di seguito si riportano per maggiore chiarezza i valori dell'indice di sicurezza relativi ai vari elementi strutturali in forma grafica, da cui si può notare che la crisi avviene contemporaneamente lato cordoli e travi principali.



#### 6.1.2.2 Struttura con rinforzo TimeSafe 20x20 e traverso intermedio

Successivamente è stato calcolato l'indice di sicurezza della struttura esistente con applicata la seconda proposta di rinforzo TimeSafe, caratterizzata da pilastri di dimensione pari a 20x20 cm, traversi di piano con sezione pari a 20x40 cm e traversi intermedi con sezione pari a 20x20 cm.

Nelle tabelle che seguono si mostrano i valori di I.S. ottenuti e le variazioni percentuali rispetto alla situazione precedente all'intervento.

I.S. TRAVI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	0.225	0.225	0.8	> 1
CON RINFORZO	0.325	0.325	1	> 1
VARIAZIONE %	44.4%	44.4%	25.0%	-
I.S. finale senza rinforzo	0.225			
I.S. finale con rinforzo	0.325			

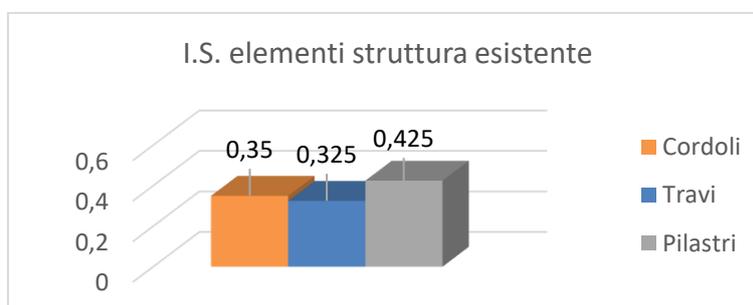
I.S. CORDOLI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	> 1	0.6	0.1894	0.1894
CON RINFORZO	> 1	1	0.35	0.35
VARIAZIONE %	-	66.7%	84.8%	84.8%
I.S. finale senza rinforzo	0.1894			
I.S. finale con rinforzo	0.35			

I.S. PILASTRI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	0.35	0.315	0.35	0.35
CON RINFORZO	0.475	0.425	0.5	0.6
VARIAZIONE %	35.7%	34.9%	42.9%	71.4%
I.S. finale senza rinforzo	0.315			
I.S. finale con rinforzo	0.425			

I.S. FINALE STRUTTURA SENZA RINFORZO	0.1894
I.S. FINALE STRUTTURA CON RINFORZO	0.325
Variazione %	71.59%

Applicando questa soluzione l'indice di sicurezza aumenta e assume valore pari a **0.325**, per cui si ha un miglioramento circa del 70% rispetto alla situazione senza rinforzo, ma di nuovo esso risulta distante da quello prefissato pari a 0.6.

Di seguito si riportano in forma grafica i valori dell'indice di sicurezza relativi ai vari elementi della struttura esistente, da cui si può notare che la crisi avviene lato travi principali.



### 6.1.2.3 Struttura con rinforzo TimeSafe 30x30

Infine, è stato calcolato l'indice di sicurezza applicando il sistema di rinforzo TimeSafe con pilastri di dimensione pari a 30x30 cm e traversi con sezione pari a 30x40 cm posti a livello di piano.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i valori di I.S. calcolati per i vari elementi della struttura esistente e le variazioni percentuali rispetto alla situazione pre-intervento.

I.S. TRAVI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	0.225	0.225	0.8	>1
CON RINFORZO	0.4	0.42	>1	>1
VARIAZIONE %	77.8%	86.7%	-	-
I.S. finale senza rinforzo	0.225			
I.S. finale con rinforzo	0.4			

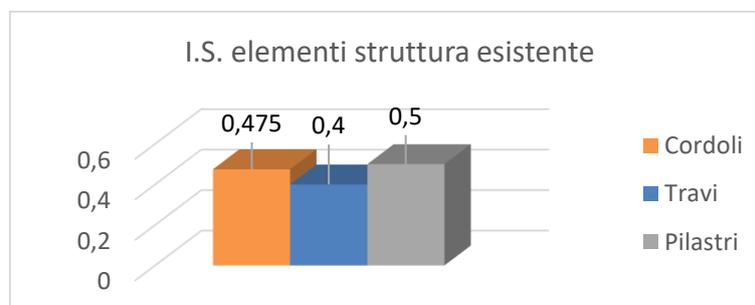
I.S. CORDOLI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	>1	0.6	0.1894	0.1894
CON RINFORZO	>1	>1	0.475	0.475
VARIAZIONE %	-	-	150.8%	150.8%
I.S. finale senza rinforzo	0.1894			
I.S. finale con rinforzo	0.475			

I.S. PILASTRI				
ANALISI	1.0Ex	1.0Ex±0.3Ey	1.0Ey±0.3Ex	1.0Ey
SENZA RINFORZO	0.35	0.315	0.35	0.35
CON RINFORZO	0.5	0.5	0.7	0.9
VARIAZIONE %	42.9%	58.7%	100.0%	157.1%
I.S. finale senza rinforzo	0.315			
I.S. finale con rinforzo	0.5			

I.S. FINALE STRUTTURA SENZA RINFORZO	0.1894
I.S. FINALE STRUTTURA CON RINFORZO	0.4
Variazione %	111.19%

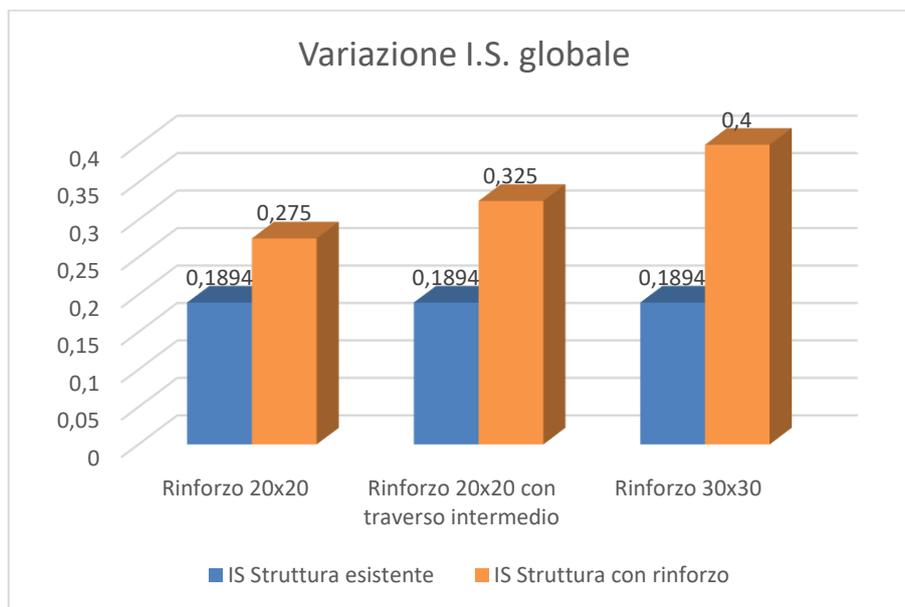
Questa soluzione di rinforzo consente di raggiungere un indice di sicurezza pari a **0.4**, per cui si ha un considerevole miglioramento rispetto alla condizione non rinforzata, ma di nuovo esso risulta inferiore a quello prefissato pari a 0.6.

Di seguito si riportano in forma grafica i valori di I.S. relativi agli elementi della struttura esistente, da cui si può notare che la crisi avviene lato travi principali.



#### 6.1.2.4 Confronto tra le soluzioni

Dopo aver svolto per ogni variante del sistema di rinforzo TimeSafe il calcolo dell'indice di sicurezza, le soluzioni sono state messe a confronto in modo da comprendere quale soluzione sia più efficiente.



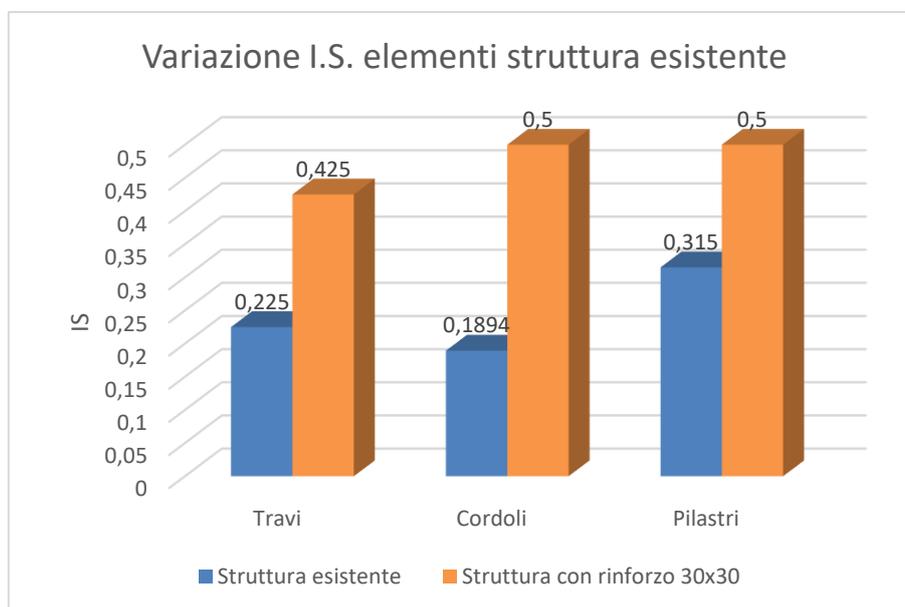
Come si nota dal grafico sovrastante, in cui vengono messi a confronto i valori di I.S. globale raggiunti applicando le diverse soluzioni di rinforzo esterno, nonostante si abbia un miglioramento via via più significativo aumentando la rigidità del sistema TimeSafe, non si raggiunge il valore prefissato di 0.6.

#### 6.1.2.5 Influenza del raccordo dei traversi nelle zone d'angolo

In ultima analisi è stata effettuata una considerazione relativa alle zone d'angolo del sistema nelle quali, dovendo essere queste maggiormente presidiate nei confronti dell'azione sismica, è previsto il getto di pilastri di rinforzo con sezione ad L, per cui i traversi risulteranno sicuramente continui in tali zone.

Pertanto è stato modificato il modello raccordando i traversi di piano nelle zone d'angolo in modo da valutare quanto questa variazione influisca sul valore globale dell'indice di sicurezza. Visti i risultati ottenuti nei paragrafi precedenti, è stato modificato solamente il sistema con rinforzo costituito da pilastri 30x30 cm ed è stato calcolato nuovamente l'indice di sicurezza.

Nel grafico che segue si riportano le variazioni di I.S. degli elementi della struttura esistente nel caso pre- intervento e con rinforzo 30x30 raccordato negli angoli.



Osservando i valori si nota che l'indice di sicurezza più basso, assunto come quello globale della struttura, sia pari a **0.425**, pertanto è evidente che l'influenza del raccordo dei traversi nelle zone d'angolo è estremamente contenuta.

Dalle prove fatte è stato quindi dimostrato che questo primo criterio di progetto, in cui si considera la collaborazione tra struttura esistente e di rinforzo, non risulta efficace per il caso studio. Infatti, come era stato già anticipato nei paragrafi precedenti, tale criterio risulta adeguato quando la struttura esistente ha un indice di sicurezza nei confronti dell'azione sismica sufficientemente elevato (indicativamente pari a 0.4), mentre in questo caso esso ha un valore molto ridotto.

## 6.2 Secondo criterio di progetto

Non avendo raggiunto con il criterio precedente il valore di I.S. prefissato pari a 0.6, è stata studiata un'altra strategia di progetto che stavolta assume l'**assenza di collaborazione tra l'edificio esistente e il sistema di rinforzo**.

In questo modo l'intera azione sismica viene assorbita dal sistema TimeSafe, mentre la struttura esistente lavora in tal senso come un sistema secondario, ma deve comunque

essere in grado di sostenere le azioni verticali e assecondare gli spostamenti del rinforzo esterno.

Quindi, poiché il sistema TimeSafe si fa carico dell'intera azione sismica, in questo caso il dimensionamento delle armature risulta più gravoso rispetto al criterio precedente. La struttura di rinforzo deve essere necessariamente dimensionata con i criteri validi per le nuove costruzioni riportati al §7 delle NTC2018, e può essere progettata considerando un comportamento non dissipativo ( $q \leq 1.5$ ) o dissipativo ( $q > 1.5$ ). Nel caso studio è stato scelto di progettare il sistema di rinforzo considerando un comportamento non dissipativo, per cui le analisi successive saranno svolte utilizzando lo spettro SLV di progetto scalato con un fattore di comportamento  $q=1.5$ .

A rigore la Circolare esplicativa delle NTC2018 suggerisce al C7.2.6 che le analisi vengano effettuate considerando la rigidezza fessurata, definita in funzione dello sforzo normale  $N$  e del fattore di comportamento  $q$ , tuttavia nelle analisi seguenti è stato scelto di mantenere invariato il modulo elastico del calcestruzzo anche in analisi sismica, ovvero è stata considerata la rigidezza non fessurata. Questa scelta è stata fatta perché considerando la rigidezza fessurata si otterrebbe un sistema più deformabile, per cui si avrebbe un periodo più alto e di conseguenza si sottostimerebbe l'azione sismica; considerando, invece, la rigidezza non fessurata seppure si abbia una maggiore resistenza non si sottostima l'azione sismica.

Questo criterio di progetto risulta particolarmente efficace per strutture esistenti con elevata vulnerabilità, tuttavia queste devono soddisfare le verifiche nei confronti dei carichi verticali e le verifiche di compatibilità in termini di spostamento.

### 6.2.1 Modellazione del sistema strutturale

Dal punto di vista della modellazione per fare sì che non ci sia collaborazione fra struttura esistente e sistema di rinforzo è possibile modellare l'esistente in due maniere:

- come struttura pendolare;
- come massa concentrata a livello di piano.

Sebbene la seconda opzione risulti molto utilizzata nella pratica professionale, in questo caso avendo già modellato la struttura esistente è stata scelta la prima possibilità. Infatti,

per far diventare la struttura esistente un sistema pendolare è stato sufficiente inserire, attraverso dei *Beam End Release*, delle cerniere alle estremità delle travi e dei cordoli e alla base di tutti i pilastri.

Nell'immagine che segue viene mostrata la struttura esistente resa pendolare attraverso l'inserimento alle estremità dei *Beam End Release*, rappresentati in blu.

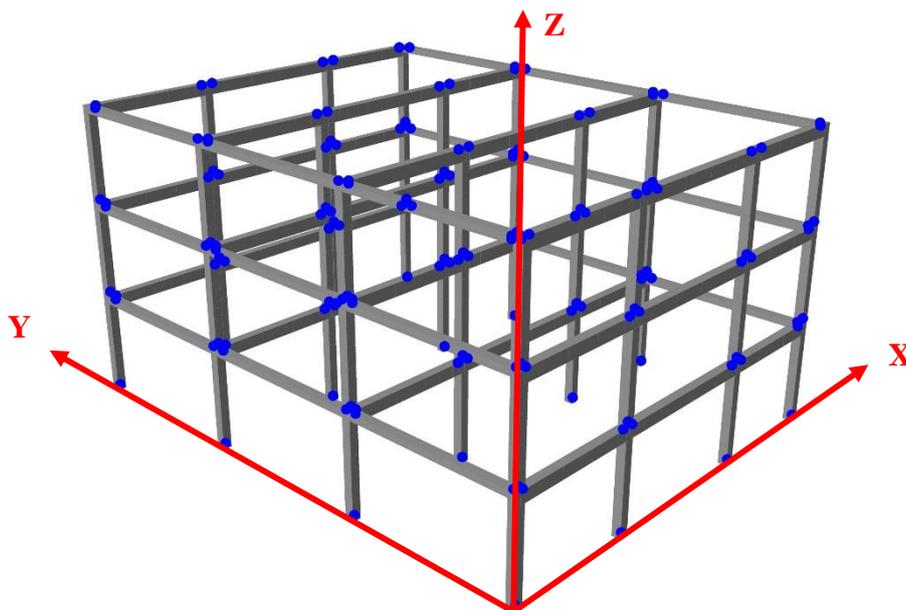


Figura 73 - Modello pendolare della struttura esistente

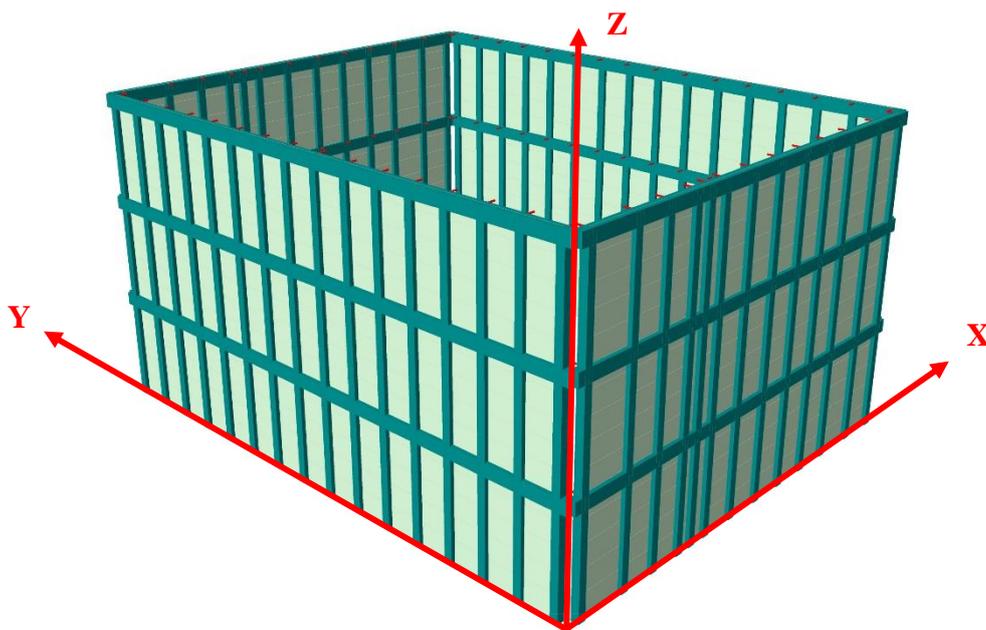
Come osservato nel capitolo precedente, poiché nelle zone d'angolo saranno realizzati dei pilastri di rinforzo presumibilmente con sezione a L, in tali zone sono stati raccordati anche i traversi. Inoltre, per fare sì che il sistema TimeSafe entri in gioco solo durante un evento sismico, sono stati mantenuti come in precedenza i connettori svincolati per carichi verticali alle estremità, assumendo per essi un diametro pari a 16 mm. Infine è stata mantenuta anche in questa modellazione la parete di completamento in calcestruzzo proiettato come elementi bidimensionali *Plane Stress* dotati di massa e privi di rigidità.

Visti i risultati ottenuti applicando il criterio di progetto precedentemente analizzato, è stato scelto di modellare e studiare le seguenti varianti del sistema TimeSafe:

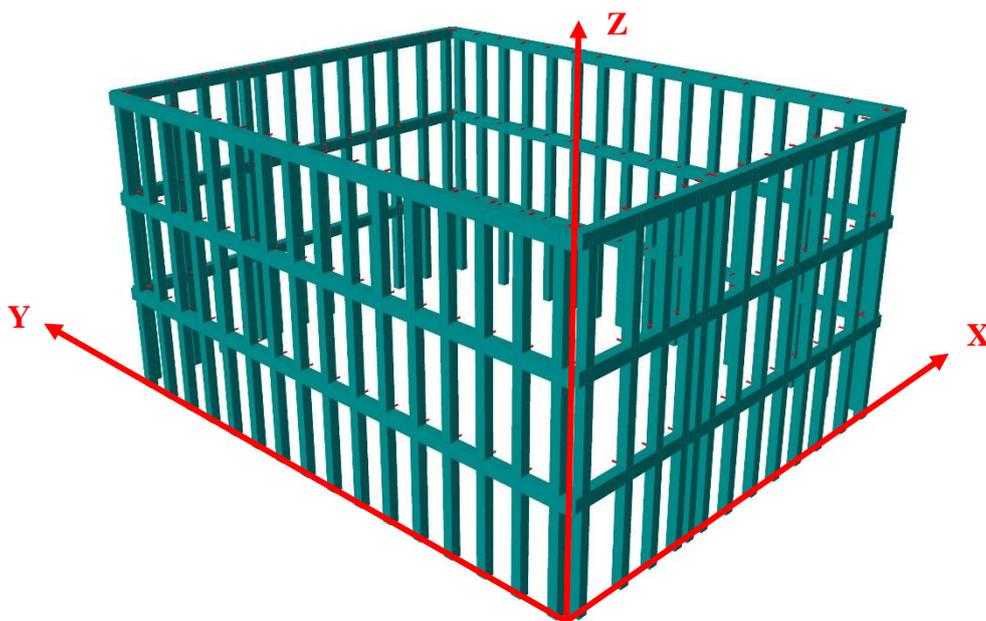
- Rinforzo con pilastri 20x20 e traversi di piano 20x40;
- Rinforzo con pilastri 20x20, traversi intermedi 20x20 e traversi di piano 20x40;
- Rinforzo con pilastri 25x25 e traversi di piano 25x40;

- Rinforzo con pilastri 30x30 e traversi di piano 30x40.

Nelle figure che seguono si riportano i modelli ottenuti applicando la procedura appena descritta, in cui si mostrano rispettivamente i sistemi di rinforzo con e senza parete di completamento in calcestruzzo proiettato. Viene omessa la presenza della struttura esistente poiché essendo pendolare non collabora alla risposta sismica.

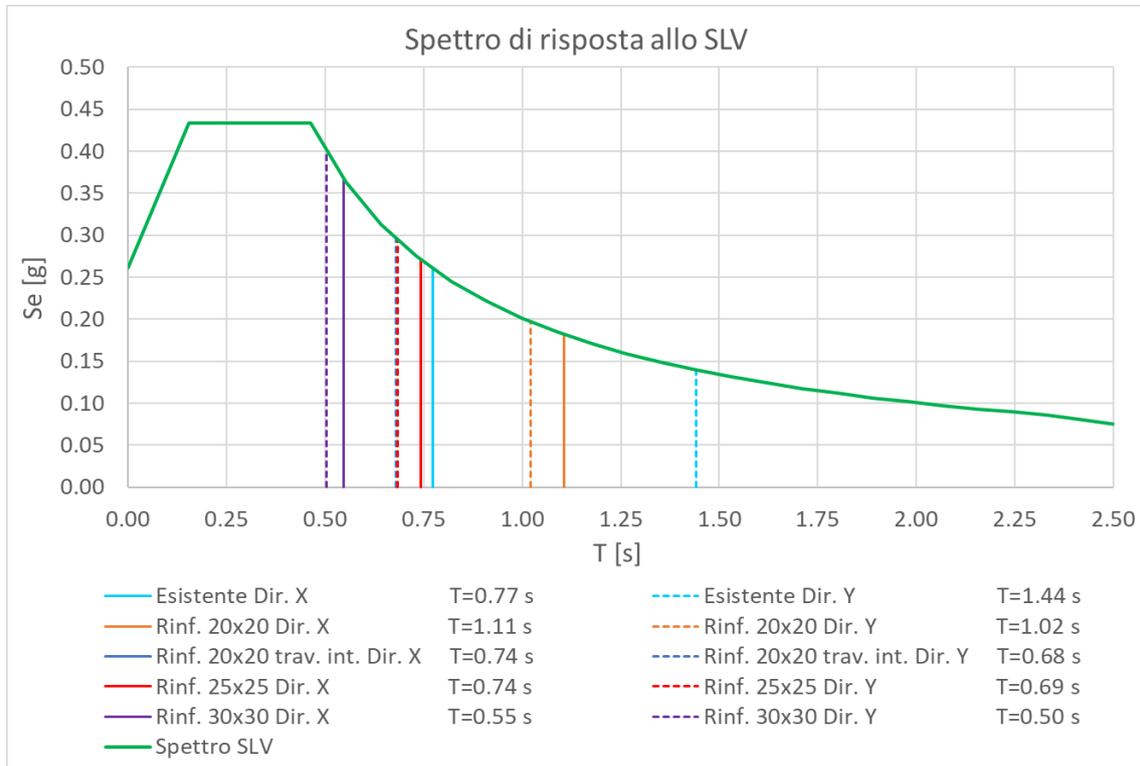


*Figura 74 - Modello del sistema di rinforzo TimeSafe con parete di completamento*



*Figura 75 - Modello del sistema di rinforzo TimeSafe senza parete di completamento*

Una volta definiti i modelli con ogni tipologia di rinforzo TimeSafe, per ognuno di essi è stato valutato attraverso un'analisi modale il valore dei periodi fondamentali nelle direzioni X e Y. Nel grafico che segue è riportato lo spettro di risposta di progetto allo SLV, sul quale vengono messi in evidenza i valori di periodo dei sistemi studiati.



I valori delle accelerazioni spettrali corrispondenti ai periodi fondamentali in direzione X e Y delle varie soluzioni sono stati calcolati in base alla posizione in cui ricadono nello spettro attraverso le seguenti relazioni:

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

Nella tabella che segue sono riportati i valori dei periodi fondamentali in direzione X e Y per ogni soluzione analizzata, la posizione nello spettro e i relativi valori di accelerazione spettrale.

PERIODI DELLE VARIE SOLUZIONI E POSIZIONE NELLO SPETTRO									PARAMETRI SPETTRO SLV	
Rinforzo	Modo	Direzione	T [s]	Se [g]	$0 < T < T_B$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T > T_D$	q	
Struttura esistente non rinforzata	1	X	0.7731	0.2601	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	1.5	
		Y	1.4421	0.1394	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	0.183	
20x20	1	X	1.1062	0.1818	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	1.427	
		Y	1.0217	0.1968	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	0.667	
20x20 con traverso intermedio	1	X	0.7425	0.2708	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	2.487	
		Y	0.6809	0.2953	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	0.155	
25x25	1	X	0.7424	0.2708	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	0.464	
		Y	0.6850	0.2935	FALSO	FALSO	VERO	FALSO	2.333	
30x30	1	X	0.5460	0.3682	FALSO	FALSO	VERO	FALSO		
		Y	0.5033	0.3995	FALSO	FALSO	VERO	FALSO		

Osservando la tabella e il grafico dello spettro di risposta precedente, si nota che sia la struttura esistente sia le soluzioni con rinforzo TimeSafe ricadono nel primo ramo discendente dello spettro, ovvero nel tratto in cui  $T_C \leq T < T_D$ . Inoltre, è interessante notare che man mano che aumenta a rigidezza del sistema di rinforzo esterno applicato sia ha una diminuzione di periodo, con conseguente aumento dell'accelerazione spettrale. Infine, osservando le strutture con rinforzo applicato si nota che la direzione Y è più rigida della direzione X, mentre nel sistema pre-intervento accadeva il contrario.

## 6.2.2 Dimensionamento delle armature del sistema di rinforzo

Innanzitutto per il secondo criterio di progetto è stata posta l'attenzione sul dimensionamento delle armature degli elementi del sistema TimeSafe. Infatti, avendo assunto che l'intera azione sismica venga assorbita dal rinforzo esterno, gli elementi risulteranno più sollecitati rispetto al criterio precedente e di conseguenza la quantità di armatura necessaria sarà maggiore.

Poiché, come introdotto precedentemente, il sistema di rinforzo in questo caso deve essere progettato secondo le indicazioni relative alle nuove costruzioni, vengono considerate tutte le possibili combinazioni dell'azione sismica orizzontale. Pertanto si applica un'analisi dinamica modale con spettro di risposta allo SLV imponendo le dodici combinazioni sismiche riportate a seguire.

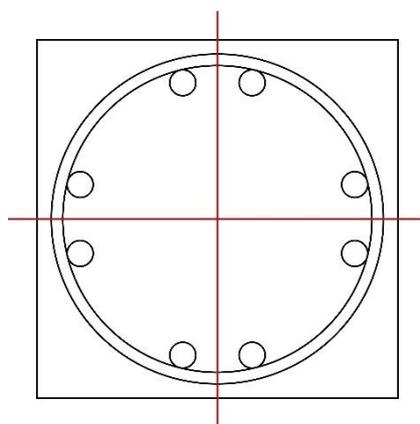
$$\pm 1.0 E_X ; \quad \pm 1.0 E_X \pm 0.3 E_Y$$

$$\pm 1.0 E_X ; \quad \pm 1.0 E_Y \pm 0.3 E_X$$

Poiché l'intera azione sismica viene assorbita dal sistema di rinforzo, è lecito aspettarsi che applicando alla struttura il 100% della PGA il dimensionamento delle armature risulti particolarmente gravoso, per cui oltre a questa condizione si valuta il dimensionamento anche nell'ipotesi che sia applicato il 60% della PGA, ovvero imponendo come obiettivo che l'indice di sicurezza raggiunga il valore prefissato pari a 0.6.

Il calcolo della quantità di armatura longitudinale e trasversale da disporre negli elementi del sistema TimeSafe viene effettuato automaticamente, nel rispetto della normativa NTC2018, all'interno del software Midas Gen specificando i diametri desiderati e il numero di bracci per le staffe. In particolare, per le armature trasversali dei travi vengono considerate come ipotesi armature  $\varnothing 8$  o al più  $\varnothing 10$ , mentre per le staffe elicoidali dei pilastri il produttore dei moduli ha imposto delle barre  $\varnothing 8$  come diametro massimo. Per quanto riguarda le barre longitudinali, invece, avendo più libertà progettuale è stato possibile valutare più soluzioni.

Come riportato nei capitoli precedenti, le armature longitudinali dei pilastri del sistema di rinforzo sono disposte lungo una circonferenza, tuttavia all'interno del software Midas Gen non è possibile inserire le barre in tale configurazione con pilastri di sezione quadrata. Pertanto, il dimensionamento delle armature dei pilastri del sistema TimeSafe è stato ipotizzato e verificato all'interno del software VCA SLU inserendo le sollecitazioni massime da modello e le armature per coordinate. Nella figura che segue si riporta una sezione che mostra la disposizione adottata per le barre longitudinali nei pilastri di rinforzo.



*Figura 76 - Sezione trasversale dei pilastri del sistema TimeSafe*

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati del dimensionamento delle armature longitudinali e trasversali per le diverse soluzioni di rinforzo TimeSafe, considerando sia il 100% della PGA sia il 60%.

100% PGA					
	Elemento	B [cm]	H [cm]	Armature longitudinali	Staffe
Soluzione 1: Rinforzo 20x20	Traversi	20	40	3+3 $\Phi$ 20	$\Phi$ 10/11
				4+4 $\Phi$ 16	$\Phi$ 8/7
	Pilastrati	20	20	8 $\Phi$ 22	$\Phi$ 8/15
Soluzione 2: Rinforzo 20x20 con traverso intermedio	Traversi	20	40	3+3 $\Phi$ 16	$\Phi$ 8/11
	Traversi intermedi	20	20	4+4 $\Phi$ 20	Spacing Failure
	Pilastrati	20	20	8 $\Phi$ 26	$\Phi$ 8/8
Soluzione 3: Rinforzo 25x25	Traversi	25	40	4+4 $\Phi$ 20	$\Phi$ 10/7
	Pilastrati	25	25	8 $\Phi$ 24	$\Phi$ 8/12
Soluzione 4: Rinforzo 30x30	Traversi	30	40	5+5 $\Phi$ 20	$\Phi$ 10/5
	Pilastrati	30	30	8 $\Phi$ 26	$\Phi$ 8/10

60% PGA					
	Elemento	B [cm]	H [cm]	Armature longitudinali	Staffe
Soluzione 1: Rinforzo 20x20	Traversi	20	40	2+2 $\Phi$ 16	$\Phi$ 8/12
				3+3 $\Phi$ 14	$\Phi$ 8/12
	Pilastrati	20	20	8 $\Phi$ 18	$\Phi$ 8/19
Soluzione 2: Rinforzo 20x20 con traverso intermedio	Traversi	20	40	2+2 $\Phi$ 16	$\Phi$ 8/18
				3+3 $\Phi$ 14	$\Phi$ 8/18
	Traversi intermedi	20	20	4+4 $\Phi$ 16	$\Phi$ 10/8
				3+3 $\Phi$ 18	$\Phi$ 10/8
				3+3 $\Phi$ 20	$\Phi$ 10/8
	Pilastrati	20	20	8 $\Phi$ 20	$\Phi$ 8/13
Soluzione 3: Rinforzo 25x25	Traversi	25	40	3+3 $\Phi$ 18	$\Phi$ 8/7
				2+2 $\Phi$ 20	$\Phi$ 10/12
	Pilastrati	25	25	8 $\Phi$ 18	$\Phi$ 8/19
Soluzione 4: Rinforzo 30x30	Traversi	30	40	5+5 $\Phi$ 16	$\Phi$ 8/5
				3+3 $\Phi$ 20	$\Phi$ 10/8
		Pilastrati	30	30	8 $\Phi$ 20

Osservando i risultati ottenuti considerando il 100% della PGA si nota che la quantità di armature longitudinali da disporre nei pilastrati è notevole, così come quella necessaria nei traversi. Per quanto riguarda invece le armature trasversali si osserva che queste si rendono necessarie in un quantitativo ragionevole, ad eccezione della soluzione di rinforzo TimeSafe con traverso intermedio, nel quale il sistema non è riuscito a definire una soluzione in grado di soddisfare le limitazioni geometriche imposte dalla normativa.

Osservando, infine, i risultati del dimensionamento per il 60% della PGA si vede che la quantità di armatura longitudinale necessaria nei pilastri e nei traversi si riduce notevolmente. La riduzione della PGA porta altresì a un calo dell'armatura trasversale richiesta, che in questo caso il software riesce a definire anche per la soluzione di rinforzo con traversi intermedi.

Come evidenziato nella tabella precedente, è possibile ritenere come soluzione ottimale quella ottenuta applicando il 60% della PGA con sistema di rinforzo TimeSafe avente pilastri di sezione 25x25 cm e traversi 25x40 cm. Tale proposta, fra l'altro, rispetta le dimensioni minime imposte al §7 delle NTC2018 per le sezioni dei pilastri di nuova costruzione. In particolare per questa proposta di rinforzo si può considerare la seguente configurazione di armature:

*Pilastri 25x25 cm* → 8Ø18 – *Staffe Ø8/15 elicoidali*

*Traversi 25x40 cm* → 3 + 3Ø18 – *Staffe Ø10/10 a 2 bracci*

### 6.2.3 Verifiche di compatibilità della struttura esistente

Secondo il criterio di progetto adottato l'edificio esistente lavora come una struttura secondaria e deve quindi essere verificato nei confronti dei carichi gravitazionali, tuttavia le armature e gli elementi del caso studio sono già stati calcolati in questo senso e tali verifiche si considerano automaticamente soddisfatte. Pertanto, successivamente al dimensionamento degli elementi di rinforzo l'attenzione è stata posta sulle verifiche di compatibilità in termini di spostamento della struttura esistente.

Le verifiche da effettuarsi riguardano le massime rotazioni delle sezioni dei pilastri rispetto alla corda, in cui la domanda è valutata a favore di sicurezza come rapporto fra drift di piano causato dall'azione sismica e luce netta del pilastro:

$$\vartheta_{u,d} = \frac{d_E}{L_n}$$

È necessario precisare che i valori di spostamento d'interpiano  $d_{Ee}$  ottenuti dalle analisi con fattore di comportamento devono essere modificati in accordo con le indicazioni delle NTC2018 al §7.3.3.3, le quali impongono che:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$T_1 < T_C \quad \rightarrow \quad \mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$$

$$T_1 \geq T_C \quad \rightarrow \quad \mu_d = q$$

Nella tabella che segue vengono riportati i valori massimi dei drift di piano valutati attraverso analisi dinamica modale con fattore di comportamento per le varie soluzioni di rinforzo, sia per il 100% di PGA applicata sia per il 60%. Sono altresì mostrati i valori massimi moltiplicati per il fattore di comportamento q in quanto, come messo in evidenza nei paragrafi precedenti, ogni soluzione è tale per cui  $T_1 \geq T_C$ .

Spostamenti d'interpiano massimi					
Rinforzo		Max drift SLV		Max drift SLV x q	
		DX [mm]	DY [mm]	DX [mm]	DY [mm]
100% PGA	20x20	29.15	28.42	43.72	42.63
	Traverso intermedio	22.14	21.13	33.21	31.69
	25x25	19.01	18.57	28.51	27.85
	30x30	14.23	13.27	21.34	19.90
60% PGA	20x20	17.49	17.05	26.23	25.58
	Traverso intermedio	13.28	12.68	19.93	19.01
	25x25	11.40	11.14	17.10	16.71
	30x30	8.54	7.96	12.80	11.94

La capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda viene calcolata in accordo con le indicazioni riportate ai C8.7.2.3.2 e C8.7.2.3.3 della Circolare esplicativa delle NTC2018, in cui la capacità allo SLC è definita come segue.

$$\vartheta_{u,SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d})$$

Dove:

- $\gamma_{el}$  è un parametro che vale 1.5 per elementi primari e 1.0 per elementi secondari;
- $v = N/(A_c f_c)$  è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione  $A_c$ ;

- $\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$  e  $\omega' = A_s' f_y / (A_c f_c)$  sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente;
- $L_V$  è la luce di taglio, che rappresenta la posizione di inversione del momento flettente sull'elemento e può essere assunta pari alla metà della luce per strutture iperstatiche o pari alla luce per strutture isostatiche;
- $h$  è l'altezza della sezione;
- $f_c, f_y$  e  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
- $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  è la percentuale di armatura trasversale, con  $s_h$  interasse delle staffe nella zona critica;
- $\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;
- $\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2 h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 h_0 b_0}\right)$$

con  $h_0$  e  $b_0$  dimensioni del nucleo confinato e  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

La Circolare esplicita inoltre che negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico o per i quali non sia stata effettuata una verifica di duttilità il valore di  $\vartheta_{u,SLC}$  debba essere moltiplicato per 0,85. Inoltre, nel caso in cui le staffe presenti nell'elemento non abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse il fattore di efficienza  $\alpha$  deve essere assunto pari a 0. Infine, se le barre longitudinali di diametro  $d_{bL}$  sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_0$  il valore di  $\vartheta_{u,SLC}$  deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.025 \cdot \min\left(40; \frac{l_0}{d_{bL}}\right)$$

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo SLV può invece essere calcolata come:

$$\vartheta_{u,SLV} = \frac{3}{4} \vartheta_{u,SLC}$$

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche di compatibilità in spostamento allo SLV effettuate sui pilastri del piano terra (situazione più gravosa in quanto presentano il massimo drift di piano) dell'edificio esistente per le varie configurazioni di rinforzo TimeSafe applicato.

CAPACITÀ:		0.02725		
DOMANDA:		0.02725		
60%PGA	Tipologia di rinforzo			
	Pil. 20x20	20x20 con tr. int.	Pil. 25x25	Pil. 30x30
Drift di piano massimo [mm]	26.23	19.93	17.10	12.80
Luce netta pilastro [mm]	3220	3220	3220.00	3220.00
$\theta_u$ [rad]	<b>0.00815</b>	<b>0.00619</b>	<b>0.00531</b>	<b>0.00398</b>
Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
100%PGA	Tipologia di rinforzo			
	Pil. 20x20	20x20 con tr. int.	Pil. 25x25	Pil. 30x30
Drift di piano massimo [mm]	43.72	33.22	28.50	21.33
Luce netta pilastro [mm]	3220	3220	3220.00	3220.00
$\theta_u$ [rad]	<b>0.01358</b>	<b>0.01032</b>	<b>0.00885</b>	<b>0.00663</b>
Verifica	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Come si può notare, per tutte le soluzioni del sistema TimeSafe applicate, la struttura esistente non mostra problemi di compatibilità, per cui essa riesce ad assecondare gli spostamenti indotti dall'evento sismico.

## 6.2.4 Variazione di sforzo normale nei pilastri data dal sisma

Poiché in analisi strutturali tipiche come quelle effettuate in precedenza l'applicazione dei carichi avviene in maniera simultanea sulla struttura completa, finora sul fabbricato con sistema TimeSafe sono sempre stati considerati i connettori svincolati alla rotazione in estremità, in modo tale che il rinforzo esterno entrasse in azione solamente durante un evento sismico e non dovesse sopportare carichi verticali se non il peso proprio. Tuttavia, nella situazione reale è lecito aspettarsi che gli elementi di connessione non siano dotati di alcun dispositivo di svincolo, per cui è stato effettuato un ulteriore studio rimuovendo dai connettori, considerati come dei  $\varnothing 16$ , i *Beam End Release*. In tal modo la struttura di rinforzo esterno soggetta all'azione sismica trasmette una sollecitazione assiale ai pilastri del fabbricato esistente, per cui essi collaborano con un meccanismo "tira-spingi".

Per valutare il comportamento effettivo della struttura rinforzata, ed in particolare per monitorare le variazioni di sforzo normale nei pilastri sia esistenti sia di rinforzo, è stata considerata la soluzione con sistema TimeSafe avente pilastri di sezione 25x25 cm e traversi 25x40 cm, ovvero quella che sia dal punto di vista del dimensionamento delle armature sia in termini di spostamenti era risultata ottimale.

Nel caso studio analizzato è stato scelto di generare un modello in cui distinguere e riprodurre le diverse fasi costruttive che descrivono il comportamento del sistema. Per fare questa operazione è stata impostata una *Construction Stage Analysis*, in cui vengono definite nell'ordine le seguenti fasi costruttive:

- Fase 0, in cui è presente solamente la struttura esistente soggetta ai carichi permanenti strutturali;
- Fase 1; in cui si aggiungono tutti i carichi permanenti non strutturali e i carichi accidentali;
- Fase 2, nella quale la struttura esistente viene resa pendolare e si applica il sistema di rinforzo esterno TimeSafe (che risulta soggetto solo al peso proprio);
- Fase 3, corrispondente all'applicazione dell'azione sismica di progetto al modello d'insieme.

A ciascuna fase costruttiva sono stati assegnati i corrispondenti elementi strutturali nonché le condizioni di vincolo e di carico. Nella figura che segue è riportato uno schema che mostra il susseguirsi delle fasi descritte in precedenza.

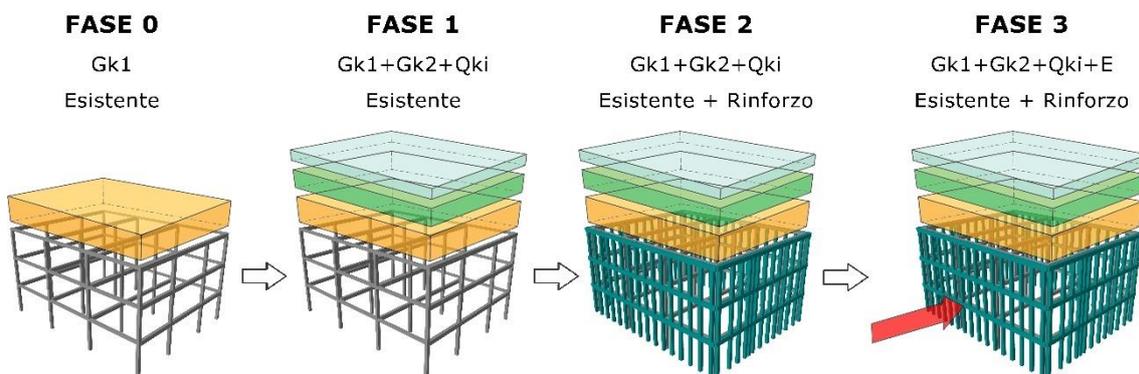
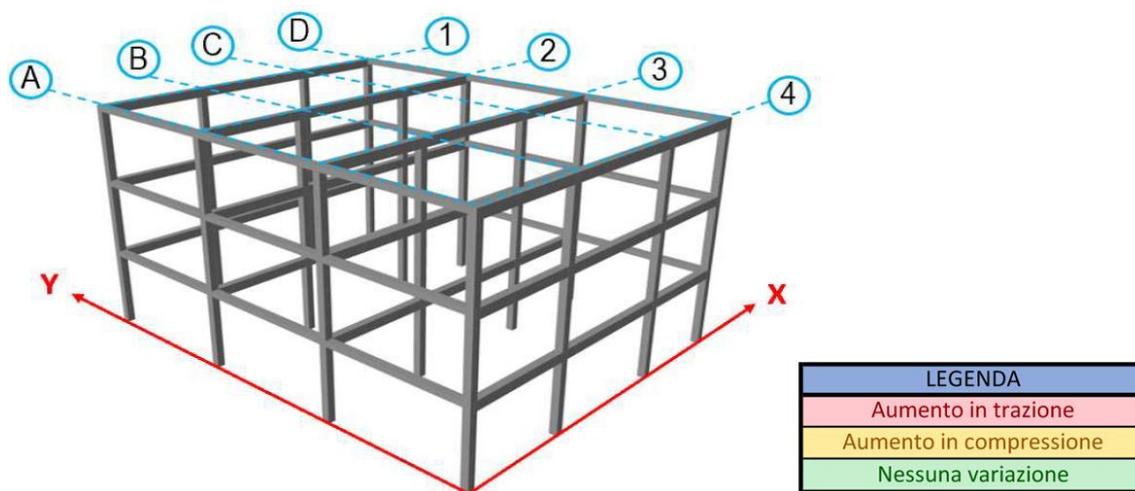


Figura 77 - Sequenza delle fasi costruttive in Midas Gen

Sul modello con *Construction Stage Analysis* è stato applicato in Fase 3 lo spettro di risposta allo SLV di progetto con 100% di PGA in direzione sia +X sia +Y, quindi sono stati calcolati i valori di sforzo normale nei pilastri della struttura esistente e del sistema TimeSafe. I valori di sollecitazione ottenuti con tale modello sono quindi stati confrontati con quelli restituiti dall'analisi dinamica modale effettuata sul modello con connettori svincolati alle estremità.

Nella figura che segue viene mostrato lo schema della struttura esistente, in cui sono rappresentati gli allineamenti utili per individuare i singoli pilastri, e la legenda utilizzata per distinguere graficamente la tipologia di variazione dello sforzo normale.



*Figura 78 - Schema della struttura esistente e legenda*

Nella tabella che segue sono riportati i valori di sforzo normale nei pilastri del piano terra della struttura esistente per effetto dell'azione sismica agente in direzione +X. I valori mostrati sono stati ottenuti dalle analisi in campo lineare del modello con connettori svincolati verticalmente e del modello con analisi per fasi; inoltre, si riportano i confronti fra i due casi.

Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ex - 100% PGA - pilastri STRUTTURA ESISTENTE						
	Posizione	Pilastro	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
			Connettori svincolati verticalmente	Modello con analisi per fasi	Modello con analisi per fasi	
					[kN]	[%]
Allineamento A direzione Y	Angolo	P1A	-248.0	-250.7	-2.70	-1.1%
	Bordo	P2A	-396.5	-418.7	-22.20	-5.6%
	Bordo	P3A	-396.5	-418.7	-22.20	-5.6%
	Angolo	P4A	-248.0	-250.7	-2.70	-1.1%
Allineamento B direzione Y	Bordo	P1B	-403.6	-346.2	57.40	14.2%
	Centrali	P2B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Centrali	P3B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Bordo	P4B	-403.6	-346.2	57.40	14.2%
Allineamento C direzione Y	Bordo	P1C	-384.5	-341.2	43.30	11.3%
	Centrali	P2C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Centrali	P3C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Bordo	P4C	-384.5	-341.2	43.30	11.3%
Allineamento D direzione Y	Angolo	P1D	-229.0	-155.7	73.30	32.0%
	Bordo	P2D	-366.9	-236.1	130.80	35.7%
	Bordo	P3D	-366.9	-236.1	130.80	35.7%
	Angolo	P4D	-229.0	-155.7	73.30	32.0%

Aumento massimo in trazione	130.8	35.7%
Aumento massimo in compressione	-22.2	-5.6%

Dai valori riportati nella tabella si osserva che, quando il sisma agisce in direzione +X, sui telai di estremità orditi ortogonalmente al sisma si genera rispettivamente un incremento di compressione (allineamento A, primo telaio investito dal sisma) e di trazione (allineamento D, ultimo telaio investito dal sisma). Per quanto riguarda, invece, i pilastri di bordo degli allineamenti orditi parallelamente all'azione sismica si nota in entrambi i telai un aumento di trazione. Infine, per quanto riguarda i pilastri centrali non c'è differenza fra i due modelli, per cui essi non risentono dell'interazione con i connettori. In particolare, si nota che l'incremento di sforzo normale, sia esso in trazione o compressione, è sempre uguale nei pilastri simmetrici rispetto all'asse baricentrico  $X_G$  (i.e. pilastri P1C-P4C, P2A-P3A ecc.). Si osserva, infine, che l'aumento massimo di trazione nei pilastri dovuto alla rimozione degli svincoli alle estremità dei connettori è di circa 130 kN, mentre quello di compressione è intorno ai 22 kN.

Nella figura che segue è rappresentato lo schema del sistema TimeSafe, in cui sono evidenziati la notazione adottata e gli elementi considerati per effettuare i confronti in

termini di sforzo normale, inoltre è riportata la legenda utilizzata per distinguere graficamente la tipologia di variazione registrata.

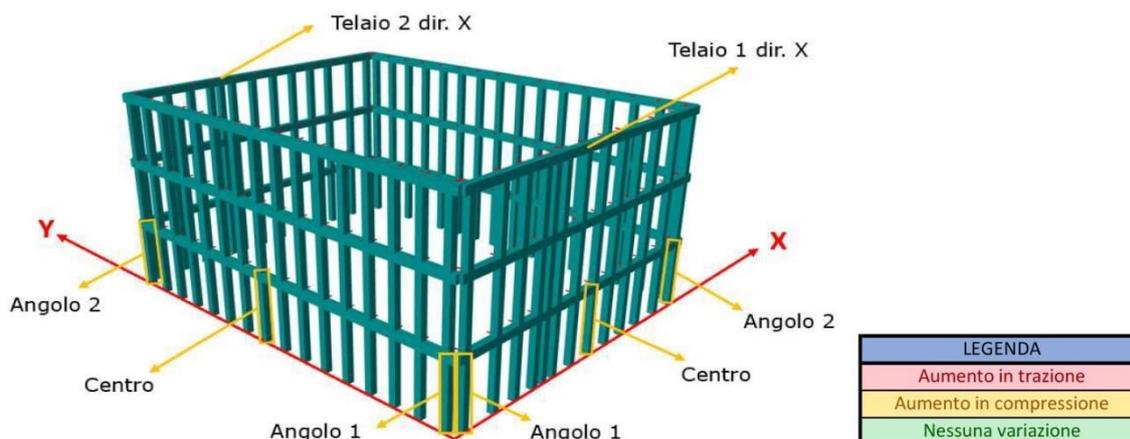


Figura 79 - Schema del sistema di rinforzo TimeSafe e legenda

Nella tabella a seguire si riportano i valori di sforzo normale in alcuni pilastri del piano terra della struttura di rinforzo con sisma agente in direzione +X. I valori mostrati sono riferiti rispettivamente al modello con connettori svincolati verticalmente e con analisi per fasi; inoltre, come in precedenza, si riportano le variazioni fra le due modellazioni.

Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ex - 100% PGA - pilastri STRUTTURA DI RINFORZO					
	Posizione	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
		Connettori svincolati verticalmente	Modello con analisi per fasi	Modello con analisi per fasi	
				[kN]	[%]
Telai in direzione X	Angolo 1	73.14	78.88	5.74	7.8%
	Centro	-36.49	-62.11	-25.62	-70.2%
	Angolo 2	-159.70	-165.30	-5.6	-3.5%
Telaio 1 in direzione Y	Angolo 1	150.70	168.10	17.4	11.5%
	Centro	-33.63	-44.02	-10.39	-30.9%
	Angolo 2	150.70	168.10	17.4	11.5%
Telaio 2 in direzione Y	Angolo 1	-223.60	-241.90	-18.3	-8.2%
	Centro	-33.41	-51.44	-18.03	-54.0%
	Angolo 2	-223.60	-241.90	-18.3	-8.2%
Aumento massimo in trazione				17.4	11.5%
Aumento massimo in compressione				-25.6	-70.2%

Si fa notare innanzitutto che nel sistema di rinforzo i telai paralleli all'azione sismica si fanno carico della medesima quota parte di sforzo, per cui i relativi pilastri saranno soggetti alle stesse sollecitazioni di sforzo normale.

Dai risultati ottenuti si nota che nei pilastri di rinforzo appartenenti ai telai orditi parallelamente al sisma si registrano aumenti sia di trazione sia di compressione: in particolare i primi pilastri investiti dal sisma subiscono un aumento dello sforzo normale di trazione, mentre già dal pilastro centrale in poi tale aumento avviene in compressione. Per quanto riguarda i pilastri dei telai ortogonali all'azione sismica si osserva un aumento di compressione nell'ultimo telaio investito dal sisma, mentre nel primo telaio si ha un aumento in trazione nei pilastri esterni e di compressione in quelli centrali. In questo caso l'aumento massimo di trazione dovuto alla rimozione degli svincoli nei connettori è di circa 17 kN, mentre quello di compressione è intorno ai 25 kN.

Le tabelle riportate di seguito descrivono le stesse grandezze appena commentate ma ottenute dalle analisi lineari con azione sismica agente in direzione +Y.

Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ey - 100% PGA - pilastri STRUTTURA ESISTENTE						
	Posizione	Pilastro	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
			Connettori svincolati verticalmente	Modello con analisi per fasi	Modello con analisi per fasi	
					[kN]	[%]
<b>Allineamento 4 direzione X</b>	Angolo	P4A	-248.0	-247.7	0.30	0.1%
	Bordo	P4B	-403.6	-443.2	-39.60	-9.8%
	Bordo	P4C	-384.5	-423.5	-39.00	-10.1%
	Angolo	P4D	-229.0	-234.7	-5.70	-2.5%
<b>Allineamento 3 direzione X</b>	Bordo	P3A	-396.5	-341.7	54.80	13.8%
	Centrali	P3B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Centrali	P3C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Bordo	P3D	-366.9	-313.0	53.90	14.7%
<b>Allineamento 2 direzione X</b>	Bordo	P2A	-396.5	-341.8	54.70	13.8%
	Centrali	P2B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Centrali	P2C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Bordo	P2D	-366.9	-313.2	53.70	14.6%
<b>Allineamento 1 direzione X</b>	Angolo	P1A	-248.0	-170.3	77.70	31.3%
	Bordo	P1B	-403.6	-248.4	155.20	38.5%
	Bordo	P1C	-384.5	-255.3	129.20	33.6%
	Angolo	P1D	-229.0	-157.1	71.90	31.4%

Aumento massimo in trazione	155.2	38.5%
Aumento massimo in compressione	-39.6	-10.1%

Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ey - 100% PGA - pilastri STRUTTURA DI RINFORZO					
	Posizione	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
		Connettori svincolati verticalmente	Modello con analisi per fasi	Modello con analisi per fasi	
				[kN]	[%]
Telai in direzione Y	Angolo 1	110.00	111.70	1.7	1.5%
	Centro	-33.53	-47.75	-14.22	-42.4%
	Angolo 2	-167.10	-171.00	-3.9	-2.3%
Telaio 1 in direzione X	Angolo 1	157.70	172.80	15.1	9.6%
	Centro	-33.68	-49.89	-16.21	-48.1%
	Angolo 2	156.30	171.30	15	9.6%
Telaio 2 in direzione X	Angolo 1	-217.70	-234.30	-16.6	-7.6%
	Centro	-33.83	-69.29	-35.46	-104.8%
	Angolo 2	-213.20	-229.60	-16.4	-7.7%
Aumento massimo in trazione				15.1	9.6%
Aumento massimo in compressione				-35.5	-104.8%

Osservando le tipologie di variazione di sforzo normale nei pilastri esistenti e di rinforzo si nota che valgono considerazioni del tutto analoghe a quelle effettuate precedentemente per azione sismica in direzione +X, con incrementi massimi che in questo caso assumono valori più elevati in trazione sull'esistente.

Alla luce di quanto osservato è possibile individuare per entrambe le direzioni un meccanismo “tira-spingi” nei pilastri sia della struttura esistente sia del sistema TimeSafe. In particolare, questi meccanismi si accentuano a causa della rimozione degli svincoli per carichi verticali nei connettori, i quali portano come osservato a un aumento degli sforzi normali di compressione e trazione, quest'ultimo in particolare di oltre 150 kN.

Nella figura che segue viene mostrata la deformata per effetto di carichi orizzontali dei pilastri di rinforzo appartenenti ai telai paralleli al sisma. In particolare si può osservare che l'azione sismica genera una deformata dell'insieme esistente-rinforzo riconducibile a quella di un sistema deformabile a taglio, cui conseguono delle distribuzioni di tensioni alla base che passano da trazione a compressione: per questo motivo, come descritto nelle tabelle precedenti, sia nell'esistente sia nel rinforzo i primi pilastri investiti dal sisma subiscono degli incrementi di sforzo assiale di trazione (in rosso) e man mano che si avvanza questi diventano di compressione (in giallo).

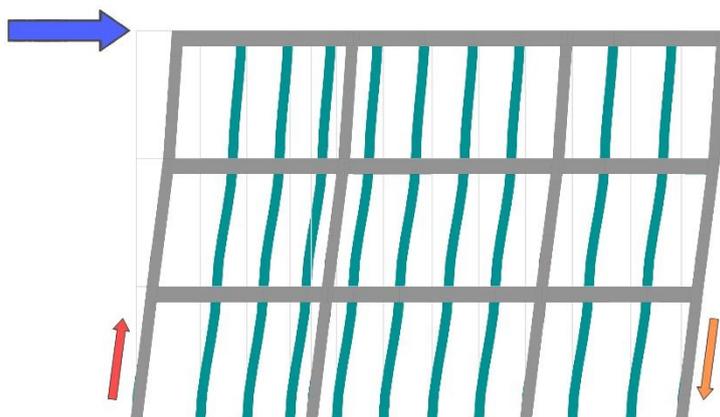


Figura 80 - Meccanismo "tira-spingi" per telai orditi parallelamente al sisma

Nella figura successiva, invece, è messo in evidenza il medesimo meccanismo riferito ai pilastri del sistema TimeSafe appartenenti ai telai ortogonali al sisma. In questo caso si instaura nel sistema di rinforzo un meccanismo "tira-spingi" analogo al precedente, perciò i primi pilastri investiti dal sisma subiscono incrementi di sforzo normale di trazione (in rosso) mentre quelli opposti di compressione (in giallo). Per quanto riguarda il fabbricato da rinforzare, invece, si genera un ulteriore meccanismo "tira-spingi" tra i pilastri esistenti e quelli di rinforzo ad essi collegati mediante i connettori: pertanto, nei pilastri della struttura esistente connessi a pilastri di rinforzo tesi si registrano incrementi di compressione e viceversa.

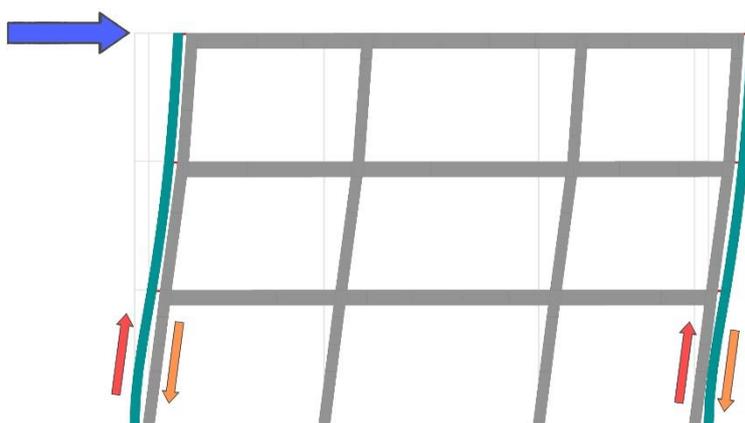


Figura 81 - Meccanismo "tira-spingi" per telai orditi ortogonalmente al sisma

Si fa notare che sarebbe stato possibile giungere ai medesimi risultati anche adottando un diverso approccio di modellazione. In particolare, poiché le analisi per fasi risultano poco utilizzate nella pratica professionale, è possibile studiare il sistema anche aumentando

significativamente la rigidità dei pilastri della struttura esistente, ovvero aumentandone il modulo elastico E. Per dimostrare questa affermazione è stato creato un modello formalmente analogo a quello appena descritto ma con rigidità dei pilastri esistenti aumentata di mille volte e senza distinzione delle fasi costruttive.

Nelle tabelle che seguono si riportano gli sforzi normali nei pilastri del piano terra esistenti e di rinforzo per sisma in direzione +X, con i relativi confronti.

Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ex - 100% PGA - pilastri STRUTTURA ESISTENTE						
	Posizione	Pilastro	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
			Connettori svincolati verticalmente	Modello con 1000xEpil esistente	Modello con 1000xEpil esistente	
					[kN]	[%]
<b>Allineamento A direzione Y</b>	Angolo	P1A	-248.0	-247.5	0.50	0.2%
	Bordo	P2A	-396.5	-420.1	-23.60	-6.0%
	Bordo	P3A	-396.5	-420.1	-23.60	-6.0%
	Angolo	P4A	-248.0	-247.5	0.50	0.2%
<b>Allineamento B direzione Y</b>	Bordo	P1B	-403.6	-318.3	85.30	21.1%
	Centrali	P2B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Centrali	P3B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Bordo	P4B	-403.6	-318.3	85.30	21.1%
<b>Allineamento C direzione Y</b>	Bordo	P1C	-384.5	-318.8	65.70	17.1%
	Centrali	P2C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Centrali	P3C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Bordo	P4C	-384.5	-318.8	65.70	17.1%
<b>Allineamento D direzione Y</b>	Angolo	P1D	-229.0	-141.4	87.60	38.3%
	Bordo	P2D	-366.9	-218.4	148.50	40.5%
	Bordo	P3D	-366.9	-218.4	148.50	40.5%
	Angolo	P4D	-229.0	-141.4	87.60	38.3%
Aumento massimo in trazione					148.5	40.5%
Aumento massimo in compressione					-23.6	-6.0%

**Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ex - 100% PGA - pilastri STRUTTURA DI RINFORZO**

	Posizione	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
		Connettori svincolati verticalmente	Modello con 1000xEpil esistente	Modello con 1000xEpil esistente	
				[kN]	[%]
<b>Telai in direzione X</b>	Angolo 1	73.14	82.47	9.33	12.8%
	Centro	-36.49	-71.71	-35.22	-96.5%
	Angolo 2	-159.70	-168.20	-8.5	-5.3%
<b>Telaio 1 in direzione Y</b>	Angolo 1	150.70	173.80	23.1	15.3%
	Centro	-33.63	-47.39	-13.76	-40.9%
	Angolo 2	150.70	173.80	23.1	15.3%
<b>Telaio 2 in direzione Y</b>	Angolo 1	-223.60	-245.70	-22.1	-9.9%
	Centro	-33.41	-55.72	-22.31	-66.8%
	Angolo 2	-223.60	-245.70	-22.1	-9.9%
<b>Aumento massimo in trazione</b>				23.1	15.3%
<b>Aumento massimo in compressione</b>				-35.2	-96.5%

Si osserva che qualitativamente le tipologie di variazione di sforzo normale coincidono con quelle mostrate per il modello con fasi costruttive, tuttavia con questa modellazione si nota una sovrastima dell'incremento di trazione dovuto all'interazione con i connettori.

Infine, nelle tabelle che seguono si riportano gli sforzi normali nei pilastri del piano terra esistenti e di rinforzo per sisma in direzione +Y, con i relativi confronti.

**Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ey - 100% PGA - pilastri STRUTTURA ESISTENTE**

	Posizione	Pilastro	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
			Connettori svincolati verticalmente	Modello con 1000xEpil esistente	Modello con 1000xEpil esistente	
					[kN]	[%]
<b>Allineamento 4 direzione X</b>	Angolo	P4A	-248.0	-244.2	3.80	1.5%
	Bordo	P4B	-403.6	-428.4	-24.80	-6.1%
	Bordo	P4C	-384.5	-411.8	-27.30	-7.1%
	Angolo	P4D	-229.0	-234.3	-5.30	-2.3%
<b>Allineamento 3 direzione X</b>	Bordo	P3A	-396.5	-334.1	62.40	15.7%
	Centrali	P3B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Centrali	P3C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Bordo	P3D	-366.9	-304.5	62.40	17.0%
<b>Allineamento 2 direzione X</b>	Bordo	P2A	-396.5	-334.0	62.50	15.8%
	Centrali	P2B	-613.7	-613.7	0.00	0.0%
	Centrali	P2C	-584.2	-584.2	0.00	0.0%
	Bordo	P2D	-366.9	-304.6	62.30	17.0%
<b>Allineamento 1 direzione X</b>	Angolo	P1A	-248.0	-152.9	95.10	38.3%
	Bordo	P1B	-403.6	-206.5	197.10	48.8%
	Bordo	P1C	-384.5	-223.3	161.20	41.9%
	Angolo	P1D	-229.0	-143.0	86.00	37.6%

Aumento massimo in trazione	197.1	48.8%
Aumento massimo in compressione	-27.3	-7.1%

**Rinforzo TimeSafe con pilastri 25x25 - 1.0 Ey - 100% PGA - pilastri STRUTTURA DI RINFORZO**

	Posizione	Sforzi normali pilastri al piano terra [kN]		Variazioni rispetto a connettori svincolati	
		Connettori svincolati verticalmente	Modello con 1000xEpil esistente	Modello con 1000xEpil esistente	
				[kN]	[%]
<b>Telai in direzione Y</b>	Angolo 1	110.00	115.90	5.9	5.4%
	Centro	-33.53	-51.56	-18.03	-53.8%
	Angolo 2	-167.10	-173.30	-6.2	-3.7%
<b>Telaio 1 in direzione X</b>	Angolo 1	157.70	177.50	19.8	12.6%
	Centro	-33.68	-58.28	-24.6	-73.0%
	Angolo 2	156.30	176.30	20	12.8%
<b>Telaio 2 in direzione X</b>	Angolo 1	-217.70	-238.60	-20.9	-9.6%
	Centro	-33.83	-80.16	-46.33	-136.9%
	Angolo 2	-213.20	-233.50	-20.3	-9.5%

Aumento massimo in trazione	20.0	12.8%
Aumento massimo in compressione	-46.3	-136.9%

Nuovamente si ottengono le stesse tipologie di variazione di sforzo normale mostrate per il modello con fasi costruttive, e si conferma che questa modellazione tende a sovrastimare a favore di sicurezza l'incremento di trazione.

## 6.3 Analisi di pushover

Per individuare il comportamento della struttura a seguito dell'inserimento del sistema TimeSafe, nonché per calcolare l'effettivo valore del fattore di comportamento e definire l'indice di sicurezza raggiunto grazie all'intervento di miglioramento sismico, sono state eseguite delle analisi di pushover.

Viene considerata in tale studio la soluzione con rinforzo TimeSafe avente pilastri con sezione pari a 25x25 cm, traversi di piano di dimensione 25x40 cm e connettori Ø16 in corrispondenza di ogni nodo trasverso-pilastro.

Inoltre, poiché nei capitoli precedenti sono stati analizzati due differenti criteri di progetto, le analisi statiche non lineari saranno effettuate su entrambi in modo da confrontare il comportamento effettivo ed eseguire dei confronti.

### 6.3.1 Struttura rinforzata, connettori con comportamento non lineare

Il modello agli elementi finiti considerato per l'analisi statica non lineare della struttura con rinforzo esterno applicato è stato realizzato basandosi sui modelli del primo criterio di progetto analizzati precedentemente. È stato necessario, tuttavia, effettuare una modifica alla sezione dei pilastri in quanto, come già accennato, il software Midas Gen non consente l'inserimento di armature disposte su una circonferenza per elementi con sezione quadrata. Pertanto, le sezioni dei pilastri sono state modificate e sostituite con altre di forma circolare e area equivalente, il cui diametro è definito imponendo l'equivalenza delle superfici come segue.

$$A_{quadrato} = b^2, \quad A_{cerchio} = \frac{\pi D^2}{4} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 A_q}{\pi}}$$

Svolgendo il calcolo si ottiene per i pilastri una sezione circolare equivalente di diametro pari a 28 cm.

Una volta definite correttamente le sezioni è stato necessario specificare le armature da disporre negli elementi del sistema di rinforzo, per cui nei pilastri e nei traversi sono state

inserite delle barre longitudinali e delle staffe trasversali in accordo con il dimensionamento fatto per il secondo criterio di progetto con il 60% della PGA applicata.

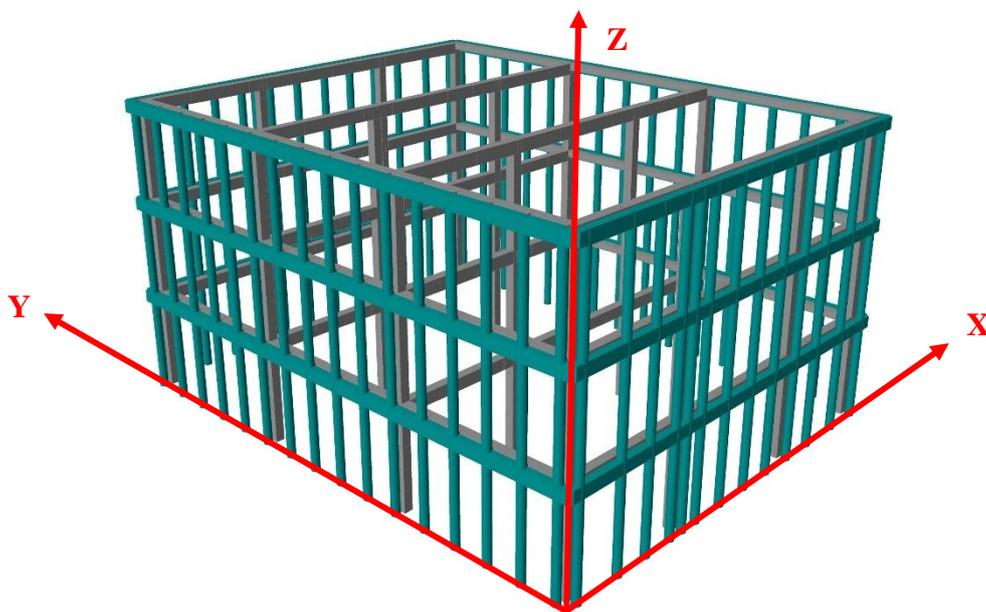
*Pilastrini 25x25 cm* → 8Ø18 – *Staffe Ø8/15 elicoidali*

*Traversi 25x40 cm* → 3 + 3Ø18 – *Staffe Ø10/10 a 2 bracci*

Si fa notare che per inserire correttamente nei pilastri le armature longitudinali il valore di copriferro è stato aumentato di 3 cm in modo da tenere conto delle maggiori dimensioni della sezione circolare considerata rispetto a quella quadrata effettiva.

Successivamente, poiché nelle analisi precedenti il contributo di resistenza della parete di completamento in calcestruzzo proiettato è stato trascurato, gli elementi *Plane Stress* bidimensionali sono stati rimossi e, per modellarne la massa, essi sono stati sostituiti con carichi di linea agenti sui traversi di piano.

Nella figura che segue viene mostrato il modello di calcolo agli elementi finiti ottenuto effettuando le modifiche e svolgendo i passaggi descritti precedentemente.



*Figura 82 - Modello per analisi di pushover del fabbricato con sistema di rinforzo TimeSafe*

All'interno del software Midas Gen sono stati impostati prima di tutto i parametri globali di analisi, per cui si è scelto di trascurare l'influenza dei grandi spostamenti, è stato definito il caso di carico iniziale relativo allo stato di fatto, sono stati imposti il massimo

numero di substep e di iterazioni consentite, nonché le tolleranze per la convergenza in termini di forza e spostamento. In questo caso, vista la complessità del modello e la grande quantità di elementi, per ottenere la migliore accuratezza possibile sono stati imposti 20 substep ed è stata impostata la tolleranza in entrambi i casi pari a 0.001 come fatto per la struttura esistente pre-intervento.

Successivamente, in accordo con le indicazioni delle NTC2018 al §7.3.4.2 sono stati impostati quattro *Pushover Load Case*, ognuno dei quali corrispondente a una diversa tipologia di distribuzione di forze orizzontali. Pertanto, sono stati creati due casi di carico con forze orizzontali proporzionali alle masse e applicati in direzione X e Y e altri due con distribuzione proporzionale alla prima forma modale in entrambe le direzioni.

Per ciascun *Pushover Load Case* è stato specificato lo spostamento massimo consentito del punto di controllo (posto nel baricentro del piano di copertura della struttura esistente) e il numero di step in cui suddividere la spinta. In questo caso, poiché la rigidità della struttura è confrontabile sia in direzione X sia in direzione Y, in tutti i casi di carico lo spostamento massimo è stato posto pari a 40 cm con un numero di step pari a 800: in questo modo a ciascun passo di carico si applica un incremento di spostamento in sommità pari a 0.5 mm. Come fatto anche nello studio della sola struttura esistente, le prove vengono eseguite in controllo di spostamento in modo da poter monitorare i cali di resistenza del sistema man mano che procede l'analisi.

Sono poi state definite le varie tipologie di cerniere plastiche che ci si aspetta vengano a formarsi nel sistema durante la prova e contestualmente sono state specificate le loro caratteristiche.

In questo caso si è adottato un modello a plasticità concentrata alle estremità degli elementi, legame costitutivo espresso in termini di momento-rotazione, cerniere plastiche con comportamento definito secondo EC8 e funzionamento a sola flessione. In particolare, è stato assunto un legame costitutivo delle cerniere plastiche a sola flessione in quanto in fase di dimensionamento del rinforzo si è visto che le sollecitazioni flessionali risultavano predominanti, inoltre questo migliora la convergenza e riduce l'onere computazionale

Per distinguere il comportamento dei vari elementi sono state create le tre seguenti tipologie di cerniere plastiche:

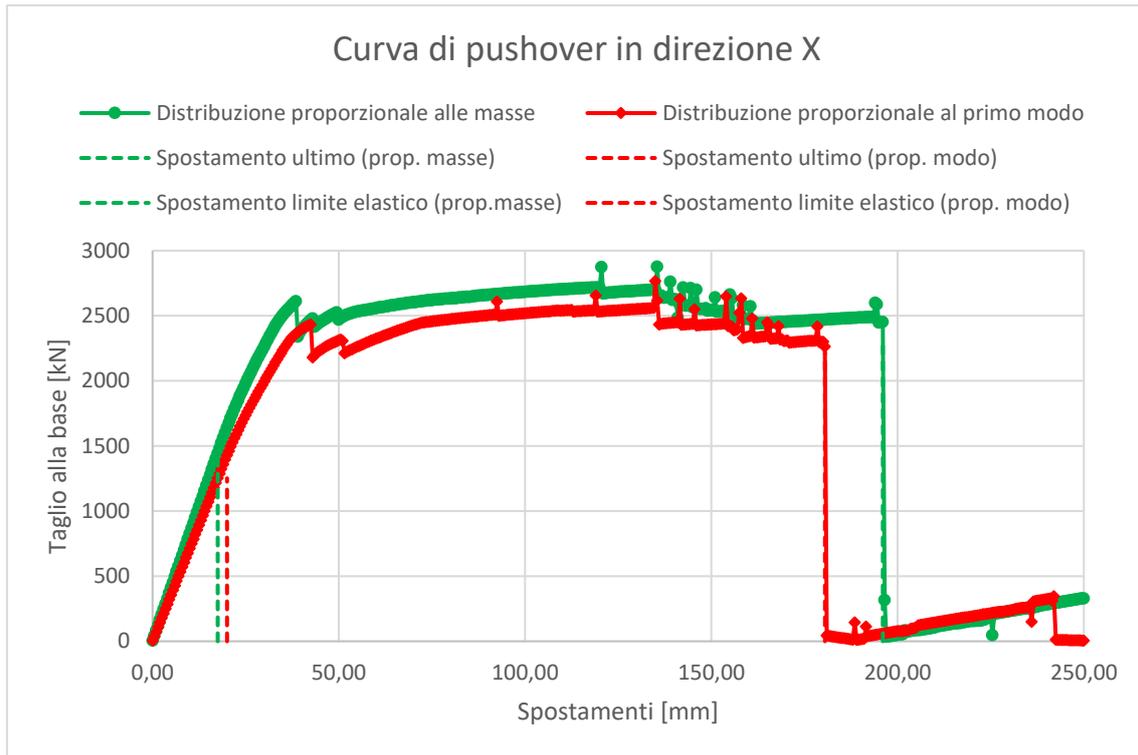
- “Elementi Trave”, che fanno riferimento come materiale al calcestruzzo armato e trascurano l’interazione tra sollecitazioni assiali e flessionali;
- “Elementi Colonna”, per le quali si ha materiale calcestruzzo armato e interazione di tipo P-M-M (pressoflessione deviata) tra sforzi assiali e flessionali;
- “Elementi Connessione”, il cui materiale di riferimento è l’acciaio e per cui non si considera l’interazione tra sforzo normale e sollecitazioni flessionali.

Successivamente le precedenti tipologie di cerniere plastiche sono state assegnate ai relativi elementi della struttura. In particolare, la prima tipologia è stata assegnata alle travi principali e ai cordoli della struttura esistente nonché ai traversi di piano, la seconda è stata associata ai pilastri sia esistenti sia del sistema TimeSafe e la terza ai connettori metallici.

Avendo definito quattro casi di carico, il software esegue quattro analisi di pushover e per ciascuna di queste individua una curva di comportamento della struttura che rappresenta l’andamento del taglio alla base in funzione dello spostamento del punto di controllo posto in sommità.

#### 6.3.1.1 Curve di pushover

Le curve di comportamento ottenute applicando in direzione X le distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare sono riportate nel grafico seguente.

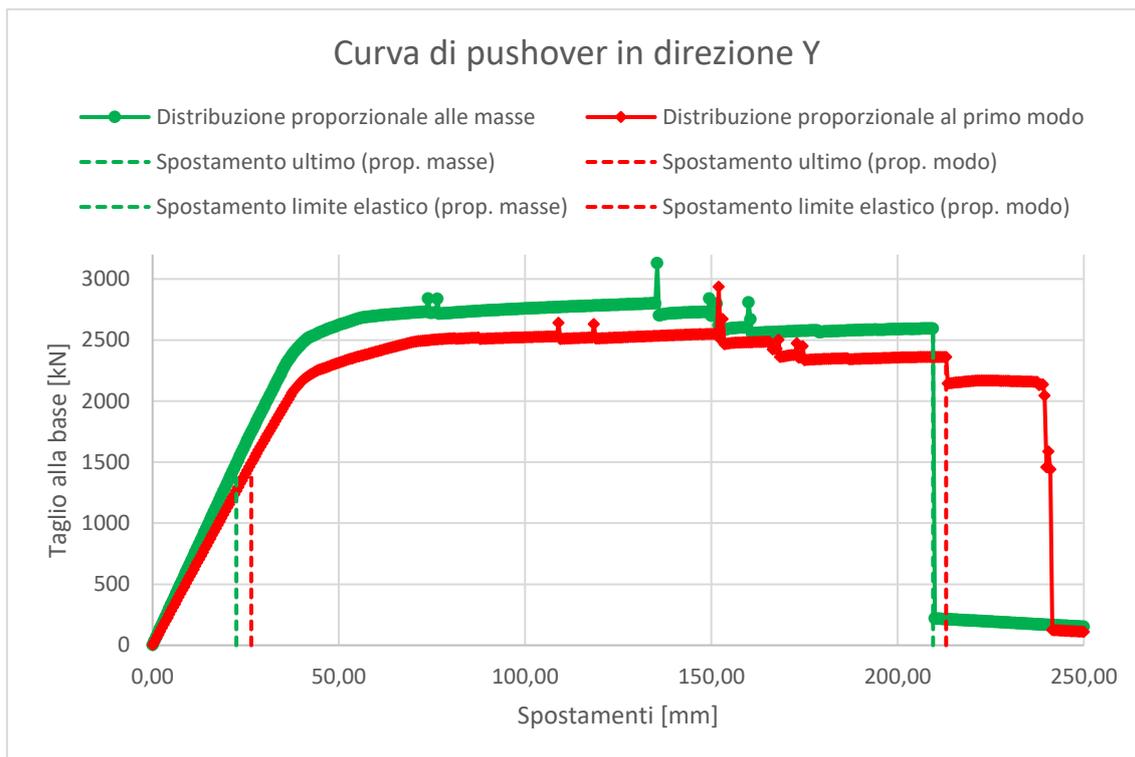


Confrontando le curve di pushover ottenute applicando le due distribuzioni di forze orizzontali si nota che morfologicamente esse sono molto simili, infatti entrambe mostrano un primo ramo lineare che rappresenta il comportamento in campo elastico, un tratto non lineare conseguente alla plasticizzazione di alcuni elementi, un picco di resistenza cui fa seguito un leggero calo, un tratto curvilineo con pendenza molto ridotta poiché la rigidezza si è sensibilmente abbattuta, infine la crisi.

Osservando gli spostamenti al limite elastico si nota che questi sono piuttosto simili, entrambi con valore intorno ai 20 mm, mentre gli spostamenti in condizioni ultime sono pari a circa 200 mm e 180 mm rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e al primo modo di vibrare.

Osservando, invece, i valori del taglio alla base massimo nei due casi si nota che essi sono pari a circa 2600 kN e 2500 kN rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e al primo modo.

Le curve di comportamento corrispondenti alle distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare applicate in direzione Y sono riportate nel grafico che segue.



Si osserva che le due curve hanno una morfologia molto simile, per cui mostrano un primo tratto lineare corrispondente al comportamento in campo elastico, successivamente un tratto curvilineo dovuto alla plasticizzazione di alcuni elementi e alla conseguente perdita di rigidità, un tratto pressoché orizzontale in cui lo spostamento aumenta con sollecitazione costante, infine la crisi.

Per quanto riguarda i valori di spostamento, sia al limite elastico sia in condizioni ultime, si osserva che sono molto simili e in particolare quelli della curva con distribuzione proporzionale al primo modo risultano appena più alti.

È necessario osservare che il valore di spostamento ultimo relativo alla curva in rosso viene individuato in corrispondenza di un calo di resistenza del 20% rispetto al valore massimo, che però il software identifica in corrispondenza di un picco localizzato dovuto ad errori di natura numerica. Realisticamente l'effettivo valore di spostamento ultimo in questo caso sarebbe pari a circa 245 mm, tuttavia poiché l'indice di sicurezza viene calcolato nel software si assume comunque affidabile il valore più ridotto perché a favore di sicurezza.

Osservando, invece, il taglio alla base massimo nei due casi si nota che esso assume valore pari a circa 2700 kN e 2500 kN rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e al primo modo.

Concludendo, quindi, si può osservare che il comportamento della struttura nelle direzioni X e Y è abbastanza simile: in particolare, i valori di resistenza massima nei due casi sono confrontabili, mentre in direzione Y il sistema evidenzia spostamenti ultimi più alti.

### 6.3.1.2 Calcolo del fattore di comportamento effettivo

Noti i valori di periodo della struttura nelle direzioni X e Y, gli spostamenti al limite elastico e gli spostamenti in condizioni ultime associati a ogni curva di comportamento, è possibile calcolare la duttilità e di conseguenza il fattore di struttura. Il calcolo del fattore di comportamento viene effettuato come descritto relativamente al fabbricato esistente, ovvero utilizzando le relazioni da normativa in funzione del periodo della struttura.

CALCOLO DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO q								
Direzione	Distribuzione	T <sub>1</sub> [s]	T <sub>1</sub> <T <sub>C</sub>	δ <sub>y</sub> [mm]	δ <sub>u</sub> [mm]	μ	q	q_min
X	Proporzionale alla massa	0.5667	FALSO	17.50	196.04	11.20	11.20	9.03
X	Proporzionale al primo modo	0.5667	FALSO	20.00	180.51	9.03	9.03	
Y	Proporzionale alla massa	0.6271	FALSO	22.50	209.52	9.31	9.31	8.04
Y	Proporzionale al primo modo	0.6271	FALSO	26.50	213.03	8.04	8.04	

Osservando i dati riportati nella tabella si nota che globalmente il comportamento della struttura nelle due direzioni risulta più uniforme rispetto alla situazione pre-intervento. Infatti, osservando i valori di duttilità strutturale si nota come questi assumano valori pressoché analoghi, di conseguenza si ottiene un valore confrontabile anche del fattore di comportamento in entrambe le direzioni. In particolare, poiché il sistema ha un periodo di vibrazione in X e Y superiore al valore T<sub>C</sub>, il fattore q viene calcolato facendo riferimento al principio di equal spostamento.

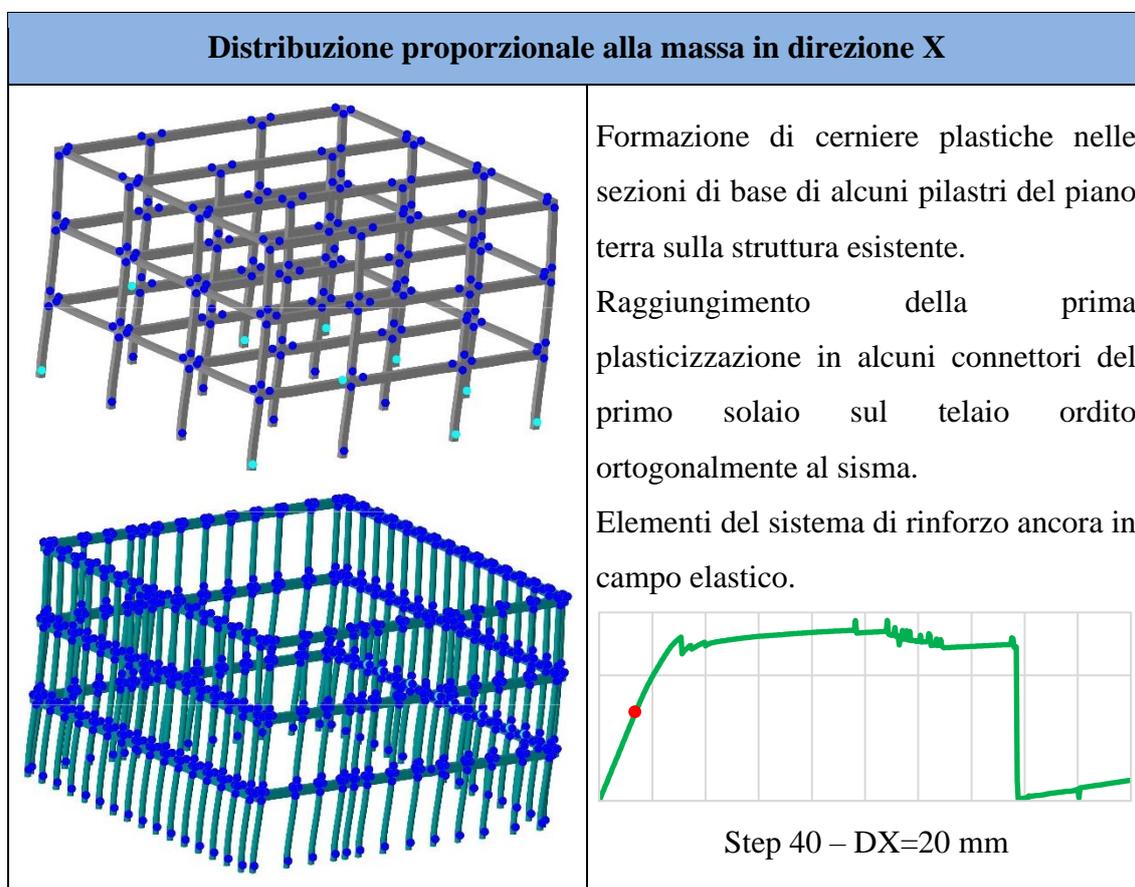
Applicando il primo criterio di progetto ed assumendo i connettori con comportamento non lineare si nota che il fattore di comportamento effettivo è molto più alto di quello adottato nelle analisi elastiche. Di nuovo questo fenomeno è spiegato dal fatto di aver considerato il comportamento in campo plastico della struttura, ovvero avendo tenuto

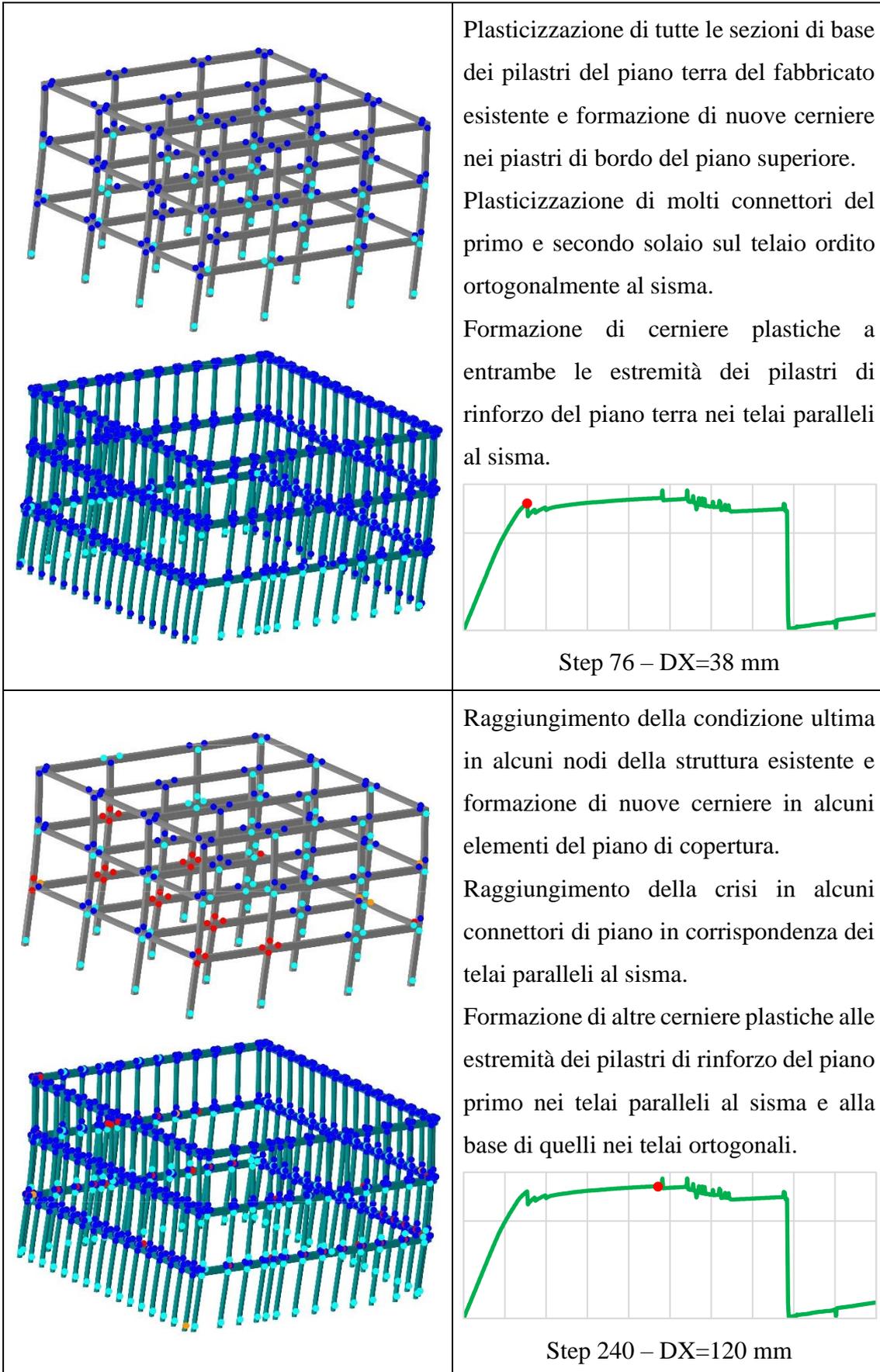
conto della sua duttilità. In particolare, il fattore di struttura minimo per azioni applicate in direzione **X** è pari a **9.03**, mentre per azioni in direzione **Y** assume valore di **8.04**.

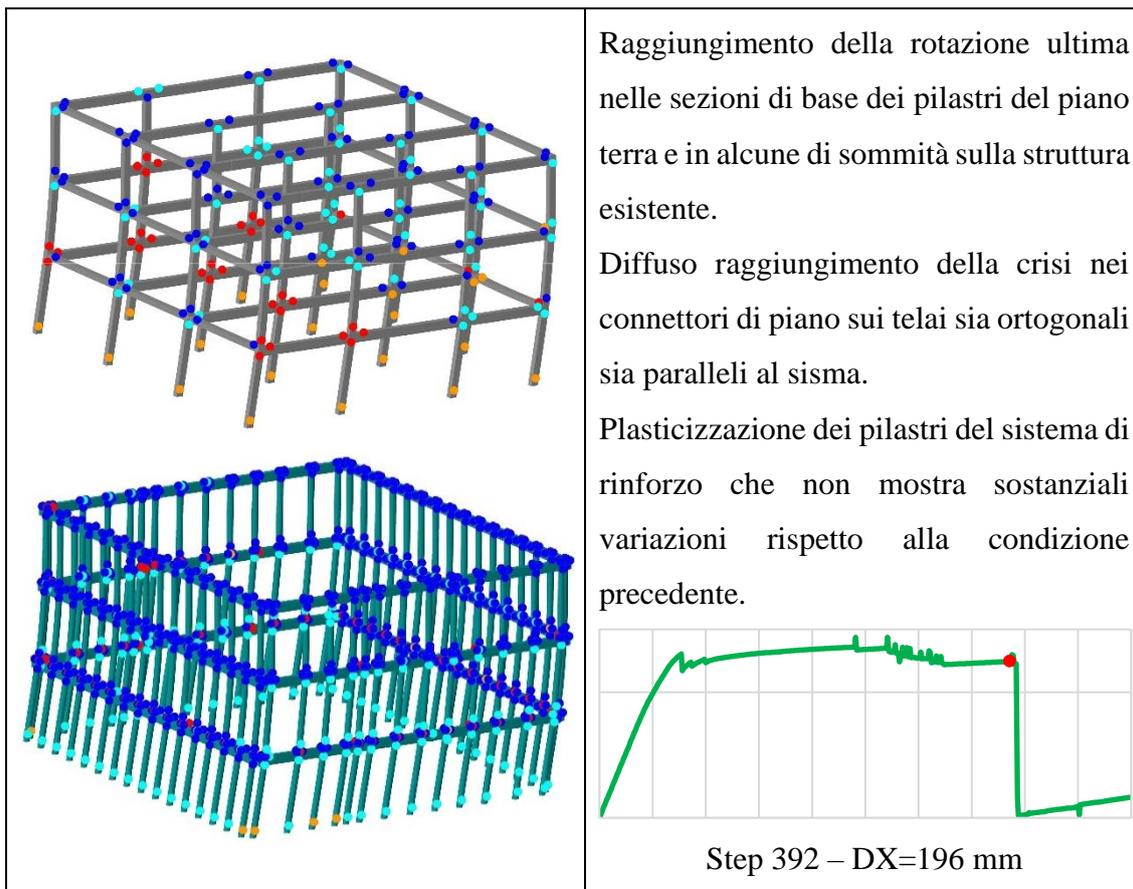
### 6.3.1.3 Definizione dei meccanismi di collasso

Altro risultato ottenibile dall'analisi di pushover sono i meccanismi di collasso associati a ciascuna distribuzione di forze applicata.

Nella tabella che segue si riportano le deformate sia della struttura esistente sia del rinforzo TimeSafe soggetti alla distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.



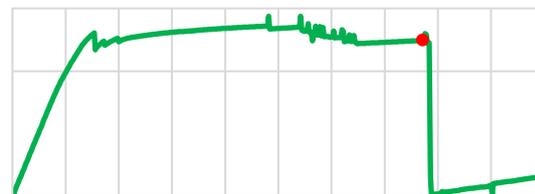




Raggiungimento della rotazione ultima nelle sezioni di base dei pilastri del piano terra e in alcune di sommità sulla struttura esistente.

Diffuso raggiungimento della crisi nei connettori di piano sui telai sia ortogonali sia paralleli al sisma.

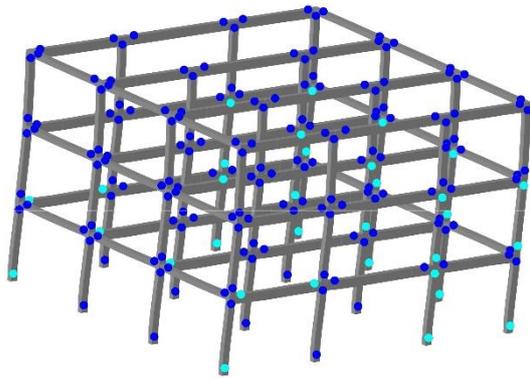
Plasticizzazione dei pilastri del sistema di rinforzo che non mostra sostanziali variazioni rispetto alla condizione precedente.



Step 392 - DX=196 mm

Nella tabella che segue si riportano le deformate sia della struttura esistente sia del sistema di rinforzo esterno applicando la distribuzione proporzionale al primo modo in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

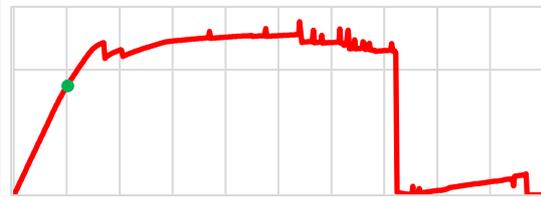
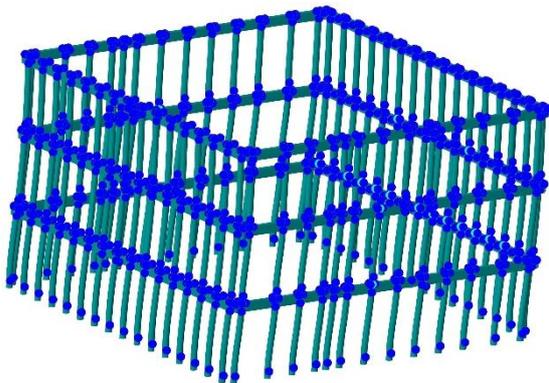
### Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione X



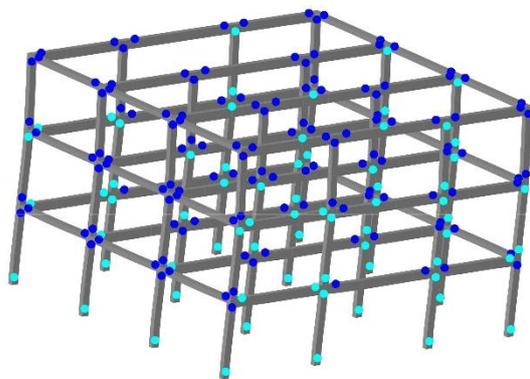
Formazione nella struttura esistente di cerniere plastiche diffuse alle estremità dei pilastri dei primi due piani più lontani dalla provenienza del sisma.

Plasticizzazione dei connettori del primo piano nel telaio ordito ortogonalmente al sisma.

Elementi del telaio di rinforzo esterno ancora completamente in campo elastico.



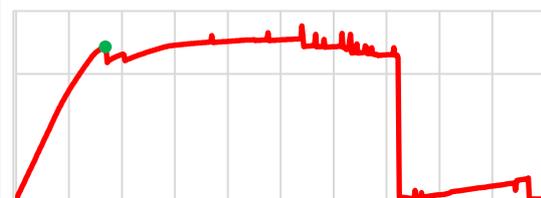
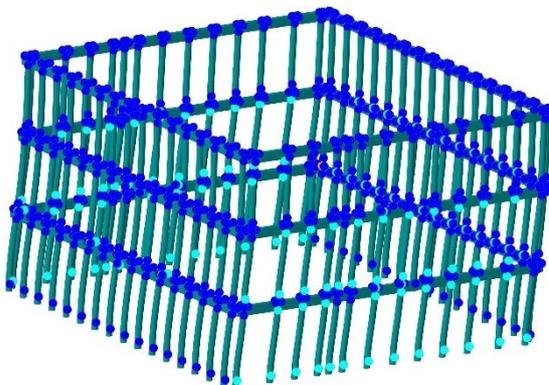
Step 50 – DX=25 mm



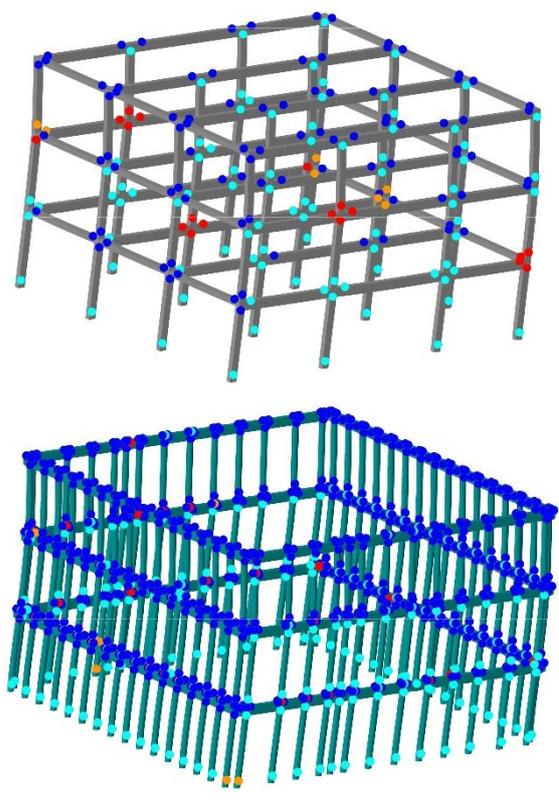
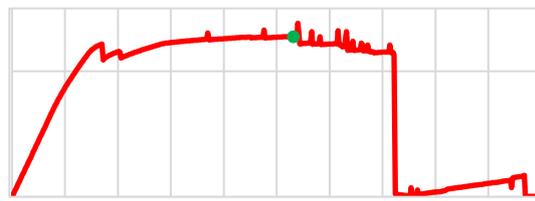
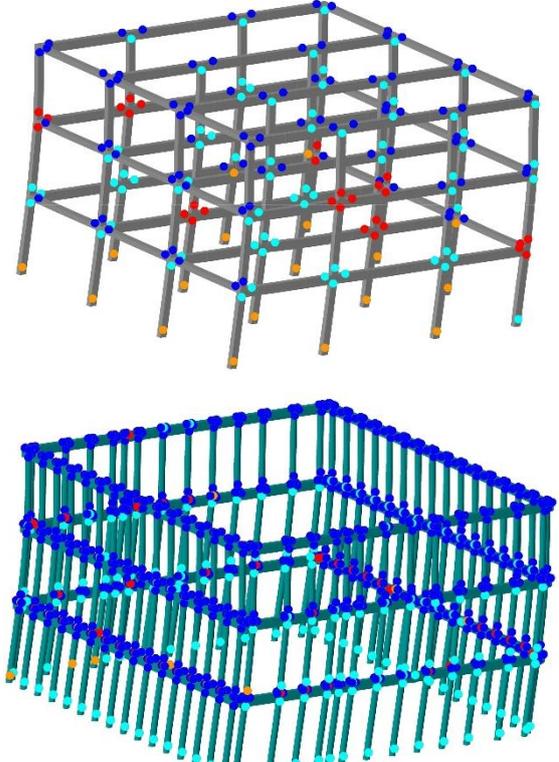
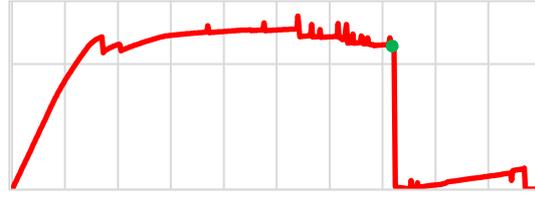
Diffusione delle cerniere plastiche anche in altri pilastri e travi dei piani superiori della struttura esistente.

Formazione di altre cerniere plastiche anche nei connettori del secondo piano nel telaio perpendicolare al sisma.

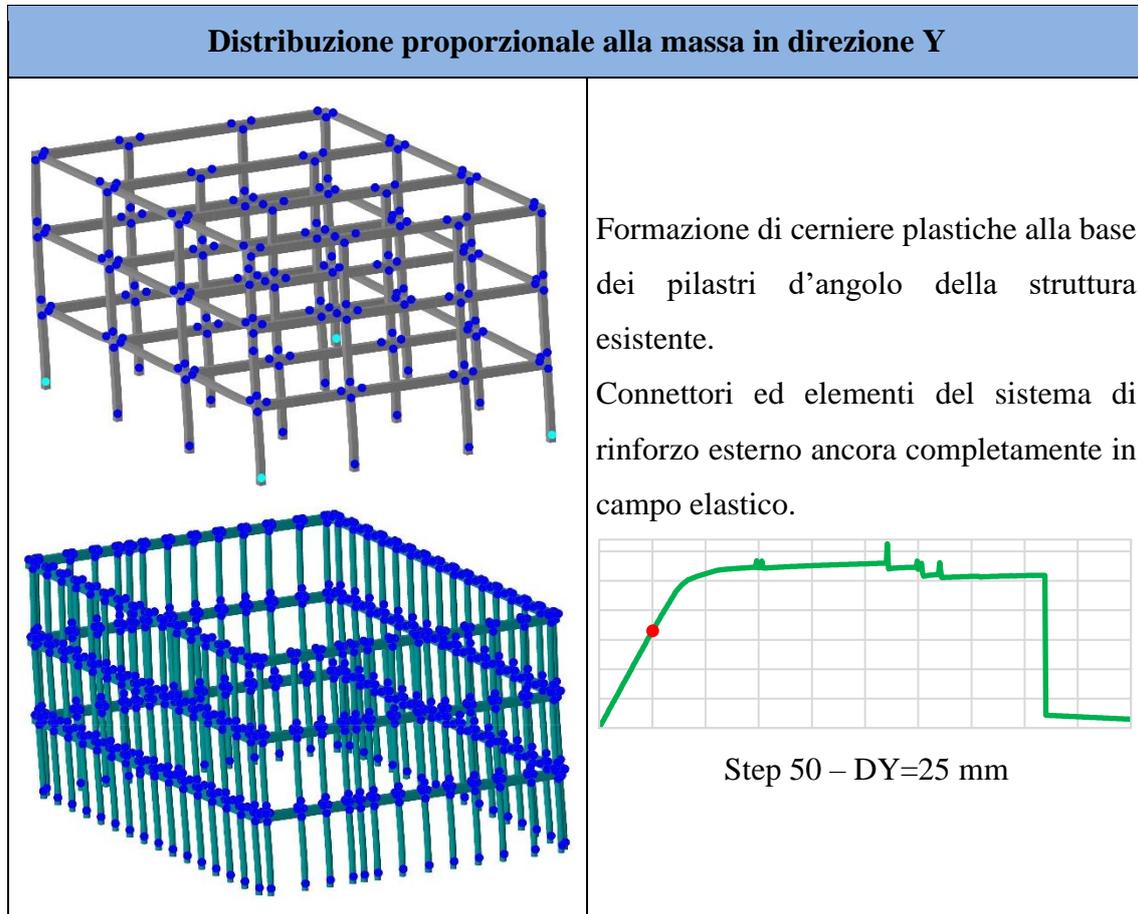
Formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri del rinforzo dei primi due piani nei telai paralleli al sisma.

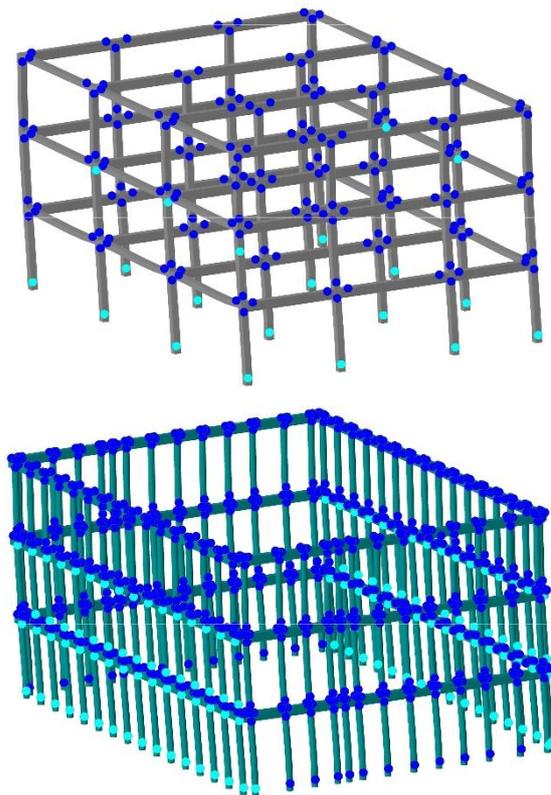
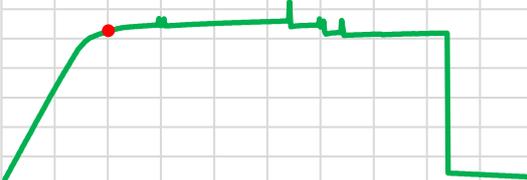
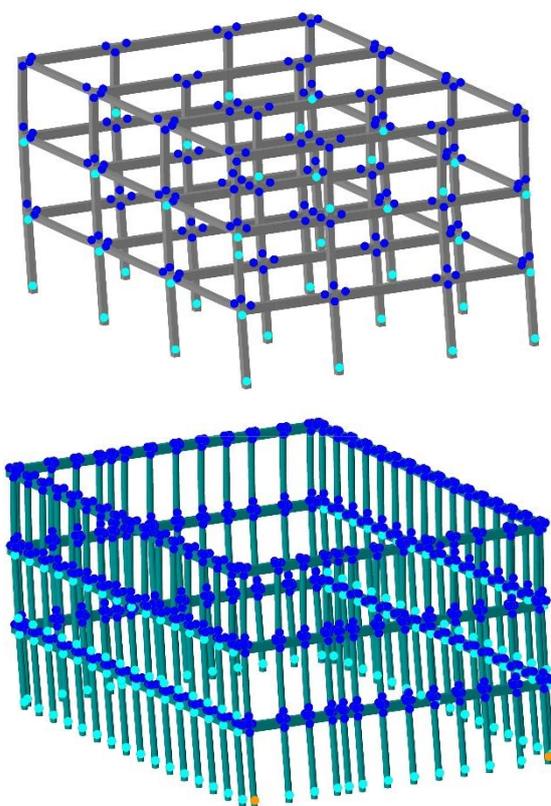


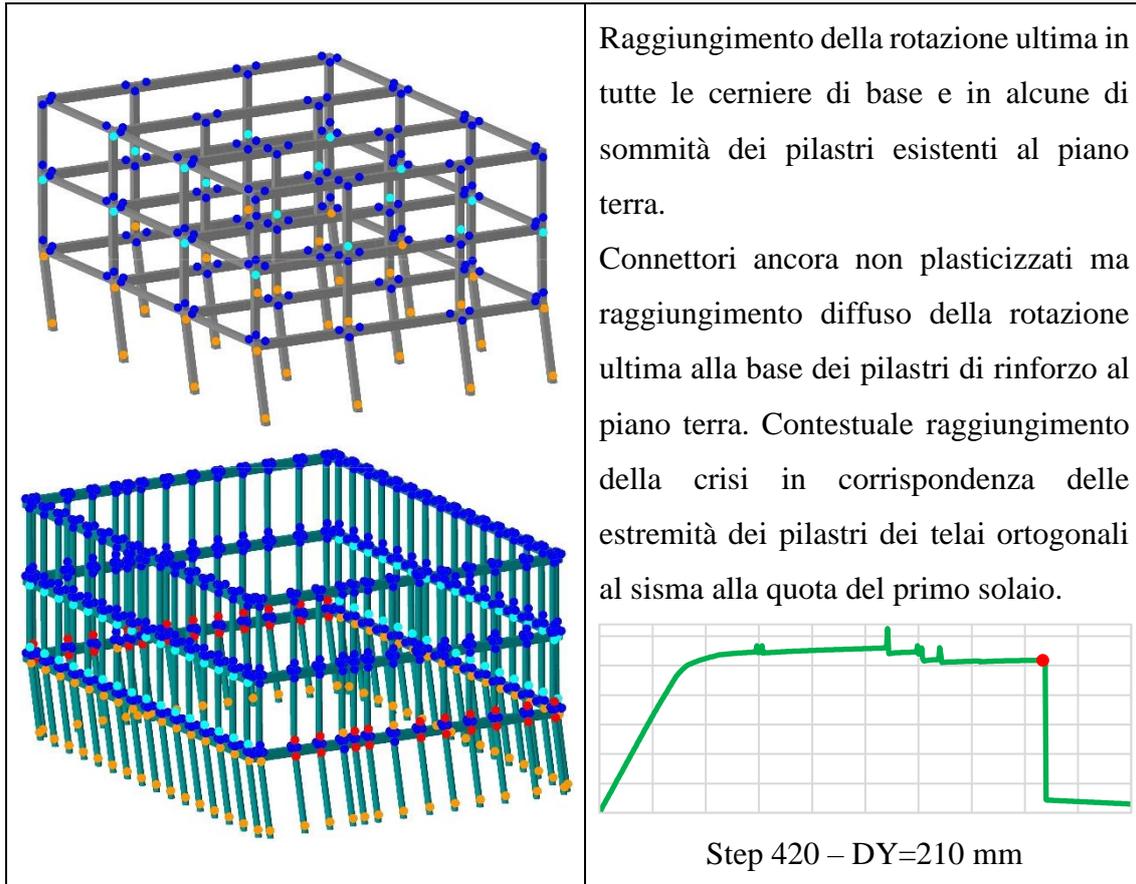
Step 84 – DX=42 mm

	<p>Raggiungimento della rotazione ultima e della crisi in alcuni nodi della struttura esistente.</p> <p>Formazione di altre cerniere plastiche nei connettori e raggiungimento della crisi localmente nelle connessioni con il primo solaio.</p> <p>Formazione di cerniere plastiche anche nelle sezioni di base dei pilastri di rinforzo appartenenti ai telai ortogonali al sisma.</p>  <p>Step 264 – DX=132 mm</p>
	<p>Raggiungimento della rotazione ultima nelle sezioni di base dei pilastri posti al piano terra del fabbricato esistente.</p> <p>Raggiungimento della crisi in altri connettori di piano.</p> <p>Raggiungimento della rotazione ultima in alcune sezioni di base dei pilastri di rinforzo al piano terra.</p>  <p>Step 361 – DX=180.5 mm</p>

Nella tabella che segue si riportano le configurazioni deformate sia del fabbricato esistente sia del rinforzo soggetti alla distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione Y per alcuni passi ritenuti significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

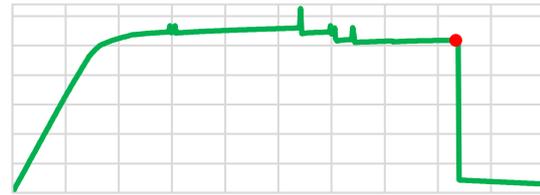


	<p>Plasticizzazione di tutte le sezioni di base dei pilastri della struttura esistente e formazione di altre in alcuni pilastri del primo piano.</p> <p>Connettori in campo elastico e formazione di cerniere plastiche a entrambe le estremità dei pilastri di rinforzo del piano terra e del primo piano nei telai paralleli al sisma.</p>  <p>Step 100 – DY=50 mm</p>
	<p>Lato struttura esistente formazione di ulteriori cerniere plastiche alle estremità superiori di alcuni pilastri dell'ultimo piano e del piano terra, nonché a quelle superiori dei pilastri del piano intermedio.</p> <p>Connettori ancora in campo elastico e formazione di cerniere plastiche anche alla base dei pilastri del piano terra appartenenti ai telai ortogonali al sisma.</p>  <p>Step 270 – DY=135 mm</p>



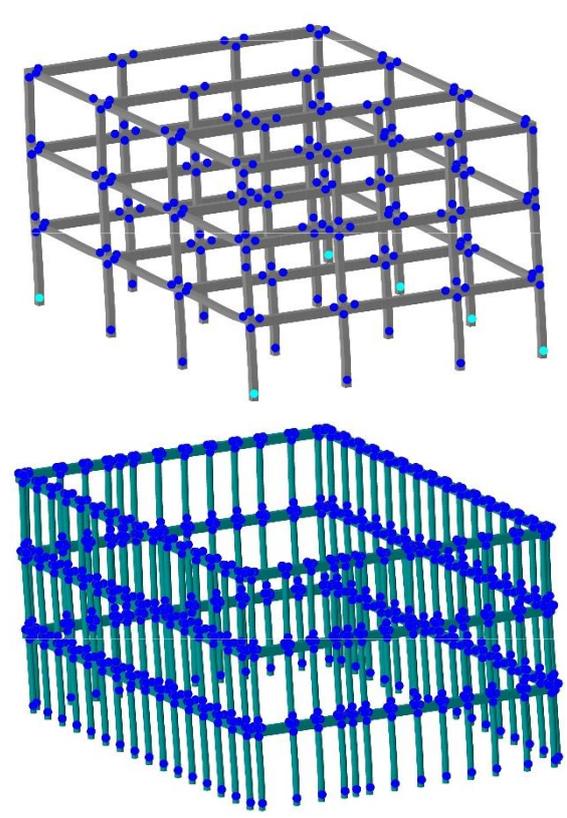
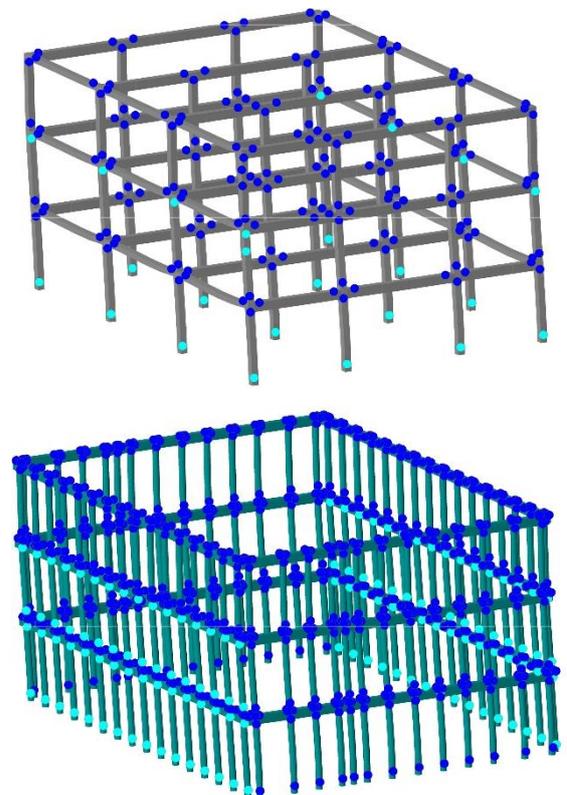
Raggiungimento della rotazione ultima in tutte le cerniere di base e in alcune di sommità dei pilastri esistenti al piano terra.

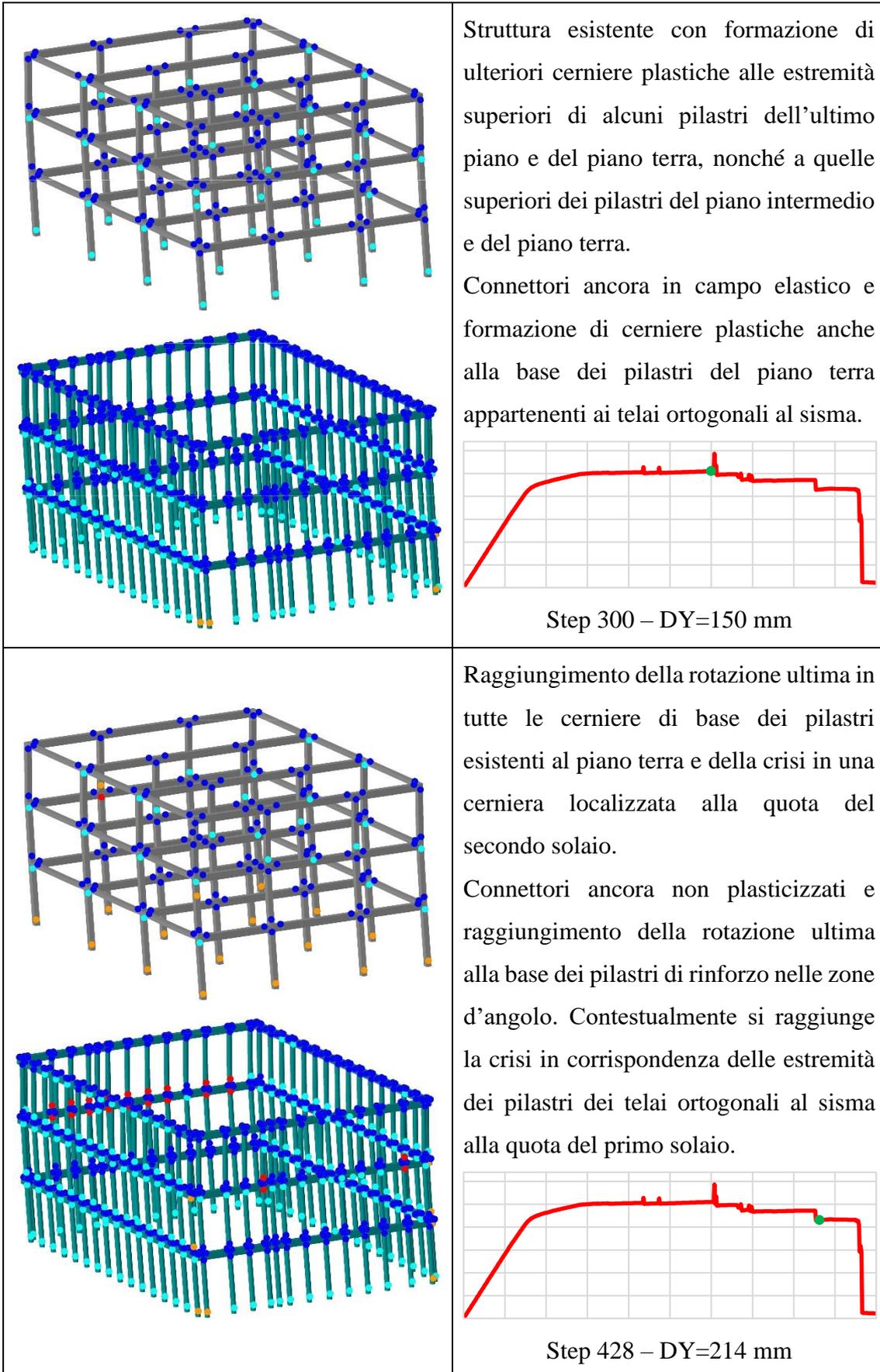
Connettori ancora non plasticizzati ma raggiungimento diffuso della rotazione ultima alla base dei pilastri di rinforzo al piano terra. Contestuale raggiungimento della crisi in corrispondenza delle estremità dei pilastri dei telai ortogonali al sisma alla quota del primo solaio.



Step 420 - DY=210 mm

Infine, nella tabella a seguire vengono mostrate le deformate del fabbricato esistente e del rinforzo TimeSafe soggetti alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y per alcuni passi ritenuti significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y	
	<p>Formazione di cerniere plastiche alla base di quasi tutti i pilastri esistenti del piano terra nei telai paralleli al sisma.</p> <p>Connessioni di piano e rinforzo esterno ancora in campo elastico.</p>  <p>Step 60 – DY=30 mm</p>
	<p>Plasticizzazione alla base di tutti i pilastri esistenti del piano terra e in sommità di quelli superiori nei telai paralleli al sisma.</p> <p>Connettori in campo elastico e sistema di rinforzo con cerniere plastiche a entrambe le estremità dei pilastri dei telai paralleli al sisma nei primi due piani.</p>  <p>Step 120 – DY=60 mm</p>



### 6.3.1.4 Valutazione dell'I.S.

Come per la struttura pre-intervento, il calcolo dell'indice di sicurezza è stato effettuato tramite il rapporto della PGA di capacità e della PGA di domanda.

Il valore della PGA di domanda è noto in quanto è un parametro di progetto, mentre il valore della PGA di capacità viene valutato iterativamente all'interno di Midas Gen utilizzando più spettri di risposta elastici allo SLV scalati. In particolare, il valore di PGA di domanda risulta pari a:

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0.183 \cdot 1.427 = 0.2611 \text{ g}$$

Una volta introdotti nel programma gli spettri di domanda scalati modificando i valori di accelerazione al piede si effettuano le verifiche per meccanismi duttili separatamente per struttura esistente e sistema di rinforzo. Per la prima viene assunto un parametro FC=1.35 avendo ipotizzato di non conoscere in maniera esaustiva il fabbricato, mentre per il sistema TimeSafe trattandosi di una nuova costruzione si può adottare un fattore di confidenza pari a 1.

Nella tabella che segue sono riassunti gli esiti delle verifiche per meccanismi duttili effettuate sugli elementi strutturali del fabbricato esistente, in riferimento alle quattro curve di pushover e per diversi valori di PGA dello spettro SLV elastico.

CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA - ESISTENTE							
Fattore di scala	ag [g]	S	PGA [g]	Verifica			
				Push_X_Masse	Push_X_Modal	Push_Y_Masse	Push_Y_Modal
1	0.183000	1.427	0.2611	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.95	0.173850	1.427	0.2481	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.9	0.164700	1.427	0.2350	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.85	0.155550	1.427	0.2220	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.8	0.146400	1.427	0.2089	VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.75	0.137250	1.427	0.1959	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.7	0.128100	1.427	0.1828	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.675	0.123525	1.427	0.1763	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.65	0.118950	1.427	0.1697	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.625	0.114375	1.427	0.1632	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.6	0.109800	1.427	0.1567	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.575	0.105225	1.427	0.1502	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.55	0.100650	1.427	0.1436	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.525	0.096075	1.427	0.1371	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.5	0.091500	1.427	0.1306	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.475	0.086925	1.427	0.1240	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.45	0.082350	1.427	0.1175	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.425	0.077775	1.427	0.1110	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.4	0.073200	1.427	0.1045	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.35	0.064050	1.427	0.0914	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Osservando il più piccolo valore di accelerazione tale per cui le verifiche dei meccanismi duttili risultano soddisfatte si ha nelle due direzioni:

$$PGA_{c,X} = a_{g,X} \cdot S = 0.13725 \cdot 1.427 = 0.1959 \text{ g}$$

$$PGA_{c,Y} = a_{g,Y} \cdot S = 0.183 \cdot 1.427 = 0.2611 \text{ g}$$

Pertanto il valore dell'indice di sicurezza della struttura esistente una volta applicato il sistema di rinforzo assume valore nelle due direzioni pari a:

$$I.S._X = \frac{PGA_{c,X}}{PGA_d} = \frac{0.1959 \text{ g}}{0.2611 \text{ g}} = 0.75$$

$$I.S._Y = \frac{PGA_{c,Y}}{PGA_d} = \frac{0.2611 \text{ g}}{0.2611 \text{ g}} = 1$$

Nella tabella a seguire sono invece riassunti gli esiti delle verifiche duttili eseguite sugli elementi del sistema di rinforzo per i quattro casi di carico e diversi valori di PGA dello spettro SLV elastico.

CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA - RINFORZO							
Fattore di scala	ag [g]	S	PGA [g]	Verifica			
				Push X_Masse	Push X_Modal	Push Y_Masse	Push Y_Modal
1	0.183000	1.427	0.2611	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.95	0.173850	1.427	0.2481	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.9	0.164700	1.427	0.2350	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.85	0.155550	1.427	0.2220	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.8	0.146400	1.427	0.2089	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.75	0.137250	1.427	0.1959	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.7	0.128100	1.427	0.1828	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.675	0.123525	1.427	0.1763	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.65	0.118950	1.427	0.1697	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.625	0.114375	1.427	0.1632	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.6	0.109800	1.427	0.1567	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.575	0.105225	1.427	0.1502	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.55	0.100650	1.427	0.1436	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.525	0.096075	1.427	0.1371	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.5	0.091500	1.427	0.1306	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.475	0.086925	1.427	0.1240	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.45	0.082350	1.427	0.1175	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.425	0.077775	1.427	0.1110	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.4	0.073200	1.427	0.1045	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.35	0.064050	1.427	0.0914	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

In questo caso i più piccoli valori di accelerazione spettrale per cui le verifiche duttili risultano soddisfatte sono:

$$PGA_{c,X} = a_{g,X} \cdot S = 0.13725 \cdot 1.427 = 0.1959 \text{ g}$$

$$PGA_{c,Y} = a_{g,Y} \cdot S = 0.1281 \cdot 1.427 = 0.1828 \text{ g}$$

Pertanto l'indice di sicurezza della struttura esistente una volta applicato il sistema di rinforzo assume valore nelle due direzioni pari a:

$$I.S._X = \frac{PGA_{c,X}}{PGA_d} = \frac{0.1959 g}{0.2611 g} = 0.75$$

$$I.S._Y = \frac{PGA_{c,Y}}{PGA_d} = \frac{0.2611 g}{0.2611 g} = 0.7$$

Osservando gli indici di sicurezza calcolati separatamente nelle due direzioni per struttura esistente e rinforzo, è possibile notare che in direzione X la crisi sopraggiunge per lo stesso valore di accelerazione in entrambi i sistemi, mentre in direzione Y la struttura esistente sembra in grado di sostenere il 100% della PGA di progetto.

In particolare, quest'ultimo risultato è evidentemente errato poiché le analisi effettuate tengono conto di un legame costitutivo delle cerniere plastiche a sola flessione, mentre dalle analisi di pushover effettuate sulla sola struttura esistente è stato dimostrato che la crisi del sistema avviene per sollecitazioni taglianti. Pertanto, non avendo in questo caso contemplato un legame delle cerniere anche a taglio, non è possibile individuare questo tipo di crisi e vista la duttilità della struttura esistente in direzione Y il valore di I.S. risulta poco affidabile.

Globalmente si può quindi assumere un valore di indice di sicurezza in direzione **X** pari a **0.75** e in direzione **Y** pari a **0.7**. Pertanto rispetto ai risultati ottenuti dall'analisi di pushover sulla sola struttura esistente si nota un notevole miglioramento in direzione X, mentre in direzione Y il valore rimane invariato per i motivi esposti in precedenza.

Si fa notare che relativamente al primo criterio di progetto non sono state effettuate nei paragrafi precedenti delle analisi elastiche considerando il rinforzo con pilastri di sezione pari a 25x25 cm, tuttavia adottando un fattore di struttura q pari a 1.5 è evidente che l'I.S. calcolato sarebbe stato inferiore rispetto a quelli valutati con analisi statica non lineare. Questa osservazione è giustificata dai valori effettivi del fattore di comportamento calcolati in direzione X e Y, rispettivamente pari a 9.03 e 8.04, quindi sensibilmente maggiori del valore assunto da normativa.

### 6.3.2 Struttura rinforzata, connettori con comportamento elastico-lineare

Nel paragrafo precedente si è osservato che i primi elementi a plasticizzarsi sono i connettori, per cui superata una certa soglia essi non risultano più in grado di trasmettere le sollecitazioni tra la struttura esistente e il sistema TimeSafe. In questo modo il rinforzo esterno e il fabbricato localmente si spostano di quantità differenti e il sistema TimeSafe risulta efficace solo nelle zone in cui i connettori si mantengono in campo elastico.

Per valutare l'efficienza del sistema di rinforzo esterno a prescindere dalla plasticizzazione dei connettori vengono effettuate le stesse analisi di pushover descritte nel paragrafo precedente ma considerando gli elementi di connessione con comportamento indefinitamente elastico.

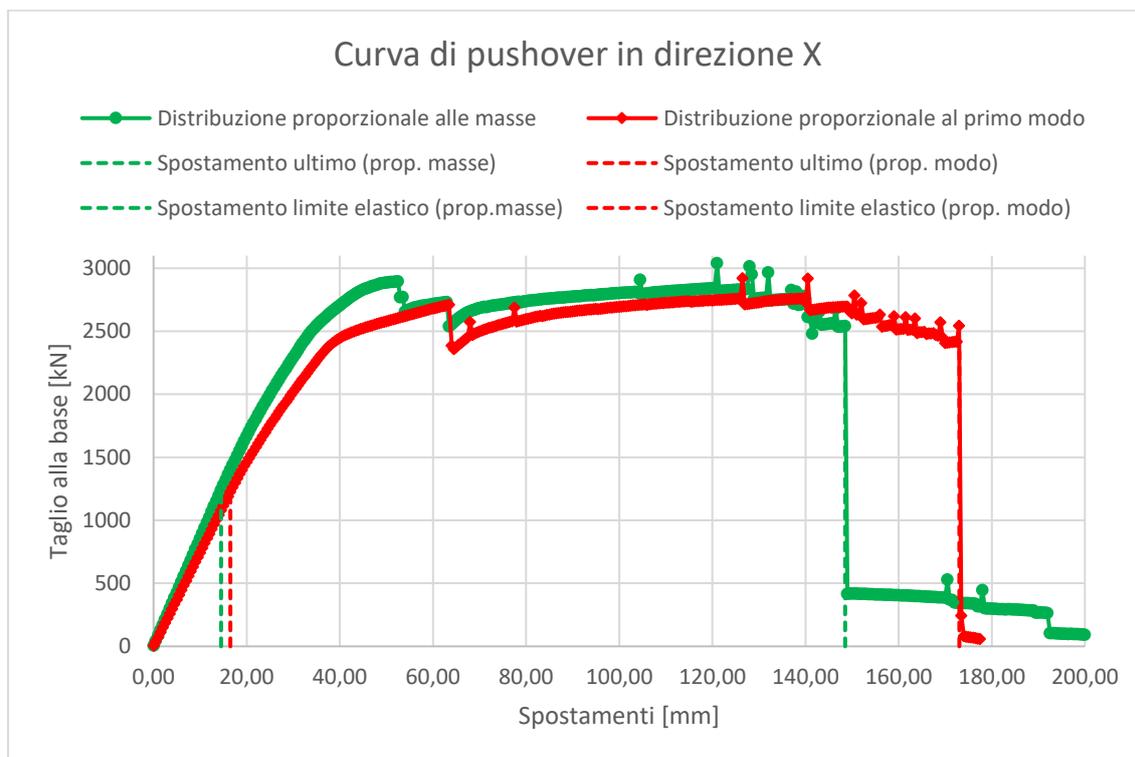
Questa modifica nel comportamento strutturale fa sì che l'eventuale crisi del sistema non avvenga più nei connettori ma esclusivamente negli elementi della struttura esistente e di rinforzo. Sostanzialmente, imporre che i connettori abbiano comportamento indefinitamente elastico ha lo scopo di garantire che essi siano sempre in grado di trasferire la sollecitazione tra struttura esistente e sistema di rinforzo esterno.

Dal punto di vista della modellazione questa modifica è stata effettuata non assegnando ai connettori delle leggi di cerniera plastica e modificando manualmente il modulo di elasticità dell'acciaio (che viene aumentato di dieci volte). Infatti, se all'interno del software non vengono assegnate delle leggi di comportamento non lineare agli elementi, questi vengono considerati solamente in campo elastico. Infine, l'aumento del modulo di elasticità è finalizzato ad assicurare che essi abbiano un comportamento il più possibile rigido.

A meno delle modifiche appena descritte, i parametri adottati per le analisi statiche non lineari sono stati mantenuti invariati rispetto al caso precedente, per cui nei paragrafi a seguire vengono mostrati i risultati.

### 6.3.2.1 Curve di pushover

Nel grafico che segue vengono riportate le due curve di comportamento ottenute applicando in direzione X le distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare.



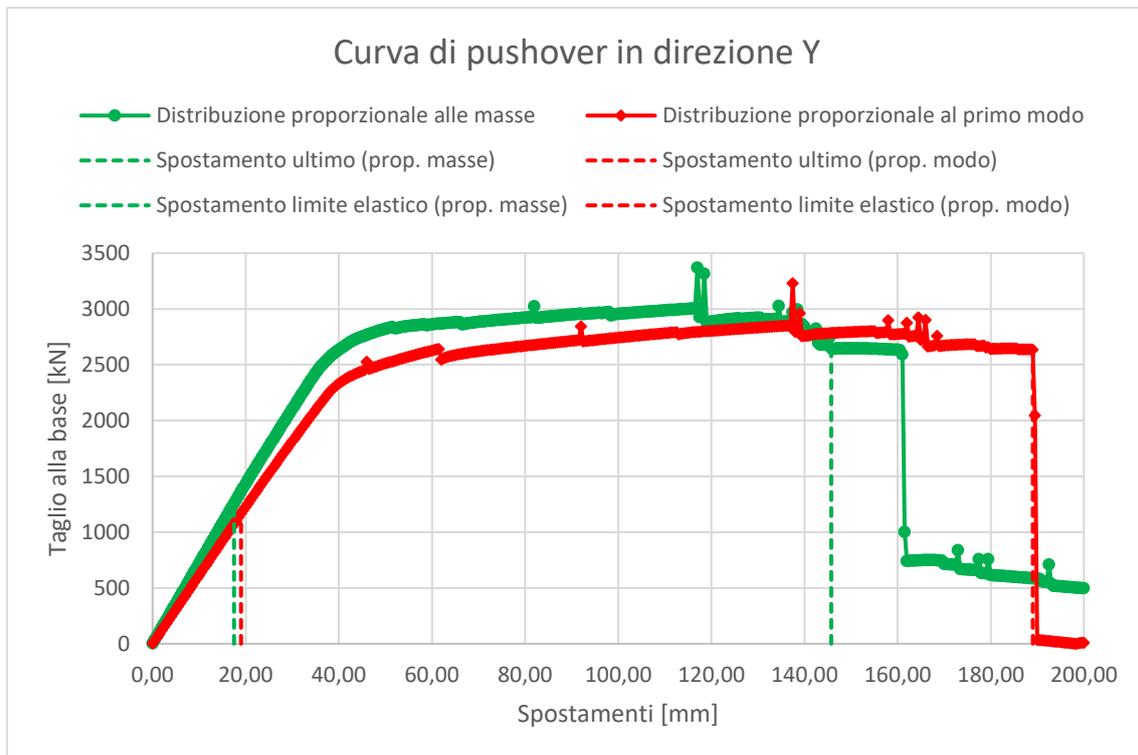
Morfologicamente si osserva che le curve associate alle due distribuzioni di forze orizzontali sono molto simili. In particolare, entrambe mostrano un primo tratto perfettamente lineare che corrisponde al comportamento in campo elastico, cui segue la plasticizzazione di alcuni elementi e il conseguente calo di rigidità del sistema fino al raggiungimento del valore di taglio alla base massimo, una prima riduzione di resistenza seguita da una leggera ripresa ed infine la crisi.

Osservando gli spostamenti si nota che il limite elastico nei due casi viene raggiunto per valori molto simili e pari a circa 15 mm, mentre lo spostamento in condizioni ultime risulta un po' diverso e passa da circa 150 mm a circa 170 mm rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e alla prima forma modale.

Dal punto di vista della resistenza di picco, ovvero quella immediatamente precedente al primo calo di resistenza, la distribuzione proporzionale alle masse di piano fornisce un

valore di circa 3000 kN, mentre a quella proporzionale al primo modo corrisponde un valore intorno ai 2700 kN.

Le curve di comportamento associate alle distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare applicate in direzione Y sono riportate nel grafico a seguire.



Di nuovo si nota che la morfologia delle curve ottenute applicando le due distribuzioni di azioni orizzontali è simile, con un primo tratto lineare in campo elastico, un tratto curvilineo in cui si ha la plasticizzazione di alcuni elementi e la perdita di rigidità, un ramo pressoché orizzontale in cui il sistema si deforma con sollecitazione applicata costante infine un brusco calo di resistenza che rappresenta la crisi.

Come osservato per le curve in direzione X, anche in questo caso si nota che gli spostamenti al limite elastico sono pressoché identici e pari a circa 20 mm, mentre gli spostamenti in condizioni ultime sono differenti con la distribuzione proporzionale alle masse che restituisce un valore intorno ai 145 mm e quella proporzionale al modo a cui è associato un valore pari a circa 190 mm. Si fa notare, tuttavia, che il software nel caso di distribuzione proporzionale alle masse di piano (in verde) fornisce un valore di spostamento ultimo inferiore a quello per cui si ha il brusco calo di resistenza. Questo

fenomeno è dovuto ai picchi locali che si notano in alcuni punti della curva, che sono errori di natura numerica e senza alcun significato fisico, ma che il software interpreta come valori di taglio alla base massimo e che quindi utilizza per definire il decremento di resistenza del 20% previsto dall'EC8. Poiché, comunque, questo valore è inferiore a quello ritenuto esatto si procede comunque in quanto le verifiche successive saranno a favore di sicurezza.

Osservando, invece, i valori di resistenza forniti dalle due curve si nota che entrambe le distribuzioni di azioni orizzontali portano a valori di taglio alla base massimo intorno ai 3000 kN.

### 6.3.2.2 Calcolo del fattore di comportamento effettivo

Avendo definito in ciascuna direzione e per ogni distribuzione di azioni considerata gli spostamenti al limite elastico e in condizioni ultime della struttura è possibile calcolare, in funzione del periodo, il fattore di comportamento associato a ciascuna curva.

CALCOLO DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO q								
Direzione	Distribuzione	T <sub>1</sub> [s]	T <sub>1</sub> <T <sub>C</sub>	δ <sub>y</sub> [mm]	δ <sub>u</sub> [mm]	μ	q	q_min
X	Proporzionale alla massa	0.5564	FALSO	14.50	148.53	10.24	10.24	10.24
X	Proporzionale al primo modo	0.5564	FALSO	16.50	173.04	10.49	10.49	
Y	Proporzionale alla massa	0.6015	FALSO	17.50	145.75	8.33	8.33	8.33
Y	Proporzionale al primo modo	0.6015	FALSO	19.00	189.05	9.95	9.95	

Dai risultati riportati in tabella si nota che, considerando i connettori con comportamento indefinitamente elastico, il sistema mostra una diversa duttilità nelle due direzioni. Infatti, si nota che in direzione X la struttura globalmente mostra una duttilità più elevata rispetto a quella evidenziata in direzione Y.

In entrambe le direzioni, poiché il periodo del modo di vibrare fondamentale è superiore al valore di T<sub>C</sub>, si fa riferimento per il calcolo del fattore di comportamento alla formulazione del principio di egual spostamento.

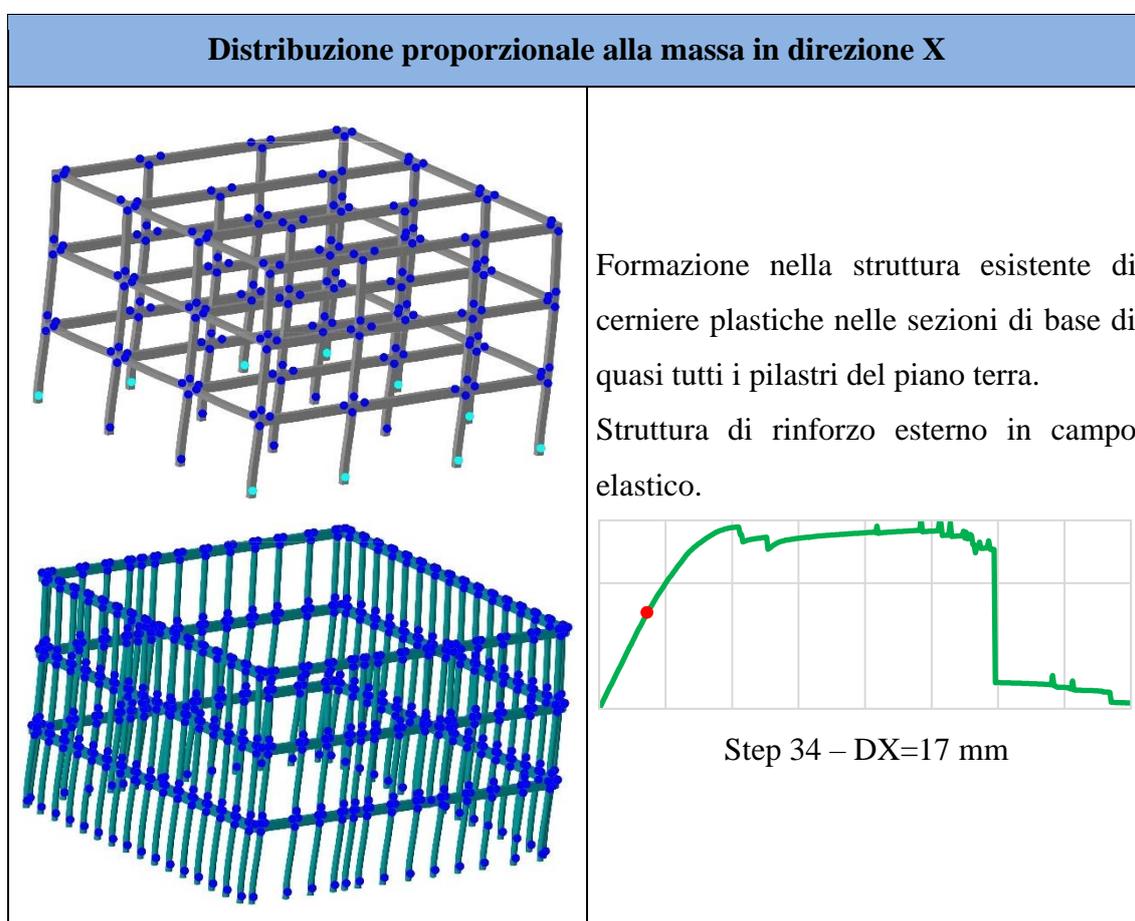
Si osserva che considerare i connettori indefinitamente elastici porta a valori del fattore di struttura q più elevati rispetto a quelli del paragrafo precedente, in cui i connettori venivano studiati con comportamento elastoplastico. In particolare, il fattore di struttura

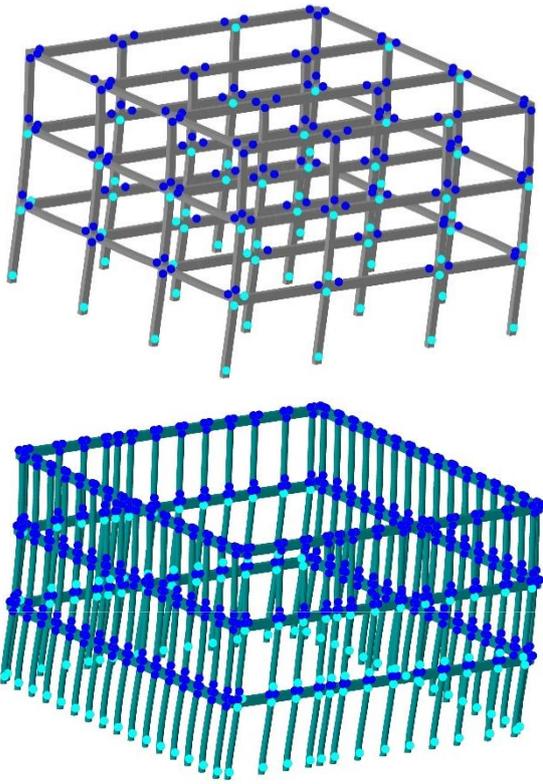
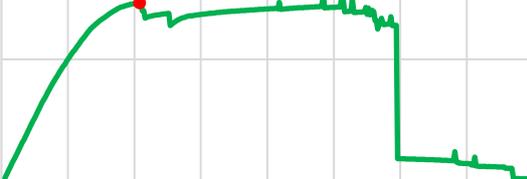
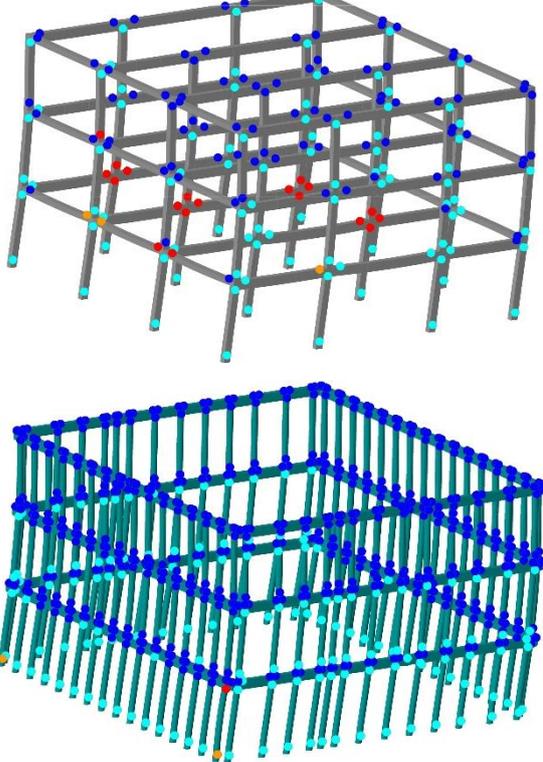
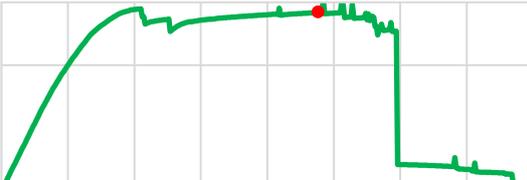
minimo per azioni applicate in direzione **X** è pari a **10.24**, mentre per azioni in direzione **Y** assume valore di **8.33**.

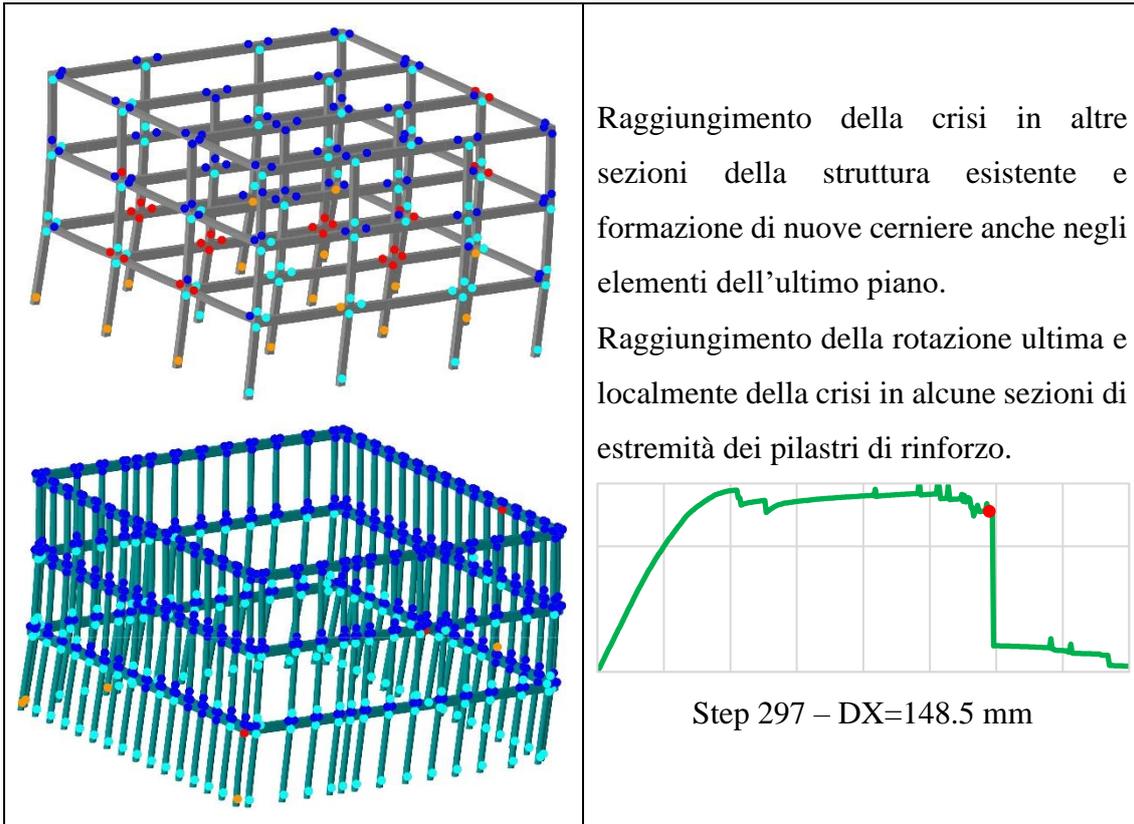
### 6.3.2.3 Definizione dei meccanismi di collasso

Risultato molto utile per comprendere al meglio il comportamento del sistema sono i meccanismi di collasso associati alle varie curve di comportamento ottenute.

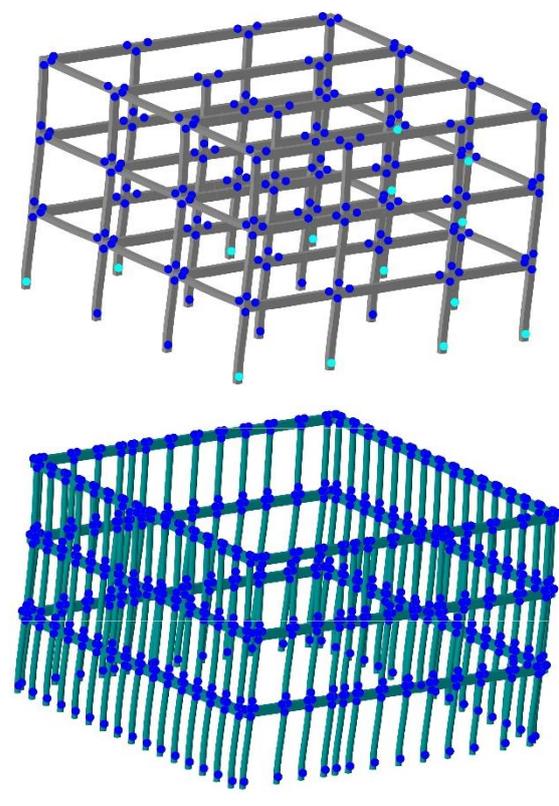
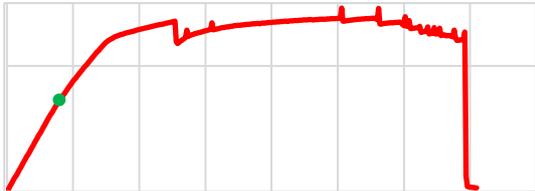
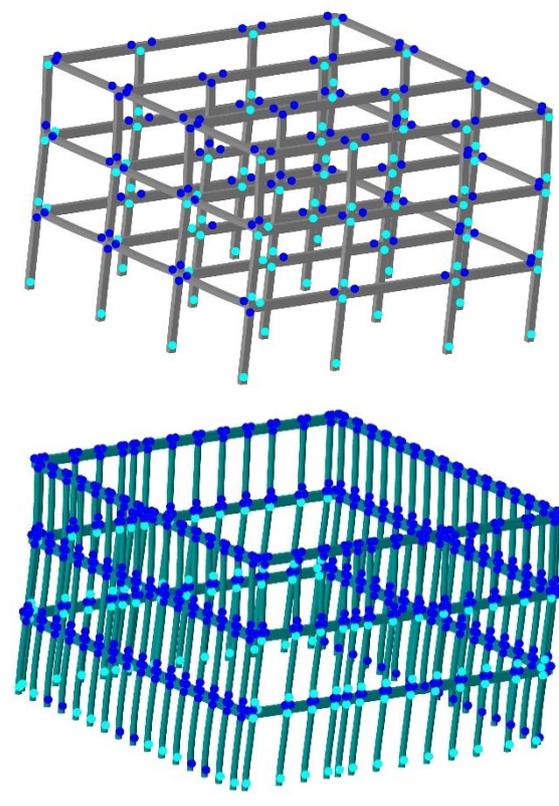
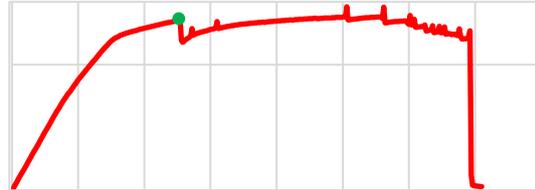
Nella tabella che segue vengono mostrate le configurazioni deformate della struttura esistente e del sistema TimeSafe per la distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano agente in direzione X relativamente ad alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

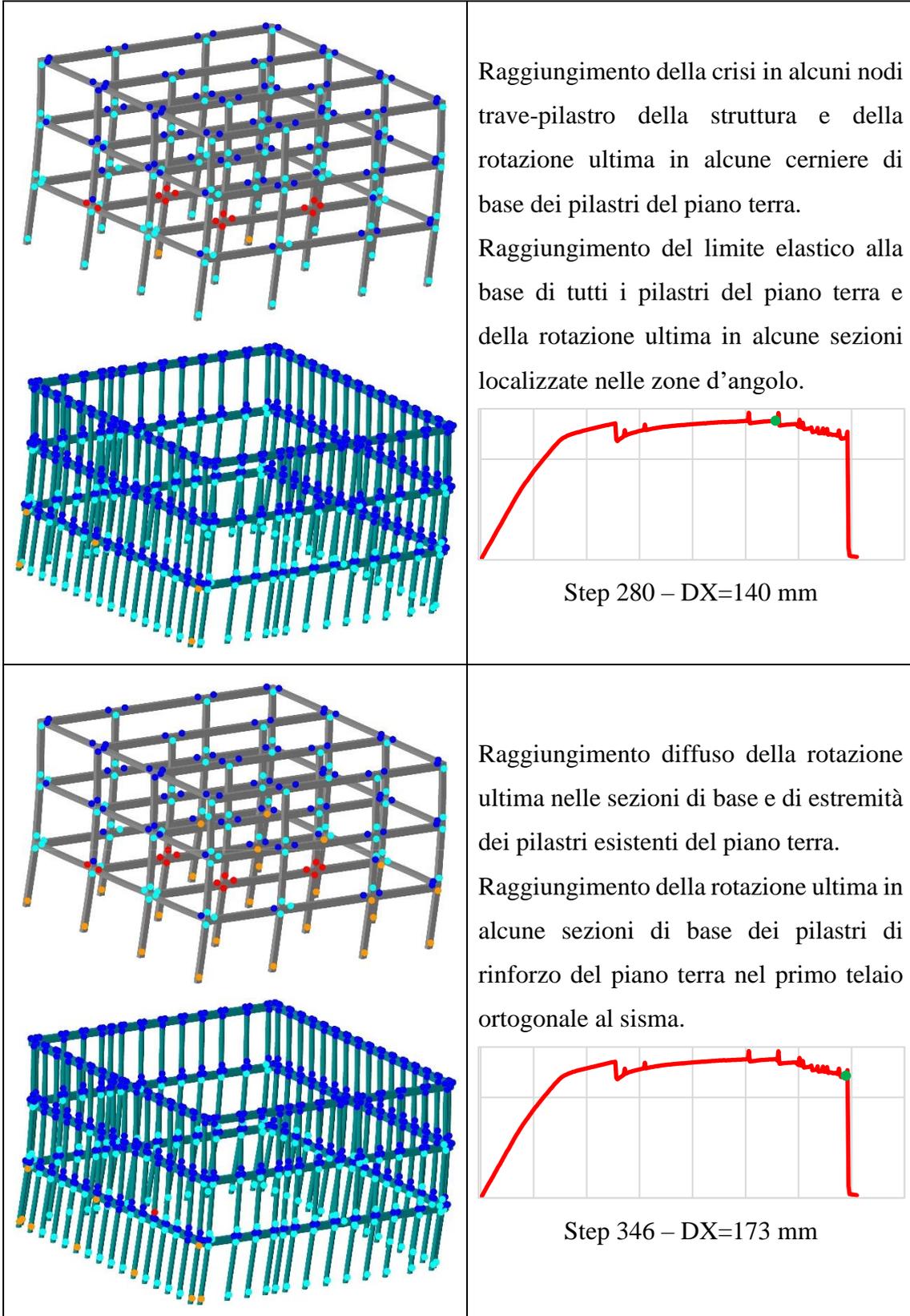


	<p>Plasticizzazione nella struttura esistente di entrambe le estremità dei pilastri al piano terra e di molti ai piani superiori. Formazione di cerniere plastiche anche in corrispondenza di alcune sezioni di estremità delle travi principali.</p> <p>Formazione di cerniere plastiche nelle sezioni di base di tutti i pilastri di rinforzo al piano terra. Plasticizzazione di entrambe le estremità dei pilastri di rinforzo dei primi due piani nei telai paralleli al sisma.</p>  <p>Step 105 – DX=52.5 mm</p>
	<p>Raggiungimento della crisi di alcune cerniere plastiche in corrispondenza di nodi trave-pilastro del sistema esistente.</p> <p>Formazione localizzata di altre cerniere plastiche nei pilastri di rinforzo e raggiungimento della rotazione ultima in alcune sezioni di base nelle zone d'angolo.</p>  <p>Step 240 – DX=120 mm</p>

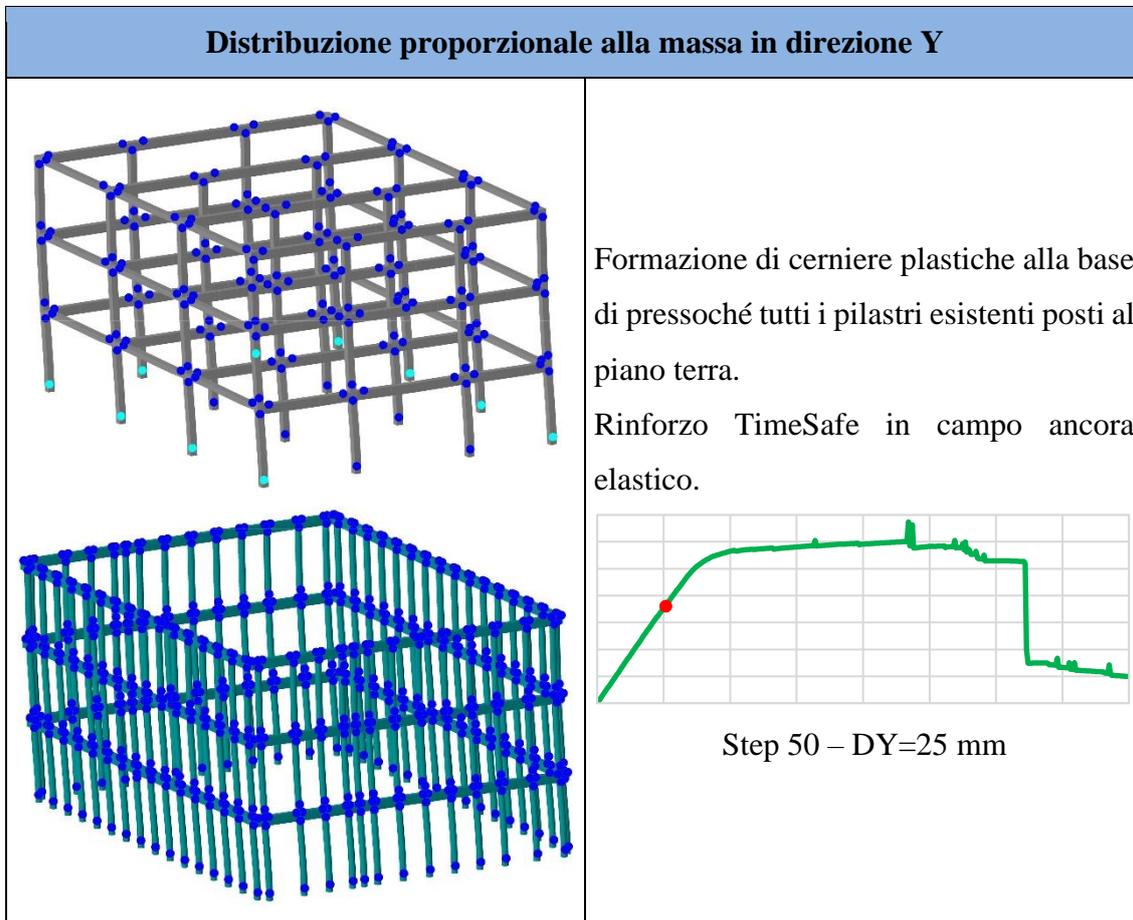


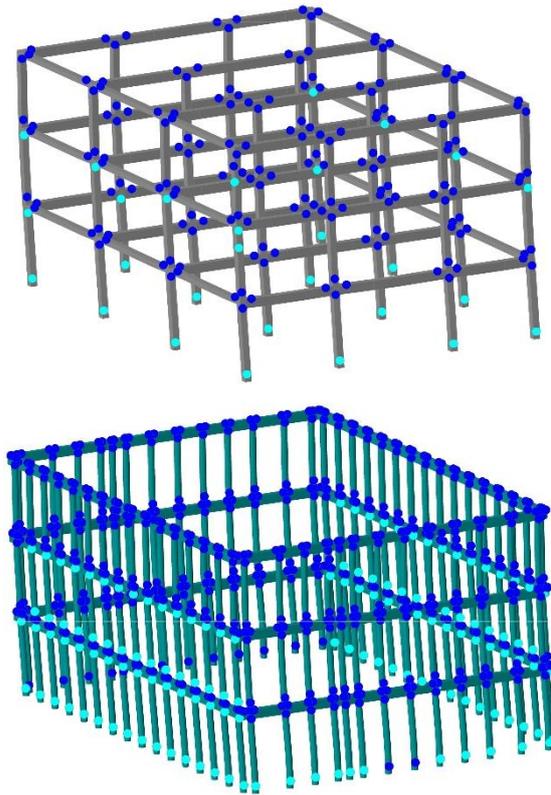
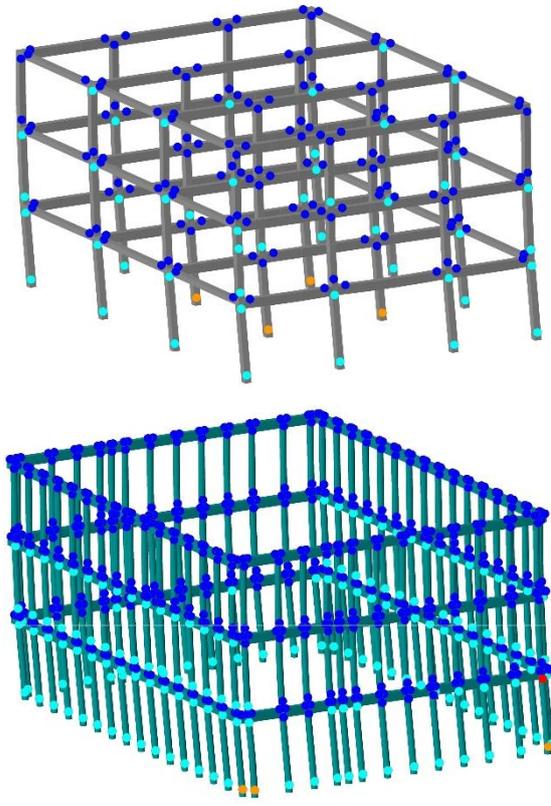
Come per la tipologia di distribuzione precedente, nella tabella che segue si riportano le deformate sia della struttura esistente sia del sistema di rinforzo esterno conseguenti alla distribuzione proporzionale al primo modo in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

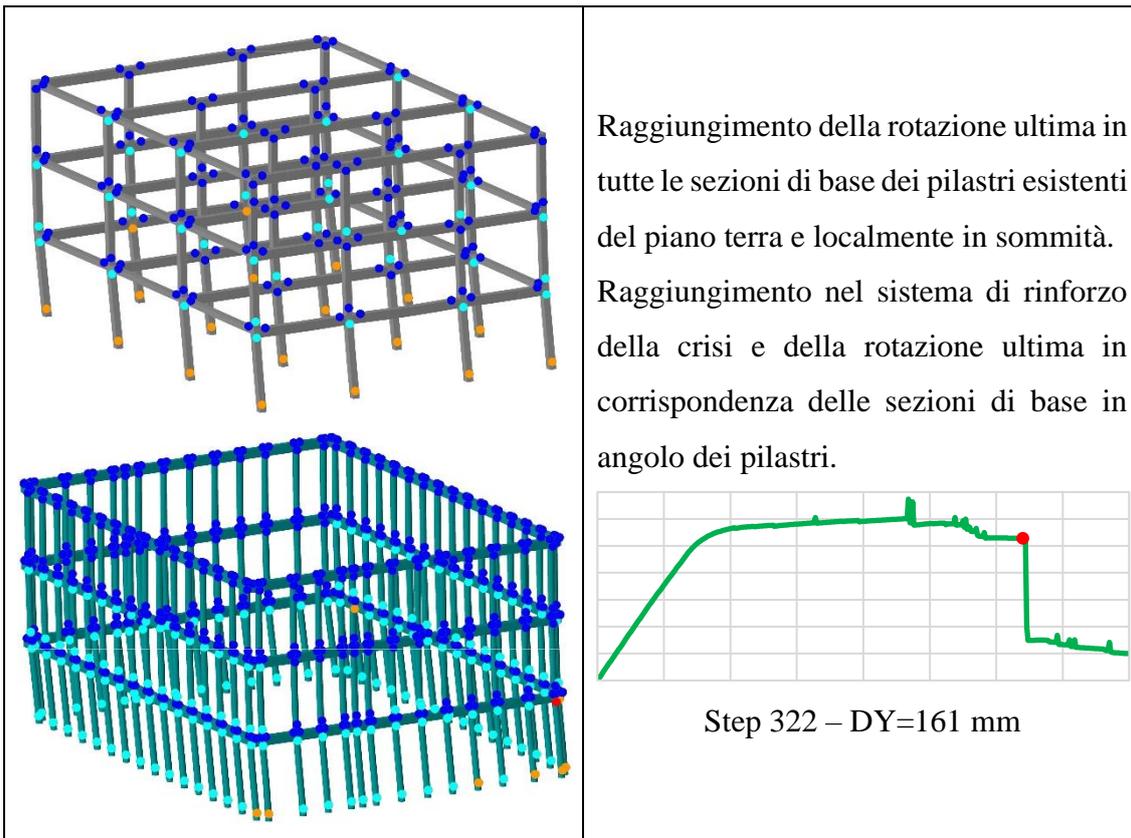
Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione X	
	<p>Plasticizzazione di pressoché tutte le sezioni di base dei pilastri esistenti del piano terra e localmente al primo piano. Struttura di rinforzo esterno in campo elastico.</p>  <p>Step 37 – DX=18.5 mm</p>
	<p>Plasticizzazione di entrambe le estremità in quasi tutti i pilastri della struttura esistente. Formazione di cerniere plastiche a entrambe le estremità dei pilastri di rinforzo dei primi due piani nei telai paralleli al sisma. Plasticizzazione alla base di quasi tutti i pilastri del piano terra.</p>  <p>Step 126 – DX=63 mm</p>



Di seguito si riporta una tabella in cui sono contenute per diversi passi significativi le deformate e le cerniere plastiche sia nella struttura esistente sia nel sistema TimeSafe applicando in direzione Y la distribuzione proporzionale alle masse di piano.

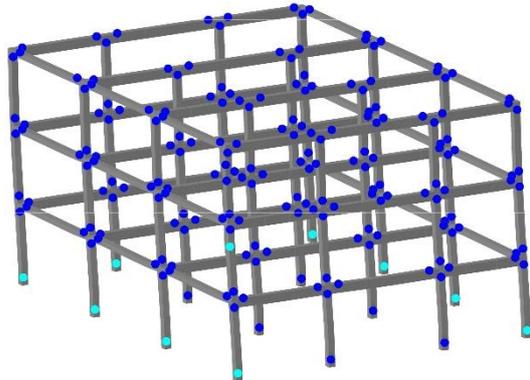


	<p>Plasticizzazione di tutte le sezioni di base dei pilastri del piano terra nel fabbricato esistente e di alcune sezioni dei pilastri al primo piano.</p> <p>Plasticizzazione di entrambe le estremità dei pilastri di rinforzo dei primi due piani nei telai paralleli al sisma.</p> <p>Plasticizzazione di quasi tutte le sezioni di base dei pilastri del sistema di rinforzo al piano terra.</p>  <p>Step 100 – DY=50 mm</p>
	<p>Sul fabbricato esistente raggiungimento della plasticizzazione in molti pilastri ai vari piani. Raggiungimento della rotazione ultima alla base dei pilastri esistenti centrali.</p> <p>Formazione di cerniere plastiche in tutte le sezioni di base dei pilastri di rinforzo e raggiungimento della rotazione ultima in alcune sezioni negli angoli.</p>  <p>Step 250 – DY=125 mm</p>



Infine, nella tabella che segue vengono mostrate le configurazioni deformate della struttura esistente e del sistema di rinforzo per la distribuzione di forze proporzionale al primo modo agente in direzione Y e alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

### Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y

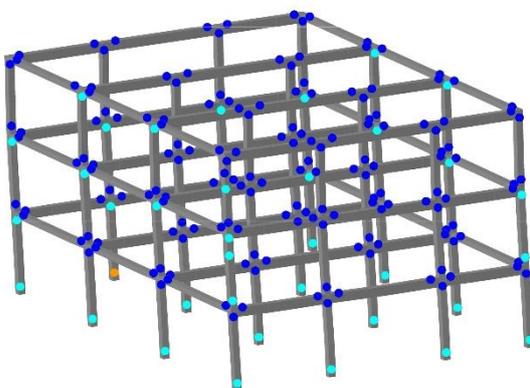
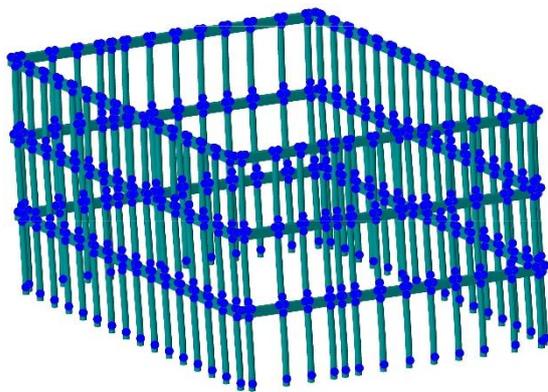


Formazione di cerniere plastiche alla base di pressoché tutti i pilastri del piano terra del fabbricato esistente.

Sistema TimeSafe all'interno del campo elastico.



Step 50 – DY=25 mm

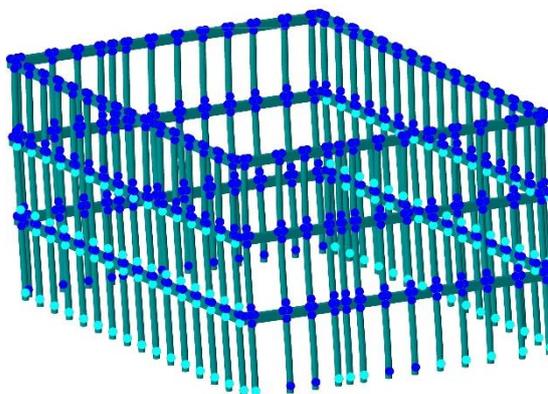


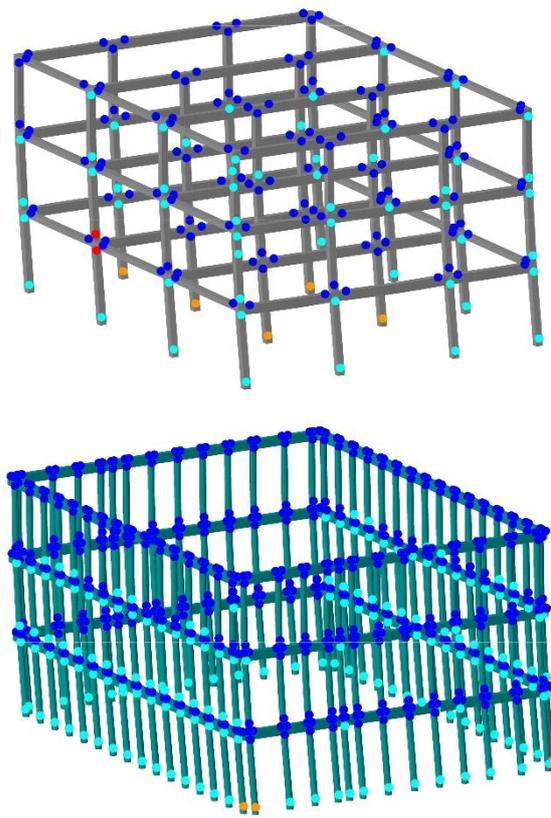
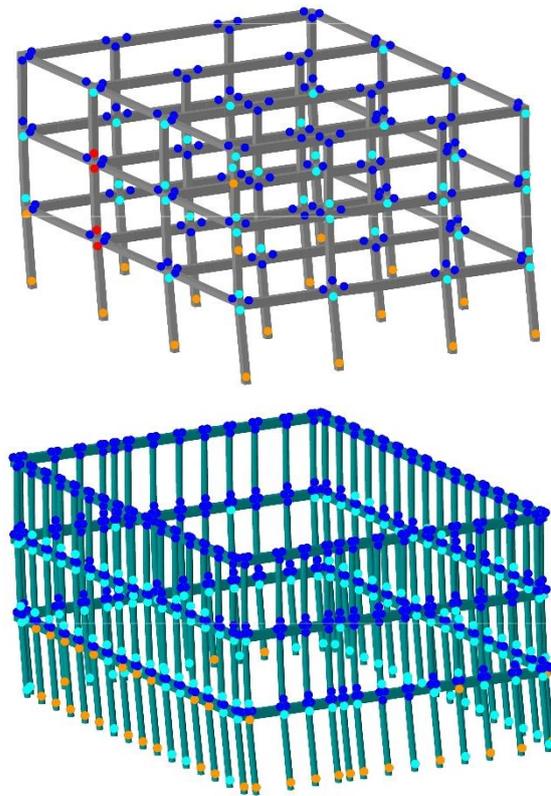
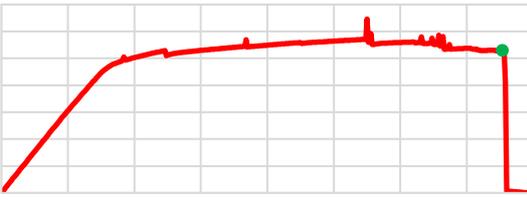
Plasticizzazione di tutte le sezioni di base dei pilastri esistenti del piano terra e formazione di cerniere plastiche diffuse anche ai piani superiori.

Plasticizzazione delle estremità superiori e inferiori dei pilastri di rinforzo appartenenti ai telai orditi parallelamente al sisma. Formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri di rinforzo del primo telaio ortogonale al sisma.



Step 122 – DY=61 mm



	<p>Raggiungimento della rotazione ultima alla base dei pilastri centrali del piano terra del fabbricato esistente. Raggiungimento localizzato della crisi in corrispondenza di un pilastro esterno alla quota del primo solaio.</p> <p>Formazione di cerniere plastiche alla base di tutti i pilastri di rinforzo del piano terra e locale raggiungimento della rotazione ultima in alcuni pilastri d'angolo.</p>  <p>Step 300 – DY=150 mm</p>
	<p>Raggiungimento diffuso della rotazione ultima nelle cerniere di base dei pilastri del piano terra esistenti. Raggiungimento della crisi anche in corrispondenza di un pilastro alla quota del secondo solaio.</p> <p>Raggiungimento della rotazione ultima in pressoché tutte le sezioni di base dei pilastri di rinforzo del piano terra e incipiente collasso.</p>  <p>Step 379 – DY=198.5 mm</p>

### 6.3.2.4 Valutazione dell'I.S.

Anche in questo caso come risultato dell'analisi di pushover è possibile definire il valore di I.S. come rapporto tra la PGA di capacità e la PGA di domanda.

Per chiarezza si riporta di nuovo il valore della PGA di domanda che, trattandosi di un parametro di progetto, risulta noto.

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0.183 \cdot 1.427 = 0.2611 g$$

Per la definizione della PGA di capacità si fa riferimento ai medesimi spettri di risposta scalati utilizzati per l'analisi del sistema con connettori aventi comportamento non lineare. Per le verifiche dei meccanismi duttili associate alla struttura esistente si adotta come in precedenza un fattore di confidenza pari a 1.35 mentre per il sistema di rinforzo esterno si utilizza un valore FC=1.

Nella tabella che segue sono riassunti gli esiti delle verifiche per meccanismi duttili effettuate sugli elementi strutturali del fabbricato esistente, in riferimento alle quattro curve di pushover e per diversi valori di PGA dello spettro SLV elastico.

CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA - ESISTENTE							
Fattore di scala	ag [g]	S	PGA [g]	Verifica			
				Push_X_Masse	Push_X_Modal	Push_Y_Masse	Push_Y_Modal
1	0.183000	1.427	0.2611	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.95	0.173850	1.427	0.2481	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.9	0.164700	1.427	0.2350	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.85	0.155550	1.427	0.2220	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.8	0.146400	1.427	0.2089	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.75	0.137250	1.427	0.1959	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.7	0.128100	1.427	0.1828	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.675	0.123525	1.427	0.1763	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.65	0.118950	1.427	0.1697	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.625	0.114375	1.427	0.1632	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.6	0.109800	1.427	0.1567	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.575	0.105225	1.427	0.1502	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.55	0.100650	1.427	0.1436	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.525	0.096075	1.427	0.1371	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.5	0.091500	1.427	0.1306	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.475	0.086925	1.427	0.1240	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.45	0.082350	1.427	0.1175	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.425	0.077775	1.427	0.1110	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.4	0.073200	1.427	0.1045	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.35	0.064050	1.427	0.0914	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Nella tabella successiva sono invece riassunti gli esiti delle verifiche per meccanismi duttili effettuate sugli elementi del sistema di rinforzo esterno per i quattro casi di carico e i diversi valori di PGA dello spettro SLV elastico.

CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA - RINFORZO							
Fattore di scala	ag [g]	S	PGA [g]	Verifica			
				Push X_Masse	Push X_Modal	Push Y_Masse	Push Y_Modal
1	0.183000	1.427	0.2611	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.95	0.173850	1.427	0.2481	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.9	0.164700	1.427	0.2350	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.85	0.155550	1.427	0.2220	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.8	0.146400	1.427	0.2089	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.75	0.137250	1.427	0.1959	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.7	0.128100	1.427	0.1828	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.675	0.123525	1.427	0.1763	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.65	0.118950	1.427	0.1697	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.625	0.114375	1.427	0.1632	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.6	0.109800	1.427	0.1567	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.575	0.105225	1.427	0.1502	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.55	0.100650	1.427	0.1436	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.525	0.096075	1.427	0.1371	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.5	0.091500	1.427	0.1306	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.475	0.086925	1.427	0.1240	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.45	0.082350	1.427	0.1175	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.425	0.077775	1.427	0.1110	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.4	0.073200	1.427	0.1045	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.35	0.064050	1.427	0.0914	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

In questo caso entrambe le tabelle evidenziano che sia il sistema di rinforzo esterno sia la struttura esistente soddisfano le verifiche di spostamento in termini di capacità di rotazione ultima per tutte le percentuali di PGA applicate. Pertanto, sia in direzione X sia in direzione Y da tali risultati si deduce che l'indice di sicurezza assume valore pari a 1.

È necessario specificare, tuttavia, che avendo assunto un legame di cerniera plastica a sola flessione il software non esegue verifiche per meccanismi fragili. Inoltre, dalle analisi effettuate sulla struttura in campo lineare è possibile osservare che la crisi nel sistema di rinforzo avviene per taglio, quindi è lecito aspettarsi che il valore di I.S. ottenuto in questo caso non sia quello che effettivamente caratterizza il sistema.

### 6.3.3 Rinforzo TimeSafe

Il modello di calcolo utilizzato per l'analisi statica non lineare del solo sistema di rinforzo esterno è stato ottenuto da quello analizzato nei paragrafi precedenti rendendo la struttura esistente pendolare. Pertanto, sono stati inseriti dei *Beam End Release* alle estremità delle travi principali e dei cordoli nonché alla base di tutti i pilastri esistenti. Per quanto riguarda, invece, la struttura di rinforzo sono stati mantenuti connettori Ø16, pilastri circolari di diametro pari a 28 cm (la cui area è equivalente a quella di pilastri con sezione quadrata di 25 cm), traversi con sezione 25x40 cm ed è stata sostituita la parete di completamento in spritz beton con dei carichi di linea agenti sui traversi.

Le armature disposte negli elementi della struttura di rinforzo sono analoghe a quelle utilizzate nel primo criterio di progetto, ovvero ottenute dal dimensionamento fatto considerando il 60% della PGA.

Successivamente nel software Midas Gen sono stati definiti i parametri globali dell'analisi statica non lineare, per cui si è scelto anche in questo caso di non considerare l'influenza dei grandi spostamenti, è stato definito la condizione di carico iniziale, sono stati imposti il massimo numero di substep e di iterazioni consentite, nonché le tolleranze per la convergenza in termini di forza e spostamento. In questo caso, trattandosi di un modello in cui la struttura esistente non collabora dal punto di vista sismico, i valori di tolleranza sono stati considerati pari a 0.01, ovvero più alti rispetto alle analisi di pushover descritte in precedenza, mentre le iterazioni massime sono state imposte pari a 150.

Sono stati definiti in seguito quattro *Pushover Load Case* analoghi a quelli adottati nelle analisi della sola struttura esistente e del primo criterio di progetto, per cui due hanno distribuzioni proporzionali alle masse di piano applicati nelle direzioni X e Y, mentre i rimanenti hanno forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare in entrambe le direzioni.

È stato assunto per ogni caso di carico uno spostamento massimo del punto di controllo (posto in sommità sul sistema di rinforzo) pari a 40 cm, raggiunto con un massimo di 800 incrementi di carico: da tale impostazione consegue che a ogni passo di carico successivo si abbia un incremento di spostamento pari a 0.5 mm. Anche per questo criterio di progetto si è optato per analisi effettuate in controllo di spostamento per riuscire a monitorare i cali di resistenza del sistema al procedere dell'analisi.

Sono poi state definite le varie tipologie di cerniere plastiche che ci si aspetta vengano a formarsi nel sistema durante la prova e contestualmente sono state specificate le loro caratteristiche.

È stato considerato anche in questo caso un modello a plasticità concentrata alle estremità degli elementi, con legame costitutivo delle cerniere plastiche espresso in termini di momento-rotazione, comportamento delle stesse definito secondo EC8 e loro formazione per sola flessione.

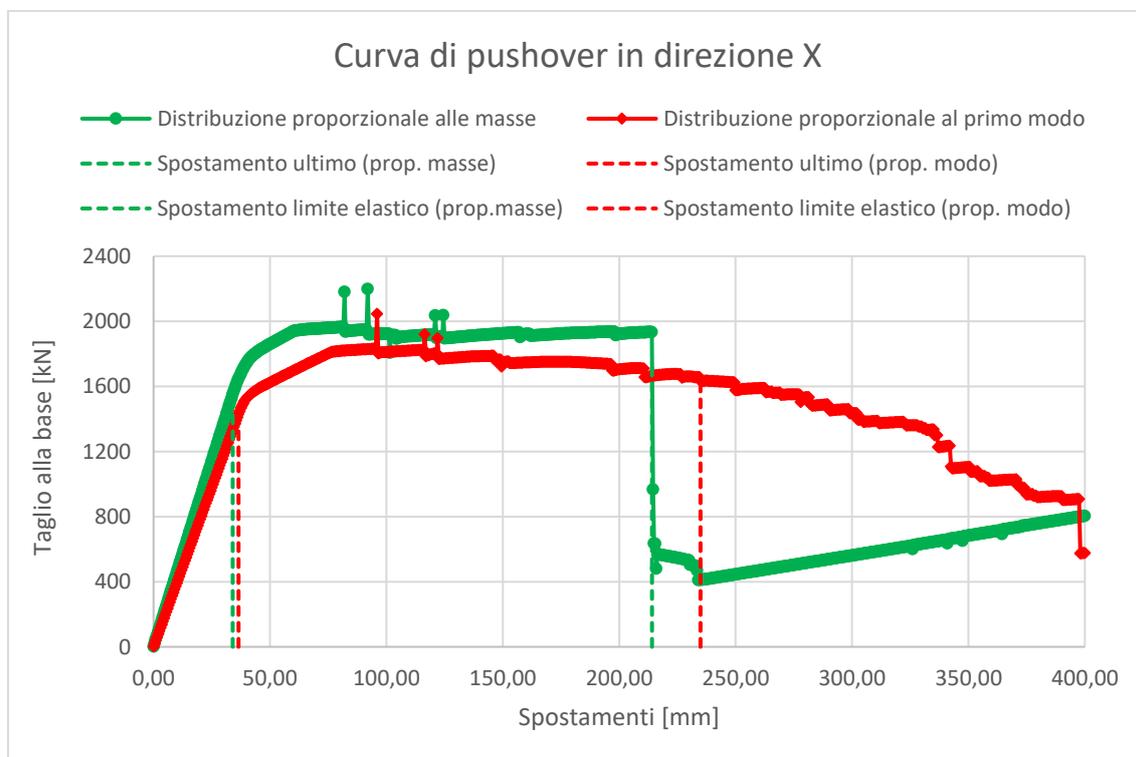
Per distinguere il comportamento dei vari elementi sono state utilizzate le stesse tre tipologie di cerniere plastiche viste in precedenza con la differenza che, essendo in questo caso il fabbricato da rinforzare di tipo pendolare, non è stato necessario assegnarle agli elementi della struttura esistente.

In particolare, la tipologia “Elementi Trave” è stata associata ai traversi di piano del sistema di rinforzo esterno, le cerniere di tipo “Elementi Colonna” sono state assegnate ai pilastri del sistema TimeSafe e la tipologia “Elementi Connessione” ai connettori metallici.

Avendo definito quattro casi di carico, il software esegue quattro analisi di pushover e per ciascuna restituisce una curva di comportamento che rappresenta l’andamento del taglio alla base della struttura in funzione dello spostamento del punto di controllo.

### 6.3.3.1 Curve di pushover

Le curve di comportamento ottenute applicando in direzione X le distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare sono riportate nel grafico seguente.



Osservando la curva ottenuta con distribuzione proporzionale alle masse (in verde) si nota che il sistema evidenzia un primo tratto con comportamento elastico e rigidità elevata,

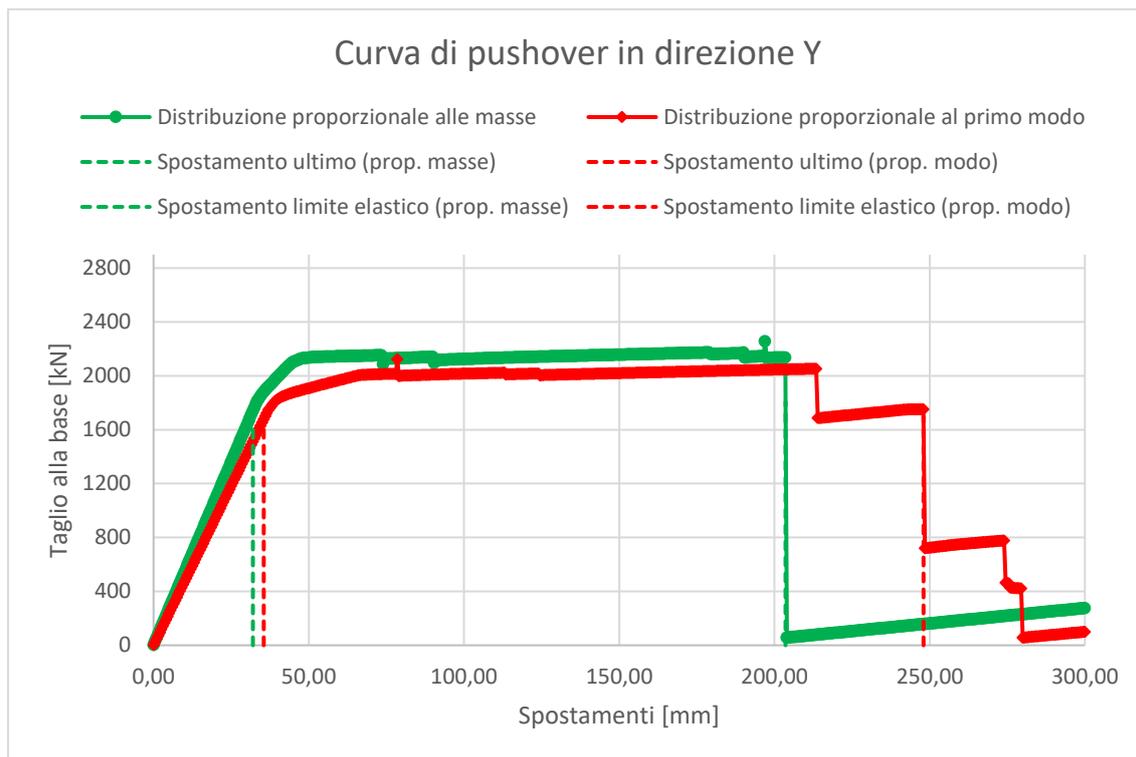
un successivo ramo non lineare nel quale il sistema si plasticizza e mostra un calo di resistenza, un ramo pressoché orizzontale in cui la struttura si deforma per un valore costante di taglio alla base di circa 2000 kN fino a raggiungere un brusco calo di resistenza che corrisponde alla crisi della struttura.

Ponendo l'attenzione, invece, sulla curva relativa alla distribuzione di forze proporzionale alla prima forma modale (in rosso) si nota un comportamento in campo elastico pressoché identico al precedente, cui fa seguito la plasticizzazione e un più marcato calo di rigidità, quindi il raggiungimento del valore di picco intorno ai 1800 kN e un ramo di softening con andamento discendente che causa un lento abbattimento di resistenza.

Confrontando le due curve si nota quindi che il comportamento in campo plastico è piuttosto diverso, tuttavia osservando i valori significativi di spostamento si vede che le due distribuzioni portano ad ampiezze del ramo plastico molto simili. Infatti, lo snervamento avviene nella prima curva a 34 mm mentre nella seconda a 36.5 mm; lo spostamento ultimo invece si verifica rispettivamente a circa 210 mm e 230 mm.

Pertanto confrontando le curve di pushover in direzione X si nota che esse portano a valori di duttilità simili, ma con carico ultimo e comportamenti in campo non lineare diversi: in particolare, la distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare evidenzia un ramo di softening che con la distribuzione proporzionale alle masse di piano non è stato possibile cogliere.

Le curve di comportamento corrispondenti alle distribuzioni proporzionali alla massa e al primo modo di vibrare applicate in direzione Y sono riportate nel grafico che segue.



Dalla sovrapposizione delle due curve si osserva che esse mostrano un andamento formalmente molto simile, con un primo tratto lineare che individua un comportamento in campo elastico, un ramo curvilineo ancora ascendente ma con pendenza minore che rappresenta la plasticizzazione e l'ingresso in campo non lineare, un tratto orizzontale corrispondente al raggiungimento del taglio alla base massimo e un abbattimento di resistenza che determina la formazione di un meccanismo.

In questo caso la pendenza del tratto lineare è estremamente simile, con spostamenti al limite elastico di 32 mm e 32.5 mm rispettivamente per distribuzione proporzionale alle masse e al primo modo di vibrare. Superato lo snervamento le curve hanno un comportamento molto simile ma mostrano valori di taglio massimo differenti, pari a circa 2000 kN per distribuzione proporzionale alle masse e 2150 kN per distribuzione proporzionale al primo modo. Osservando, infine, i valori di spostamento ultimo, ossia quelli che portano alla formazione di un meccanismo, si nota che questi assumono valori differenti e pari a circa 200 mm e 250 mm rispettivamente per distribuzione proporzionale alla massa e alla prima forma modale; in quest'ottica si nota, inoltre, che la curva in verde evidenzia un unico e brusco calo, mentre nella curva rossa la condizione ultima si verifica dopo due successive perdite di resistenza.

Perciò dal confronto tra le curve di pushover in direzione Y si osserva che esse portano a valori di taglio ultimo simili e raggiunti con comportamenti in campo non lineare confrontabili: in particolare nel caso di distribuzione proporzionale alle masse il sistema presenta un tratto plastico meno pronunciato e un più brusco calo di resistenza rispetto a quelli relativi alla distribuzione proporzionale al modo di vibrare. Globalmente pertanto si può affermare che le due curve ottenute mostrano un andamento simile, con valori di resistenza di picco confrontabili ma spostamenti ultimi differenti.

### 6.3.3.2 Calcolo del fattore di comportamento effettivo

Noti i valori del periodo della struttura nelle direzioni X e Y, gli spostamenti al limite elastico e gli spostamenti in condizioni ultime associati a ogni curva di comportamento ottenuta in precedenza, è possibile ottenere i valori di duttilità e fattore di struttura riportati nella tabella che segue. Si specifica nuovamente che in base al valore assunto dal periodo si fa riferimento a una diversa formulazione per il calcolo del fattore di comportamento  $q$ .

CALCOLO DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO $q$								
Direzione	Distribuzione	$T_1$ [s]	$T_1 < T_c$	$\delta_y$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\mu$	$q$	$q_{min}$
X	Proporzionale alla massa	0.5667	FALSO	34.00	214.09	6.30	6.30	6.30
X	Proporzionale al primo modo	0.5667	FALSO	36.50	234.90	6.44	6.44	
Y	Proporzionale alla massa	0.6271	FALSO	32.00	203.58	6.36	6.36	6.36
Y	Proporzionale al primo modo	0.6271	FALSO	35.50	248.03	6.99	6.99	

Dai risultati ottenuti si nota innanzitutto che il sistema di rinforzo TimeSafe ha un comportamento nei confronti delle azioni orizzontali molto simile nelle due direzioni. Infatti, osservando i valori di duttilità strutturale si nota come questi assumano valori pressoché analoghi, di conseguenza è simile anche il valore del fattore di comportamento in entrambe le direzioni. In particolare, poiché il sistema ha un periodo di vibrazione in X e Y superiore al valore  $T_c$  il fattore  $q$  viene calcolato facendo riferimento al principio di egual spostamento.

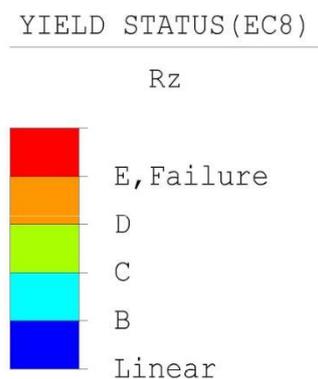
Si nota che il fattore di comportamento effettivo ottenuto applicando il secondo criterio di progetto, ovvero considerando resistente all'azione sismica solo il sistema TimeSafe, è molto maggiore di quello utilizzato nelle analisi elastiche, assunto pari a 1.5 avendo

considerato il rinforzo come struttura non dissipativa. Come osservato per le analisi di pushover precedenti, questa condizione è giustificata dal fatto che considerando il comportamento in campo plastico della struttura si tiene conto della sua duttilità. In particolare, il fattore di struttura minimo per azioni applicate in direzione **X** è pari a **6.30**, mentre per azioni in direzione **Y** assume valore di **6.36**, a conferma che il comportamento del sistema nelle due direzioni è pressoché analogo.

### 6.3.3.3 Definizione dei meccanismi di collasso

Effettuando l'analisi di pushover del sistema relativo al secondo criterio di progetto è stato possibile definire il meccanismo di collasso associato a ciascuna distribuzione di forze considerata.

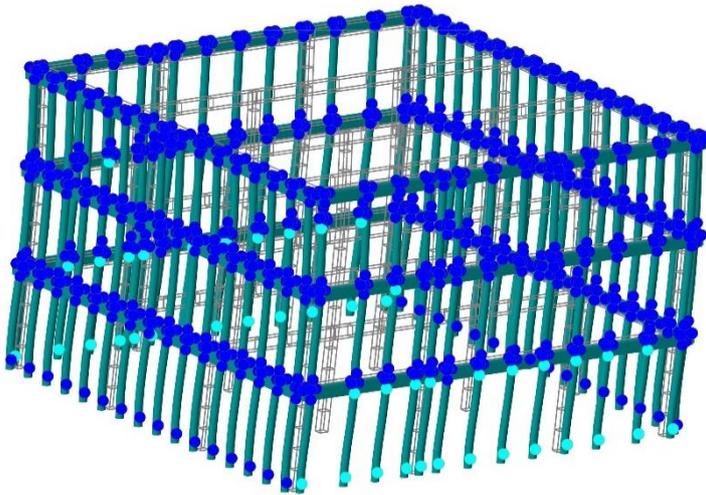
A seguire vengono riportate le configurazioni deformate della struttura per diversi passi di carico, con rappresentate le relative cerniere plastiche secondo la seguente legenda, in cui le lettere e i colori identificano i punti significativi della legge di cerniera.



*Figura 83 - Legenda dello stato delle cerniere plastiche*

Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

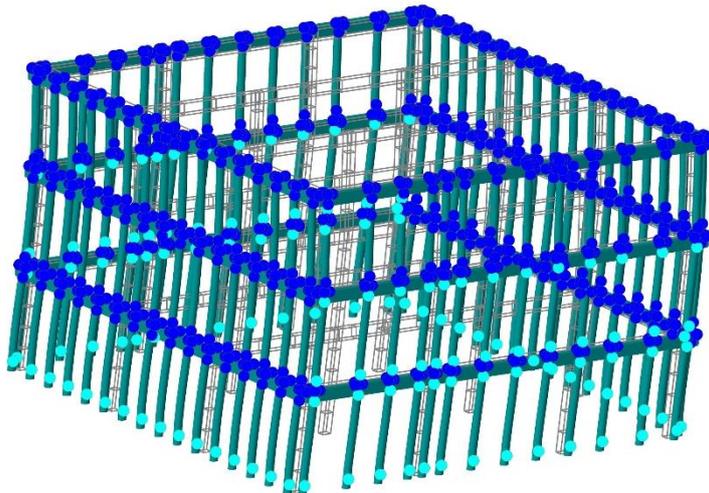
### Distribuzione proporzionale alla massa in direzione X



Formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri del piano terra appartenenti ai telai paralleli al sisma.

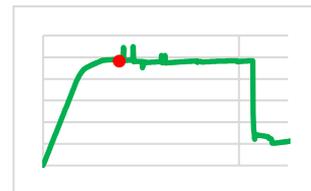


Step 78 – DX=39 mm

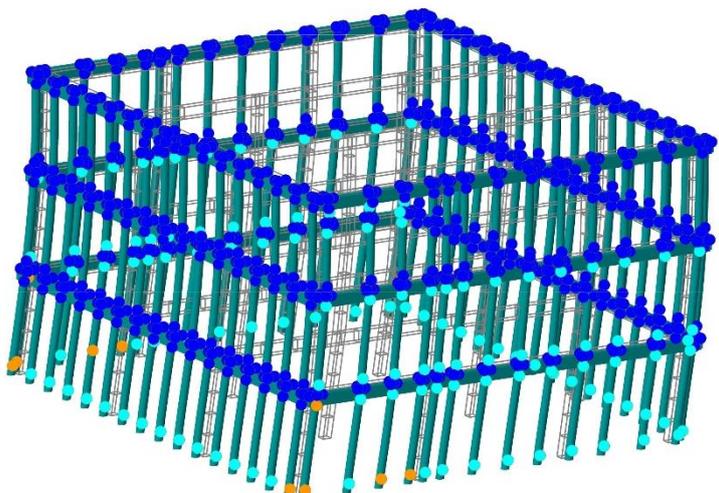
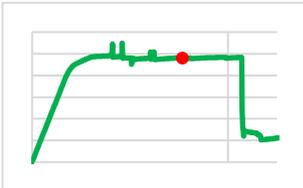
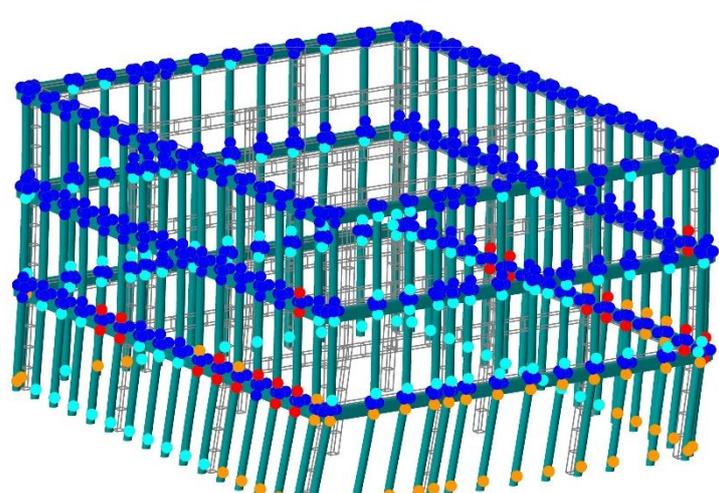
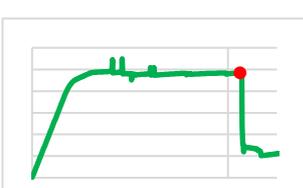


Formazione di ulteriori cerniere plastiche alle estremità dei pilastri del piano intermedio nei telai paralleli al sisma.

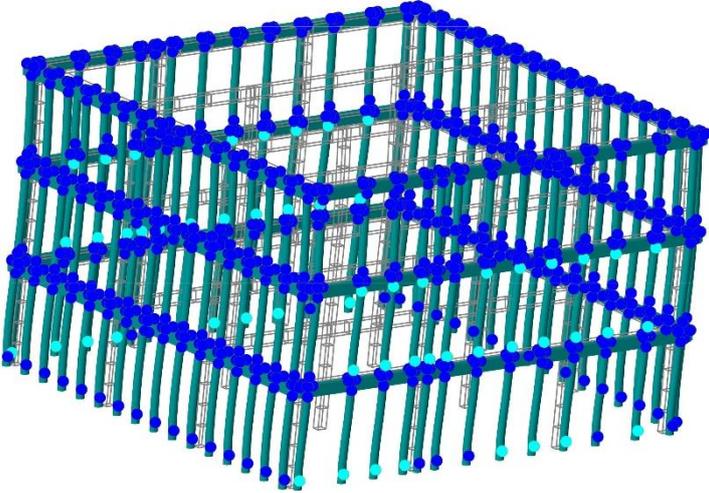
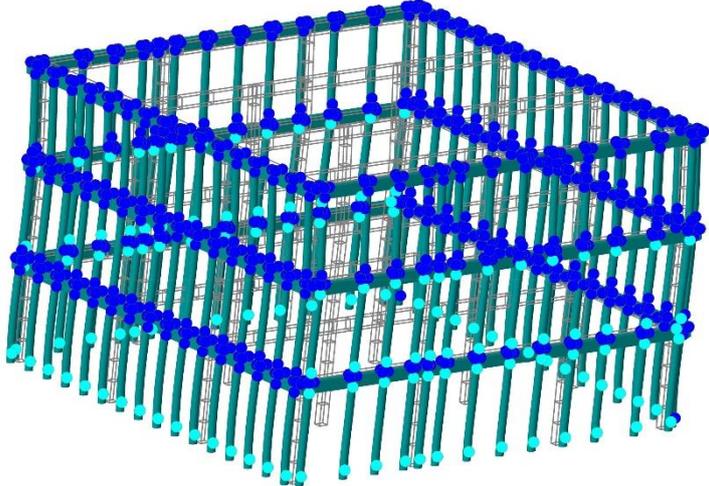
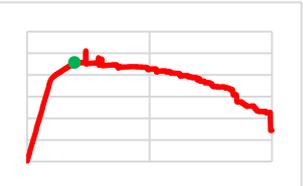
Plasticizzazione alla base dei pilastri dei telai orditi ortogonalmente al sisma.

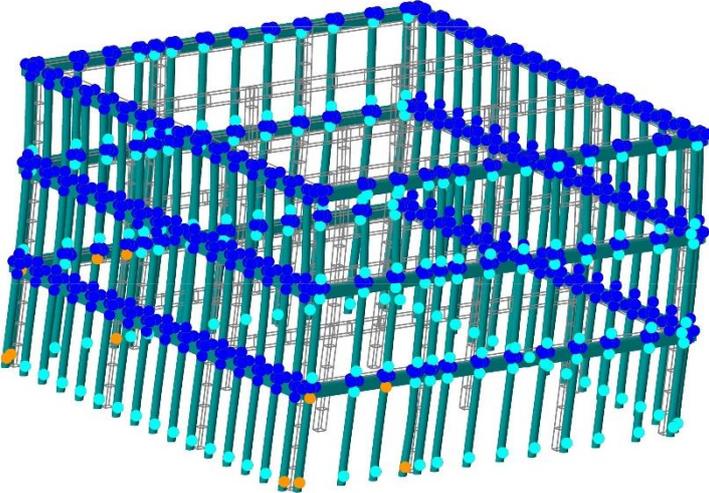
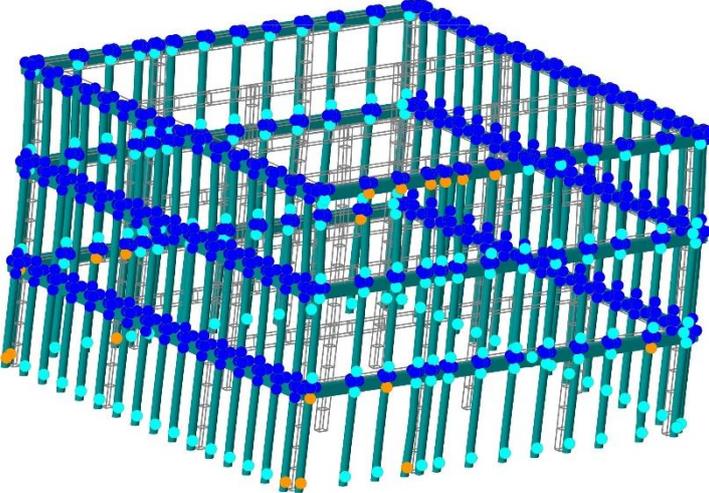


Step 160 – DX=80 mm

	<p>Raggiungimento in alcune sezioni di base dei pilastri del piano terra della rotazione ultima.</p>  <p>Step 328 – DX=164 mm</p>
	<p>Raggiungimento in diverse sezioni di estremità dei pilastri della rotazione ultima e formazione di un meccanismo di collasso.</p>  <p>Step 430 – DX=215 mm</p>

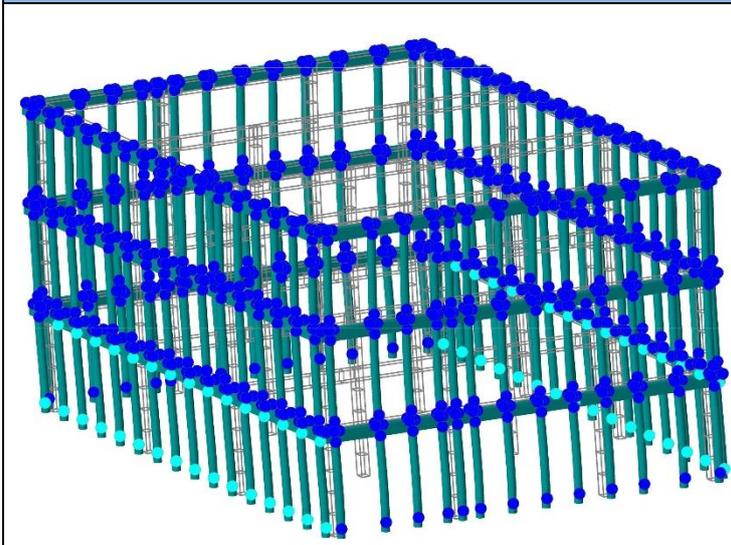
Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare in direzione X per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

<b>Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione X</b>	
	<p>Formazione di cerniere plastiche nei telai paralleli al sisma alle estremità dei pilastri del piano intermedio e alla base di alcuni pilastri del piano terra.</p>  <p>Step 80 – DX=40 mm</p>
	<p>Formazione di ulteriori cerniere plastiche alla base dei pilastri del piano terra.</p>  <p>Step 160 – DX=80 mm</p>

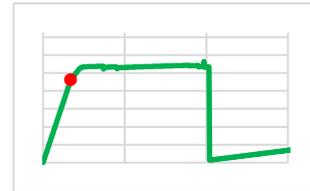
	<p>Formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri dell'ultimo piano in direzione parallela al sisma.</p> <p>Raggiungimento in alcune sezioni di base e di estremità dei pilastri del piano terra della rotazione ultima.</p>  <p>Step 392 – DX=196 mm</p>
	<p>Raggiungimento della rotazione ultima anche in alcune sezioni di estremità dei pilastri dell'ultimo piano</p>  <p>Step 470 – DX=235 mm</p>

Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione Y per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

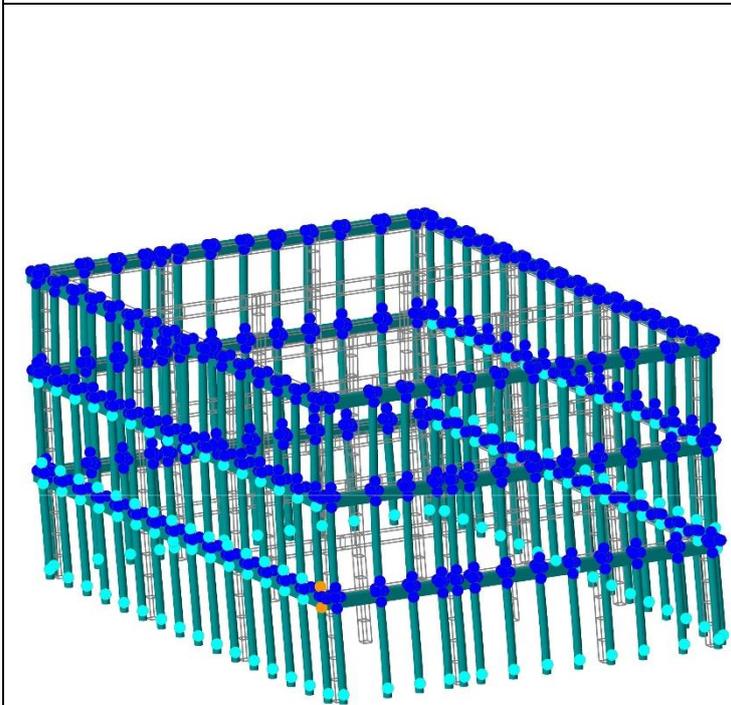
### Distribuzione proporzionale alla massa in direzione Y



Formazione di cerniere in entrambe le estremità dei pilastri del piano terra nei telai orditi parallelamente al sisma.

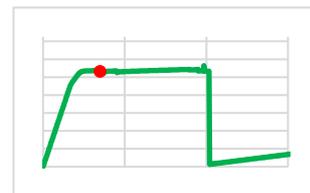


Step 73 – DY=36.5 mm

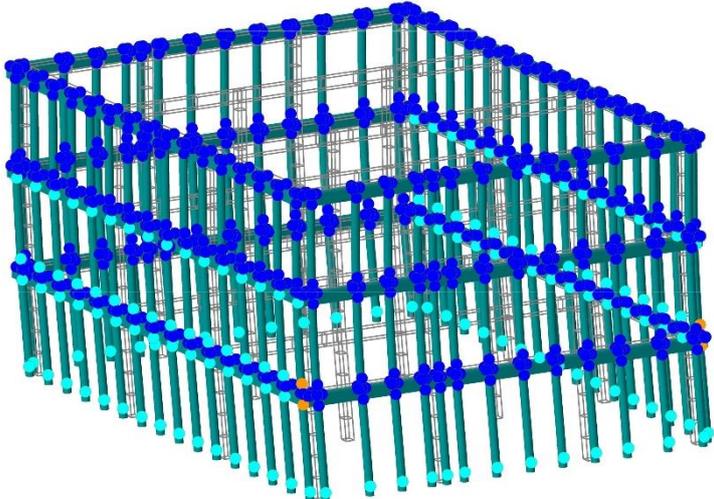
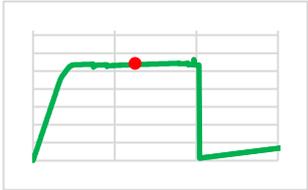
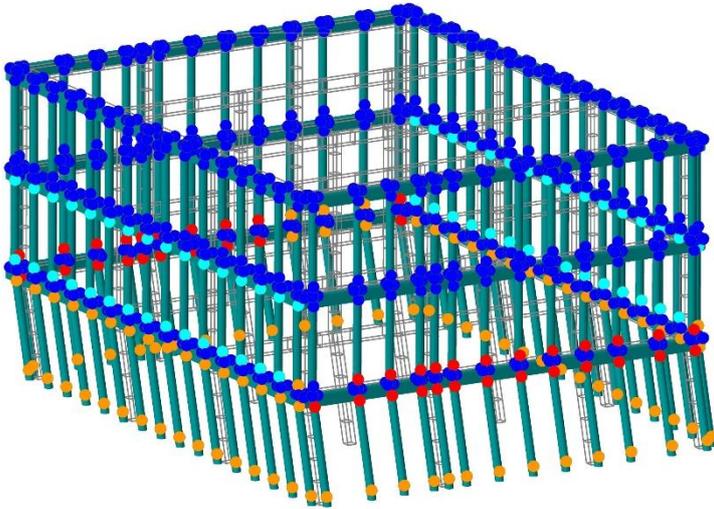
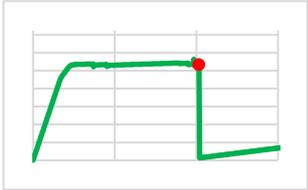


Formazione di cerniere in estremità nei pilastri del piano intermedio orditi parallelamente al sisma e alla base dei pilastri al piano terra nei telai ortogonali al sisma.

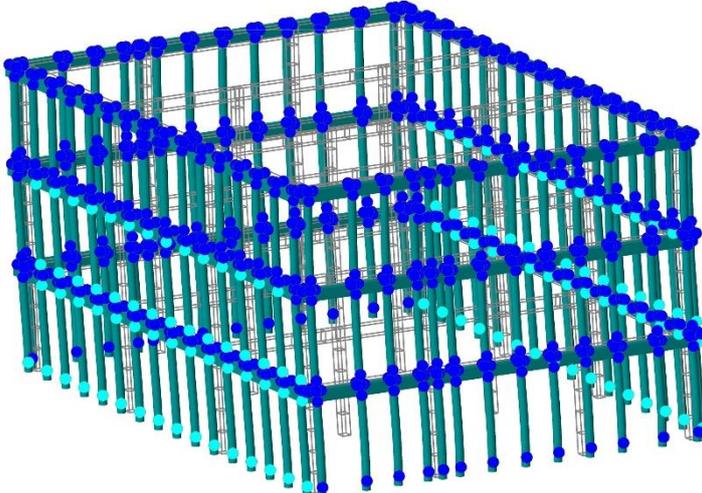
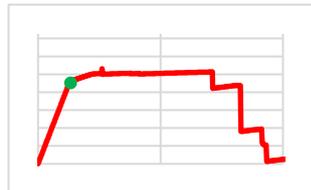
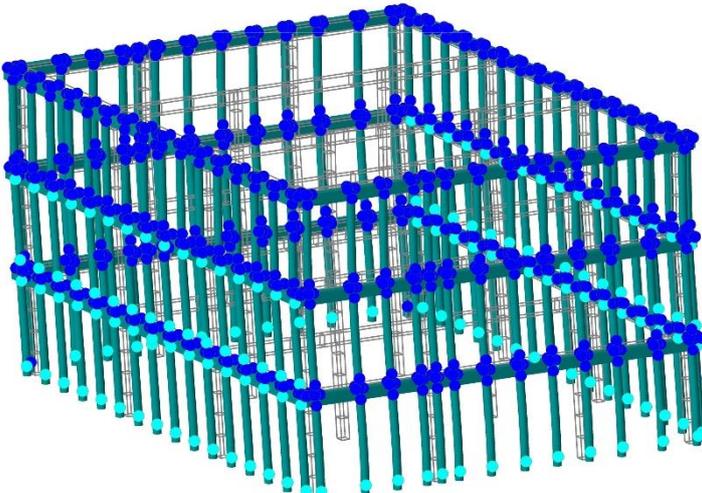
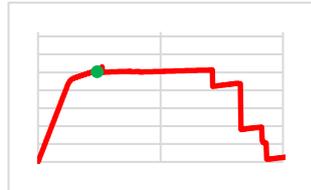
Raggiungimento della rotazione ultima in alcune cerniere localizzate nella zona d'angolo.

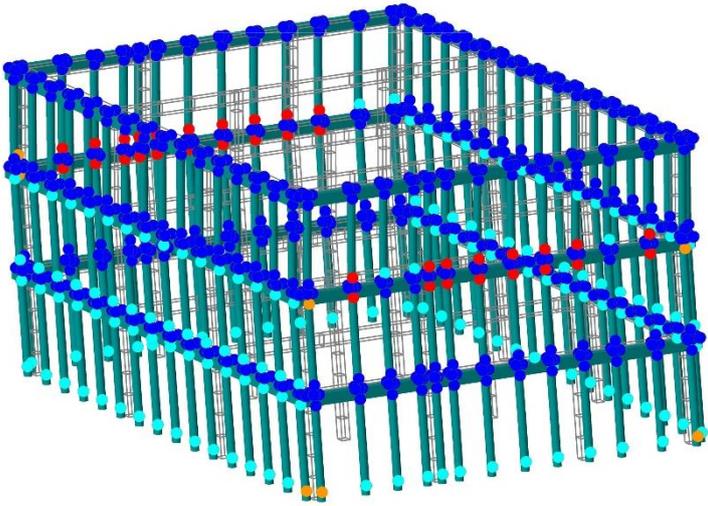
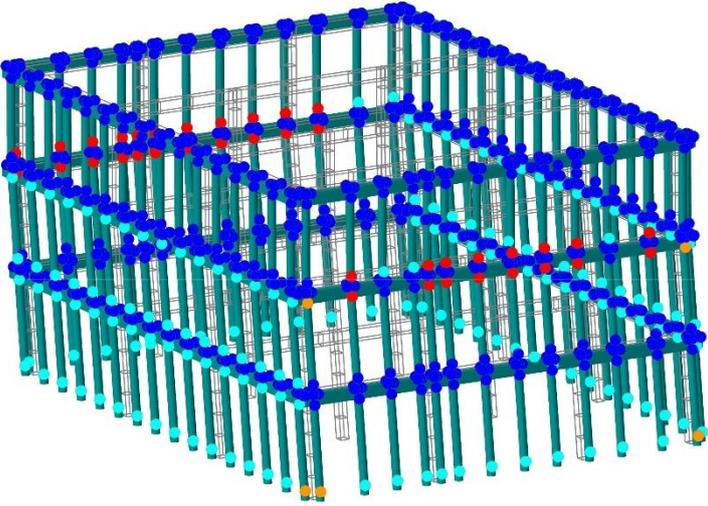


Step 160 – DY=80 mm

	<p>Nessuna nuova cerniera ma raggiungimento della rotazione ultima anche nella zona d'angolo opposta alla precedente.</p>  <p>Step 280 – DY=140 mm</p>
	<p>Raggiungimento diffuso della rotazione ultima nelle cerniere plastiche al piano terra.</p> <p>Raggiungimento della crisi delle cerniere plastiche nelle sezioni dei pilastri appartenenti ai telai orditi ortogonalmente al sisma in corrispondenza del primo solaio.</p> <p>Formazione di un meccanismo di piano debole.</p>  <p>Step 430 – DY=215 mm</p>

Nella tabella che segue si riportano le deformate della struttura soggetta alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y per alcuni passi significativi, con evidenziate le cerniere plastiche e la loro condizione.

<b>Distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare in direzione Y</b>	
	<p>Formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri dei telai paralleli al sisma dei primi due piani.</p>  <p>Step 86 – DY=43 mm</p>
	<p>Formazione di ulteriori cerniere plastiche alla base dei pilastri del piano terra dei telai ortogonali al sisma.</p>  <p>Step 140 – DY=70 mm</p>

	<p>Raggiungimento della crisi nelle cerniere plastiche sulle sezioni dei pilastri dei telai orditi ortogonalmente al sisma in corrispondenza del secondo solaio.</p>  <p>Step 434 – DY=217 mm</p>
	<p>Raggiungimento della rotazione ultima in altre cerniere dei pilastri nelle zone d'angolo e incipiente formazione di un meccanismo di piano debole.</p>  <p>Step 496 – DY=248 mm</p>

#### 6.3.3.4 Valutazione dell'I.S.

Il calcolo dell'indice di sicurezza del sistema è stato eseguito mettendo a rapporto la PGA di capacità e la PGA di domanda, ovvero l'accelerazione massima che è in grado di sopportare la struttura e l'accelerazione di progetto.

Mentre la PGA di domanda è un dato di progetto noto, la PGA di capacità è stata valutata all'interno di Midas Gen in maniera iterativa inserendo nel software più spettri di risposta allo SLV scalati. Come nelle analisi discusse in precedenza, la scalatura è stata effettuata

mantenendo invariati i parametri caratteristici dello spettro e agendo sul valore dell'accelerazione al piede.

Una volta introdotti nel programma gli spettri di domanda scalati si effettuano le verifiche per meccanismi duttili, assumendo in questo caso  $FC=1$  in quanto tali controlli riguardano la sola struttura di rinforzo.

Nella tabella che segue sono riassunti gli esiti delle verifiche effettuate sugli elementi strutturali del sistema TimeSafe in riferimento alle quattro curve di pushover e per diversi valori di PGA dello spettro SLV elastico.

CALCOLO DELL'INDICE DI SICUREZZA							
Fattore di scala	ag [g]	S	PGA [g]	Verifica			
				Push_X_Masse	Push_X_Modal	Push_Y_Masse	Push_Y_Modal
1	0.183000	1.427	0.2611	NON VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.95	0.173850	1.427	0.2481	NON VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.9	0.164700	1.427	0.2350	NON VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.85	0.155550	1.427	0.2220	NON VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.8	0.146400	1.427	0.2089	NON VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.75	0.137250	1.427	0.1959	NON VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.7	0.128100	1.427	0.1828	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.675	0.123525	1.427	0.1763	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.65	0.118950	1.427	0.1697	NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.625	0.114375	1.427	0.1632	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.6	0.109800	1.427	0.1567	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	NON VERIFICATO
0.575	0.105225	1.427	0.1502	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.55	0.100650	1.427	0.1436	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.525	0.096075	1.427	0.1371	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.5	0.091500	1.427	0.1306	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.475	0.086925	1.427	0.1240	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.45	0.082350	1.427	0.1175	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.425	0.077775	1.427	0.1110	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.4	0.073200	1.427	0.1045	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
0.35	0.064050	1.427	0.0914	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Si osserva immediatamente dai risultati ottenuti che la curva con distribuzione di forze proporzionale al primo modo in direzione X, nella quale non si era registrato un brusco calo di resistenza ma un ramo di softening, porta a un valore di I.S. tale per cui sembra che il sistema di rinforzo possa sopportare il 100% di PGA. Escludendo, quindi, questo risultato in quanto difforme da quanto è lecito aspettarsi, vengono calcolati a seguire i più piccoli valori di accelerazione al suolo tali per cui le verifiche dei meccanismi duttili risultano soddisfatte nelle due direzioni:

$$PGA_{c,X} = a_{g,X} \cdot S = 0.114375 \cdot 1.427 = 0.1632 \text{ g}$$

$$PGA_{c,Y} = a_{g,Y} \cdot S = 0.105225 \cdot 1.427 = 0.1502 \text{ g}$$

Il valore di PGA di domanda è invece noto e risulta pari a:

$$PGA_d = a_g \cdot S = 0.183 \cdot 1.427 = 0.2611 g$$

Globalmente, quindi, il valore dell'indice di sicurezza della struttura per azione sismica nelle due direzioni X e Y è pari a:

$$I.S._X = \frac{PGA_{c,X}}{PGA_d} = \frac{0.1632 g}{0.2611 g} = 0.625$$

$$I.S._Y = \frac{PGA_{c,Y}}{PGA_d} = \frac{0.1502 g}{0.2611 g} = 0.575$$

Osservando i risultati ottenuti si vede che in direzione **X** l'indice di sicurezza assume valore pari a **0.625**, mentre in direzione **Y** si ottiene un I.S. pari a **0.575**, quindi è evidente che questi valori sono estremamente in linea con quello minimo prefissato pari a 0.6 e imposto durante la fase di dimensionamento delle armature.

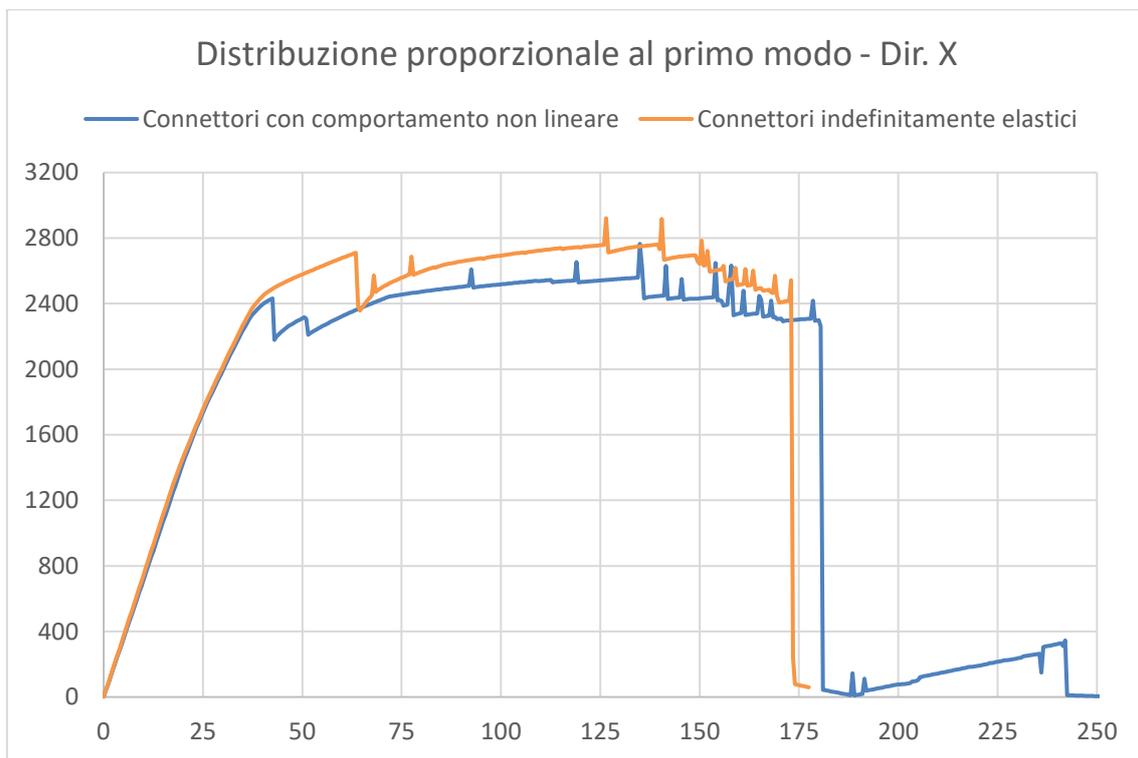
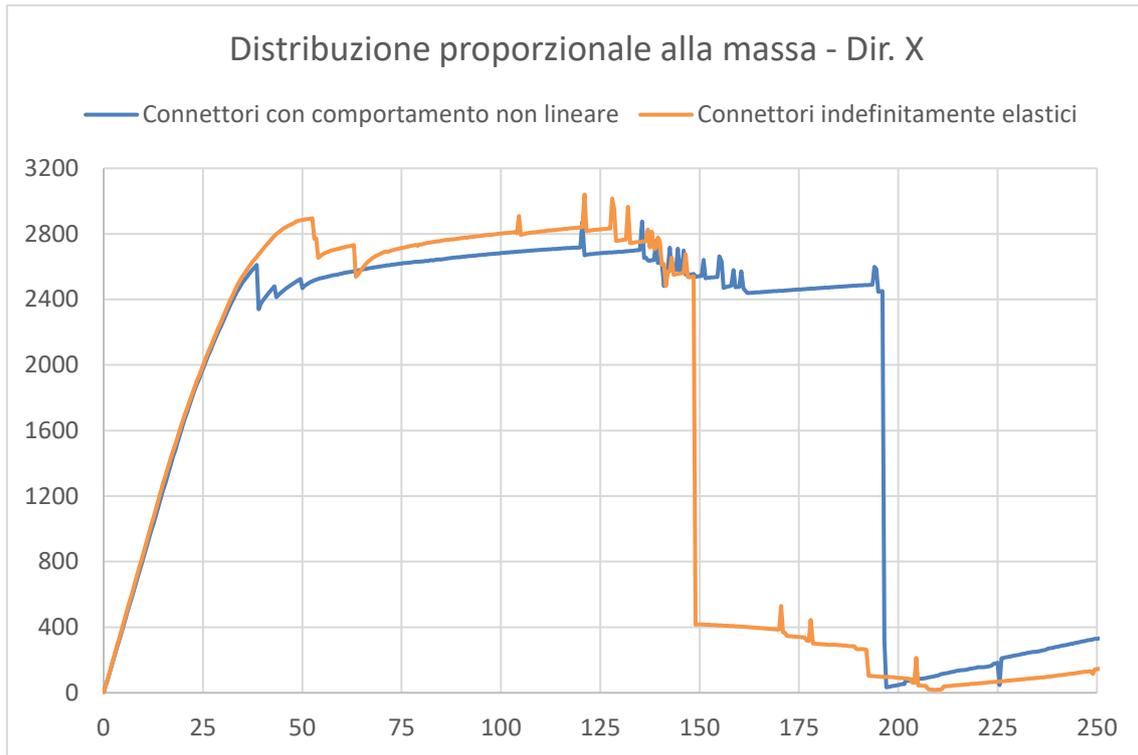
### 6.3.4 Confronto dei risultati

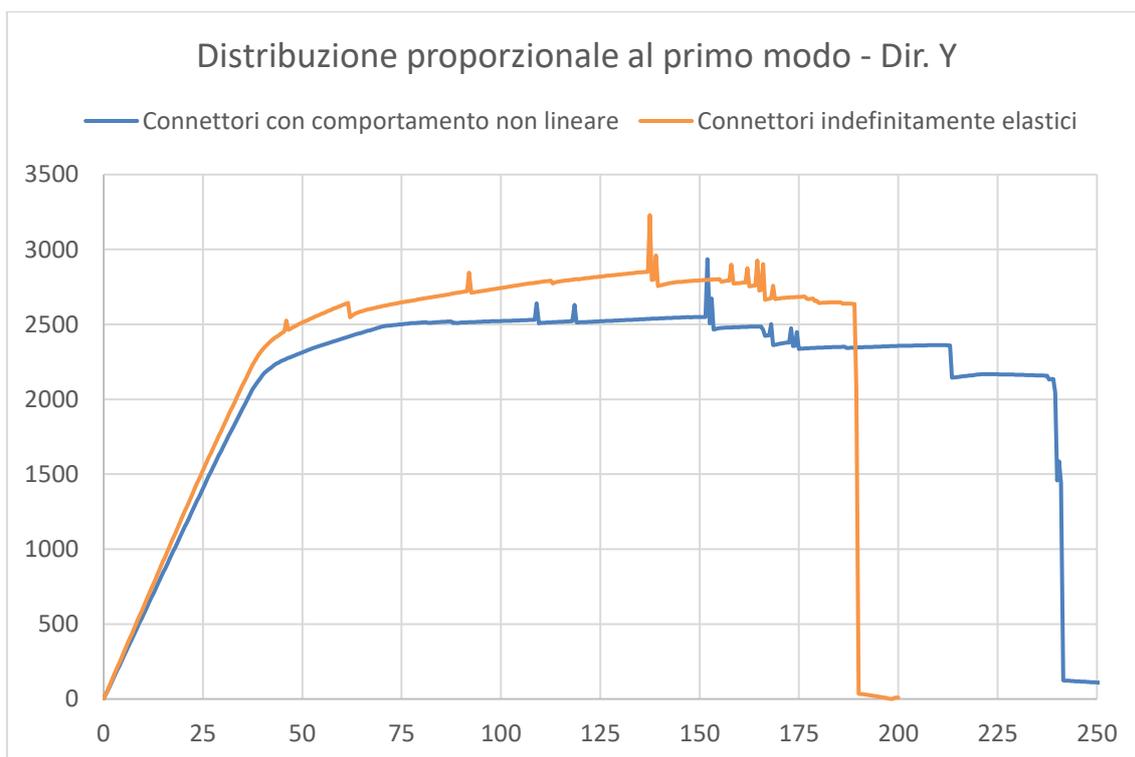
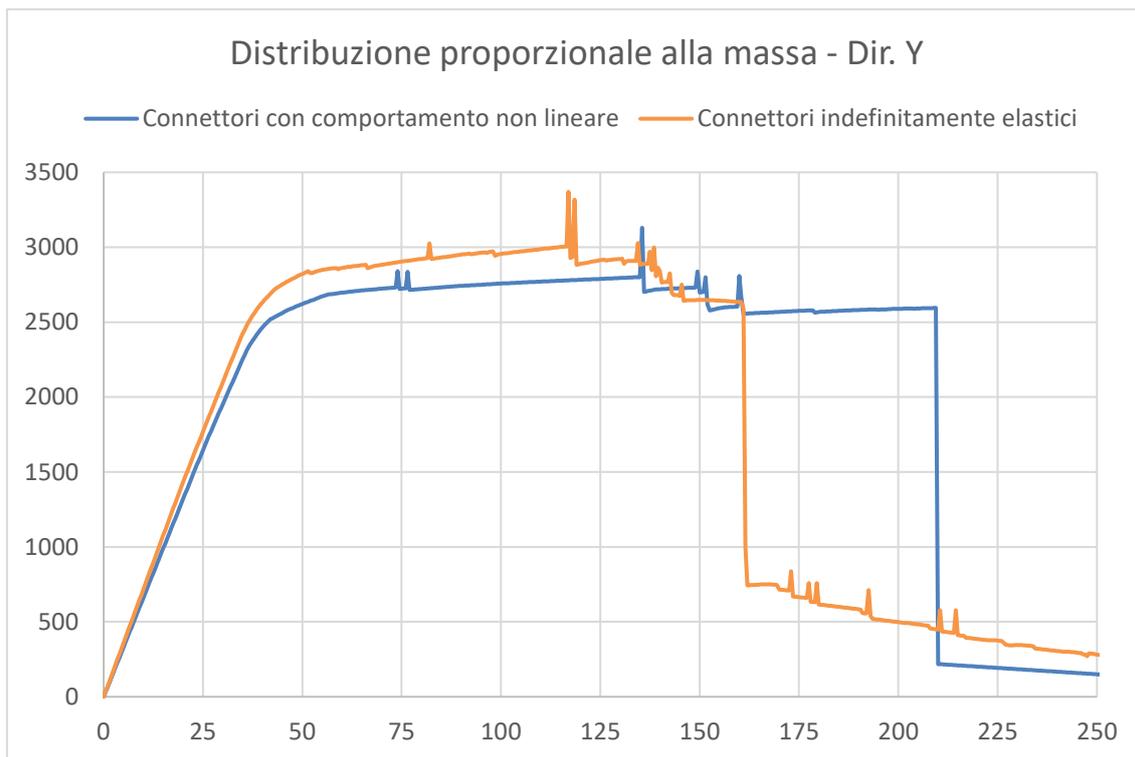
Avendo svolto svariate analisi di pushover su diverse tipologie di modelli, sia esistenti sia successivi all'inserimento del sistema di rinforzo esterno, vengono effettuati dei confronti finalizzati a valutare l'entità del miglioramento ottenibile con l'intervento.

#### 6.3.4.1 Confronto struttura rinforzata al variare del comportamento dei connettori

Al fine di definire in maniera più chiara ed esaustiva le differenze di comportamento che si hanno considerando nel primo criterio di progetto i connettori elastici o meno, vengono messe a confronto le curve di capacità ottenute nei due casi.

Nei grafici che seguono vengono riportate le curve di comportamento corrispondenti alle quattro distribuzioni di forze orizzontali considerate, sia nel caso di connettori con comportamento non lineare sia nel caso di connettori indefinitamente elastici.





Si nota innanzitutto che per ogni distribuzione di azioni orizzontali considerata le curve associate ai connettori con comportamento indefinitamente elastico sono caratterizzate da maggiore resistenza e minore spostamento in condizioni ultime.

Questo risultato è principalmente dovuto al fatto che, essendo i connettori in questo caso sempre in grado di trasferire le sollecitazioni tra struttura esistente e rinforzo esterno, il sistema globalmente ha un comportamento più rigido, per cui la quota parte maggiore di sforzi viene assorbita dal sistema TimeSafe, che è stato progettato specificamente per sopportare l'azione sismica.

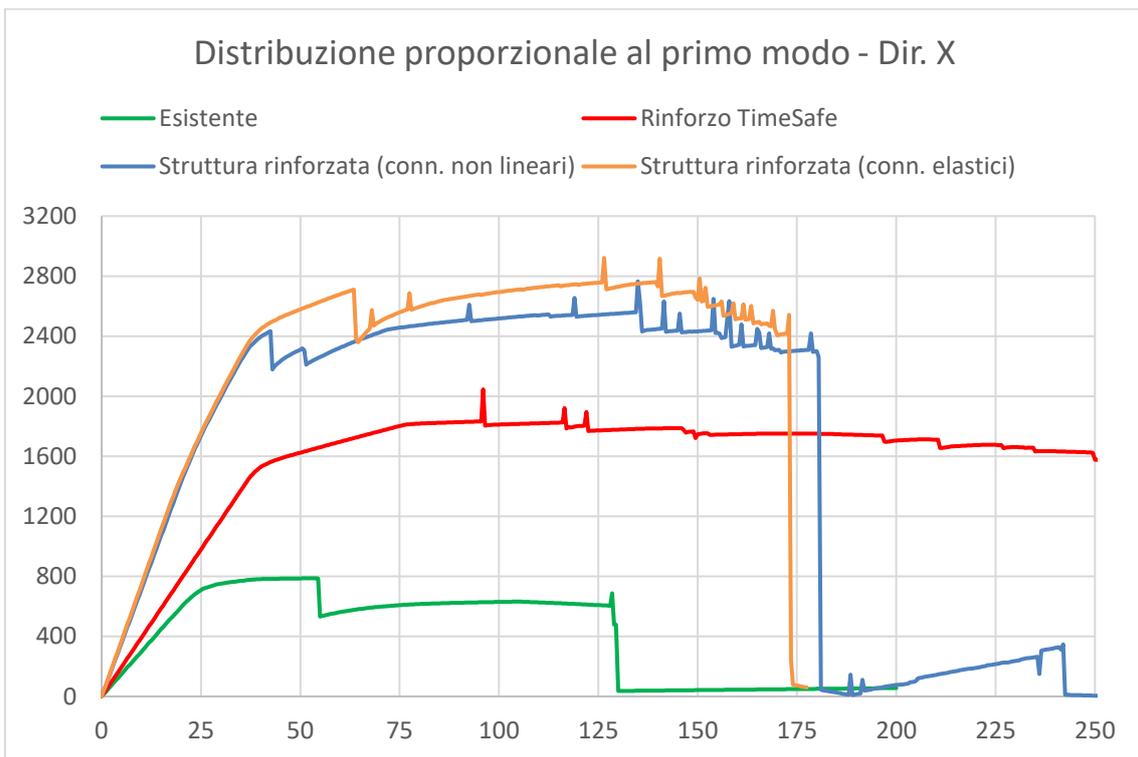
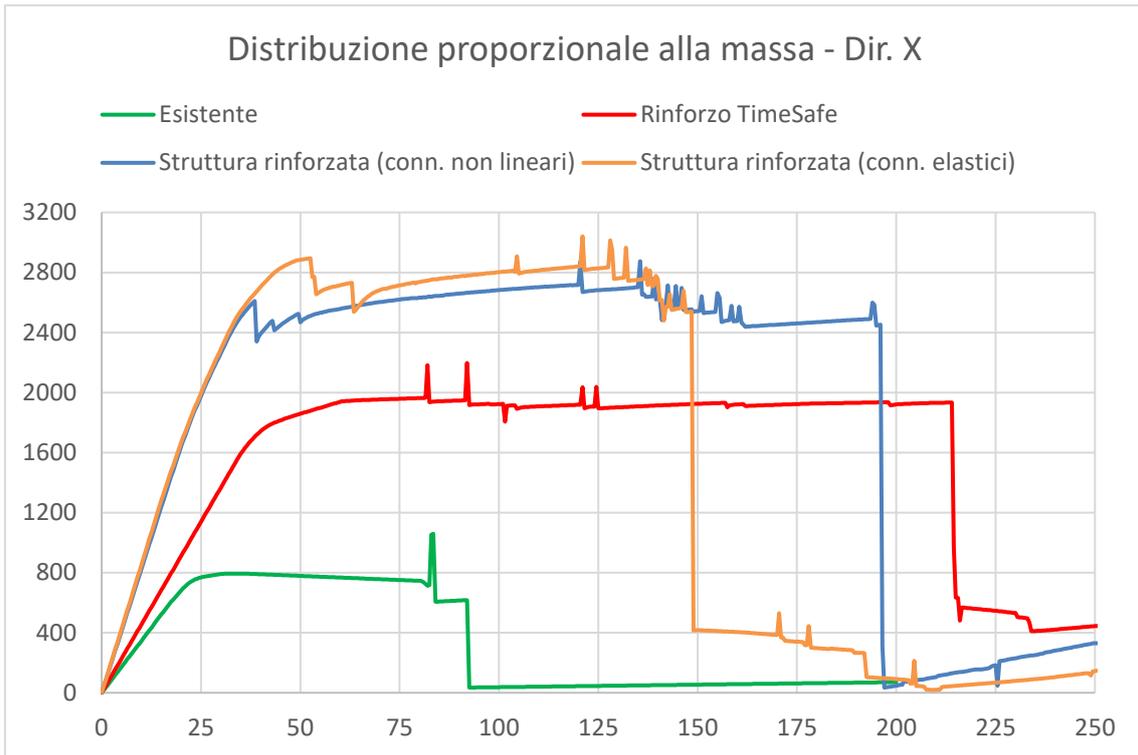
Viceversa, quando si considerano i connettori con comportamento elastoplastico essi una volta raggiunta la crisi non riescono più a trasmettere gli sforzi da un sistema all'altro. Pertanto globalmente la resistenza massima è inferiore mentre lo spostamento in condizioni ultime risulta più elevato poiché entrambi i sistemi sono caratterizzati da elevata duttilità e complessivamente si hanno maggiori risorse plastiche.

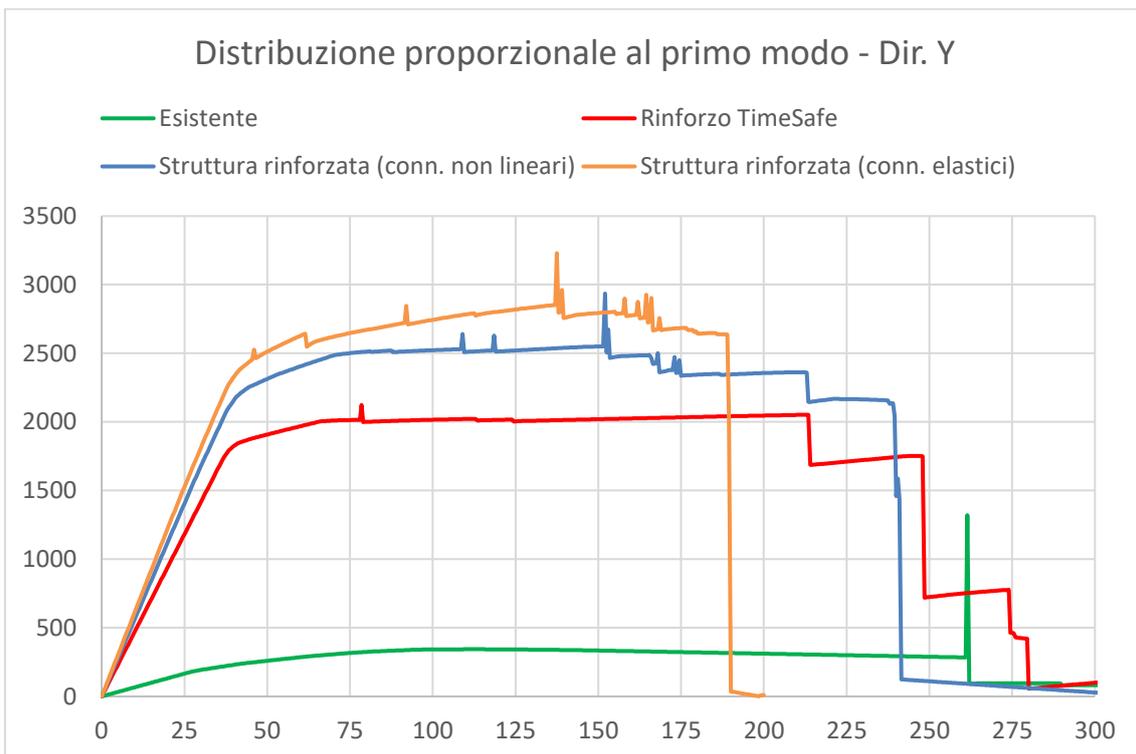
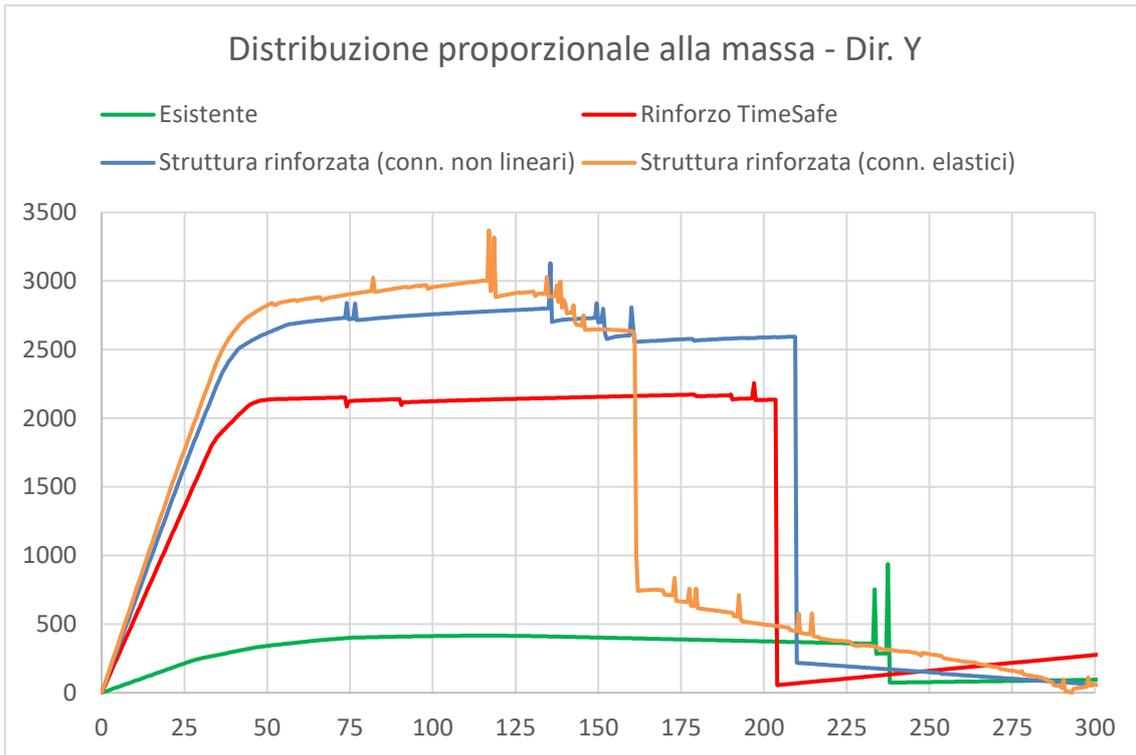
Infine, osservando le curve di pushover con distribuzioni agenti in direzione Y si nota che il ramo elastico ha una pendenza maggiore se si considerano i connettori indefinitamente elastici. Questo risultato è dovuto principalmente all'aumento del modulo elastico dell'acciaio di un ordine di grandezza, inoltre in tale direzione le connessioni lavorano con un tasso più elevato poiché essa è quella debole.

#### 6.3.4.2 Confronto fra le analisi dei vari sistemi

In ultima battuta, vengono messe a confronto le curve di pushover associate alle quattro distribuzioni di forze orizzontali considerate per i vari modelli. In questo modo si intende valutare dal punto di vista grafico il differente comportamento relativo alla struttura pre-intervento, al solo sistema di rinforzo (secondo criterio di progetto, in cui l'azione sismica è sostenuta dal solo sistema TimeSafe) e alla struttura esistente con sistema esterno applicato (nelle due varianti di comportamento dei connettori).

Nei grafici che seguono si mostrano le curve di pushover dei vari modelli studiati per ciascuna distribuzione di forze in direzione X e Y e considerando cerniere a sola flessione.





Innanzitutto, osservando la pendenza del tratto elastico di ogni curva, è possibile notare che la struttura esistente pre-intervento mostra una rigidezza molto più ridotta rispetto al solo sistema di rinforzo e alle soluzioni con collaborazione fra i due.

Osservando, invece, l'ampiezza del tratto plastico delle varie curve si nota che tendenzialmente il sistema di rinforzo TimeSafe già da solo presenta uno spostamento ultimo molto elevato, quindi risulta molto duttile. Il primo criterio di progetto, invece, evidenzia a seconda della tipologia di comportamento dei connettori spostamenti ultimi abbastanza diversi: in particolare, assumere connettori con comportamento indefinitamente elastico porta come già osservato a maggiore resistenza a fronte di minore duttilità; viceversa, considerando la possibilità di plasticizzazione dei connettori si ha minore resistenza ma lo spostamento ultimo è confrontabile con quello del solo sistema TimeSafe.

Per quanto riguarda, infine, la struttura esistente si nota che in direzione X l'aumento di spostamento ultimo ottenuto con l'intervento è molto elevato, mentre in direzione Y esso risulta diminuire. Ricordando, infatti, il comportamento osservato dalle analisi di pushover del solo fabbricato esistente si era visto che in direzione X esso risultava molto rigido e poco deformabile, viceversa in direzione Y esso era poco resistente ma molto duttile.

## **7. Conclusioni e sviluppi futuri**

---

### **7.1 Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente**

Sono state condotte diverse tipologie di analisi dell'edificio esistente che hanno permesso di valutarne in modo esaustivo il comportamento in campo elastico ed elastoplastico, la vulnerabilità sismica e i meccanismi di funzionamento della struttura in condizioni di incipiente collasso. In particolare, sono stati illustrati degli approcci di volta in volta più complessi e accurati per la definizione dell'indice di sicurezza della struttura.

In primo luogo, è stato esposto il calcolo approssimato, utile per avere una prima indicazione sul risultato atteso, dopodiché sono state effettuate delle analisi statiche lineari che, agendo in maniera iterativa su modelli con diversi gradi di vincolo dei cordoli, hanno fornito un'indicazione più raffinata del valore di I.S. considerando in maniera semplificata la plasticizzazione di alcuni elementi. Le analisi dinamiche modali eseguite successivamente hanno permesso di determinare la vulnerabilità sismica dell'edificio esistente tenendo conto anche delle forme modali di indice superiore, fornendo inoltre un supporto per i confronti con la condizione successiva all'intervento.

Infine, attraverso le analisi di pushover è stato possibile definire il comportamento della struttura esistente in campo non lineare, individuando i possibili meccanismi di collasso, il fattore di comportamento effettivo e l'indice di sicurezza del sistema. La vulnerabilità sismica calcolata tramite analisi non lineari risulta più bassa rispetto a quella ottenuta dalle dinamiche modali poiché nel primo caso si tiene conto dei particolari costruttivi e delle risorse plastiche della struttura, infatti il fattore di comportamento è sensibilmente maggiore rispetto a quello suggerito da normativa.

Globalmente, per effettuare gli studi di vulnerabilità successivi si è quindi deciso di fare riferimento ai valori di indice di sicurezza pre-intervento forniti dalle analisi dinamiche modali, mentre i risultati delle analisi di pushover sono stati utilizzati per comprendere il diverso funzionamento del sistema con e senza rinforzo.

## 7.2 Comportamento del sistema di rinforzo in campo lineare

Lo studio del sistema di rinforzo è stato effettuato scegliendo di trascurare, dal punto di vista della resistenza nei confronti degli Stati Limite Ultimi, la parete in spritz beton. In questo modo la progettazione risulta molto più semplice in quanto è possibile fare riferimento alle indicazioni normative per strutture a telaio, evitando le verifiche di resistenza della parete che, avendo una geometria particolare, potrebbero risultare complesse.

Analizzando in campo dinamico lineare la struttura con rinforzo TimeSafe è stato possibile osservare che i connettori a taglio non influiscono in maniera apprezzabile sulla risposta, pertanto per aumentare le prestazioni del sistema è risultato evidente che non si potesse agire sulle dimensioni e sulle caratteristiche di tali elementi. Quindi successivamente è stato scelto di porre l'attenzione sulle sezioni e sulla geometria del sistema di rinforzo a telaio, valutando il miglioramento ottenibile attraverso diverse soluzioni.

Lo studio di dettaglio del sistema di rinforzo è stato eseguito in un primo momento ipotizzando che anche l'edificio esistente potesse collaborare alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche. In questo caso la funzione del rinforzo esterno è solamente quella di ridurre le sollecitazioni sismiche sugli elementi strutturali del fabbricato in modo tale da consentire il soddisfacimento delle verifiche di resistenza per almeno il 60% della PGA di progetto. Tuttavia, è emerso che, non considerando il contributo resistente della parete di completamento in calcestruzzo proiettato, il sistema di rinforzo non risulta abbastanza rigido da assorbire una quota parte significativa di azione sismica (e quindi sgravare gli elementi dell'edificio esistente) se non con sezioni di pilastri e traversi talmente importanti da non permetterne la realizzazione.

Pertanto, successivamente il sistema di rinforzo è stato studiato assumendo che l'edificio esistente non fosse in grado di collaborare dal punto di vista sismico. In questo caso il sistema TimeSafe deve farsi carico di tutta la sollecitazione sismica, per cui il dimensionamento è più gravoso rispetto all'approccio precedente. Tuttavia, applicando un rinforzo con pilastri di dimensioni pari a 25x25 cm e traversi 25x40 cm è stato

possibile soddisfare le verifiche nei confronti di un'azione sismica pari al 60% della PGA di progetto mantenendo le armature e i valori di spostamento entro limiti accettabili.

### 7.3 Comportamento del sistema di rinforzo in campo non lineare

Infine, le analisi di pushover della struttura rinforzata hanno evidenziato che entrambi i criteri di progetto portano a un sistema con fattore di comportamento molto maggiore rispetto a quello considerato nelle analisi elastiche, pari a 1.5. Questo risultato ha permesso di capire il motivo per cui l'indice di sicurezza, sia della struttura esistente sia della struttura con sistema di rinforzo, valutato con analisi di pushover sia tendenzialmente più elevato rispetto a quello calcolato con analisi elastiche. Pertanto, un possibile studio futuro potrebbe essere volto alla progettazione del sistema di rinforzo considerando le indicazioni normative per strutture con comportamento dissipativo, in modo da poter utilizzare un fattore di comportamento più elevato e abbattere in maniera significativa l'azione sismica di progetto. In questo contesto, per l'edificio esistente sarà necessario limitare il fattore di comportamento della struttura ad un valore massimo pari a 3 in quanto è bene non affidarsi troppo alle capacità in spostamento di tali strutture.

### 7.4 Sviluppi futuri del sistema TimeSafe

Visti i risultati ottenuti, si ritiene che sia possibile migliorare il comportamento del sistema di rinforzo TimeSafe prevedendo delle modifiche dal punto di vista tecnologico, ad esempio gettando pilastri e traversi in aderenza all'edificio esistente e collegandoli ad esso con dei tasselli multifunzione, che fungano altresì da distanziali e sostegni per i casseri in polistirene. In questo modo si può ottenere una migliore collaborazione fra le due strutture in quanto non si ha più alcuno spostamento relativo, tuttavia in queste zone sarà necessario ripristinare l'isolamento termico posizionando casseri a perdere in polistirene all'esterno.

## **8. Bibliografia e sitografia**

---

CSPFea Engineering Solutions, *Midas Gen: Analysis Manual*, cap. 2

Piero Pozzati, Claudio Ceccoli, “*Teoria e tecnica delle strutture.*”, UTET, 1983

Piero Pozzati, Claudio Ceccoli, “*Teoria e tecnica delle strutture. Vol. 2\1: Sistemi di travi. L'interpretazione elastica.*”, UTET, 1986

Piero Pozzati, Claudio Ceccoli, “*Teoria e tecnica delle strutture. Vol. 2\2: Sistemi di travi. Applicazioni Pratiche*”, UTET, 1980

Piero Pozzati, Claudio Ceccoli, “*Teoria e tecnica delle strutture. Vol. 3: Sistemi di travi.*”, UTET, 1988

Robert Davis Cook, “*Finite element modeling for stress analysis*”, Wiley, 1994

Carlos Felippa, “*Advanced Finite Element Methods*”, University of Colorado, 2000

Carlos Felippa, “*Introduction to the Finite Element Method*”, University of Colorado, 2004

Claudio Borri, *Dispense del corso di Meccanica Computazionale*, Università di Firenze,  
a.a. 2005/2006

Leone Corradi Dell'Acqua, "*Meccanica delle Strutture, Volume 2: Le teorie strutturali e  
il metodo degli elementi finiti*", McGraw-Hill, 2010

Stefano de Miranda, *Dispense e appunti del corso di Calcolo Automatico delle Strutture  
M*, Università di Bologna, a.a. 2017/2018

Claudio Mazzotti, *Dispense e appunti del corso di Tecnica delle Costruzioni M*,  
Università di Bologna, a.a. 2017/2018

Pier Paolo Diotallevi, *Dispense e appunti del corso di Progetto in Zona Sismica M*,  
Università di Bologna, a.a. 2018/2019

Marco Savoia, *Dispense e appunti del corso di Progetti di Strutture M*, Università di  
Bologna, a.a. 2018/2019

## 9. Ringraziamenti

---

Ringrazio per primi i miei genitori, Emilio e la Berna, perché se oggi sono la persona che sono e se alla fine sono arrivato a questo traguardo il merito è soprattutto loro. Non sono forse mai riuscito a ringraziarvi come meritate per avermi sempre aiutato nei momenti difficili, sostenuto quando pensavo di non farcela, per avermi sempre seguito nelle mie scelte consigliandomi nel migliore dei modi e facendomi vivere la vita che volevo. So che questo sostegno da parte vostra non verrà mai a mancarmi nonostante ormai sia diventato grande, e spero che questo mio traguardo vi possa rendere orgogliosi quando parlerete di me.

Meritano un ringraziamento anche le mie sorelle Anna e Giulia, fosse anche solo perché da sempre riescono in qualche modo a sopportarmi, ma che in verità per me ci sono sempre state e sempre ci saranno per parlare, ascoltarmi, confidarsi e riservarmi una parola gentile quando ne ho bisogno.

Un grandissimo grazie va anche a mio zio Roberto, che da sempre mi ha seguito durante i miei percorsi di studio sostenendomi e interessandosi alle piccole tappe che una ad una mi hanno portato dove sono ora.

Ringrazio il professor Marco Savoia, che mi ha sempre trasmesso passione durante tutto il percorso di tesi e mi ha seguito in ogni passo con grande disponibilità e professionalità; mi ritengo fortunato ad aver partecipato a questo progetto sotto la sua supervisione, ed ogni occasione avuta per confrontarsi è stata per me estremamente istruttiva e stimolante. Ci tengo particolarmente a ringraziare per la sua gentilezza la professoressa Elena Ongaretto, che sin da subito mi ha messo molto a mio agio e mi ha sempre fornito aiuto con grande disponibilità. Un ringraziamento anche al professor Luca Pozza, che con poche parole e la sua caratteristica pazienza mi ha sempre garantito un aiuto qualora ne avessi avuto necessità. Ringrazio infine la professoressa Anna Saetta, Diego Talledo e Andrea Doria per essere sempre stati disponibili e per avermi trasmesso costantemente passione nel lavoro che stavo facendo.

Un enorme grazie agli ingegneri di LaBo Progetti Roberto Francia, Marco Stacchini e Ruggero Tubertini per avermi accolto durante l'esperienza di tirocinio e per avermi insegnato e trasmesso la passione per questo mestiere.

Ringrazio i miei amici di sempre Ale, Tom, Jaco, Dona, Visa, lo Zio, Jo, Luca e Pala...perché sono le persone che mi conoscono meglio, che conoscono il Mr. Hyde celato dietro al Dr. Jekyll, che per me ci sono sempre per qualsiasi cosa, che da sempre animano le mie giornate, le mie serate e la mia vita.

Non posso non ringraziare i miei coinquilini Luca e Andrea, i fratelli che non ho mai avuto, che in questi anni vissuti insieme sono stati testimoni di momenti di tensione, di festa, di studio e di gioco. Ho avuto una fortuna enorme a trovare persone come voi, sempre disposte ad ascoltarmi, a scherzare, a rendere ogni situazione più leggera con piccoli gesti e questi anni non sarebbero stati gli stessi se non li avessi vissuti insieme a voi.

Ringrazio Bubu, Matti e Palletta, il primo gruppo di studio con cui ho lavorato in questo percorso...come se non fossero già abbastanza i due Matteo, con cui ne ho passate di cotte e di crude negli ultimi sei anni, è entrato dentro anche Mattia. Si dice che squadra che vince non si cambia, ma noi abbiamo deciso di non cambiare anche dopo la sconfitta, perché “non c’è sconfitta nel cuore di chi lotta!”. Voglio ringraziarvi perché senza voi tre a dare movimento a questi due anni il mio percorso sarebbe stato certamente molto diverso.

Ringrazio gli amici e le persone che in questi anni sono entrate a far parte della mia vita...qui la lista si allunga e spero davvero di non dimenticare nessuno, non vogliatemene se ciò dovesse accadere.

Voglio ringraziare Marco Piras e Francesco, con cui sono nate una stima e un’amicizia molto forti, per essere sempre stati presenti quando c’era bisogno di confrontarsi, aiutarsi, darsi una mano e per le tante serate passate insieme (.....). Un ringraziamento va anche a Nicolò, Eva, Badins e Andreana per essere sempre stati disponibili a passare del tempo insieme, uscire, andare a correre o anche semplicemente per svagarsi e parlare un po’. Desidero ringraziare i miei amici pugliesi Antonio, Matteo e Gabriele perché mi hanno accolto con tanta gentilezza e perché insieme abbiamo condiviso tante giornate di studio, chiamate e serate. Ringrazio Edoardo, con cui ho condiviso progetti e momenti di studio durante questi due anni, per la sua immensa disponibilità, la sua spensieratezza contagiosa, per avermi reso partecipe del suo gruppo di amici e per i tanti momenti di

confronto che non smetterò mai di apprezzare. Un grazie a Luca, Luciano, Vincenzo, Emanuele, Tancredi, Marco (il ciociaro) che sono state fra le prime persone che ho conosciuto e su cui ho sempre potuto contare in questi anni.

Un immenso grazie ad Andrea, il mio mentore, allenatore, amico, babbo, confidente e tanto altro ancora perché in tutti questi anni è sempre stato disponibile ad aiutarmi, sostenermi e consigliarmi nel momento del bisogno.

Come non ringraziare Monica, Davide e i Borderline Pier, Musio, Gegio, Monia, il Gallo, Massimo e tutti gli altri, gli amici dello squash di anni che hanno deciso di accogliere un romagnolo nella loro squadra. Se non avessi avuto loro non avrei avuto la mia principale valvola di sfogo, quello sport che tanto ami e altrettanto a volte odi, né tantomeno avrei avuto la possibilità di passare pomeriggi e serate tanto belle e rilassanti.

Lascio alla fine la persona che mi è stata più vicina in questo percorso, che negli ultimi mesi e nelle ultime settimane mi ha dedicato tutto il tempo che aveva e mi ha aiutato così tanto da rendermi difficile anche solo formulare queste parole. Lei, che ho conosciuto proprio all'inizio di questo percorso di laurea, così diversa da come apparivo io...Lei sempre in prima fila, in mezzo a "quelli bravi", mentre io spesso in ritardo rimanevo nelle ultime file, guardandola a distanza di sicurezza, quasi temendo di avvicinarmi. È stato proprio questo percorso che ci ha fatti avvicinare (insieme a tante altre circostanze tragicomiche su cui probabilmente è meglio sorvolare). Adesso posso dirlo con sicurezza: se non ci fosse stata Lei questo percorso non sarebbe stato così bello, né tantomeno questa tesi sarebbe stata possibile senza il suo fondamentale aiuto e sostegno, e sicuramente se Lei non ci fosse stata ora non mi troverei qui a scrivere queste righe conclusive. Grazie Chiara per tutto quello che hai fatto per me, per non avermi negato mai il tuo aiuto, per avermi sostenuto sempre, per le attenzioni che mi dedichi, per ascoltarmi, per avermi voluto conoscere fino in fondo, per avermi accolto nella tua casa... grazie per come sei e per come fai essere me, per rendermi così sereno, felice e per essere entrata nella mia vita. Voglio, infine, ringraziare anche la tua famiglia, i tuoi genitori Carla e Stefano e i tuoi fratelli Davide e Gabriele, per essere sempre stati gentili con me e per avermi fatto sempre sentire a casa.

Bologna, 28/05/2020