



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Laurea Magistrale di Ingegneria Civile

A.a. 2020/2021

Sessione di Laurea Luglio 2021

**Studio del Miglioramento sismico,
affrontato con Metodologia B.I.M., di un
capannone per Logistica in C.A.P**

Relatore:

Professore Rosario Ceravolo

Correlatore:

Ing. Andrea Alberto

Candidati:

Claudio Melloni

S266718

*A Dio,
Alla mia Famiglia,
Agli Angeli in Cielo,
Agli Angeli sulla Terra,
Ai miei compagni di viaggio.*

Sommario

1	Introduzione	4
2	Presentazione del Problema	9
2.1	Rischio sismico	9
2.2	Sisma-Bonus	10
2.3	Capannoni Industriali	11
2.4	Il Capannone in questione.....	14
2.5	Sisma nella zona	16
3	Processo B.I.M.....	21
3.1	Riepilogo passaggi	21
3.2	Rilievo con l'ausilio del Laser Scanner.....	21
3.3	Restituzione Modello Revit	26
3.4	Passaggio in Advance Design.....	30
3.5	Studio dello stato di fatto in Advance Design	36
3.6	Verifica giunti in Idea Statica.....	43
3.7	Giunti in Revit	47
3.8	Navisworks	51
4	Due metodi (Scelte progettuali).....	54
4.1	Stato di fatto.....	54
4.2	Prima soluzione	58
4.2.1	Filosofia	58
4.2.2	Particolari costruttivi	60
4.3	Seconda soluzione.....	71
4.3.1	Filosofia	71
4.3.2	Particolari costruttivi	73
5	Normativa e verifiche	80

5.1	Quadro normativo.....	80
5.2	Verifiche	84
6	Conclusioni	101
6.1	Risultati miglioramento.....	101
6.2	Vantaggi B.I.M.	121
7	Bibliografia	126

1 Introduzione

La tesi di seguito descritta, intitolata “Studio del Miglioramento sismico, affrontato con Metodologia B.I.M., di un capannone per Logistica in C.A.P”, è una tesi di natura Aziendale. Questo tipo di Tesi è caratterizzata da tematiche prettamente pratiche riguardanti il tema trattato, ponendo molte attenzioni su due aspetti fondamentali: funzionalità e fattibilità.

La funzionalità è dovuta al fatto che le soluzioni pensate per gli interventi previsti devono garantire il raggiungimento di risultati utili per la struttura in questione. Questa dote prevede che l'intervento produca vantaggi proporzionali all'onere delle operazioni attuate. Il Miglioramento è finalizzato all'ottenere il massimo risultato voluto con il minor sforzo da parte sia dell'appaltatore, in termini di tempi di realizzazione e di organizzazione, sia del committente, che per tale Miglioramento non è costretto a rinunciare alle caratteristiche originarie della struttura che valorizzano il Capannone.

La fattibilità dell'intervento è la proprietà che riguarda la reale possibilità di realizzazione in fase di costruzione e nella fase successiva all'inserimento. La fattibilità si traduce nello studio dei dettagli costruttivi caratteristici dell'intervento, imponendo come condizione principale che ogni soluzione pensata non sia impossibile da attuare. Questa condizione fa sì di prevedere le fasi future alla progettazione, anticipando problematiche e incongruenze che possono dimostrarsi irrisolvibili in cantiere.

Queste due proprietà non sono solamente caratterizzanti della tesi aziendale, ma sono anche tra le proprietà più importanti che descrivono al meglio le potenzialità della progettazione con Metodologia B.I.M. che caratterizza questo elaborato di tesi.

La Metodologia B.I.M. prevede uno studio approfondito di tutti le fasi che riguardano la progettazione, la costruzione e la vita dell'opera dopo il termine delle operazioni. Il processo di tale Metodologia ha l'obbiettivo di comprendere tutte le figure professionali che partecipano alla realizzazione dell'opera o dell'intervento. Per questi motivi il concetto fondamentale del B.I.M. è quello dell'interoperabilità.

La tesi in questione, che verrà tra poco descritta, prevede un intervento specificatamente ingegneristico. In questo caso non partecipano professionisti che si occupano di impianti

o che partecipano all'aspetto architettonico, allo stesso tempo l'interoperabilità entrerà in gioco con la collaborazione tra progettista, modellatore, modellatore dei costruttivi e coordinatore del cantiere.

Nella tesi le figure in gioco sono interpretate dal tesista, che si è preoccupato di rispondere in modo esauriente a tutte le questioni che l'intervento presenta nella sua realizzazione, vestendo i panni delle figure coinvolte.

La finalità ultima di questo modo di progettare è l'accompagnamento passo per passo dell'opera, cercando di risolvere i problemi prima che si presentino in cantiere, mettendo nelle condizioni migliori possibili chi prende in mano il progetto dopo ogni step, evitando di trascurare dettagli che possano compromettere lo scopo dell'opera o dell'intervento.

I mezzi con cui sono raggiunte queste finalità sono rappresentati da software moderni che curano le esigenze tecniche e illustrative dell'opera. Tali programmi sono sempre accompagnati dalla professionalità di chi li utilizza. Il professionista ha il dovere di giustificare i risultati secondo la sua esperienza attraverso un approccio teorico e scientifico che sta alla base della materia ingegneristica.

Il tema della tesi, come già citato, riguarda il miglioramento sismico di un Capannone industriale con la metodologia B.I.M. appena descritta.

Il Capannone industriale, per sua stessa natura, presenta criticità molto rilevanti nell'ambito della resistenza alle azioni esterne orizzontali. Non è solitamente progettato per eventi che possono tradursi in quel tipo di sollecitazione. Gli effetti dell'aver trascurato queste azioni orizzontali possono essere catastrofici sia a livello di danni materiali sia a livello di persone coinvolte in possibili crolli.

Il miglioramento sismico in questione vuole andare a risolvere questa vera e propria labilità intrinseca al progetto di tale Capannone, rendendolo un posto più sicuro per lavoratori e merci. L'intervento ha l'obiettivo di risanare la struttura secondo le norme vigenti e allo stesso tempo valorizzarla a livello commerciale.

Questi miglioramenti sono molto attuali nel nostro Paese per via delle agevolazioni offerte dallo Stato per rilanciare il nostro tessuto industriale e aggiornarlo in maniera adeguata al pericolo sismico che contraddistingue l'Italia. Lo stato italiano possiede un

patrimonio storico-commerciale che va preservato con interventi precisi e funzionali per non compromettere la propria storicità e il proprio beneficio economico.

Per questi motivi, al momento della proposta di Tesi della LGA Engineering, dopo una prima esperienza rappresentata dal tirocinio curricolare, l'allora non-ancora tesista è stato entusiasta nell'accettare il tema proposto. La possibilità di sperimentare una Metodologia all'avanguardia su un tema così attuale in un caso così specifico ha reso la tesi un continuo stimolo per il tesista per capire le condizioni reali che condizionano interventi di questo tipo.

La Metodologia B.I.M. non cambia a livello processuale lo studio strutturale di una struttura, non evita al progettista il calcolo a mano, o con fogli di calcolo, della parte progettuale. Questo consente di sposare le conoscenze imparate in ambito accademico in un caso reale incontrando tutti quegli aspetti magari di meno rilievo ma comunque degni di attenzione in contesti lavorativi.

Il B.I.M. ha concesso al tesista di vestire più vesti in un flusso continuo e ha permesso l'interessamento ad ambiti particolari come il momento di realizzazione o come quello riguardante la modellazione del dettaglio costruttivo, trasferendo dalla carta al software la soluzione pensata.

Nello specifico la tesi si occuperà di un Capannone industriale che si trova a Verzuolo, in provincia di Cuneo. Questo Capannone è una proprietà dell'impresa Tonoli che si occupa di stoccaggio e logistica merci. La destinazione d'uso della struttura è una condizione centrale per le scelte progettuali. Il fine ultimo di una struttura è un argomento non troppo trattato durante il periodo accademico. In questa tesi, la condizione dettata dal proprietario del Capannone non permette al progettista di risolvere il problema sismico aggiungendo controventi invadenti e limitanti per le funzionalità della struttura. Un'attenzione ulteriore è quella riguardante il costo del miglioramento sismico. Non è stato possibile prevedere interventi irrealizzabili nella realtà perché troppo onerosi. Il sito è all'interno di una zona che è classificata in termini sismici in "Zona 3". L'entità di una sollecitazione sismica prevista in questa zona non è tra le più preoccupanti, nonostante questo la soluzione trascura la poca pericolosità del sisma previsto e ricerca uno stato di sicurezza che sia sufficiente anche in condizioni più gravose di sisma.

Il Capannone industriale presenta una separazione nella zona centrale che provoca la distinzione in due blocchi di tale struttura. Questi due blocchi sono distanti 4 cm l'uno dall'altro e sono a forte rischio di martellamento sotto sisma. Preoccupa anche la risposta sotto sisma in termini di spostamento nella direzione perpendicolare a quella del possibile martellamento per la natura dei telai e dei giunti degli elementi che compongono la struttura.

Il processo previsto per la progettazione attraversa una prima modellazione su Revit derivante da un dettagliato rilievo Laser Scanner in sito che permette l'inizio dello studio dello stato di fatto. Il rilievo Laser Scanner è una modalità innovativa di rilievo che ha il fine ultimo di permettere una rappresentazione reale della struttura rilevata, evitando di semplificare un elemento, per esempio, con ipotesi eccessive e consentendo anche dall'ufficio un accertamento continuo di misure geometriche che magari sarebbero potute mancare da un rilievo tradizionale. Il modello su Revit concretizza queste finalità inserendo la struttura nel PC.

Dopo questo si passerà all'importazione del modello su un software di analisi agli elementi finiti che può confrontare la struttura prima e dopo l'intervento attraverso analisi strutturali che prevedono la determinazione di spostamenti e sollecitazioni sotto sisma. Sarà poi possibile conoscere i risultati di una analisi modale completa per il caso in esame. Questa è la base del problema ingegneristico-progettuale, perché solo il software di analisi garantisce una certa veridicità del risultato ottenuto post-intervento.

La progettazione continua con il passaggio in Idea Statica per verificare il singolo giunto inserito nella struttura, sempre controllando con calcoli ad opera del tesista perché non è corretto non interrogare i risultati derivanti dai software. I calcoli derivanti da più fonti diverse permettono un confronto perenne di risultati e di correttezza di questi ultimi.

Una volta note le scelte nel dettaglio costruttivo sono state inserite nel modello in Revit dove è possibile illustrare la forma dell'intervento. L'illustrazione permette di verificare la realizzabilità e l'ingombro delle soluzioni progettuali.

Una volta ottenuto il modello Revit si cerca di descrivere il momento della realizzazione attraverso il software Navisworks. Questo è l'aspetto che forse più si distacca maggiormente dalla teoria della tesi e va accentuare l'attenzione al dettaglio in ambito

del cantiere. Questa parte dà la possibilità al tesista di intravedere le problematiche possibili in fase di realizzazione ed è senza dubbio una delle parti più interessanti della tesi, specialmente perché sottolinea le potenzialità della Metodologia B.I.M.

Le soluzioni pensate e introdotte in questi software sono principalmente due: una tecnologica e una tradizionale. La natura di queste soluzioni è profondamente diversa l'una dall'altra ma entrambe sono in grado di soddisfare le esigenze. La ricerca di più soluzioni è motivata dalla curiosità di confrontare più interventi e di sfruttare al meglio la possibilità di modificare progetti facilmente attraverso i software utilizzati. Questa varietà di interventi, se fossero stati usati metodi tradizionali, avrebbe richiesto molto più tempo e molti più sforzi.

2 Presentazione del Problema

2.1 Rischio sismico

Uno dei temi più attuali nell'ambito della Ingegneria Civile è quello riguardante il miglioramento sismico delle opere esistenti. Il motivo di questa attenzione è legato alla consapevolezza sempre crescente dei possibili danni provocati da una eccessiva Vulnerabilità a questi eventi, dato che la Pericolosità Sismica nel nostro Paese è ormai nota.

In Italia, l'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) registra centinaia di sismi ogni giorno talmente deboli da non essere percepiti. La quotidianità di questi eventi è però interrotta da sismi talmente intensi che non solo sono percepiti, ma vengono ricordati per anni e soprattutto sono ricordati i danni provocati da questi.

I sismi più intensi hanno caratterizzato l'evoluzione delle Norme Tecniche per le Costruzioni e quindi l'evoluzione delle Strutture. Un esempio è l'evento sismico del 31 ottobre 2002, che colpì i territori al confine fra il Molise e la Puglia provocando il crollo una scuola elementare, che spinse lo Stato italiano a classificare l'intero territorio come sismico. Il territorio è diviso in quattro zone per Pericolosità e ogni zona condiziona la fase di progetto di ogni opera al proprio interno. Altri casi sono gli eventi che modificano la Pericolosità prospettata per il luogo in cui avvengono, come è capitato in Emilia nel maggio del 2012.

Il Rischio sismico è temuto non solo per i possibili effetti disastrosi ma anche per la imprevedibilità che lo contraddistingue. Per queste ragioni la prevenzione di questi eventi è una responsabilità di chi si cura della Sicurezza all'interno delle attività praticate all'interno di qualsiasi struttura.

Nell'ambito lavorativo, in azienda, il Datore di Lavoro ha tra le sue priorità la Sicurezza dei dipendenti e dei beni dell'azienda. Oltre allo stimolo dettato dalle responsabilità economiche, morali e penali verso le risorse umane e materiali, il Datore di Lavoro è stato ulteriormente incentivato dallo Stato italiano nel rendere meno vulnerabile le proprie strutture da un punto di vista sismico.

2.2 Sisma-Bonus

Tale incentivo è rappresentato dal Sisma-Bonus. Il Decreto-Legge n.63/2013 introdusse il cosiddetto Sisma-Bonus prevedendo detrazioni per gli interventi di adozione di misure antisismiche. Questa opportunità ha spinto ulteriormente verso Miglioramenti sismici delle strutture.

Il Sisma-Bonus fa parte di una serie di incentivi messi a disposizione dallo Stato, atti a migliorare il patrimonio edilizio sul territorio, che coinvolge le principali problematiche attuali: vulnerabilità sismica, impatto ambientale, miglioramento degli impianti, isolamento termico. Come detto, il Sisma-Bonus prevede una detrazione per quegli interventi che migliorano la risposta sismica di un edificio.

Dal 2013, la percentuale di questi “rimborsi” e i criteri per usufruirne sono cambiati. La prima edizione di tale Bonus derivava a sua volta dal concetto precedente riguardante le Ristrutturazioni e prevedeva percentuali importanti di detrazione ma un tetto massimo dell’intervento limitato. Nel 2017 le percentuali sono arrivate all’85% in alcuni casi mentre il tetto della spesa dell’intervento è salito vertiginosamente. Fino a questo punto la classificazione dell’intervento veniva tradotto dal “salto di classe”, che verrà descritto tra poco.

Data la crisi odierna dovuta alla pandemia mondiale, per rilanciare l’edilizia nonostante i problemi di economia, nel 2020 il Sisma-Bonus è stato rinnovato il Decreto arrivando a una percentuale di detrazione del 110% e alzando il tetto del costo degli investimenti. In questo caso, inoltre, non è più necessario effettuare il “salto di classe”.

Il salto di classe consiste nel migliorare la risposta della struttura in termini di spostamenti e Periodi dei principali Modi di Vibrare della struttura. La prima classificazione del Miglioramento, in termini di spostamenti, è abbastanza banale da comprendere. Il confronto tra gli spostamenti riguarda lo spostamento orizzontale delle parti strutturali della struttura, specialmente in sommità nel caso in esame, dove ci saranno gli spostamenti maggiori. La seconda classificazione è chiara solamente dopo aver visto lo spettro di risposta tra poco mostrato. L’obiettivo è quello di aumentare il periodo della

struttura verso i rami più discendenti della struttura. Le classi vanno dalla A+ (miglior risposta) alla G (peggior risposta).

Il contenuto di questa Tesi non ha come suo principale obiettivo il raggiungimento di una detrazione o di un favore economico, per il particolare caso di studio, ma è stato importante inquadrare il contesto storico-economico. Il Sisma-Bonus attuale verrà probabilmente modificato per percentuali e finanziamenti in futuro, perché la conservazione del patrimonio edilizio è un tema che ancora per tanto tempo sarà una priorità nel nostro paese, data la vulnerabilità citata in precedenza.

The image shows two pages of a technical document, labeled 'ALLEGATO B'. The left page (Fig. 2.1) is titled 'ASSEVERAZIONE AI SENSI DELL'ART. 3 DEL DECRETO MINISTERIALE 28 FEBBRAIO 2017, E SUCCESSIVE MODIFICAZIONI' and 'CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA COSTRUZIONE'. It contains fields for location, coordinates, and a declaration of responsibility. The right page (Fig. 2.2) contains the 'STATO DI FATTO (ante operam)' and 'STATO CONSEGUENTE L'INTERVENTO (post operam)' sections, detailing risk classes (A+ to G), structural safety indices (IS-Vj), and annual loss of value (PAM).

Fig.2.1, Fig.2.2: Facsimile del documento per il confronto dello stato di fatto e lo stato di progetto

2.3 Capannoni Industriali

Una delle categorie di strutture più vulnerabili, e quindi più soggetta al Miglioramento sismico, è quella dei Capannoni industriali. I Capannoni sono strutture prefabbricate molto funzionali per la semplicità di realizzazione e per l'ordinarietà degli elementi

necessari che li compongono. Queste qualità sono il motivo dell'elevato utilizzo su tutto il territorio italiano di questa tipologia strutturale, ma anche la causa dei relativi problemi che verranno meglio descritti.

La praticità dei Capannoni prefabbricati è principalmente usufruita ovviamente dal mondo dell'impresa, ponendo l'accento di un possibile crollo anche sul lato economico commerciale oltre che a quello umano. Alcuni eventi sismici hanno compromesso il tessuto economico delle zone in cui sono avvenuti. I disastri tristemente più ricordati causano crisi economiche di ogni tipo di portata, da quella riguardante una piccola impresa a quella che condiziona un'intera regione.

Ultimamente anche questo tipo di strutture è stato soggetto a un aggiornamento normativo, imponendo una resistenza sufficiente anche alle azioni orizzontali, collegando e progettando i veri elementi rispettando una ben evidente gerarchia delle resistenze. Questo criterio di gerarchia ha come obiettivo quello di prevedere il tipo di collasso della struttura investita dal sisma: nella maniera migliore per dissipare più energia ricevuta possibile, garantendo che la rottura duttile anticipi quella fragile, sfruttando la riserva plastica degli elementi che possono offrirla nel rispetto della stabilità globale e preservando quegli elementi per i quali non è consentito un collasso fragile.

Generalmente, però, questo tipo di strutture se già esistenti non ha queste attenzioni, come verrà evidenziato tra poco; ha una serie di file di pilastri ordinata, con interassi costanti tra le file. I pilastri sono continui dalle fondamenta alla sommità. Nello specifico, ogni fila di pilastri si collega alle altre con una capriata che appoggia sui due pilastri allo stesso punto delle due file che si vuole connettere formando un telaio ortogonale alla fila dei pilastri. Le luci di queste capriate sono abitualmente maggiori della distanza tra un pilastro e il suo consecutivo (o precedente) all'interno della stessa fila. Ortogonalmente allo sviluppo delle capriate, sopra le capriate, vengono posizionati i tegoli di copertura e gli elementi per lo scolo dell'acqua. Oltre ai pilastri, come elementi verticali, ci sono i pannelli di muratura che delimitano i vani principali del Capannone. È difficile trovare Capannoni a più piani, generalmente il vano del capannone va dal piano terra alla copertura superiore.

Il Capannone prefabbricato è caratterizzato da tegoli semplicemente appoggiati alle capriate che a loro voglia sono semplicemente appoggiate alle colonne. Non solo, le

forcelle all'interno delle quali sono inserite le capriate in sommità delle colonne non sono progettate solitamente per resistere a un possibile ribaltamento delle capriate rispetto l'asse longitudinale. Un altro problema è legato al collegamento trave-pilastro attraverso un cuscinetto in neoprene, espediente utile per non far sfregare i due elementi l'uno contro l'altro, ma contemporaneamente annulla il possibile attrito nella direzione dello sviluppo della capriata che potrebbe, in maniera molto limitata, impedire lo slittamento della capriata dalla forcella.

Gli elementi possono essere precompressi, oltre che prefabbricati, in particolar modo i tegoli, e questo avrà delle conseguenze nell'intervento del caso studio. I pannelli di muratura sono incernierati tra loro e collegati esternamente o a filo delle colonne.

Uno dei problemi principali, aldilà dello schema statico citato, è l'entità della massa in sommità del capannone. Il calcestruzzo armato ha una massa considerevole, che non è giustificata in realtà per la funzione della copertura. Se i tegoli fossero più leggeri, l'eccitazione sisma sarebbe più contenuta dato che è direttamente proporzionale alla massa dell'edificio.

Queste caratteristiche portano a una vulnerabilità sismica eccessiva e già descritta, e questi sono i possibili risultati.





Fig.2.3, Fig.2.4: Capannoni crollati per eventi sismici in Emilia nel terremoto del 2012

2.4 Il Capannone in questione



Fig.2.5: Capannone oggetto della Tesi

L'argomento della tesi ha come caso studio un Capannone ubicato a Verzuolo, appena acquistato dall'Impresa TONOLI, che si occupa di logistica, trasporto e stoccaggio merci, dettaglio che condizionerà la soluzione. Il luogo si trova in Zona Sismica 3, ma come detto, non è progettato adeguatamente a resistere ad azioni orizzontali.

Senza entrare ancora nel merito del processo che ha portato la soluzione per il miglioramento sismico di questo Capannone, si è reso necessario presentarsi sul posto per un sopralluogo iniziale.

Il sopralluogo ha avuto lo scopo di realizzare le possibili criticità e un accertamento dello stato di salute degli elementi.

Il Capannone è costituito da due blocchi estremamente vicini tra loro, che li rende sostanzialmente due Capannoni separati, distanziati da 4 cm, e l'obiettivo primario è risolvere il problema del possibile martellamento tra i due blocchi. Questo pone l'accento sul fatto che questo non sia un Miglioramento sismico a rigore, ma un Adeguamento sismico con spostamento imposto.

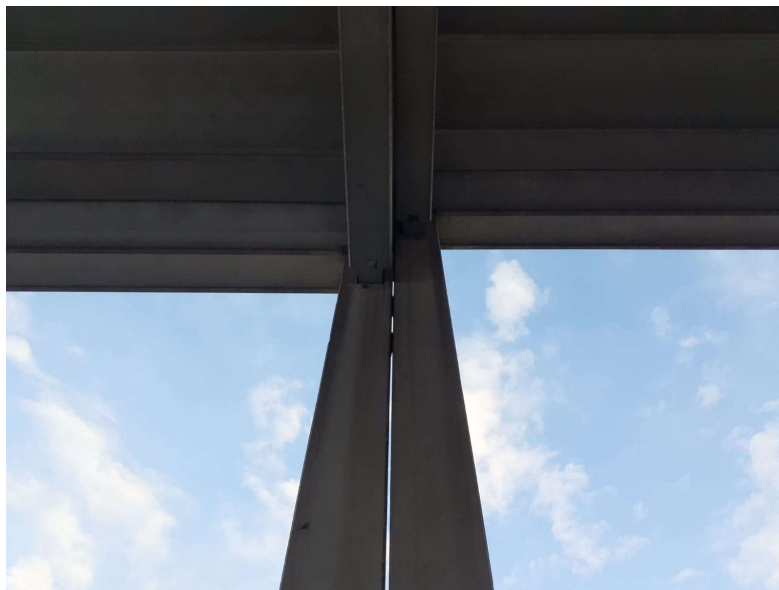


Fig.2.6: Dettaglio Interspazio dei due blocchi



Fig.2.7: Misura interspazio

I due Capannoni presentano altezze diverse tra loro e in uno di questi l'altezza non è costante per tutta la sua area di competenza. Questo amplifica ancora di più la differenza di comportamento tra i due blocchi.

Avendo altezze diverse, nel blocco dove l'altezza della copertura non è costante, alcuni pilastri sono la sede dell'appoggio di alcune capriate nel proprio sviluppo e non in sommità. Questi sono dettagli che verranno poi specificati successivamente nei prossimi capitoli. Gli altri problemi sono quelli soliti del tipo di struttura, già citati.

Un altro problema è legato alla presenza non uniforme dei pannelli di muratura, che generano un comportamento non uniforme e non regolare in entrambi i blocchi.

2.5 Sisma nella zona

Come già annunciato in precedenza, il Capannone oggetto dello studio di questa tesi si trova in Zona 3. Questa collocazione non è stata però definita concretamente.

Lo stato italiano, per i motivi sopraccennati, suddivide il territorio italiano in zone caratterizzate dalla pericolosità sismica prevista per tali zone. Come è stato anticipato, questa suddivisione è stata realizzata dopo determinati eventi che hanno condizionato lo sviluppo delle norme antisismiche del paese. Nello specifico, la classificazione del

territorio italiano in zone è una prima indicazione sul rischio sismico caratterizzante del luogo in cui la struttura si trova.

Le Zone previste sono 4: la Zona 1 è la zona che presenta il maggior rischio sismico mentre la Zona 4 è quella con il minor rischio sismico. Una nota già citata degna di sottolineatura è che questa classificazione rende tutte le zone come regioni sismiche, con intensità diverse, ma nessuna zona è definita non sismica. Nella definizione delle zone è giusto ricordare anche che il Sisma-Bonus è previsto solo per le Zone 1,2 e 3.

Per descrivere al meglio la classificazione in Zone si parte dalla definizione di Spettro di Progetto e dell'accelerazione al suolo. Se la seconda definizione è abbastanza intuitiva, la prima necessita di una breve introduzione. Questi due fattori, spettro di progetto e accelerazione al suolo, sono i fattori caratterizzanti delle Zone sismiche.

Lo spettro di progetto è lo strumento principale per la determinazione dell'azione sismica da considerare. Tale strumento è ottenuto dopo uno studio approfondito della storicità di eventi sismici in un dato luogo. Lo studio è consentito dal monitoraggio dei movimenti del suolo nel tempo attraverso diversi dispositivi: accelerometri, sismografici e velocimetro. Il monitoraggio avviene sostanzialmente descrivendo su grafici il moto delle masse all'interno dei dispositivi che si muovono investite dal sisma. Questi strumenti riescono a registrare un evento alla volta in termini di accelerazioni, spostamenti e velocità. Se vengono coinvolti più dispositivi dello stesso tipo con diverse Masse e con diversi Periodi che descrivono l'andamento oscillatorio è possibile ottenere uno Spettro di Risposta.

Lo spettro di risposta prevede il massimo valore di accelerazione, spostamento o velocità al variare del periodo. Proprio il periodo è l'anello di collegamento per il confronto dell'evento sismico e la conseguente risposta di una struttura.

Per ogni sisma, è possibile sapere quale è lo spostamento, la velocità e l'accelerazione della struttura a seconda del periodo di quest'ultima.

Il periodo che determina l'azione sismica sulla struttura attraverso lo spettro di risposta è dipendente dalla massa, dall'altezza, dallo smorzamento delle azioni e dal grado vincolo della struttura stessa. Senza entrare nella teoria generale che descrive il periodo della generica struttura, si sottolinea che la differenza di altezza, forma della pianta e quindi di

massa dei due blocchi adiacenti condizioni una differenza anche in termini di risposta allo stesso evento sismico.

Tutto questo è la descrizione per quello che riguarda un solo spettro di risposta, caratterizzante di un solo evento sismico al variare del periodo. Non ha valore progettuale perché non prevede l'azione sismica, registra il sisma.

Per l'ambito progettuale è necessario utilizzare lo spettro di progetto. Lo spettro di Progetto è il risultato dell'unione di tutti gli spettri di risposta di una determinata zona e serve sostanzialmente a prevedere sulla base dei dati storici l'intensità massima del sisma in quella zona.

Lo spettro di progetto è influenzato da diversi fattori. Come recita l'NTC 2018 ogni spettro di progetto dipende da 3 parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* = valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Questi parametri sono vincolati all'unico parametro P_{VR} , cioè la prefissata probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento V_R .

Questa probabilità, a sua volta, è legata allo stato limite considerato nella analisi. Per ottenere i 3 valori sopra riportati è anche necessario aggiungere valori che descrivono la vita utile della struttura e la classe d'uso di quest'ultima.

Una volta ottenuti i tre parametri, attraverso calcoli che comprendono valori dipendenti dallo smorzamento della struttura, del sottosuolo e dalla topografia del sito, è possibile disegnare lo spettro di progetto.

L'iter appena descritto è stato però seguito in maniera indiretta, utilizzando il foglio di calcolo fornito dalla normativa stessa, dove è sufficiente inserire posizione, valori caratteristici citati e tipo di struttura per ottenere lo spettro di progetto.

Un parametro aggiuntivo necessario per la determinazione dello spettro di progetto che è degno di nota è il fattore di comportamento. Il fattore di comportamento ha il compito di

ridurre l'entità dello spettro di progetto elastico sfruttando la duttilità della struttura. Come detto in precedenza, il Capannone industriale non gode di grandi riserve duttili quindi la riduzione non sarà eccessiva.



Fig.2.8: Prima operazione richiesta dal foglio di calcolo dell'NTC

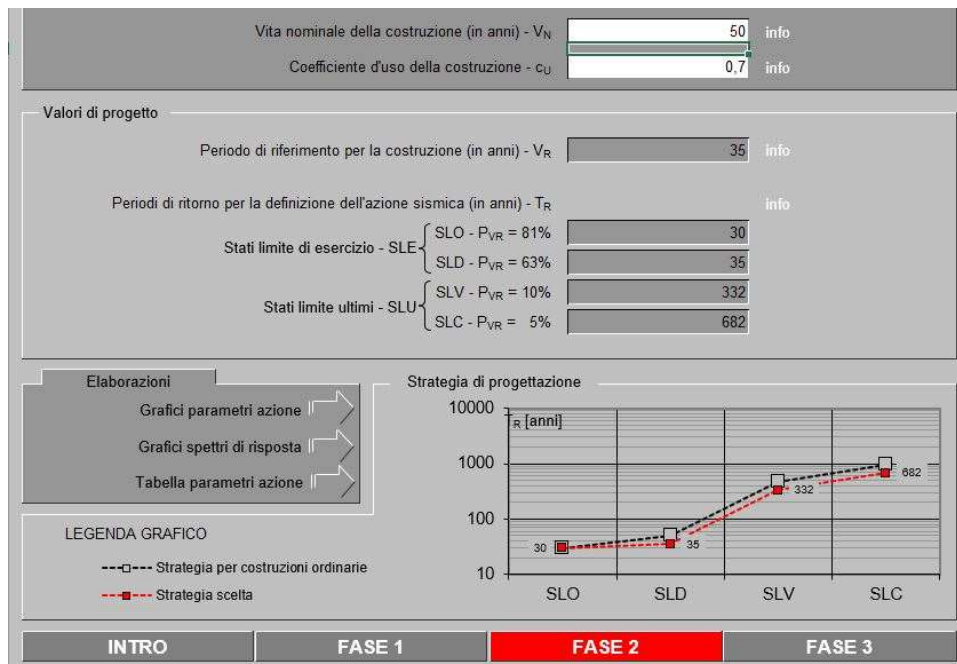


Fig.2.9: Determinazione del periodo di riferimento

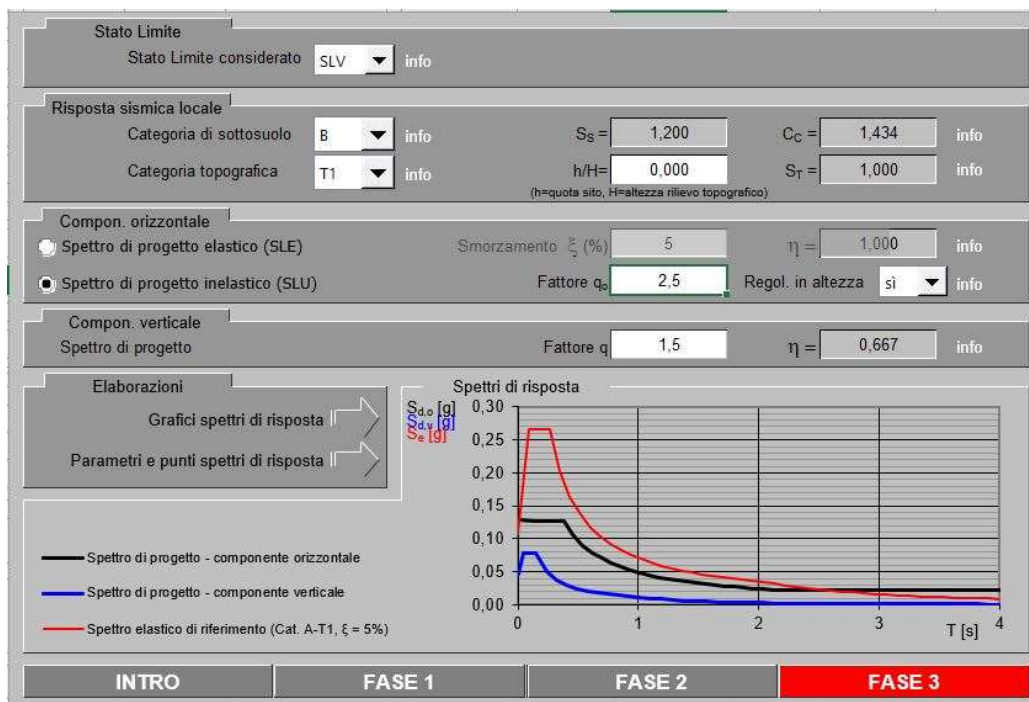


Fig.2.10: Determinazione parametri necessari

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0,107 g
F_d	2,477
T_C	0,266 s
S_S	1,200
C_C	1,434
S_T	1,000
q	2,500

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,400
T_B	0,127 s
T_C	0,381 s
T_D	2,029 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,129
T_B	0,127	0,128
T_C	0,381	0,128
	0,460	0,106
	0,538	0,090
	0,617	0,079
	0,695	0,070
	0,774	0,063
	0,852	0,057
	0,931	0,052
	1,009	0,048
	1,088	0,045
	1,166	0,042
	1,244	0,039
	1,323	0,037
	1,401	0,035
	1,480	0,033
	1,558	0,031
	1,637	0,030
	1,715	0,028
	1,794	0,027
	1,872	0,026
	1,951	0,025

Fig.2.11: Risultati dello spettro di progetto, da inserire in Advance Design

3 Processo B.I.M.

3.1 Riepilogo passaggi

La metodologia B.I.M. e i suoi vantaggi verrà enunciata in seguito, in questo capitolo verranno descritti solamente i passaggi principali che hanno caratterizzato questo lavoro di tesi. I passaggi sono scanditi dalle necessità per raggiungere in maniera precisa ed esauriente l'obiettivo ultimo del Miglioramento sismico della struttura. Queste necessità sono: avere un modello dettagliato a livello geometrico dell'intera struttura; avere un modello introducibile in un software per l'analisi agli elementi finiti; giungere ai risultati di tale analisi; verificare le soluzioni trovate; avere la possibilità di studiare l'intervento nella fase di realizzazione. Per tali step, il procedimento B.I.M. è il seguente:

- Rilievo con l'ausilio del Laser Scanner
- Restituzione Modello Revit
- Passaggio in Advance Design
- Studio dello stato di fatto su Advance Design
- Verifica giunti su Idea Statica
- Giunti in Revit
- Posa in Opera con Navisworks

Tali punti vengono di seguito spiegati.

3.2 Rilievo con l'ausilio del Laser Scanner

L'inizio del lavoro per la tesi coincide con il momento in cui è stato consegnato al Tesista il Modello restituito dalla Georilievi Sas.

Tale modello è frutto del rilievo del Capannone industriale tramite l'utilizzo del Laser Scanner. Il rilievo con questa tecnologia permetterà di ottenere un Modello molto accurato e senza semplificazioni azzardate, dato che nella nuvola di punti è possibile notare le tubature degli impianti e la reale posizione degli elementi della struttura. Questo

livello di dettaglio garantirà una soluzione pensata nel rispetto di tutti gli ingombri presenti rendendola realmente adottabile senza problematiche rilevanti durante la realizzazione.



Fig.3.1: Laser scanner in azione



Fig.3.2: Altra postazione per il rilievo

Questo rilievo è avvenuto alla presenza del Tesista e dell'Ingegnere Andrea Alberto (tutor aziendale), che si sono occupati nel frattempo di eseguire un sopralluogo per il controllo delle parti strutturali e non strutturali del Capannone.

La visita in sito è stata finalizzata alla compressione delle caratteristiche dei materiali, delle problematiche da risolvere in ambito sismico in virtù dei vincoli attuali e delle possibili soluzioni in base allo stato di fatto.

Le caratteristiche dei materiali (pilastri e capriate) sono state rese note attraverso prove sclerometriche per la resistenza attuale e l'uso del Pachometro per il rilevamento delle armature longitudinali e trasversali.

Il raggiungimento delle parti più elevate è stato possibile grazie all'utilizzo di haulotte.

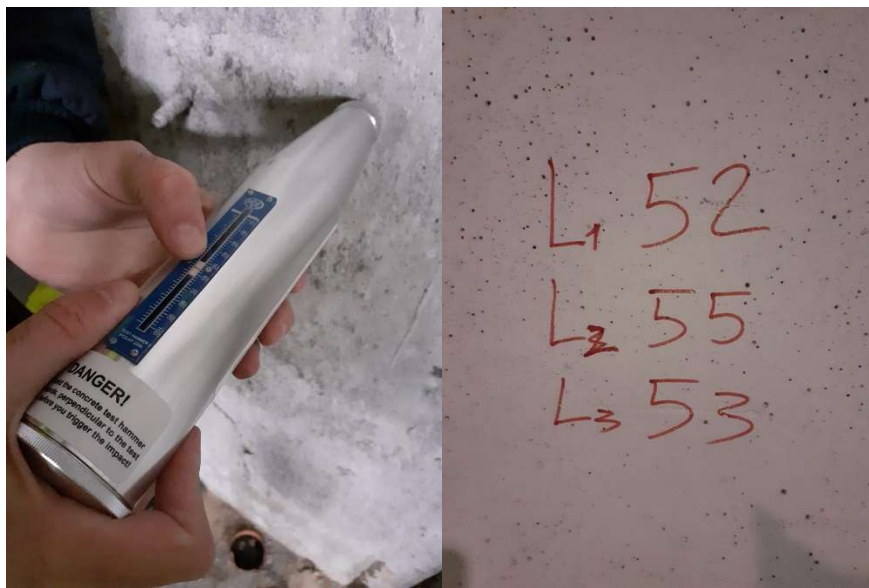


Fig.3.3, Fig.3.4: Dettaglio del rilevamento e letture dello Sclerometro

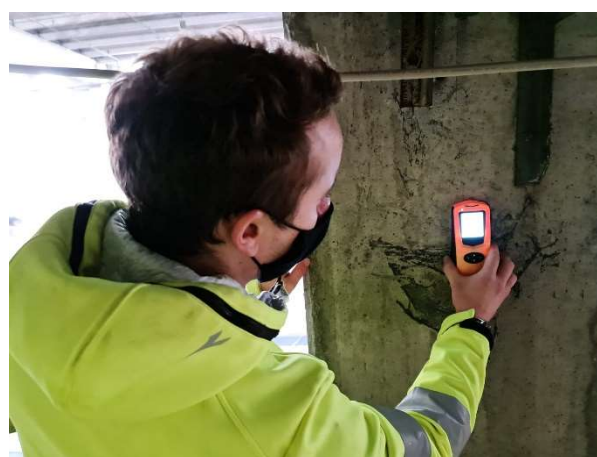


Fig.3.5: Dettaglio del rilevamento con il Pachometro



Fig.3.6, Fig.3.7: Letture armatura capriata

La più grande preoccupazione evidenziata nella visita è stata quella di quantificare la distanza tra i due blocchi in cui si divide la struttura globale. È stato chiaro sin dall'inizio che tale separazione sarebbe stata una dei dettagli più caratterizzanti dell'intero intervento, perché si dovrà evitare il martellamento tra i due blocchi. Non essendo certi che si muoveranno in fase, lo spostamento limite per entrambi i blocchi verso l'altro sarà di 2 cm, come già accennato.

Uno scopo ulteriore dietro la visita è stato quello di controllare possibili modifiche alla struttura rispetto al progetto originario, come raccomandato dal DM 2018 al capitolo 8. Modifiche come ingrossamento dei pilastri centrali nel blocco più esteso e meno alto; l'aggiunta di un ulteriore carroponte di minore portata (poi rimosso); la sostituzione di alcune pareti con l'utilizzo di un materiale più leggero (poliuretano e lamiera).



Fig.3.8: Nuova parete

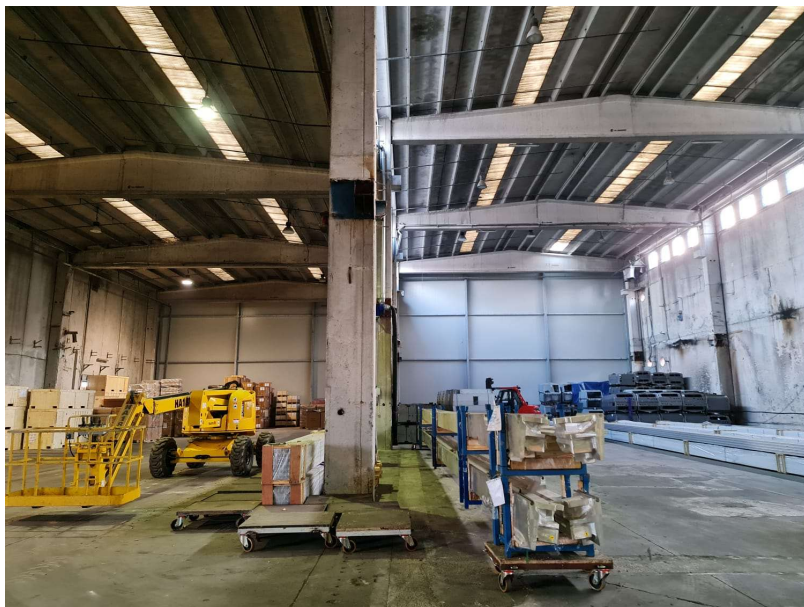


Fig.3.9: Giunto carro ponte inferiore



Fig.3.10: Ingrossamento pilastro

3.3 Restituzione Modello Revit

Come già anticipato nel paragrafo precedente, il Rilievo Laser Scanner ha consentito la restituzione di un Modello Revit, dal punto di vista geometrico, molto preciso.

La restituzione è avvenuta partendo da una nuvola di punti registrata dallo strumento, introdotta in RECAP, e poi modellata sezione per sezione fino al completamento degli spazi interessanti per il progetto. Questo passaggio non è al centro della Tesi, ma ha dato il via alle operazioni digitali. Il Tesista non ha partecipato direttamente a questa restituzione, ma è stato testimone delle potenzialità di questa modalità di progetto.

La Metodologia B.I.M. è fondata e si anima per la maggior parte del periodo della progettazione all'interno dei PC. Sarà ribadito in seguito il perché del fatto che non va trascurata la fase tradizionale del progetto, quella dove carta e penna sono gli unici strumenti per poter concretizzare quello che il progettista ha nella sua testa. Questo è un punto fondamentale da sottolineare, perché il B.I.M. non deve essere inteso come un contrasto al professionista tradizionale ma come un supporto. Una volta sottolineato questo aspetto, si può affermare che la Metodologia B.I.M. ha la necessità di un modello iniziale come quello su Revit per poter intraprendere il percorso di interoperabilità tra i software e quindi tra le figure professionali che partecipano al progetto.

Oltre allo scopo principale dell'ottenimento del modello, il rilievo Laser Scanner permette anche altre funzionalità. Un esempio è quello della possibilità di prendere misure senza dover andare di nuovo in sito, che descrive al meglio uno dei fondamenti del B.I.M.: facilitare le operazioni successive del Processo.

Un altro esempio può essere quello che al momento del sopralluogo, avvenuto nel pomeriggio, la luce proveniva dalle aperture del Capannone. L'occhio dei presenti era perfettamente ambientato e questo ha portato al non rendersi conto che per il Laser la luce era poca e varie immagini fornite dallo stesso strumento sono veramente scure e di difficile comprensione. Questo poteva rappresentare un problema, dato che una delle possibilità offerte dallo strumento, dopo l'orientamento della nuvola di punti, è quello di consentire la misura di qualsiasi punto da viste reali salvate durante le operazioni di battitura. Il problema dell'oscurità che caratterizzava queste viste è stato risolto attraverso la vista a Infrarossi offerta in queste situazioni.



Fig.3.11: Funzione infrarossi del Laser Scanner

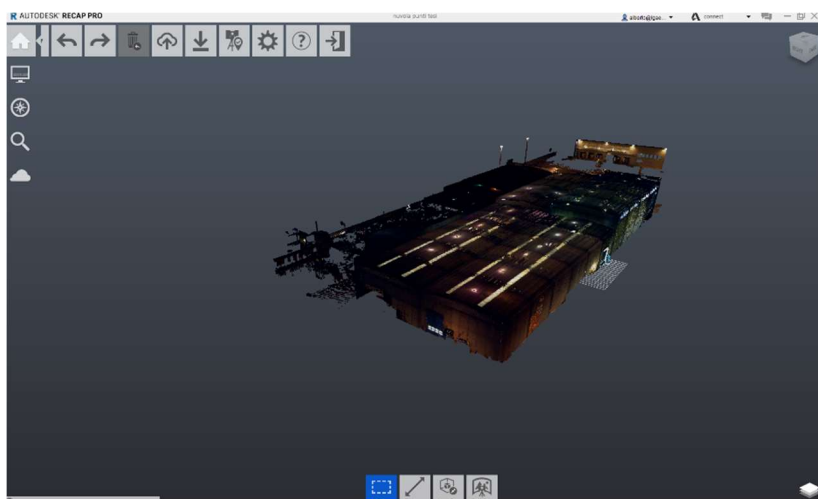


Fig.3.12: Nuvola di Punti

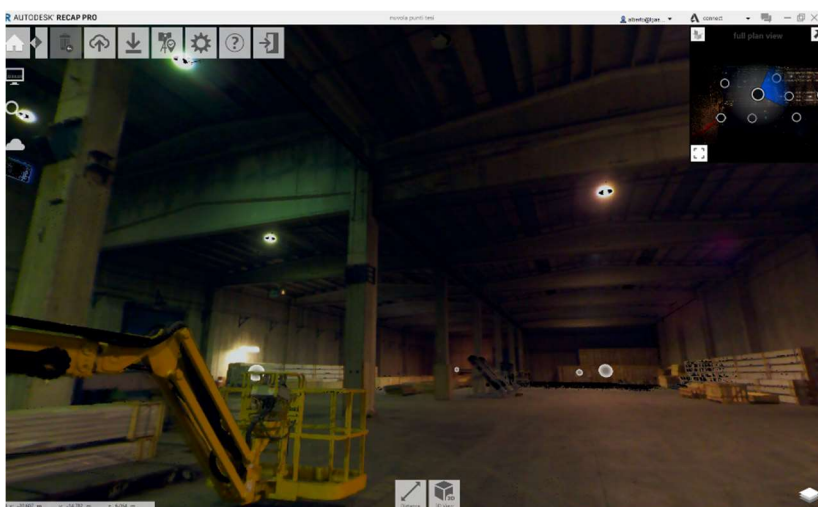


Fig.3.13: Immagine reale del Capannone



Fig.3.14: Parte esterna rilevata di sera, nell'immagine è possibile notare come vengono prese le misure attraverso il riconoscimento dei piani come il pavimento e come le facce dei pilastri, per esempio

Il modello restituito comprende entrambi i blocchi, dà la possibilità di rendersi conto della posizione degli impianti presenti all'altezza delle capriate, rappresenta una fonte certa delle distanze e delle dimensioni reali.

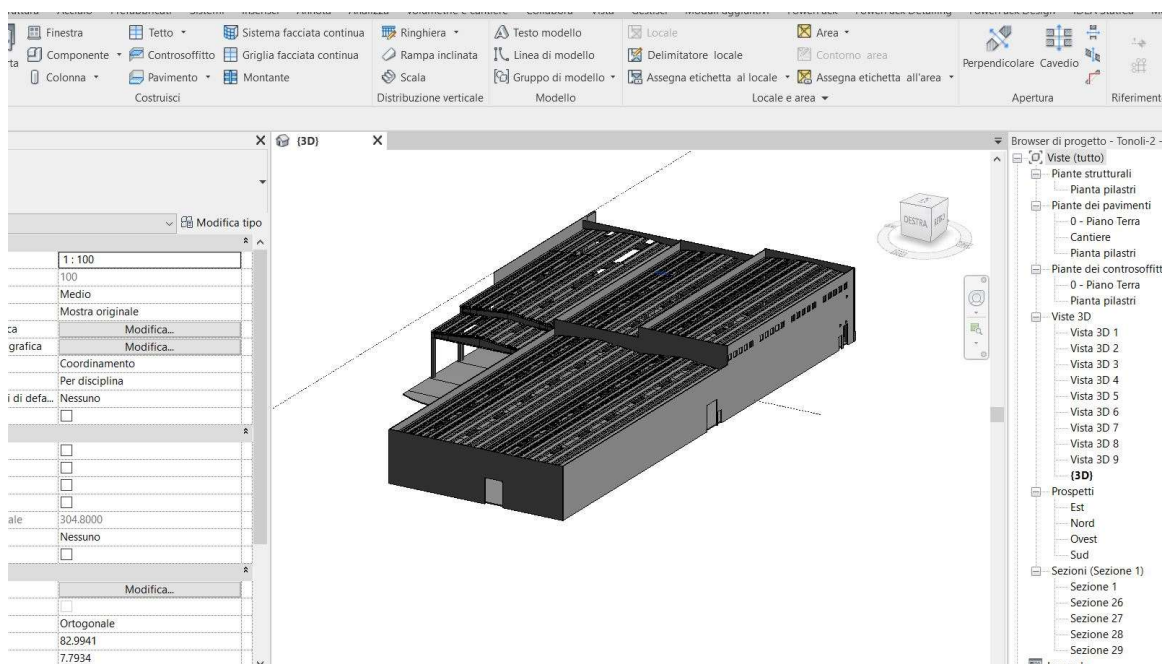


Fig.3.15:Modello Revit dopo il rilievo

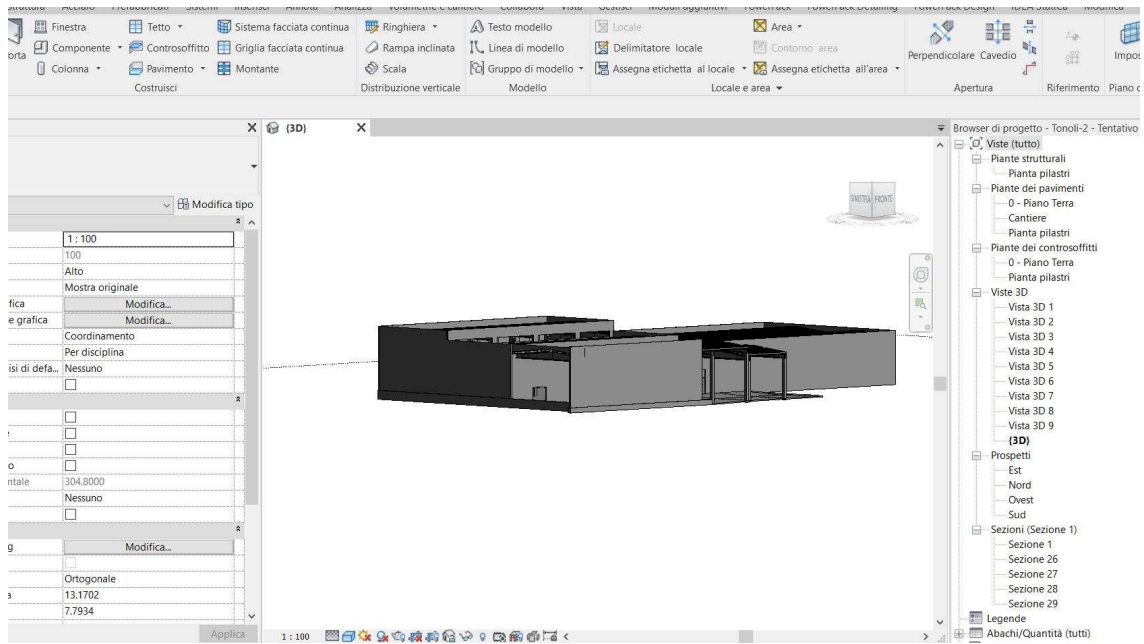


Fig.3.16: Altra angolazione

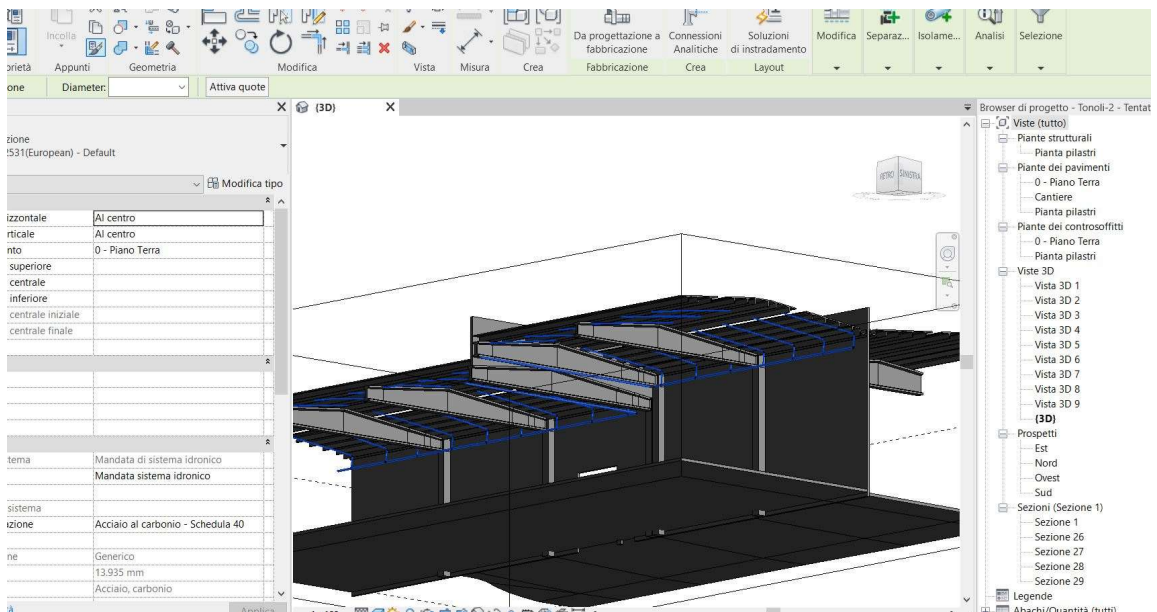


Fig.3.17: Vista interna comprensiva degli impianti

3.4 Passaggio in Advance Design

L'obiettivo a questo punto è quello di comprendere il comportamento della struttura prima dell'intervento di Miglioramento. Questo sia per pianificare un possibile

intervento, sia per introdurre il punto di partenza per avviare il procedimento relativo al Sisma Bonus.

Per fare questo bisogna trasferire il modello di Revit in un programma di calcolo come Advance Design.

L'importazione risente del fatto che il Modello restituito è molto preciso da un punto di vista degli spazi e dei dettagli presenti, ma presenta molte lacune nelle caratteristiche meccaniche fondamentali per il riconoscimento nel nuovo software.

Questo rende il trasferimento proibitivo, ma il flusso di dialogo tra Revit e AD generalmente concede più soddisfazioni, si vedrà più avanti.

Il modello importato da Revit in AD è veramente scarno, gli unici elementi presenti sono quelli riconosciuti per le proprie caratteristiche meccaniche; a conferma delle lacune del modello restituito.

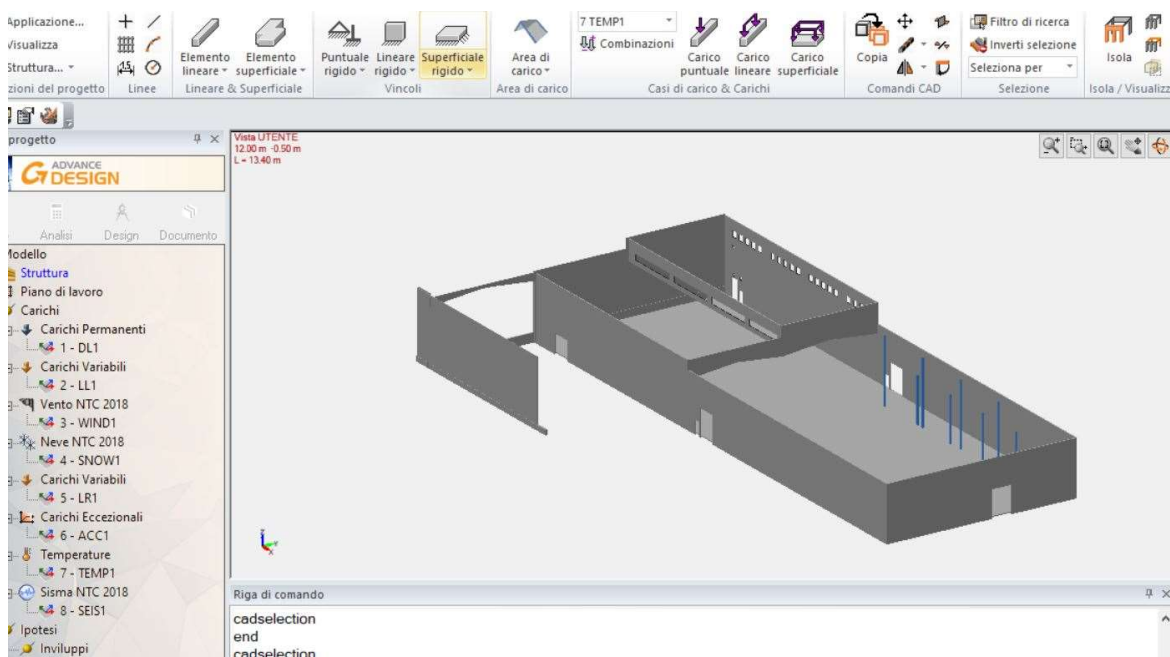


Fig.3.18:Prima importazione da Revit su AD, trasferito come file Graitec.

Questa difficoltà di dialogo è stata uno dei passaggi cruciali per quanto riguarda l'aspetto di conduzione attraverso la Metodologia B.I.M.

Si è deciso inizialmente di modellare da nuovo un Modello su Advance Design data l'impossibilità di ottenerne uno dalla interoperabilità con il Modello Revit iniziale. Questo tentativo verrà poi descritto meglio nel prossimo paragrafo.

Parallelamente allo studio della struttura sul software di analisi FEM, il tentativo di passaggio tra i due programmi è stato affrontato in diverse maniere. Questo per definire meglio le potenzialità della metodologia B.I.M.

Il primo tentativo, più sperimentale che funzionale, è stato quello di invertire il flusso ed esportare dal file Graitec al modello Revit. Il tentativo è motivato dall'assunzione che se il problema è il riconoscimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, partendo da un software che ha come incipit la descrizione di tali caratteristiche, allora possono essere riconosciute nel modello di Revit. Il problema riscontrato è che Revit non riconosce la nomenclatura usata da Advance Design. Il risultato di questo tentativo, dopo vari formati provati, è il seguente:

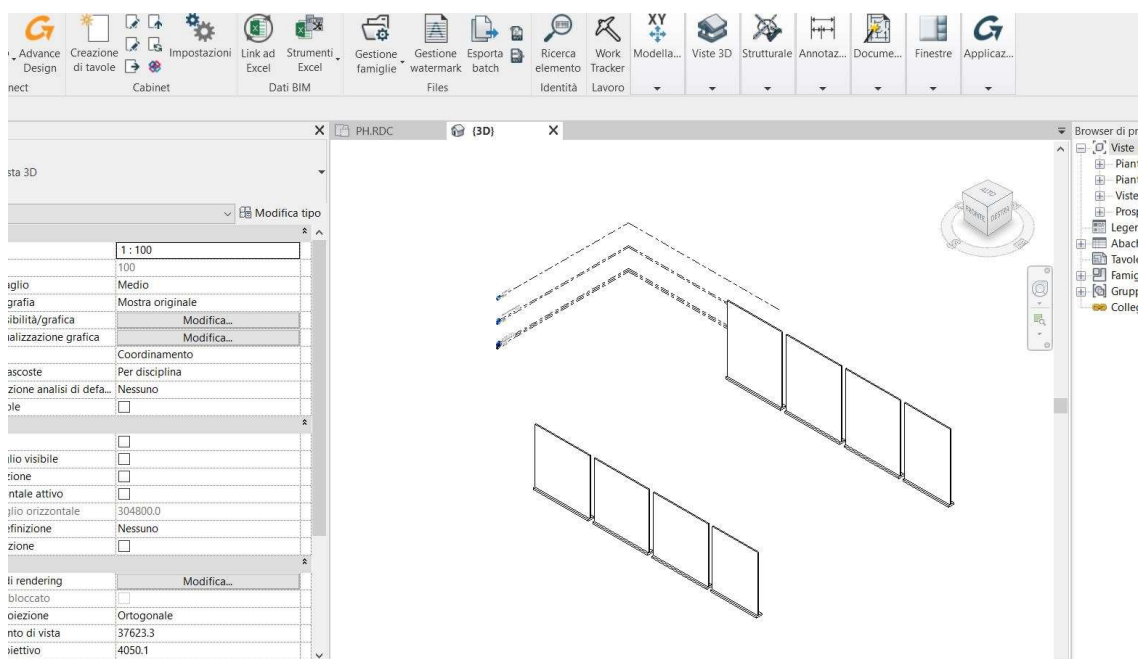


Fig.3.19:Passaggio AD – REVIT

Sono stati provati altri file per far funzionare questo flusso. Una struttura di solo acciaio, ad esempio, restituisce in Revit un modello più preciso e completo, data la nomenclatura universale nota ad entrambi i software del materiale in questione.

Una via alternativa a questa è stata quella di riprodurre un nuovo modello in Revit. Il nuovo elaborato su Revit è iniziato tenendo conto delle necessità relative al passaggio in AD. La parte più importante di questo tentativo è quella riguardante la modellazione delle famiglie degli elementi meno comuni.

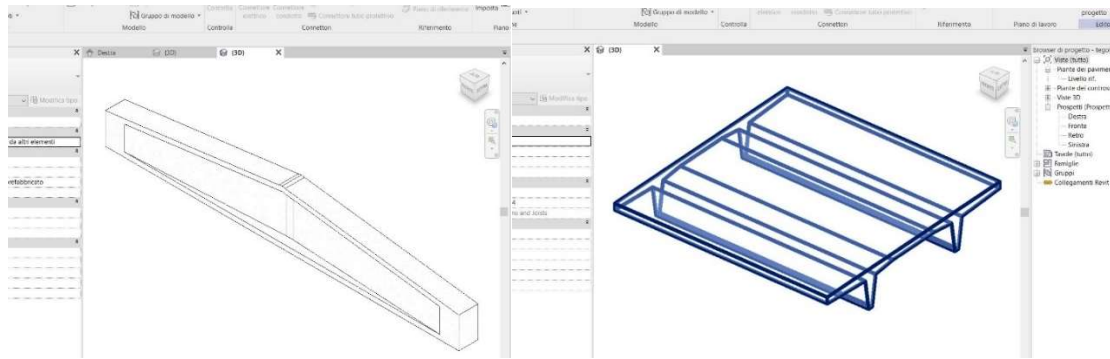


Fig.3.20, Fig.3.21: Modellazione Capriate e Tegoli

Le attenzioni che hanno seguito la realizzazione del nuovo modello in Revit sono: caratterizzazione del materiale dei singoli elementi, unioni definite tra singoli elementi (coincidenza degli assi), rispetto delle distanze e delle dimensioni presenti nel modello restituito dal rilievo Laser Scanner.

Il modello restituito dal rilievo è diventata la fonte principale per quanto riguarda le geometrie e le distanze del Capannone reale.

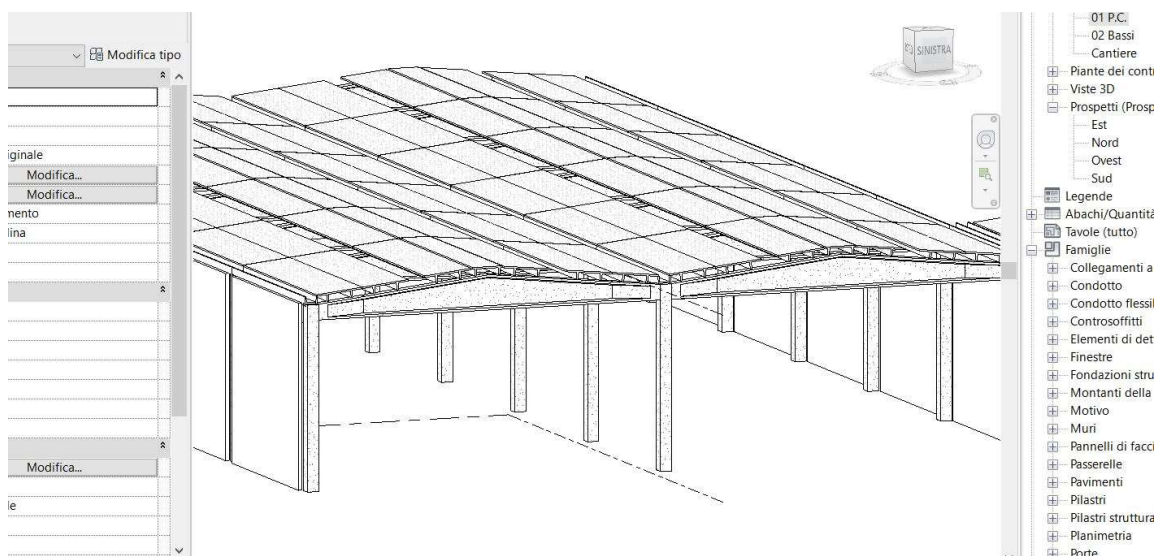


Fig.3.22: Nuovo modello REVIT (secondo blocco)

La Fig. 3.22 rappresenta solamente il secondo blocco, sufficiente per il tentativo di dialogo. Questo modello è completo dal punto di vista geometrico e dal punto di vista meccanico. L'importazione in Advance Design si rivela più funzionale rispetto al primo tentativo. Le operazioni per rendere speditivo tale passaggio sono sostanzialmente due:

- Creazione di sezioni atipiche per il programma di analisi FEM
- Aggiustamento assi degli elementi inclinati quali le capriate

Il primo passo è una funzione di Advance Design. La forma della sezione è raggiunta attraverso un file Dwg che riconosce i bordi e descrive la sezione. Le misure sono state prese dal precedente modello che a sua volta le aveva recepite dal modello derivato dalla restituzione.

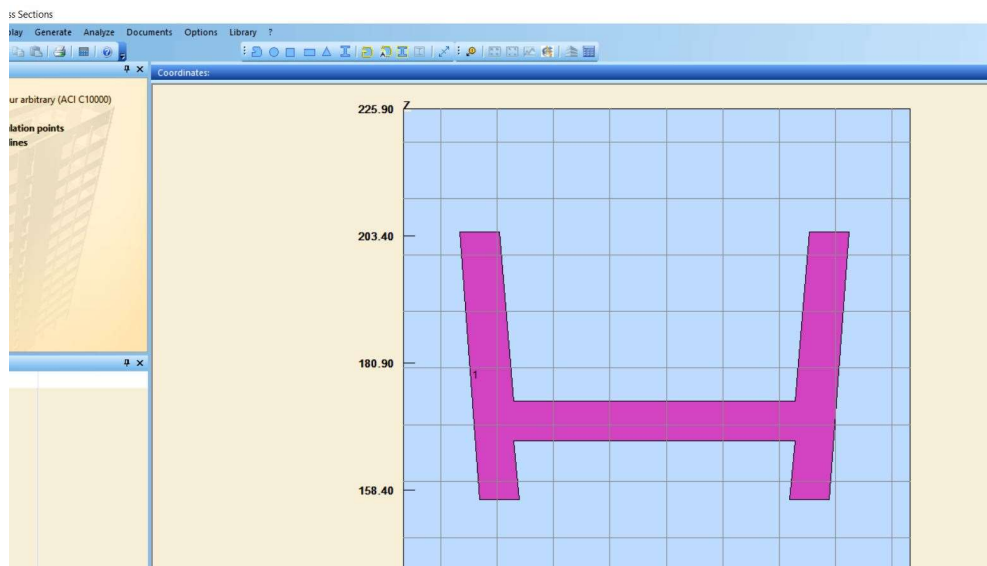


Fig.3.23: Sezione elemento per scolo dell'acqua modellata per AD

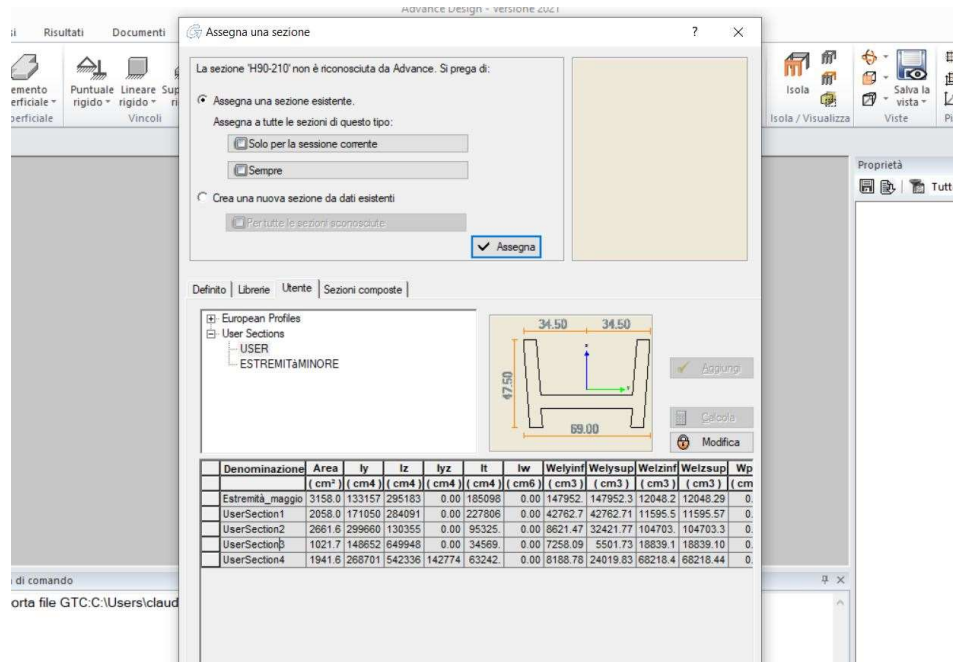


Fig.3.24: Sezione elemento per scolo dell'acqua su AD

Il secondo punto si rende necessario per la difficoltà di gestire gli assi congruentemente tra i due software. Questo però non preoccupa molto perché gli assestamenti in Advance Design richiedono pochi minuti per tornare alla situazione reale.

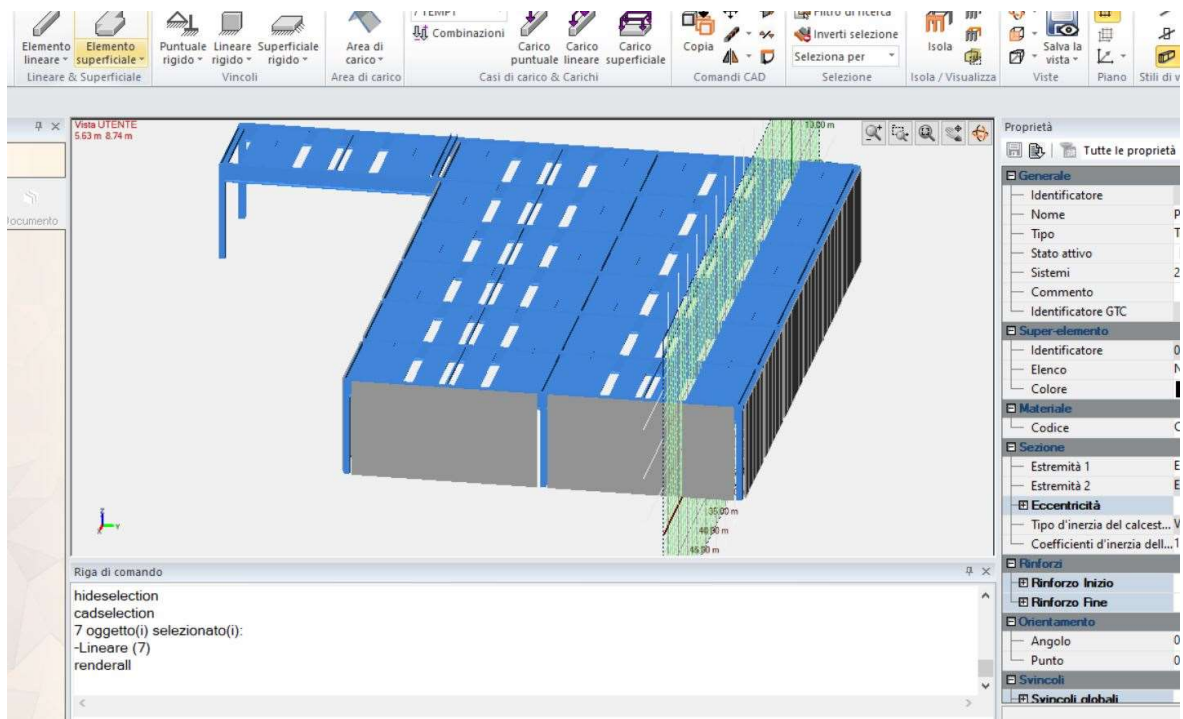


Fig.3.25: Esportazione su AD prima degli assestamenti

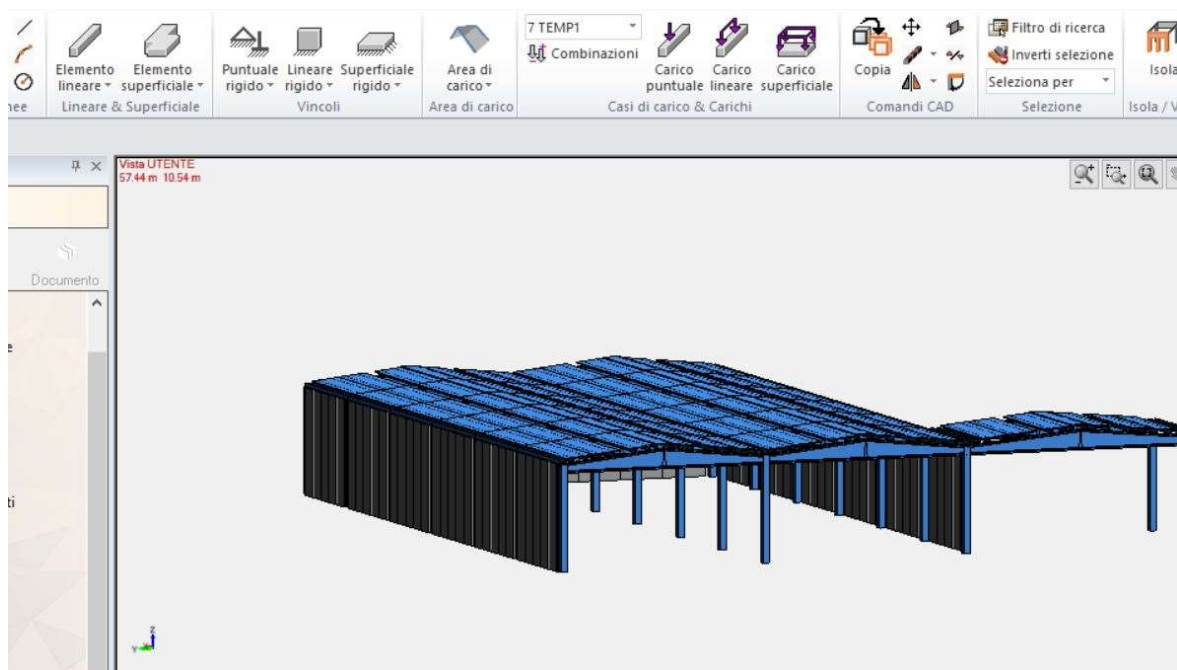


Fig.3.26:Modello importato

La conclusione, che verrà ripresa anche a fine tesi, è che l’esportazione da Revit a AD è funzionale se il primo modello è completo da un punto di vista meccanico. Non solo, l’altro punto fondamentale della questione è che, pur avendo nomenclature diverse per il calcestruzzo, il software Advance Design è predisposto per accogliere materiali “esterni” interrogando l’operatore su come convertire i materiali a lui sconosciuti in materiali contenuti nel proprio database, nel caso modificabile.

3.5 Studio dello stato di fatto in Advance Design

Come anticipato, inizialmente si è proceduto con la realizzazione di un Modello da zero in Advance Design. Per fare ciò, ci si è affidati alle misure e alle dimensioni del Modello restituito.

La modellazione ha attraversato diverse fasi, nelle quali sono state prese decisioni per rendere sempre più realistici i risultati derivanti dalle analisi effettuate successivamente. I due blocchi verranno trattati separatamente in due modelli diversi.

Nello specifico la prima fase è stata quella di disporre i pilastri, anche come punti di riferimento per l’intera struttura. I pilastri sono gli elementi, grazie alle prove in sito, con

le caratteristiche meccaniche più note. Alla base, inizialmente, vengono vincolate con un incastro; in fasi successive sarà modificata questa condizione.

Successivamente vengono inserite le capriate. La loro modellazione, essendo un elemento particolare, avviene dividendo in due l'elemento trave iniziale e lavorando sulle sezioni di estremità dei due segmenti creati. Viene attribuita una sezione per la mezzeria e una per gli appoggi, tali da riprodurre lo sviluppo della trave lungo la coordinata longitudinale. Per garantire un comportamento coerente con la singola capriata, le due parti vengono incastrate tra loro in mezzeria.

Una doverosa osservazione è quella riguardante la posizione dell'asse di riferimento della capriata: se in un primo momento era stata posizionata orizzontale senza inclinazioni particolari, si è poi deciso di inclinare questo asse e posizionarlo all'estradosso della capriata per tenere in considerazione il reale comportamento di tegoli, capriata ed effetti sui pilastri.

Al di sopra delle capriate vengono posizionati i tegoli e gli elementi per lo scolo dell'acqua. Questi elementi rappresentano la prima occasione di modellazione di sezioni particolari in Advance Design, abilità che si rileverà sempre più importante nelle fasi seguenti. I tegoli vengono appoggiati ognuno su due capriate consecutive, secondo le posizioni reali reperite dal modello restituito, così come i dispositivi di scolo.

L'ultima categoria modellata è stata quella relativa alle pareti. Probabilmente è l'elemento che visivamente rappresenta meno la realtà, ma essendo in un ambito strutturale la priorità è stata quella di descrivere meglio la risposta meccanica rispetto al lato estetico reale in sé. Per fare questo sono stati introdotti diversi elementi piastra vincolati tra loro e con i pilastri.

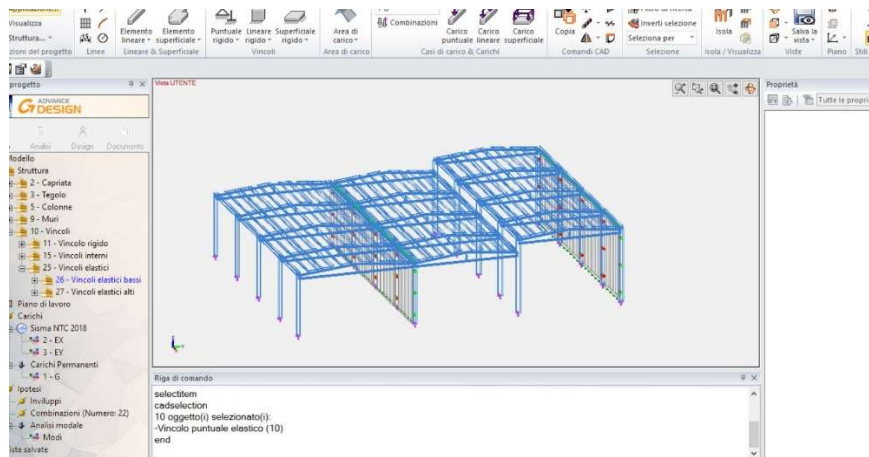


Fig.3.27:Modello riprodotto (primo blocco)

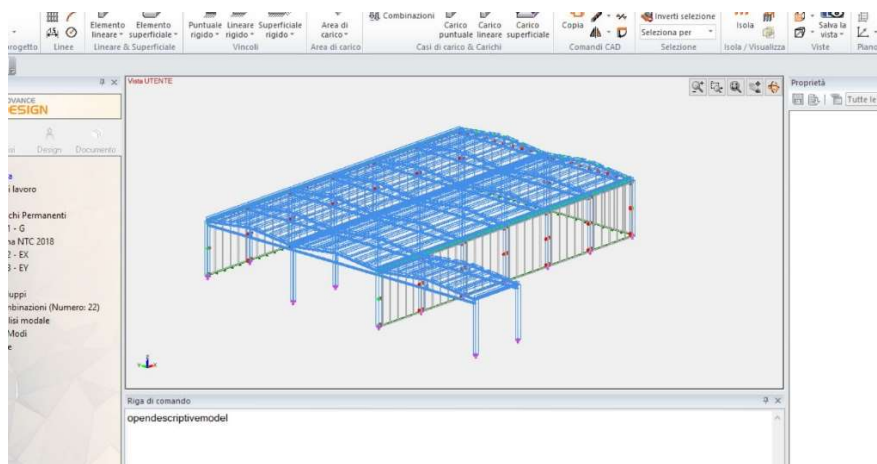


Fig.3.28:Modello riprodotto (secondo blocco)

Una volta ottenuto il modello, la fase successiva è stata quella relativa ai Vincoli, sia interni che esterni. I vincoli interni sono stati trattati step by step, considerando le risposte ad ogni svincolo in termini di spostamenti e in termini di modi di vibrare.

Gli scopi di questo modo di operare sono stati due: il primo è stato chiarire come si traduce ogni singolo svincolo nella differenza di comportamento con lo stato di vincoli precedente; il secondo per poter monitorare meglio il processo di analisi senza inserire contemporaneamente troppe condizioni particolari. Il secondo scopo si è dimostrato importante perché all'interno di un modello così esteso, la ricerca di un possibile errore sarebbe proibitiva. Questo anche perché il rilevamento di problemi di analisi non è così immediato all'interno del software Advance Design.

La prima condizione è stata quella ottenuta incastrando tutti gli elementi rigidamente tra di loro; la seconda consentendo le rotazioni flessionali dei tegoli in entrambe le direzioni e in entrambe le estremità; la terza consentendo le medesime rotazioni flessionale alle estremità delle capriate. A rigore sarebbe stato opportuno concedere sia ai tegoli che alle capriate una traslazione lungo il loro asse longitudinale, ma questo avrebbe compromesso in maniera irrimediabile i risultati ottenuti dall'analisi. Per questo motivo sono stati impediti questi spostamenti, tendendo conto che è un'ipotesi accettabile che non comprometterà molto la veridicità dei risultati ottenuti. Questo particolare verrà poi cambiato nella fase conclusiva della soluzione.

In ultimo si è modificato il tipo di vincolo attorno ai pannelli rappresentativi della parete rendendoli come cerniere

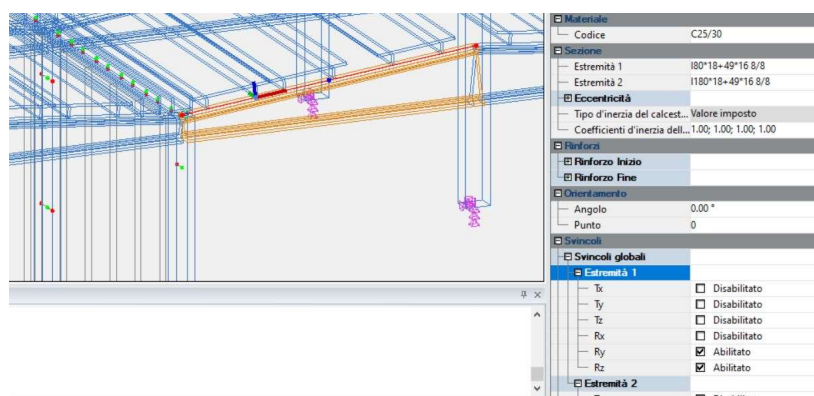


Fig.3.29: Svincolo delle capriate

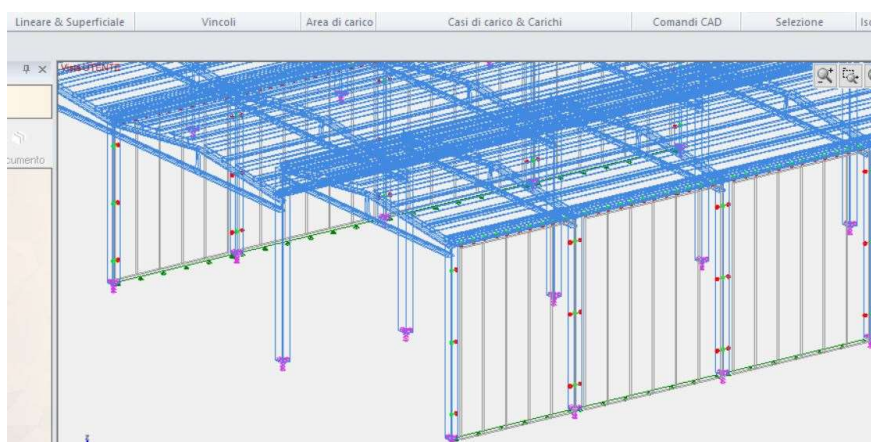


Fig.3.30: Dettaglio vincoli delle pareti

Per quanto riguarda i vincoli esterni, le pareti sono state semplicemente vincolate rispetto alla traslazione lungo la coordinata verticale, perché non ci sono dati certi su possibili

altre limitazioni, e in questo caso è una scelta a favore di sicurezza, non rappresenta un rischio.



Fig.3.31: Dettaglio vincoli esterni delle pareti

I pilastri sono stati oggetto di uno studio più attento e approfondito. Il motivo è perché per una struttura prefabbricata come questa, la rigidità dei pilastri può determinare un comportamento meno flessibile e più riscontrabile con uno spostamento rigido. Per permettere questi spostamenti relativi e magari non concordi tra i pilastri si sono impostati due tipi di vincolo alla base dei pilastri: un vincolo rigido, che blocchi rotazioni e traslazione verso l'alto, e uno elastico che consenta uno spostamento proporzionale alla sollecitazione a cui è sottoposto nel piano orizzontale.

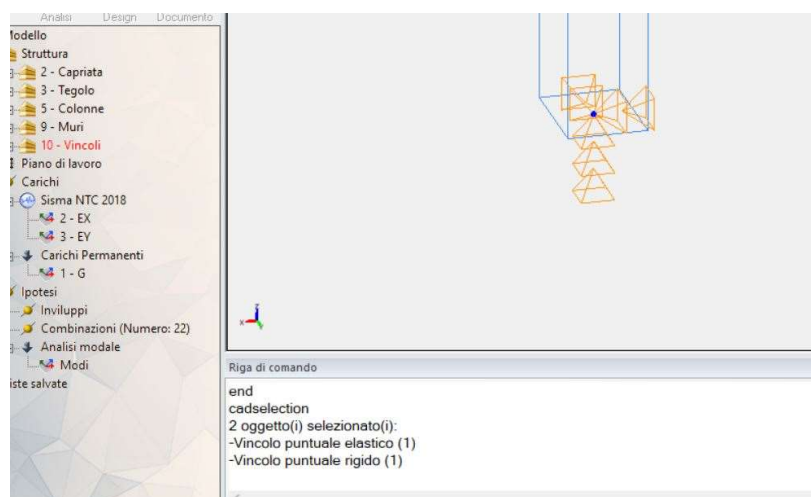


Fig.3.32: Vincoli alla base dei pilastri

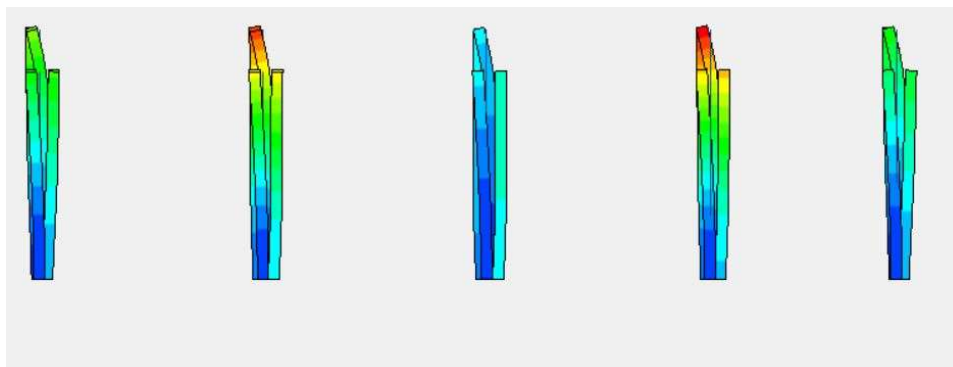


Fig.3.33: Spostamenti relativi tra i pilastri nella prima condizione

A tale scopo sono stati considerati i dati restituiti dall'analisi modale del modello con le basi incastrate rigidamente, ottenendo i valori di rigidezza desiderati della base. Queste rigidezze tengono conto dei diversi modi di vibrare che interessano più direzioni e più file di pilastri.

Microsoft Word Viewer 97 - FTDoc10_ndc03
File Edit View Window Help

Report standard							
Modo N°	Pulsazione (Rads)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Masse modali		Smorzamento (%)
					X T (%)	Y T (%)	
1	3.55	1.77	0.56	6.35	580.03 (35.55)	0.00 (0.00)	5
2	3.64	1.73	0.58	6.68	236.88 (14.52)	0.00 (0.00)	5
3	4.36	1.44	0.69	9.60	0.00 (0.00)	1274.23 (78.10)	5
4	5.06	1.24	0.81	12.94	0.00 (0.00)	6.02 (0.37)	5
5	5.40	1.16	0.86	14.69	5.83 (0.36)	0.01 (0.00)	5
6	6.27	1.00	1.00	20.21	0.00 (0.00)	64.59 (3.96)	5
7	7.63	0.82	1.21	29.74	0.08 (0.01)	0.05 (0.00)	5
8	8.13	0.77	1.29	33.18	0.00 (0.00)	19.53 (1.20)	5
9	8.20	0.77	1.30	33.70	0.00 (0.00)	0.87 (0.05)	5
10	8.32	0.76	1.32	34.89	0.05 (0.00)	0.06 (0.00)	5
11	8.79	0.71	1.40	39.40	13.34 (0.82)	0.00 (0.00)	5
12	8.98	0.70	1.43	41.40	0.00 (0.00)	4.31 (0.26)	5
13	9.36	0.67	1.49	45.19	1.47 (0.09)	0.01 (0.00)	5
14	9.47	0.66	1.51	45.10	0.00 (0.00)	57.14 (3.50)	5

Fig.3.34: Risultati analisi modale del modello incastrato dalla base

La chiave di questa analisi è l'osservazione dei vari modi di vibrare. Il connubio tra risultati scritti e deformata illustrata dal software rende l'operazione immediata. I risultati sono ottenuti dell'analisi modale della configurazione incastrata alla base dei pilastri.

Nello specifico sono stati calcolati due valori di rigidezza nella direzione perpendicolare al piano dei telai e una nella direzione orizzontale appartenente a quest'ultimo. I pilastri più alti del primo blocco sono stati svincolati elasticamente con il primo modo di vibrare, nella direzione perpendicolare al piano dei telai, come chiaro dalla figura. I pilastri più bassi del medesimo blocco con il secondo modo di vibrare. Nella direzione orizzontale appartenente al piano dei telai, invece, il comportamento è più uniforme, quindi si è

calcolato un solo valore di rigidità per quella direzione, come si nota nel terzo modo di vibrare. Ovviamente queste operazioni sono state riprodotte anche per il secondo blocco

Una nota ulteriore è relativa ai pilastri collegati alle pareti, che nel piano di queste ultime non sono suscettibili a cambi di rigidità alla base, ma vengono comunque svincolati.

Le seguenti Figure mostrano il risultato dell'analisi modale in termini di deformate che hanno condizionato il calcolo dei valori di rigidità. Sarà poi spiegato come la deformazione delle capriate, e non solo, non è veritiera. Questo stato della capriata è dovuto a una ipotesi non accettabile nella fase di calcolo, che prevede un comportamento infinitamente elastico perché condizionato solo dal Modulo Elastico e dalla inerzia della sezione. È evidente che la deformazione nei primi modi di vibrare, infatti, sia fuori dal piano delle capriate, dove l'inerzia è minore.

Queste ipotesi e queste considerazioni verranno poi meglio trattate successivamente.

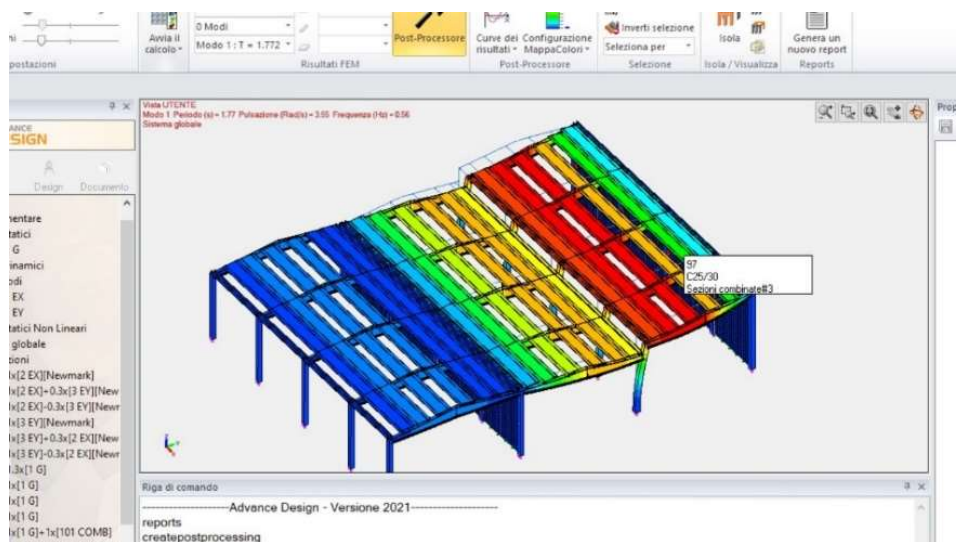


Fig.3.35: Primo modo di vibrare

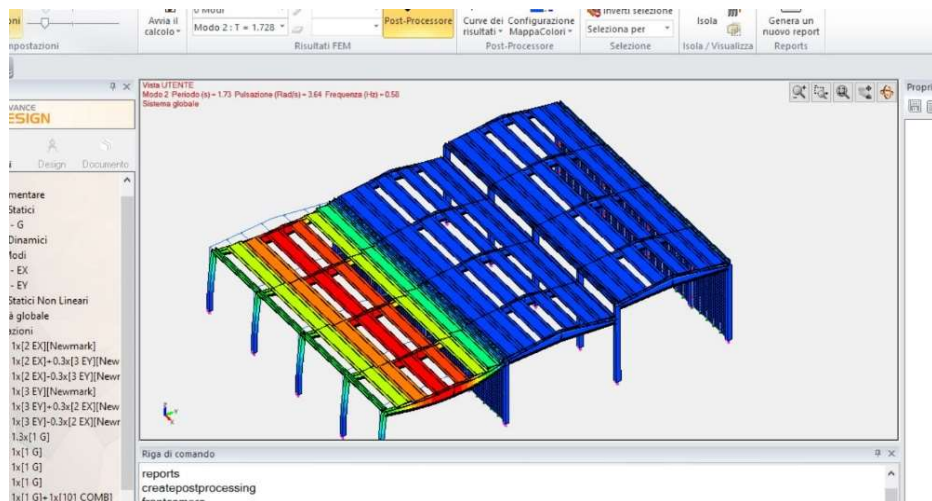


Fig.3.36: Secondo modo di vibrare

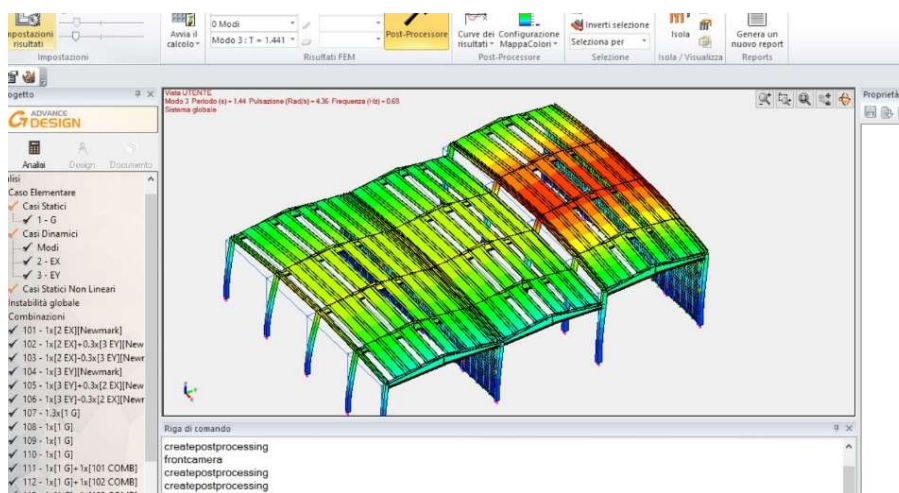


Fig.3.37: Terzo modo di vibrare

3.6 Verifica giunti in Idea Statica

Il software dell'analisi agli elementi finiti è alla base delle scelte per il Miglioramento sismico del Capannone oggetto di Tesi. Svolge due funzioni necessarie: evidenzia le problematiche presenti allo stato di fatto e determina l'efficienza delle soluzioni adottate. Advance Design è a tutti gli effetti il passaggio cruciale alla base dell'intervento di Miglioramento.

La bontà di tali soluzioni, però, va determinato considerando la praticità in fase di realizzazione. Il software FEM fa riferimento principalmente agli assi degli elementi e solo marginalmente si preoccupa del reale ingombro di questi ultimi.

La metodologia B.I.M. ha tra i suoi obiettivi principali quello di prevedere ogni singolo dettaglio che potrebbe inceppare il processo costruttivo in ogni fase successiva a quella progettuale.

Advance Design prevede collegamenti irrealizzabili nella realtà: la capriata compenetra il pilastro, c'è luce tra muri e pilastri, i dettagli pensati per il miglioramento sismico intercettano il pilastro non su una faccia ma nell'asse centrale e ci sono alcuni elementi necessari che fungono da espedienti per alcuni dettagli che verranno spiegati più avanti.

Lo studio della fattibilità di questi dettagli passa attraverso due software: Revit e Idea Statica.

Idea Statica è un software più pratico ed efficiente che realistico in un certo senso. Pur avendo come scopo quello di risolvere un problema reale, questo software non cura il dettaglio del singolo “normalino” di un giunto. I dettagli dettati dall'NTC o dall'EC3 sul rispetto delle distanze tra i fori di una piastra sono rispettati a priori, e quindi non rispettati all'interno di Idea Statica.

Il punto forte di questo passaggio è però la possibilità di verificare istantaneamente tutte le verifiche di un giunto, in ogni aspetto caratteristico e per ogni sollecitazione desiderata, nonostante non sia identico alla realtà di aspetto, traccia qualsiasi possibile incongruenza con le verifiche prescritte.

Le verifiche, per la verità, sono state principalmente condotte a mano, o per meglio dire, su Excel, affidandosi puramente alle verifiche dettate e interpretate dalle norme obbligatorie. Questo non sarà molto mostrato nella tesi, essendo un elaborato di natura accademica con marcate caratteristiche aziendali. Le verifiche saranno poi descritte meglio in seguito.

Una volta sottolineato che non sono stati presi per oro colato i risultati da Idea Statica, possono essere mostrate le capacità di questo software. I giunti sono stati inizialmente pensati e disegnati a mano, successivamente descritti a livello funzionale in AD, modellati da nuovo in Idea Statica e in fine mostrati nel particolare in Revit.

La scelta di modellare da nuovo i giunti per la verifica specifica dei singoli componenti di tali giunti è dettata dal fatto che è più comodo rispetto a una importazione da Revit o da software diverso come Advance Steel. Il problema principale è che essendo una

struttura in cemento armato modificata con elementi di carpenteria si presenta una discordanza tra i due materiali difficile da superare nei due software di modellazione e complicata da esportare senza difetti.

Come detto, Revit verrà poi usato per descrivere graficamente questi giunti.

In Idea Statica i giunti verificati sono stati sottoposti alle sollecitazioni di progetto dovute ai risultati di Advance Design, derivanti dalle condizioni di vincolo pensate per ogni elemento.

Idea Statica realizza quelli che sono i giunti per gli elementi biella e quelli che sono stati considerati vincoli “cerniera”.

La verifica più importante è quella relativa, trattandosi di elementi di carpenteria da ancorare al calcestruzzo armato, ai giunti per l’ancoraggio su capriate e pilastri. Il punto cruciale è la posizione di questi tasselli che può provocare collassi del cono di calcestruzzo attorno ad ogni tassello se non sono ben ancorati rispettando le distanze minime dettate dalla norma e dalle direttive del produttore di questi tasselli. Nelle capriate il problema è proprio il poco spazio a disposizione, rendendo arduo il rispetto delle distanze dal bordo e degli interessi già citati.

Lo specifico sui risultati di tali analisi sarà discusso in seguito.

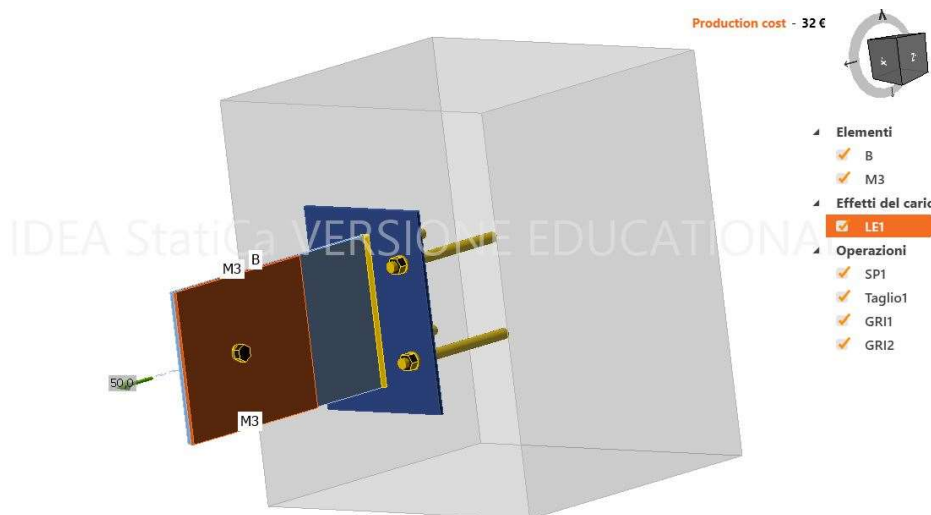
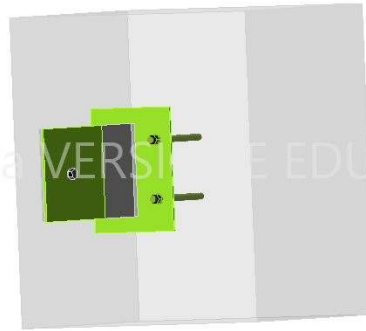


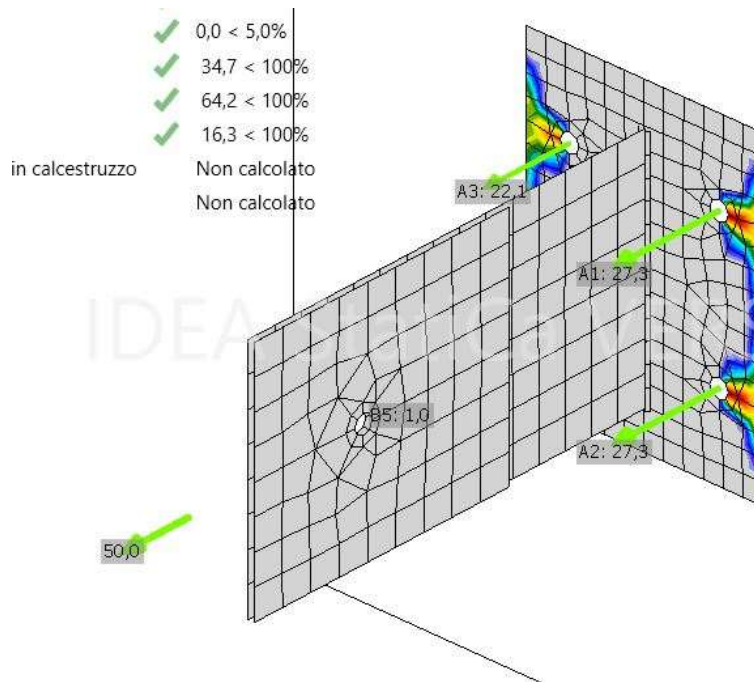
Fig.3.38: Giunto generico sul pilastro

Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,0 < 5,0%
Bulloni	✓	34,7 < 100%
Ancoraggi	✓	64,2 < 100%
Saldature	✓	16,3 < 100%
Basamento in calcestruzzo		Non calcolato
Stabilità		Non calcolato



IDEA StatiCa UNIVERSITÀ EDU

Fig.3.39: Esito verifica (discusso in seguito)



IDEA StatiCa UNIVERSITÀ EDU

Fig.3.40: Deformata giunto

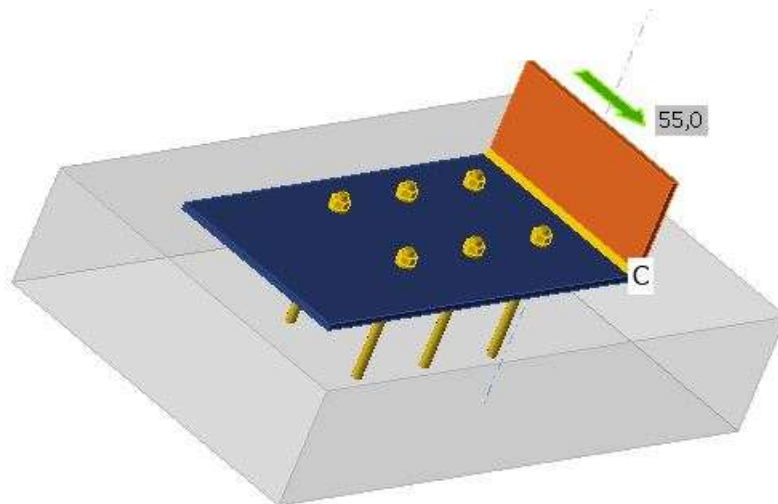


Fig.3.41: Giunto tegolo

3.7 Giunti in Revit

La parte illustrativa e comprensiva del dettaglio della soluzione è affidata ancora una volta a Revit. Una volta completate la fase di progetto e la fase di verifica dell'intervento, è necessario concretizzare visivamente le scelte studiate per poi favorire una migliore messa in opera. Il montaggio degli elementi in carpenteria non sembra presentare inizialmente problemi, ma il numero stesso degli elementi e la grandezza dell'intervento possono provocare incomprensioni e magari errori in fase di inserimento. Come già ribadito più volte, una delle funzionalità del B.I.M. è quella di prevedere problematiche successive ad ogni fase del processo, cercando di risolverle.

Revit rappresenta non solo il punto di partenza geometrico del processo progettuale per arrivare a una soluzione, ma anche il miglior modo per concretizzare la soluzione nel dettaglio costruttivo studiato rispettando le verifiche e i dettagli costruttivi.

Una possibilità alternativa è rappresentata dall'utilizzo di altri software, come Advance Steel. L'ostacolo che deve essere superato è l'unione tra mondo degli elementi in acciaio e mondo degli elementi in cemento armato. Il software Advance Steel è il migliore per la rappresentazione di opere in carpenteria, dando la possibilità all'operatore di gestire ogni normalino e ogni assemblato anche a livello di documentazione e di rappresentazione, consentendo di produrre distinte e tavole per ognuno di questi. Come detto però il

problema principale è la gestione contemporanea di elementi in cemento armato e di acciaio.

Per tutti questi motivi il software utilizzato per il dettaglio dei giunti dell'intervento è Revit, come già detto. Il modello è il reso conto finale di quello che si è da prima disegnato su carta e poi progettato. C'è la possibilità di eliminare tutti gli espedienti utilizzati nei software precedenti. È possibile inserire tutti quei dettagli come le asole, che in un caso giocheranno un ruolo fondamentale.

I dettagli costruttivi come le asole o anche la disposizione di tasselli all'interno di un pilastro sono determinanti per concretizzare le ipotesi prese in fase di progetto.

Un esempio è quello delle asole per il collegamento tra pilastro e capriate. Se non ci fosse l'asola l'ipotesi che prevede che l'elemento di collegamento, che ha funzione di controvento, agisca solo per sollecitazioni orizzontali derivanti dal sisma sarebbe sfatata. Questo elemento agirebbe anche come ulteriore appoggio della capriata prendendosi il peso di questa e cambiando lo schema statico del telaio. Nel software di calcolo questo problema è risolto attraverso un espediente. Nella realtà verrà garantito il corretto comportamento dell'elemento di controvento inserendo questa asola.

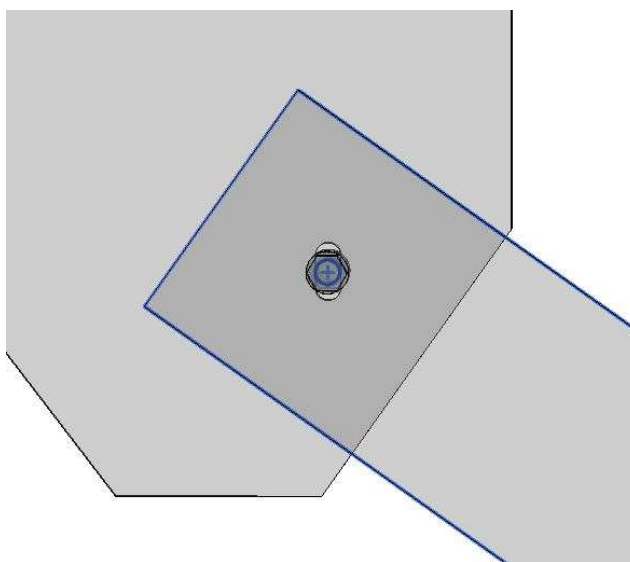


Fig.3.42: Asola per elemento di controvento

Anche in questo caso, come in Idea Statica, si è preferito modellare questi giunti da nuovi, invece che adoperare esportazioni complicate da correggere successivamente. Questo perché le scelte progettuali derivano dalla mente del progettista che si è confrontato in

ufficio, e non si è cercato nel catalogo dei software una soluzione piuttosto che un'altra per farsi ispirare.

I dettagli sono più che altro a titolo illustrativo come detto, ma l'operazione consente anche di usufruire di altri vantaggi: dettagliare l'intervento con delle tavole da cantiere, percepire possibili problemi di inserimento e introdurre nel processo un ulteriore passaggio, quello relativo a Navisworks, raccontato successivamente.

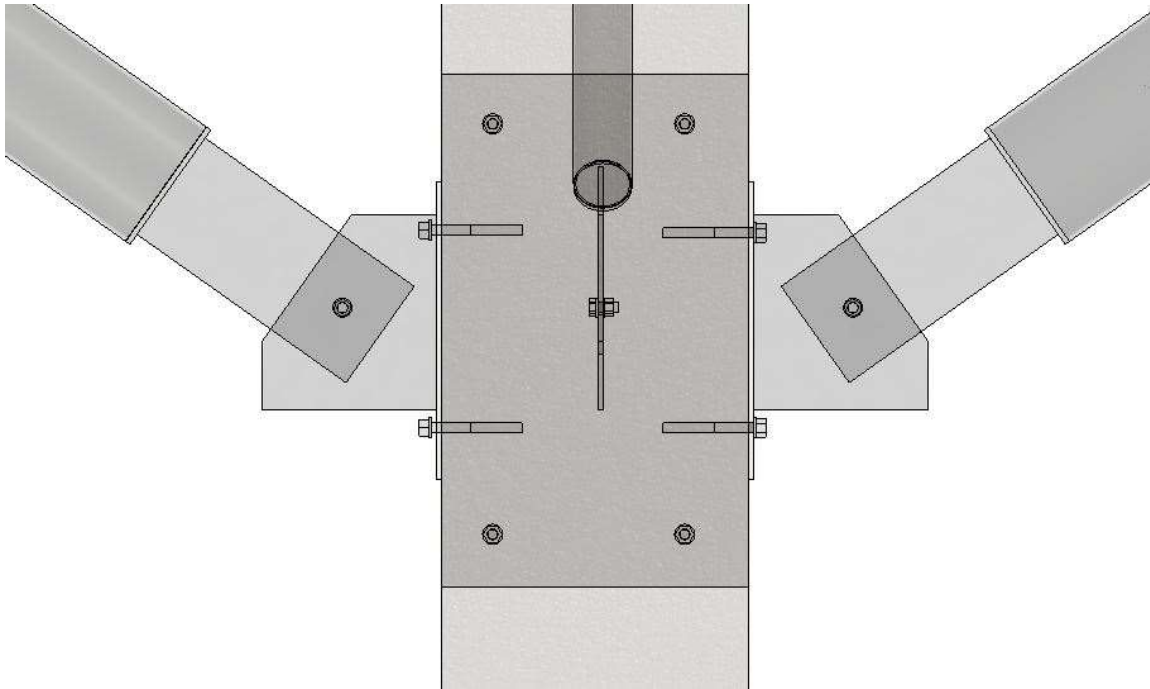


Fig.3.43: Vista laterale tasselli nel pilastro

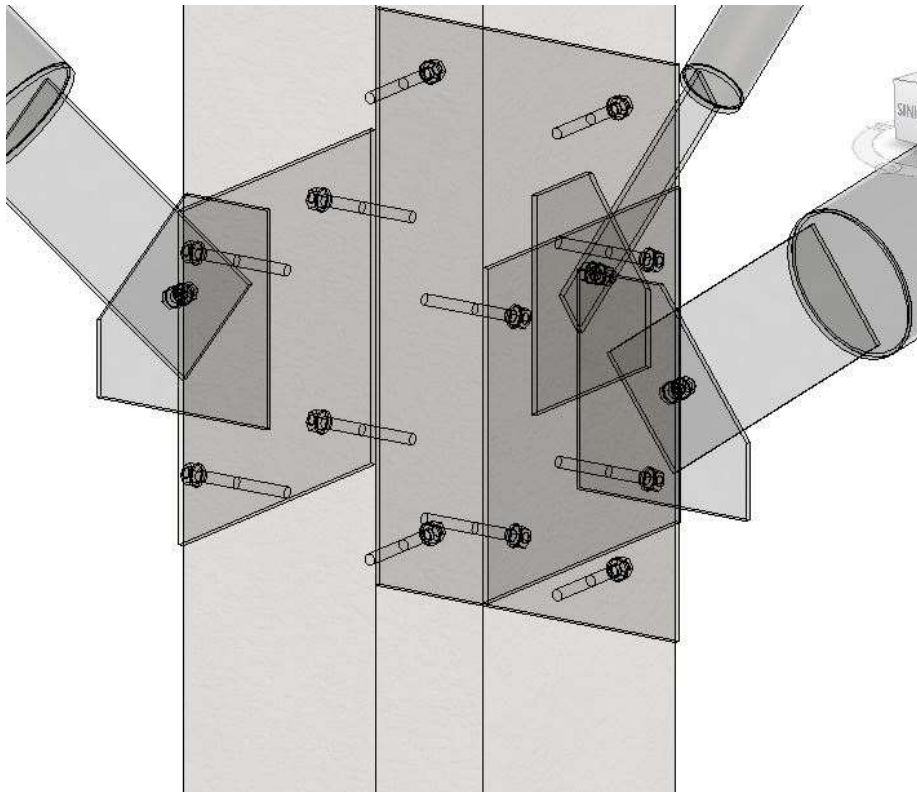


Fig.3.44: Vista complessiva della disposizione dei tasselli nel pilastro

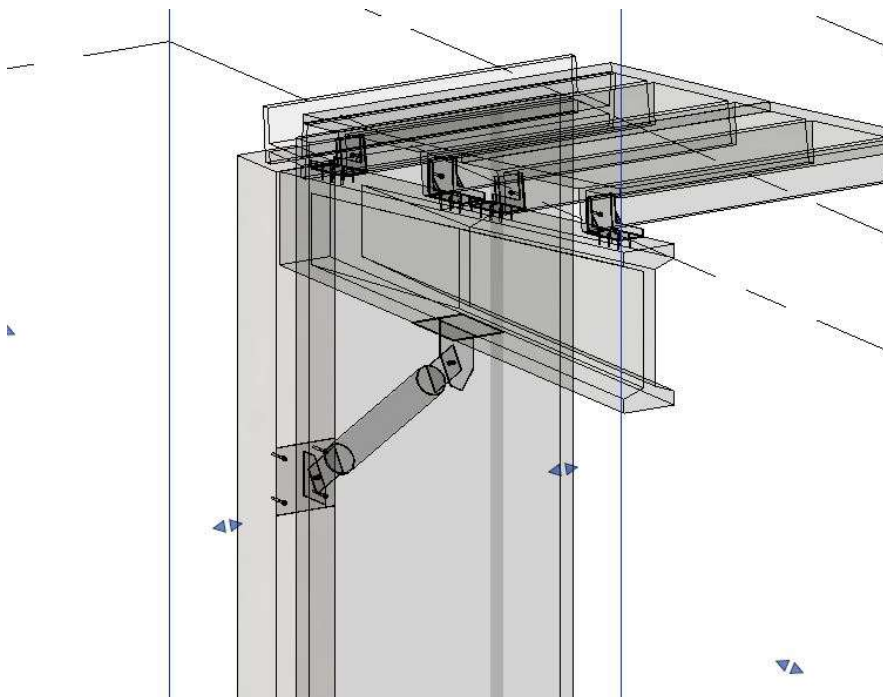


Fig.3.45: Dettaglio che rappresenta al meglio come si presenterà la zona di collegamento tra pilastro e capriata

3.8 Navisworks

L'ultimo aspetto del progetto riguarda lo studio della messa in opera dell'intervento. È il tema che conclude le operazioni sostanziali di decisione e permette di accentuare ancora di più il carattere Aziendale della Tesi. La messa in opera rappresenta una problematica spesso trascurata a livello accademico e mostra una delle grandi potenzialità del B.I.M.

Lo studio della messa in opera è il tentativo di prevedere il futuro dopo che il progetto è stato approvato e si pone come obiettivo quello di determinare come verrà inserita la soluzione pensata nell'esistente e prevedere i mezzi necessari per tale inserimento.

Il progetto della messa in opera è il momento più pratico e inizialmente ignoto dell'esperienza del tesista e permette di non lasciare al caso qualsiasi dettaglio dell'opera che lui stesso ha progettato.

Questo è possibile attraverso l'utilizzo di Navisworks.

Il software Navisworks è un programma della famiglia Autodesk, come Revit, e questo consente un dialogo diretto e lineare tra i due programmi. Il legame tra i due software è così stretto e naturale che per raggiungere al meglio il beneficio offerto dalle funzionalità di Navisworks è stato modificato direttamente il modello di Revit, senza dover imparare in modo approfondito il nuovo software.

Questo preannuncia una possibile conclusione della tesi per quanto riguarda la Metodologia B.I.M., almeno per quanto riguarda l'interoperabilità dei software: l'esportazione da un software deve avvenire solo dopo uno studio approfondito delle caratteristiche descrivibili nel programma di partenza che possono rivelarsi utili o addirittura necessarie per il software dove si desidera importare il modello.

Questo concetto sta alla base del B.I.M. come detto e come sarà ribadito. Fa parte di quelle operazioni per garantire la previsione delle problematiche future risolvibili dal principio.

Nello specifico, lo studio del cantiere attraverso Navisworks avviene generando il cronoprogramma delle operazioni necessarie per la posa in opera dell'intervento, stabilendo un iter predefinito da parte del progettista prima dell'inizio dei lavori. Non

solo, il software può generare anche una animazione di questo processo costruttivo, risultato più ornamentale che pratico.

Un'altra funzione importante di Navisworks, in ambito aziendale, è quella di controllo sul modello di Revit, che come ormai noto, sta alla base della progettazione esecutiva e semi costruttiva dell'intervento in questione. Il controllo è a livello delle interferenze non consentite del modello esaminato. Chiaro e ulteriore esempio della preoccupazione del Metodo B.I.M. di consegnare agli addetti ai lavori un progetto senza incongruenze o simili.

La funzione chiave per la tesi però è quella relativa alla determinazione del cronoprogramma. Come anticipato, le funzioni di questo software sono sfruttate al meglio se il modello importato è descritto al meglio in Revit. Questa fase, infatti, diventa veramente agevole dal momento in cui sul file di partenza, prima dell'importazione in Navisworks, si differenziano le fasi di costruzione in Revit di ogni singolo elemento dell'intervento.

Essendo un miglioramento sismico non invasivo, le differenze tra i momenti di operazioni e di posa in opera di un elemento piuttosto che un altro non sono complicate come in altri tipi di costruzioni o con altri materiali utilizzati. L'acciaio di per sé non richiede grosse problematiche di inserimento in un contesto del genere.

Le fasi previste sinteticamente saranno:

- Foratura del calcestruzzo esistente per tasselli attraverso l'utilizzo di dime
- Posizionamento e fissaggio piastre tassellate, con elementi saldati già presenti, ovviamente
- Inserimento elementi principali incernierati ai giunti già fissati
- Operazioni per ingrossamento delle colonne
- Fissaggio tegoli dopo la foratura

Di seguito alcune immagini prese dal software.

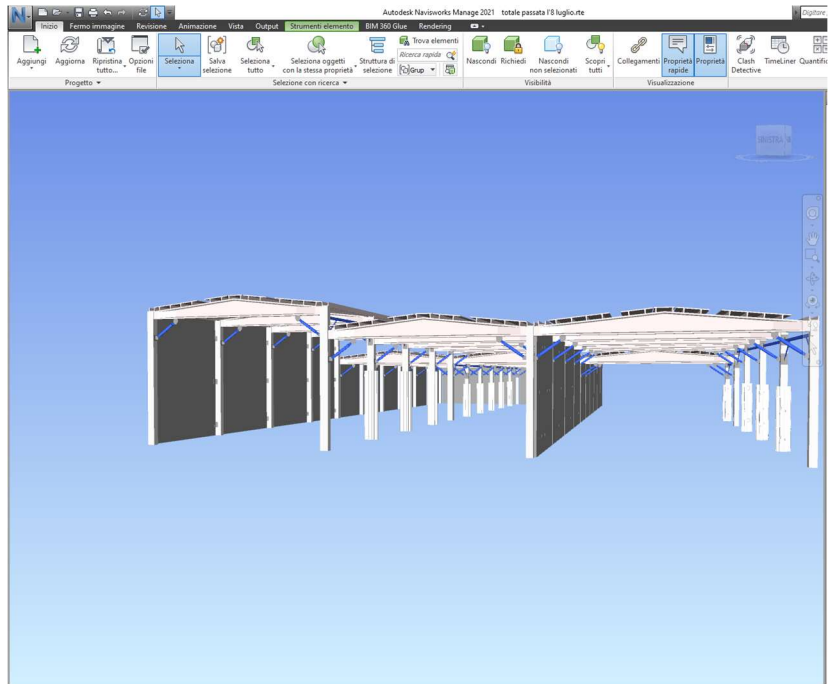


Fig.3.46: Modello appena importato da Revit

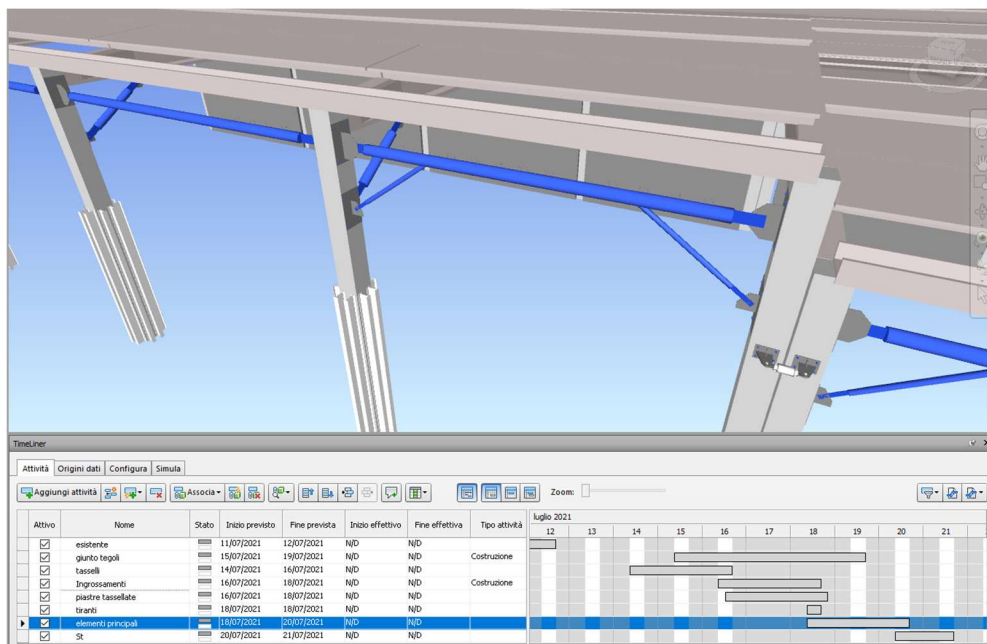


Fig.3.47: Esempio di Timeline

4 Due metodi (Scelte progettuali)

In questo capitolo si entra nel cuore pratico della tesi. Verranno spiegate le scelte progettuali del tesista partendo dai problemi iniziali del modello dello stato di fatto. A questo punto gli strumenti utilizzati sono stati sostanzialmente due: la penna e Advance Design (oltre che a qualche foglio di calcolo di Excel). La penna è stata la voce di ragionamenti iniziati una volta noti i risultati dell'analisi modale del modello dello stato di fatto.

Ragionamenti condivisi anche con i colleghi dell'LGA, che principalmente in questa fase hanno aiutato il sottoscritto in alcuni momenti con alcuni consigli sul come affrontare certe problematiche, senza mai indirizzare verso una soluzione piuttosto che un'altra; e di questo aiuto non si vuole fare mistero. Un esempio è certamente relativo a qualche espediente per garantire un giusto comportamento degli elementi, come le capriate, o per leggere una tensione in un determinato giunto.

Il Miglioramento sismico verrà studiato attraverso due soluzioni. La distinzione tra le due soluzioni è a livello tecnologico e a livello concettuale: la prima sarà una soluzione più tradizionale, la seconda più innovativa e all'avanguardia.

L'obiettivo comune di queste due modalità di Miglioramento si descrive in due volontà: evitare eccessive deformazioni orizzontali nel piano dei telai, per evitare lo sfilamento dalle forcelle delle capriate, e impedire uno spostamento nell'altra direzione orizzontale di 2 cm per blocco, per evitare il martellamento tra i due blocchi.

Prima di entrare nella discussione di queste due soluzioni, viene trattato il modello di Advance Design dello stato di fatto.

4.1 Stato di fatto

Come già annunciato, i risultati dell'analisi modali dello stato di fatto sono stati ottenuti dopo diverse operazioni: la prima è stata quella di ottenere un modello in Advance Design, la seconda è stata quella di studiare passo per passo le condizioni di vincolo dei singoli elementi e la terza quella di garantire uno spostamento rigido relativo tra i pilastri.

È bene ricordare l'ipotesi più forte che è stata impostata: la condizione di vincolo per la capriata che non trova la libertà per la traslazione nella propria direzione assiale in prossimità dell'appoggio sul pilastro, cosa che nella realtà è consentita dalla non curanza degli effetti delle azioni orizzontali, come già discusso nel capitolo 3.

Tale ipotesi si rende necessaria per far funzionare il modello su Advance Design. La mancata connessione per la traslazione della capriata al pilastro provocherebbe una instabilità per la quale lo spostamento delle capriate sarebbe nell'ordine dei chilometri e non più di centimetri.

Per questo modello, ma anche per i successivi, bisogna prestare molta attenzione sia ai risultati dell'analisi sia alla rappresentazione delle deformate. Il punto è che il software considera il calcestruzzo con le proprie caratteristiche di rigidità elastica ma non sembra presentare limiti per il campo elastico.

Questo, almeno inizialmente, rende dei risultati più qualitativi che altro. Questi risultati pongono l'accento sul dove intervenire. Queste sono le stesse considerazioni che hanno mosso la volontà di svincolare elasticamente i pilastri alla base, per cercare di includere una quota parte dello spostamento come uno spostamento rigido. Il problema della deformabilità del calcestruzzo diventa evidente nelle capriate. In mezzeria la capriata svirgola eccessivamente, non congruentemente a un comportamento reale del calcestruzzo. Le capriate sono elementi rigidi, influiscono specialmente come pesi investiti dal sisma, questo concede di accettare queste deformazioni. Se fossero stati altri elementi a deformarsi in quella maniera con quell'entità sarebbe stato errato non risolvere il problema o comunque sarebbe stato errato non considerarla.

L'evidente deformazione nella capriata è dovuta anche alla differenza di inerzie nelle due direzioni delle sezioni. L'inerzia nella direzione perpendicolare al piano del telaio, e quindi della capriata, è notevolmente minore di quella nella direzione verticale. Questo accentua la deformazione dovuta al sisma in una direzione specialmente, quella che genera i primi due modi di vibrare.

La deformazione nei pilastri è condizionata dalla stessa ipotesi di campo elastico "illimitato". Queste distorsioni non sono così eccessive, per due motivi: lo svincolo della base dei pilastri per i ragionamenti già spiegati e la differenza non eccessiva tra la due

rigidezze della sezione. Le deformazioni vengono considerate reali, perché non è in dubbio che limitatamente anche le colonne si comportino in maniera non esattamente rigida.

La bontà del Miglioramento dallo stato di fatto al modello dopo l'introduzione delle due soluzioni sarà valutata confrontando le due deformate dei pilastri nelle combinazioni di carico più critiche.

Le deformate delle capriate sono dovute anche al tipo di vincolo alle estremità di queste. Vincolando in modo inopportuno sarebbero sempre deformate ma limitatamente. Ma vincolando in questo modo, da qui la descrizione con il termine "inopportuno", cambierebbe il comportamento pure del pilastro collegato e questo è inaccettabile.

Le Figure 3,35; 3,36; 3,37 mostrano già nei primi modi di vibrare un comportamento non ideale per una struttura di questo tipo. Le deformazioni modali sono in contrasto con quello che si desidera quando viene costruita da nuova una struttura. È evidente che il centro delle masse non coincida con quello delle rigidezze ed è evidente di come le diverse eccentricità di elementi rigidi condizionino molto le deformate di ogni modo di vibrare nella direzione perpendicolare al piano dei telai.

In ambito sismico, il comportamento scatolare della struttura permette una risposta consona alle sollecitazioni relative a questo ambito. Come già espresso, non è il caso della struttura oggetto di esame nelle condizioni in cui è stata rilevata. Le considerazioni sulle deformate portano alla conclusione che le modalità di intervento saranno di tipo locale, e non globale dell'intera struttura. L'atteggiamento scatolare è ricercato sommando tutti gli interventi di tipo locale, andando a intervenire specialmente dove gli spostamenti sono eccessivi cercando di renderli più uniformi con il resto della struttura.

Il comportamento della struttura, sia prima sia dopo l'intervento, è stato giudicato tenendo in conto, oltre al peso proprio, le azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali con l'intensità derivante dal Paragrafo 2.5 e trascurando la componente verticale del sisma. Le combinazioni di queste azioni sono state condotte automaticamente dal programma impostando i valori dei coefficienti parziali di sicurezza per azioni permanenti, ovvero il peso proprio della struttura, e quelle sismiche. Il software dà la possibilità di seguire le

regole di combinazioni di Newmark, conosciuta anche come regola del 130 per come combina le due azioni sismiche ortogonali.

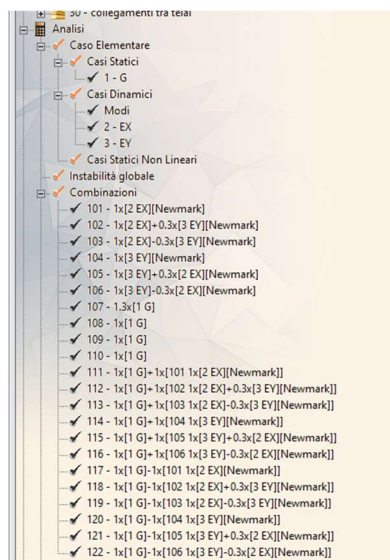


Fig.4.1: Combinazioni considerate per l'analisi sismica modale

Fino a questo punto si è parlato di struttura, intesa come l'intero Capannone. Come già noto, questa struttura è divisa in due. La divisione costringe lo studio dei due singoli blocchi separatamente, oltre al fatto che questo snellisce l'analisi nel software.

Il primo blocco viene usato come esempio a questo punto della spiegazione per evidenziare il perché di alcune scelte.

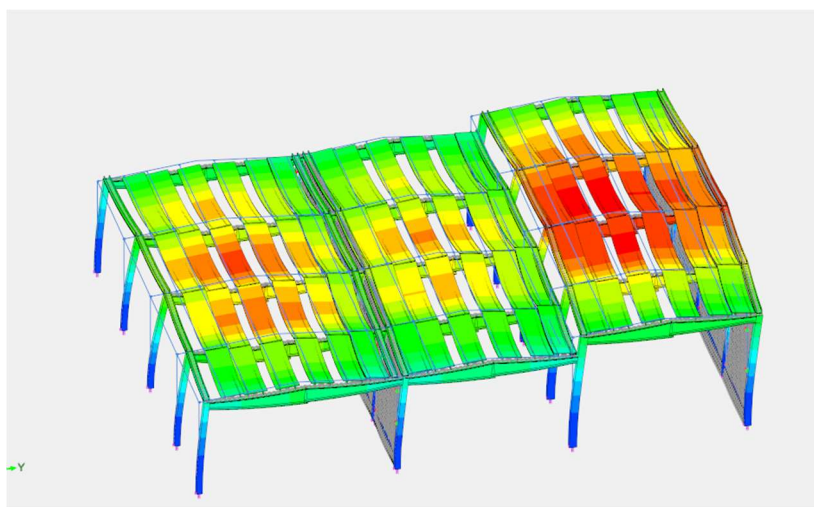


Fig.4.2: Deformazione per la combinazione 114

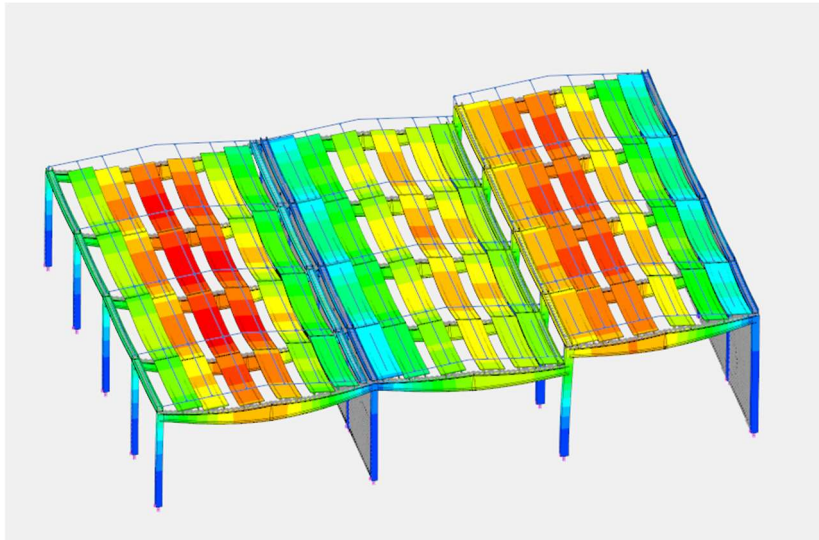


Fig.4.3:Deformazione per la combinazione 111

4.2 Prima soluzione

4.2.1 Filosofia

Il primo intervento studiato viene considerato un intervento Tradizionale. Questa caratteristica è stata attribuita a tale soluzione perché sfrutta le caratteristiche della carpenteria, che è stata adoperata per questo tipo di intervento.

La carpenteria viene utilizzata per diversi motivi:

- Duttilità fornita
- Capacità di dissipazione
- Semplicità di sostituzione
- Facilità di reperimento
- Facilità di adeguamento a diverse soluzioni
- Peso ridotto

Il primo punto è alla base della progettazione sismica. Il problema del Capannone, come per altre strutture, è che il crollo non è anticipato da una deformazione che avverte del superamento di certi limiti di sicurezza in termini prima di tutto di deformazione e in seconda battuta di stabilità. La criticità non sarà mai a livello delle tensioni, per via del cattivo collegamento tra gli elementi che compongono il Capannone. Questo tipo di

rottura fragile è corretta dalla duttilità, che garantisce una deformazione che avverte, di questi elementi inseriti per due motivi: il primo per la duttilità intrinseca dell'acciaio, la seconda perché la rottura di questi elementi anticipa il collasso della struttura intera e questo è accettabile. La duttilità è raggiunta sommando il comportamento di ogni singolo elemento in acciaio come tasselli, bulloni, piastre e profili.

Il secondo motivo può essere legato alla duttilità, ma va sottolineato come questa soluzione aumenta a dismisura l'energia dissipabile sotto sisma. Questo preserva la struttura originaria diminuendo l'energia liberata dal sisma e introdotta in tale struttura. La dissipazione avviene con la deformazione plastica degli elementi in acciaio che resistono anche dopo essersi deformati prima di cedere e deformandosi dissipano energia.

Come detto la rottura o la deformazione plastica di questi elementi è accettabile. Il collasso di questi elementi non compromette la stabilità globale della struttura in situazioni di progetto persistenti. Dopo il sisma la funzione di questo intervento non è più necessaria quindi si può procedere con una sostituzione in caso di danno. La rottura, come già suggerito, è prevista e auspicabile se previene il collasso della struttura dissipando sufficiente energia.

La reperibilità è spesso necessaria, specialmente quando il sisma è già avvenuto e ha già provocato danni. In queste situazioni è necessario mettere in sicurezza le parti non crollate della struttura post sisma. Gli interventi in acciaio sono ideali per situazioni del genere. L'acciaio è un materiale già pronto, non ha bisogno di periodi di maturazione o di casseri o di betoniere. In questo intervento la reperibilità non è così determinante, è un vantaggio ma non c'è la necessità di intervenire nell'immediato, ma rispecchia uno dei lati tradizionali dell'intervento di questo genere.

L'adeguamento è una delle caratteristiche più importanti perché rende possibile l'inserimento della carpenteria in tutte quelle situazioni dove sono limitate le possibilità di costruzione. Non tutti i materiali sono adatti nelle condizioni richieste da questo progetto.

La qualità evidentemente più importante è il peso relativamente trascurabile della carpenteria, Non condiziona sostanzialmente lo stato di sollecitazione dell'esistente. Il vantaggio non è trascurabile perché non compromette la struttura in situazioni di progetto

persistente o in situazioni di progetto dove il sisma non è presente, ma migliora il comportamento in presenza di quest'ultimo.

Gli obiettivi dell'intervento sono stati già citati: evitare il martellamento dei due blocchi e limitare gli spostamenti nell'altra direzione orizzontale per evitare lo sfilamento delle capriate. Nel miglioramento tradizionale si provvede a raggiungere questi obiettivi cercando di riprodurre una sorta di comportamento scatolare collegando i telai tra di loro nelle file di colonne non collegate con le pareti. Questo è l'aspetto caratteristico dell'intervento tradizionale nel merito di questa tesi.

4.2.2 Particolari costruttivi

Dettati gli obiettivi e le modalità di raggiungimento di tali obiettivi, è doveroso riportare il processo per cui sono state decise le singole operazioni. Il miglior modo per resistere alle azioni orizzontali è certamente quello di aggiungere opere di controventatura. La controventatura, essendo un elemento bidimensionale di natura strutturale, ha benefici orientandola in entrambe le direzioni orizzontali. Questo però non è applicabile alla nostra struttura perché un intervento del genere svaluterebbe troppo l'immobile per l'azienda committente, che nella sua impresa di logistica non ha certo piacere a trovare ostacoli all'interno del proprio capannone. Un'altra soluzione pensata è stata quella del controvento orizzontale, andando a inserire una sorta di solaio che ripartisce gli sforzi orizzontali su tutti i telai senza nessun compito per i carichi gravitazionali. Ma tale soluzione è scartata in prima battuta per la difficile messa in opera e in più perché comunque ostacola in altezza la volumetria all'interno del Capannone. Gli effetti della controventatura verranno ottenuti attraverso altre vie.

Le operazioni all'interno di questo intervento sono le seguenti cinque:

- Ingrossamento della base delle colonne
- Diagonali inseriti nel piano dei telai
- Collegamento tra telai
- Consolidare vincoli parete
- Rinforzo tegoli

L'ingrossamento della base delle colonne ha l'obiettivo di abbassare il centro delle rigidità, scaricando la quota parte di sollecitazione sismica che originariamente

dovrebbe interessare la sommità dei pilastri. L'ingrossamento funge come una sorta di punto di intercetto dell'energia sismica che non raggiunge per intero la sommità dei pilastri. Con le altre operazioni, questo ingrossamento farà sì di avere un comportamento equivalente a un controvento, nella direzione dove l'altra operazione agisce.

Un altro vantaggio è quello di migliorare l'inerzia delle singole colonne, in entrambe le direzioni. L'aumento di inerzia irrigidisce tutta la struttura e di conseguenza riduce gli spostamenti in sommità, limitando anche il rischio di sfilamento della capriata.

Un ultimo benefit è legato al ragionamento per cui sono stati progettati. Una volta noto lo sforzo tagliante agente massimo sul pilastro per ogni combinazione sismica, ricondotto tramite una semplificazione a un diagramma di taglio costante, è possibile riscrivere l'equazione della linea elastica per una mensola con un carico concentrato all'estremo libero. Una volta noto lo spostamento voluto in sommità, sapendo la rigidezza della colonna, è possibile spostare idealmente il punto dell'incastro per limitare la freccia di questa mensola. In virtù di questo ragionamento, viene facile sia calcolare l'altezza dell'ingrossamento sia stabilire il quantitativo di acciaio necessario da aggiungere.

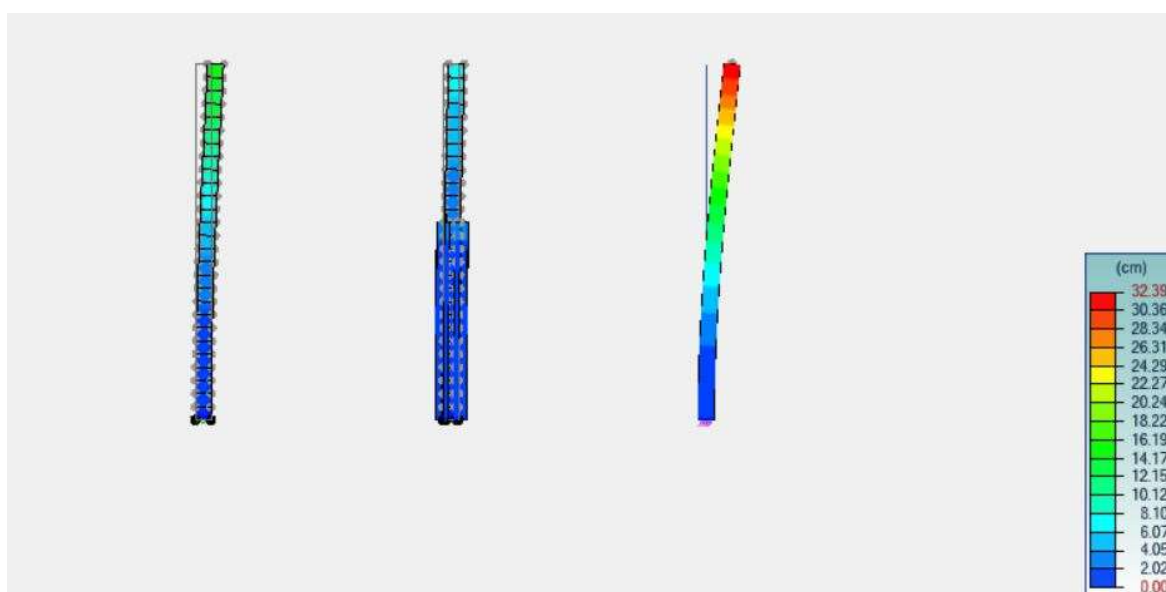


Fig.4.4: Esempio del beneficio fornito dall'ingrossamento in carpenteria

In figura è possibile notare 3 pilastri: il pilastro a destra è un elemento lineare, il pilastro a sinistra è formato da 4 elementi piastra con rigidezza area equivalente al pilastro di destra, ma che presenta un comportamento più rigido per la natura degli elementi che lo

compongono, e al centro lo stesso pilastro di sinistra ingrossato con i profili IPE che riducono l'inflessione.

La rappresentazione del pilastro attraverso elementi piastra è necessaria per poter collegare gli elementi aggiuntivi, dato che gli elementi lineari hanno solo un asse di riferimento.

L'ingrossamento della colonna è ottenuto affiancando ad ogni lato del pilastro due profili IPE dimensionati per gli obiettivi sopracitati. Nel software l'ingrossamento è inserito come un pilastro equivalente in calcestruzzo con area omogeneizzata per le due direzioni del sisma. Nello specifico saranno IPE 300 per altezze diverse secondo le altezze del pilastro dove si connettono. Non si vuole provocare un salto di tensione eccessivo lungo il pilastro per via dell'aumento di rigidezza sopra descritto. Per questo motivo viene "addolcito" dall'inserimento di un ulteriore ingrossamento meno rigido per via dell'utilizzo di un IPE ridotta.

L'ingrossamento dei pilastri è previsto solo per quei pilastri che non sono legati alle pareti e che non sono a stretto contatto con l'altro blocco, per vie di limiti di spazio evidenti nell'applicare questa soluzione.

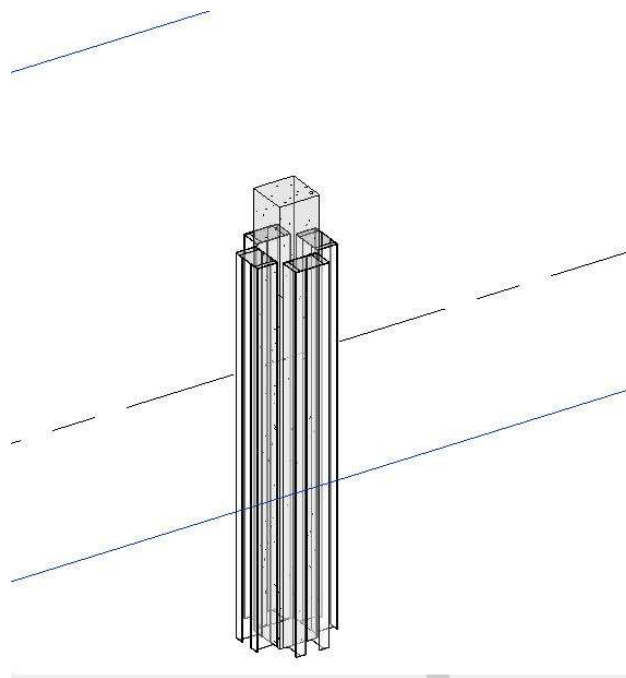


Fig.4.5: Ingrossamento pilastro

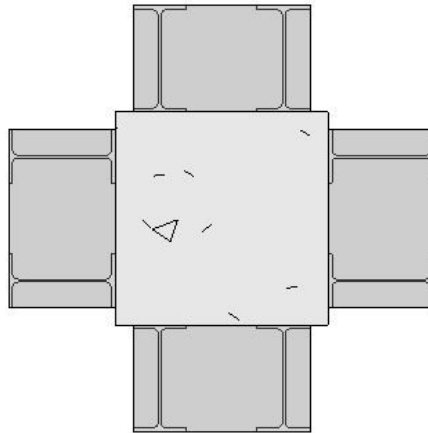


Fig.4.6: Pianta dell'ingrossamento

I diagonali inseriti nel piano del telaio sono elementi che migliorano il comportamento orizzontale in tale piano irrigidendo e collegando ulteriormente la capriata alle colonne. Il diagonale funge da controvento ridotto, meno invasivo e soprattutto più agevole per la messa in opera. Viene scelto un profilo tubolare per l'ottima resistenza al Buckling e per la leggerezza che lo contraddistingue

I diagonali sono stati indubbiamente i particolari più difficili da inserire dentro il contesto strutturale: sono stati progettati come Bielle e questo ha portato allo studio di un giunto riconducibile a una cerniera. Per fare questo ci si è affidati a una piastra che si collega alla capriata e una piastra che si collega al pilastro. I tasselli utilizzati per tali collegamenti sono tasselli ad espansione che permettono un inserimento solido con il calcestruzzo, aderendo non solo per attrito ma anche per forma,

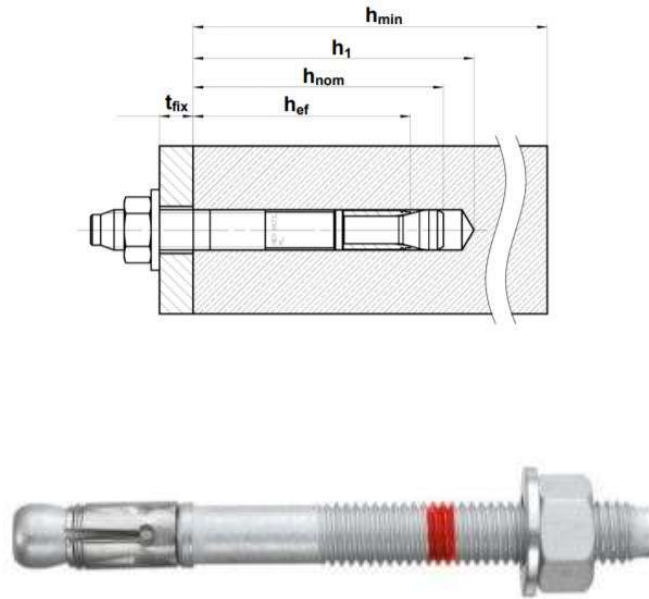


Fig.4.7, Fig.4.8: Particolare dei tasselli utilizzati

e dal produttore sono segnalati diversi limiti per la posa in opera di questi elementi. In più sono state rispettate le limitazioni delle normative di riferimento. Questo ha portato a una difficile modellazione, specialmente nelle capriate, dove lo spazio a disposizione è veramente ridotto, sia nel piano della piastra sia per profondità concessa dalla piattabanda della capriata.

Un aspetto che ha condizionato più la progettazione che il modello di Revit è quello inerente al comportamento della capriata sovrastante a cui si collega. Pur essendo un elemento molto meno rigido della capriata e pur avendolo tratta come biella, inizialmente, il suo inserimento portava a un comportamento errato della capriata quando veniva interrogata sul proprio diagramma dei momenti per carichi gravitazionali.

Nella sostanza, l’inserimento di questa biella comportava un appoggio aggiuntivo non giustificato alla capriata e sovraccaricava appunto la biella che era sollecitata con una quota parte del peso della capriata. La soluzione a tale problema è stata quella di svincolare un elemento messo come “espediente” a livello di vincolo verticale, così da dividere i due problemi gravitazionali e orizzontali. Nel modello Revit sono state aggiunte asole per evitare una sorta di vincolo aggiuntivo verticale e consentire alla biella di preoccuparsi solo degli sforzi orizzontali.

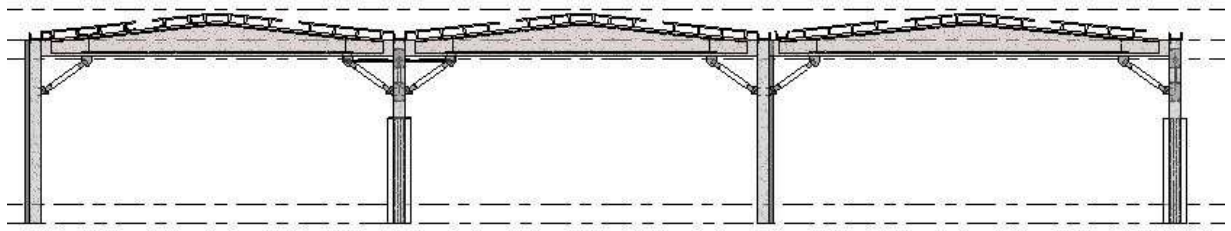


Fig.4.9: Collegamento con funzione di controventi nel piano dei telai

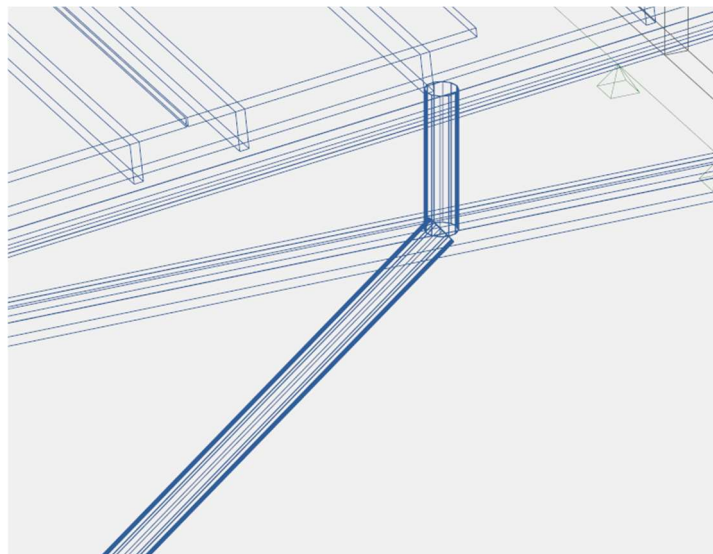


Fig.4.10: Espediente per rappresentare al meglio l'ancoraggio alla capriata

C'è da aggiungere che una volta completato tutto il processo che ha portato ai risultati prossimamente espressi, c'è stato un tentativo di svincolare ulteriormente la capriata dalla forcella in sommità del pilastro per meglio rappresentare la condizione reale di vincolo. Questo tentativo è stato permesso dall'inserimento di due tiranti che oltrepassano il pilastro per ricollegarsi all'altra capriata proprio dove ci sono le piastre per la cerniera all'intradosso delle capriate per il vincolo dei diagonali.

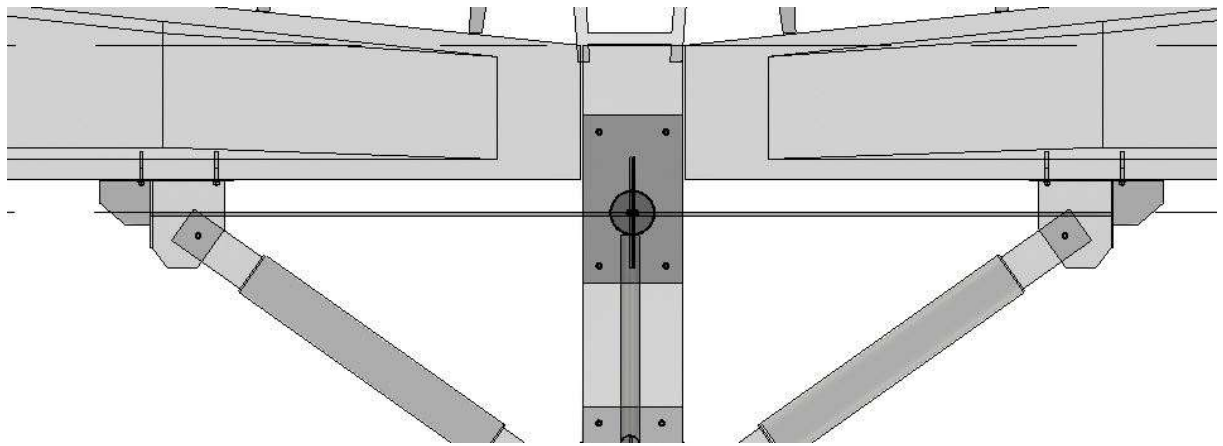


Fig.4.11: Prospetto tirante

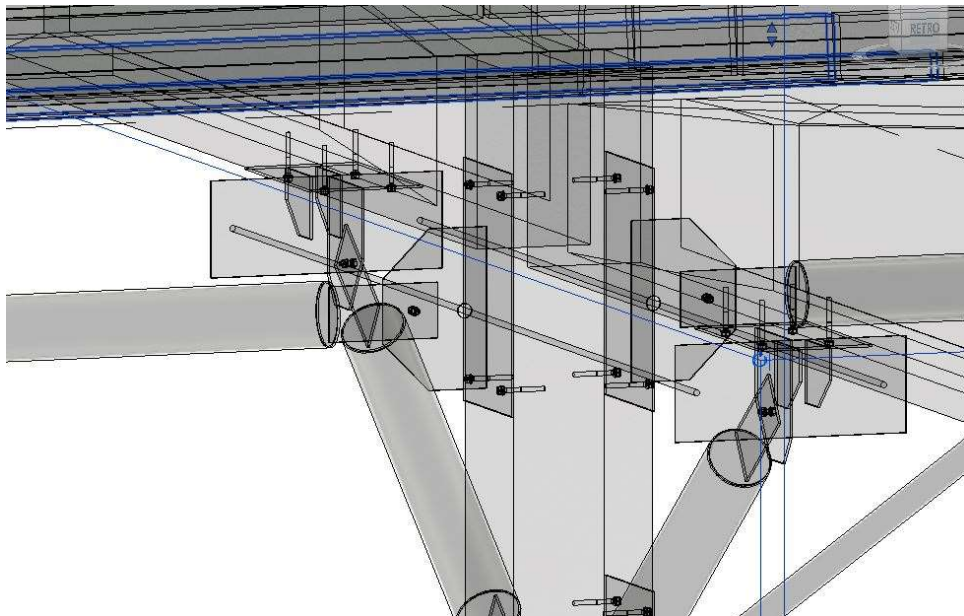


Fig.4.12: Vista tridimensionale tiranti

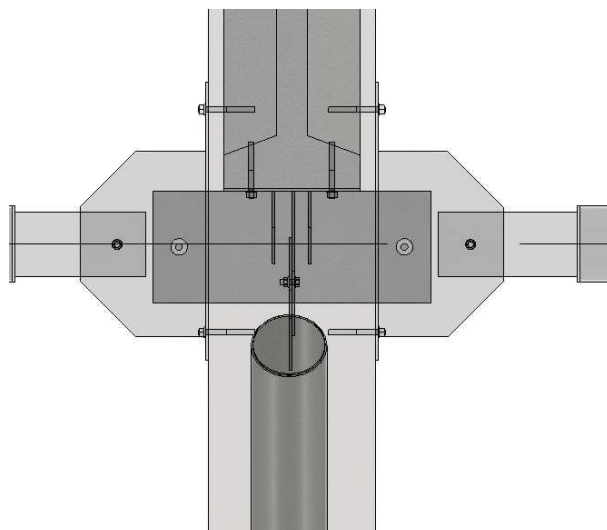


Fig.4.13: Vista laterale tiranti con dettaglio del foro nella piastra attraversata

Il collegamento tra telai rappresenta la grande differenza con il miglioramento tecnologico. L'obiettivo è quello di coinvolgere l'intera struttura per giungere a una sorta di comportamento scatolare, pur intervenendo localmente.

Il collegamento tra telai è un tentativo di riprodurre il beneficio del controvento, attraverso anche l'ingrossamento dei pilastri. Avviene attraverso l'unione da parte di una biella che collega i pilastri nella direzione perpendicolare al piano dei telai. Il profilo scelto è ancora tubolare per le caratteristiche necessarie descritte prima, resistenza all'instabilità e alla possibile torsione, ma anche perché in questo caso possono essere richieste dimensioni consone per una saldatura con un elemento trasversale, come mostrato in figura. Se il comportamento a controvento è dovuto anche per gli ingrossamenti dei pilastri, quando l'ingrossamento non c'è, si necessita di elementi diagonali come quelli descritti prima per le capriate.

La loro posizione è individuata immediatamente sotto le forcelle. Non possono essere al livello delle forcelle perché provocherebbero stati di tensioni per cui queste non sono state progettate. La posizione immediatamente sotto, invece, rafforza in un certo senso la forcella in caso di ribaltamento della capriata, rendendola solidale con le altre, e in più cerca di controllare gli spostamenti in sommità.

Ha la funzione di "intercetto" dell'azione sismica proteggendo le più deboli forcelle.

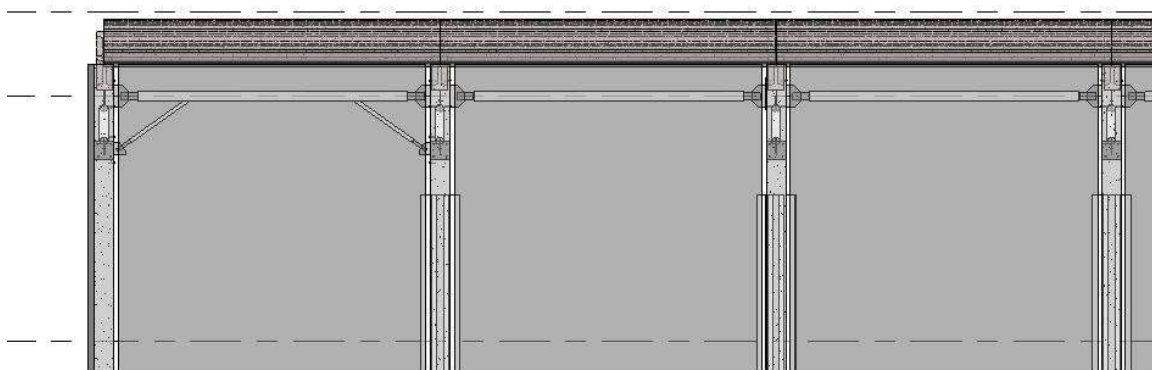


Fig.4.14: Collegamento tra telai, nelle due tipologie: telaio interno con telaio interno e telaio interno ed esterno

Il consolidamento dei giunti di parete è un'operazione di facile applicazione ma con risultati importanti. Viene sfruttata la presenza dei controventi già presenti allo stato attuale prima dell'intervento. Non si è certi della bontà dei giunti esistenti e dunque vengono aggiunti elementi per garantire un livello di vincolo più elevato e affidabile. Questi elementi parete poi vengono uniti con le colonne attraverso angolari per rafforzare l'unione parete-pilastro.

Come per la successiva soluzione, il consolidamento dei giunti di parete rende ancora più netta la differenza di comportamento tra i vari pilastri che era già presente allo stato di fatto quando il collegamento era traducibile in una cerniera. In altre parole, i collegamenti tra i telai saranno presenti nei pilastri che non sono connessi alle pareti. Questo perché è lì che c'è un eccesso di spostamento e di deformazione del pilastro.

Per rendersi conto delle sollecitazioni passanti per questi collegamenti è stato necessario ricorrere a un espediente simile a quello usato per i diagonali nel telaio. Quello era usato per svincolare l'elemento di miglioramento con la capriata, questo per leggere una sollecitazione tra due elementi a cui l'espediente è unito.

La sollecitazione passante per questo elemento fittizio è evidentemente dipendente dalla propria rigidità. Per essere certi di una misura sufficientemente accurata è necessario un processo iterativo verso la convergenza che riproduca al meglio il vincolo di incastro.

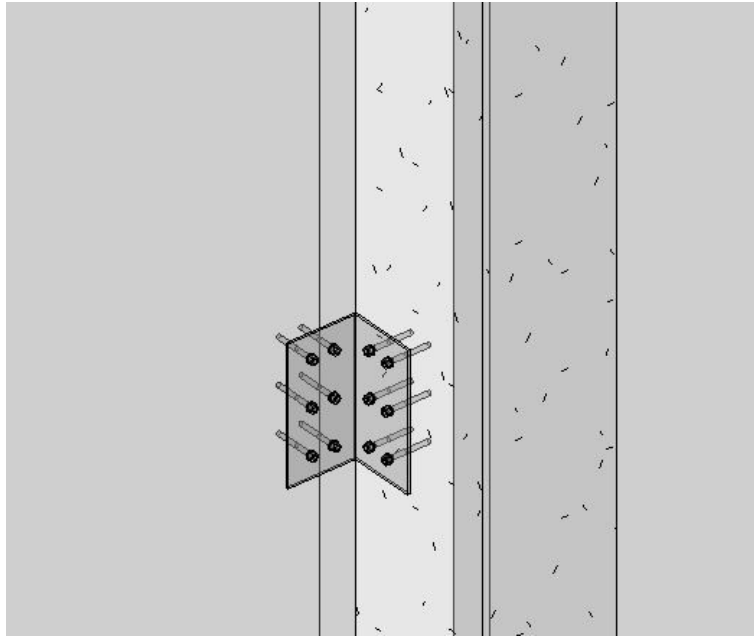


Fig.4.15: Collegamento pilastri parete

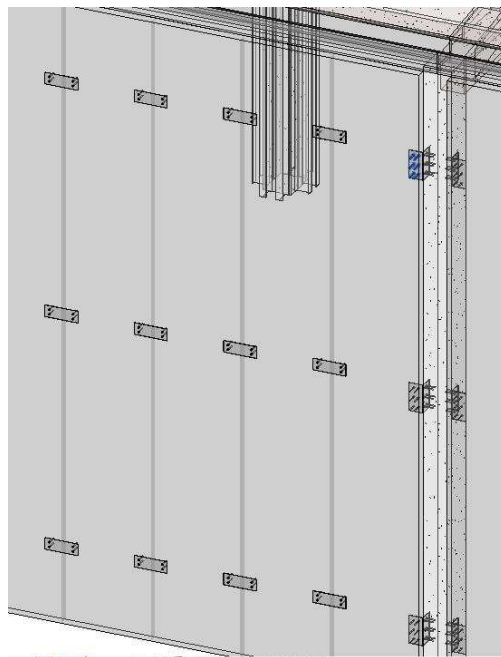


Fig.4.16: Collegamento tra pannelli di parete

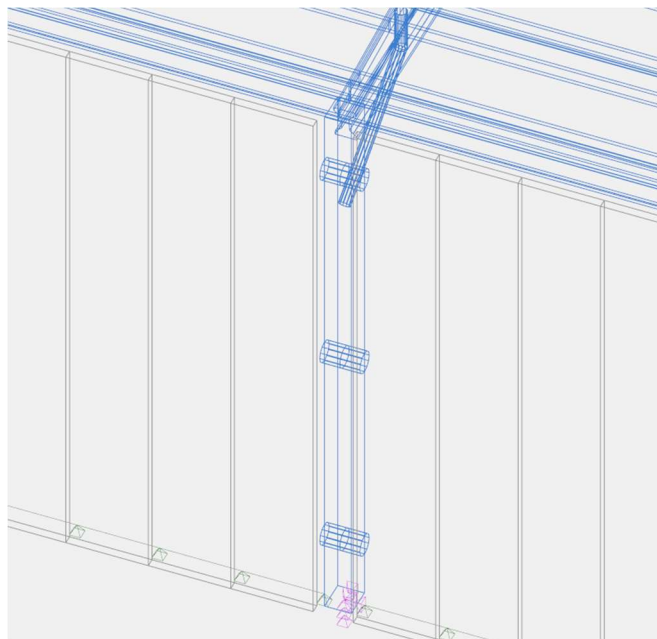


Fig.4.17: Elementi per valutare la tensione passante per i collegamenti tra pilastrini e pannelli murari

L'ultimo passo è quello relativo al vincolo dei Tegoli, per adesso solamente appoggiati alla capriata. Il crollo di un singolo tegolo può provocare danni alla capriata che se crolla può far crollare l'intera struttura. Il vincolo riscontra gli stessi problemi incontrati per il diagonale nel collegamento con i tasselli alla capriata, cioè gli stessi problemi di rispetto degli spazi da normativa per via del poco spazio a disposizione.

In più qui ci sono altre due problematiche. La prima è dovuta al fatto che l'inclinazione tra capriata e gamba della sezione del tegolo a doppia T non è a 90 gradi, e questo comporta un problema nell'inserimento di pressopiegati, oltre che all'introduzione di piatti irrigidenti come mostrato in figura.

Il secondo problema riguarda il fatto che questi elementi sono precompressi e quindi bisogna stare attenti a dove far passare la barra filettata a livello delle gambe della sezione a doppio T.

Come anticipato, ci sarà bisogno di barre filettate perché il poco spessore della sezione del tegolo non permette il rispetto delle prescrizioni per l'inserimento di tasselli come prima.

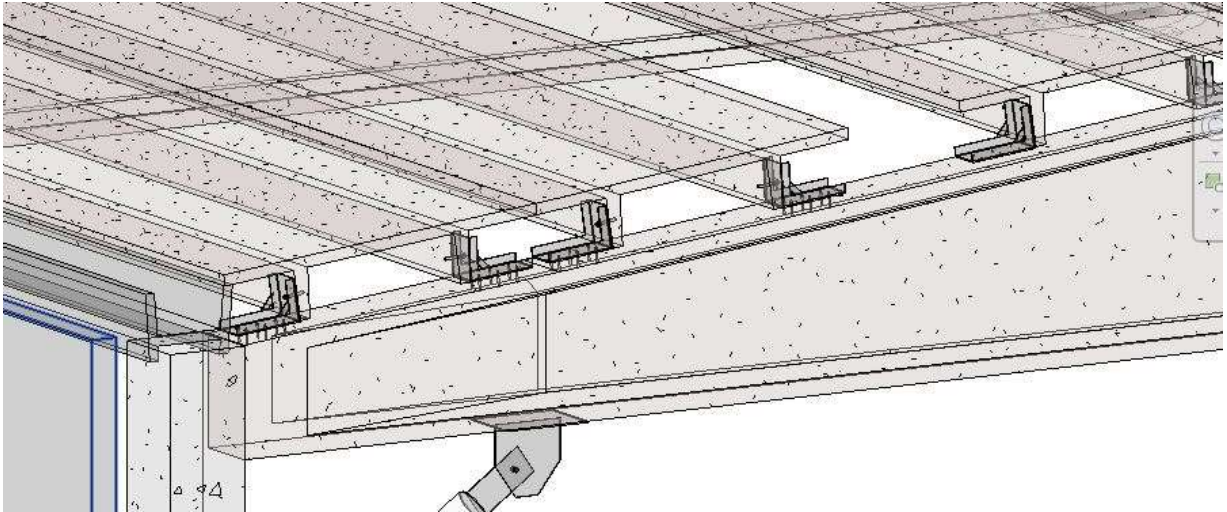


Fig.4.18: Giunto tegoli

4.3 Seconda soluzione

4.3.1 Filosofia

Il secondo intervento è quello che è stato già annunciato come l'intervento Tecnologico.

Prima di entrare nel merito di questo intervento, si vuole anticipare che alcune operazioni della soluzione tradizionale sono riportate anche in questa soluzione.

Il contributo delle pareti già esistenti permette una grande solidità e permette di concentrare la soluzione solo in quelle file di colonne non irrigidite e quindi più soggette al martellamento tra i due blocchi.

Il collegamento dei tegoli non può essere concepito in maniera molto diversa da quella già rappresentata, dato le condizioni di appoggio precario e ristretto spazio di giunzione.

I diagonali nel piano dei telai con compiti di controvento sono la miglior soluzione possibile per il comportamento del singolo telaio nel proprio piano per evitare lo sfilamento della forcella e limitare gli spostamenti orizzontali.

L'ingrossamento dei pilastri è l'operazione che collega le due soluzioni dal punto di vista del pensiero che le ha generate. L'ingrossamento aiuta notevolmente il comportamento scatolare nella soluzione tradizionale con la collaborazione dei collegamenti tra telai. L'ingrossamento dei pilastri, però, ha anche un'altra grande funzione, già citata. Indipendentemente dal contesto globale, migliora la risposta delle

singole colonne in entrambe le direzioni diminuendo lo spostamento in sommità con evidenti benefici per la struttura.

La parola “indipendentemente” è la chiave di lettura per la soluzione di tipo tecnologico eppure rappresenta un controsenso.

La volontà è quella di unire i due blocchi per evitare il martellamento e allo stesso tempo lasciare indipendenti i telai nella direzione perpendicolare al proprio piano.

Per spiegare meglio, questa soluzione vuole far sì che il martellamento sia evitato rendendo solidale il comportamento tra le due strutture affiancate, quindi evitando di limitare separatamente i due spostamenti. Se i due blocchi si muovessero in maniera identica e contemporaneamente, o per meglio dire, in fase, il problema del martellamento non sarebbe così principale.

Il comportamento dei due blocchi è sin dall’inizio considerato indipendente l’uno dall’altro, esattamente il contrario di un comportamento in fase delle due strutture.

Mentre la prima soluzione aveva la volontà di limitare gli spostamenti relativi intervenendo separatamente sulle due strutture, questa soluzione bypassa il problema degli spostamenti relativi unendo i pilastri minacciati dal martellamento imponendo lo stesso comportamento.

È bene sottolineare che questo intervento riguarda nella sostanza il collegamento solo dei telai adiacenti delle due strutture separate.

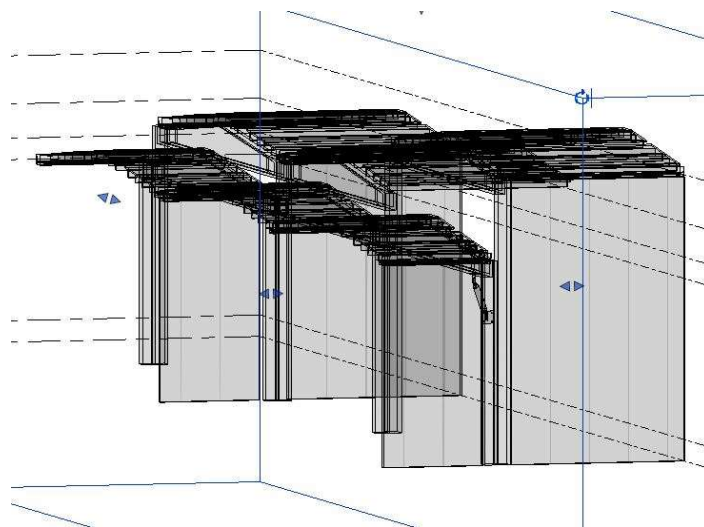


Fig.4.19: Zona di interesse della seconda soluzione

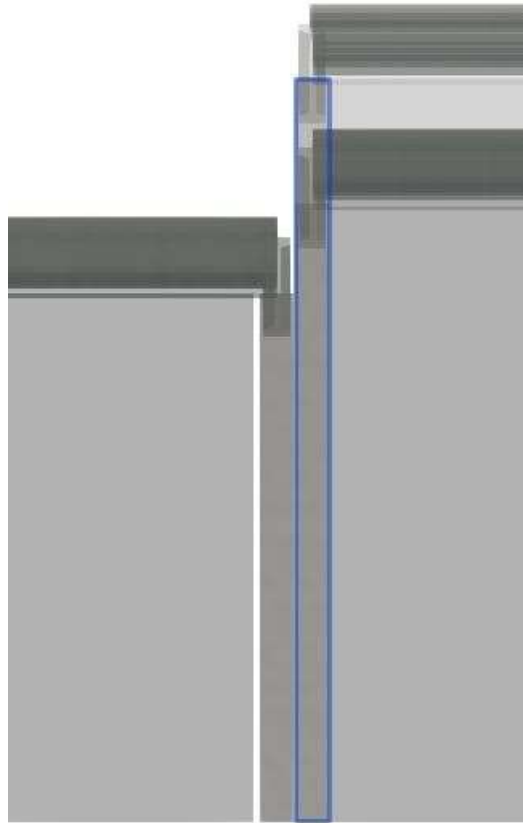


Fig.4.20: Zona di interesse della seconda soluzione vista laterale

Un'altra osservazione da fare è che se si unissero le due soluzioni, questo rappresenterebbe un eccesso di sollecitazione passante per gli elementi che caratterizzano la seconda soluzione. Unire le due soluzioni vuole dire collegare globalmente i due blocchi, e non solo i telai di confine tra uno e l'altro, sovraccaricando gli elementi di collegamento.

4.3.2 Particolari costruttivi

La soluzione descritta è molto simile alla prima, ma sostanzialmente molto diversa. Se la prima presentava la volontà di unire i telai per il raggiungimento di un comportamento scatolare dei due blocchi, questa soluzione propone di preoccuparsi solo del punto di contatto tra i due blocchi.

Non sono presenti collegamenti tra i telai interni perché questi non rappresentano una minaccia se si deformano come quelli di frontiera tra i due blocchi, la loro risposta è migliorata con i dettagli già citati.

Il centro della questione diventa evitare il martellamento con dei dispositivi chiamati Shock Transmitters. La loro funzione è concentrata sui singoli pilastri che rischiano il martellamento, quindi di fatto collegano le due strutture vicine, ma allo stesso tempo non puntano sulla struttura scatolare dei due blocchi. Il collegamento riguarda solo i telai di frontiera e solo nelle file non collegate dai pannelli.

Lo Shock Transmitter è un dispositivo studiato dalla L2 di Brescia che ha come scopo principale quello di risolvere i problemi relativi a cattivi collegamenti tra elementi in strutture prefabbricate.

La funzione caratterizzante nei casi per cui sono stati inventati prevede un comportamento “intelligente” del dispositivo per cui gli spostamenti relativi tra i due elementi collegati che provocano accelerazioni lente sono consentiti, quali il ritiro e il fluage, non provocando un livello di vincolo eccessivo e quindi di sollecitazioni iperstatiche difficili da gestire, ma per accelerazioni più alte, ad esempio quelle del sisma, gli spostamenti relativi non sono più consentiti.

L’obbiettivo è quello di unire i pilastri di frontiera per generare un unico atteggiamento solidale di entrambi ed evitare il martellamento. Lo studio della natura di questi elementi non è centrale, si può però commentare il risultato ottenuto dal loro utilizzo.

Una descrizione che può riassumere velocemente il dispositivo può essere rappresentata dalla figura sottostante. Nell’immagine è possibile notare il corpo centrale, che è lo Shock Transmitter vero e proprio, collegato con due piastre laterali circolari che devono essere inserite nelle ganasce di collegamento. Tali ganasce sono parte del collegamento con i pilastri.

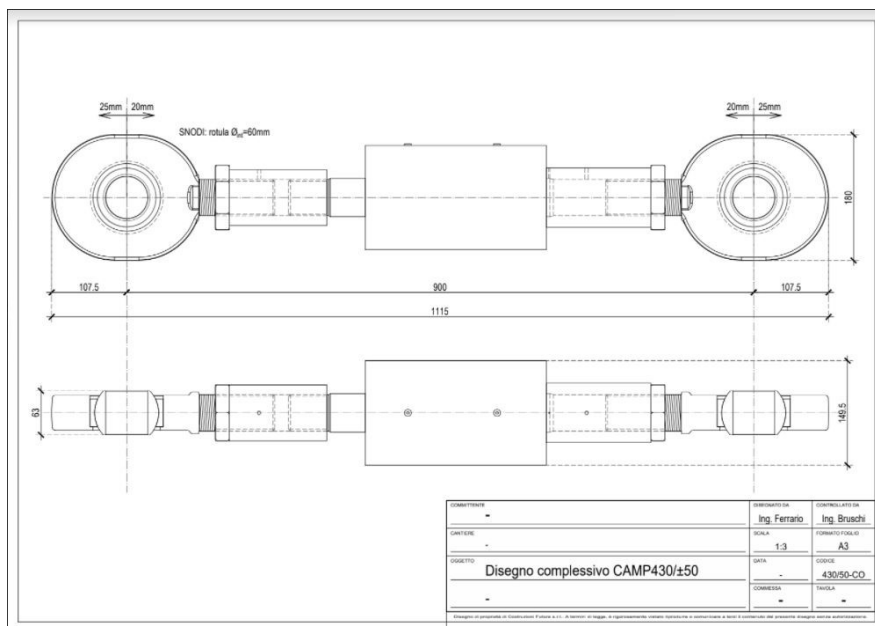


Fig.4.21: Tavola di dettaglio dello Shock Transmitter

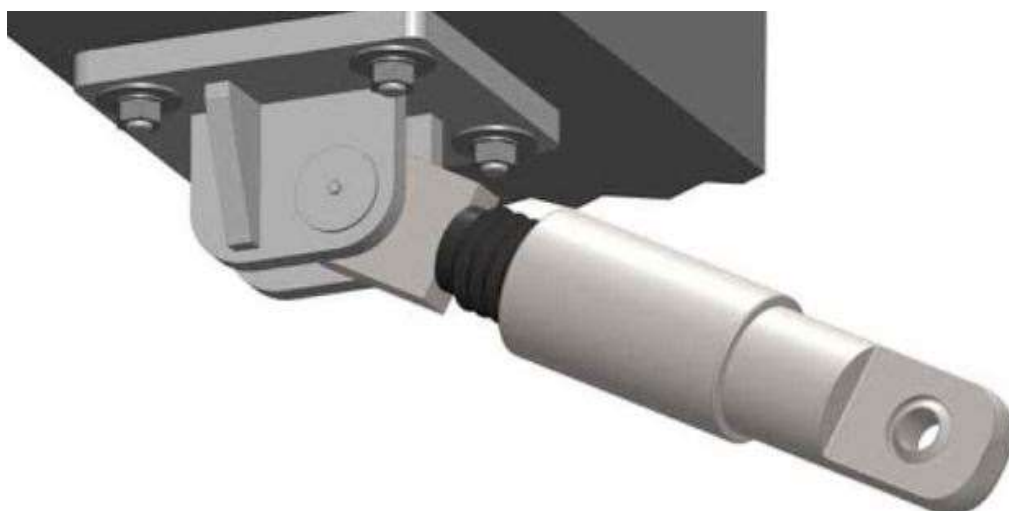


Fig.4.22: Shock Transmitter

La L2 Progetti s.r.l., la società che ha fornito l'esperienza nel settore di questi dispositivi antisismici e l'elenco dei propri prodotti, utilizza queste soluzioni specialmente nelle nuove costruzioni. In tali occasioni, il problema è quello di vincolare gli elementi principali di un singolo prefabbricato come pilastri e capriate o comunque pilastri ed elementi orizzontali. Sono utilizzati per concedere spostamenti dovuti a effetti reologici che se consentiti non provocano cedimenti e soprattutto non generano stati di sollecitazione indesiderati, ma allo stesso tempo vincolare gli elementi collegati in casi di azioni più intense e repentine come il sisma. Volgarmente il concetto è quello della cintura

di sicurezza di una autovettura: al momento della salita del passeggero è deformabile e si allunga, in caso di curva o frenata, nel momento di pericolo, si blocca e non permette allungamenti.

Per questo motivo lo spostamento relativo tra una estremità e l'altra degli Shock Transmitter è veramente contenuto in tutti i modelli presenti nel catalogo della L2 Progetti s.r.l.

Lo spostamento relativo viene denominato "corsa del dispositivo" ed uno dei due parametri identificatori di un modello piuttosto che un altro. Per spostamento relativo si intende la deformazione consentita dell'elemento collegato più soggetto a fenomeni reologici, nominando sostanzialmente l'altro elemento come fisso. Nei casi classici, nei collegamenti di pilastri con le travi, la trave si deforma per gli effetti reologici e a quel punto diventa necessario dello spostamento relativo consentito. L'entità della struttura in termini di dimensioni indirizza la scelta del tipo di Shock Transmitter nei termini di questo parametro. Nello specifico sono concessi in valore assoluto 25 millimetri per edifici e 50 millimetri per i ponti.

Il secondo parametro è la portata, che è il limite di sollecitazione allo stato limite sismico che garantisce ancora il corretto esercizio del dispositivo. Il comportamento a pistone del dispositivo si serve di liquidi oleosi che necessitano di guarnizioni, valvole e snodi che limitano la portata massima del dispositivo in quanto una loro rottura comporterebbe una cessazione dei compiti del dispositivo stesso.

Corsa del dispositivo e portata massima sono dunque i due parametri necessari per determinare quale Shock Transmitter utilizzare nel caso in esame. Nella scelta specifica dell'argomento di tesi, però, il parametro relativo alla corsa consentita diventa totalmente insignificante, perché gli spostamenti relativi accettabili tra i due pilastri per evitare il martellamento sono molto più grandi rispetto agli spostamenti relativi per cui questi dispositivi sono progettati. Se lo spostamento relativo fosse anche di due centimetri non ci sarebbero problemi, perché lo spazio tra i due pilastri è di 4 centimetri.

Questo è dettaglio che è molto importante, perché fa capire molto bene la natura della volontà di questa soluzione. Se nella prima soluzione l'obiettivo era quello di limitare gli spostamenti separatamente dei due blocchi, ragionando su uno spostamento massimo

di 2 centimetri per parte, in questa soluzione si interviene nel contesto di entrambi i capannoni considerando l'intera separazione di 4 centimetri.

Per quanto riguarda la portata, il secondo parametro descrittivo in ambito applicativo dello Shock Transmitter, la scelta è stata presa dopo un processo iterativo all'interno del software di calcolo. Tale processo prevede l'inserimento di un elemento biella all'interno del modello su Advance Design nella posizione dove verrà inserito il dispositivo antisismico. Questo elemento viene inizialmente inserito con una rigidità assiale molto elevata e si interroga su quale sia la sollecitazione assiale passante per l'elemento. Una volta ottenuto il valore della sollecitazione si riduce la dimensione trasversale dell'elemento per ridurre la rigidità di quest'ultimo determinando una resistenza poco superiore dell'azione sollecitante. Riducendo la rigidità, la sollecitazione passante per l'elemento equivalente diminuisce rispetto al primo caso, perché direttamente proporzionale alla rigidità dell'elemento stesso. Una volta ottenuta la nuova sollecitazione passante si riproducono le operazioni descritte fino a convergenza. Dopo questo processo, il risultato ottenuto va verificato anche in termini di deformazione, perché i dispositivi sono noti, non sono elementi di carpenteria. Se si ottenesse un dispositivo con una portata accettabile ma uno spostamento relativo tra i due pilastri non coerente con lo Shock Transmitter scelto dal catalogo, bisogna correggere questa ambiguità. Semplicemente si ripercorre il processo iterativo fino alla portata che consente una deformazione prevista dal catalogo dei dispositivi forniti.

L'applicazione degli Shock Transmitter, come detto, interessa solo i pilastri affiancati dei due blocchi dove non ci sono le pareti che irrigidiscono le fila dei pilastri. Delle quattro pilastrate che si incontrano, solo due saranno collegate con questi dispositivi.

Una nota particolarmente importante da riportare è quella della differenza di tipo di applicazione tra i casi consueti e il caso in esame degli Shock Transmitter. Questo tipo di intervento è stato studiato e progettato per un collegamento tra pilastro e trave. Nel piano trasversale del pilastro, se questo dispositivo è chiamato in causa, non avviene una differenza di comportamento nella sezione. La sollecitazione derivante dalla trave è uniforme sulla sezione del pilastro. Lo stesso vale per la trave.

Nel caso in esame, invece, se si applicasse lo Shock Transmitter solo a una delle due pareti del pilastro, si genererebbe uno sforzo torsionale indesiderato. Detto questo, diventa

necessario garantire salvaguardare il pilastro imponendo una uniformità del comportamento a livello di sezione aggiungendo un altro dispositivo specchiato nell'altra parete parallela alla prima.

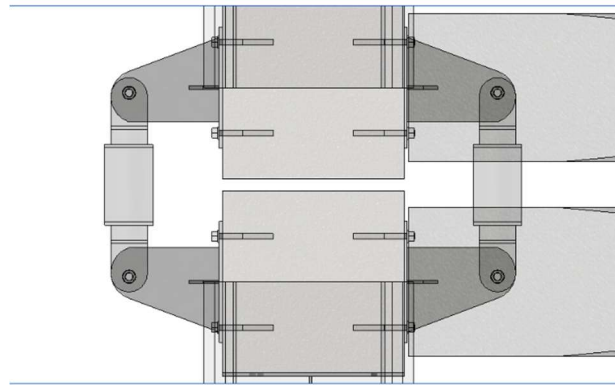


Fig.4.23: Shock Transmitter dall'alto

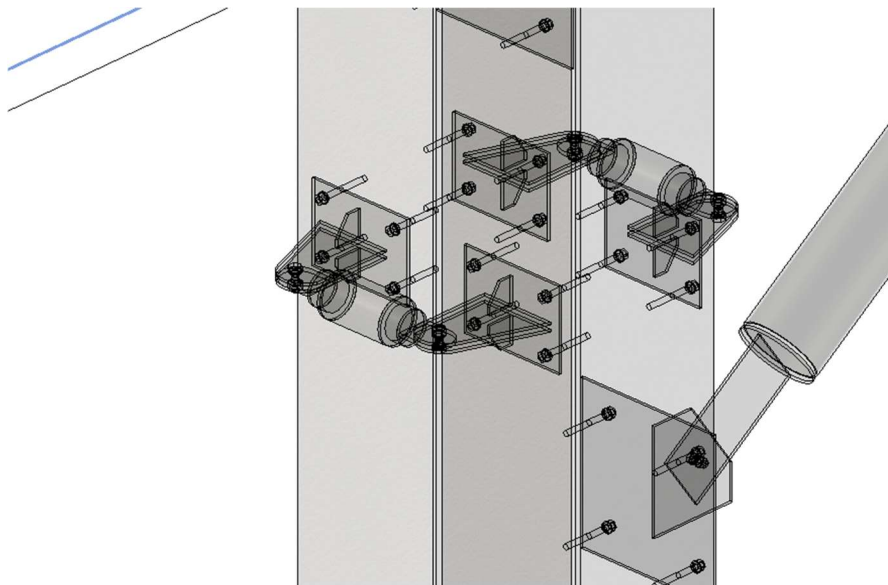


Fig.4.24: Coppia dei due Shock Transmitters per accoppiamento pilastri

L'utilizzo di due dispositivi contemporanei su una singola coppia di colonne adiacenti fa sì che la portata raddoppi, particolare importante in fase di progetto, ma con corsa disponibile del dispositivo costante. Il motivo è che il meccanismo che si crea è una sorta di circuito dove i due dispositivi lavorano in parallelo.

Ovviamente i due dispositivi devono garantire le stesse prestazioni, per mantenere l'uniformità del comportamento dei pilastri.

La soluzione di per sé ha il principale obiettivo, come già ribadito, di evitare il martellamento. Per migliorare il comportamento sotto sisma dei due capannoni nella direzione perpendicolare a quella degli Shock Transmitters ci si affida agli altri interventi già studiati per la prima soluzione. Questo è intuibile anche dalla conformazione del dispositivo, che si collega agli elementi presenti tramite autentiche cerniere. Questo per consentire rotazioni relative senza che queste vadano a disturbare il comportamento del dispositivo stesso. Nelle applicazioni per cui gli Shock Transmitters sono stati progettati, la rotazione relativa è consentita per consentire l'inlettersi della trave. Nel caso in esame la rotazione è consentita prevedendo una diversa deformazione dei due blocchi nella direzione trasversale. Questo motiva anche il fatto che i collegamenti siano ben distanziati dai pilastri con piastre chiamate volgarmente "orecchie".

Per quanto riguarda il comportamento sotto sisma nell'altra direzione i due principali interventi che migliorano la risposta dei due blocchi sono l'ingrossamento delle colonne e il rinforzo dei telai.

5 Normativa e verifiche

5.1 Quadro normativo

L'intervento descritto in precedenza è stato raccontato per quello che sono gli aspetti tecnici ingegneristici necessari per risolvere il problema alla base del tema della tesi, ovvero sia il Miglioramento Sismico di un Capannone industriale. I ragionamenti che si sono susseguiti sono stati condizionati da molti fattori, alcuni già citati, altri trapelati in maniera meno evidente. Uno dei maggiori vincoli incontrati è rappresentato dal rispetto della legge in ambito strutturale.

Sono già stati evidenziati nel capitolo 2 i pericoli rappresentati da una cattiva predisposizione all'arrivo del sisma. È ormai nota la possibilità che questi sismi provochino danni ingenti a strutture e persone. Queste minacce, ovviamente, provocano un'attenzione veramente importante per evitarle e per prevenire qualsiasi collasso con effetti negativi di tipo economico, umano e di danno alle strutture. A livello normativo, di conseguenza, è naturale che vengano dettate delle linee guida da seguire e che vengano nominate persone che si occupano della prevenzione sismica.

Il professionista che progetta l'intervento in questione o una qualsiasi altra struttura è il responsabile della sua opera per quanto riguarda la resistenza innanzi tutto, e poi di tutti i requisiti richiesti dal tipo di struttura. La responsabilità in questione è grande per via dei possibili danni che sono conseguenti a una progettazione inadeguata. Il progettista ha come suo principale interesse quello di tutelarsi nello svolgere le sue mansioni. Per questo motivo le norme vincolanti per il mondo dell'ingegneria devono essere rispettate non solo per rispetto della legge, ma per tutelare la propria professione e la propria opera.

Nonostante lo studio di tale intervento abbia uno scopo chiaro, è difficile determinare il percorso esatto per il raggiungimento di tale scopo. Non sempre l'ordine delle operazioni è così chiaro e semplice.

Il dimensionamento di una piastra, di per sé, corre il rischio di essere condotto trascurando molte criticità che possono compromettere la bontà del suo operato.

Il collegamento tra gli elementi dell'intervento e l'esistente necessita di un'attenzione particolare perché da esso dipende il comportamento reale della struttura post operazioni. Se il collegamento non fosse adatto la struttura potrebbe comportarsi come prima dell'intervento perché questo non innescherebbe il proprio comportamento sotto sisma.

Per questi e per altri motivi, tra alcuni più importanti e altri meno vincolanti, è nata la necessità di affidarsi alle norme tecniche che dettano i passaggi dettagliati per la realizzazione di una qualsiasi tipologia di struttura ingegneristica. Le norme accompagnano il progettista assicurandosi, se ben seguite, il corretto svolgimento della fase di progettazione e di verifica.

Gli altri motivi che rendono necessarie l'utilizzo di tali norme sono principalmente due: il primo il fatto che siano obbligatorie e il non rispettare le indicazioni da esse dettate rappresenterebbe una scorrettezza, il secondo che uniscono la pratica alla teoria giustificando le nozioni accademiche e introducendole agli ambiti lavorativi, permettendo al tesista di avere un punto di approccio iniziale sul tema della tesi.

La struttura progettata attentamente attraverso le linee guida dettate dalle normative è una struttura che rispetta le esigenze richieste dalle stesse normative e che coincidono con le reali possibili problematiche.

Le norme utilizzate per la progettazione sono sostanzialmente 3:

- Norme Tecniche per le Costruzioni del DM 2018
- Eurocodice 3 ed Eurocodice 8
- Linee guida Europee ETAG

Queste norme sono state usate in maniera differente l'una dall'altra.

L'NTC è stato il principale "manuale" che ha descritto tutte le parti del progetto. Ha accompagnato la fase di rilievo dettando le varie attenzioni di cui bisogna preoccuparsi, ha determinato in base alla zona l'azione sismica agente sulla struttura, ha ordinato le linee da seguire per ogni singolo elemento.

La normativa italiana utilizzata è stata definita dopo tanti anni di esperienze che hanno colmato le lacune delle precedenti normative e presenta lacune ancora ignote che verranno colmate in futuro dopo altre esperienze non ancora acquisite. Il più evidente

esempio è quello dell'evoluzione in ambito di prevenzione sismica. Il motivo è che le esperienze citate spesso sono coincise con drammi causati da crolli strutturali di opere importanti.

Non sempre l'NTC racchiude tutte le verifiche necessarie per giunti o elementi, ma richiama altre norme di comprovata validità che rispondono in maniera esauriente alle domande nate dalle lacune della normativa italiana, come quelle che si presentano ora.

L'Eurocodice è presa come riferimento consultativo per colmare i vuoti delle note della norma italiana. Il suo utilizzo non è così libero perché ogni volta che si prende spunto da questa normativa ci si preoccupa delle reali possibilità di inserimento per via di possibili coefficienti diversi o limiti non troppo stringenti. L'EC riunisce le norme obbligatorie per tutta l'Europa e ingloba tutte le necessità sul proprio territorio di appartenenza. Nel caso di doppia indicazione sull'EC e sull'NTC, per rispettare contemporaneamente le due direttive, si deve rispettare la più stringente.

L'ETAG è una norma più specifica, necessaria per via del contrasto a livello di materiali tra intervento ed esistente. È necessaria per dimensionare e verificare i tasselli che collegano l'acciaio al Calcestruzzo. È la norma fondamentale per questa tesi, perché rispettarla vuole dire legalizzare l'intero intervento. Senza questo passaggio tutti gli interventi perdono di significato. Particolarmente importante perché il tema dei tasselli non è trattato in modo sufficiente nell'EC e nell'NTC.

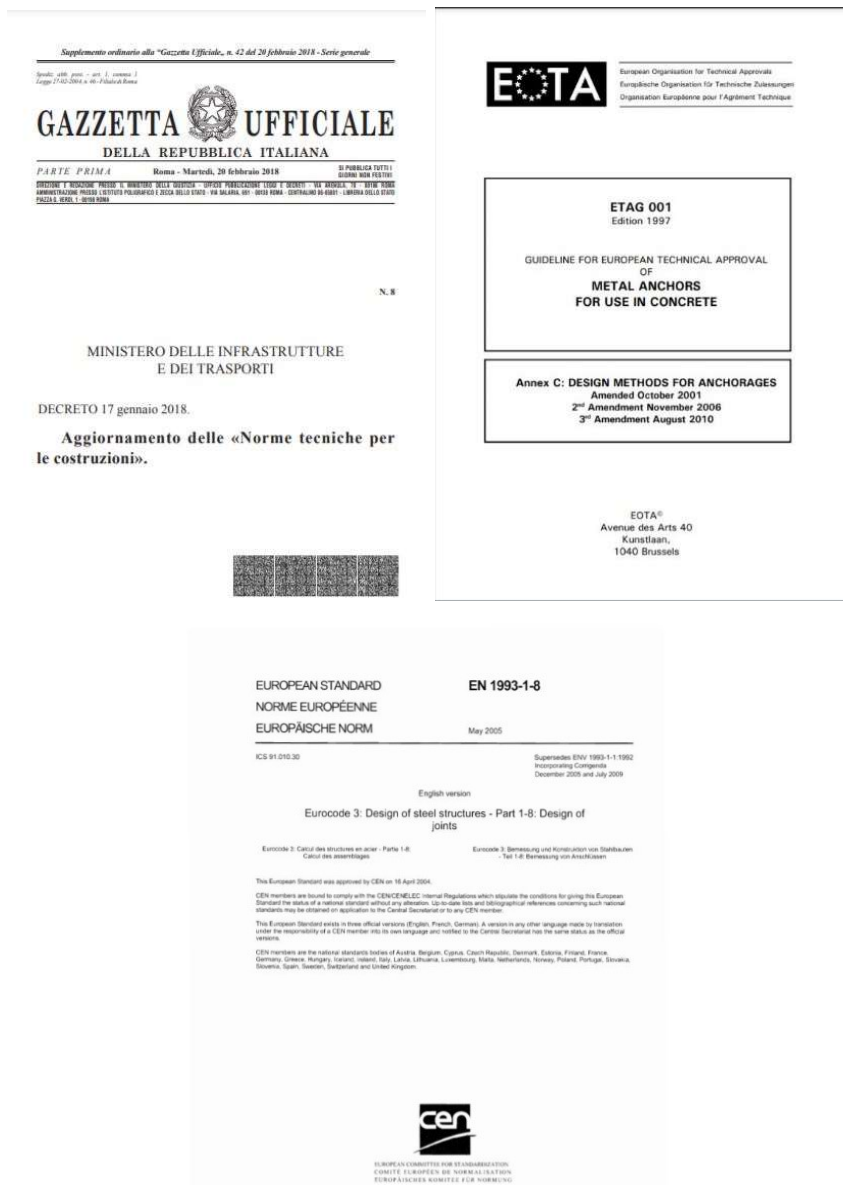


Fig.5.1, Fig.5.2, Fig.5.3: Le tre normative utilizzate.

Il quadro normativo in fine chiarisce, con la consultazione del decreto-legge relativo al SISMABONUS, l’inserimento dell’intervento nell’ambito del miglioramento sismico: lo classifica, lo motiva e lo valorizza. Ogni tipo di operazione viene tradotta a livello legislativo attraverso le valutazioni derivanti da tale decreto. È già stato mostrato come viene valutato

5.2 Verifiche

Le verifiche dell'intervento sono la terza parte fondamentale della tesi a livello ingegneristico.

Dopo lo studio dello stato di fatto e il raggiungimento delle soluzioni descritte, bisogna verificare che tali soluzioni siano state ben progettate, seguirà poi la quarta parte relativi ai risultati.

Va specificato che, almeno inizialmente, le formule derivanti dalle normative sopra citate sono state convertite a formule di progetto per dimensionare correttamente gli elementi. Il progetto in alcuni casi ha richiesto processi iterativi perché l'entità di sollecitazioni di questi elementi è direttamente proporzionale alla rigidità da loro offerta. Il caso tipico è quello della verifica dell'elemento lineare a torsione: la sezione verrà sollecitata a torsione con un'intensità dipendente dall'area della sezione stessa.

Un aspetto particolare delle formule di verifica è rappresentato dal fatto che forniscono un elemento di controllo anche sul progetto nel software dell'analisi agli elementi finiti. Nello specifico è stato possibile notare errori che portavano elementi a non rispettare limiti normativi in termini di resistenza una volta verificati. Alcuni accorgimenti del modello di Advance Design sono avvenuti proprio perché prima della verifica ci sono stati svincoli inappropriati che hanno portato a una considerazione sbagliata dell'elemento. Non solo da un punto di vista normativo, ma anche da un punto di vista del comportamento degli elementi inseriti.

Il processo di verifica ha denunciato questi problemi concedendo la possibilità di correzione del modello per l'analisi strutturale, aspetto fondamentale della metodologia B.I.M. che prevede il problema, non lo trascura.

La verifica, come detto, riguarda gli elementi principali dell'intervento e i giunti quest'ultimi. La verifica del giunto consente l'attenzione del dettaglio specifico dell'intervento. È il momento dove si coniuga l'analisi strutturale con l'analisi dei costruttivi. Si parla di analisi dei costruttivi perché c'è uno studio approfondito del rispetto delle norme sui singoli interassi e sulle singole distanze dai bordi dei tasselli e dei bulloni. Questa attenzione al dettaglio consente una realizzazione definita in ogni

particolare al momento della posa in opera e il rispetto di tutte le norme indicate precedentemente.

Le verifiche sono state condotte principalmente seguendo le norme e utilizzando fogli di calcolo, ma anche confrontandosi con il risultato dei software che si occupano dell'aspetto strutturale del singolo giunto dell'intervento. Il confronto ha concesso sia qualche piccola correzione della parte manuale delle verifiche sia la possibilità di esplicitare il modo di verificar da parte dei software i vari elementi.

Il confronto con questi risultati manuali ha anche corretto in alcuni casi il modello da cui derivavano le medesime verifiche presentando incongruenze di risultato per via di errori in fase di modellazione all'interno di questi software.

Le verifiche sono sostanzialmente divisibili in due macro-famiglie: verifiche sugli elementi e verifica sui giunti.

La verifica sugli elementi è stata approcciata come detto manualmente per il dimensionamento degli elementi inseriti e contemporaneamente confrontate con le verifiche derivanti da Advance Design.

Le verifiche dei giunti sono invece state più specifiche per quanto riguarda la controparte rappresentata dai software perché è stato impiegato Idea Statica che ha quello della verifica come scopo unico e fondamentale.

Le verifiche sugli elementi sono elencate di seguito, i profili utilizzati sono tutti circolari cavi perché il pericolo rappresentato dalle forti sollecitazioni di compressione e dalla possibile torsione minaccia gli elementi di instabilità e questo tipo di sezione risponde al meglio a queste criticità:

- Verifica a trazione/compressione

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \frac{f_{yk} * A}{\gamma_{M0}}$$

Dove “ f_{yk} ” è la resistenza caratteristica dell’acciaio in [MPa], “ A ” è l’area della sezione e “ γ_{M0} ” è il coefficiente di sicurezza per la resistenza in questo caso [=1,05].

Nel caso della trazione è stata controllata anche la resistenza in caso di fori.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = (0,9 * A_{net} * f_{tk}) / \gamma_{M2}$$

I termini che si trovano nell’equazioni sono tutti relativi alla sezione forata [$\gamma_{M2}=1,25$] e invece della resistenza caratteristica allo snervamento, la norma prevede la resistenza ultima caratteristica f_{tk} .

- Verifica a taglio

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Dove A_v è l’area di taglio della sezione, che nel caso di sezione cava circolare è uguale a $2 * A / \pi$.

- Verifica di taglio con torsione

In caso di presenza della torsione, la resistenza a taglio viene ridotta. Il problema non è evidente nel contesto della tesi perché le azioni torsionali agenti non sono eccessive, ma per completezza si è riportata anche questa verifica.

$$V_{Rd,red} = \left(1 - \left(\frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}} \right) \right) * V_{Rd}$$

- Verifica a flessione retta

Questa verifica risente nello specifico della classe della sezione, si è sempre cercato di inserire sezioni di classi più resistenti per sfruttare la riserva duttile di questi elementi.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \frac{W * f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il valore di “W” riguarda il modulo di resistenza e dipende dalla classe della sezione in base alla gerarchia di rotture della sezione per flessione prevista.

La flessione retta con una sezione circolare è slegata dalle direzioni principali di sollecitazione ordinarie. Il momento sollecitante è inteso come risultante dei due momenti flettenti nelle due direzioni perpendicolari all’asse dell’elemento. Questo per evitare un calcolo più complesso della flessione deviata.

- Verifica a flessione e taglio

La verifica a Flessione precedente può risentire della contemporanea azione tagliente. L’influenza del taglio va a ridurre la resistenza caratteristica f_{yk} con un coefficiente ρ dipendente dal rapporto tra taglio agente e taglio resistente. Il problema non si pone se il taglio agente è minore del 50% di quello resistente. Per evitare problemi di decurtazione del momento resistente, si punta a ingrandire limitatamente la sezione dell’elemento per rispettare la disequaglianza del 50%.

- Verifica a torsione

Per la torsione la normativa italiana e l’EC non sono molto precisi nella definizione. Per l’entità modesta della torsione sollecitante in questi elementi inseriti si è proceduto invertendo la formula di Bredt per verificare la torsione. Il motivo principale della poca pericolosità della torsione è che questo intervento prevede l’inserimento prevalentemente di bielle che non reagiscono a torsione.

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} = 2 * \Omega * s * \left(\frac{f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \right)$$

Dove entrano in gioco lo spessore della sezione cava, in questo caso costante, e l’area inscritta nel perimetro medio della sezione, coincidente con la linea media nello spessore.

- Verifica a pressoflessione retta

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \left(M_{Rd,fless} * \frac{1 - n}{1 - 0.5 * a} \right) \leq M_{Rd,fless}$$

In questo caso la presenza dello sforzo assiale riduce il momento flettente resistente attraverso i valori “n” e “a”.

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} ; a = \frac{A - 2 * s * d}{A}$$

Dove “d” è il diametro maggiore della sezione cava.

- Verifica dell’instabilità

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Con il coefficiente “ γ_{M1} ” è uguale a 1,05 e “ χ ” è un coefficiente riduttivo trovato come segue.

$$\chi = 1/(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}) ; \varphi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) ; \bar{\lambda} = \sqrt{A * \frac{f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Con “ α ” che è il fattore di imperfezione, “ $\bar{\lambda}$ ” è snellezza normalizzata e “ N_{cr} ” è lo sforzo normale critico per l’instabilità calcolato come:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(l * \beta)^2}$$

Dove il valore all’interno del denominatore rappresenta la luce libera di inflessione e la biella considerata avrà una $\beta=1$

- Verifica dell’instabilità flessione-torsionale

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Il processo è analogo all’instabilità dovuto allo sforzo assiale.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} * \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 + \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2}} ; \varphi_{LT} = 0,5 * (1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LB} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2) ;$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y * \frac{f_{yk}}{M_{cr}}}$$

Dove f è il coefficiente che considera la reale distribuzione del momento flettente.

Come anticipato queste verifiche sono state condotte a mano. Si riportano qualche esempio di calcolo.

Elementi orizzontali tra telai	
Acciaio scelto	S275
fyk [MPa]	275
ftk [MPa]	430
A [mm ²]	5280
u perimetro [mm]	837,8627607
Wpl [cm ³]	448,195356
Wel [cm ³]	344
I [cm ⁴]	4696
d [mm]	273
s [mm]	6,3
γM0	1,05
γM2	1,25
γM1	1,05
l [m]	12
E [Gpa]	210
G [Gpa]	80,76923077
β	1
ν	0,3
classificazione sezione	
d	273
t	6,3
ε	0,924416278
classe 2	

Trazione	Verificato	0,081186983
Ned [kN]	112,27	
Nt,rd [kN]	1382,857143	
Npl,rd [kN]	1382,857143	

Nu,rd [kN]	1548	
A profilario [mm ²]	5280	
Anet [mm ²]	5000	$Anet \geq A \cdot f_y \cdot \gamma_m / (0,9 \cdot f_t \cdot \gamma_m)$

Instabilità	
Ned [kN]	112,27
Nb,rd [kN]	450,6948033
χ	0,325915664
φ	1,884211087
$\bar{\lambda}$	1,46568617
Ncr [N]	675903,4081
α	0,49
A profilario compressione [mm ²]	5280

Flessione Retta	Verificato
Med [kN*m]	32,13753102
My max [kN*m]	32
Mz [kN*m]	2,97
Mz max [kN*m]	15,02
My [kN*m]	6,23
Mrd [kN*m]	117,384498
W(el) [cm ³]	344
W(pl) [cm ³]	448,195356
Siamo in Classe 2 prendi Wpl	448,195356

Ottenuti questi risultati, si procede con il confronto delle verifiche derivanti dal software Advance Design. Questo software è il software utilizzato per l'analisi degli elementi finiti, questo consente di attingere a una banca dati vasta di risultati utili per la verifica dell'intera struttura: dai singoli elementi ai singoli punti che rappresentano gli elementi finiti distanziati dal progettista. In questo caso è necessario il documento generabile automaticamente dal software per l'analisi dell'acciaio che fornisce le verifiche sopracitate.

Scheda sezione - Elemento lineare no. 664 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	D27 30 63
Dimensioni (cm)	raggio esterno = 13.65 Spessore = 0.63
Sezionismo	Area = 82.75 $A_{eff} = 33.60$ $A_{eff} = 33.60$
Momenti d'inerzia (cm ⁴)	$I_x = 5301.65$, $I_y = 4695.82$ $I_z = 4695.82$
Momenti d'inerzia (cm ⁴)	$I_{xx} = 0$
Moduli di resistenza (cm ³)	$W_{pl,x} = 448.17$, $W_{pl,y} = 448.105$
Materiale	S275, E = 210000 MPA, $N_{t,Rk} = 0.3$, G = 80000 MPA
Qualità	$f_y = 275.00$ MPA, $f_u = 430.00$ MPA
2) Frecco	
1° criterio	λ_{cr} non eseguito (-) Z: Caso n° 108: 1x1 G1, Mesh n° 664.5 414 L: 10000 < L: 500 (1 %)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (6.2.3)	Caso n° 113, 1x1 G1-1x1 G1 (103 COBM), Mesh n° 664.3 414 Sezione, Classe 2 $F_k < N_{t,Rd} = 31.59 < 1382.47$ kN (2 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 143, 1x1 G1-1x1 G1 (105 COBM), Mesh n° 664.1 414 Sezione, Classe 2 $F_k < V_{y,Rd} = 0.51 < 508.13$ kN (0 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 142, 1x1 G1-1x1 G1 (102 COBM), Mesh n° 664.7 414 Sezione, Classe 2 $F_k < V_{z,Rd} = 5.45 < 508.13$ kN (1 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 119, 1x1 G1-1x1 G1 (103 COBM), Mesh n° 664.7 414 Sezione, Classe 2 $M_y < M_{y,Rd} = 10.45 < 117.38$ kNm (9 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 143, 1x1 G1-1x1 G1 (105 COBM), Mesh n° 664.5 414 Sezione, Classe 2 $M_z < M_{z,Rd} = 1.38 < 117.38$ kNm (1 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.5)	Caso n° 119, 1x1 G1-1x1 G1 (103 COBM), Mesh n° 664.7 414 Sezione, Classe 2 $M_y < M_{y,Rd} = 10.45 < 117.38$ kNm (9 %)
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.5)	Caso n° 143, 1x1 G1-1x1 G1 (105 COBM), Mesh n° 664.5 414 Sezione, Classe 2 $M_z < M_{z,Rd} = 1.38 < 117.38$ kNm (1 %)
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.5)	Caso n° 122, 1x1 G1-1x1 G1 (106 COBM), Mesh n° 664.1 414 Sezione, Classe 2 $V_{y,Ed} < \frac{V_{y,Rd}}{\gamma} = 0.96 < 254.07$ kN Classe 6 2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.4.3) $\omega = 0.00000 < 1$ (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.5)	Caso n° 122, 1x1 G1-1x1 G1 (106 COBM), Mesh n° 664.1 414 Sezione, Classe 2 $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,Rd}}{\gamma} = 0.50 < 254.07$ kN Classe 6 2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.4.3) $\omega = 0.00000 < 1$ (0 %)
Flessione deviata (6.2.5)	Caso n° 119, 1x1 G1-1x1 G1 (103 COBM), Mesh n° 664.7 414 Sezione, Classe 2 $\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} < 1$ (6.41) $\frac{10.45}{117.38} + \frac{0.30}{117.38} < 1$ (NTC2018 - 4.2.4.3): 0.00794 < 1 (1 %)
Torsione (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 143, 1x1 G1-1x1 G1 (105 COBM), Mesh n° 664.1 414 Sezione, Classe 2 $M_x < W_t = \frac{\sqrt{I_x I_y}}{I_{pol}} = 1.48 < 104.04$ kNm (1 %)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 119, 1x1 G1-1x1 G1 (103 COBM), Mesh n° 664.3 414 Sezione, Classe 2
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	L/iz = 10.36 m, $\lambda_1 = 3.265$, $C_{eff,y} = 0.49$, $\phi_y = 1.56$, $\gamma_y = 0.404$
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	L/iz = 10.36 m, $\lambda_1 = 3.265$, $C_{eff,z} = 0.49$, $\phi_z = 1.56$, $\gamma_z = 0.404$
Instabilità flessione-torsione (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	$C_{eff} = 1.00$ $C_{eff} = 1.00$ $N_{crT} = 0.00$ kN $\lambda_{cr,y} = 3.22$, $M_{cr,y} = 0.00$ kNm, $\lambda_{cr,z} = 0.00$, $\lambda_{cr,t} = inf$ $C_{m,y} = 1.00$, $C_{m,z} = 1.00$, $C_{m,t} = 1.00$, $a_{y1} = 0.00$, $a_{y2} = 6.96$ $\mu_{y1} = 0.99$, $\mu_{y2} = 0.99$, $\mu_{z1} = 1.30$, $\mu_{z2} = 1.30$, $\mu_{t1} = 0.02$ $\delta_1 = 0.00$, $\delta_2 = 0.00$, $\delta_3 = 0.00$, $\delta_4 = 0.00$ $C_{y1} = 0.99$, $C_{y2} = 0.99$, $C_{z1} = 0.99$, $C_{z2} = 0.99$ $k_{y1} = 1.02$, $k_{y2} = 0.82$, $k_{z1} = 0.82$, $k_{z2} = 1.02$
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \phi_k \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right) \leq 1.00$ $\frac{0.04}{0.04} + 0.99 \cdot 0.00 = 0.13 < 1.00$ (13%)

Fig.5.4: Verifiche da Advance Design

Un altro settore di verifica è il settore che racchiude i giunti. Le verifiche per i giunti prevede un procedimento molto più complesso rispetto a quello del singolo elemento perché non è concentrato a una singola sezione. Un problema ulteriore è rappresentato dall'aspetto normativo, perché sul singolo elemento la resistenza del materiale è facilmente descrivibile, non ci sono molti aspetti da curare. Quando si progetta un giunto, l'unione di più elementi amplifica le problematiche su cui porre l'attenzione. Una piastra, per esempio, non è solo sollecitata dall'azione esterna, ma anche dall'azione derivante da possibili bulloni o tasselli che a loro volta sono sollecitati esternamente e devono mantenere la posizione prevista dall'intervento.

Proprio la contemporaneità di più elementi su uno stesso giunto è il motivo per alcune indicazioni molto precise circa i limiti geometrici imposti dalla normativa. Per limiti

geometrici si intendono, per esempio, la distanza dai bordi della piastra dei tasselli e i dei bulloni che ancorano tale piastra oppure le dimensioni di un ancoraggio e del calcestruzzo che lo trattiene. Questi limiti geometrici alleggeriscono il carico del processo di verifica di questa fase. Alcune problematiche sono automaticamente risolte rispettando questi limiti, e alcune verifiche non sono dense di coefficienti condizionati dalla eccessiva interazione tra gli elementi proprio per la presenza di questi vincoli normativi rappresentati dai limiti geometrici.

Sono verifiche importanti perché stabiliscono la vera propensione dei singoli elementi del giunto a garantire il comportamento a loro richiesto. Nel caso specifico, ma anche in generale nell'ambito sismico nelle strutture di carpenteria, i giunti sono i responsabili delle caratteristiche più rappresentative e più vantaggiose di questo tipo di interventi. La duttilità richiesta per garantire la gerarchia delle resistenze imposta è fornita proprio dai collegamenti tra elementi inseriti ed elementi dell'esistente. La gerarchia delle resistenze utilizza questa caratteristica di duttilità dei giunti per posticipare le rotture fragili degli elementi connessi che non devono avvenire prima delle rotture più accettabili come quelle appunto duttili, che sfruttano la riserva plastica, che provocano deformazione e dissipano energia.

Se i giunti rappresentassero un vincolo non congruente con questa filosofia, l'intervento sismico perderebbe di valore, non risolverebbe la tematica principale della fragilità del Capannone. Potrebbe sicuramente garantire un aumento di resistenza, ma in ambito sismico non basta una alta resistenza alle azioni orizzontali, bensì bisogna garantire una sufficiente riserva plastica. Il sisma previsto potrebbe essere sottostimato, per qualsiasi evento non si vuole una rottura immediata e senza preavviso, che nella stragrande maggioranza dei casi è sinonimo di catastrofe.

In queste verifiche si è reso necessario attingere dalle indicazioni dell'ETAG, norma che è stata descritta prima, per verificare la parte dei giunti relativa agli ancoraggi necessari per il collegamento con la parte esistente in calcestruzzo armato.

È stato già descritto come alcune problematiche di questo tipo di connessioni sono risolte strutturalmente e legalmente dal rispetto dei limiti geometrici imposti dalle normative. Questi limiti geometrici, però, non sono sufficienti per definire correttamente l'interazione tra elementi di diversa natura come piastre e bulloni. La piastra è sollecitata

dalla presenza del vincolo rappresentato da bulloni o tasselli e questi ultimi sono sollecitati a loro volta dalla piastra. L'interazione tra i due componenti del giunto deve essere verificata con l'obiettivo di garantire la resistenza di ognuno degli elementi e del collegamento complessivo. I limiti imposti citati permettono una serie di verifiche più certe e lineari.

Il procedimento per la verifica dei giunti presenta i seguenti passaggi:

- Verifica della saldatura della piastra di testa

$$F_{Ed} \leq L * F_{w,Rd} = \frac{a * f_{tk}}{\sqrt{3} * \beta * \gamma_{M2}}$$

Dove “a” è lo spessore della saldatura che deve essere maggiore contemporaneamente di 4 mm e dello 0,7 dello spessore della piastra saldata, “ f_{tk} ” è la resistenza ultima dell'acciaio dell'elemento più debole coinvolto dalla saldatura, “ γ_{M2} ” è uguale a 1,25 e “ β ” è un coefficiente dipendente dalla resistenza dell'acciaio minore o uguale a 1.

Questa formula è un caso semplificato applicabile al nostro caso di saldatura, considerando un'azione ribaltata su una superficie del cordone, e fornisce la resistenza della saldatura per unità di lunghezza della saldatura. F_{Ed} è confrontata con la resistenza per “L” che rappresenta la lunghezza della saldatura.

- Verifica della saldatura dell'estremità dell'elemento biella

Nominata per correttezza, è la medesima della verifica della saldatura della piastra di testa appena descritta. Questa particolare saldatura è a completo ripristino e unisce l'elemento biella con una piastra che consente la realizzazione dei giunti descritti in precedenza. Il completo ripristino prevede una cianfrinatura della piastra ed è necessario per il ridotto spessore del tubolare collegato.

- Verifica a taglio del bullone

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{tbk} * A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Questa verifica è da effettuare conoscendo dove è effettivamente tagliato il gambo bullone dal contatto delle due superfici: se nella parte filettata o no. Per considerare entrambe si parla di Area resistente.

- Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k * \alpha * f_{tk} * d * t}{\gamma_{M2}}$$

In questa formula si nota come la posizione dei bulloni è influente nella determinazione di questo requisito. I coefficienti “k” e “α” dipendono dalla posizione del bullone considerato, se interno o esterno.

- Verifica a trazione della piastra

$$F_{Ed} \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{tbk} * A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

L’area resistente delle piastre è al netto dei fori. La verifica a punzonamento, per ora, non è presa in considerazione per il tipo di giunti considerati in questa fase.

- Verifica dei bulloni ad attrito

$$F_{Ed} \leq F_{s,Rd} = n * \mu * \frac{F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}}$$

Non è una verifica fondamentale ai fini della resistenza del giunto, ma per il requisito di duttilità, si può prevedere una fase iniziale di minima traslazione del bullone contrastata dall’attrito. Una piccola asola è inserita in tutti i giunti nella direzione della sollecitazione e soprattutto nel giunto del collegamento dell’elemento di controvento con la capriata. In questa formula “n” è il numero di superfici di attrito, “μ” è il coefficiente di attrito e “F_{p,Cd}” è la forza di precarico per il serraggio.

Dopo essersi assicurati che il progetto delle giunzioni sia rispettoso delle norme e delle resistenze dei componenti che le compongono e che le caratteristiche richieste da tali giunzioni siano garantite, bisogna verificare anche i tasselli per i medesimi obiettivi. Per la particolare differenza di materiali tra gli elementi esistenti e gli elementi inseriti, la verifica sui tasselli è una delle parti fondamentali per il progettista che si occupa dell’intervento.

Se per il progetto delle giunzioni tra acciaio e acciaio, ovvero tra elementi nuovi e non imposti da nessuno o dallo stato di fatto, i limiti geometrici non rappresentano una grande preoccupazione perché per rispettarli si può ingrandire nel software la piastra o si può

scegliere una disposizione diversa dei bulloni; per il progetto degli ancoraggi, invece, è necessario fare i conti con le dimensioni già presenti nella realtà del Capannone esistente. Nello specifico, gli ancoraggi sulla capriata sono stati realizzati forzando molto i limiti imposti e riempiendo le formule di verifica di coefficienti che considerano gli aspetti negativi di un rispetto dei vincoli geometrici al limite del consentito. Gli aspetti negativi sono principalmente rappresentati dalla eccessiva interazione tra i singoli elementi.

Le verifiche per i particolari di ancoraggio sono descritte dall'ETAG , per non creare incomprensioni di riferimento si riporterà il nome delle verifiche come è in queste linee guida, in inglese. Il processo di verifica dei tasselli si divide in due: la parte di verifica al taglio (le prime tre elencate) e la parte di trazione. Queste verifiche sono state poi modificate leggermente inserendo i coefficienti di sicurezza italiane.

- Steel Failure of an anchor for shear

$$V_{Ed} \leq V_{Rk,s} = \frac{0.5 * A_s * f_{uk}}{\gamma_{Ms}}$$

La verifica è la medesima del taglio per i bulloni, cambia il coefficiente di sicurezza che è:

$$\gamma_{Ms} = 1,2 * \frac{f_{uk}}{f_{yk}}$$

Nello specifico, i tasselli ancoraggi non hanno un braccio di leva che fuoriesce dal calcestruzzo. In quel caso la verifica a taglio cambierebbe.

- Concrete pry-out Failure

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = k * \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Ms}}$$

Il valore di “k” dipende dalla profondità dell'ancoraggio effettiva “h_{ef}” e “N_{Rk,c}” è la resistenza a trazione del cono di calcestruzzo, non definita ancora, che si presume che si formi durante il collasso del calcestruzzo attorno al tassello.

- Concrete edge Failure

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}^0 * \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} * \Psi_{s,V} \Psi_{h,V} \Psi_{\alpha,V} \Psi_{ec,V} \Psi_{re,V}}{\gamma_{Mp}}$$

Questa verifica è necessaria per garantire che il calcestruzzo, trattenendo il tassello, non collassi a taglio andando a rompere la superficie prossima al bordo del calcestruzzo. Queste è senza dubbio una delle verifiche più limitanti e con più coefficienti per via del poco spazio consentito per l'ancoraggio offerto dalla capriata e in generale dagli elementi di calcestruzzo esistenti.

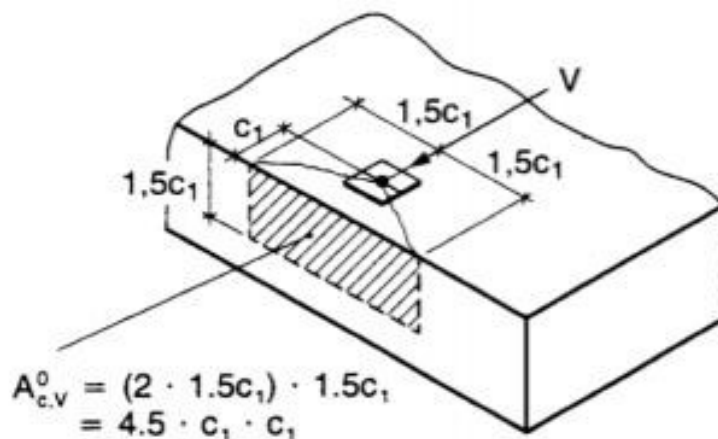


Fig.5.5:figura all'interno dell'ETAG mentre descrive la verifica di "Concrete edge Failure"

In una situazione più favorevole, molti di questi coefficienti sarebbero uguali a 1. Nel caso in questione, invece, bisogna tener conto delle criticità dovute a un rispetto dei limiti geometrici imposti che non è conforme a quelle che sono le dimensioni geometriche "consigliate", per via del poco spazio a disposizione.

I valori che compaiono sono:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 * d_{nom}^\alpha * h_{ef}^\beta * \sqrt{f_{ck,cube}} * c_1^{1,5}$$

È il valore caratteristico iniziale della resistenza descritta poc' anzi se non fosse vicino al bordo che è integrato con le dimensioni del tassello e dal valore "k₁" che considera lo stato del calcestruzzo. Nella tesi si è sempre preso il valore di "k₁" del calcestruzzo

fessurato, per sicurezza. I valori di “ α ” e di “ β ” dipendono anch’essi dalle dimensioni dell’ancoraggio e dalla distanza dai bordi in una applicazione senza riduzioni come nella formula originaria.

Il concetto delle aree è il medesimo delle resistenze, come si può notare dall’immagine che calcolo “ $A_{c,v}^0$ ”. Dall’immagine si può anche notare di che area si sta parlando, per il tipo di rottura che si sta descrivendo. Ovviamente la “ $A_{c,v}$ ” sarà l’area nel caso reale.

I coefficienti presenti nella formula generale sono dipendenti dall’interasse tra i tasselli inseriti, la distanza dal bordo, l’eccentricità del carico rispetto al baricentro dei tasselli, l’inclinazione di tale carico rispetto la direzione principale dovuta alla disposizione e al tipo di tassello inserito.

- Steel Failure of an anchor for tensile

$$N_{Ed} \leq N_{Rk,s} = \frac{A_s * f_{uk}}{\gamma_{Ms}}$$

- Pull-out Failure

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 * f_b ; f_b = \sqrt{\frac{f_{ck,cube}}{25}}$$

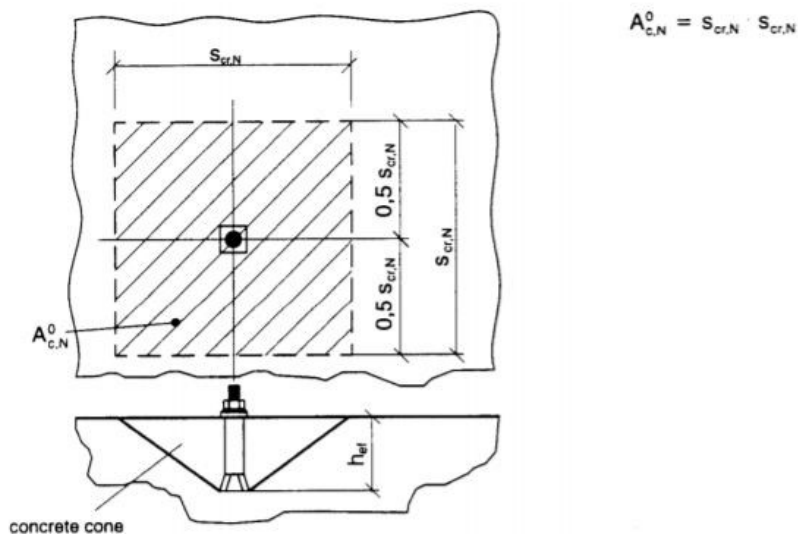
La resistenza per lo sfilamento è stata eseguita tenendo conto delle linee guida di un produttore specializzato in ancoraggi.

- Concrete cone Failure

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N}}{\gamma_{Mp}}$$

Considerando che: $N_{Rk,c}^0 = k_1 * \sqrt{f_{ck,cube}} * h_{ef}^{1,5}$

Le considerazioni sono le medesime del “Concrete edge Failure”. Una piccola annotazione è riguardante l’area considerata. Essendo una verifica per trazione l’area interessata sarà quella perpendicolare al tassello.



$$A^0_{c,N} = S_{cr,N} \cdot S_{cr,N}$$

Fig.5.6:figura all'interno dell'ETAG mentre descrive la verifica di "Concrete cone Failure"

Si riportano i risultati del foglio di calcolo per i Tasselli.

HST-R	M16	C40/50
fyk [MPa]	500	
fuk [MPa]	700	
d [mm]	12	
d foro [mm]	14	
As reagente [mm ²]	57,4	
fck,cube [MPa]	50	
fessurato		
hef	70	
hmin	140	
c	80	
smin	60	
γ_{Ms} ***	1,68	-

TENSION		
Steel Failure (confrontare) tassello		
Nrd,s	23,91667	kN
Nrk,s	40,18	kN
Pull-out Failure tassello		
Nrd,p	18,80904	kN
N0rd,p	13,3	kN
fb	1,414214	

Concrete cone Failure		
Nrd,c	10,91879	kN
Nrk,c	16,37819	kN
γ_{Mp}	1,5	-
N0rk,c	29,81704	kN
k1	7,2	mm ²
Ac,N	982100	mm ²
scr,N	210	mm
ccr,N	105	mm
c1	80	mm
c2	75	mm
s1	150	mm
s2	200	mm
A0c,N	1411200	mm ²
$\Psi_{s,N}$	0,928571	
$\Psi_{re,N}$	0,85	
$\Psi_{ec,N}$	1	
$\Psi_{h,sp}$	1,268434	
h	200	
SHEAR		
Steel Failure (confrontare) tassello	11,95833	
Concrete pry-out failure	32,75638	
Concrete edge failure		
Vrd,c	25,66929	
Vrk,c	38,50393	
V0rk,c	14,51339	
k1	1,7	
α	0,093541	
β	0,068426	
lf	70	
Ac,V	108000	mm ²
A0c,V	28800	
$\Psi_{s,V}$	0,913333	
$\Psi_{h,V}$	0,774597	
$\Psi_{\alpha,V}$	1	
$\Psi_{ec,V}$	1	
$\Psi_{re,V}$	1	

Una volta terminate le verifiche elencate si procede, come fatto per le verifiche agli elementi principali, al confronto con le verifiche fornite dai software. Se prima ci si era affidati ai risultati di Advance Design, ora il confronto è fatto con il software di riferimento Idea Statica, che fornisce relazioni complete dei calcoli fatti, come mostrato nelle immagini successive.

StabiCa CONNECTION ergetrgh.idealcon

File Progetto Verifica Relazione Materiali

Aggiorna Stampa Anteprima DOC PDF DXF Breve Una pagina Dettagliata BOM Concrete Tutti Selezionato

Spiegazione dei simboli

N_{Ed} Forza di trazione
 V_{Ed} Risultante degli sforzi di taglio V_y , V_z nel bullone.
 $N_{Ed,c}$ Design resistance in case of concrete core failure under tension load - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
 $V_{Ed,c}$ Design resistance in case of concrete core failure under shear load - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5
 $V_{Ed,c,p}$ Design resistance in case of concrete prout failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
 U_{ts} Utilizzo in trazione
 U_{ts} Utilizzo a taglio
 U_{ts} Utilizzo in trazione e taglio
 $N_{Ed,s}$ Design tensile resistance of a fastener in case of steel failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
 $V_{Ed,s}$ Design shear resistance in case of steel failure - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess-gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	σ_{\perp} [N/mm ²]	T_{\parallel} [N/mm ²]	T_{\perp} [N/mm ²]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Stato
C-bff 1	SP1	4	240	LE1	88.0	0.0	-5.2	34.0	-36.1	21.2	15.4	OK
		4	240	LE1	74.6	0.0	0.6	-23.4	-36.1	18.4	14.8	OK
SP1	C-bff 1	4	240	LE1	67.7	0.0	39.7	8.1	30.6	16.7	9.7	OK
		4	240	LE1	61.1	0.0	-29.6	8.5	-29.7	15.1	9.1	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [N/mm ²]	$0.9 \sigma_{yk}$ [N/mm ²]
S 275	0.85	404.7	309.6

Spiegazione dei simboli

f_{yk} Deformazione
 $\sigma_{w,Ed}$ Sforzo equivalente
 $\sigma_{w,Rd}$ Verifica tensione equivalente
 σ_{\perp} Tensione perpendicolare

StabiCa CONNECTION ergetrgh.idealcon

File Progetto Verifica Relazione Materiali

Aggiorna Stampa Anteprima DOC PDF DXF Breve Una pagina Dettagliata BOM Concrete Tutti Selezionato

Ancoraggi

Nome	Assemble di bulloni	Diametro [mm]	f_{yk} [N/mm ²]	Superficie lorda [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800.0	113

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C	0.0	55.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	640 x 950	mm
Altezza	900	mm
Ancoraggio	M12 8.8	mm
Lunghezza di ancoraggio	140	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastra	0.0 < 5.0%	OK
Ancoraggi	217.5 > 100%	Non OK!
Saldature	21.2 < 100%	OK
Basamento in calcestruzzo	0.9 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Fig.5.7, Fig.5.8: Risultati riportati in relazione da Idea Statica

6 Conclusioni

6.1 Risultati miglioramento

Il confronto tra la risposta del Capannone prima e dopo l'intervento all'evento sismico previsto per la zona in cui si trova è il miglior modo per rendersi conto della bontà delle scelte progettuali che sono previste in tale intervento per il miglioramento sismico.

Il confronto tra i due comportamenti dello stato di fatto e dello stato di progetto è riguardante diversi aspetti. Non è corretto fermarsi solo ad alcuni parametri che possono raccontare solo una parte dei vantaggi dell'intervento e nascondere altri effetti che potrebbero rivelare difetti di progetto.

I parametri necessari per il confronto sono quelli relativi agli spostamenti e ai periodi dei primi modi di vibrare principalmente. Non a caso il Sisma Bonus confronta questi due aspetti per la classificazione dell'intervento.

Gli spostamenti rappresentano il problema evidente. La preoccupazione per il martellamento e per lo sfilamento delle capriate dalle loro forcelle è in primo piano sin dalla visita conoscitiva durante il rilievo Laser Scanner. Questi spostamenti possono causare un collasso istantaneo e incontrollabile se maggiori di certe soglie. Non solo, la stabilità di alcuni elementi quali i tegoli è direttamente collegata allo spostamento delle capriate allo stato di fatto, perché questi tegoli non sono ben collegati alle proprie estremità sulle capriate stesse, e questo non è accettabile. Uno spostamento eccessivo della capriata provocherebbe un crollo a catena di tutti i tegoli che appoggiano semplicemente su di essa.

Un'altra parte del confronto riguarda i modi di vibrare. I modi di vibrare comprendono dati sul periodo della struttura e il modo di deformarsi necessari per studiare l'intervento. Questa parte del confronto mostra come, in questo ambito, l'intervento porti la struttura verso una condizione non molto gradita solitamente. L'intervento porta a irrigidire la struttura diminuendo il periodo e aumentando l'energia, e quindi la sollecitazione, che arriva in sommità dal sisma. In generale la tendenza è quella di aumentare il periodo, e

non diminuirlo, per diminuire la sollecitazione sismica. Questo è chiaro guardando un qualsiasi spettro di progetto.

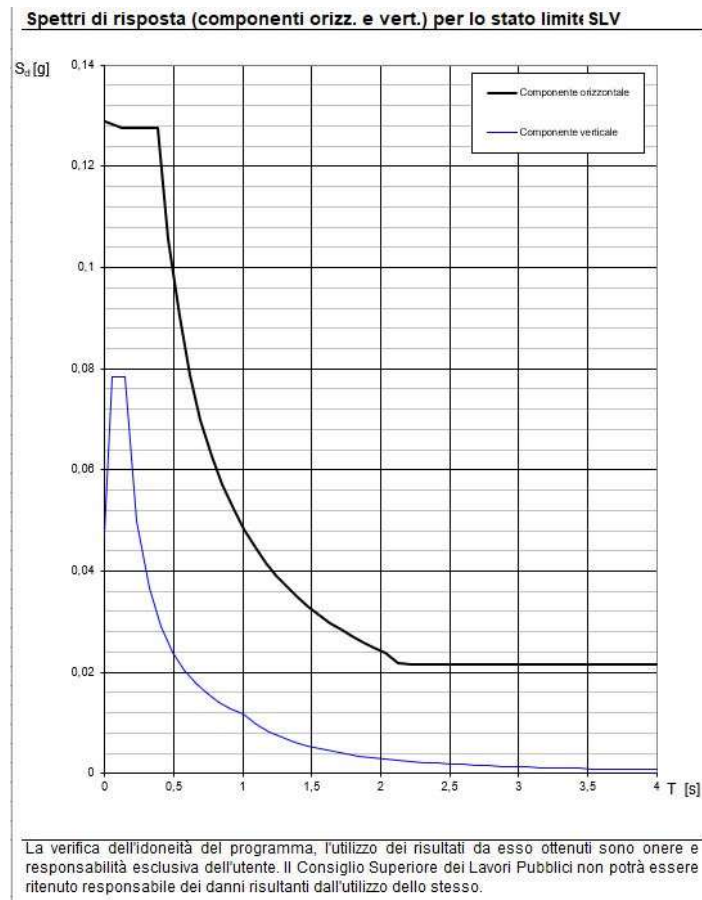


Fig.7.1: Spettro di risposta che caratterizza l' azione sismica prevista per questo caso studio

Il confronto del periodo dello stato di fatto e dello stato post-intervento evidenzia una diminuzione di valore accettabile perché è comunque nel ramo discendente dello spettro. La criticità del caso in esame è quella degli spostamenti. Per avere uno spostamento minore bisogna irrigidire e la risposta della struttura una volta avvenuto il miglioramento è comunque accettabile anche sotto questo aspetto.

Inizialmente sono stati proprio i modi di vibrare che hanno evidenziato le problematiche da risolvere e le criticità dello stato di fatto. I modi di vibrare non sono facilmente correggibili perché le masse in gioco predominanti non cambiano, ma di certo è possibile attenuare l' effetto critico dovuto a comportamenti e spostamenti differenti nelle varie parti della struttura.

Il confronto verrà condotto con l' ausilio fondamentale delle figure seguenti.

Il processo di confronto avverrà inizialmente descrivendo lo stato di fatto. Lo stato di fatto è condizionato, come ormai noto, dal vincolo improprio delle capriate a livello traslazione. Le capriate sono vincolate non come semplice appoggio ma come cerniera sui pilastri. È una semplificazione che potrebbe essere in generale accettata, perché il giudizio sarà dato sulla deformazione della testa dei pilastri, ed è necessaria perché se non fosse inserita tale ipotesi l'analisi non darebbe risultato dato lo spostamento orizzontale infinito delle capriate.

Nei capitoli scorsi è già stato mostrato il comportamento peggiore della struttura allo stato di fatto. Si rende necessario però approfondire e ampliare tale descrizione.

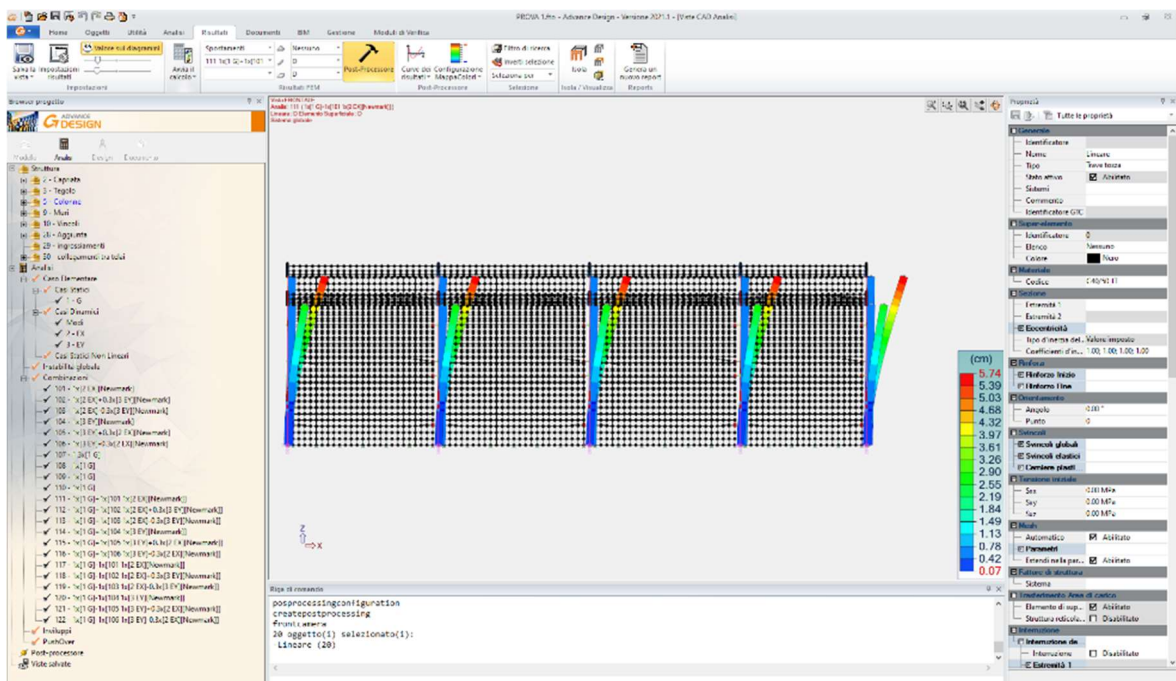


Fig.7.2: Entità della deformazione dei pilastri del primo blocco per la combinazione 111

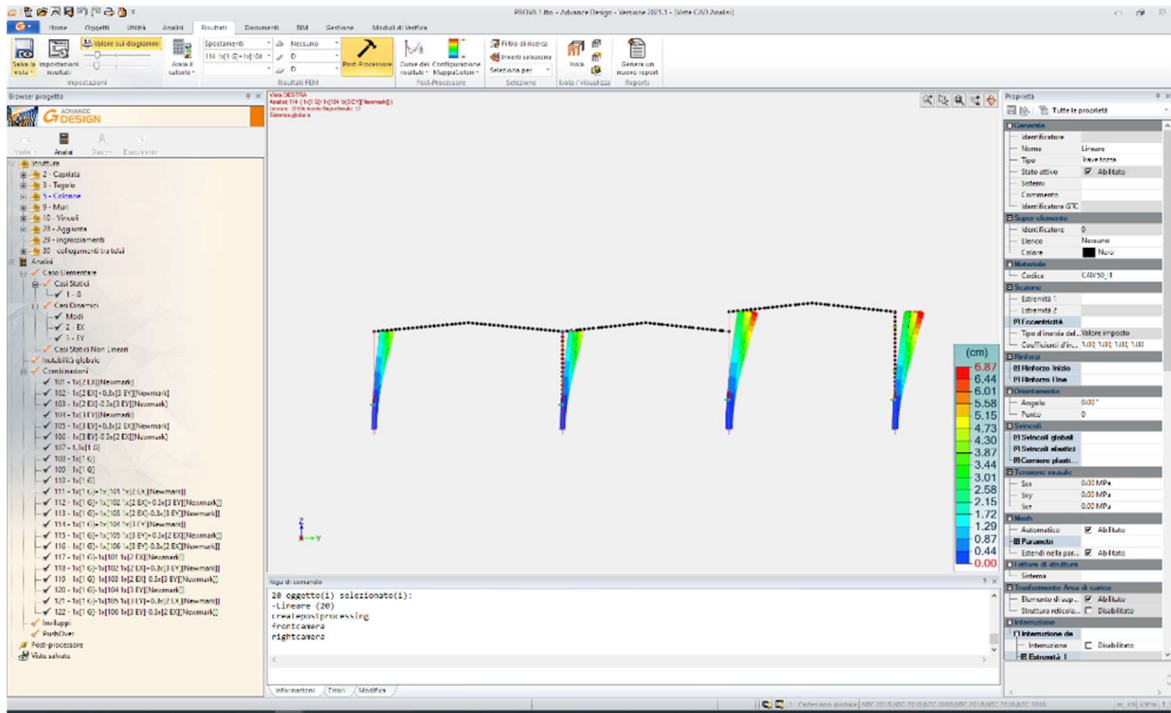


Fig.7.3: Entità della deformazione dei pilastri del primo blocco per la combinazione 114

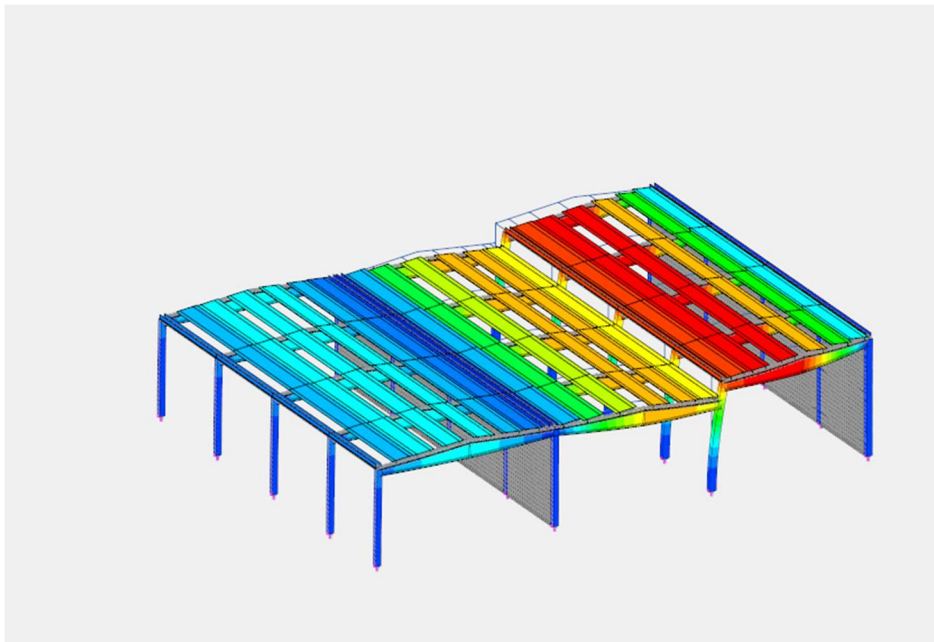


Fig.7.4: Primo modo di vibrare del primo blocco, deforma nella direzione di minore rigidità dei pilastri non vincolati ai pannelli

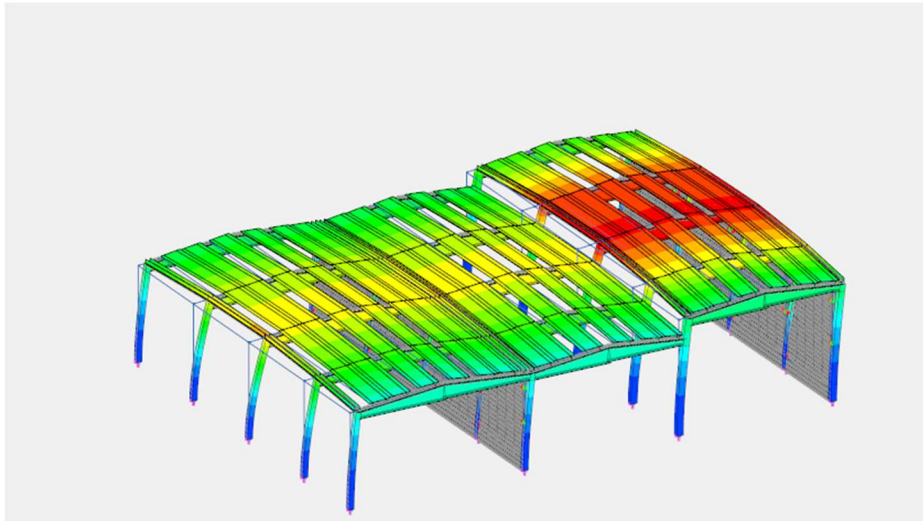


Fig.7.5: Terzo modo di vibrare del primo blocco, per mostrare la deformazione uniforme perpendicolare alle pareti

Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	Valori modali		Masse modali		Smorzamento (%)
			frequenza (Hz)	Energia (J)	X T (%)	Y T (%)	
1	3.53	1.78	0.56	6.30	657.02 (40.30)	0.00 (0.00)	5
2	3.62	1.73	0.58	6.63	165.97 (10.18)	0.00 (0.00)	5
3	4.36	1.44	0.69	9.57	0.00 (0.00)	1224.90 (75.12)	5
4	5.04	1.25	0.80	12.82	0.01 (0.00)	5.96 (0.37)	5
5	5.36	1.17	0.85	14.49	5.12 (0.31)	0.02 (0.00)	5
6	6.22	1.01	0.99	19.62	0.00 (0.00)	70.93 (4.35)	5
7	7.60	0.83	1.21	29.34	0.18 (0.01)	0.03 (0.00)	5
8	8.58	0.73	1.37	37.53	0.04 (0.00)	7.14 (0.44)	5
9	8.73	0.72	1.39	38.88	13.23 (0.81)	0.01 (0.00)	5
10	9.34	0.67	1.49	44.89	1.77 (0.11)	0.00 (0.00)	5

Fig.7.6: Riassunto valori modali dell'analisi modale del primo blocco

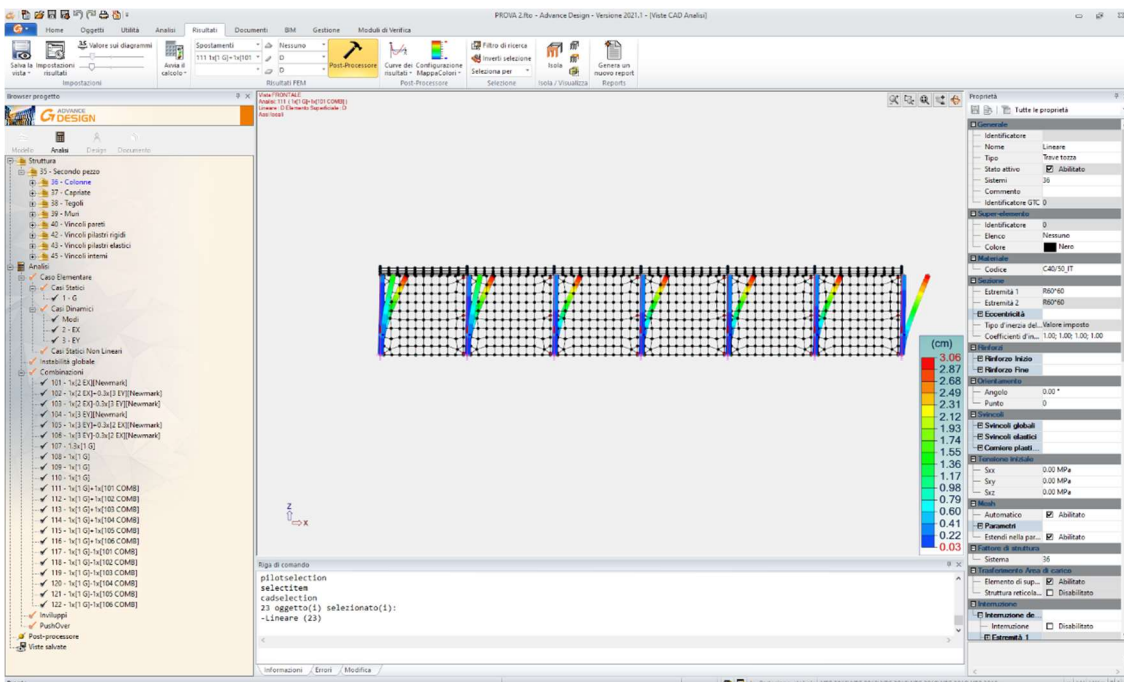


Fig.7.7: Entità della deformazione dei pilastri del secondo blocco per la combinazione 111

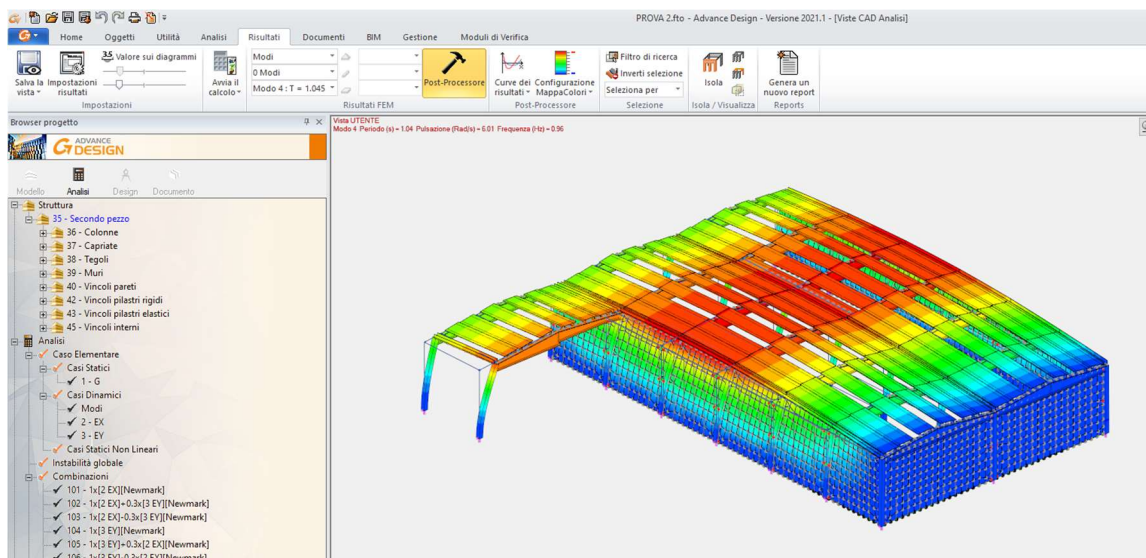


Fig.7.10: Quarto modo di vibrare del secondo blocco, deformazione simile a quella del primo blocco che risente però della presenza di una parete resistente a quella direzione che rende il comportamento non uniforme

Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Valori modali		Smorzamento (%)
					Masse modali		
					X T (%)	Y T (%)	
1	4.27	1.47	0.68	9.19	740.78 (43.20)	0.00 (0.00)	5
2	4.54	1.38	0.72	10.45	67.67 (3.95)	0.00 (0.00)	5
3	5.47	1.15	0.87	14.99	0.01 (0.00)	0.84 (0.05)	5
4	6.01	1.04	0.96	18.19	0.00 (0.00)	1118.81 (65.25)	5
5	6.63	0.95	1.06	22.25	0.00 (0.00)	9.92 (0.58)	5
6	7.84	0.80	1.25	31.42	0.00 (0.00)	66.70 (3.89)	5
7	9.44	0.67	1.50	45.58	0.00 (0.00)	5.87 (0.34)	5
8	9.73	0.65	1.55	48.62	48.55 (2.83)	0.00 (0.00)	5
9	9.95	0.63	1.58	53.04	0.00 (0.00)	0.01 (0.00)	5
10	10.93	0.58	1.74	60.90	0.00 (0.00)	12.49 (0.73)	5

Fig.7.11: Riassunto valori modali dell'analisi modale del secondo blocco

Sono state mostrate le deformate del sistema dei pilastri, le deformate modali dei primi modi di vibrare per evidenziare il tipo di comportamento e i valori modali delle due strutture che compongono il Capannone.

Le immagini seguenti mostrano il Capannone complessivo, ottenuto affiancando come nella realtà i due blocchi. Non è stato studiato il modello complessivo mostrato per lo stato di fatto perché la complessità e la grandezza di tale modello rallenta l'analisi del software e nasconde i dettagli dei singoli blocchi, specialmente nello studio dei modi di vibrare, perché non sono coniugabili. Viene mostrato però perché diventa fondamentale nel confronto con la soluzione tecnologica degli Shock Transmitters, studiati obbligatoriamente con l'intero Capannone Industriale.

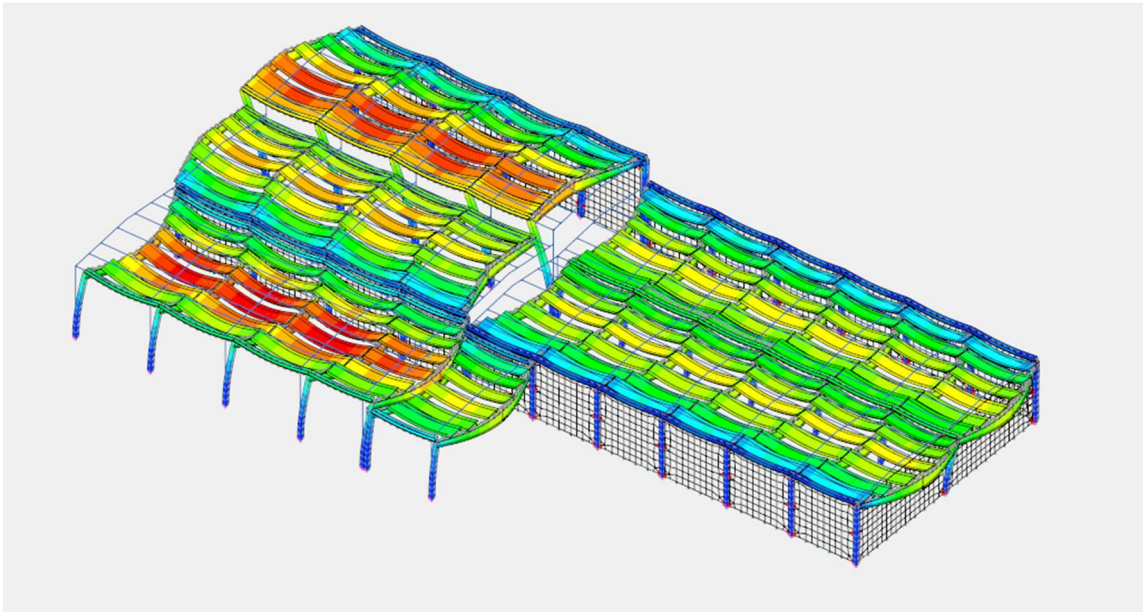


Fig.7.12: Deformata generica del Capannone complessivo

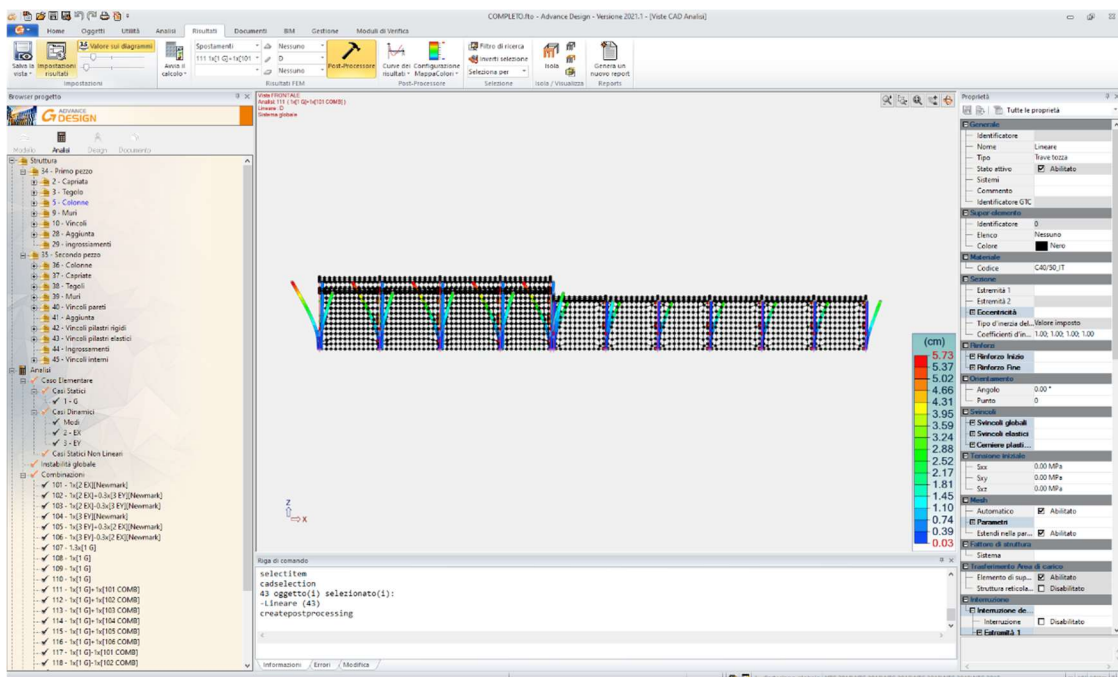


Fig.7.13: Deformazione pilastri del Capannone complessivo per la combinazione 111, considerando che tali spostamenti possono cambiare di verso

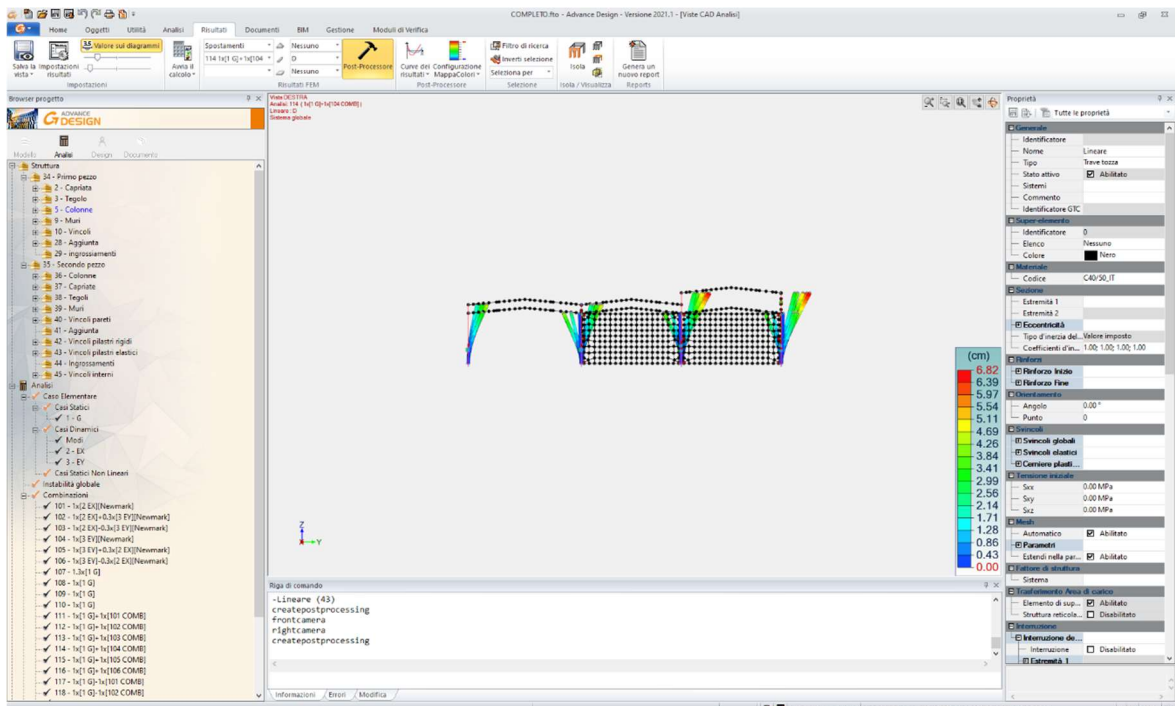


Fig.7.14: Deformazione pilastri del Capannone complessivo per la combinazione 114

L'analisi per la definizione della differenza di vulnerabilità sismica tra lo stato di fatto e lo stato di progetto parte dalla deformazione dei pilastri per diversi motivi:

- Per la natura del prefabbricato, perché gli elementi in elevazione sono rigidi ed è difficile pensare che possano toccarsi altri elementi tra loro prima dei pilastri adiacenti tra i due blocchi
- Per lo studio del vincolo elastico alla base dei pilastri, che consente lo spostamento relativo tra i pilastri stessi e meglio descrive il vero comportamento di questi, cosa che non è possibile per altri elementi
- Per le ipotesi che governano il software, ovvero di campo elastico infinito e l'eccessiva deformazione nella direzione di minor inerzia delle capriate, che è vera per definizione ma non così netta nella realtà per la rigidità di questi elementi
- Per le ipotesi che sono state prese dal progettista nei vincoli delle capriate

Sono evidenti le problematiche dello stato di fatto, lo spostamento della sommità dei pilastri è eccessivo per entrambi i blocchi e provocherebbe martellamento. Anche nella direzione perpendicolare a quella dove può avvenire il martellamento lo spostamento non è trascurabile.

L'entità dei due spostamenti nelle due direzioni, oltre a essere un problema per la stabilità delle capriate soprastanti, riassunta nella possibilità di sfilamento e ribaltamento della capriata, e una minaccia di martellamenti, rappresenta anche un'altra problematica: quella relativa allo spostamento relativo tra testa e piede del pilastro consentito dalla normativa al capitolo 7, per Stati Limite di Danno. Nello specifico, per evitare rotture delle tamponature collegate rigidamente agli elementi verticali, questi ultimi hanno una deformazione limite dipendente dalla sua altezza. La normativa consente deformazioni minori del 0,005 dell'altezza del pilastro per tamponature fragili appunto per evitare rotture di queste ultime.

Il vincolo vale indipendentemente dalla direzione dello sviluppo delle tamponature, perché anche una torsione di queste pareti non è accettabile. Il valore del 0,005 è un valore preso come riferimento, è evidente che l'indicazione non sia esattamente per il caso trattato, ma si considerano comunque le pareti come fragili dato che sono realizzate attraverso l'unione di più pannelli dando alle stesse una natura di elemento discretizzato.

È anche evidente come il blocco più basso, quello definito come secondo, è meno sollecitato se si confrontano gli spostamenti alla testa dei pilastri. Le motivazioni di questa differenza possono essere sintetizzabili in tre punti:

- Altezza minore del secondo blocco
- La disposizione più uniforme dei pilastri e luci più costanti
- Presenza di controventi in entrambe le direzioni, anche se con effetti non eccessivi

È stato riportato anche il riassunto dei valori modali. Non sono valori emblematici, se non si guardano le deformate associate. Non ci sono errori evidenti in questi dati, però serviranno per il confronto con il risultato dello stato di progetto. È già stato detto che l'intervento ridurrà il periodo, ed è stato detto anche che la riduzione è accettabile con gli effetti che porta per il raggiungimento degli spostamenti voluti.

Un ultimo inciso sulla descrizione dello stato di fatto. Le due combinazioni utilizzate sono state la 111 e la 114 perché caratterizzanti rispettivamente del massimo spostamento nella direzione del martellamento e della perpendicolare a questa. Il software consente di

valutare la deformazione in diverse maniere, per valutarla guardando la deformazione sono state scelte queste due combinazioni perché massimizzano gli spostamenti chiave.

Una volta mostrato lo stato di fatto, si procede riportando i risultati delle due soluzioni attuate.

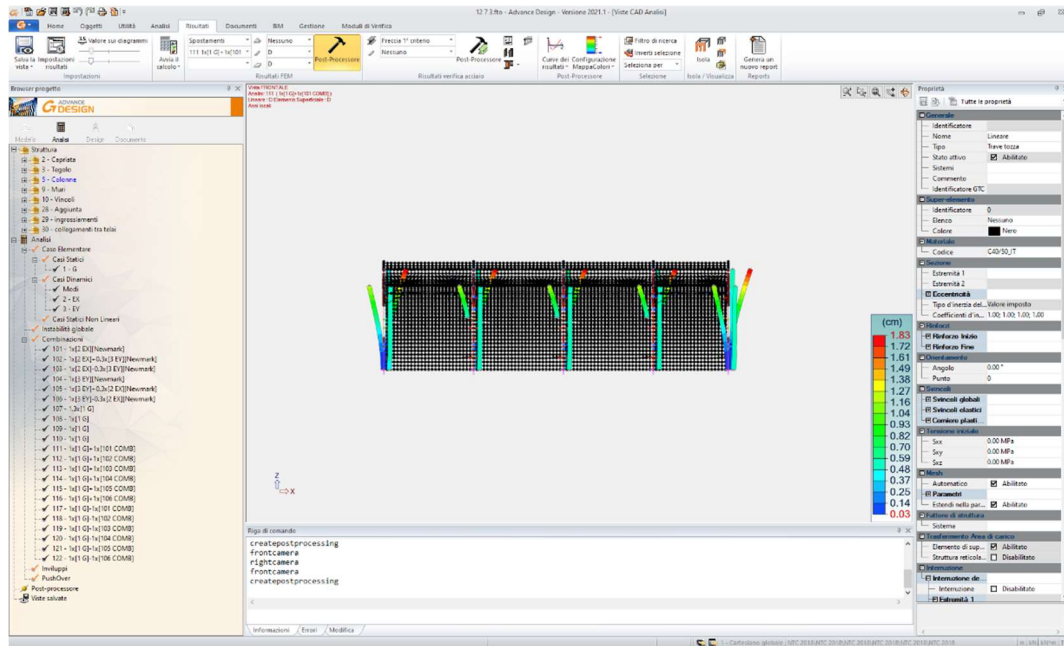


Fig.7.15: Entità della deformazione dei pilastri del primo blocco dopo l'intervento tradizionale per la combinazione
111

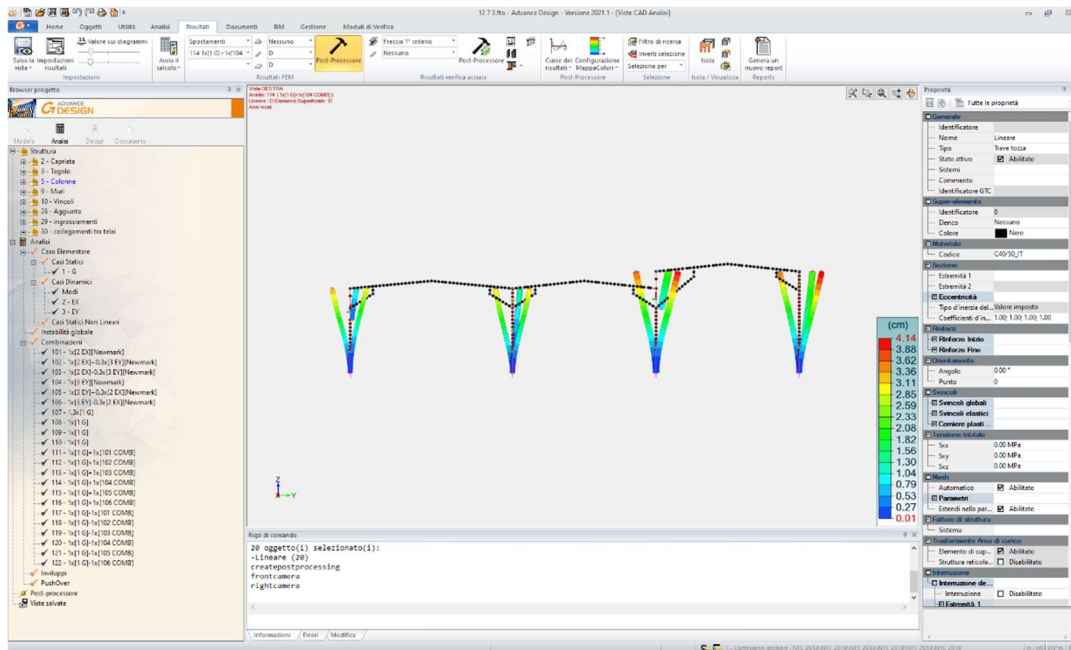


Fig.7.16: Entità della deformazione dei pilastri del primo blocco dopo l'intervento tradizionale per la combinazione
114

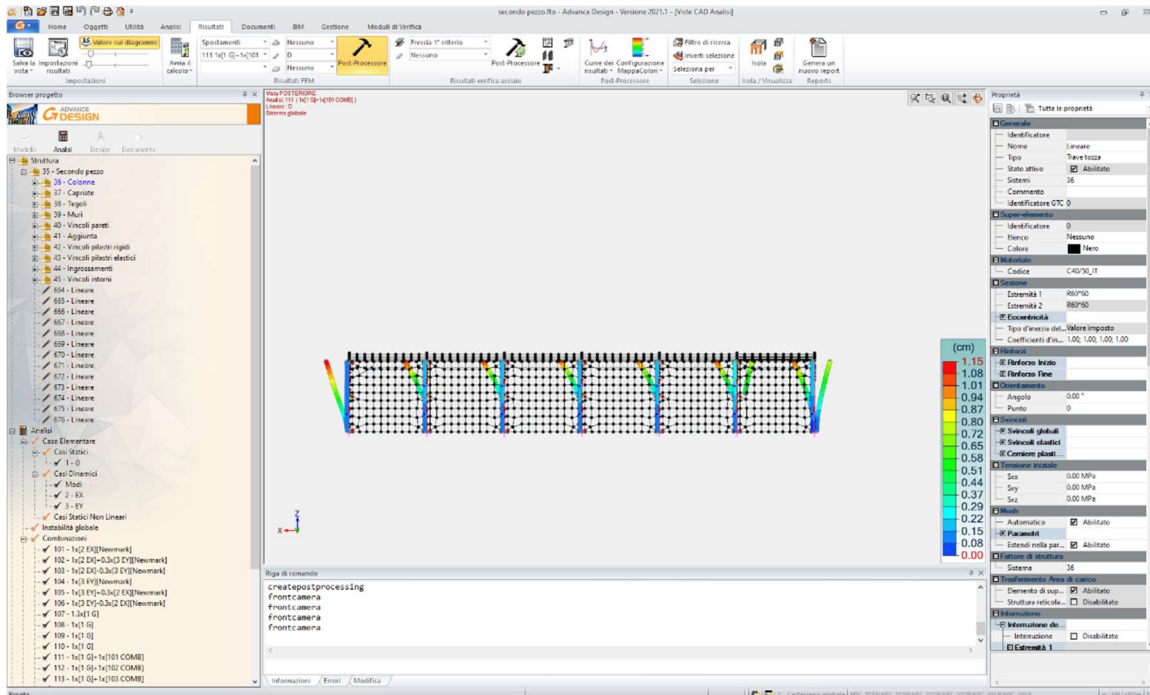


Fig.7.17: Entità della deformazione dei pilastri del secondo blocco dopo l'intervento tradizionale per la combinazione 111

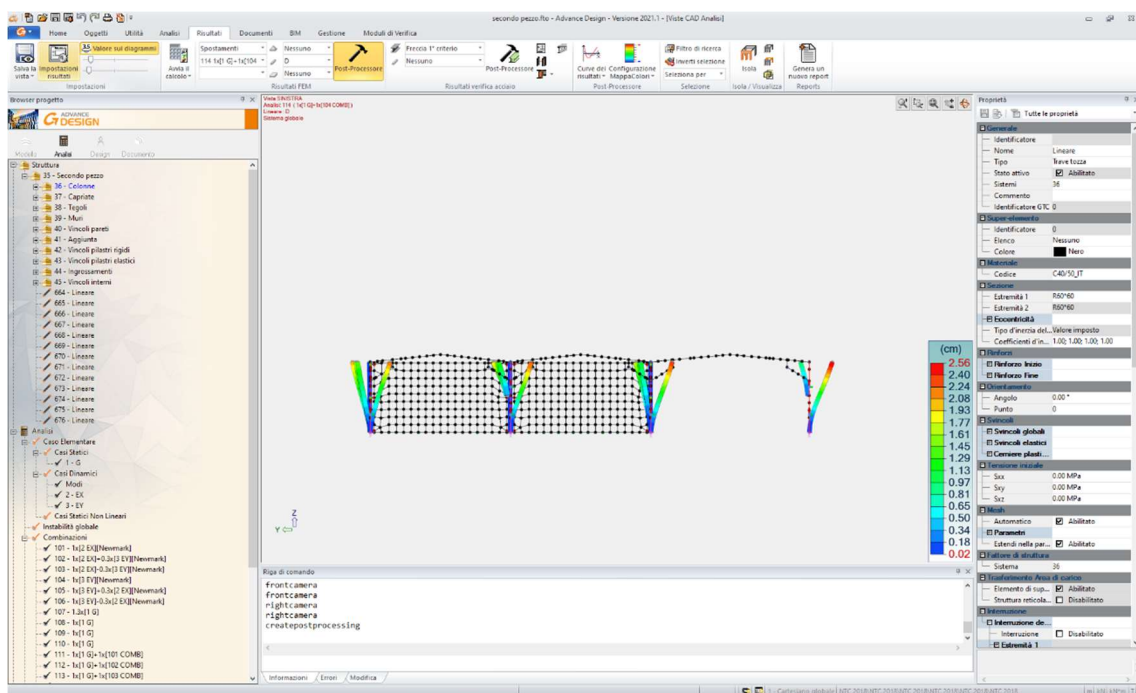


Fig.7.18: Entità della deformazione dei pilastri del secondo blocco dopo l'intervento tradizionale per la combinazione 114

La prima soluzione è quella che è stata descritta come “tradizionale”. I vantaggi di questa soluzione sono riportati separatamente per i due blocchi. È evidente la diminuzione di

entrambi gli spostamenti, nelle due direzioni. Il martellamento, sulla base di questi risultati, non dovrebbe più rappresentare una minaccia, e lo spostamento nella direzione dei telai è più accettabile rispetto a quella pre-intervento.

Le soluzioni sono già state discusse, ovviamente il dimensionamento dell'ingrossamento dei pilastri, dei collegamenti e degli elementi di controvento è stato determinato per il raggiungimento di questo obiettivo.

Va commentato lo spostamento nel piano dei telai. Lo svincolo degli elementi diagonali che fungono da controventi attraverso l'espedito descritto in precedenza, inizialmente, aveva portato a una neutralizzazione degli effetti di questi elementi. Lo svincolo verticale non permette una reazione efficace sul telaio del "controvento" e questo rende necessario un cambio di svincolo. Lo svincolo passa da svincolo globale a svincolo elastico inserendo lo spostamento consentito proporzionale dell'elemento, ovvero la grandezza dell'asola, e il valore di rigidità, ottenuto leggendo la sollecitazione passante nel caso in cui non fosse libera la traslazione verticale.

Lo spostamento orizzontale nel piano dei telai non è ridotto come quello ad essi perpendicolare, nella direzione del martellamento, per diversi motivi:

- Perché in questa direzione non agiscono le pareti
- Perché gli ingrossamenti dei pilastri che agiscono in questa direzione in una sezione generica sono solo due per la presenza delle pareti stesse
- Perché non è possibile ostruire in maniera eccessiva lo spazio compreso nei telai con elementi più ingombranti
- Perché in questo caso non vi era un obiettivo ben preciso di spostamento da raggiungere per l'assenza di una minaccia come quella del martellamento

Noto lo spostamento di cui stiamo parlando, è possibile notare come il requisito del 5 per mille dell'altezza per la deformazione dei pilastri è rispettata e percentualmente la riduzione è importante, in relazione alle tabelle che determinano la bontà dell'intervento per il Sisma-Bonus.

L'altro spostamento non necessita di grandi commenti, è evidente sia l'evitamento del martellamento sia la riduzione importante rispetto allo stato di fatto.

Per completezza si riportano anche alcuni esempi di sollecitazioni passanti per gli elementi del miglioramento, per evidenziare l'entità degli sforzi a cui si deve resistere .

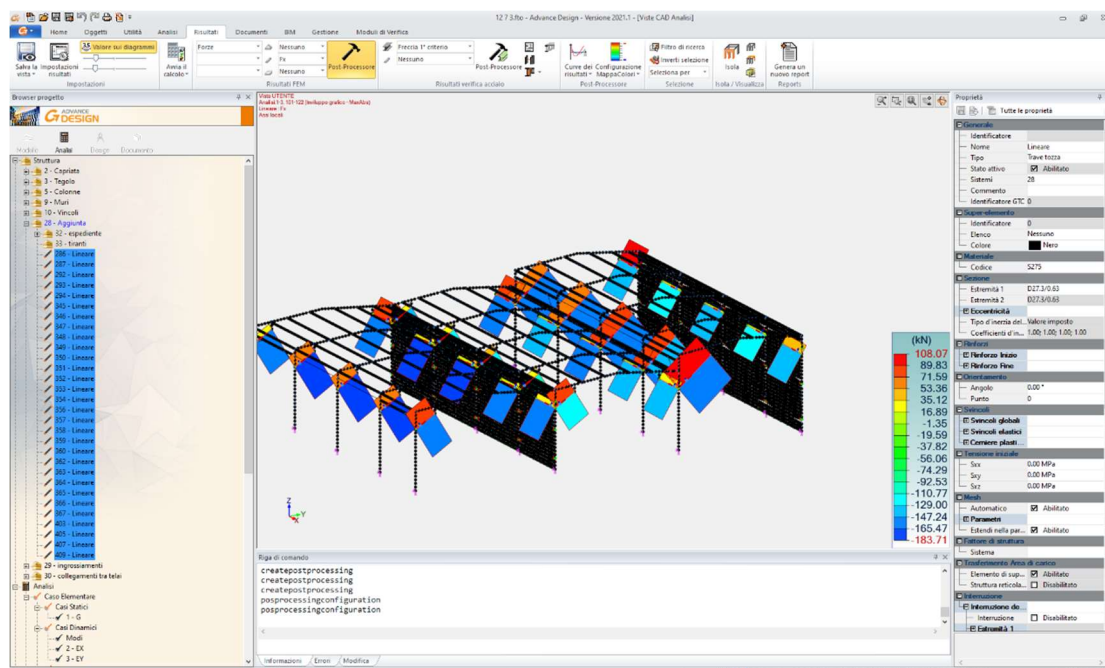


Fig.7.19: Involuppo di tutte le combinazioni delle sollecitazioni che sono sopportate dagli elementi diagonali, necessarie per la verifica di questi ultimi

Si riportano, per concludere i risultati del primo tipo di intervento, i valori modali dei due blocchi. Come atteso, i periodi sono minori dello stato di fatto, ma comunque nel ramo discendente dello spettro di progetto, e i valori sono accettabili. Non sono state migliorate profondamente nella forma le deformate modali, questo era abbastanza difficile nel caso in esame, ma sono state diminuite le entità delle deformate dei singoli elementi e della globalità dei due Capannoni.

Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Valori modali		Smorzamento (%)
					Masse modali		
					X T (%)	Y T (%)	
1	4.60	1.37	0.73	10.79	289.62 (16.76)	0.00 (0.00)	5
2	5.24	1.20	0.83	14.03	495.63 (28.68)	0.00 (0.00)	5
3	5.97	1.05	0.95	18.04	23.76 (1.38)	0.00 (0.00)	5
4	8.34	0.75	1.33	31.13	0.00 (0.00)	508.16 (29.40)	5
5	8.85	0.71	1.41	35.29	0.00 (0.00)	579.51 (33.53)	5
6	10.59	0.59	1.68	53.43	0.00 (0.00)	288.68 (16.70)	5
7	12.66	0.50	2.01	86.71	5.20 (0.30)	0.00 (0.00)	5
8	13.01	0.48	2.07	81.89	0.00 (0.00)	0.05 (0.00)	5
9	13.41	0.47	2.13	98.81	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	5
10	15.32	0.41	2.44	114.63	0.00 (0.00)	6.90 (0.40)	5

Fig.7.20: Riassunto valori modali dell'analisi modale del primo blocco dopo l'intervento tradizionale

Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Masse modali		Smorzamento (%)
					X	Y	
					T (%)	T (%)	
1	5.52	1.14	0.88	15.62	74.52 (4.18)	0.00 (0.00)	5
2	6.85	0.92	1.09	23.87	752.74 (42.26)	0.00 (0.00)	5
3	7.39	0.85	1.18	27.46	0.00 (0.00)	0.17 (0.01)	5
4	11.59	0.54	1.84	60.89	0.00 (0.00)	438.10 (24.60)	5
5	12.82	0.49	2.04	77.05	0.00 (0.00)	750.77 (42.15)	5
6	13.80	0.46	2.20	95.07	0.00 (0.00)	0.03 (0.00)	5
7	13.99	0.45	2.23	99.04	46.64 (2.62)	0.00 (0.00)	5
8	14.09	0.45	2.24	93.81	0.00 (0.00)	2.90 (0.16)	5
9	16.12	0.39	2.57	123.73	0.00 (0.00)	62.33 (3.50)	5
10	16.56	0.38	2.64	149.81	6.30 (0.35)	0.00 (0.00)	5

Fig.7.21: Riassunto valori modali dell'analisi modale del secondo blocco dopo l'intervento tradizionale

La riduzione dei periodi principali dei modi di vibrare è dovuta ovviamente dall'inserimento degli elementi previsti da questa soluzione, ma in particolar modo dall'aggiunta degli ingrossamenti dei pilastri. Questo è stato notato nei vari modelli che si sono susseguiti per il raggiungimento della soluzione. Di seguito vengono riportati i valori dei periodi nel caso in cui questi ingrossamenti non ci fossero, accompagnati dagli spostamenti nella medesima situazione.

Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Masse modali		Smorzamento (%)
					X	Y	
					T (%)	T (%)	
1	3.78	1.66	0.60	7.22	541.49 (33.06)	0.00 (0.00)	5
2	4.02	1.56	0.64	8.18	277.02 (16.91)	0.00 (0.00)	5
3	5.94	1.06	0.95	17.85	6.86 (0.42)	0.26 (0.02)	5
4	6.31	1.00	1.00	17.44	0.00 (0.00)	1264.27 (77.18)	5
5	7.22	0.87	1.15	22.96	0.02 (0.00)	7.24 (0.44)	5
6	8.72	0.72	1.39	34.26	0.00 (0.00)	88.33 (5.39)	5
7	9.36	0.67	1.49	44.84	17.45 (1.07)	0.00 (0.00)	5
8	9.79	0.64	1.56	49.42	0.73 (0.04)	0.00 (0.00)	5
9	10.69	0.59	1.70	52.71	0.00 (0.00)	0.02 (0.00)	5
10	12.00	0.52	1.91	67.54	0.00 (0.00)	7.50 (0.46)	5

Fig.7.22: Riassunto valori modali dell'analisi modale del primo blocco senza ingrossamento dei pilastri

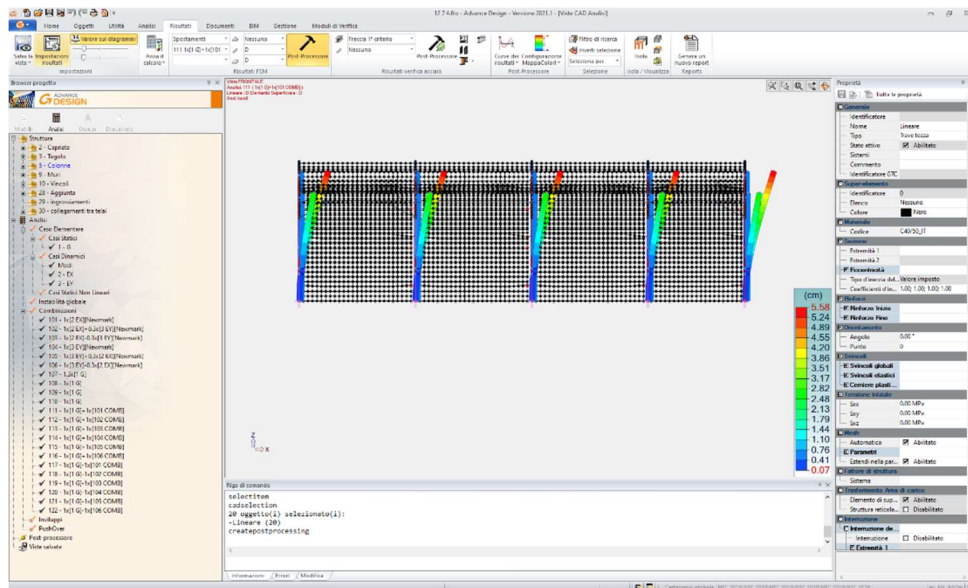


Fig.7.23: Valori degli spostamenti per la combinazione 111 senza ingrossamenti

La soluzione più tecnologica ha obiettivi diversi, come noto, dalla soluzione tradizionale. Il suo scopo è quello di rendere solidali i pilastri a rischio martellamento, eliminando il problema alla radice. Inizialmente, durante lo studio del problema, è stato sottolineato che questo problema di contatto tra i due blocchi durante un evento sismico deriva dall'ipotesi, molto fondata perché non ci sono motivi per contraddirla, che i due blocchi non si deformino in fase. Le due strutture sono indipendenti, di altezze diverse e forme in pianta diverse, questo fa sì che non è possibile determinare le medesime deformazioni nel medesimo istante nel medesimo verso, evitando che si tocchino. Per raggiungere una sorta di solidarietà tra i pilastri che si affiancano, nel corso della tesi è stato descritto l'inserimento dello Shock Transmitter. I dettagli di questa soluzione sono stati riportati precedentemente, al momento della valutazione dei risultati ottenuti, questi accorgimenti, assumono importanti ruoli e consentono l'applicazione dei dispositivi antisismici.

Il dettaglio principale è quello del collegamento ai pilastri degli Shock Transmitter, chiamato volgarmente “orecchia”. La differenza di spostamento orizzontale dei due blocchi nella direzione perpendicolare a quella del dispositivo può provocare una rotazione nel piano orizzontale del dispositivo stesso. Cambiare la direzione di intervento dello Shock Transmitter non comporta grandi effetti negativi, per la presenza del dispositivo “gemello” dall'altra parte delle colonne collegate che evita comportamenti

disuniformi dei due pilastri. Questa rotazione può comportare un contatto violento tra spigolo del pilastro e corpo centrale dello Shock Transmitter.

Il colpo che può ricevere questo dispositivo è una minaccia per l'integrità dello stesso che funziona attraverso liquidi oleosi che necessitano di guarnizioni e circuiti da salvaguardare. Le dimensioni delle ganasce che collegano e contemporaneamente distanziano lo Shock Transmitter garantiscono un buon range di spostamento senza che questo provochi i problemi appena spiegati.

Le deformazioni trasversali allo Shock Transmitter sono limitate, per questo pericolo e non solo, dall'inserimento dello stesso sistema di elementi controventanti della soluzione tradizionale. Unendo gli effetti di limitazione di traslazione trasversale e di inserimento ganasce che distanziano come descritto dispositivo e pilastro, si giunge alla risoluzione della minaccia di danneggiamento dello Shock Transmitter.

In questa soluzione, poi, sono esclusi categoricamente i collegamenti tra telai che irrigidivano molto bene la struttura nella prima soluzione. Tale funzione ora non è desiderata, aumenterebbe solamente la sollecitazione massima a carico degli Shock Transmitter. La stabilità dei telai nella direzione perpendicolare al loro piano è esclusivamente affidata all'ingrossamento del pilastro, e il mantenimento della posizione dei tegoli sovrastanti è onere esclusivamente dei giunti tegoli-capriata.

I risultati degli spostamenti orizzontali nel piano dopo l'intervento dei telai sono i medesimi della prima soluzione.

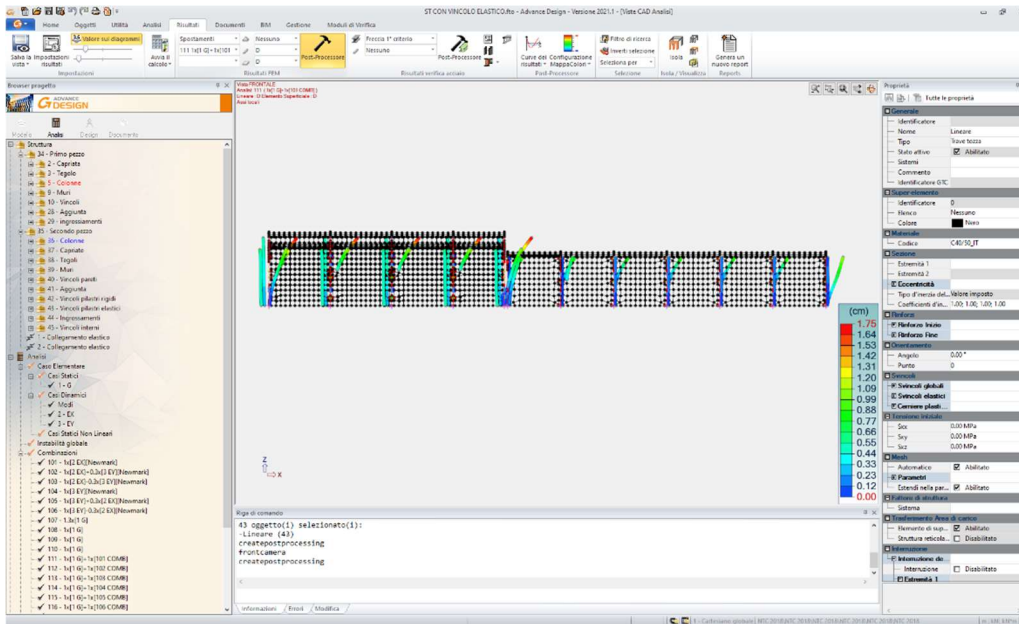


Fig.7.24: Deformazione pilastri del Capannone compressivo per la combinazione 111, con l'inserimento degli Shock Transmitter

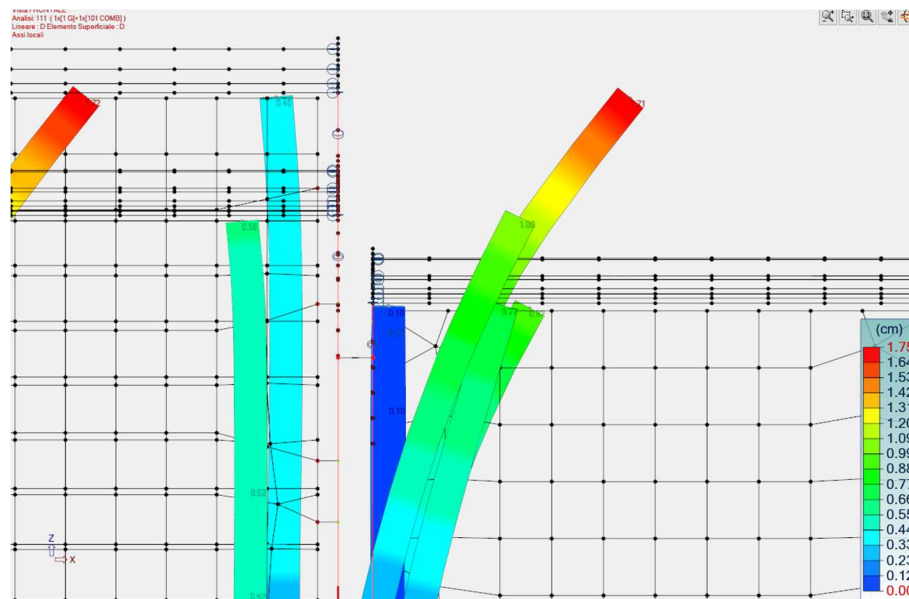


Fig.7.25: Dettaglio della deformazione dei pilastri uniti dagli Shock Transmitter

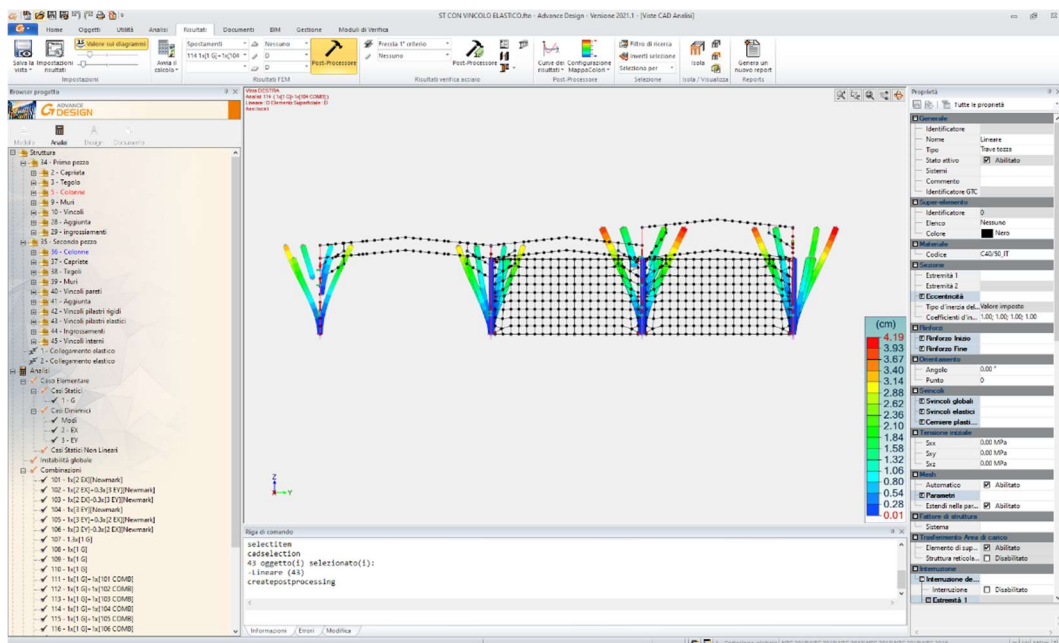


Fig.7.26: Deformazione pilastri del Capannone complessivo per la combinazione 114, con l'inserimento degli Shock Transmitter

Nel capitolo 4, al momento di descrivere l'intervento non solo da un punto di vista ingegneristico globale, ma anche mostrando il dettaglio costruttivo, è stato anticipato che una volta compiute le analisi che hanno il compito di certificare la bontà delle soluzioni progettate per il miglioramento sismico del Capannone studiato, è stato tentato un passaggio ulteriore.

Il passaggio in questione è stato quello di liberarsi, almeno per una parte di struttura, dell'ipotesi che vuole le capriate vincolate anche alla traslazione nel piano orizzontale. Come già anticipato, è un'ipotesi forte ma accettabile per lo studio del miglioramento complessivo. Una volta terminate le operazioni descritte fino ad ora, si è tentato di neutralizzare questo vincolo e inserire elementi per contrastare questa traslazione.

Questo è stato fatto inserendo dei tiranti, mostrati sempre nel capitolo 4, nel programma di calcolo. L'inserimento all'interno del software dell'analisi agli elementi finiti, dato che in questo ambito si riconduce l'analisi agli assi degli elementi, è stato eseguito con un tirante equivalente che descrivesse il giunto mostrato in precedenza.

Di seguito i risultati del solo primo blocco ottenuti svincolando le capriate appoggiate sulla fila di pilastri più bassa.

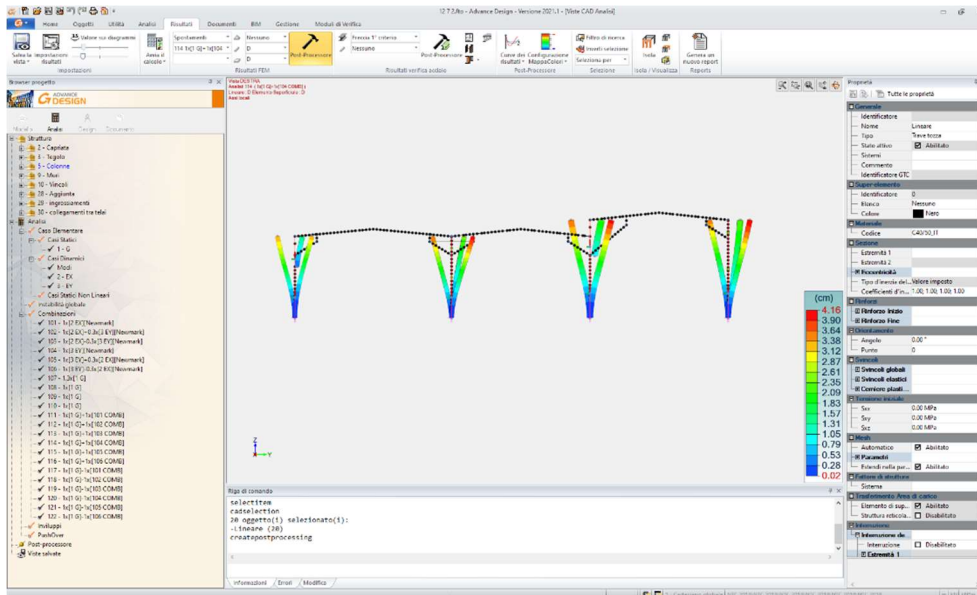


Fig.7.27: Deformazione pilastri del primo blocco per la combinazione 114, con l’inserimento dei tiranti e lo svincolo delle capriate

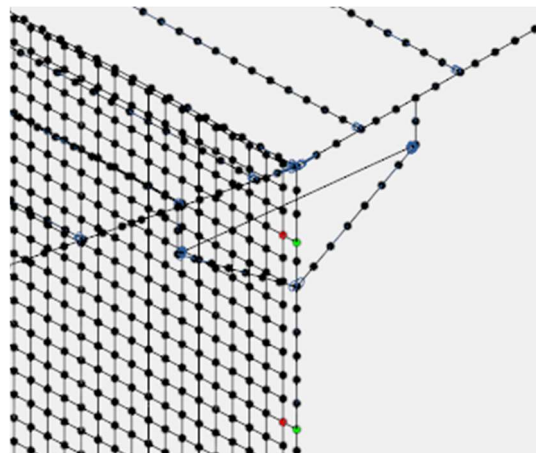


Fig.7.28: Inserimento tirante nel software Advance Design

Si sottolinea che se fino ad ora si era mantenuta un’ipotesi che può essere discussa come accettabile o no per gli effetti della stessa in positivo come risposta strutturale, la condizione appena mostrata invece è un eccesso per quanto riguarda la filosofia “in favore di sicurezza”.

6.2 Vantaggi B.I.M.

In quest'ultimo capitolo si vuole riassumere quali sono stati i vantaggi di questa metodologia che ha governato il tema della tesi.

La Metodologia B.I.M. ha mostrato enormi potenzialità per giungere a un risultato difficilmente più preciso se trattato con strumenti meno tecnologici. Ha concesso al tesista di notare aspetti prima trascurati e affrontare tematiche specifiche prima non conosciute.

Il B.I.M. riduce il numero di ipotesi forti da prendere generalmente negli approcci più tradizionali e aiuta la comprensione dell'opera anche per chi non ha esperienze tecniche adeguate. Questo non vuole dire che possa essere una facilitazione per chiunque intraprenda una qualsiasi esperienza di progetto senza nessuna conoscenza, la professionalità dell'ingegnere rimane necessaria e non sarà mai un optional. Il B.I.M. può essere visto come la rappresentazione delle scelte tecniche di un progetto, non sminuisce lo studio teorico, ma lo esalta e lo mostra anche a chi non è esattamente del mestiere.

Nello specifico di questa tesi è stato possibile vestire i panni di tutti quelle figure professionali che si incontrano in un progetto del genere. Come già anticipato, non sono stati presenti architetti o impiantisti, non erano previsti nella natura di questo intervento, e quindi il tesista non ha dovuto affrontare anche quella parte.

Se il progetto fosse stato diverso, però, e in tale progetto fossero state presenti figure diverse da quelle interpretate dal tesista in questa tesi, come appunto quella dell'architetto o quella dell'impiantista, non sarebbe stato così immediato l'atto dell'impersonificare tali professioni da parte del tesista. Non avendo nozioni adeguate e senza aver intrapreso la strada per l'insegnamento accademico di queste professioni, il tesista non ha proprio i mezzi per adempiere ai compiti previste da questi ruoli.

Questo è un'ulteriore prova che il B.I.M. non colma lacune di preparazione, non rende esperti i principianti e, contemporaneamente, non cancella l'esperienza dei professionisti già presenti nell'ambiente prima del suo avvento.

Partendo da questo assunto è possibile affermare che questa tesi possa essere vista anche come controprova. Se il tesista ha potuto riscontrare quali operazioni è in grado di affrontare e quali problemi è in grado di risolvere, in maniera analoga ha potuto notare

dove la propria preparazione latita. Queste lacune possono essere dovute a una mancanza dello studente o a un'origine non appartenente all'ambito dell'ingegneria civile.

Questa distinzione tra le 2 ragioni di impreparazione da parte dello studente è abbastanza netta. Consapevole di questo, per esclusione, si può concludere che questa tesi ha rappresentato molto bene le mansioni tipiche di un ingegnere civile. Mansioni che forse non sono sempre presenti contemporaneamente all'interno della carriera del professionista, ma comunque necessarie per la completezza dello stesso.

Durante lo svolgimento della tesi, tante sono state le occasioni di usufruire delle potenzialità offerte dalla metodologia attuata. Non è stato possibile, allo stesso tempo, toccare con mano altre virtù del B.I.M. come queste elencate:

- La possibilità di ottenere, a progetto ultimato, distinte accurate e complete di ogni singolo componente o assemblato che è previsto da un intervento e da un progetto nuovo
- La capacità di impostare e prevedere il monitoraggio durante la vita utile dell'intervento
- La reperibilità delle informazioni di produzione e caratteristiche dei materiali immediatamente
- La riduzione dei tempi di risoluzione nel caso di incongruenze tra diversi partecipanti al progetto
- La possibilità di redigere un computo metrico o un cronoprogramma

Queste sono le caratteristiche vantaggiose del B.I.M. non approfondite.

Nell'ambito della tesi è stato invece possibile fare esperienza di altre qualità:

- Prendere atto del livello di dettaglio della realizzazione che si può raggiungere con le funzioni che i software offrono
- Analizzare elementi, giunti e strutture sotto il profilo di comportamento meccanico e sotto il profilo delle deformazioni
- Garantire la fattibilità e la regolarità degli interventi progettati
- Adattare studi basati su casi semplici con ipotesi forti a casi complicati e reali
- Evidenziare problematiche magari nascoste in prima battuta su un progetto in due dimensioni

- Rendere evidenti gli oneri di una determinata scelta piuttosto che un'altra
- Prevedere la fase di costruzione con l'attenzione sulla fattibilità del progetto
- Connettere tra di loro diverse figure, come detto, offrendo grandi possibilità di interoperabilità

Molti di questi punti sono stati evidenti e apprezzati durante lo svolgimento della tesi, sono stati raccontati per i benefici che hanno portato e per le facilità di risoluzione.

La base del B.I.M. può essere sintetizzata in due aspetti: il primo è l'attenzione approfondita al dettaglio e alla previsione del problema e contemporaneamente il secondo è la volontà di far dialogare le varie professioni.

Il primo punto è rappresentato sinteticamente dal numero di software utilizzati per ogni singola mansione. Sarebbero necessari unicamente due software per una realizzazione sommaria: Advance Design e Revit.

L'utilizzo di Idea Statica, di Navisworks o del Laser Scanner è espressamente motivato dalla volontà di dettagliare al meglio gli aspetti più particolari della realizzazione. Idea Statica interroga i giunti per ogni elemento in gioco, il Navisworks gestisce il cantiere consentendo di ottenere cronoprogrammi e il Laser Scanner fornisce una vera restituzione del modello senza imporre vincoli di continuità per assenza di dati.

L'interoperabilità è stata forse meno annunciata nello sviluppo della tesi e nei passaggi che si sono susseguiti.

Nell'ambiente aziendale in cui si è svolta la tesi si è evidenziato un aspetto più di ogni altro: per l'ingegnere civile, ad oggi, non è conveniente lavorare da solo. In passato il tesista era convinto che l'ingegnere civile, in particolare lo strutturista, lavorasse in solitaria. L'idea era quella dell'ingegnere come unico vero professionista nel suo ambito, che non ha bisogno di confrontarsi con nessuno.

La realtà è che il rapporto tra domanda di competenza e persone competenti è calato nel tempo, e non si può più insinuare di non aver bisogno di un contraddittorio, anche per la complessità raggiunta dall'ingegneria in generale. L'ingegnere deve saper lavorare in gruppo, e in tutto questo l'interoperabilità è la funzione chiave per fare dialogare le varie professioni.

L'interoperabilità tra i software non è sempre immediata, e i problemi che descrivono i passaggi tra un programma e l'altro sono l'argomento forte dei detrattori di questa metodologia.

In questa tesi l'interoperabilità è stata testata in più occasioni. In alcuni passaggi si è preferito, però, evitare di far comunicare i software usati prima e dopo. Un esempio è quello dello studio in Idea Statica dei giunti oppure il primo modello su Advance Design per le difficoltà iniziali di importazione.

Questi casi dove è stata evitata l'importazione da un software all'altro si sono resi necessari per due motivi: difficoltà di passaggio tra i due software e particolarità della soluzione adottata.

Il secondo motivo sarebbe evitato se si fossero scelti giunti, per esempio, più commerciali previsti da entrambi i software o molto dettagliati nel programma di partenza.

Negli altri casi si sono constatati vantaggi e difetti dell'interoperabilità tra i software.

Il passaggio iniziale, tra Revit e Advance Design, è significativo di un aspetto. L'importazione tra softwares non è legata solo alla comunicazione tra i due, ma anche alla correttezza del modello da esportare. Una prima conclusione è quella che un modello derivante dal rilievo Laser Scanner, per garantire l'utilità del livello di dettaglio di tale rilievo, deve essere più completo da un punto di vista delle proprietà meccaniche del materiale rilevato.

La proprietà meccanica descrive e identifica il materiale, fornisce un documento per essere accettato all'interno di altri software, poi sta al software saper leggere questa caratteristica. Questa è la grande differenza che separa disegni su carta, AutoCAD e modelli fini a sé stessi da modelli che hanno l'obiettivo di analizzare strutturalmente il proprio contenuto.

Questo passaggio rileva anche una grande dote di AD, perché si è evidenziata la disponibilità di questo software di accogliere materiali non riconosciuti inizialmente, perché con nomenclatura diversa da quella presente nel programma di analisi, dando la possibilità di conversione o di aggiornamento della libreria dei materiali già presenti.

Un altro caso di passaggio ben riuscito è stato quello tra Revit e Navisworks. Questo abbastanza immediato perché derivano entrambi dalla stessa famiglia di software. Ma questo dà la possibilità di analizzare al meglio anche la fase di cantiere e ottenere tutti i vantaggi del programma di arrivo.

Volendo terminare il discorso sul B.I.M., avendo già concluso da un punto di vista ingegneristico, si afferma che la metodologia B.I.M. è che non butta via le sane abitudini di approcciare a un progetto con carta e penna, ma concede una prosecuzione dettagliata di quello che il progettista immagina e magari certe volte è costretto a trattenere per la mancanza di mezzi appropriati.

Il B.I.M. è un supporto e un riscontro dei risultati attesi dal calcolo manuale, un collega con cui discutere non di soluzioni ma di risultati.

7 Bibliografia

- D.M. “Norme tecniche per le costruzioni 2018”
- Eurocodice 3
- Eurocodice 4
- Eurocodice 8
- Manuale per tasselli HILTI
- Guida al SISMA-BONUS
- Decreto-Legge n.63/2013
- Sito INGV
- Guida Advance Design

Ringraziamenti

Al termine di questa Tesi, vorrei spendere qualche riga per i ringraziamenti.

Vorrei ringraziare il Professore Rosario Ceravolo per essere stato il Relatore di questa tesi.

Vorrei ringraziare l'Ingegnere Andrea Alberto, LGA Engineering s.r.l. e la Carpenteria Martino per avermi consentito di svolgere questa Tesi affianco a professionisti che ogni giorno mostrano dedizione e passione per il mondo dell'Ingegneria Civile e che hanno risposto sempre presente quando ho richiesto il loro aiuto.

Ringrazio i miei zii e i miei cugini, perché se crescendo le cose cambiano, sono certo che comunque si tornerà sempre attorno a una grande tavola composta da belle e care persone con cui si sta veramente bene e a cui voglio veramente bene.

Ringrazio i miei nonni, esempi di vita che ogni giorno porto nel cuore, a cui ho voluto e voglio un bene infinto e il solo pensiero del trascorso con loro mi fa commuovere e piangere come il bambino che si sono sempre proposti di accudire, quando necessario.

Ringrazio i miei amici di Reggio nell'Emilia, che non mi hanno abbandonato nonostante la distanza, e mi hanno sempre accolto quando tornavo, senza far pesare le mie mancanze. Ringrazio specialmente le Higuanas, perché dietro ai comportamenti rudi sono i più dolci; i compagni della triennale, perché risalerei mille volte ancora su quella Twingo gialla; gli amici dell'UP, perché se sono come sono lo devo anche a quel mondo; gli amici che singolarmente mi accompagnano da una vita, per avermi sopportato fino ad ora.

Ringrazio le persone incontrate a Torino, perché sono state del tutto inaspettate e perché mi hanno accolto alla loro tavola. Ringrazio i coinquilini ufficiali e quelli nella sostanza, siete stati i migliori compagni possibili di questa avventura. In special modo ringrazio l'amico Leo, perché è sempre stato al mio fianco nonostante tutto.

Ringrazio mia sorella Alice, che stimo e ammiro, perché mi vuole tanto bene ed orgogliosa del suo fratellino, e non perde occasione per dimostrarmelo, nonostante non sia il migliore dei fratelli a distanza.

Ringrazio mio fratello Marco, perché si cresce e ci si allontana, ma rimane il mio compagno di giochi da tutta una vita, oltre che l'unico per cui sono stato disposto a correre più forte possibile per stargli dietro quando si andava a giocare insieme. Ringrazio Helene e il piccolo Oliver, per la gioia che ci hanno regalato ultimamente.

Ringrazio la mia Mamma perché è stata la più presente nel mio cammino accademico sostenendomi ad ogni ostacolo, nonostante non chiedessi aiuto, e perché mi ama come solo una madre sa fare. Ringrazio il mio Papà perché vorrei dare come padre l'amore che lui ha dato per me, perché c'è sempre stato, da quando andavamo sul gommone insieme, e sempre ci sarà anche se sono un rompiscatole e non faccio molto per dimostrare il bene che gli voglio.