

UNIVERSITÀ
DI PAVIA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

MODELLAZIONE NON-LINEARE DI UN SISTEMA DI DISSIPAZIONE PER EDIFICI PREFABBRICATI IN C.A.

Candidata:

CRISTINA CORE

Relatore:

Prof. Ing. ROBERTO NASCIMBENE

Correlatori:

Ing. DAVIDE BELLOTTI

Ing. EMANUELE BRUNESI

A.A. 2025/2026

INDICE

SOMMARIO 5
ABSTRACT 6
INTRODUZIONE 7
1 STATO DELL'ARTE 9
1.1 Sistemi prefabbricati industriali in Italia 9
1.2 Evoluzione normativa 10
2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E DATABASE DI RIFERIMENTO 13
2.1 Caratteristiche dei prefabbricati 13
2.1.1 Travi e copertura 14
2.1.1.1 Travi a doppia pendenza 14
2.1.1.2 Travi a I o doppio T 14
2.1.1.3 Travi ad H 15
2.1.1.4 Travi a Y 15
2.1.1.5 Travi boomerang 16
2.1.1.6 Trave reticolare 16
2.1.1.7 Trave a L e T rovescio o trapezia 17
2.1.2 Pilastri e sistemi di fondazione 18
2.1.3 Pannelli di tamponamento 19
2.1.4 Tipologie di connessioni 20
2.1.4.1 Connessione trave - pilastro 21
2.1.4.2 Connessione trave - tegolo: 21
2.1.4.3 Connessione pannello - struttura: 21
2.2 Analisi dei database per la classificazione delle tipologie prefabbricate 22
2.3 Database EUCENTRE 22
2.3.1 Tipologie strutturali Database EUCENTRE 23
2.3.2 Distribuzione statistica delle connessioni 24

2.3.2.1 Connessione in semplice appoggio su forcella 25
2.3.2.2 Connessione a forcella con perno di ricentraggio 25
2.3.2.3 Trave rettangolare in appoggio diretto sulla testa del pilastro 25
2.3.2.4 Connessioni con barre filettate passanti 25
2.4 Database Servizio Sismico Regione Toscana 26
2.4.1 Tipologie strutturali database Servizio Sismico Regione Toscana 27
2.5 Database DPC/ReLUIS/ Assobeton 30
3 DANNEGGIAMENTO POST - TERREMOTO 32
3.1 Meccanismi di crisi osservati nei prefabbricati italiani 32
3.2 Danneggiamento post - sisma negli edifici prefabbricati in c.a. esteri 33
4 CASO STUDIO 35
4.1 Inquadramento generale 35
4.2 Geometria del setup di prova 36
4.2.1 Pilastro 38
4.2.2 Trave 39
4.2.3 Mensola tozza in c.a. 40
4.2.4 Cuscinetto in neoprene 40
4.2.5 Spinotti 42
4.2.6 Flange 42
4.3 Strumenti di misura 45
4.4 Prova ciclica 46
5 MODELLAZIONE 47
5.1 Software di modellazione 47
5.2 Geometria 48
5.3 Proprietà dei materiali 51
5.3.1 Calcestruzzo 51
5.3.2 Acciaio 52

5.4 Proprietà delle sezioni 53
5.5 Classi di elementi 54
5.5.1 Elementi trave - pilastro 54
5.5.2 Elementi link 56
5.6 Nodi 57
5.7 Elementi 59
5.8 Vincoli interni 60
5.9 Vincoli esterni 61
5.10 Inquadramento generale delle analisi 61
5.11 Analisi statica non Lineare (Pushover) 62
5.12 Modello analitico di calibrazione delle molle non - lineari nella Pushover 62
5.13 Carichi applicati 70
5.14 Fasi di carico 71
5.15 Analisi statica ciclica (Time - History) 72
5.16 Calibrazione degli elementi non - lineari nell'analisi Time - History 72
6 RISULTATI 78
6.1 Risultati dell'analisi statica non lineare (Pushover) 78
6.2 Risultati dell'analisi statica ciclica (Time - History) 81
7 CONCLUSIONI 87
8 Indice figure 88
9 Bibliografia 91

SOMMARIO

Questo lavoro di tesi si inserisce nel contesto della progettazione e dell'adeguamento sismico di strutture prefabbricate in calcestruzzo armato, basandosi sull'analisi e sulla modellazione numerica di una connessione "a secco" di un nodo trave – pilastro. Questo sistema rientra in una serie di soluzioni innovative sviluppate nel corso degli anni, con l'obiettivo di superare i limiti delle connessioni tradizionali attraverso un meccanismo di rotazione controllata alla base della trave e l'uso di flange dissipative in acciaio.

Il sistema è stato analizzato per studiare il comportamento di un provino realmente testato nel 2008 presso il laboratorio di EUCENTRE di Pavia. Il setup di prova ha previsto la disposizione del pilastro in posizione orizzontale e della trave in verticale, collegati esternamente da un sistema dissipativo di flange oblique in acciaio e da una mensola a supporto della trave. L'applicazione dei carichi ciclici quasi – statici a controllo di spostamento è stata assegnata ad un attuatore posto a 3,26 m da terra.

Sulla base dei dati sperimentali, è stato sviluppato un modello numerico nel software SeismoStruct [1] volto a riprodurre fedelmente la configurazione geometrica del provino di laboratorio. Per simulare il comportamento non lineare del giunto, sono state inserite due molle non lineari alla base della trave opportunamente calibrate e modellate con un legame asimmetrico di Pinching. Questo ha permesso di passare da una risposta globale registrata dall'attuatore a una risposta locale del giunto, tenendo conto dei contributi dei singoli componenti.

È stata eseguita un'analisi statica non lineare (pushover) prendendo come riferimento la rampa finale di carico caratterizzata da uno spostamento di circa 65 mm e da una forza circa pari a 72,30 kN, ottenendo una buona corrispondenza tra la curva di capacità modellata in SeismoStruct e quella reale del giunto.

Successivamente il modello è stato validato tramite un'analisi statica time – history in cui è stata applicata una sequenza di cicli di spostamento crescenti a partire da 5 mm fino a 65 mm. Tale analisi ha permesso di studiare la risposta ciclica del sistema, analizzando la forma dei cicli isteretici e la capacità di dissipazione energetica del nodo.

ABSTRACT

This thesis is part of the design and seismic retrofitting of precast reinforced concrete structures, based on the analysis and numerical modeling of a "dry" connection between a beam and a column. This system is part of a series of innovative solutions developed over the years, with the aim of overcoming the limitations of traditional connections through a controlled rotation mechanism at the base of the beam and the use of dissipative steel flanges.

The system was analyzed to study the behavior of a specimen actually tested in 2008 at the EUCENTRE laboratory in Pavia. The test setup involved a horizontal column and a vertical beam, connected externally by a dissipative system of oblique steel flanges and a cantilever supporting the beam. The application of quasi-static displacement-controlled cyclic loads was assigned to an actuator positioned 3.26 m above the ground.

Based on the experimental data, a numerical model was developed in the SeismoStruct software [1] aimed at faithfully reproducing the geometric configuration of the laboratory specimen. To simulate the nonlinear behavior of the joint, two nonlinear springs were inserted at the base of the beam, appropriately calibrated and modeled with an asymmetric pinching relationship. This allowed us to switch from a global response recorded by the actuator to a local response of the joint, taking into account the contributions of the individual components.

A nonlinear static analysis (pushover) was performed using the final loading ramp as a reference, characterized by a displacement of approximately 65 mm and a force of approximately 72.30 kN, obtaining a good match between the capacity curve modeled in SeismoStruct and the actual joint curve.

The model was subsequently validated through a time-history static analysis in which a sequence of increasing displacement cycles starting from 5 mm up to 65 mm was applied. This analysis allowed us to study the cyclic response of the system, analyzing the shape of the hysteretic loops and the energy dissipation capacity of the node.

INTRODUZIONE

Le strutture prefabbricate in cemento armato rappresentano una tecnologia costruttiva molto diffusa nel settore dell'edilizia industriale, affermatasi fin dagli anni '60 grazie alla forte crescita economica di quel periodo. Il motivo principale risiede nella velocità di esecuzione, modularità dei componenti ed economicità del sistema. Tuttavia, pur essendo ormai una realtà consolidata, gli eventi sismici dell'Aquila (2009), dell'Emilia-Romagna (2012) e del Centro Italia (2016-2017) hanno evidenziato un elevato problema di vulnerabilità sismica dei prefabbricati industriali a causa del fallimento dei sistemi di collegamento, spesso basati solo su attrito e non adeguati ad assorbire le azioni del sisma.

Il problema dei collegamenti non riguarda solamente l'Italia ma anche il resto del mondo, come purtroppo dimostrano i recenti terremoti in Turchia e Siria del 2023. Le indagini post – sisma riportate in letteratura [2], infatti, hanno confermato gli stessi meccanismi di danno riscontrati nelle strutture prefabbricate italiane: il collasso delle connessioni a perno con conseguente scalzamento delle travi dalle mensole, l'instabilità alla base dei pilastri snelli e il ribaltamento dei pannelli di tamponamento, aspetti che verranno analizzati in dettaglio nel Capitolo 3. A differenza delle strutture gettate in opera, i capannoni prefabbricati vengono spesso progettati con schemi a cerniera, attribuendo il trasferimento delle azioni orizzontali a dispositivi con limitata duttilità e capacità dissipativa.

In tutti questi scenari è noto come il comportamento globale della struttura sia strettamente collegato al comportamento dei componenti non strutturali e all'inefficacia dei sistemi di connessione tra gli elementi prefabbricati. L'assenza di connessioni dissipative e di continuità strutturale del nodo impedisce la formazione di cinematismi duttili, concentrando le sollecitazioni in zone non progettate per sostenere cicli di carico sismico.

Queste problematiche hanno portato nel corso degli anni allo sviluppo di soluzioni innovative di connessione, con l'obiettivo di introdurre meccanismi di dissipazione controllata dell'energia e avere una risposta più prevedibile sotto azioni cicliche. Dalla letteratura si hanno diverse proposte: dalle connessioni ibride, ai sistemi Mild-Press-Joint, fino alle soluzioni che prevedono l'utilizzo di dispositivi meccanici sostituibili, in grado di assorbire energia sismica e limitare gli spostamenti. Tutte queste soluzioni vogliono superare i limiti delle connessioni tradizionali: sviluppare una risposta ciclica controllata e dissipativa.

Da queste considerazioni nasce l'esigenza di sviluppare soluzioni innovative per rappresentare in modo più realistico il comportamento dei collegamenti trave – pilastro e di migliorarne la risposta durante un evento sismico. Tra le proposte più significative vi è la connessione trave – pilastro fisicamente realizzata presso il laboratorio EUCENTRE di Pavia nel 2008, basata su un sistema dissipativo meccanico "piastra – flange – piastra", in cui due flange in acciaio sono saldate alle piastre di ancoraggio imbullonate e tassellate chimicamente agli elementi in calcestruzzo. Il dispositivo è stato progettato affinché le flange snervino in trazione e si instabilizzino a compressione in modo controllato, mentre piastre, saldature e bullonature rimangono in campo elastico di modo da garantire una dissipazione stabile e la sostituibilità del sistema dopo l'evento sismico.

La prova sperimentale del 2008 è stata eseguita in controllo di spostamento, applicando al nodo una serie di cicli di carico e scarico crescenti attraverso una sequenza di drift. Gli strumenti installati sul sistema hanno registrato, per ogni valore di drift, la forza applicata dall'attuatore e il corrispondente spostamento misurato dal potenziometro 9, posizionato a 3,26 m da terra. Sono stati eseguiti: tre cicli a 5 mm, poi tre cicli a 10 mm, tre cicli a 25 mm, tre cicli a 40 mm, tre cicli a 55 mm. Questo ha consentito di studiare l'evoluzione della risposta isteretica del nodo al crescere della domanda di spostamento. Al termine dei cicli è stata eseguita una rampa finale di carico nella stessa direzione, spingendo l'attuatore fino al raggiungimento di circa 65 mm di spostamento e 72,30 kN di forza.

Ai fini della presente tesi l'attenzione è rivolta a questa rampa finale, la cui curva forza – spostamento costituisce il punto di partenza per la modellazione numerica del nodo sviluppata in SeismoStruct. Il modello è stato impostato introducendo due molle non lineari tra trave e pilastro, la cui calibrazione è stata eseguita includendo tutti i contributi presenti nel nodo e applicando i principi di equilibrio e della cinematica degli spostamenti, così da definire un legame non lineare coerente con il comportamento osservato nella rampa finale di carico.

Raffinato in modo opportuno il legame non lineare delle molle, è stata eseguita un'analisi pushover che ha permesso di ottenere la curva di capacità forza – spostamento del nodo di controllo mostrando un buon accordo qualitativo con la curva sperimentale della rampa finale di carico.

A partire da questo modello calibrato è stata poi eseguita un'analisi statica time - history, applicando la storia di spostamento dei cicli sperimentali per valutare la capacità del modello di riprodurre il comportamento isteretico del nodo con buona approssimazione. L'analisi time - history ha mostrato una buona coerenza tra il modello e le curve sperimentali, sia nella forma dei cicli sia nell'evoluzione della risposta al crescere dello spostamento.

1 STATO DELL'ARTE

1.1 Sistemi prefabbricati industriali in Italia

Gli edifici prefabbricati hanno avuto il loro massimo sviluppo nel secondo dopoguerra, periodo caratterizzato dall'urgenza di far ripartire l'economia. La scelta di prediligere prefabbricati in calcestruzzo armato è dettata principalmente dalla velocità di esecuzione ed economicità, soprattutto nell'ottica di realizzare strutture capaci di coprire grandi luci in breve tempo, utilizzando componenti pronti per l'installazione. Attraverso l'utilizzo di travi precompresse prodotte in stabilimento con sezioni a "doppia pendenza" o reticolari, è possibile superare campate senza inserire pilastri intermedi, dando modo a macchinari di muoversi più liberamente.

Una parte dei prefabbricati oggi in uso è stato costruito quando ancora il rischio sismico era sottostimato e molte zone del territorio erano classificate come "non sismiche", portando a dei sistemi di collegamento cedevoli con il risultante sfilamento delle travi. I prefabbricati soprattutto quelli ad uso industriale erano stati realizzati senza criteri antisismici, facendo quindi riferimento a prescrizioni che trascuravano le azioni orizzontali. Si trattava quindi di una concezione di capannone orientata su uno schema statico che ignorava le interazioni con forti sollecitazioni ed effetti dinamici.

I principali problemi riscontrati nella maggior parte delle strutture costruite su questa logica sono stati:

- Elevata snellezza dei pilastri a mensola con conseguente spostamento ai nodi
- Connessioni non progettate con criteri antisismici
- Instabilità di armatura longitudinale
- Mancanza di continuità strutturale (elementi strutturali indipendenti)

I collegamenti usati nella progettazione pre-codice non erano stati concepiti per garantire l'integrità strutturale o una dissipazione dell'energia sismica idonea. Essendo sviluppati principalmente per il trasferimento dei soli carichi gravitazionali, risultavano vulnerabili rispetto alle sollecitazioni orizzontali, mostrando risposte fragili e perdite di appoggio.

Le problematiche riscontrate nell'edilizia industrializzata italiana non costituiscono delle criticità isolate, ma il riflesso dei criteri, delle tecniche costruttive e delle regole di calcolo diffuse all'epoca. È quindi necessario analizzare l'evoluzione del quadro normativo che ha guidato l'ambito dei prefabbricati dagli anni Sessanta ad oggi.

1.2 Evoluzione normativa

Il quadro normativo in Italia circa le strutture prefabbricate è stato molto frammentato nel corso degli anni, poiché per molto tempo non vi erano prescrizioni precise. Tale aspetto è determinante per capire il motivo per cui buona parte degli edifici prefabbricati ad uso industriale sia stato costruito con dettagli costruttivi non consoni per contrastare l'azione del sisma. Molti prefabbricati sono stati edificati quando ancora le normative del tempo non consideravano le regole per la progettazione antisismica.

In ordine cronologico, si inizia a parlare di classificazione sismica del territorio italiano con il Regio Decreto n.431 del 1927 [3], anche se in maniera molto limitata solo per alcuni comuni.

Tuttavia, né il Regio Decreto n.2229 del 1939 [4], né la Circolare del Ministero dei Lavori pubblici n. 1472 del 1957 [5] includevano prescrizioni riguardanti i prefabbricati. Neppure nella Legge n.64 del 1974 [6] e nel D.M. 30/05/1974 [7] si parlava di prefabbricazione. Anche nel Decreto Ministeriale del 1975 [8] la maggior parte dell'Italia viene classificata come non sismica.

Il primo passo avanti si ebbe con il CNR 10025:1984 [9], un documento che, come riportato in [10]:

- sconsigliava l'uso di connessioni basate solo sull'attrito
- prescriveva dispositivi di collegamento per ancorare i pannelli
- presupponeva un comportamento duttile delle connessioni

Con il D.M. 24/01/1986 [11] l'Italia veniva classificata in quattro categorie dalla Zona 1, la più pericolosa fino alla Zona 4, considerata non sismica, ciascuna con un grado di sismicità S. Il decreto introduceva due nuovi fattori: il coefficiente di risposta R in funzione del periodo fondamentale della struttura, e il fattore di importanza I, in funzione dell'edificio. Nonostante questi nuovi progressi, il D.M. 24/01/1986 non conteneva prescrizioni per le strutture prefabbricate.

Un punto di svolta si ebbe con il D.M. 03/12/1987 [12], un riferimento normativo per i sistemi prefabbricati in calcestruzzo, in cui si richiedeva che gli appoggi fossero progettati considerando le condizioni più sfavorevoli provenienti da imprecisioni di produzione e montaggio. Tali appoggi dovevano essere progettati per garantire la sicurezza dell'elemento strutturale e dovevano essere verificati considerando gli effetti come il ritiro e la viscosità oltre che alla deformazione. Un altro requisito del decreto riguardava il loro comportamento in zona sismica: non potevano più essere dei collegamenti basati sulla sola aderenza, in quanto non sufficienti a resistere le azioni orizzontali, ma bisognava prevedere delle connessioni a perno obbligatorie nelle zone sismiche.

Negli anni ’90 nonostante due Decreti Ministeriali (D.M. 9/01/1996 [13] e D.M. 16/01/1996 [14]) avessero trattato per la prima volta il conetto di “zona critica” e “confinamento”, non si faceva ancora riferimento alle strutture prefabbricate come nuova tecnologia costruttiva.

Una svolta epocale arrivò con l’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 del 20 marzo 2003 [15], introdotta a seguito dell’evento sismico che coinvolse una scuola a San Giuliano di Puglia provocando la morte di 27 bambini e una maestra. Questo evento portò a considerare l’Italia intera come un territorio a rischio sismico e a richiamare l’attenzione sui collegamenti che fino ad allora erano basati solo sull’aderenza.

Anche con il D.M. 14/09/2005 [16] si compì un nuovo passo avanti, poiché erano state introdotte altre prescrizioni relative ai collegamenti prefabbricati, i quali dovevano essere progettati per avere un comportamento duttile ed evitare collassi fragili.

Il consolidamento normativo definitivo però si ebbe con le Norme tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008 [17]. È in questo codice che si parla per la prima volta di: edifici prefabbricati, fattori di comportamento e dissipazione delle connessioni. Le NTC08 [17] al paragrafo 7.4.5.2 esplicitano infatti che: “*I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche*”. [17]

In questa frase chiave, la normativa sottolinea come la resistenza globale dei prefabbricati dipenda anche dai collegamenti oltre che dagli elementi principali, i quali assicurano la congruenza ed evitano gli scorrimenti locali dannosi per l’intero sistema.

Inoltre, le NTC08 [17] suddividono in tre categorie i collegamenti definendoli come segue:

a) *collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;*
b) *collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;*
c) *collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.*

I collegamenti che quindi partecipano attivamente alla dissipazione devono essere tali da evitare collassi fragili, e devono essere realizzati mediante l’uso di dispositivi meccanici per trasferire le forze orizzontali.

Le attuali norme in vigore cioè le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 ribadiscono quanto previsto dalle NTC08 [17] per ciò che concerne i collegamenti nelle strutture prefabbricate, senza modifiche sostanziali.

Nella tabella sottostante viene riportato in ordine cronologico un riassunto delle norme finora discusse.

Tabella 1-Sintesi delle principali normative su collegamenti e prefabbricati.

Anno	Norma	Contenuto su prefabbricati e collegamenti
1927	Regio Decreto n.431	Nessuno
1939	Regio Decreto n.2229	Nessuno
1957	Circolare M.LL.PP. n.1472	Nessuno
1974	Legge n.64 e D.M. 30/05	Nessuno
1984	CNR 10025	Sconsiglia connessioni basate su attrito
1986	D.M. 24/01	Italia classificata in quattro categorie sismiche Nessuna prescrizione su prefabbricati
1987	D.M. 03/12	Prima norma che riconosce esistenza di prefabbricati Focus su collegamenti
1996	D.M. 9/01 e D.M. 16/01	Concetto di zona critica e confinamento Nessuna prescrizione specifica su prefabbricati
2003	O.P.C.M. 3274 del 20/03	Intero territorio sismico Uso di connessioni meccaniche
2005	D.M. 14/09	Comportamento duttile dei collegamenti
2008	N.T.C. del 14/01	Considerazione delle azioni orizzontali Duttilità delle connessioni e importanza su intera struttura
2018	N.T.C. del 17/01	Consolidamento delle N.T.C.08

2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E DATABASE DI RIFERIMENTO

2.1 Caratteristiche dei prefabbricati

Le strutture prefabbricate in calcestruzzo armato sono caratterizzate da una serie di standard costruttivi che derivano dalle esigenze degli edifici industriali. Ogni elemento viene prodotto in stabilimento e poi assemblato in cantiere, in modo da garantire maggiore controllo e rapidità di realizzazione, in contrapposizione al calcestruzzo ordinario di cui si deve attendere la maturazione del getto con le relative criticità legate ai fattori atmosferici.

La peculiarità dei prefabbricati riguarda anche i materiali, infatti i calcestruzzi utilizzati per la realizzazione di tali capannoni sono ad alte prestazioni con caratteristiche differenti da quelli dei classici conglomerati cementizi utilizzati nelle civili abitazioni, garantendo così un'elevata resistenza strutturale e durabilità.

Anche l'acciaio da precompressione ha proprietà meccaniche estremamente elevate: si tratta infatti di un materiale che ha resistenza a trazione circa quattro volte superiore ad un acciaio ordinario B450C, raggiungendo valori caratteristici di rottura superiori a 1800 MPa.

Un ulteriore vantaggio di questi sistemi riguarda la resilienza post-sisma che si traduce nella possibilità di smontare e riutilizzare componenti strutturali riuscendo a garantirne l'operatività e riducendo i costi di ricostruzione.

La prefabbricazione degli ultimi anni non si limita solo alla realizzazione di alcuni componenti strutturali, ma è possibile produrre l'intero sistema costruttivo in elevazione che comprende: travi, pilastri (poco frequente), pannelli di tamponamento e connessioni.

2.1.1 Travi e copertura

Come evidenziato nell'articolo [10] si riportano le principali tipologie di travi ricorrenti:

2.1.1.1 Travi a doppia pendenza

Tipologia: doppia pendenza p = 10%	
	
Tipo di impalcato	Copertura a doppia falda con tegoli
Peso trave (kN/m)	5.5 ÷ 14.0
Altezze massime in campata (m)	1.30 ÷ 2.90
Luci correnti di impiego (m)	10 ÷ 40
	

Figura 1 – Trave prefabbricata a doppia pendenza (Fonte:[10])

2.1.1.2 Travi a I o doppio T

Tipologia: I o doppio T di bordo con fondelli di vario spessore	
	
Tipo di impalcato	Copertura con tegoli
Peso trave (kN/m)	4.0 ÷ 9.0
Altezze massime in campata (m)	0.80 ÷ 1.40
Luci correnti di impiego (m)	8 ÷ 28
	

Figura 2 – Trave prefabbricata a I o doppio T di bordo (Fonte: [10])

2.1.1.3 *Travi ad H*

Tipologia: ad H





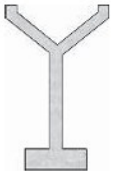
Tipo di impalcato	Copertura con tegoli
Peso trave (kN/m)	8.0 ÷ 12.0
Altezze massime in campata (m)	0.80 ÷ 1.40
Luci correnti di impiego (m)	8 ÷ 16



Figura 3 – Trave prefabbricata ad H (Fonte: [10])

2.1.1.4 *Travi a Y*

Tipologia: ad Y





Tipo di impalcato	Copertura con voltine
Peso trave (kN/m)	7.0 ÷ 11.5
Altezze massime in campata (m)	0.60 ÷ 1.00
Luci correnti di impiego (m)	10 ÷ 20



Figura 4 – Trave prefabbricata a Y (Fonte:[10])

2.1.1.5 *Travi boomerang*

Tipologia: Boomerang		
		
Tipo di impalcato	Copertura a doppia falda con tegoli a lastre	
Peso trave (kN/m)	fino a 11.0	
Altezze massime in campata (m)	1.30 ÷ 1.60	
Luci correnti di impiego (m)	12 ÷ 20	

Figura 5 – Trave prefabbricata boomerang (Fonte: [10])

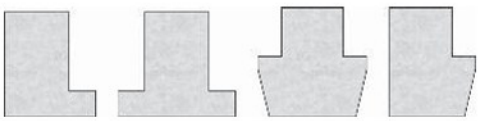
2.1.1.6 *Trave reticolare*

Tipologia: Reticolare		
		
Tipo di impalcato	Copertura con estradosso piano o inclinato con tegoli o lastre	
Peso trave (kN/m)	Variabile	
Altezze massime in campata (m)	2.00 ÷ 2.50	
Luci correnti di impiego (m)	15 ÷ 30	

Figura 6 – Trave prefabbricata reticolata (Fonte: [10])

2.1.1.7 Trave a L e T rovescio o trapezia

Tipologia: L e T rovescio o trapezio





Tipo di impalcato	Coperture piane e solai piani con tegoli binervati o lastre
Peso trave (kN/m)	7.0 ÷ 17.0
Altezze massime in campata (m)	0.40 ÷ 1.20
Luci correnti di impiego (m)	8 ÷ 16



Figura 7 – Trave a L e a T rovescia o trapezia (Fonte: [10])

La varietà di geometria delle travi precompresse consente di coprire luci fino a 20 metri e consente alle strutture di essere versatili in funzione delle esigenze richieste. L'armatura talvolta precompressa o post-tesa permette di migliorare la capacità portante e minimizzare le frecce.

2.1.2 Pilastri e sistemi di fondazione

Per quanto riguarda invece i pilastri prefabbricati, essi vengono usati solo come soluzione di ultima istanza in quanto soggetti a problemi di instabilità locali dovuti a rapporti di snellezza elevati e sensibilità a effetti P-Δ con possibili meccanismi di collasso fragili.

Tuttavia, come citato in [10] i pilastri hanno sezioni di 40 – 50 cm e possono arrivare a raggiungere 12 – 14 m in base a:

- Numero di piani
- Schema vincolare
- Presenza di controventamenti
- Carichi agenti
- Altezza del pilastro

I pilastri prefabbricati presentano configurazioni specifiche in sommità e alla base; infatti, nella parte superiore sono sagomati per accogliere le travi principali, mentre nella parte inferiore vengono modellati di modo da essere opportunamente installati all'interno dei plinti a bicchiere, cioè delle fondazioni costituite da una serie di pareti spesse aventi un foro centrale in grado di accogliere tale pilastro. Come mostrato nella figura sottostante, le pareti della fondazione sono corrugate di modo da aumentare il suo attrito con il pilastro:

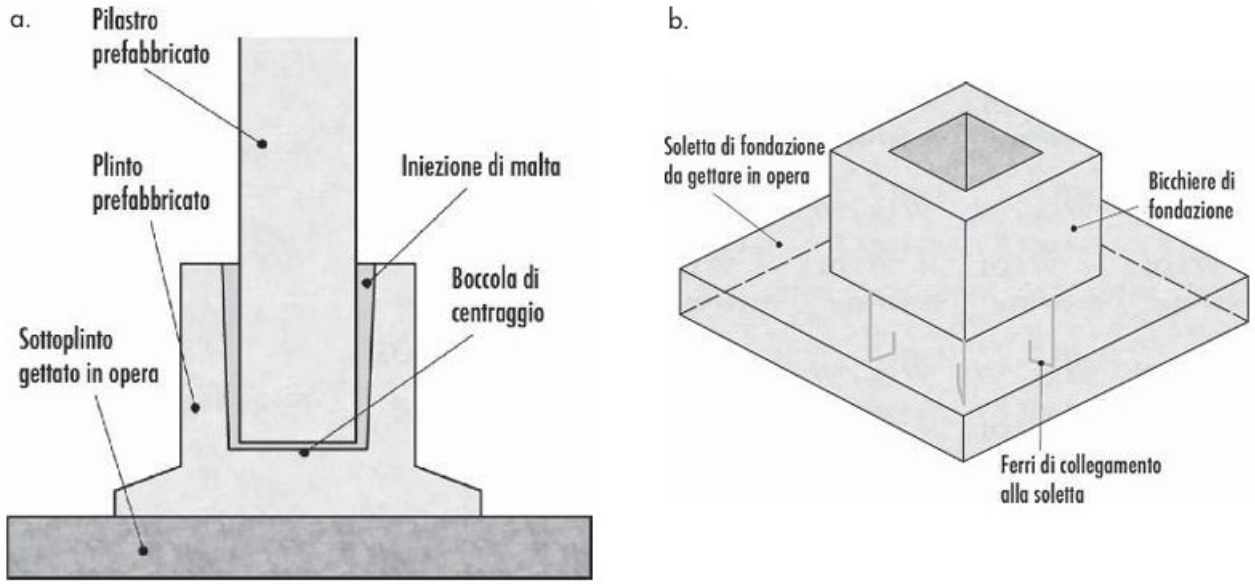


Figura 8 – a. Plinto prefabbricato; b. Bicchiere prefabbricato con suola gettata in opera (Fonte: [10])

2.1.3 Pannelli di tamponamento

I pannelli di tamponamento invece non hanno funzione portante, ma sono utilizzati come elementi secondari. Negli edifici industriali realizzati tra gli anni ’60 – ’70 le tamponature tradizionali venivano costruite comunemente in laterizio, mentre a partire dagli anni ’80 si sono diffusi i pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato suddivisi in diverse tipologie:

- Pannelli monolitici
- Pannelli sandwich
- Pannelli a travetti

I pannelli monolitici vengono realizzati in un unico blocco e sono caratterizzati da un’elevata rigidezza fuori piano, a discapito invece dell’isolamento che risulta essere abbastanza scarso. Questi tipi di pannelli vengono utilizzati in quegli edifici dove è richiesta una resilienza strutturale o in aree soggette a urti.

I pannelli sandwich a differenza dei precedenti possiedono uno strato di isolante posizionato all’interno di due lastre in cemento armato reciprocamente collegate da connettori. Possiedono anche un isolamento acustico e un peso minore rispetto ai monolitici, i quali possono arrivare a superare i 5 kN/m^2. I pannelli sandwich sono spesso adoperati nella realizzazione di coperture per la loro facilità di messa in opera.

I pannelli a travetti, come suggerisce il nome, hanno dei travetti verticali in cemento armato collegati a elementi di irrigidimento. Anche questi tipi di pannelli pesano meno ma sono maggiormente deformabili rispetto ai monolitici. I pannelli a travetti vengono utilizzati quando si ha l’esigenza di ridurre il peso sull’edificio.

In base all’orientamento, i pannelli prefabbricati si distinguono in:

- Pannelli verticali: in questa configurazione il peso proprio dell’elemento giace al piede, che scarica sul cordolo di fondazione e sui plinti tramite delle connessioni meccaniche. Nella parte di sommità e lateralmente, i pannelli sono bloccati da appoggi che non portano il carico, ma servono a impedire lo spostamento orizzontale.
- Pannelli orizzontali: in questa configurazione gli elementi possono essere appesi ai pilastri oppure scaricare direttamente sulla fondazione.

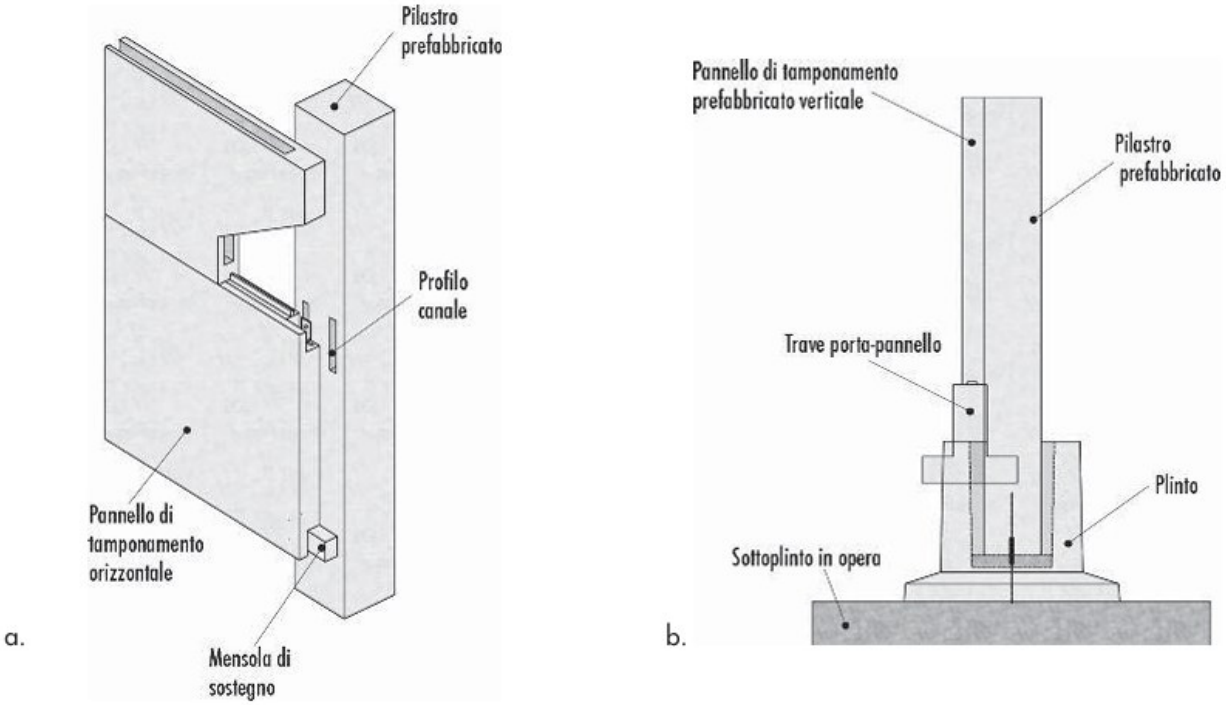


Figura 9 – Orientamento pannelli (Fonte: [10])

2.1.4 Tipologie di connessioni

Le connessioni prefabbricate rappresentano un tema centrale di questo progetto di tesi, e assumono un'elevata importanza nei confronti dell'intero processo costruttivo. È opportuno distinguere tra connessioni gettate in opera, le quali necessitano del tempo di maturazione e casseforme in cantiere, e connessioni a secco, cioè quelle prodotte in stabilimento e assemblate in cantiere con il vantaggio di ridurre e ottimizzare le tempistiche. Inoltre, questa seconda soluzione non è vincolata a condizioni atmosferiche e alle aleatorietà delle fasi di posa garantendo un maggiore controllo. Essi ricoprono un ruolo importante in quanto devono garantire continuità e trasferire i carichi verticali e orizzontali tra elementi strutturali. Un altro vantaggio è l'intercambiabilità, cioè la possibilità di sostituire degli elementi senza necessariamente dover demolire interi componenti andando ad intervenire localmente e non globalmente. Tale peculiarità è estremamente importante negli edifici dopo un evento sismico, in quanto consente di mantenere operativa la struttura limitando il danno, a differenza dei nodi gettati in opera ove spesso sono richiesti interventi invasivi.

Le connessioni a secco maggiormente impiegate vengono mostrate in seguito.

2.1.4.1 Connessione trave - pilastro

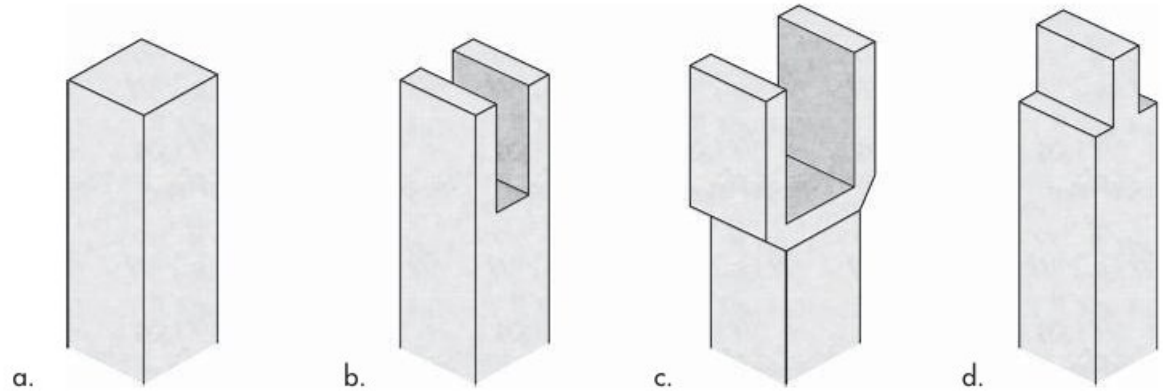


Figura 10 – a. A testa piatta b. e c. A forcella d. A tenone (Fonte:[10])

2.1.4.2 Connessione trave - tegolo:

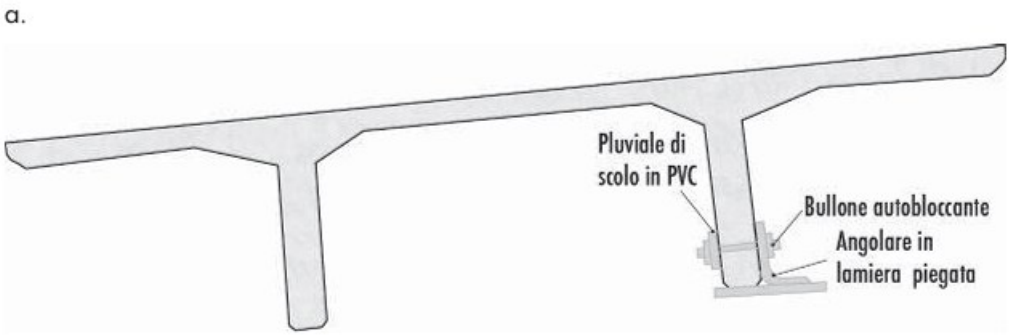


Figura 11 – a. Collegamento tegolo - trave (Fonte:[10])

2.1.4.3 Connessione pannello - struttura:

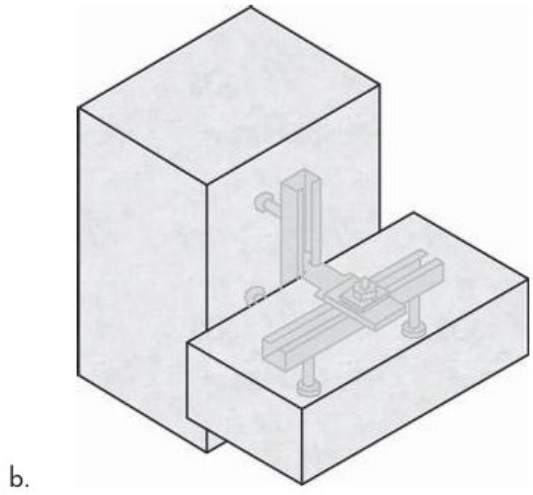


Figura 12 – b. Collegamento trave - pannello verticale (Fonte:[10])

2.2 Analisi dei database per la classificazione delle tipologie prefabbricate

Per interpretare meglio i danni osservati durante l'evento sismico dell'Emilia nel 2012, è necessario comprendere quali fossero le principali tipologie strutturali diffuse nel territorio italiano. Questa analisi presuppone l'impiego di diversi articoli scientifici [10], [18] che usano tre database principali derivati da rilievi post-sisma e indagini sulle strutture prefabbricate.

Le tre banche dati di riferimento sono:

1. EUCENTRE post-sisma dell'Emilia del 2012
2. Servizio Sismico della Regione Toscana tra il 2003 e il 2008
3. DPC/ReLUIS in collaborazione con Assobeton tra il 2005 e il 2008

Nel seguito verrà analizzato ciascun database.

2.3 Database EUCENTRE

Il primo database è quello sviluppato da EUCENTRE a supporto dell'Associazione Confindustria Piacenza dopo l'evento sismico che coinvolse l'Emilia-Romagna a maggio del 2012.

I dati dei rilievi [10] sono stati raccolti tra giugno 2012 e novembre 2012 e hanno evidenziato che su 42 edifici analizzati nella provincia di Piacenza, l'85% è stato costruito prima della classificazione sismica nazionale del 2003 quando ancora il territorio era considerato "non sismico", e solo il 2.5% dopo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 [17] come riportato in tabella presente nell'articolo scientifico [1]:

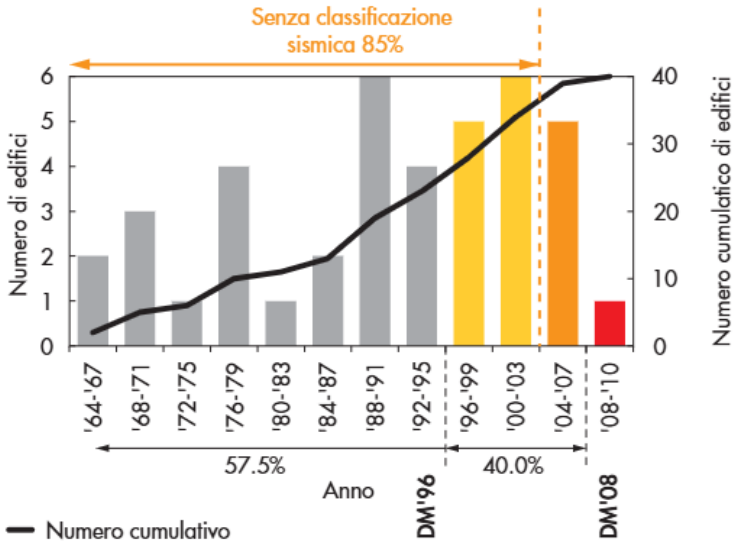


Figura 10 – Edifici prefabbricati pre e post classificazione sismica del 2003 (Fonte: [1])

2.3.1 Tipologie strutturali Database EUCENTRE

Dal database EUCENTRE emerge che la soluzione più utilizzata per gli elementi principali è la trave a doppia pendenza, che con il 64.4% costituiscono quasi i 2/3 della totalità. Tale scelta infatti risponde a precise esigenze costruttive come, ad esempio, quelle di ottenere elementi strutturali leggeri con pendenze minime. La seconda categoria di trave utilizzata è quella a sezione costante ad "I" con il 22.2%, un'altra tipologia diffusa grazie alla sua geometria semplice e quindi rapidità di produzione e montaggio. Infine, una porzione ristretta (13.3%) è riconducibile alla categoria "altre".

Nel seguente grafico a torta vengono riportate le tre classi appena descritte:

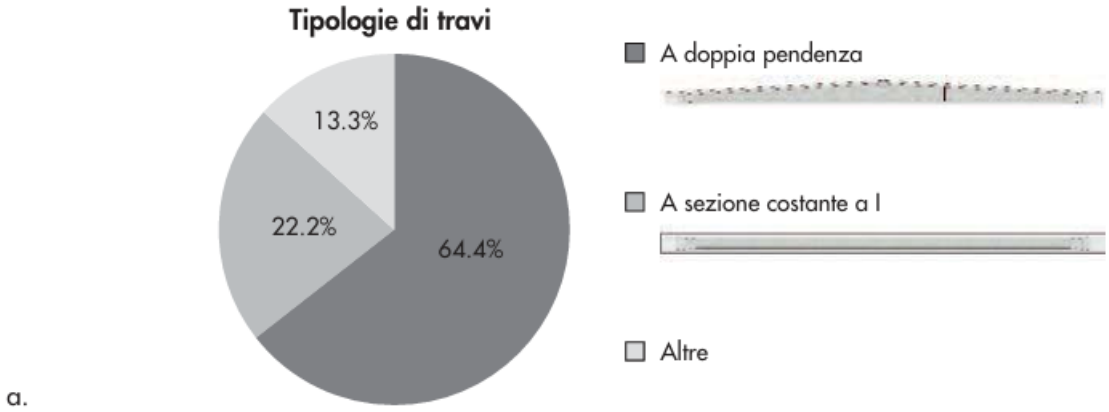


Figura 11 – a. Tipologie di travi prefabbricate (Fonte: [1])

Le luci maggiormente utilizzate variano tra i 14 e i 18 metri, poiché rappresentano un compromesso tra l'avere ampi spazi interni e l'ottimizzazione dei trasporti; tuttavia, nel corso dei decenni si è notato un progressivo aumento delle campate raggiungendo anche 30 metri.

A conferma dell'elevata snellezza che caratterizza gli elementi verticali, il rapporto snellezza-dimensione dei pilastri è compreso tra 10-15. Questa è una caratteristica comune dei prefabbricati, essendo i pilastri elementi incastrati alla base e senza la presenza di vincoli intermedi. Tale peculiarità determina una rigidezza laterale ridotta, provocando al sistema strutturale una flessibilità globale.

Per quanto riguarda la configurazione degli edifici prefabbricati, la più comune è quella che ha le travi disposte in direzione trasversale. Come emerge dai dati di [1], l'85.0% utilizza questa tipologia, in linea con lo standard classico della prefabbricazione italiana. Si tratta di telai paralleli disposti nella luce minore dell'edificio, affidando la stabilità globale del sistema alla sola rigidezza flessionale dei pilastri.

Questa tipologia è spesso dotata di carroponte, riscontrato nel 65.0% dei casi esaminati. Esso costituisce un elemento molto importante dal punto di vista strutturale poiché trasferisce sollecitazioni dinamiche e cicliche che possono compromettere l'efficacia delle connessioni. Inoltre, per il suo montaggio è necessario adottare apposite mensole di sostegno per alloggiare le vie di corsa.

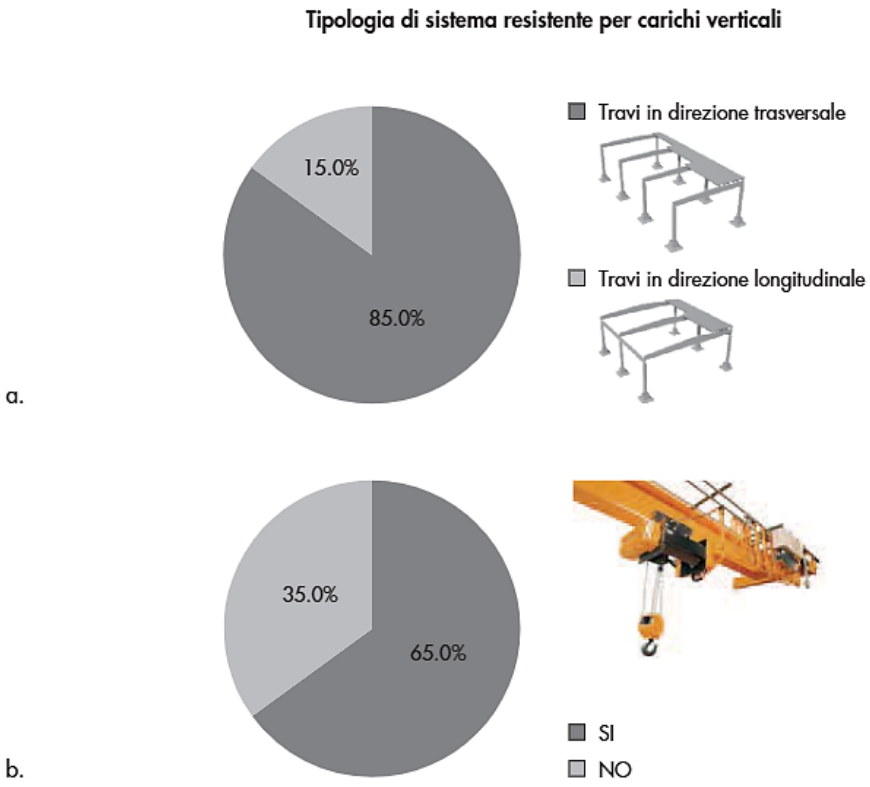


Figura 12 – a. Tipologie strutturali; b. Presenza del carroponte database EUCENTRE (Fonte: [1])

2.3.2 Distribuzione statistica delle connessioni

Risulta fondamentale analizzare il ruolo delle connessioni tra componenti strutturali. Il database mostra che le connessioni non erano dissipative, e che erano progettate principalmente per sostenere i carichi gravitazionali. Le connessioni trave – pilastro sono state classificate in funzione della geometria e del tipo di appoggio, e sono le seguenti:

- Connessione in semplice appoggio su forcella
- Connessione a forcella con perno di ricentraggio
- Trave rettangolare in appoggio diretto sulla testa del pilastro
- Connessioni con barre filettate passanti

2.3.2.1 Connessione in semplice appoggio su forcella

Le connessioni in semplice appoggio su forcella rappresentano il 45.2% del totale, cioè la tipologia più diffusa. La parte superiore del pilastro, infatti, ha una forma ad "U" predisposta per l'alloggiamento della trave, la quale viene inserita dall'alto. Tuttavia, tra la trave e il pilastro non vi è contatto diretto, ma la loro interfaccia è costituita da un cuscinetto elastomerico (neoprene). Questa configurazione è quella che viene definita come "semplice appoggio" con il solo scopo di trasferire carichi verticali. Le ragioni della sua diffusione risiedono essenzialmente in: velocità di montaggio, economicità e funzionalità statica. Questo tipo di connessione è risultata particolarmente vulnerabile durante il sisma del 2012 perché ha portato lo scalzamento della trave dalla forcella.

2.3.2.2 Connessione a forcella con perno di ricentraggio

Le connessioni a forcella con perno di ricentraggio invece rappresentano una variante della categoria precedente, perché oltre ad avere la stessa configurazione possiedono un perno metallico che serve a facilitare il posizionamento della trave e impedire piccoli spostamenti. Anche questa soluzione però non è risultata consona per resistere a forze orizzontali significative.

2.3.2.3 Trave rettangolare in appoggio diretto sulla testa del pilastro

La terza tipologia è quella in cui il pilastro ha un'estremità piana su cui si posiziona il cuscinetto di neoprene e la trave viene appoggiata sopra. Questa soluzione risulta economica e veloce, ma come per le altre casistiche l'appoggio si configura come un vincolo puramente gravitazionale. La stabilità è completamente assegnata all'attrito tra cuscinetto e trave. Secondo l'indagine statistica questo tipo di connessione è abbastanza diffusa, rappresentando il 26.2% del totale.

2.3.2.4 Connessioni con barre filettate passanti

Le connessioni con barre filettati passanti rappresentano un'innovazione rispetto alle altre. La configurazione di base è costituita da trave-pilastro con l'aggiunta di un vincolo meccanico materializzato da una barra di acciaio filettata che, attraversa la trave, ed è annegata completamente nell'estremità superiore del pilastro. Tale barra rappresenta un perno estremamente rigido offrendo una resistenza a taglio che si oppone agli spostamenti orizzontali della trave, e consente agli elementi strutturali di rimanere collegati. Nonostante questa soluzione fosse superiore dal punto di vista della sicurezza, i dati scientifici dimostrano come essa rappresentasse la minoranza dell'indagine con solamente il 9.5%.

Esistono poi altre tipologie di collegamenti ma meno diffuse (7.1%) che comprendono: connessione con piatti saldati in acciaio inferiori e superiori, connessioni con spinotti laterali, connessione a forcella.

Le tipologie descritte vengono in seguito rappresentate all'interno del grafico di [1]:

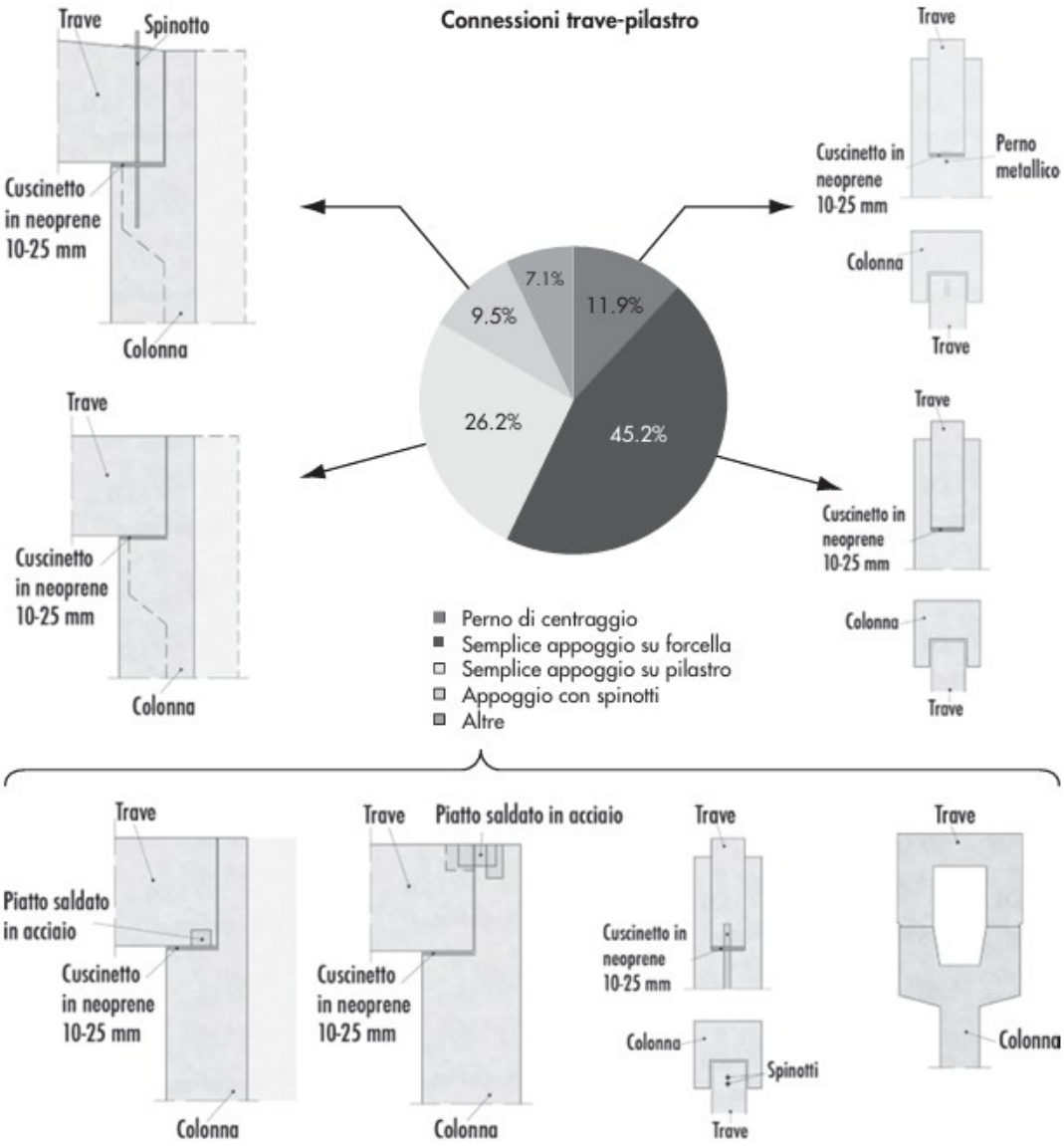


Figura 13 – principali connessioni prefabbricate (Fonte: [1])

2.4 Database Servizio Sismico Regione Toscana

Il secondo archivio è il Database Toscana, i cui dati derivano da un'estesa indagine del Settore Simico della regione tra il 2003 e il 2008 per stimare la vulnerabilità delle zone produttive regionali. Questa indagine è stata svolta su oltre 2000 edifici ubicati in 29 comuni ricadenti in aree storicamente sismiche tra cui la Lunigiana e la Garfagnana. Di questi 2000 edifici il 50% era costituito da capannoni prefabbricati. Dai risultati ottenuti emerge che solo il 6% delle strutture è stato costruito dopo il 2003, anno di riferimento per la classificazione sismica italiana.

Nonostante molti edifici fossero antecedenti alle NTC08, il 54.2% degli edifici seguiva comunque dei criteri sismici, in quanto alcuni comuni della Toscana erano storicamente noti (anni ’70-’80) per essere soggetti a forti eventi sismici. Questo dato è estremamente importante poiché spiega una differenza netta in termini di sicurezza sismica tra gli edifici che già tenevano conto delle azioni orizzontali (Toscana), e quelle realizzate in un periodo in cui il territorio non era ancora classificato come sismico (Emilia-Romagna).

Tuttavia, resta comunque significativa la percentuale di 45.8% di edifici progettati per soli carichi verticali, come mostrato in figura:

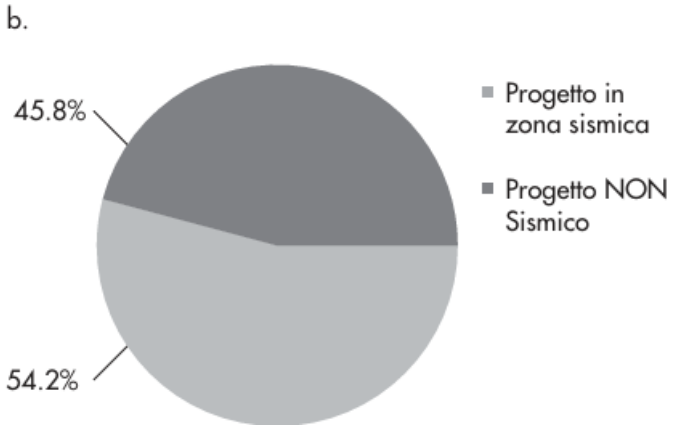


Figura 14 – b. Percentuale di progetti in zone sismiche e non sismiche [1]

2.4.1 Tipologie strutturali database Servizio Sismico Regione Toscana

In merito ai sistemi strutturali, sono stati definiti quattro tipologie principali:

1. Monopiano a telai paralleli (79.4%).
2. Monopiano con travi longitudinali (14.3%).
3. Monopiano con travi reticolari (4.7%).
4. Tipologia mista (1.7%).

Il database toscano mostra come la soluzione predominante sia il “Tipo 1” caratterizzata da telai paralleli indipendenti. I pilastri sono incastrati alla base e costituisco il supporto per le travi di copertura, le quali risultano semplicemente appoggiate. È lo schema staticamente più semplice ma anche il più sensibile alle azioni orizzontali. Rientrano nel “Tipo 2” i capannoni monopiano con travi longitudinali, cioè sistemi dotati di travi perpendicolari che corrono lungo la direzione longitudinale dell’edificio. Questa soluzione consente di avere luci molto ampie e un numero ridotto di pilastri.

Il “Tipo 3” è caratterizzato da travi reticolari in acciaio, e ricorda lo schema statico del “Tipo 1”. È una soluzione che viene adottata quando si ha necessità di avere coperture ad alta efficienza e leggere, oltre che coprire ampie luci.

Infine, il rimanente 1.7% rientra nella categoria “tipologia Mista” che prevede l’utilizzo di soluzioni costruttive ibride.

Tabella 5 - Classificazione delle tipologie strutturali

Tipo	Tipologia strutturale	Pilastri	Travi	Elementi di copertura	Connessioni
1	Monopiano a telai paralleli	Incastrati alla base	A doppia pendenza	Tegoli	A secco resistenti a taglio
2	Monopiano con travi longitudinali	Incastrati alla base	A I	Grande campata con tegoli	A secco resistenti a taglio
3	Monopiano con travi reticolari	Incastrati alla base	Reticolari	Lastre sottili precompresse	A secco resistenti a taglio
4	Pluripiano	Pilastri a tutta altezza incastrati alla base	A I a doppia pendenza	Tegoli	A secco resistenti a taglio

Figura 15 – Classificazione delle tipologie strutturali (Fonte: [1])

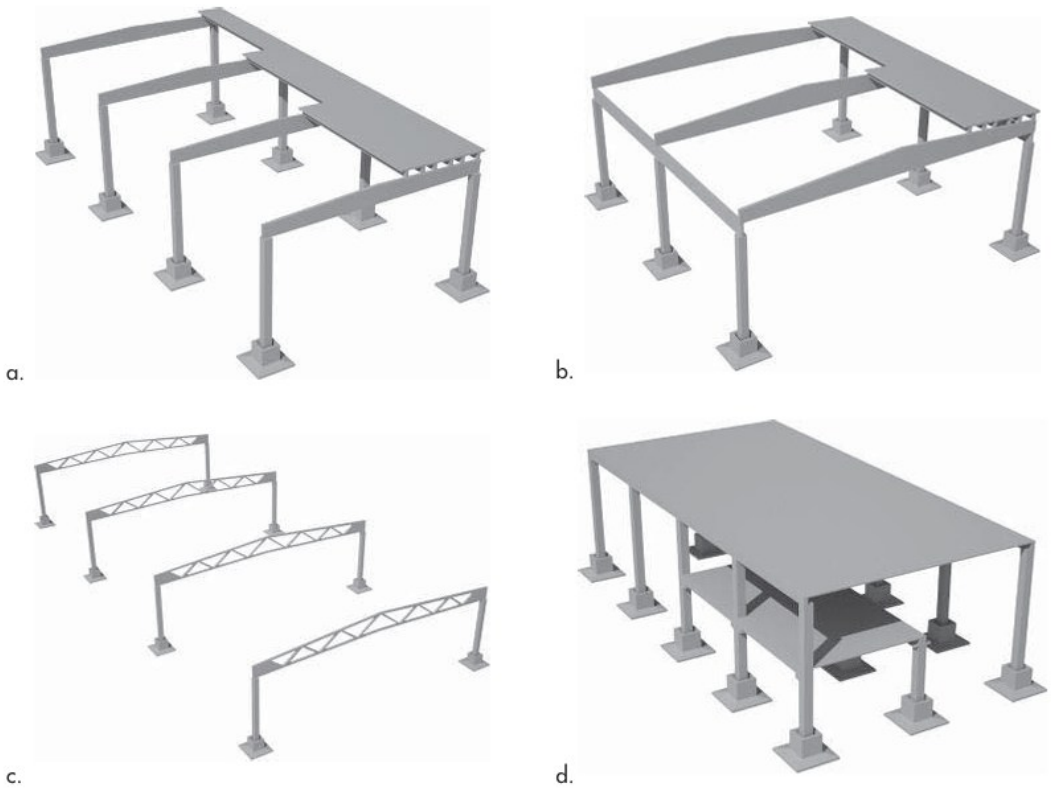


Figura 16 – a. Monopiano a telai paralleli; b. Monopiano con travi longitudinali, c. Monopiano con travi reticolari; d. Pluripiano (Fonte: [1]).

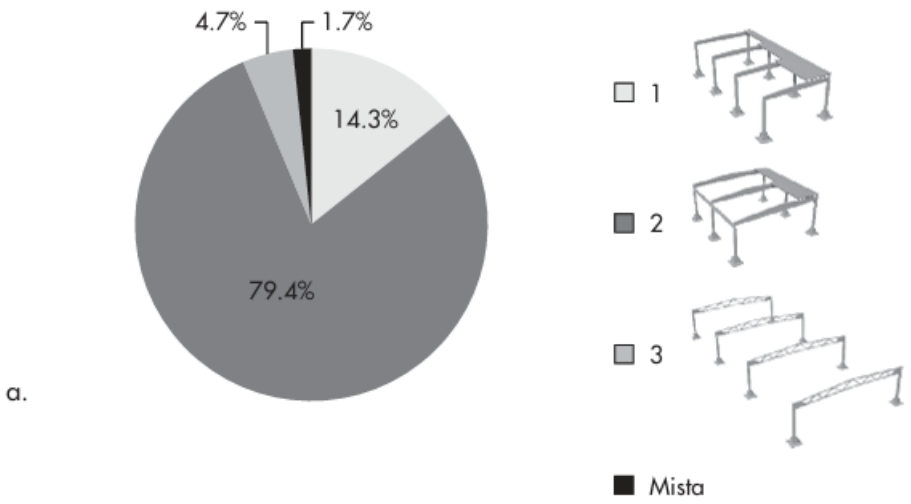


Figura 17 – a. Principali tipologie strutturali Database Toscana (Fonte: [1])

Dal punto di vista della geometria, questi edifici confermano la presenza di strutture snelle, con un rapporto tra dimensioni compresi tra 12.5 - 15, e con luci comprese tra 14 e 20 metri. Per quanto riguarda la tipologia di sezioni, si distinguono:

- Sezione costante ad H: 55.0%
- Travi a timpano: 14.3%
- Sezione costante rettangolare: 11.8%
- Sezione costante a T: 11.0%
- Altro: 8.0%

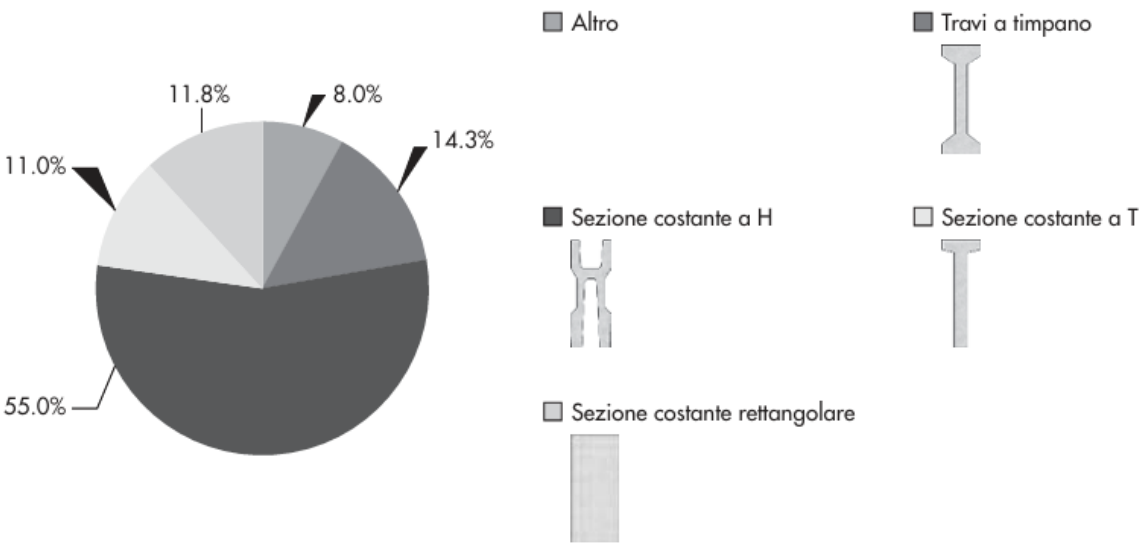


Figura 18 – Tipologie di sezioni (Fonte: [1])

Un ulteriore aspetto riguarda i sistemi di sollevamento: l'80% dei capannoni toscani non possiede il carroponte. Ciò si ripercuote sul fatto che gli elementi strutturali non risentono di sollecitazioni dinamiche tipiche di questi macchinari.

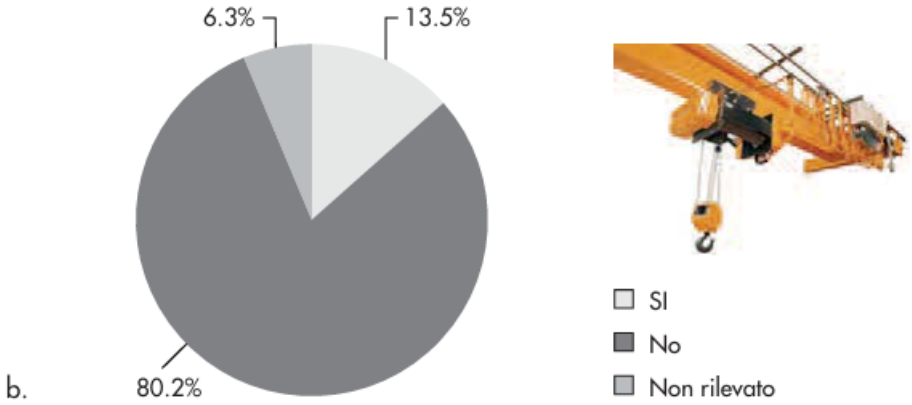


Figura 19 – b. Presenza di carroponte Database Toscana (Fonte: [1])

2.5 Database DPC/ReLUIS/ Assobeton

L'analisi per la classificazione delle tipologie prefabbricate viene completata dal database del Dipartimento della Protezione Civile (DPC), Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS) in collaborazione con l'Associazione Assobeton tra il 2005 e il 2008. Questa collaborazione ha portato alla creazione di un catalogo sulla prefabbricazione italiana.

L'indagine ha implicato la partecipazione di dieci aziende distribuite uniformemente sul territorio, che hanno messo a disposizione diversi progetti. Dai dati analizzati [1] risulta:

- Tipologia strutturale: travi principali in direzione trasversale.
- Luci tipiche: 8 - 10 m.
- Snellezza: 15 - 17.5.
- Tipologia di connessioni: appoggio con spinotti.

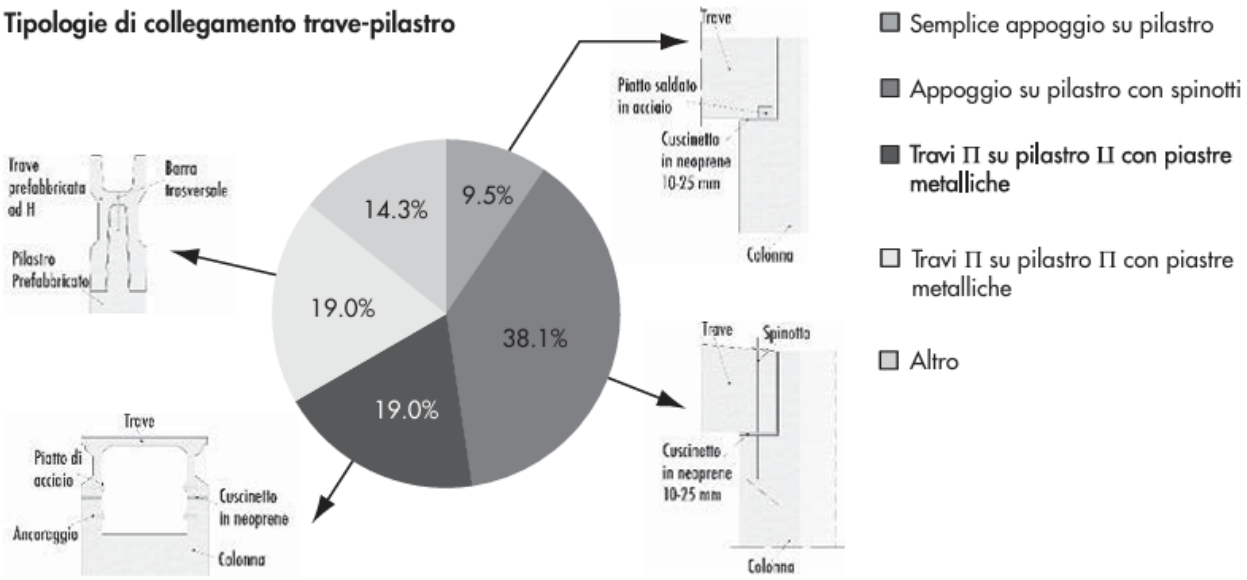


Figura 20 – Connessioni trave-pilastro Database DPC/Reluis/Assobeton (Fonte: [10])

L'analisi del danneggiamento post sima e dei tre database rivela un quadro degli edifici prefabbricati coerente con le esigenze del passato, con caratteristiche ricorrenti come: connessioni non dissipative basate sul solo attrito, pilastri contraddistinti da elevata snellezza, debole interazione tra elementi strutturali. Tutte queste peculiarità erano in linea con un periodo storico in cui le azioni del sisma non erano contemplate come un requisito normativo vincolante. Tale evoluzione storica rappresenta una base indispensabile per comprendere i punti di debolezza di queste strutture e avere maggiore consapevolezza del loro comportamento.

3 DANNEGGIAMENTO POST - TERREMOTO

3.1 Meccanismi di crisi osservati nei prefabbricati italiani

Una delle regioni italiane con un'elevata densità di strutture industriali prefabbricate è l'Emilia-Romagna, nota anche per essere stata interessata da due forti terremoti a pochi giorni di distanza l'uno dall'altro, esattamente il 20 maggio 2012 con una Mw di 5.9 e il 29 maggio 2012 con una Mw di 5.8.

Il problema principale riscontrato durante questi eventi sismici è stata la perdita di appoggio degli elementi orizzontali, causata dalla configurazione strutturale dei capannoni monopiano prefabbricati e dalla scarsa resistenza dei collegamenti. Tali strutture erano caratterizzate da colonne molto snelle, travi principali semplicemente appoggiate e collegamenti basati sul solo attrito.

Durante il sisma le travi tendevano a scivolare rispetto alla forcella di supporto fino a distaccarsi completamente. Questa perdita di appoggio non si è verificata solamente nelle travi principali ma anche in elementi secondari come ad esempio la copertura.

Un altro problema riscontrato è stato la rottura per taglio nei pilastri tozzi causata dalla presenza di finestre a nastro che hanno comportato una riduzione dell'altezza libera dei pilastri stessi. Questo fenomeno ha prodotto zone di forte concentrazione di sollecitazioni provocando una domanda di taglio superiore alla capacità del pilastro. A causa degli spostamenti elevati, alla base di molte colonne prefabbricate si sono formate le cerniere plastiche: il carico ciclico del sisma ha portato all'espulsione del copriferro con conseguente instabilità delle barre longitudinali e insufficiente confinamento.

Dalle osservazioni post-sisma [10] le criticità più rilevanti dal punto di vista strutturale in seguito agli eventi del 2012 sono state:

- Assenza di connessioni di tipo meccanico tra travi e pilastri e tra travi e tegoli
- Collasso dei pannelli prefabbricati orizzontali e verticali a causa di collegamenti progettati per soli carichi gravitazionali e vento, ma non per forze orizzontali, oltre anche all'elevata massa dei pannelli (circa 4 kN/m^2)
- Rotazione dei plinti isolati di fondazione e conseguente perdita di verticalità dei pilastri con conseguente scalzamento delle travi e perdita di appoggio
- Rottura per flessione a causa di scarso confinamento e armatura longitudinale.
- Rottura delle forcelle ospitanti le travi sulla sommità dei pilastri
- Perdite di appoggio di elementi secondari causate da mancanza di collegamenti e orizzontamenti flessibili portando al ribaltamento fuori piano delle travi principali



Figura 13 – (a),(b),(c): Cedimento globale dei collegamenti tra trave e pilastro (Fonte: [18])

3.2 Danneggiamento post - sisma negli edifici prefabbricati in c.a. esteri

Simili meccanismi di danneggiamento si sono verificati anche nelle strutture prefabbricate in c.a. durante gli eventi sismici che hanno colpito la Turchia e la Siria il 6 febbraio 2023, registrando una magnitudo di 7.7 e 7.6.

Le ispezioni post - sisma [2] condotte dal gruppo di ricerca turco hanno evidenziato un danneggiamento che ha coinvolto diverse tipologie di strutture, tra cui:

- Silos agricoli: le forze di pressione sulle pareti erano circa 6 - 7 volte superiori a quelle in condizioni statiche.
- Serbatoi di stoccaggio di liquidi: cedimento delle pareti dovuto al moto ondoso dei liquidi contenuti all'interno, ribaltamento e guasto del sistema di ancoraggio.
- Edifici industriali in acciaio a bassa altezza: rigidezza insufficiente per resistere alle forze sismiche provocando spostamenti importanti.
- Strutture prefabbricate in c.a.

Per quanto riguarda le strutture prefabbricate in c.a. i meccanismi di danno registrati [2] risultano analoghi a quelli osservati in Italia: le connessioni trave - colonna a frizione e le connessioni con manicotto mostrano una perdita di capacità resistente quando sollecitate a carichi sismici.

La vulnerabilità di questi edifici si è manifestata con meccanismi di crisi sovrapponibili: le forti scosse orizzontali del terreno hanno imposto una domanda di spostamento che i nodi non hanno potuto sostenere. Un'altra analogia riscontrata è la formazione diffusa di cerniere plastiche con espulsione del copriferro e instabilità dell'armatura longitudinale.

Nelle travi in cui erano presenti dispositivi meccanici come perni o spinotti, la concentrazione delle sollecitazioni a taglio li ha spinti verso i bordi dell'elemento portando alla fessurazione del calcestruzzo; di conseguenza, il collegamento ha perso la sua efficacia fino allo sfilamento della trave.

Un’altra similitudine osservata tra prefabbricati italiani e quelli di Turchia e Siria è il ribaltamento fuori piano dei pannelli di tamponamento esterni, causato da una ridotta capacità dei collegamenti a seguire gli spostamenti di interpiano.



Figura 14 – Formazione della cerniera plastica alla base del pilastro (Fonte:[2])



Figura 15 – Perdita di appoggio e collasso della trave (Fonte: [2])

4 CASO STUDIO

4.1 Inquadramento generale

Il caso studio analizzato in questo lavoro di tesi riguarda un nodo trave – pilastro prefabbricato sviluppato a partire dai dati sperimentali raccolti su una struttura testata in laboratorio EUCENTRE priva di dispositivi di dissipazione. La struttura originale era costituita da due telai prefabbricati in calcestruzzo armato, aventi tre piani fuori terra e due campate, dotati di connessioni a spinotto predisposti per riprodurre il comportamento di un edificio industriale multipiano. In seguito a una prova quasi – statica, eseguita attraverso l'utilizzo di attuatori disposti in corrispondenza di ogni impalcato, è emersa una limitata capacità del nodo che ha portato al collasso fragile dello spinotto; di conseguenza, l'unica fonte di dissipazione è risultata essere la base dei pilastri.

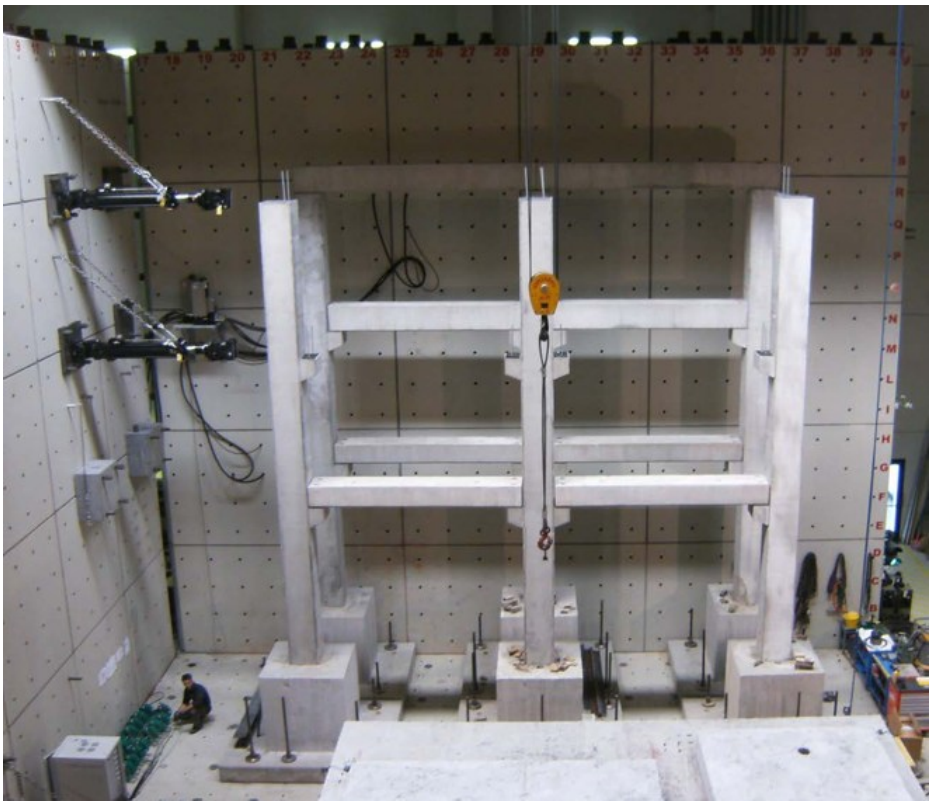


Figura 16 – Modello reale della struttura prefabbricata (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

Tali dati sperimentali hanno evidenziato una criticità tipica dei prefabbricati industriali, ovvero l'assenza di un meccanismo dissipativo distribuito, analogo alla formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi nelle strutture in cemento armato gettate in opera. È da qui che nasce l'esigenza di superare queste limitazioni, sviluppando soluzioni innovative, come l'inserimento di elementi diagonali in acciaio capaci di snervare in trazione e instabilizzarsi in maniera controllata.

4.2 Geometria del setup di prova

Il provino sperimentale è stato ricavato dal telaio originale multipiano isolando la porzione compresa tra la mezzeria del pilastro inferiore e la mezzeria del pilastro superiore. Il setup di prova è costituito da una trave e un pilastro, posti rispettivamente in verticale e orizzontale. Il pilastro orizzontale è stato vincolato a terra attraverso delle travi di riscontro distanti 3,0 m tra loro e sono state utilizzate delle barre postese fissate alla base. A circa 30 cm dall'estremità superiore della trave è posto un attuatore in grado di imporre al nodo spostamenti ciclici quasi – statici. Tra l'estremità inferiore della trave verticale e il pilastro è presente un giunto d'aria pari a 1,5 cm. La trave, infatti, è sostenuta sul lato destro da una mensola in c.a. con la quale interagisce attraverso un cuscinetto di neoprene interposto tra le due superfici, e da spinotti in acciaio in grado di trasmettere le azioni di taglio.

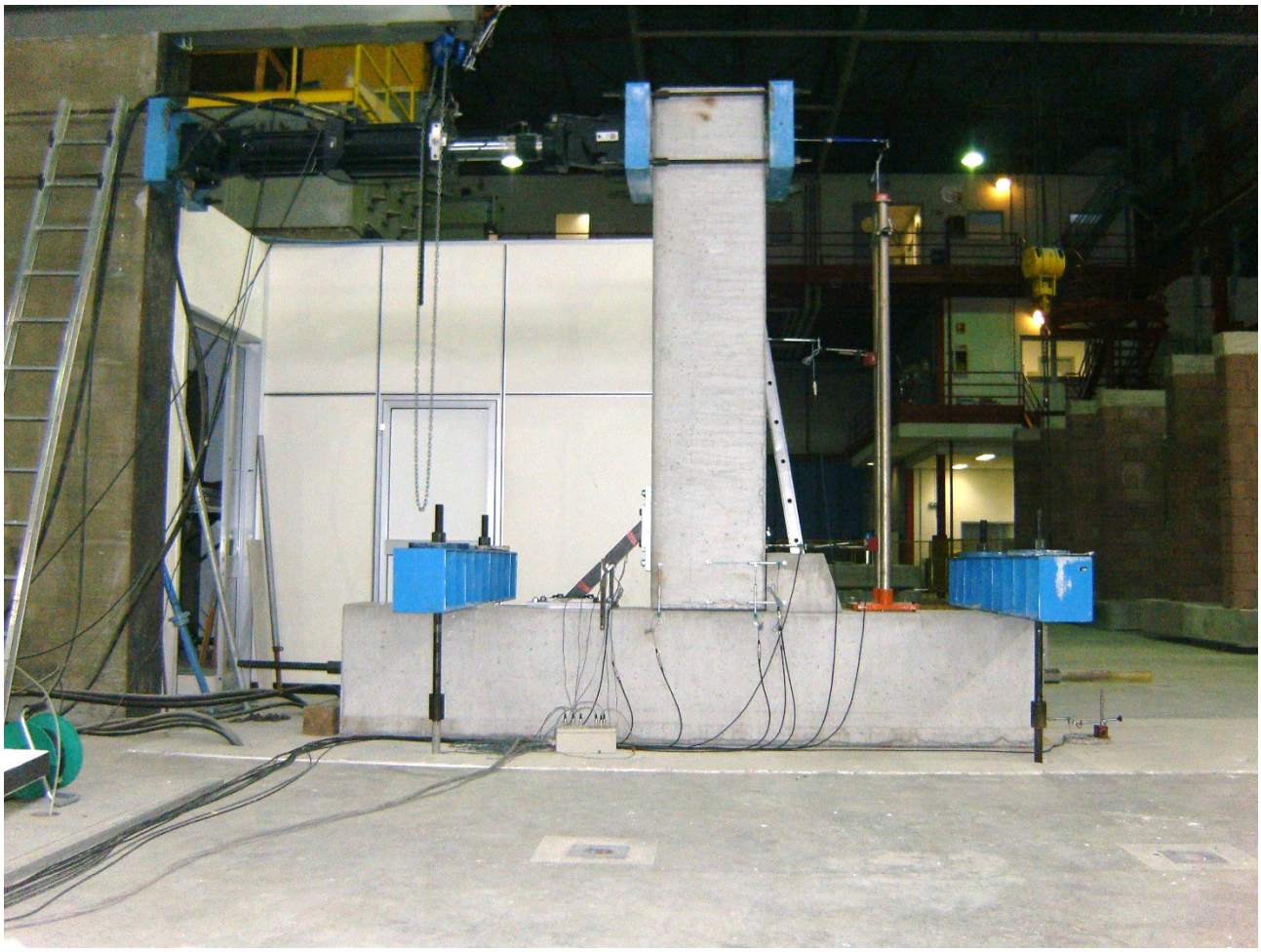


Figura 17 – Setup di prova in laboratorio (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

Il nucleo di questa configurazione che rappresenta l'elemento di innovazione dello studio, risiede nel sistema di dissipazione costituito da due flange in acciaio parallele e inclinate a 45°, poste tra la trave e il pilastro.

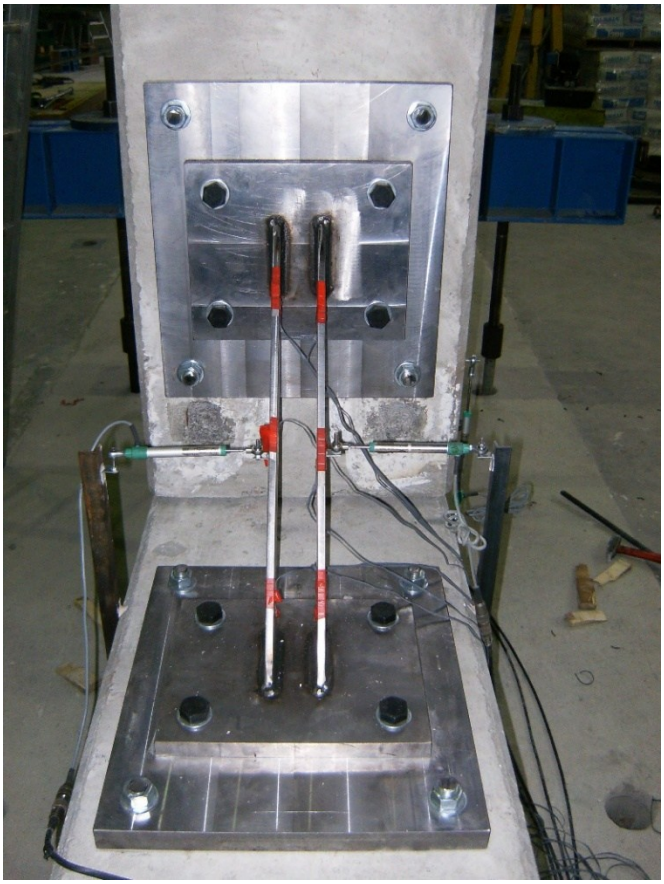


Figura 18 – Flange in acciaio (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

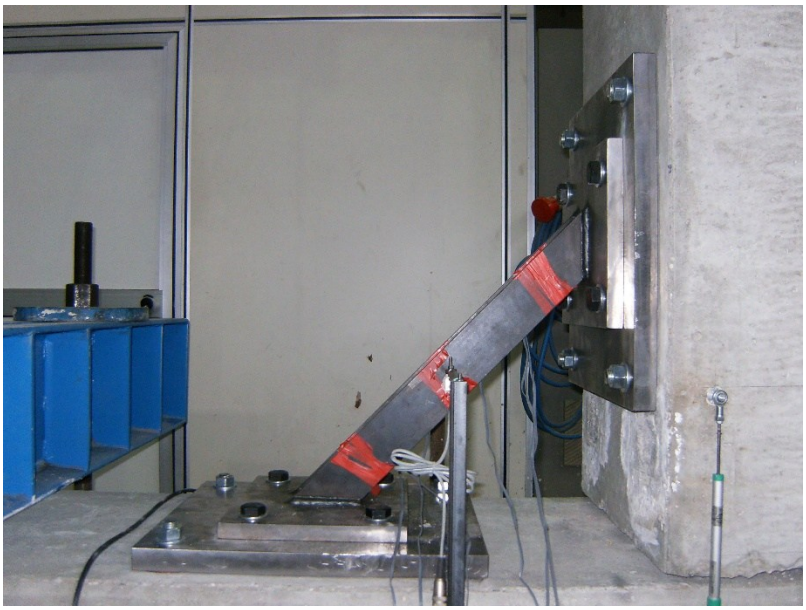


Figura 19 – Profilo flange in acciaio (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.2.1 Pilastro

Geometria

- Sezione rettangolare: 50 x 70 cm
- Lunghezza pilastro: 3,305 m

Materiali

- Calcestruzzo classe C40/50 ($R_{ck} = 50\ Mpa, f_{cd} = 25{,}9\ Mpa$)
- Acciaio FeB44k $\left(f_{yk} = 430\ Mpa\right)$

Armatura:

- Armatura longitudinale: $24\phi24$ disposti in maniera uniforme lungo il perimetro della sezione, per un'area totale di acciaio pari a $A_{sl} = 10857\ mm^2$.
- Armatura trasversale: staffe $\phi6/20cm$

Per simulare il peso proprio e i sovraccarichi agenti sul pilastro, è stata posizionata al centro della sezione una barra in che, prima dell'inizio della prova, è stata postesa applicando un carico assiale di compressione pari a 250 kN.

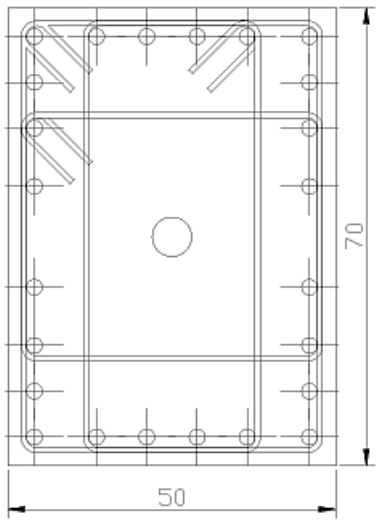


Figura 20 – Sezione pilastro (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.2.2 Trave

Geometria

- Sezione rettangolare: 50 x 60 cm
- Lunghezza trave: 2,785 m

Materiali

- Calcestruzzo classe C40/50 ($R_{ck} = 50\ Mpa, f_{cd} = 25{,}9\ Mpa$)
- Acciaio FeB44k $\left(f_{yk} = 430\ Mpa\right)$

Armatura

- Armatura longitudinale:
  - Lembo inferiore: $8\phi 24$
  - Lembo superiore: $4\phi 24$
  - Area totale longitudinale: $A_{sl} = 4423\ mm^2$
- Armatura trasversale: staffe $\phi 8/15cm$

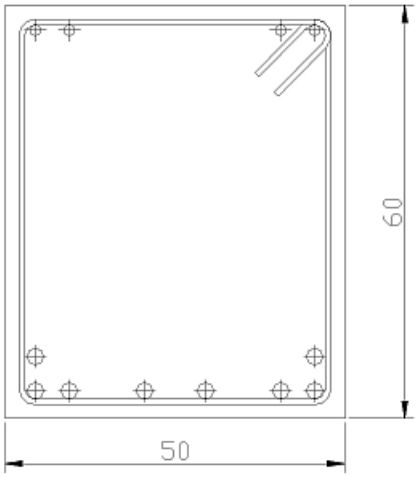


Figura 21 – Sezione trave (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.2.3 Mensola tozza in c.a.

Geometria

- Altezza: 30 cm
- Larghezza: 47 cm
- Sbalzo totale: 40 cm

Materiali

- Calcestruzzo classe C40/50 ($R_{ck} = 50\ Mpa, f_{cd} = 25{,}9\ Mpa$)
- Acciaio FeB44k ($f_{yk} = 430\ Mpa$)

Armatura

- Armatura longitudinale: $2\phi14 + 5\phi12$
- Armatura trasversale: $4\phi8$

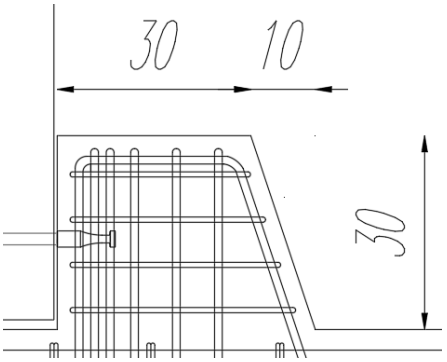


Figura 22 – Profilo mensola tozza in c.a. (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

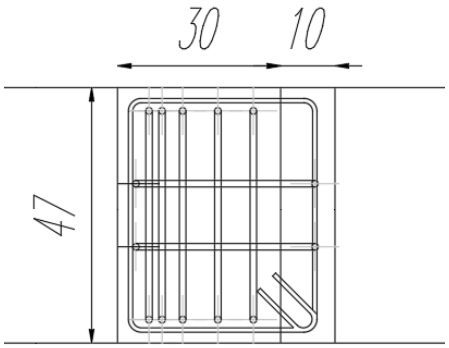


Figura 23 – Attacco pilastro (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.2.4 Cuscinetto in neoprene

Geometria

- Sezione rettangolare: 50 x 30 cm (contatto trave – mensola)
- Spessore: 5 mm

Materiale

- Elastomero non armato: modulo elastico assunto pari a $E \approx 3\ Mpa$.



Figura 24 – Cuscinetto in neoprene (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)



Figura 25 – Contatto mensola - neoprene - trave (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.2.5 Spinotti

Geometria

- Due barre $\phi 24$ disposte trasversalmente rispetto all'asse della trave
- Nel modello numerico le due barre sono state rappresentate attraverso un unico elemento equivalente, così da riprodurne fedelmente l'azione di taglio complessiva.

Materiali

- Acciaio FeB44k $\left(f_{yk} = 430\ Mpa\right)$



Figura 26 – Spinotti (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.2.6 Flange

Le flange in acciaio rappresentano l'elemento distintivo dell'intero sistema costruttivo, concepite per superare le criticità dei nodi prefabbricati tradizionali. Nelle strutture standard, infatti, le connessioni trave – pilastro risultano prive di capacità dissipative, concentrando tutta la domanda di duttilità alla base dei pilastri. L'inserimento delle flange consente di modificare la cinematica del sistema conferendo al nodo un meccanismo resistente controllato.

Durante la prova ciclica le flange entrano in campo plastico a trazione e si instabilizzano in compressione, assorbendo l'energia sismica e dissipandola attraverso i cicli isteretici. Tutti gli altri componenti del sistema come saldature, bullonature e piastre sono stati dimensionati per permanere in campo elastico, di modo da evitare collassi di tipo fragile tipici dei prefabbricati, limitando il danno alle piastre metalliche.

Uno dei punti di forza di questa soluzione è la possibilità di essere sostituita dopo l'evento sismico. Essendo il collegamento assemblato a secco tramite bulloni e tasselli chimici, le componenti danneggiate possono essere rimosse e reinstallate con nuovi elementi di modo da evitare interventi invasivi sulle parti in calcestruzzo.

Geometria

Flange diagonali

- Quantità: 2 flange
- Sezione rettangolare: 71 x 10 mm
- Lunghezza in pianta: 430 mm ciascuna
- Lunghezza effettiva: 608 mm ciascuna
- Inclinazione: 45°
- Peso: 3kg ciascuna

Piastre di ancoraggio

- Quantità: 2 piastre
- Sezione rettangolare: 400 x 450 mm
- Spessore: 30 mm
- Peso: 42 kg ciascuna

Piastre di riscontro

- Quantità: 2 piastre
- Sezione rettangolare: 250 x 300 mm
- Spessore: 20 mm
- Peso: 13 kg ciascuna

Materiali

- Si è assunto un acciaio S275 ($f_y = 275\ Mpa$)

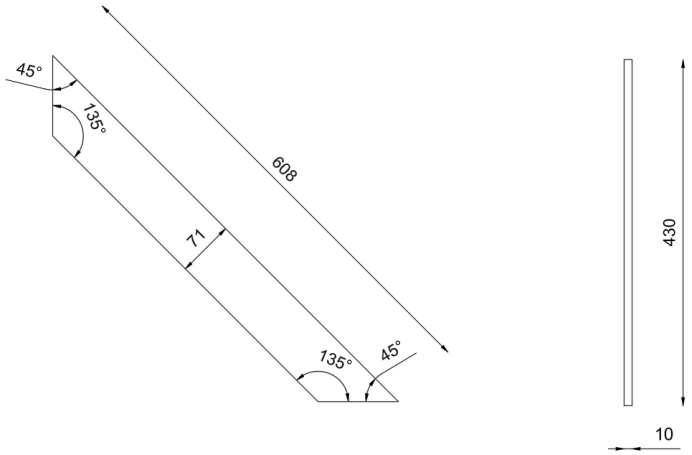


Figura 27 – Geometria flangia

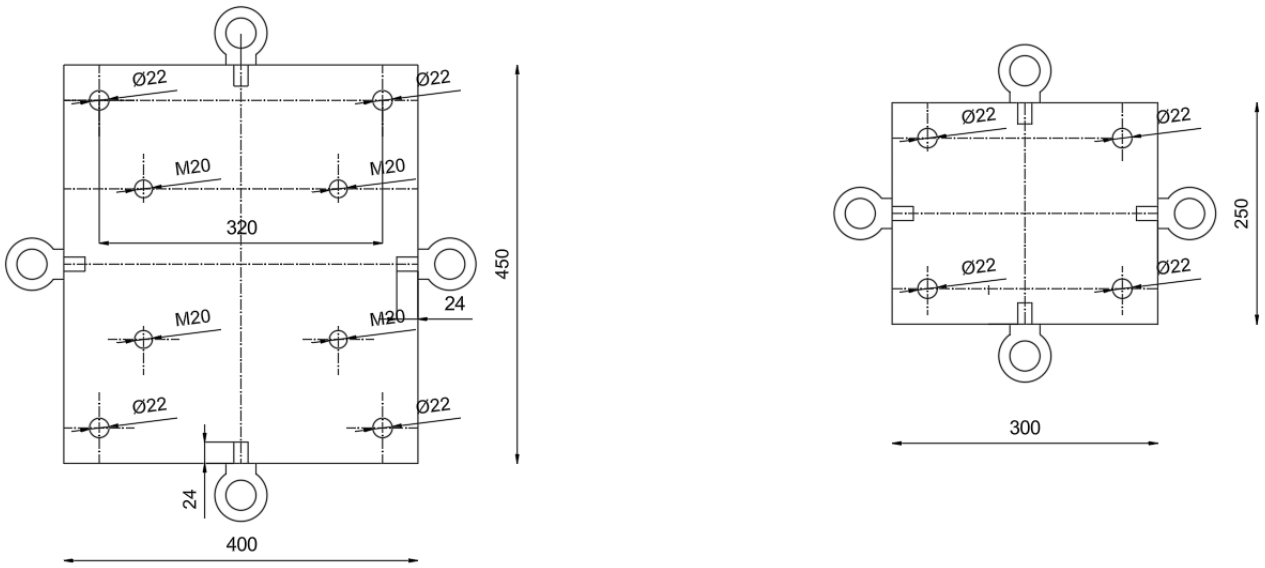


Figura 28 – A sinistra piastra di ancoraggio, a destra piastra di riscontro (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.3 Strumenti di misura

Per monitorare la risposta del provino durante la prova, sono stati posizionati 10 potenziometri numerati da 0 a 9 e 3+3 estensimetri sulle flange (strain gauges). Tra questi, lo strumento numero 9, posto in corrispondenza del baricentro dell'attuatore, assume un ruolo importante perché accoppia il valore di spostamento misurato con la relativa forza applicata. Queste coppie di dati costituiscono il riferimento principale della prova per ricavare le grandezze fondamentali come Forza - Spostamento, Forza - Rotazione relativa e Forza - Deformazione media. I potenziometri sono stati distribuiti lungo tutta la configurazione trave - pilastro in questo modo:

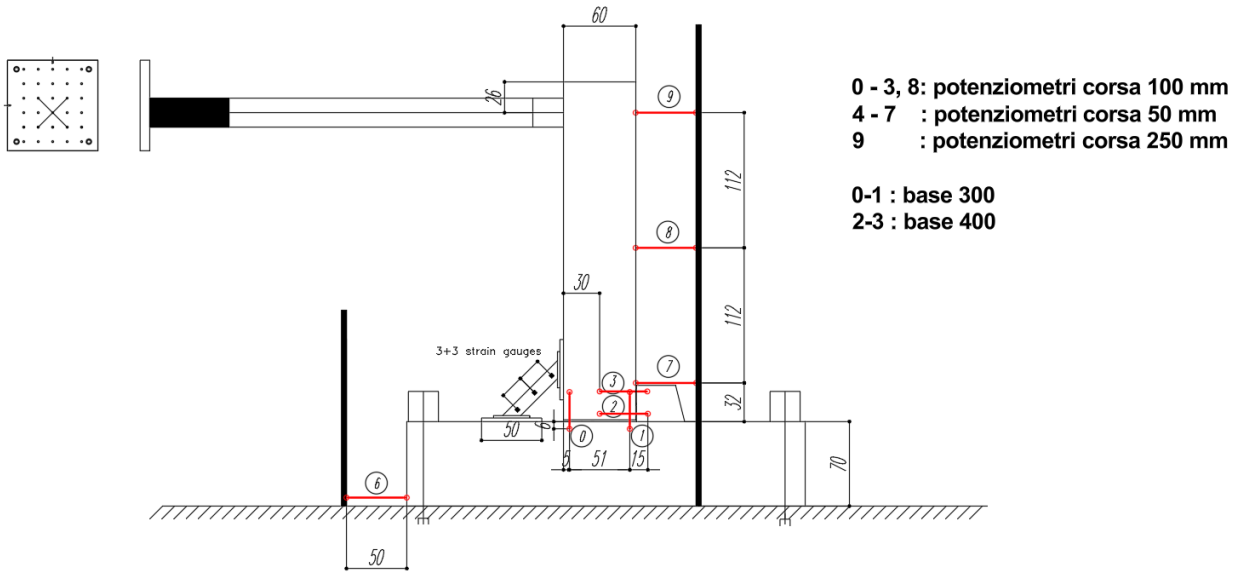


Figura 29 – Potenziometri e strain gauges (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

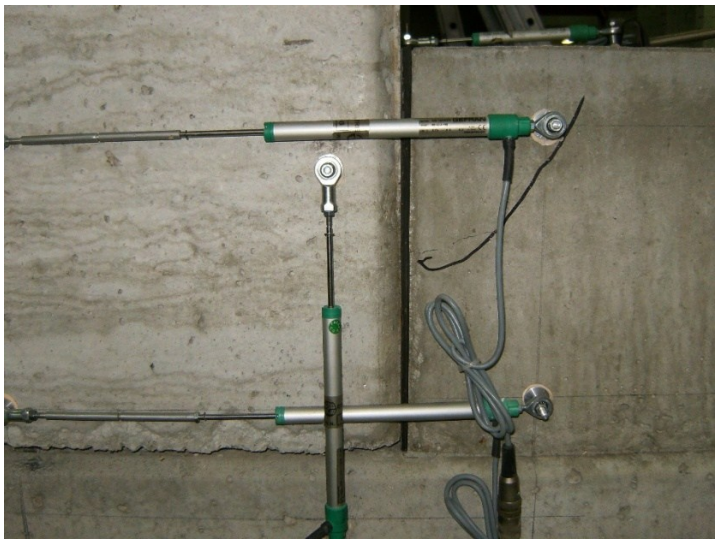


Figura 30 – Potenziometri (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

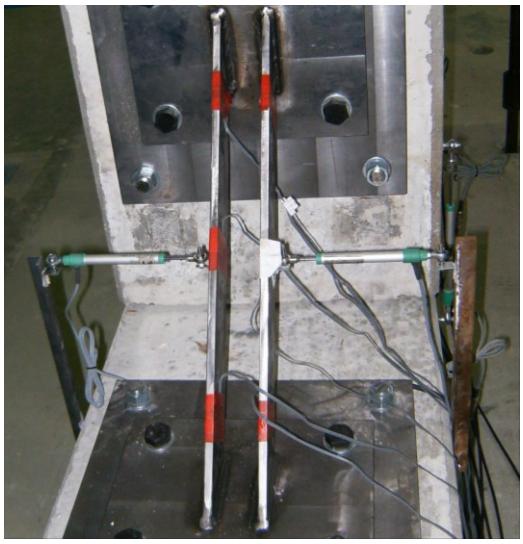


Figura 31 – Strain gauges (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

4.4 Prova ciclica

La prova è stata eseguita a spostamento controllato in maniera quasi - statica e comprende 16 cicli:

- 5 mm: 3 cicli (da 1 a 3)
- 10 mm: 3 cicli (da 3 a 6)
- 25 mm: 3 cicli (da 6 a 9)
- 40 mm: 3 cicli (da 9 a 12)
- 55 mm: 3 cicli (da 12 a 15)
- 65 mm: rampa finale (ciclo 16).

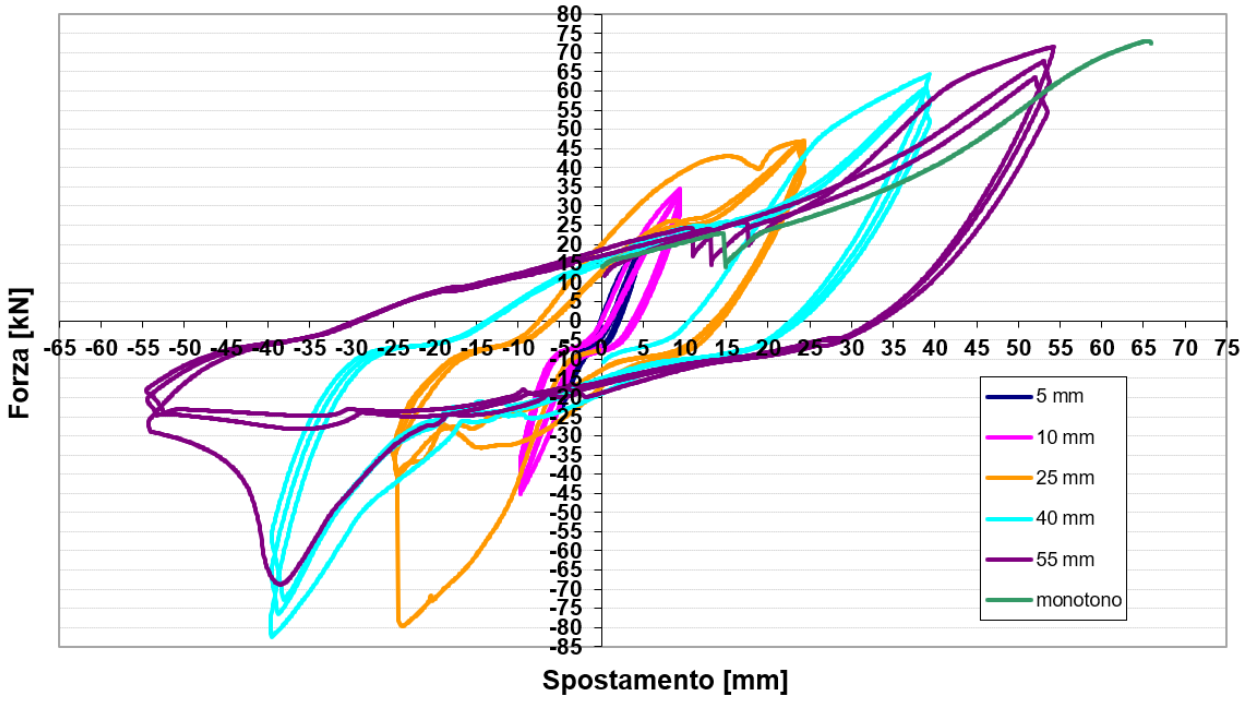


Figura 32 – Analisi Time - History (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori)

5 MODELLAZIONE

5.1 Software di modellazione

Il seguente capitolo descrive la modellazione numerica del nodo dissipativo trave - pilastro a partire dall'analisi dei dati sperimentali e la successiva calibrazione dell'intero sistema attraverso il software "SeismoStruct" [1].

SeismoStruct [1] è un software di calcolo strutturale a elementi finiti (FEM) che usa una formulazione a fibre e permette di riprodurre il comportamento dei materiali lungo la sezione degli elementi tenendo conto delle non linearità geometriche (effetti $P - \Delta$) e del materiale (leggi costitutive di acciaio e calcestruzzo).

Il programma consente di fare diversi tipi di analisi:

- Analisi agli autovalori
- Analisi statica (con carichi non variabili)
- Analisi statica pushover
- Analisi statica pushover adattiva
- Analisi statica time – history
- Analisi dinamica incrementale
- Analisi con spettro di risposta
- Analisi di buckling (instabilità)
- Analisi non lineare dello Tsunami

Il programma inoltre mette a disposizione una serie di elementi finiti, diversi a seconda delle esigenze di modellazione, infatti, tra questi sono presenti quelli con comportamento non lineare distribuito lungo la sezione, quelli a plasticità concentrata e anche gli elementi elastici lineari. Questa varietà permette di costruire un modello in cui scegliere dove andare a concentrare la plasticità preservando l'integrità di altri elementi strutturali.

In questo lavoro di tesi SeismoStruct [1] è stato usato come programma di riferimento per la modellazione numerica per svolgere le analisi non lineari, mentre le operazioni di calibrazione del sistema, controllo dei risultati e verifica numerica sono stati svolti in Excel.

Oltre alla modellazione strutturale e numerica, è stato necessario definire preliminarmente la geometria. Gli elaborati grafici di partenza messi a disposizione dal relatore Prof. Ing. Roberto Nascimbene e dai correlatori Ing. Davide Bellotti e Ing. Emanuele Brunesi sono stati rielaborati nel software AutoCAD 2025 per definire il modello geometrico.

Nei paragrafi successivi si mostra l'intero processo di modellazione che comprende:

- Geometria
- Proprietà dei materiali
- Proprietà delle sezioni
- Classi di elementi
- Nodi
- Elementi
- Vincoli interni
- Vincoli esterni
- Carichi applicati
- Fasi di carico
- Fasi di analisi

Le unità di misura del modello numerico sono:

- Lunghezza: metri [m]
- Forza: kiloNewton [kN]
- Massa: tonne [t]
- Sforzo: kiloPascal [kPa]
- Accelerazione: metri al secondo quadrato [m/s^2].

5.2 Geometria

La definizione della geometria costituisce il primo passo della modellazione. Questo modello riprende le caratteristiche geometriche della configurazione originale introducendo però alcune modifiche. A differenza della configurazione di prova, non sono state modellate nello spazio in SeismoStruct alcune componenti, tra cui flange, mensola e spinotto, ma il loro contributo è stato considerato in modo equivalente attraverso la calibrazione delle molle non lineari. La configurazione, infatti, è costituita da elementi elastici (elfrm), bracci rigidi (rigid link) e collegamenti non lineari (NLlink).

Il sistema di riferimento globale della struttura è:

- Asse X (rosso): rappresenta l'asse trasversale della sezione.
- Asse Y (verde): rappresenta l'asse longitudinale lungo il quale si sviluppa l'elemento.
- Asse Z (blu): rappresenta l'asse verticale.

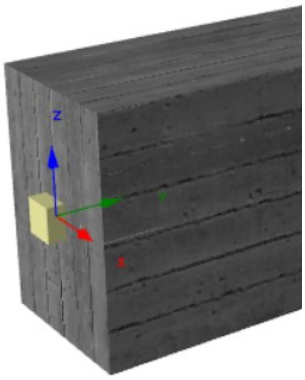


Figura 33 – Sistema di riferimento globale in SeismoStruct

Il pilastro è stato modellato lungo il suo asse baricentrico e discretizzato con quattro elementi e cinque nodi (da 1 a 5). Allo stesso modo anche la trave, posizionata in verticale per facilità di prova, è stata modellata lungo il suo asse baricentrico e discretizzata con quattro elementi e cinque nodi (da 6 a 10). Il nodo numero 9 posizionato a 3,26 m da terra rappresenta il nodo di controllo e quindi il nodo di riferimento per tutte le analisi non lineari (pushover e statica time - history). Tra l'estremità inferiore della trave e la superficie orizzontale del pilastro è presente un vuoto di 1,5 cm.

L'elemento centrale del modello è rappresentato dalla presenza di due elementi link non lineari disposti parallelamente all'asse verticale e collocati all'estremità inferiore della trave a destra e a sinistra a una distanza di 60 cm, pari alla sua larghezza. Le due molle non lineari sono state pensate per riprodurre, sottoforma di plasticità concentrata, il comportamento dissipativo riscontrato nel provino reale in laboratorio.

Per replicare in modo coerente il provino sperimentale, è stato considerato nel modello numerico l'effetto della barra di post - tensione attraverso l'applicazione di un carico assiale di compressione pari a 250 kN agente sul pilastro, riproducendo così il corretto stato tensionale previsto in fase di prova.

In seguito, si riporta lo schema utilizzato per la definizione dei nodi e degli elementi del modello geometrico.

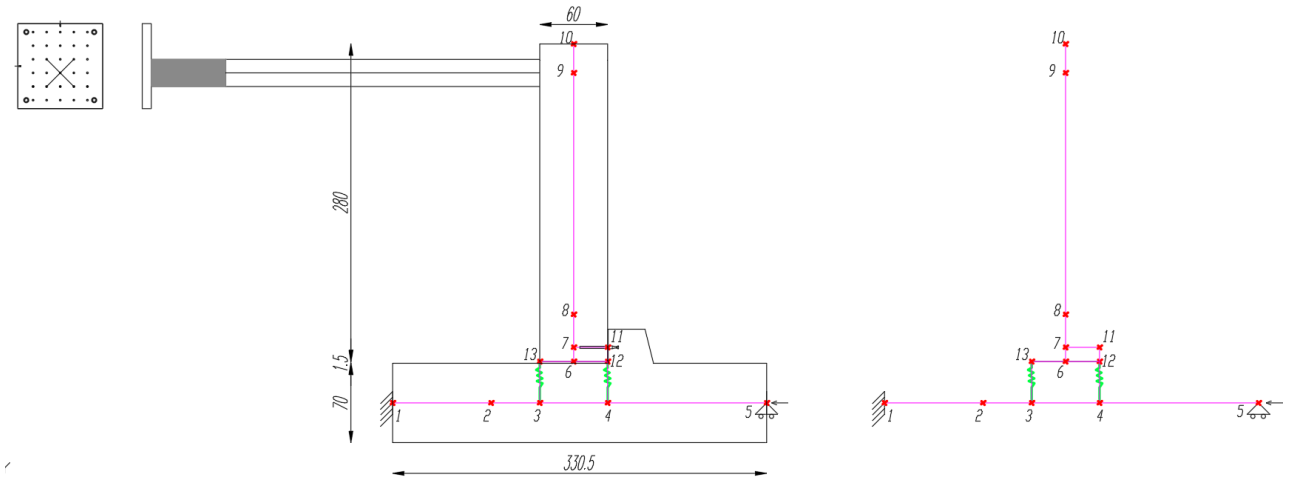


Figura 34 – Modello geometrico (Rielaborazione su gentile concessione del relatore e correlatori)

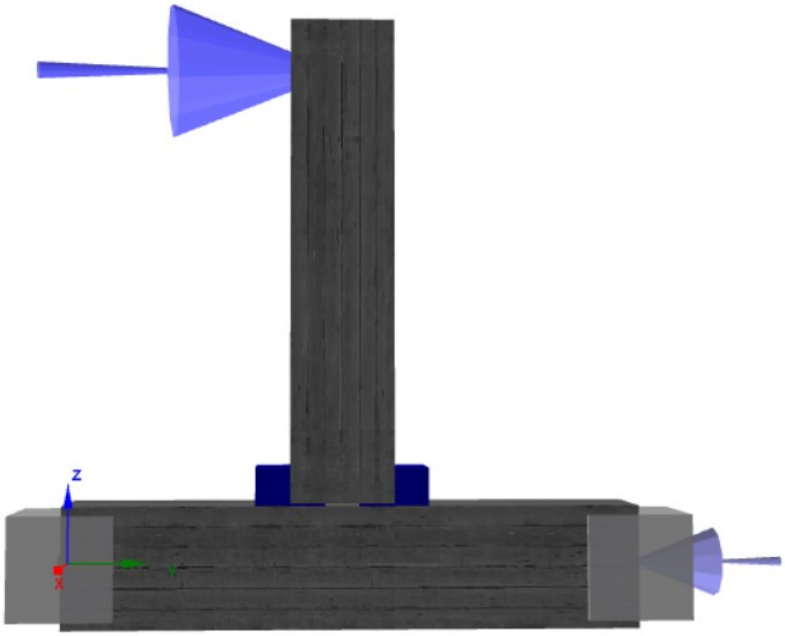


Figura 35 – Modello geometrico in SeismoStruct

5.3 Proprietà dei materiali

5.3.1 Calcestruzzo

Per la modellazione di trave e pilastro è stato usato il modello costitutivo non lineare di Mander et al. pensato nello specifico per elementi in calcestruzzo armato. Nello specifico i parametri usati sono:

- Calcestruzzo: C40/50
- Modello: con_ma
- Resistenza media: 48000,00 kPa
- Resistenza lower - bound: 32000,00 kPa
- Resistenza a compressione: 48000,00 kPa
- Resistenza a trazione: 3200,00 kPa
- Modulo di elasticità: 32562555,18 kPa
- Deformazione al valore di picco dello sforzo: 0,002 [-]
- Peso specifico: 24 kN/m^3

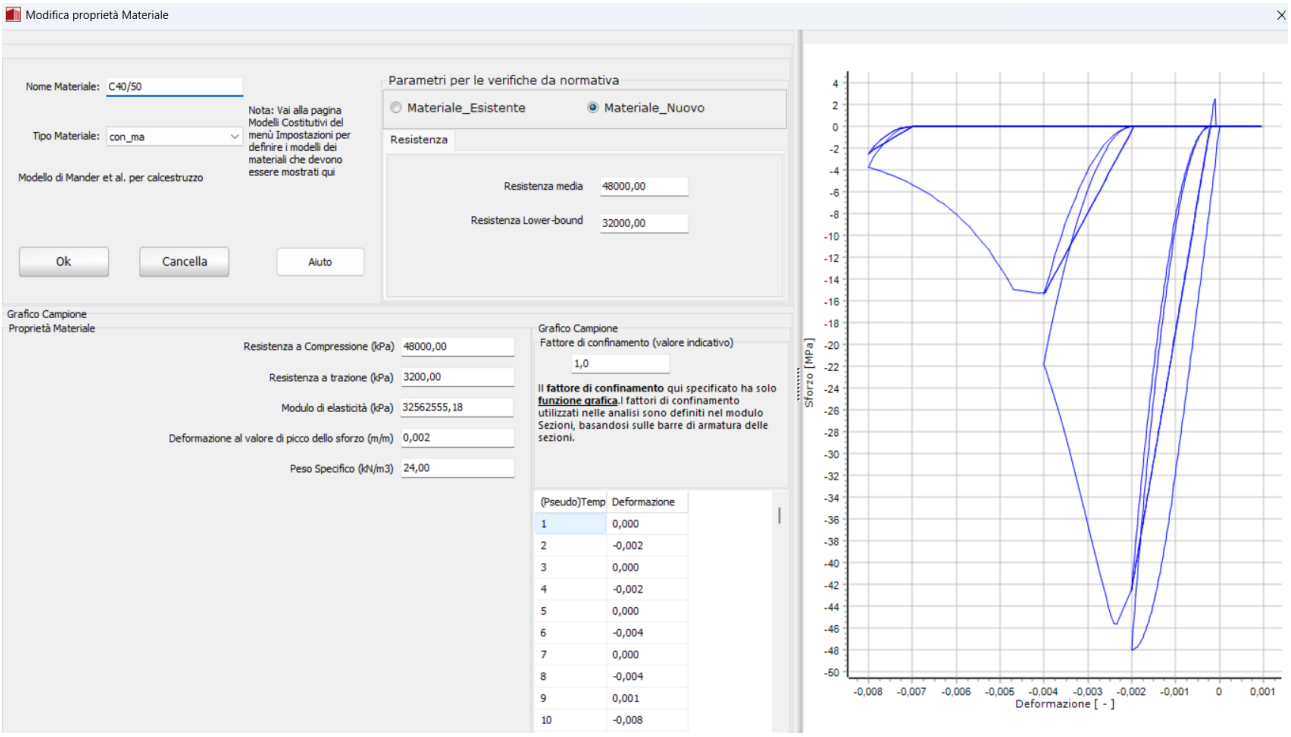


Figura 36 – Definizione del materiale calcestruzzo in SeismoStruct

5.3.2 Acciaio

Per l'armatura lenta di trave e pilastro è stato usato il modello costitutivo di Menegotto – Pinto per simulare in modo efficace il comportamento dell'acciaio. Nello specifico i parametri usati sono:

- Acciaio: FeB44k
- Modello: stl_mp
- Resistenza media: 430000,00 kPa
- Resistenza lower – bound: 373913,043 kPa
- Modulo di elasticità: 430000,00 kPa
- Parametro di incrudimento: 0,005 [-]
- Parametro della forma iniziale della curva di transizione: 20,00 [-]
- Coefficiente di calibrazione della forma della curva di transizione A1: 18,50 [-]
- Coefficiente di calibrazione della forma della curva di transizione A2: 0,15 [-]
- Coefficiente di calibrazione dell'incrudimento isotropo A3: 0,00 [-]
- Coefficiente di calibrazione dell'incrudimento isotropo A4: 1,00 [-]
- Deformazione a rottura o per instabilità a carico di punta (buckling): 00,20 [-]
- Peso specifico: 78,00 kN/m^3

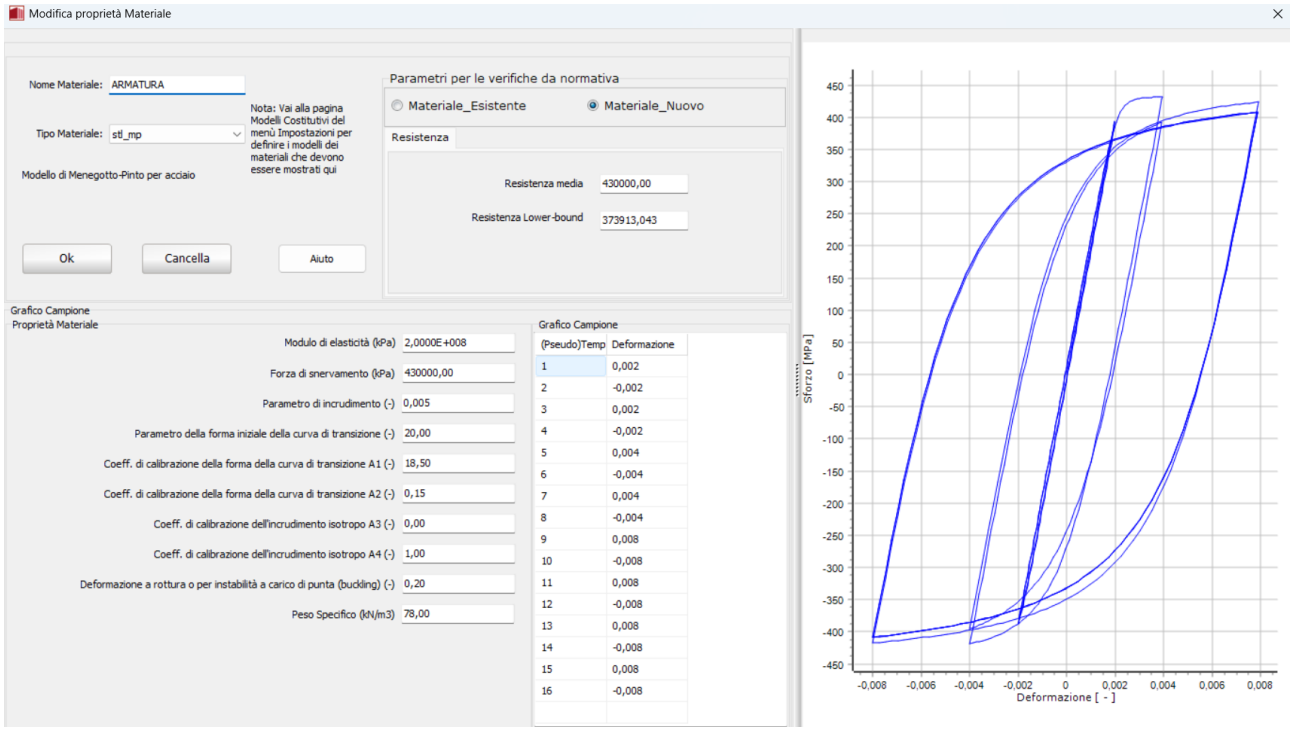


Figura 37 – Definizione del materiale acciaio in SeismoStruct

5.4 Proprietà delle sezioni

La sezione trasversale della trave è di forma rettangolare in cemento armato di dimensioni pari a 50 cm di altezza e 60 cm di larghezza, con spessore di copriferro pari a 2 cm. I materiali usati sono il calcestruzzo C40/50 e l'acciaio precedentemente definiti. L'armatura longitudinale e trasversale riproduce quella degli elaborati grafici di progetto.

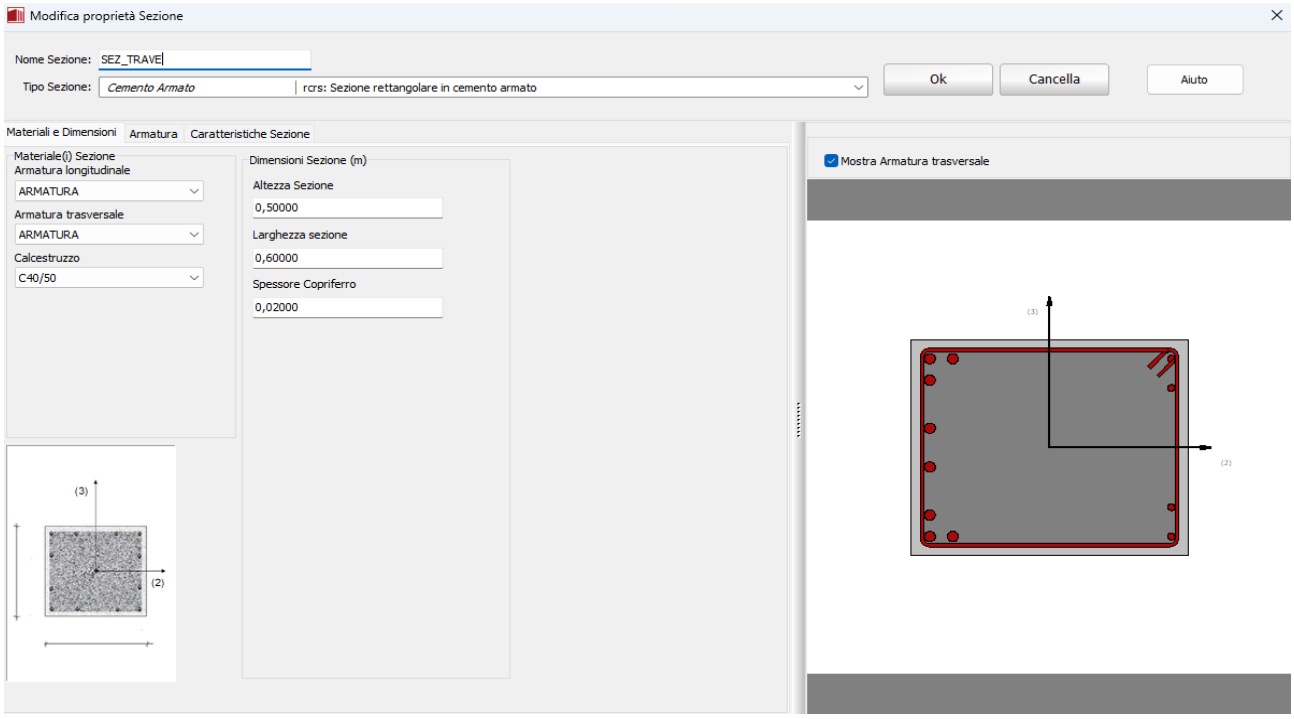


Figura 38 – Sezione trave in SeismoStruct

La sezione trasversale del pilastro è di forma rettangolare in cemento armato di dimensioni pari a 70 cm di altezza e 50 cm di larghezza, con spessore di copriferro pari a 2 cm. I materiali usati sono il calcestruzzo C40/50 e l'acciaio precedentemente definiti. L'armatura longitudinale e trasversale riproduce quella degli elaborati grafici di progetto.

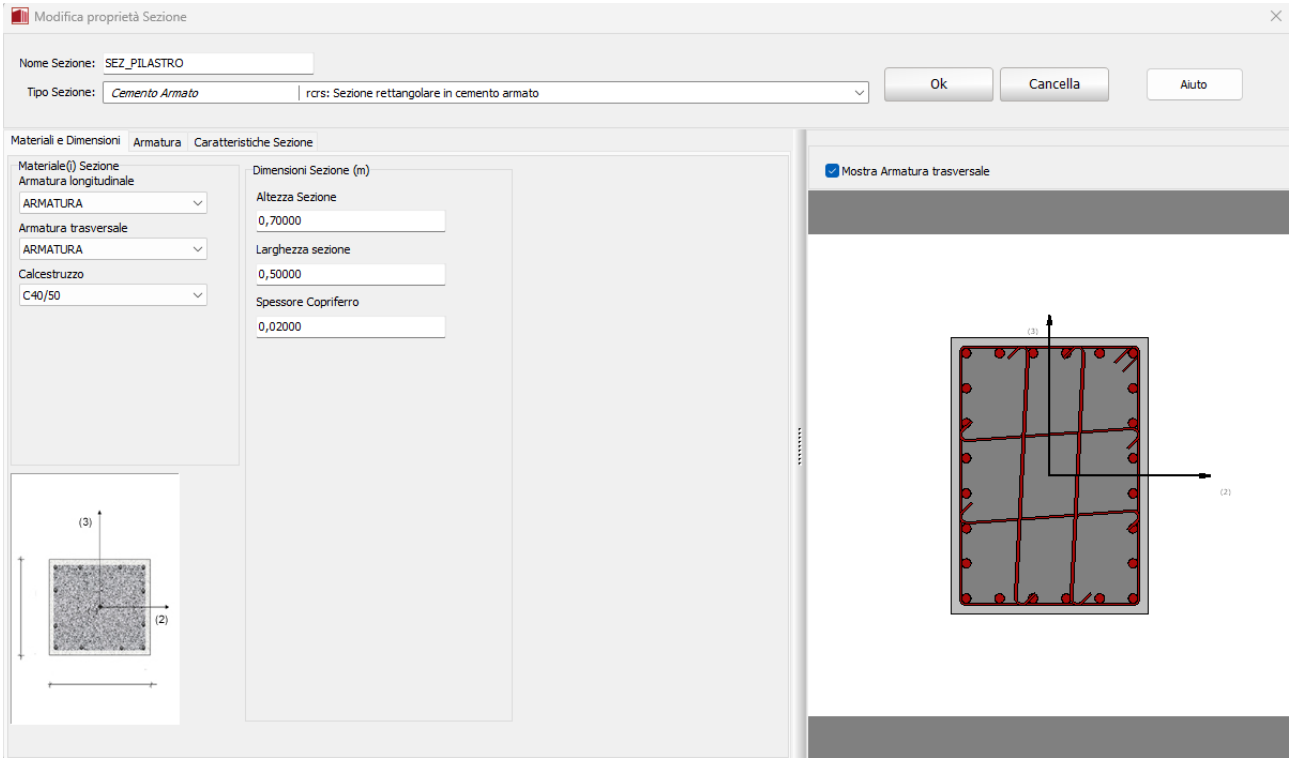


Figura 39 – Sezione pilastro in SeismoStruct

5.5 Classi di elementi

5.5.1 Elementi trave - pilastro

Nella modellazione la trave e il pilastro in cemento armato sono stati definiti come elementi elastici lineari (elastic frame element – elfrm). Tale scelta è legata al fatto di voler concentrare tutta la non – linearità, la dissipazione di energia e le deformazioni all'interno degli elementi non lineari preservando quindi gli elementi in c.a. A supporto di questo, i dati del progetto fornito e le fotografie della prova in laboratorio confermano che trave e pilastro non subiscono danneggiamenti significativi. I calcoli del progetto mostrano che questi elementi hanno resistenze a taglio elevate: 426 kN per il pilastro e 310 kN per la trave, valori che rispetto alla forza registrata dall'attuatore in sommità (70 – 80 kN) risultano ampiamente superiori.

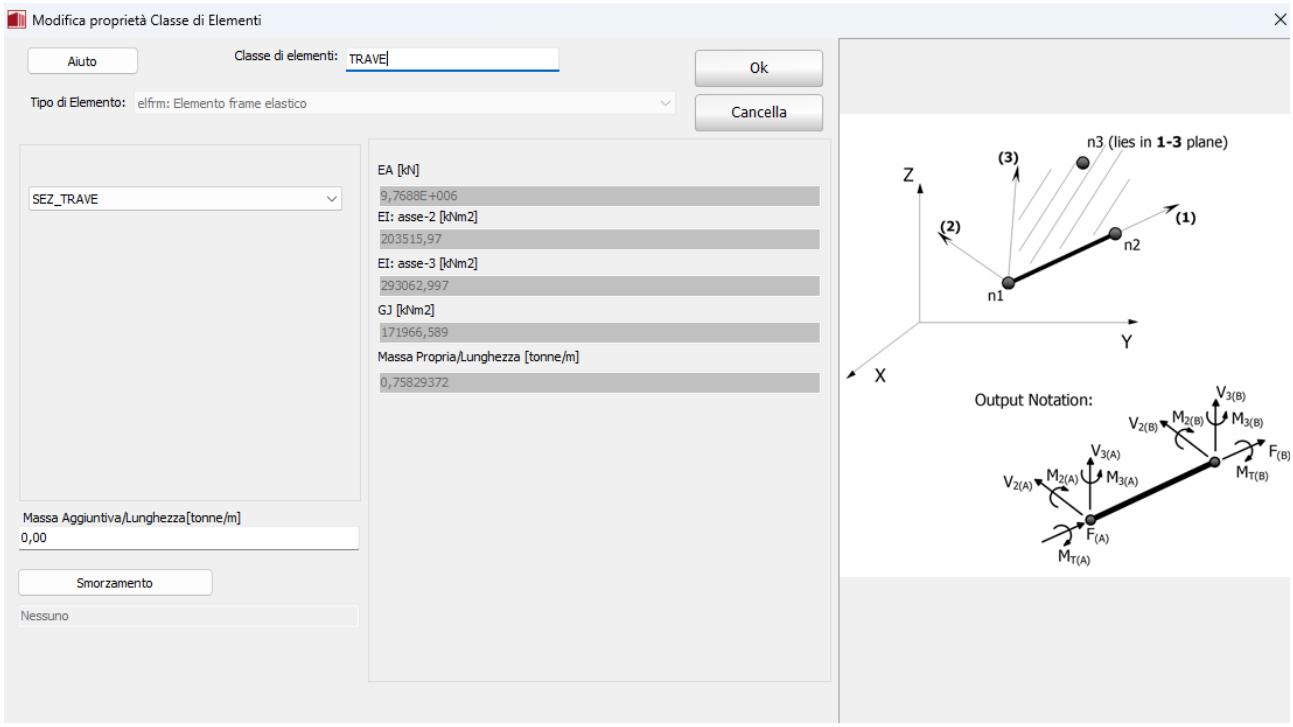


Figura 40 – Elemento elastico lineare trave in SeismoStruct

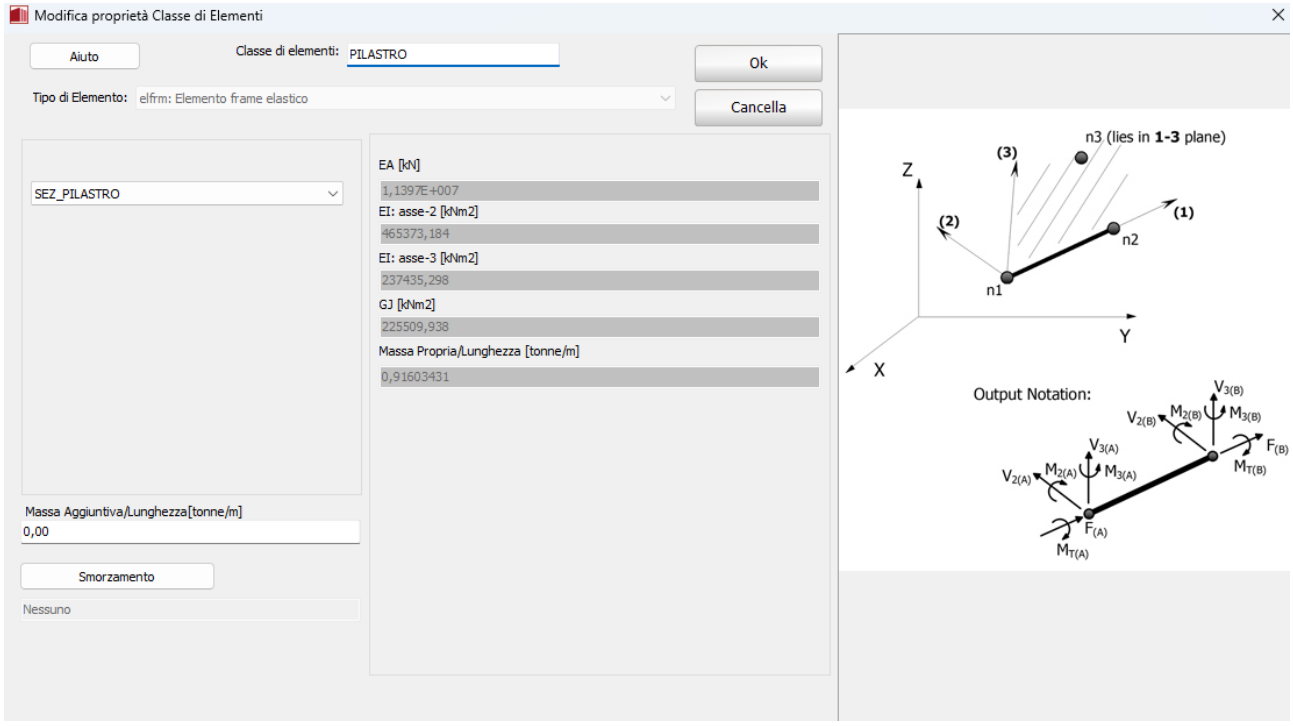


Figura 41 – Elemento elastico lineare pilastro in SeismoStruct

5.5.2 Elementi link

Gli elementi link non lineari (NLlink) costituiscono il fulcro di questa modellazione in quanto governano la risposta flessionale e dissipativa del nodo trave – pilastro. Sono state inserite due molle non lineari (molla 1 e molla 2) che lavorano in direzione Z globale una all'estremità destra inferiore della trave e una all'estremità sinistra inferiore della trave ad una distanza di 60 cm.

La definizione dell'elemento link prevede l'inserimento di 6 gradi di libertà: 3 traslazioni (F1, F2, F3) e 3 rotazioni (M1, M2, M3). In particolare:

- F1, F2: rappresentano le direzioni trasversali all'elemento. Per evitare che ci siano traslazioni in queste direzioni viene assegnata una tipologia di curva elastica lineare simmetrica (lin_sym) con rigidezza molto elevata (1,0000E+007 kN/m).
- F3: rappresenta la direzione assiale e quindi l'asse longitudinale della molla. È l'unico grado di libertà a cui è assegnato un modello non lineare, nello specifico il "pinched_asm". L'asse locale (1) dell'elemento link è orientato lungo la direzione in cui agisce la molla ovvero verticalmente (coincidente con l'asse Z del sistema di riferimento globale).
- M1,M2,M3: rappresentano le direzioni rotazionali. Il momento del nodo viene generato dalla coppia di forze sviluppata dalle due molle a distanza di 60 cm una con l'altra, pertanto a M1, M2, M3 è stata assegnata una curva lineare (lin_sym) con rigidezza unitaria (1 kNm/rad), consentendo la rotazione locale.

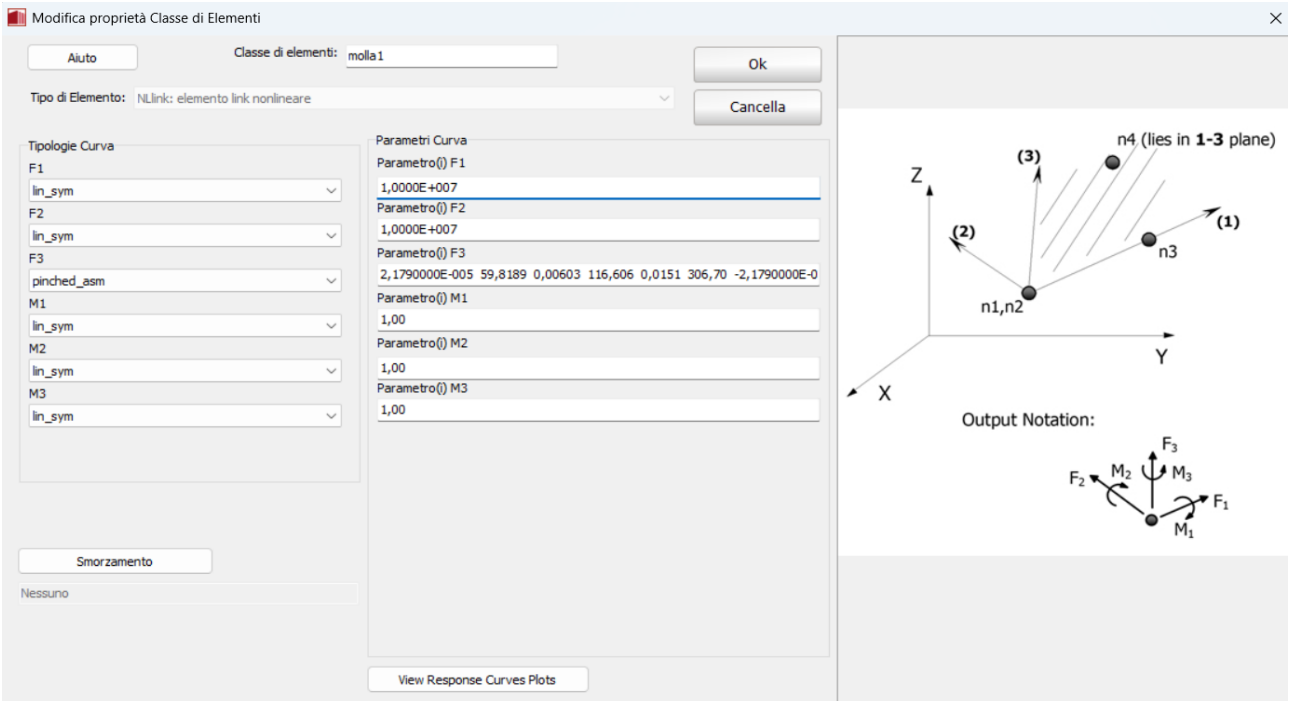


Figura 42 – Tipologie curve in SeismoStruct

5.6 Nodi

I nodi strutturali sono stati posizionati per riprodurre fedelmente la configurazione geometrica del provino. Il pilastro orizzontale è delimitato dai nodi che vanno da 1 a 5, mentre la trave verticale si sviluppa da nodo 6 a nodo 10.

Il nodo 11 individua la posizione dello spinotto in acciaio.

Dal nodo centrale numero 6 si sviluppa un rigid link a destra che collega il nodo 12 e un rigid link a sinistra che collega il nodo 13. Al nodo 13 è collegata la prima molla non lineare che viene tesata, consentendo il sollevamento della trave, mentre al nodo 12 è collegata la seconda molla non lineare che viene compressa.

Il nodo 12 rappresenta il punto attorno a cui si sviluppa il cinematismo del sistema. Il motivo risiede nel fatto che il reale punto di contatto e di rotazione della trave sulla mensola si trova nello spigolo destro inferiore della sezione.

I nodi 12*_molla2 e 13*_molla 1 servono per la definizione delle molle non lineari. SeismoStruct [1], infatti, riporta nel manuale *"...per questo tipo di elemento devono essere definiti quattro nodi. I primi due sono i nodi di estremità dell'elemento e devono essere inizialmente coincidenti, in quanto tutti gli elementi link hanno una lunghezza iniziale pari a zero. Quest'ultima condizione implica la necessità di un terzo nodo per definire l'asse locale (1), osservando che l'orientamento di questo asse dopo la deformazione è determinato dal suo orientamento iniziale e dalla rotazione globale del primo nodo dell'elemento. Il quarto nodo viene utilizzato per definire gli assi locali (2) e (3) ..."* e "*... Al posto di definire un terzo e un quarto nodo, gli utenti possono semplicemente impiegare la parola chiave 'default'...*"

I nodi strutturali hanno le seguenti coordinate:

Tabella 2: nodi strutturali

NOME NODO	X	Y	Z	TIPO
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
1	0	0	0	strutturale
2	0	0,87	0	strutturale
3	0	1,3	0	strutturale
4	0	1,9	0	strutturale
5	0	3,305	0	strutturale
8	0	1,6	0,78	strutturale
7	0	1,6	0,49	strutturale
6	0	1,6	0,365	strutturale
11_spinotto	0	1,9	0,49	strutturale
12	0	1,9	0,365	strutturale
9_attuatore	0	1,6	2,91	strutturale
10	0	1,6	3,165	strutturale
13	0	1,3	0,365	strutturale
12*_molla2	0	1,9	0,365	strutturale
13*_molla1	0	1,3	0,365	strutturale

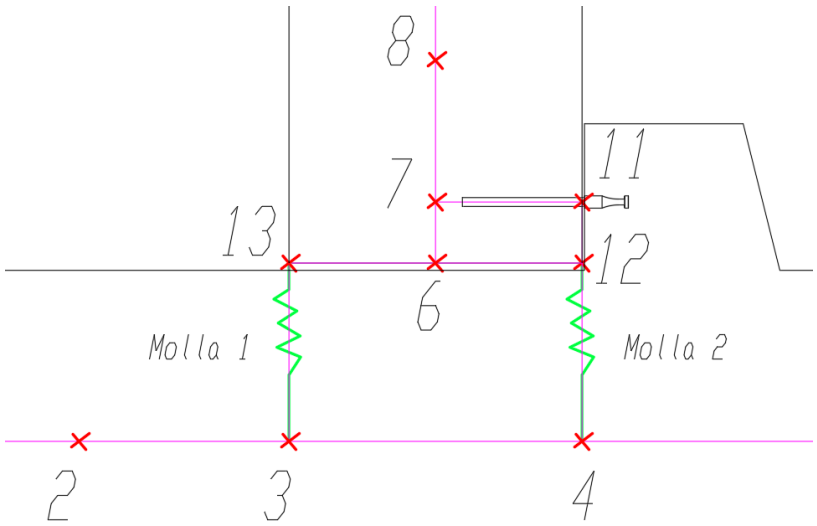


Figura 43 – Dettaglio nodi in AutoCAD (Rielaborazione su gentile concessione del relatore e correlatori)

5.7 Elementi

In seguito, si riporta la definizione degli elementi che compongono il modello numerico.

Materiali | Sezioni | Classi di Elementi | Nodi | Elementi | Vincoli Interni | Vincoli Esterni | Carichi Applicati | Fasi di Carico | Spostamento Target | Verifich

Aggiungi
Modifica
Elimina
Duplica
Suddividi

Nome Elemento	Classe di elementi	Nome(i) nodo(i)	Offset Rigidi
elem1	PILASTRO	1 2 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem2	PILASTRO	2 3 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem3	PILASTRO	3 4 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem4	PILASTRO	4 5 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem5	TRAVE	6 7 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem6	TRAVE	7 8 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem7	TRAVE	8 9_attuatore deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
elem8	TRAVE	9_attuatore 10 deg=0,00	0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
molla_sx	molla1	13 13*_molla1 default default	-
molla_dx	molla2	12 12*_molla2 default default	-

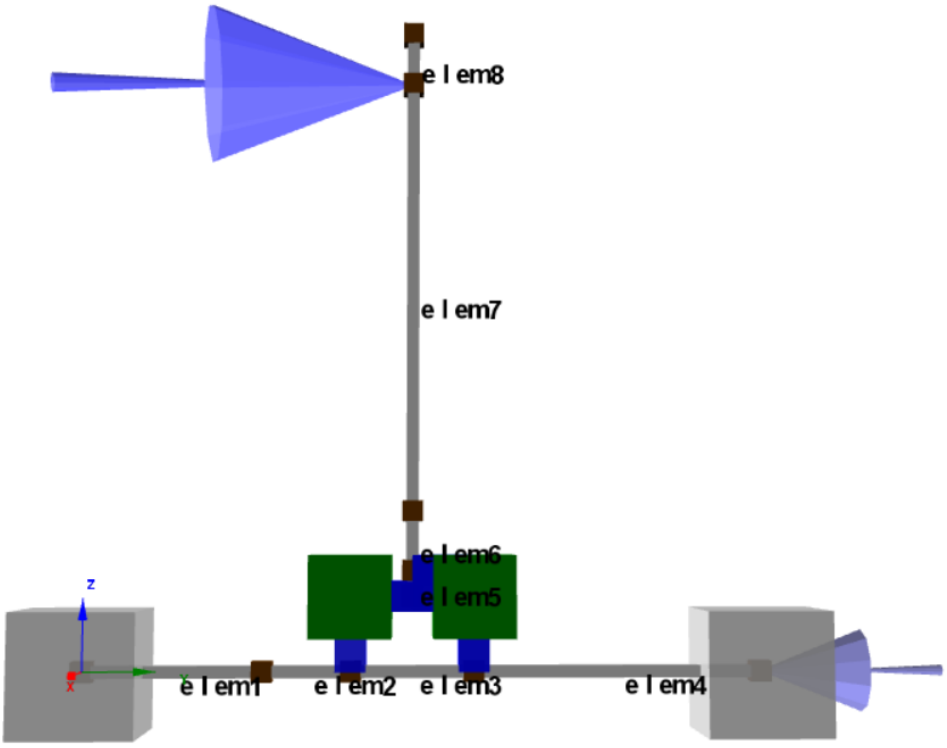


Figura 44 – Discretizzazione elementi in SeismoStruct

5.8 Vincoli interni

Nel modello numerico sono stati definiti diversi collegamenti rigidi (rigid links) per simulare la cinematica di trasferimento dei carichi. Sono stati quindi inseriti:

Tabella 3-Tabella riassuntiva collegamenti rigidi

Tipo di vincolo interno	Nodo Master	GDL vincolati	Nodo (i) Slave	Nota
Collegamento Rigido	3	x+y+z+rx+ry+rz	13*_molla1	Collega la base della molla di sinistra all'asse del pilastro.
Collegamento Rigido	4	x+y+z+ry+rz	12*_molla2	Permette la rotazione del sistema: rx è sbloccata per consentire alla trave di ruotare attorno al nodo 12.
Collegamento Rigido	6	x+y+z+rx+ry+rz	13	Braccio rigido orizzontale sinistro (30 cm dall'asse baricentrico)
Collegamento Rigido	6	x+y+z+ry+rz	12	Braccio rigido orizzontale destro (30 cm dall'asse baricentrico): rx è sbloccata per consentire alla trave di ruotare attorno al nodo 12.
Collegamento Rigido	11_spinotto	x+y+z	7	Modella lo spinotto: trasferisce solo il taglio (x, y, z) lasciando libere le rotazioni
Collegamento Rigido	12*_molla2	x+y+z+rx+ry+rz	11_spinotto	Collegamento verticale tra perno (nodo 12) e spinotto

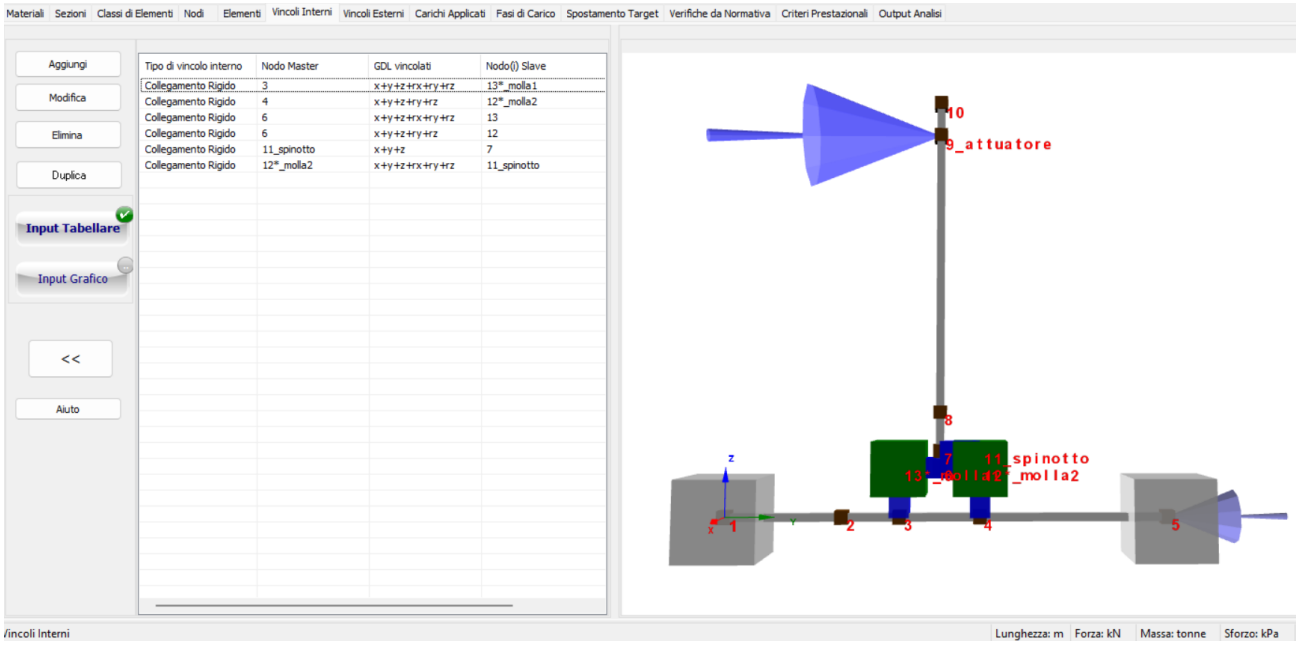


Figura 45 – Collegamenti rigidi in SeismoStruct

5.9 Vincoli esterni

I vincoli esterni inseriti all'interno del modello sono:

- Incastro al nodo 1: per ancorare il pilastro a terra.
- Carrello al nodo 5: per permettere l'applicazione della forza assiale di compressione senza generare singolarità. È stato infatti lasciato libero lo scorrimento lungo l'asse del pilastro.

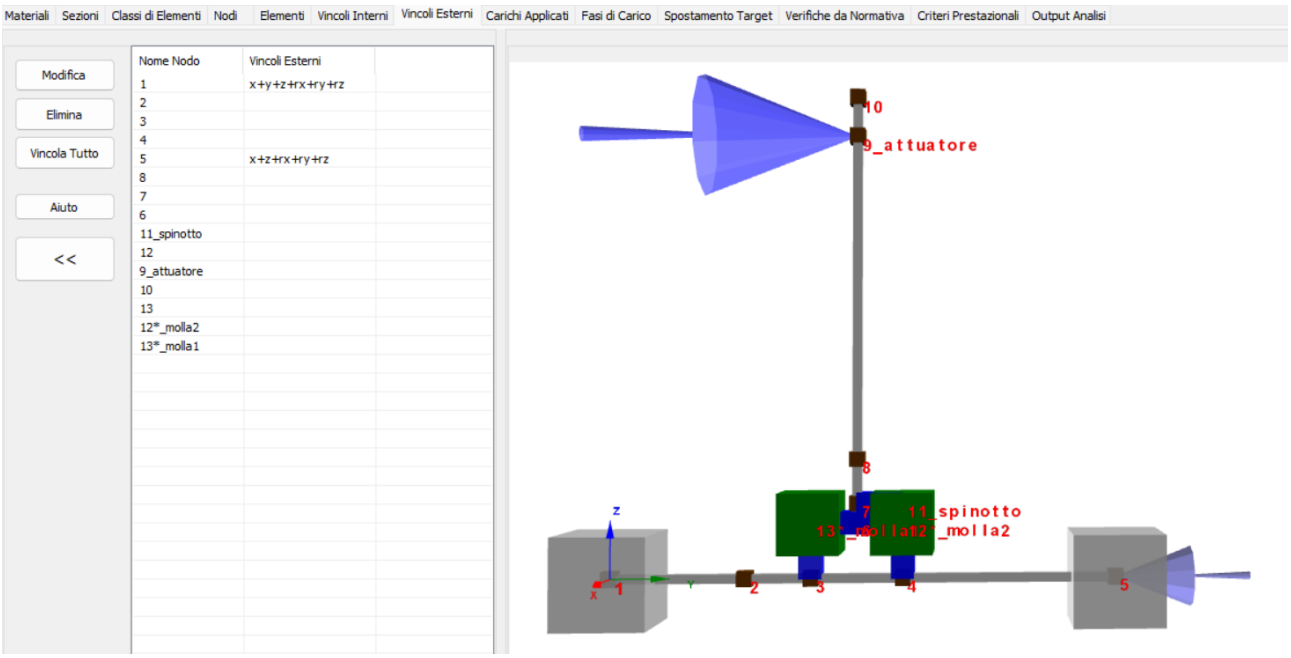


Figura 46 – Vincoli esterni in SeismoStruct

5.10 Inquadramento generale delle analisi

Per analizzare la risposta sismica del nodo e validare il comportamento del sistema di flange dissipativo, SeismoStruct consente di utilizzare diversi approcci di calcolo che si basano su un metodo iterativo attraverso l'algoritmo di Newton – Raphson.

Le due tipologie di analisi eseguite sono:

1. Analisi statica non lineare (pushover)
2. Analisi statica ciclica (Time – History)

Le analisi vengono approfondite nei paragrafi seguenti.

5.11 Analisi statica non Lineare (Pushover)

L'analisi statica non lineare conosciuta comunemente come Pushover costituisce un metodo di calcolo utilizzato per valutare la vulnerabilità sismica e individuare i meccanismi di collasso strutturale. Nel presente lavoro di tesi questa tipologia di analisi è stata impiegata come fase preliminare della modellazione numerica con l'obiettivo principale di ricavare la curva di capacità (F - d) monotona globale dell'intero nodo attraverso la calibrazione analitica delle molle non – lineari.

5.12 Modello analitico di calibrazione delle molle non - lineari nella Pushover

I parametri che sono stati inseriti nel modello "pinched_asm" per rappresentare il comportamento del nodo derivano da un procedimento analitico basato sull'equilibrio dei componenti resistenti e sul legame di congruenza che vincola la cinematica del sistema. In particolare, il nodo 12 funge da polo cinematico di rotazione della trave ed è direttamente connesso con la molla non lineare alla base. In riferimento ai dati sperimentali registrati dall'attuatore si è utilizzato un metodo che, attraverso le equazioni della statica, permette di tradurre le forze globali dell'attuatore in forze locali da implementare nelle molle.

I contributi resistenti del nodo provengono da flange, spinotto, mensola e neoprene. La calibrazione è stata condotta in corrispondenza di tre punti rappresentativi della curva forza – spostamento durante l'ultimo gradino di carico della prova.

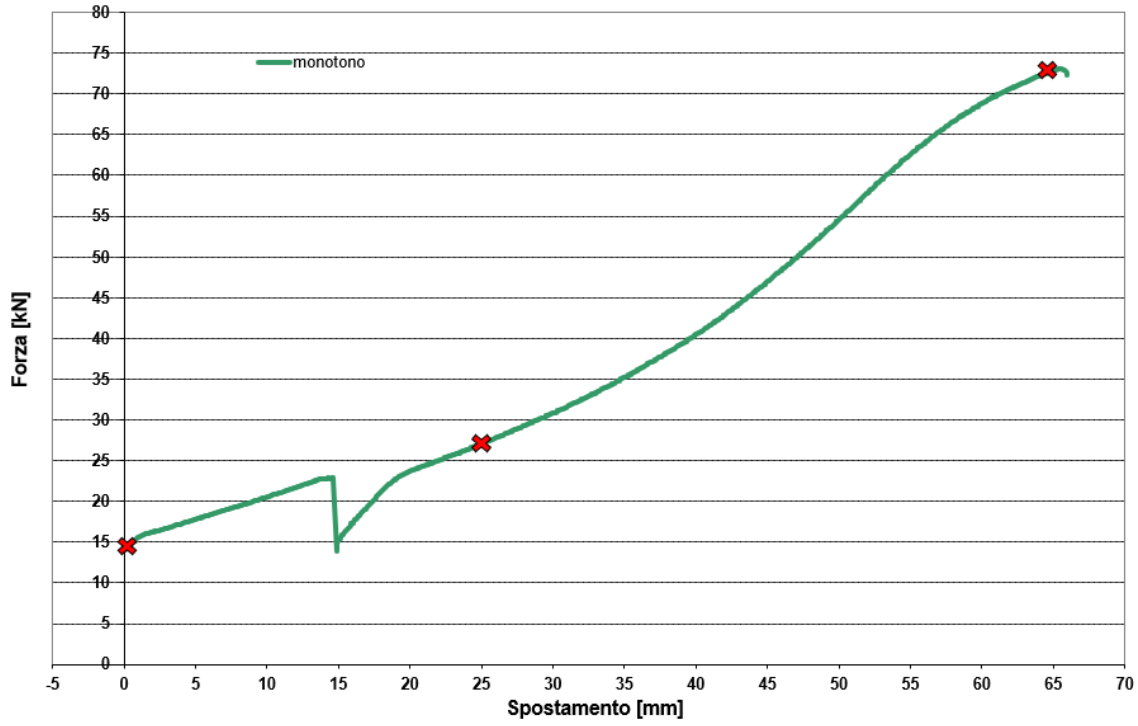


Figura 47 – Ultimo gradino di carico monotono (Rielaborazione su gentile concessione del relatore e correlatori)

I 3 punti della curva segnati in rosso e usati nel procedimento analitico sono:

- Punto 1: $d_{att} = 0{,}092\ mm\ ;\ F_{att} = 14{,}10\ kN\ ;\ \theta = 0{,}000054\ rad$
- Punto 2: $d_{att} = 25{,}60\ mm\ ;\ F_{att} = 27{,}49\ kN\ ;\ \theta = 0{,}009956\ rad$
- Punto 3: $d_{att} = 64{,}07\ mm\ ;\ F_{att} = 72{,}31\ kN\ ;\ \theta = 0{,}025383\ rad$

Il momento totale imposto dall'attuatore è:

$$M_{attuatore} = F_{att} \cdot H_{att} = F_{att} \cdot 2{,}545\ m$$

Nei 3 punti assume i seguenti valori:

- $M_{attuatore,1} = 35{,}89\ kNm$
- $M_{attuatore,2} = 69{,}96\ kNm$
- $M_{attuatore,3} = 184{,}02\ kNm$

Il passo successivo è stato quello di quantificare analiticamente il contributo di ciascun elemento resistente.

Flange in acciaio

Il contributo delle flange oblique è stato ricavato direttamente dagli strain gauges installati su di esse (3 strain gauges per ciascuna flangia). Si è calcolata la variazione di deformazione agente su ciascuna flangia:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{media} - \varepsilon_0$$

In cui:

$$\varepsilon_{media} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3}$$

ε_0: deformazione iniziale a tempo t = 0.

È stato calcolato lo stato di tensione σ:

$$\sigma = \begin{cases} E_s \cdot \Delta\varepsilon & se\ \Delta\varepsilon < \varepsilon_y = 0{,}00133 \\ f_y = 275\ Mpa & se\ \Delta\varepsilon \geq \varepsilon_y = 0{,}00133 \end{cases}$$

Lo sforzo assiale delle due flange è:

$$N_1 = \sigma_1 \cdot A$$
$$N_2 = \sigma_2 \cdot A$$

In cui:

$A = 71\ x\ 10\ mm = 710\ mm^2$ (area flangia)

Moltiplicando per il braccio perpendicolare geometrico ($b_\perp$ = 75,31 cm misurato da AutoCAD) rispetto al punto di rotazione (nodo 12) si ottiene il momento analitico delle flange:

$$M_{flange,analitico} = (N_1 + N_2) \cdot b_\perp$$

Nei 3 punti:

- $M_{flange,analitico,1} = 0{,}11\ kNm$
- $M_{flange,analitico,2} = 42{,}37\ kNm$
- $M_{flange,analitico,3} = 281{,}74\ kNm$

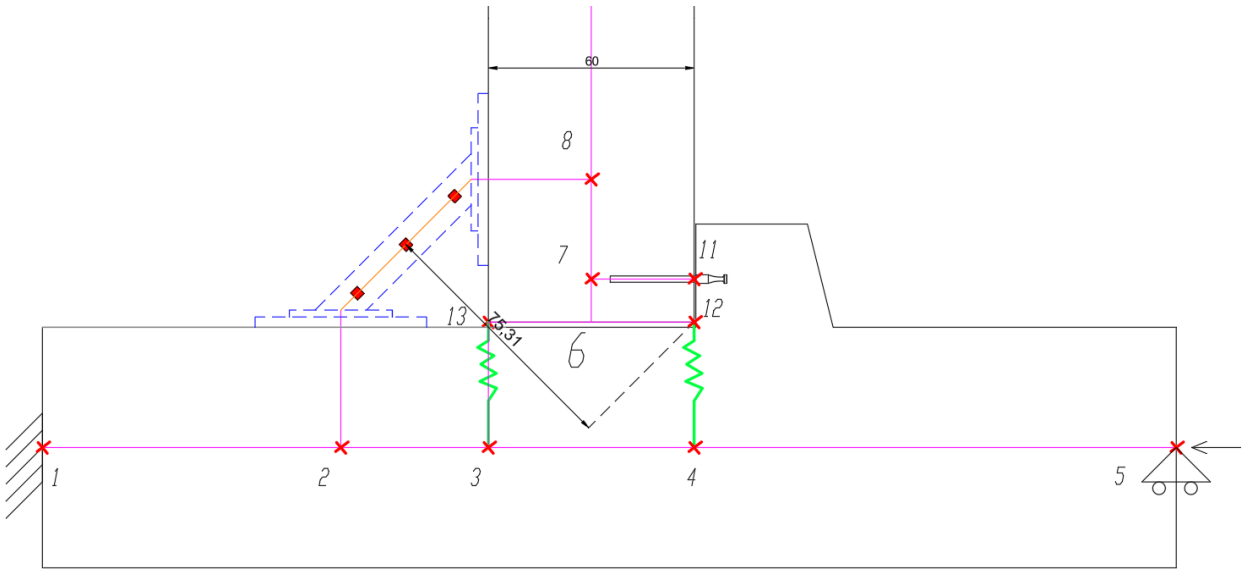


Figura 48 – Braccio delle flange

Spinotto (FeB44k)

Il contributo dello spinotto è quello equivalente a $2\varphi 24$ ($A_s = 904{,}78\ mm^2$). Lo spinotto trasferisce l'azione di taglio ed è stato calcolato tramite il criterio di Von Mises:

$$V_{Rd} = \frac{A_{tot} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3}} = \frac{904{,}78 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 1000} = 224{,}62\ kN$$

Moltiplicando il taglio per la distanza tra il baricentro dello spinotto e il polo di rotazione ($Z_{spinotto} = 0{,}125\ m$) si ottiene il momento resistente analitico:

$$M_{spinotto,analitico} = V_{Rd} \cdot Z_{spinotto} = 224{,}62 \cdot 0{,}125 = 28{,}08\ kNm$$

Contatto neoprene - mensola

Il punto di contatto quando la trave ruota attorno al polo è quello con il cuscinetto in neoprene non armato interposto tra mensola e la trave stessa.

Si è considerata la deformabilità dell'appoggio elastomerico rispetto alla mensola in calcestruzzo essendo il neoprene l'elemento meno rigido; pertanto, la cedevolezza all'interfaccia è affidata a quest'ultimo.

$$K_{neoprene} = \frac{E \cdot A_{contatto}}{t \cdot 1000} = 85{,}5\ kN/mm$$

Con:

$E \approx 3\ MPa$ (valore assunto come modulo elastico del neoprene non armato)

$A_{contatto} = 500\ x\ 285\ mm = 142500\ mm^2$ (superficie di contatto trave - neoprene)

$t = 5\ mm$ (spessore cuscinetto neoprene)

In seguito alla rotazione θ della trave sul neoprene, la zona di contatto assume una distribuzione triangolare di compressione con schiacciamento massimo al bordo:

$$u_{max} = \theta \cdot Z_{mensola}$$

Con:

$Z_{mensola} = 285\ mm$

Nei 3 punti u_{max} risulta:

- $u_{max,1} = 0{,}02\ mm$
- $u_{max,2} = 2{,}84\ mm$
- $u_{max,3} = 7{,}23\ mm$. Essendo $7{,}23\ mm > 5\ mm$ (spessore neoprene) assume un ruolo importante l'appoggio offerto dalla mensola in c.a. Pertanto, si considera: $u_{max,3} = 5\ mm$.

La forza risultante triangolare è data da:

$$F_{neo} = \frac{K_{neo} \cdot u_{max}}{2}$$

Il braccio del carico triangolare è posto a una distanza di 2/3 rispetto al punto di rotazione (nodo 12), quindi il momento analitico del contatto neoprene - mensola è:

$$M_{mensola,analitico} = F_{neo} \cdot b = F_{neo} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot Z_{mensola}\right) = F_{neo} \cdot 0{,}190\ m$$

Nei 3 punti:

- $M_{mensola,analitico,1} = 0{,}13\ kNm$
- $M_{mensola,analitico,2} = 23{,}05\ kNm$
- $M_{mensola,analitico,3} = 40{,}61\ kNm$

A questo punto sommando i tre contributi si ottiene il momento totale analitico:

$$\sum M_{tot,analitico} = M_{flange,analitico} + M_{spinotto,analitico} + M_{mensola,analitico}$$

Nei 3 punti:

- Punto 1: $0{,}13 + 28{,}08 + 0{,}13 = 28{,}31\ kNm$
- Punto 2: $42{,}37 + 28{,}08 + 23{,}05 = 93{,}50\ kNm$
- Punto 3: $281{,}74 + 28{,}08 + 40{,}61 = 350{,}43\ kNm$

La ripartizione percentuale di ciascun componente è stata così definita:

$$\%\ flange = \frac{M_{flange,analitico}}{\Sigma M_{tot,analitico}}$$

$$\%\ spinotto = \frac{M_{spinotto,analitico}}{\Sigma M_{tot,analitico}}$$

$$\%\ mensola = \frac{M_{mensola,analitico}}{\Sigma M_{tot,analitico}}$$

Risulta:

Tabella 4 - Ripartizione percentuale elementi resistenti

	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3
% flange	0,38%	45,32%	80,40%
% spinotto	99,18%	30,03%	8,01%
% mensola	0,44%	24,65%	11,59%
Totale Σ%	100,00%	100,00%	100,00%

Gli esiti ottenuti evidenziano un'evoluzione del comportamento meccanico del nodo all'aumentare dello spostamento:

- Al punto 1 ($d_{att} = 0{,}092\ mm\ ;\ F_{att} = 14{,}10\ kN$):
  Il momento globale ($M_{attuatore} = 35{,}89\ kNm$) è controbilanciato quasi totalmente dal contributo dello spinotto (99,18%), poiché le flange non sono ancora attive.
- Al punto 2 ($d_{att} = 25{,}60\ mm\ ;\ F_{att} = 27{,}49\ kN$):
  Il momento globale ($M_{attuatore} = 69{,}96\ kNm$) è controbilanciato maggiormente dalle flange che assorbono il 45,32%.
- Al punto 3 ($d_{att} = 64{,}07\ mm\ ;\ F_{att} = 72{,}31\ kN$):
  Il momento globale ($M_{attuatore} = 184{,}02\ kNm$) è assorbito quasi totalmente dalle flange in acciaio (80,40%) confermando quindi il loro contributo fondamentale per la dissipazione di energia dell'intero sistema.

Successivamente, i momenti reali assorbiti da ciascun componente sono stati ricavati dalla moltiplicazione della ripartizione percentuale e il momento reale registrato dall'attuatore ($M_{attuatore} = F_{att} \cdot 2{,}545\ m$).

Per il Punto 1:

$M_{reale,flange} = \%\ flange \cdot M_{attuatore,1}$

$M_{reale,spinotto} = \%\ spinotto \cdot M_{attuatore,1}$

$M_{reale,mensola} = \%\ mensola \cdot M_{attuatore,1}$

Per il Punto 2:

$M_{reale,flange} = \%\ flange \cdot M_{attuatore,2}$

$M_{reale,spinotto} = \%\ spinotto \cdot M_{attuatore,2}$

$M_{reale,mensola} = \%\ mensola \cdot M_{attuatore,2}$

Per il Punto 3:

$M_{reale,flange} = \%\ flange \cdot M_{attuatore,3}$

$M_{reale,spinotto} = \%\ spinotto \cdot M_{attuatore,3}$

$M_{reale,mensola} = \%\ mensola \cdot M_{attuatore,3}$

I due elementi link non lineari governano la risposta strutturale dell'intero nodo, quindi il momento che la coppia deve sviluppare deve coincidere con il momento reale dell'attuatore:

$$M_{molla} = M_{attuatore,reale}$$

Per stabilire le tre coppie di punti Forza – Spostamento da inserire all'interno del modello "pinched_asm" è necessario fare alcune considerazioni di cinematica sul sistema. La rotazione di un corpo rigido è pari a:

$$\theta = \frac{d_{attuatore}}{Z_{att}}$$

Analogamente,

$$\theta = \frac{d_{molla}}{i_{molle}}$$

Pertanto:

$$d_{molla} = \frac{d_{att}}{\frac{Z_{att}}{i_{molle}}} = \frac{d_{att}}{4{,}241}$$

Dal momento che le due molle formano una coppia con braccio $i_{molle} = 0{,}60\ m$, la forza della molla è pari a:

$$F_{molla} = \frac{M_{molla}}{i_{molle}} = \frac{M_{molla}}{0{,}60\ m}$$

Si ottengono quindi le tre coppie di interesse per ciascuna molla da inserire all'interno dell'analisi pushover:

Tabella 5 - Punti per la Pushover

Punto	d_{att} [mm]	F_{att} [kN]	d_{molla} [m]	F_{molla} [kN]
1	0,092	14,10	0,00002179	59,82
2	25,60	27,49	0,00603686	116,61
3	64,07	72,31	0,01510802	306,70

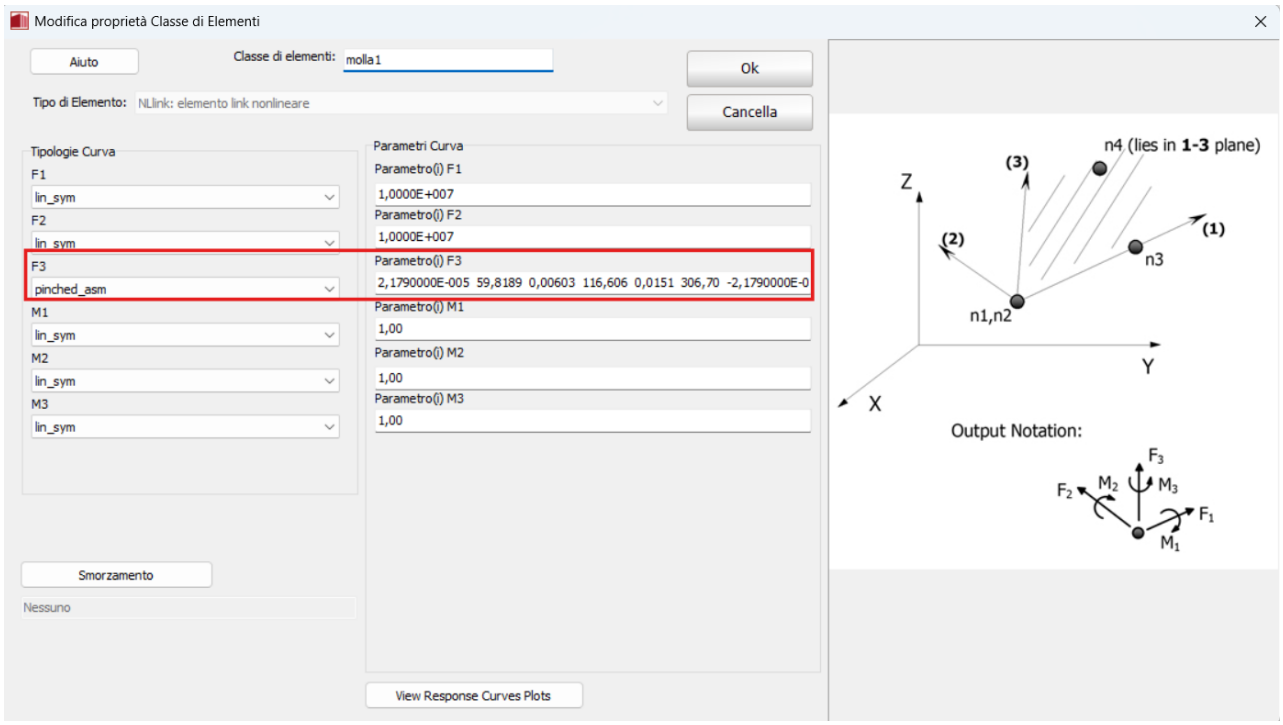


Figura 49 – Curva "pinched_asm" per molle non lineari in SeismoStruct

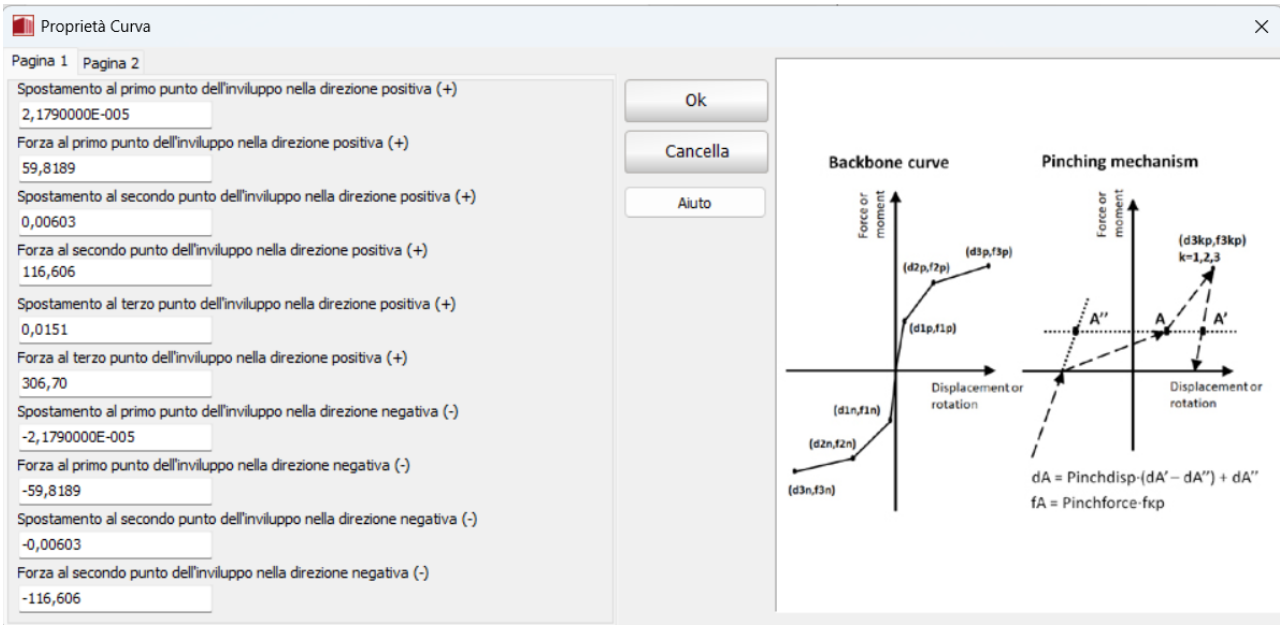


Figura 50 – Parametri per la definizione delle molle non lineari in SeismoStruct

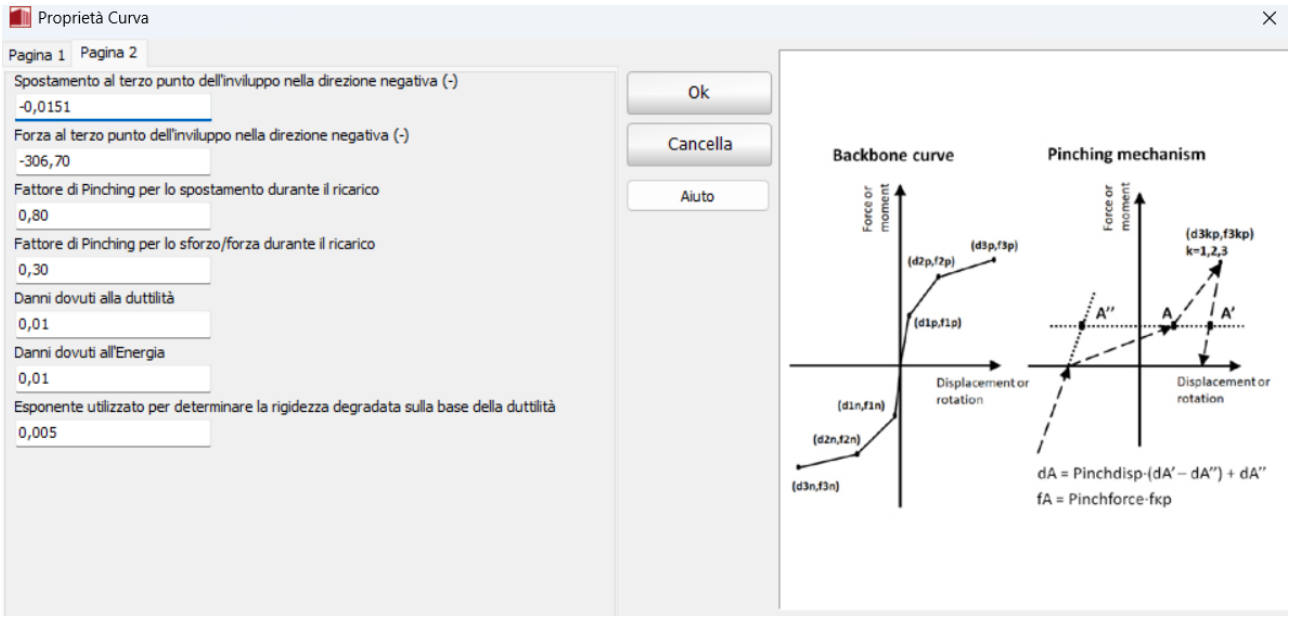


Figura 51 – Parametri per la definizione delle molle non lineari in SeismoStruct

Si precisa che in questa fase preliminare basata sull'inviluppo monotono, le tre coppie di punti F - d sono state assunte simmetriche sia per il quadrante positivo che negativo della molla. Tale scelta, coerente con l'analisi pushover, definisce una risposta a spinta unidirezionale, tipica della prova monotona. Nella successiva analisi statica time - history invece, sarà necessario distinguere le coppie di punti nei due quadranti, dato che la risposta ciclica richiede una modellazione differente nei rami di carico e scarico e l'attivazione dei parametri di pinching e degrado.

5.13 Carichi applicati

In questa scheda sono state definite due tipologie di carichi:

- Carico permanente al nodo 5: è applicata una forza concentrata di compressione pari a 250 kN per simulare il contributo dei carichi gravitazionali dei piani superiori del telaio originale.
- Carico incrementale al nodo 9 dell'attuatore: il carico incrementale unitario definisce il vettore di riferimento necessario per indicare al programma il punto e la direzione (Y) in cui applicare la spinta durante l'analisi pushover. Questo carico incrementale verrà successivamente rimosso durante l'analisi statica time - history poiché in quel caso la spinta è imposta direttamente dalla storia di carico.

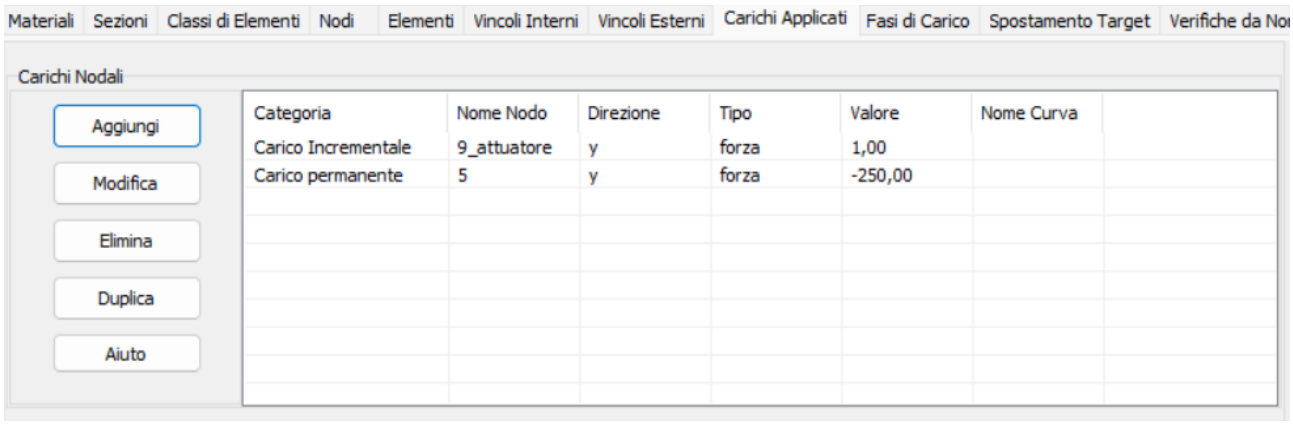


Figura 52 – Carichi applicati nell'analisi pushover

5.14 Fasi di carico

Dal punto di vista operativo, è stata definita l'analisi all'interno del modulo "fasi di carico" attraverso l'opzione "controllo della risposta", di modo da imporre uno spostamento incrementale al nodo 9 dell'attuatore lungo la direzione Y globale. La scelta di utilizzare un "controllo della risposta" è dovuta al fatto di voler evitare problemi di convergenza numerica tipici di questo approccio quando la struttura raggiunge il picco di resistenza e subisce il degrado post - picco, consentendo di portare a termine l'analisi in maniera stabile e tenendo conto degli effetti di deformazione.

Per quanto riguarda il numero di passi adottati, si è scelto di suddividere lo spostamento massimo totale imponendo un incremento costante pari a 0,5 mm per ogni passo di calcolo. Essendo lo spostamento massimo circa pari a 65 mm, risultano da inserire nell'analisi 130 passi:

$$n°_{passi} = \frac{d_{max}}{0{,}5\ mm/passo} = 130$$

L'esito di questa analisi e il confronto con la curva sperimentale monotona di riferimento verranno presentati nel successivo Capitolo 6.

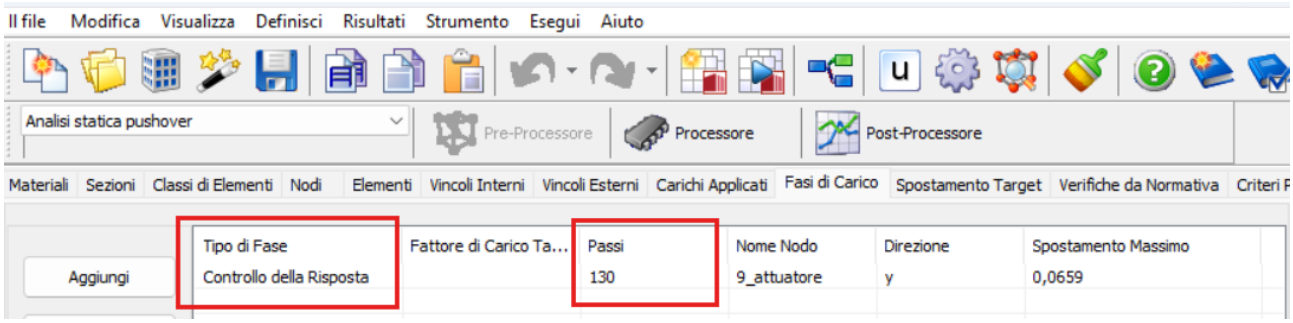


Figura 53 – Controllo della risposta in SeismoStruct

5.15 Analisi statica ciclica (Time - History)

Dopo aver validato il modello attraverso l'analisi pushover, si è passati all'analisi statica ciclica (time - history). Questo tipo di analisi consente di riprodurre la reale storia di carico impressa sul provino e replicare le condizioni a cui è soggetta la struttura durante un evento sismico, il quale è caratterizzato da continue inversioni del moto portando ad un comportamento ciclico e isteretico nella struttura.

La Time - History eseguita ha l'obiettivo di verificare se il modello numerico è in grado di riprodurre i continui fenomeni di carico, scarico, ricarico e la nota "strozzatura" (pinching) dovuta al comportamento non lineare della struttura.

Come fase conclusiva dello studio si è valutata la capacità di dissipazione energetica della struttura, ricavando per ciascun ciclo l'energia dissipata (E_d) e confrontandola con quella sperimentale. La validazione del modello è stata verificata qualitativamente attraverso la comparazione delle curve di energia cumulata.

5.16 Calibrazione degli elementi non - lineari nell'analisi Time - History

Per poter eseguire questa analisi e descrivere il comportamento di carico - scarico - ricarico, è stato necessario modificare i parametri della curva di capacità delle molle non lineari rispetto a quanto fatto per l'analisi pushover. Considerando che la calibrazione richiedeva la definizione di tre coppie di punti Forza - Spostamento si è deciso di prendere i picchi positivi e negativi delle curve sperimentali a 10 mm, 25 mm e 40 mm.

Questi valori sono stati convertiti attraverso i coefficienti di calibrazione del modello già analizzati. I punti inseriti per ciascuna molla nel software sono i seguenti:

- Punti per il quadrante positivo:
  - Punto 1 (drift 10 mm): $d_1 = 0{,}00229$ m; $F_1 = 191{,}857$ kN
  - Punto 2 (drift 25 mm): $d_2 = 0{,}00565$ m; $F_2 = 338{,}005$ kN
  - Punto 3 (drift 40 mm): $d_3 = 0{,}00932$ m; $F_3 = 349{,}843$ kN
- Punti per il quadrante negativo:
  - Punto 1 (drift 10 mm): $d_1 = -0{,}002216$ m; $F_1 = -146{,}402$ kN
  - Punto 2 (drift 25 mm): $d_2 = -0{,}005731$ m; $F_2 = -198{,}942$ kN
  - Punto 3 (drift 40 mm): $d_3 = -0{,}009278$ m; $F_3 = -273{,}478$ kN

DAI DATI SPERIMENTALI:

CURVA	d+ [mm]	F+ [kN]	d- [mm]	F- [kN]
5 mm	4,7098	21,5979	-4,6173	-23,4078
10 mm	9,3960	34,5206	-9,7343	-45,2386
25 mm	24,3072	46,9093	-23,9611	-79,6993
40 mm	39,3476	64,4842	-39,5467	-82,4906
55 mm	54,3127	71,6693	-38,5469	-68,7408
monotono	65,5945	73,0649	14,8577	13,9476

A SEISMOSTRUCT

$d_{molla} = d_{att}/(z_{att}/i_{molle})$

$d_{molla} = d_{att}/4{,}241$

$i_{molle} = 0{,}60$

$M_{molla,reale} = F_{molla} * i_{molle}$

$F_{molla} = M_{molla,reale} / i_{molle}$

$F_{molla} = F_{att}*4{,}241$

PUNTI CALIBRAZIONE MOLLE SEISMO - TIME HISTORY

PUNTI POSITIVI		PUNTI NEGATIVI	
d_1 [m]	**F_1 [kN]**	**d_1 [m]**	**F_1 [kN]**
0,002295	191,857	-0,002216	-146,402
d_2 [m]	**F_2 [kN]**	**d_2 [m]**	**F_2 [kN]**
0,00565	338,005	-0,005731	-198,942
d_3 [m]	**F_3 [kN]**	**d_3 [m]**	**F_3 [kN]**
0,00932	349,843	-0,009278	-273,478

Figura 54 – Conversione punti per l'analisi Time - History

Per simulare l'effetto del pinching sono stati assunti i seguenti parametri:

- Fattore di pinching per lo spostamento durante il ricarico: 0,80
- Fattore di pinching per lo sforzo/forza durante il ricarico: 0,30
- Danni dovuti alla duttilità: 0,01
- Danni dovuti all'Energia: 0,01
- Esponente utilizzato per determinare la rigidezza degradata sulla base della duttilità: 0,005

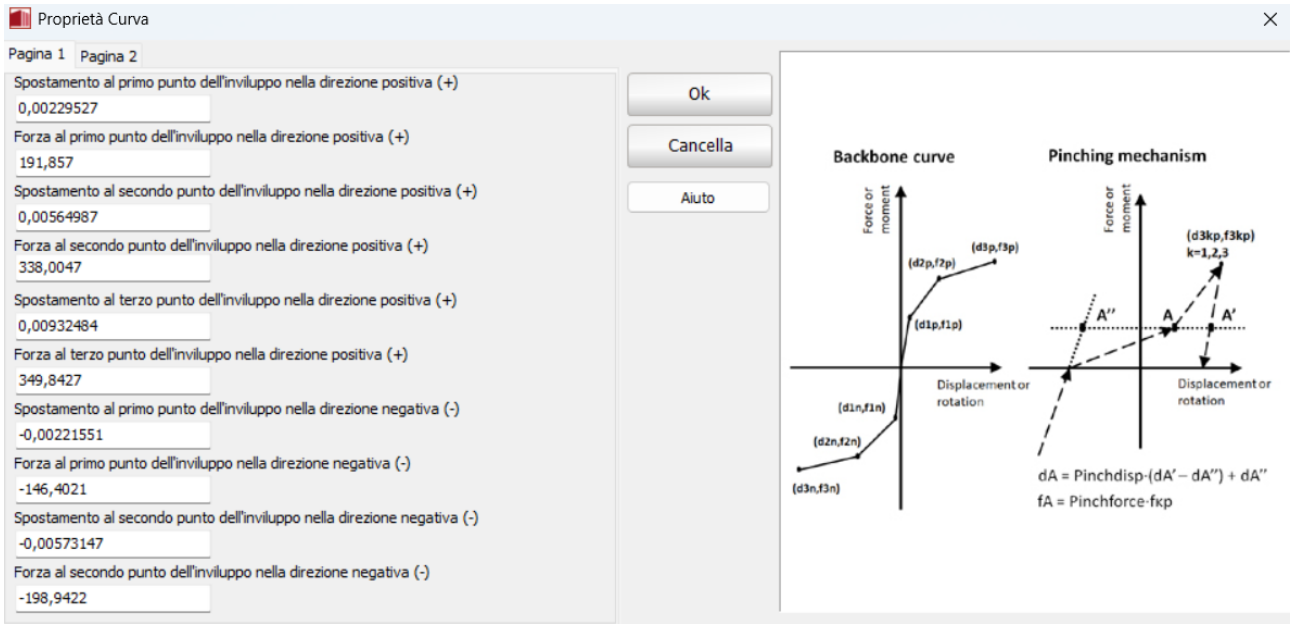


Figura 55 – Parametri molle non lineari TH (pagina 1) in SeismoStruct

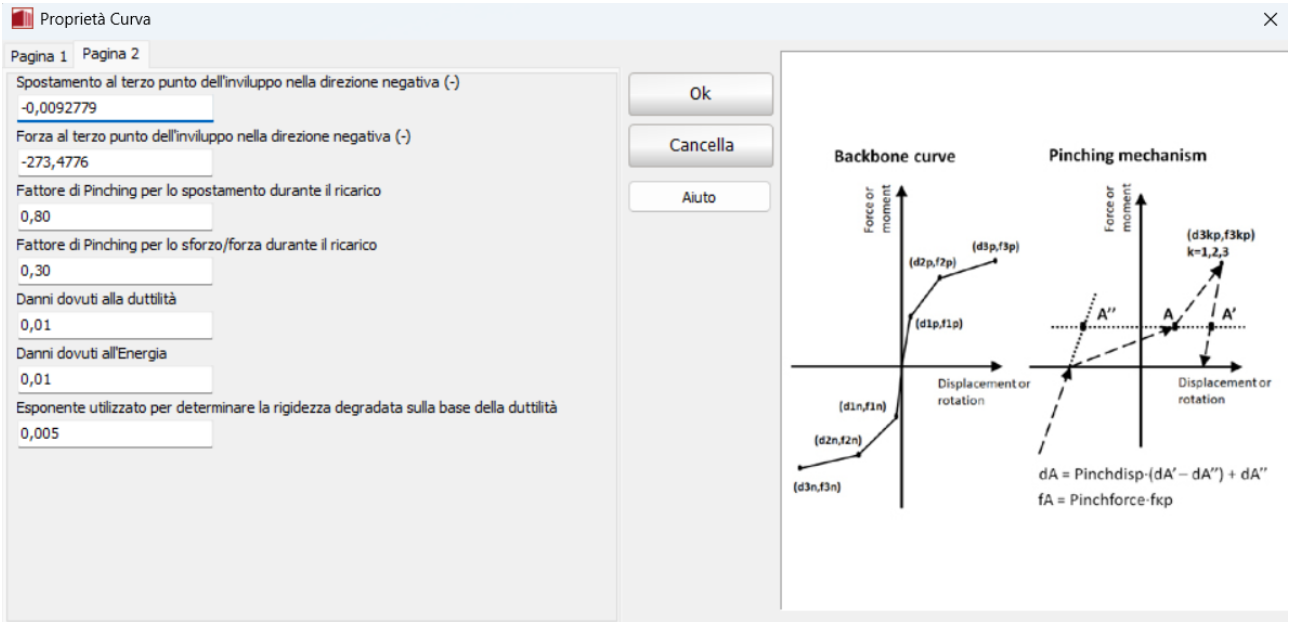


Figura 56 – Parametri molle non lineari TH (pagina 2) in SeismoStruct

Una volta definiti i parametri delle molle, le opzioni di calcolo nel pre - processore in SeismoStruct sono state modificate attraverso i seguenti passaggi:

- Rimozione del carico incrementale: essendoci direttamente la storia temporale di carico, il precedente carico incrementale è stato rimosso.
- Inserimento della storia di carico: nel modulo “Curve – time history” è stata caricata in formato .txt la sequenza di carico composta da 16 cicli. La curva definisce nel range dello pseudo - tempo i punti di spostamento. In particolare, la curva inserita all’interno del programma è così composta:

N°cicli	spostamento [mm]
0	0
0,25	5
0,5	0
0,75	-5
1	0
1,25	5
1,5	0
1,75	-5
2	0
2,25	5
2,5	0
2,75	-5
3	0
3,25	10
3,5	0
3,75	-10
4	0
4,25	10
4,5	0
4,75	-10
5	0
5,25	10
5,5	0
5,75	-10
6	0
6,25	25
6,5	0
6,75	-25
7	0
7,25	25
7,5	0
7,75	-25
8	0
8,25	25
8,5	0
8,75	-25
9	0
9,25	40
9,5	0
9,75	-40
10	0
10,25	40
10,5	0
10,75	-40
11	0
11,25	40
11,5	0
11,75	-40
12	0
12,25	55
12,5	0
12,75	-55
13	0
13,25	55
13,5	0
13,75	-55
14	0
14,25	55
14,5	0
14,75	-55
15	0
16	65

Figura 57 – Valori numerici storia di carico

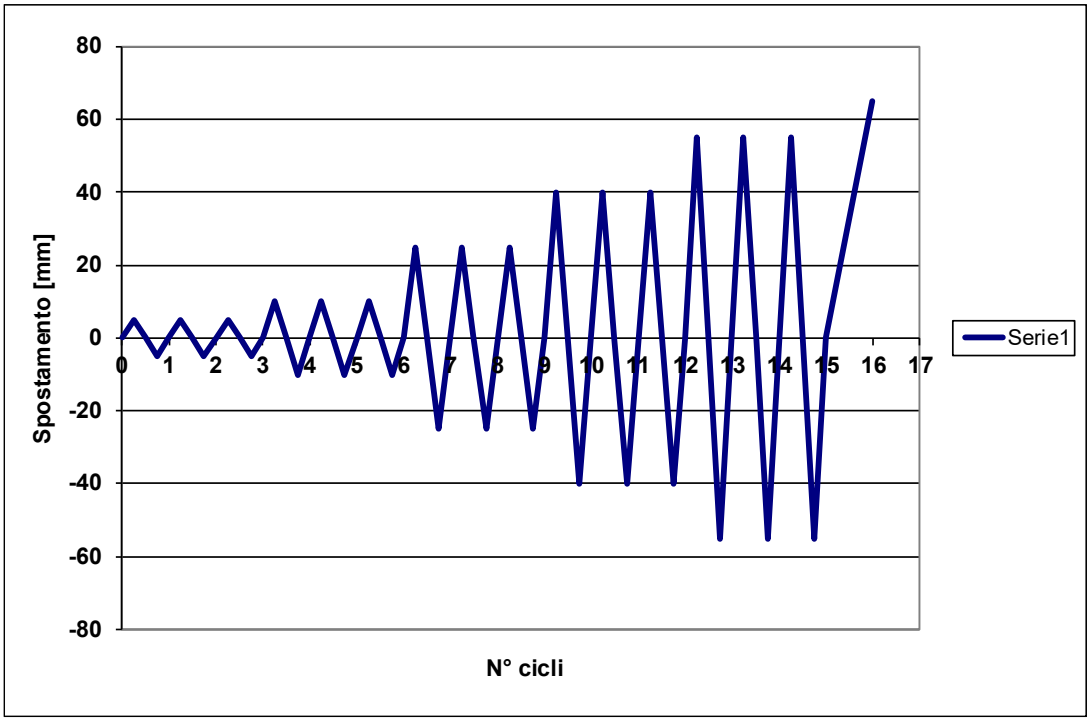


Figura 58 – Storia di carico

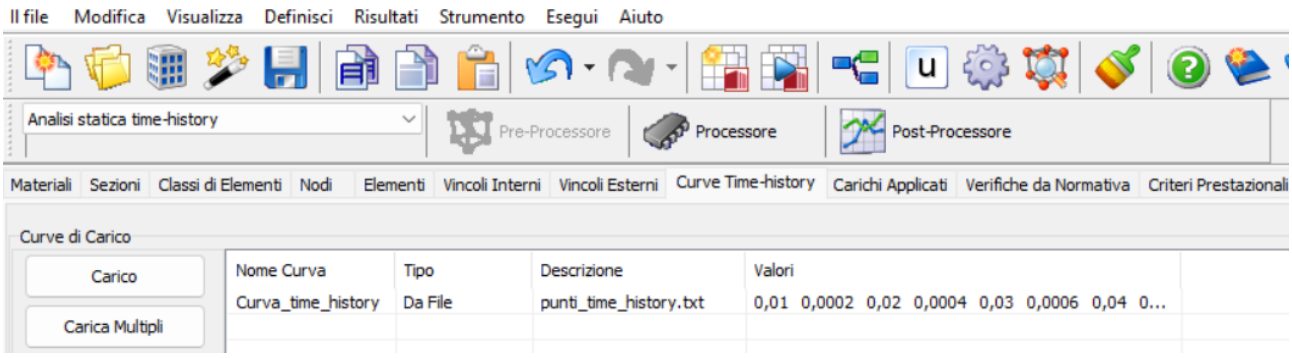


Figura 59 – Curve Time History in SeismoStruct

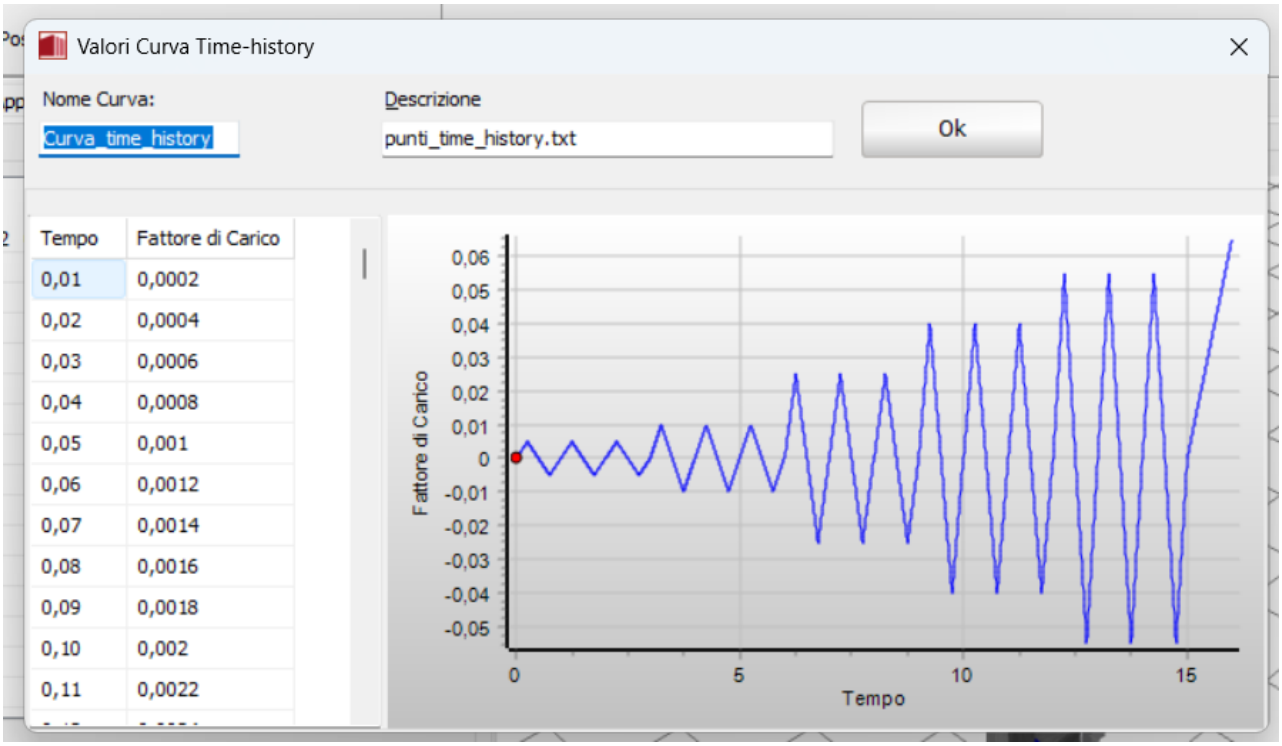


Figura 60 – Storia di carico in SeismoStruct

- Definizione delle fasi e passi di calcolo: il numero di passi pari a 3200 è stato ottenuto dal rapporto tra la durata totale dello pseudo – tempo (16 secondi) e un passo di 0,005.

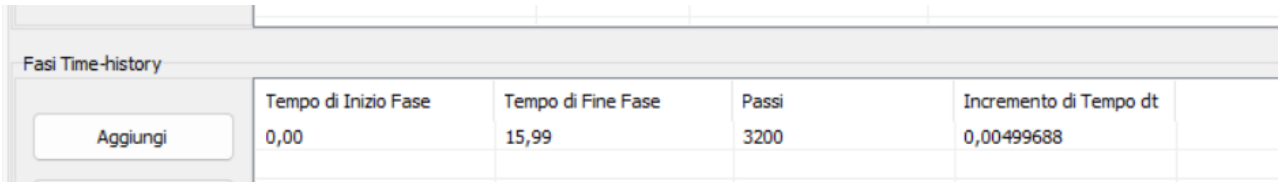


Figura 61 – Fasi Time - History in SeismoStruct

- Applicazione sul nodo: la storia di carico è stata applicata al nodo 9_attuatore tramite un carico statico Time – History in termini di spostamento controllato, agente in direzione Y globale.

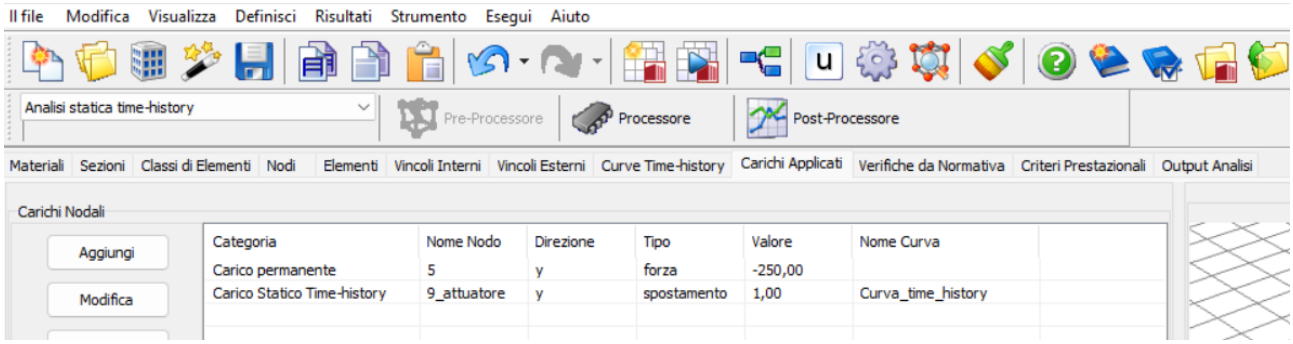


Figura 62 – Carichi applicati nella Time - History in Seismostruct

I risultati dell'analisi statica time – history vengono presentati nel capitolo successivo dove vengono confrontati con i dati sperimentali in termini di:

- Cicli isteretici globali ($F - d$)
- Energia dissipata (E_D)
- Cumulata dell'Energia dissipata

6 RISULTATI

In questo capitolo vengono in seguito presentati i risultati ottenuti dalla modellazione numerica del nodo dissipativo trave - pilastro. L'obiettivo primario è stato validare il modello attraverso un confronto diretto con i risultati dei dati sperimentali (pushover), e successivamente estrarre l'energia dissipata dai cicli isteretici tramite l'analisi ciclica Time - History. I risultati vengono distinti a seconda del tipo di analisi effettuata.

6.1 Risultati dell'analisi statica non lineare (Pushover)

La prima fase di validazione del modello riguarda l'analisi della curva di capacità globale della struttura Forza - Spostamento (F - d) fornita dai dati sperimentali:

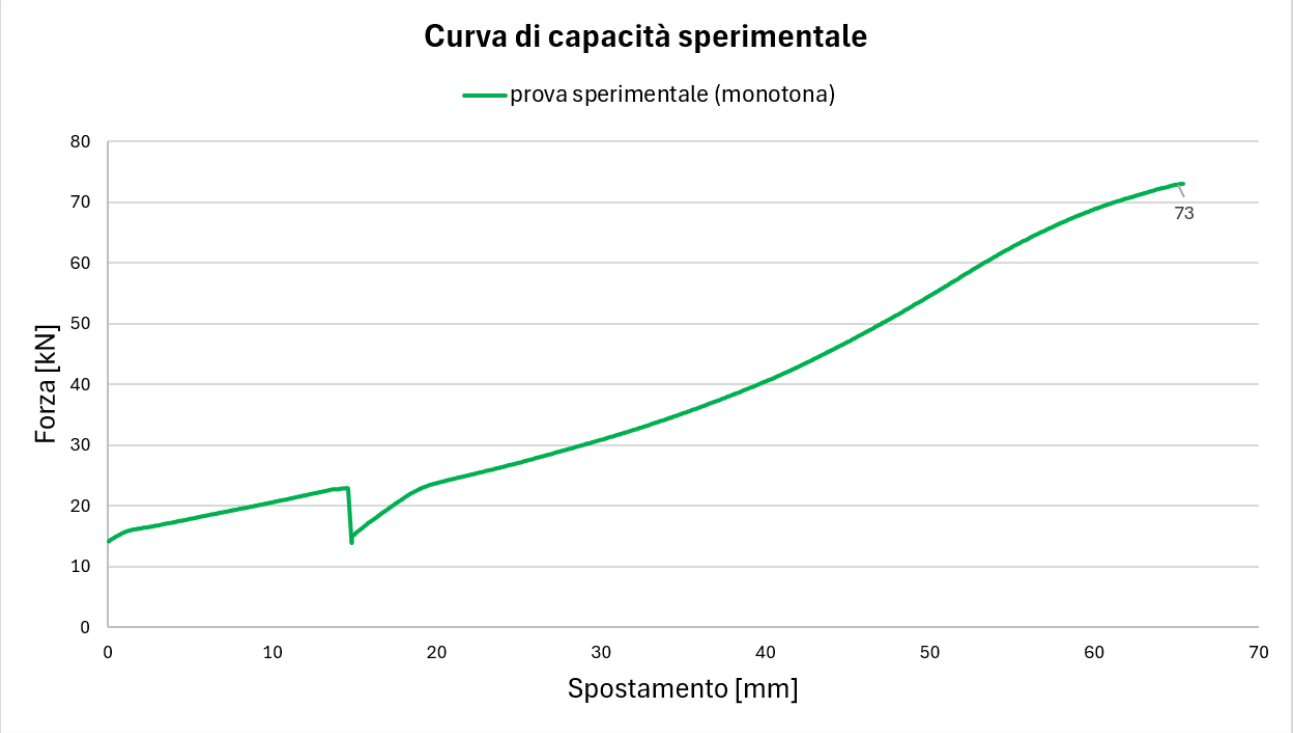


Figura 63 – Curva di capacità sperimentale (Fonte: su gentile concessione del relatore e dei correlatori)

La curva di capacità rappresentata in verde è stata ottenuta incrociando i dati di carico dell'attuatore (forza F) con la lettura del potenziometro 9 (Spostamento d). La curva può essere idealmente suddivisa in tre tratti distinti:

1. Fase elastica iniziale: il primo tratto identifica la rigidezza iniziale del sistema
2. Snervamento: superati 15 - 20 mm di spostamento, si osserva un progressivo degrado di rigidezza.

3. Incrudimento e resistenza finale: dopo circa 20 mm di spostamento il sistema riprende a caricarsi con un ramo ascendente fino a raggiungere circa 73 kN in corrispondenza della fine della prova (circa 65 mm di spostamento). Le flange offrono una resistenza plastica in modo da evitare il danneggiamento degli elementi in calcestruzzo.

Tale curva ha rappresentato il punto di partenza per poter riprodurre un comportamento simile del nodo nel modello numerico in SeismoStruct [1].

Per garantire coerenza con gli strumenti di laboratorio, i risultati ottenuti in fase di post - processore sono stati rielaborati in modo da isolare la risposta strutturale legata alla sola forza esercitata dall'attuatore.

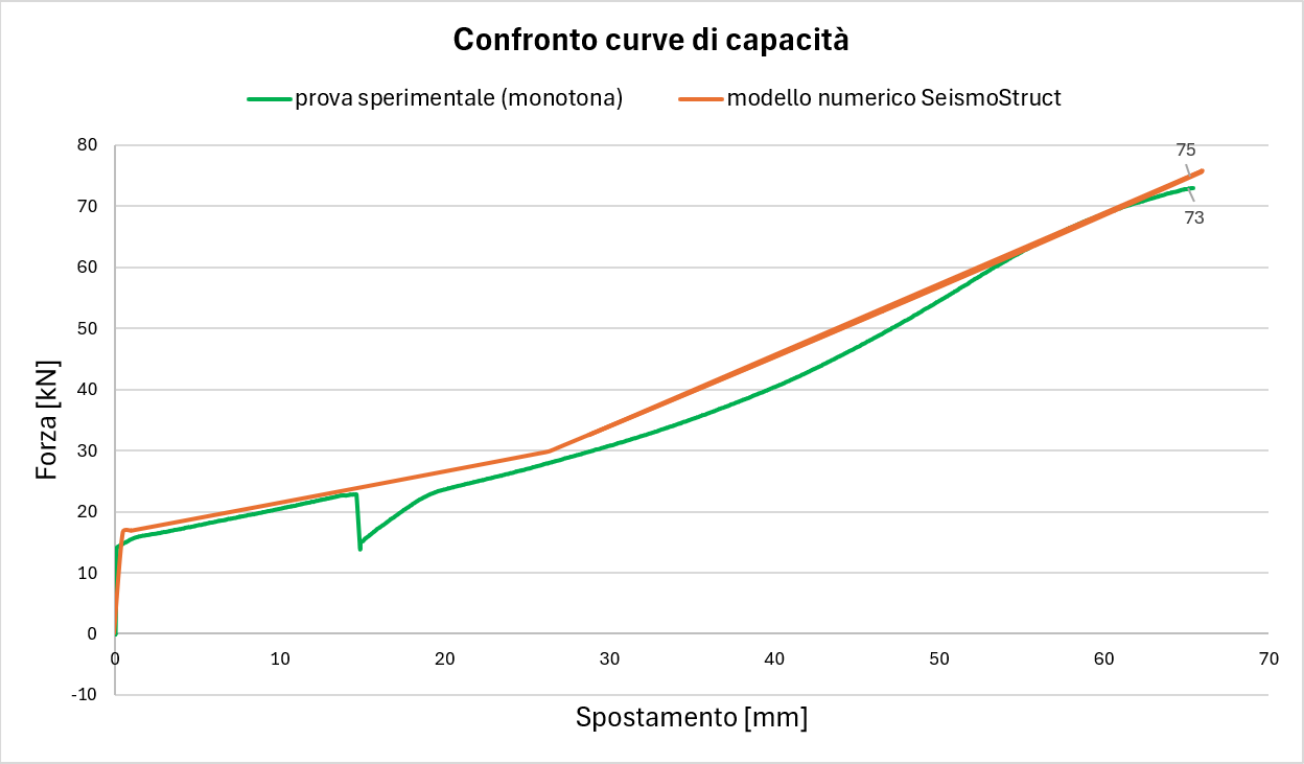


Figura 64 – Match curve di capacità

Come si può notare nella figura soprastante vi è un buon accordo tra il modello numerico e la risposta sperimentale. Il modello riproduce la rigidezza elastica iniziale, poi un primo snervamento e poi una risalita di capacità fino al raggiungimento della forza di circa 75 kN e uno spostamento di circa 65 mm.

L'andamento qualitativo della curva indica che il modello, attraverso la calibrazione degli elementi non lineari, raggiunge descrive con buona approssimazione la meccanica del nodo.

Dai risultati del post processore del programma è possibile visualizzare il modello anche in termini di deformata la quale riproduce qualitativamente la cinematica reale del provino. Si nota come lo spigolo inferiore della trave si comprime, mentre l'altra estremità si solleva, consentendo il cinematismo. Si riporta in seguito sia una fotografia gentilmente messa a disposizione dal relatore e correlatori che mostra il fenomeno appena descritto, che la deformata estratta dal programma:



Figura 65 – Cinematismo trave in laboratorio (Fonte: su gentile concessione del relatore e dei correlatori)

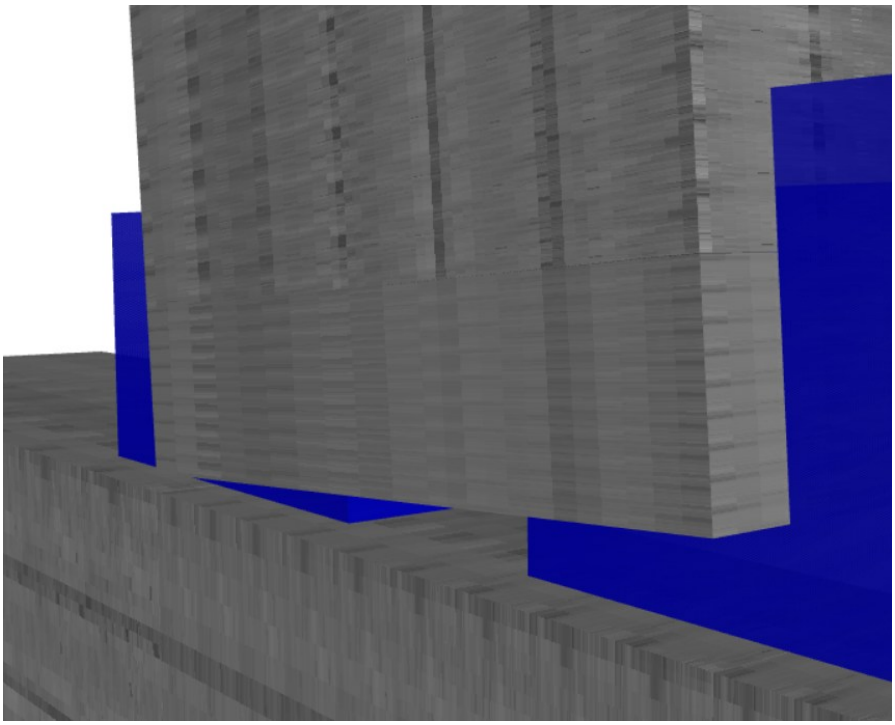


Figura 66 – Deformata trave in SeismoStruct

6.2 Risultati dell'analisi statica ciclica (Time - History)

Una volta verificata la bontà del modello si è passati all'analisi statica ciclica con l'obiettivo di quantificare la dissipazione energetica e confrontarla con quella della prova sperimentale.

Si è partiti dalla risposta reale ottenuta in laboratorio in cui è stato applicato uno spostamento controllato composto da 5 livelli di drift (ciascuno con 3 cicli) e l'ultimo gradino di carico:

- 5 mm
- 10 mm
- 25 mm
- 40 mm
- 55 mm
- Monotono (65 mm)

I cicli di isteresi ottenuti dalla prova sperimentale risultano i seguenti:

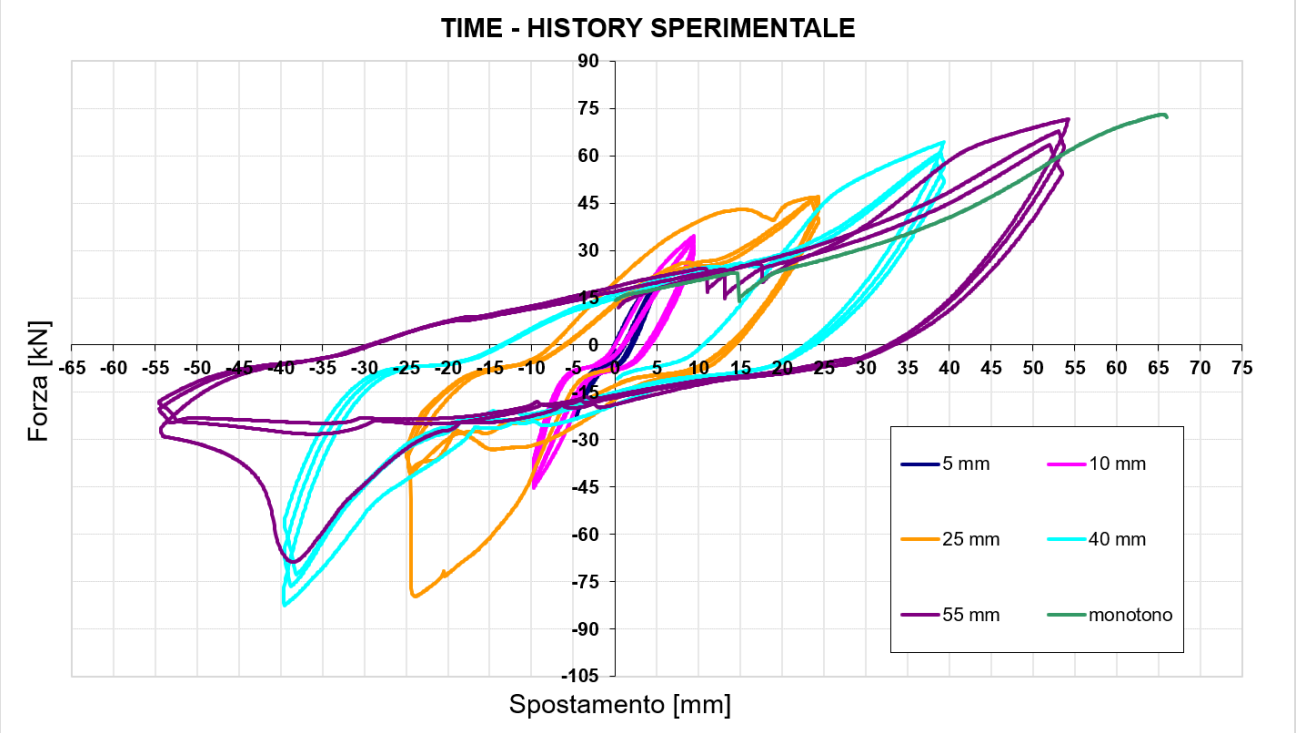


Figura 67 – Cicli isteretici sperimentali (Fonte: su gentile concessione del relatore e dei correlatori)

Successivamente si è passati all'esecuzione dell'analisi Time - History su SeismoStruct in cui è stato possibile estrarre la risposta numerica del modello per confrontarla con i dati sperimentali.

Andando a scorporare i singoli cicli di spostamento, si nota un andamento più realistico e coerente con la prova sperimentale di laboratorio a partire dal livello di drift pari a 25 mm. Al contrario, per i drift di 5 mm e 10 mm il programma restituisce un andamento lineare privo di isteresti; questa semplificazione del modello trova un riscontro coerente con la realtà fisica del laboratorio in quanto durante la prova non si osservano particolari danneggiamenti fino a 10 mm.

Il confronto viene quindi mostrato a partire da 25 mm in cui si attivano i primi meccanismi di non linearità:

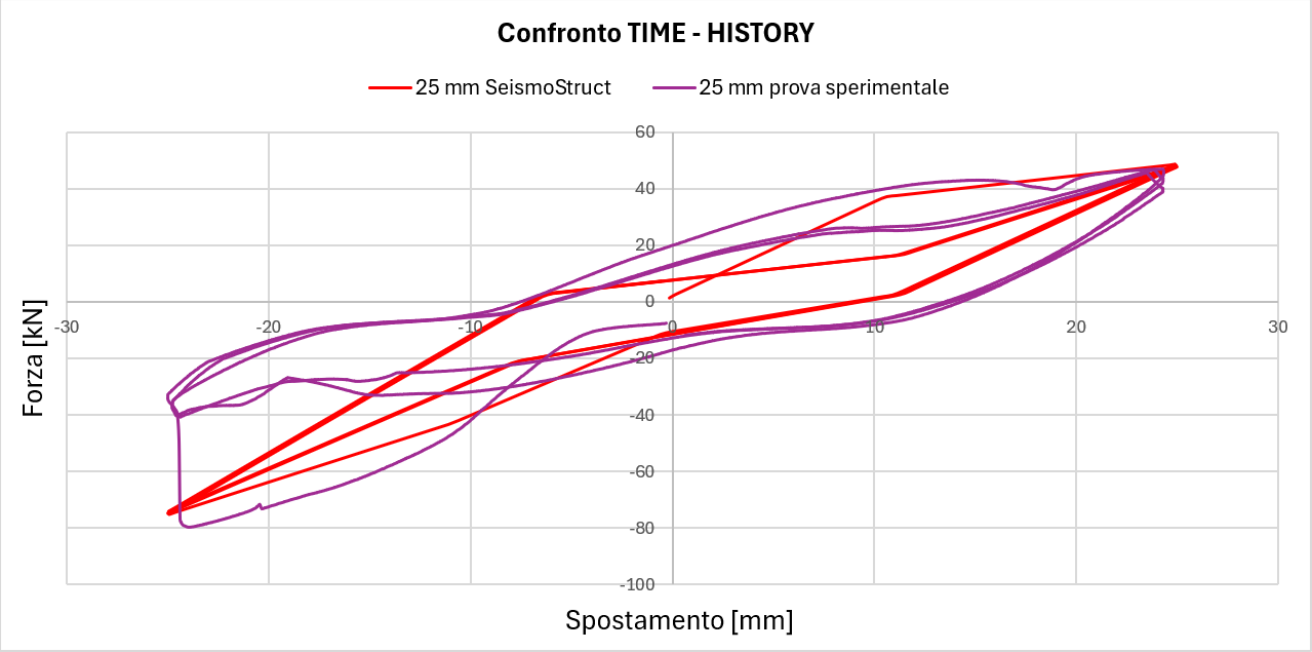


Figura 68 – Confronto Time-History a 25 mm

Nel seguito si mostrano anche i grafici di confronto relativi ai restanti cicli di spostamento:

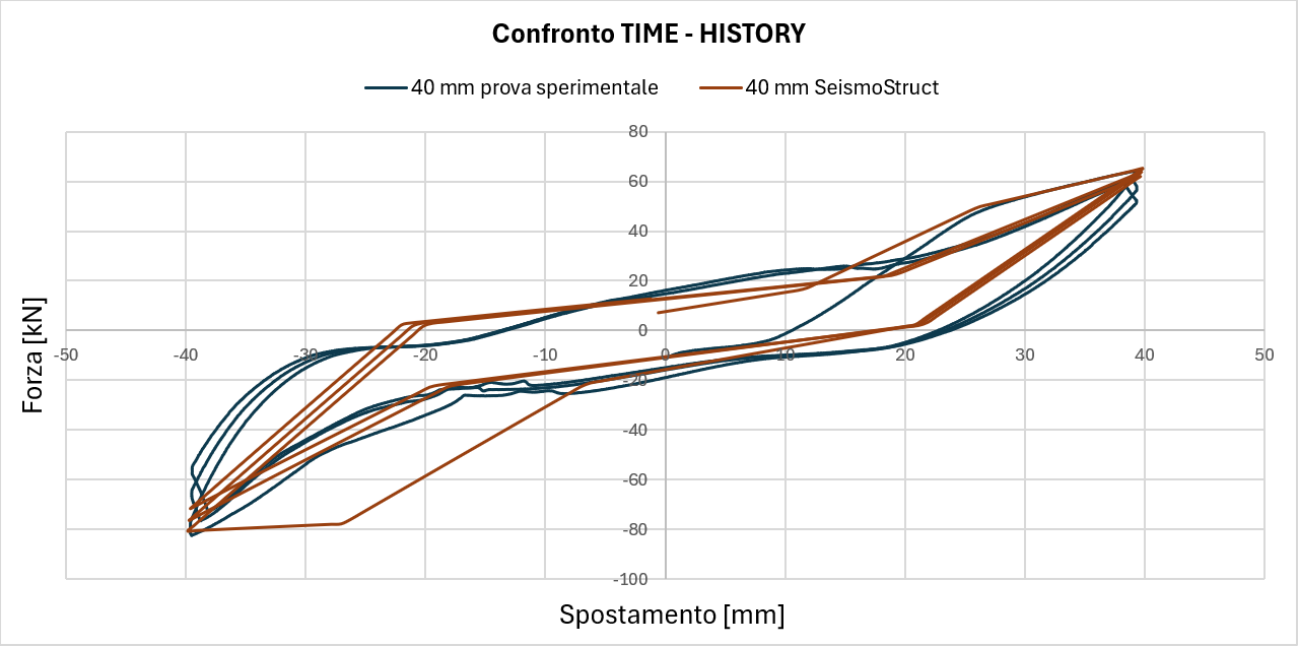


Figura 69 – Confronto Time - History a 40 mm

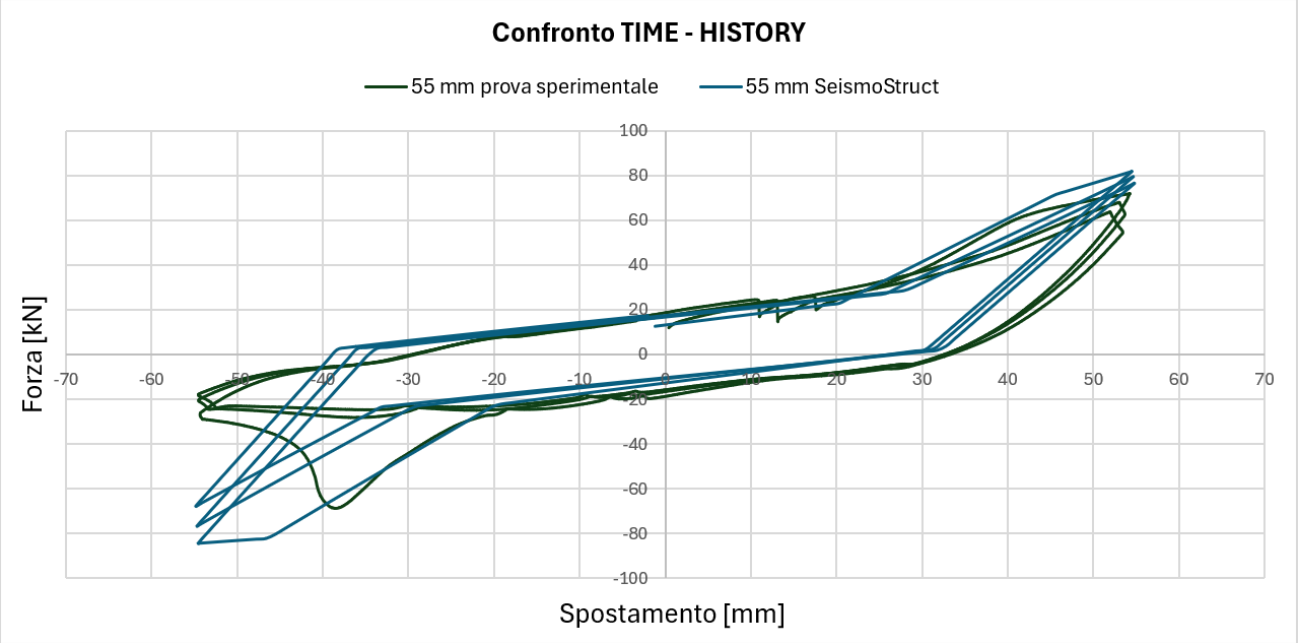


Figura 70 – Confronto Time - History a 55 mm

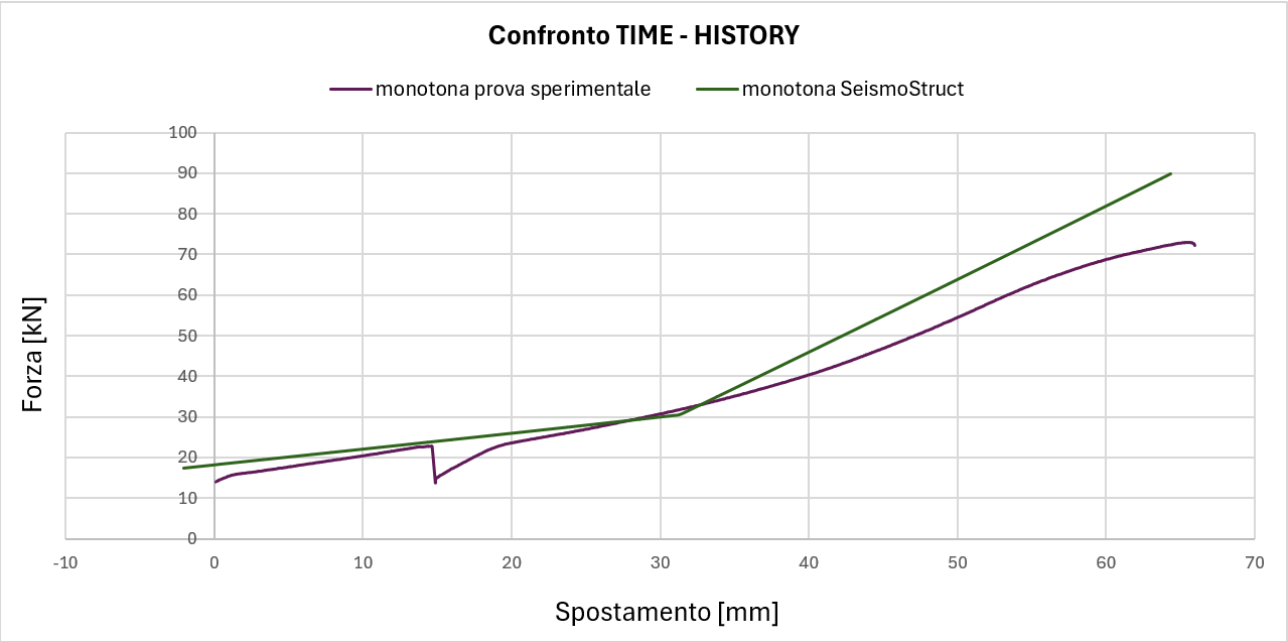


Figura 71 – Confronto Time - History ultimo gradino di carico (65 mm)

Infine, si riporta il grafico che racchiude la sovrapposizione tra i cicli della prova sperimentale e il ciclo numerico costituito da tutti i drift (in grigio):

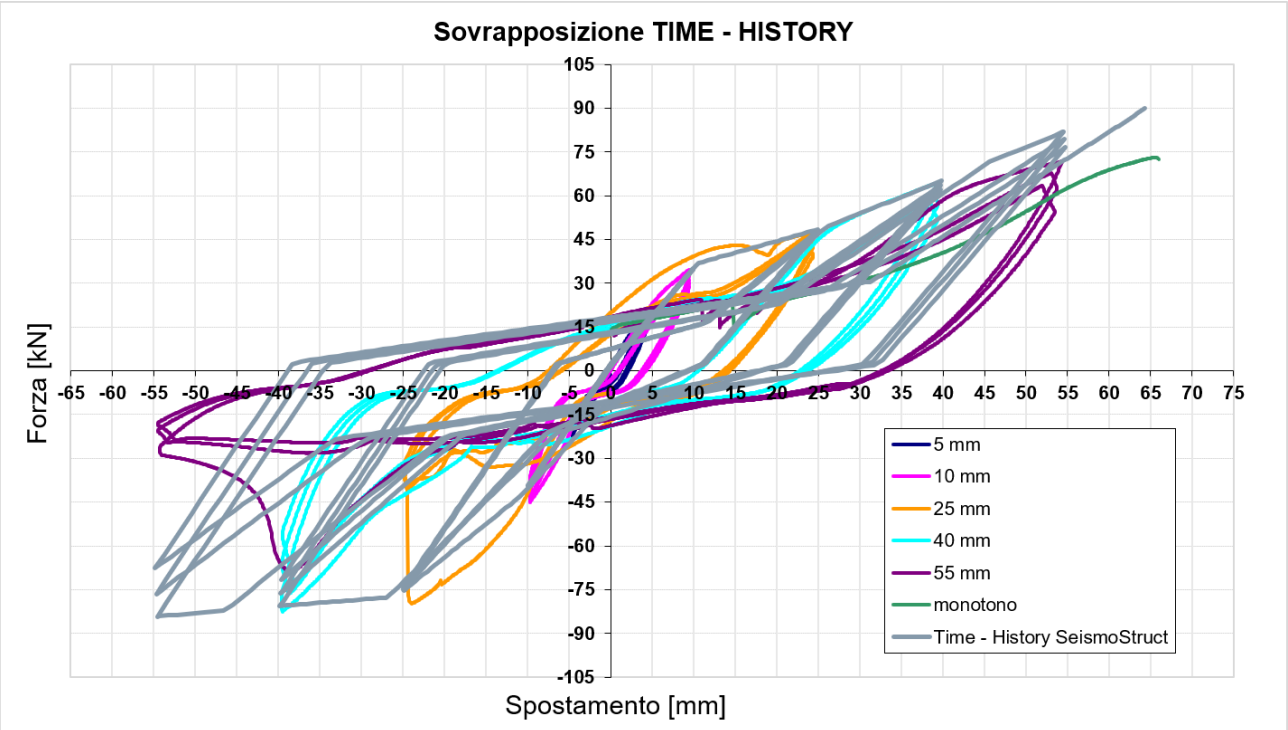


Figura 72 – Time History sperimentale vs numerica

Dopo aver trovato la risposta della struttura attraverso i cicli isteretici, è stata calcolata l'energia dissipata attraverso la seguente formula:

$$\Delta_{ED} = \frac{F_1 + F_0}{2} \cdot (d_1 - d_0)$$

Sommando poi i contributi di tutte le righe di ciascun ciclo in funzione del numero di passi inserito (3200) è stata ricavata l'energia totale dissipata:

$$E_D = \Sigma \Delta E_D$$

Si riportano in seguito i risultati ottenuti dal modello numerico che sono stati confrontati con quelli della prova sperimentale:

Tabella 6 - Risultati Energia dissipata modello numerico

$E_{D\ SEISMO}$						
	5mm	10mm	25mm	40mm	55mm	mono
1°ciclo	0,90	3,72	982,90	2442,56	3308,44	
2°ciclo	0,90	4,38	602,47	1557,44	2736,72	
3°ciclo	1,02	4,91	607,34	1549,99	2720,32	

Tabella 7 - Risultati Energia dissipata modello sperimentale

E_D prova sperimentale						
	5mm	10mm	25mm	40mm	55mm	mono
1°ciclo	47,07089	221,1977	1854,542	2094,682	3823,358	
2°ciclo	29,24233	165,1139	1203,968	2207,082	3168,471	
3°ciclo	27,54115	171,9635	1068,904	2155,138	2939,72	

Come mostra la tabella nei primi cicli a 5 mm e 10 mm l'energia dissipata è molto bassa a causa del comportamento lineare visto in precedenza, al contrario dei cicli successivi che invece riescono ad approssimare l'andamento sperimentale. Si specifica che nella tabella viene escluso il tratto finale monotono trattandosi di una rampa di carico aperta.

Infine, si mostra il grafico dell'energia cumulata ottenuta sommando in maniera progressiva l'energia dissipata ciclo dopo ciclo fino a 55 mm di drift.

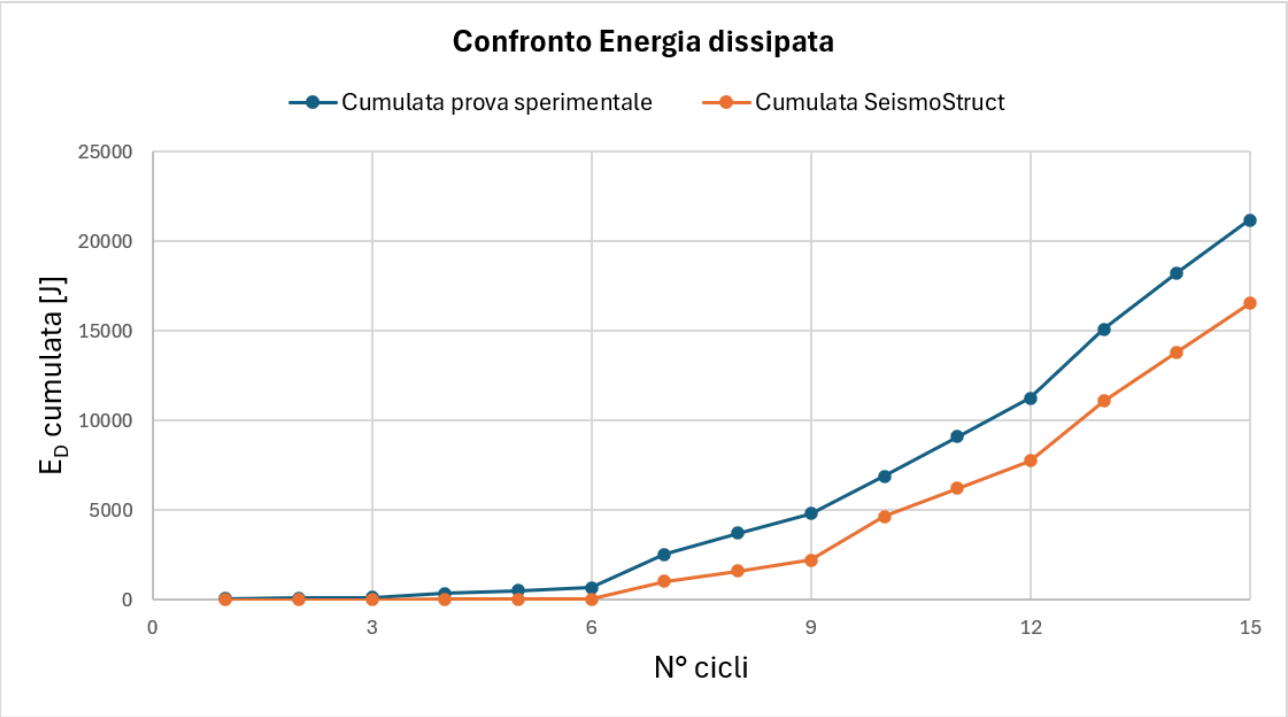


Figura 73 – Confronto energia dissipata modello sperimentale vs numerico

Il grafico mostra che la curva arancione del programma cresce con una pendenza simile a quella della prova sperimentale seppur mantenendo un certo grado di approssimazione.

7 CONCLUSIONI

Questo lavoro di tesi si è focalizzato sullo studio della vulnerabilità sismica degli edifici prefabbricati in cemento armato e sul comportamento meccanico dei collegamenti trave - pilastro. A partire dai limiti delle connessioni tradizionali che sono emersi dai recenti eventi sismici in Italia e all'estero, si è analizzata la risposta non lineare di una soluzione innovativa costituita da un sistema dissipativo di flange in acciaio.

Il lavoro ha permesso di passare dai dati acquisiti durante la prova sperimentale del 2008 presso il laboratorio EUCENTRE di Pavia a un modello numerico in SeismoStruct capace di simulare con buona approssimazione il comportamento non lineare del giunto.

Per raggiungere questo obiettivo lo studio si è suddiviso in due fasi principali: con l'analisi statica non lineare (Pushover) ci si è concentrati sulla rampa di carico finale per calibrare e validare la struttura, mentre successivamente con l'analisi statica time - history si è cercato di studiare il comportamento non lineare del nodo attraverso l'imposizione dell'intero protocollo a 16 cicli eseguiti in laboratorio. Quest'ultima analisi ha permesso di cogliere la dissipazione di energia, l'effetto pinching e il degrado della struttura e i risultati hanno confermato una buona corrispondenza tra il modello numerico e la realtà fisica nella maggior parte dei livelli di spostamento, sia per la forma dei cicli che per l'energia totale accumulata. Anche l'andamento lineare riscontrato nei drift a 5 e 10 mm trova una giustificazione in quanto il provino reale era ancora integro in quella fase.

Questa modellazione si è mostrata affidabile grazie alla scelta di concentrare tutte le non – linearità all'interno delle molle (NLlink). Tuttavia, per estendere questo approccio a intere strutture prefabbricate o a sistemi iperstatici più complessi, è necessario che il modello venga opportunamente riadattato.

In conclusione, il modello numerico si ricollega con gli obiettivi alla base di questa soluzione innovativa: la sostituibilità del sistema dissipativo. Le flange danneggiate possono essere rimosse e sostituite dopo l'evento sismico permettendo di ripristinare l'operatività del giunto e controllare i danni a salvaguardia delle vite umane.

8 INDICE FIGURE

Figura 1 – Trave prefabbricata a doppia pendenza (Fonte:[10]) 14
Figura 2 – Trave prefabbricata a I o doppio T di bordo (Fonte: [10]) 14
Figura 3 – Trave prefabbricata ad H (Fonte: [10]) 15
Figura 4 – Trave prefabbricata a Y (Fonte:[10]) 15
Figura 5 – Trave prefabbricata boomerang (Fonte: [10]) 16
Figura 6 – Trave prefabbricata reticolata (Fonte: [10]) 16
Figura 7 – Trave a L e a T rovescia o trapezia (Fonte: [10]) 17
Figura 8 – a. Plinto prefabbricato; b. Bicchiere prefabbricato con suola gettata in opera (Fonte: [10]) 18
Figura 9 – Orientamento pannelli (Fonte: [10]) 20
Figura 10 – a. A testa piatta b. e c. A forcella d. A tenone (Fonte:[10]) 21
Figura 11 – a. Collegamento tegolo - trave (Fonte:[10]) 21
Figura 12 – b. Collegamento trave - pannello verticale (Fonte:[10]) 21
Figura 13 – (a),(b),(c): Cedimento globale dei collegamenti tra trave e pilastro (Fonte: [18]) 33
Figura 14 – Formazione della cerniera plastica alla base del pilastro (Fonte:[2]) 34
Figura 15 – Perdita di appoggio e collasso della trave (Fonte: [2]) 34
Figura 16 – Modello reale della struttura prefabbricata (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 35
Figura 17 – Setup di prova in laboratorio (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 36
Figura 18 – Flange in acciaio (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 37
Figura 19 – Profilo flange in acciaio (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 37
Figura 20 – Sezione pilastro (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 38
Figura 21 – Sezione trave (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 39
Figura 22 – Profilo mensola tozza in c.a. (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 40
Figura 23 – Attacco pilastro (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 40
Figura 24 – Cuscinetto in neoprene (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 41
Figura 25 – Contatto mensola - neoprene - trave (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 41
Figura 26 – Spinotti (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 42
Figura 27 – Geometria flangia 44
Figura 28 – A sinistra piastra di ancoraggio, a destra piastra di riscontro (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 44

Figura 29 – Potenziometri e strain gauges (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 45
Figura 30 – Potenziometri (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 45
Figura 31 – Strain gauges (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 45
Figura 32 – Analisi Time - History (Fonte: su gentile concessione del relatore e correlatori) 46
Figura 33 – Sistema di riferimento globale in SeismoStruct 49
Figura 34 – Modello geometrico (Rielaborazione su gentile concessione del relatore e correlatori) 50
Figura 35 – Modello geometrico in SeismoStruct 50
Figura 36 – Definizione del materiale calcestruzzo in SeismoStruct 51
Figura 37 – Definizione del materiale acciaio in SeismoStruct 52
Figura 38 – Sezione trave in SeismoStruct 53
Figura 39 – Sezione pilastro in SeismoStruct 54
Figura 40 – Elemento elastico lineare trave in SeismoStruct 55
Figura 41 – Elemento elastico lineare pilastro in SeismoStruct 55
Figura 42 – Tipologie curve in SeismoStruct 56
Figura 43 – Dettaglio nodi in AutoCAD (Rielaborazione su gentile concessione del relatore e correlatori) 58
Figura 44 – Discretizzazione elementi in SeismoStruct 59
Figura 45 – Collegamenti rigidi in SeismoStruct 60
Figura 46 – Vincoli esterni in SeismoStruct 61
Figura 47 – Ultimo gradino di carico monotono (Rielaborazione su gentile concessione del relatore e correlatori) 62
Figura 48 – Braccio delle flange 64
Figura 49 – Curva "pinched_asm" per molle non lineari in SeismoStruct 69
Figura 50 – Parametri per la definizione delle molle non lineari in SeismoStruct 69
Figura 51 – Parametri per la definizione delle molle non lineari in SeismoStruct 70
Figura 52 – Carichi applicati nell'analisi pushover 71
Figura 53 – Controllo della risposta in SeismoStruct 71
Figura 54 – Conversione punti per l'analisi Time - History 73
Figura 55 – Parametri molle non lineari TH (pagina 1) in SeismoStruct 73
Figura 56 – Parametri molle non lineari TH (pagina 2) in SeismoStruct 74
Figura 57 – Valori numerici storia di carico 75
Figura 58 – Storia di carico 75
Figura 59 – Curve Time History in SeismoStruct 76

Figura 60 – Storia di carico in SeismoStruct 76
Figura 61 – Fasi Time - History in SeismoStruct 76
Figura 62 – Carichi applicati nella Time - History in Seismostruct 77
Figura 63 – Curva di capacità sperimentale (Fonte: su gentile concessione del relatore e dei correlatori) 78
Figura 64 – Match curve di capacità 79
Figura 65 – Cinematismo trave in laboratorio (Fonte: su gentile concessione del relatore e dei correlatori) 80
Figura 66 – Deformata trave in SeismoStruct 80
Figura 67 – Cicli isteretici sperimentali (Fonte: su gentile concessione del relatore e dei correlatori) 81
Figura 68 – Confronto Time-History a 25 mm 82
Figura 69 – Confronto Time - History a 40 mm 83
Figura 70 – Confronto Time - History a 55 mm 83
Figura 71 – Confronto Time - History ultimo gradino di carico (65 mm) 84
Figura 72 – Time History sperimentale vs numerica 84
Figura 73 – Confronto energia dissipata modello sperimentale vs numerico 86

9 BIBLIOGRAFIA

[1] *Seismosoft [2026], "SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", available from: https://seismosoft.com/.*

[2] S. Öztürk, E. Altunsu, O. Güneş, and A. Sarı, 'Investigation of industrial structure performances in the Hatay and Gaziantep provinces during the Türkiye earthquakes on February 6, 2023', *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 179, p. 108569, Apr. 2024, doi: 10.1016/j.soildyn.2024.108569.

[3] *Regio decreto-legge 13 marzo 1927, n. 431*. 1927. Available: https://www.normattiva.it/esporta/attoCompleto?atto.dataPubblicazioneGazzetta=1927-04-08&atto.codiceRedazionale=027U0431

[4] *Regio Decreto - Legge 16 novembre 1939, n.2229*. 1939.

[5] *Circolare del Ministero dei Lavori pubblici n. 1472 del 1957*. 1957.

[6] *Legge n.64 del 1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*. 1974.

[7] *Decreto Ministeriale 30 maggio 1974*.

[8] *Decreto Ministeriale 3 marzo 1975*.

[9] *CNR 10025:1984*.

[10] D. Bellotti *et al.*, 'Capannoni monopiano prefabbricati: distribuzione probabilistica dei sistemi e sottosistemi strutturali dagli anni sessanta ad oggi', *Progett. Sismica*, no. 3, pp. 41–70, 2014, doi: 10.7414/PS.5.3.41-70.

[11] *Decreto Ministeriale 24 gennaio 1986*.

[12] *Decreto Ministeriale 3 dicembre 1987*.

[13] *Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996*.

[14] *Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996*.

[15] *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 20 marzo 2003*. 2003. Available: https://www.protezionecivile.gov.it/it/normativa/opcm-n-3274-del-20-marzo-2003/

[16] *Decreto Ministeriale 14 settembre 2005*.

[17] Ministero delle Infrastrutture, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, Decreto Ministeriale D.M. 14 gennaio 2008, Available: https://www.gazzettaufficiale.it/

[18] D. Bellotti, F. Cavalieri, and R. Nascimbene, 'Classification of Italian precast concrete structures', *J. Build. Eng.*, vol. 108, p. 112787, Aug. 2025, doi: 10.1016/j.jobe.2025.112787.