

ESEMPIO PRATICO
**COME PROGETTARE UN INTERVENTO DI
MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO ESISTENTE
CON IL SISTEMA I-PRO 1?**

Ing. F. Menardo, Responsabile Dip. Strutture di ISAAC.

INDICE.

1. ESEMPIO PRATICO COME PROGETTARE UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO ESISTENTE CON IL SISTEMA I-PRO 1?	3
1.1 Fase 1 – Modello FEM preliminare.....	4
1.2 Fase 2 – Predimensionamento del sistema I-PRO 1.....	5
1.3 Fase 3 – Prove in situ e prove di laboratorio.....	6
1.4 Fase 4 – Identificazione dinamica in situ.....	7
1.5 Fase 5 – Calibrazione del modello FEM.....	8
1.6 Fase 6 – Analisi della struttura non controllata.	12
1.7 Fase 7 – Progettazione del sistema I-PRO 1.	16
1.8 Fase 8 - Analisi della struttura con I-PRO 1.	18
2. CONCLUSIONI.	20

1. ESEMPIO PRATICO COME PROGETTARE UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO ESISTENTE CON IL SISTEMA I-PRO 1?

Per progettare un intervento di miglioramento sismico di un edificio esistente utilizzando il sistema di controllo della risposta sismica I-Pro 1 è necessario applicare la procedura riportata nel documento “Linee guida alla progettazione con sistema I-Pro 1”, per la cui validazione riportiamo un esempio applicativo, dimostrando attraverso un confronto numerico-sperimentale, l'affidabilità della modellazione numerica adottata.

L'edificio di riferimento scelto è quello utilizzato per i test effettuati presso il laboratorio Eucentre di Pavia durante la campagna sperimentale #terremotoISAAC così da un confronto numerico-sperimentale sia per la struttura non controllata che per quella equipaggiata del sistema di protezione sismica I-Pro 1.



Figura 1-Edificio di riferimento.

L'edificio presenta le seguenti caratteristiche:

- è costituito da 3 piani in calcestruzzo armato per un'altezza totale pari a 8,70 m;
- ha una dimensione in pianta di 5,00 m x 2,10 m ed un'altezza d'interpiano pari a 2,50 m;
- i quattro pilastri d'estremità sono quadrati con dimensione pari a 20 cm con 4 ϕ 16 di armatura longitudinale e staffe ϕ 8 con passo variabile (10 cm lungo l'elemento e 5 cm nelle zone critiche);
- gli orizzontamenti sono costituiti da solai pieni in calcestruzzo armato: il primo e il secondo piano presentano un solaio di spessore pari a 40 cm, mentre l'ultima soletta ha uno spessore di 54 cm;
- presenta elementi forati di tamponamento, di spessore pari a 8 cm, in direzione longitudinale.

I materiali sono: acciaio B450C e calcestruzzo C30/37.

1.1 FASE 1 – MODELLO FEM PRELIMINARE.

Il primo passo prevede la creazione di un modello ad elementi finiti dell'edificio. Si esegue una modellazione semplificata che interessi i soli elementi principali quali pilastri e solai pieni in calcestruzzo armato, come mostrato in Figura 2. Per quanto riguarda gli elementi verticali si è utilizzata una modellazione con elementi *beam* mentre gli orizzontamenti sono stati implementati tramite elementi *shell-thick* con formulazione alla Mindlin.

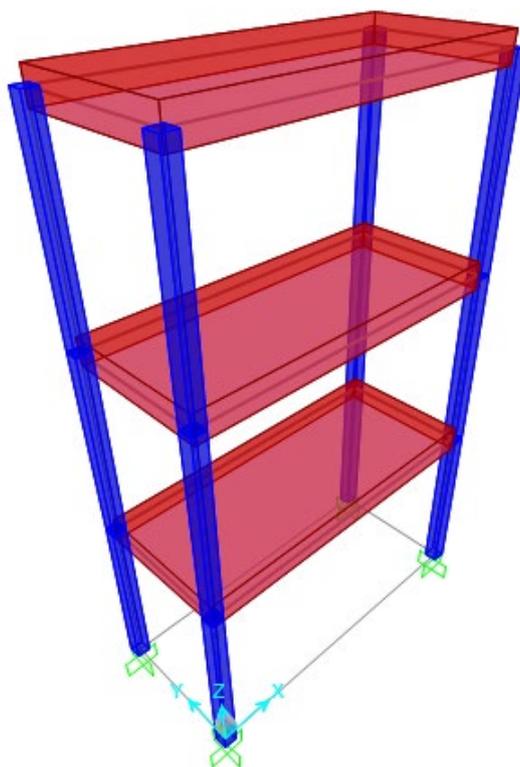


Figura 2-Modello FEM preliminare.

L'analisi modale della struttura fornisce le grandezze riportate in Tabella 1:

N° MODO	PERIODO [s]	FREQUENZA [Hz]	MASSE PARTECIPANTI [%]					
			UX	UY	TORSIONALE	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,54	1,86	0,00%	87,95%	0,00%	0,00%	87,95%	0,00%
2	0,51	1,96	88,49%	0,00%	0,00%	88,49%	87,95%	0,00%
3	0,30	3,29	0,00%	0,00%	90,09%	88,49%	87,95%	90,09%
4	0,19	5,18	0,00%	10,09%	0,00%	88,49%	98,05%	90,09%
5	0,18	5,47	9,48%	0,00%	0,00%	97,98%	98,05%	90,09%
6	0,14	7,40	0,00%	1,95%	0,00%	97,98%	100,00%	90,09%
7	0,13	7,78	2,02%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	90,09%
8	0,11	9,07	0,00%	0,00%	8,43%	100,00%	100,00%	98,51%
9	0,08	12,81	0,00%	0,00%	1,49%	100,00%	100,00%	100,00%
10	0,03	28,65	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	100,00%
11	0,03	28,94	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	100,00%
12	0,03	30,18	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%	100,00%

Tabella 1 – Risultati dell'analisi modale.

1.2 FASE 2 – PREDIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA I-PRO 1

Per la struttura in esame la fase di **predimensionamento** è dettata dalle dimensioni in pianta del piano di copertura che ha la possibilità di ospitare una sola macchina. Inoltre, durante le prove di laboratorio è stata generata un'azione sismica in un'unica direzione dettata dal moto unidirezionale della tavola vibrante. Per questi motivi non si effettua un vero e proprio predimensionamento del sistema in quanto esistono vincoli dimensionali e direzionali che impongono l'impiego di una sola unità macchina in prossimità del piano di copertura dell'edificio.

1.3 FASE 3 – PROVE IN SITU E PROVE DI LABORATORIO.

Le prove in situ svolte dallo studio di progettazione hanno permesso di indagare i seguenti materiali:

- il calcestruzzo presente nei pilastri e nei solai a piastra gettati in opera;
- la muratura costituente i pannelli di tamponatura.

I cubi di calcestruzzo sono stati testati in laboratorio attraverso una prova di compressione su macchina mono assiale. I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

Oggetto del prelievo	Codice	Data prelievo	Data test	Maturazione	Lung. [mm]	Larg. [mm]	Alt. [mm]	Massa [kg]	Carico rottura [kg]	R _{cm} [MPa]
Fondazione	PV1810	01/10/2020	18/01/2021	>28 gg	151,9	150,4	150,6	7,88	110790	47,57
Fondazione	PV1810	01/10/2020	18/01/2021	>28 gg	151,4	150,7	150	7,79	108000	46,44
1° livello (pilastri + solette)	PV1892	08/10/2020	18/01/2021	>28 gg	150	149,8	150,4	7,82	111920	48,86
1° livello (pilastri + solette)	PV1892	08/10/2020	18/01/2021	>28 gg	150,2	150,3	150	7,81	132480	57,57
2° livello (pilastri + solette)	PV1942	16/10/2020	18/01/2021	>28 gg	150,5	150,8	150,4	7,9	116640	50,42
2° livello (pilastri + solette)	PV1942	16/10/2020	18/01/2021	>28 gg	150,2	150	150,3	8,02	116920	50,91
3° livello (pilastri + solette)	PV2436	01/12/2020	16/12/2020	15 gg	149,03	150,31	150	7,675	101430	44,42
3° livello (pilastri + solette)	PV2436	02/12/2020	18/01/2021	>28 gg	150,2	150,4	150,2	7,68	111680	48,50

Tabella 2 – Proprietà meccaniche del calcestruzzo.

Dai dati delle prove si ricava la classe di calcestruzzo che è del tipo C30/37.

Per le tamponature sono stati utilizzati mattoni forati 25 x 25 x 8 cm con foratura del 65 %, con malta interposta nei soli letti orizzontali costituita da cemento calcareo Portland.

Per la caratterizzazione delle tamponature sono stati effettuati test di compressione su 5 diversi provini. In particolare, le prove effettuate sono elencate nel seguito:

- due prove di compressione diagonale;
- due prove di compressione verticale, con carico perpendicolare alla direzione dei fori degli elementi;
- una prova di compressione orizzontale, con carico parallelo alla direzione dei fori presenti sui mattoni.

Le proprietà meccaniche ottenute dai test sono indicate in Tabella 3:

Parametro	Simbolo	Valore [MPa]
Modulo elastico in direzione verticale	E_{vv}	2310
Modulo elastico in direzione orizzontale	E_{wh}	691
Resistenza a compressione in direzione verticale	F_{vv}	1,37
Resistenza a compressione in direzione orizzontale	F_{wh}	1,46
Modulo a taglio	G	1836

Tabella 3 – Proprietà meccaniche della muratura.

1.4 FASE 4 – IDENTIFICAZIONE DINAMICA IN SITU.

L'edificio reale è stato sottoposto ad un'analisi dinamica in campo per identificare i parametri modali d'interesse (frequenze proprie, coefficienti di smorzamento e modi di vibrare delle strutture). La conoscenza di tali parametri permette di generare un modello analitico della struttura, utile per prevedere la risposta dinamica lineare dell'edificio tramite simulazioni numeriche.

L'analisi modale è stata effettuata tramite installazione di sensori accelerometrici piezoelettrici in corrispondenza dei nodi dell'edificio. La struttura è stata sottoposta ad una eccitazione generata da una vibrodina da 1,275 Kg installata sull'ultimo impalcato dell'edificio.

Note le storie temporali degli output (tramite gli accelerometri piezoelettrici) e degli input (tramite sensore accelerometrico MEMS installato sulla vibrodina stessa), è stato possibile applicare tecniche di analisi modale sperimentale (EMA) al fine di identificare il modello analitico dell'edificio in campo lineare.

I risultati ottenuti sono riassunti in Tabella 4 dove sono raccolti i valori di frequenze proprie e smorzamenti identificati.

N° MODO	PERIODO [s]	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO ADIMENSIONALE [%]	MASSA MODALE [ton]
1	0,54	1,83	0,68%	23,16
2	0,17	5,84	0,66%	23,11
3	0,15	6,68	0,71%	13,43
4	0,15	6,78	0,55%	43,69
5	0,12	8,39	0,92%	30,98
6	0,11	9,10	0,56%	20,06
7	0,05	21,99	0,41%	16,66
8	0,05	22,16	0,79%	14,01
9	0,03	29,91	0,73%	12,97
10	0,03	32,83	0,29%	143,62

Tabella 4 – Risultati ottenuti dall'identificazione dinamica.

I modi di vibrare nella direzione di interesse (U1, direzione di movimentazione della tavola vibrante) sono il 5° ed il 9°.

Dai parametri modali identificati è inoltre possibile valutare l'incremento di rigidità fornito dalla presenza delle tamponature. Infatti, le frequenze proprie del 1° e del 2° modo, che corrispondono ai primi due modi di "bending" in direzione U2 (direzione priva di tamponature) sono molto inferiori rispetto alle frequenze proprie del 5° e 9° modo, primi modi di "bending" in direzione U1 (direzione con tamponature).

1.5 FASE 5 – CALIBRAZIONE DEL MODELLO FEM.

In questa fase della progettazione si aggiorna il modello ad elementi finiti creato precedentemente con l'inserimento delle caratteristiche meccaniche ricavate a seguito delle prove sui materiali e si introducono elementi *link* in grado di simulare il comportamento delle tamponature (Figura 3). Si sfruttano, inoltre, i risultati forniti dall'identificazione dinamica che consentono una calibrazione del modello numerico affinché le frequenze proprie della struttura modellata siano quanto più simili ai valori misurati nella realtà.

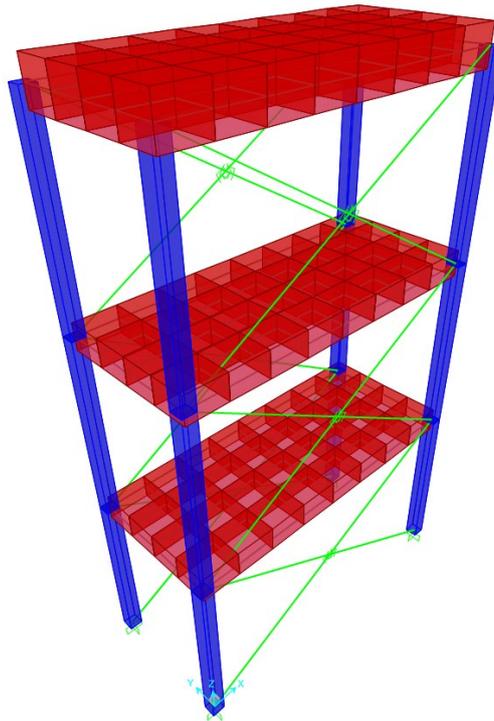


Figura 3 – Modello FEM ottimizzato.

Gli elementi *link*, in questa fase, sono assimilabili a semplici molle caratterizzate da una rigidezza costante nel tempo. Si svolgono analisi di sensitività sulle rigidezze dei singoli elementi *link* affinché il modello numerico risulti calibrato.

Dal momento che il comportamento dinamico della struttura in campo lineare implementata nel software di calcolo è simile a quello dell'edificio reale, si crea un modello definitivo con l'introduzione delle non linearità dei materiali.

Per inserire le non linearità lato calcestruzzo armato si è scelto di adottare una modellazione a plasticità concentrata in cui gli elementi strutturali vengono modellati come elementi elastici, affidando il comportamento anelastico a particolari elementi "cerniera" inseriti all'estremità delle membrature, laddove si prevede il formarsi di una cerniera plastica. In poche parole, l'anelasticità del materiale viene concentrata nella zona critica di ogni singolo elemento dove ci si aspetta che avvenga l'eventuale rottura. In questo lavoro si è deciso di utilizzare cerniere plastiche del tipo rotazione alla corda a controllo di deformazione (comportamento duttile). Così facendo è possibile fissare la legge di comportamento a partire dalla rotazione della membratura in riferimento alla corda. Sotto questa ipotesi, la legge momento – rotazione può essere linearizzata a tratti come mostrato in Figura 4.

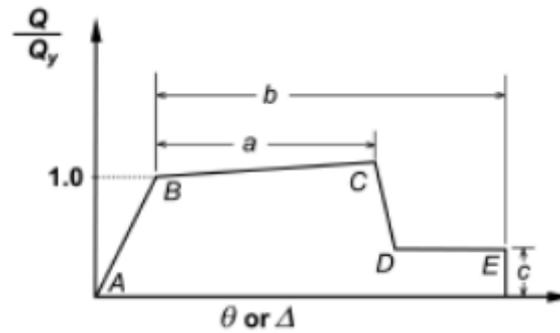


Figura 4 – Curva linearizzata momento-rotazione.

Dalla curva si evince che:

- per piccole deformazioni la cerniera rimane elastica (tratto da A a B);
- al raggiungimento dello snervamento (punto B) la cerniera inizia a ruotare plasticamente;
- a questo punto, si ha una perdita di rigidezza della cerniera e le deformazioni aumentano senza un apprezzabile aumento di sforzo (tratto da B a C);
- raggiunto il punto C si ha che la cerniera raggiunge la rotazione limite;
- si ha un abbattimento della resistenza (da C a D) fino a raggiungere una resistenza residua nel tratto D-E;
- in prossimità del punto E si arriva al collasso della cerniera.

I dati a, b e c sono i parametri fondamentali per definire ogni cerniera plastica. Questi vengono calcolati automaticamente dal software in funzione dei seguenti parametri:

- sezione della membratura;
- quantitativo di armature longitudinali e trasversali all'interno della sezione in esame;
- passo delle staffe;
- definizione di un'analisi statica per carichi verticali per la valutazione di azioni assiali e taglio all'interno degli elementi.

Ultimo aspetto da definire è la lunghezza delle cerniere plastiche da inserire manualmente all'interno del software. Per farlo è stata utilizzata la relazione proposta dalla Circolare al C8:7.2.3.2:

$$L_{pl} = 0,1 \cdot L_V + 0,17 \cdot h + 0,24 \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

dove:

- L_V è la luce di taglio, ricavata come M/V ;
- h è l'altezza della sezione, pari a 20 cm;
- d_{bL} è il diametro medio delle barre longitudinali che, in questo caso, è pari a 16 mm;
- f_y e f_c sono, rispettivamente, la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale e la resistenza a compressione del calcestruzzo in MPa, ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione.

Inserendo i valori corretti si ottiene una lunghezza di cerniera plastica pari a circa 450 mm per tutte le sezioni delle colonne.

La cerniera viene inserita all'estremità dei pilastri in maniera tale da sviluppare il comportamento lungo tutta la zona considerata dissipativa.

Le non linearità delle tamponature sono state modellate implementando una legge anelastica all'interno degli elementi *link* prima definiti.

La legge scelta per effettuare ciò è una multilineare plastica associata ad un'isteresi di tipo cinematico. Questa legge è una tri-lineare e viene costruita come segue:

- la rigidezza del primo tratto elastico è la stessa utilizzata in fase di calibrazione;
- attraverso formulazioni presenti in letteratura si individua una resistenza massima del pannello in questione;
- si individua un punto con resistenza inferiore a quella massima che rappresenterà la fine del ramo elastico iniziale, permettendo il tracciamento di quest'ultimo;
- si stima la rigidezza del secondo ramo elastico che risulterà minore della precedente. Questa operazione è delicata e presuppone una certa esperienza da parte del progettista. Per questo caso specifico, avendo a disposizione i dati ottenuti dalle prove sui maschi, si è scelto di utilizzare il reale valore della rigidezza delle tamponature valutato mediante lo schema di calcolo di Bertoldi et al. reperibile in letteratura;
- si traccia il secondo ramo della tri-lineare;
- si stima uno spostamento assiale del link massimo, raggiunto il quale l'elemento esaurisce la capacità resistente e si traccia l'ultimo ramo della curva.

Senza entrare nei dettagli si riportano le curve di comportamento assegnate ai *link*.

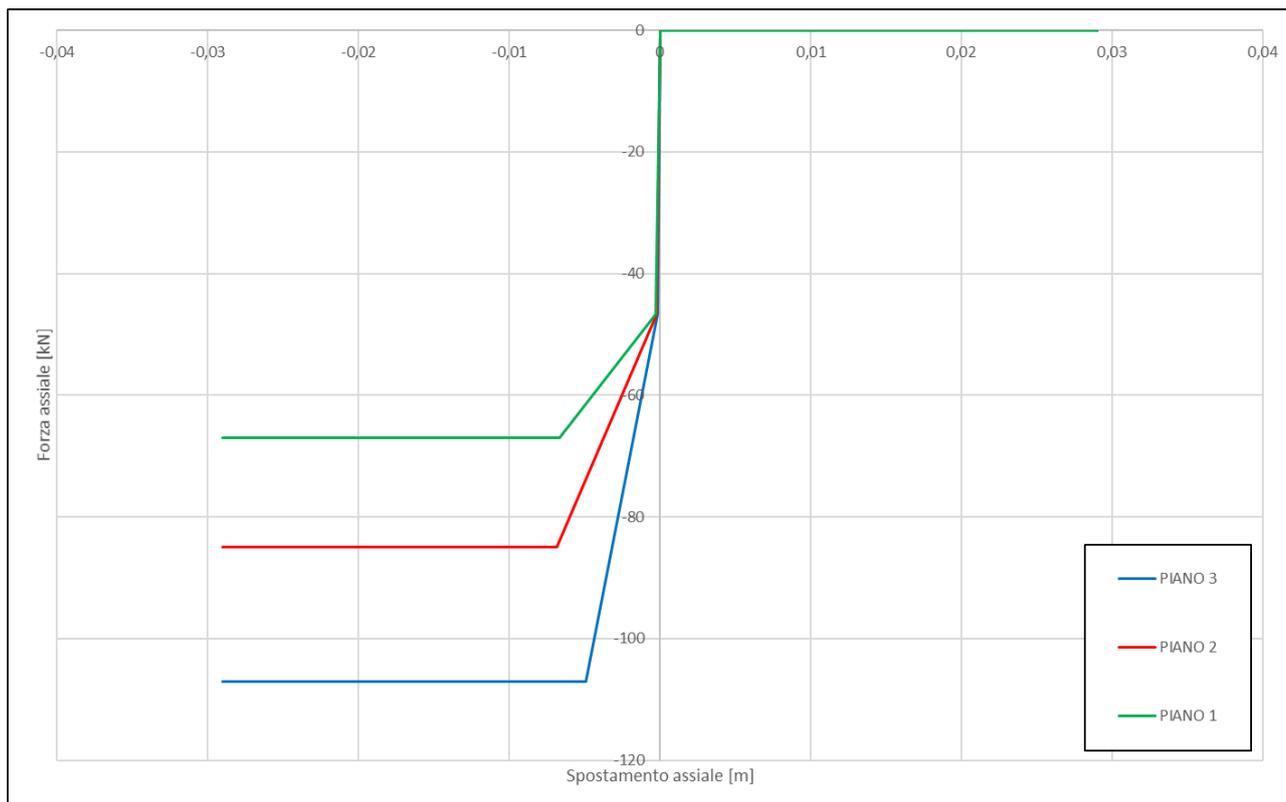


Figura 5 – Curve di comportamento tamponature.

Si fa notare che le curve sono diverse ai vari piani perché le tamponature del primo e del secondo piano presentano delle aperture che riducono resistenza e rigidità dei pannelli.

1.6 FASE 6 – ANALISI DELLA STRUTTURA NON CONTROLLATA.

Una volta terminata la creazione del modello definitivo ci si pone l'obiettivo di svolgere, su di esso, analisi dinamiche non lineari coincidenti con le storie temporali in accelerazioni fornite a livello sperimentale sull'edificio in scala reale non controllato testato in Eucentre su tavola vibrante. Il sisma di riferimento utilizzato è il medesimo delle prove sperimentali ed, in linea di massima, corrisponde al terremoto dell'Irpinia scatenatosi nel centro Italia nel 1980 (Figura 6): la ricerca della perfetta corrispondenza tra il terremoto registrato ed il sisma dato in input alla struttura non è praticabile in quanto l'edificio, a causa delle sue caratteristiche, va ad interagire con il moto della tavola, andandone a modificare la storia in termini di accelerazione. Di conseguenza, al fine di svolgere analisi che siano più vicine possibili alla realtà, le storie temporali utilizzate sono quelle fornite dalla tavola vibrante al provino durante i test.

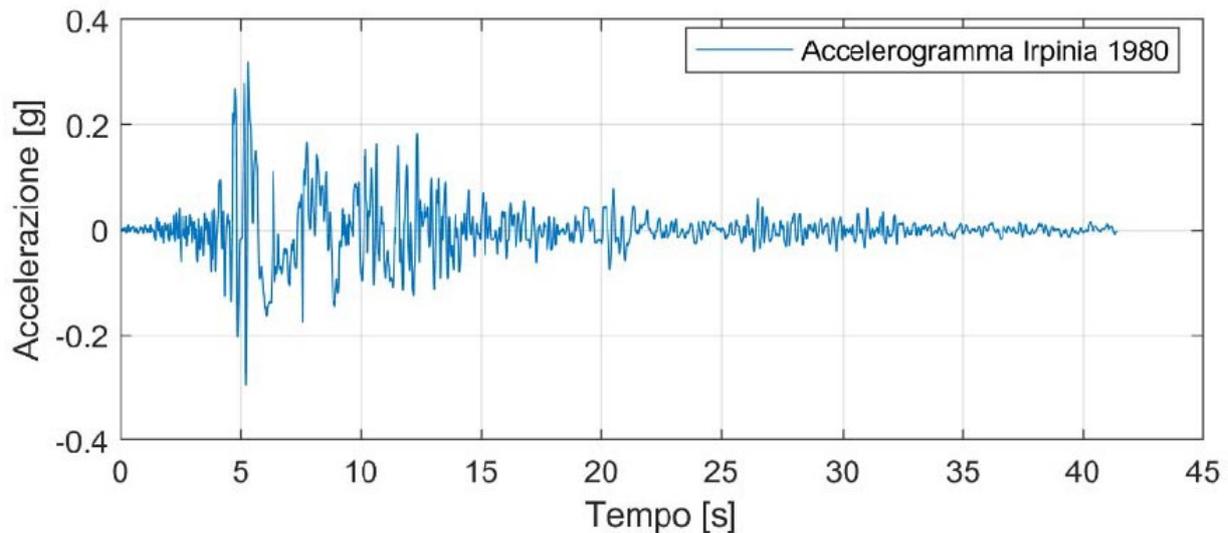


Figura 6 – Sisma di riferimento: terremoto dell'Irpinia del 1980.

Durante i test in laboratorio la struttura reale è stata sottoposta ad accelerogrammi di intensità crescente (19 compensate dal 10% al 137%) nel rispetto del vincolo che la condizione di partenza di ogni caso è pari alla condizione finale del caso precedente. La stessa sequenzialità di eventi è stata replicata sul software strutturale svolgendo la stessa cronologia di time-history.

È necessario prestare attenzione all'impostazione di un caso di carico di partenza che permetta di svolgere un'analisi statica non lineare iniziale per computare le caratteristiche di sollecitazione degli elementi che costituiscono un dato di input per la definizione dei parametri delle cerniere plastiche. In questo caso sono state sfruttate le potenzialità del programma per creare un caso di carico di tipo *Staged Construction* che ha la peculiarità di considerare le fasi di costruzione dell'edificio per calcolare in maniera corretta il contributo delle azioni gravitazionali sulle varie membrature. Così facendo è stato possibile inserire gli elementi *link* simulanti le tamponature nella fase finale della costruzione così da presentare un'azione assiale dovuta al solo peso proprio dei pannelli. Infine, dopo aver impostato correttamente le storie temporali e dopo averle concatenate tra loro, sono state svolte le analisi time-history non lineari.

Nel seguito si mostrano i risultati ottenuti tramite simulazione numerica dell'ultima compensata considerata la più significativa.

COMPENSATA	INTENSITÀ	PGA [g]
19	137%	0,4010

Tabella 5 – Caratteristiche compensata 19

La compensata 19 fornisce indicazioni fondamentali per quanto riguarda la struttura allo stato limite ultimo: si osserva che in fase sperimentale, a questo punto, si è giunti ad un collasso dei nodi strutturali; I dati numerici vengono confrontati con i valori dei risultati sperimentali ottenuti in fase di test. Si esegue il confronto numerico-sperimentale tra i valori degli spostamenti relativi alla base di ogni piano per la compensata 19.

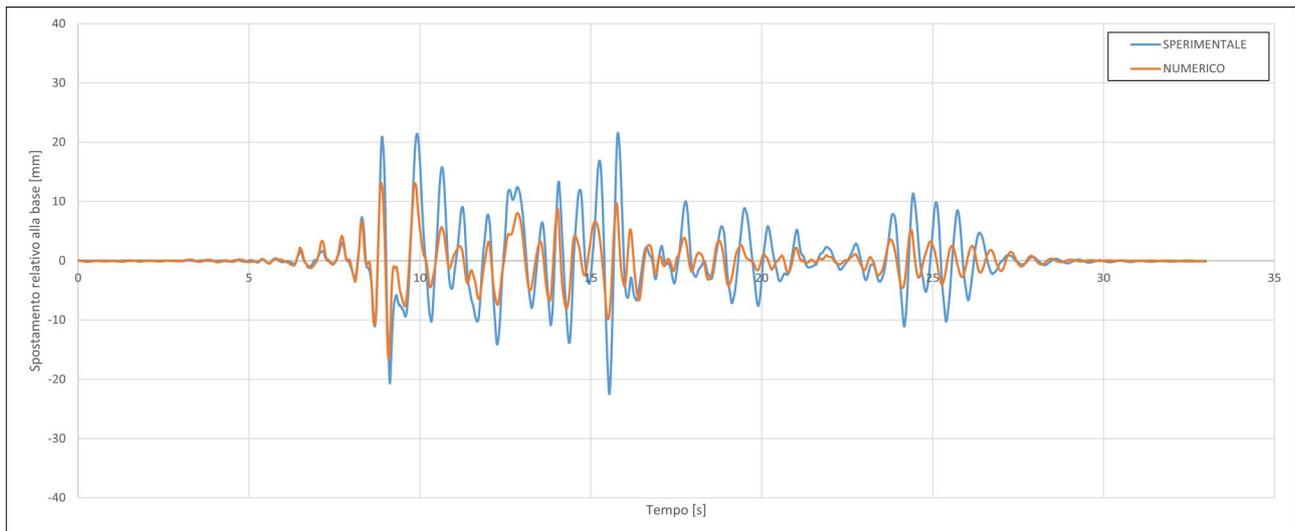


Figura 7 – Spostamento relativo alla base del primo piano

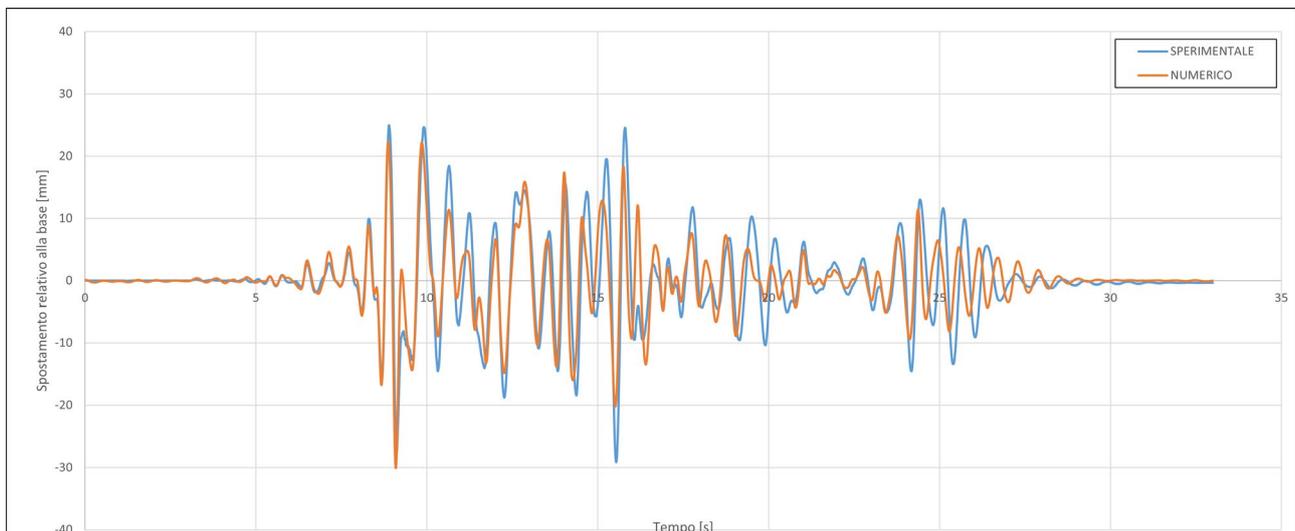


Figura 8 – Spostamento relativo alla base del secondo piano.

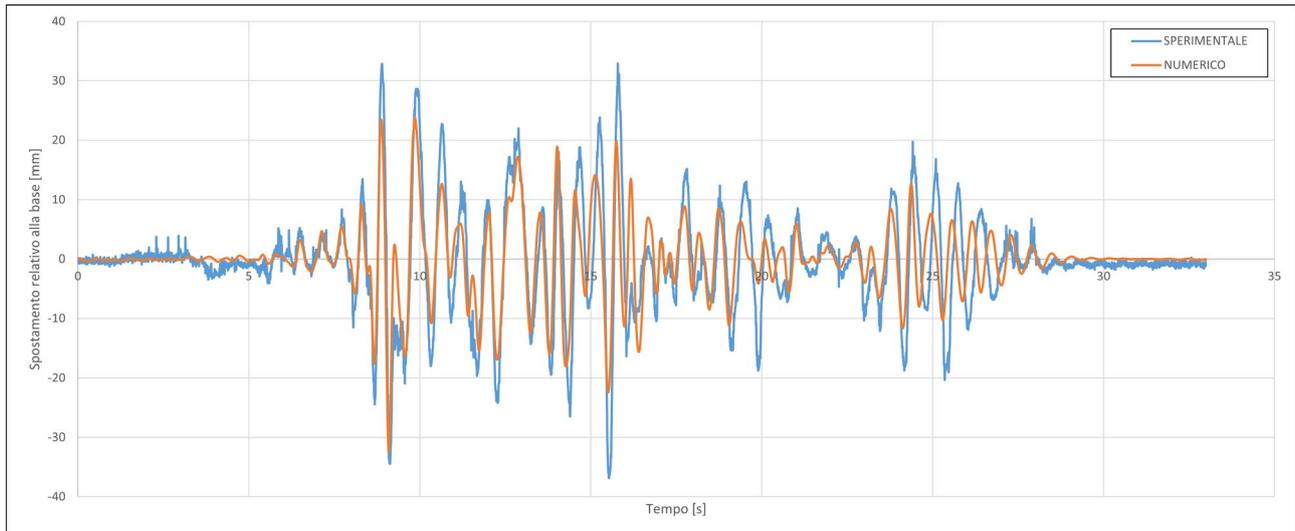


Figura 9 – Spostamento relativo alla base del terzo piano.

In Tabella 6, si riporta il confronto numerico-sperimentale dei valori degli spostamenti massimi per ogni singolo piano:

COMPENSATA	SPERIMENTALE			NUMERICO			Δ_1 [mm]	Δ_2 [mm]	Δ_3 [mm]
	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]	δ_3 [mm]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]	δ_3 [mm]			
19	22,48	29,13	36,88	16,51	30,09	32,52	-26,55%	3,29%	-11,82%

Tabella 6 - Confronto numerico-sperimentale spostamenti massimi – Compensata 19

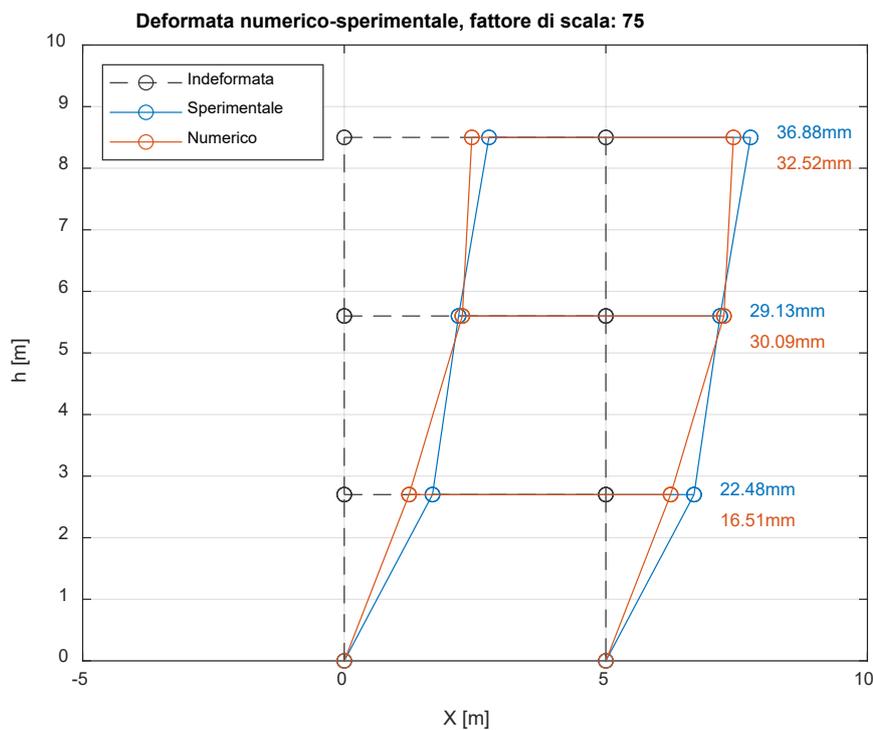


Figura 10 – Rappresentazione grafica degli spostamenti assoluti al piano: confronto numerico-sperimentale. Compensata 19.

A seguito del sisma con intensità massima, i risultati numerici sono molto buoni sia in termini di massimi/minimi raggiunti che in termini di andamento. Come si vede dalle immagini, quest'ultimo è praticamente sovrapposto al grafico ottenuto dai valori sperimentali.

1.7 FASE 7 – PROGETTAZIONE DEL SISTEMA I-PRO 1.

Una volta costruito il modello modale FEM della struttura calibrato e completo di non linearità vengono effettuate simulazioni della logica di controllo più accurate, andando a considerare i limiti tecnologici della macchina. Questi limiti si riassumono in:

- saturazione in forza, che indica la massima forza di controllo esercitabile dalla macchina (160 kN circa);
- saturazione in velocità, che indica la velocità massima raggiungibile dal sistema (3 m/s circa);
- saturazione in corsa, che limita il massimo spostamento della macchina a $\pm 0,5$ m.

Come spiegato all'interno delle linee guida, al fine di simulare il comportamento delle macchine e testare le prestazioni ottenibili in tempo reale, si utilizza un co-simulatore che integra il software FEM e Matlab. Il primo software è utilizzato per simulare la storia temporale non lineare della risposta della struttura soggetta sia al movimento del suolo che alla forza sprigionata dal sistema di protezione sismica, mentre il secondo software per simulare la logica di controllo ed il comportamento di I-PRO 1 nel fornire le forze richieste dalla logica di controllo (Figura 11).

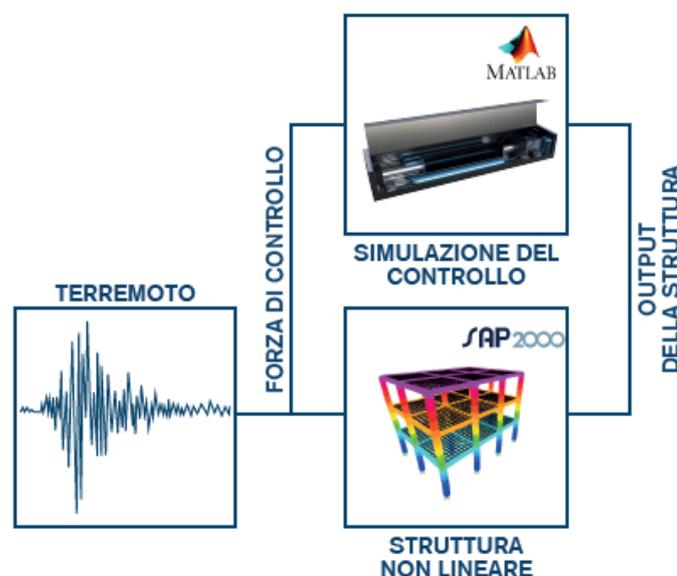


Figura 11 – Funzionamento del co-simulatore.

La storia temporale ottenuta della forza di controllo esercitata dalla macchina è riportata in Figura 12.

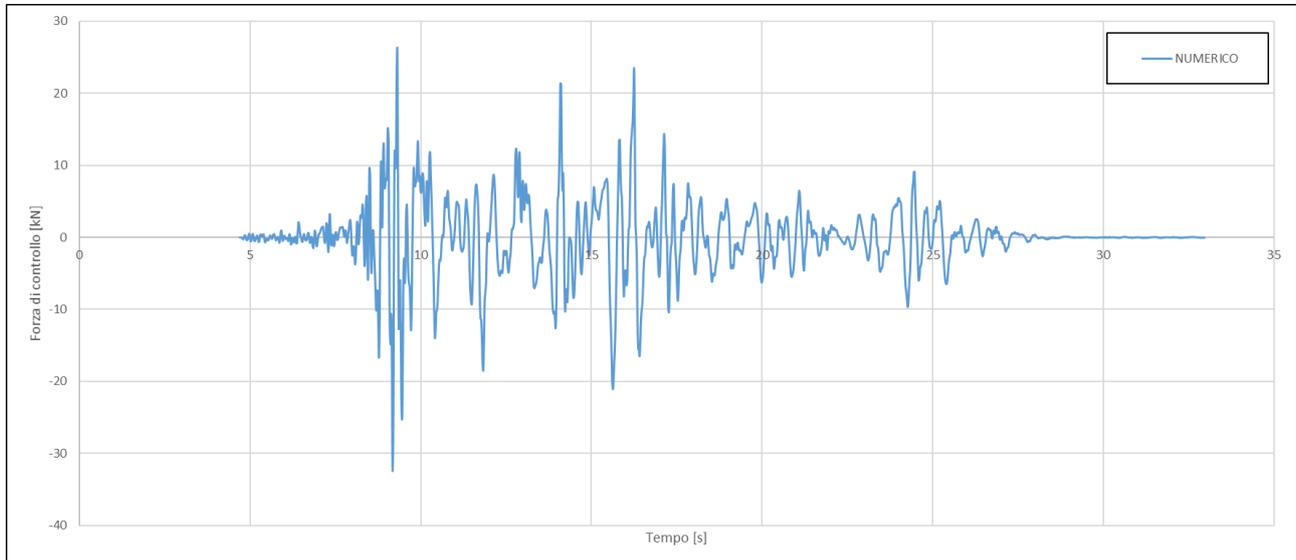


Figura 12 – Storia temporale della forza di controllo.

In Figura 13 si riporta il confronto della storia temporale della forza di controllo ricavata numericamente con quella misurata sperimentalmente durante le prove di laboratorio.

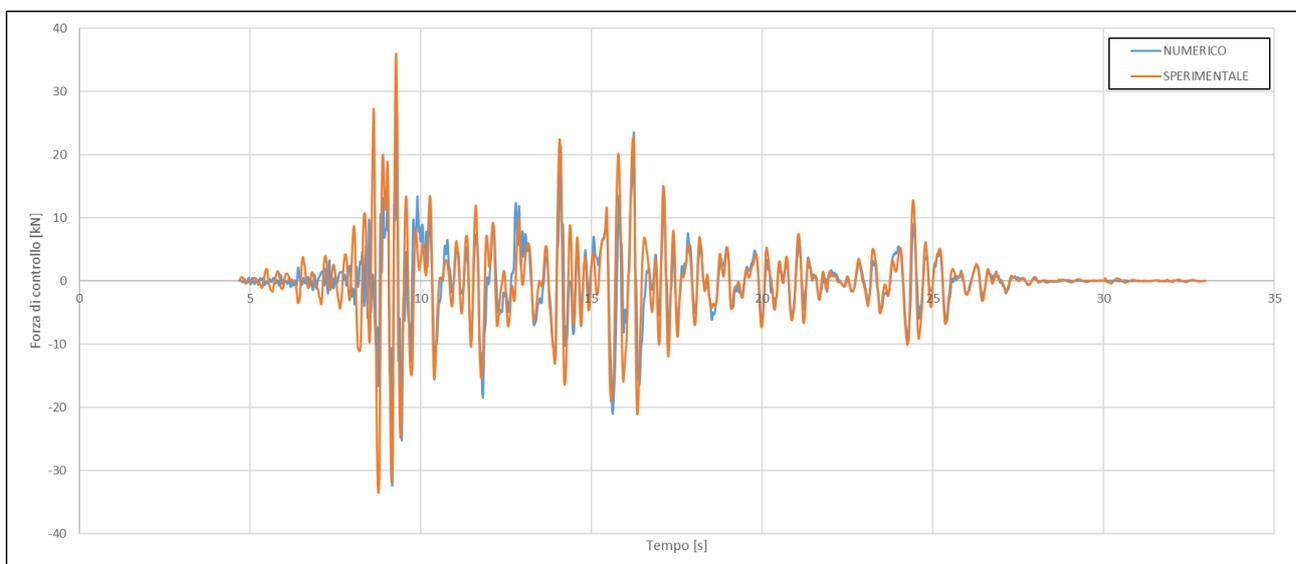


Figura 13 – Storia temporale della forza di controllo numerico vs sperimentale.

Le forze praticamente coincidono.

1.8 FASE 8 - ANALISI DELLA STRUTTURA CON I-PRO 1.

Dopo aver progettato il sistema I-Pro 1 è possibile svolgere le analisi dinamiche non lineari per ricavare il comportamento dinamico della struttura controllata. Si mostrano i risultati ottenuti tramite simulazione numerica dell'ultima compensata (compensata 19), come precedentemente effettuato sulla struttura non controllata. I dati numerici vengono confrontati con i valori dei risultati sperimentali ottenuti in fase di test. Si esegue il confronto numerico-sperimentale tra i valori degli spostamenti relativi alla base di ogni piano per la compensata 19.

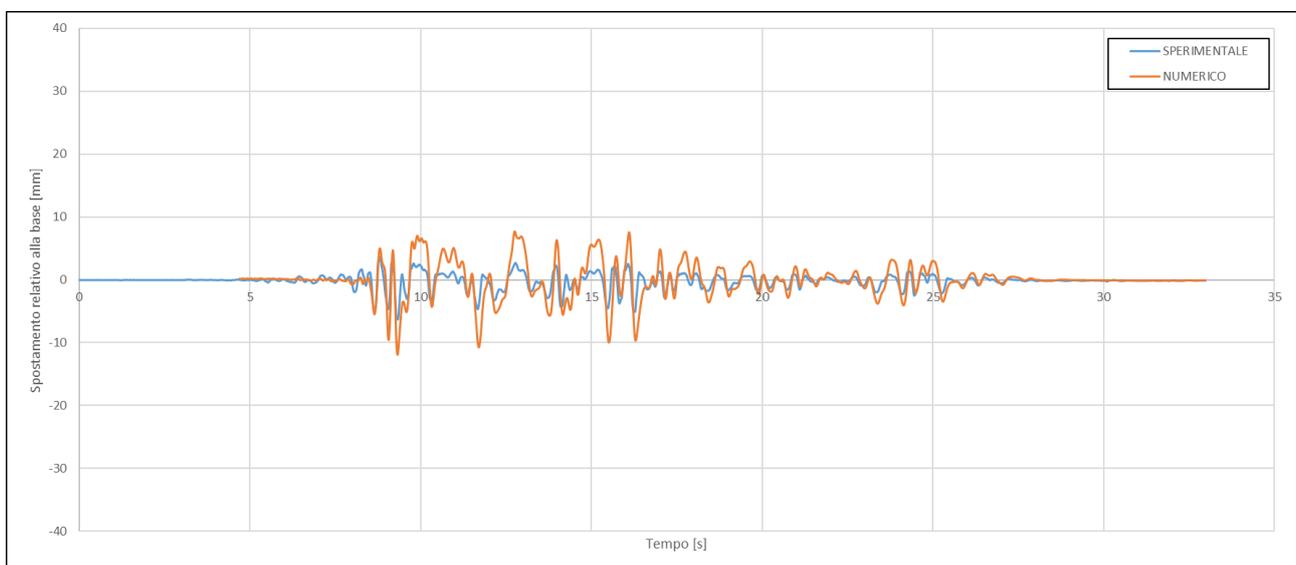


Figura 14 – Spostamento relativo alla base del primo piano.

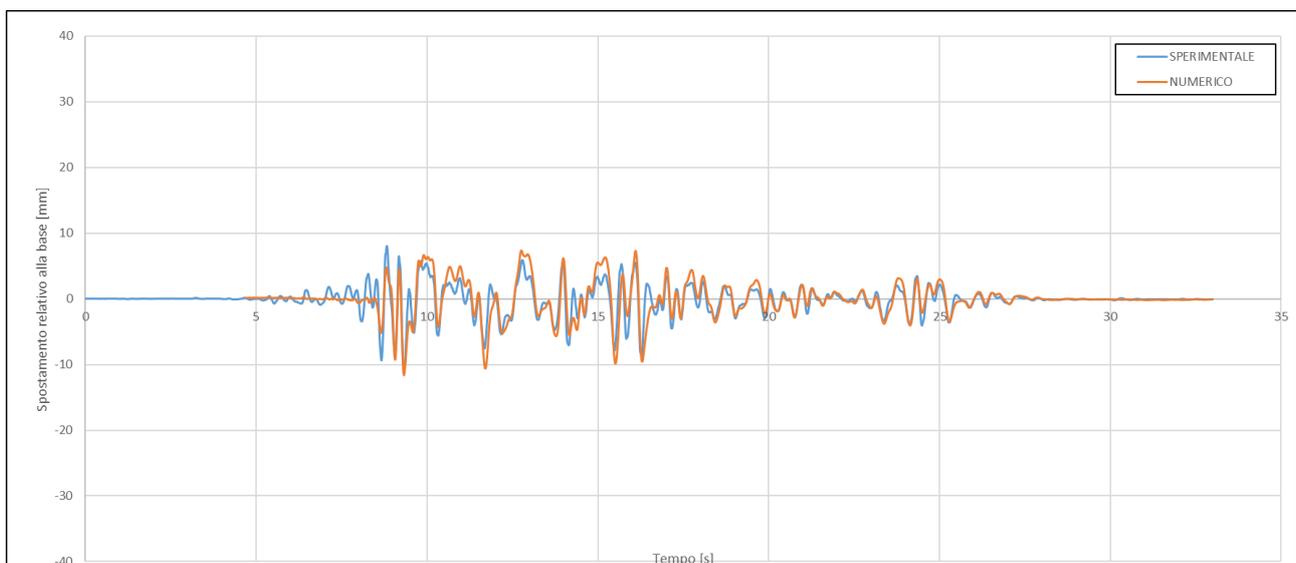


Figura 15 – Spostamento relativo alla base del secondo piano.

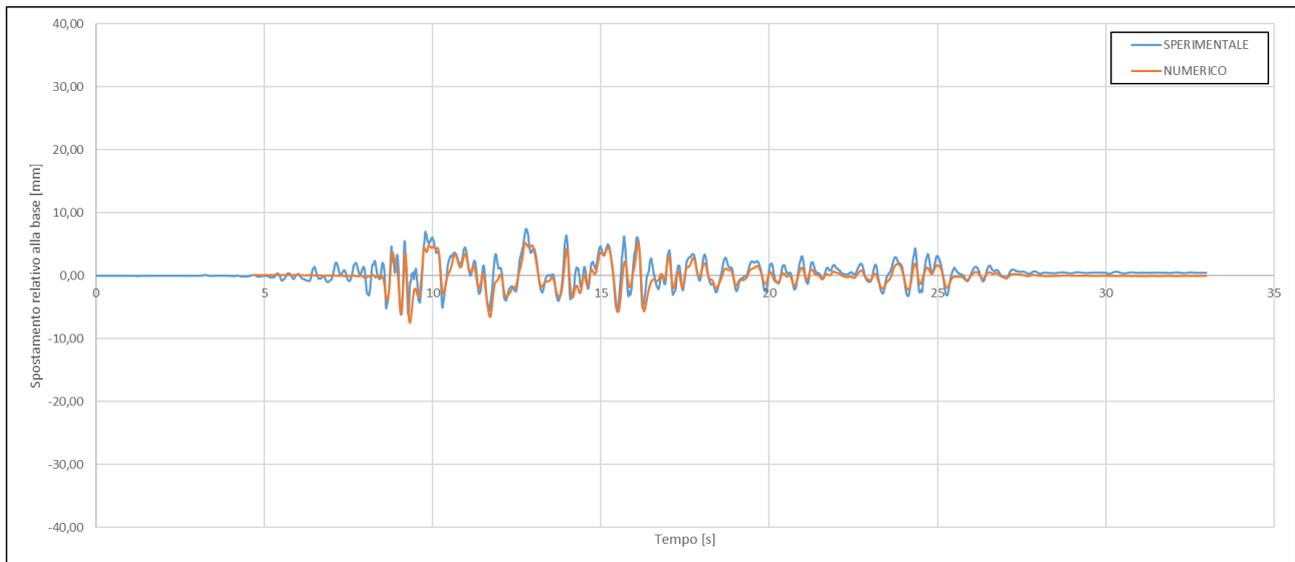


Figura 16 – Spostamento relativo alla base del terzo piano.

Anche per quanto riguarda la struttura provvista del sistema di protezione sismica I-Pro 1 il confronto numerico/sperimentale fornisce ottimi risultati sia in termini di ampiezze raggiunte che in termini di andamento.

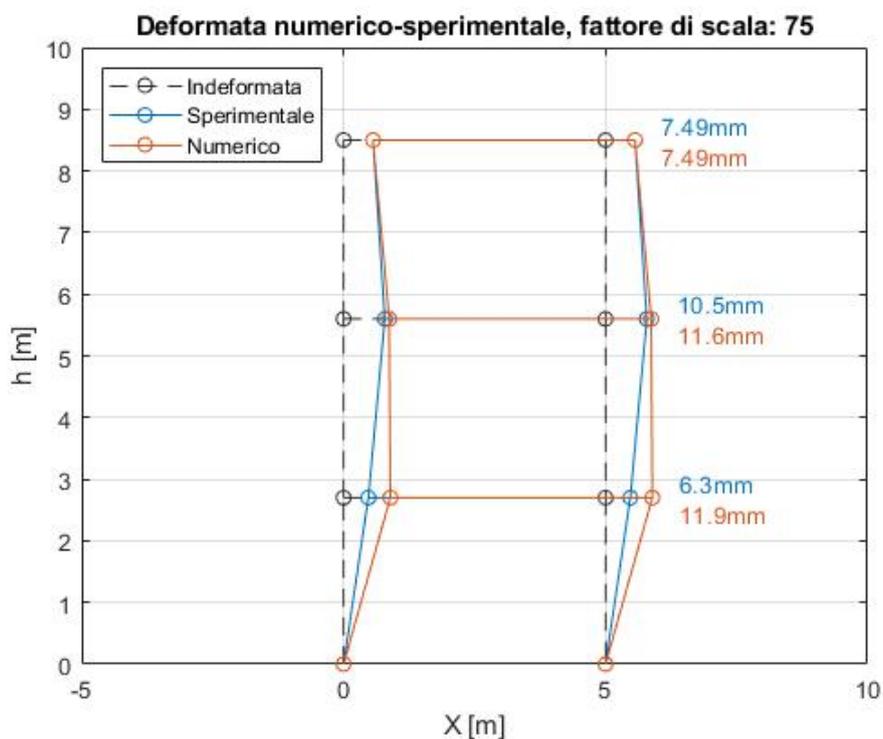


Figura 17 - Rappresentazione grafica degli spostamenti assoluti al piano: confronto numerico-sperimentale. Compensata 19.

2. CONCLUSIONI.

Dai risultati ottenuti si evidenzia la bontà raggiunta dalla modellazione numerica ad elementi finiti, che è riuscita a cogliere, in termini di spostamenti relativi alla base, il reale comportamento ottenuto presso i laboratori Eucentre sia per quanto riguarda la struttura non controllata che per quanto riguarda la struttura controllata.

Si riepilogano brevemente i passi seguiti e i risultati raggiunti:

- la creazione di un modello preliminare ha permesso di stimare il numero di macchine e la direzione di azione delle stesse, in questo caso determinati da vincoli dimensionali e direzionali che prevedono l'utilizzo di una singola unità;
- è avvenuta una calibrazione sul modello lineare affinché il comportamento dinamico fosse in linea con quanto misurato sperimentalmente a seguito di una prova di identificazione dinamica in situ;
- si è passati ad una ottimizzazione del modello FEM con l'inserimento del comportamento anelastico avanzato dei materiali in gioco;
- sono state svolte analisi dinamiche non lineari sulla struttura non controllata ed è stato effettuato un confronto numerico/sperimentale che ha portato a risultati ottimi sia in termini di ampiezze che in termini di andamenti per i 3 piani dell'edificio;
- è stato progettato il sistema di protezione sismica I-PRO 1 con il coadiuvo di un co-simulatore sviluppato in ambiente Matlab che ha reso possibile l'interazione tra macchina e struttura consentendo di ricavare, ad ogni istante temporale, la forza di controllo in opposizione al sisma. In questa fase sono state inserite le proprietà reali del sistema inclusi i limiti fisici propri del sistema meccanico;
- sono state svolte analisi dinamiche non lineari sulla struttura controllata che hanno permesso di confrontare, ancora una volta, dati sperimentali e risultati numerici. Anche nel caso della struttura equipaggiata con I-PRO 1, il confronto risulta essere ottimo sia in termini di picchi raggiunti che in termini di andamenti temporali.

L'obiettivo di questo esempio applicativo, come spiegato nel paragrafo introduttivo, è quello di validare le linee guida di progettazione attraverso la validazione numerica-sperimentale sull'edificio testato in Eucentre presso i laboratori di Pavia.

Per questo motivo, rispetto alle linee guida presentate, non si esegue la valutazione per il miglioramento sismico, in quanto questo aspetto si allontana da quelli che sono gli scopi dell'articolo. Nello studio di un edificio esistente generico, in cui si vuole intervenire per adeguarlo/migliorarlo sismicamente, la caratterizzazione della classe sismica è, invece, fondamentale per poter quantificare i benefici dell'intervento di protezione sismica.

In conclusione, questa procedura ha permesso di validare l'iter progettuale proposto, dimostrandosi affidabile e fornendo risultati aderenti alla realtà.

Le linee guida di progettazione, pertanto, costituiscono lo strumento principale per effettuare il dimensionamento del sistema I-Pro 1 su edifici generici di medie-grandi dimensioni, a partire dallo studio di fattibilità fino ad arrivare alla vera e propria progettazione esecutiva.

In questo senso, ISAAC ha sviluppato dei tools applicativi dedicati per permettere agli studi di progettazione di includere, in autonomia, il sistema attivo I-Pro 1 all'interno dei progetti. Questi applicativi saranno presto disponibili e coinvolgeranno l'ingegnere strutturista in prima persona nella progettazione del nostro sistema di controllo attivo per la protezione sismica, consentendogli di toccare con mano i parametri che regolano il problema e permettendo una valutazione diretta del comportamento della struttura in termini di spostamenti raggiunti, di caratteristiche di sollecitazione all'interno degli elementi strutturali e dei parametri del sistema attivo.

Vuoi approfondire le linee guida alla progettazione con il sistema I-Pro 1 per interventi di miglioramento sismico?

Contatta i nostri tecnici per ricevere il documento completo e tutti i dettagli che ti possono essere utili per includere I-Pro 1 nei tuoi progetti di miglioramento sismico.