



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**CONTROVENTI DISSIPATIVI ESTERNI: CASO STUDIO DEL
PALAZZO FAZZINI**

**EXTERNAL DISSIPATIVE BRACES: CASE STUDY OF THE FAZZINI
BUILDING**

Relatore:

Prof. Ing. Ragni Laura

Tesi di Laurea di:

Riccardo Petrini

A.A. 2022/2023

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	5
2. SISTEMI DI DISSIPAZIONE	7
2.1 Dispositivi dipendenti dalla velocità	10
2.1.1 Dispositivi viscosi o fluido-viscosi	10
2.1.2 Dispositivo viscoelastico	11
2.2 Dispositivi dipendenti dallo spostamento	13
2.2.1 Dispositivi attritivi	14
2.2.2 Dispositivi elasto-plastici	15
3. DISSIPATORE VISCO O FLUIDO-VISCOSO	19
3.1 Proprietà meccaniche	21
3.1.1. Legame costitutivo	23
3.1.2 Risposta dinamica del sistema	299
3.2 Configurazione dei controventi	31
3.3 Applicazioni.....	36
4. QUADRO NORMATIVO	41
4.1 Test di qualifica	41
4.2 Test di accettazione.....	42
5. DESCRIZIONE CASO STUDIO	43
5.1 Inquadramento normativo	44
5.1.1 Analisi storico-critica.....	45
5.1.2 Rilievo geometrico-strutturale	45
5.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali	47
5.1.4 Livelli di conoscenza	48
5.1.5 Azioni	50
5.2 Classificazione degli interventi	500
5.2.1 Interventi locali.....	51
5.2.2 Interventi di miglioramento.....	51
5.2.3 Interventi di adeguamento.....	53
5.3 Percorso di conoscenza effettuato.....	54
5.3.1 Campagna sperimentale di prove.....	54
5.3.2 Presentazione della struttura	59
5.3.3 Indagini in situ.....	70
5.3.4 Danni rilevati.....	72
6. MODELLO DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE.....	78
6.1 Modello a telaio equivalente.....	78

6.1.1	Geometria della struttura.....	78
6.1.2	Quantitativo di armature.....	79
6.1.3	Determinazione delle caratteristiche meccaniche	80
6.1.4	Analisi dei carichi	81
6.2	Valutazioni delle tamponature	89
6.2.1	Modellazione a puntoni equivalenti.....	89
6.2.2	Influenza delle aperture.....	94
6.3	Analisi statica non lineare (pushover)	96
7.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA'	101
7.1	Azione sismica di progetto.....	101
7.2	Descrizione del modello	107
7.3	Curve di pushover	109
7.4	Confronto domanda-capacità.....	111
7.4.1	Piano ADRS	112
8.	DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI SMORZAMENTO AGGIUNTIVO	117
8.1	Dati modello con tamponature alleggerite	119
8.2	Progetto sistema di dissipazione	121
8.3	Spostamenti differenziali tra edificio e torre metallica.....	121
9.	ANALISI DINAMICHE NON LINEARI	133
9.1	Risultati analisi dinamiche non lineari.....	141
9.1.1	Cicli di dissipazione	141
9.1.2	Confronto cicli di dissipazione tra modello con dissipatori incastrati e con torri metalliche	166
9.1.3	Spostamenti di piano e interpiano modello con dissipatori ancorati alle torri metalliche.....	170
9.1.4	Accelerazioni di piano modello con dissipatori ancorati alle torri metalliche	173
9.1.5	Verifiche di resistenza.....	173
9.1.6	Verifiche di stabilità	179
10.	CONCLUSIONI	181
11.	BIBLIOGRAFIA.....	183

1. INTRODUZIONE

La protezione del costruito e la conseguente salvaguardia della vita umana nei confronti dei disastri naturali è un argomento di fondamentale importanza, soprattutto in Italia che, per la sua posizione geografica, viene considerata una zona ad alto rischio sismico.

A testimonianza di quanto precedentemente scritto, si possono citare eventi catastrofici più o meno recenti svoltisi sul territorio italiano, come: il terremoto di Umbria-Marche (1997-1998), di L'Aquila (2009), dell'Emilia-Romagna (2012) e di Marche-Lazio-Umbria (2016), che hanno causato ingenti perdite di vite umane e notevoli danni al patrimonio edilizio e culturale.

È bene specificare però che gli eventi sismici verificatisi hanno avuto conseguenze piuttosto rilevanti non solo per la loro intensità (pericolosità sismica), ma anche per l'inadeguatezza delle strutture (vulnerabilità), che essendo progettate con vecchie normative, non hanno prestazioni congrue al reale rischio sismico del nostro territorio nazionale.

Dal 2003 (data di pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n 3274) infatti l'intero territorio italiano è classificato come sismico e suddiviso in quattro zone di diversa pericolosità sismica. L'attuale Normativa (NTC 2018) fornisce una classificazione puntuale del territorio nazionale, tramite le mappe di pericolosità sismica che costituiscono lo strumento ad oggi più avanzato per la determinazione dell'input sismico su base probabilistica. Dal lato della protezione degli edifici sono stati fatti progressi importanti con l'introduzione in normativa delle tecniche avanzate di protezione sismica degli edifici basate sull'isolamento sismico e sulla dissipazione di energia attraverso dispositivi introdotti nella struttura e appositamente progettati.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
1	$0,25 < a_g \leq 0,35g$	0,35g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25g$	0,25g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$	0,15g
4	$\leq 0,05g$	0,05g

Figura 1.1: Zona sismica - Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)

La prima parte del presente elaborato di tesi è dedicata alla descrizione dei principali sistemi utilizzati nella protezione sismica avanzata (dissipazione ed isolamento), analizzando anche il relativo quadro normativo.

Particolare attenzione è data ai dispositivi fluido-viscosi (FVDs) che sono oggetto di studio della seconda parte della tesi.

Nella seconda parte, infatti, è stata affrontata la progettazione di un sistema di dissipazione esterno basato su dispositivi fluido-viscosi per l'adeguamento di un edificio esistente in c.a. L'edificio in esame è il "Collegio Universitario Fazzini" sito nel comune di Camerino, in provincia di Macerata, realizzato intorno agli anni '70 e danneggiato in seguito al sisma dal 2016.

La struttura di questo edificio presenta carenze tipiche degli edifici di quell'epoca: travi ordite in una sola direzione, pilastri di dimensioni molto ridotte, tamponature pesanti in laterizio ed infine, materiali non sempre di buonissima qualità. La strategia di intervento presentata rappresenta pertanto un efficace e fattibile sistema di adeguamento per tale tipologia di edifici che permette di ottenere elevate prestazioni sismiche con limitati interventi sull'edificio stesso.

2. SISTEMI DI DISSIPAZIONE

Le norme tecniche italiane hanno recepito il criterio progettuale del “*capacity design*” volto a controllare la gerarchia delle resistenze. Secondo i criteri del capacity design il dimensionamento di una singola unità strutturale trave o pilastro in c.a. deve essere mirato ad ottenere che in caso di sisma non si verifichino rotture fragili (meccanismi di taglio) ma piuttosto duttili (meccanismi di flessione) in modo da sfruttare in maniera ottimale le risorse deformative delle sezioni di calcestruzzo armato. Il dimensionamento deve essere volto a perseguire lo schema trave debole – pilastro forte, la crisi delle travi non provoca necessariamente il collasso globale del telaio resistente mentre al contrario la crisi dei pilastri incide fortemente sul comportamento globale dell’intera costruzione provocandone il collasso. Il rispetto dei criteri del capacity design è obbligatorio quando si deve progettare una nuova struttura, mentre non è strettamente richiesto quando si opera su strutture esistenti.

La progettazione convenzionale, rispettando la gerarchia delle resistenze, accetta il danneggiamento dell’edificio in base all’entità dell’evento sismico:

- **SLU (Stati Limite Ultimi)** (“SLV e SLC”). È la condizione più estrema secondo cui un fabbricato si considera pericolante per la sicurezza delle persone. Rientrano qui, per esempio, i cedimenti strutturali, la perdita parziale o totale dell’edificio, il deterioramento dei componenti per fatica. Il superamento dello Stato Limite in questi casi viene definito “collasso” e ha carattere irreversibile;
- **SLE (Stati Limite di Esercizio)** (“SLO e SLD”). Condizione secondo la quale la struttura non rispetta più i requisiti iniziali del progetto. In questo caso, lo Stato Limite può essere reversibile o irreversibile. Reversibile quando gli elementi non più conformi sono limitati, e quindi, eliminati quelli la struttura torna ad essere sicura. Irreversibile nel momento in cui i danni sono permanenti, inaccettabili e ineliminabili.

La progettazione convenzionale presenta dei limiti per il raggiungimento di elevati livelli di prestazione dell’edificio. Per il raggiungimento di elevate prestazioni, quali ad esempio la non rottura delle tamponature per un edificio in cemento armato allo stato limite di salvaguardia della vita, sono necessarie tecniche non convenzionali di progettazione di sistemi avanzati.

Le strade percorribili per la riduzione al minimo del danneggiamento di un edificio sono due:

1. Sistemi di isolamento dell'edificio:

Tale sistema consiste nel disaccoppiare la struttura dal moto del terreno tramite dei dispositivi detti ISOLATORI, dotati di elevata rigidità verticale e deformabilità orizzontale che consentono la riduzione delle accelerazioni nella sovrastruttura che si comporta come un corpo rigido che trasla sopra gli isolatori.

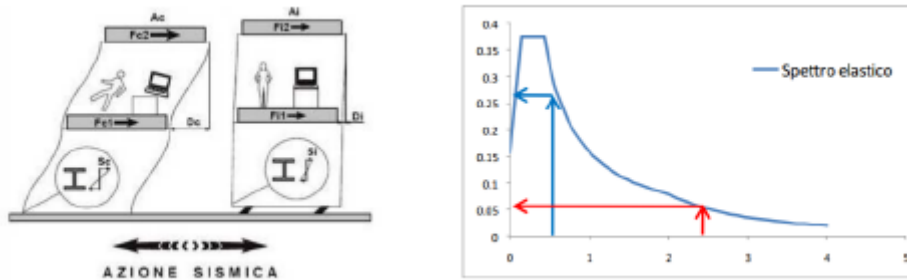


Figura 1.2: Spettro di risposta elastico di un edificio isolato alla base

2. Introduzione di sistemi di dissipazione

Tali dispositivi incrementano la capacità dissipativa della struttura, tramite l'utilizzo di dispositivi chiamati dissipatori.

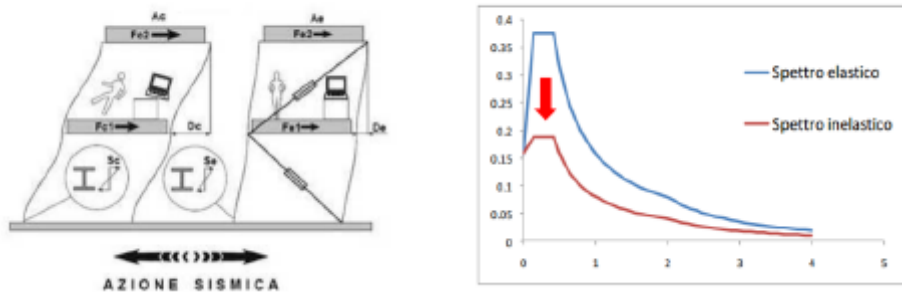


Figura 1.3: Spettro di risposta elastico di un edificio con dissipatori

Durante un evento sismico, la potenza in ingresso W_i in un edificio si scompone in energia potenziale e potenza dissipata. La potenza dissipata è data da 2 contributi:

1. Dissipazione viscosa dell'edificio, dovuta ad esempio all'attrito struttura-non struttura e alla microfessurazione del calcestruzzo; " W_{dv} "
2. Dissipazione plastica dell'edificio, dovuta alle plasticizzazioni degli elementi strutturali; " W_{dp} "

Per non avere danneggiamenti alla struttura, quindi no plasticizzazioni è necessaria una fonte di dissipazione aggiuntiva mediante dispositivi extra-strutturali. Il loro compito è quello di dissipare

energia al posto della struttura. La dissipazione di energia può avvenire con o senza il danneggiamento del dispositivo. In tale caso allora l'energia in ingresso all'edificio è data da un terzo contributo:

3. Dissipazione aggiuntiva mediante dispositivi extra-strutturali o di controllo o, più semplicemente, dissipatori " W_{de} "

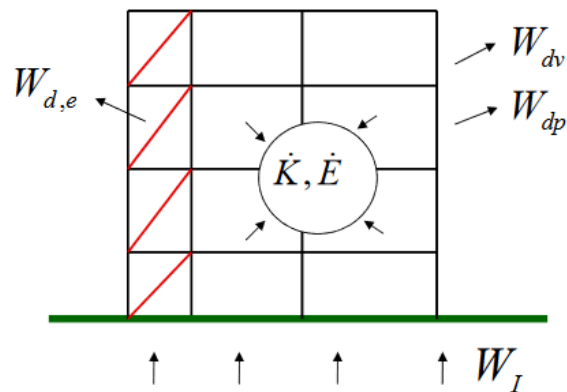


Figura 1.4: Dissipazione dell'energia in un edificio

I dispositivi si dividono in due categorie principali:

- dispositivi "dipendenti dallo spostamento", che comprendono quelli isteretici e quelli attritivi
- dispositivi di "dissipazione dipendente dalla velocità" che invece sono divisi in viscosi e elasto-viscosi

2.1 Dispositivi dipendenti dalla velocità

Introducendo dei dispositivi dipendenti dalla velocità non si fa altro che introdurre uno smorzamento aggiuntivo che produce buoni risultati nel caso di strutture che già dispongono di buona rigidità e resistenza. I dispositivi viscosi e viscoelastici dissipano energia per effetto di meccanismi dipendenti dalla velocità.

2.1.1 Dispositivi viscosi o fluido-viscosi

Questi sistemi di dissipazione assorbono energia tramite la fuoriuscita del fluido attraverso delle aperture. I dispositivi viscosi operano sul fatto che un fluido viscoso oppone resistenza nel passare attraverso un'apertura obbligata. Il dispositivo è costituito da un cilindro con all'interno un pistone e di un fluido siliconico, che riempie le due camere separate dal pistone. Gli orifizi sono situati nella testa del pistone e permettono al fluido di passare da una camera all'altra.

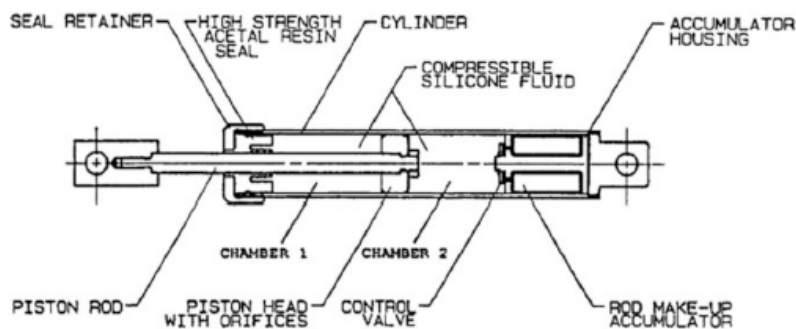


Figura 2.1: Dissipatore viscoso

L'aggiunta di controventi viscosi comporta un aumento dello smorzamento equivalente, per cui si riducono spostamenti e accelerazioni, senza alcun incremento di rigidità, infatti il controvento viscoso ha rigidità nulla, per cui diminuisce di molto la curva di domanda, mentre quella di capacità resta pressoché invariata (figura 2.3).

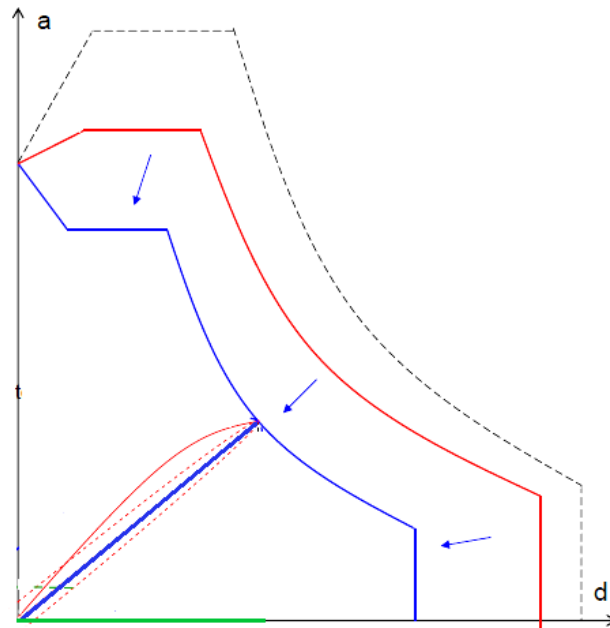


Figura 2.2: *Intervento con controventi viscosi.*

Questo dispositivo viene descritto nel dettaglio nel capitolo seguente.

2.1.2 Dispositivo viscoelastico

I dissipatori viscoelastici più diffusi sono costituiti da strati di polimeri, con delle capacità dissipative connesse alla loro deformabilità a taglio e con un'area della superficie esposta molto piccola rispetto al volume del materiale, alternati a piatti di acciaio. Essi hanno la caratteristica, quando sono soggetti ad un ciclo di deformazione imposta, di dissipare energia sotto forma di calore, riacquistando, al termine del ciclo, la configurazione originaria. I materiali impiegati sono chimicamente inerti e presentano una buona resistenza all'invecchiamento ed agli inquinanti ambientali. Soluzioni tipiche, sono riportate, nella figura

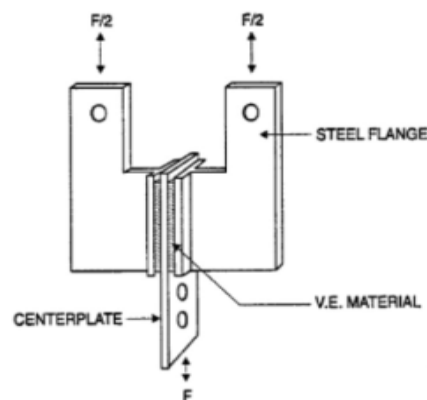


Figura 2.3: *Comportamento lineare e non lineare del dissipatore*

Questa tipologia di dispositivi si basa su un meccanismo elementare secondo cui la forza reattiva F_d è proporzionale alla velocità di deformazione che il dispositivo subisce nella direzione della forza.

Il modello reologico che può essere impiegato per descrivere il singolo dispositivo è quello elasto-viscoso di Kelvin mentre se si considera anche la deformabilità dei componenti costituenti il dispositivo, il modello da considerare è quello a 3 elementi.

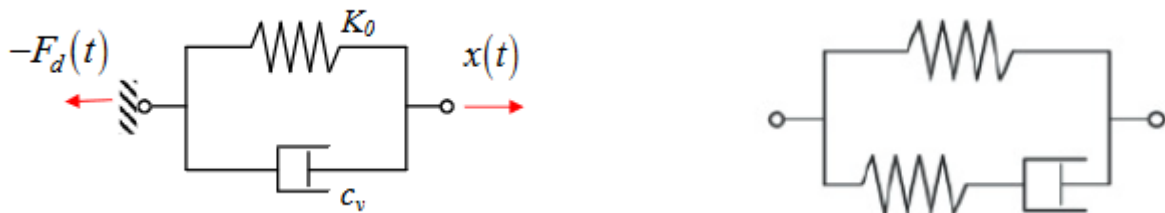


Figura 2.4: Modello elasto-viscoso di Kelvin (sinistra); Modello elasto-viscoso a 3 elementi (destra)

A differenza dei dissipatori viscosi i viscoelastici hanno capacità ricentrante e cioè tornano in posizione iniziale una volta conclusa l'applicazione della forza. Introducono un aumento sia di rigidezza, favorevole per problemi di stati limite di esercizio, che di dissipazione con ovvie conseguenze di riduzione delle sollecitazioni indotte dal sistema. Hanno buona resistenza all'invecchiamento, efficaci anche per piccole vibrazioni e mantengono una buona capacità dissipativa anche a seguito di eventi sismici severi, non necessitano di essere sostituiti.

Hanno però una capacità dissipativa modesta se confrontata con altri dispositivi e le proprietà meccaniche appaiono variabile con la frequenza e temperatura a cui i dispositivi sono sottoposti. Queste variazioni di proprietà possono essere valutate solo con analisi dinamiche e non con analisi statiche.

2.2 Dispositivi dipendenti dallo spostamento

Rientrano in tale categoria i sistemi di smorzamento che manifestano un comportamento isteretico stabile e forme di dissipazione di energia indipendenti dalla velocità del moto (ad es., attrito o isteresi per plasticizzazione di metalli); in essi l'attivazione del dispositivo avviene quando sono superati prefissati livelli dello sforzo applicato. Questo comporta un incremento della rigidità complessiva del sistema in campo elastico, e quindi una riduzione del periodo. Questo fa sì che gli spostamenti si riducano ma aumenta il taglio alla base che viene affidato al controvento.

I vantaggi che possono essere elencati di questo sistema sono:

- Elevata capacità dissipativa
- Costo limitato dei materiali
- Facilità nelle lavorazioni

Bisogna ricordare però, che ogni qual volta viene superata la soglia elastica tali dispositivi devono essere sostituiti. I dispositivi isteretici non hanno capacità ricentranti.

Tali dispositivi si dividono in due categorie: dispositivi che lavorano per attrito e dispositivi che dissipano per plasticizzazione di materiali duttili.

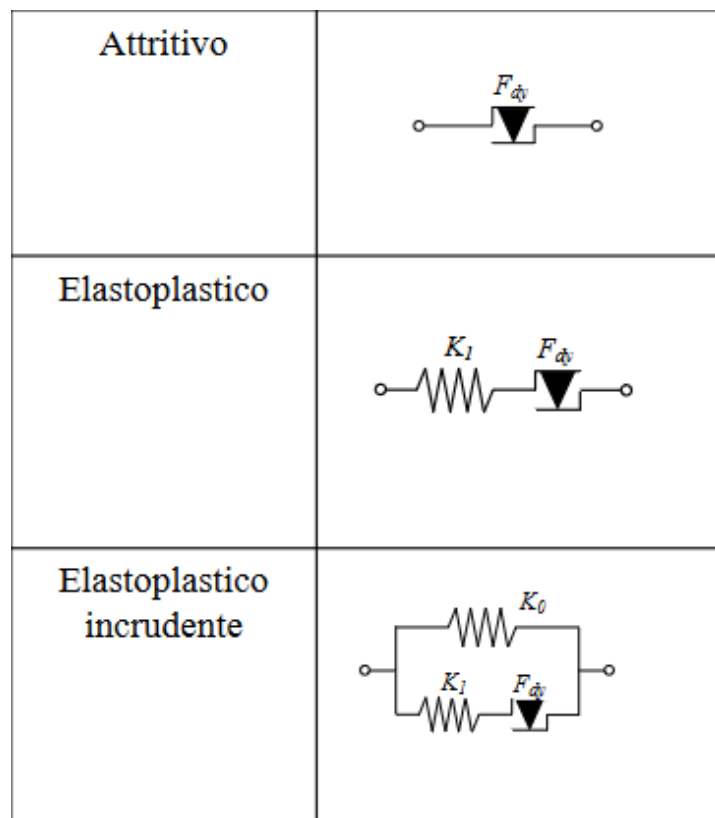


Figura 2.5: Modello isteretici

2.2.1 Dispositivi attritivi

Il meccanismo di funzionamento degli attritivi è elementare: il sistema inizialmente rigido, si deforma solo quando raggiunge un determinato livello di soglia della forza applicata. Si ha un comportamento totalmente dissipativo, intendendo con ciò che tutto il lavoro fatto dall'esterno viene trasformato in energia dissipata.

Gli ammortizzatori di attrito applicano l'assorbimento di energia mediante scorrimento per contatto degli elementi di attrito. Hanno un meccanismo in grado di impostare e regolare la forza di smorzamento (forza di attrito) utilizzando il carico applicato alla superficie di attrito.



Figura 2.6: Dispositivo Attritivo

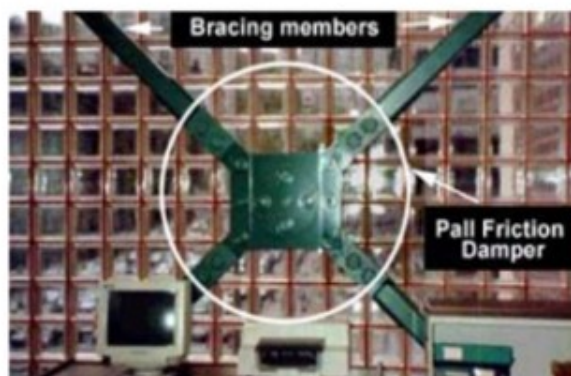
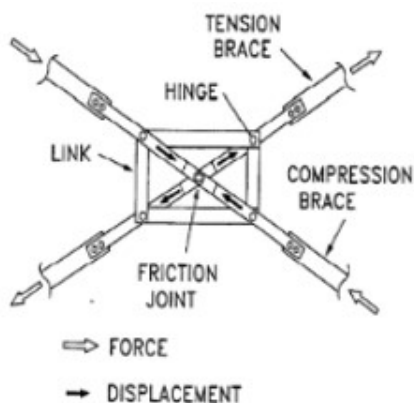


Figura 2.7: Controventi concentrici di Pall e Marsh (1982)

Pertanto, è possibile fornire un meccanismo in grado di consentire una forza di attrito costante senza dipendere dall'ampiezza della vibrazione o dallo stress di compressione.

Nei dissipatori a disco, l'energia del movimento viene convertita in energia termica prodotta dall'attrito. Questo calore aumenta la temperatura della piastra scorrevole e dell'elemento scorrevole e viene trasmesso all'ambiente circostante. In un forte terremoto, è necessario assorbire una grande quantità di energia, quindi la temperatura della piastra scorrevole e dell'elemento scorrevole diventa elevata e il coefficiente di attrito tende a diminuire. Nel tempo il coefficiente di attrito o le forze di coazione possono subire modifiche per effetto di fattori ambientali e condizioni di esercizio, per cui è necessario un piano di manutenzione.

Per quanto riguarda la dipendenza dalla temperatura, la variazione della forza di reazione nell'intervallo di temperatura da -10°C a 40°C è piccola, quindi la variazione del carico di scorrimento può essere trascurata.

2.2.2 Dispositivi elasto-plastici

Questi dispositivi si basano sulla deformazione plastica di materiali duttili, in genere acciaio. Il comportamento che hanno è più complesso rispetto agli attritivi: hanno una certa deformabilità di tipo elastico prima di superare la soglia di plasticizzazione. È possibile descrivere il comportamento mediante una molla in serie all'elemento rigido-plastico, come mostrato in figura 2.7. Dal ciclo isteretico è possibile notare che dopo avere superato il valore soglia, la forza si mantiene costante all'aumentare della deformazione plastica (dispositivi elasto-plastici).

In commercio si hanno anche dispositivi che superato il valore di soglia della deformazione plastica, hanno una rigidezza (dispositivi elasto-plastici Incrudenti).

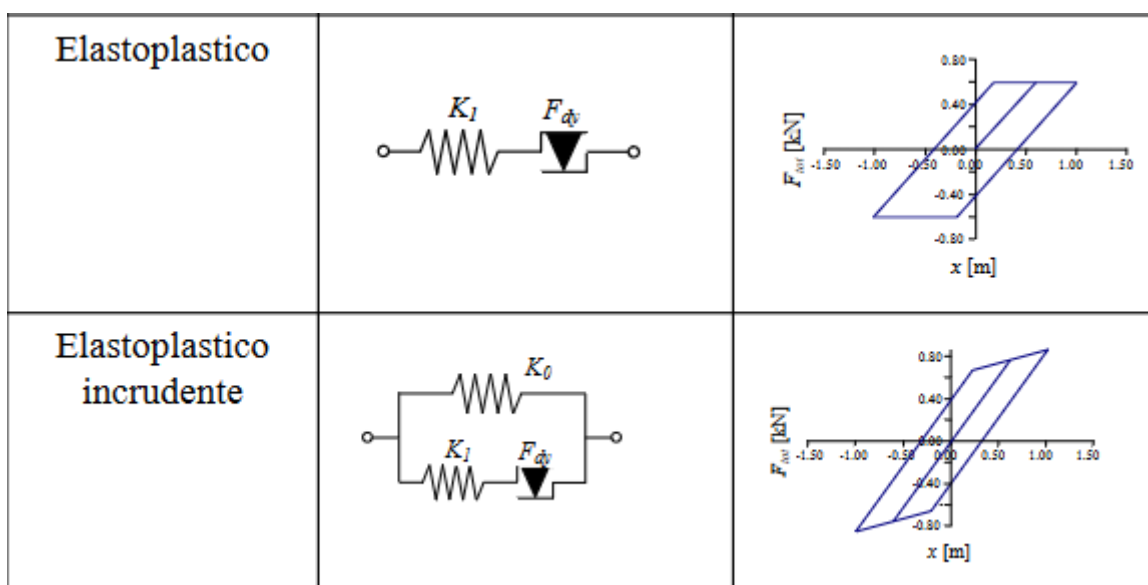


Figura 2.8: Modello elasto-plastico ed elastoplastico includente con cicli di isteresi

Nella progettazione di dispositivi di questo tipo occorre portare attenzione alla limitata fatica oligociclica, cioè alla ridotta capacità del materiale di subire deformazioni cicliche in campo plastico: generalmente maggiore è l'ampiezza della deformazione plastica e minore è il numero di cicli che possono essere sostenuti dal materiale.

Per questo motivo i dispositivi elasto-plastici necessitano di sostituzione dopo aver dissipato energia. È fondamentale che la plasticizzazione non si localizzi in zone ristrette ma sia distribuita su un tratto abbastanza lungo.

Tra i dissipatori isteretici elasto-plastici, ricordiamo il BRB (*Buckling Restrained Braces*) sviluppato in Giappone a metà degli anni '80 (Watanabe et al., 1988) ed è stato utilizzato in numerosi progetti edilizi negli Stati Uniti. Lo schema della Figura 2.8, illustra i componenti chiave del dissipatore Nippon Steel, vale a dire, una sezione trasversale cruciforme di lamiera d'acciaio saldata (spesso acciaio a basso rendimento) progettata per cedere a trazione e compressione, e un tubo esterno in acciaio di sezione trasversale circolare o rettangolare selezionata in modo tale che la capacità di instabilità del tubo superi il carico di compressione della sezione trasversale cruciforme. Lo spazio tra la sezione trasversale cruciforme e il tubo d'acciaio è riempito con un materiale simile al cemento per ritardare l'instabilità locale delle sporgenze della sezione trasversale cruciforme. Il tutore non legato è progettato per avere una resistenza approssimativamente uguale in tensione e compressione ed è concettualmente superiore al telaio con rinforzo concentrico.

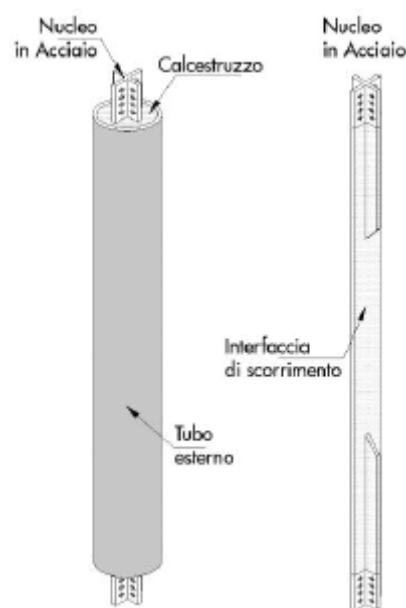


Figura 2.9: Schema di un controvento dissipativo ad instabilità impedita e del suo nucleo centrale di acciaio.



Figura 2.10: Particolare di un controvento posto in opera. In bianco la parte dissipativa (BRAD).

Questo dispositivo risulta essere molto versatile perché in base alla lunghezza del tratto deformabile cambia la rigidezza del dispositivo. Se aumenta la lunghezza del tratto deformabile il dispositivo risulta meno rigido. In questo modo è possibile controllare separatamente rigidezza e forza di snervamento: la rigidezza dipende dalla lunghezza del tratto deformabile, mentre la forza di snervamento dipende dall'area dell'anima.

Vengono ora descritti i vantaggi offerti da questa tipologia:

- Possibilità di aumentare la rigidezza complessiva della struttura, per effetto della rigidezza elastica presente prima del superamento della soglia che comporta lo scorrimento, dunque riduzione degli spostamenti.
- Elevate capacità dissipative
- Caratteristiche indipendenti dalla velocità e dalla temperatura
- Costo limitato
- La plasticizzazione non è concentrata in una zona ristretta; le capacità dissipative sono maggiori quanto maggiore è l'estensione del tratto che entra in campo plastico

Hanno però una limitata capacità a subire deformazioni cicliche in campo plastico, necessitano quindi la sostituzione quando viene superata la soglia elastica.

L'aggiunta di controventi elasto-plastici comporta invece un aumento di rigidezza, per cui riduzione di spostamenti a SLD, con contemporaneo aumento della duttilità, per cui diminuiscono le accelerazioni a SLV. In figura 2.10 è possibile confrontare le curve di domanda e capacità pre (in rosso) e post-intervento (in blu).

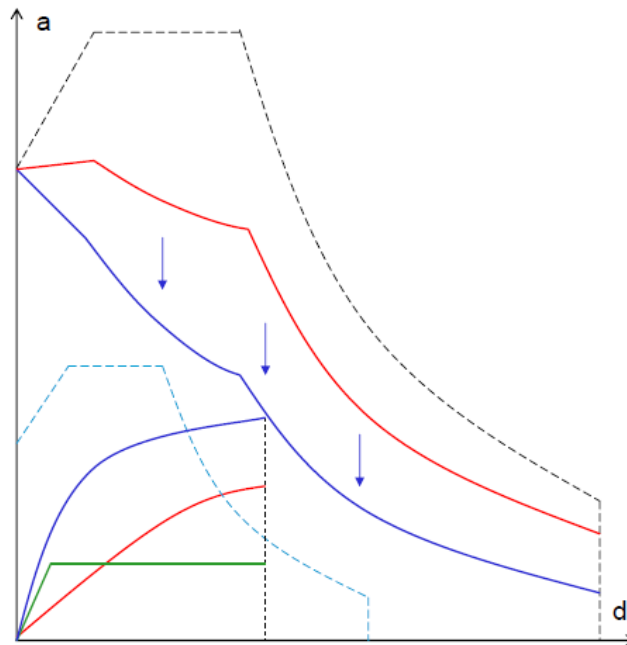


Figura 2.11: *Intervento con controventi elasto-plastici.*

3. DISSIPATORE VISCO O FLUIDO-VISCOSO

I dissipatori viscosi operano sul principio secondo cui un fluido viscoso oppone resistenza nel passare attraverso un'apertura obbligata. Questi dispositivi, largamente diffusi in campo aerospaziale, sono stati adattati alle applicazioni di ingegneria grazie alla loro capacità di dissipare grandi quantità di energia in ingresso trasformandola in calore.

Il comportamento viscoso puro può essere prodotto forzando il fluido attraverso un orifizio (Constantinou e Symans, 1992; Soong e Constantinou, 1994; Hanson e Soong, 2001). Questo principio è utilizzato dai produttori di ammortizzatori viscosi per fluidi sismici negli Stati Uniti, vale a dire Jarret e Taylor Devices. La Figura 3.1 mostra la struttura interna di uno smorzatore fluido viscoso Taylor. Come mostrato in questa figura, il fluido scorre da un lato all'altro della testa del pistone attraverso orifizi anulari e orifizi nella testa del pistone. Il design del dissipatore mostrato nella Figura 3.1 consiste in un'asta del pistone passante con due guarnizioni. È tipico di ciò che è attualmente utilizzato nei sistemi di isolamento e smorzamento sismico perché tali progetti sono generalmente affidabili e non sviluppano forza di ripristino.

La Figura 3.1 è una sezione trasversale di ammortizzatori fluido viscosi in due costruzioni alternative. I componenti meccanici chiave del dissipatore sono:

- l'asta del pistone (piston rod)
- la testa del pistone (piston head)
- l'involucro del dissipatore (damper casing)
- le guarnizioni (seals)
- un fluido a base di silicone (silicone-based fluid)

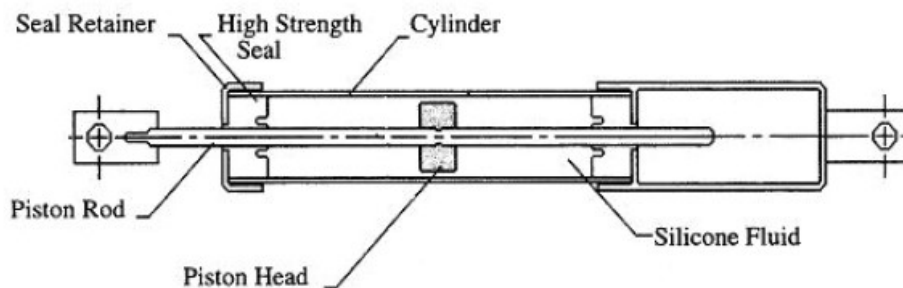


Figura 3.1: *Struttura del dissipatore*

I produttori di dissipatori fluidi viscosi utilizzano una varietà di materiali per lo stelo del pistone, la testa del pistone, l'involucro e le guarnizioni. Per una resistenza ottimale alla corrosione (una preoccupazione significativa per gli ammortizzatori installati nei ponti), è necessario utilizzare acciai inossidabili per il cilindro e lo stelo. I materiali alternativi sono acciai placcati, ma la resistenza alla corrosione dipenderà dalla qualità e dalla copertura del materiale utilizzato per la placcatura. Gli steli dei pistoni devono essere tipicamente altamente lucidati per ottimizzare la funzione dell'ammortizzatore, massimizzare la durata delle guarnizioni e ridurre al minimo la resistenza all'attrito dell'ammortizzatore; la lucidatura deve essere parallela all'asse dello stelo del pistone e deve essere specificata una rugosità massima della superficie dello stelo. È meglio per longevità e affidabilità che le bielle dei pistoni siano realizzate in acciaio inossidabile altamente lucidato.

Gli oli a base di silicone approvati dall'OSHA sono generalmente utilizzati per il fluido nei dissipatori viscosi. La scelta del tipo di olio da parte del fornitore del dissipatore si basa sulle proprietà meccaniche richieste dal dispositivo, inclusa la dipendenza della temperatura dalla viscosità e dalla comprimibilità. Il comportamento viscoso puro può essere prodotto forzando il fluido attraverso un orificio che può essere installato all'interno di una testa del pistone o essere formato da uno spazio tra la testa del pistone e il cilindro.

È possibile acquistare orifizi standard a testata passante con caratteristiche di flusso specifiche da fornitori legati all'idraulica. Per applicazioni selezionate sono stati utilizzati anche orifizi progettati su misura. Il flusso del fluido attorno alla testa del pistone è controllato modellando i bordi della testa del pistone e mantenendo un gioco specifico tra la testa del pistone e il cilindro, che può richiedere l'uso di metalli specializzati sul perimetro della testa del pistone per fornire una compensazione termica in modo che la testa del pistone e il cilindro si espandono in cicli ripetuti ma mantengono il gioco specificato: il design di tali teste del pistone è generalmente specifico del progetto e di proprietà del fornitore. Alcuni tipi di ammortizzatori per fluidi viscosi utilizzano tubazioni esterne per spostare il fluido da una camera all'altra tramite valvole installate sul cilindro su entrambi i lati della testa del pistone. In generale, l'uso di valvole riduce l'affidabilità e la longevità dei dispositivi.

Le guarnizioni per fluidi viscosi variano in base al fornitore e funzionano in un'ampia gamma di pressioni, da bassa (0-20 psi, 0 – 0,14 MPa) ad alta (5000+ psi, 34+ MPa). Le guarnizioni in resina ad alta resistenza utilizzano l'elevata pressione statica e dinamica del fluido interno per premere la guarnizione sull'asta del pistone e prevenire perdite.

3.1 Proprietà meccaniche

Come descritto da W. J. McVitty, M. C. Constantinou [7], la forza assiale è sviluppata a causa di una differenza di pressione del fluido attraverso la testa del pistone; la forza di uscita è data da:

$$F = A_1 p_1 - A_2 p_2$$

Dove:

- dove A_1 e A_2 sono le aree della testa del pistone esposte al fluido nelle camere 1 e 2
- p_1 e p_2 sono le pressioni del fluido nelle camere 1 e 2 rispettivamente.

Per ammortizzatori a doppio effetto o a stelo passante A_1 è uguale ad A_2 e l'equazione si riduce a:

$$F = A_1 \Delta p$$

dove Δp è la caduta di pressione attraverso la testa del pistone.

La forza di uscita di uno smorzatore viscoso è generalmente specificata come segue:

$$F = C |\dot{\Delta}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{\Delta})$$

Dove:

- dove C è una costante di smorzamento che dipende dall'area della testa del pistone,
- Δ è definito sopra,
- α è un esponente compreso tra 0,1 e 2,0
- sgn è la funzione di segno.

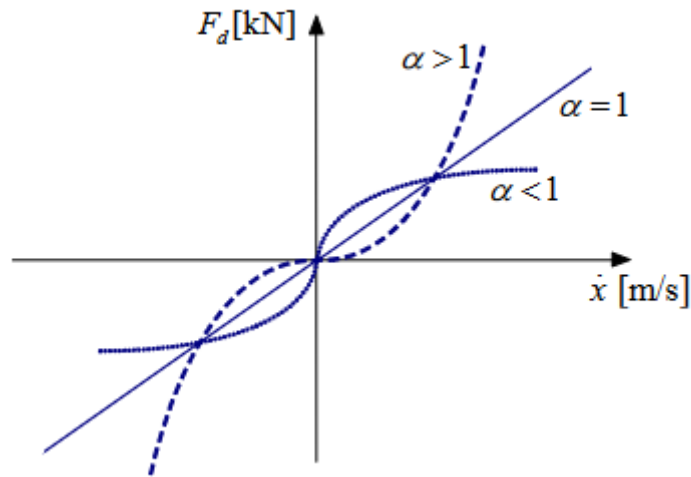


Figura 3.2: Relazione tra forza e velocità

La forma più semplice è l'ammortizzatore fluido viscoso lineare per il quale l'esponente è uguale a 1,0. Gli ammortizzatori fluido viscosi non lineari, con esponenti nell'intervallo da 0,3 a 0,5, vengono spesso utilizzati per limitare la forza in uscita dell'ammortizzatore per velocità superiori alla velocità di progetto e per massimizzare l'energia dissipata per ciclo a una data velocità di picco e spostamento di picco.

Le differenze nell'esponente di velocità per il dispositivo di smorzamento sono realizzate mediante modifica degli orifizi. Quest'ultimo metodo in genere influisce sull'affidabilità e sulla longevità del dispositivo. L'uso di dispositivi di smorzamento viscosi altamente non lineari (in particolare quelli con un esponente di velocità molto basso) può influire negativamente sulle prestazioni dei componenti non strutturali.

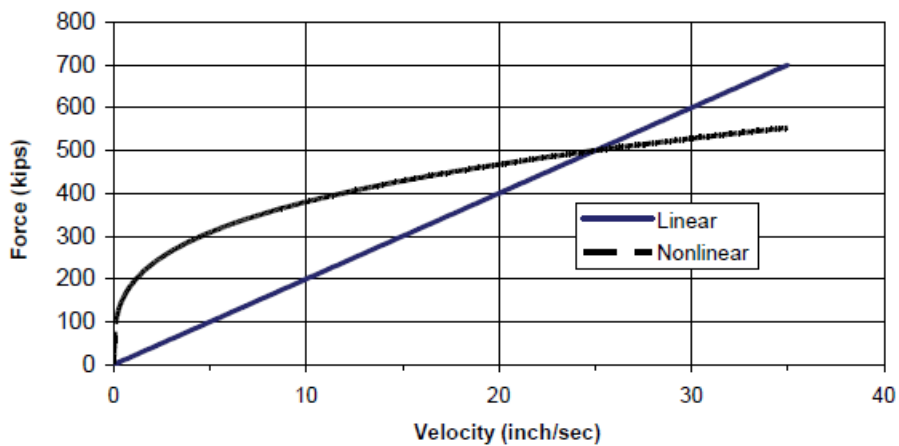


Figura 3.3: Risposte forza-velocità degli ammortizzatori viscosi per fluidi lineari e non lineari



Figura 3.4: Dissipatore fluido-viscoso FIP Industry

3.1.1. Legame costitutivo

Il legame costitutivo di un dissipatore è la relazione tra la sua deformazione, cioè il movimento relativo tra le sue estremità, e la forza che ne deriva.

Visto che essi vengono impiegati all'interno di strutture per fronteggiare l'azione sismica, si analizza nel seguito la risposta derivante da una storia di deformazione ciclica di tipo sinusoidale $x(t) = A \sin(\omega t)$, in cui A è l'ampiezza e ω la pulsazione della struttura.

I parametri fondamentali per lo studio del comportamento ciclico sono la rigidezza equivalente $K_{d,eq}$ e lo smorzamento equivalente $\zeta_{d,eq}$.

$$K_{d,eq} = \frac{F_d(x = A)}{A}$$

$$\zeta_{d,eq} = \frac{W_d^1}{4\pi E_{dM,eq}^1}$$

La rigidezza equivalente $K_{d,eq}$ è definita dal rapporto tra la forza e lo spostamento corrispondenti alla massima ampiezza.

Lo smorzamento equivalente $\zeta_{d,eq}$ è definito dal rapporto tra l'energia W_d^1 completamente dissipata in un ciclo ed il valore convenzionale della massima energia potenziale

$E_{d,eq}^1 = K_{d,eq} A^2 / 2$ che una molla di rigidezza $K_{d,eq}$ raggiungerebbe durante un ciclo.

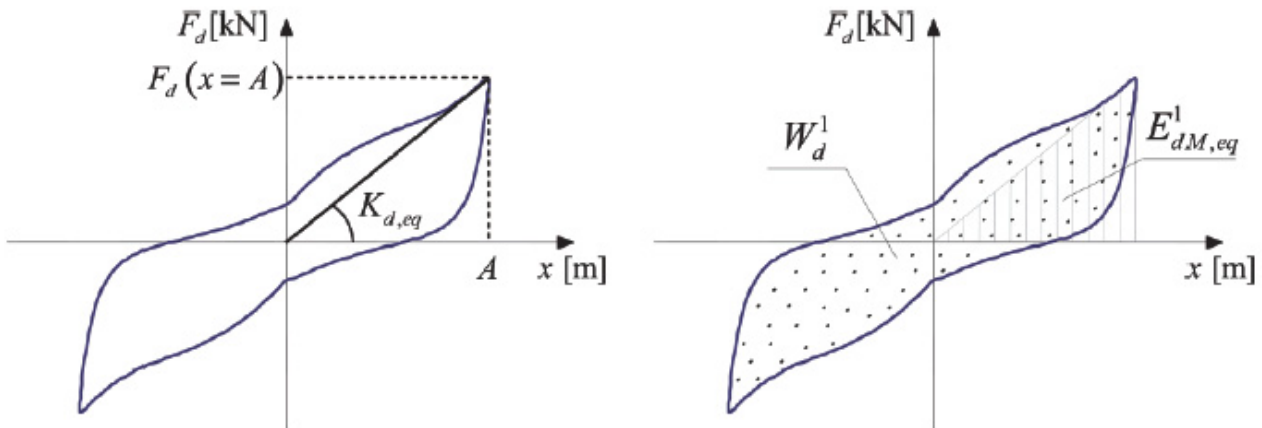
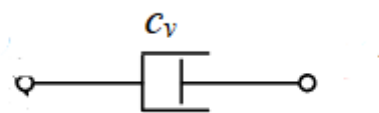


Figura 3.5: ciclico: rigidzza equivalente e smorzamento equivalente

Il limite di un comportamento di questo tipo è posto dalla variabilità dei parametri appena descritti, che possono variare in base ad ampiezza, pulsazione e forma del ciclo di spostamenti, oltre che a causa di un danneggiamento progressivo del sistema.

Il coefficiente di smorzamento può essere interpretato come un rapporto beneficio-costo, in cui il beneficio è l'energia che il dispositivo è in grado di dissipare, mentre il costo è la sollecitazione che il sistema si trova a sopportare per effetto del picco di energia elastica.

Il comportamento dei dispositivi può essere rappresentato in maniera più o meno complessa. La tipologia più semplice è lo schema da un elemento, composto solo da uno smorzatore con costante viscosa.



Considerando un elemento a comportamento lineare ($\alpha = 1$) il legame tra la forza dissipata F_d e la velocità di deformazione \dot{x} è lineare e segue la legge:

$$F_d = c_v \dot{x}$$

Considerando una storia di deformazione $x(t) = A \sin(\omega t)$, arriviamo:

$$F_d = c_v \omega A \cos(\omega t)$$

Il ciclo diventa quindi ellittico rappresentato in figura 3.6, ottenibile attraverso il valore massimo di

$$F_{dm}^1 = c_v \omega A \text{ e l'energia dissipata } W_d^1 = \int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} F_d(t) \dot{x}(t) dt = \pi c_v A^2 \omega$$

Nel caso di dispositivi lineari, l'unico parametro è la costante c_v , la forza massima e la massima energia dissipata sono relazionate così:

$$W_d^1 = \pi A F_{dm}^1$$

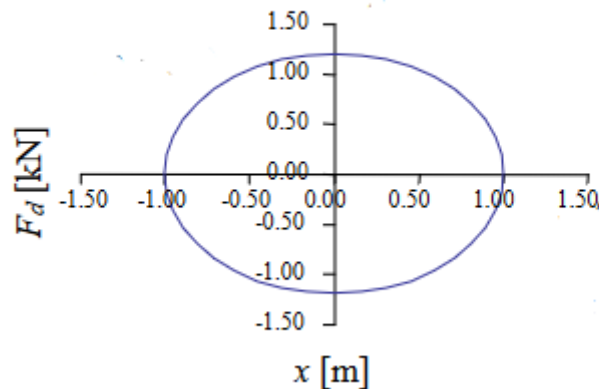


Figura 3.6: Legame costitutivo di un dissipatore viscoso lineare con schema ad un elemento

Lo schema ad un elemento può avere anche comportamento non lineare, (α diverso da 1) per cui il legame diventa:

$$F_d = c_v \dot{x}^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{x})$$

I parametri necessari alla caratterizzazione sono due: la costante viscosa c_v e l'esponente α che influenza il comportamento del dispositivo, ottenendo un ciclo più o meno ampio e di conseguenza una dissipazione maggiore o minore.

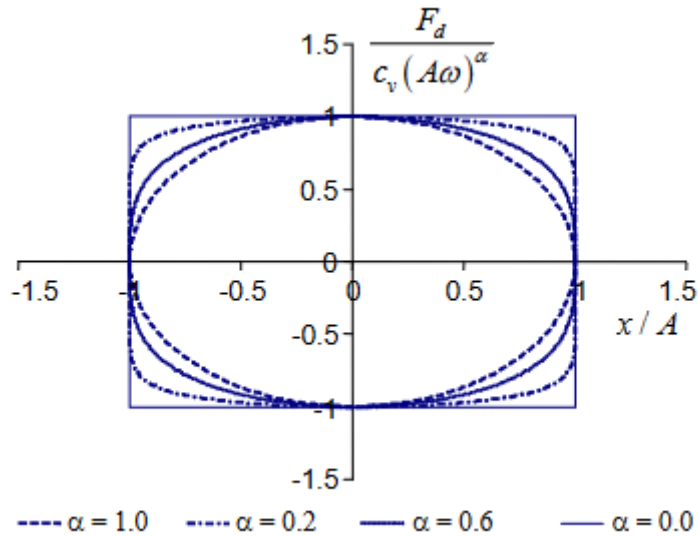
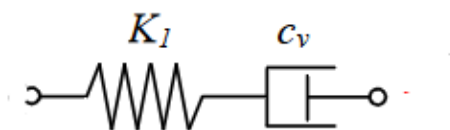


Figura 3.7: Ciclo forza-spostamento di un dispositivo viscoso non lineare

Un dispositivo con comportamento non lineare, rispetto ad un dispositivo con comportamento lineare a parità di forza massima ed ampiezza ha capacità dissipativa maggiore.

Per una descrizione più dettagliata di un dispositivo viscoso è possibile, rappresentarlo tramite un modello a due elementi chiamato elemento Maxwell. Questo modello permette di valutare la compressibilità del fluido e la deformabilità dei componenti. L'elemento è composto da una molla K_1 ed uno smorzatore in serie con costante viscosa c_v .



La deformazione totale x è data dalla somma della deformazione della molla x_e più la deformazione dello smorzatore x_v .

$$x = x_v + x_e$$

In questo dispositivo la caratterizzazione è possibile grazie a due parametri, la rigidità della molla e la costante viscosa del dissipatore. La forza agente sulla molla è esprimibile come:

$$F_k = K_1(x - x_v)$$

La forza agente sulla molla è esprimibile come $F_k = c_v \dot{x}_v$ permette di ottenere la legge di evoluzione della deformazione viscosa:

$$\dot{x}_v = K_1(x - x_v) / c_v$$

In termini di risposta ciclica si ottiene

$$x_v = A(\alpha \text{sen}(\omega t) - b \text{cos}(\omega t)) = K_1 \frac{K_1}{K_1^2 + \omega^2 c_v^2} b = K_1 \frac{\omega c_v}{K_1^2 + \omega^2 c_v^2}$$

Per cui si ottiene

$$F_d = A K_1((1 - \alpha) \text{sen}(\omega t) + b \text{cos}(\omega t)) = A \omega c_v$$

Per il calcolo dell'energia di deformazione elastica E_d e l'energia dissipata in un ciclo W_d^1

$$E_d = \frac{1}{2} K_1 A^2 ((1 - \alpha) \sin(\omega t) + b \cos(\omega t))$$

$$W_d^1 = \pi c_v A^2 \alpha$$

Il ciclo forza-spostamento, rappresentato dallo schema a due elementi in *Figura 3.8* mantiene la forma ellittica ma risulta ruotato intorno all'asse degli spostamenti. il sistema è caratterizzato dai parametri $K_{d,eq} = K_1(1 - \alpha)$ e $\zeta_{d,eq} = \frac{K_1}{2\omega c_v}$

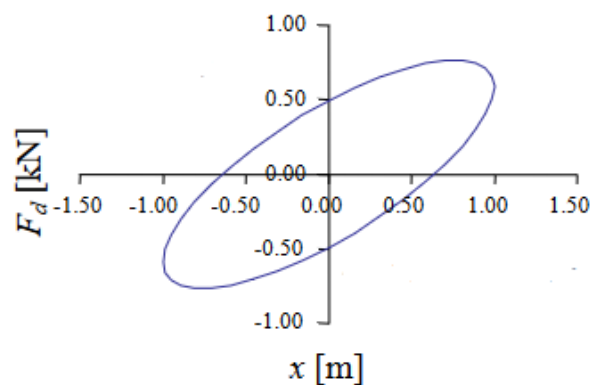


Figura 3.8: Legame costitutivo di un dissipatore viscoso a due elementi, non lineare

L'analisi più approfondita sui dissipatori viscosi richiede anche lo studio della deformabilità dei collegamenti, tra il dissipatore e la struttura. Lo schema di riferimento è illustrato nella figura seguente:

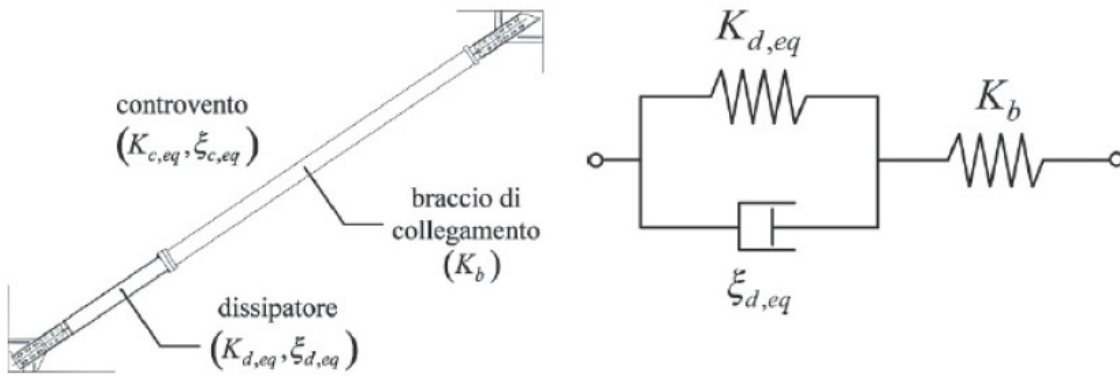


Figura 3.9: Modello viscoso con deformabilità dei collegamenti

Di questo sistema non viene fatta una trattazione analitica ma viene riportato un grafico, nel quale è possibile capire l'andamento della rigidezza del sistema equivalente in relazione alla rigidezza del braccio di collegamento.

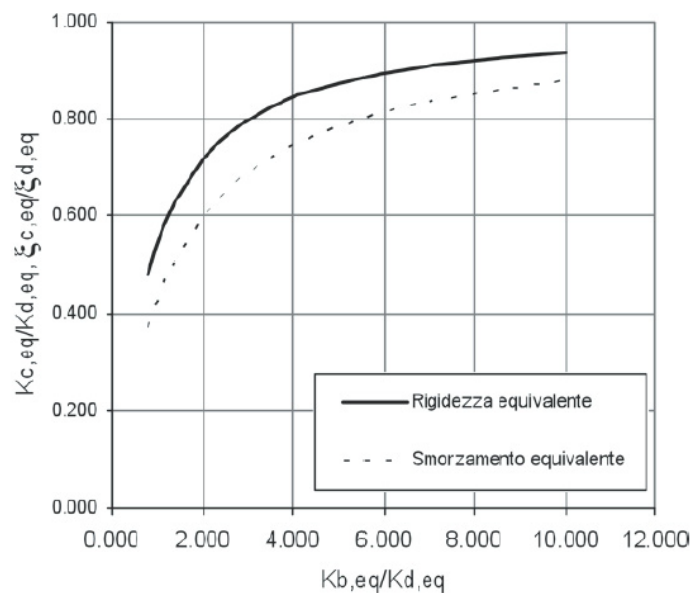


Figura 3.10: Variazione della rigidezza del sistema equivalente

L'efficienza del sistema braccio-dispositivo è minore dell'efficienza del solo dispositivo. Le riduzioni diventano importanti quando la rigidezza del braccio è inferiore di due o tre volte quella del dispositivo.

3.1.2 Risposta dinamica del sistema

Semplificando il problema, si assume che la struttura da progettare possa essere schematizzata da una molla elastica k_t e da una massa concentrata m . Il sistema dissipativo è posto in parallelo alla molla e genera una forza di richiamo F_d . Lo schema viene riportato in figura 3.11.

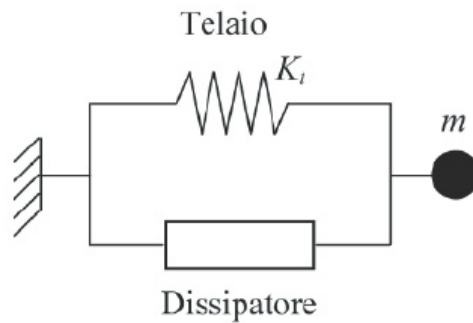


Figura 3.11: Schema telaio mono piano con dissipatore posto in parallelo

La forzante esterna è di tipo sinusoidale, e può essere rappresentata nel dominio del tempo attraverso un accelerogramma oppure nel dominio delle frequenze. Se nella maglia del telaio viene inserito un sistema di controventi dissipativi, l'equazione di equilibrio diventa:

$$m\ddot{x}(t) + k_t x(t) + F_d(x(t), \dot{x}(t)) = m \text{sen}(\omega t)$$

Da cui si ottiene

$$\ddot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) + \frac{F_d(x(t), \dot{x}(t))}{m} = \text{sen}(\omega t)$$

Nel caso in cui il telaio sia lineare, senza dissipatore, l'equazione diventa:

$$\ddot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) = \text{sen}(\omega t)$$

da cui $x(t) = X_M \text{sen}(\omega t)$

con $X_M = \frac{1}{\omega_0^2 - \omega^2}$

In presenza di un controvento dissipativo, l'equazione diventa:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta_{dyn}\omega_0^2 \dot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) = \text{sen}(\omega t)$$

in cui ζ_{dyn} è lo smorzamento dinamico comprendente la costante viscosa c_v del dispositivo e vale:

$$\zeta_{dyn} = \frac{c_v}{2m\omega_0}$$

Per cui $x(t) = X_M(a \text{sen}(\omega t) + b \cos(\omega t))$

Dove:

$$X_M = \frac{1}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\xi_{dyn}\omega\omega_0)^2}}$$

$$a = X_M(\omega_0^2 - \omega^2)$$

$$b = -X_M 2\xi_{dyn}\omega\omega_0$$

In figura 3.12, risulta possibile valutare l'andamento dei massimi valori di spostamento normalizzati allo spostamento statico $X_{st} = 1/\omega_0^2$.

Come si può vedere, l'inserimento del dissipatore viscoso riduce lo spostamento massimo e quindi le azioni sulla molla elastica, cioè sul sistema strutturale. Lo spostamento massimo si ha per valori di frequenza vicini alla frequenza propria del sistema elastico iniziale: questo conferma che il sistema di dissipazione con dispositivi viscosi determina una riduzione della risposta senza modificare in maniera significativa le caratteristiche dinamiche della struttura originaria. La riduzione della risposta è dovuta al coefficiente ζ_{dyn} , legato alle proprietà del dispositivo rappresentate dalla costante c_v mediante la massa e la rigidezza del telaio.

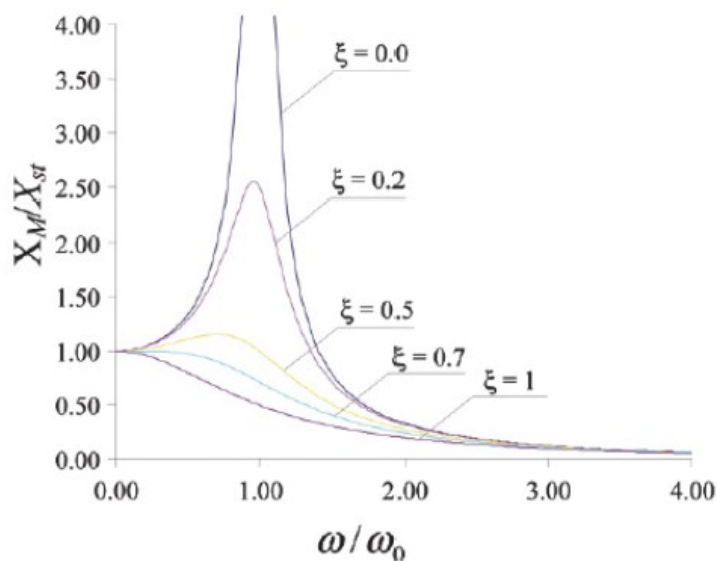


Figura 3.12: Andamento degli spostamenti massimi in funzione dello smorzamento

È possibile valutare come lo spostamento massimo X_M dipenda tanto dalla pulsazione quanto dal valore dello smorzamento, e come valori di smorzamento maggiori riducano di molto il picco di spostamento, che si verifica sempre in condizioni di risonanza e cioè per valori di $\omega/\omega_0 = 1$

3.2 Configurazione dei controventi

Per l'inserimento del controvento in un telaio le scelte possibili sono due, inserire il controvento all'interno della maglia strutturale oppure inserirlo esternamente. La scelta può dipendere da questioni architettoniche e strutturali.

Controventi interni

Il controvento è un collegamento tra due punti della struttura principale, perciò la deformazione del dissipatore è la conseguenza del moto relativo che si genera tra le estremità del controvento collegate al telaio. Generalmente, i due punti coincidono con due nodi trave-pilastro appartenenti a due livelli adiacenti e sono connessi tramite una diagonale composta dal dissipatore in serie agli elementi di collegamento al telaio. Nella progettazione è opportuno considerare la relazione tra la deformazione complessiva del controvento e quella effettiva del dissipatore. Ipotizzando che gli elementi di collegamento siano indeformabili e che alle estremità siano presenti delle cerniere, la deformazione del dispositivo coincide con quella totale della diagonale. In questo modo la risposta è controllata completamente dalla configurazione geometrica, che deve essere scelta in base sia al campo di spostamenti tollerabili dal dispositivo che al campo di spostamenti di interpiano tollerabili dalla struttura.

Le configurazioni maggiormente impiegate sono illustrate in *Figura 3.13*, in cui è riportato, per ogni tipologia, un fattore di efficienza espresso come rapporto tra la variazione di lunghezza del dispositivo e lo spostamento di interpiano e l'angolo di inclinazione del dispositivo

Diagonal		$f = \cos \theta$	$\theta = 37^\circ$ $f = 0.799$ $\beta = 0.032$
In-line		$f = 1.00$	$f = 1.00$ $\beta = 0.05$
Lower Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$	$\theta_1 = 31.9^\circ, \theta_2 = 43.2^\circ$ $f = 2.662$ $\beta = 0.344$
Upper Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$	$\theta_1 = 31.9^\circ, \theta_2 = 43.2^\circ$ $f = 3.191$ $\beta = 0.509$
Reverse Toggle		$f = \frac{\alpha \cos \theta_1}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$	$\theta_1 = 30^\circ, \theta_2 = 49^\circ, \alpha = 0.7$ $f = 2.521$ $\beta = 0.318$
Scissor-Jack		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \theta_3}$	$\theta_3 = 9^\circ, \psi = 70^\circ$ $f = 2.159$ $\beta = 0.233$

Figura 3.13: Configurazioni dei dissipatori

Lo spostamento del dispositivo è uguale allo spostamento di interpiano nel caso di controventi a V, mentre è inferiore ad esso nel caso di controventi a diagonale. La grandezza dello spostamento di interpiano determina la scelta del tipo di configurazione – tra controventi a V e diagonali – e del tipo di dispositivo: ad esempio in edifici con spostamenti di interpiano piccoli, dispositivi che richiedono una corsa elevata non sono efficaci. In rimedio a questo limite, le ultime tre configurazioni della *Figura 3.13* permettono di amplificare lo spostamento del dispositivo impiegando un numero maggiore di elementi di collegamento. Questi schemi si rivelano efficaci soprattutto per dissipatori viscosi, per i quali l'energia dissipata cresce con il quadrato dell'ampiezza.

In alternativa alle disposizioni interne, possono essere progettati sistemi di dissipazione completamente esterni all'edificio.

Il sistema consiste nell'affiancare agli edifici esistenti torri sismo-resistenti dissipative, equipaggiate con dispositivi di dissipazione dell'energia, collocate in maniera opportuna all'esterno degli edifici medesimi e connesse agli stessi a livello di piano.

Il rientramento del sistema torre-edificio è garantito dalla forza di richiamo che l'edificio esistente può trasmettere grazie all'energia potenziale elastica immagazzinata. La capacità dissipativa complessiva del sistema "edificio – torri" è tale da garantire un livello di protezione sismica atto al conseguimento del pieno adeguamento del complesso con prestazioni ben superiori agli attuali standard di sicurezza previsti dalle normative vigenti, grazie allo sfruttamento ottimale dei dispositivi dissipativi posizionati alla base delle torri stesse.

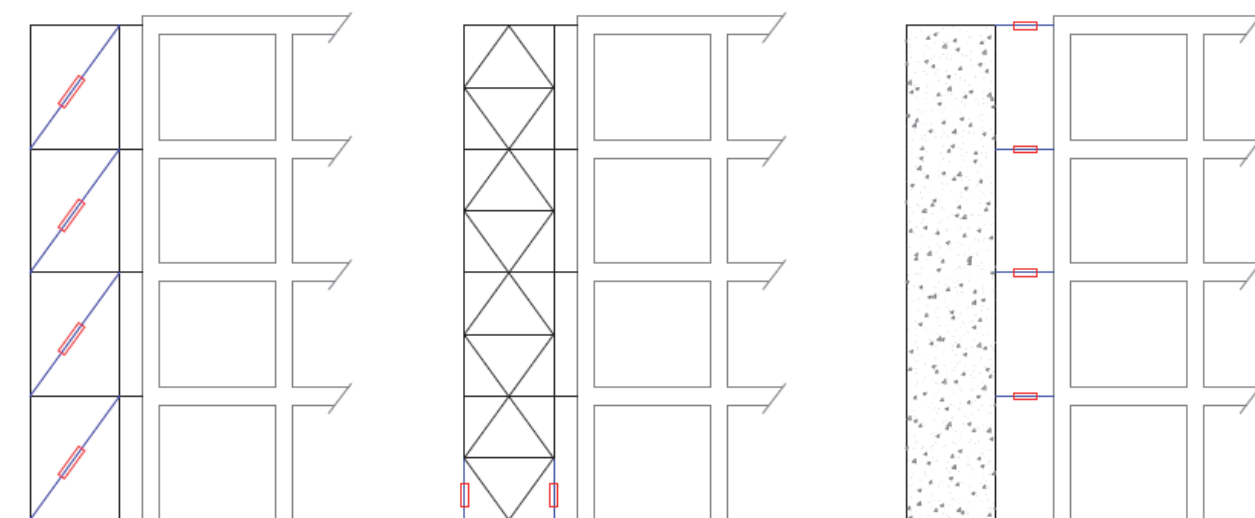


Figura 3.14: *Disposizione dei controventi esterni*

I sistemi viscosi esterni si distinguono in base agli spostamenti per cui si attivano gli smorzatori, le tipologie, illustrate nella figura sopra, sono i sistemi:

- DB, Diagonal Bracing System
- RB, Rocking Base System
- FB, Fixed-Base System

Il sistema DB, Diagonal Bracing System, è fatto da un telaio controventato a base fissa caratterizzato da smorzatori viscosi sulle diagonali che si attivano per spostamenti di interpiano. Le caratteristiche

del dissipatore devono essere in linea con la rigidità di piano dell'edificio. Il collegamento viene fatto a livello di piano.

Il sistema FB, *Fixed-Base System*, è un telaio controventato a base fissa collegato alla struttura a livello di piano tramite smorzatori viscosi. Il telaio controventato esterno è una struttura di contrasto sufficientemente rigida, generalmente reticolare in acciaio o setto in c.a., dotata di fondazione propria.

In questa configurazione, la deformazione dei FVDs è proporzionale agli spostamenti di piano e la loro efficienza è strettamente connessa alla rigidità della struttura di contrasto. Dato che la costante viscosa è proporzionale alle masse di piano, i modi di vibrare non cambiano.

Il sistema RB, *Rocking Base System*, consiste in un telaio controventato incernierato alla base, dove sono disposti degli smorzatori viscosi verticali che si attivano per effetto del movimento oscillatorio alla base appunto (*rocking base motion*). Questo sistema è generalmente chiamato "torre dissipativa".

La struttura di contrasto, collegata all'edificio sempre a livello di piano, deve essere rigida ed allo stesso tempo leggera. Infatti, essa facendo perno alla base, per effetto del proprio peso potrebbe trascinare l'edificio durante un evento sismico. Per questo motivo solitamente si realizzano strutture di contrasto reticolari in acciaio, che permettono di ridurre al minimo la massa ed ottenere buoni risultati in termini di rigidità. Anche in questo caso, tramite la rigidità del controvento è possibile linearizzare la deformata dell'edificio.

La forma modale dell'edificio cambia per effetto della torre dissipativa che ha una deformata lineare.

L'applicazione del sistema a torri dissipative sismo-resistenti presenta numerosi vantaggi rispetto alle tecniche convenzionali di adeguamento sismico, quali:

- incremento sostanziale della capacità delle strutture esistenti nei confronti delle azioni sismiche, che si traduce in un notevole abbattimento sia degli spostamenti che delle accelerazioni, preservando così non solo la struttura, ma anche i componenti non strutturali (murature, infissi, controsoffitti, impianti, ecc.) e le attrezzature, sensibili sia agli spostamenti che alle accelerazioni;
- contenimento degli spostamenti orizzontali fino a pervenire a soluzioni strutturali in grado di fronteggiare i terremoti previsti dalle norme allo stato limite di salvaguardia della vita

(SLV) mantenendo la struttura in campo elastico e quindi senza importanti danneggiamenti ed interruzioni d'uso;

- la disposizione ottimale delle torri in pianta consente di regolarizzare il comportamento delle strutture in situazione sismica, prevenendo il manifestarsi di pericolosi accoppiamenti torsionali; le torri sono inoltre dotate di rigidità tale da favorire la regolarizzazione della deformata trasversale degli edifici;
- la creazione alla base di ciascuna torre, di una zona completamente dedicata alla dissipazione di energia, permette di massimizzare l'efficienza dei dispositivi (nello specifico di tipo viscoso), nonché la loro facile ispezione e manutenzione rispetto alle consuete applicazioni all'interno delle maglie strutturali di edifici esistenti;
- la piena rispondenza ai criteri di reversibilità dell'intervento, poiché intervenendo in esterno e possibile rimuovere le torri senza interferire con le strutture esistenti;
- sensibile riduzione dei costi rispetto alle tradizionali tecniche di protezione sismica; operando esclusivamente dall'esterno si consegue l'abbattimento dei costi indiretti connessi alla sistemazione degli spazi interni e all'interruzione e/o delocalizzazione delle attività.



Figura 3.15: Liceo Socio-pedagogico B. Croce – Avezzano (AQ)



Figura 3.16: Capannone "TexPoint" – Gonzaga (MN)

3.3 Applicazioni

La tecnologia usata nei dissipatori fluidodinamici è nota da circa un secolo. Veniva largamente utilizzata nell'industria militare: cannoni nella Prima Guerra Mondiale, sospensioni di autocarri nella Seconda Guerra Mondiale, fino alle applicazioni nella industria missilistica e degli aerei ad alta tecnologia (Stealth). La fine della guerra fredda fece sì che parte della produzione militare fosse convertita in commerciale (Taylor Devices, inc.), così si cominciò ad applicare nell'ingegneria civile per la protezione di edifici ad elevata vibrazione. In questo paragrafo vedremo alcune recenti applicazioni di questi dispositivi.

In figura 3.17 riportiamo una immagine del Hotel Woodland, a Woodland, California. L'edificio è stato costruito nel 1928 ed è composto di 5 piani a bassa resistenza. In questo edificio sono stati applicati 16 dissipatori fluidodinamici della Taylor Device, inc. disposti come un controvento a "K".



Figura 3.17: *Intervento di recupero dell'Hotel Woodland, California (1928): (a) vista prospettica dell'hotel; (b) dissipatori utilizzati.*

Un altro intervento interessante è quello realizzato nel nuovo stadio di baseball di Seattle al New Pacific Northwest Baseball Park (fig. 3.18). In questo caso sono stati posizionati 8 dissipatori fluidoviscosi di notevoli dimensioni e in grado di sopportare sismi di notevole intensità al posto di aste della copertura reticolare dello stadio.



Figura 3.18: *Stadio di baseball di Seattle*

La soluzione tecnica adottata per questo edificio è molto interessante: sono stati installati 8 dissipatori fluidoviscosi capaci di sopportare carichi di punta fino a 450t.

Sono stati posizionati al posto di aste della reticolare della copertura, come mostrato in figura 3.18. A detta dei progettisti questo intervento ha permesso di risparmiare fino a 5 milioni di dollari.



Figura 3.18: Dissipatori fluidodinamici posizionati al posto di reticolari

Di grande interesse è anche l'intervento realizzato al Millenium Bridge (fig. 3.19).

Questa passerella pedonale collega la City e in particolare la Saint Paul Cathedral, con la Modern Tate Gallery, poste su sponde opposte del Tamigi. In figura 1.13 viene proposta una immagine della passerella.

La passerella è stata inaugurata nel 1999 e faceva parte di una serie di realizzazioni che il City Council di Londra aveva finanziato in occasione del nuovo Millennio. Fin dai primi periodi si riscontrarono eccessive deformazioni della passerella, fu deciso di installare dei dissipatori fluidoviscosi in posizioni differenti: verticale, all'attacco della passerella, orizzontale, sulle ali di controvento, sotto l'impalcato.

In figura 3.19, 3.20, 3.21 viene mostrata lo schema dei dissipatori installati.



Figura 3.19: Dissipatori in posizione verticale all'attacco della passerella.



Figura 3.20: Dissipatori in posizione orizzontale sulle ali della passerella



Figura 3.21: *Dissipatori disposti come controvento sotto impalcato della passerella*

4. QUADRO NORMATIVO

Ad oggi, non esiste ancora una normativa specifica riguardante la progettazione di strutture con sistemi di dissipazione di energia, ma solamente indicazioni relative alle prove di qualifica e di accettazione, riportate al Capitolo 11.9 del Decreto del 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*.

Lo stesso vale a livello europeo, infatti è nota solamente la norma di prodotto (EN15129), documento, redatto dai produttori datato 2009, ma rappresenta ancora oggi in Europa una guida fondamentale da seguire in merito ai controlli sui dispositivi.

L'eurocodice 8 non riporta una sezione relativa alla progettazione di tali strutture.

La Circolare del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP., conferma l'assenza di criteri specifici per i sistemi di dissipazione, affermando che la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle valide per le costruzioni ordinarie. Inoltre, sottolinea la necessità di eseguire analisi non lineari in sede di progetto, essendo il comportamento dei dispositivi di dissipazione prevalentemente non lineare.

4.1 Test di qualifica

La conformità, inclusa delle specifiche tolleranze, alle performance richieste delle reali proprietà meccaniche dei dispositivi deve essere verificata tramite l'utilizzo di specifici test sperimentali.

Il test deve essere eseguito ogni volta che un nuovo prodotto ha una capacità di carico diversa di oltre $\pm 20\%$ da quella di un'unità precedentemente sottoposta a prova e/o la sua velocità di progetto è maggiore. Affinché le prove precedenti siano valide, il progetto concettuale e i materiali devono essere gli stessi utilizzati in precedenza.

Le prove da effettuare sono elencate nella figura 4.1:

	Pressure Test	Low Velocity Test	Constitutive Law Test	Damping Efficiency Test	Wind Load Test	Seal Wear Test	Stroke Verification Test
Type Tests	x *	x	x	x	x *	x *	x *
Factory Production Control	x *	x *	x *	X*			

Figura 4.1: Prove di qualifica

La norma EN 15129 spiega in dettaglio e chiarisce dettagliatamente quelli che sono i processi e le modalità da seguire per effettuare le sette prove. In questo elaborato di tesi non verranno discusse le procedure delle prove.

Si afferma inoltre come i dispositivi utilizzati per le prove di qualifica non devono essere utilizzati nella posa in opera, a meno che non superino i test di qualità successivi.

4.2 Test di accettazione

Questi test vengono effettuati per avere la certezza che non ci siano difformità con quanto dichiarato dal produttore. Devono essere effettuati prima della messa in opera, e vanno anche fatte verifiche geometriche sul dispositivo.

I risultati di tali test si confrontano successivamente con le prove di qualifica fatte precedentemente. Il confronto è possibile dal momento che le prove effettuate in fase di qualifica e di accettazione sono le stesse, l'unica differenza è che le prove di accettazione sono 4:

- Pressure test
- Low velocity test
- Constitutive law test
- Damping efficiency test

Per quanto riguarda il numero di dispositivi da testare la norma europea va in contrasto con quanto dicono le NTC18. Per la norma europea è sufficiente effettuare il test di accettazione su un dispositivo su 20. Le NTC18, richiedono l'effettuazione dei test di qualifica su un 20% dei dispositivi totali, e quindi nel caso di 20 dispositivi in uso, i test vanno effettuati su 4 dissipatori. In questo caso, va rispettata la norma più restrittiva.

I laboratori per effettuare test di accettazione devono essere certificati e non possono essere svolti dal laboratorio che ha prodotto il dispositivo.

5. DESCRIZIONE CASO STUDIO

La tesi ha come obiettivo il progetto dei dissipatori viscosi al Collegio Universitario Fazzini, edificio ubicato in Via Le Mosse, Camerino (MC), dove a seguito degli eventi sismici del 26 e 30 ottobre 2016 il collegio è stato dichiarato inagibile.

La struttura in esame è stata utilizzata dall'ERSU per alloggi universitari ed è stata inoltre la sede del presidio territoriale di Camerino dell'ufficio regionale della Protezione Civile.

Viene ora mostrato nelle figure 5.1 e 5.2 l'edificio oggetto del caso studio.



Figura 5.1: Vista aerea edificio Fazzini



Figura 5.2: Prospetto Nord edificio Fazzini

Il software utilizzato per la progettazione del sistema di dissipazione, è il SAP2000 con licenza data dall'Università Politecnica delle Marche.

Verranno poi effettuate tutte le verifiche richieste da norma.

5.1 Inquadramento normativo

Le norme vigenti per questo tipo di interventi sono due:

- D.M. 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21/01/2019: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni

Le NTC 2018, normativa cogente in Italia in materia di costruzioni, tratta le costruzioni esistenti al Capitolo 8.

Al capitolo 8.1 la norma specifica cosa si intende per costruzione esistente, la norma cita questa frase *“Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata”*.

In un progetto di intervento in una struttura esistente, la prima fase è quella di conoscenza del nostro edificio. Si deve cercare di conoscere quante più cose possibili del nostro edificio in esame, tra cui epoca di costruzione, successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, eventi che lo hanno interessato per esempio sismi, cedimenti.

Seguiranno poi una campagna di indagini distruttive e non, per la conoscenza dello stato dei materiali, sapendo però che le indagini che andiamo a fare, in particolare le indagini distruttive, devono essere il minor numero possibile per recare il minor danno alla struttura.

Il modello di riferimento per le analisi come specificato al capitolo 8.5 delle NTC 2018, sulla base dei risultati di:

1. Analisi storico-critica
2. Rilievo geometrico-strutturale
3. Caratterizzazione meccanica dei materiali
4. Azioni

5.1.1 Analisi storico-critica

Conoscere la storia di un edificio è indispensabile, ai fini della valutazione sulla sicurezza e per il progetto di un intervento. Con questo tipo di analisi si vanno a ricercare tutti i documenti possibili sulle origini del fabbricato e su eventuali modifiche che ha subito. Se non abbiamo sufficiente materiale è importante controllare edifici simili, costruiti nelle vicinanze del fabbricato in esame, magari le costruzioni sono state fatte dalle stesse maestranze e risultano simili.

Grazie a questa analisi riusciamo anche a pianificare il piano di indagini distruttive e non, che dobbiamo fare ricordando sempre di essere il meno visibili possibile.

La Circolare nel capitolo C 18.5.1 ci illustra quali sono le informazioni da reperire:

- Epoca di costruzione;
- Tecniche, regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- Forma originaria e le successive modifiche;
- Traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- Deformazioni, dissesti e quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- Interventi di consolidamento pregressi;
- Aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte

5.1.2 Rilievo geometrico-strutturale

Si tratta di una procedura fondamentale per l'acquisizione dei dati necessari per la realizzazione di un modello di calcolo rappresentativo dell'edificio esistente. È necessario effettuare un rilievo geometrico-strutturale e materico; un rilievo del quadro fessurativo e un rilievo delle fondazioni.

L'NTC 2018, al capitolo 8.5.2 scrive:

“il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.”

Il rilievo geometrico va redatto con il massimo del dettaglio possibile, data la possibilità di misurare la struttura. Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, (come ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione.

Il rilievo deve essere finalizzato alla determinazione di:

- Organizzazione strutturale
- Posizione e dimensione di travi, pilastri, scale e setti
- Identificazione dei solai e della loro tipologia, orditura, sezione verticale
- Individuazione di tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali quali tamponamenti, tramezzature.

In questa fase oltre alla definizione della geometria esterna, si devono individuare eventuali danni presenti nell'edificio e/o situazioni critiche che possono comportare una crisi imminente. Il rilievo del quadro fessurativo riguarda sia gli elementi strutturali che quelli non strutturali. Sono necessarie tavole dettagliate con fessurazioni e danneggiamenti, dai quali si conoscono posizione, ampiezza e profondità.

Il rilievo delle parti non strutturali e cioè pareti divisorie, controsoffitti, impianti deve essere effettuato con l'obiettivo principale di identificare eventuali rischi per la sicurezza, connessi a problemi di stabilità. In occasione di eventi sismici si sono rilevate molto pericolose le pareti di tamponamento.

Di grande importanza sono i dettagli costruttivi, per la valutazione della risposta sismica della struttura, che possono essere ricavati dai disegni originali se disponibili, o mediante indagini in sito o con un progetto simulato.

Il progetto simulato, come dice la parola è un progetto vero è proprio che viene fatto quando non si ha sufficiente documentazione. Il progettista si deve calare nella realtà dell'epoca per determinare quello che non è riuscito a trovare. Sono necessarie le norme manuali dell'epoca di costruzione perché la norma dice che le caratteristiche che troviamo nel progetto simulato devono essere riscontrate nella realtà con prove in situ.

Risulta molto utile questo progetto per conoscere la quantità di armature negli elementi strutturali e alle caratteristiche dei collegamenti.

In base al grado di dettaglio si possono individuare tre livelli di indagine: Limitate, Estese ed Esaustive. Le *indagini limitate* consistono in saggi a campione che permettono di verificare la corrispondenza tra le caratteristiche di elementi riportati negli elaborati progettuali, o progetto simulato, con la realtà. Le *indagini estese* sono in genere necessarie quando non sono disponibili elaborati progettuali originali, o come alternativa ad un progetto simulato accompagnato da

indagini limitate. Le *indagini esaustive* consentono il raggiungimento di un livello di conoscenza accurato e sono necessarie quando non sono disponibili documenti originali.

Il rilievo dei dettagli costruttivi è finalizzato a conseguire le seguenti informazioni per le costruzioni in cemento armato:

- quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e sua disposizione;
- quantità di barre di armatura piegate che contribuiscono alla resistenza a taglio, presenti nelle travi;
- quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- quantità di armatura longitudinale che contribuisce al momento negativo di travi a T, presente nei solai;
- lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali spessore dei copriferro;
- lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi;

5.1.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la caratterizzazione meccanica dei materiali, la circolare al capitolo C8.5.3.2 afferma che è possibile riferirsi alle norme dell'epoca di costruzione.

Per il calcestruzzo si fa riferimento alle *“Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera”* del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Per l'acciaio sono necessarie estrazioni dei campioni da sottoporre a prove di trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento.

La norma permette anche l'uso di prove non distruttive di documentata affidabilità, ma richiede poi un confronto con i risultati ottenuti da prove distruttive.

In base al livello di conoscenza che si vuole raggiungere si devono effettuare un certo numero di prove. Si possono distinguere tre livelli di conoscenza di prova: *Prove limitate*; *Prove estese*; *Prove esaustive*

La circolare al capitolo 8.5.3.2 scrive:

“Prove limitate: *prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.*

Prove estese: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali.

Prove esaustive: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle prove, limitate o estese, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata.”

I parametri necessari alla definizione di un modello strutturale sono:

- Resistenza e modulo elastico del calcestruzzo
- Tensione di snervamento, tensione di rottura ed allungamento percentuale dell'acciaio

5.1.4 Livelli di conoscenza

I Livelli di Conoscenza (LC) ottenibili dipendono dal grado di approfondimenti fatti nelle fasi conoscitive. Le NTC definiscono tre Livelli di Conoscenza:

- LC1
- LC2
- LC3

Ad ogni livello è associato un Fattore di Confidenza (FC), sono utilizzati per ridurre i parametri meccanici dei materiali. La circolare al C8.5.4.2 determina i Fattori di Confidenza corrispondenti al Livello di Conoscenza raggiunto, per le costruzioni in calcestruzzo armato.

- **LC1:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo, indagini **limitate** sui dettagli costruttivi e prove **limitate** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello di conoscenza è:

$FC=1,35$

- **LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo, indagini **estese** sui

dettagli costruttivi e prove **estese** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza per questo livello di conoscenza è:

$$FC=1,2$$

- **LC3**: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, indagini **esaustive** sui dettagli costruttivi e prove **esaustive** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. il corrispondente fattore di confidenza per questo livello è da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate ed è:

$$FC=1$$

In figura 5.3 viene riportata la tabella della norma C8.5.IV che riassume i vari Livelli di Conoscenza:

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e indagini limitate in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e prove limitate in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con indagini limitate in situ; in alternativa indagini estese in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con prove limitate in situ; in alternativa da prove estese in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con indagini limitate in situ; in alternativa indagini esaustive in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con prove estese in situ; in alternativa da prove esaustive in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 5.3: Tabella C8.5.IV, Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.L.L.PP.

Ottenuto il Livello di Conoscenza e quindi il Fattore di Confidenza è possibile conoscere la resistenza dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi strutturali. E' sufficiente dividere le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ, per il Fattore di Confidenza.

Per non generare ambiguità sui termini utilizzati nella descrizione di indagini e prove in situ, la Circolare Ministeriale fornisce la seguente tabella per chiarire quantitativamente quando i rilievi effettuati possono essere definiti "limitati", "estesi" e "esaustivi", distinguendo il caso dei dettagli costruttivi e dei collegamenti.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 5.4: Definizione dei livelli di rilievo per edifici in c.a., Fonte: Tabella C8.5.V Circolare Ministeriale 201

5.1.5 Azioni

I valori delle azioni da considerare nel calcolo sono quelli definiti per le nuove costruzioni sia per la valutazione della sicurezza che per un progetto di intervento. Per le verifiche di sicurezza è necessario tenere in conto di tutte le azioni sia sismiche che non sismiche.

Nella Circolare al capitolo C.8.5.5.2 viene definito il valore del fattore di comportamento q che può variare tra 1.5 e 3. Valori di q superiori a 3 devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

5.2 Classificazione degli interventi

Come descritto nelle NTC 2018 [1], nel capitolo 8.4 vengono classificati i tipi di interventi sulle costruzioni esistenti in: interventi di riparazione o locali; interventi di miglioramento; interventi di adeguamento.

Le NTC 2018 prevedono 3 diverse tipologie di intervento su un edificio esistente, come descritto al § 8.4.:

1) **interventi locali:** *interventi che interessano porzioni limitate della struttura, pur garantendo un incremento delle condizioni di sicurezza preesistenti;*

2) **interventi di miglioramento:** *interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione;*

3) **interventi di adeguamento:** *interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione.*

Per poter descrivere le diverse tipologie di intervento si fa riferimento al parametro per la valutazione del livello di sicurezza ξ_E , introdotto dall'NTC 2018 al § 8.3 e descritto al capitolo 3 di questa trattazione:

$$\xi_E = \frac{\text{Azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura esistente}}{\text{Azione sismica di progetto nel caso di una nuova costruzione}}$$

Si procede ora, effettuando una breve descrizione delle diverse tipologie di intervento.

5.2.1 Interventi locali

Sono interventi che interessano porzioni limitate della struttura, pur garantendo un incremento del livello di sicurezza della struttura esistente.

Dunque, ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza ξ_E di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

Questi interventi mirano a:

- Ripristinare le condizioni iniziali di elementi o parti danneggiate;
- Migliorare la resistenza e/o la duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- Impedire meccanismi di collasso locale;
- Modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Per questa categoria di intervento non è necessario realizzare un modello globale della struttura, è sufficiente realizzare un modello che riguarda la variazione del livello di sicurezza locale dell'elemento.

5.2.2 Interventi di miglioramento

Sono interventi atti ad aumentare il livello di sicurezza dell'edificio esistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalle norme per un edificio di nuova costruzione.

Dunque, l'intervento di miglioramento deve essere finalizzato a conseguire un aumento del livello di sicurezza della costruzione. In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale della struttura.

Si può eseguire un intervento di miglioramento sismico tramite variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti,

riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali le azioni del vento, le azioni sismiche o le azioni gravitazionali; è questo il caso di strutture esistenti progettate seguendo un vecchio ordinamento, che non prevedeva la resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, alle quali la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.

Le norme tecniche del 2018 forniscono informazioni fondamentali sui valori che il coefficiente ξ_E può assumere in funzione della classe d'uso dell'edificio esistente che si sta analizzando. In generale, essendo un intervento di miglioramento ξ_E può essere minore dell'unità ma, nello specifico, per le costruzioni di classe d'uso III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ξ_E , a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6; per le rimanenti costruzioni di classe d'uso III e per quelle di classe d'uso II il valore di ξ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1. Anche questa è una novità introdotta dalle NTC 2018: con il vecchio ordinamento era possibile, dal punto di vista normativo, effettuare un miglioramento anche se questo incrementava il livello di sicurezza di 0,01. Ora è necessario un incremento rispetto alla vulnerabilità sismica almeno del 10%.

Nel caso si scelga di effettuare un intervento di miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo elastico. Pertanto, per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore di ξ_E deve essere assunto pari a 1,0, ovvero il miglioramento sismico con isolatori, di fatto coincide con un intervento di adeguamento sismico.

Dunque, per il miglioramento sismico, sarà necessario:

- 1) effettuare un modello globale della struttura;
- 2) analizzare il livello di sicurezza valutando la percentuale di azione sismica per la quale tutte le verifiche, duttili e fragili, siano soddisfatte;
- 3) progettare un possibile intervento di miglioramento tramite un incremento di rigidità, resistenza o capacità deformativa a seconda delle necessità;

- 4) analizzare il livello di sicurezza post-operativo;
- 5) controllare che il livello di sicurezza raggiunto rispetti le condizioni imposte dalla normativa in funzione della classe d'uso e che la variazione del livello di sicurezza sia maggiore o uguale di 0,1.

5.2.3 Interventi di adeguamento

Gli interventi di adeguamento hanno l'obiettivo di raggiungere livelli di sicurezza uguali a quelli richiesti per gli edifici di nuova costruzione. La valutazione della sicurezza, il progetto d'intervento e le verifiche dovranno interessare l'intera struttura.

Tale tipologia di intervento è obbligatoria quando si intende:

- Sopraelevare la costruzione;
- Ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne la risposta;
- Apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica;
- Effettuare interventi strutturali che modificano il sistema strutturale esistente e quindi il suo comportamento;
- Apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Ovviamente non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) previste per le costruzioni nuove, è sufficiente che siano soddisfatte le verifiche di resistenza o duttilità a seconda dell'analisi che si sta effettuando.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ξ_E . Solamente nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) è ammesso un valore minimo di ξ_E pari a 0,8.

Dunque, per l'adeguamento sismico, sarà necessario:

- 1) effettuare un modello globale della struttura;
- 2) analizzare il livello di sicurezza valutando la percentuale di azione sismica per la quale tutte le verifiche, duttili e fragili, siano soddisfatte;

- 3) progettare un possibile intervento di adeguamento tramite un incremento di rigidità, resistenza o capacità deformativa a seconda delle necessità;
- 4) analizzare il livello di sicurezza post-operativo;
- 5) controllare che il livello di sicurezza raggiunto rispetti le condizioni imposte dalla normativa in funzione della casistica nella quale ci si trova.

5.3 Percorso di conoscenza effettuato

5.3.1 Campagna sperimentale di prove

Il fabbricato oggetto di studio, situato in Via Le Mosse presso il comune di Camerino, in provincia di Macerata, risulta edificato nella prima metà degli anni '70, quando ancora non vigeva l'obbligo di deposito al Genio Civile. Infatti, non è disponibile nessun elaborato progettuale o documento originale.

L'immobile è stato acquistato dall'Università di Camerino per l'uso residenziale degli studenti, archivio ed uffici del presidio territoriale di Camerino della Protezione Civile.

Per il progetto di un intervento sismico dell'edificio risulta necessaria la conoscenza dello stesso, analizzando i danni causati dal sisma del 2016-2017 e per valutare l'attuale livello di sicurezza.

Il percorso di conoscenza comprende le fasi seguenti:

- Rilievo completo della geometria e dei dettagli costruttivi delle sezioni;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati, cioè calcestruzzo e barre d'armatura, attraverso prove non distruttive sclerometriche ed ultrasoniche e prove di schiacciamento di provini cilindrici (carote) prelevate in situ;
- Ricognizione dei danni conseguenti ai principali eventi sismici del 2016-2017;
- Interpretazione dei dati sperimentali finalizzata alle analisi strutturali per lo studio della risposta sismica ed il progetto di un intervento di adeguamento sismico.

I rilievi geometrici e la campagna di prove sperimentali in situ e in laboratorio sono stati effettuati su tutta la costruzione con l'obiettivo di mettere in luce un quadro omogeneo di conoscenza del fabbricato, concentrandosi in modo attento sulle porzioni più rilevanti ai fini della risposta sismica. La campagna di indagine è stata stabilita in modo tale da limitare le prove distruttive, sostituendole con almeno il triplo di prove non distruttive.

Le prove sperimentali sono state condotte dal Laboratorio #DIAGNOSTICS del Centro Laboratori Integrati Condivisi (CLIC) della Scuola di Architettura e Design dell'Università degli Studi di Camerino.

Per quanto riguarda le indagini effettuate, esse comprendono:

- *Prove endoscopiche per la determinazione della stratigrafia delle pareti perimetrali di tamponatura, dei divisori interni di significativo spessore e degli orizzontamenti;*
- *Prove magnetoscopiche al fine di individuare la posizione e il diametro delle barre d'armatura degli elementi strutturali indagati;*
- *Rimozione dell'intonaco per l'esecuzione di prove ultrasoniche e sclerometriche;*
- *Rimozione del calcestruzzo corticale al fine di verificare i dettagli costruttivi;*
- *Prelievo di provini cilindrici di cls per l'esecuzione di prove di schiacciamento;*
- *Prelievo di spezzoni di barre d'armatura per l'esecuzione di prove di trazione.*

È stato possibile appurare come non siano stati riscontrati quadri lesivi significativi riconducibili a cedimenti fondali pregressi o attivati dal sisma del 2016.

Per quanto riguarda la determinazione delle indagini, è possibile visionare nelle seguenti figure la loro ubicazione nei differenti piani.



Figura 5.5: *Legenda delle indagini effettuate.*

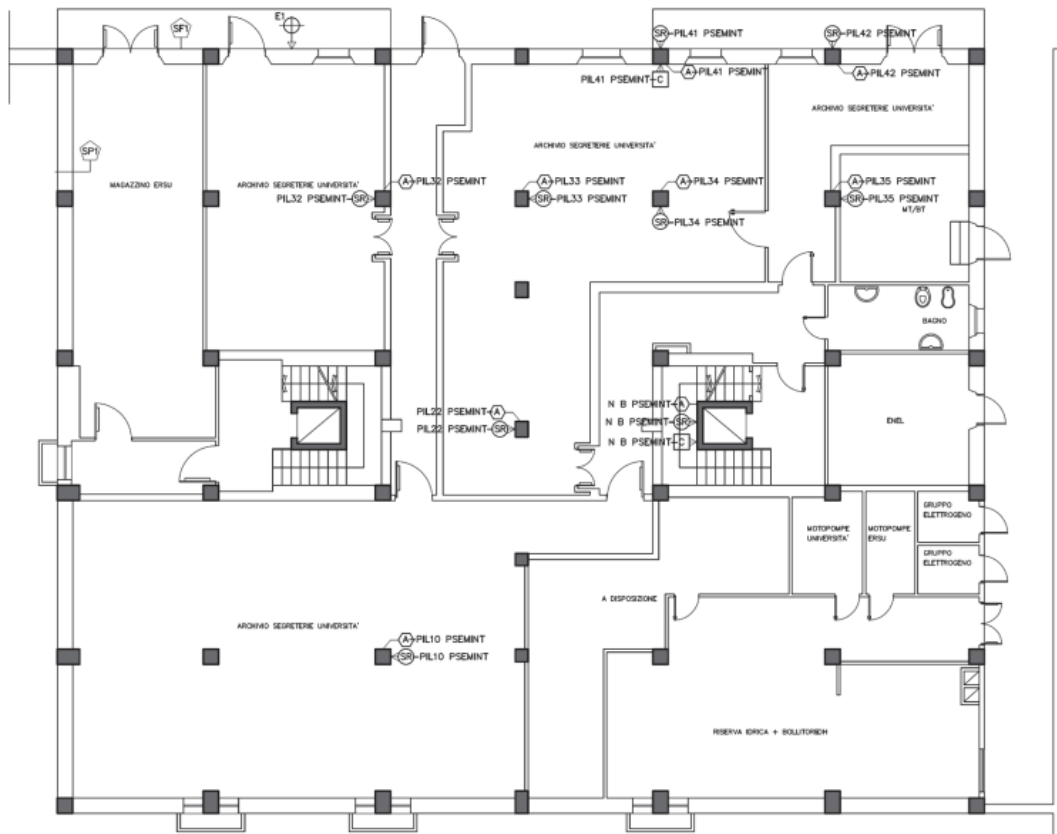


Figura 5.6: Ubicazione indagini al piano seminterrato.

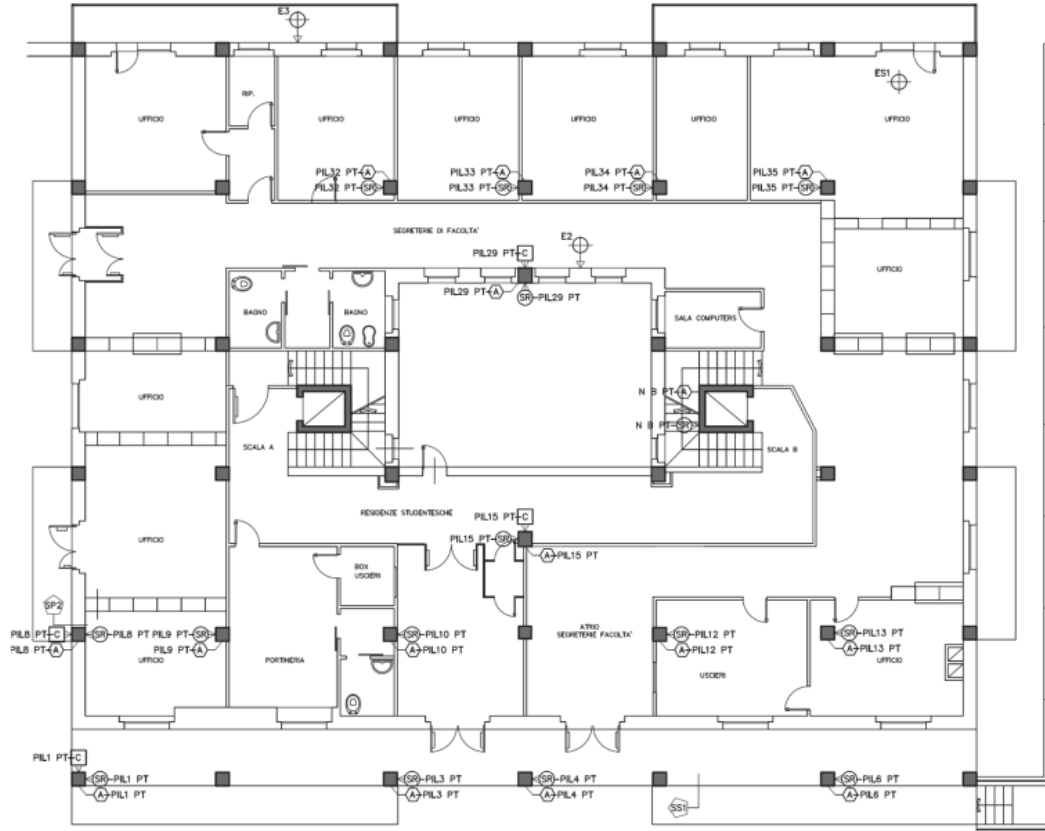


Figura 5.7: Ubicazione indagini al piano terra.

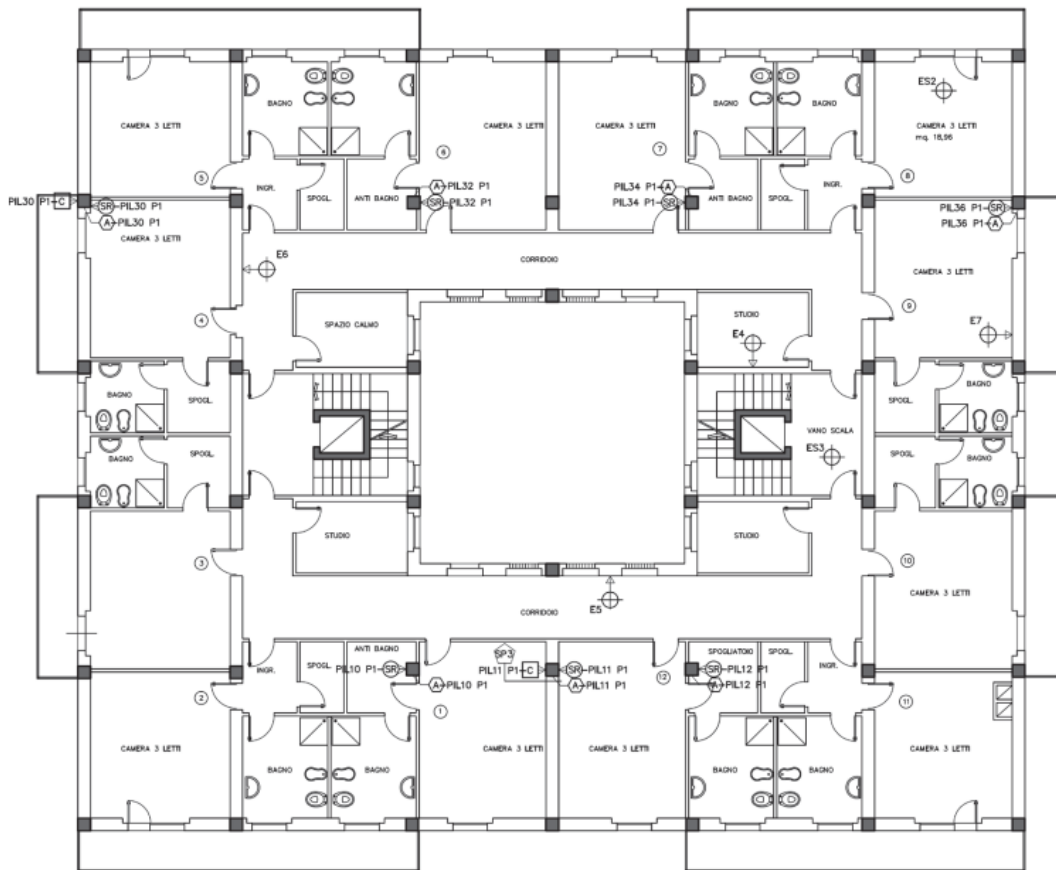


Figura 5.8: Ubicazione indagini al piano primo.

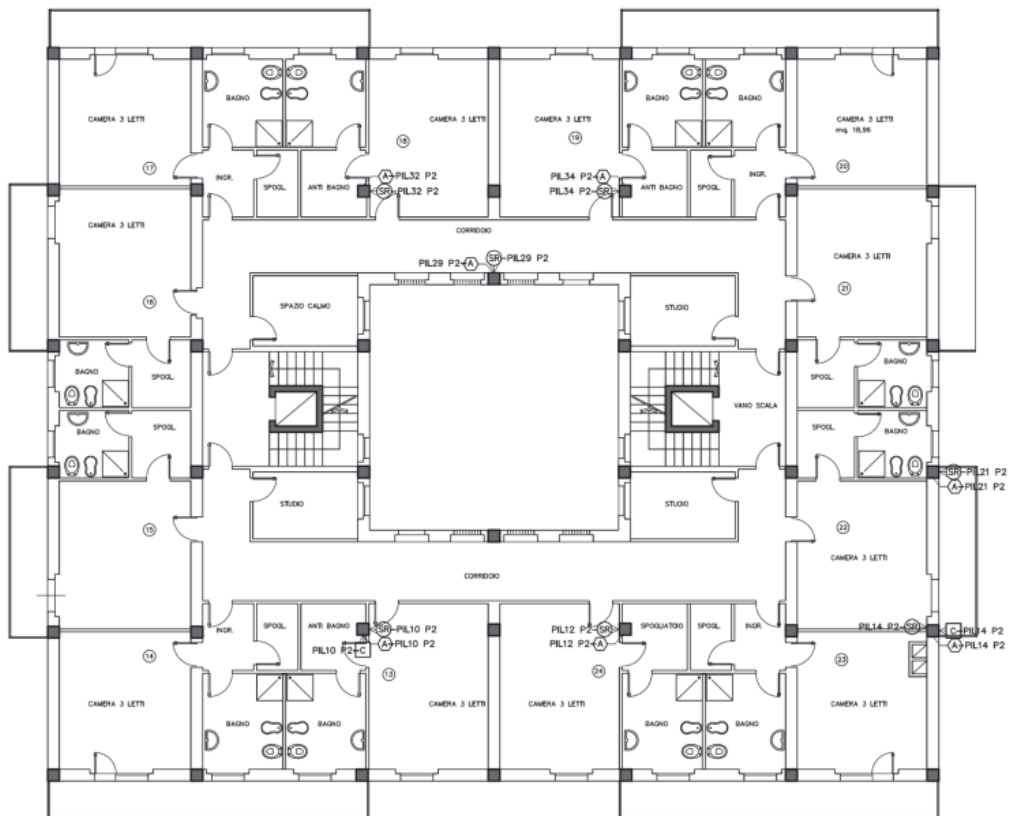


Figura 5.9: Ubicazione indagini al piano secondo.

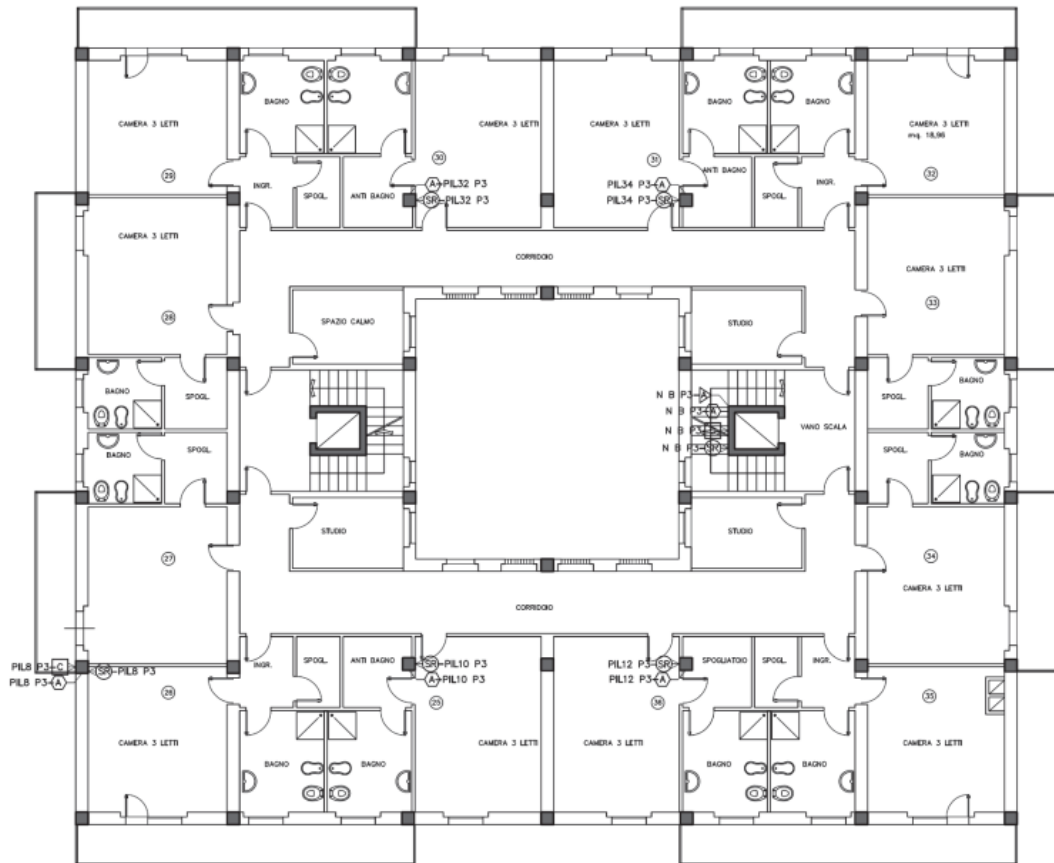


Figura 5.10: Ubicazione indagini al piano terzo.

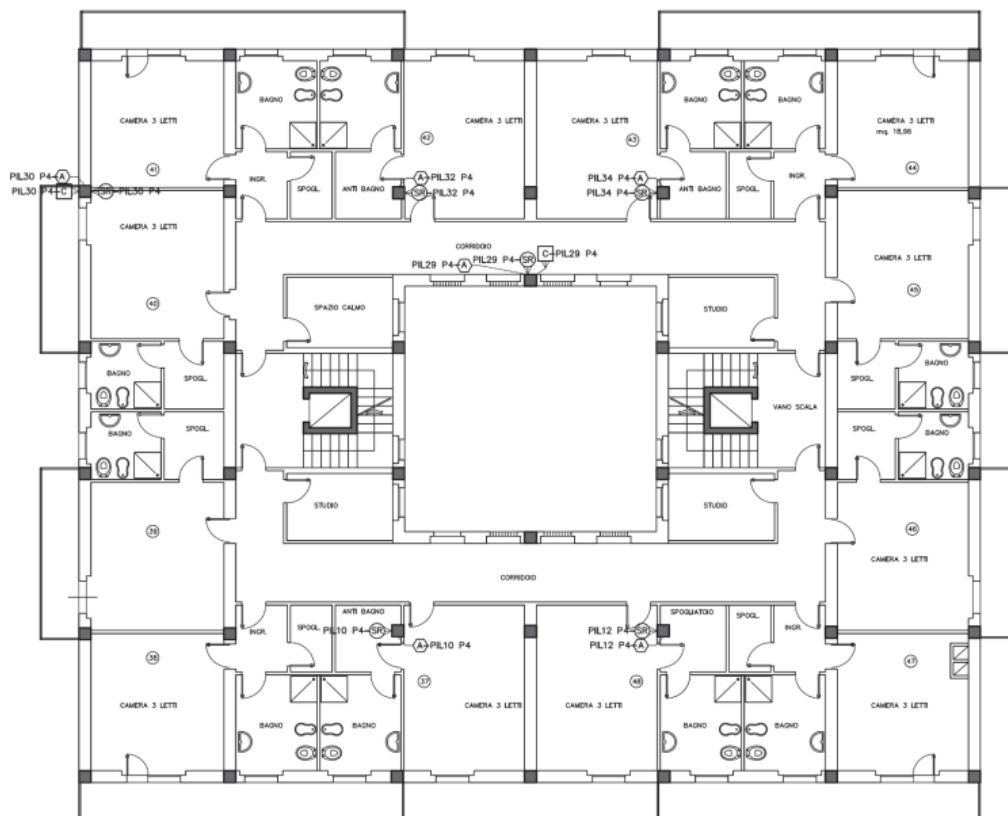


Figura 5.11: Ubicazione indagini al piano quarto.

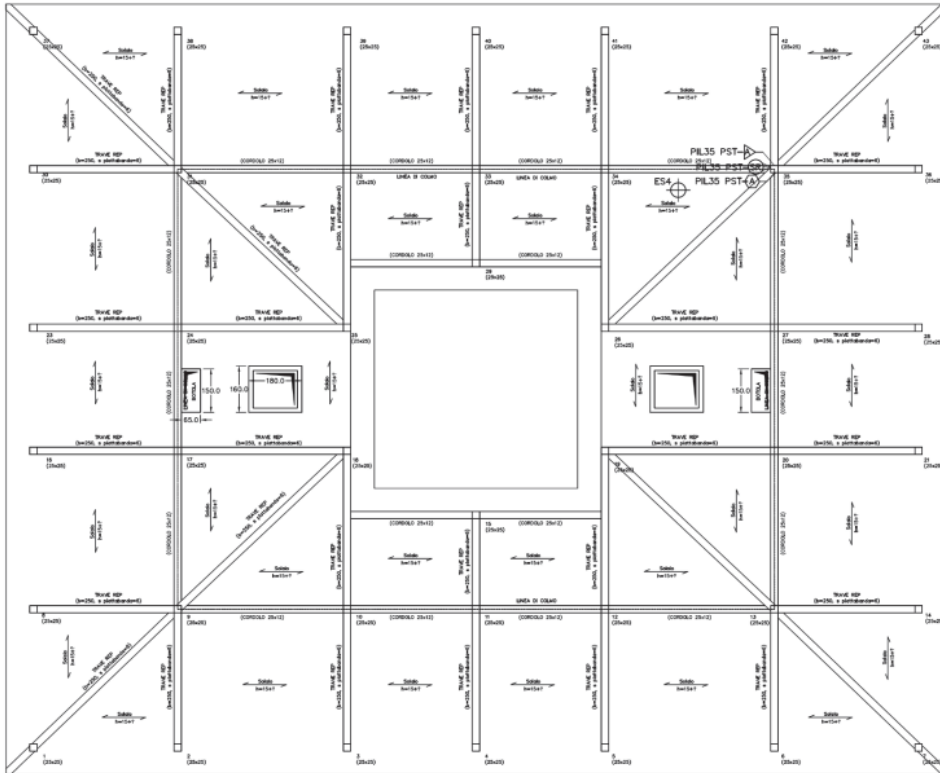


Figura 5.12: Ubicazione indagini al piano sottotetto.

5.3.2 Presentazione della struttura

La struttura in esame risulta essere a pianta rettangolare doppiamente simmetrica, di dimensioni 30.18 m x 20.00 m. A partire dalla prima elevazione, presenta una corte interna di dimensioni 8.5 m x 8.5 m.

In elevazione l'edificio è formato da:

- Piano seminterrato di altezza pari a 2,52 m;
- Piano terreno di altezza pari a 3,69 m;
- Piano primo, secondo e terzo di altezza pari a 3,19 m ciascuno;
- Piano quarto di altezza pari a 3,13 m;
- Sottotetto accessibile per soli scopi manutentivi con altezza massima pari a 2,03 m.

Si hanno quindi 7 elevazioni, per un'altezza totale di 21 m.

Il piano seminterrato subisce la spinta del terreno solo su due lati vista la sua pendenza naturale.

La struttura è a telaio monodirezionale in calcestruzzo armato, con pilastri gettati in opera e travi di tipo REP ordite nella sola direzione trasversale alla facciata Nord. In direzione ortogonale alle travi REP sono presenti travi formate da una coppia di travetti di solaio accostati tra loro.

Per **travi REP** si intendono travi miste acciaio-calcestruzzo parzialmente prefabbricate. La trave REP, o trave reticolare autoportante, è una trave metallica reticolare che, successivamente al getto di completamento di calcestruzzo, dà luogo ad una struttura mista acciaio-calcestruzzo in spessore di solaio. La trave metallica, realizzata in stabilimento interamente con acciaio liscio da carpenteria, si compone di:

- Un corrente inferiore costituito da un piatto e da eventuali barre longitudinali saldate su di esso;
- Un corrente superiore formato almeno da due barre longitudinali affiancate tra loro;
- Un'anima a traliccio di collegamento tra i correnti inferiore e superiore;
- Terminali di appoggio alle estremità costituiti da spezzoni di barre per garantire l'ancoraggio trave-pilastro.

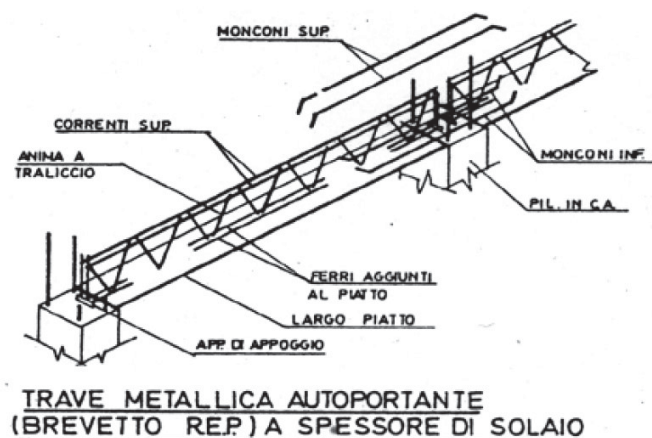


Figura 5.13: Schema trave REP

La trave REP viene completata quindi con il getto di calcestruzzo. Nel caso in esame tutte le travi sono in spessore di solaio. In figura 5.14 è possibile visionare le travi REP ordite solo in direzione trasversale alla facciata Nord.



Figura 5.14: Foto di travi REP

Nella struttura in esame, tutte le travi hanno una sezione di 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza, e per questo sono realizzate a spessore di solaio ad eccezione di quelle del sottotetto che sono estradossate visto lo spessore minore dell'impalcato. La trave metallica presenta un fondello in acciaio di dimensioni in sezione di 25 cm x 6 mm ed un traliccio, costituito da barre ad aderenza migliorata inclinate a 45°, saldato su di esso.

Dai saggi non è stato possibile identificare la presenza di barre aggiuntive nel corrente inferiore, né il diametro di quelle costituenti il corrente superiore e nemmeno verificare la presenza o meno dei terminali di appoggio.

Anche tutte le travi a sostegno della copertura sono di tipo REP, dove sembrano essere presenti $\phi 22$, ad eccezione di quella di colmo che è costituita da almeno una coppia di travetti di solaio affiancati tra loro.



Figura 5.15: Travi REP a sostegno della copertura



Figura 5.16: Particolari del solaio di copertura

I **solai** sono in latero-cemento da 18+3 cm ad eccezione dell'impalcato del sottotetto, caratterizzato da un 12+3 cm. Quindi anche la copertura a padiglione è costituita da un solaio in latero-cemento da 18+3 cm.

I travetti presentano un fondello in laterizio ed un interasse costante pari a 52 cm per tutti gli impalcati. Tutti i solai sono orditi parallelamente alla facciata principale scaricando il peso sulle travi REP; fanno eccezione le maglie di solaio su cui appoggiano le rampe della scala, che sono orditi nell'altra direzione.

Le pignatte, sia quelle da 18 cm che quelle da 12 cm, presentano una lunettatura sommitale di circa 3 cm.

La soletta di completamento dei solai non è armata e ha uno spessore di 3 cm. Essa è realizzata in continuità con il soprastante massetto di allettamento del pavimento per uno spessore complessivo (soletta-massetto-pavimento) di circa 8,5-9 cm. All'intradosso del solaio si ha uno strato di intonaco di 1,5 cm di spessore.



Figura 5.17: Particolare dell'orditura del solaio che scarica sulla trave REP.

Per quanto riguarda i **pilastr**i, essi sono in C.A. gettati in opera e risultano rastremati in altezza. Per quanto riguarda le sezioni riscontrate, esse vengono argomentate qui di seguito:

- *piano seminterrato*, i pilastri di spigolo sono di sezione quadrata 35 cm x 35 cm, mentre quelli centrali sono da 50 cm x 50 cm e 40 cm x 40 cm;
- *piano terra*, i pilastri di spigolo si mantengono tali, mentre gli altri rastremano di 5 cm in entrambe le direzioni;
- *piano primo*, si ha un'ulteriore rastremazione di 5 cm in entrambe le direzioni ad eccezione dei pilastri di spigolo che continuano ad essere da 35 cm x 35 cm;
- *piano secondo*, le sezioni diventano rettangolari, quindi i pilastri di spigolo risultano 35 cm x 30 cm e quelli centrali 40 cm x 35 cm;

- *piano terzo*, i pilastri di spigolo diventano nuovamente quadrati da 30 cm x 30 cm, mentre gli altri rastremano di 5 cm in entrambe le direzioni;
- *piano quarto*, tutti i pilastri presentano una sezione quadrata 30 cm x 30 cm;
- *sottotetto*, tutti i pilastri sono da 25 cm x 25 cm.

Si è potuto osservare che i pilastri presentano un'armatura liscia di diametro $\phi 16$, con sovrapposizioni di 60 cm ed uncini terminali nei ferri di arrivo.



Figura 5.18: Armatura liscia dei pilastri



Figura 5.19: Particolare della lunghezza di sovrapposizione delle barre longitudinali

Il **piano seminterrato** è soggetto alla spinta del terreno solamente ai lati Nord ed Est, dove non presenta muri contro terra in calcestruzzo armato ma delle murature realizzate con laterizi di

dimensioni 25 cm x 26 cm x 12,5 cm a 8 fori circolari. Tali laterizi sono posizionati con l'asse dei fori orizzontale e parallelo allo sviluppo lineare del muro, come si può osservare in *Figura 5.20*, determinando in questo modo uno spessore di quest'ultimo pari a 25 cm. Tra il muro ed il terreno è interposto uno strato di ghiaione di riempimento.



Figura 5.20: Vista del paramento interno del muro contro terra

La struttura presenta due **vani scala**, con al centro un nucleo ascensore in c.a., disposti simmetricamente, in copertura svettano i due torrioni per l'extra-corsa dei nuclei ascensori. Le scale sono a soletta rampante in c.a. di larghezza pari a 120 cm e di spessore circa 15 cm; esse sono gettate in appoggio sulle tamponature perimetrali.

Lato ascensore, la scala non può praticamente considerarsi appoggiata, visto che non sono presenti né un vero e proprio proseguimento della soletta rampante all'interno dei setti del nucleo, né degli spezzoni di armatura di ancoraggio tra i due elementi strutturali.

Tutto ciò perché le scale sono state realizzate in un secondo momento rispetto ai nuclei ascensori.



Figura 5.21: Particolare dell'assenza di collegamento tra scala e nucleo ascensore

I pianerottoli di piano sono realizzati con solaio latero-cementizio analogo a quello di piano. I pilastri che circondano i due vani scale sono collegati da travi REP in entrambe le direzioni. Le scale e gli ascensori consentono il raggiungimento del quarto piano. L'accesso al sottotetto è possibile attraverso due botole posizionate in corrispondenza dei pianerottoli di arrivo delle scale al quarto piano. L'extra-corsa dei due nuclei ascensori è di circa 70 cm rispetto all'estradosso del solaio del sottotetto. I torrioni sono realizzati con blocchi di laterizio forato che appoggiano su una soletta in c.a. di spessore 20 cm aggettante dal nucleo stesso. L'altezza al colmo della copertura del torrione, costituita da un solaio in latero-cemento da 8+3 cm, è di 2,45 m misurati dall'estradosso della soletta di calpestio (Figura 4.23).



Figura 5.22: Extra-corsa del nucleo ascensore

La **fondazione** è di tipo superficiale costituita da plinti collegati da cordoli in cemento armato solo lungo la direzione delle travi REP. Plinti di dimensioni di 2.10 m x 0.9 m e un'altezza di 0.7 m, il rilievo delle dimensioni ha richiesto uno scavo. Sotto il plinto si può notare un magrone di 0.3 m di altezza.



Figura 5.23: Particolare del plinto di fondazione

Per quanto riguarda i **controsoffitti**, se ne possono trovare due tipologie: entrambe al piano terreno:

1. La prima è costituita da elementi in laterizio, tipo tavelloni di dimensioni 118 cm x 26 cm x 6 cm, non ispezionabili e presenti solamente nella zona del portico a piano terra
2. la seconda tipologia è ispezionabile e si trova nella zona ERSU, sempre a piano terra; essa è costituita da pannelli leggeri fonoassorbenti ancorati con pendini all'intradosso del solaio.

I **balconi** sono costituiti dallo stesso solaio latero cementizio degli impalcati di piano, cioè 18+3 cm ordito in modo tale da scaricare il peso su monconi di travi REP a sbalzo. Il parapetto è formato da una ringhiera metallica.



Figura 5.24: Vista dei balconi

La **copertura** è a padiglione ed il solaio è sempre da 18+3 cm con guaina impermeabilizzante posata direttamente al di sopra della soletta di completamento.

Le falde della copertura scaricano il peso sulle travi REP, che appoggiano su pilastri di sezione quadrata da 25 cm x 25 cm.

Le travi di colmo sono formate da almeno due travetti di solaio affiancati tra loro.

Il cornicione della copertura ha una proiezione orizzontale di 1 m circa sul lato esterno dell'edificio, mentre di 40 cm circa sul cortile interno.



Figura 5.25: *Struttura della copertura a padiglione*

Le **tamponature perimetrali** sono in parte intonacate ed in parte faccia a vista; in entrambi i casi sono costituite da due paramenti separati da un'intercapedine d'aria. Il paramento esterno ha sempre uno spessore di 12,5 cm, mentre quello interno di 8 cm. Le facce interne dei paramenti sono ricoperte da uno strato di catrame spalmato a pennello, con il compito di saturare i pori e migliorare il comfort termico dell'edificio, visto che, all'epoca non era utilizzato ancora l'isolante. Lo spessore delle tamponature è tale da lasciare i pilastri a filo, sia internamente che esternamente, facendo variare lo spessore dell'intercapedine d'aria. La stratigrafia delle tamponature intonacate, dall'interno all'esterno, è la seguente:

- Strato di intonaco da 1-2 cm;
- Laterizio forato da 8 cm;
- Intercapedine d'aria (spessore variabile a seconda delle dimensioni dei pilastri);
- Laterizio forato da 12,5 cm;
- Strato di intonaco da 1-2 cm.

La stratigrafia delle tamponature faccia a vista è la stessa, ad eccezione del paramento esterno che risulta formato da blocchi semipieni da 12,5 cm a vista.

Le tamponature perimetrali non presentano collegamenti trasversali tra i due paramenti di laterizio.



Figura 5.26: Vista tamponature esterne

I **divisori interni** sono di due tipologie:

- Un tramezzo costituito da un forato da 8 cm e da uno strato di intonaco di 1 – 1.5 cm per parte
- Doppia fodera di laterizi presente solo nella direzione trasversale alla facciata principale

5.3.3 Indagini in situ

Per la ricostruzione dell'edificio nel modello SAP sono state necessarie le esecuzioni di prove in situ per determinare in modo approfondito un livello di conoscenza della struttura elevato. In questo capitolo sono presenti le prove effettuate, senza essere riportati tutti i risultati.

- Indagini Endoscopiche

L'ispezione dell'interno del muro attraverso indagini endoscopiche consiste dunque nel praticare sulla parete un piccolo foro nel quale viene introdotta la **sonda endoscopica**.

Gli endoscopi sono utilizzati per l'esame in situ di cavità sia naturali che artificiali allo scopo di osservare direttamente in punti inaccessibili: la morfologia, tipologia e stato di conservazione dei materiali; le strutture portanti e portate dei solai piani e tutte quelle strutture e materiali che possono essere convenientemente indagati attraverso fori di piccolo diametro.



Figura 5.27: Prova Endoscopica di un solaio

- Saggi Localizzati

Questi saggi permettono approfondimenti di indagine, tramite piccole demolizioni, rimozione di intonaco e scassi puntuali necessari a verificare elementi non visibili direttamente.



Figura 5.28: Immagine di uno scasso su parete

- Indagini Magnetometriche

Lo strumento (pacometro) può essere usato per diverse applicazioni. L'applicazione più generale e qualitativa consiste nella localizzazione dei ferri di armatura in una struttura di calcestruzzo armato.

L'impiego di questo strumento è indirizzato alla localizzazione dei ferri di armatura nel calcestruzzo armato e di rinforzi di natura metallica quali catene.

Le indagini magnetometriche sono state eseguite sui pilastri e setti dei due nuclei di ascensori.



Figura 5.29: Esecuzione di una prova magnetometrica

- Indagini Ultrasoniche

L'**indagine ultrasonica** è una indagine non distruttiva applicata sulle strutture in calcestruzzo, mediante la quale viene determinata la velocità di propagazione degli impulsi delle onde longitudinali ultrasoniche nel calcestruzzo.

La misurazione della velocità di propagazione dell'impulso ultrasonico può essere usata per le seguenti determinazioni:

- Uniformità del calcestruzzo
- Presenza di fessure o vuoti
- Difetti di getto
- Variazioni delle proprietà nel tempo
- Modulo di elasticità dinamico
- Stima della resistenza del calcestruzzo in situ



Figura 5.30: Esecuzione di una prova ultrasonica

- Indagini Sclerometriche

Lo sclerometro consente di misurare il grado di durezza del materiale e si basa sul principio che il rimbalzo della massa metallica che percuote la superficie è funzione della durezza della superficie stessa.



Figura 5.31: Esecuzione battuta sclerometrica

5.3.4 Danni rilevati

A seguito del sisma del 2016/2017, si sono rilevati danni della struttura. Sono stati danneggiati particolarmente gli elementi secondari della struttura come divisori e tamponature. La struttura portante è quasi illesa a meno di danni localizzati all'interfaccia tra la soletta delle scale e i nuclei ascensore.

Per quanto riguarda le fessurazioni a livello di solaio di piano, in particolare le zone d'angolo dei piani dal primo al quarto, queste erano già presenti prima dell'evento sismico, dovute probabilmente alla mancanza di armatura nella soletta, non sembrano essersi aggravate in seguito all'evento del 2016/2017.

I piani maggiormente danneggiati dagli eventi sismici risultano essere il piano seminterrato ed il piano terreno, in cui si notano in maniera molto chiara ed evidente:

- Rotture per taglio nelle tamponature perimetrali e nelle tramezzature interne con lesioni inclinate a 45° isolate o a croce;
- Ribaltamento e scivolamento del paramento esterno di alcune tamponature perimetrali nella zona del portico; esse non sono confinate, infatti sono arretrate rispetto alla facciata principale;
- Ribaltamento e scivolamento di tramezzature interne;
- Crollo di una porzione del controsoffitto nella zona del portico.

Il ribaltamento e lo scivolamento delle tamponature confermano, come già detto in precedenza, l'assenza di collegamenti tra le due facce che compongono la tamponatura della struttura, oltre all'assenza di elementi trasversali che colleghino tamponature e telaio.

Nel seguito sono riportate foto di danni sismici rilevati, con indicata la loro ubicazione.



Figura 5.32: *Danni sismici rilevati al piano seminterrato.*



Figura 5.33: *Danni sismici rilevati al pianoterra.*



Figura 5.34: *Danni sismici rilevati al pianoterra.*



Figura 5.35: *Danni sismici rilevati al pianoterra.*



Figura 5.36: Particolari dei danni sismici rilevati al pianoterra.

6. MODELLO DELL'EDIFICIO ALLO STATO ATTUALE

6.1 Modello a telaio equivalente

Il modello strutturale è stato realizzato sulla base del rilievo geometrico e delle indagini eseguite nel percorso di conoscenza dell'edificio. Perciò sono state definite le sezioni rilevate per ciascun elemento strutturale, i materiali rappresentativi delle caratteristiche meccaniche stimate dalle prove in situ ed in laboratorio ed è stato ipotizzato un grado di incastro perfetto alla base.

6.1.1 Geometria della struttura

Dalle indagini in situ e in laboratorio sono state determinate le caratteristiche meccaniche degli elementi e la dimensione delle parti strutturali. In questo capitolo vengono presentate le dimensioni geometriche degli elementi strutturali del Collegio Fazzini. In tabella vengono riportate le caratteristiche geometriche dei pilastri ad ogni piano.

Piano seminterrato	Pilastri di spigolo 35x35 cm
	Pilastri 11,12,22,29,33: 40x40 cm
	Pilastri rimanenti 0x50 cm
Piano terra	Pilastri di spigolo 35x35 cm
	Pilastri 11,33: 40x40 cm
	Pilastri 11,29: 35x35 cm
	Pilastri rimanenti 45x45 cm
Piano primo	Pilastri di spigolo 35x35 cm
	Pilastri 11,15,29,33: 35x35 cm
	Pilastri rimanenti 40x40 cm
Piano secondo	Pilastri di spigolo 35x35 cm
	Pilastri 11,15,29,33: 30x35 cm
	Pilastri rimanenti 35x40 cm
Piano terzo	Pilastri 11,15,29,33: 30x30 cm
	Pilastri rimanenti 35x40 cm
Piano quarto	Pilastri 30x30 cm
Piano sottotetto	Pilastri 25x25 cm

In figura 6.1 vengono riportate la disposizione in pianta dei pilastri e della direzione delle travi REP.

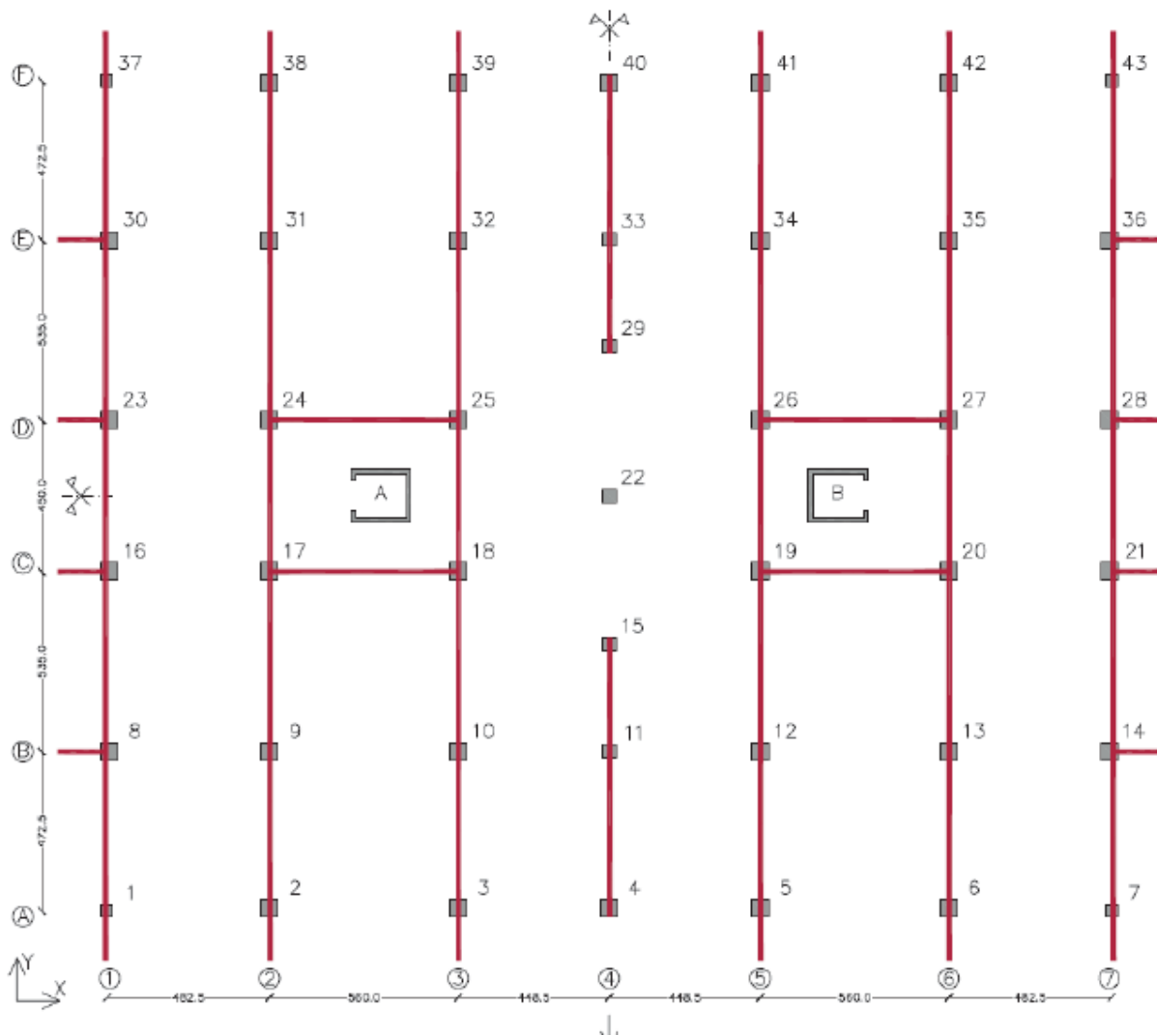


Figura 6.1: Numerazione dei pilastri e orditura delle travi REP del Collegio Universitario Fazzini

Le travi REP, di colore rosso nella figura 6.1, risultano ordite in direzione Nord-Sud, direzione ortogonale alla facciata principale dell'edificio. Queste travi risultano avere dimensioni di 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza. Nella direzione Est-Ovest troviamo travi REP che delimitano i vani scale.

Sono presenti due cordoli di tipologie diversi nella direzione Est-Ovest, perimetralmente e a delimitare la corte interna di dimensioni:

- cordolo di larghezza 24 cm, 2 travetti da 12 cm affiancati, e di altezza 21 cm per gli orizzontamenti con solaio da 18+3 cm;
- cordolo di larghezza 24 cm e di altezza 12 cm per l'implacato di calpestio del sottotetto.

6.1.2. Quantitativo di armature

Per l'inserimento delle armature, come per la determinazione della geometria, si è fatto riferimento alla fase di analisi conoscitiva fatta in precedenza.

Per quanto riguarda i pilastri si considera un copriferro di 3 cm, un'armatura longitudinale costituita da $\phi 16$ ed un'armatura trasversale formata da $\phi 8$.

I setti dei nuclei ascensori si armano con dei $\phi 12$ longitudinali e con dei $\phi 6$ trasversali, considerando sempre un copriferro di 3 cm.

La modellazione delle travi REP e delle travi in direzione ortogonale ad esse viene effettuata inserendo delle armature semplificate; in particolare, per quanto riguarda le travi REP si considera superiormente un'armatura costituita da $2\phi 32$, mentre inferiormente abbiamo una lastra detta "martello" che non arriva in appoggio ma si ferma prima lasciando arrivare in appoggio soltanto $2\phi 22$ quindi si prende in considerazione l'area che è racchiusa tra questi due ferri. Invece, le travi ortogonali alle REP, costituite da una coppia di travetti di solaio affiancati tra loro, si armano con $2\phi 12$ sia superiormente che inferiormente.

6.1.3 Determinazione delle caratteristiche meccaniche

A seguito della campagna di indagine eseguita sono state determinate le resistenze dei materiali ottenute sia dalle prove in situ che prove in laboratorio.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, esso presenta, dalle prove effettuate, una resistenza caratteristica cubica a compressione pari a $R_{ck} = 28.20$ MPa. Volendo ricavare da essa la resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} , si ha quanto segue:

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 23.41 MPa$$

Dato che $f_{cm} = f_{ck} + 8$, è stato calcolato il modulo elastico del calcestruzzo attraverso la seguente formula:

$$E_{cm} = 22000 * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31011.76 MPa$$

Si riassumono qui di seguito, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Calcestruzzo									
					(Mpa)	(N/mm ²)	(KN/m ²)	(kg/m ³)	(kN/m ³)
Resistenza a compressione cubica	a	Rck	28.2	28.2	28200				
Resistenza a compressione cilindrica	a	fck	23.41	23.41	23406				
Resistenza media a compressione	a	fcm	31.41	31.41	31406				
Modulo elastico		Ecm	31011.76	31011.76	31011764				

Coefficiente di Poisson	ν	0.2				
Coefficiente di dilatazione termica	α	9.90E-06				
Peso di volume	W				2500	25

Per quanto concerne l'armatura degli elementi strutturali verticali, essa è sempre caratterizzata da barre di acciaio liscio "duro" (denominato nel R.D.L. n. 2229/1939) corrispondente all'acciaio liscio Aq60 indicato dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n.1742/1957.

Le principali caratteristiche meccaniche delle armature che troviamo nello stato di fatto del Collegio Fazzini sono riportate nella tabella qui di seguito

ACCIAIO								
			(Mpa)	(N/mm ²)	(KN/m ²)	(kg/m ³)	(kN/m ³)	
Tensione di snervamento	f_{yk}	460	460	460000				
Tensione di rottura	f_{tk}	665	665	665000				
Modulo elastico	E	210000	210000	2.10E+08				
Coefficiente di Poisson	ν	0.3						
Coeff. di dilatazione termica	α	1.17E-05						
Peso di volume	W					7800	78	

6.1.4 Analisi dei carichi

Nella struttura in esame, gli elementi divisori esistenti presentano prevalentemente un carico per unità di lunghezza di $4.00 \text{ kN/m} \leq G2 \leq 5.00 \text{ kN/m}$. Per quanto stabilito dalle NTC al paragrafo 3.1.3 è possibile, considerare un carico uniformemente distribuito $G2 = 2.0 \text{ kN/m}^2$.

Nel punto 3.1.4 vengono stabilite le entità dei sovraccarichi legati alla destinazione d'uso:

- " q_k " per carichi verticali uniformemente distribuiti,
- " Q_k " per carichi verticali concentrati
- " H_k " per carichi orizzontali lineari.

Il Collegio Universitario Fazzini rientra nella categoria A, ossia residenziale ad uso privato o struttura ricettiva alberghiera. I sovraccarichi accidentali che quindi devono essere considerati vengono qui di seguito riportati in figura:

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

Figura 6.2: Valori dei sovraccarichi per la categoria d'uso A

Vista l'importanza e la superiorità dell'azione sismica tra quelle orizzontali, l'azione del vento si trascura. Per quanto concerne invece l'azione della neve, si segue quanto riportato al Paragrafo 3.4 delle NTC18.

Il carico q_s dovuto alla neve sulle coperture è dato dalla seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_e * C_t$$

in cui:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico da neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Per quanto riguarda q_{sk} (carico da neve al suolo), esso dipende dalle condizioni territoriali locali in cui è ubicato l'edificio, il quale sarà soggetto al clima e all'esposizione ambientale del posto.

In particolare, per la Zona II a cui appartiene la Provincia di Macerata, quindi il Comune di Camerino avente altitudine $a_s=670$ m m.s.l.m., il carico di riferimento al suolo si può determinare dalla relazione che segue.

$$q_{sk} = 0.85 * [1 + \left(\frac{a_s}{481}\right)^2]$$

Il coefficiente μ_i invece tiene conto della geometria della copertura dell'edificio (tipologia di falde e quindi entità dell'inclinazione sull'orizzontale di queste ultime). Le falde della copertura dell'edificio

in esame sono caratterizzate da un'inclinazione α sull'orizzontale variabile tra i 18° e i 21°; ne deriva che, essendo nel range compreso tra 0° e 30°, si assume $\mu_i=0.8$.

Il coefficiente di esposizione C_e tiene conto delle caratteristiche topografiche specifiche dell'area in cui sorge l'edificio. Nel caso in esame, si considera $C_e=1$, rappresentativo di topografia normale, ossia di aree in cui il vento ha un'intensità tale da non essere sufficiente a rimuovere in maniera significativa accumuli nevosi in copertura.

Il coefficiente termico C_t tiene conto dello scioglimento della neve per effetto della cessione di calore da parte della costruzione. In mancanza di accurate valutazioni su questo ambito, si assume cautelativamente $C_t=1$.

I **carichi permanenti** sono stati calcolati sulla base delle indagini effettuate in situ che hanno permesso di individuare le stratigrafie di solai, tamponature e divisori interni.

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative, in cui si possono notare, oltre ai carichi permanenti strutturali G1 e non strutturali G2, anche i carichi accidentali Q:

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona portico				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,02	28	0,56
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,94
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,02	20	0,40
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,78
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona chiostro				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,085	20	1,70
	pavimento	0,03	20	0,60
	intonaco	0,01	18	0,18
	guaina			0,30
				2,78
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,01	20	0,20
	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzi	3,40	11	1,69
				1,58
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,01	20	0,20
	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzi	2,92	11	1,45
				1,58
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm piano sottotetto				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,72
	pignatte		5	0,456
				1,93
G2	intonaco	0,01	18	0,18
				0,18
Q				1,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm copertura				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	guaina			0,30
	coppi			0,80
				1,10
Q neve		Altitudine 670 m l.m.m.		1,46

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm balcone				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,04	20	0,80
	pavimento	0,02	20	0,40
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,38
Q balcone				4,00

Solaio copertura in lamiera grecata piano primo				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,0575	25	1,44
	greca			0,785
				2,22
G2	guaina	0,05	16	0,30
	ghiaia + pietrisco controsoffitto			0,80
				0,30
				1,10
Q				0,50

Scala in c.a.					
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>		<i>Peso [kN/m]</i>
G1 rampa	soletta	0,14	25	3,50	4,20
				3,50	
G1 pianerottolo	soletta	0,20	25	5,00	6,00
				5,00	
G2 rampa	gradino		25	2,00	4,41
	riv. alzata	0,02	28	0,24	
	riv. pedata	0,03	28	0,98	
	all. alzata	0,01	18	0,08	
	all. pedata	0,01	18	0,20	
	intonaco	0,01	18	0,18	
				3,68	
G2 pianerottolo	pavimento	0,02	28	0,56	1,10
	allettamento	0,01	18	0,18	
	intonaco	0,01	18	0,18	
				0,92	
Q scala				4,00	4,80

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm primo pianerottolo di interpiano, piano seminterrato				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,72
	pignatte		5	0,456
				1,18
G2 pianerottolo	pavimento	0,02	28	0,56
	allettamento	0,01	18	0,18
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,92
Q scala				4,00

Copertura torrino ascensore				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,20	25	5,00
	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,48
	pignatte		5	0,30
				6,53
G2	guaina			0,30
	coppi			0,80
				1,10
G2 tamponatura	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzo	0,08	11	0,88
				0,91
Q				1,00
Q neve		Altitudine 670 m l.m.m.		1,46

Tamponatura esterna piano terra e piano terra su corte interna				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	forato	0,12	11	1,32
	intonaco	0,005	18	0,09
	intonaco	0,005	18	0,09
	forato	0,08	11	0,88
	intonaco	0,02	18	0,36
				10,60
con aperture				8,48

Tamponatura esterna piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	forato	0,12	11	1,32
	intonaco	0,005	18	0,09
	intonaco	0,005	18	0,09
	forato	0,08	11	0,88
	intonaco	0,02	18	0,36
				9,05
con aperture				7,24

Divisori interni a doppia fodera piani residenze, allineamenti pilastri 2-38, 4-40, 6-42				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,01	18	0,18
	forato	0,06	11	0,66
	forato	0,06	11	0,66
	intonaco	0,01	18	0,18
				4,91
con aperture				4,42

Tamponatura interna scala piano seminterrato				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				9,61
con aperture				7,69

Tamponatura interna scala piano terreno				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				13,58
con aperture				10,86

Tamponatura interna scala piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				11,59
con aperture				9,27

Controsoffitto con tavole in laterizio piano terreno, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G2	tavellone	0,06	6,5	0,39
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,57

Controsoffitto con pannelli fonoassorbenti piano terreno, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G2	pannelli gesso			0,30
				0,30

Figura 6.3: Tabelle con carichi G1, G2 e Q

Nel paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, sono definite le combinazioni di carico, e nell'edificio oggetto di studio le combinazioni studiate sono:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)
 $\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Qk1} * Q_{k1} + \gamma_{Qk2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Qk3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine
 $G1 + G2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica
 $E + G1 + G2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} * Q_{kj}$$

coefficienti parziali γ per le azioni, che troviamo nelle equazioni sopra introdotte, sono riportati in Tabella 2.6.I delle NTC18 (visualizzabile in Figura 97). Invece, per quanto riguarda i coefficienti di combinazione ψ si fa riferimento alla Tabella 2.5.I delle NTC (visualizzabile in Figura 98).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 6.4: Coefficienti parziali per le azioni

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ..)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 6.5: Coefficienti di combinazione ψ

6.2 Valutazioni delle tamponature

Nella descrizione dell'edificio in esame, sono stati descritti in modo dettagliato gli elementi strutturali che hanno la funzione principale di sostenere i carichi e cioè per una struttura come quella in esame si fa riferimento a pilastri, travi, setti e solai.

In questo paragrafo si analizza la modellazione delle tamponature, un elemento spesso non strutturale ma che incide nella rigidezza della struttura modificandone il comportamento.

È importante ricordare che il contributo delle tamponature influenza molto la risposta dell'edificio in base alla loro distribuzione. Una distribuzione regolare in altezza comporta un'aumento di rigidezza e una riduzione degli spostamenti di interpiano.

Se, invece, la distribuzione risultasse irregolare si avrà una riduzione della capacità dissipativa del telaio facendo prevalere meccanismi di collasso locale.

6.2.1 Modellazione a puntoni equivalenti

Decanini et al. nel loro studio avanzano delle metodologie attraverso le quali è possibile modellare le tamponature in maniera consona. Si vanno a modellare in questo studio le tamponature attraverso puntoni equivalenti diagonali, i quali portano solamente carichi assiali di compressione.

La teoria di Decanini et al. (2004) propone la sostituzione di ciascun pannello di tamponatura con due elementi diagonali dello stesso materiali della tamponatura, che prendono il nome di puntoni equivalenti che si considerano non reagenti a trazione.

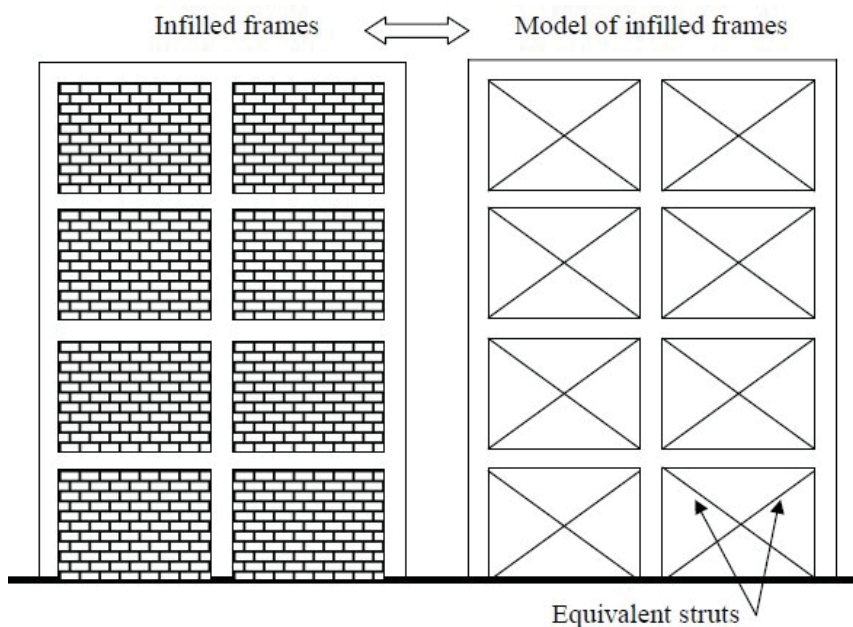


Figura 6.6: Modellazione di pannelli di tamponature con puntoni equivalenti

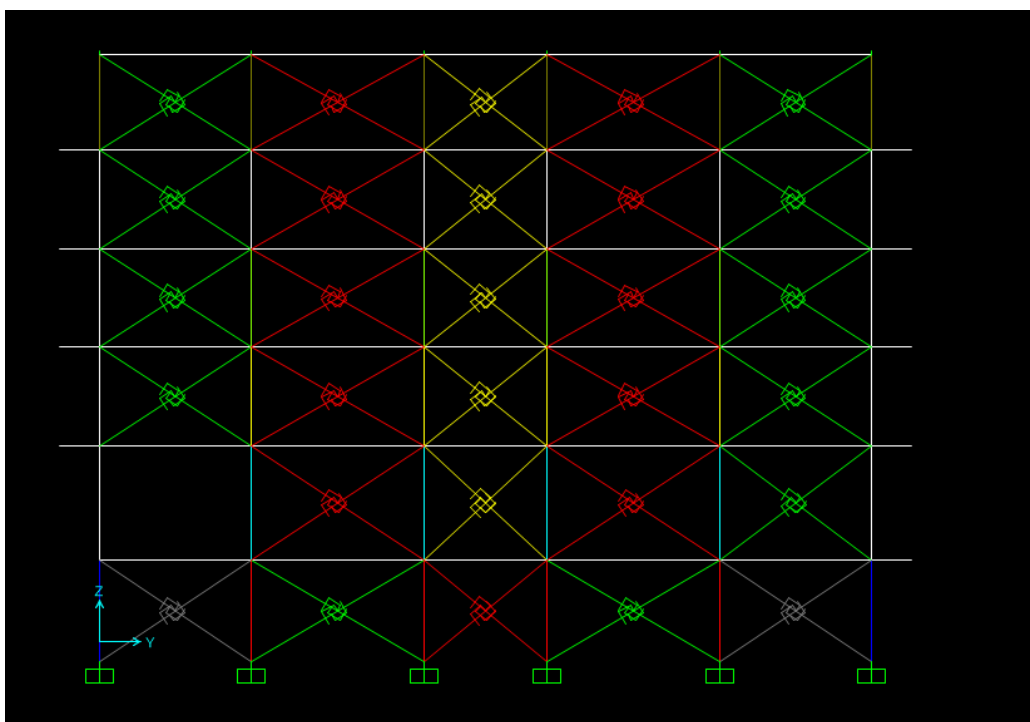


Figura 6.7: Modello con tamponature a puntoni equivalenti

Per quanto riguarda il legame costitutivo dei puntoni che vengono modellati, esso genericamente è formato da quattro rami:

- il *primo ramo* rappresenta il tratto elastico-lineare, ossia lo stadio non fessurato, che si estende fino al punto di inizio fessurazione F , caratterizzato da una resistenza laterale H_{mf} e da uno spostamento u_f ;
- il *secondo ramo* rappresenta il comportamento post-fessurativo, fino al raggiungimento della massima resistenza laterale H_{mfc} e del relativo spostamento u_{fc} , corrispondenti alla completa fessurazione individuata dal punto FC ;
- il *terzo ramo* è decrescente e rappresenta il deterioramento della resistenza post-picco fino al raggiungimento della resistenza residua H_{mr} e del relativo spostamento u_r ;
- il *quarto ramo* è invece orizzontale e caratterizzato da una resistenza residua costante all'aumentare dello spostamento.

In Figura sottostante viene riportato il legame costitutivo dei puntoni.

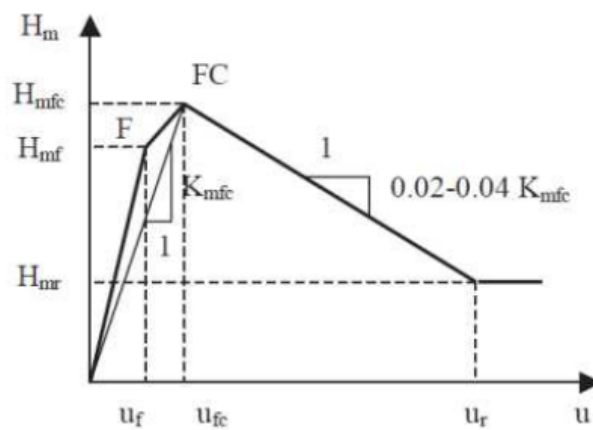


Figura 6.7: Legame costitutivo dei puntoni

Per descrivere la curva appena descritta, è necessario determinare tre parametri:

1. larghezza del puntone equivalente ω ;
2. rigidità a fessurazione completa K_{mfc} ;
3. forza H_{mfc} massima di picco.

La larghezza ω del puntone equivalente si calcola attraverso la relazione seguente:

$$\omega = \left(\frac{K1}{\lambda h} + K2 \right) d$$

dove:

K_1 e K_2 sono coefficienti che cambiano con λh , d è la lunghezza del puntone equivalente e λh è un parametro funzione della rigidezza del puntone, definito dalla seguente formula:

$$\lambda h = \left(\frac{E_m * e * \text{sen}(2\theta)}{4 * E_c * I * h_m} \right)^{1/4} * h$$

dove:

- E_m è il modulo elastico del puntone equivalente relativo allo stato di fessurazione completa;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;
- θ è l'inclinazione del puntone equivalente rispetto all'orizzontale;
- e è lo spessore del pannello di tamponatura e quindi del puntone equivalente;
- h è l'altezza di piano;
- h_m è l'altezza del pannello di tamponatura;
- I è il momento di inerzia dei pilastri che confinano il pannello di tamponatura.

Per la determinazione dei parametri K_1 e K_2 , in funzione del valore di λh , sono all'interno del *Rischio Implicito NTC – RINTC (2015)*, a cura di *ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica)* e *EUCENTRE (Centro Europeo di Ricerca e Formazione in Ingegneria Sismica)*.

	K_1	K_2
$\lambda h \leq 3.14$	1.3	-0.178
$3.14 \leq \lambda h \leq 7.85$	0.707	0.01
$\lambda h \geq 7.85$	0.47	0.04

Figura 6.8: Parametri K_1 e K_2 in funzione di λh

La rigidezza della struttura equivalente a completa fessurazione K_{mfc} è data dalla seguente espressione:

$$K_{mfc} = \frac{E_m * e * \omega}{d} * \cos^2 \theta$$

Tramite la tensione fittizia di compressione σ_{br} è possibile determinare la resistenza a completa fessurazione del pannello di tamponatura nei confronti delle forze orizzontali H_{mfc} , considerando quattro modalità di rottura:

- Rottura per diagonale tesa σ_{br1} ;
- Rottura per scorrimento lungo i giunti orizzontali σ_{br2} ;

- Rottura per schiacciamento degli spigoli del pannello di tamponatura a contatto con il telaio per concentrazione degli sforzi di compressione σ_{br3} ;
- Rottura per diagonale compressa σ_{br4} .

Vengono ora riportate, per ogni caso identificato, quelle che sono le espressioni che permettono il calcolo di tali tensioni.

$$\sigma_{br(1)} = \frac{0.6\tau_{m0} + 0.3\sigma_0}{\frac{\omega}{d}}$$

$$\sigma_{br(2)} = \frac{(1.2\sin\theta + 0.45\cos\theta)f_{sr} + 0.3\sigma_0}{\frac{\omega}{d}}$$

$$\sigma_{br(3)} = \frac{(1.12\sin\theta\cos\theta}{K1(\lambda h)^{-0.12} + K2(\lambda h)^{0.88}} \sigma_{m0}$$

$$\sigma_{br(4)} = \frac{1.16\sigma_{m0} * \tan\theta}{K1 + K2\lambda h}$$

Figura 6.9: Formule di calcolo delle tensioni

dove:

- σ_{m0} è la resistenza a compressione verticale misurata su provini di tamponatura;
- τ_{m0} è la resistenza a taglio misurata tramite la prova di compressione diagonale;
- f_{sr} è la resistenza allo scorrimento nei giunti misurata attraverso prove su triplete;
- σ_0 è la tensione verticale dovuta ai carichi agenti, nulla in quanto le tamponature non portano carichi verticali.

Determinate le tensioni equivalenti di compressione, si individua la minore corrispondente alla tipologia di crisi più probabile, quindi la resistenza laterale a completa fessurazione H_{mfc} è data dalla seguente espressione:

$$H_{mfc} = (\sigma_{br})_{min} * e * \omega * \cos\theta$$

Una volta calcolati resistenza e rigidezza del puntone equivalente a completa fessurazione, è possibile calcolare gli altri parametri utili per stabilire il legame costitutivo:

- *rigidezza elastica* $K_{mf} = 4 * K_{mfc}$ cioè la pendenza del ramo elastico lineare;

- Rigidezza degradante $K_{pp} = (0.02-0.04) * K_{mfc}$ cioè la pendenza del ramo decrescente post-picco;
- resistenza laterale elastica $H_{mf} = 0.8H_{mfc}$;
- Resistenza laterale residua $H_{mr} = 0.35H_{mfc}$.

6.2.2 Influenza delle aperture

Nella modellazione delle tamponature è importante tener conto anche della presenza di aperture che aumentano la difficoltà nel determinare il comportamento sismico dell'edificio.

Più aperture si hanno nei pannelli murari più si avrà una riduzione di rigidezza, riduzione di resistenza della tamponatura e una diminuzione della capacità dissipativa della struttura.

In questo progetto sono state considerate le aperture nei pannelli murari seguendo uno studio di "Luis D. Decanini, Laura Liberatore e Fabrizio Mollaioli, *Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings*, 2014." Nel quale viene proposto un coefficiente riduttivo ρ per determinare i parametri dei puntoni equivalenti.

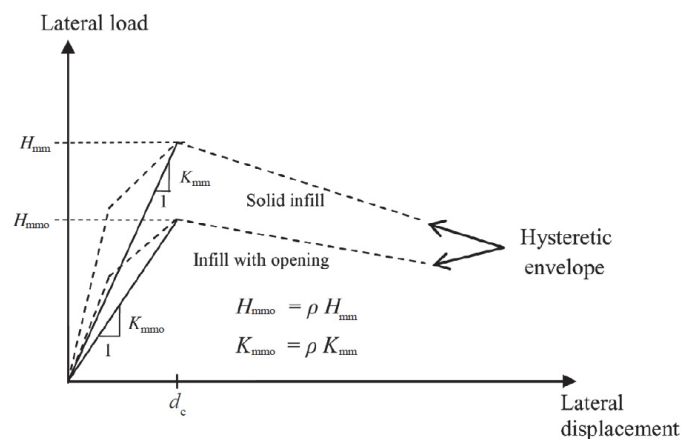


Figura 6.10: Influenza delle aperture nel legame costitutivo delle tamponature

Sono due le informazioni da tenere in considerazione quando si parla di aperture:

- La dimensione
- Eventuali elementi di rinforzo

Per quanto riguarda la dimensione, i parametri da valutare sono:

- Il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area del pannello di tamponatura α_a ;
- Il rapporto tra la larghezza dell'apertura e la larghezza del pannello di tamponatura α_l .
- Il rapporto tra l'altezza dell'apertura e l'altezza del pannello di tamponatura α_h .

Come elementi di rinforzo si intendono:

- *Aperture non rinforzate (NR)*, cioè non confinate da architravi o da elementi di rinforzo in acciaio;
- *Aperure parzialmente rinforzate (PR)*, cioè confinate almeno superiormente da un architrave;
- *Aperture rinforzate (R)*, cioè aperture confinate sia superiormente che lateralmente da architravi ed elementi di rinforzo in acciaio.

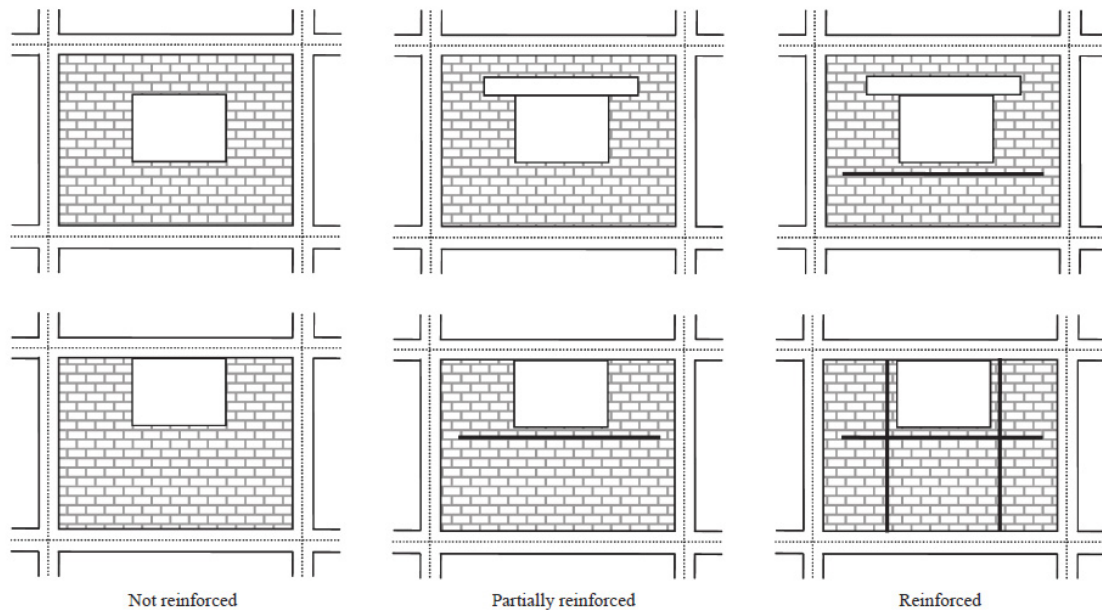


Figura 6.11: Classificazione delle aperture con e senza rinforzi

Sulla base di esperimenti condotti da Decanini, il coefficiente riduttivo ρ diminuisce all'aumentare sia di α_a che α_l , cioè all'aumentare dell'area dell'apertura e della sua larghezza. Per quanto riguarda la dipendenza da α_h , non è chiara la tendenza del coefficiente riduttivo.

Invece, osservando la dipendenza dal confinamento delle aperture, è possibile notare che a parità di α_h , il coefficiente ρ aumenta proporzionalmente al grado di rinforzo. Quindi, l'influenza di α_a e α_l diminuisce all'aumentare del confinamento dell'apertura.

Naturalmente, minore è ρ e maggiore è la riduzione di rigidità e resistenza della tamponatura, in quanto tale coefficiente moltiplica ω , K_{mfc} e H_{mfc} .

Decanini et al. (2014) propone la seguente relazione per la determinazione del coefficiente riduttivo ρ :

$$\rho = a \cdot \exp(b \cdot \alpha a) + c \cdot \exp(d \cdot \alpha l) \pm \sigma \varepsilon$$

dove:

- a, b, c e d sono parametri dipendenti dal grado di rinforzo delle aperture, riportati in forma tabellata qui di seguito.

Reinforcement around opening	a	b	c	d
NR	0.55	-0.035	0.44	-0.025
PR	0.58	-0.030	0.42	-0.020
R	0.63	-0.020	0.40	-0.010

Figura 6.12: Dipendenza dei parametri a, b, c e d dal grado di rinforzo delle aperture

- σ è la deviazione standard, mentre ε è 0 per il valore medio e 1 per il valore medio più o meno una deviazione standard.

6.3 Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi di pushover è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

È statica perché la forzante esterna è applicata "staticamente" alla struttura. È non lineare perché nel modello vengono considerate le non linearità:

- Non linearità **geometrica**: cioè gli effetti del secondo ordine conseguenza della rimozione dell'ipotesi di piccoli spostamenti;
- Non linearità **meccanica**: dovute al comportamento inelastico dei materiali quali calcestruzzo ed acciaio.

In generale, le non linearità geometriche vengono trascurate è quindi possibile confondere la configurazione indeformata con quella deformata.

L'analisi di pushover consiste in due fasi:

- 1) Applicazione dei carichi gravitazionali sulla struttura secondo la combinazione quasi permanente;
- 2) Applicazione, nella direzione dell'azione sismica considerata, di un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione, aventi risultante pari al taglio alla base F_b .

Il sistema di forze orizzontali può essere proporzionale alla massa dell'edificio (PushMassa) oppure proporzionale ai modi di vibrare dell'edificio (PushMod).

Tali forze vengono incrementate per step successivi in maniera crescente fino a provocare condizioni di collasso locale o globale e finché il punto di controllo, da noi stabilito, non raggiunge lo spostamento obiettivo dc (spostamento target). Solitamente il punto di controllo coincide con il baricentro dell'impalcato del sottotetto.

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della curva di capacità (o curva di pushover) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento del punto di controllo che coincide con il baricentro del solaio dell'ultimo piano (dc) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

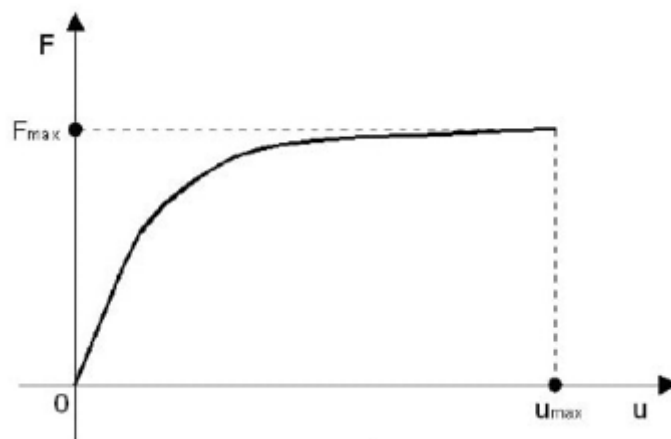


Figura 6.13: Esempio curva di capacità di una struttura in cemento-armato

Per tenere conto delle non linearità meccaniche, dobbiamo far riferimento alla plasticità negli elementi che vengono modellati. La plasticità può essere introdotta in due modalità differenti:

- *modellazione a plasticità concentrata*, per la quale si ipotizza una concentrazione della plasticizzazione dell'elemento in un punto.
- *modellazione a plasticità diffusa*, per la quale si considerano le non linearità diffuse in tutte le membrature dell'elemento.

Nel modello in esame, infatti, si procede attraverso la modellazione di cerniere plastiche locali che rappresentano le zone degli elementi frame in cui si concentra il comportamento anelastico. Fuori da tali zone l'elemento assume sempre un comportamento elastico.

Le cerniere flessionali vanno inserite negli elementi verticali dove si concentra il momento, invece per gli elementi orizzontali si utilizzano le cerniere a taglio ubicate al centro dell'elemento.

Per l'inserimento delle cerniere plastiche si procede tramite la modellazione delle cerniere automatiche proposta dal SAP2000, secondo American Society of Civil Engineers ASCE/SE I 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

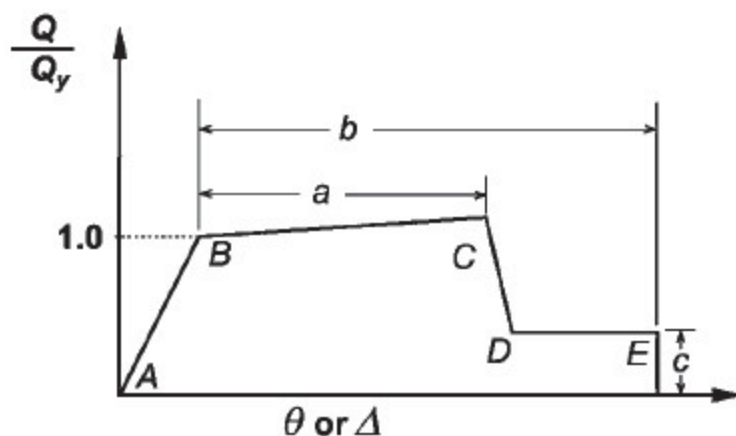


Figura 6.14: Legame momento curvatura cerniera implementata nel SAP

Il legame momento-curvatura delle cerniere automatiche è definito attraverso tre parametri:

- a rappresenta la rotazione della cerniera plastica dal superamento dello snervamento (B) per tutta la durata dell'incrudimento (B-C);
- b rappresenta la rotazione della cerniera plastica a rottura (E);
- c è il rapporto tra la resistenza residua e la resistenza iniziale.

Tali variabili dipendono da:

- $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ per le travi, dove ρ e ρ' sono i rapporti geometrici di armatura tesa e compressa, mentre ρ_{bal} è il rapporto geometrico di armatura tesa determinato in corrispondenza della deformazione ultima del calcestruzzo e dello snervamento dell'acciaio;
- $\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}}$ con V il taglio di progetto;
- conformità delle armature trasversali, si considerano conformi le staffe chiuse con passo $s < d/3$ e che assorbono un taglio maggiore dei $3/4$ del taglio di progetto V ;
- $\frac{P}{A_g \cdot f_c'}$ per i pilastri, dove P è lo sforzo assiale agente nella sezione e A_g è l'area della sezione trasversale.

Per travi e pilastri le tabelle di riferimento contenenti i parametri a , b e c sono di seguito riportate:

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{V_{NSP}}{P_{NSP}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_{NDP}}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 6.15: Tabella 10-7, Asce 41-13.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{aligned} b &= \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \\ c &= 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0 \end{aligned} \right.$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.

V_{yE}/V_{CoIOE} shall not be taken as less than 0.2.

N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

^a *b* shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than *a*.

^b $N_{UD}/(A_g f_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.

^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

^d *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.

^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Figura 6.16: Tabella 10-8, ASCE 41-13.

La formula attraverso la quale è possibile calcolare il momento di snervamento di una cerniera plastica flessionale è la seguente:

$$M_y = \frac{(A_s^2 * f_y^2)}{4} * \left(\frac{4d}{A_s * f_y} - \frac{2}{0.85 * f'_c * b} \right)$$

Cerniere M flessionali alle estremità di ciascuna trave. Viene di seguito riportata un'immagine della cerniera flessione utilizzata nel modello.

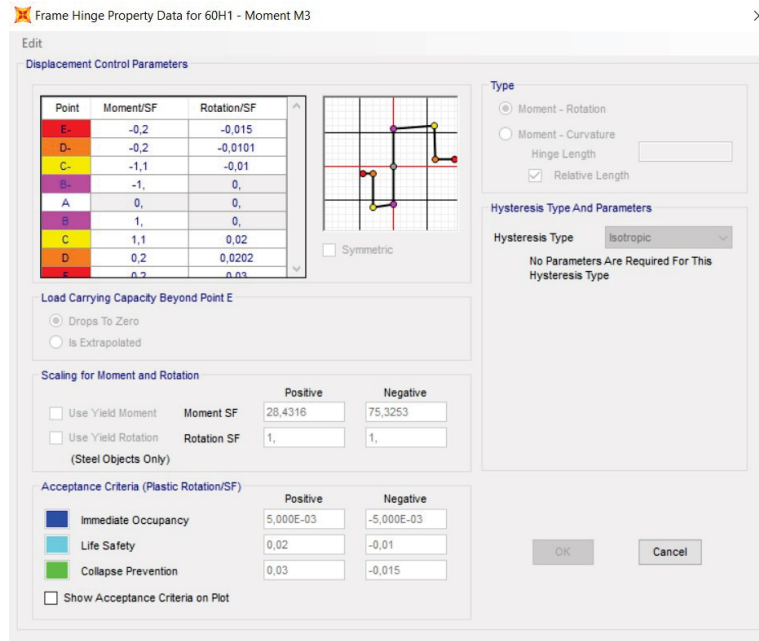


Figura 6.17: Esempio di cerniera M assegnata alle travi

Per quanto riguarda i pilastri, a cui generalmente si assegnano delle cerniere presso/tensoflessionali, il software determina in automatico i legami delle cerniere in funzione del valore dello sforzo assiale.

7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA'

7.1 Azione sismica di progetto

La valutazione della capacità si esegue applicando il Metodo A (N2) proposto dalle NTC 2018 al C7.3.4.2 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Per eseguire tale valutazione bisogna però prima conoscere l'azione sismica di progetto in riferimento al sito in esame.

La norma italiana prevede 4 stati limite:

- *Stato limite di operatività (SLO):*
- *Stato limite di danno (SLD)*
- *Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)*
- *Stato limite di collasso (SLC)*

Ad ogni stato limite viene, associato una probabilità di superamento, mostrata in figura 7.1

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 7.1: Probabilità di superamento

È possibile quindi determinare il relativo tempo di ritorno in riferimento ad ogni stato limite con la seguente formula:

$$Tr = - \frac{Vr}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove:

P_{VR} : Rappresenta la probabilità di superamento

Vr : Rappresenta il periodo di riferimento: $Vr = CU * VN$

in cui V_N è la vita nominale della struttura e C_U è il coefficiente d'utilizzo di quest'ultima, valutato in funzione della classe d'uso, determinabile da norma NTC18. In Figura 7.2 è possibile visionare la tabella in norma che lega le classi d'uso ai relativi coefficienti.

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

Figura 7.2: Tabella coefficienti d'uso

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, si definisce prima la pericolosità sismica di base del sito di costruzione. La pericolosità di base dipende dalla morfologia e stratigrafia del sito ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , fattore di amplificazione dello spettro in pseudo-accelerazione orizzontale F_0 , valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in pseudo-accelerazione orizzontale T_C . Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale viene definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_T$

Facendo riferimento ad S_s , esso è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, derivabile tramite la conoscenza della categoria del sottosuolo; tramite sondaggi geognostici è possibile inquadrare l'area all'interno di una delle categorie di sottosuolo identificate dalla norma (Figura 7.3).

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Figura 7.3: Tabella coefficienti d'uso

Per quanto riguarda invece S_t , esso è il coefficiente di amplificazione topografica, derivabile individuando la categoria topografica del sito in esame in base a quelle classificate dalla normativa (Figura 7.4).

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 7.4: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica.

3. η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{10}{5 + \xi}\right)} > 0.55$$

4. T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_c = C_c * T * c$$

Dove C_c è definito nella figura 7.3.

5. T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione:

$$T_b = T_c/3$$

6. T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$Td = 4 * \left(\frac{ag}{g}\right) + 1.6$$

Per la determinazione dello spettro di risposta del sito in esame, si utilizza il software SpettriNTC. Vengono ora riportate le immagini relative alla determinazione dello spettro:

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);
FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;
FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 7.5: Programma SpettriNTC

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
13.0701

LATITUDINE
43.1408

Ricerca per comune

REGIONE
Marche

PROVINCIA
Macerata

COMUNE
Camerino

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶▶▶

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

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

Interpolazione
 superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 7.6: Identificazione del sito

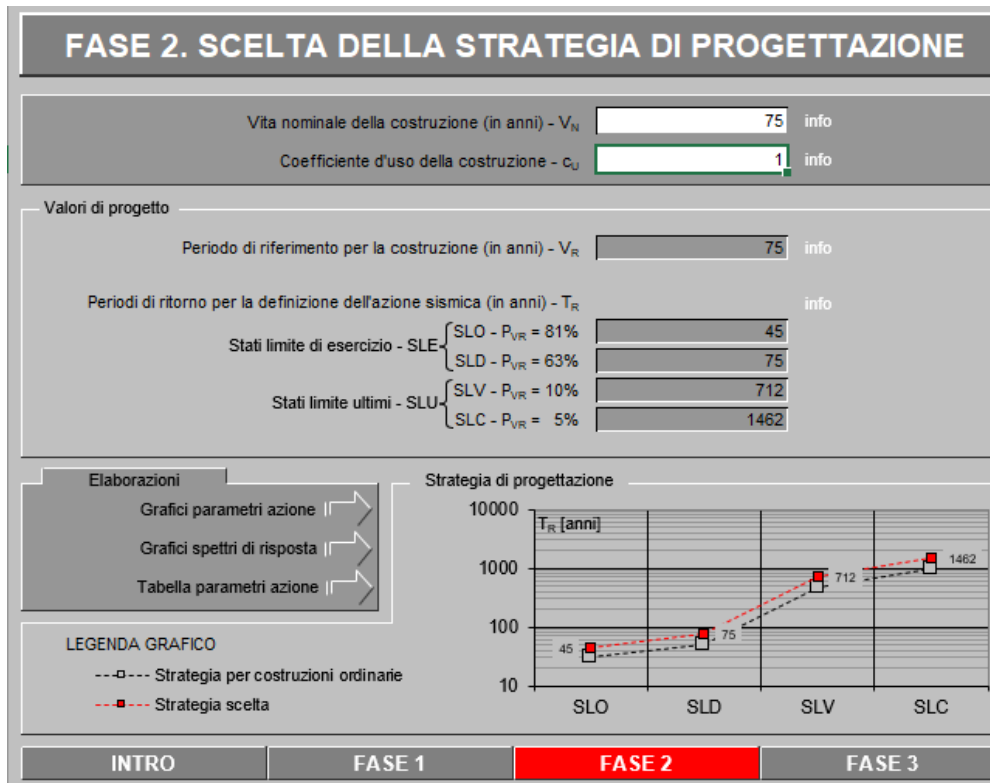


Figura 7.7: Fase 2 determinazione della Vita Nominale e Coefficiente d'uso

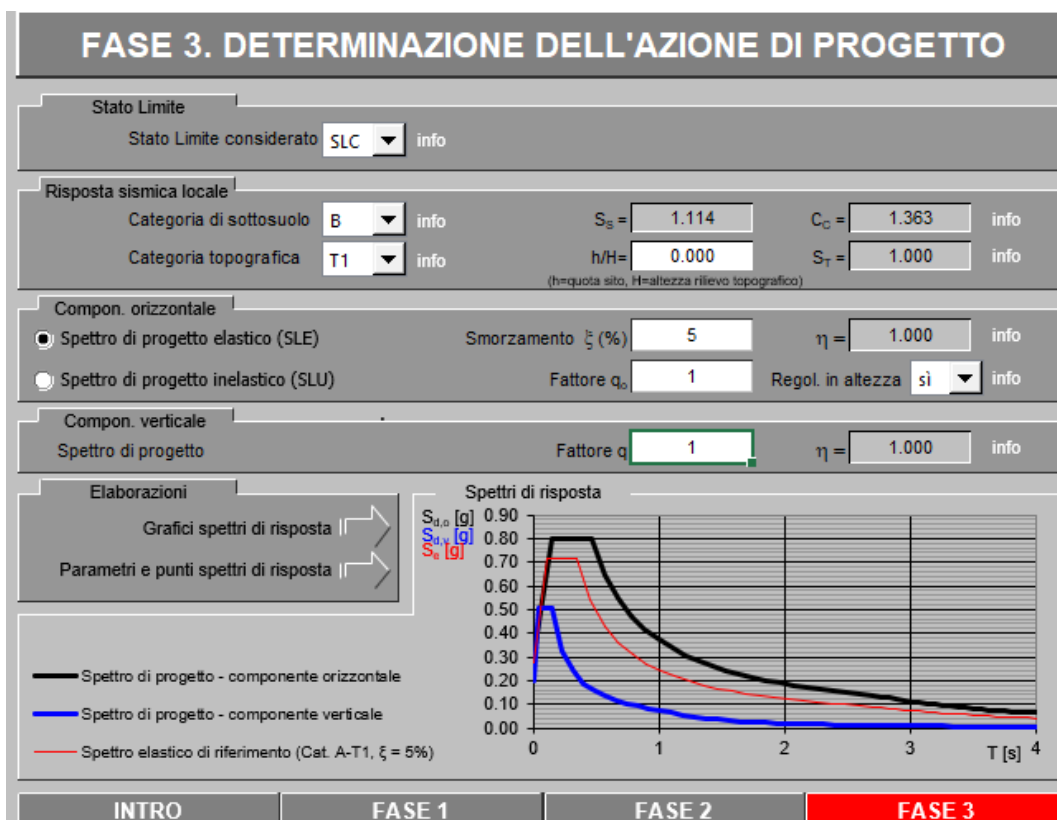


Figura 7.8: Determinazione degli spettri di progetto

In figura 7.9 sono riportati gli spettri di risposta elastici delle 4 categorie indicate in NTC 2018.

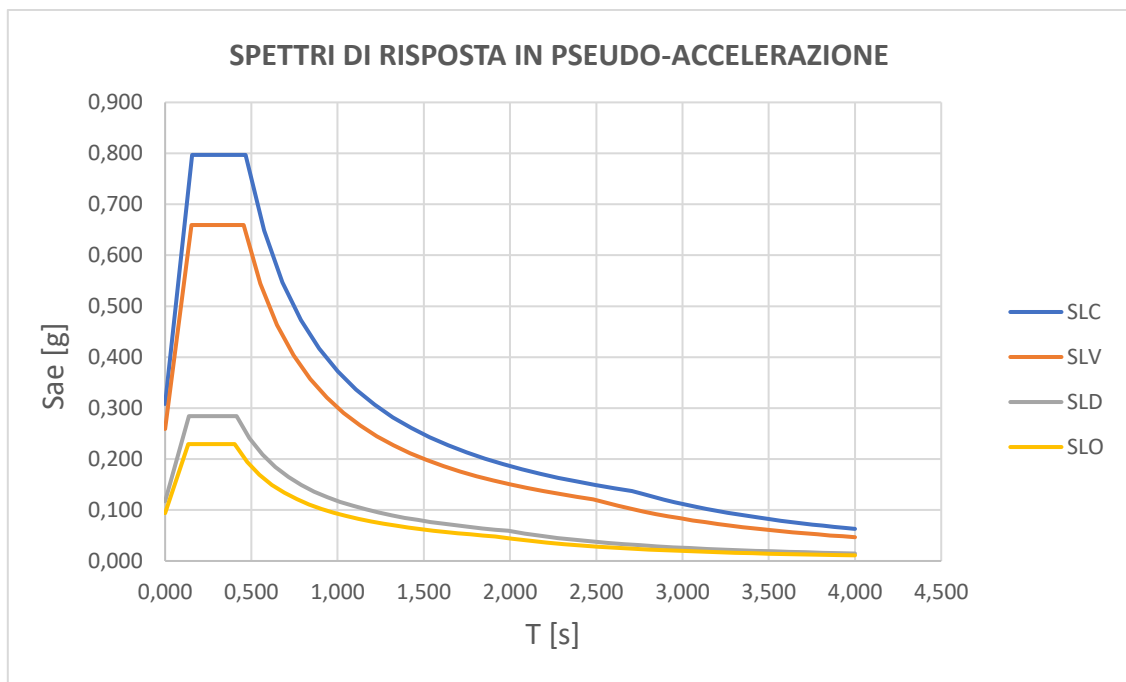


Figura 7.9: Spettri elastici in pseudo-accelerazione

Sapendo che lo spettro in spostamento $S_{ed}(T)$ si può ricavare dalla seguente espressione:

$$S_{ed}(T) = S_{ea}(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

è possibile rappresentare la domanda sul piano ADRS, $S_a - S_d$:

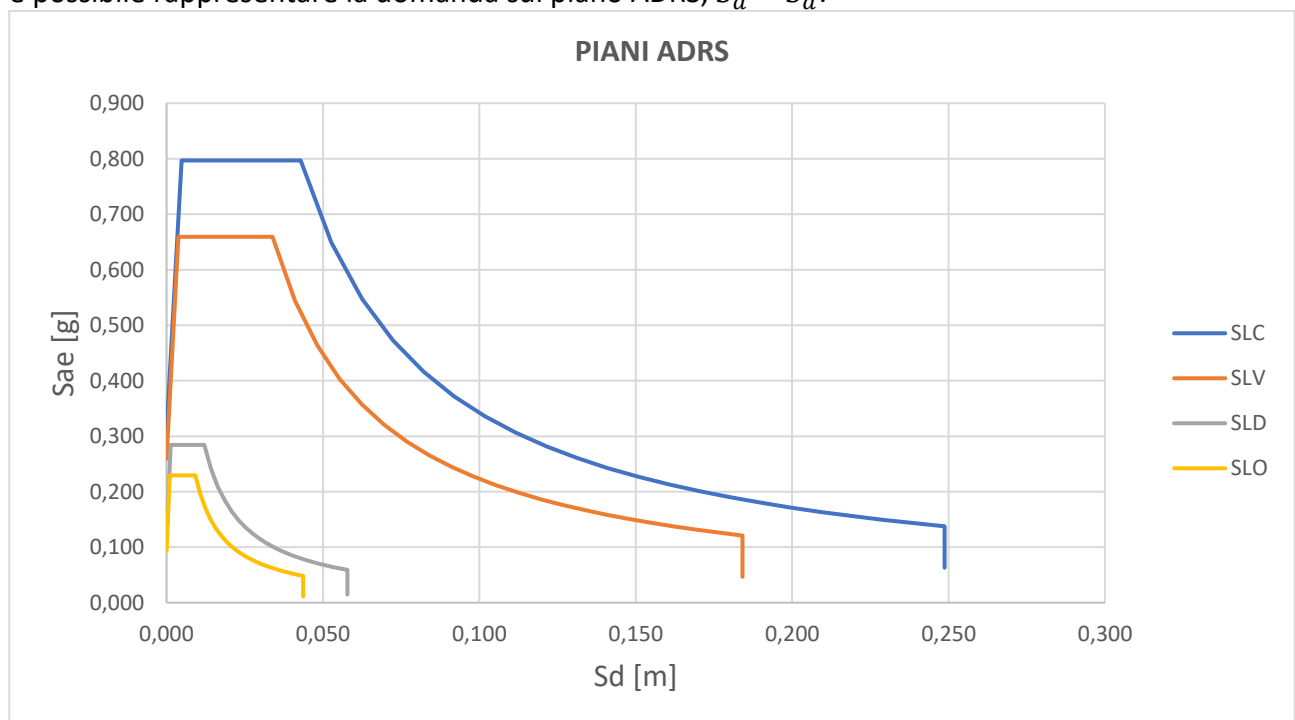


Figura 7.10: Domanda nel piano ADRS

7.2 Descrizione del modello

Il modello strutturale, attraverso cui si valuterà la capacità dell'edificio esistente è così costituito:

- modello a base fissa;
- constraint di piano;
- si considera il contributo offerto dalle tamponature modellandole tramite dei link multilineari plastici, secondo la teoria di Decanini et al. (2004, 2014); come descritto al capitolo 6.2
- il setto del nucleo ascensore è modellato affinché rimanga in campo lineare;

Nel presente caso si assegnano:

- Cerniere PMM presso/tenso-flessionali ai pilastri, al piede ed alla testa di ciascuna elevazione
- Cerniere PMM presso/tenso-flessionali al piede dei setti dei nuclei ascensori.
- I pilastri interrotti dai pianerottoli della scala sono stati modellati tramite l'assegnazione di cerniere all'intradosso ed all'estradosso dell'intersezione tra pianerottoli e pilastri stessi.
- Cerniere flessionali (M) alle estremità delle travi REP (direzione Y) (anche se le travi sono a spessore di solaio e la loro elevata deformabilità non assicura un comportamento duttile ottimale dell'elemento strutturale).

In testa ai pilastri del sottotetto sono stati assegnati dei rilasci flessionali, vista l'incertezza sul grado di incastro tra gli stessi pilastri e le travi delle falde di copertura.

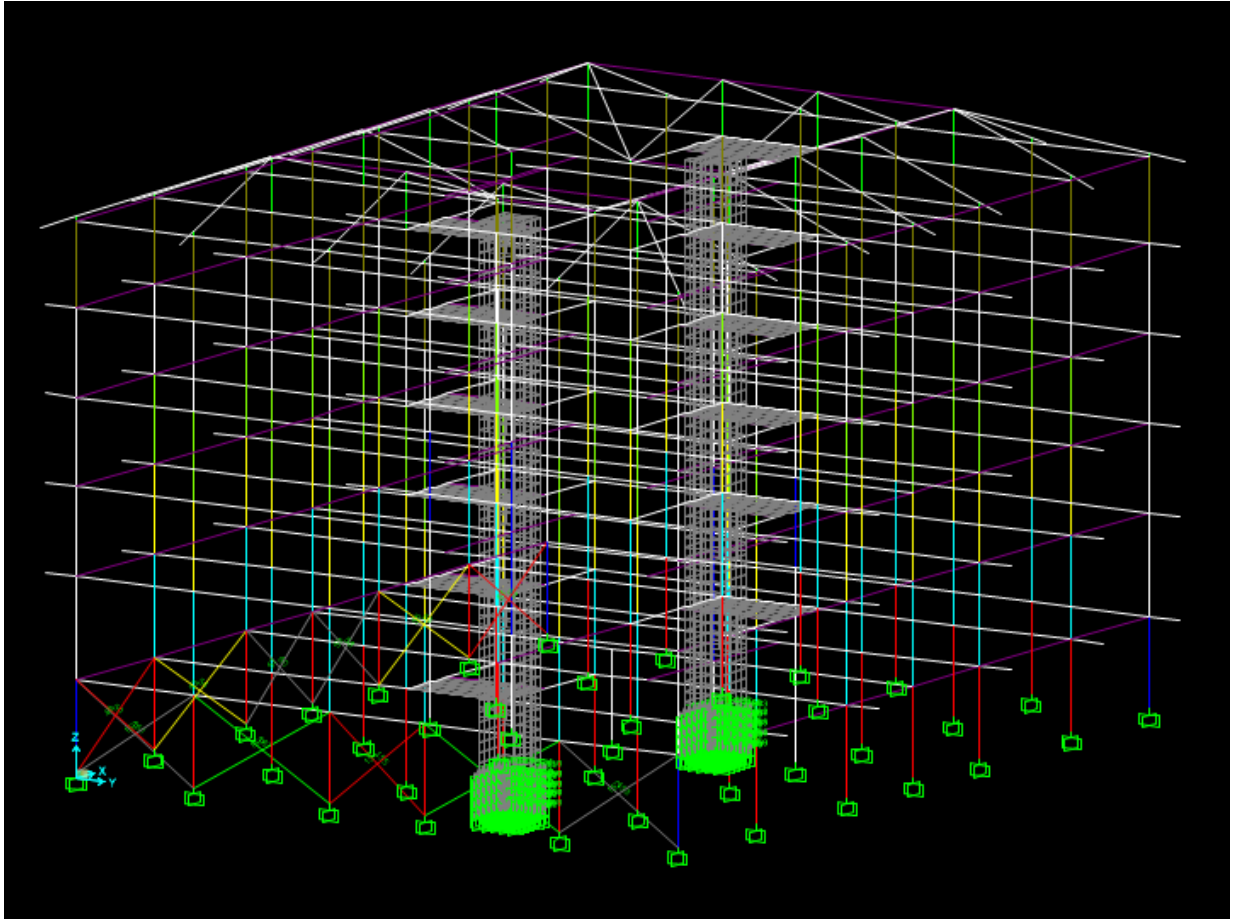


Figura 7.11: Immagine del modello senza tamponature

7.3 Curve di pushover

Di seguito si riportano le curve di pushover ottenute dall'analisi statica non lineare che come descritto al 6.3 permettono di determinare il comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali, così da stimare la capacità in termini di taglio alla base e di spostamento del punto di controllo.

Nei grafici di seguito viene segnato il raggiungimento dello stato limite di collasso delle cerniere plastiche. Gli elementi strutturali che arrivano per primi a rottura sono la testa e la base dei pilastri dei piani inferiori.

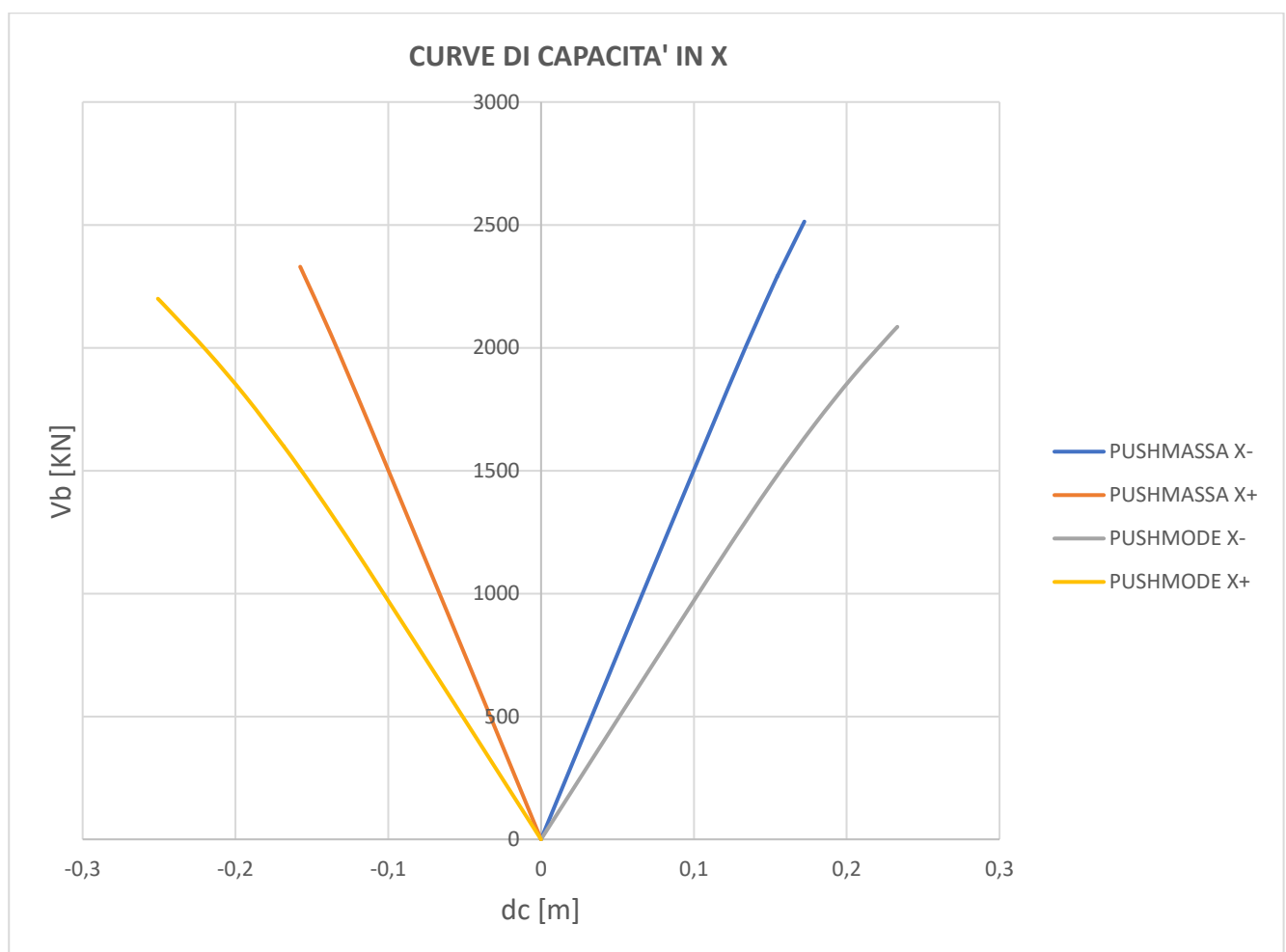


Figura 7.13: Curve di capacità direzione X

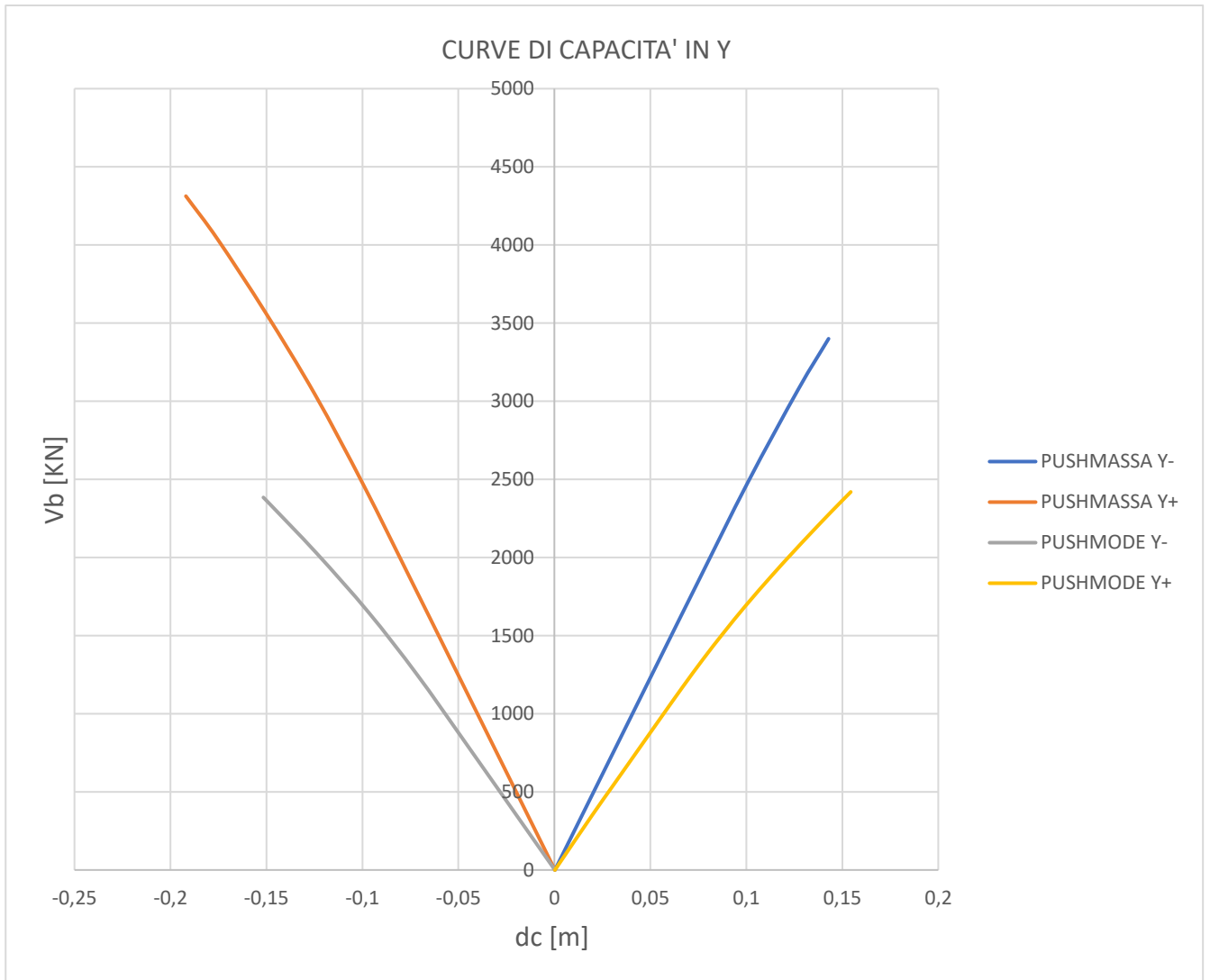


Figura 7.14: Curve di capacità direzione Y

7.4 Confronto domanda-capacità

Una volta eseguita l'analisi statica non lineare, è possibile confrontare la curva di capacità con la domanda di spostamento in modo tale da individuare il livello di prestazione raggiunto.

Le NTC 2018 propongono al C7.3.4.2 due metodi per l'individuazione del punto di prestazione (PP, Performance Point) della struttura:

1. Metodo N2, basato sulla determinazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia;
2. Metodo B CSM, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

In questo elaborato viene effettuato il confronto tra capacità e domanda attraverso il metodo N2. Risulta necessario associare al sistema strutturale reale MDOF (Multi-Degree Of Freedom) un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà SDOF (Single-Degree Of Freedom).

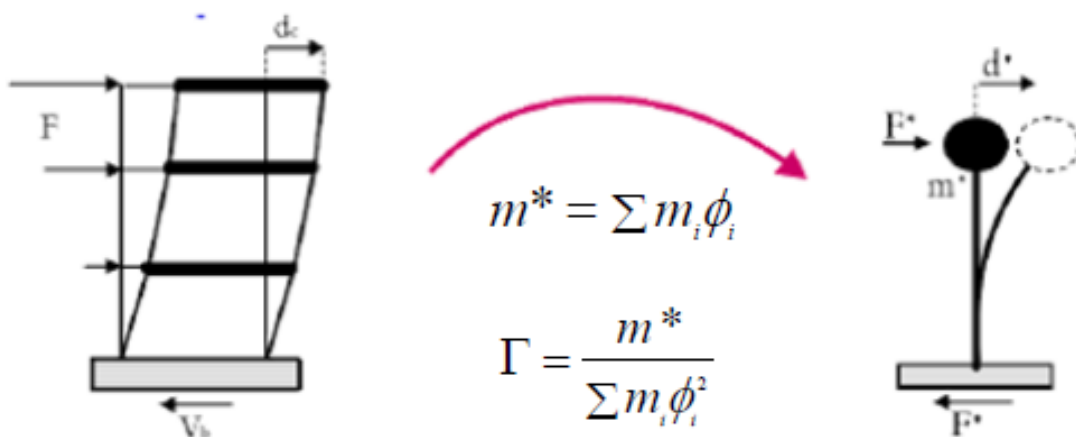


Figura 7.17: Conversione da MDOF a SDOF

Questo passaggio è necessario perché la domanda sismica per i vari stati limite è formulata in termini di spettro di risposta, che per definizione fa riferimento ad un oscillatore semplice. Questo avviene operativamente dividendo le ascisse e le ordinate della curva di capacità della struttura per il fattore Γ .

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati rispettivamente al taglio alla base F_b ed allo spostamento del punto di controllo d_u del sistema reale mediante le relazioni seguenti:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} = \frac{\sum_i m_i \varphi_i}{\sum_i m_i \varphi_i^2}$$

Dove:

- Γ è il fattore di partecipazione modale;
- m_i è la massa del piano i-esimo;
- φ_i è lo spostamento modale del piano i-esimo normalizzato rispetto allo spostamento dell'ultimo piano.

L'ultima conversione consiste nel riportare la curva di capacità nel piano ADRS (Acceleration-Displacement response spectrum) che ha in ordinata la pseudo-accelerazione spettrale "Sa" e in ascissa lo spostamento relativo spettrale "Sd". La curva di capacità sul piano ADRS può essere ottenuta scalando le ordinate, per la massa partecipante m^* in modo da ottenere un'accelerazione. I valori in spostamento non necessitano di essere modificati.

7.4.1 Piano ADRS

Vengono ora riportati i risultati dell'analisi Pushover con le curve nel piano ADRS. Nel piano ADRS sono riportate 3 curve:

- Curva di capacità della struttura
- Domanda elastica all'SLC
- Domanda all'SLC ridotta tenendo conto dello smorzamento (ξ) di base del telaio sommato a quello dato dai sistemi di dissipazione

Bisogna tenere conto che la dissipazione che vogliamo ottenere dai dispositivi da progettare è pari al 30%, che andrà poi a sommarsi allo smorzamento di base dato dal telaio pari al 5%.

$$\xi = \xi_t + \xi_d = 35\%$$

Casi di spinta in direzione X:

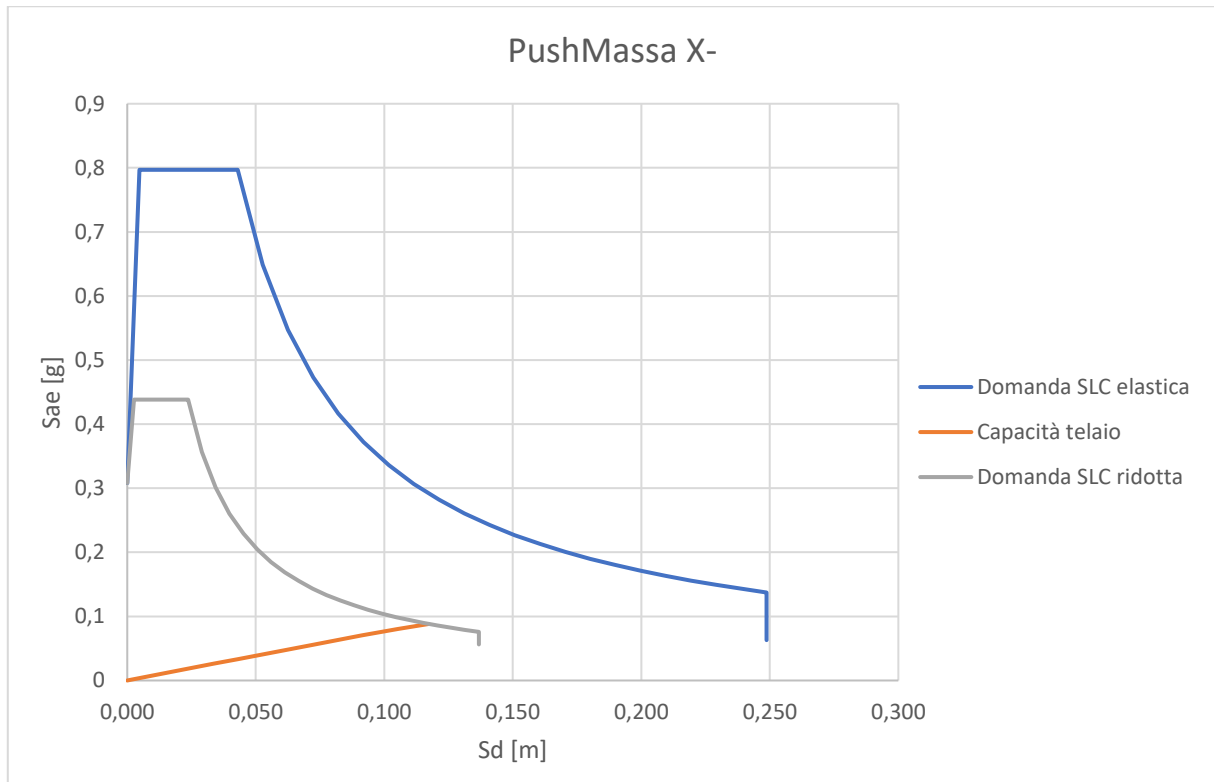


Figura 7.28: Piano ADRS PushMassa X-

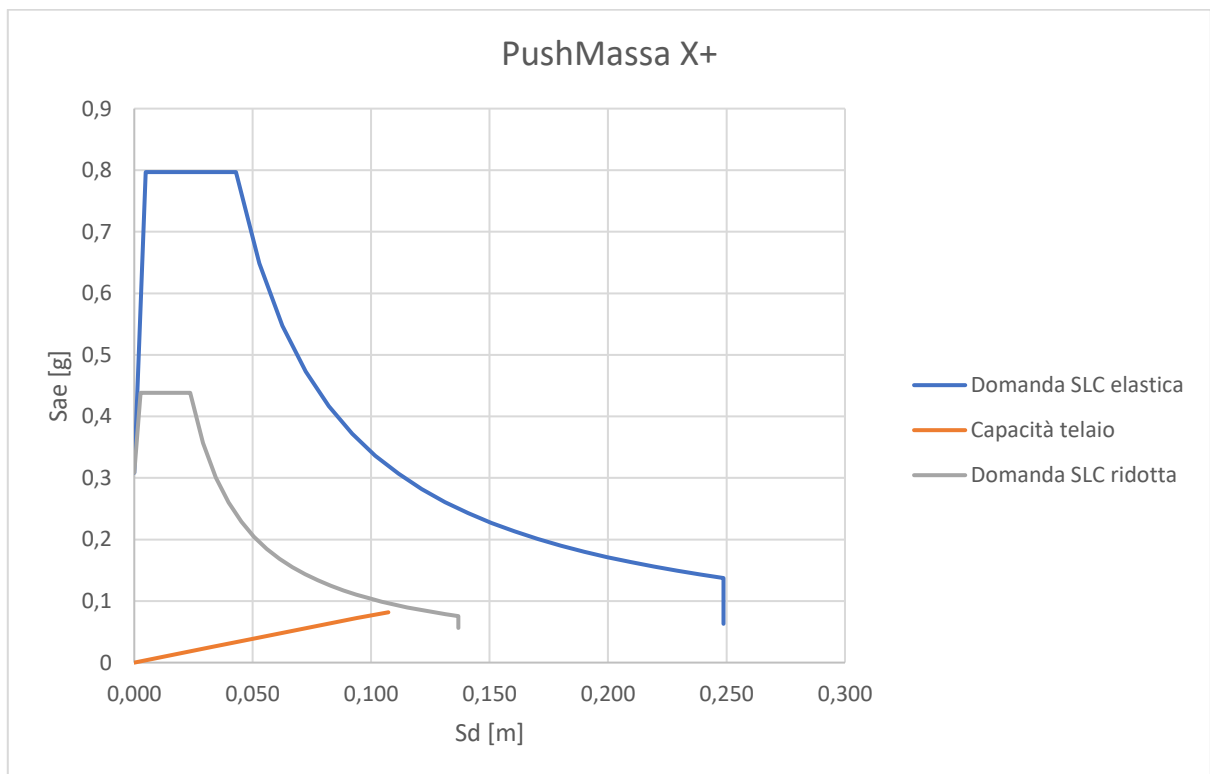


Figura 7.29: Piano ADRS PushMassa X+

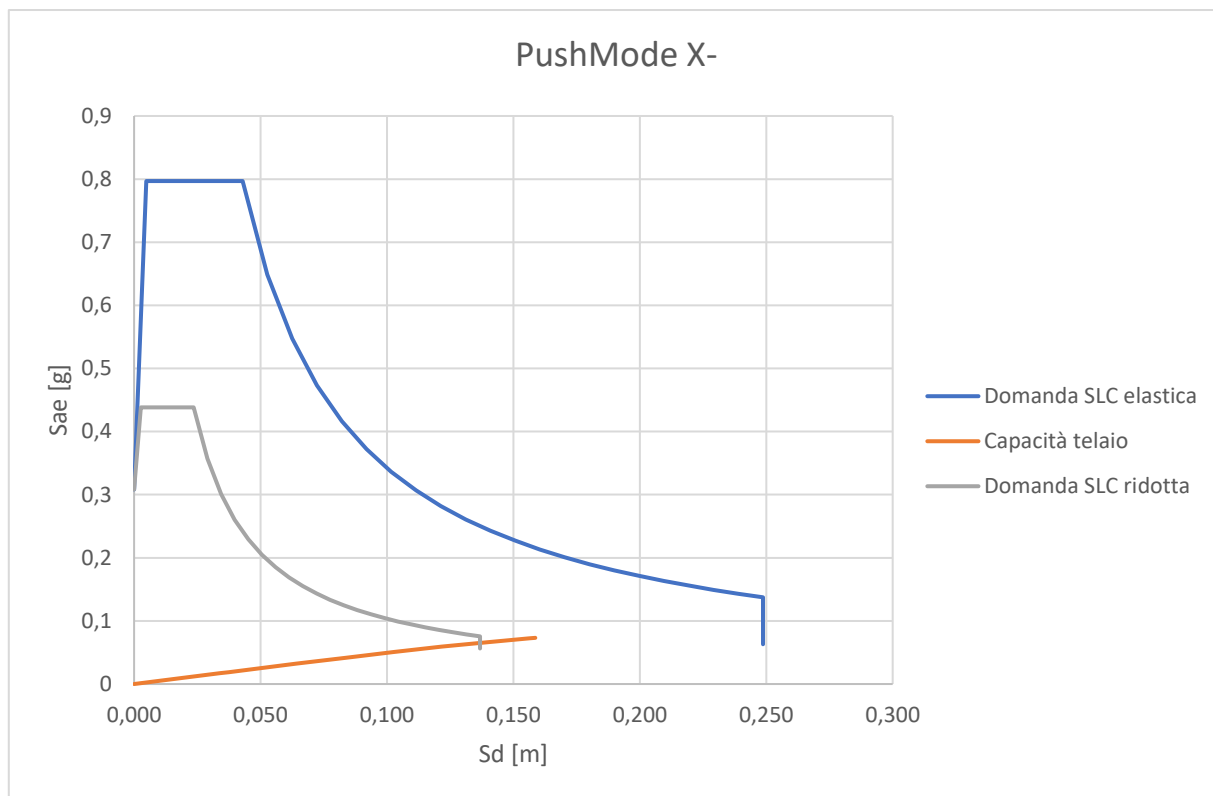


Figura 7.30: Piano ADRS PushMode X-



Figura 7.31: Piano ADRS PushMode X+

Casi di spinta in direzione Y:

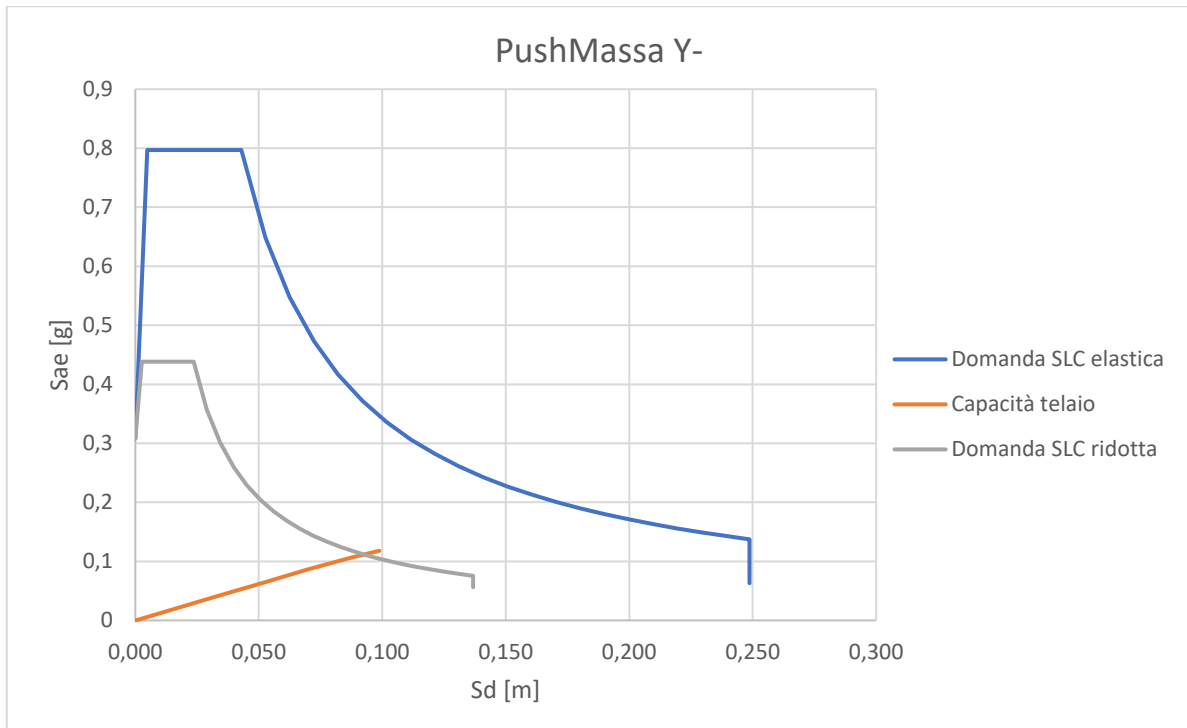


Figura 7.41: Piano ADRS PushMassa Y-

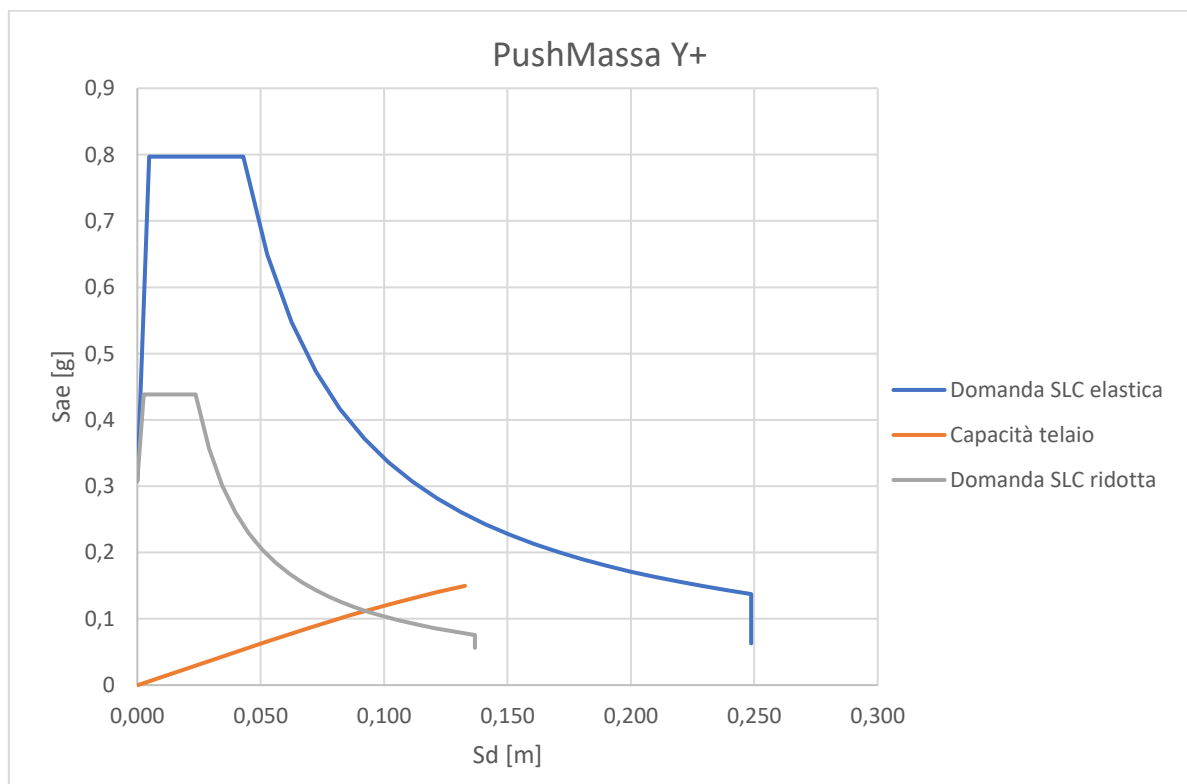


Figura 7.42: Piano ADRS PushMassa Y+

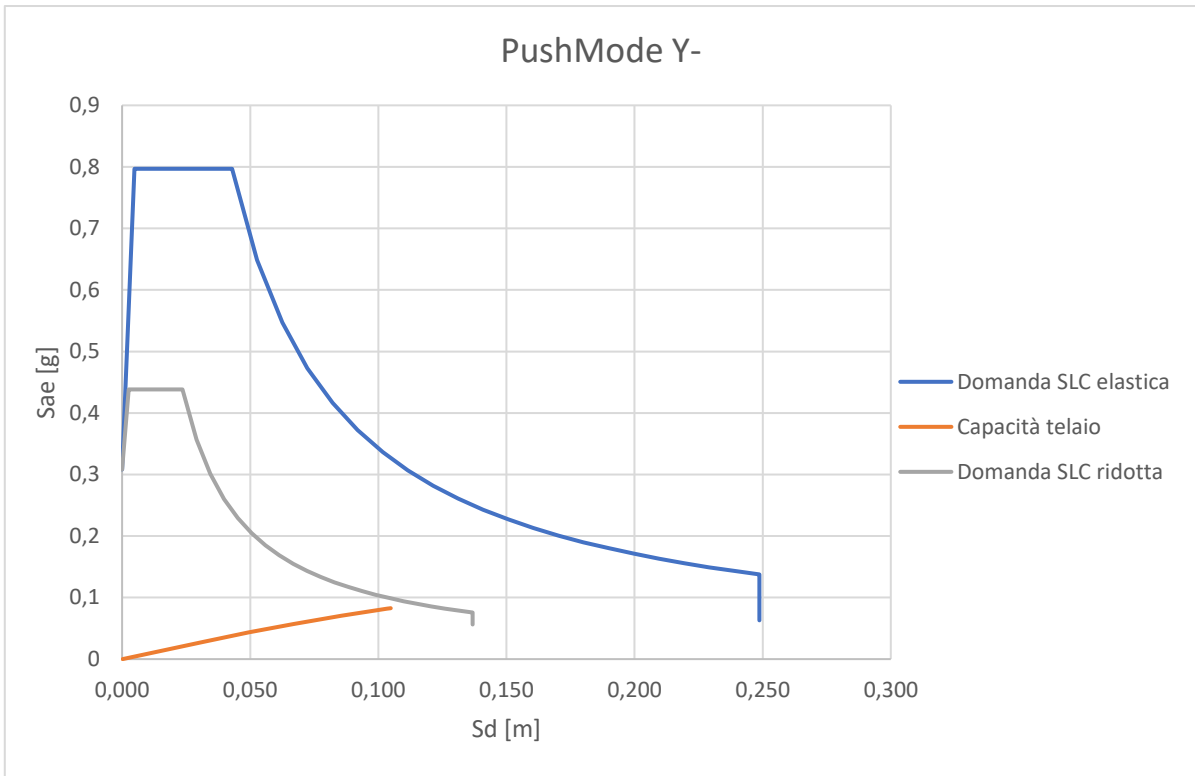


Figura 7.43: Piano ADRS PushMode Y-

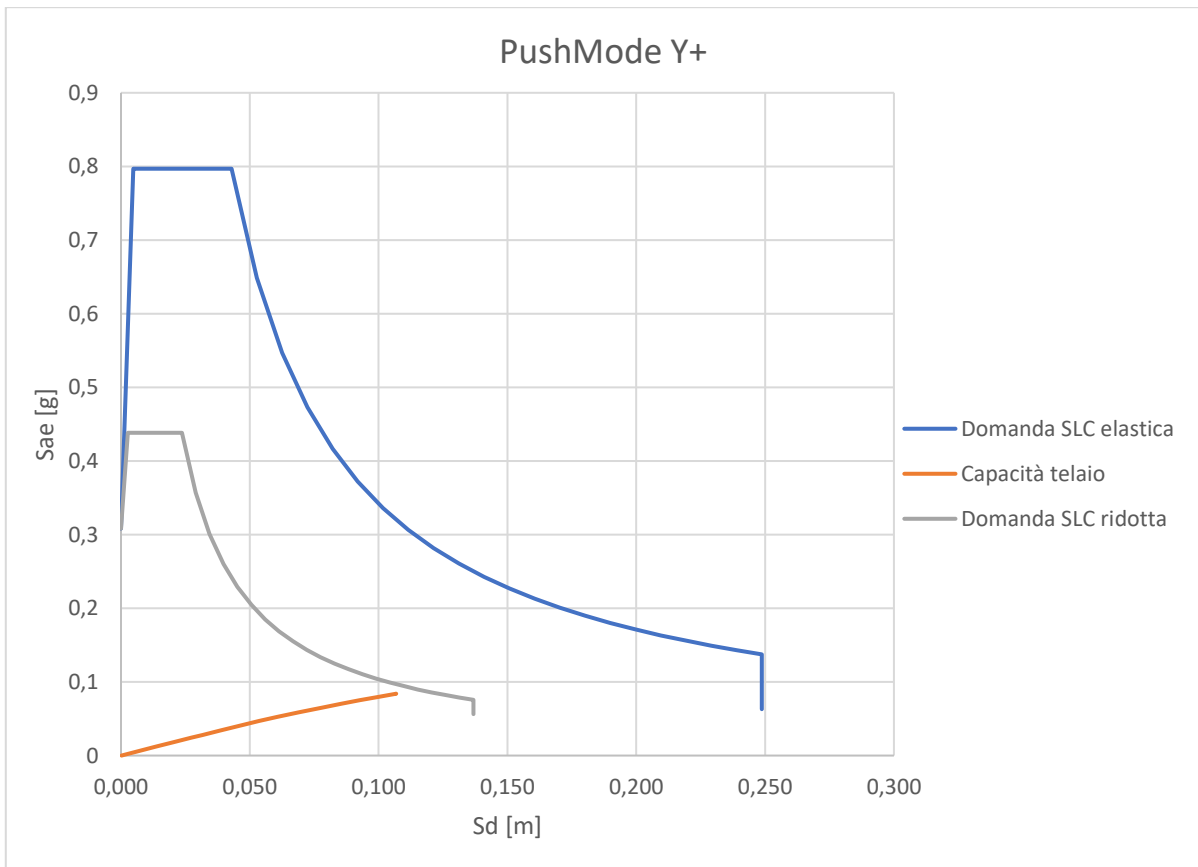


Figura 7.44: Piano ADRS PushMode Y+

8. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI SMORZAMENTO AGGIUNTIVO

Nel presente capitolo viene affrontato il problema del dimensionamento di un sistema di dissipazione viscoso. Nella fase di progettazione le norme NTC18 e EN15129 non sono di aiuto, viene quindi lasciata "libertà" al progettista.

Per il collegio Fazzini, è stato progettato un sistema di dissipazione basato su dei dispositivi FVD che fanno contrasto su delle torri metalliche disposte nella mezzera di ogni lato dell'edificio, considerando inoltre che questi damper non sono presenti nelle prime due elevazioni della struttura.

È importante tenere conto anche della demolizione dei balconi ai lati EST ed OVEST dell'edificio e della sostituzione delle precedenti tamponature con dei pannelli prefabbricati KNAUF Aquapanel Outdoor, che ci consentono di alleggerire il peso complessivo della tamponatura che grava sugli elementi strutturali di competenza.

Il tutto poi viene confrontato con i risultati di un altro modello ove sono presenti gli stessi dissipatori, ma che, a differenza del caso precedente, sono contrastati da degli incastri, che simulano ad esempio un setto murario infinitamente rigido, ciò serve per capire se la torre metallica generica che è stata progettata per contrastare i movimenti dell'edificio da risultati accettabili in termini di spostamento, in confronto a quelli estrapolati dal modello con gli incastri.

Se così fosse, possiamo concludere che la progettazione, ingegneristica ed architettonica, della torre metallica generica risulta ben congegnata.

Il sistema di dissipazione prevede dissipatori a comportamento lineare ($\alpha = 1$).

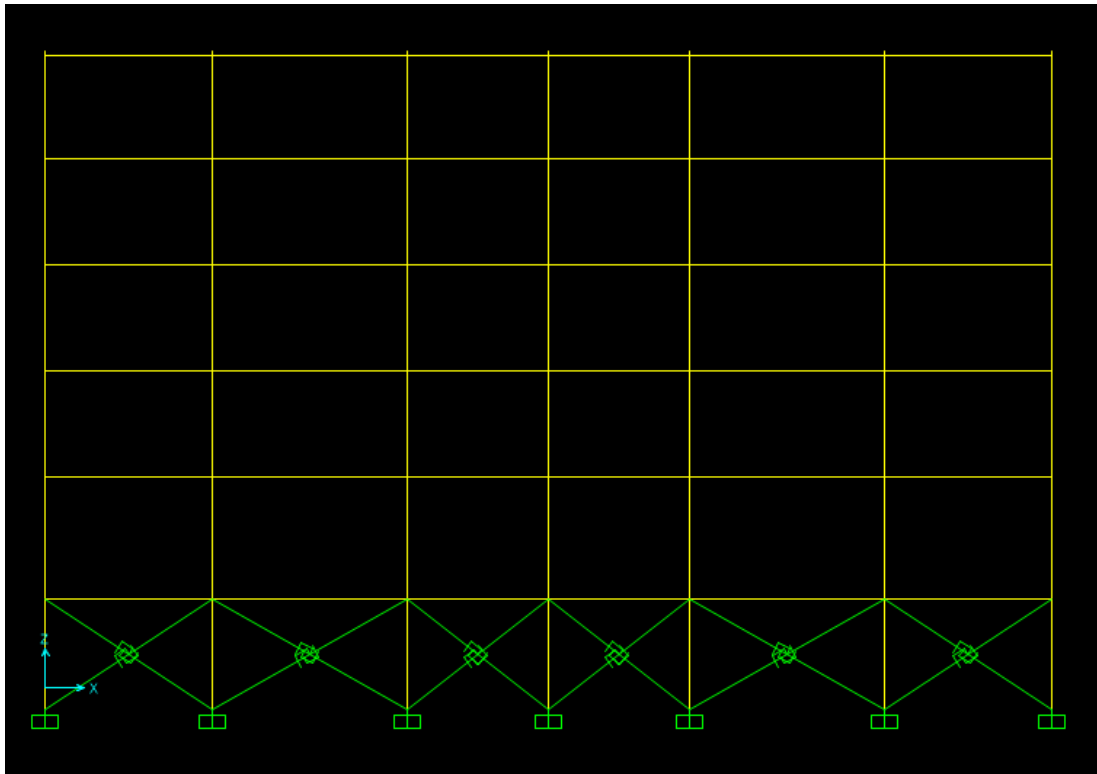


Figura 8.1: *Prospetto lato Nord, edificio Fazzini*

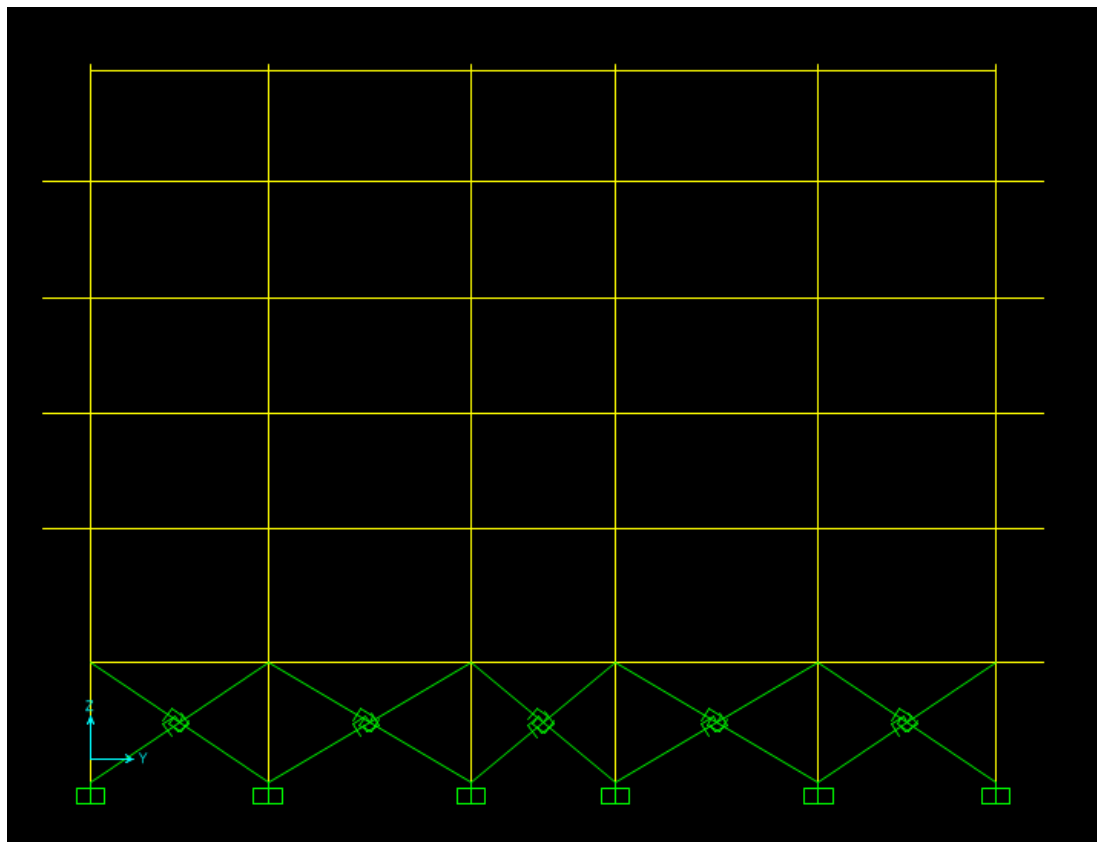


Figura 8.2: *Prospetto lato Ovest, edificio Fazzini*

I link presenti nelle due figure precedenti stanno a rappresentare le zone interrato della struttura.

8.1 Dati modello con tamponature alleggerite

Prima della presentazione del sistema di dissipazione si è voluto fare un report del modello con le nuove tamponature a pannelli KNAUF.

I risultati attesi sono quelli di un aumento del periodo fondamentale della struttura sia lungo X che lungo Y, dovuto al fatto che le tamponature offrono un contributo in rigidità, ed anche un aumento degli spostamenti modali. Riportiamo di seguito i risultati delle analisi lungo le direzioni principali.

Telaio in X:

DIAPH	Masse di Piano (t)	Spost. Modali	ϕ_x	T (s)
1	574,469	0,0014	0,0440	2,47
2	552,013	0,0066	0,2075	
3	533,960	0,0134	0,4214	
4	525,744	0,0209	0,6572	
5	518,169	0,0277	0,8711	
6	158,323	0,0318	1	

Telaio in Y:

DIAPH	Masse di Piano (t)	Spost. Modali	ϕ_y	T (s)
1	574,469	0,002	0,05	2,00
2	552,013	0,0093	0,2325	
3	533,960	0,0183	0,4575	
4	525,744	0,0275	0,6875	
5	518,169	0,0353	0,8825	
6	158,323	0,040	1	

Viene ora riportata una figura dove è possibile confrontare gli spostamenti di piano del modello lungo x e lungo y, per facilitare la comprensione delle tabelle.

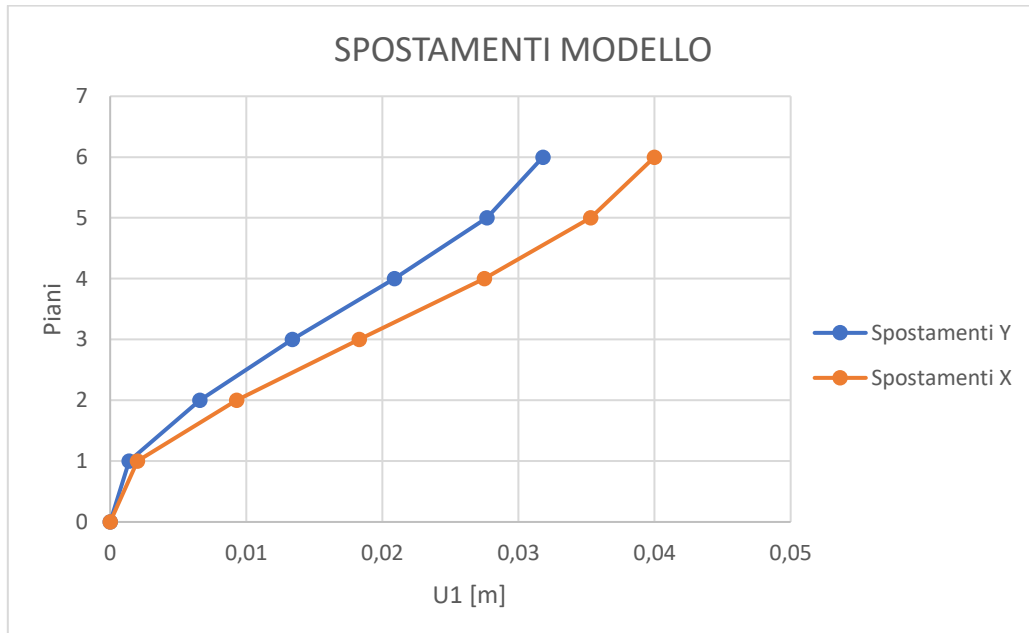


Figura 8.3: Confronto spostamenti in x e y

8.2 Progetto sistema di dissipazione

Per il collegio Fazzini, sono stati scelti dissipatori FVDs (Fluid Viscous Dampers), inseriti esternamente alla struttura, collegati a terra con un sistema di contrasto. In questo capitolo verrà trattata la determinazione della costante viscosa, considerando i dissipatori come lineari ($\alpha=1$).

I dissipatori sono stati collocati più o meno nella mezzeria di ogni lato dell'edificio agli spigoli dell'edificio, per la precisione la loro posizione varia da piano a piano, alternandosi in funzione del tipo di braccio metallico che ha davanti nella torre metallica. Questo lo si può capire meglio guardando la geometria della torre metallica, riportata nella seguente figura.

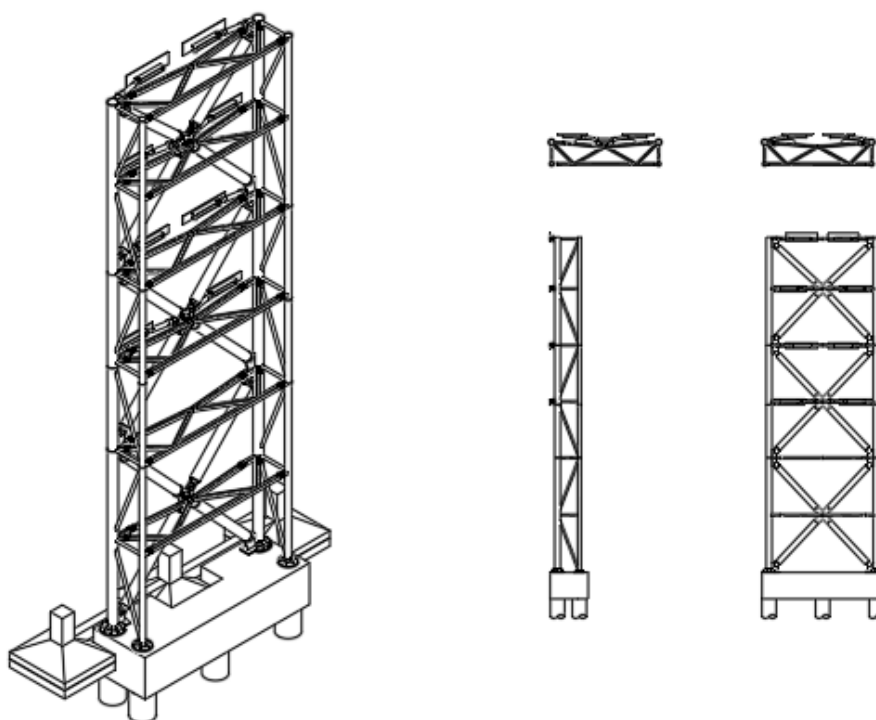


Figura 8.4: *Generica torre metallica*

Vista la disposizione in altezza dei controventi metallici, possiamo riportare anche la disposizione in pianta dei dissipatori che, oltre allo sfasamento in altezza, presentano anche uno sfasamento in pianta, irregolarità che è da imputare al terreno che risulta in pendenza, e perciò ogni torre presenta una diversa quota di partenza.

Quindi per ogni piano abbiamo quattro dispositivi in direzione X e quattro dispositivi in direzione Y. In totale si hanno sedici dispositivi in X e sedici in Y, inoltre è bene specificare che con questa configurazione, in fase di calcolo della costante viscosa, bisogna considerare un fattore di efficienza che sarà minore di 1.

Di seguito viene riportata la disposizione di tutti i dissipatori ad ogni piano.

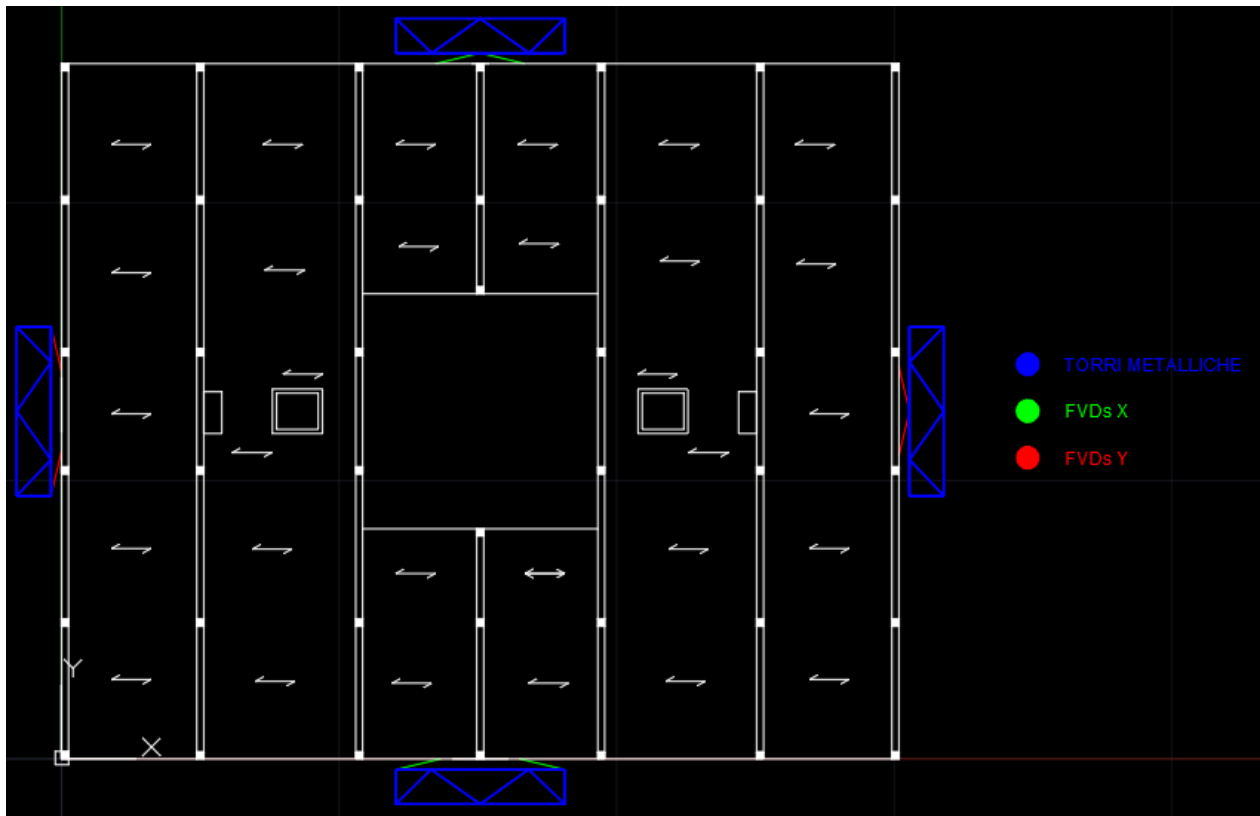


Figura 8.5: *Disposizione dei dissipatori al terzo e al quinto piano*

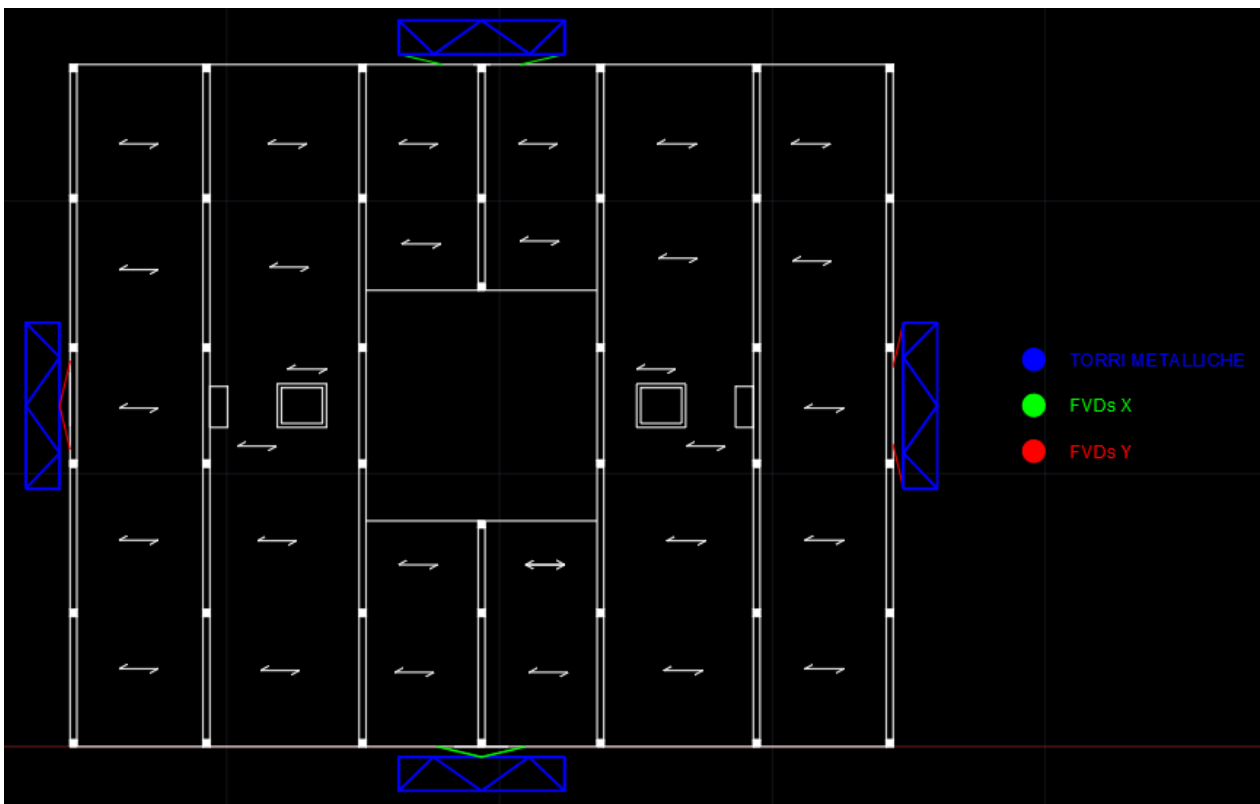


Figura 8.6: *Disposizione dei dissipatori al quarto e al sesto piano*

Con l'esecuzione dell'analisi modale, si ha un primo modo traslazionale in X e un secondo modo traslazionale in Y, di periodi rispettivamente $T_1 = 2.47$ s e $T_2 = 2.00$ s.

Per il progetto delle costanti viscosi di un dispositivo lineare, noti gli spostamenti modali e le masse di piano, si determinano i fattori di partecipazione modale per ciascun modo traslazionale principale:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i^2}$$

Dove:

- ϕ_i è lo spostamento normalizzato dell'impalcato i-esimo rispetto all'ultimo impalcato.

Applicando la formula seguente, noti gli smorzamenti aggiuntivi pari al 30%, è possibile calcolare la costante viscosa C che il sistema di dissipazione dovrà avere in direzione X ed in direzione Y:

$$c_X = \frac{\xi_{d,X} 2\omega_X \sum_{i=3}^6 m_i \bar{\phi}_{i,X}^2}{\sum_{i=3}^6 \bar{\phi}_{i,X}^2}$$

$$c_Y = \frac{\xi_{d,Y} 2\omega_Y \sum_{i=3}^6 m_i \bar{\phi}_{i,Y}^2}{\sum_{i=3}^6 \bar{\phi}_{i,Y}^2}$$

Inoltre, mediante le formule sottostanti si stimano le corse dei dissipatori e le relative forze:

$$s_j = d_u \varphi_{1,j}$$

$$F_j = c_d \omega_t s_j$$

Vengono riportate alla pagina successiva le tabelle riferite al sistema di dissipazione lungo X e Y con cui ci si ricava la costante viscosa dei dissipatori (di tipo lineare).

TELAIO IN X																
Piano	DIAPH	Masse di Piano (t)	Spost. Modali	ϕ_x	Γ_x	m^*	T (s)	ω	$\xi_{d,x}$ (%)	$C_{x,tot}$	n. FVDs	f	CL, x	Su (m)	$S_{i,x}$ (m)	$F_{d,i,x}$ (KN)
Terra	1	574,469	0,0014	0,0440	1,4695	1939,924	2,47	2,544	30	568,121	0	/	137,769	0,2057	/	/
Primo	2	552,013	0,0066	0,2075							0				/	/
Secondo	3	533,960	0,0134	0,4214							4	0,97			0,087	30,383
Terzo	4	525,744	0,0209	0,6572											0,135	47,388
Quarto	5	518,169	0,0277	0,8711											0,179	62,806
Sottotetto	6	158,323	0,0318	1											0,206	72,102

TELAIO IN Y																
Piano	DIAPH	Masse di Piano (t)	Spost. Modali	ϕ_y	Γ_y	m^*	T (s)	ω	$\xi_{d,y}$ (%)	$C_{y,tot}$	n. FVDs	f	CL, y	Su (m)	$S_{i,y}$ (m)	$F_{d,i,y}$ (KN)
Terra	1	574,469	0,0020	0,0500	1,4458	1992,861	2,00	3,142	30	713,906	0	/	173,122	0,1735	/	/
Primo	2	552,013	0,0093	0,2325							0				/	/
Secondo	3	533,960	0,0183	0,4575							4	0,97			0,079	43,169
Terzo	4	525,744	0,0275	0,6875											0,119	64,872
Quarto	5	518,169	0,0353	0,8825											0,153	83,272
Sottotetto	6	158,323	0,040	1											0,173	94,359

Qui nelle immagini seguenti viene riportato l'inserimento dei parametri precedentemente calcolati nel programma di calcolo utilizzato, ovvero il SAP2000.

Figura 8.7: Parametri meccanici FVDs lineare in direzione x

Figura 8.8: Parametri meccanici FVDs lineare in direzione x

S Link/Support Property Data ×

Link/Support Type:
 Property Name: Set Default Name
 Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters
 Shear Couple
 Equal End Moments
 Advanced Modify/Show

Total Mass and Weight
 Mass: Rotational Inertia 1:
 Weight: Rotational Inertia 2:
Rotational Inertia 3:

Factors For Line, Area and Solid Springs
 Property is Defined for This Length In a Line Spring:
 Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs:

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for All...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>		

Fix All Clear All

Stiffness Options
 Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases:
 Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping:
 Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

OK Cancel

Figura 8.9: Parametri meccanici FVDs lineare in direzione y

S Linear Link/Support Directional Properties ×

Link/Support Name:

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Shear Distance from End J
 U2:
 U3:

Units:

Stiffness Values Used For All Load Cases
 Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled
 U1: U2: U3: R1: R2: R3:

Damping Values Used For All Load Cases
 Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled
 U1: U2: U3: R1: R2: R3:

OK Cancel

Figura 8.10: Parametri meccanici FVDs lineare in direzione y

In figura 8.11 è possibile visualizzare l'edificio modellato con dissipatori incastrati, in figura 8.12 invece, si può vedere l'edificio con i dissipatori ancorati alle torri metalliche.

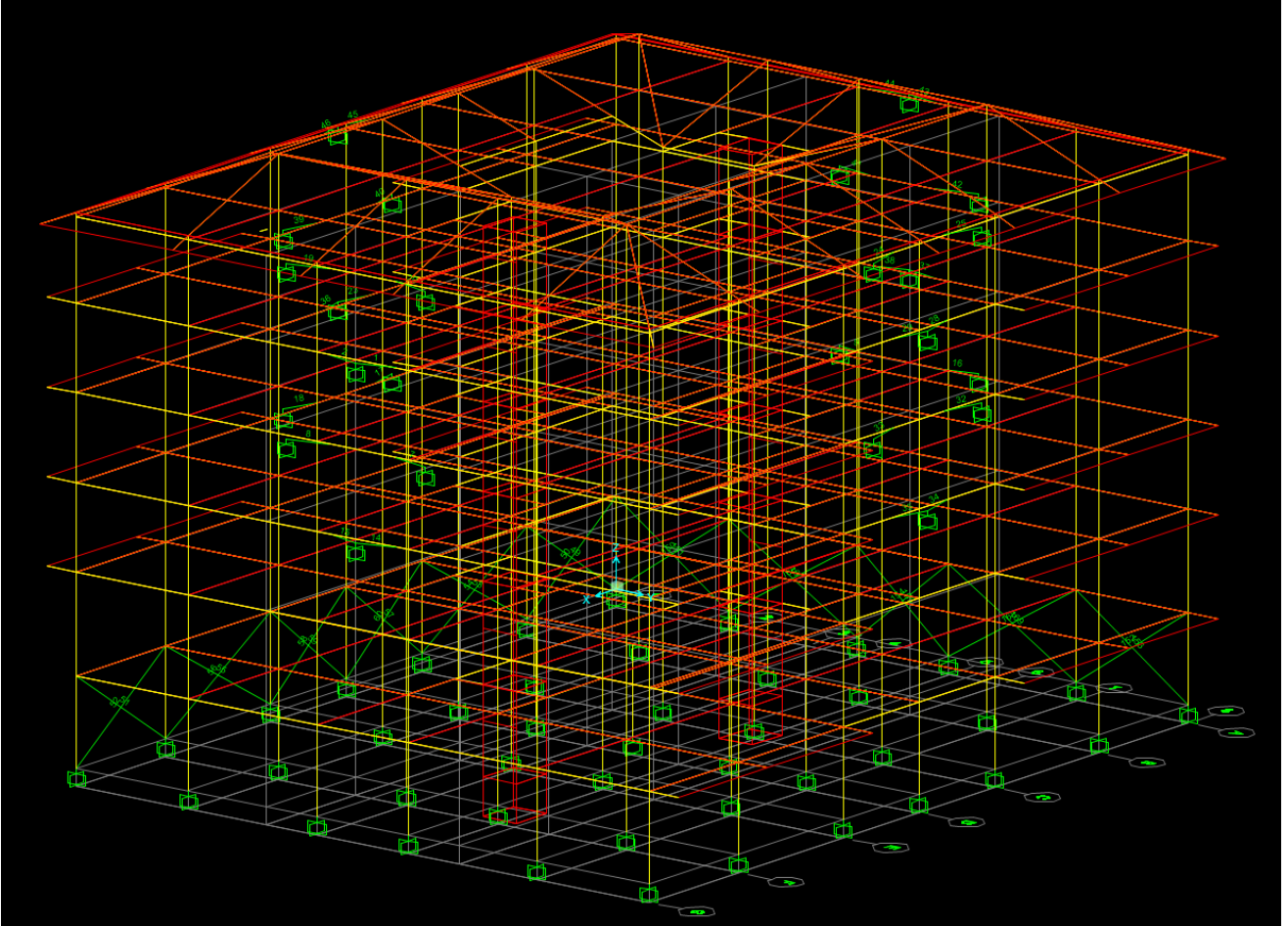


Figura 8.11: Vista 3D del modello con dissipatori incastrati

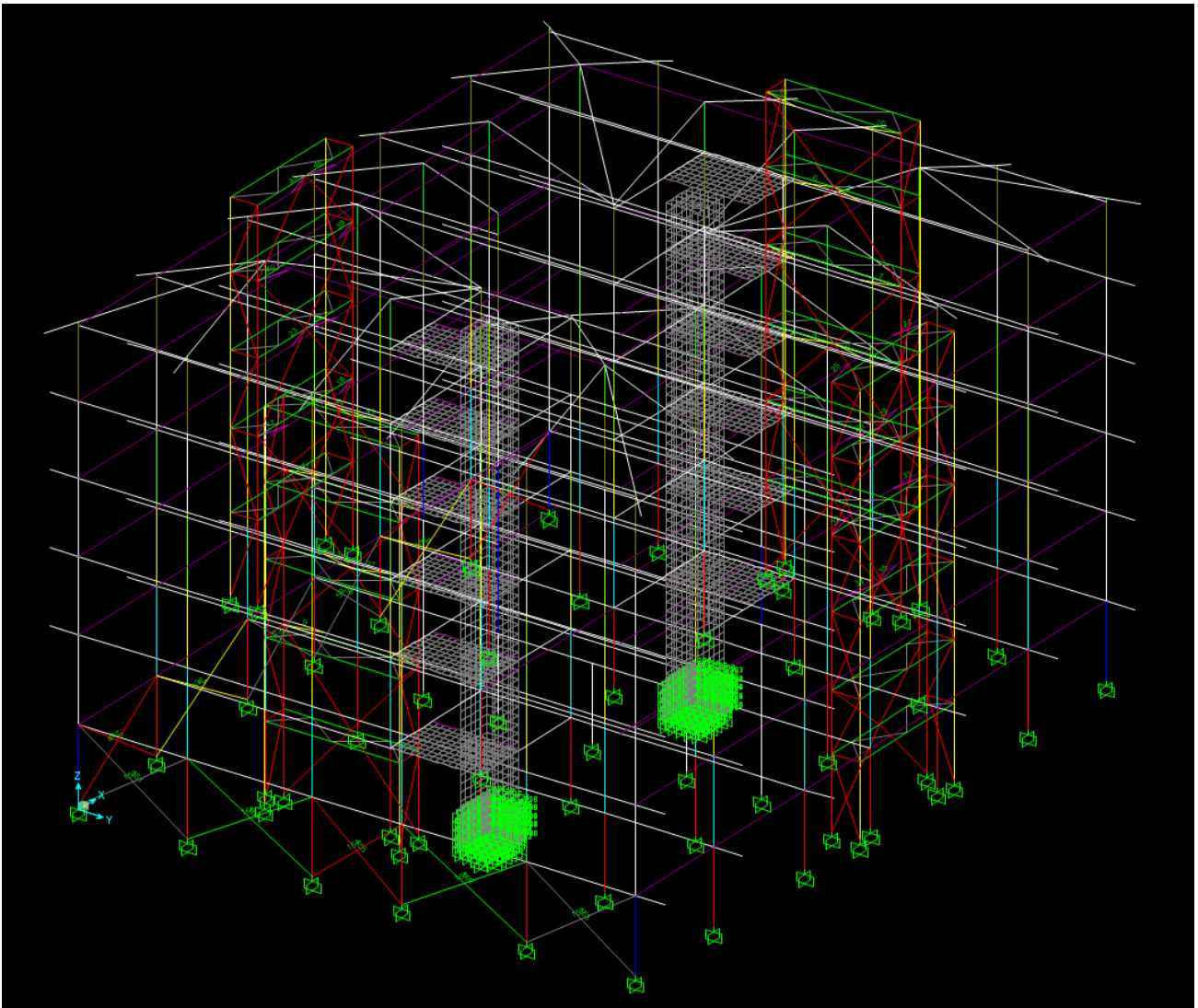


Figura 8.12: Vista 3D del modello con dissipatori ancorati alle torri metalliche

8.3 Spostamenti differenziali tra edificio e torre metallica

Un aspetto importante da tenere in considerazione con questo sistema di adeguamento sismico che adopera le torri metalliche, sono gli spostamenti differenziali che si manifestano tra l'edificio stesso e la struttura metallica marginale.

Prendendo come esempio la Torre EST, posto che, essendo la più alta, dia degli spostamenti in generale più grandi, riportiamo di seguito i risultati delle analisi svolte prendendo come cavie i punti di contatto tra edificio e struttura metallica tramite gli FVDs posti in opera.

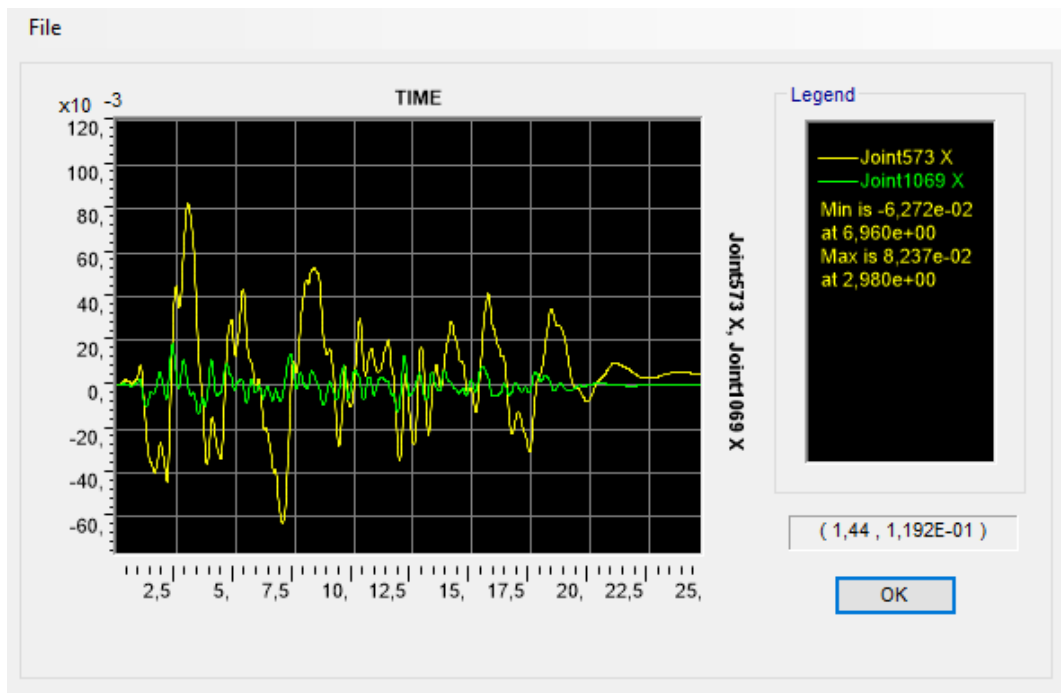


Figura 8.13: *Spostamenti al terzo piano lungo X*

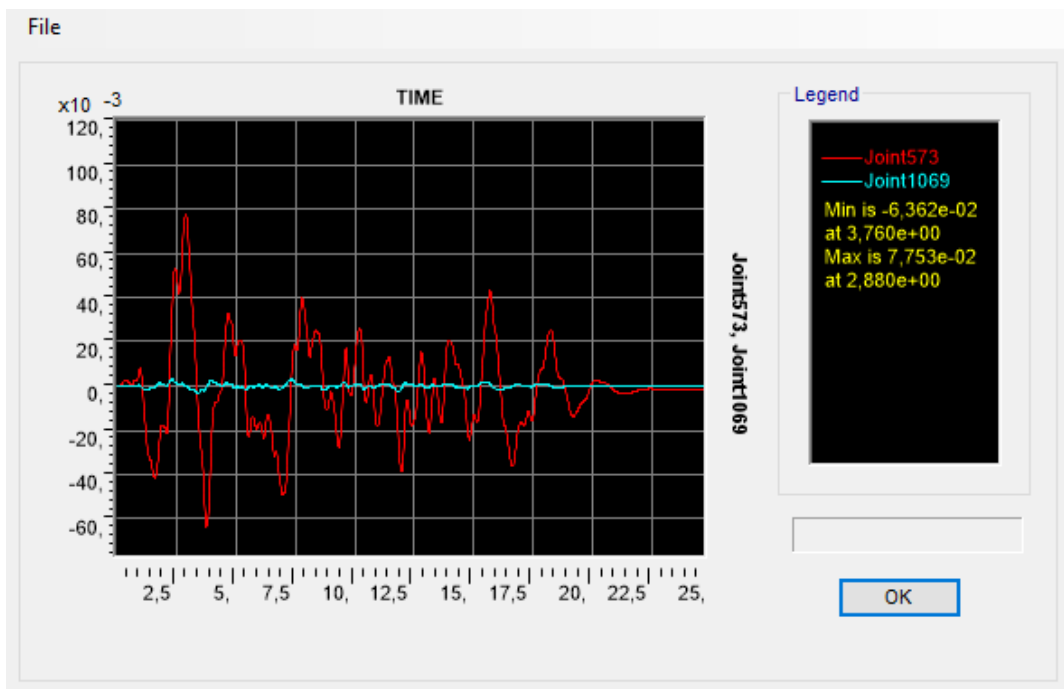


Figura 8.14: *Spostamenti al terzo piano lungo Y*

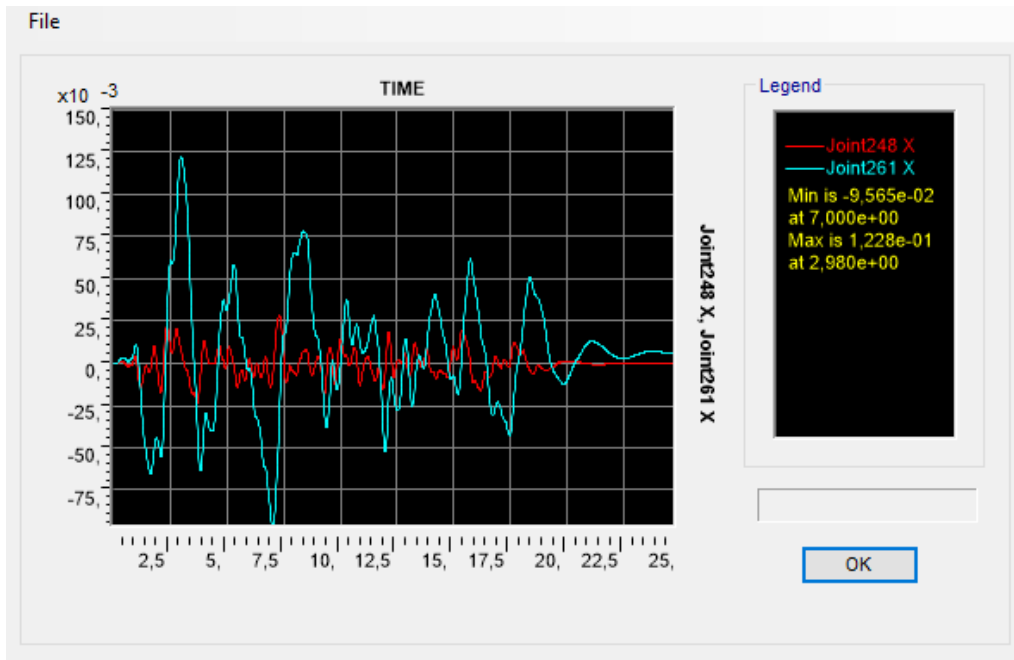


Figura 8.15: Spostamenti al quarto piano lungo X

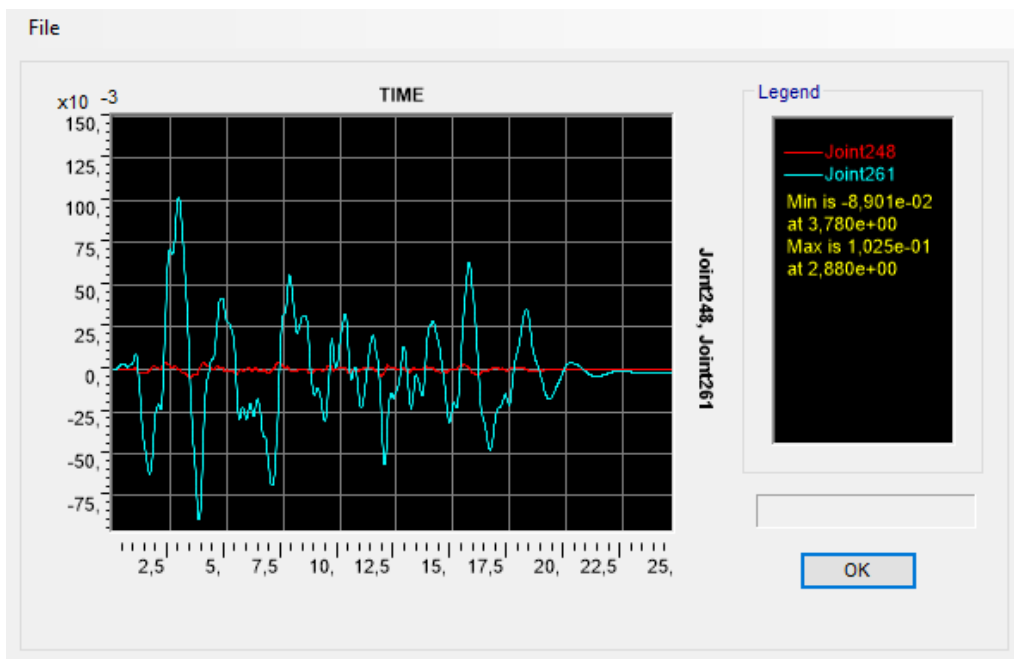


Figura 8.16: Spostamenti al quarto piano lungo Y

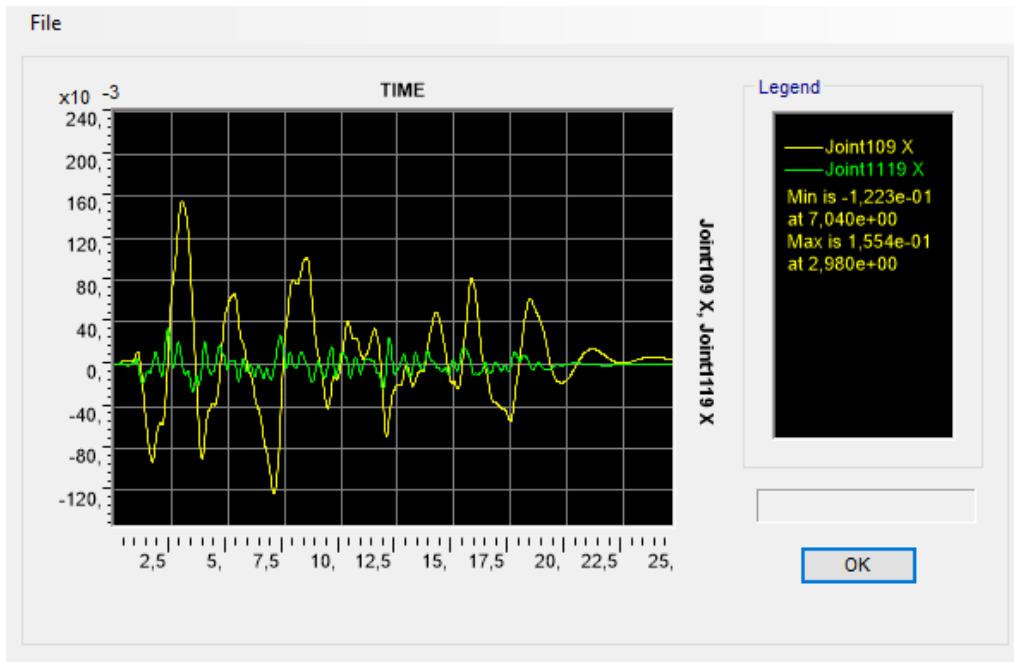


Figura 8.17: Spostamenti al quinto piano lungo X

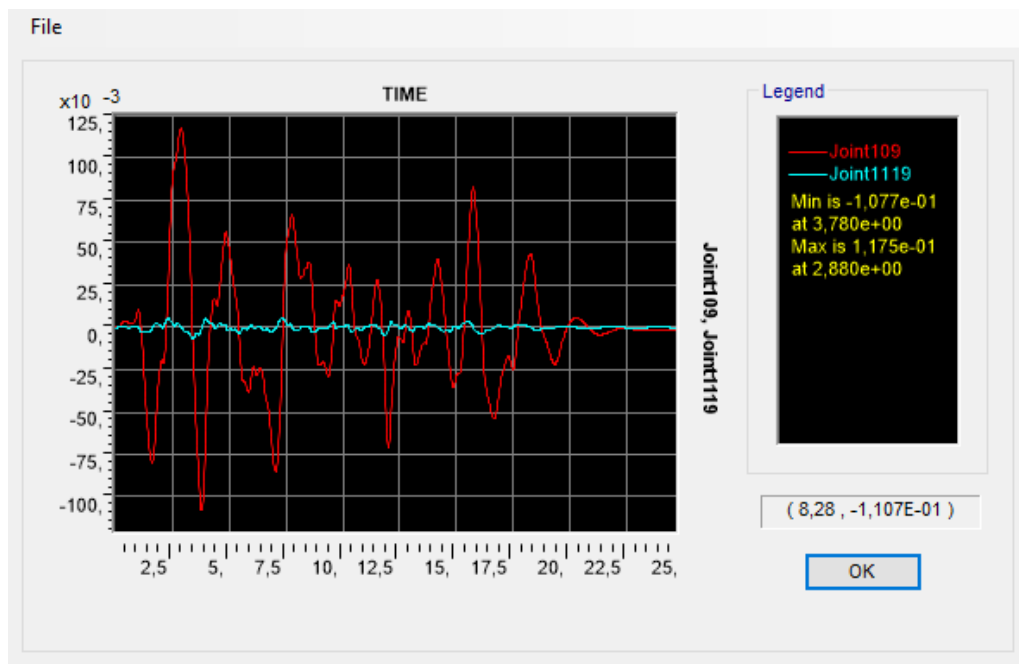


Figura 8.18: Spostamenti al quinto piano lungo Y

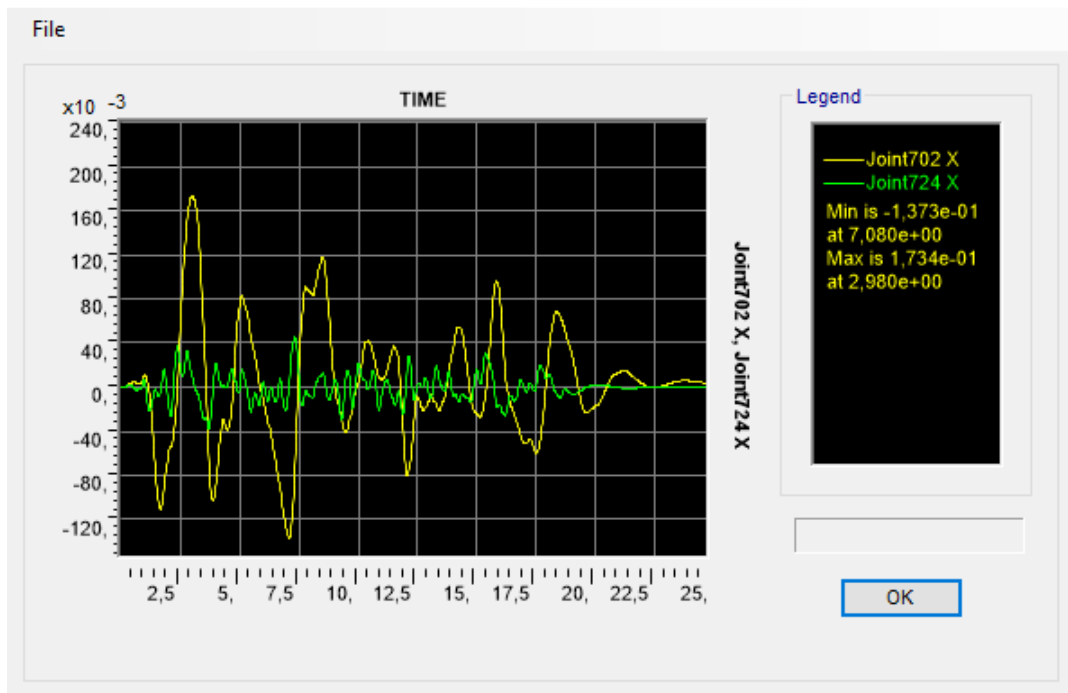


Figura 8.19: Spostamenti al sesto piano lungo X

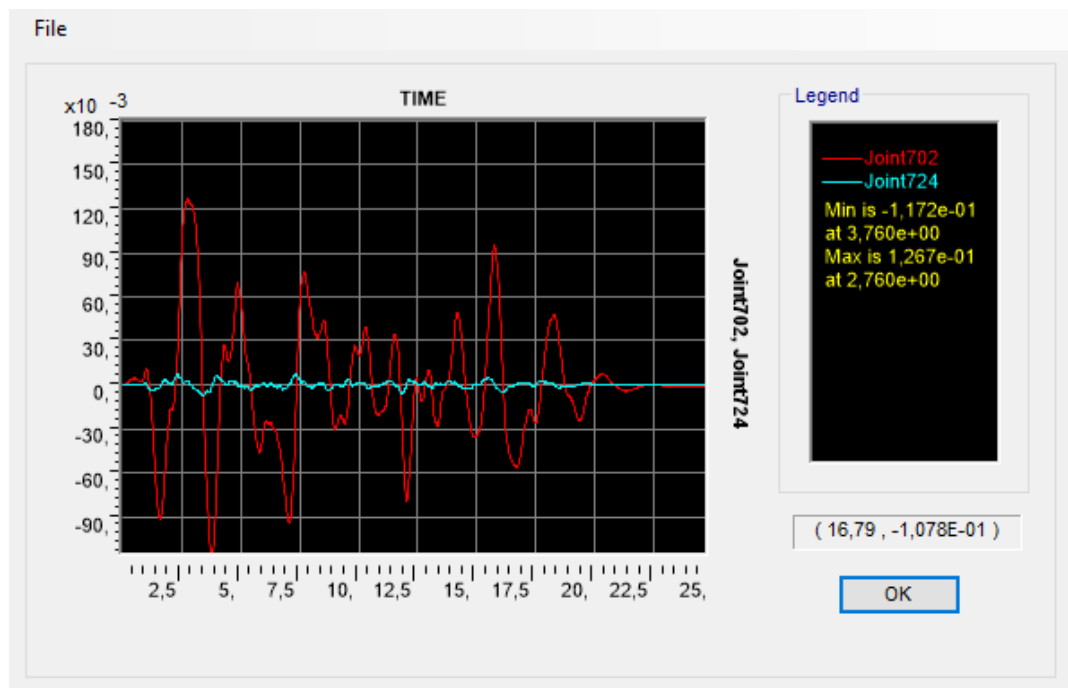


Figura 8.20: Spostamenti al sesto piano lungo Y

Questi dati sono molto importanti in quanto verranno usati per il dimensionamento dei connettori che collegano le nuove tamponature montate a secco, con la struttura dell'edificio.

9. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Nel capitolo 7.3.4.1, delle NTC 2018 viene definita l'analisi dinamica non lineare come *“L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno definite al § 3.2.3.6.”*

L'analisi dinamica non lineare si esegue impiegando le storie temporali del terreno corrispondenti ai vari stati limite. Ogni storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale dell'azione sismica, l'insieme di due storie orizzontali ed una verticale costituisce un gruppo temporale. La durata complessiva dell'accelerogramma deve essere non inferiore a 25 secondi.

Le storie temporali possono essere artificiali o naturali e la normativa ne fissa le caratteristiche per ciascuna tipologia. Nel presente studio si utilizzano storie temporali artificiali, in maniera tale da poter avere un accelerogramma spettro compatibile.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. Per coerenza si intende che lo spettro elastico deve essere verificato in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15s \div 1,5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio.

In questo elaborato sono state considerate 3 storie temporali per ogni stato limite, e per ciascun gruppo si considerano solamente le due componenti orizzontali ortogonali tra loro, trascurando così la componente verticale dell'azione sismica. Tali accelerogrammi si applicano nelle due direzioni principali dell'edificio oggetto di studio: X e Y.

Per la determinazione delle storie temporali il programma utilizzato è stato SIMQKE. Nel programma sono state inserite le seguenti caratteristiche:

- Norma di riferimento: NTC 2008
- Sito di Riferimento: Camerino
- Stato limite da considerare: SLC; SLV; SLD; SLO
- Vita nominale di progetto: 75 anni
- Fattore $q=1$
- Suolo: B
- Categoria: T1

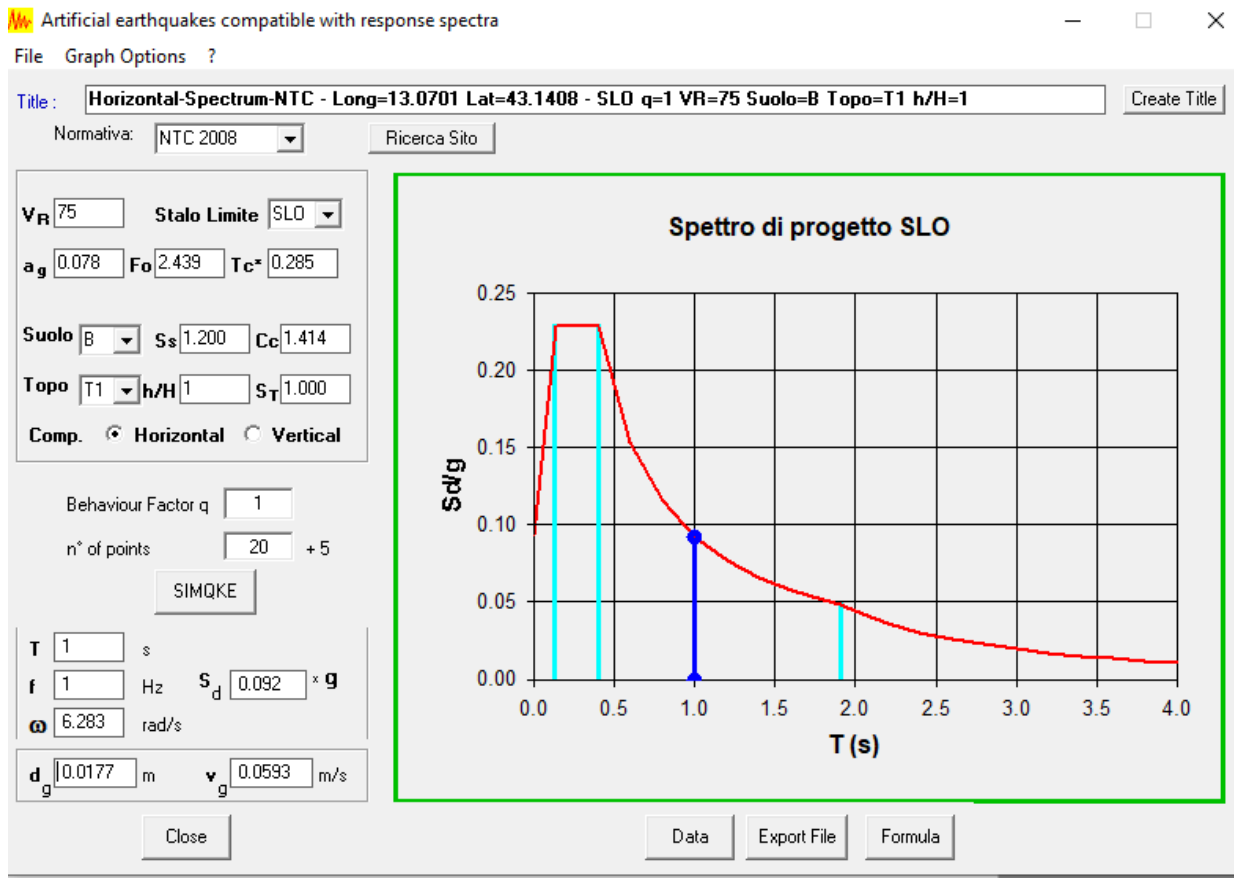


Figura 9.1: Schermata programma SIMQKE

Il programma ha restituito tali accelerogrammi:

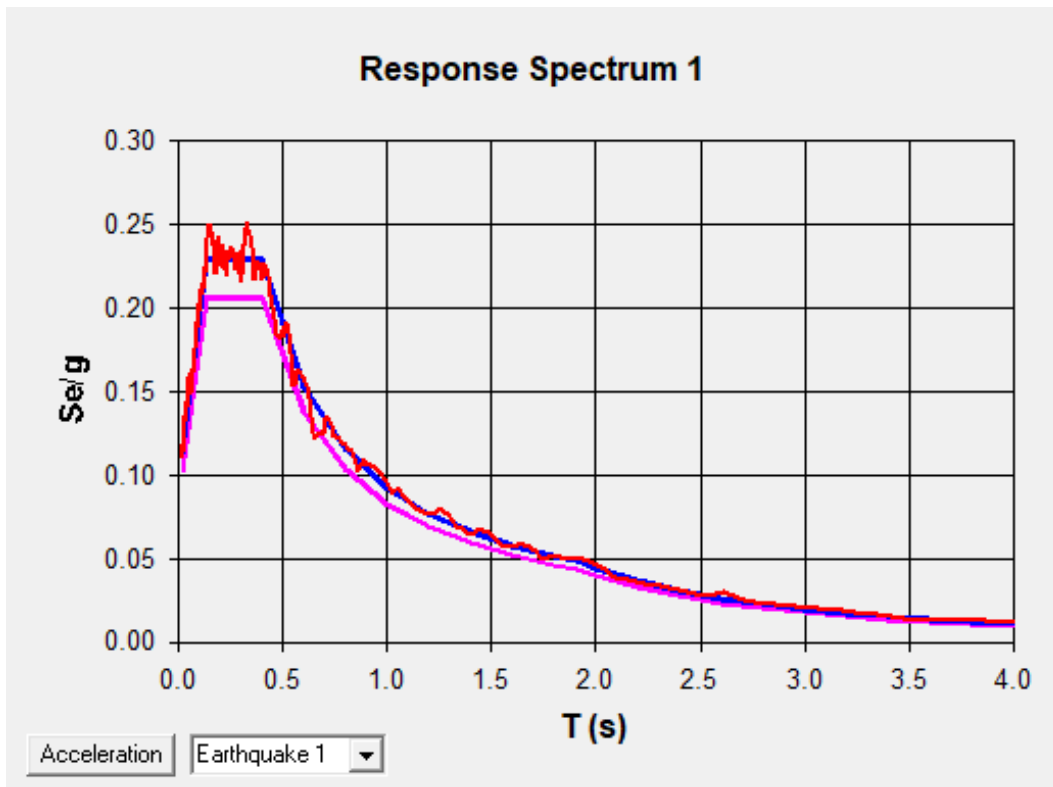


Figura 9.2: Accelerogramma SLO 1

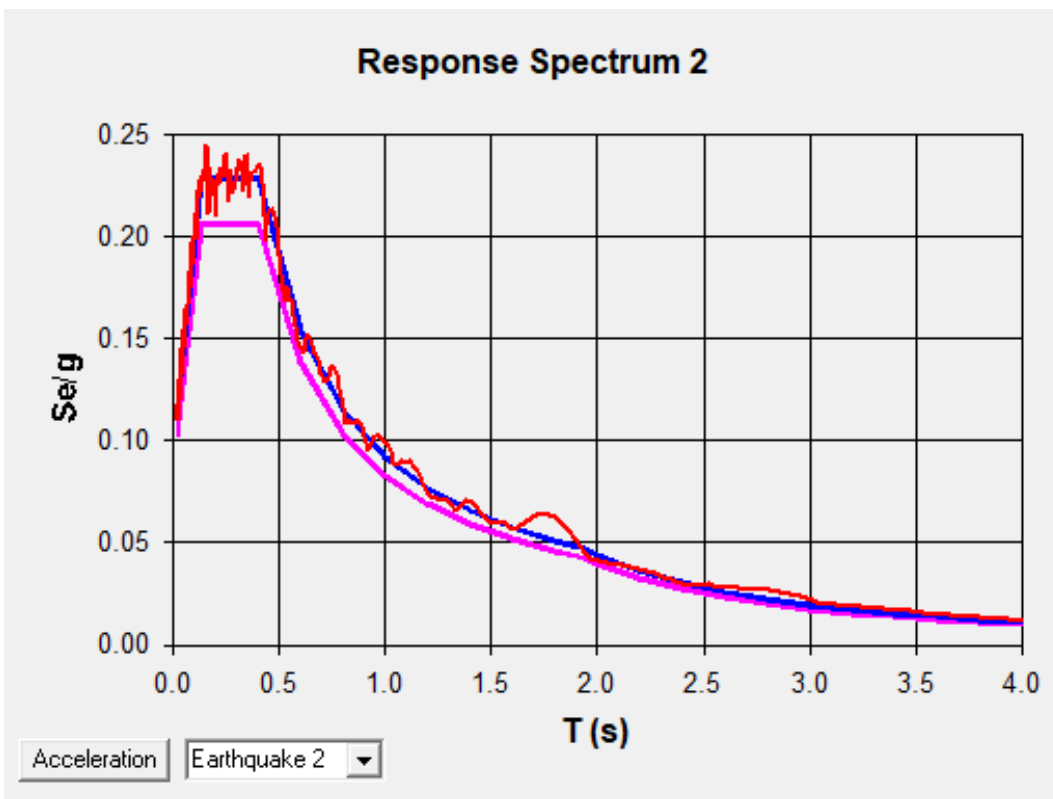


Figura 9.3: Accelerogramma SLO 2

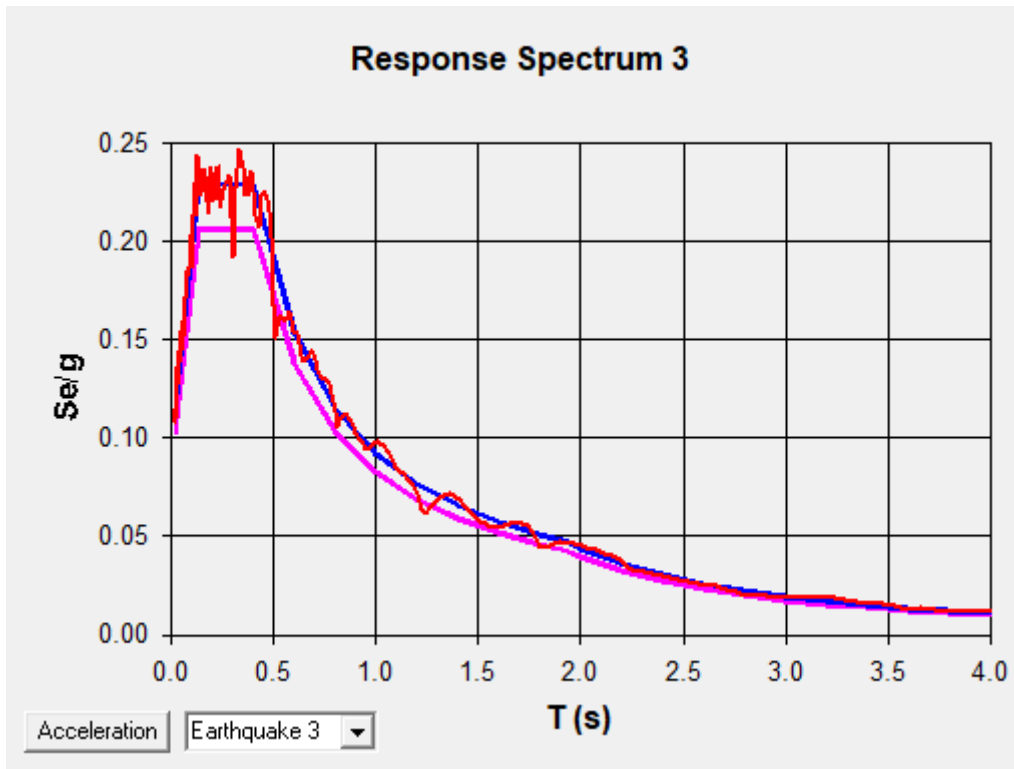


Figura 9.4: Accelerogramma SLO 3

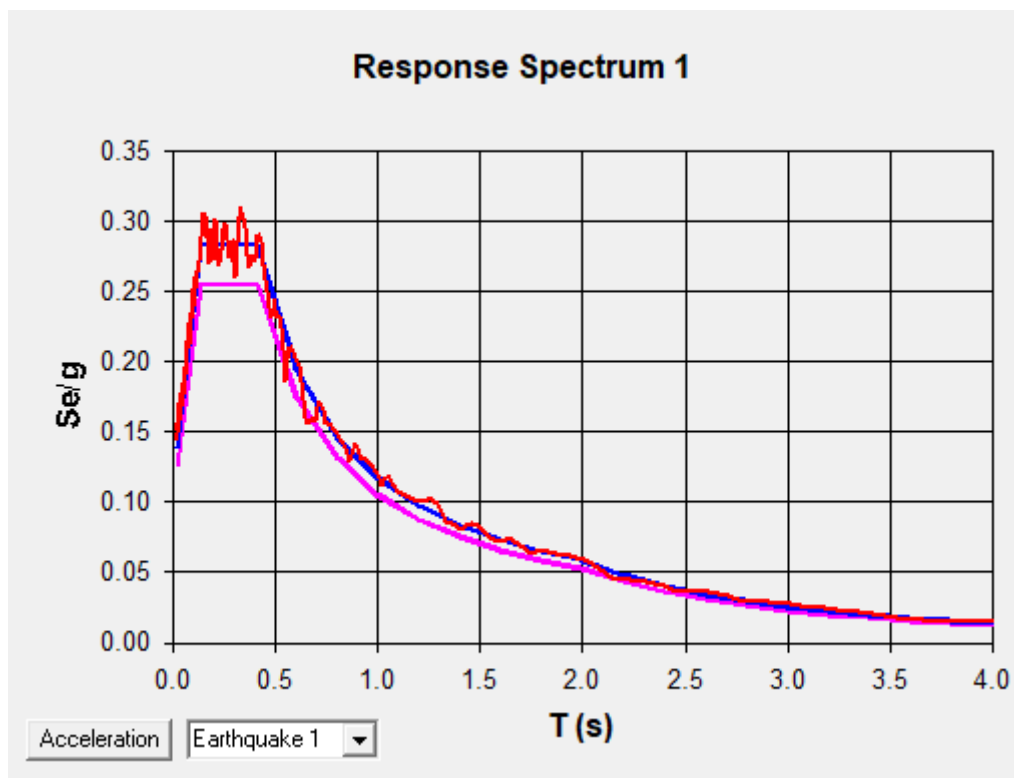


Figura 9.5: Accelerogramma SLD 1

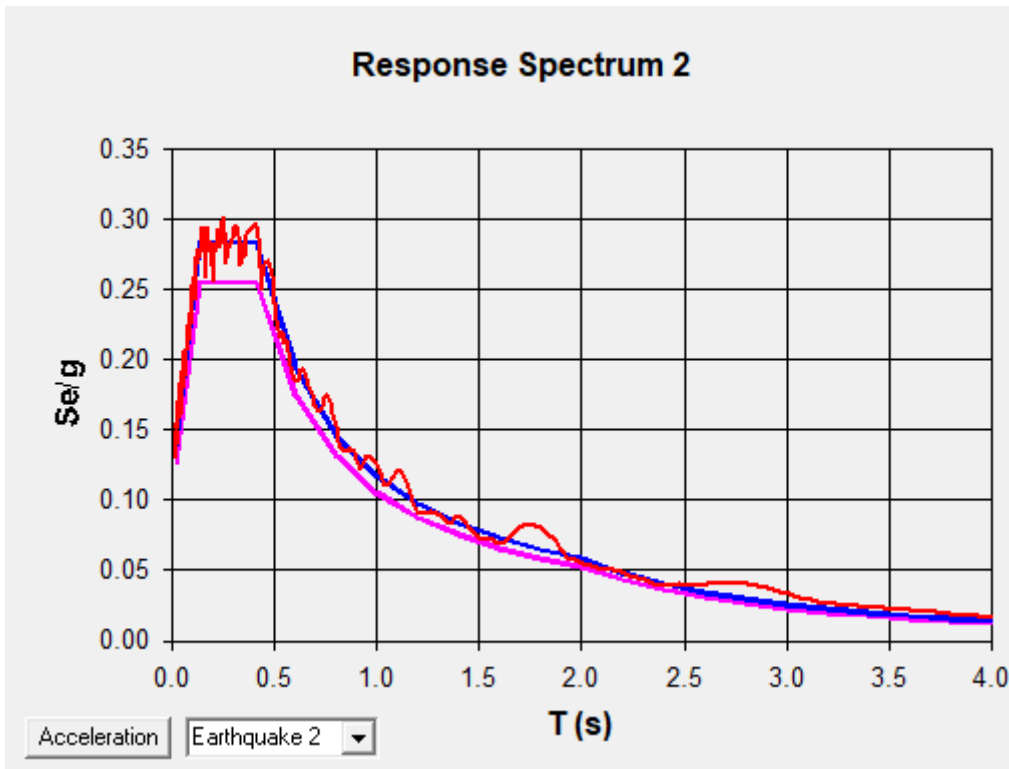


Figura 9.6: Accelerogramma SLD 2

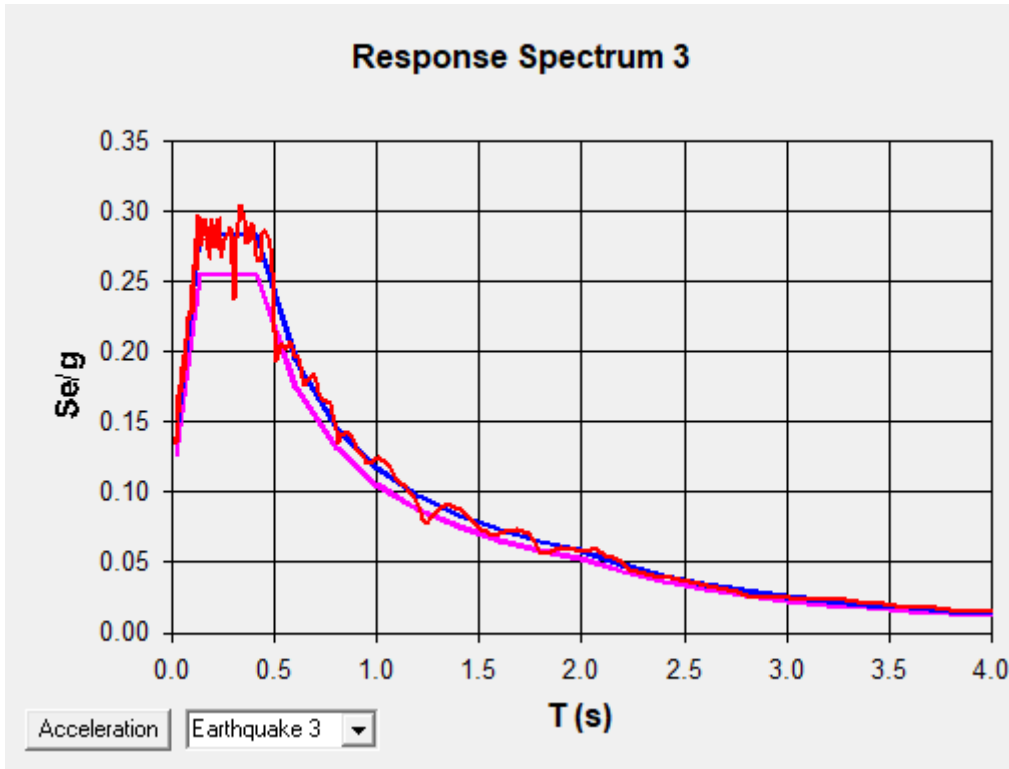


Figura 9.7: Accelerogramma SLD 3

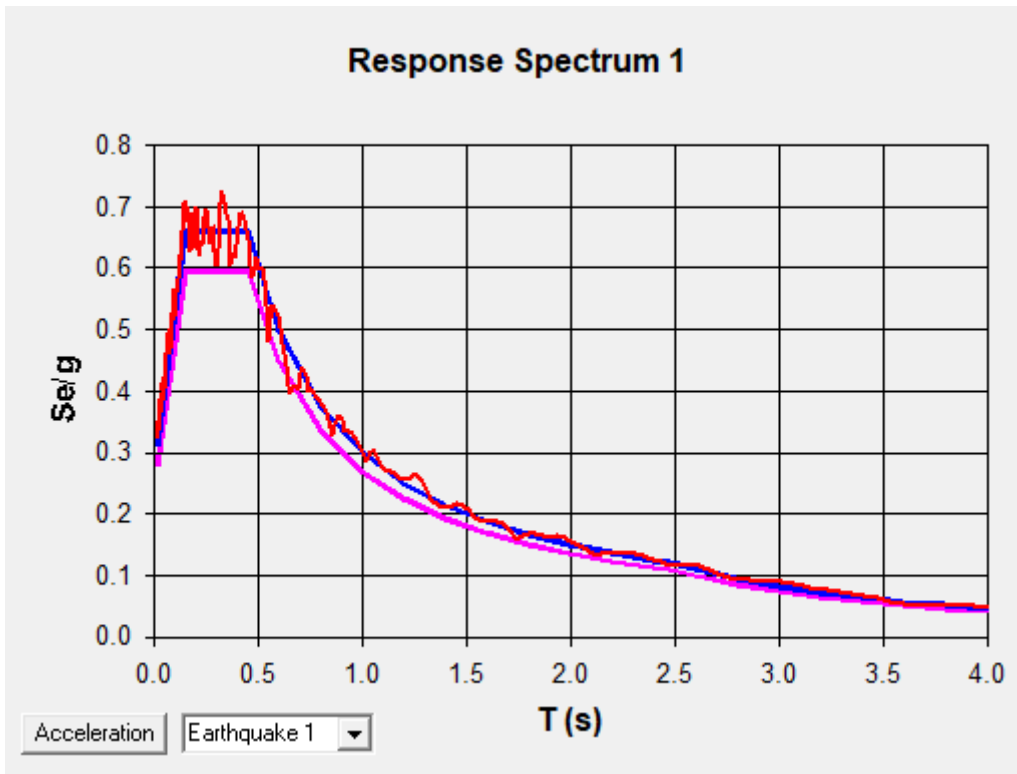


Figura 9.8: Accelerogramma SLV 1

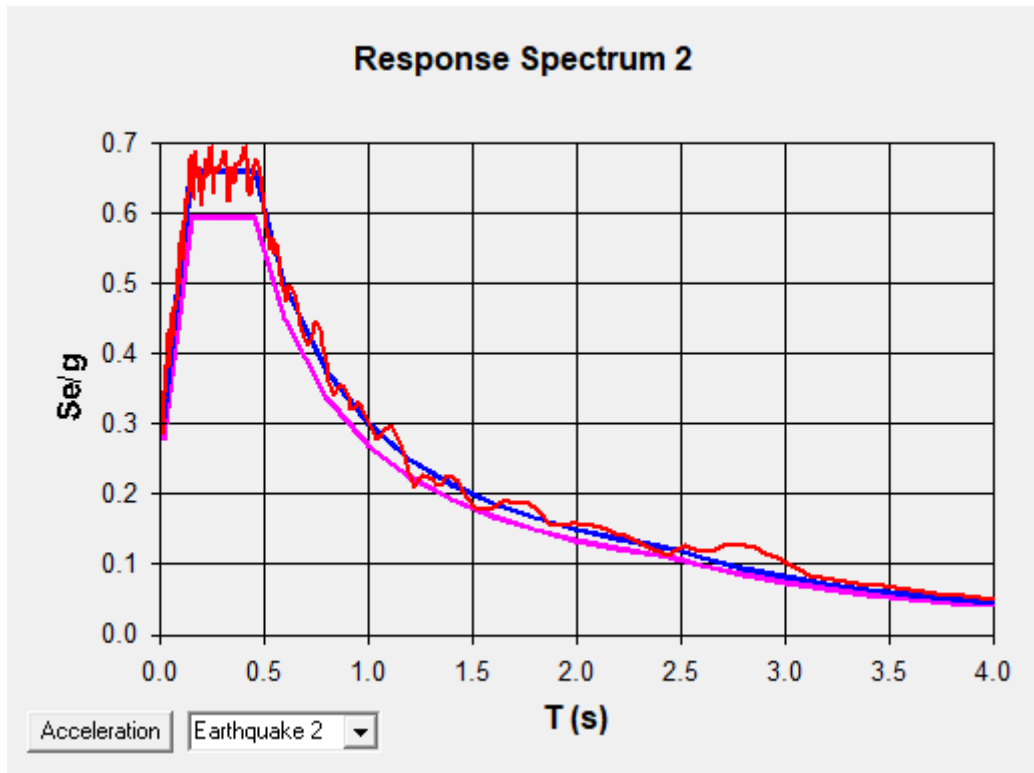


Figura 9.9: Accelerogramma SLV 2

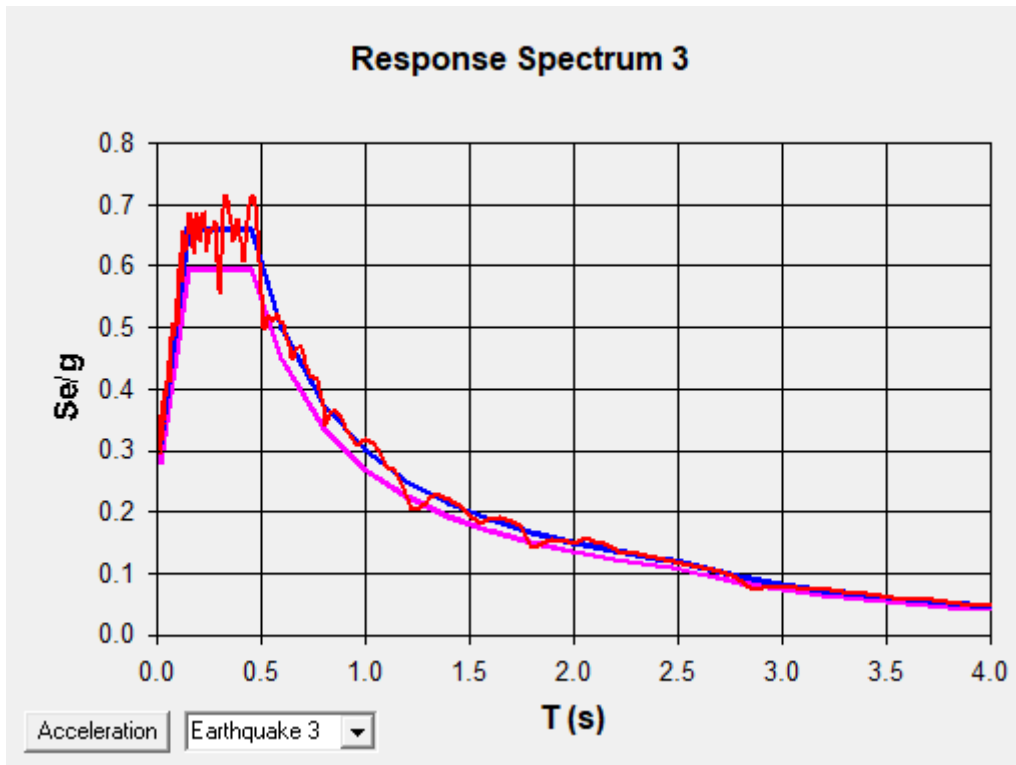


Figura 9.10: *Accelerogramma SLV 3*

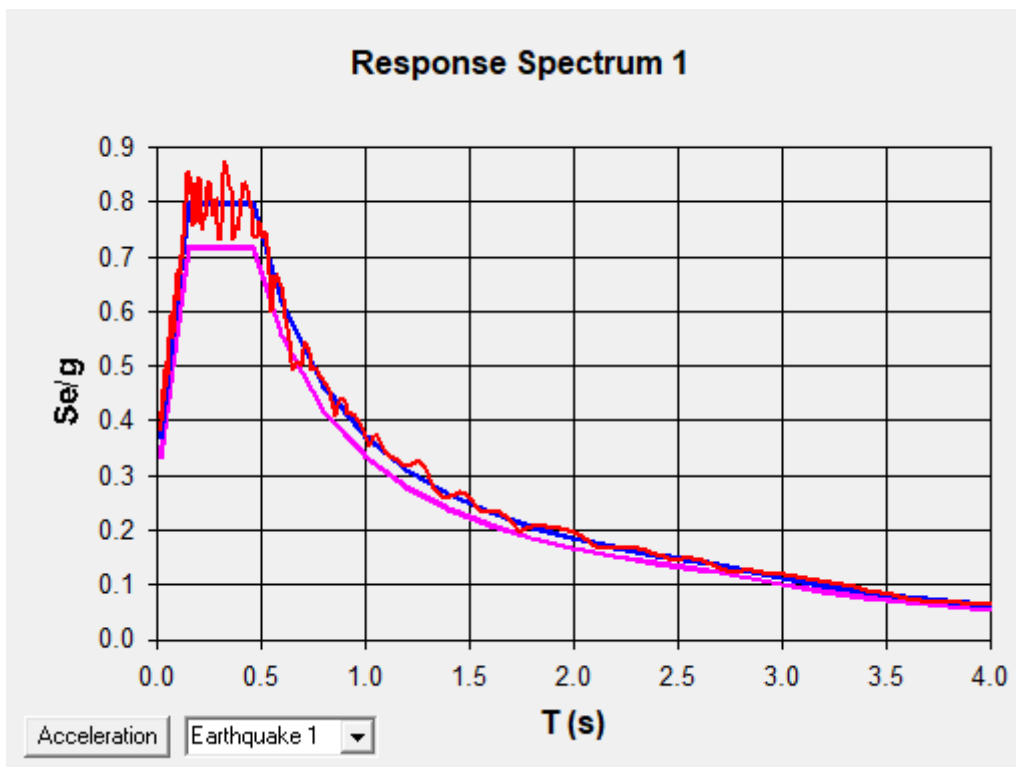


Figura 9.11: *Accelerogramma SLC 1*

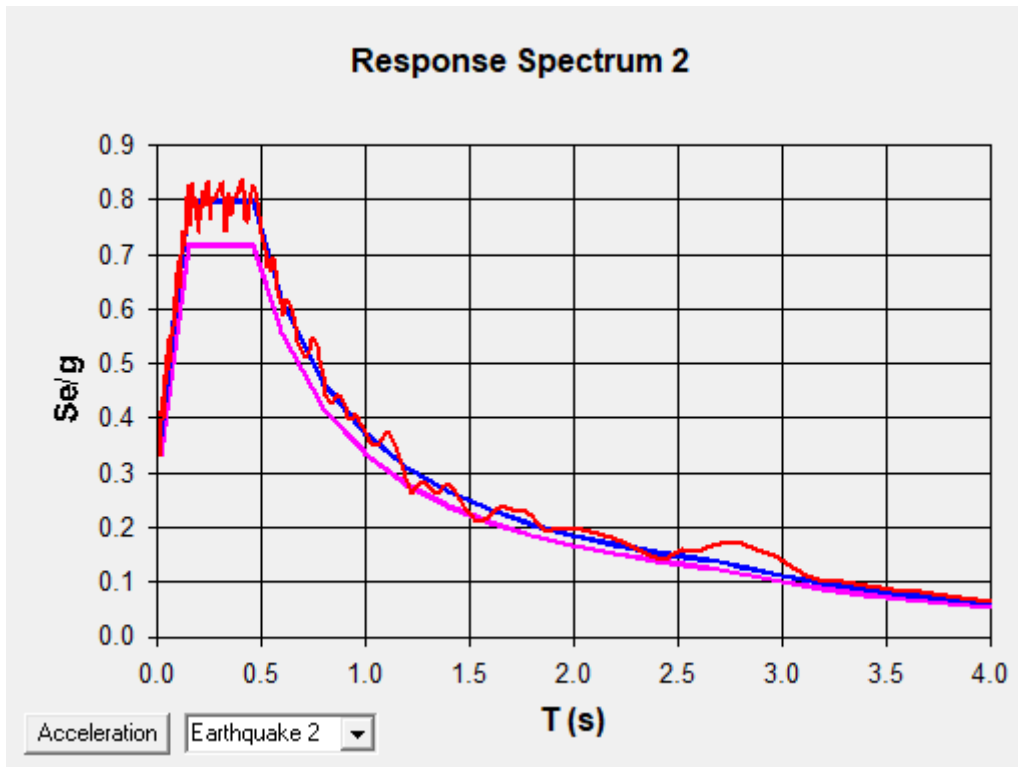


Figura 9.12: Accelerogramma SLC 2

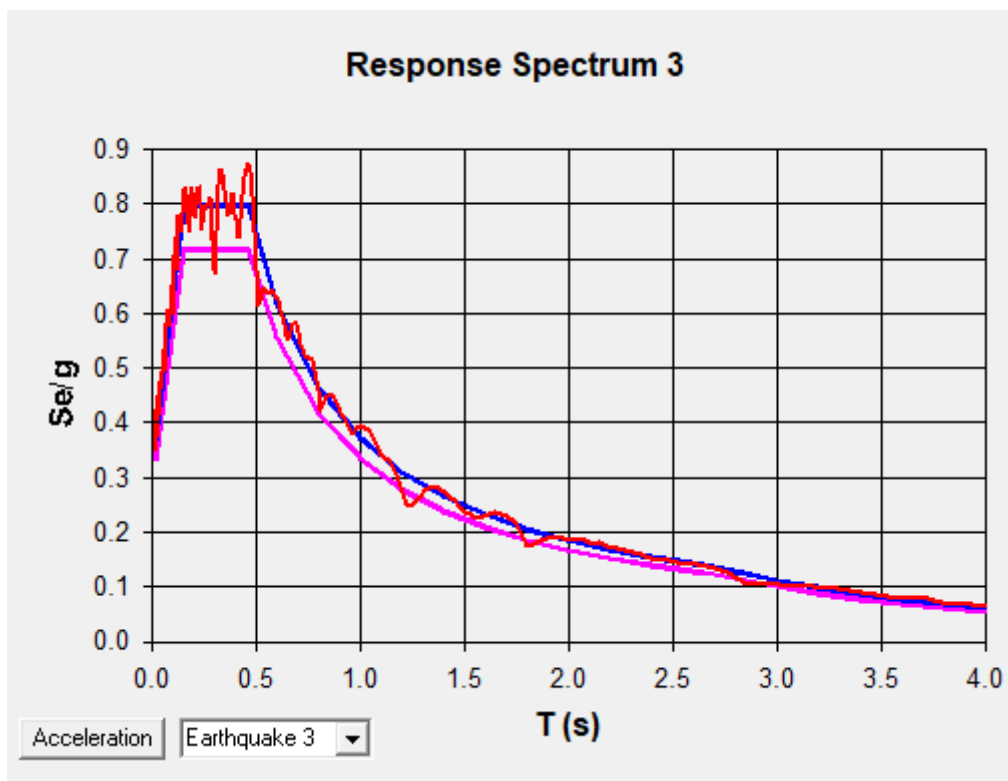


Figura 9.13: Accelerogramma SLC 3

9.1 Risultati analisi dinamiche non lineari

Le analisi dinamiche sono state eseguite per entrambi i modelli (dissipatori incastrati e dissipatori con torri metalliche).

In questo capitolo verranno riportati come risultati delle analisi:

- Cicli di dissipazione dei link
- Gli spostamenti di interpiano
- Le accelerazioni di piano
- Le verifiche di resistenza
- Le verifiche di stabilità

9.1.1 Cicli di dissipazione

Per ogni piano sono presenti 8 dissipatori che sono disposti 4 lungo la direzione X dell'edificio e 4 lungo la direzione Y dello stesso; nonostante ciò, tutti quanti lavorano in entrambe le direzioni, essendo inclinati, a seconda della direzione in cui agisce il sisma in arrivo. I grafici che sono riportati raffigurano i cicli di dissipazione dei link, considerando le 3 differenti storie temporali utilizzate per ogni stato limite. Per semplicità di lettura sono riportati i cicli di tutte le storie temporali per lo stato limite di collasso (SLC), di tutti i dispositivi presenti nella struttura.

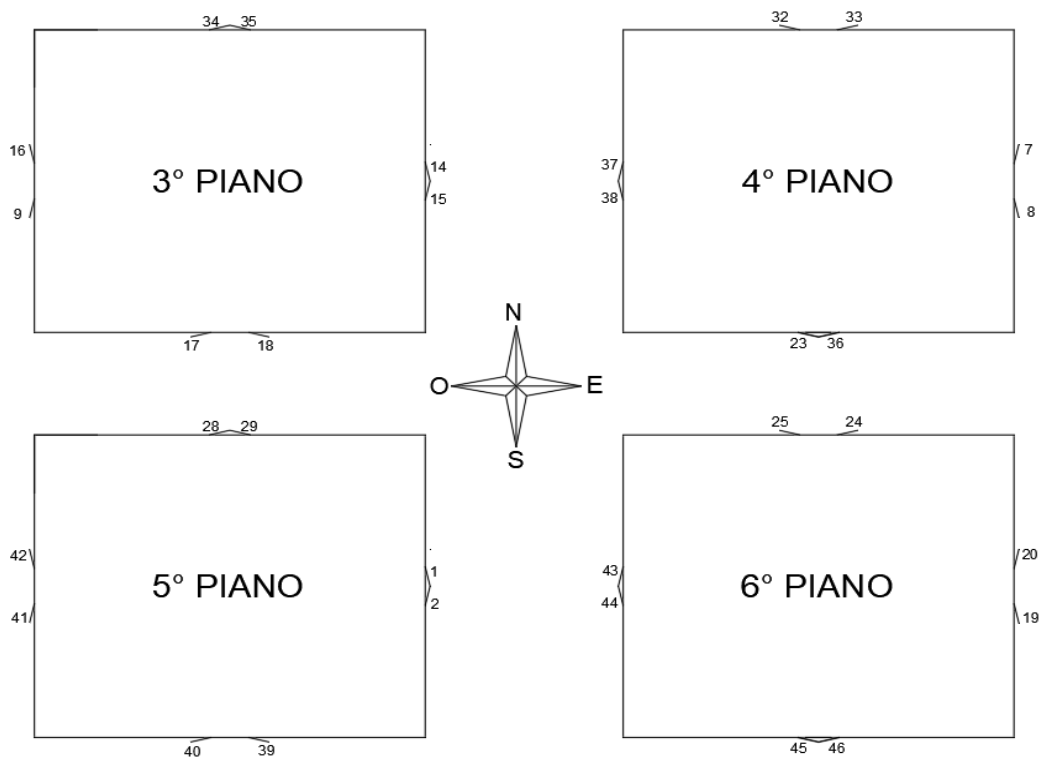
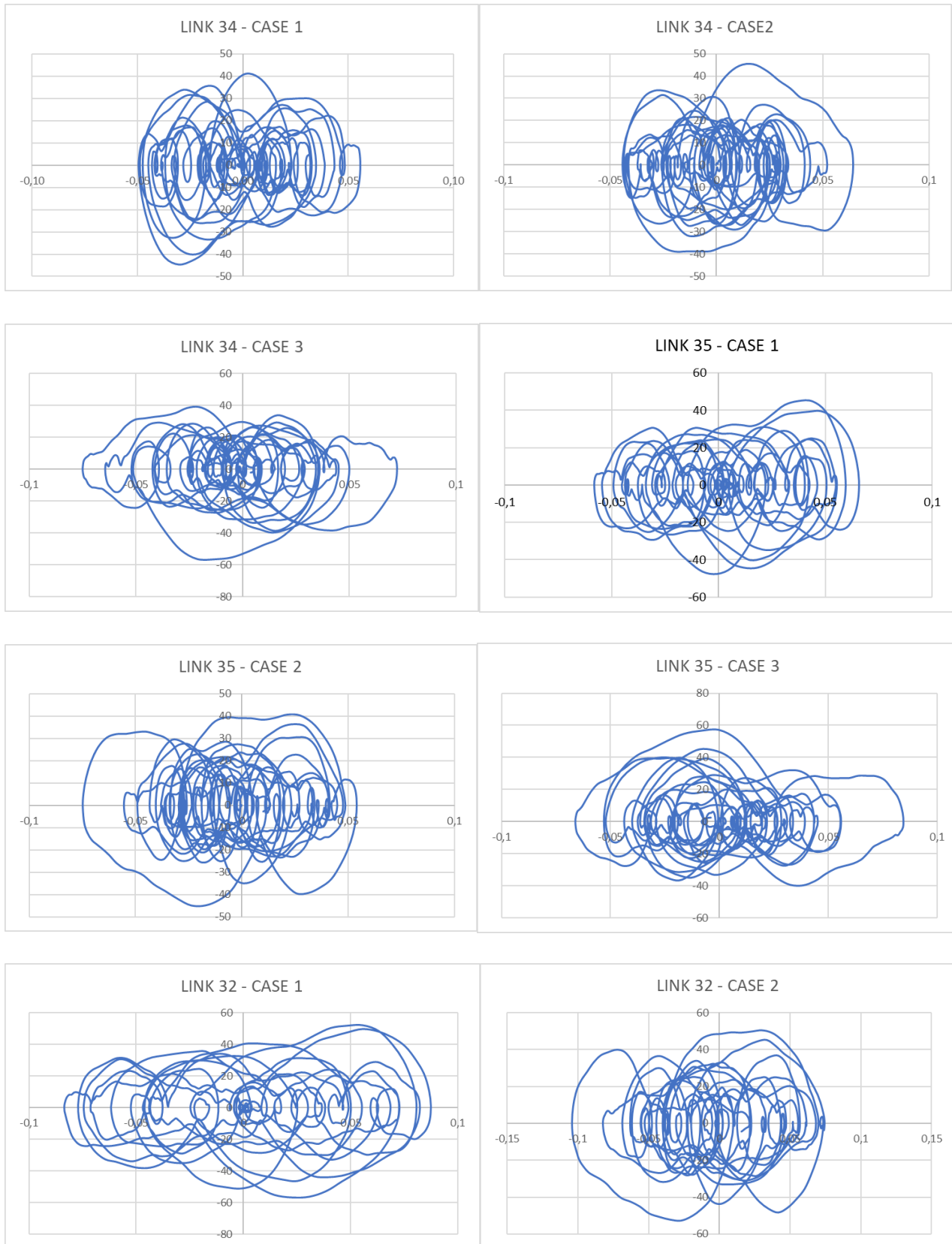
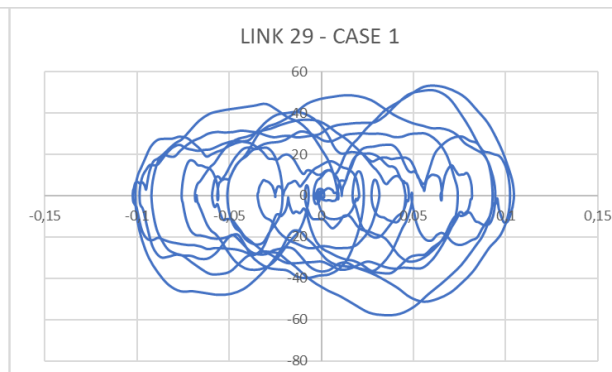
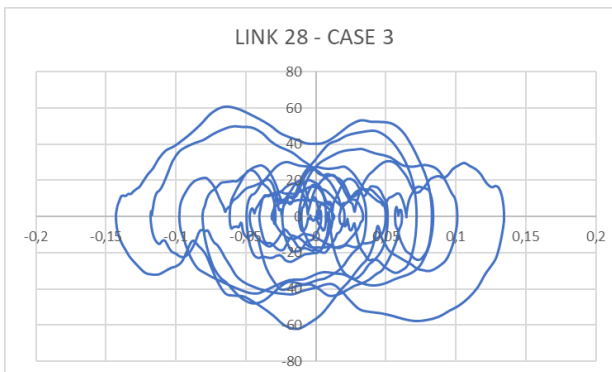
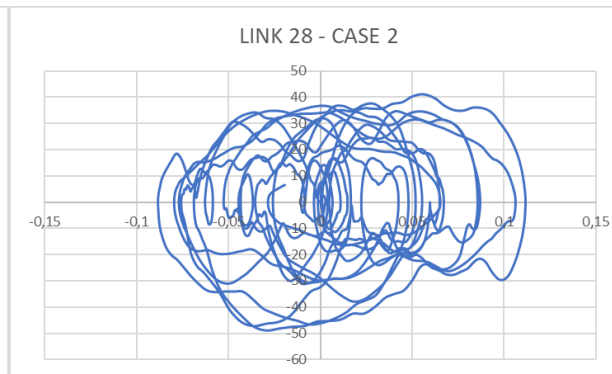
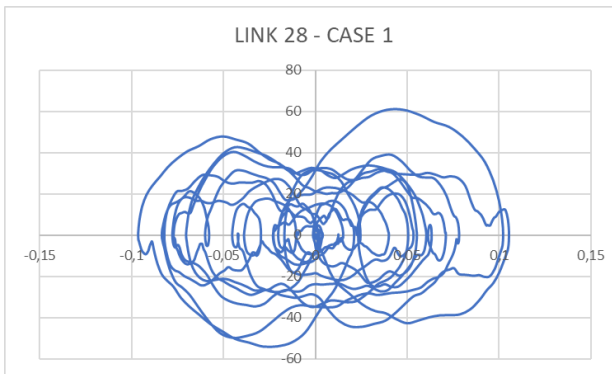
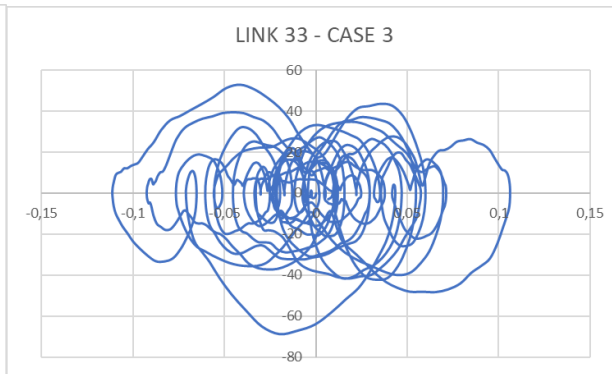
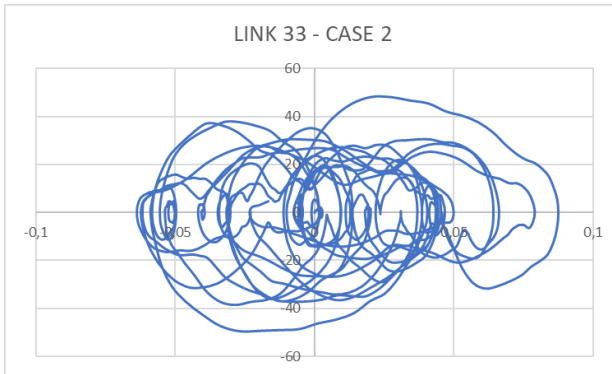
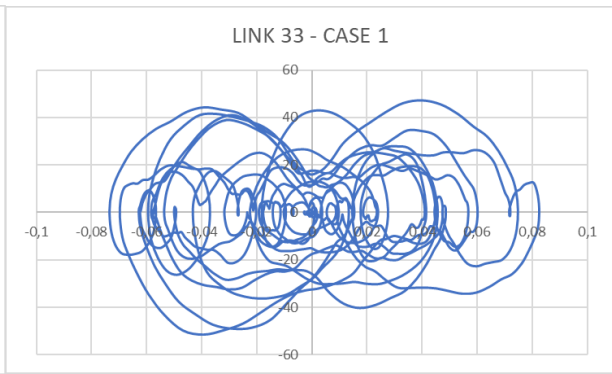
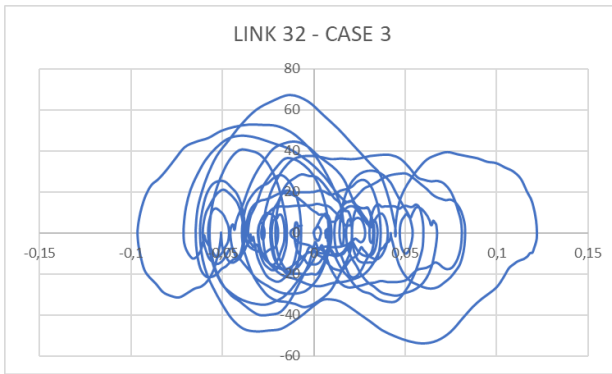


Figura 9.14: Distribuzione in pianta dei dissipatori

- Modello con dissipatori incastrati

Lato Nord, direzione X: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





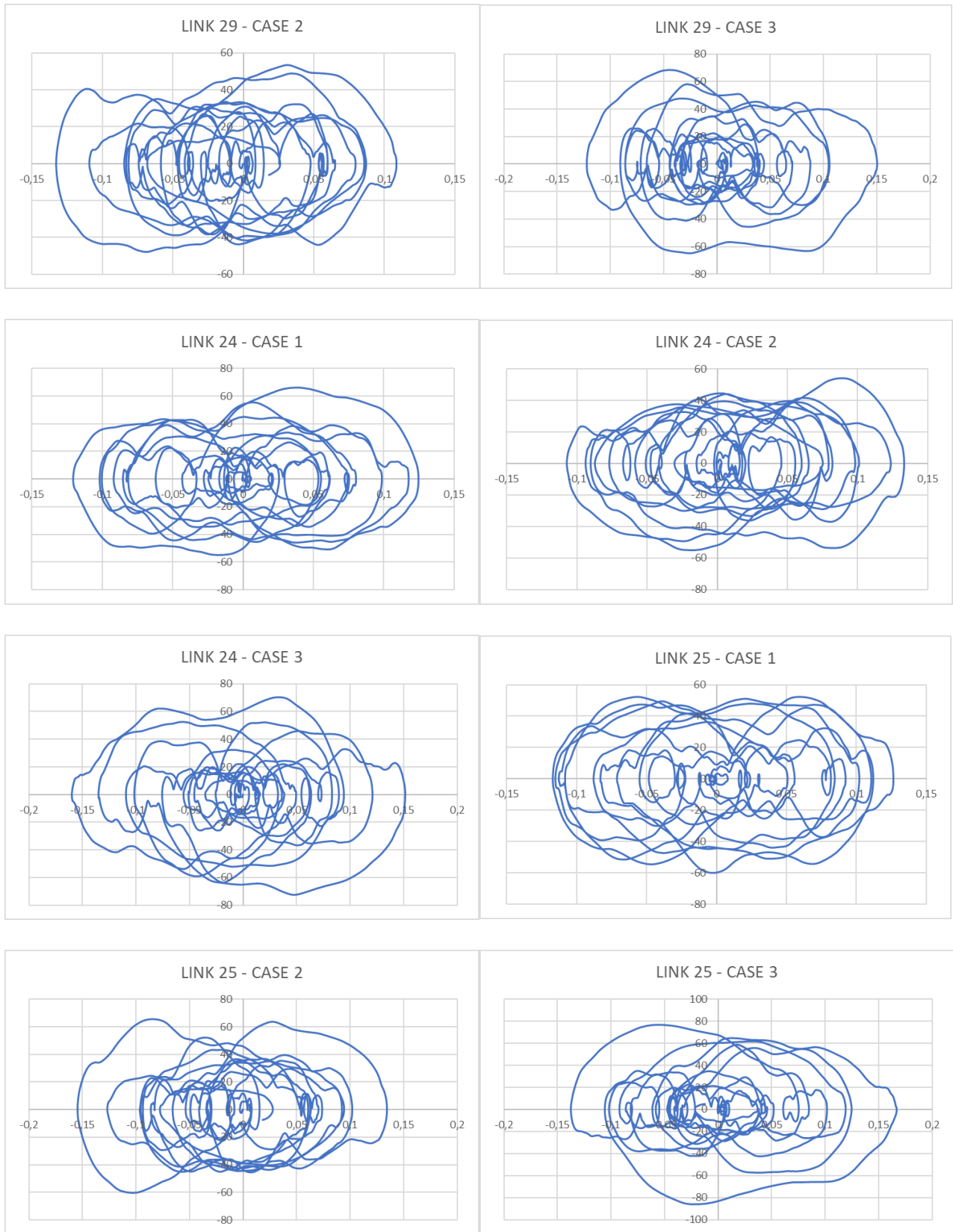
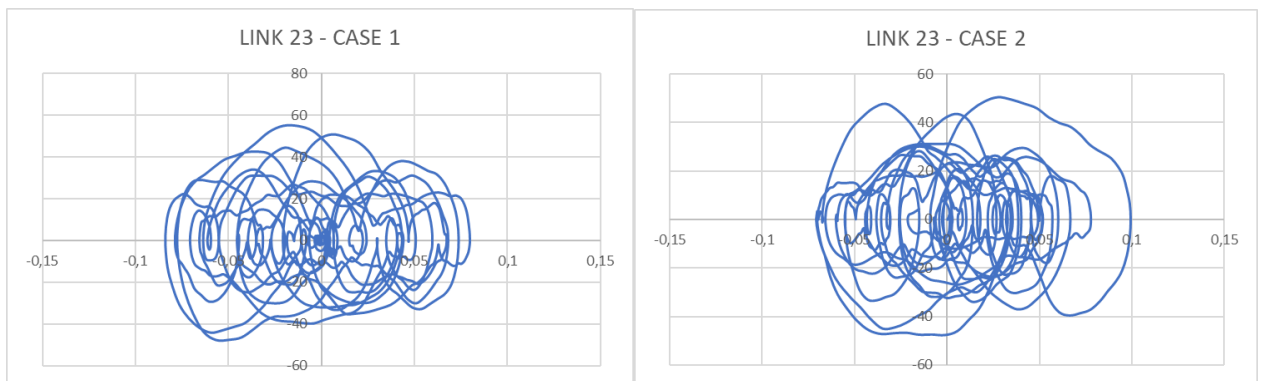
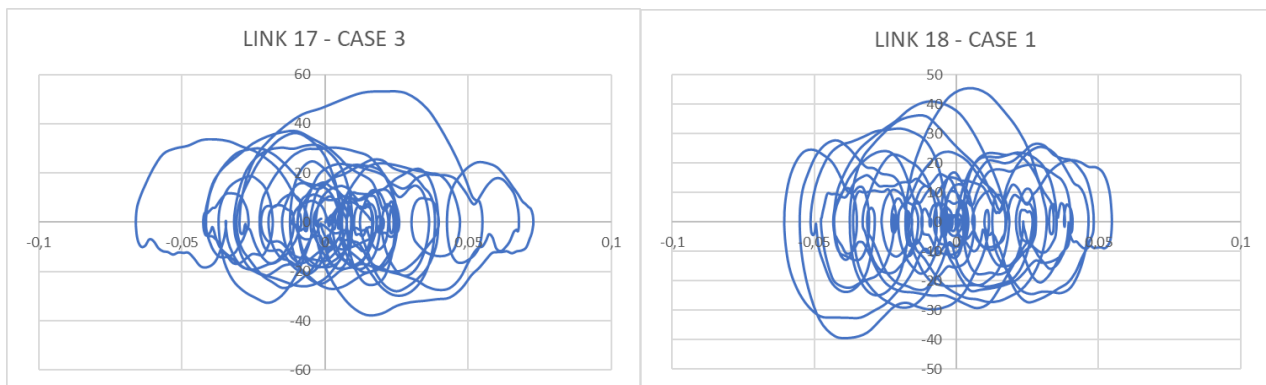
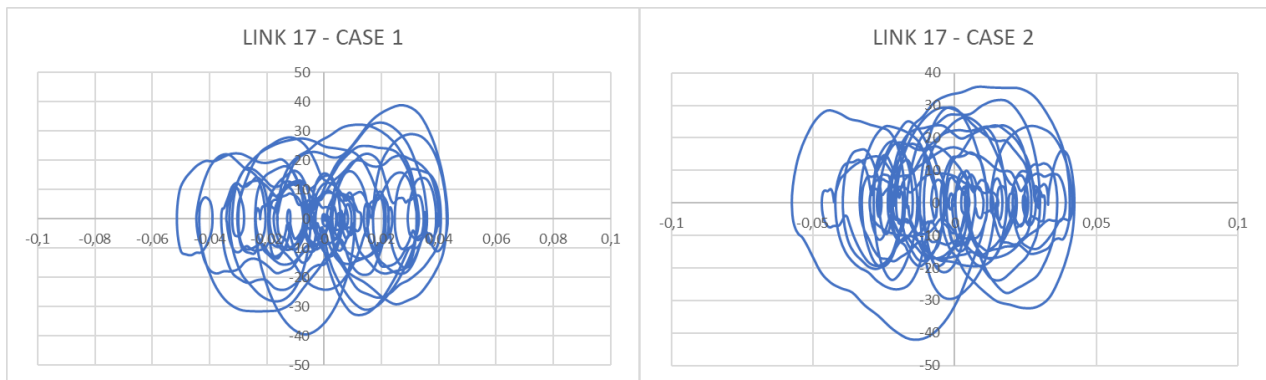
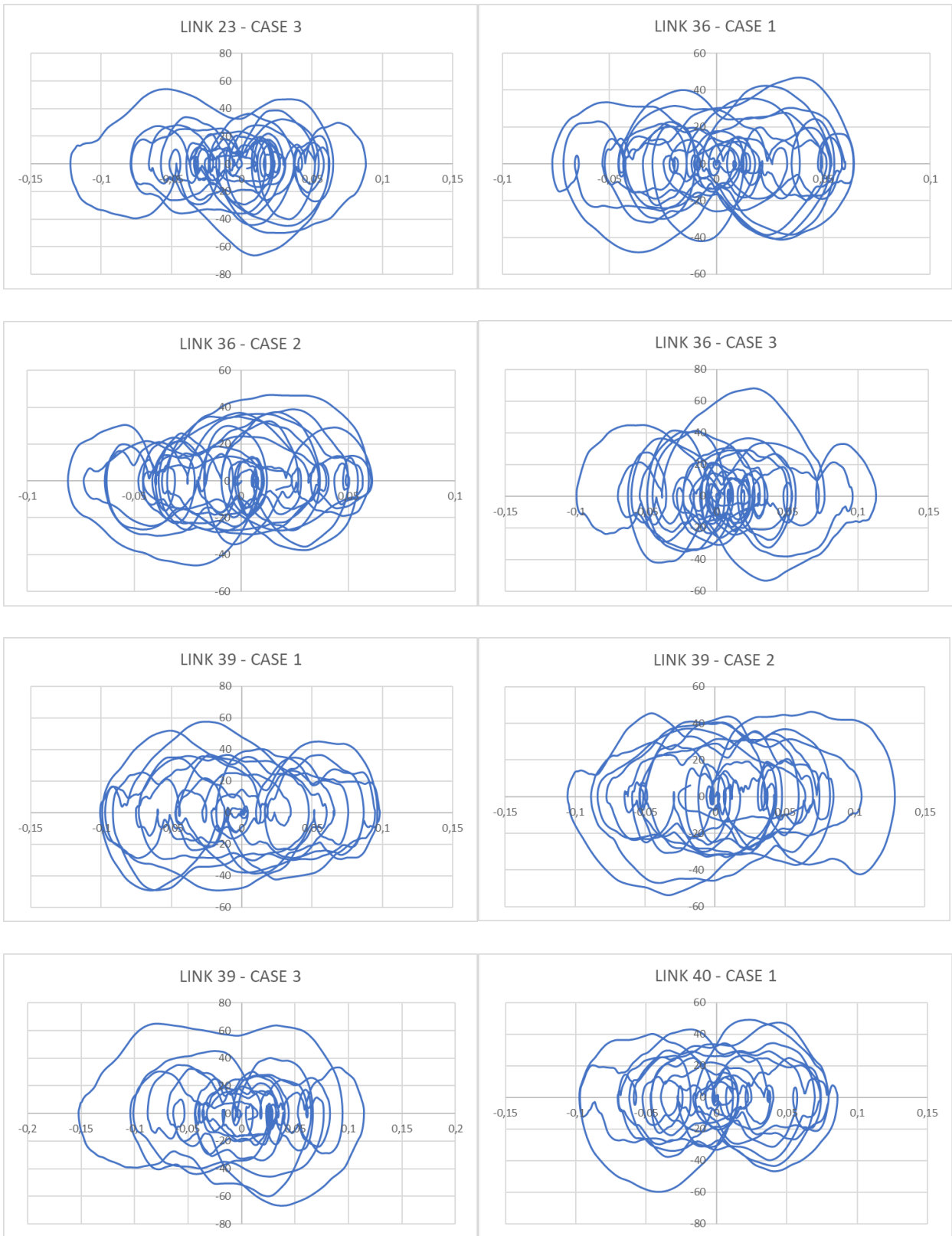


Figura 9.15: Cicli di dissipazione, link direzione X, lato Nord

Lato Sud, direzione X: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





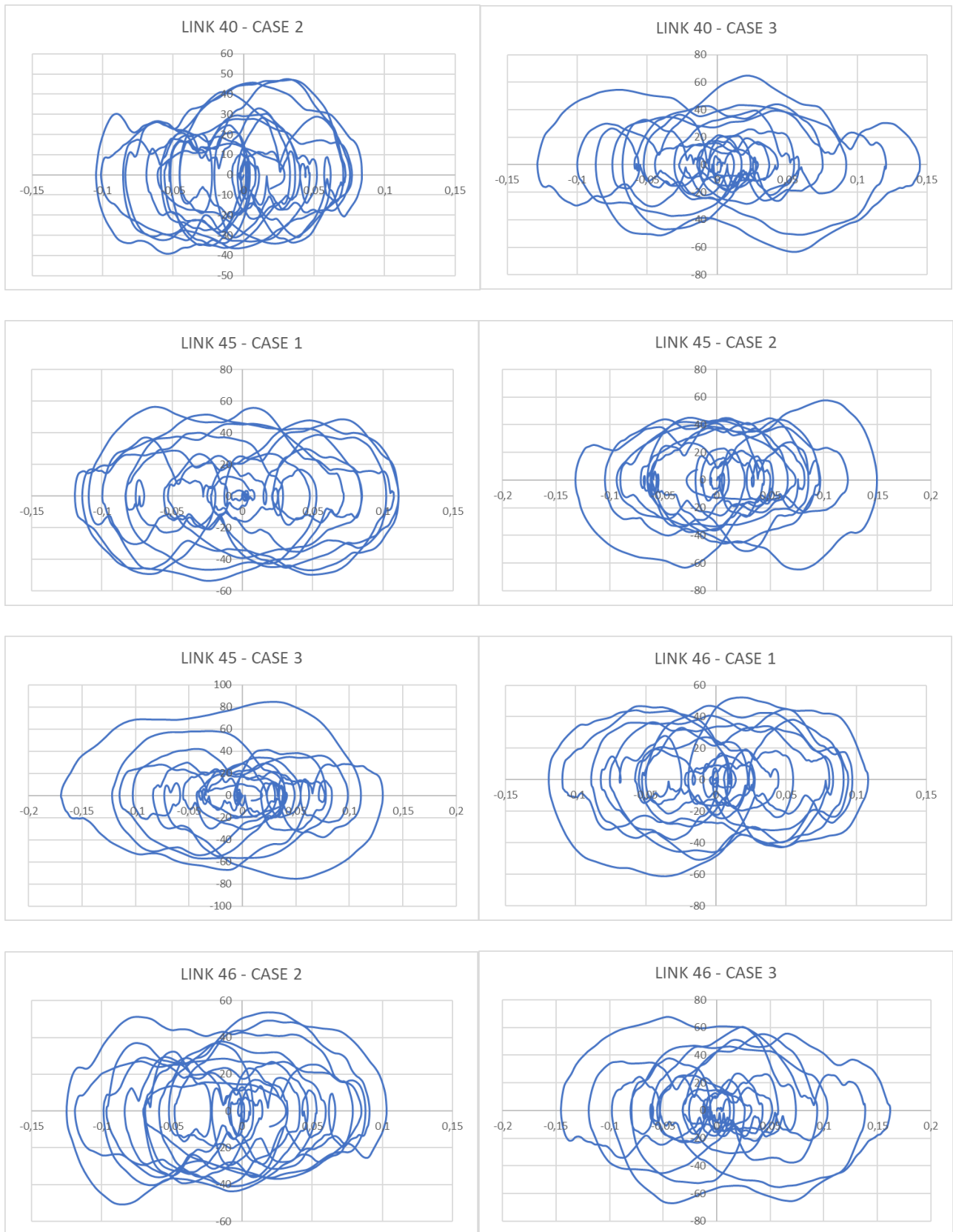
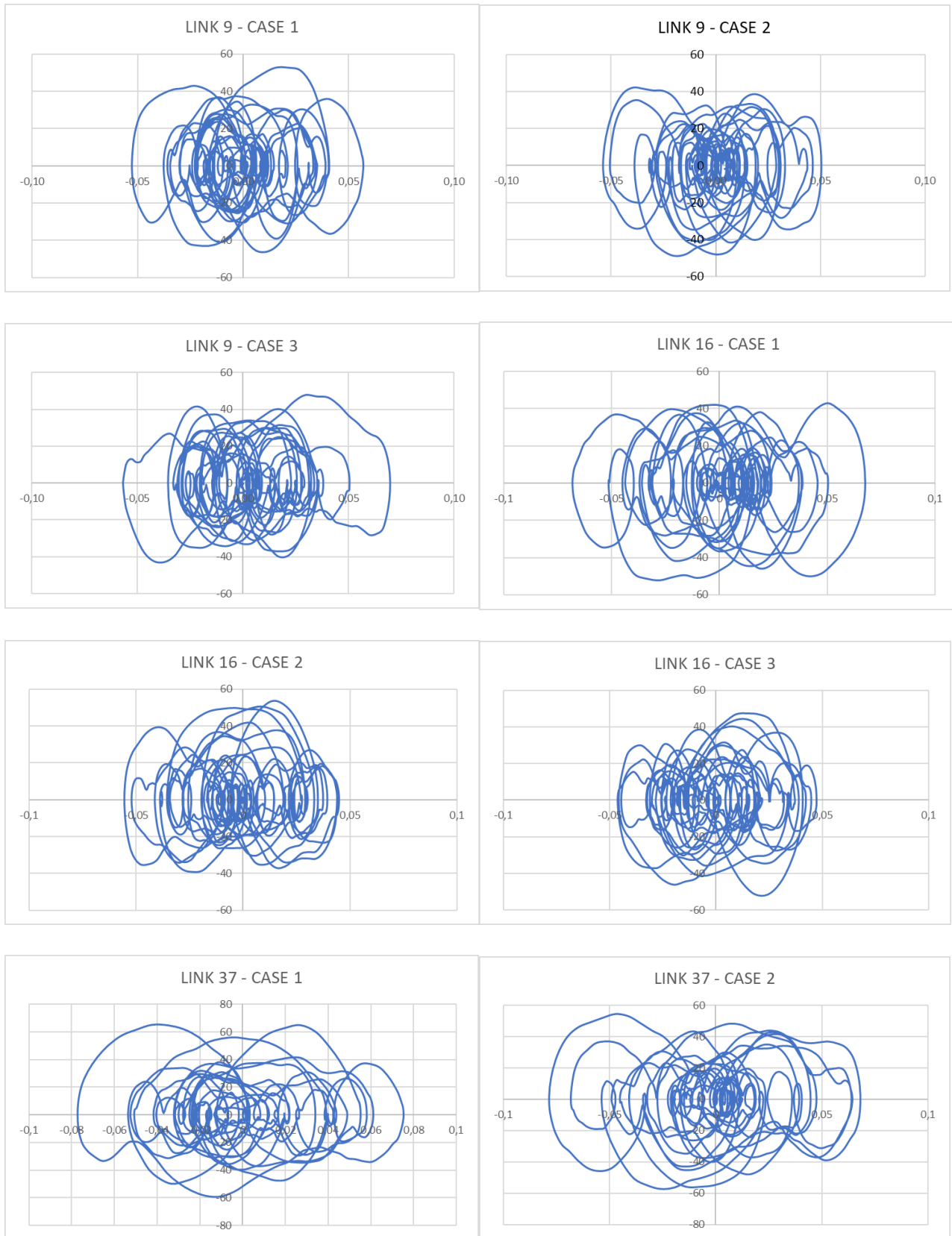
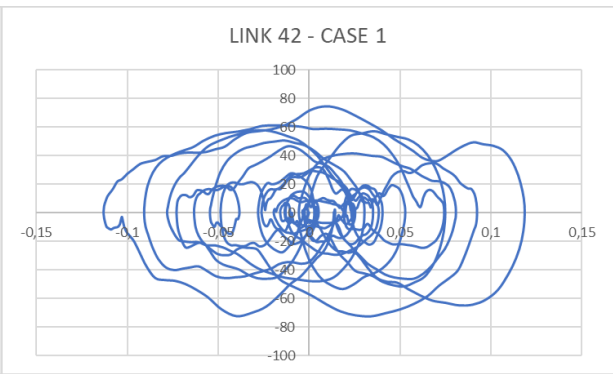
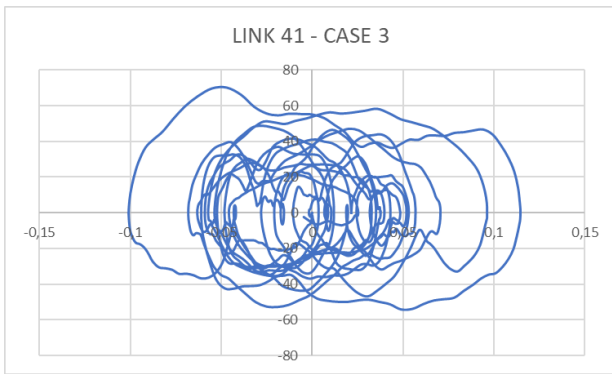
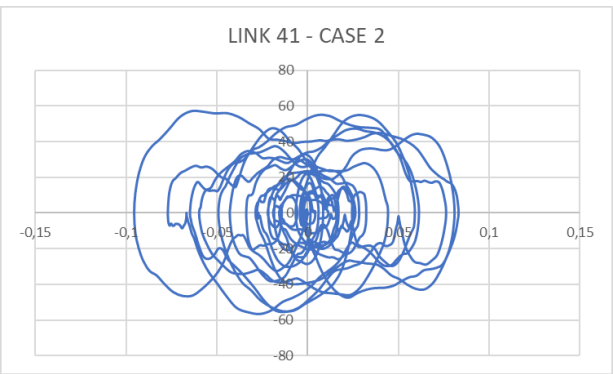
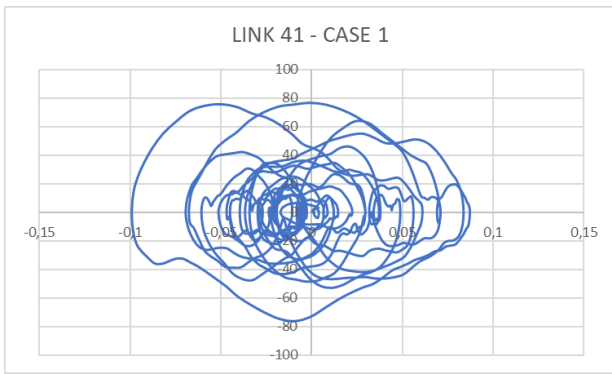
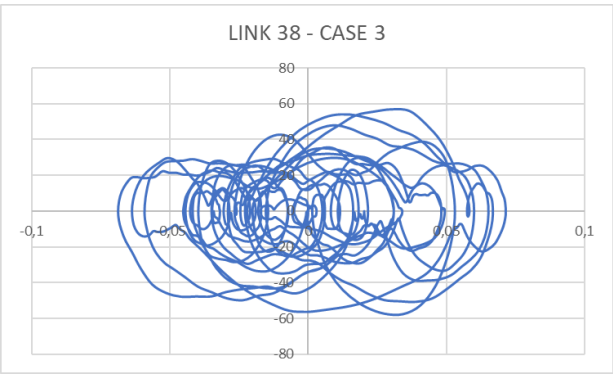
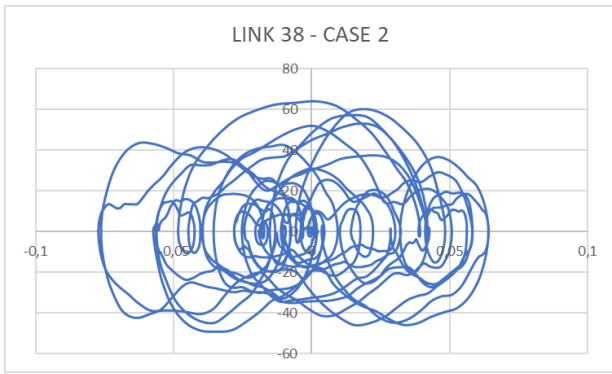
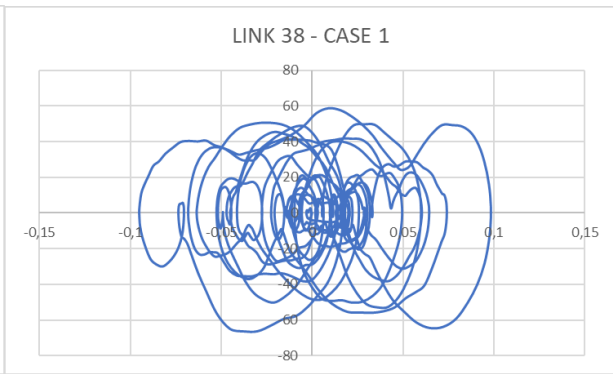
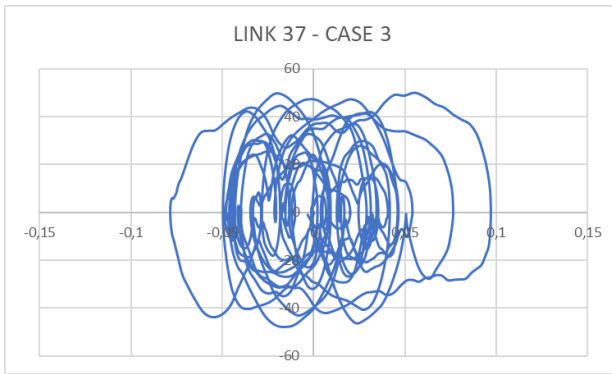


Figura 9.16: Cicli di dissipazione, link direzione X, lato Sud

Lato Ovest, direzione Y: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





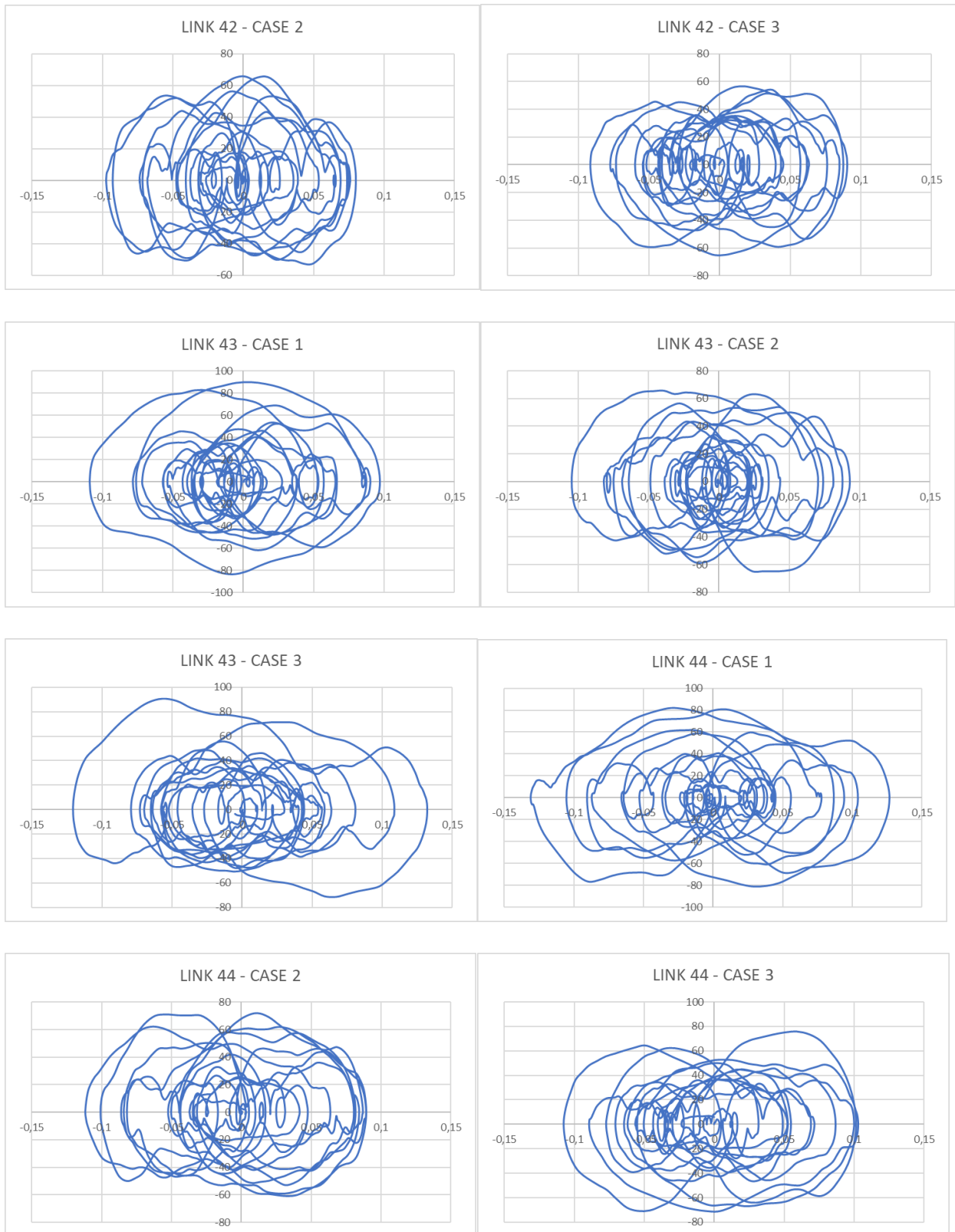
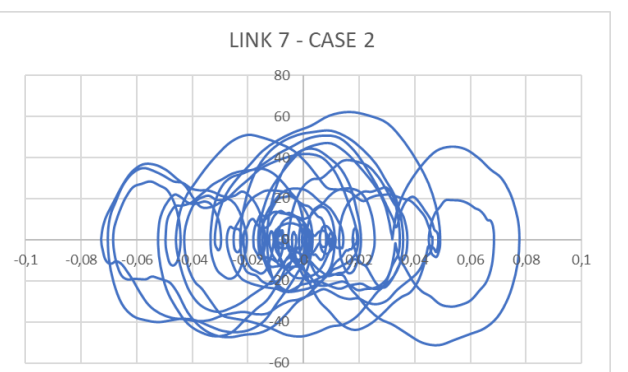
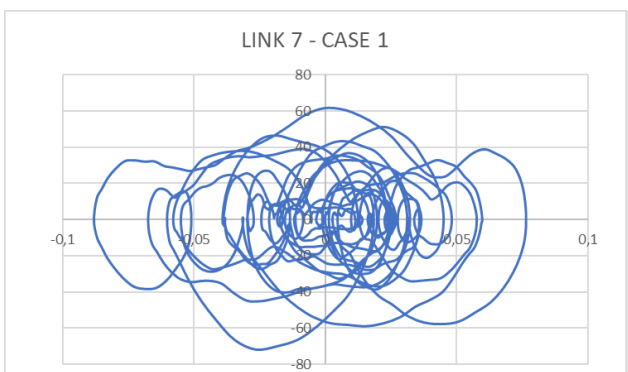
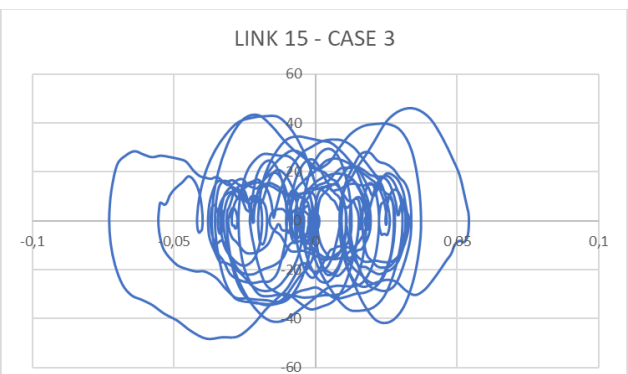
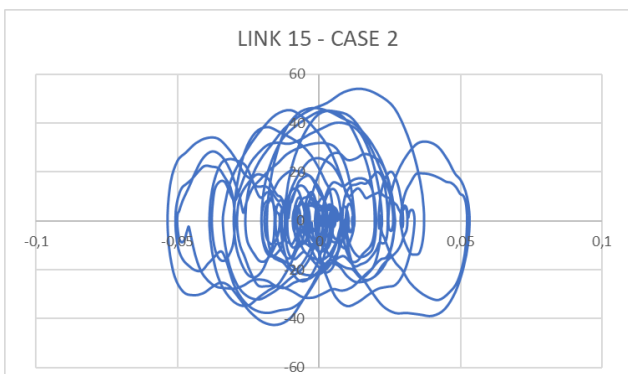
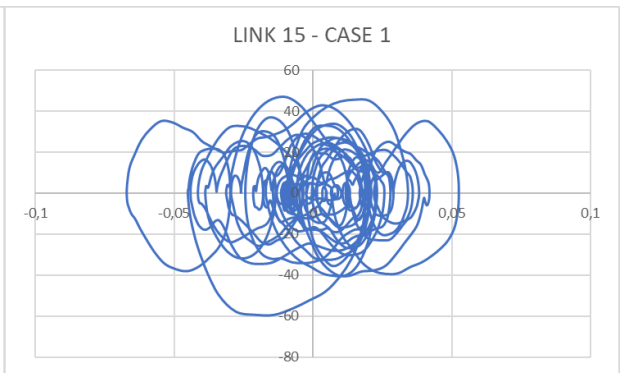
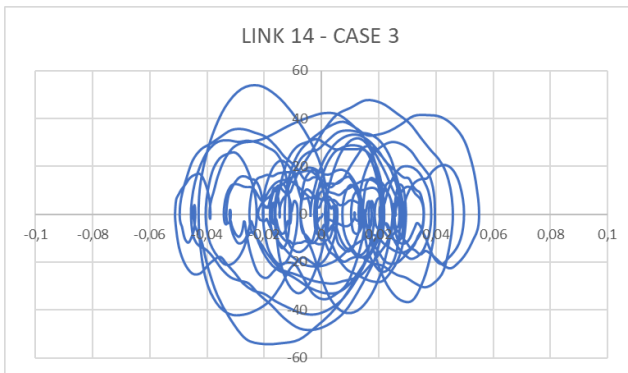
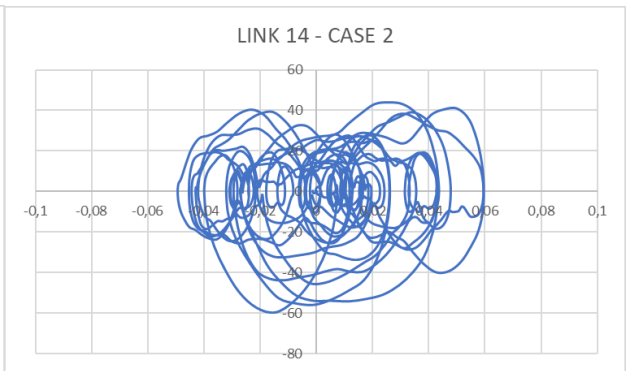
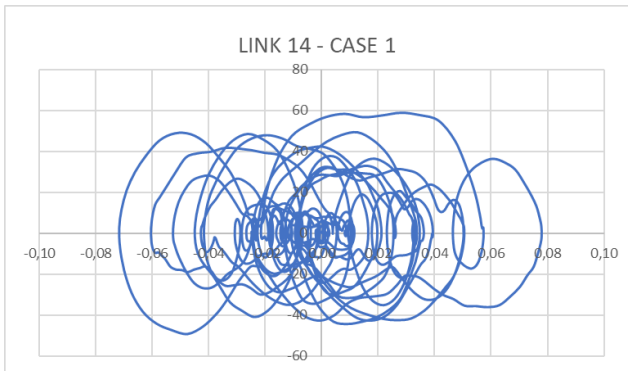
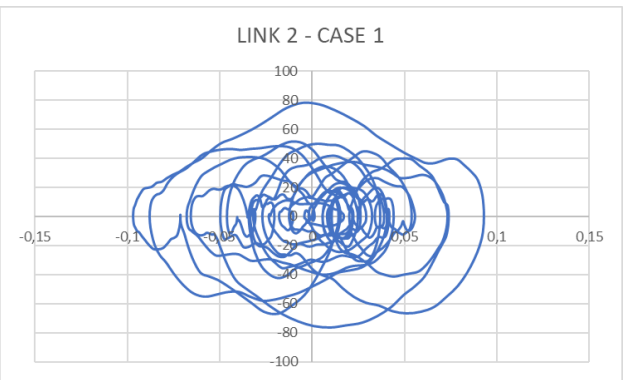
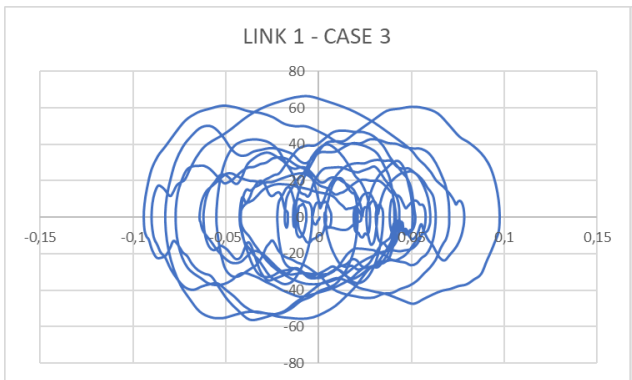
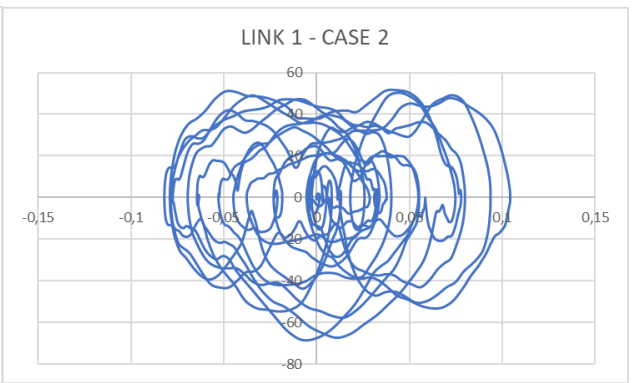
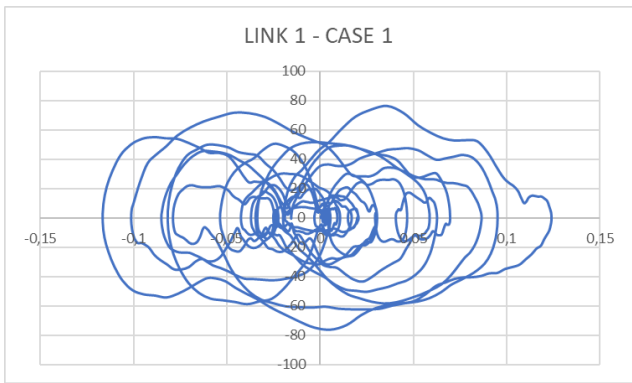
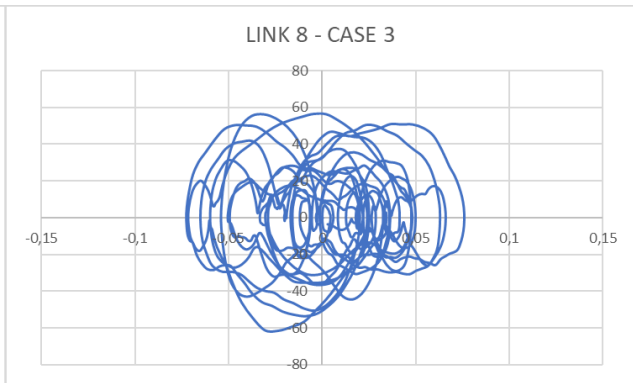
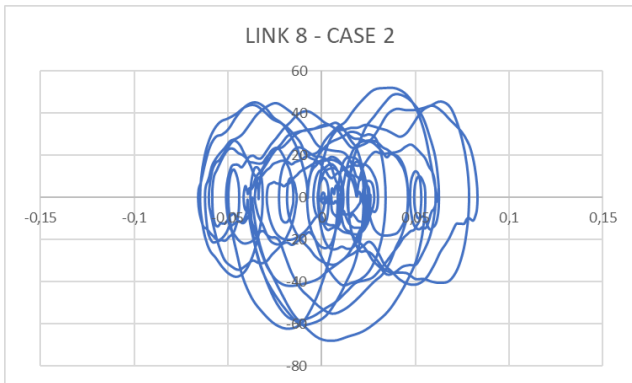
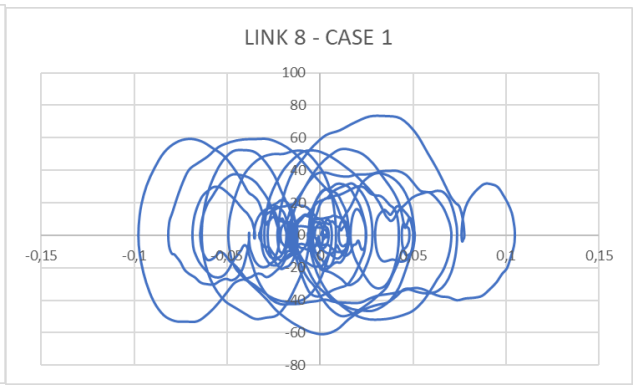
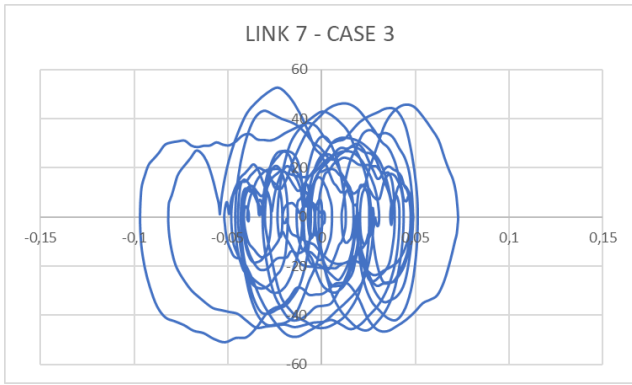


Figura 9.17: Cicli di dissipazione, link direzione Y, lato Ovest

Lato Est, direzione Y: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





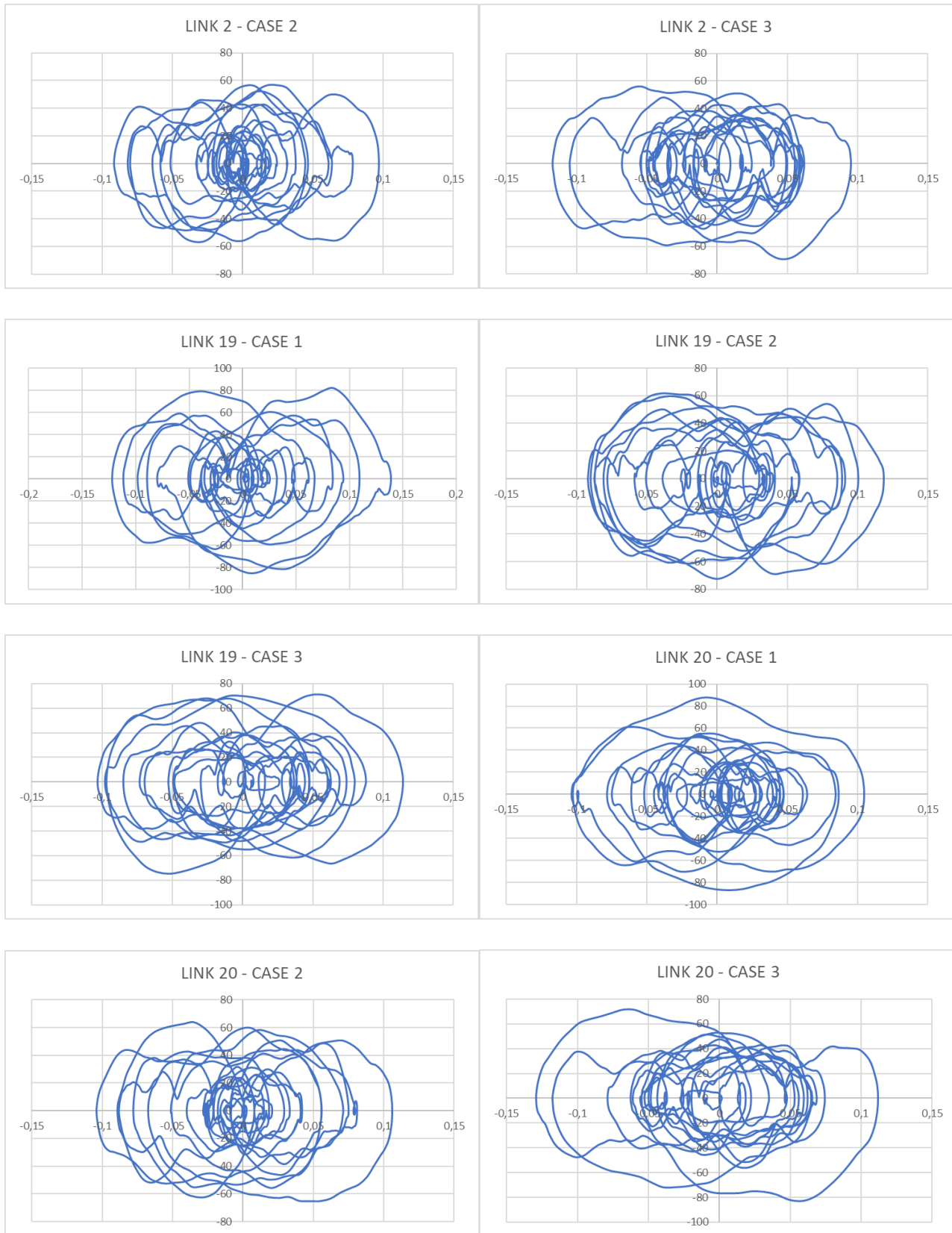
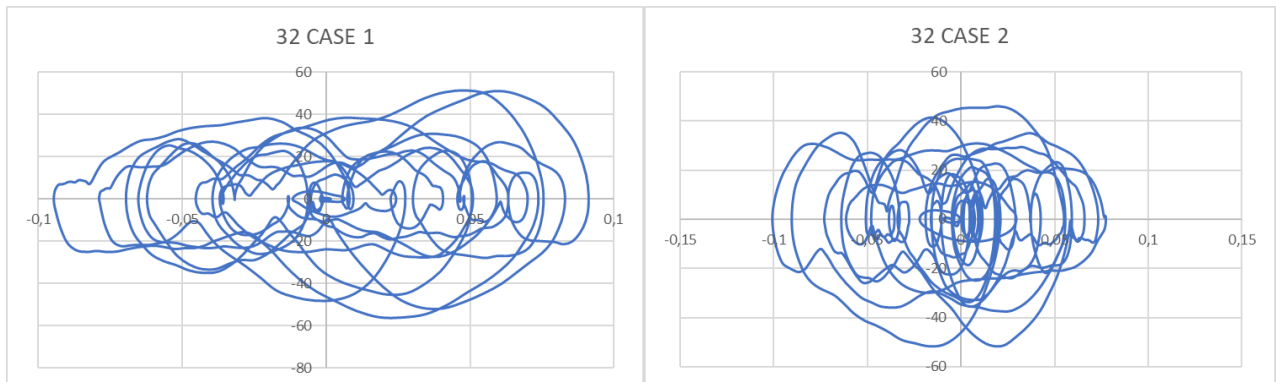
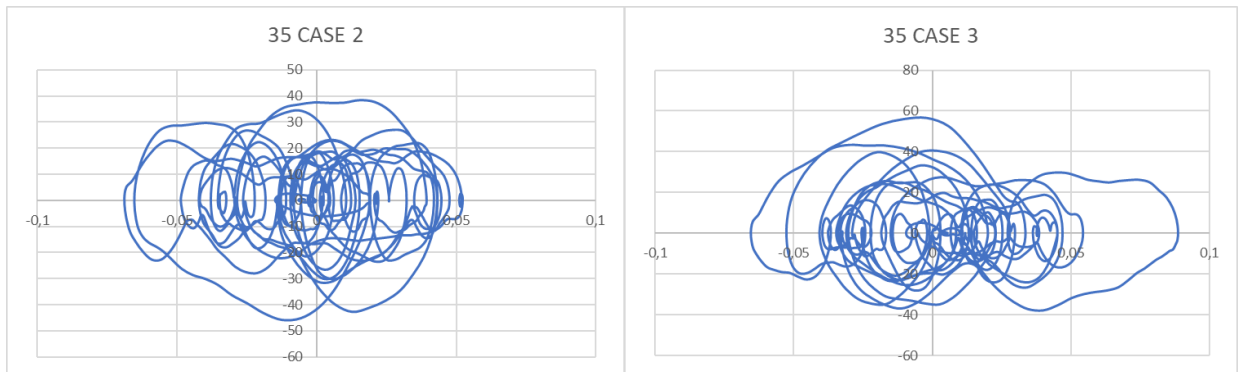
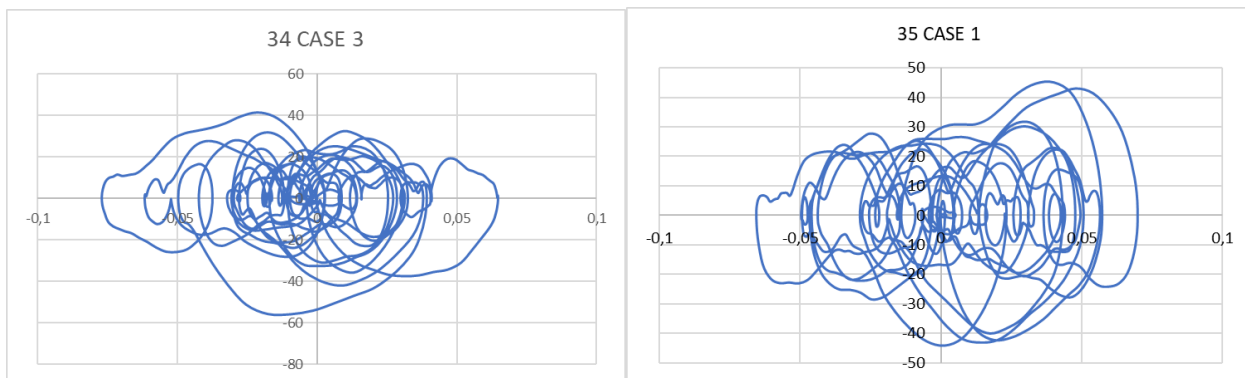
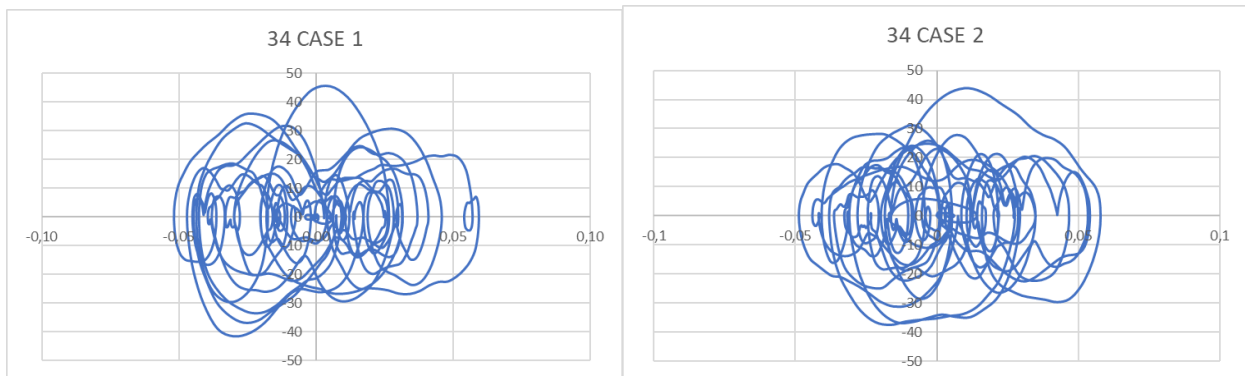
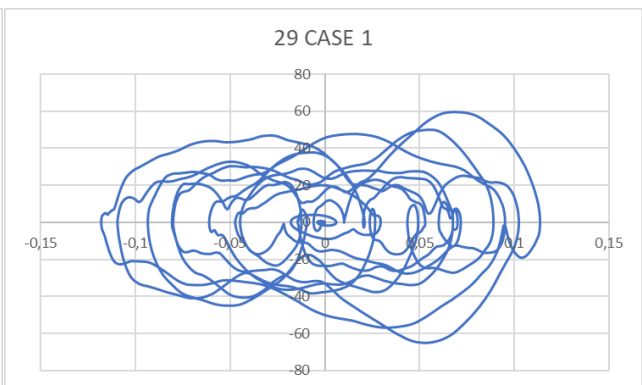
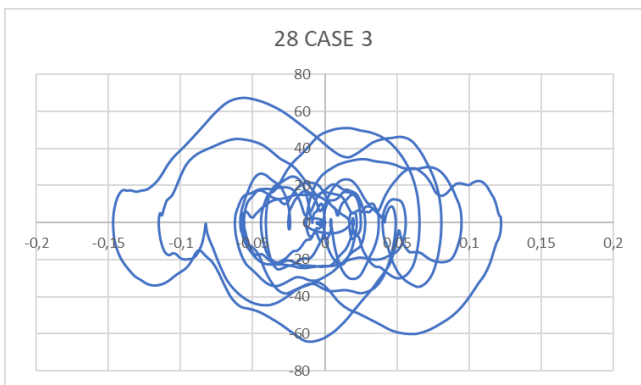
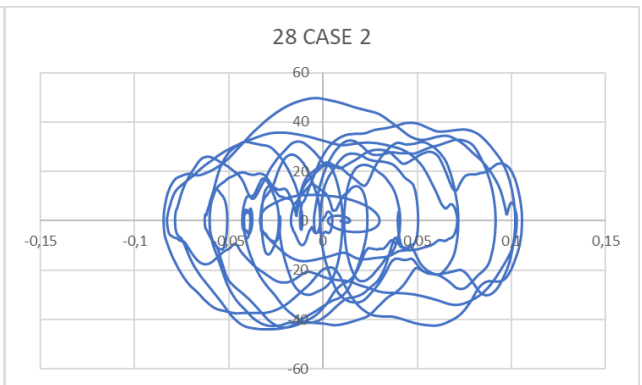
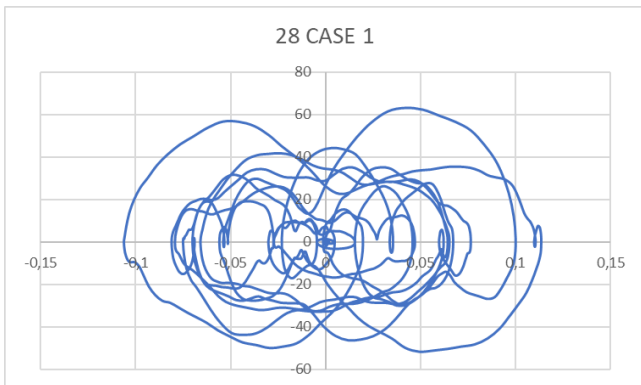
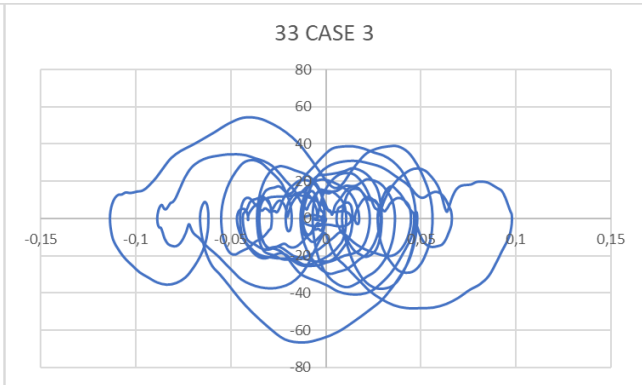
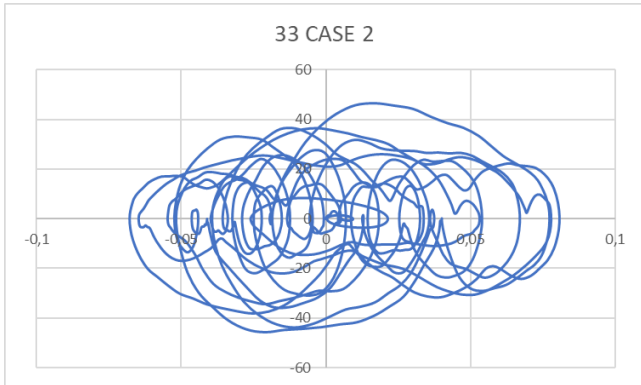
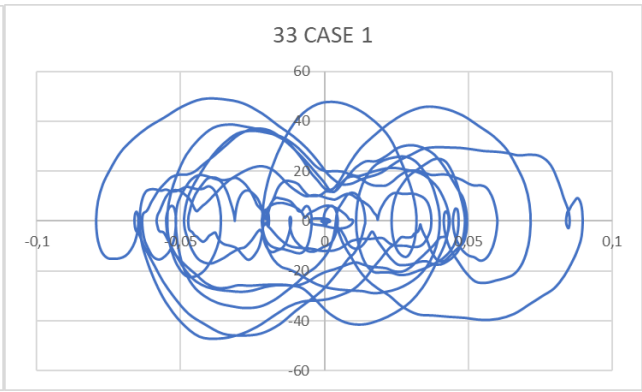


Figura 9.18: Cicli di dissipazione, link direzione Y, lato Est

-Modello con dissipatori con torri metalliche

Lato Nord, direzione X: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





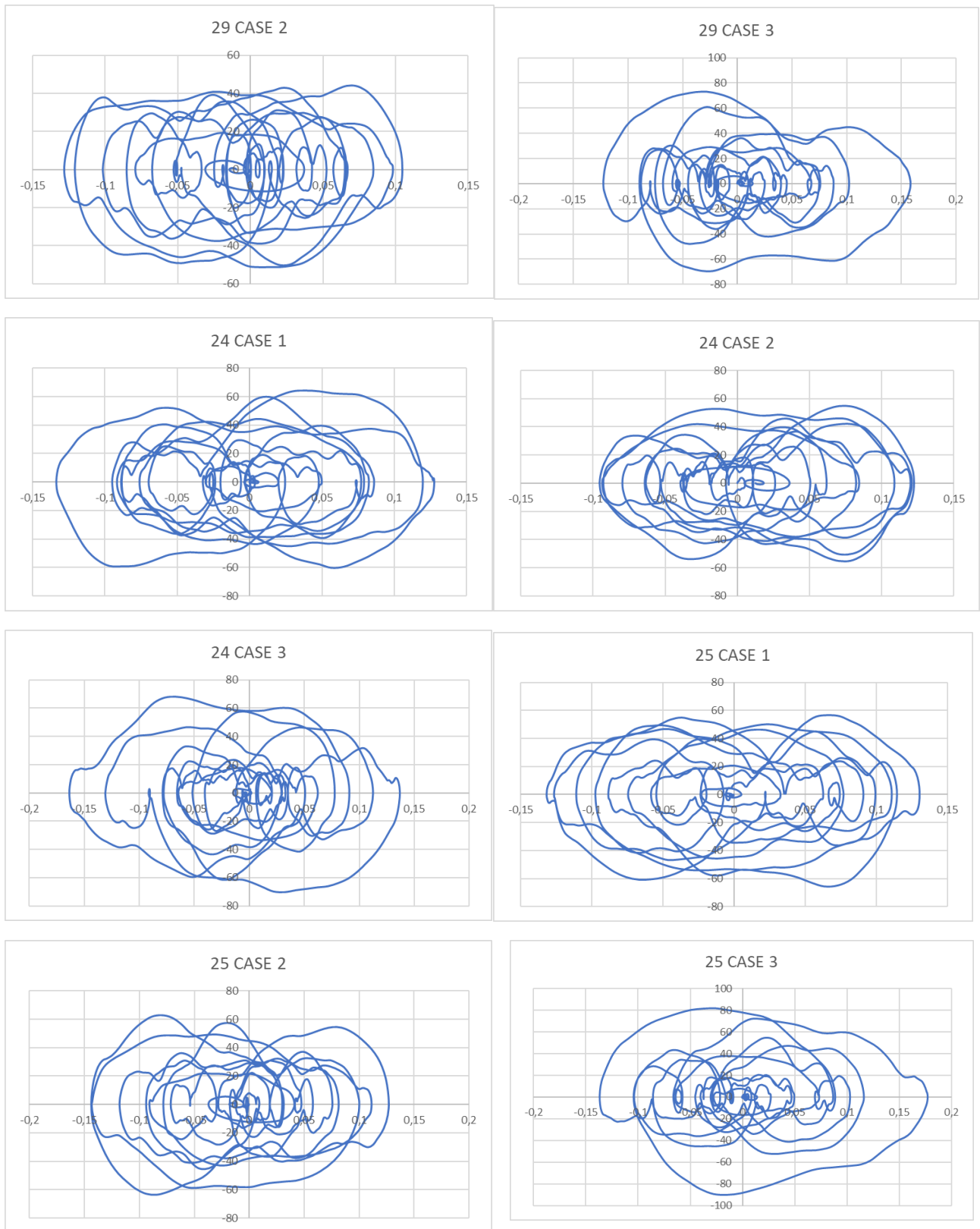
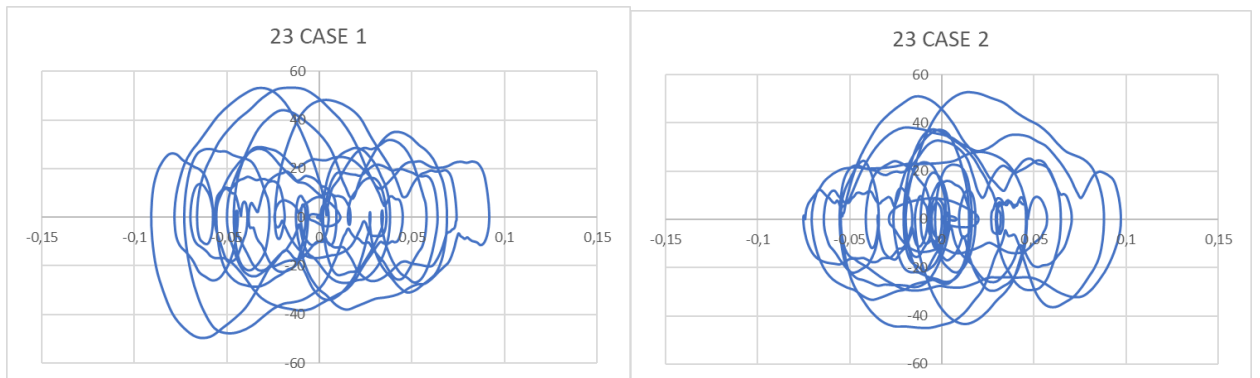
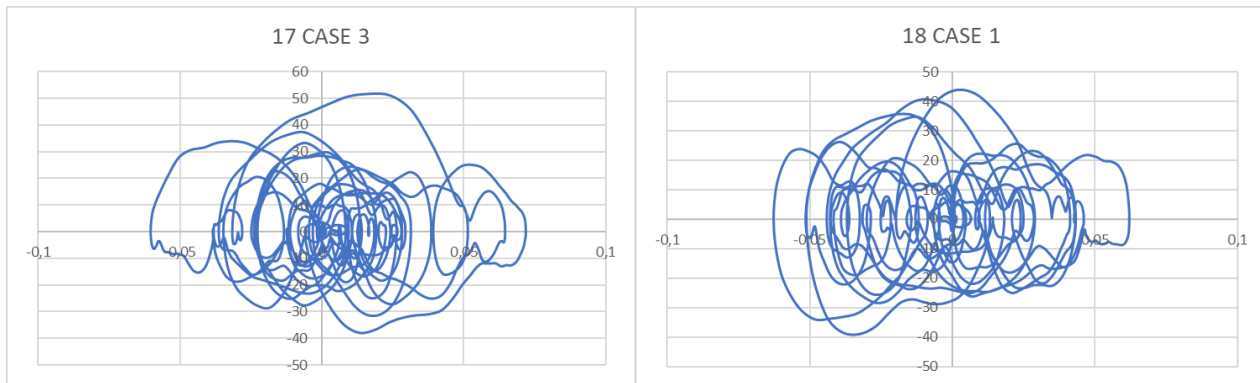
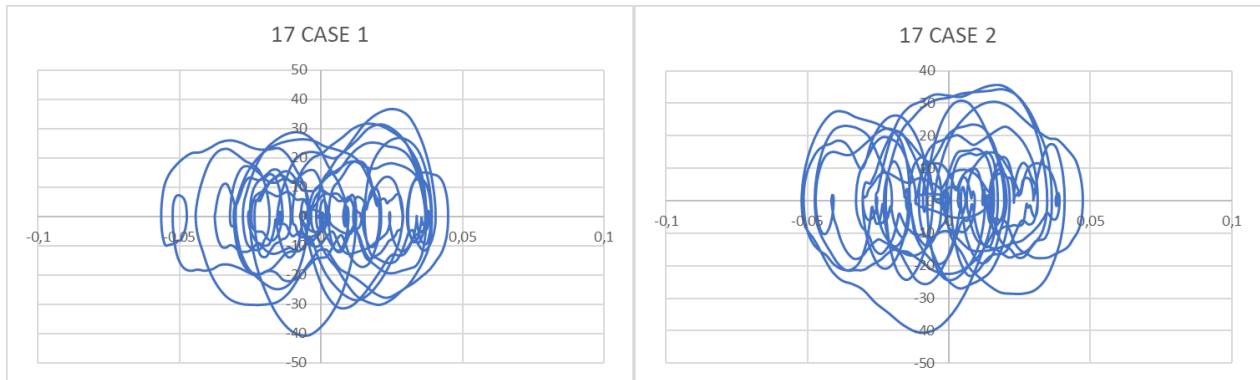
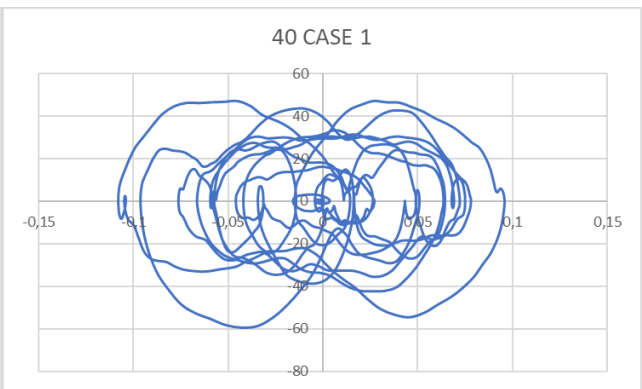
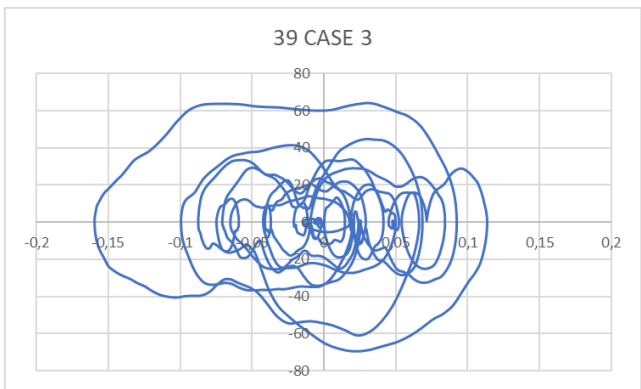
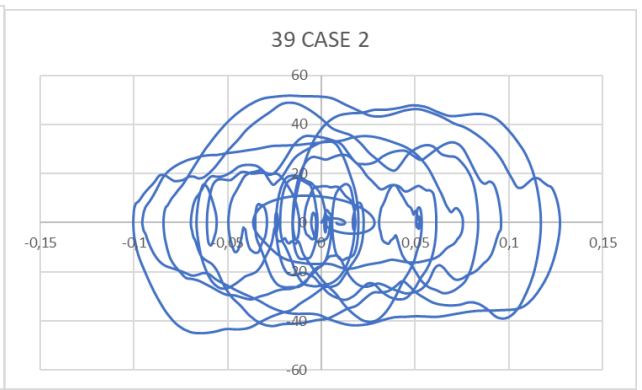
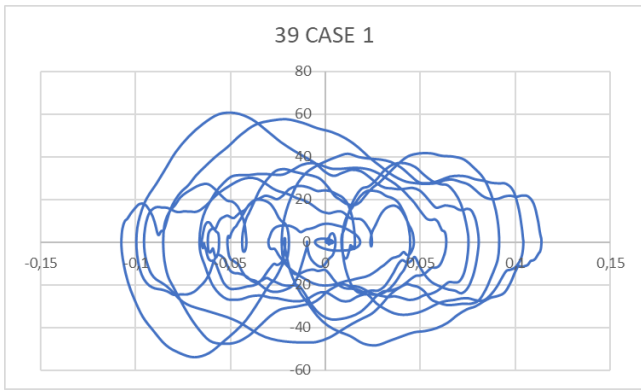
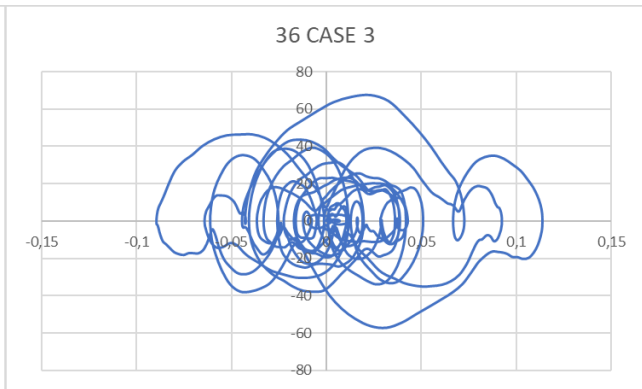
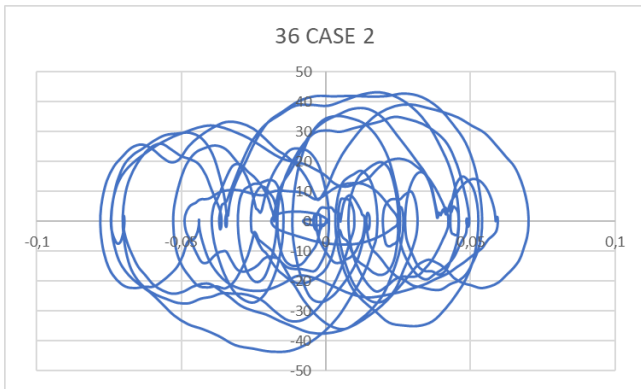
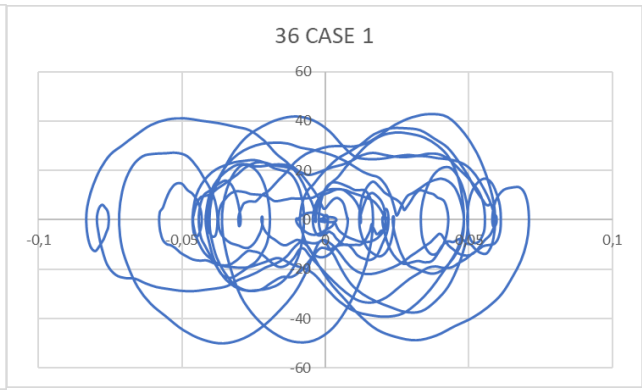
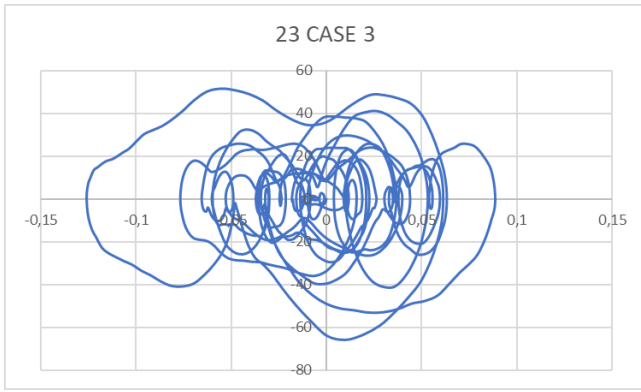


Figura 9.19: Cicli di dissipazione, link direzione X, lato Nord

Lato Sud, direzione X: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





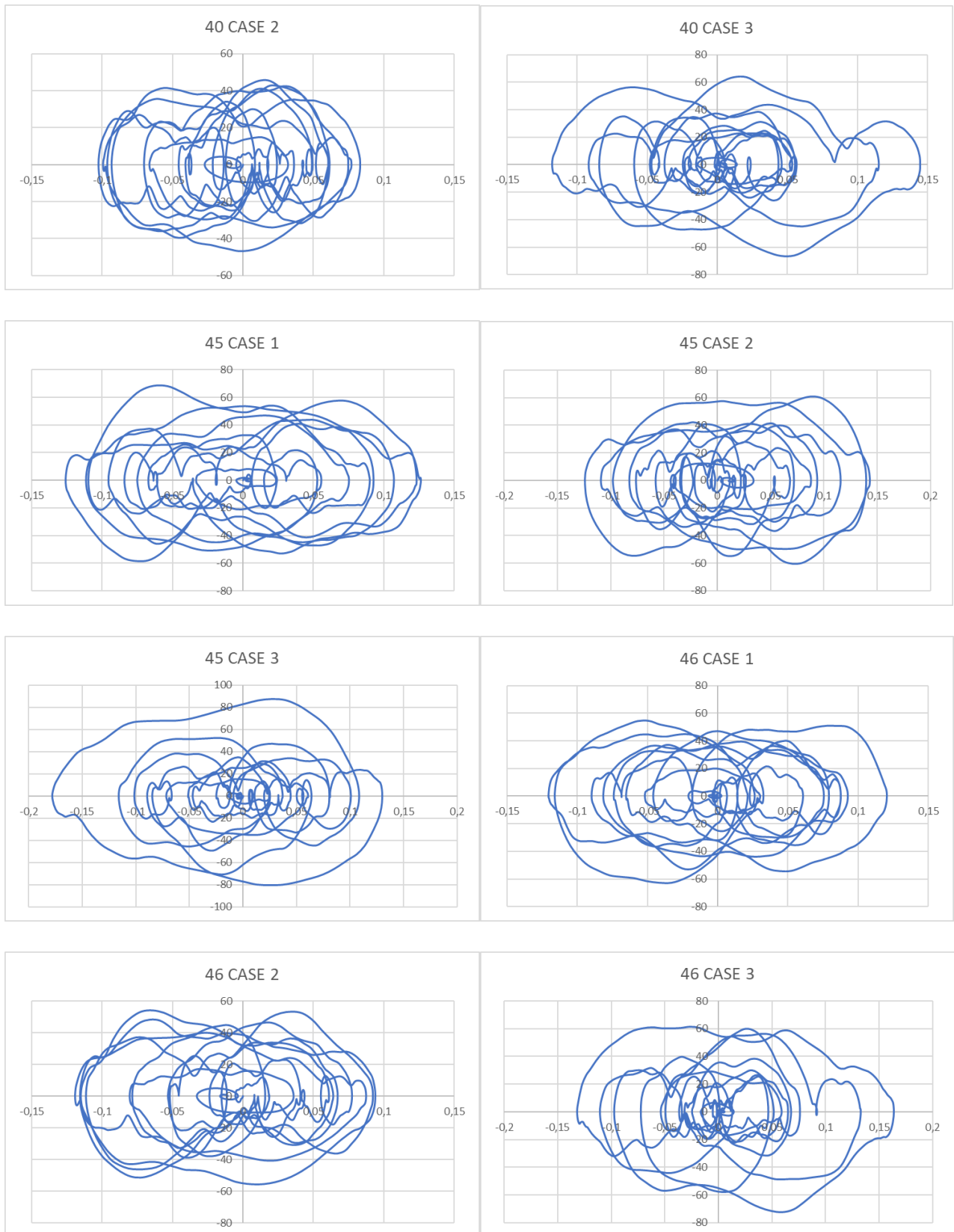
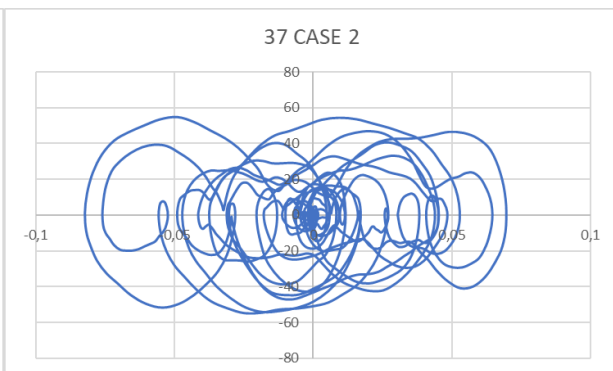
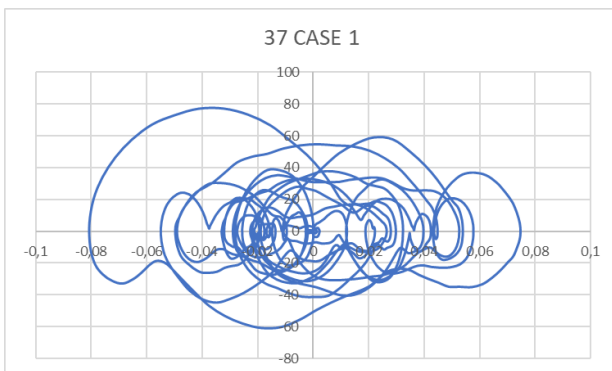
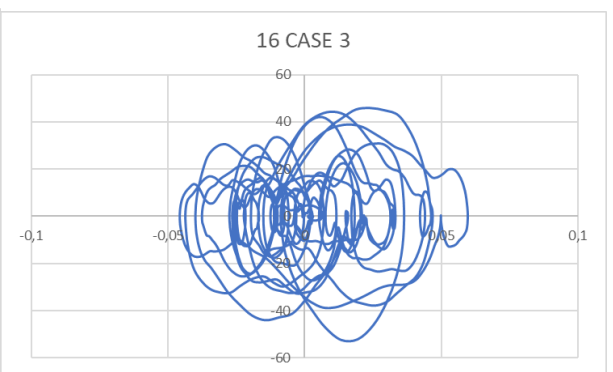
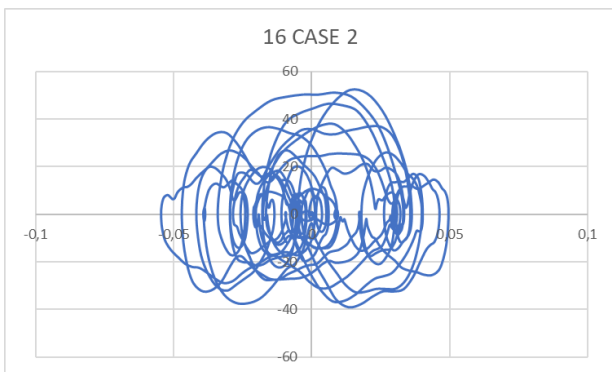
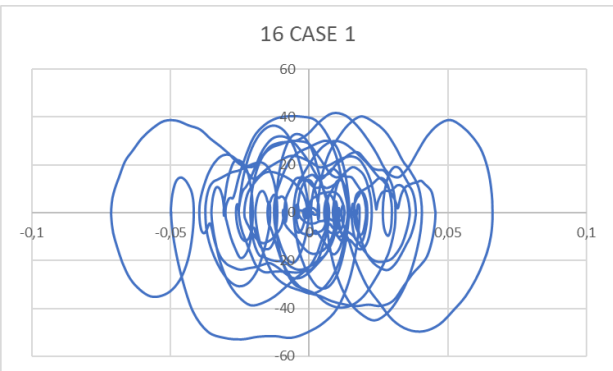
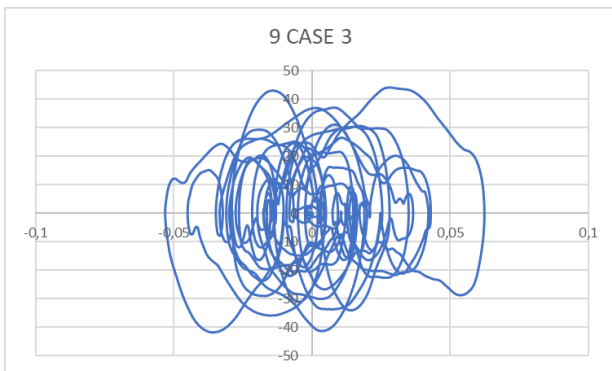
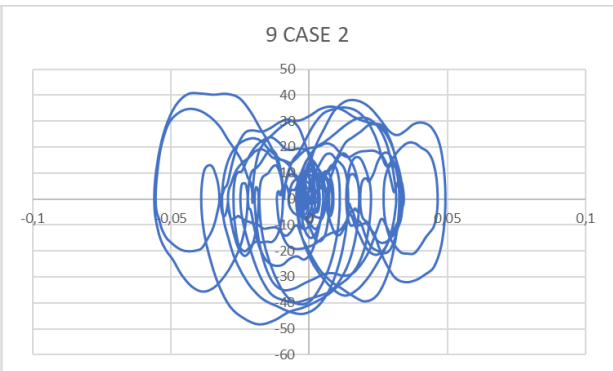
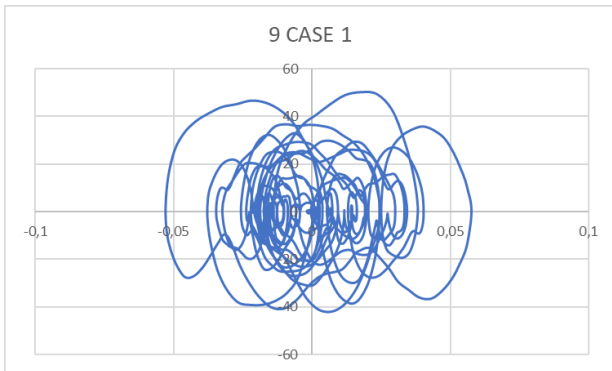
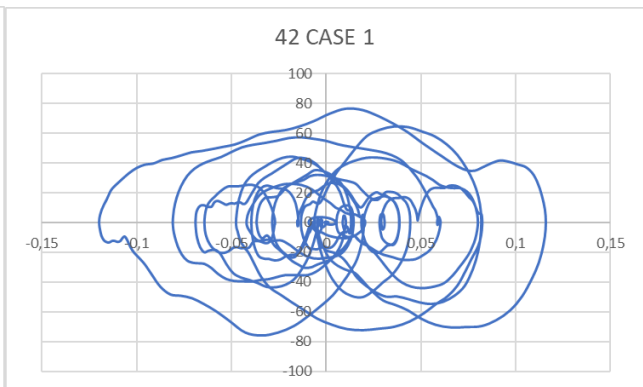
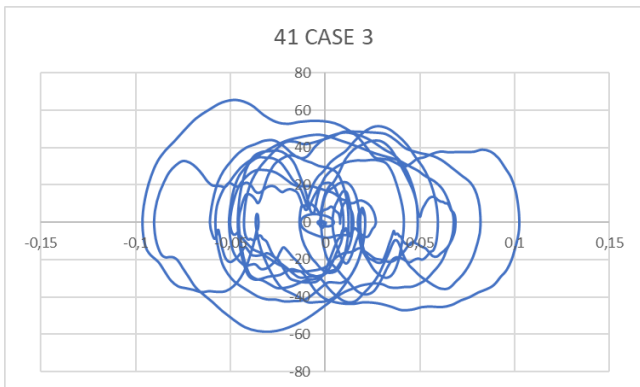
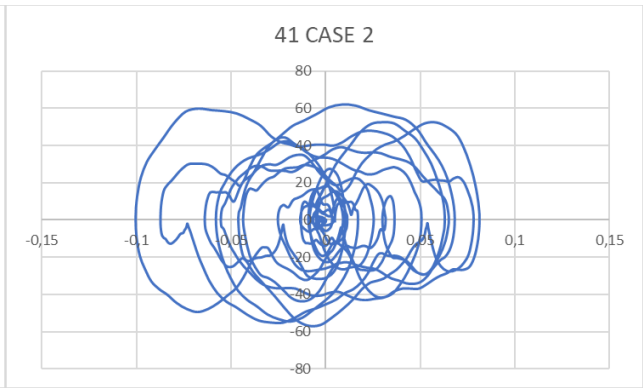
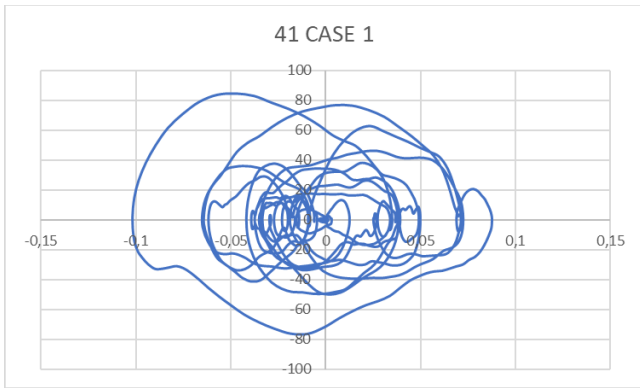
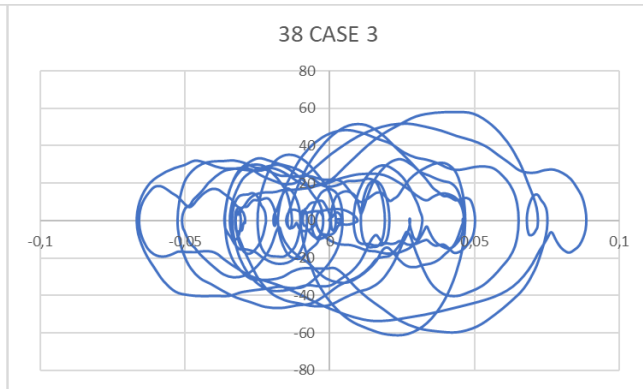
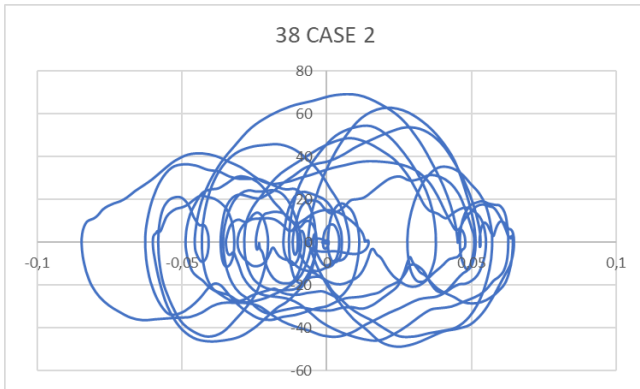
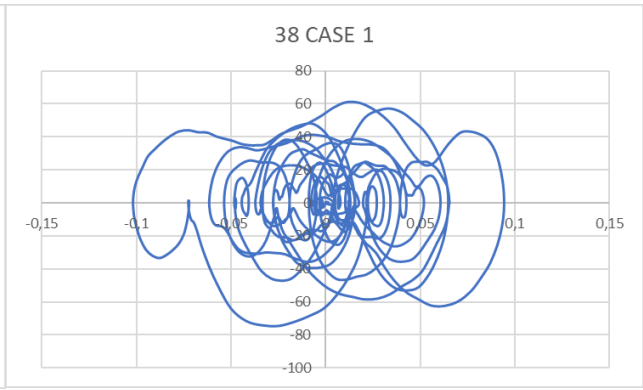
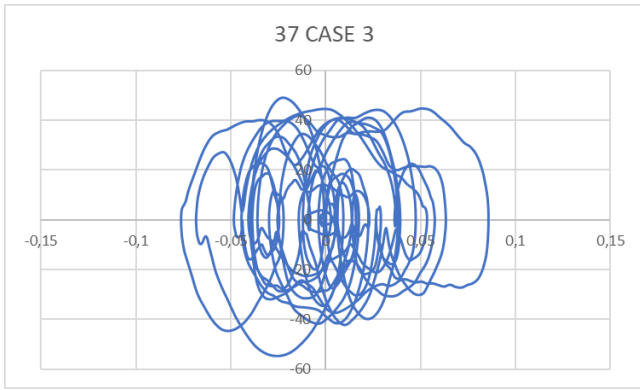


Figura 9.20: Cicli di dissipazione, link direzione X, lato Sud

Lato Ovest, direzione Y: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





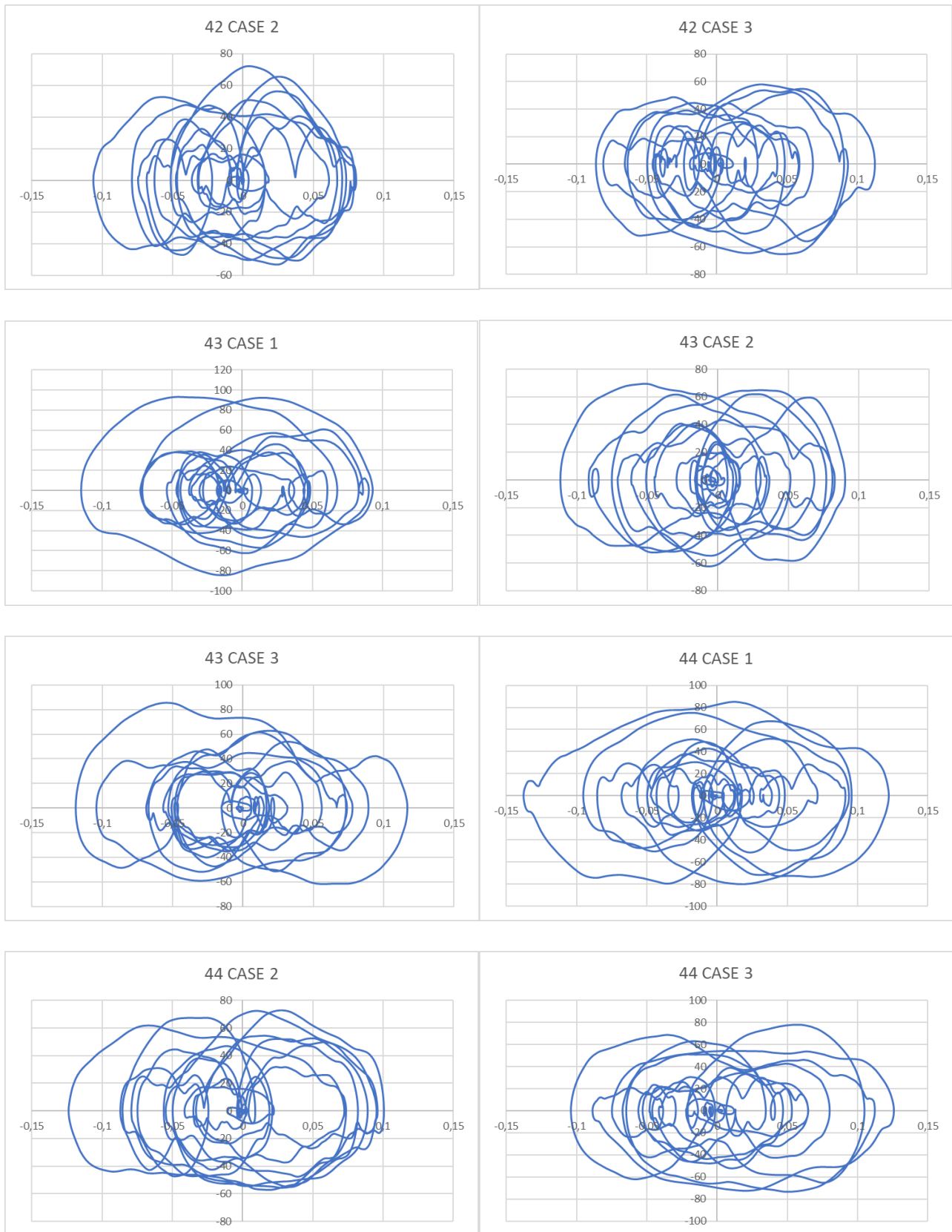
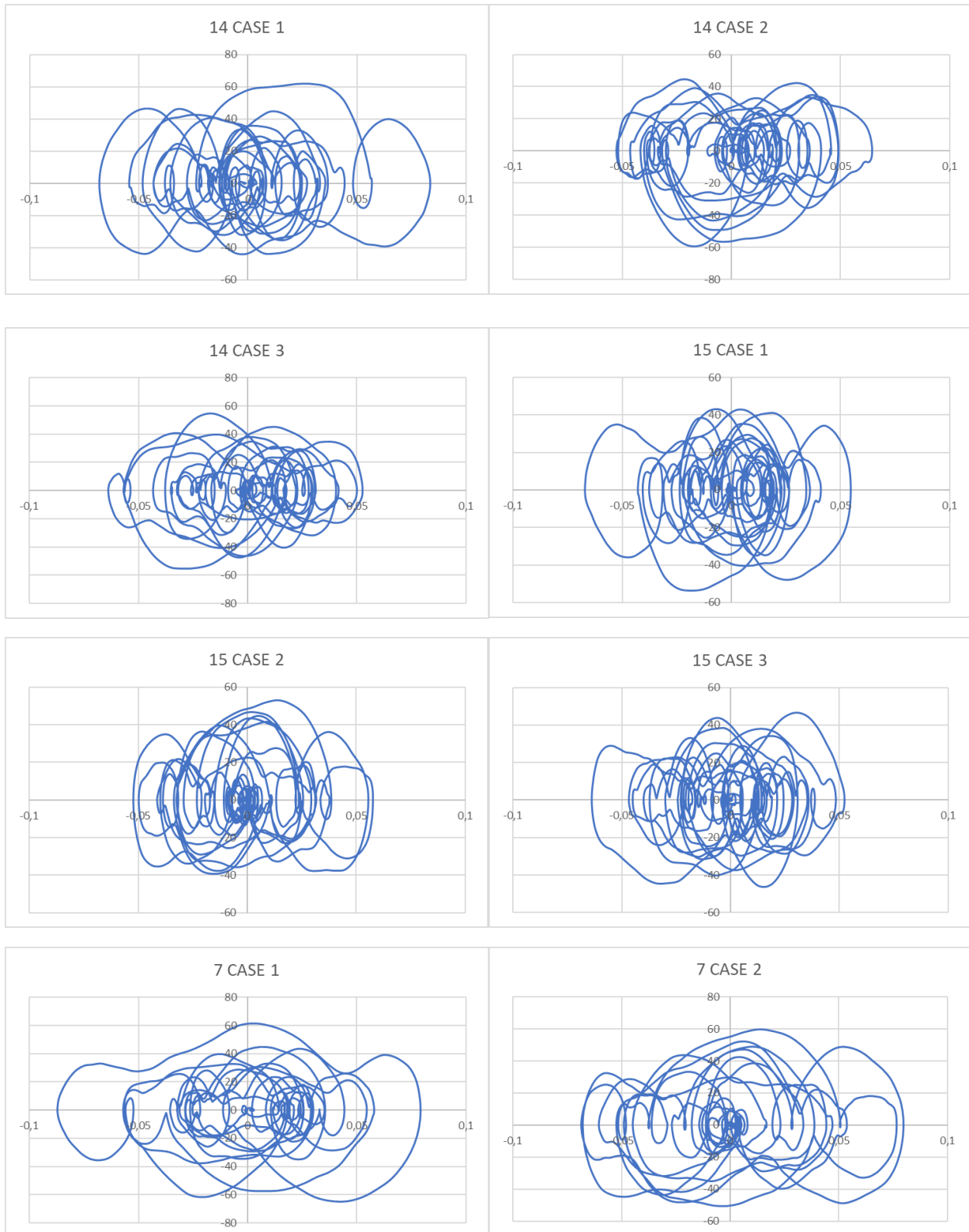
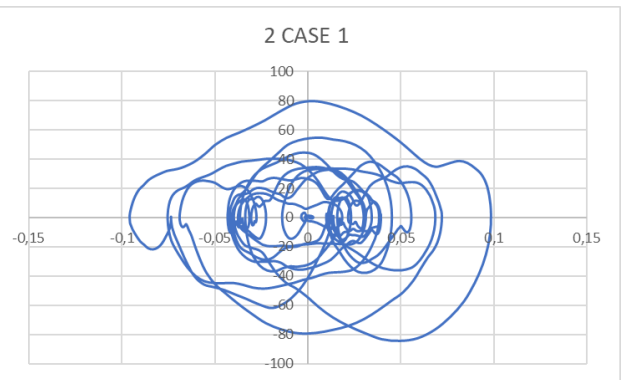
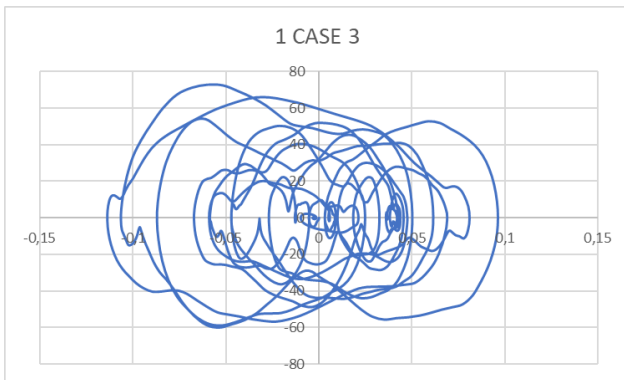
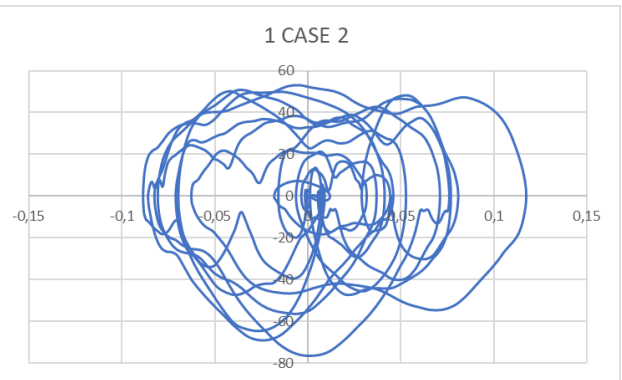
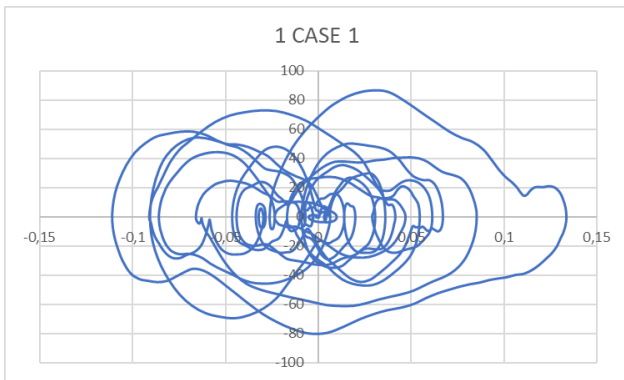
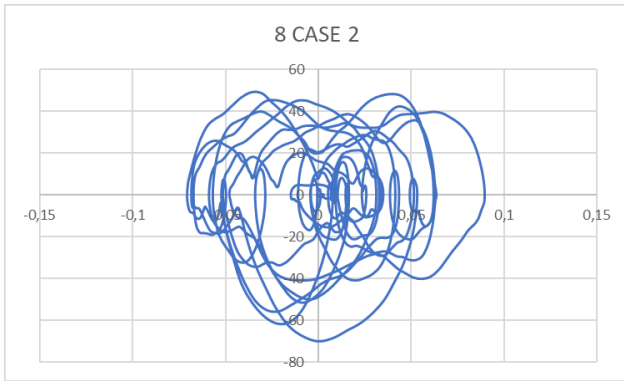
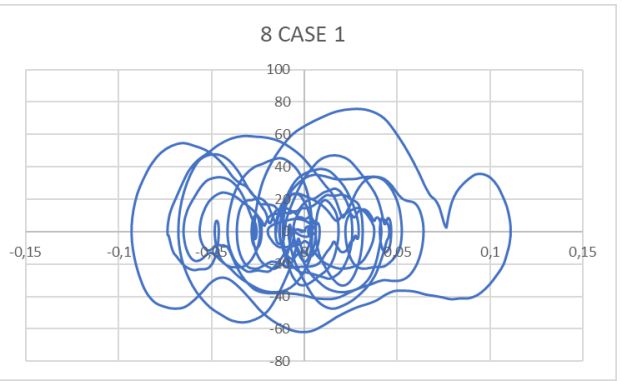
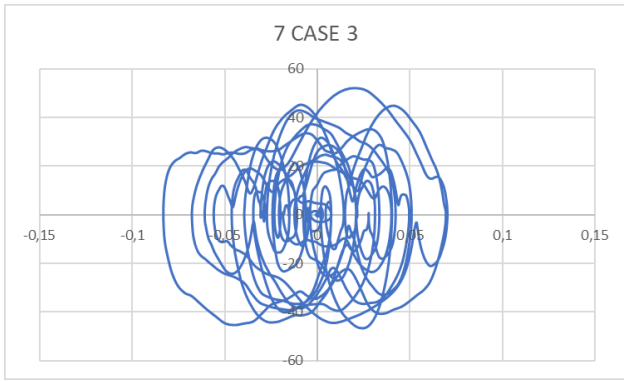


Figura 9.21: Cicli di dissipazione, link direzione Y, lato Ovest

Lato Est, direzione Y: asse ascisse: spostamento (m); asse ordinate: forza (kN)





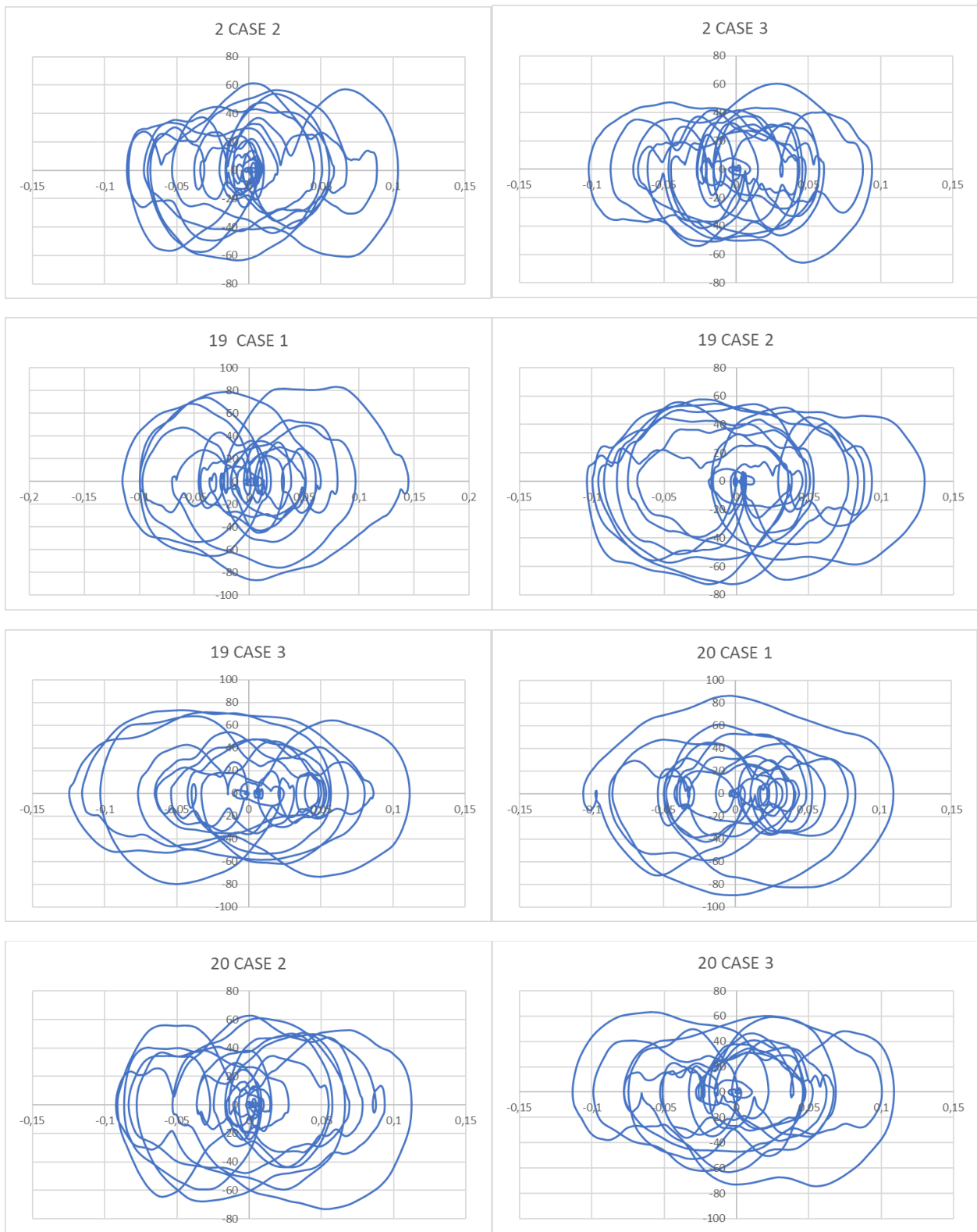


Figura 9.22: Cicli di dissipazione, link direzione Y, lato Est

9.1.2 Confronto cicli di dissipazione tra modello con dissipatori incastrati e con torri metalliche

In questo capitolo vengono confrontati i cicli di dissipazione tra il modello con dissipatori incastrati e il modello con dissipatori ancorati alle torri metalliche, attraverso degli istogrammi che riassumono i valori massimi che abbiamo sia in termini di forza che in termini di spostamento.

Questo è stato svolto per ogni lato dell'edificio.

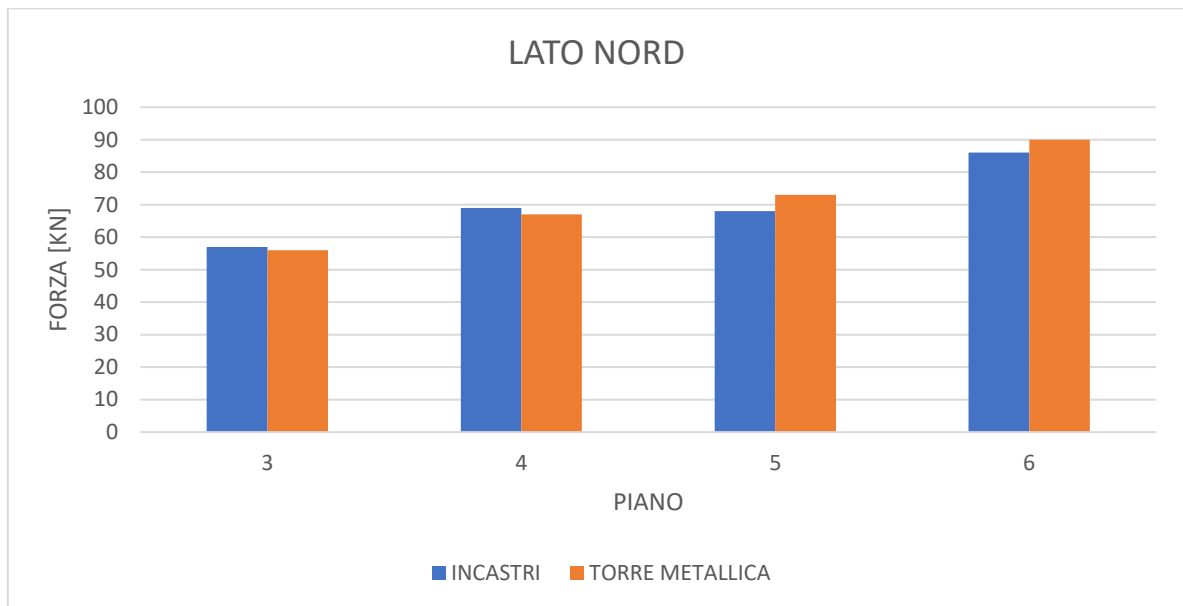


Figura 9.23: Valori massimi di Forza raggiunti, Lato Nord

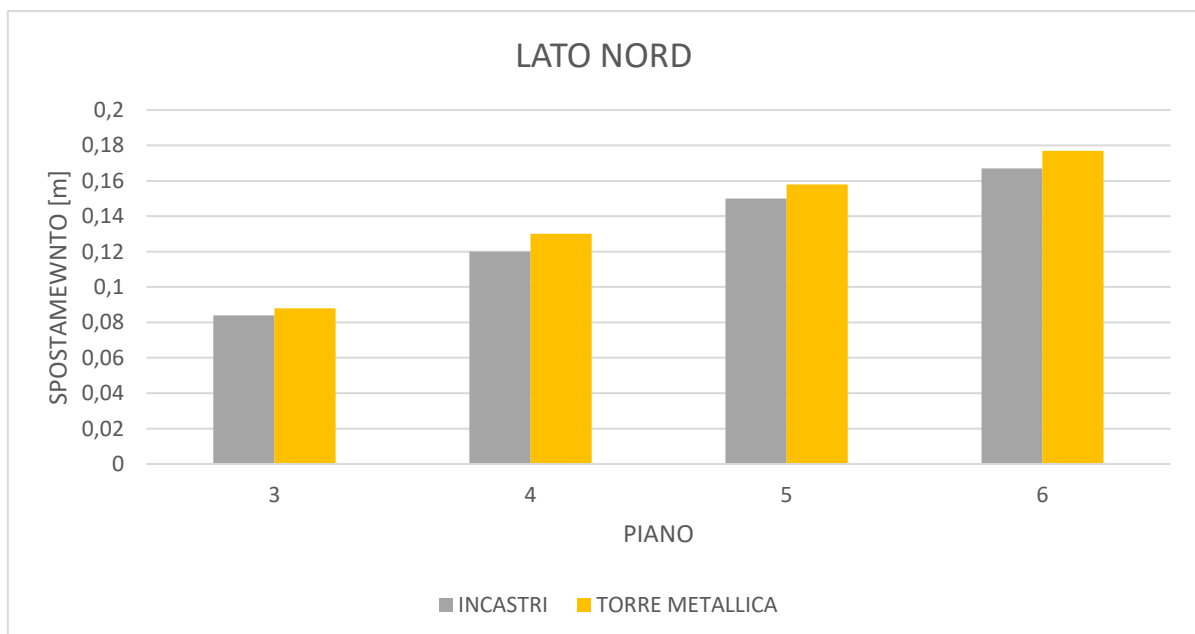


Figura 9.24: Valori massimi di Spostamento raggiunti, Lato Nord

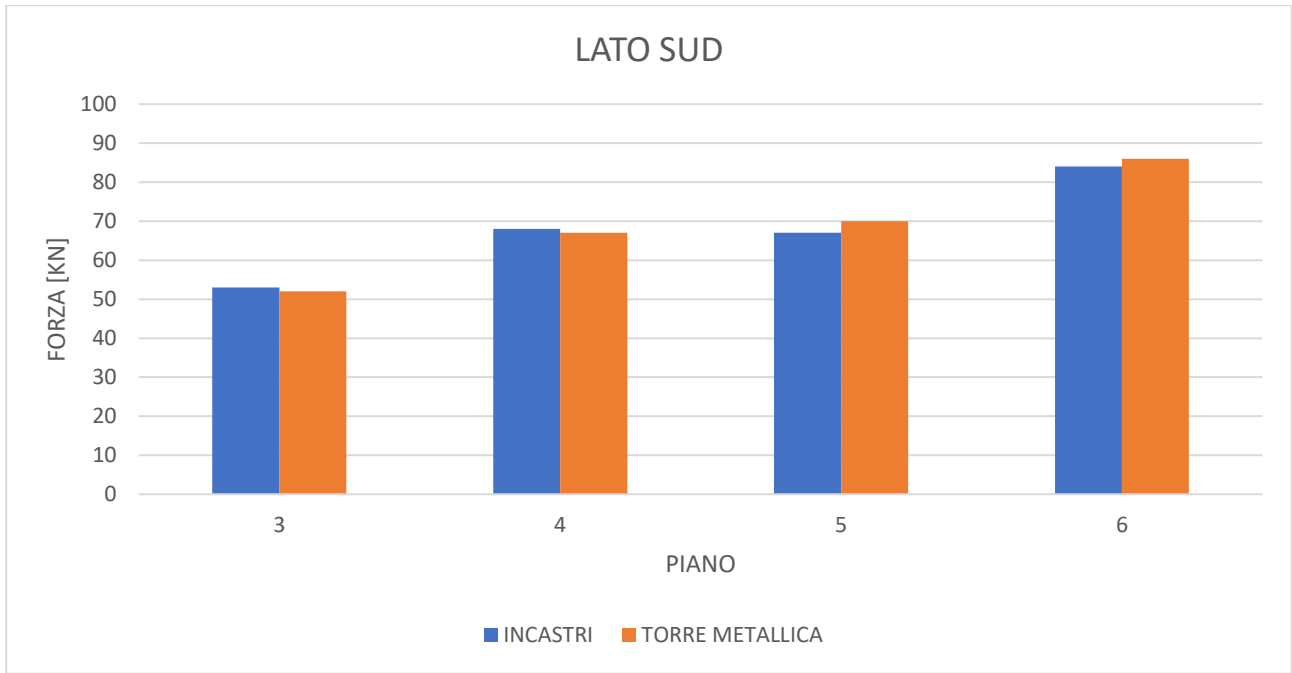


Figura 9.25: Valori massimi di Forza raggiunti, Lato Sud

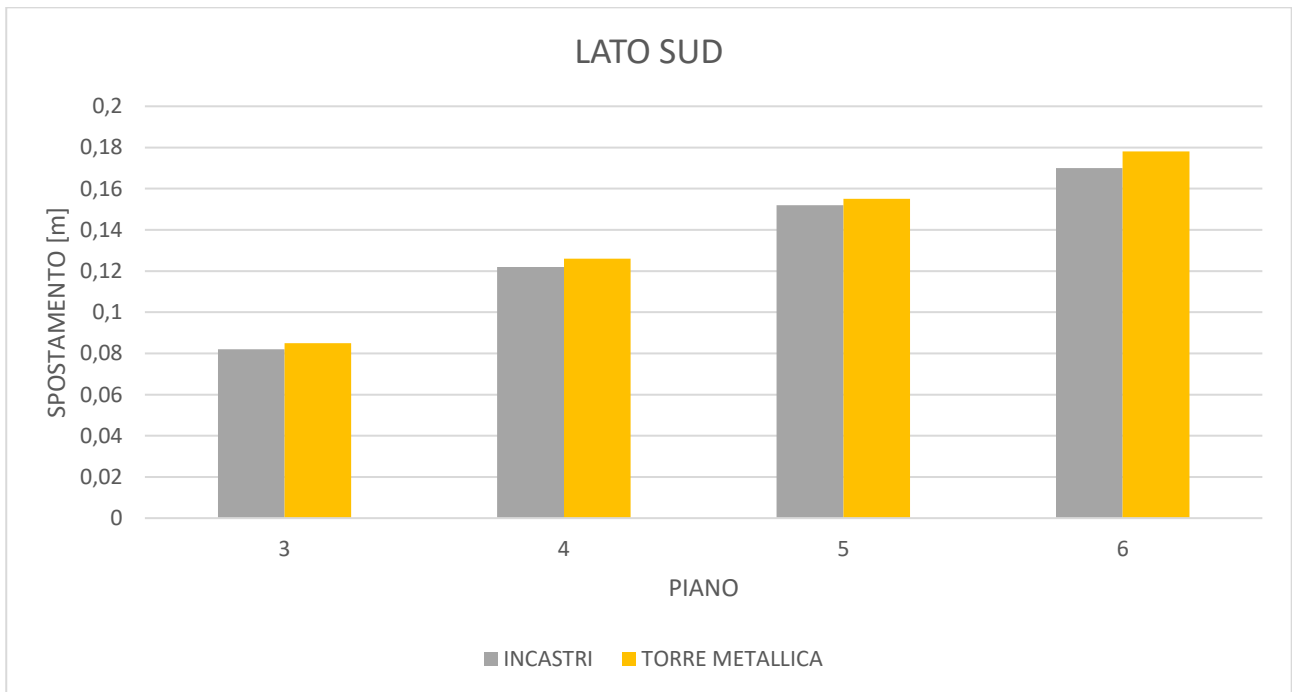


Figura 9.26: Valori massimi di Spostamento raggiunti, Lato Sud

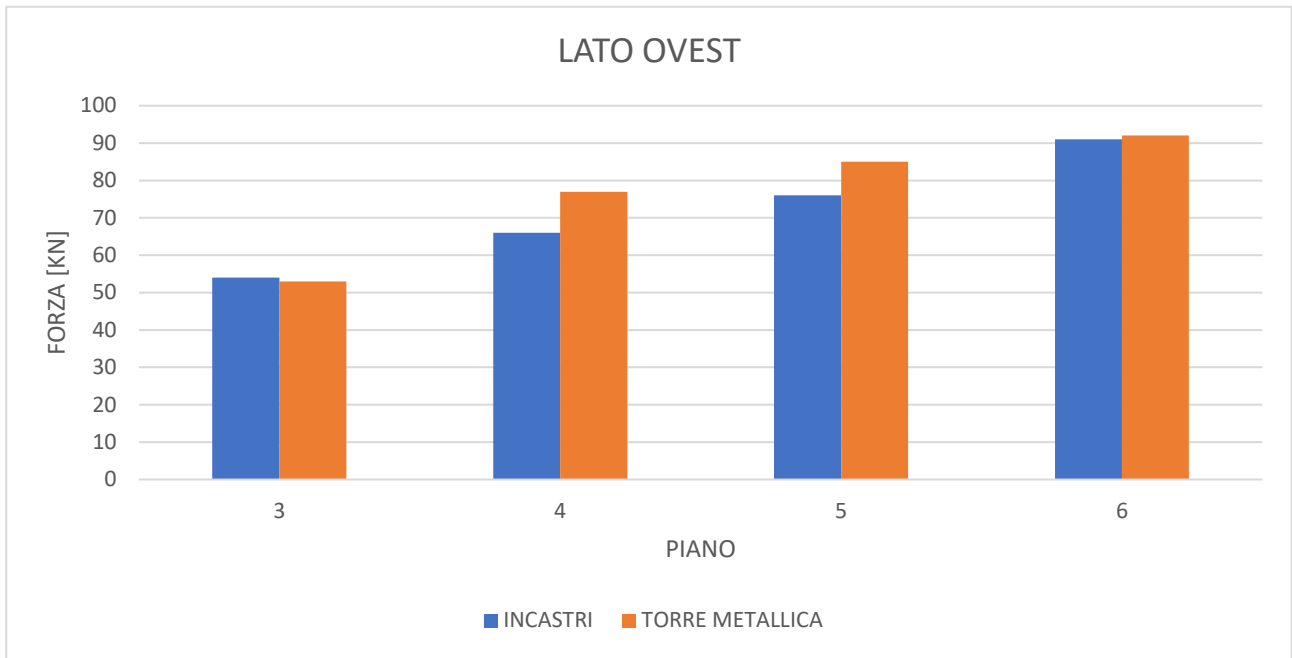


Figura 9.27: Valori massimi di Forza raggiunti, Lato Ovest

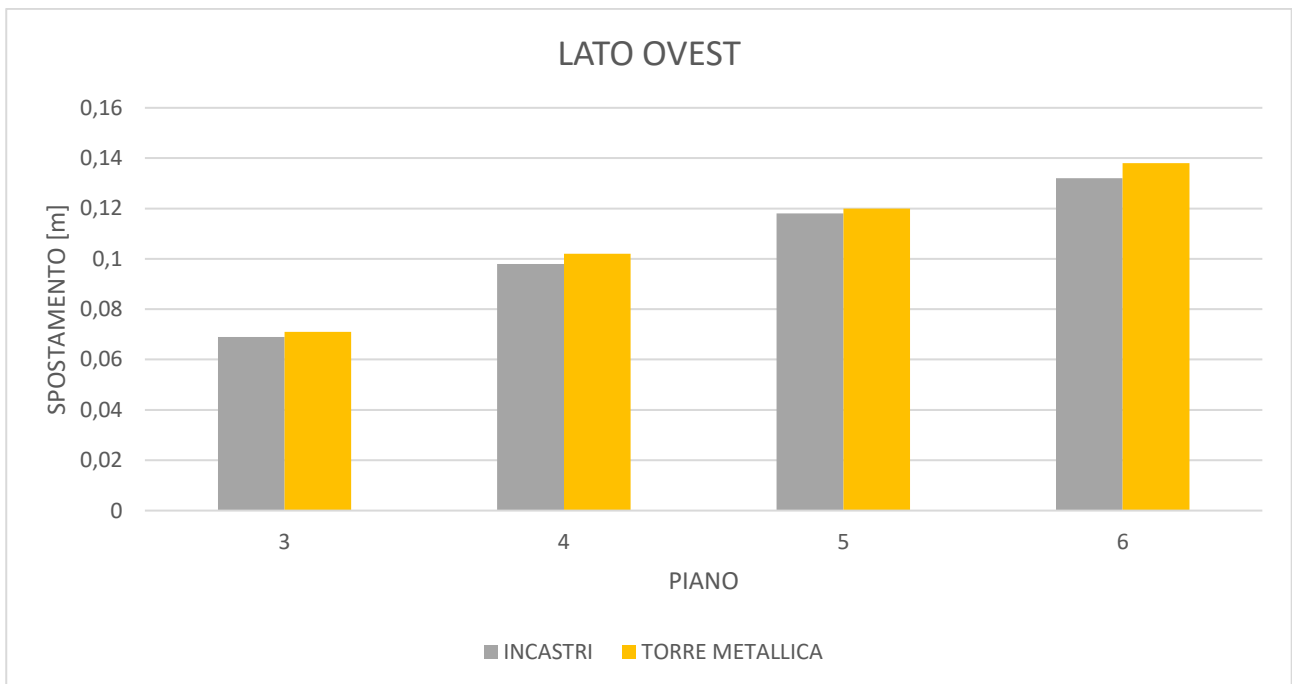


Figura 9.28: Valori massimi di Spostamento raggiunti, Lato Ovest

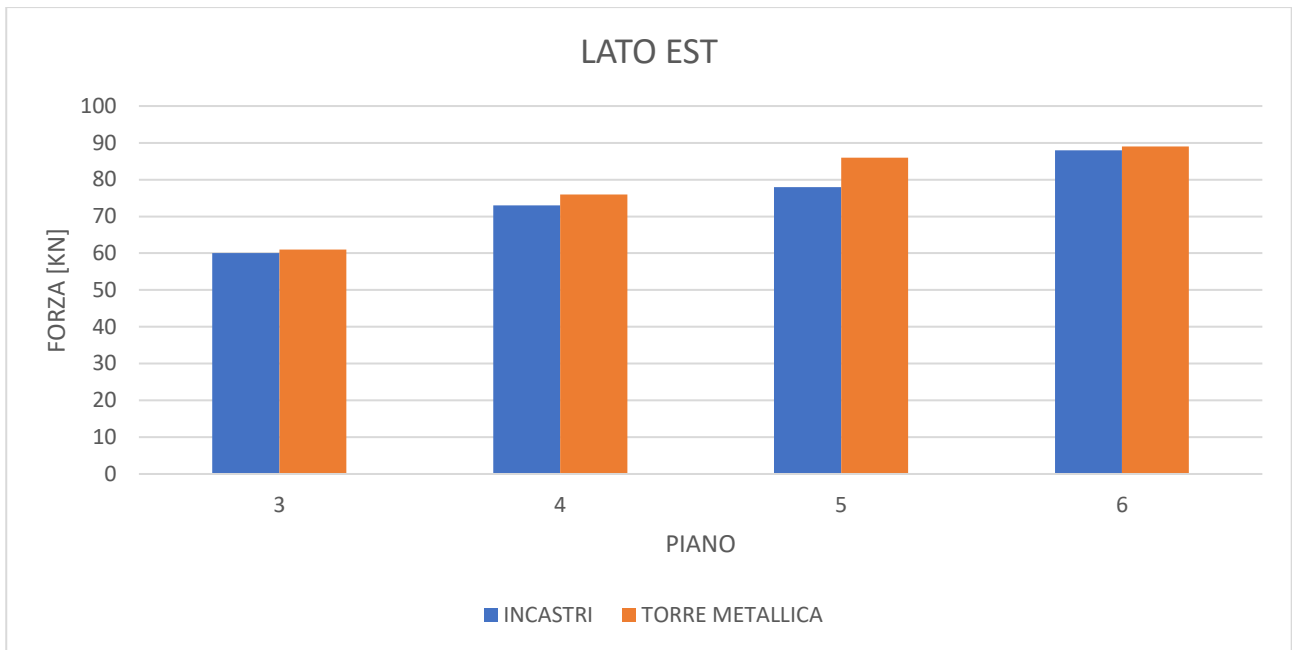


Figura 9.29: Valori massimi di Forza raggiunti, Lato Est

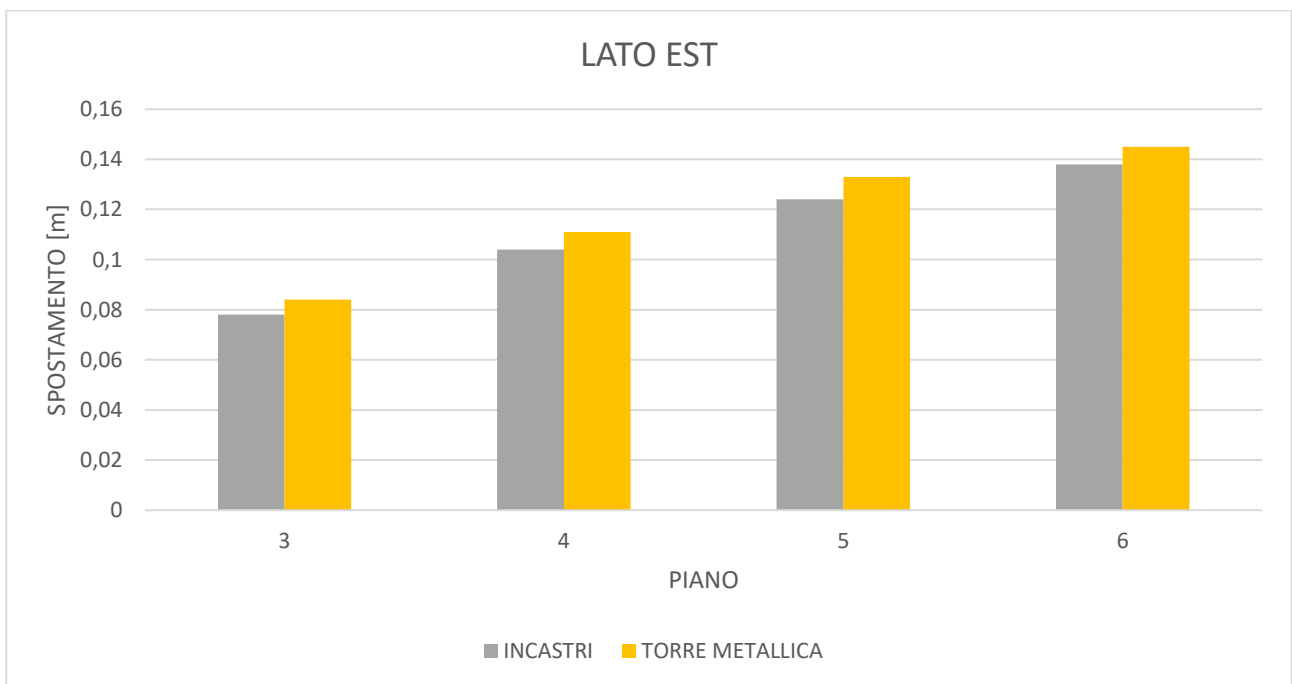


Figura 9.30: Valori massimi di Spostamento raggiunti, Lato Est

9.1.3 Spostamenti di piano e interpiano, modello con dissipatori ancorati alle torri metalliche

Per fare questa valutazione è stata presa come “cavia” una singola pilastrata, per semplicità di riconoscimento, dato che l’edificio è simmetrico sia lungo X che lungo Y, è stata scelta la pilastrata che sta in corrispondenza dell’origine degli assi di riferimento, come possiamo vedere nella figura seguente.

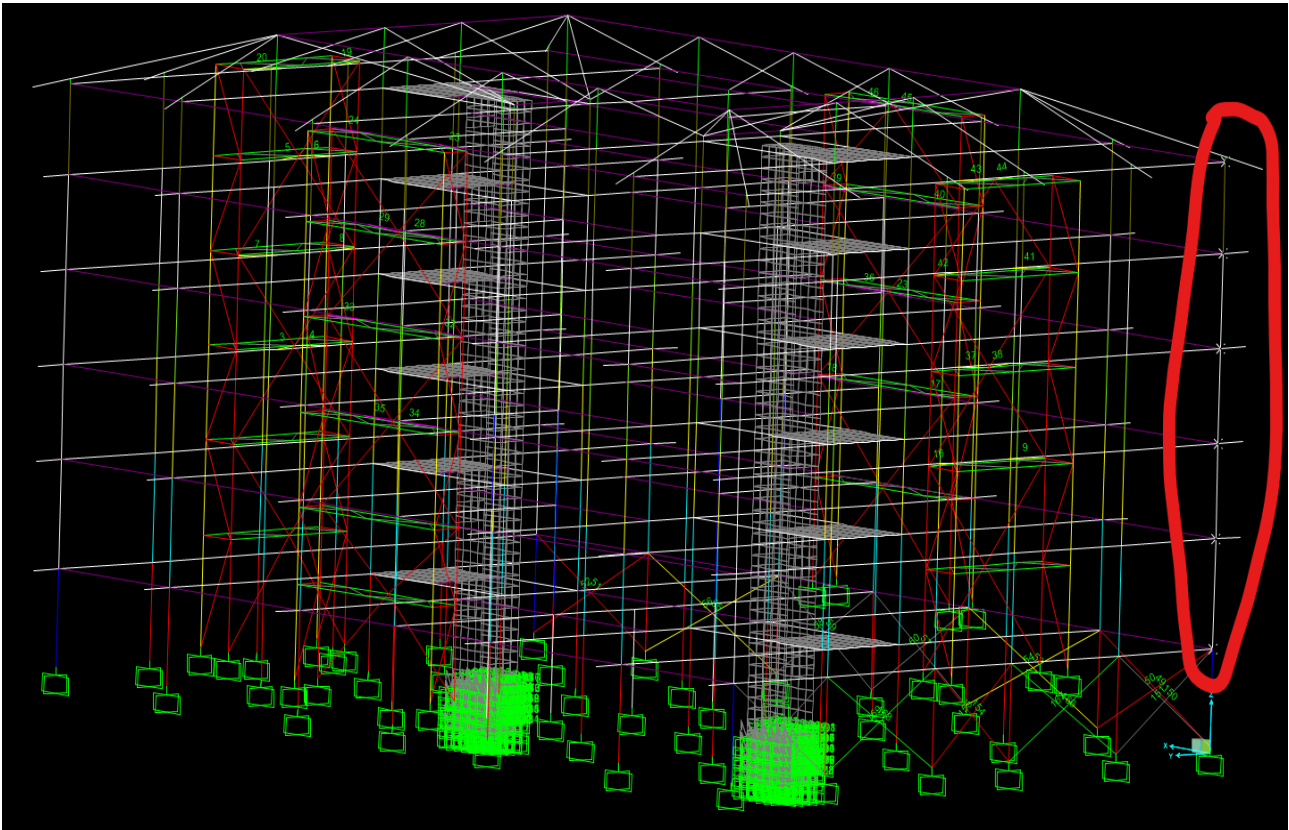


Figura 9.31: Modello con torri metalliche con pilastrata evidenziata

Prendendo in esame ogni singolo nodo che giace sulla pilastrata trattata, sono stati valutati tutti gli spostamenti di piano e successivamente, mettendo in relazione gli spostamenti di un i-esimo nodo con quelli di un i-1-esimo nodo, sono stati tirati fuori anche gli spostamenti di interpiano, espressi poi anche in valore percentuale, così da facilitare il confronto con i valori riportati nelle NTC2018, e quindi le conseguenti verifiche di rigidezza.

Per quanto riguarda queste verifiche, vengono considerati gli stati limite SLD ed SLV, con le seguenti limitazioni di norma.

SLV:

$$\delta_i \leq 0,5\% \cdot h_i$$

SLD:

$$\delta_i \leq 1 \% \cdot h_i$$

Di seguito riportiamo i risultati riscontrati dalle varie analisi condotte ai diversi SL considerati:

SPOSTAMENTI DI PIANO [m]

PIANO	SLV1		SLV2		SLV3		SLD1		SLD2		SLD3	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	0,0052	0,0067	0,0054	0,0058	0,0065	0,0065	0,0020	0,0022	0,0021	0,0021	0,0021	0,0025
2	0,0231	0,0293	0,0237	0,0235	0,0328	0,0246	0,0079	0,0098	0,0092	0,0087	0,0105	0,0099
3	0,0452	0,0538	0,0459	0,0412	0,0655	0,0446	0,0149	0,0188	0,0169	0,0153	0,0208	0,0172
4	0,0673	0,0779	0,0697	0,0582	0,0985	0,0663	0,0236	0,0272	0,0241	0,0216	0,0309	0,0232
5	0,0859	0,0963	0,0906	0,0711	0,1240	0,0852	0,0306	0,0335	0,0315	0,0262	0,0381	0,0299
6	0,0985	0,1050	0,1050	0,0772	0,1380	0,0962	0,0354	0,0368	0,0379	0,0300	0,0413	0,0399

SPOSTAMENTI DI INTERPIANO [m]

DELTA	SLV1		SLV2		SLV3		SLD1		SLD2		SLD3	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
δ_{01}	0,0052	0,0067	0,0054	0,0058	0,0065	0,0065	0,0020	0,0022	0,0021	0,0021	0,0021	0,0025
δ_{12}	0,0184	0,0227	0,0185	0,0178	0,0263	0,0186	0,0061	0,0078	0,0072	0,0067	0,0084	0,0074
δ_{23}	0,0228	0,0267	0,0233	0,0192	0,0327	0,0220	0,0081	0,0094	0,0081	0,0072	0,0104	0,0077
δ_{34}	0,0251	0,0268	0,0260	0,0192	0,0331	0,0232	0,0097	0,0093	0,0102	0,0072	0,0109	0,0083
δ_{45}	0,0289	0,0239	0,0314	0,0192	0,0282	0,0224	0,0110	0,0084	0,0122	0,0073	0,0123	0,0084
δ_{56}	0,0235	0,0179	0,0245	0,0149	0,0228	0,0148	0,0091	0,0064	0,0096	0,0059	0,0099	0,0058

SPOSTAMENTI DI INTERPIANO PERCENTUALI [m]

DELTA	SLV1		SLV2		SLV3		SLD1		SLD2		SLD3	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
δ_{01}	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
δ_{12}	0,005	0,006	0,005	0,005	0,007	0,005	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
δ_{23}	0,007	0,008	0,007	0,006	0,010	0,007	0,003	0,003	0,003	0,002	0,003	0,002
δ_{34}	0,008	0,008	0,008	0,006	0,010	0,007	0,003	0,003	0,003	0,002	0,003	0,003
δ_{45}	0,007	0,006	0,008	0,005	0,007	0,005	0,003	0,002	0,003	0,002	0,003	0,002
δ_{56}	0,008	0,006	0,008	0,005	0,007	0,005	0,003	0,002	0,003	0,002	0,003	0,002

I valori che a noi interessano di più, ai fini delle verifiche di legge, sono questi riportati nell'ultima tabella, ovvero i valori degli spostamenti di interpiano riportati in percentuale, così da facilitare il confronto.

Presa visione dei limiti di norma, possiamo ben notare che tutti i valori in tabella non eccedono le limitazioni precedentemente riportate, in quanto per l'SLV siamo sempre al di sotto dell'1%, mentre per l'SLD siamo al di sotto del 5‰, possiamo dunque dire che le verifiche di rigidezza risultano soddisfatte.

9.1.4 Accelerazioni di piano modello con dissipatori ancorati alle torri metalliche

Vengono ora riportate le accelerazioni di piano del modello con dissipatore lineari, considerando tutte e 3 le storie temporali, per gli stati limite SLO, SLD, SLV.

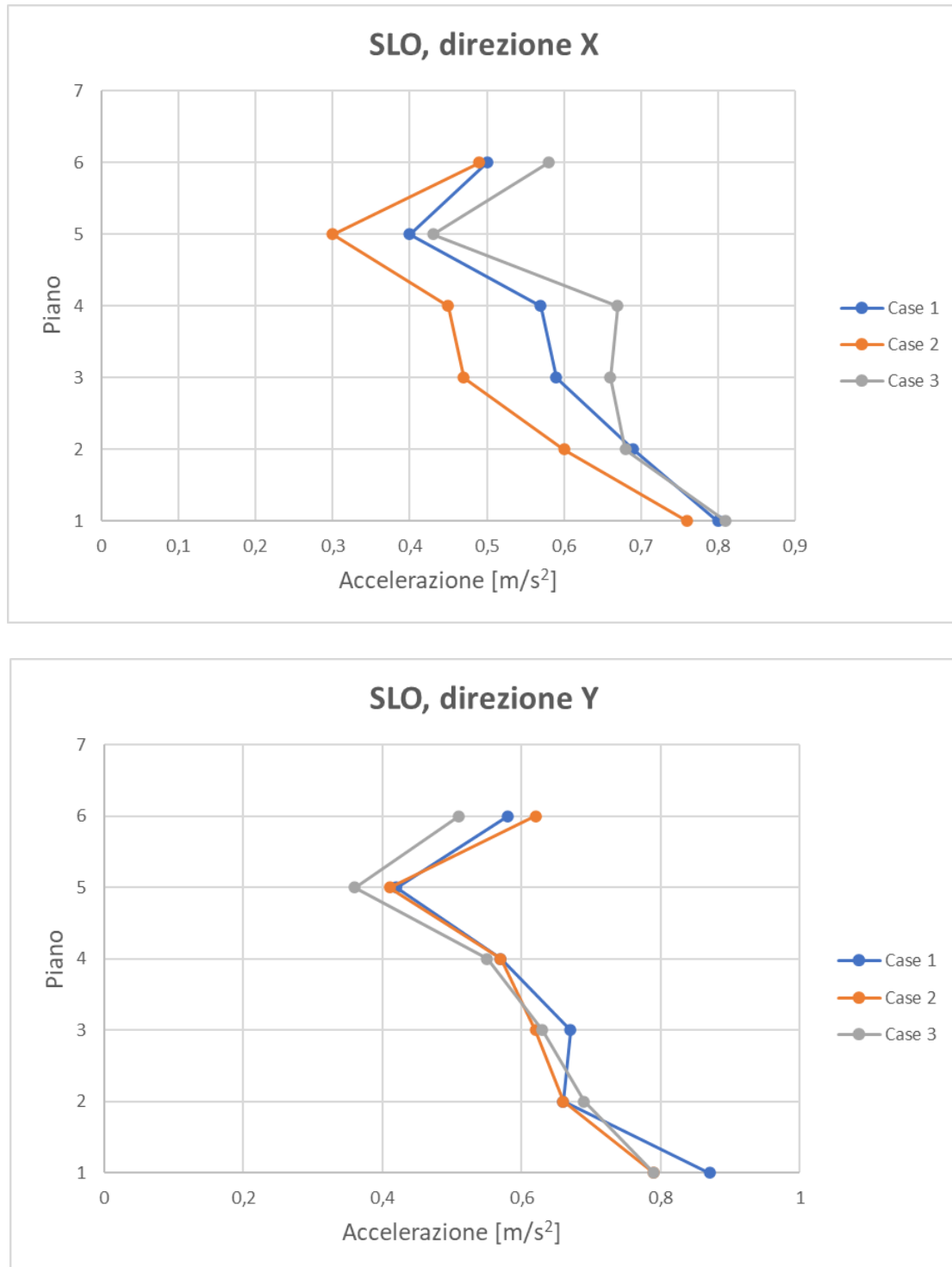


Figura 9.32: Confronto accelerazioni di piano SLO

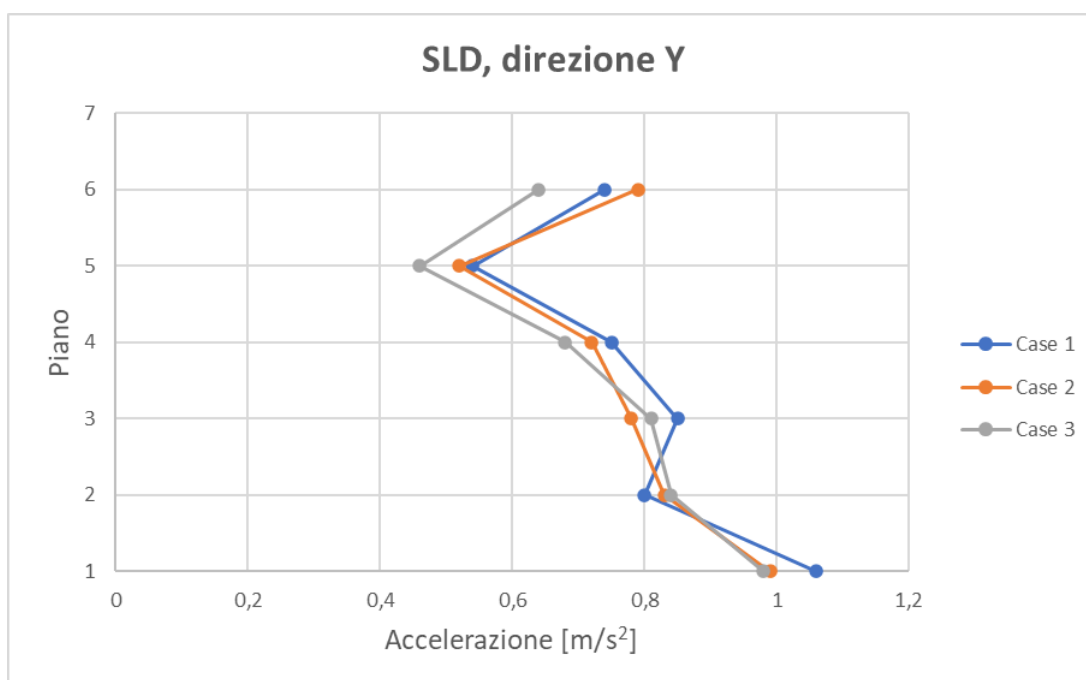
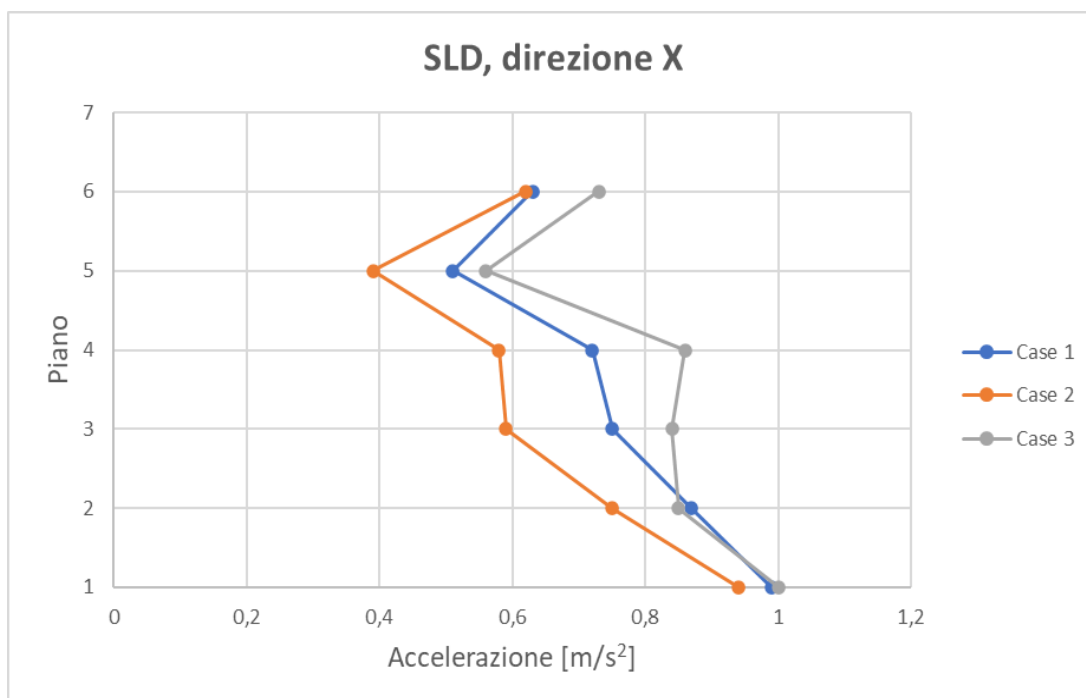


Figura 9.33: Confronto accelerazioni di piano SLD

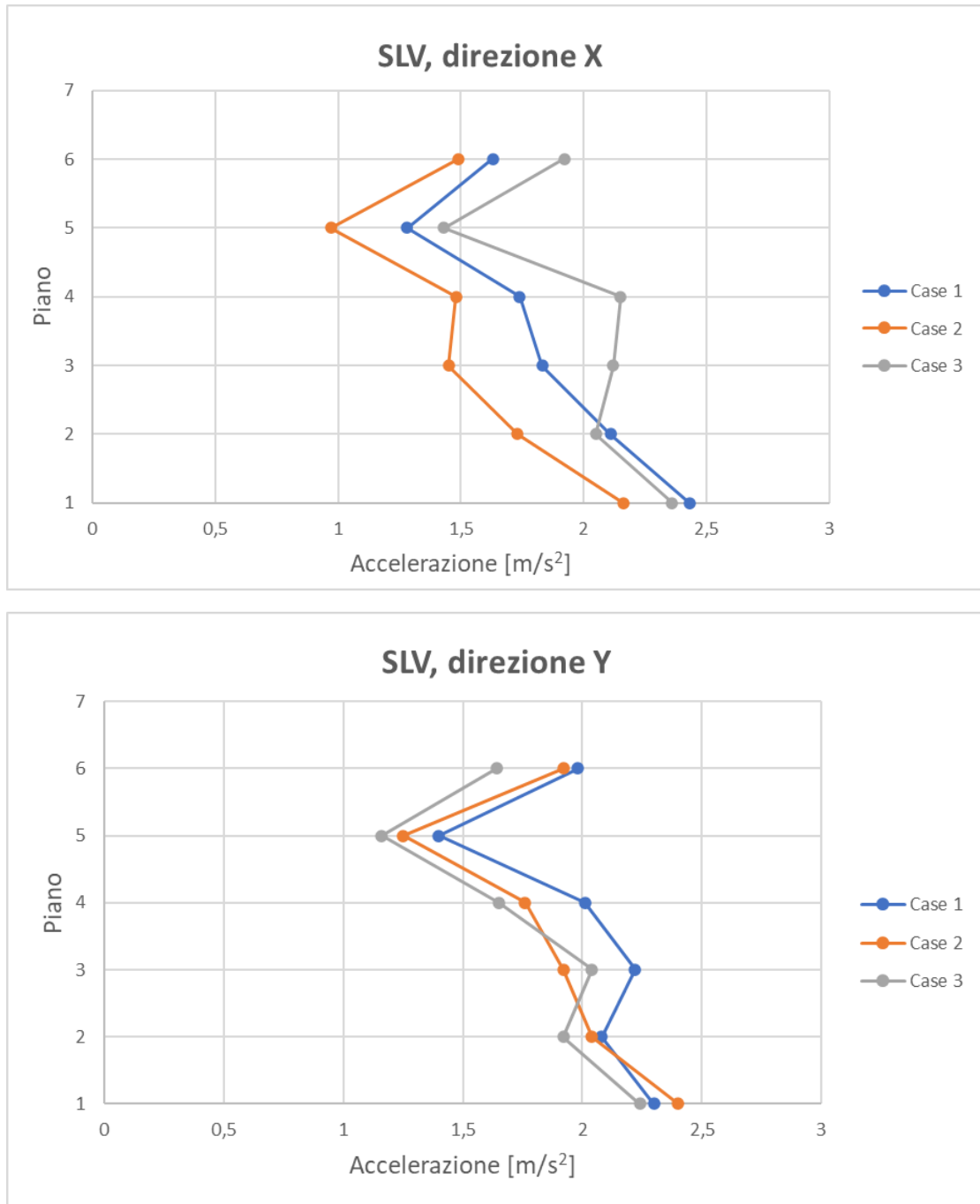


Figura 9.34: Confronto accelerazioni di piano SLV

Dai grafici quello che possiamo notare è che, considerando tutte e 3 le storie temporali prese in esame, i valori in termini di accelerazione, sono molto più distaccati tra loro in direzione X che in direzione Y.

Diciamo dunque che lungo X il range di valori di accelerazione che abbiamo risulta molto più ampio di quello che risulta lungo Y, dove i valori in generali risultano più “raggruppati”.

Come pronosticabile, i valori di accelerazione aumento passando dallo SLO con un valore massimo di accelerazione 0.8 m/s^2 ad un valore di 2.43 m/s^2 all’ SLV.

È possibile notare inoltre che la massima accelerazione si ha alla base della struttura, con un valore di 2.43 m/s^2 allo stato limite SLV.

9.1.5 Verifiche di Resistenza

Dato che questo adeguamento sismico prevede l’utilizzo di torri metalliche perimetrali, che fungono da contrasto per i dissipatori FVDs, occorre verificare se il dimensionamento delle sopracitate risulta soddisfacente o no, questo può essere appurato prendendo le massime sollecitazioni dalle analisi precedentemente svolte all’SLC e svolgendo con esse le verifiche di resistenza.

La normativa a riguardo ci dice che:

4.2.4.1.2.1 Trazione

L’azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Figura 9.35: Normativa verifiche di resistenza acciaio

Qui di seguito invece riportiamo la geometria di un generico piano della generica torre, dividendo e numerando le diverse sezioni che la compongono.

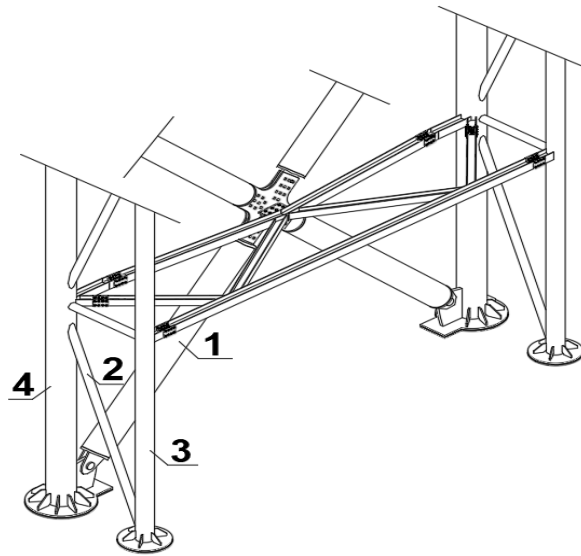


Figura 9.36: Geometria torre metallica

Dove le sezioni numerate in figura corrispondono a:

	SEZIONE	SPESSORE	AREA
1 --->	$\phi 323,9$	12 mm	96 cm ²
2 --->	$\phi 101,6$	6 mm	14,8 cm ²
3 --->	$\phi 203$	6 mm	30,6 cm ²
4 --->	$\phi 323,9$	12 mm	96 cm ²

Noto che l'acciaio utilizzato per la costruzione della torre è del tipo S355, da cui conosciamo la tensione di snervamento f_{yk} , possiamo calcolare le tensioni resistenti, una per ogni tipo di sezione, grazie alle formule riportate in normativa.

N_{Rd}		
$N_{Rd} 1 =$	3245,714	KN
$N_{Rd} 2 =$	500,381	KN
$N_{Rd} 3 =$	1034,571	KN
$N_{Rd} 4 =$	3245,714	KN

Di seguito riportiamo invece tutte le tensioni sollecitanti estrapolate dalle analisi che abbiamo svolto al SAP tenendo conto di tutte le storie temporali, allo Stato Limite di Collasso (SLC), per confrontarle con le precedenti tensioni resistenti.

TORRE NORD	SLC1		SLC2		SLC3	
	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.
1	274	308	216	255	290	347
2	77	120	79	84	68	92
3	256	412	264	291	229	308
4	508	596	371	634	525	623

TORRE SUD	SLC1		SLC2		SLC3	
	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.
1	241	328	217	272	313	358
2	107	73	79	96	67	74
3	247	192	177	228	154	172
4	328	529	419	461	418	572

TORRE EST	SLC1		SLC2		SLC3	
	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.
1	375	464	274	388	269	357
2	128	115	105	104	111	138
3	395	331	323	340	339	446
4	556	795	513	664	386	614

TORRE OVEST	SLC1		SLC2		SLC3	
	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.	TRAZ.	COMPR.
1	370	397	313	309	273	309
2	93	100	87	97	92	93
3	204	244	182	226	206	239
4	523	628	350	523	363	537

Ora tenendo in considerazione tutti i valori sopra riportati e confrontandoli tra di loro, possiamo notare che nessun valore di tensione sollecitante, supera il suo corrispettivo in termini di tensione resistente, questo indica che le verifiche risultano soddisfatte.

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

9.1.6 Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità sono delle ulteriori verifiche che si svolgono nelle strutture in acciaio quando si hanno delle aste che possono essere sottoposte a degli sforzi di compressione.

Questo perché l'acciaio per definizione, se sottoposto ad uno sforzo di compressione troppo elevato, si instabilizza prima di arrivare a plasticizzazione, e questo accade quando le aste in questione risultano eccessivamente snelle.

Essendo questo un adeguamento sismico, sappiamo che gli sforzi che subiranno le aste di acciaio saranno ciclici e simmetrici, quindi sicuramente avremo degli sforzi di compressione anche importanti; le verifiche di stabilità in questo caso quindi, si rendono necessarie per valutare se le torri metalliche sono state progettate con aste sufficientemente tozze.

La normativa a riguardo ci dà le seguenti indicazioni:

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove $\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

Figura 9.37: Normativa verifiche di stabilità acciaio

Dai valori riportati in Tab. 4.2.VIII sappiamo che $\alpha=0.21$, noto ciò, possiamo calcolare tutti i parametri richiesti dalla normativa, per ogni sezione che compone la torre metallica.

SEZIONE	PARAMETRI ADIMENSIONALI		CARICO CRITICO EULERIANO [N]	χ	$N_{b,Rd}$
	ϕ	λ			
1	0,571936793	0,338732561	29702000	0,96826502	3142,7116
2	1,124302015	1,035889578	489624,5	0,64048225	320,48512
3	0,71470011	0,589568369	3125226	0,89390511	924,80869
4	0,571936793	0,338732561	29702000	0,96826502	3142,7116

Calcolati tutti i parametri adimensionali e il carico critico euleriano, possiamo trovare la Tensione resistente massima attribuibile ad ogni diversa sezione e, noti gli sforzi di compressione dalle tabelle precedentemente riportate possiamo fare il confronto.

Dal confronto si evince che nessuno sforzo sollecitante di compressione supera le tensioni resistenti di stabilità calcolate, quindi la verifica di stabilità risulta soddisfatta e le aste in acciaio non si instabilizzano.

$$N_{ed,compr.} < N_{b,Rd}$$

10. CONCLUSIONI

Nel presente elaborato di tesi viene analizzato l'adeguamento sismico di un edificio mediante controventi dissipativi esterni dotati di dissipatori fluido-viscosi (FVDs).

In particolare, l'intervento prevede la realizzazione di torri metalliche costruite in adiacenza all'edificio e collegato ad esso mediante i dispositivi di dissipazione viscosa che quindi si attivano per gli spostamenti relativi di piano tra l'edificio e la torre rigida esterna.

Nel realizzare un tale intervento è possibile scegliere due soluzioni, corrispondenti a due differenti scelte progettuali: la prima consiste nel conservare le vecchie tamponature e quindi mantenere l'edificio rigido con spostamenti bassi, ma un'elevata frequenza di oscillazione; la seconda soluzione invece consiste in un intervento più radicale che prevede la demolizione delle vecchie tamponature e la loro sostituzione con tamponature leggere costruite a secco, rendendo quindi più deformabile il telaio, che quindi è caratterizzato da spostamenti più grandi e una frequenza di oscillazione più bassa.

Alla fine, è stata adottata la seconda soluzione, che prevede quindi la demolizione delle tamponature vecchie e la messa in opera di nuove tamponature alleggerite, formate in questo caso da pannelli in cartongesso per esterno; oltre a ciò, si è resa necessaria anche la demolizione dei balconi dei lati est/ovest, per fare spazio alle torri metalliche.

Questa soluzione oltre ad essere più efficiente dal punto di vista della risposta sismica, permette anche una riqualificazione energetica ed estetica dell'edificio.

In particolare, dal punto di vista strutturale il risultato finale ottenuto è un edificio più leggero, più flessibile, con spostamenti più elevati ed una conseguente maggiore energia dissipata, una maggiore efficacia delle torri metalliche, riuscendo anche a mantenere una buona snellezza delle sezioni che le compongono.

Tutto questo è dimostrato dai risultati ottenuti dalle varie analisi dinamiche non lineari svolte, dalle quali si evince che:

- i dissipatori posti in opera (FVDs) riescono a dissipare una buona quantità di energia in entrata;
- gli spostamenti di interpiano dell'edificio sono compatibili con gli spostamenti massimi relativi alla nuova tamponatura posta in opera, anche per eventi rari;

- le accelerazioni che subisce la struttura sono basse, quindi l'edificio risulta protetto anche nel "contenuto", (nelle parti non strutturali, nelle connessioni e negli impianti) anche per sismi rari;

Bisogna infine specificare che tutto questo è stato analizzato sia sul modello "completo", ovvero il modello dove sono presenti le torri metalliche a fare da contrasto ai dissipatori, sia su un modello fittizio con dissipatori vincolati all'esterno con degli incastri, per simulare la situazione di contrasto esterno infinitamente rigido.

Il confronto riportato nella tesi tra i risultati delle analisi dei due modelli, ha dimostrato che il sistema di protezione sismica dell'edificio, è molto funzionale ed efficace anche ce.

11. BIBLIOGRAFIA

[1] NTC 2018, Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018.

[2] Ministero dei LL.PP., CIRCOLARE 23 MAGGIO 1957 N°1472, Armature delle strutture in cemento armato.

[3] EN 15129 versione ufficiale (edizione Novembre 2009), UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione Via Sannio, 2 20137 Milano, Italia.

[4] AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 3th Edition 2010. 19.

[5] AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4th Edition 2014. 20.

[5] UNI EN 1998-2, Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 2: Ponti. FEBBRAIO 2006.

[7] W. J. McVitty, M. C. Constantinou, SEISMIC ISOLATION BOUNDING ANALYSIS: PROPERTY MODIFICATION FACTOR APPROACH OF ASCE 7-2016 AND ASCE 41-2017.

[8] ASCE STANDARD ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building.

[9] ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

[10] Appunti del corso "Sistemi avanzati di protezione antisismica" A.A. 2021/2022

