

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

Vulnerabilità strutturale e sismica della scuola di Norcia

Analisi e modellazione



Relatore

Prof. Ing. Luca Giordano

Correlatore:

Dott. Ing. Paolo Castaldo

Laureando

Matteo Giovanni Arrigo

Dicembre 2018

Alla mia famiglia,
Ai miei Nonni.

Ringraziamenti

Desidero ringraziare di cuore tutte le persone che mi hanno sostenuto in questo lungo percorso di studi. A loro va la mia riconoscenza, il mio amore e il mio grazie.

Un ringraziamento va al Prof. Luca Giordano, per avermi dato l'opportunità di affrontare questo lavoro di tesi, per la sua cultura e la sua esperienza trasmessa. Un ringraziamento va all'Ing. Paolo Castaldo, per avermi accompagnato in tutti gli step di questo lavoro, per la sua cultura che hanno rappresentato per me, un momento di crescita umana e scientifica. Senza di Lui questo percorso probabilmente non avrebbe mai avuto inizio. A Lui vanno la mia stima più profonda e un sincero Grazie.

Ringrazio tutti i miei amici che hanno avuto un peso determinante nel conseguimento di questo risultato, punto di arrivo e contemporaneamente di partenza della mia vita. Grazie per aver condiviso con me in questi anni le esperienze più importanti e le avventure più belle che porterò con me per tutta la vita.

Ringrazio i miei fratelli Giuseppe e Gabriele per avermi spinto a dare sempre il massimo, alla mia fidanzata Giuliana per avermi sostenuto e fatto sentire grande con il suo amore e alla mia nipotina Giorgia che, con il suo splendore, i suoi messaggi, le sue chiamate hanno portato momenti di allegria alle giornate più cupe.

Per ultimo, ma i più importanti, ringrazio coloro che hanno fatto sì che tutto ciò si realizzasse, mia Madre e mio Padre, che, con il loro dolce e instancabile sostegno, sia morale che economico, mi hanno permesso di essere quello che sono e arrivare fin qui davanti a voi oggi, e di realizzare i miei sogni. A Voi dedico questo lavoro con grande amore. Vi voglio bene.

Indice

1	Descrizione dell'opera	3
1.1	Sistema struttura	3
1.2	Documentazione disponibile	4
1.3	Documentazione fotografica	4
1.4	Analisi storica	5
1.5	Caratteristiche dei materiali	7
1.6	Analisi dei carichi	11
1.7	Azione sismica di progetto	13
2	Analisi strutturale	17
2.1	Introduzione	17
2.2	Analisi Pushover	18
2.2.1	Curva di capacità	20
2.2.2	Linearizzazione della curva di capacità	21
2.2.3	Conversione di MDOF in SDFOF equivalente	23
2.2.4	Profili di Carico	25
2.2.5	Valutazione del punto di funzionamento	26
2.3	Analisi Dinamica non lineare	36
3	Controllo delle vibrazioni	39
3.1	Isolamento alla base	41
3.2	Isolamento sismico in Italia	43
3.3	Dispositivi di isolamento simico	47
3.3.1	Isolatori elastomerici	47
3.3.2	Isolatori a scorrimento	50
3.3.3	Isolatori Elastomeri-Scorrevoli	52
4	Teoria isolamento e modellazione	53
4.1	Isolamento lineare	53
4.1.1	Sistema 2-DOF	53
4.1.2	Sistema MDOF	58
5	Friction Pendulum System (FPS)	61
5.1	Comportamento meccanico	61
5.2	Comportamento dinamico	63
5.3	Indagini sperimentali isolatori attritivi	66
5.3.1	Dipendenza dalla velocità di scorrimento	67

5.3.2	Effetto della Temperatura	68
5.3.3	Effetto dello slick-slip	69
5.3.4	Effetto della durata dei carichi e della distanza percorsa . . .	69
5.4	Modellazione isolatori attritivi	69
5.4.1	Modellazione non lineare	71
6	Modellazione struttura agli elementi finiti	75
6.1	Geometria	76
6.2	Materiali	84
6.3	Carichi	89
6.4	Modello di plasticità	89
7	Analisi e Progettazione sistema di isolamento	97
7.1	Analisi lineare	97
7.1.1	Verifiche statiche	99
7.2	Analisi Modale	100
7.3	Analisi Statica non lineare	107
7.3.1	Risultati	108
7.4	Applicazione del Metodo N2	119
7.5	Progettazione sistema di isolamento	121
7.5.1	Analisi modale	126

Sommario

La protezione dagli effetti del terremoto è essenziale per la sicurezza delle costruzioni, in un paese ad alto rischio sismico come l'Italia, in cui nel XX secolo i terremoti hanno causato 120.000 vittime, e negli ultimi 9 anni sono stati spesi circa 20 miliardi di euro per il ripristino e la ricostruzione post-sisma. Negli ultimi decenni all'approccio progettuale tradizionale, basato sul garantire alle strutture un'elevata duttilità che consenta loro di danneggiarsi in modo diffuso senza crollare, si sono affiancate le tecniche innovative dell'isolamento sismico e della dissipazione di energia.

La tecnica dell'isolamento sismico si basa principalmente sull'introduzione, per gli edifici solitamente tra le fondazioni ed il primo solaio, di particolari apparecchi denominati isolatori che, grazie alla loro modesta rigidità orizzontale, disaccoppiano il moto della struttura da quello del terreno. Le caratteristiche dinamiche della struttura vengono modificate così da spostare il periodo fondamentale in un campo di periodi lontani da quelli a cui sono associate le amplificazioni maggiori. Questo implica una notevole riduzione dell'energia in ingresso alla struttura, permettendo una sensibile diminuzione delle accelerazioni orizzontali, e quindi delle forze, che agiscono in corrispondenza dei vari impalcati dell'edificio.

Il presente studio ha lo scopo di studiare il sistema di isolamento e di dissipazione energetica del caso studio della Scuola "De Gasperi" di Norcia attraverso una modellazione a "fibra" e con l'inserimento di dispositivi attrittivi "friction pendulum". In particolare nel capitolo 1 viene fornita una descrizione generale della struttura, sia da un punto di vista storico che strutturale, con riguardo alla valutazione dei carichi agenti sulla struttura. Nel capitolo 2 si dà un quadro generale delle analisi utilizzate nel lavoro con brevi cenni di teoria strutturale. Nel capitolo 3 si fa una panoramica generale dell'isolamento sismico in Italia e dei tipi di dispositivi principali in commercio utilizzati per l'isolamento di strutture che possono essere sia edili che infrastrutturali. Nel capitolo 4 si accennano i principi fondamentali che stanno dietro all'isolamento sismico e alla dinamica dei sistemi SDOF e dei sistemi MDOF necessari per comprendere il comportamento degli edifici convenzionali su base fissa e poterli poi confrontare con quello degli edifici isolati alla base. Nel capitolo 5 si concentra l'attenzione sui dispositivi a scorrimento (FPS), entrando in merito al comportamento meccanico e alle problematiche che sussistono e che ne influenzano il reale comportamento sia in condizione dinamiche che statiche. Nel capitolo 6 si ha modo di applicare ad un caso studio (una scuola nel comune di Norcia) la teoria appresa nei capitoli precedenti. Attraverso l'utilizzo del software SAP2000 si è modellata la struttura per eseguire inizialmente delle verifiche sugli elementi resistenti prescritte dal D.M. 17/01/2018, in modo da capire se l'armatura delle sezioni presenti fossero in grado di sopportare determinati carichi. Nel seguito sono state eseguite analisi statiche non lineari per indagare sulla duttilità reale della struttura e per trovare il performance point della struttura. Nel capitolo infine si dimensiona e verifica il sistema di isolamento, composto da isolatori scorrevoli FPS con successive verifiche prescritte dal D.M. 17/01/2018 allo stato limite

di esercizio controllando gli spostamenti d'interpiano con delle analisi dinamiche non lineari.

Capitolo 1

Descrizione dell'opera

1.1 Sistema struttura

L'edificio oggetto di studio, è stato realizzato negli anni '60 e poi collaudato nel 1965. Esso è caratterizzato da una struttura reticolare in cemento armato fondata su un reticolo di travi rovesce avente dimensioni in pianta 12,8 m nella direzione trasversale e 59,8 m nella direzione longitudinale. L'altezza massima, in corrispondenza del colmo di copertura è di circa 16m dallo spiccato di fondazione. Il fabbricato è costituito da un piano seminterrato e da 3 piani fuori terra con un sottotetto non praticabile. La struttura fu progettata seguendo le normative dell'epoca e in particolare mediante analisi di modelli piani schematizzanti i vari telai di cemento armato disposti in direzione trasversale dell'edificio. Inoltre venne tenuto conto dal progettista, seppur non richiesto dalle normative dell'epoca, dell'azione sismica, con un'accelerazione di 0.07g nel calcolo dei telai.

L'edificio, originariamente fu pensato come tre blocchi distinti allineati longitudinalmente, che furono poi successivamente solidarizzati in un unico corpo, nel corso dei vari interventi che verranno di seguito descritti.



Figura 1.1: Prospetto Nord dell'edificio

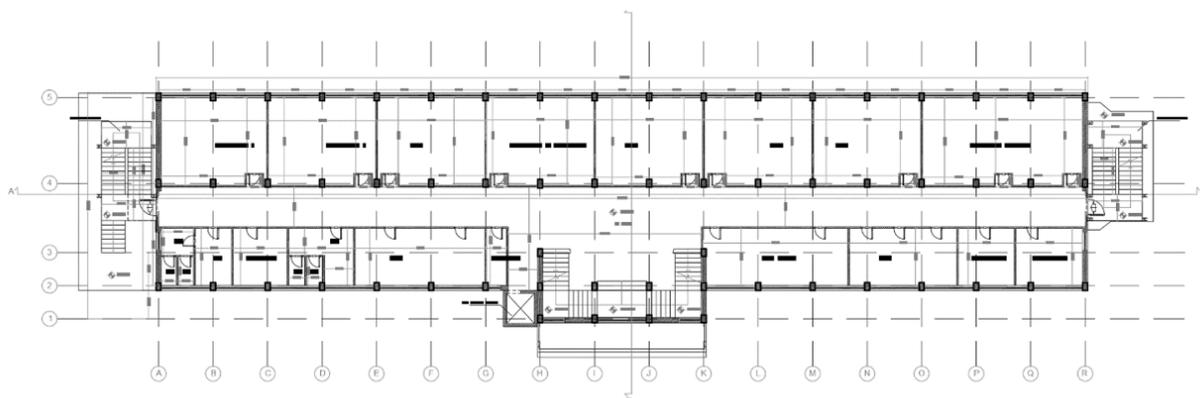


Figura 1.2: Pianta impalcato tipo in elevazione

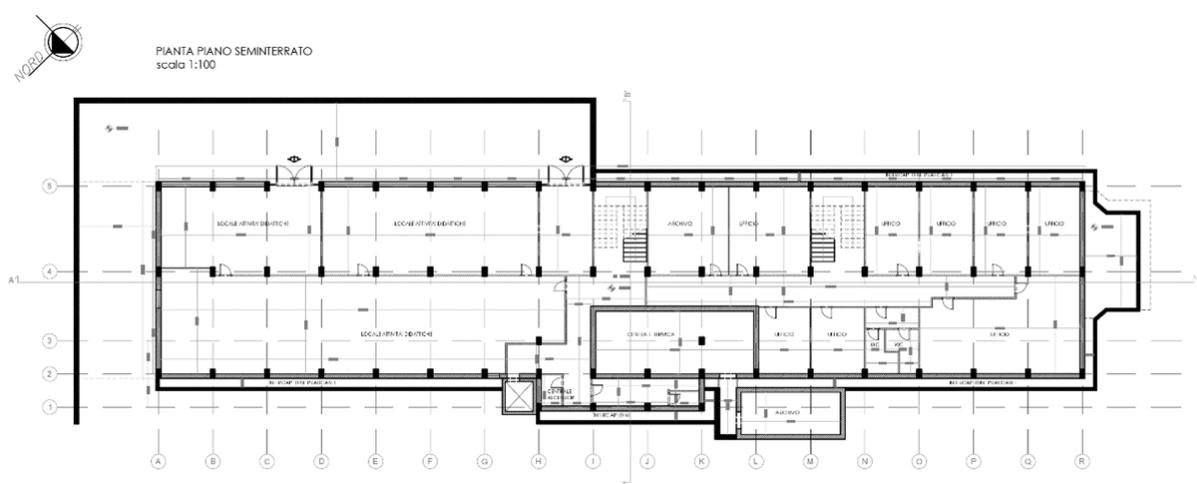


Figura 1.3: Pianta seminterrato

1.2 Documentazione disponibile

Si distinguono tre studi della struttura nel tempo 1999-2003-2010. Il primo studio, effettuato dall'ex servizio sismico nazionale, vengono caratterizzati i materiali e realizzato un progetto simulato. Il secondo studio caratterizza i materiali con una campagna di indagini più esaustiva e propone un intervento di adeguamento con controventi dissipativi, ma ne realizza solo una parte. Il terzo e ultimo studio nel 2010 completa l'intervento proposto nel 2003 applicandone alcune modifiche.

1.3 Documentazione fotografica

Si riportano alcune immagini dell'edificio, con intervento ultimato sia prima della sequenza di eventi sismici del 2016, sia dopo.



Figura 1.4: Edificio visto dall'esterno prima del 2016



Figura 1.5: Edificio visto dall'esterno prima del 2016

1.4 Analisi storica

Il primo studio è stato effettuato dall'ex Servizio sismico nazionale nel 1999 in seguito al terremoto dell'Umbria-Marche del 1997, che ha arrecato diversi danni alla struttura. In questa fase sono state effettuate delle analisi distruttive e non distruttive alla struttura per caratterizzare il materiale e redare un primo progetto simulato. Nel 2000 la struttura entra nel progetto di monitoraggio nazionale da parte della Protezione Civile. In essa vengono installati 11 accelerometri AC-5x in tutte le parti della struttura ad eccezione del primo orizzontamento. Nel 2003 a seguito della classificazione di Norcia come zona sismica I, si è proceduto a nuove campagne di indagini finalizzate alla redazione di un primo intervento di adeguamento/miglioramento sismico. Nel 2010 viene riassegnata la redazione dell'intervento di adeguamento globale della struttura ad altri professionisti, partendo dal progetto precedente e modificandone alcune parti.

Anno	Evento
Primi anni '60	Realizzazione fabbricato
1965	Collaudo statico
26/09/1997	Terremoto Umbria Marche
1999-2000	Prove materiali e rilievi geometrici Servizio Sismico Nazionale
1999-2000	Studio adeguatezza sismica, creazione modelli elastico e non lineare
2000	Prove dinamiche di collaudo sistema monitoraggio, eccitazione impulsiva Identificate forme modali sperimentali
2003	Norcia dichiarata zona sismica 1° livello
2003	Approvato progetto miglioramento / adeguamento sismico
2005	Intervento di primo stralcio, attuazione di una piccola parte di quanto previsto
2010	Progetto di secondo stralcio, opere di completamento necessarie per il miglioramento statico
2013	Realizzazione controventi dissipativi
2016 (Agosto-Ottobre)	Terremoto Centro Italia

La struttura allo stato di fatto si presenta con un sistema di controventi dissipativi, frutto dell'ultimo intervento di adeguamento terminato nel 2014, e gravemente danneggiata a seguito dello sciame sismico che ha colpito il sito di Norcia nel 2016.



Figura 1.6: Edificio visto dall'interno dopo l'ultimo intervento di adeguamento



Figura 1.7: Edificio visto dall'interno dopo l'ultimo intervento di adeguamento



Figura 1.8: Edificio visto dall'esterno dopo il sisma del 2016

1.5 Caratteristiche dei materiali

Suolo

Non è stato possibile reperire una relazione geologica indicante la tipologia di terreno di fondazione. Per avere informazione per la ricostruzione, si è fatto riferimento



Figura 1.9: Edificio visto all'interno dopo il sisma del 2016



Figura 1.10: Edificio visto all'interno dopo il sisma del 2016

alla stazione NRC del IGNV che distanzia all'incirca 65 m dall'edificio scolastico. I sondaggi effettuati nella stazione NRC consistono in 3 prove penetrometriche dinamiche, correlate con prove SPT. Le indagini suggeriscono un terreno di tipo B.

Materiali

A seguito delle indagini eseguite nel 2010, si è arrivati alla conoscenza delle carpenterie e delle armature nelle travi, nei pilastri e nelle fondazioni. Si riporta un riepilogo delle prove eseguite nella campagna di indagine del 2010:

Prove distruttive

- 8 saggi conoscitivi per la determinazione del numero e del diametro della armature longitudinali e trasversali di alcuni elementi ai diversi piani;
- 11 campioni di calcestruzzo prelevati su diversi elementi con carotte di diametro 100mm ;
- 4 prelievi di barre (50 cm di lunghezza) per prove di trazione , una di staffe sulle travi e tre su barre longitudinali dei pilastri.

Prove non distruttive

- Prove di carbonatazione
- Prove pacometriche.

PROVE DI COMPRESIONE							
NUMERO	UBICAZIONE	h/d	Massa	Rcilindrica	carota	fc	Rc
			Volumica (Kg/m ³)	(N/mm ²)			
C1	Pilastro piano interrato	3.0	2215	25.2			
C2	Pilastro piano interrato	2.0	2208	25.9	C1	25,2	37,8
C3	Pilastro piano rialzato	2.0	2215	30.3	C2	25,9	38,9
C4	Pilastro piano rialzato	2.0	2184	21.5	C3	30,3	45,5
C5	Pilastro primo piano	3.0	2246	30.4	C4	21,5	32,3
C6	Pilastro primo piano	2.0	2211	19.9	C5	30,4	45,6
C7	Pilastro secondo piano	1.5	2196	20.0	C6	19,9	29,9
C8	Pilastro secondo piano	2.0	2186	31.1	C7	20	30
C9	Trave 3° impalcato	3.0	2250	38.8	C8	31,1	46,7
C10	Trave 1° impalcato	3.0	2227	22.5			
C11	Trave 1° impalcato	2.0	2154	19.2	C10	22,5	33,8

Rc,med	s	K	Rck
N/mm ²			N/mm ²
37,8	6,81	1,64	26,63

Figura 1.11: Riepilogo prove su calcestruzzo prelevato

Dai dati ottenuti dalle analisi svolte, si può ritenere valido un modello non lineare spaziale della struttura.

Livello di conoscenza

Il livello di conoscenza dichiarato negli interventi di adeguamento sismico è LC3; pertanto il fattore di confidenza per le verifiche è FC=1,0. La resistenza media dichiarata dalla prove a schiacciamento di carote prelevate sulla struttura ed

PROVE PER LA DETERMINAZIONE DEL MODULO ELASTICO				
NUMERO	UBICAZIONE	h/d	Massa Volumica	Modulo elastico
			(Kg/m ³)	(N/mm ²)
C1	Pilastro piano interrato	3.0	2215	20622
C5	Pilastro piano primo	3.0	2246	28172
C9	Trave 3° impalcato	3.0	2250	23237
C10	Trave 1° impalcato	3.0	2227	15756

Figura 1.12: Modulo elastico

PROVE DI TRAZIONE						
NUMERO	UBICAZIONE	Diametro effettivo	Massa unitaria	Tensione snervamento	Tensione rottura	All. A _s
		mm	g/m	N/mm ²	N/mm ²	%
1	A1 – Trave	7.8	383	361	514	32.5
2	A 2 – Pilastro	13.6	1153	386	567	28.5
3	A 3 – Pilastro	13.7	1166	386	563	30.0
4	A 4 – Pilastro	15.5	1496	362	524	31.2

Figura 1.13: Riepilogo prove di trazione sull'armatura

utilizzata per la modellazione è $f_{cm}=25,2$ MPa. Inoltre risulta un modulo di deformazione elastica, secante il limite di snervamento, pari a $E_{cm}=22000$ MPa. Per quanto riguarda l'acciaio di armatura, la resistenza media ottenuta dalle prove è di $f_{ym}=374$ MPa.

1.6 Analisi dei carichi

Pesi Specifici

Calcestruzzo armato 25 kN/m³

Intonaco 15 kN/m³

Laterizio 18 kN/m³

Solaio

Il solaio è stato realizzato in latero-cemento con travetti tralicciati (Celersap). Si riportano i carichi dovuti al peso proprio e ai sovraccarichi accidentali richiesti da normativa NTC 2018 :

Permanenti		
Peso proprio solaio misto (h 16 cm)	180	daN/m ²
Peso proprio soletta (h 4 cm)	100	daN/m ²
Peso proprio pavimentazione e sottofondo	100	daN/m ²
Peso proprio intonaco	30	daN/m ²
Incidenza tramezzi	100	daN/m ²
Carico permanente totale	510	daN/m²

Sovraccarichi accidentali		
Solaio piano 1	300	daN/mq
Solaio piano 2	300	daN/mq
Solaio piano 3	300	daN/mq

Solaio sottotetto non praticabile

Permanenti		
Peso proprio solaio misto (h 16 cm)	180	daN/m ²
Peso proprio soletta (h 4 cm)	100	daN/m ²
Peso proprio pavimentazione e sottofondo	100	daN/m ²
Peso proprio intonaco	30	daN/m ²
Incidenza tramezzi	0	daN/m ²
Carico permanente totale	410	daN/m²

Sovraccarichi accidentali		
Solaio sottotetto (4° livello)	100	daN/m ²

Solaio di copertura

Permanenti		
Peso proprio solaio misto (h 16 cm)	180	daN/m ²
Peso proprio soletta (h 4 cm)	100	daN/m ²
Peso proprio pavimentazione e sottofondo	60	daN/m ²
Peso proprio intonaco	30	daN/m ²
Incidenza tramezzi	52	daN/m ²
Carico permanente totale	422	daN/m ²

Carico Neve

In Umbria per la provincia di Perugia (Zona II), per un' altitudine $a_s=600$ m s.l.m. si ha il valore caratteristico di $q_{sk}=220$ daN/m². Per le coperture dell'edificio in esame, si assume cautelativamente il coefficiente di forma di $\nu_i=0.8$, per cui il carico dovuto alla neve e riferito alla proiezione sull'orizzontale della copertura vale:

$$q_s = 2.19 \cdot 0.8 = 175.2 \text{ daN/m}^2 \quad (1.1)$$

Tamponamenti esterni

Mattone esterno semipieno di 10 cm di spessore. $G=1500$ daN /m₃

Intercapedine areata di 10 cm di spessore

Mattone forato interno di 10 cm di spessore $G=1200$ daN /m₃

Intonaco interno di 1,5 cm di spessore => 30 daN /m₂

Totale peso = 300 daN/m₂

Scale

Permanenti		
Peso trave a ginocchio	375	daN/m ²
Peso soletta rampa	375	daN/m ²
Peso pianerottolo	500	daN/m ²
Peso pavimentazione più sottofondo	100	daN/m ²
Peso proprio intonaco	30	daN/m ²
Carico permanente totale soletta	422	daN/m ²
Carico permanente totale pianerottolo	630	daN/m ²

Sovraccarichi accidentali		
---------------------------	--	--

Scale	400	daN/m ²
-------	-----	--------------------

1.7 Azione sismica di progetto

Per quanto riguarda l'azione sismica di progetto, si è fatto riferimento al Cap. 3.2 della NTC 2018, che definisce le azioni sismiche di progetto a partire dalla pericolosità sismica di base del sito oggetto di studio e dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), al valore di ordinata dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ e alla prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} definite in funzione del periodo di riferimento V_R .

Stati Limite	P_R nel periodo riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 1.1: Probabilità di superamento P_{VR} in funzione del limite considerato

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_{C^*} valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g sul sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Al fine di determinare l'effetto della risposta sismica locale, sono state scelte le caratteristiche stratigrafiche, le proprietà del terreno e le condizioni topografiche della zona. Si è stabilito, facendo riferimento alla campagna di indagine, un tipo di terreno B caratterizzato da rocce tenere e depositi di terreno a grana grossa molto addensati, e come condizioni topografiche una superficie pianeggiante o con un'inclinazione inferiore ai 15° (T1).

Si riportano di seguito gli spettri di accelerazione per la componente orizzontale per i vari stati limiti di superamento.

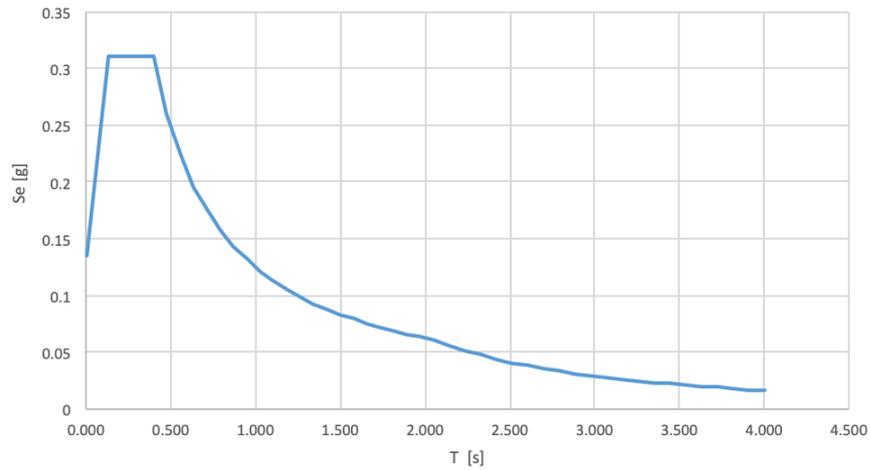


Figura 1.14: Spettro di progetto elastico con $\xi = 5\%$ riferito allo SLO

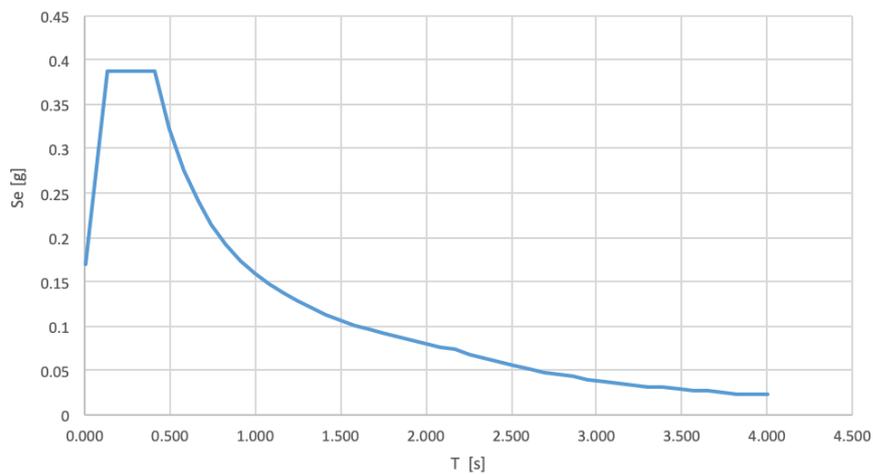


Figura 1.15: Spettro di progetto elastico con $\xi = 5\%$ riferito allo SLD

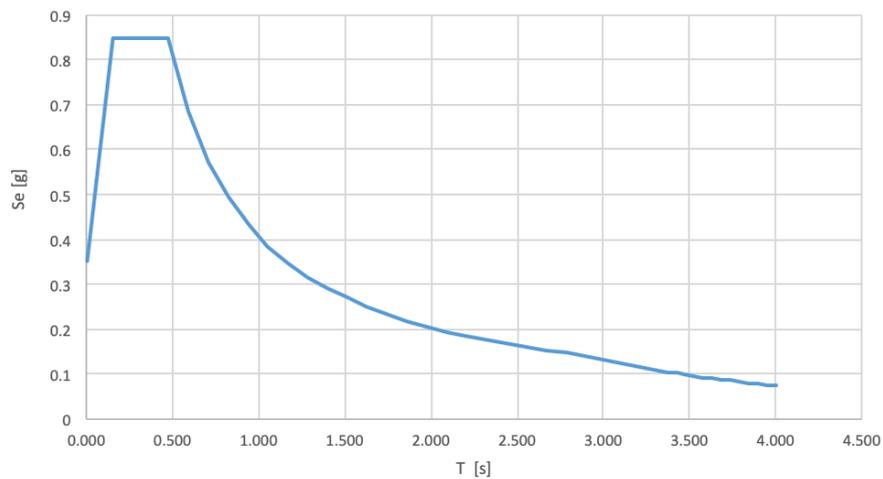


Figura 1.16: Spettro di progetto elastico con $\xi = 5\%$ riferito allo SLV

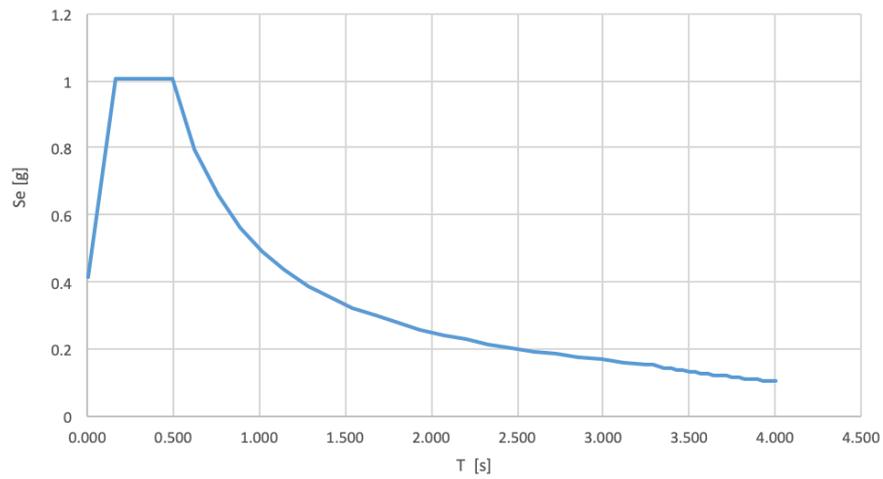


Figura 1.17: Spettro di progetto elastico con $\xi = 5\%$ riferito allo SLC

Capitolo 2

Analisi strutturale

2.1 Introduzione

Prima di procedere con la modellazione della struttura e a seguito con l'affidabilità sismica della struttura isolata, si è ottenuta una visione più accurata sul comportamento sismico della struttura, con strumenti di analisi che hanno permesso di cogliere a pieno il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo ([1]).

L'analisi dinamica non lineare è la tecnica più completa ed efficace per ottenere maggiori informazioni: la risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a multi gradi di libertà (MDOF) non lineare.

Questa però presenta dei limiti legati alla scelta dei parametri che intervengono all'interno dell'analisi, che potrebbe far variare di molto i risultati. Inoltre richiede un elevato costo computazionale e una difficile interpretazione dei risultati.

Per tale motivo, le nuove normative introducono anche un nuovo tipo di analisi che sono statiche ma non lineari, che pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati, tipiche delle analisi statiche lineari, consentono stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare.

Questo tipo di analisi comprendono principalmente due aspetti:

- la determinazione di un legame forza-spostamento (curva pushover o di capacità), rappresentativo del reale comportamento della struttura;
- la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento della struttura a fronte di un evento sismico definito con spettro di risposta elastico in accelerazione.

L'analisi statica non lineare, o comunemente detta analisi Pushover, descrive il comportamento della struttura tramite un semplice legame forza-spostamento. In tal modo la risposta strutturale viene ricondotta a quella di un sistema strutturale ad un grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura di partenza.

I metodi statici non lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema SDOF equivalente e quindi la risposta della struttura (punto prestazionale) soggetta ad un evento sismico.

Esistono diversi approcci in letteratura e tutti sono sintetizzati come in tabella.

Domanda	Definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica possibile nel sito di interesse.
Capacità	Definizione della struttura come modello matematico MDOF e delle relative non linearità.
Risposta	Definizione di un sistema a singolo grado equivalente (SDOF), di un criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura e determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente che sarà poi riconvertito per ottenere la risposta del sistema originario MDOF.
Verifica	Definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limiti corrispondenti ad un evento sismico. Verifica di accettabilità globale e locale.

2.2 Analisi Pushover

L'analisi pushover è attualmente utilizzata per il *displacement-based assesment* di edifici multipiano regolari ed irregolari.

Essa consiste in una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione applicata, che può essere una forza o uno spostamento. La struttura quindi viene "spinta" fino a che non avviene il collasso o un parametro di controllo di deformazione raggiunge una soglia prefissata.

La "spinta" non è altro che una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata da un sistema di forze, che dovrà essere scelto in maniera opportuno, o un sistema di spostamenti applicato.

Il risultato dell'analisi sarà un legame forza-spostamenti caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che schematizza il comportamento dell'intero sistema MDOF in un sistema SDOF equivalente.

Un sistema SDOF è particolarmente semplice e può essere schematizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento rettilineo con massa nulla, rigidità laterale k e incastrato alla base. La configurazione deformata può essere definita quindi da unico parametro che è lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (D_t).

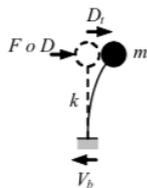


Figura 2.1: Schema sistema ad un grado di libertà (SDOF)

L'analisi di spinta in questi casi, consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento D o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà consentito. Il valore della forza iniziale o dello spostamento non ha alcun peso sull'intera analisi. Le espressioni che esprimono la forzante (forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha d \quad (2.1)$$

$$F = \beta f \quad (2.2)$$

Ad ogni valore di *alpha* e *beta* corrisponde rispettivamente un valore di spostamento D o di forza F . Dunque fissato un valore arbitrario di d o f , il fattore moltiplicativo *alpha* o *beta* viene incrementato gradualmente da zero fino ad un valore finale fissato e che permette di capire la risposta del sistema oggetto di studio.

Il comportamento del sistema è rappresentato da una curva forza spostamento che coincide con il taglio alla base del sistema V_b e lo spostamento della massa D .

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un certo profilo di forze o di spostamento orizzontali per ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intera struttura ottenendo la curva forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza e un solo di spostamento. La scelta dei parametri non è univoca e può dar luogo a diversi legami forza-spostamento (curve di capacità) deve essere eseguita in maniera razionale. Pertanto la scelta dei parametri deve essere eseguita in maniera razionale.

Di solito, come parametri di forza e di deformazione, si sceglie il taglio alla base dell'intero sistema strutturale e il baricentro dell'ultimo piano dell'edificio.

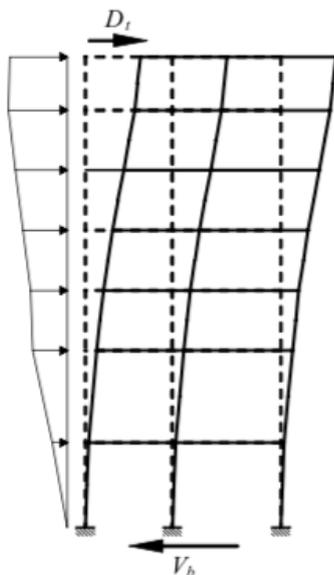


Figura 2.2: Analisi pushover su un telaio MDOF ([13])

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti \mathbf{D} o di forze \mathbf{F} a livello

di piano che possono essere definite da un vettore di forma \mathbf{d} o \mathbf{f} moltiplicato per un fattore di scale α e β :

$$\mathbf{D} = \alpha \mathbf{d} \quad (2.3)$$

$$\mathbf{F} = \beta \mathbf{f} \quad (2.4)$$

dove $\mathbf{d}=(d_1, d_2, \dots, d_n)^T$ e $D_i=\alpha d_i$ è lo spostamento dell' i -esimo piano e $\mathbf{f}=(f_1, f_2, \dots, f_n)^T$ e $F_i=\beta f_i$ è la forza del piano i -esima.

L'obiettivo dell'analisi è la risposta dinamica della struttura, perciò a seguito di numerosi studi condotti, si evince che l'analisi condotta applicando un sistema di forze è quella più appropriata, perché con l'analisi con spostamenti applicati si rischia di vincolare la deformata della struttura con conseguente campi di forze completamente errati rispetto ad una struttura libera di deformarsi a seguito di un evento sismico ([17]). L'andamento del profilo di forze però, anche quando un modo di vibrare è dominante, non rimane inalterato, ossia non varia in maniera proporzionale ad un fattore costante. Per cui la scelta di un profilo di forze costante non è comunque esatto.

2.2.1 Curva di capacità

Il risultato immediato dell'analisi Pushover è la definizione della *curva di capacità* (o curva pushover) della struttura espressa in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t).

Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva, dipende dalla rigidità k (o flessibilità k^{-1}) del sistema che a sua volta dipende dalle sole caratteristiche geometriche e meccaniche e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$F = k(D) \quad oppure \quad V_b = k(D_t) \quad (2.5)$$

$$D = k^{-1}(F) \quad oppure \quad D_t = k^{-1}(V_b) \quad (2.6)$$

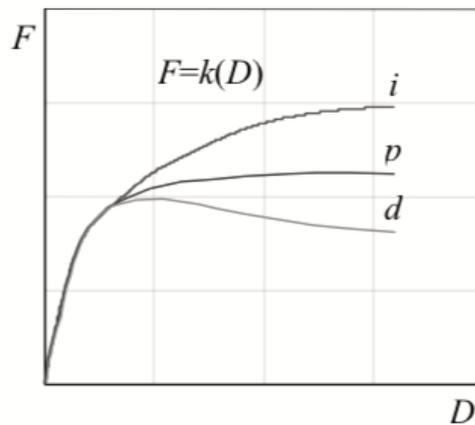


Figura 2.3: Curva di capacità di un sistema reale

In figura 2.3 sono rappresentate le curve di capacità con tre comportamenti differenti caratterizzati da un tratto iniziale elastico lineare fino ad una certa soglia di snervamento seguito da un comportamento plastico incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

Nel caso più complesso, di una struttura MDOF, la curva di capacità mostra un comportamento analogo con un tratto lineare seguito da uno snervamento e una plasticizzazione che progredisce in campo non lineare.

Il tratto iniziale della curva dipende dalla rigidità della struttura mentre il tratto che tende ad incurvarsi dipende dalla capacità di deformazione dei suoi singoli componenti.

La curva di capacità definisce il comportamento della struttura a prescindere dall'azione sismica, infatti durante l'analisi non si fa alcun riferimento all'azione sismica. Risulta una sorta di legame costitutivo della struttura.

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale alla struttura la sua risposta è rappresentata con un punto su questa curva e ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

2.2.2 Linearizzazione della curva di capacità

Per analizzare la risposta di strutture reali, si può semplificare il problema linearizzando la curva con dei segmenti e quindi la curva sarà rappresentata da una bilineare o trilineare. Non esiste un unico criterio per effettuare tale operazione, in linea generale l'approssimazione è tanto più accurata quanto più il tratto lineare si avvicina al reale andamento curvilineo della risposta.

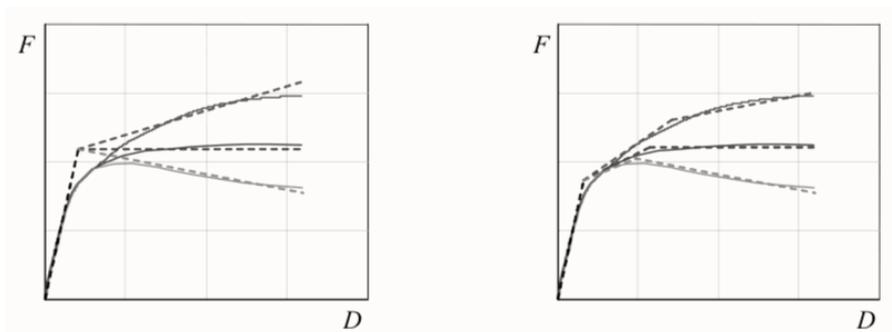


Figura 2.4: Linearizzazioni bilineari e trilineari della curva di capacità

Il comportamento quindi di una struttura può essere schematizzato con un tratto lineare iniziale che rappresenta la componente elastica, e un tratto seguente lineare pseudo-orizzontale che può essere incrudente, perfetto o degradante.

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura: resistenza di snervamento F_y , la rigidità elastica efficace k_e e la rigidità post-elastica $k_p = p k_e$, dove p può essere sia positivo che negativo o nullo a secondo di come sia il comportamento plastico.

Sono disponibili perciò diversi criteri per 'trasformare' la curva di capacità in segmenti di retta.

Nel CSM (ATC-40) la rappresentazione bilineare è relativa ad un punto di funzionamento PP del sistema e si fonda su un criterio di equivalenza energetica: il

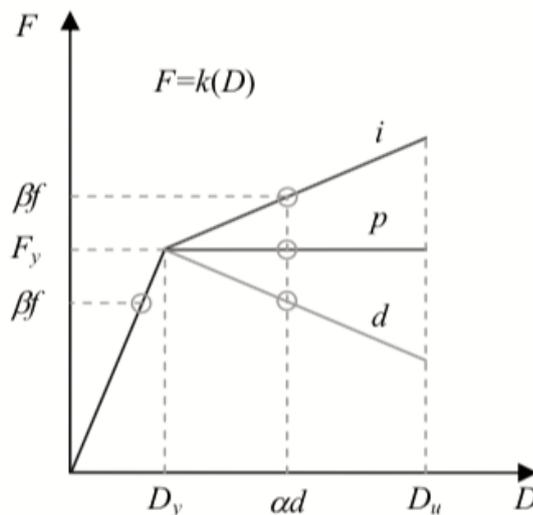


Figura 2.5: Sistema ad un grado di libertà (albanesi2007analisi)

primo tratto è una linea passante per l'origine con pendenza descritta dalla rigidità elastica del sistema k_e e una seconda linea passante per il punto PP e avente inclinazione tale per cui l'area sottesa dalla bilineare sia equivalente a quella sottesa dalla curva di capacità. La curva, per un certo di spostamento D , risulta definita da tre parametri :

- rigidità elastica k_e ;
- la forza di snervamento F_e ;
- il fattore di incrudimento p , pari al rapporto tra la rigidità post-elastica e quella elastica.

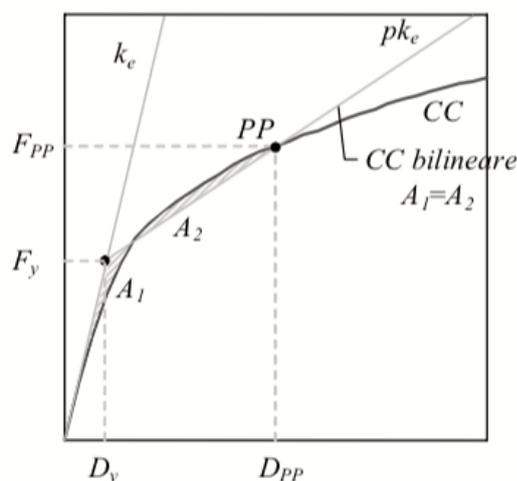


Figura 2.6: Rappresentazione bilineare usata dal CSM

2.2.3 Conversione di MDOF in SDOF equivalente

L'assunto di base sul quale poggia l'analisi pushover, mostrata poi e confermata da numerosi studi, è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa. Il passaggio da un sistema MDOF ad un sistema SDOF equivalente, avviene attraverso alcune assunzioni:

- il profilo di spostamenti della struttura ossia l'andamento della deformata del sistema MDOF \mathbf{u} viene descritto con un vettore di forma Φ la cui ampiezza varia nel tempo tramite una coordinata generalizzata $q(t)$ (*metodo uni-modale*) oppure con una combinazione lineare di vettori di forma Φ_m (ortogonali) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $q_m(t)$ (*metodo multi-modale*). I vettori di forma possono modificarsi in funzione delle caratteristiche del sistema (*metodi adattivi*) o possono essere invariati per tutta la storia temporale (*metodi non adattivi*);
- il profilo di carico applicato (*metodo uni-modale*) o i profili di carico applicati (*metodo multi-modale*) sono proporzionali, attraverso la matrice delle masse \mathbf{M} dell'intera struttura, rispettivamente al vettore di forma Φ o ai vettori di forma Φ_m , normalizzati ad uno spostamento unitario in sommità dell'edificio.

Il sistema di equazioni differenziali accorpate che governa il moto di un sistema MDOF non lineare si può scrivere nella forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{u}_g \quad (2.7)$$

dove \mathbf{M} , \mathbf{C} ed \mathbf{F} sono rispettivamente la matrice delle masse, la matrice di smorzamento ed il vettore delle forze interne del sistema, \mathbf{I} è il vettore di trascinalamento che influenza il moto del terreno e \ddot{u}_g è l'accelerazione del terreno. La forza \mathbf{F} dipende sia dagli spostamenti \mathbf{u} che dalle storie di spostamento $\dot{\mathbf{u}}_g$.

L'andamento della deformata viene descritto attraverso la combinazione lineare dei vettori di forma Φ (ortogonali tra loro) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $q_m(t)$:

$$\mathbf{u}(t) = \Phi q(t) = \sum_{m=1}^{N_m} \Phi_m q_m(t) \quad (2.8)$$

dove N_m rappresenta il numero dei piani del nodo m -esimo.

I vettori di forma Φ_m possono rimanere costanti durante l'intera storia temporale indipendentemente dal livello di deformazione o possono essere modificati in funzione delle caratteristiche correnti del sistema.

Sostituendo quest'ultima equazione nella equazione del moto e premoltiplicando per Φ_m^T , si ottiene :

$$M_m \ddot{q}_m + C_m \dot{q}_m + \Phi_m^T(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = -\Gamma_m M_m \ddot{u}_g \quad (2.9)$$

Da questa si capisce che, quando la struttura oscilla in campo inelastico, anche se la struttura è classicamente smorzata, la forza resistente interna \mathbf{F} rimane in

funzione dell'intero spostamento \mathbf{u} per cui le equazioni del moto non sono disaccoppiate. Dato che nei sistemi lineari, per $r \neq m$ (r numero piano) risulta $q_r = 0$, si può trascurare l'accoppiamento modale anche nei sistemi non lineari (l'eccitazione deve essere proporzionale al modo m -esimo).

Ponendo le coordinate modali nella forma:

$$D_m = \frac{q_m}{\Gamma_m} \quad (2.10)$$

si può ottenere l'equazione del moto per u sistema SDOF non lineare:

$$\ddot{D}_m + 2\nu_m\omega_m\dot{D}_m + \frac{\tilde{F}(D_m, \dot{D}_m)}{L_m} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

dove ω_m e ν_m sono rispettivamente la pulsazione e il rapporto di smorzamento del m -esimo modo del sistema MDOF lineare.

L'equazione sopra non è altro che l'equazione del moto di un sistema SDOF non lineare in cui $\tilde{F}_m \setminus L_m - D_m$ è il legame costitutivo forza-spostamento tra la forza resistente e la coordinata modale D_m . La relazione non lineare forza-spostamento dovrebbe in teoria essere determinata attraverso un'analisi pushover a spostamenti imposti; tuttavia risulta razionale la scelta di usare una distribuzione di forze che producono spostamenti proporzionali a Φ_m .

Il legame costitutivo del sistema SDOF equivalente è rappresentato come:

$$D_m = \frac{\mathbf{u}_t}{\Gamma_m \Phi_{mt}} \quad (2.12)$$

$$\frac{\tilde{F}_m(D_m)}{L_m} = \frac{V_{bm}}{\Gamma_m L_m} \quad (2.13)$$

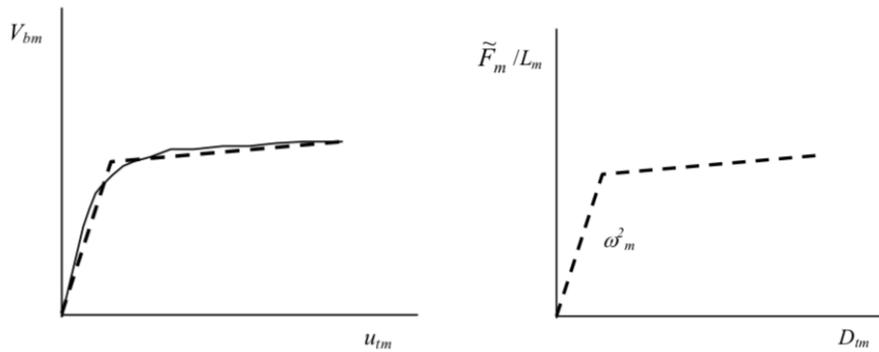


Figura 2.7: Definizione del legame costitutivo della struttura

Il legame costitutivo bilineare del sistema SDOF 2.7 equivalente presenta un punto di funzionamento:

$$D_{my} = \frac{\mathbf{u}_{ty}}{\Gamma_m \Phi_{mt}} \quad (2.14)$$

2.2.4 Profili di Carico

I profili di carico che vengono utilizzati nell'analisi, cercano di imitare le forze inerziali di un terremoto, che variano con la severità di un sisma (estensione zona plastica) e con il tempo durante il sisma stesso.

Il grado di accuratezza dell'analisi quindi, è sensibile al profilo di carico che viene applicato alla struttura.

Quando una struttura plasticizza, l'impiego di profili di carico invarianti conduce a valutazioni della risposta della struttura ancor più approssimate sebbene tale approssimazione sia ancora buona per strutture basse o medie, in cui gli effetti dei modi alti sono minimi ([26]) [14] [10]). In ogni caso nessun profilo di carico fisso è in grado di tener conto della reale redistribuzione delle forze inerziali dovuta alla plasticizzazione e di tener conto delle proprietà di vibrazione della struttura. Per superare tali limiti si è proposto distribuzioni di carico adattiva che cercano di seguire al meglio le distribuzioni di forze inerziali che variano nel tempo. L'uso di un profilo di carico fisso o invarianti nel tempo implica l'assunzione che la distribuzione di forze inerziali rimanga costante durante l'evento sismico e che le deformazioni massime ottenute con tale profilo siano confrontabili con quelle attese durante il terremoto. Queste ipotesi sono ragionevoli se la struttura è influenzata solo dal primo modo di vibrare e la struttura ha unico meccanismo di snervamento.

Il generico profilo di carico fisso può descriversi come :

$$\mathbf{F} = \Psi \lambda(t) \quad (2.15)$$

dove Ψ è un vettore di forma costante che definisce l'andamento in altezza delle forze inerziali e λ è un fattore moltiplicativo che definisce l'andamento delle forze in altezza.

L'uso di profilo di carico costante, per strutture con periodi lunghi e con meccanismi di snervamento localizzati, può portare a previsioni sbagliate. Per tale motivo è preferibile usare due tipi differenti di profili di carico che ci si aspetta possano involuppare la distribuzione di forze inerziali ([15] [30]). Si applicano dapprima i carichi verticali e successivamente almeno due profili di carico orizzontali.

Uno dovrebbe essere un profilo di carico uniforme, ossia con forze di piano proporzionale alle masse di piano, che esalta la risposta dei piani più bassi rispetto a quella dei piani più alti ed accresce l'importanza delle forze di taglio di piano rispetto ai momenti ribaltanti:

$$\Psi_i = m_i \quad (2.16)$$

L'altro dovrebbe essere un profilo di carico uni-modale o multi-modale (effetti dei modi superiori).

Per edifici bassi e regolari in altezza, la cui risposta è dominata dal primo modo di vibrare, si può usare una distribuzione di carichi laterali triangolari:

$$\Psi_i = m_i h_i \quad (2.17)$$

o rappresentativa delle forze associate al primo modo di vibrare della struttura:

$$\Psi_i = m_i \phi_{1i} \quad (2.18)$$

dove m_i è la massa del i -esimo piano, h_i è l'altezza del i -esimo piano rispetto alla base e Φ_1 è la prima forma modale.

Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico.

Per edifici alti, l'influenza dei modi di vibrare superiori può non essere più trascurabile. Si mostra come esempio l'influenza del profilo di carico applicato sulla curva di capacità e sugli stati limite di collasso per un edificio. La curva di capacità descrive la risposta globale dell'edificio ed è in funzione del punto di applicazione della risultante delle forze applicate. Alla distribuzione uniforme corrisponde il punto di applicazione più basso e quindi tende a massimizzare la massima resistenza ed i minori spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso. La risultante del profilo di forze triangolare è applicata nel punto più alto e presenta di contro una resistenza minore e maggior spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso ([10]).

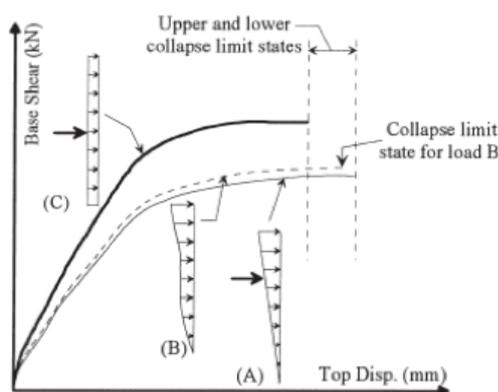


Figura 2.8: Differenza della curva di capacità con diversi profili di carico

2.2.5 Valutazione del punto di funzionamento

La richiesta sismica di una struttura MDOF può essere diversa da quella di una struttura SDOF equivalente a causa dei modi alti di vibrare e di numerose caratteristiche strutturali come il modo globale di deformazione, gli effetti torsionali, la distribuzione delle rigidzze e resistenze lungo l'altezza della struttura ed il modo di collasso sia locale che globale.

Pertanto il comportamento strutturale è governato da molti parametri che possono essere determinati accuratamente solo con un'analisi dinamica non lineare. Resta comunque efficace, ai fini di ottenere una risposta approssimata, l'utilizzo di analisi statiche non lineari che permettono di investigare il comportamento anche dopo la soglia elastica.

Metodo CSM

Il metodo dello spettro di capacità (*Capacity, Spectrum Method*), originariamente introdotto da Freeman (1975,1978), è una procedura di analisi statica non lineare

per valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura soggetta ad un'azione sismica.

La richiesta sismica (*azione sismica*) viene definita mediante uno spettro di risposta elastico mentre il comportamento della struttura viene espresso con la curva forza-spostamento (*curva di capacità*) che definisce il comportamento del sistema SDOF equivalente alla struttura stessa. Lo spostamento atteso viene ottenuto individuando sulla curva di capacità lo spostamento compatibile con la richiesta sismica. L'individuazione di questo spostamento avviene nello spazio ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) descrivendo la curva di capacità e lo spettro di risposta, in termini di accelerazione e spostamento spettrali. Nello spazio ADRS lo spettro di risposta e la curva di capacità prendono rispettivamente il nome di spettro di domanda (*DS*) e di spettro di capacità (*CS*).

Grazie a questo spazio, il metodo CSM fornisce una rappresentazione grafica del sistema SDOF equivalente soggetto ad un certo sisma che viene individuata dall'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di domanda (rappresentativo del terremoto). Le coordinate di tale punto, detto punto di funzionamento (*Performance Point, PP*) della struttura, definiscono l'accelerazione e lo spostamento massimi attesi nel sistema SDOF.

Il *PP* deve quindi soddisfare due condizioni:

- appartenenza al *CS* in modo da rappresentare il comportamento della struttura, ad un dato spostamento;
- appartenenza al *DS* opportunamente ridotto al 5% di smorzamento rispetto allo spettro elastico, per tenere conto del comportamento non lineare della struttura, in corrispondenza dello spostamento strutturale.

L'individuazione del punto *PP*, in genere richiede una procedura iterativa che si sviluppa intorno allo smorzamento efficace del sistema SDOF equivalente e che si rende necessaria poiché la capacità di una struttura, e la richiesta imposta a questa, da un dato terremoto, non solo tra loro indipendenti; infatti :

- quando una struttura plasticizza per effetto dello spostamento indotto dal sisma, la sua rigidità decresce e il suo periodo si allunga e quindi di conseguenza varierà la domanda;
- quando una struttura plasticizza dissipa energia per smorzamento isteretico, e poiché l'energia dissipata non viene immagazzinata dalla struttura, lo smorzamento produce una riduzione di spostamento.

Per l'individuazione del punto di funzionamento si eseguono i seguenti passi:

1. **Definizione della richiesta sismica:** si definisce lo spettro di risposte elastico al 5% di smorzamento rappresentativo dell'azione sismica:

$$S_a = S_a(T, 5\%, a_g) \quad (2.19)$$

dove a_g è l'accelerazione di picco al suolo.

2. **Definizione della curva di capacità:** si costruisce la curva forza-spostamento ($V_b - D_t$) per rappresentare la capacità del sistema;

3. **Conversione della curva di capacità e dalla curva di domanda nel dominio spettrale:** si trasforma lo spettro di risposta elastico e la curva di capacità nel formato ADRS e si diagrammano sullo stesso piano. Le equazioni per ricavare lo spettro di domanda e di capacità sono:

$$a_D = S_a(T, \nu, a_g) \quad e \quad d_D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a(T, \nu, a_g) \quad (2.20)$$

$$\dot{a}_c = \frac{V_b}{M_1 \alpha_1} \quad e \quad d_c = \frac{D_t}{\Gamma_1 \Phi_{1t}} \quad (2.21)$$

dove M è la massa sismica totale del sistema, Γ_1 è il fattore di partecipazione del primo modo di vibrare, α_{1t} è l'ampiezza del primo modo in sommità.

4. **Selezione di uno spostamento di primo tentativo:** si stabilisce uno spostamento di tentativo del PP, d_{Ci} .
5. **Rappresentazione bilineare dello spettro di capacità:** si costruisce l'approssimazione lineare della curva spettrale di capacità. Le grandezze che definiscono la curva sono:

- Pulsazione elastica ω_C o il periodo T_C ;
- accelerazione di snervamento a_y ;
- fattore d'incrudimento p pari al rapporto tra rigidità post-elastica e quella elastica.
- **Linearizzazione equivalente dello spettro di capacità bilineare :** si assume che la risposta del sistema bilineare, in corrispondenza dello spettro generico d_C , sia equivalente a quella di un sistema lineare equivalente caratterizzato da un periodo di vibrazione e da uno smorzamento viscoso:

$$T_{eq} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}} = 2\pi \sqrt{\frac{d_C}{a_C}} \quad (2.22)$$

$$\nu_{eq} = 5\% + \frac{2\kappa}{\pi} \frac{2a_y d_C - d_y a_C}{a_c d_C} \quad (2.23)$$

dove (d_y, a_y) è il punto di snervamento del CS bilineare e (d_C, a_C) un punto corrente sul CS 2.9.

Il fattore κ dipende dal comportamento isteretico del sistema ossia dalla qualità degli elementi del sistema resistente e dalla durata del sisma.

- **Riduzione dello spettro di risposta:** determinazione della corrispondente curva spettrale di domanda ridotta tenendo conto della dissipazione di energia isteretica rappresentata dallo smorzamento ν_{eq} ;
- **Individuazione del punto di funzionamento:** lo spostamento d_{Cj} del punto di funzionamento è ricavato dall'intersezione tra lo spettro di capacità e lo spettro di domanda ridotto

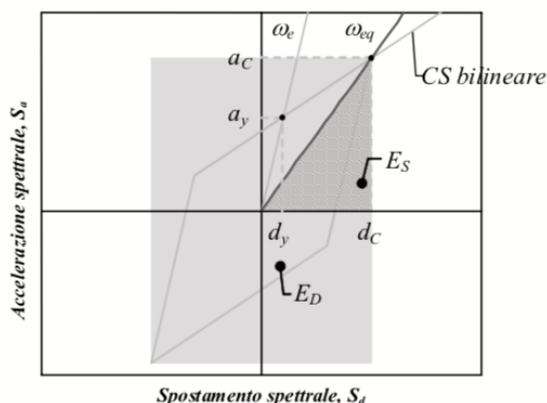


Figura 2.9: Sistema equivalente: smorzamento viscoso associato alla dissipazione isteretica

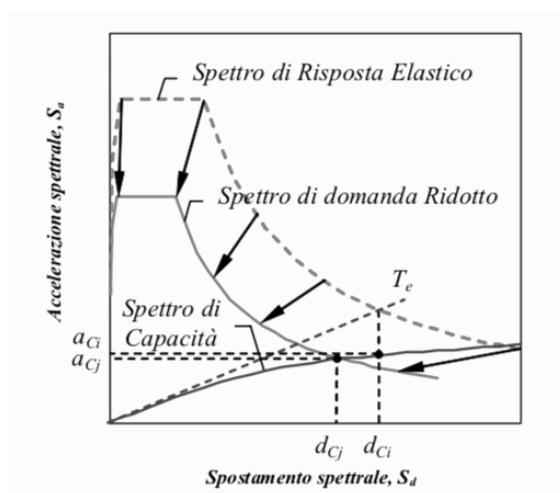


Figura 2.10: Determinazione del "performance point"

- **Controllo della convergenza:** se lo spostamento d_{Cj} coincide con d_{Ci} a meno di una certa tolleranza (di solito 5%) allora il minimo spostamento strutturale indotto dal sisma considerato (d_{PP}) è pari a d_{Cj} altrimenti si pone $d_{Ci} = d_{Cj}$ e si riprende l'iterazione (dal passo 5);
- **Valutazione della richiesta sismica globale:** una volta avvenuta la convergenza si ricava il massimo spostamento strutturale del sistema MDOF nel seguente modo:

$$D_t = \Gamma_1 \Phi_1 d_C \quad (2.24)$$

Metodo N2

Il metodo è quello descritto nell'Eurocodice 8, formulato da Peter Fajfar (1987,1989) al quale la normativa italiana fa riferimento.

Il metodo è una variante del metodo CSM basato sullo spettro anelastico ottenuto moltiplicando lo spettro elastico per un coefficiente riduttivo. Il modello di

carico è collegato con la deformata della struttura assunta durante l'analisi. Questa caratteristica permette di passare da un sistema MDOF ad un sistema SDOF equivalente. Rispetto al metodo CSM questo risulta più di facile utilizzo con dei risultati molto buoni pur avendo subito delle semplificazioni.

Le ipotesi di base del metodo sono:

- il comportamento del sistema MDOF è governato principalmente dal primo modo di vibrare;
- la forma del primo modo di vibrare rimane inalterata durante l'analisi.

La procedura del metodo può essere descritte con i seguenti step.

Step 1: Dati

Si realizza un modello strutturale non lineare del sistema MDOF e si definisce l'azione sismica tramite gli spettri elastici in accelerazione e spostamento.

Step 2: Domanda sismica per nel spazio ADRS

La domanda di capacità è espressa da uno spettro elastico di pseudo-accelerazione che sono date in funzione del periodo naturale della struttura T . Lo specifico valore di smorzamento è preso in considerazione nello spettro.

Partendo dall'accelerazione spettrale, si può determinare lo spettro anelastico nello spazio ADRS per un sistema SDOF elastico con la seguente relazione:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{2.25}$$

dove S_{de} and S_{ae} sono rispettivamente lo spostamento spettrale elastico e l'accelerazione spettrale elastica corrispondente al periodo T della struttura e ad un fissato valore di smorzamento.

Un tipico spettro di accelerazione con smorzamento del 5%, normalizzato ad una PGA (*Peak Ground Acceleration*) di 1.0g e il corrispettivo spettro elastico di spostamento sono mostrati in figura sotto. Entrambi gli spettri possono essere rappresentati nello spazio ADRS.

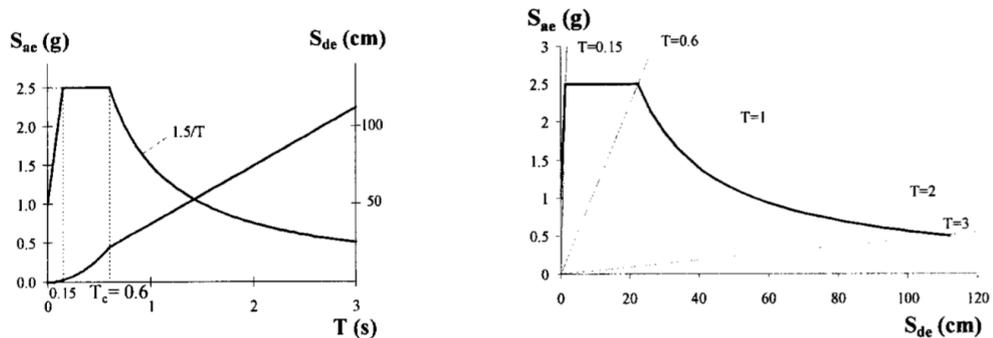


Figura 2.11: Spettro delastico di accelerazione (S_{ae}) e di spostamento (S_{de} per un 5% di smorzamento, normalizzato ad una PGA di 1.0 [13]

Per un sistema inelastico SDOF con una relazione forza-spostamento, l'accelerazione spettrale (S_a) e lo spostamento spettrale (S_d) può essere determinato come:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.26)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.27)$$

dove μ è il fattore di duttilità definito come rapporto tra il massimo spostamento e il lo spostamento di snervamento, e R_μ è il fattori di riduzione dovuto alla duttilità ossia alla dissipazione isteretica di energia.

Il fattore di riduzione R_μ è legato con μ tramite la relazione bilineare di Miranda e Bertero [20]:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C \quad (2.28)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C \quad (2.29)$$

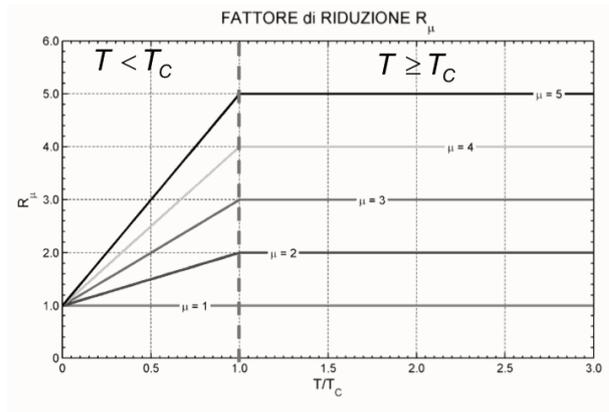


Figura 2.12: Fattore di riduzione al variare di T/T_c e μ

dove T_C è il periodo caratteristico del movimento del suolo. Solitamente esso è definito come il periodo di transizione, nello spettro, tra il tratto ad accelerazione costante e il tratto a velocità costante.

Per determinare lo spettro anelastico di risposta S_a si ha:

$$S_a = \frac{S_e}{R_\mu} \quad (2.30)$$

$$S_d = \mu \frac{S_{de}}{R_\mu} \quad (2.31)$$

Si mostra in 2.13 lo spettro elastico di progetto (con un fattore di duttilità μ costante) nello spazio ADRS.

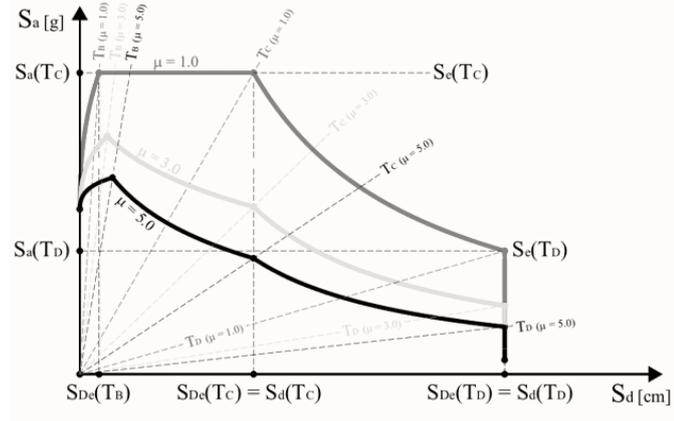


Figura 2.13: Spettro di domanda normalizzato a 1.0 g di PGA nello spazio ADRS per diverse duttilità [13]

I periodi non compaiono esplicitamente, ma sono rappresentati dalle rette radiali uscenti dall'origine degli assi (la pendenza della generica retta per l'origine è pari a $(2\pi/T)^2$). Le rette radiali che identificano i periodi T_B , T_C , T_D degli spettri di domanda anelastici cambiano pendenza al variare del valore di duttilità μ che contraddistingue lo spettro anelastico considerato.

Step 3: Analisi pushover del sistema MDOF

Si determina la curva di capacità del sistema reale MDOF con un vettore dei carichi laterali \mathbf{F} definito in modo che la distribuzione dei carichi laterali Ψ si mantiene costante nel corso dell'analisi e sia correlata alla forma del vettore degli spostamenti di piano Φ .

$$\mathbf{P} = p\Psi = p\mathbf{M}\Phi \quad (2.32)$$

dove \mathbf{M} è la matrice diagonale della massa totale della struttura.

Step 4: Sistema SDOF equivalente

Si effettua il passaggio dal sistema MDOF ad un sistema SDOF equivalente (come precedentemente descritto), determinando una curva bilineare con un tratto elastico, ottenuto imponendo il passaggio per un punto k^* , e con un tratto plastico, individuato dalla forza di plasticizzazione F_y , imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese dalla bilineare e dalla curva di capacità. Lo spostamento di snervamento è descritto da d_y .

Il periodo elastico della curva bilineare è determinato con T^* :

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.33)$$

Step 5: Domanda sismica per il sistema SDOF equivalente

La domanda di capacità per il sistema SDOF equivalente può essere determinata usando una procedura grafica. Sia la domanda spettrale che la domanda di capacità possono essere plottate sullo stesso grafico. L'intersezione della linea radiale, corrispondente al periodo elastico T^* della curva di capacità del sistema SDOF equivalente (curva bilineare), è individuata dal punto di coordinate (S_{de}, S_{ae})

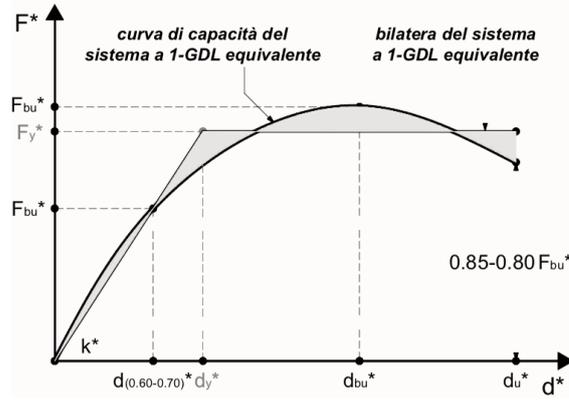


Figura 2.14: Linearizzazione curva di capacità con una curva bilineare

che rappresentano rispettivamente la domanda di spostamento e la domanda di accelerazione richiesta per un sistema elastico.

L'accelerazione di snervamento S_{ay} rappresenta le accelerazioni di domanda e la capacità del sistema anelastico.

Il fattore di riduzione R_μ può essere determinato come rapporto tra l'accelerazione elastica riferita al periodo T^* e l'accelerazione anelastica:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (2.34)$$

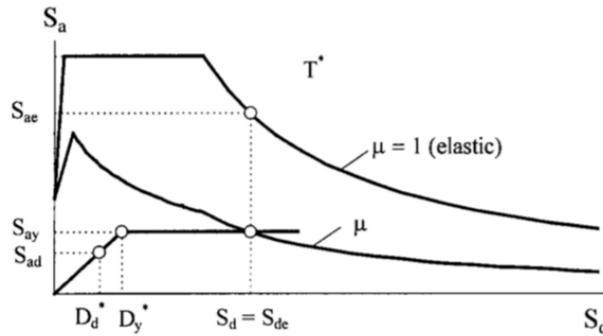


Figura 2.15: Curva di capacità bilineare all'interno dello spettro elastico e anelastico [13]

La procedura si distingue in base al periodo proprio T^* del modello bilineare, ossia se la durata è breve $T^* < T_C$ (sistemi rigidi) o se la durata è medio-lunga $T^* \geq T_C$ (sistemi flessibili).

In entrambi i casi, la domanda di spostamento d_{max}^* , corrisponde all'ascissa del punto di intersezione fra la curva di capacità bilineare del sistema SDOF equivalente e lo spettro di domanda anelastico.

Se $T^* < T_C$ la domanda di spostamento anelastico d_{max}^* è maggiore di quella $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$ richiesta dal medesimo sistema in regime elastico lineare.

Si distinguono due casi con $S_e(T^*) > F_y^*/m^*$ (Fig.2.16) e con $S_e(T^*) \leq F_y^*/m^*$ (Fig. 2.17).

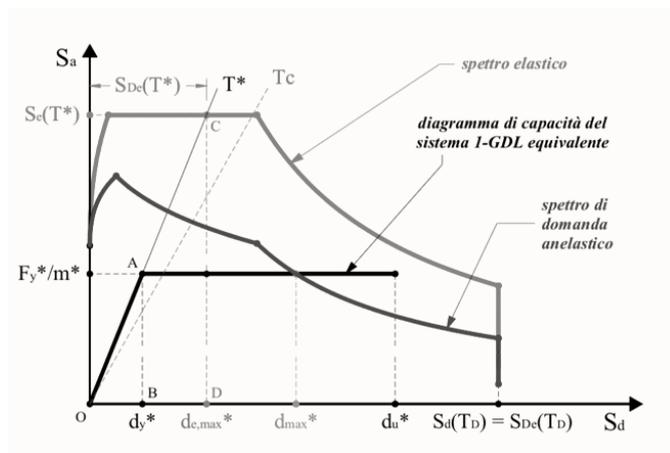


Figura 2.16: Domanda di spostamento per un sistema rigido tenendo conto della duttilità strutturale

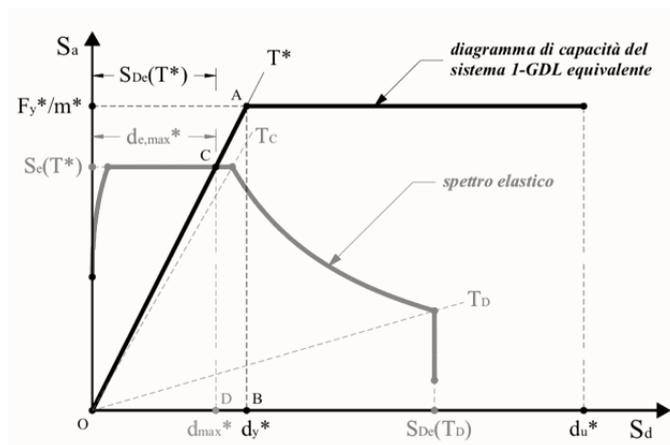


Figura 2.17: Domanda di spostamento per un sistema rigido non tenendo conto della duttilità strutturale

Per $T^* \geq T_C$ la domanda di spostamento anelastico d_{max}^* è uguale a quella $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$ che il sistema subirebbe in comportamento elastico lineare.

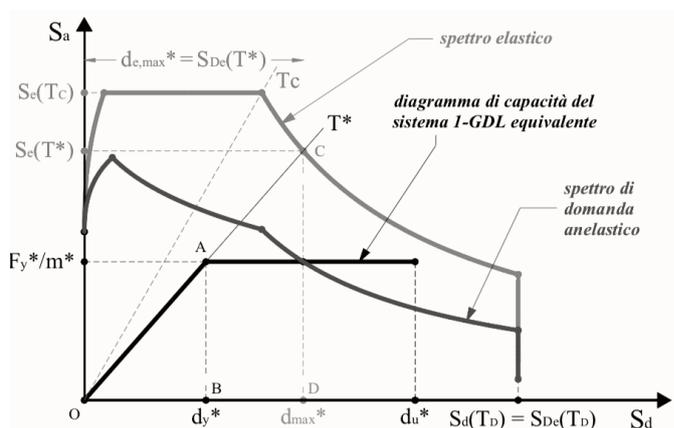


Figura 2.18: Domanda di spostamento per un sistema flessibile tenendo conto della duttilità strutturale

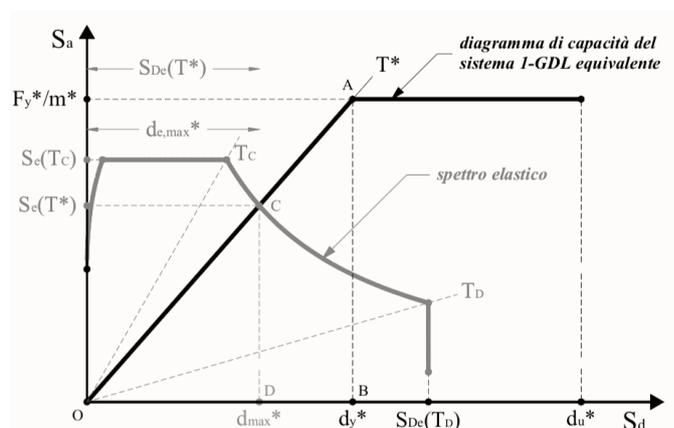


Figura 2.19: Domanda di spostamento per un sistema flessibile non tenendo conto della duttilità strutturale

Step 6: Determinazione della domanda sismica globale per il sistema MDOF

Essa è determinata moltiplicando lo spostamento massimo del sistema SDOF equivalente per la massa modale del primo modo:

$$d_{max} = \Gamma d_{max}^* \tag{2.35}$$

Step 7: Determinazione della domanda sismica locale per il sistema MDOF

La domanda sismica può essere determinata dall'analisi pushover, aumentando monotonamente il carico laterale (come in step 3). Esso è assunta in modo tale che la deformazione per tutte le strutture nell'analisi statica dovrebbe essere approssimativamente uguale a quella ottenuta con un analisi dinamica.

Step 8: Valutazione della prestazione (capacità)

In quest'ultimo step, la prestazione prevista può essere assunta comparando la domanda sismica, determinata nello step 7, con la capacità della struttura per il livello di prestazione pertinente.

La capacità globale può essere visualizzata comparando la capacità di spostamento con la domanda di spostamento.

Limitazioni

Ci sono due principali approssimazioni che riguardano l'analisi pushover e lo spettro anelastico.

L'analisi pushover può indagare sul comportamento strutturale durante alcuni sismi. L'analisi fornisce dati sulla resistenza e duttilità della struttura che non possono essere ottenuti con un'analisi elastica. L'analisi pushover è basata da assunzioni molto restrittive, cioè da una deformata che è dipendente dal tempo. Questo è un principio inaccurato per strutture che dipendono dai modi superiori e che hanno debolezze strutturali il quale si possono generare quando le caratteristiche dinamiche cambiano dopo la formazione del primo meccanismo locale plastico.

Una pratica ricorrente per superare in parte le limitazioni del metodo è quella di adottare due profili di carico e di involuppare i risultati.

2.3 Analisi Dinamica non lineare

Tutte le analisi sismiche si basano su delle ipotesi semplificative mirate a ridurre l'onere computazionale garantendo dei dati rappresentativi del comportamento reale della struttura. L'evoluzione degli strumenti di calcolo ha permesso di introdurre tra le possibili opzioni anche quella del calcolo della risposta strutturale con un'analisi dinamica non lineare. La sostanziale differenza rispetto all'analisi statica non lineare (pushover) consiste nella modellazione dell'azione sismica. L'analisi non lineare dinamica, infatti, consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e degli accelerogrammi di progetto compatibili o naturali. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili. La normativa italiana non detta regole specifiche per l'utilizzo di tale analisi, dispone solamente di eseguire, parallelamente a questa, un'analisi dinamica lineare con fattore di struttura, in modo da valutarne l'attendibilità.

La Time History Analysis costituisce il metodo più accurato di determinazione della risposta strutturale in conseguenza di un evento sismico e consiste nell'applicare ad un modello tridimensionale dell'edificio una serie di accelerogrammi registrati durante gli eventi sismici o simulati in laboratorio. L'aspetto più problematico di questa analisi è costituito dallo scaling, ovvero la procedura mediante la quale l'accelerogramma viene scalato e reso compatibile con lo spettro di progetto. Lo spettro specifico per un sito, infatti, sintetizza la domanda sismica per gli accelerogrammi già registrati in loco.

Il metodo correntemente usato consiste nello scalare l'accelerazione massima registrata per farla combaciare con la Peak Ground Acceleration (PGA), ovvero l'accelerazione massima del terreno ottenuta dallo spettro di risposta. La sola PGA però, non può considerarsi un parametro sufficientemente rappresentativo del reale potenziale offensivo di un terremoto.

Un altro metodo di scaling consiste nello scalare l'accelerogramma in modo da farlo coincidere allo spettro per un range di periodi prefissato, in entrambe le direzioni ortogonali: anche questa procedura si rivela inadeguata, perché raramente un accelerogramma presenterà energia sull'intera gamma dei periodi di interesse e in entrambe le direzioni. Alcuni studiosi hanno suggerito di considerare quale parametro rappresentativo la velocità incrementale, ovvero l'area sottesa dall'accelerogramma. In ogni caso, la Time History Analysis dovrebbe essere utilizzata per verificare strutture già progettate secondo procedure semplificate (analisi statica lineare e/o analisi con spettro di risposta).

Capitolo 3

Controllo delle vibrazioni

Negli ultimi decenni sono stati svolti numerosi studi sulla risposta di una struttura soggetta ad azioni sismiche e su come isolarla sismicamente ([5] [28]).

Dagli studi è emerso che la duttilità, ossia la capacità degli elementi di sopportare ampie escursioni in campo plastico, è cruciale ai fini di una corretta progettazione antisismica della struttura e dei suoi elementi, dove la domanda data dal movimento del terreno può essere superiore alla domanda di capacità data dalla resistenza e deformabilità in campo non lineare della struttura.

A differenza delle vecchie normative, nel quale direzionava la progettazione strutturale verso aumenti di resistenza della struttura per sopportare maggiori accelerazioni, la filosofia di progettazione delle nuove normative è orientata verso l'aumento di duttilità globale della struttura tramite meccanismi di plasticizzazione favorevoli. Applicando il concetto di *'Capacity Design'* ossia del principio di gerarchie delle resistenze, si evitano meccanismi fragili che impediscono alla struttura di sviluppare una duttilità globale.

Un approccio utilizzato ora, è la protezione della costruzione orientata verso il *'Controllo delle vibrazioni'*, valido sia per strutture esistenti da adeguare sismicamente sia per strutture di nuova costruzione. La filosofia che sta dietro è quella di regolare *'dinamicamente'* le vibrazioni indotte dal vento e dal sisma attraverso dei dispositivi non strutturali.

Le tecniche nate, frutto di tale sviluppo nel corso degli anni sono:

- Controllo Passivo
- Controllo Attivo
- Controllo Semi-Attivo
- Controllo Ibrido
- Dispositivi di isolamento alla base

Un sistema passivo (PCS), agisce con delle forze che vengono sviluppate in risposta al moto della struttura e pertanto non necessita di sorgenti di energia esterne.

Un sistema attivo, è in grado di controllare il moto della struttura sotto il sisma, attraverso l'utilizzo di risorse energetiche. Per il funzionamento corretto del sistema occorre applicare alla struttura dei sensori allo scopo di misurare l'eccitazione

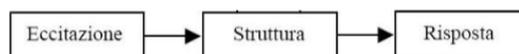


Figura 3.1: Struttura convenzionale

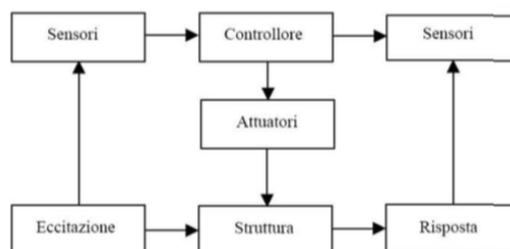


Figura 3.2: Struttura con controllo di tipo passivo

sismica o la risposta strutturale o entrambi, un sistema di elaborazione dei dati raccolti e di calcolo delle azioni di controllo necessarie, e un sistema di attuatori, alimentati da sorgenti di energia esterna, in grado di produrre le forze richieste.

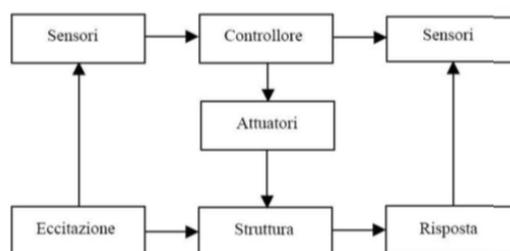


Figura 3.3: Struttura con controllo attivo

Questo sistema presenta dei vantaggi rispetto al sistema passivo, in particolare, l'utilizzo di risorse esterne consente una maggior efficacia del sistema di controllo, dovuto al fatto che i sistemi di controllo delle vibrazioni possono adattarsi di volta in volta alle caratteristiche della risposta e dell'eccitazione con conseguente maggior robustezza.

D'altra parte però, la necessità elevate di risorse energetiche e di potenza, per il controllo sismico della struttura, crea dei limiti sull'utilizzo reale di tali sistemi attivi. Spesso tale strategia viene applicata alle strutture in combinazione con strategie passive, fornendo una strategia combinata chiamata *controllo ibrido*.

In tal caso, le richieste di risorse di energia necessarie al controllo risultano essere limitate.

Il dispositivo di isolamento alla base o isolatori, realizzano un disaccoppiamento dei moti della sovrastruttura e del terreno, così da ridurre l'energia trasmessa dal sisma alla costruzione e conseguentemente l'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni.

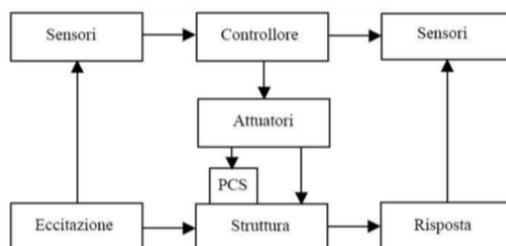


Figura 3.4: Struttura con controllo ibrido

3.1 Isolamento alla base

I fondamentali sistemi di dispositivi sono:

- Isolamento Sismico
- Dissipazione Supplementare di energia
- Smorzamento di massa

Quando una struttura viene investita da un sisma, essi reagiscono filtrando il contenuto in frequenza delle armoniche, esaltando, per via della ridondanza, l'effetto di quella corrispondente al suo periodo.

Un corretto uso dei dispositivi di isolamento, dovrà portare un miglioramento alle caratteristiche dinamiche della sovrastruttura e del suolo di fondazione in maniera tale da evitare fenomeni di risonanza.

La tecnica generale è quella di incrementare il periodo fondamentale della costruzione, passando dai 0,3-1,5 s, tipico delle strutture civili a base fissa, a valori superiori ai 2 s, in modo tale da spostarsi nello spettro elastico in zone ad accelerazioni inferiori. Gli spettri degli spostamenti, al contrario, presentano piccoli spostamenti per periodi bassi, mentre crescono rapidamente al crescere del periodo della struttura, perciò si cerca di far assorbire questi spostamenti al sistema di isolamento, che dovranno avere un'elevata deformabilità orizzontale tale da consentirgli ampie escursioni.

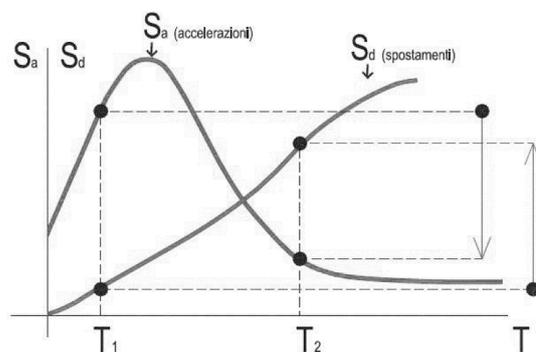


Figura 3.5: Riduzione della domanda di accelerazione con l'isolamento sismico : incremento del periodo

Le prestazioni del sistema di isolamento possono essere migliorate aggiungendo al sistema di isolamento dei dispositivi dissipatori in grado di dissipare una aliquota di energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

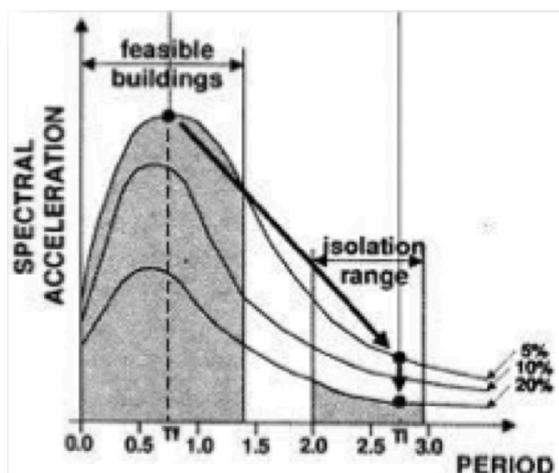


Figura 3.6: Riduzione delle accelerazioni spettrali dovuto all'isolamento

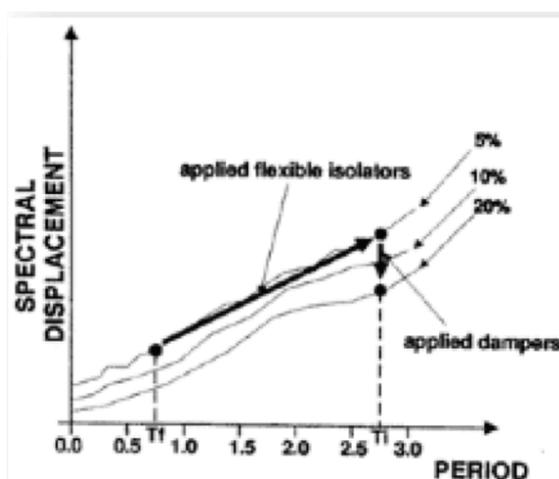


Figura 3.7: Aumento degli spostamenti spettrali dovuto all'isolamento

Risulta una significativa riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura (parte dell'edificio al di sopra dell'isolamento) e una significativa riduzione degli spostamenti di interpiano. La sovrastruttura rimane in questo modo in campo elastico e si evitano danni strutturali con perdita di capacità portante e danni alle parti non strutturali (tamponature).

Una corretta progettazione della struttura isolata vede il comportamento strutturale governato da un'unica componente modale, con frequenza prossima a quella del sistema isolato, considerato rigido rispetto al piano di isolamento. Il primo modo di vibrare, a cui si associa la maggior parte della massa, si configura come una lenta traslazione.

L'efficacia del sistema di isolamento alla base è descritto dal *Grado di Isolamento Sismico* ([23]) che definisce l'efficienza dell'isolamento come rapporto tra

la frequenza della sovrastruttura ω_s e quella del sistema complessivo composto da isolatori e sovrastruttura ω_{is} :

$$I_d = \frac{\omega_s}{\omega_{is}} = \frac{T_{is}}{T_s} \quad (3.1)$$

La riduzione della risposta sismica cresce all'aumentare del grado di isolamento I_d contemporaneamente gli spostamenti del piano di base dell'isolamento aumentano notevolmente al diminuire del tale parametro.

3.2 Isolamento sismico in Italia

In Italia le prime applicazioni di un sistema di isolamento, che vede il disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno, risalgono agli anni '70. Si vide il Belpaese in primo piano in questo settore, acquisendo addirittura la leadership mondiale. In particolare è il 1976, con il terremoto in Friuli, che si ebbe la pietra miliare. Tra tutte le opere in costruzione nel tratto autostradale Udine-Carnia l'unica a non aver subito danni fu il viadotto di Somplago (1974-1976), grazie ad una protezione sismica basata proprio sull'isolamento. La soluzione era semplice, ma si rivelò estremamente efficace. La Società Autostrade si convinse della bontà di queste soluzioni e ne prescrisse l'adozione anche per i ponti ed i viadotti del successivo tratto Carnia-Tarvisio. Vi furono dal 1983 al 1993 altre 150 nuove applicazioni conferendo all'Italia il primato in questo settore per numero e importanza di opere interessate.

Lo stesso però non può dirsi per gli edifici, che a causa di una mancanza di una normativa di riferimento e di un complesso iter necessario per ottenere l'approvazione dei progetti da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, le applicazioni di tale sistema furono abbastanza limitate, appena 15. Intorno ai primi degli anni '80 vi fu la prima applicazione, con la costruzione del *Quartier generale* dei Vigili del Fuoco di Napoli, primo edificio italiano con un sistema di isolamento, il cui progettista, sia della struttura che del sistema d'isolamento fu il prof. Federico Massimo Mazzolani della facoltà di Ingegneria Federico II di Napoli.

Solo nel 1993 si ebbero le prime *"Linee Guida per il progetto di edifici con isolamento sismico"* grazie al Servizio Sismico Nazionale (SSN). Dopo altri 5 anni, nel 1998, furono emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [C.S.LL.PP.] le *"Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo delle opere isolate dal sisma"*.

Dopo il 2000, si assiste ad una graduale crescita di importanza dell'isolamento sismico all'interno del panorama normativo italiano. La prima opera che vale la pena citare è l'ala nuova dell'ospedale *"Gervasutta"* di Udine. Gli isolatori utilizzati sono di tipo elastomerico ad alta dissipazione, con coefficiente di smorzamento pari al 10 %. Il sistema è stato progettando in modo tale da avvicinare il centro di rigidità della struttura con il centro di massa della struttura traslata, in modo da ridurre gli effetti torsionali e conferire alla struttura isolata un periodo di isolamento pari a 2 secondi. Il sistema di isolamento si trova immediatamente al di sotto del solaio di primo livello, irrigidito con grigliato di travi in altezza ed isolatori montati in corrispondenza di setti e pilastri irrigiditi. Nella progettazione si è

prestata particolare attenzione all'impiantistica, in maniera tale da consentire gli spostamenti relativi tra sovrastruttura ed elementi fissi al terreno.



Figura 3.8: Ospedale Gervasutta di Udine con dispositivi elastomerici nel seminterrato

Sempre in tema di strutture ospedaliere va ricordato l'*Ospedale del Mare* di Napoli, l'edificio isolato più grande d'Europa ancora non ultimato del tutto ma con alcuni reparti aperti già al pubblico. Esso è situato a Ponticelli, nella zona periferica orientale di Napoli. Si tratta di un ospedale grande dimensione con circa 500 posti letto e 15 sale operatorie. La struttura è notevolmente irregolare sia in pianta che in elevazione con due corpi di fabbrica ad L, uno di 8 piani e l'altro di piani, disposti a formare un quadrato di 144m di lato. Il sistema strutturale è quello di un telaio spaziale di 144m di lato. Le regole di progettazione sono quelle della normativa sismica (OPCM 3431). Il sito è caratterizzato da un terreno di tipo B con un $a_g=0.25g$. Il sistema di isolamento, costituito da 327 isolatori elastomeri di 3 tipologie differenti, è in grado di portare i primi tre modi fondamentali della struttura tra 2,32 e 2,74 secondi, molto vicini al periodo obiettivo di 2,5 secondi. Si è sistemato che l'uso dell'isolamento sismico ha consentito un risparmio del 40% sulle armature della sovrastruttura.



Figura 3.9: Ospedale Del Mare di Napoli: isolatori elastomerici sui pilastri in fondazione

Un'altra struttura di notevole interesse è la ricostruzione ex-novo della scuola *Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia* colpita dal sisma del 2002 in Molise, che vide una zona non considerata altamente sismica sino a quel tempo subire una violenta scossa. A seguito di questo vi fu l'esigenza di una rivisitazione delle zone sismiche e di una nuova normativa italiana. Nacque così *La normativa tecnica delle costruzioni 2008* (NTC) e la scuola né fu la prima applicazione nel campo

dell'isolamento sismico. Il sistema di isolamento è composto da isolatori in gomma ad alta dissipazione e da isolatori a scorrimento in acciaio-teflon.



Figura 3.10: Isolatore elastomerico nuova scuola Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia

In campo residenziali è di interesse osservare il progetto C.A.SE, successivo al sisma del L'Aquila dei primi di Aprile del 2009. Il progetto ha visto la realizzazione di 185 alloggi sismicamente isolati mediante isolatori a pendolo scorrevole *Friction Pendulum System* (FPS), le cui prime applicazioni sono successive al lavoro svolto a Berkeley all'inizio degli anni '80, che si basano sul comportamento del pendolo per governare l'oscillazione armonica dell'edificio sotto azioni orizzontali.



Figura 3.11: Unità abitative progetto C.A.S.E. , Aquila

Il progetto strutturale e di isolamento è estremamente semplice e si basa su due piastre in C.A. con spessore di 500 mm separate da pilastri con interasse di 6 m in entrambe le direzioni in cui in testa hanno montati gli isolatori che quindi hanno la funzione di connettono la sottostruttura con la sovrastruttura tenendola così isolata e trasferendo i soli carichi verticali. La piastra inferiore ha la funzione di fondazione e la piastra superiore costituisce il basamento su cui si è realizzata la struttura.

Per il sistema di isolamento sono stati utilizzati isolatori FPS di due tipi a singola a doppia curvatura, con raggio di curvatura di 4m, periodo di vibrazione 4s, capacità di spostamento di 30cm, coefficiente di attrito tra il 3-5% e smorzamento equivalente tra il 20-25%.

Con questo tipo di isolamento di isolamento si hanno dei vantaggi rispetto al sistema elastomerici, però questo non va letto come una superiorità universale del primo sistema rispetto al secondo, ma piuttosto come la scelta del sistema più



Figura 3.12: Soletta di basamento del progetto C.A.S.E

conveniente nel caso specifico, caratterizzato da spostamenti orizzontali importanti e forze assiali sugli apparecchi relativamente basse. I vantaggi garantiti dal sistema, rispetto ai dispositivi in gomma, sono:

- con la loro configurazione geometrica, gli FPS assicurano condizioni di stabilità a differenza dei dispositivi in gomma che soffrono di problemi di instabilità;
- i sistemi strutturali con gli FPS godono di un periodo "allungato" più esteso e presentano molto spesso costi e tempi di costruzione inferiori;
- il periodo proprio di vibrazione dei sistemi isolati con FPS non dipende dalla massa ma unicamente dal raggio di curvatura.



Figura 3.13: Dispositivo a pendolo scorrevole montato su un pilastro in acciaio

Tra gli interventi da osservare si cita anche l'intervento di adeguamento sismico del *Centro Civico Traiano di Soccavo* a Napoli terminato nel 2004. L'opera costruita negli anni Settanta è stata poi lasciata incompleta per mancanza di fondi e inadeguata a seguito della nuova riclassificazione del territorio campano dopo il terremoto Campano-Lucano. L'intervento, primo nell'Unione Europea sul tema di adeguamento sismico su strutture esistenti, è stato ottenuto tagliato i pilastri e le pareti di fondazione ed inserendo dei dispositivi elastomerici ad alta dissipazione di energia.



Figura 3.14: Centro Polifunzionale a Soccavo, Napoli

3.3 Dispositivi di isolamento sismico

I dispositivi di isolamento sismico da applicare alla base di una struttura si possono classificare in tre categorie:

- isolatori costituiti da materiale elastomerici;
- isolatori a superficie di scorrimento;
- isolatori ibridi, costituiti da un misto tra i due tipi di isolatori precedenti.

3.3.1 Isolatori elastomerici

Sono i dispositivi più diffusi in tutto il Mondo. Essi realizzano la dissipazione di energia a spese di grandi deformazioni plastiche, mediante ampi cicli di isteresi. Sono costituiti da strati di materiale elastomerico, dello spessore di $5 \div 20$ mm (aventi la funzione di dissipare, disaccoppiare il moto e mantenere spostamenti accettabili), alternati a piastre di acciaio dello spessore di $2 \div 3$ mm (aventi la funzione di mantenere una buona resistenza allo schiacciamento), connessi tra loro mediante processo di vulcanizzazione. I lamierini in acciaio hanno la funzione aggiuntiva di confinamento sull'elastomero, che ne limita la deformabilità verticale, in modo tale da contenere in $1 \div 3$ mm l'abbassamento del dispositivo sotto carichi di esercizio, incrementandone sensibilmente la portanza ai carichi verticali, senza influenzare significativamente la deformabilità a taglio dell'isolatore in direzione orizzontale. Generalmente i lamierini sono più corti rispetto agli strati di gomma, in modo da risultare completamente inglobati in questi ultimi ed essere protetti dalla corrosione.

Inizialmente, nelle loro prime applicazioni nella scuola nell'ex-Unione Sovietica intorno ai primi degli anni '70, erano dei dispositivi non armati e questo causava forti deformazioni verticali che causava l'effetto *rocking*, cioè un moto rotatorio con asse orizzontale. Un aspetto molto importante è il tipo di gomma che può essere

naturale o sintetica e che dipende il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quello del terreno e la rigidità verticale per portare i carichi verticali.

Dispositivi in gomma a basso smorzamento (LDRB)

Dispositivi molto semplici da realizzare con un comportamento meccanico indipendente dalla frequenza di oscillazione e poco sensibili alla temperatura. Presenta molti vantaggi, come ad esempio:

- produzione semplice;
- bassi costi di produzione;
- proprietà meccaniche indipendenti dalla temperatura e dall'invecchiamento.

Ha lo svantaggio però di avere un basso coefficiente di smorzamento che porta ad avere spostamenti grandi della sovrastruttura anche per carichi orizzontali di esercizio come il vento. Pertanto l'utilizzo è consigliato con l'ausilio di altri dispositivi sismici.



Figura 3.15: Dispositivo LDRB e legge costitutiva

Dispositivi in gomma ad alto smorzamento (HDRB)

Questi dispositivi si differenziano dai precedenti per il tipo di gomma utilizzata. Grazie all'aggiunta di speciali additivi nella fase di produzione della miscela, si ottiene un incremento del fattore di smorzamento critico dal 2-3% al 10-20%. Consentono di avere smorzamento sufficiente ad eliminare l'ausilio di altri dispositivi e quindi hanno buone capacità di ricentraggio. L'elevato smorzamento si ottiene aggiungendo speciali cariche additive alla gomma, come il nerofumo (carbon black) ed il silicio.

Osservando un diagramma forza-spostamento si nota che rispetto all'isolatore LDRB, si ha una maggiore rigidità iniziale, che consente di fronteggiare i carichi di esercizio, limitando gli spostamenti senza pregiudicare la capacità di dissipare energia quando sono sollecitati dal sisma.

Generalmente viene esibito un comportamento marcatamente non lineare con elevata rigidità iniziale e smorzamento per deformazioni taglianti inferiori al 20%. Il comportamento è caratterizzato dalla dipendenza da svariate variabili che influenzano il comportamento ciclico isteretico e possono essere riassunte come:

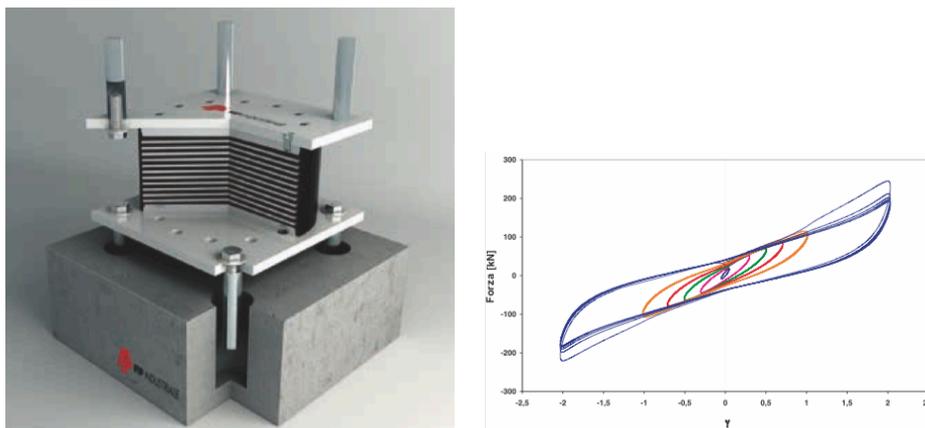


Figura 3.16: Dispositivo HDRB e legge costitutiva (fonte: catalogo FIP)

- variazione del valore di rigidità e di smorzamento al variare del livello di deformazione a taglio;
- variazione della forma ciclica per i diversi livelli di deformazione tagliante;
- dipendenza dalla storia di carico (strain history) cioè dipendenza dalla velocità con cui il ciclo isteretico viene compiuto;
- comportamento dipendente dalle escursioni della temperatura;
- effetto di *softening* nei cicli successivi al primo (effetto Mullins).

Dispositivi in gomma con nucleo in piombo (LRB)

Sono dei dispositivi analoghi agli isolatori elastomerici in gomma armata, con la differenza rappresentata dalla presenza di uno o più nuclei in piombo, che sono sollecitati a taglio, la cui plasticizzazione durante gli spostamenti orizzontali indotti dal sisma aumenta le capacità dissipative degli isolatori e di conseguenza della struttura in cui essi sono installati. Il piombo ha infatti, la facoltà di subire deformazioni plastiche dissipando energia senza danneggiarsi in maniera irreversibile. Dopo un ciclo di deformazioni plastiche è capace di ricristallizzare ritornando alle condizioni iniziali ([19]).

Le costruzioni con questi tipi di dispositivi, hanno superato i violenti terremoti di Northridge 1994 e Kobe 1995. Il sistema di isolamento è caratterizzato da:

- maggiore rigidità iniziale rispetto agli altri isolatori in gomma grazie alla presenza del nucleo in piombo;
- maggior capacità di smorzamento (30%);
- a parità di prestazioni sono più economici di quelli solo in gomma armata HDRB.

Il legame costitutivo forza-spostamento è di tipo bilineare ed il comportamento è in funzione della combinazione di gomma e nucleo, elastico lineare per la gomma e elasto-plastico per il nucleo in piombo.

Lo smorzamento viscoso equivalente associato ai cicli di isteresi del dispositivo è compreso tra il 15% e il 35%. Dal confronto fra i cicli di isteresi fatti registrare per isolatori LRB e LDRB si nota come l'energia dissipata sia maggiore per il primo, il quale mostra anche maggiore rigidezza.

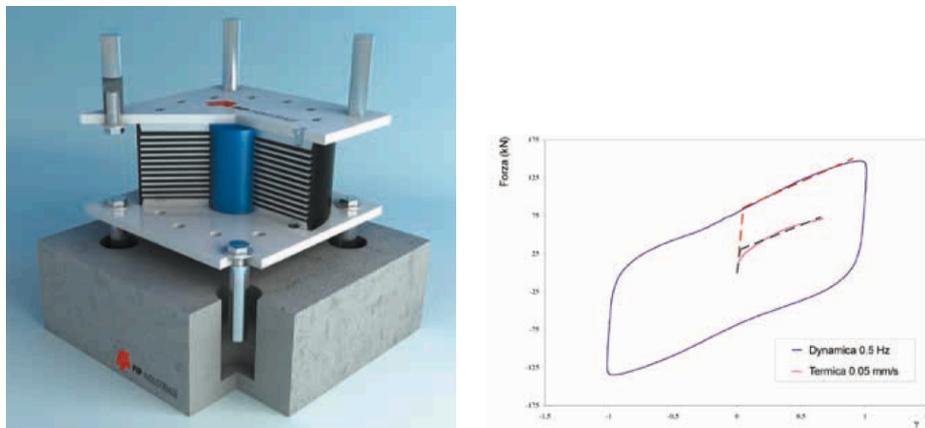


Figura 3.17: Dispositivo LRB e legge costitutiva (fonte: catalogo FIP)

3.3.2 Isolatori a scorrimento

Questi tipi di isolatori possono essere unidirezionali e multidirezionali con superficie di scorrimento piana o curva.

Isolatori a scorrimento a superficie piana: slitte (SD)

Sono apparecchi di appoggio multirezionali con superfici di scorrimento a basso attrito, generalmente costituite da due dischi, di forma circolare o quadrata, di diverso diametro che scorrono l'uno sull'altro. I materiali impiegati, acciaio inossidabile e Teflon, sono scelti in modo da poter sviluppare una bassa resistenza d'attrito. Il coefficiente di attrito dinamico è compreso tra il 5% ed il 20% e si riduce in maniera significativa fino a valori di circa 1 – 2%, nel caso di superfici lubrificate; in questo caso, quindi, il loro contributo alle forze orizzontali è quasi sempre trascurabile e per questo motivo i dispositivi a scorrimento non vengono generalmente mai impiegati da soli, a meno che non presentino elementi in grado di aumentare la rigidezza e fornire capacità dissipative e ricentranti. Il coefficiente di attrito dinamico risulta funzione della pressione di contatto, della velocità di scorrimento e della temperatura dell'ambiente in cui il dispositivo è inserito.

Il coefficiente dinamico presenta un andamento molto variabile rispetto alla velocità, tale che per velocità basse risulta rapidamente decrescente e per velocità elevate cresce fino a diventare costante nell'intervallo di velocità che tipicamente raggiunge in condizioni sismiche (200-800 mm/s). Inoltre è sensibile alla temperatura, tant'è che si riduce linearmente al crescere delle temperatura. L'estrema difficoltà nella modellazione del coefficiente di attrito comporta una rinuncia a considerarlo in fase di progettazione e quindi rinunciare alla dissipazione di energia.

Friction Pendulum system (FPS)

Gli FPS sono particolari isolatori che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e le fondazioni secondo una o più superfici sferiche. Sono caratterizzati dalle seguenti peculiarità:

- il raggio di curvatura della superficie o superfici sferiche determina il periodo proprio della struttura;
- il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura;
- l'attrito della superficie equivalente determina lo smorzamento viscoso equivalente.

Questi dispositivi hanno le superfici curve che scorrono l'una sull'altra e la forza di attrito che ne scaturisce si oppone alla forza laterale. Durante il sisma la calotta in acciaio si muove lungo la superficie concava sferica, la quale consente l'innalzamento della massa supportata della sovrastruttura. La funzione di ricentraggio è data dalla superficie curva, che consente di far tornare nella posizione di partenza il dispositivo quando cessa l'azione sismica. L'innalzamento realizzato dal pendolo converte l'energia cinetica in energia potenziale e quest'ultima richiama la massa oscillante nella posizione iniziale di equilibrio stabile.

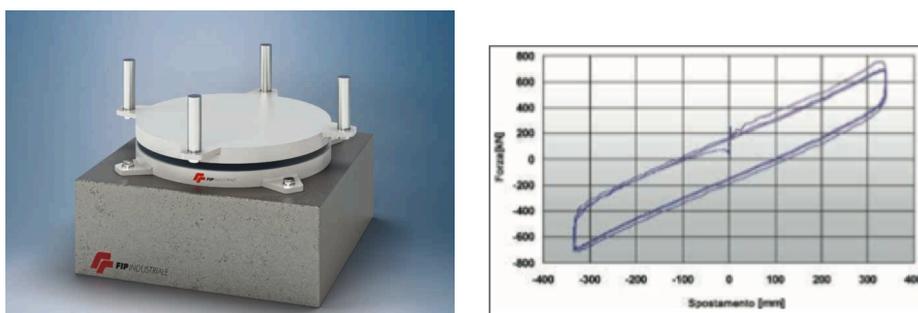


Figura 3.18: Dispositivo FPS e legge costitutiva (fonte: catalogo FIP)

Il carico verticale agente sul dispositivo genera una forza tangenziale alla superficie sferica che consente al dispositivo di ricentrarsi. Alla scelta della curvatura è legata la rigidità del dispositivo e quindi il periodo di vibrazione della struttura isolata. Il periodo è indipendente dalla massa della sovrastruttura e dipende unicamente dal raggio di curvatura della calotta sferica:

$$F = K \cdot D = \frac{W}{R} D \quad (3.2)$$

con W si indica la rigidità tagliente del dispositivo, W il carico sul singolo dispositivo, D lo spostamento sismico e R il raggio di curvatura del dispositivo. L'ipotesi è che la rigidità K sia data dal rapporto tra W ed R .

Il periodo di isolamento risulta definito dalla relazione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{Mg/R}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.3)$$

Nella realtà i dispositivi FPS presentano un certo attrito e quindi la rigidezza effettiva del dispositivo è data dalla relazione seguente :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad (3.4)$$

dove μ rappresenta il coefficiente di attrito. Da questo parametro, dal raggio di curvatura e dallo spostamento D si ottiene lo smorzamento viscoso equivalente ξ . Esso aumenta all'aumentare del periodo e del coefficiente di attrito, ma è necessario che non raggiunga valori eccessivi per evitare il bloccaggio in fase di ricentraggio. Il massimo smorzamento che si può avere è intorno al 20%.

La superficie di scorrimento è rivestita da materiale di tipo teflon che protegge in maniera efficace la superficie dalla corrosione e che può durare per tutta la vita utile di progetto. C'è una riduzione del coefficiente di attrito a seguito del calore che si sviluppa per effetto della dissipazione di energia sismica.

Le caratteristiche del sistema di isolamento possono essere migliorate con l'utilizzo di isolatori a due o più pendoli, ciascuna con proprietà scelte per ottimizzare la risposta della struttura per differenti frequenze sismiche. Un vantaggio nell'utilizzo del doppio pendolo rispetto a quello singolo per esempio risiede nel fatto che con la stessa azione sismica laterale si può avere spostamento doppio.

3.3.3 Isolatori Elastomeri-Scorrevoli

Consente di ottenere sistemi con una bassa rigidezza, e quindi periodi lunghi, con notevoli abbattimenti degli effetti del sisma, anche quando la massa strutturale competente a ciascun isolatore è limitata. Inoltre si hanno buone capacità ricentranti. L'unico problema che potrebbe sorgere in esercizio è dovuto alle differenti deformabilità verticali che può determinare spostamenti verticali differenti, in corrispondenza dei diversi isolatori anche in condizioni di esercizio. Si consiglia in questi casi di limitare tali spostamenti togliendo ai dispositivi elastomerici la funzione di sostegno dei carichi verticali e dimensionandoli non più per la rigidezza e portanza dei carichi verticali, ma unicamente dalle proprietà di rigidezza e dissipazione rispetto ai movimenti orizzontali di progetto.

Capitolo 4

Teoria isolamento e modellazione

4.1 Isolamento lineare

Gli aspetti caratteristici del comportamento dinamico delle strutture isolate alla base, per ridurre gli effetti dell'accelerazione del terreno sulla struttura durante un sisma, può essere schematizzato con un modello semplificato 2-DOF, i cui gradi di libertà sono, uno rappresentativo del sistema di isolamento di massa m_b e l'altro della struttura in elevazione di massa m . In questo modo se la sovrastruttura è rigida abbastanza, il primo modo di vibrare circoscrive gli spostamenti e le deformazioni al solo sistema di isolamento.

La teoria dell'isolamento è tratta in maniera approfondita da Fazard e Kelly ([22]) e rappresenta un punto di partenza per la progettazione e la verifica del sistema di isolamento.

4.1.1 Sistema 2-DOF

Il parametri meccanici e cinematici che caratterizzano il moto assoluto di un sistema a due gradi di libertà sono:

- \mathbf{m} è la massa della sovrastruttura;
- \mathbf{k}, \mathbf{c} sono rispettivamente massa e smorzamento della sovrastruttura;
- $\mathbf{k}_b, \mathbf{c}_b$ sono rigidezza e smorzamento del sistema si isolamento;
- \mathbf{u}_g è lo spostamento al suolo;
- \mathbf{u} è lo spostamento assoluto della sovrastruttura;
- \mathbf{u}_b è lo spostamento del sistema di isolamento.

Sfruttando il Principio di D'Alembert, il quale afferma che ogni istante ogni istante del moto può essere considerato come uno stato di equilibrio meccanico con delle opportune forze inerziali applicate, si possono ricavare le equazioni del

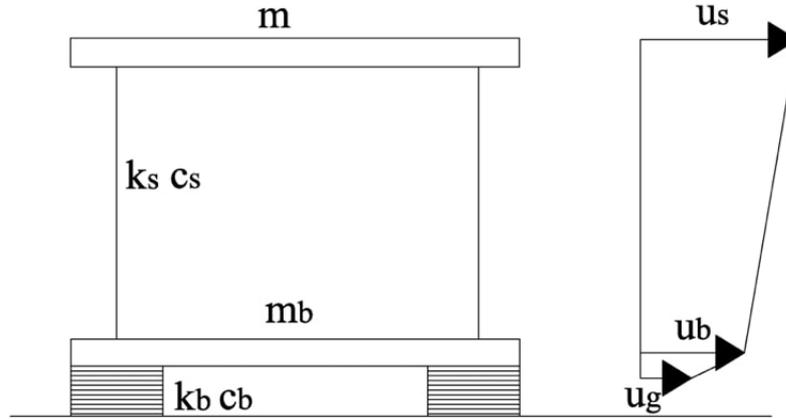


Figura 4.1: Modello di un sistema isolato a due gradi di libertà (2-DOF)

moto in spostamenti assoluti , rispettivamente della sovrastruttura e del piano dell'isolamento:

$$m\ddot{u} + c(\dot{u} - \dot{u}_b) + k(u - u_b) = 0 \quad (4.1)$$

$$m\ddot{u} + m_b\ddot{u}_b + c(\dot{u} - \dot{u}_g) + k(u_b - u_g) = 0 \quad (4.2)$$

Nelle applicazioni pratiche però, risulta più conveniente lavorare con spostamenti relativi, cioè lo spostamento relativo della massa della sovrastruttura rispetto al piano dell'isolamento e lo spostamento relativo del livello di isolamento rispetto al moto del suolo:

$$v_s = (u - u_b) \quad (4.3)$$

$$v_b = (u_b - u_g) \quad (4.4)$$

Sostituendo queste nelle equazioni del moto in coordinate assolute si ha:

$$m(\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + \ddot{u}_g) = -c\dot{v}_s - kv_s \quad (4.5)$$

$$m_b(\ddot{u}_g + \ddot{v}_b) + m(\ddot{u}_g + \ddot{v}_b + \ddot{v}_s) + c_b\dot{v}_b + k_bv_b = 0 \quad (4.6)$$

L' equazione 4.5 non è altro che l'azione dovuta all'inerzia della sovrastruttura con le forze di richiamo elastico agenti sul piano dell'isolamento dovute all'inerzia della sovrastruttura. Sostituendo tale quantità nella 4.6 e riordinandole si ottiene:

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c\dot{v}_s + kv_s = -m\ddot{u}_g \quad (4.7)$$

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (4.8)$$

Si può notare che se si elimina il termine v_s , che rappresenta il moto relativo della struttura rispetto al livello dell'isolamento, la seconda equazione non è altro che l'equazione del moto per un sistema ad un grado di libertà; lo stesso vale per la prima equazione se si sostituisce il termine v_b .

Il sistema di equazioni può essere rappresentato utilizzando una notazione matriciale:

$$\begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\xi_b\omega_b & 0 \\ 0 & 2\xi_s\omega_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g$$

dove M si indica la somma della massa della sovrastruttura e del sistema di isolamento. Il sistema lo si può Scrivere in maniera compatta :

$$[M]\ddot{v} + [C]\dot{v} + [K]v = [M]r\ddot{u}_g \quad (4.9)$$

dove con $[M]$ si indica la matrice delle masse, con $[C]$ la matrice degli smorzamenti, con $[K]$ la matrice delle rigidità e v indica il vettore degli spostamenti relativi.

L'equazione matriciale si può scrivere in forma adimensionale utilizzando le quantità di sotto riportate e dividendo la prima equazione per m e la seconda per la massa totale $M=m+m_b$:

$$\gamma = \frac{m}{(m + m_b)} < 1 \quad (4.10)$$

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{(m + m_b)} = \frac{k_b}{M} \quad (4.11)$$

$$\omega_s^2 = \frac{k_s}{m} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2 = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 \quad (4.13)$$

Il parametro γ rappresenta il rapporto di massa assumendo implicitamente che $m < m_b$, i parametri ω rappresentano le frequenze nominali e ε è il rapporto delle pulsazioni. La forma adimensionale dell'equazione del moto si può così rappresentare:

$$\gamma\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_b\beta_b\dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (4.14)$$

$$\ddot{v}_s + \ddot{v}_b 2\omega_s\beta_s\dot{v}_s + \omega_s^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (4.15)$$

- ω_b, T_b, β_b rappresentano rispettivamente le pulsazioni, i periodi e il rapporto di smorzamento di un oscillatore ad un grado di libertà vincolato dal sistema di isolamento;

- ω_b, T_b, β_b rappresentano rispettivamente le pulsazioni, il periodo e il rapporto di smorzamento della sovrastruttura fissa alla base.

Oltre al rapporto delle pulsazioni si può definire il grado di isolamento ([23]) definito come:

$$\Omega = \frac{T_B}{T_{IS}} = \sqrt{1/\varepsilon} \quad (4.16)$$

Considerando una struttura rigida, che equivale a imporre $\varepsilon \ll 1$, situazione peraltro molto comune nelle costruzioni ordinarie, il problema dell'analisi modale si semplifica notevolmente.

I modi principale del sistema sono rappresentati dal vettore Φ^n definita come:

$$\Phi^n = (Phi_b^n, Phi_s^n)^T \quad n = 1,2 \quad (4.17)$$

Le pulsazioni dei rispettivi modi di vibrare sono calcolate attraverso l'equazione caratteristica del quarto ordine del sistema precedente e sulla base dell'ipotesi che ε sia molto più piccolo di 1:

$$\omega_1^2 \equiv \omega_b^{*2} = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \quad (4.18)$$

$$\omega_2^2 \equiv \omega_s^{*2} = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (4.19)$$

Resta comunque sufficientemente accurato considerare:

$$\omega_b^* = \omega_b \quad (4.20)$$

$$\omega_s^* = \frac{\omega_s}{(1 - \gamma)^{1/2}} \quad (4.21)$$

Da queste si nota che la frequenza angolare del sistema di isolamento (ω_b) non è influenzata di molto dalla deformazione della struttura, mentre la frequenza della struttura in elevazione (ω_s) è incrementata dalla presenza della massa alla base. La differenza iniziale tra la frequenza della struttura a base fissa e la frequenza dell'isolamento può essere aumentata combinando opportunamente i 2 elementi.

Analogamente, i vettori delle forme modali assumono semplici espressioni approssimate:

$$\underline{\phi}_1^T = \{1, \varepsilon\}$$

$$\underline{\phi}_2^T = \left\{1, -\frac{(1 - (1 - \gamma)\varepsilon)}{\gamma}\right\}$$

I fattori di partecipazione L_1 e L_2 , rispettivamente del primo e del secondo modo, sono:

$$L_1 = (1 - \gamma\varepsilon) \quad L_2 = \gamma\varepsilon \quad (4.22)$$

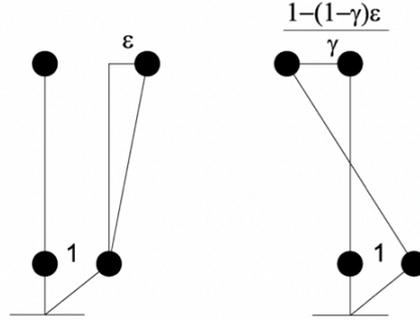


Figura 4.2: Forme modali del sistema a 2GDL

Il primo modo di vibrare del sistema a 2 GDL (Φ_1) è approssimativo ad un moto rigido, dando luogo a deformazioni nella parte in elevazione di ampiezza ε (10^{-2}), mentre il secondo modo (Φ_2) genera deformazioni sia nel sistema di isolamento che nella struttura in elevazione. Lo spostamento in sommità è dello stesso ordine di grandezza di quello alla base ($1/\gamma$), ma di segno opposto.

Il fattore di partecipazione del secondo, è dell'ordine di ε , e se le frequenze originali, ω_b e ω_s sono ben separate, risulta essere molto piccolo. Questo consente una riduzione sostanziale nella trasmissione delle accelerazioni dal suolo alla struttura di elevazione anche se il terremoto ha un elevato contenuto energetico a tale frequenza. Inoltre poichè il fattore di partecipazione del primo modo è all'incirca pari ad uno, non si ha amplificazione delle accelerazioni entranti nella struttura. Una volta ottenuti i modi di vibrare della struttura, la risposta del sistema si esprime come combinazione lineare delle forme modali attraverso due coefficienti $q_1(t)$ e $q_2(t)$:

$$v_b = q_1 \cdot \phi_b^1 + q_2 \cdot \phi_b^2 \quad (4.23)$$

$$v_s = q_1 \cdot \phi_s^1 + q_2 \cdot \phi_s^2 \quad (4.24)$$

Nel caso di strutture ordinarie il rapporto di massa γ tende ad essere inferiore di 0.5 e al diminuire, considerando un ε fisso, si ha una crescita di ω_1 e una riduzione di ω_2 .

Dallo studio delle espressioni 4.20 e 4.21 e dei fattori di partecipazione si deduca che al variare della massa, L_1 e L_2 variano tra di loro comportando che il primo modo di vibrare governa in maniera prevalente il comportamento dell'intero sistema.

Inoltre al diminuire di ω_b , e quindi isolamento più flessibile rispetto alla sovrastruttura, si ha una diminuzione di ε e quindi una tendenza della pulsazione naturale di vibrazione della prima forma modale a coincidere con quella di un oscillatore semplice la cui massa è quella totale del sistema e la rigidità quella relativa al piano di isolamento. In altri termini, con un sistema di isolamento flessibile, la prima forma modale interessa solo il piano di isolamento. Nella maggior parte delle applicazioni strutturali il valore dello smorzamento si fissa piccolo a sufficienza

in modo da ottenere una soluzione senza il disaccoppiamento delle equazioni del moto.

Si dimostra che per piccoli valori di ε ed usuali spettri di progetto, il sistema di isolamento può essere progettato, in modo preliminare per uno spostamento relativo alla base pari al valore spettrale $S_D(\omega_b, \beta_b)$ e l'edificio per un coefficiente di taglio alla base $C_s = S_A(\omega_s, \beta_b)$

4.1.2 Sistema MDOF

I concetti finora detti, possono essere estesi a sistemi con più gradi di libertà, che sono tra l'altro i sistemi degli edifici più comuni (multipiano).

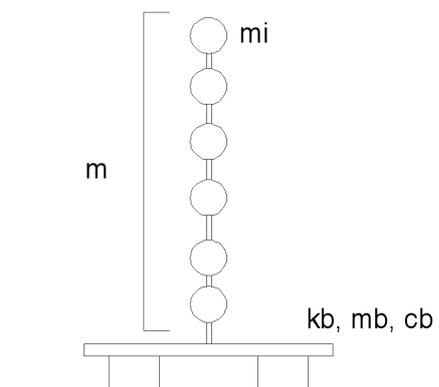


Figura 4.3: Sistema a N g.d.l. isolato alla base

Si rappresenta, anche in questo caso, il sistema strutturale tramite la matrice delle masse \mathbf{M} , la matrice degli smorzamenti \mathbf{C} e la matrice delle rigidezze \mathbf{K} .

Per una struttura tradizionale a base fissa, lo spostamento relativo \mathbf{u} , di ciascun grado di libertà rispetto al suolo, viene espresso come:

$$M\ddot{\mathbf{u}} + C\dot{\mathbf{u}} + K\mathbf{u} = -Mr\ddot{u}_g \quad (4.25)$$

dove \mathbf{r} rappresenta il vettore di trascinato che mette in relazione ciascuna grado di libertà con la componente sismica. Se si ipotizza che questo sistema MDOF sia accoppiato ad un sistema di isolamento alla base, caratterizzato da massa m_b , rigidezza k_b e smorzamento c_b , si ottiene:

$$M\ddot{\mathbf{v}} + C\dot{\mathbf{v}} + K\mathbf{v} = -Mr(\ddot{u}_g + \ddot{v}_b) \quad (4.26)$$

in cui \mathbf{v} indica lo spostamento relativo rispetto alla base, mentre v_b è lo spostamento relativo del piano di base dell'isolamento rispetto al suolo. Dall'equazione del moto si ottengono i modi di vibrare, che generalmente per una struttura a base fissa sono assunti e indicati con ϕ_i , dove $i=1, \dots, N$. Con riferimento alle forme modali, lo spostamento associato alla struttura può essere rappresentato come :

$$\mathbf{v} = \sum_{i=1}^N q_i \Phi_i \quad (4.27)$$

Le pulsazioni naturali del sistema ω_i sono ottenute assumendo che $\phi^i C \phi^i = 0$ se $i \neq j$; si ottiene così:

$$\omega_i^2 = \frac{\Phi^{iT} K \Phi^i}{\Phi^{iT} M \Phi^i} \quad (4.28)$$

Considerando le massi modali, per base fissa come $M_i = \Phi_{iT} M \Phi_i$ e i fattori di partecipazione modali della base fissa L_i , la matrice delle equazioni del moto si riduce a $N+1$ equazioni.

Nonostante si possa ottenere in letteratura un'analisi completa delle equazioni del moto e delle frequenze modali (es Kelly), nella maggior parte dei casi di opere civili, i modi superiori al primo sono irrilevanti. Risulta quindi possibile considerare unicamente il primo modo. La trattazione perciò, delle equazioni del moto di un sistema MDOF sono coincidenti con quelle di un sistema SDOF, a meno del fattore di partecipazione modale L_i .

$$\frac{L_1^2 M_1}{m + m_b} \ddot{q}_1 + (L_1 \ddot{v}_b) + 2\omega_b \beta_b (L_1 \dot{v}_b) + \omega^2 (L_1 v_b) = -L_1 \ddot{u}_g \quad (4.29)$$

$$(L_1 \ddot{v}_b) + \ddot{q}_1 + 2\omega_1 \beta_1 \dot{q}_1 = -L_1 \ddot{u}_g \quad (4.30)$$

Capitolo 5

Friction Pendulum System (FPS)

I sistemi FPS sono degli isolatori dissipativi attritivi a superficie curva che può essere singola doppia o tripla. Il funzionamento è basato sullo scorrimento relativo tra le due interfacce a diretto contatto tra loro, con un cursore detto "slider". Si considera nel seguito solo dispositivi in cui le interfacce sono rivestite da un materiale attritivo, PTFE o simile ([4] [21]), e da acciaio inossidabile, le cui proprietà meccaniche, ad esempio l'attrito, variano a seconda di diversi fattori come: materiali tra le interfacce, procedura di installazione, storia di carico, condizioni ambientali, e ciò che può risultare da limitarne le funzionalità.

Nonostante sia possibile controllare la produzione in stabilimento ed installazione degli isolatori in maniera accurata, rimangono dei punti deboli riguardo la corrosione delle superfici metalliche, il distacco del rivestimento, la contaminazione delle superfici di scorrimento, la rottura dell'elemento di rotazione.

5.1 Comportamento meccanico

Il funzionamento meccanico è basato sull'incremento del periodo di vibrazione; la legge nello specifico è quella descritta in origine da Zayas ([33]).

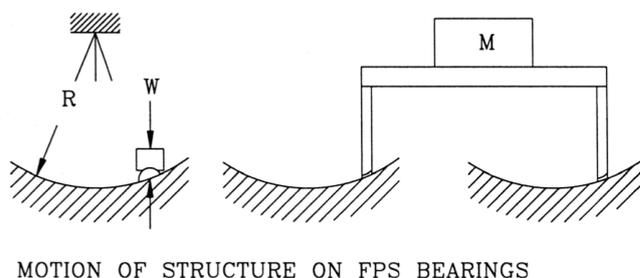


Figura 5.1: Principio di funzionamento di un isolatore Fps



Figura 5.2: Dispositivo FPS serie FIP-D della Fip Industriale

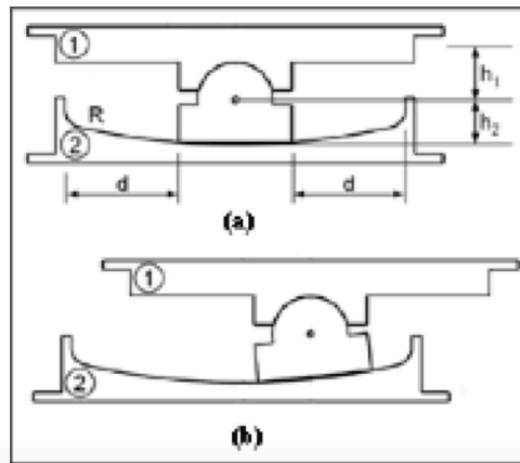


Figura 5.3: Dispositivo FPS nella configurazione iniziale e finale

Il sistema consente il moto orizzontale relativo tra la sottostruttura solidale al terreno e la sovrastruttura che avviene grazie allo scorrimento tra una superficie a calotta sferica, realizzata in acciaio e solidale con una parte della struttura isolata e un'cerniera vincolata nella parte opposta.

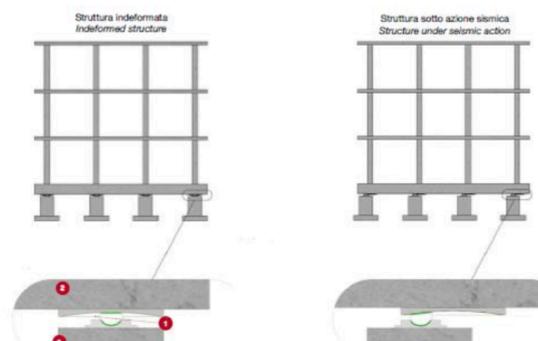


Figura 5.4: Disaccoppiamento tra sovrastruttura e sottostruttura

Il comportamento verticale del dispositivo è monolatero e permette di bloccare solo la compressione. Presentano dei vantaggi rispetto agli altri dispositivi attritivi per le seguenti proprietà:

- *ricentraggio*:, legata alla superficie di scorrimento sferica che permette al dispositivo di tornare in posizione dopo l'azione esterna;
- *rigidezza orizzontale* proporzionale al carico verticale;
- *dissipazione energetica* legata all'attrito tra le superfici di scorrimento in quanto non perfettamente lubrificate; l'azione verticale con l'attrito fa nascere una componente tangenziale alle superficie sferica opposta al movimento consentendo al dispositivo di ricentrarsi.

Con riguardo alla proprietà di dissipazione energetica, esso avviene con un *attrito di primo distacco* che si ha prima del distacco e del movimento e un *attrito dinamico* durante il movimento, che determina il meccanismo vero e proprio di dissipazione dell'energia introdotta dal sisma creando una resistente laterale che però non deve essere troppo alta per impedire il ricentraggio.

Per i dispositivi con accoppiamento di una superficie metallica in acciaio inossidabile o cromato e un materiale polimerico (Teflon) non lubrificato, si dà luogo ad un coefficiente di attrito compreso tra 0.03 e 0.08 ([3] [5] [21]). Come mostrato dagli studi condotti, si evince che l'attrito dipende in maniera proporzionale dall'accelerazione dell'eccitazione e le interfacce acciaio-teflon non seguono la legge di Coulomb di attrito costante ma anzi hanno la tendenza a scorrere continuamente anche per bassi valori di accelerazione; inoltre il valore dell'attrito statico diminuisce con l'aumento della pressione del cuscinetto. Il coefficiente di attrito dinamico è influenzato invece dal numero di cicli compiuti tra le superfici; in particolare durante lo scorrimento ciclico dinamico la forza di attrito dinamica diminuisce e la velocità decrescente si riduce quando l'interfaccia subisce un certo numero di inversioni cicliche. Perciò l'attrito dinamico è inversamente dipendente dalla velocità e dalla pressione applicata ([18]).

5.2 Comportamento dinamico

Il legame costitutivo, con riferimento alla risposta nel piano orizzontale, è generalmente idealizzato bilineare in condizioni di moto (non si entra nel dettaglio della trattazione a cui si rimanda alla pubblicazione di Tsai-1997 [29]). Esso è basato su tre parametri K_1 , K_2 e Q come riportato in figura 5.5, che indicano rispettivamente la rigidezza del tratto elastico-lineare, la rigidezza del tratto plastico-incruente e la forza di snervamento.

Dall'equilibrio della componente orizzontale e verticale dello spostamento sono dati rispettivamente:

$$u = R \sin \theta \quad (5.1)$$

$$v = R(1 - \cos \theta) \quad (5.2)$$

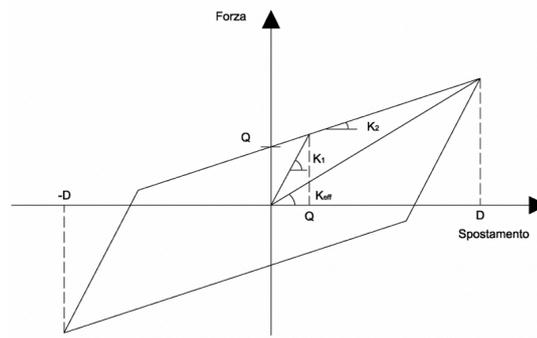


Figura 5.5: Modello bi-lineari isolatori Fps

dove R è il raggio di curvatura della superficie sferica.

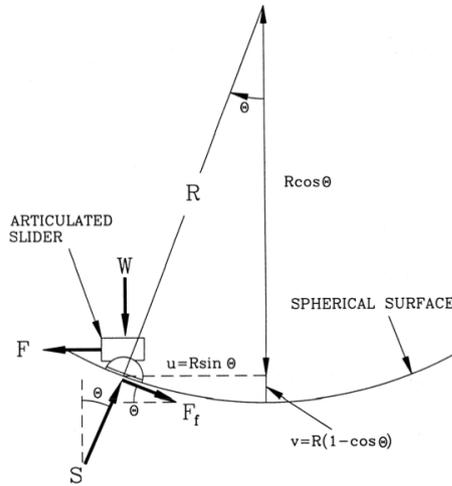


Figura 5.6: Gradi di libertà isolatore FPS

Dall'equilibrio dell'isolatore in direzione verticale e orizzontale si è ottenuto:

$$W - S \cos \theta + F_f \sin \theta = 0 \quad (5.3)$$

$$F - S \sin \theta - F_f \cos \theta = 0 \quad (5.4)$$

dove W rappresenta l'azione verticale N agente sul dispositivo ed ottenuto dal prodotto tra la massa M e l'accelerazione di gravità g .

Risolvendo il sistema di equazioni per angoli piccoli ($\cos \theta = 1$ e $\sin \theta = 1/R$), imponendo una serie di semplificazioni e tramite una serie di passaggi si ottiene la seguente relazione:

$$F = W \mu \text{sign}(\dot{u}) + \left(\frac{W}{R}\right)d \quad (5.5)$$

dove d è lo spostamento orizzontale di progetto orizzontale sul dispositivo tipicamente $u < 0.2 R$ ([6]), R il raggio di curvatura della superficie sferica, μ_{din} il coefficiente di attrito dinamico ad alta velocità e $\text{sign}(\dot{u})$ rappresenta il segno della velocità sul dispositivo.

Il primo termine rappresenta la forza di attrito lungo la tangente alla superficie di scorrimento con segno concorde alla componente tangenziale della forza verticale W .

Il secondo termine dell'equazione $(Mg/R)d$ rappresenta la *forza di ricentraggio* dovuta al sollevamento della massa durante il moto, che offre quindi una rigidità orizzontale :

$$K_2 = \frac{W}{R} \quad (5.6)$$

Da questa relazione si ottiene il periodo di vibrazione della struttura isolata:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{Kg}} = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} \quad (5.7)$$

Il periodo è indipendente dalla massa della struttura e dipende solo dalla geometria dell'isolatore. Così il periodo non cambia se il peso della struttura cambia o è assunto diversamente da quello reale.

La relazione 5.5 dimostra che la forza laterale è direttamente proporzionale al peso W . Come risultato né deriva che il centro di rigidità laterale del sistema isolato coincide con il centro di massa della struttura. La rigidità K_2 è spesso definita come *rigidità secondaria* per distinguerla dalla *rigidità iniziale* K_1 che il dispositivo ha prima di sviluppare il moto e che è ottenuto da relazioni empiriche come multiplo di K_2 ; uno studio di Kelly ([22]) propone di usare $K_1 = 52 K_2$. Gli isolatori hanno una rigidità teoricamente infinita fino alla rottura dei legami di attrito, ovvero in corrispondenza dell'inizio dello scorrimento, ed è per questo che molte volte il primo tratto del ciclo di isteresi viene assunto pseudo-verticale proprio a semplificare rigidità K_1 infinita prima dell'inizio del moto.

Prima del distacco, sovrastruttura e sottostruttura sono vincolate tra loro rigidamente e il comportamento nel suo complesso è identico a quello di una struttura senza isolamento.

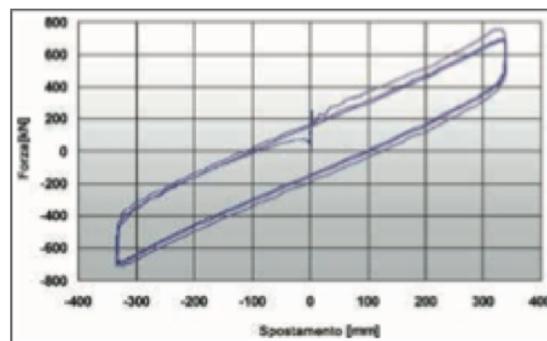


Figura 5.7: Isteresi sperimentale di un isolatore FIP-D della FIP Industriale

Dalla relazione si ricava il dominio ammissibile in cui si realizza un equilibrio stabile:

$$F_f \geq F_e \longrightarrow d \leq \mu R \quad (5.8)$$

ovvero per spostamenti inferiori a μR il sistema non sarà in grado di ricentrarsi, trovandosi in una configurazione di equilibrio stabile, mentre si ricentrerà per spostamenti superiori. Da tale concetto è possibile capire il motivo per cui si usano materiali a basso coefficiente d'attrito come il Teflon al fine di rendere più probabile il ricentraggio.

Si espongono in maniera semplificativa i concetti che governano il fenomeno dell'attrito, con riferimento alle indagini sperimentali ([4] [21]) condotte su interfacce acciaio-Teflon che hanno messo in evidenza la dipendenza del coefficiente d'attrito da numerosi fattori. In particolare esso dipende dalla velocità di scorrimento e dalla pressione applicata e questi fanno sì che non ci sia dipendenza dalla legge di Coulomb (attrito costante durante lo scorrimento).

La teoria sull'attrito basa le sue radici sulla topografia superficiale poichè, nessuna superficie è lisci e piana a livello macroscopico ([7]). I fenomeni che governano l'attrito sono:

- **Adesione:** quando due corpi entrano in contatto si crea un legame tra loro formando dei legami atomici attraverso le interfacce di contatto;
- **Plowing:** le superfici possiedono delle asperità che, quando in contatto, subiscono deformazioni di tipo elastico o plastico.
- **Effetti visco-elastici:** dovuti allo scorrimento di un materiale duro su un materiale morbido come il Teflon;
- **Fenomeno dello stick-slip:** è una successione di fasi di blocco e slittamento e si presenta nei meccanismi non lubrificati.

5.3 Indagini sperimentali isolatori attritivi

Occorre distinguere prima di tutto, tra il coefficiente di attrito dinamico μ_{din} , che si ha nel movimento ed è caratterizzato da velocità medie di progetto dei dispositivi a pendolo scorrevole, che considerando come valori tipici degli spostamenti e delle frequenze quelli tipici di una struttura isolata (100-200 mm e 0.4-0.5 Hz) sono comprese tra 160-400 mm/s; valore di distacco μ_s , sviluppato sino ad un attimo prima dell'inizio del moto e l'attrito di inversione μ_{inv} , ovvero in corrispondenza agli stati in cui cambia la direzione lungo la quale avviene lo scorrimento e che assume valori intermedi tra il coefficiente di attrito di distacco e quello dinamico.

Dalla indagini sperimentali è emersa la dipendenza del coefficiente di attrito oltre che dalla velocità di scorrimento e dalla pressione applicata anche dalla temperatura.

5.3.1 Dipendenza dalla velocità di scorrimento

Il coefficiente di attrito dinamico è caratterizzato da un valore basso immediatamente dopo l'inizio dello scorrimento (f_{min}) e da un progressivo incremento al crescere della velocità fino ad arrivare con grandi velocità a (f_{max}). Inoltre incrementi di carico normale portano ad un abbassamento della curva di attrito e quindi una conseguente diminuzione di tali valori.

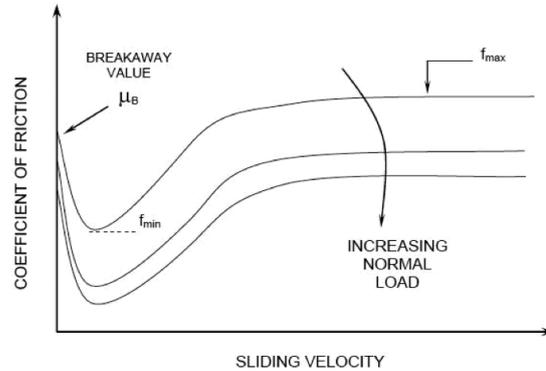


Figura 5.8: Dipendenza velocità di scorrimento e pressione [7]

Si nota nella parte iniziale un elevato valore del coefficiente di attrito statico μ_b che è dovuto al fenomeno dell'adesione. All'inizio dello scorrimento si ha un fil sottilissimo di PTFE che si deposita sulla superficie di acciaio inossidabile, abbattendo il valore dell'attrito statico a f_{min} a causa della bassa resistenza a taglio che tale materiale possiede. Al crescere della velocità di scorrimento il coefficiente aumenta fino a raggiungere f_{max} (valori 6 volte maggiori di f_{min}).

La differenza tra il massimo e il minimo dell'attrito dinamico $\Delta = f_{max} - f_{min}$ è più alta quando la pressione di contatto è bassa. La temperatura invece ha una bassa influenza sul Δ . In generale, per una pressione fissata, il coefficiente di attrito di scorrimento dipende dalla velocità ed è esplicitato nella seguente equazione:

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) \exp(-\alpha v) \quad (5.9)$$

dove si è visto che f_{max} è il coefficiente d'attrito del dispositivo alle alte velocità, f_{min} è il coefficiente d'attrito del dispositivo alle basse velocità, v è la velocità di scorrimento e α è l'inverso della velocità di scorrimento variabile tra 20/30 mm/s per dispositivi con interfaccia acciaio inox-PTFE Teflon e di 100 mm/s per PTFE composito ed ha il compito di controllare la variazione del coefficiente di attrito e quindi il passaggio dal valore minimo al valore massimo alle alte velocità. Per la modellazione sul codice di calcolo sarà usato il valore medio di 50 mm/s in accordo agli studi citati prima e a quelli condotti da Fenz ([16]).

In figura 5.9 viene mostrato l'effetto del parametro α per due valori di $f_{max}/f_{min} = 2.5$ e 5. Il più piccolo valore è rappresentato dal PTFE composito e il più grande dal PTFE Teflon. Si evince come un α più grande di 150 mm/s è sufficiente per ottenere il valore massimo del coefficiente di attrito per scorrimento, di tutti i materiali a base PTFE a temperature normali ([7]).

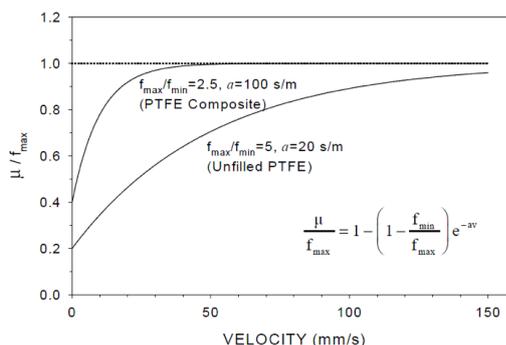


Figura 5.9: Effetto del parametro α sulla variazione di attrito con la velocità [7]

5.3.2 Effetto della Temperatura

La temperatura ha un effetto sostanziale sul coefficiente di attrito statico μ_B e su quello dinamico a basse velocità f_{min} ([2]).

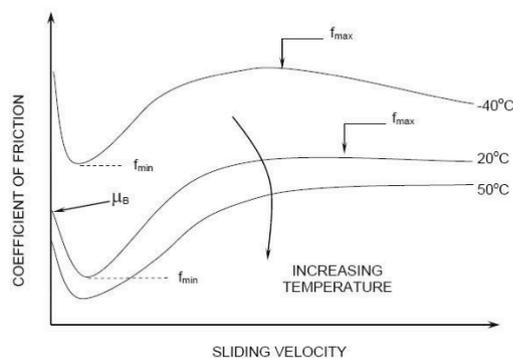


Figura 5.10: Effetto della temperatura sulla variazione di attrito con la velocità [7]

In figura 5.10 si riporta l'attrito di scorrimento a basse e alte velocità in funzione della temperatura. Si può vedere l'effetto sostanziale che la temperatura ha sul coefficiente di attrito statico e dinamico con una diminuzione sostanziale della temperatura esterna con un tasso di riduzione maggiore se si passa da temperatura basse a medie che da medie ad alte. Inoltre la variazione dipende dalla velocità di scorrimento, mentre è praticamente indipendente dalla pressione di contatto. Alle velocità di interesse per le applicazioni sismiche, il tasso di riduzione è intorno a 0.15-0.3 %/°C.

Questo è legato alla nascita di calore generato per attrito che è proporzionale al coefficiente di attrito stesso, alla pressione media ed alla velocità di scorrimento. Il flusso di calore tende a compensare gli effetti che le basse temperatura hanno sulle proprietà visco-elastiche del PTFE. Nel caso di PTFE Teflon tutta la produzione di calore viene fornita all'acciaio inossidabile. Da questo si deduce che gli effetti della temperatura sono più rilevanti nei materiali compositi che quelli "semplici".

5.3.3 Effetto dello slick-slip

Il fenomeno dello stick-slip trae la sua natura nello scaricare di volta in volta nella fase dinamica, l'energia dissipata, immagazzinata nella fase statica a causa degli sforzi agenti sul sistema, in modo da instaurare un ciclo di oscillazioni a scatti. Alcuni studi condotti negli anni ([32]), hanno dimostrato un'altra natura del fenomeno, dovuto ad un sottile film di fluido polimerico, che potrebbe essere interessato da una transizione di fase da stato liquido a solido, comportando cambiamenti nelle caratteristiche di scorrimento del film stesso inducendo allo stick-slip.

Per tener conto di tale fenomeno nel coefficiente di attrito dinamico, è possibile riscrivere l'equazione 5.10 come :

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{rev})exp(-\alpha\dot{u}) \quad (5.10)$$

dove f_{max} e f_{min} rappresentano rispettivamente il coefficiente di attrito massimo e il coefficiente di attrito per inversione di moto ([12]).

5.3.4 Effetto della durata dei carichi e della distanza percorsa

Il PTFE, essendo un materiale dotato di proprietà visco-elastiche, si potrebbe pensare che l'effetto dei carichi permanenti sull'area di contatto, sia tanto maggiore quanto maggiore sia il periodo di applicazione dei carichi. Quello che invece emerge da studi scientifici ([4]) è che il valore del coefficiente di attrito statico è lo stesso sia per un carico applicato per 0.5 ore che per 594 giorni. Pertanto non vi è una correlazione tra il coefficiente di attrito e la durata di applicazione del carico.

Alcuni test hanno mostrato che i campioni con cicli di test precedenti hanno mostrato un valore del coefficiente di attrito statico molto minore dopo l'applicazione di un primo ciclo di carico.

Per quanto riguarda la distanza percorsa, l'attrito dinamico f_{max} passa da un valore iniziale del 12,5% al 10% dopo 40 metri di distanza percorsa; dopo i 300m mostra invece un nuovo incremento. Il coefficiente dinamico f_{min} presenta cambiamenti nel range di 0-40 m. In conclusione si può affermare che il coefficiente di attrito tende a diminuire durante i cicli di carico alle alte velocità, e con una riduzione di 25% - 30%.

5.4 Modellazione isolatori attritivi

La modellazione dei *friction pendulum* può avvenire in relazione alle sue caratteristiche meccaniche che potranno essere visco-elastiche lineari o con un legame costitutivo non lineare.

Adottando un modello lineare, la rigidità sarà riferita allo spostamento totale di progetto, per lo stato limite in esame di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di

isolamento in cicli con frequenze nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi, dovrà riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, tenendo conto anche della corretta rappresentazione dell'energia dissipata.

Modellazione lineare

I dispositivi lineari sono idealizzati nel sistema di isolamento come delle molle lineari (secondo quanto previsto nell'NTC 2018), caratterizzati da una propria rigidezza e da un proprio smorzamento viscoso equivalente, che indica la dissipazione di energia prodotta dall'attrito. Il periodo, come già visto, dipende dai soli parametri del dispositivo.

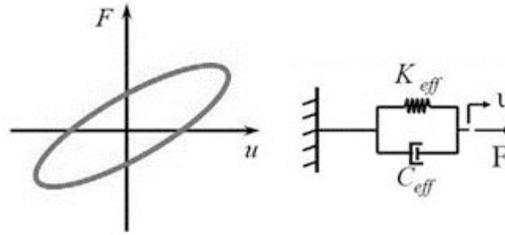


Figura 5.11: Modello FPS lineare

$$F(t) = K_{eff}D(t) + C_{eff}\dot{D}(t) \quad (5.11)$$

Si riportano di seguito le relazioni per calcolare i parametri del dispositivo:

$$K_{eff} = \left(\frac{W}{R} + \frac{W\mu}{d} \right) \quad (5.12)$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{Rd}{g(R + \mu d)}} \quad (5.13)$$

$$C_{eff} = \frac{A_{isteresi}}{4\pi K_{eff} d^2} = \frac{2\mu}{\pi(\mu + \frac{d}{R})} \quad (5.14)$$

Quest'ultima ottenuta imponendo un'equivalenza tra energia dissipata per attrito ed energia dissipata per comportamento viscoso. Si nota come lo smorzamento sia in funzione del raggio di curvatura, del coefficiente di attrito μ e della domanda di spostamento di progetto per lo stato ultimo considerato.

Ne consegue quindi che la dissipazione energetica equivalente da adottare in un'analisi elastica è funzione dello stato limite considerato, ed assume valori differenti in relazione alla domanda di spostamento del sistema. Generalmente il valore di progetto è riferito allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per le strutture isolate.

Per il progetto dei dispositivi si fa riferimento allo spostamento allo stato limite di collasso (SLC) indicato nelle NTC come d_2 .

Queste vengono utilizzate qualora il sistema possa essere modellato come lineare equivalente; il periodo ottenuto differisce dal valore corrispondente tangente per non più del 14%. Nè consegue che anche lo scostamento, in termini di risposta dinamica, tra modellazione lineare e non-lineare risulta essere trascurabile. La modellazione lineare rappresenta una grossa semplificazione e può essere applicate solo in condizioni specifiche (come stabilito in NTC 2018), di sotto elencate:

- la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento del 20% dello spostamento di riferimento. Ciò si traduce nell'imporre, per dispositivi a pendolo:

$$\frac{R}{d_{dc}} \leq \frac{1}{3 \mu_{din}} \quad (5.15)$$

dove d_{dc} rappresenta lo spostamento del centro di rigidezza del sistema di isolamento allo stato limite considerato;

- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento deve essere inferiore al 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non devono essere soggette a scostamenti superiori al 10% dovute a variazioni della velocità di deformazione, dell'azione verticale sui dispositivi;
- l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0.5d_{dc}$ e d_{dc} deve essere uguale al 2,5% del peso totale W della sovrastruttura; ciò si traduce in un utilizzo di un raggio di curvatura limitato a 20 volte il valore dello spostamento di progetto.

5.4.1 Modellazione non lineare

Secondo le Norme Tecniche, tutte le volte che la componente sismica verticale è superiore a $0.1g$, non si può modellare il dispositivo FPS con un modello lineare equivalente, ma si deve adottare una modellazione tenendo conto del reale comportamento del dispositivo. In ogni caso, in assenza della componente verticale del sisma, si dovrà tener conto che la variazione del carico assiale sui dispositivi, generatasi in opposizione al ribaltamento indotto dalle forze orizzontali, sia inferiore al 10% rispetto alle condizioni quasi permanenti. Con una modellazione non lineare del comportamento, si adotta un'analisi non lineare con un'integrazione al passo dell'equazione del moto. Il legame costitutivo, ottenibile attraverso prove cicliche a spostamento crescente, è non lineare ed influenzato dagli effetti del coefficiente di attrito, dovuto alle cause viste in precedenza.

$$F(t) = W \mu \text{sign}(\dot{u}) + \left(\frac{W}{R} \right) d(t) \quad (5.16)$$

Il coefficiente di attrito dinamico, nella maggior parte dei software commerciali di analisi strutturale (ad esempio SAP 2000), è implementato conforme alla relazione:

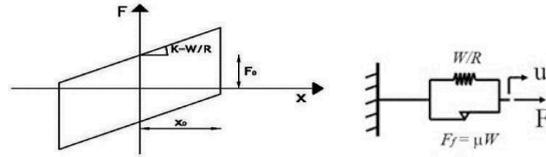


Figura 5.12: Modello FPS non lineare

$$\mu_{\text{din}} = f_{\text{max}} - (f_{\text{max}} - f_{\text{rev}}) \exp(-\alpha \dot{u}) \quad (5.17)$$

Il codice di calcolo adottati (SAP 2000 v20.0), consente di modellare l'elemento pendolo come un elemento finito NLINK del tipo "Friction Pendulum Isolator". Questo elemento ha un comportamento biassiale che consente di modellare il dispositivo accoppiando le proprietà di attrito definite per le due deformazioni a taglio che avvengono per lo slittamento nelle due superfici. Inoltre si può definire un Gap nella direzione verticale per rappresentare l'incapacità di resistere a trazione del dispositivo, lavorando solo a compressione.

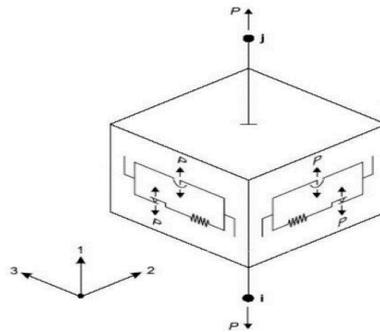


Figura 5.13: Modellazione NLink su SAP 2000

- du_1 : deformazione assiale secondo la direzione 1;
- du_2 : deformazione a taglio nel piano 1-2;
- du_3 : deformazione a taglio nel piano 2-3
- fu_1 : forza assiale in direzione 1;
- fu_2 : forza di taglio nel piano 1-1;
- fu_3 : forza di taglio nel piano 2-3;
- P: carico assiale in direzione 1.

Il comportamento a ciclo isteretico dell'isolatore si basa su quanto proposto negli studi di Park, Wen e Costantino ([21]). La discontinuità del passaggio tra la fase

di scorrimento e la fase di non scorrimento è affrontata con il metodo Yang([31]). La variabilità del coefficiente di attrito è in accordo con la legge proposta e descritta precedentemente (eq. 5.5) da Mokha, Costantinou, Reinhorn ([21]). L'effetto pendolo è in linea di principio con quanto proposto da Zayas,Low, Mahin ([33]). L'effetto dell'attrito e l'effetto pendolo sono direttamente proporzionali al carico P agente sull'isolatore. In particolare, la forza P in direzione assiale, a causa della presenza del Gap assiale in direzione 1 locale del dispositivo, è fornita dalla relazione seguente:

$$P = f_{u1} = k_1 \cdot d_{u1} \text{ per } d_{u1} < 0 \text{ altrimenti } P = f_{u1} = 0 \quad (5.18)$$

in cui k_1 è la rigidezza in direzione 1. L'effetto dell'attrito e l'effetto pendolo sono date dalle relazioni seguenti, che definiscono le forze che nascono in direzione 2 e 3, duali ai gradi di libertà a taglio nelle medesime direzioni:

$$f_{u2} = f_{u2f} + f_{u2p} \quad (5.19)$$

$$f_{u3} = f_{u3f} + f_{u3p} \quad (5.20)$$

dove con il pedice f si indica la componente legata all'attrito e con il pedice p la componente legata al pendolo.

La relazione forza -deformazione relativa all'attrito è fornita da :

$$f_{u2f} = -P \cdot \mu_2 \cdot z_2 \quad (5.21)$$

$$f_{u3f} = -P \cdot \mu_3 \cdot z_3 \quad (5.22)$$

dove μ_2 e μ_3 sono i coefficienti di attrito e z_2, z_3 sono le variabili isteretiche interne. I coefficienti di attrito dipendono dalla velocità di scorrimento nel modo seguente:

$$\mu_2 = f_{fast2} - (f_{fast2} - f_{slow2})exp(-r\dot{u}) \quad (5.23)$$

$$\mu_3 = f_{fast3} - (f_{fast3} - f_{slow3})exp(-r\dot{u}) \quad (5.24)$$

Le variabili isteretiche sono ottenute risolvendo opportune equazioni differenziali proposte da Wen e Park.

La relazione forza-deformazioni associata all'effetto pendolo è fornita da:

$$f_{u2p} = -P \frac{d_{u2}}{radius_2} \quad (5.25)$$

$$f_{u3p} = -P \frac{d_{u3}}{radius_3} \quad (5.26)$$

Dove $radius_2, radius_3$ sono i raggi di curvatura dei dispositivi in direzione 2 e 3. I parametri richiesti dal SAP 2000 per caratterizzare l'elemento sono:

- **Direzione 1:** rigidezza in direzione verticale riferita ad analisi lineari e rigidezza verticale riferita ad analisi non lineari;

- **Direzione 2:** rigidità orizzontale e smorzamento per analisi lineari, rigidità orizzontale, coefficiente di attrito slow (f_{slow}), coefficiente di attrito fast (f_{fast}), "rate parameter" dipendente dall'inverso della velocità di scorrimento e il raggio della superficie di scorrimento per analisi non lineari;
- **Direzione 3:** rigidità orizzontale e smorzamento per analisi lineari, rigidità orizzontale, coefficiente di attrito slow (f_{slow}), coefficiente di attrito fast (f_{fast}), "rate parameter" dipendente dall'inverso della velocità di scorrimento e il raggio della superficie di scorrimento per analisi non lineari;
- **Rotazioni 1, 2, 3:** rigidità per analisi lineari e non lineari per rotazioni nell'asse 1, 2 e 3 rispettivamente del dispositivo.

I valori di tali parametri impostati dipendono dalla sperimentazione e/o da quanto suggerito dalla letteratura.

Capitolo 6

Modellazione struttura agli elementi finiti

Per studiare il comportamento strutturale sotto l'azione di un sisma in maniera accurata, si è costruito un modello matematico che spiega con equazioni e numeri il reale il problema reale oggetto di studio. Affinché esso schematizzasse il reale comportamento strutturale si è da prima compreso quale è il comportamento fisico e dopodiché si è fatta una scelta sui parametri di input da inserire, in modo tale da ottimizzare il modello e ottenere dei tempi di calcolo non molto lunghi.

Dovendo eseguire delle analisi sismiche con il modello creato, sono stati individuati da prima tre distinti modelli che formano il modello dell'intera struttura:

- **Modello geometrico strutturale:** consiste nell'insieme di elementi strutturali disposti in maniera geometrica per rappresentare al meglio la struttura e collegati insieme e con il terreno attraverso dei vincoli che ne descrivono il comportamento reale;
- **Modello delle azioni esterne:** definisce i carichi agenti sulla struttura, in particolare direzione, intensità e tipo, che possono essere statiche o dinamiche;
- **Modello reologico o meccanico del materiale:** descrive il comportamento meccanico dei materiali sotto l'azione dei carichi.

Questa rappresenta l'iter procedurale effettuato per la modellazione della struttura oggetto di studio. Per costruire il modello numerico si è usato il software SAP 2000 v20.0.0.

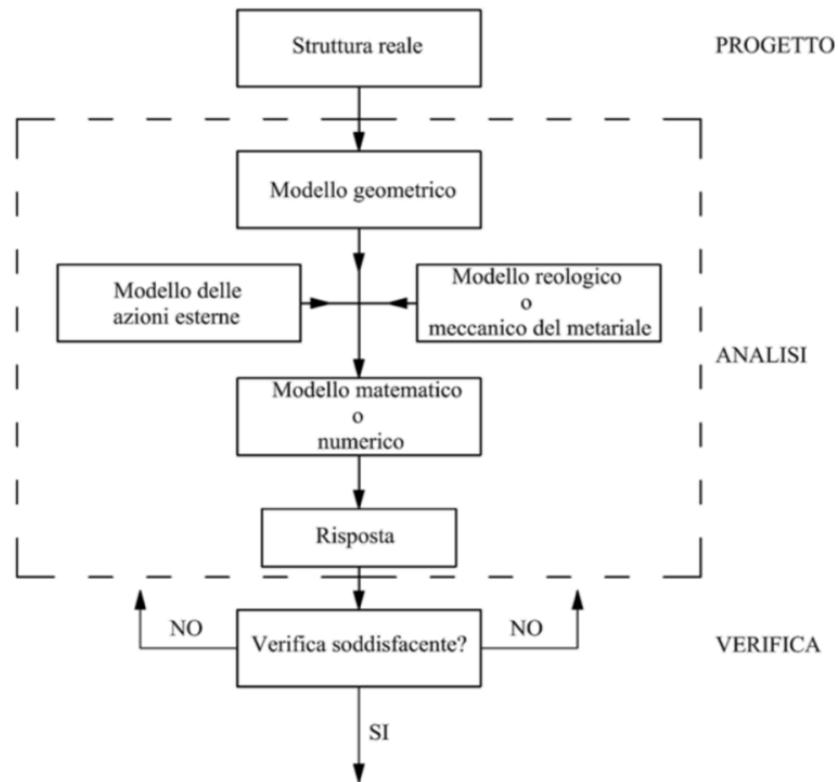


Figura 6.1: Processo di modellazione matematica della struttura

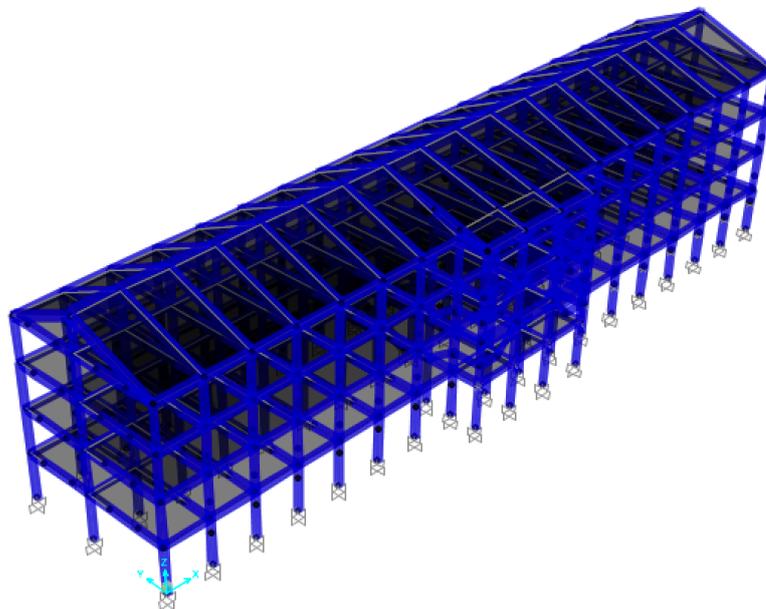


Figura 6.2: Modello 3D dell'edificio nel codice di calcolo

6.1 Geometria

Per la geometria del modello sono state analizzate le tavole dell'ultimo intervento di adeguamento.

La struttura portante in cemento armato è costituita da travi, pilastri e solette fittizie che creano un telaio 3D. Tali elementi strutturali sono formati da elementi di tipo "frame" per quanto riguarda la modellazione delle travi e dei pilastri con un comportamento che seguono la teoria di De Sain Venant. La modellazione delle sezioni di ciascun frame è stata eseguita con le fibre che forniscono una discretizzazione in un numero finito di fibre e assegnano a ciascuna di essa la rispettiva legge costitutiva a seconda che si tratti di una fibra di calcestruzzo o di acciaio. Anche per le scale e i pianerottoli sono state usate travi a doppio ginocchio con sezioni a fibra. I nodi trave-pilastro sono assunti rigidi.

Dalla documentazione esaminata risulta che la struttura è composta da tre tipologie differenti di pilastri e da cinque tipi differenti di travi.

Si riportano due tavole tratte dall'ultimo intervento di adeguamento del 2010 che mostrano le posizioni dei differenti pilastri e travi:

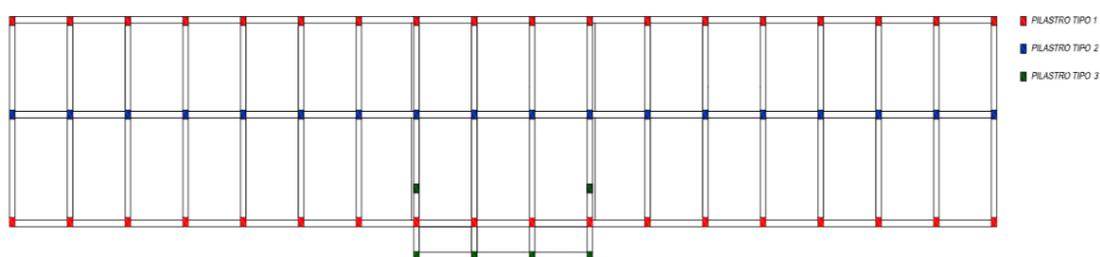


Figura 6.3: Tipi di pilastri

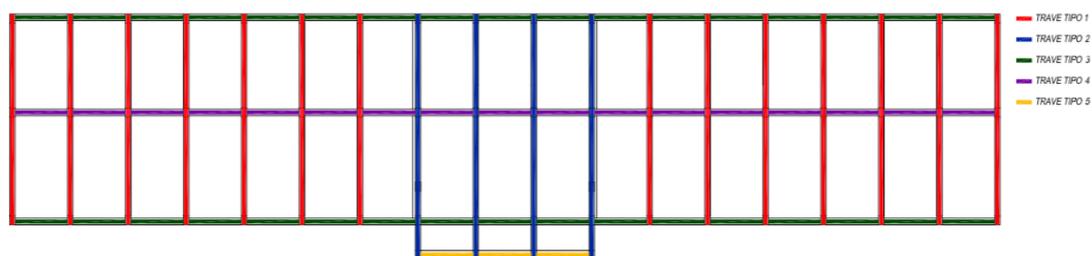


Figura 6.4: Tipi di travi

Sono state create pertanto differenti sezioni geometriche per ciascuna tipologia di trave tenendo conto anche del fatto che le armature trasversali e longitudinali variano nella lunghezza (come mostrato nelle Fig 6.4 - Fig 6.8). Nel modello si è tenuto conto di questo, inserendo dei nodi intermedi nel *frame* e inserendo per la stessa trave , sezioni con differenti armature longitudinali e trasversali.

Per i pilastri si è considerata un'armatura costante per ciascuna tipologia e la variazione di sezione lungo l'altezza (come mostrato in 6.10-6.12).

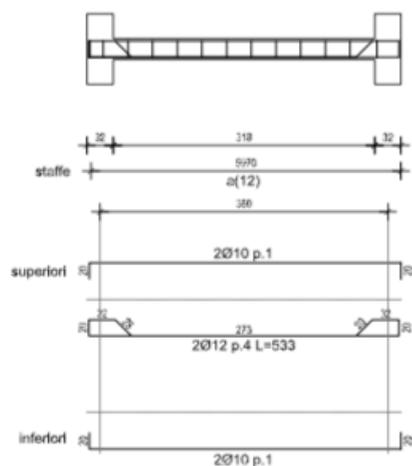


Figura 6.7: Carpenteria trave di tipo 3

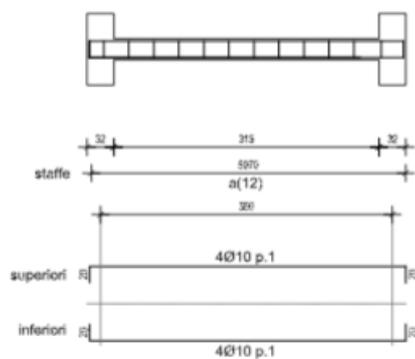


Figura 6.8: Carpenteria trave di tipo 4

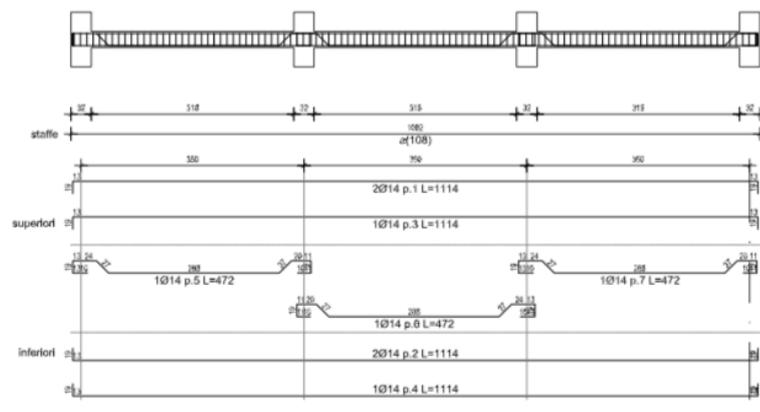


Figura 6.9: Carpenteria trave di tipo 5

che univano un blocco di struttura all'altro, sono stati chiusi con barre filettate passanti, disposte ogni 50 cm. Non avendo però documentazione sufficiente in merito al criterio di progetto utilizzato e dati ufficiali su quanto fatto, si è pensato di effettuare un rilascio tensionale per le sollecitazioni flettenti applicando una "release" alle travi che si collegano al corpo centrale (6.13).

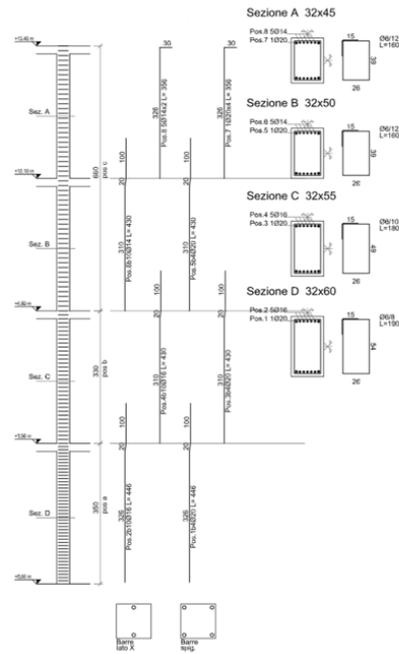


Figura 6.10: Carpenteria colonna Tipo 1

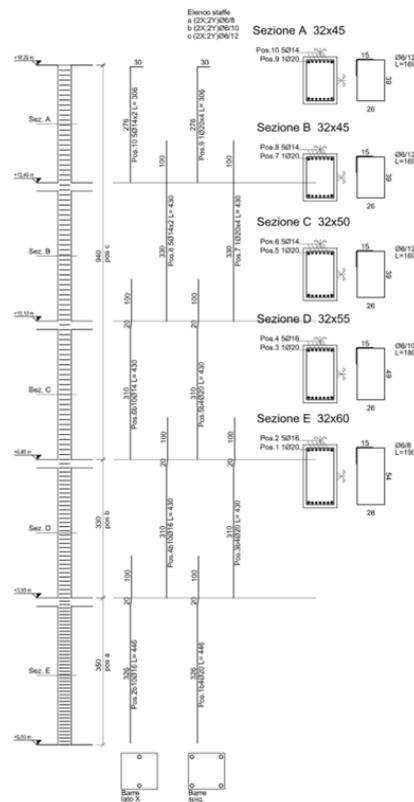


Figura 6.11: Carpenteria colonna Tipo 2

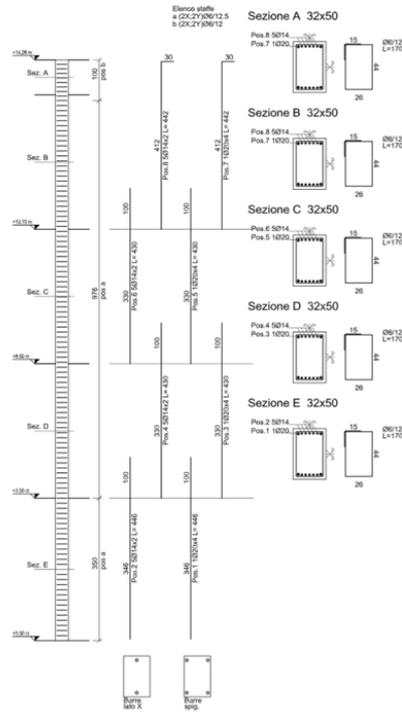


Figura 6.12: Carpenteria colonna Tipo 3

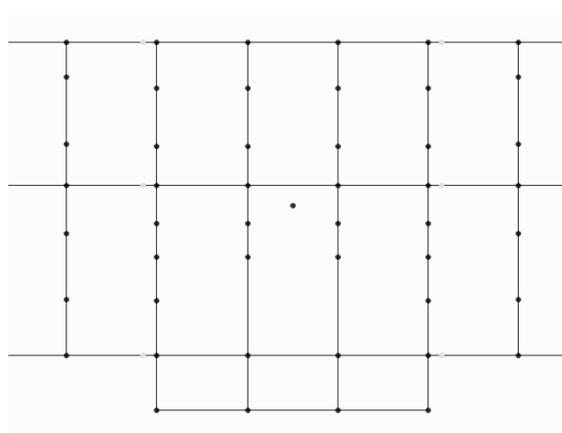


Figura 6.13: Corpo centrale del modello visto in pianta con le "release"

Le fondazioni, dalle tavole redatte per l'ultimo intervento di adeguamento, risultano essere formate da un graticcio di travi a sezione a T rovesce, con armature e dimensioni tali da garantire dei perfetti incastri nel terreno. Nel modello perciò, si è trascurata l'interazione con il terreno ed è stata considerata incastrata al piede mediante vincoli "*restraints*". Si fa presente che la struttura, alla quota del seminterrato risulta in parte incastrata con il terreno e non del tutto libera di muoversi.

Per tener conto di questo, si sono inseriti dei vincoli *restraints* alla quota di 2,40 m che tenga conto dell'interazione del terreno al di sotto.

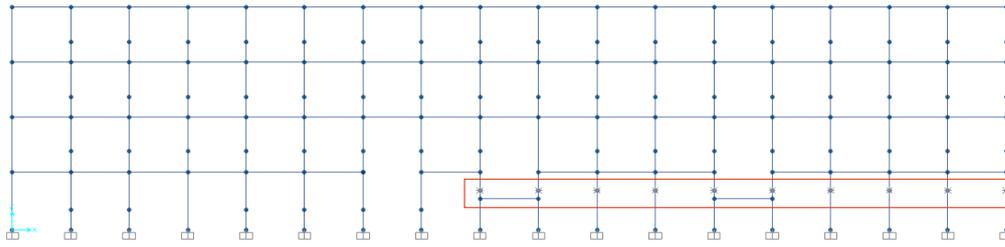


Figura 6.17: Prospetto posteriore con i *restraints* alla quota di 2,4 m

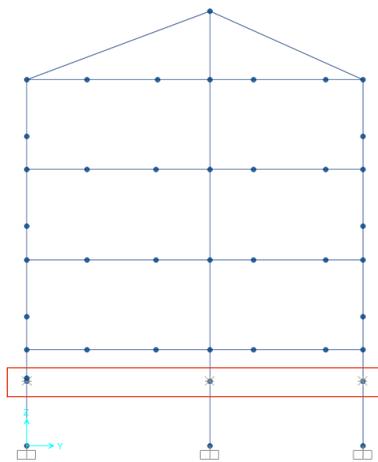


Figura 6.18: Prospetto laterale con i *restraints* alla quota di 2,4 m

Inoltre l'ingresso dell'edificio presenta un collegamento rigido realizzato in c.a. che ha la funzione di collegamento del parcheggio con l'edificio stesso. Anche in questo caso perciò sono stati inseriti dei vincoli *restraints* alla quota dell'orizzontamento del piano seminterrato (Fig. 7.42).

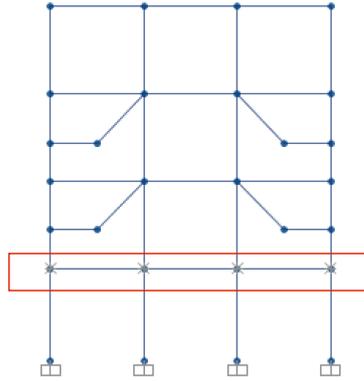


Figura 6.19: Prospetto corpo centrale modello con *restraints* alla quota del solaio del seminterrato

In questo studio si è trascurato l'effetto irrigidente che le tamponature esterne offrono sulla resistenza globale dell'edificio([8]) e quindi non sono state modellate sul software.

6.2 Materiali

Per i materiali, come già detto nel capitolo 1, sono stati usati quelli ottenuti dalle prove in sito, con una campagna di indagini esaustive.

Calcestruzzo

Compressione Il comportamento del Calcestruzzo confinato è stato descritto attraverso la legge di Razvi-Saatciouglu ([25]). Questo modello fa una distinzione tra modellazione di un calcestruzzo confinato e uno non confinato. La tensione del calcestruzzo non confinato (f_{cm}) dovrebbe essere determinata da una prova di compressione su una calotta cilindrica. Differentemente, la tensione del calcestruzzo confinato (f_{ccm}) prende in considerazione il contributo delle armature trasversali. Questo fenomeno è preso in considerazione perché nel calcestruzzo si crea uno stato di tensione triassiale. Una colonna soggetta ad una compressione longitudinale sviluppa delle tensioni longitudinali. Conseguentemente, stati di tensioni trasversali sono generati da altri tanti carichi trasversali. Le armature trasversali perciò, generano delle tensioni laterali che contrastano la tendenza del materiale di espandersi lateralmente, e questo comporta un aumento della tensione di compressione:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_1 \quad (6.1)$$

dove k_1 è una funzione del coefficiente di Poisson e f_1 è la pressione laterale, il quale dipende dal diametro delle staffe e dal loro passo. In figura 6.20 è mostrato il diverso comportamento tra calcestruzzo confinato e non confinato:

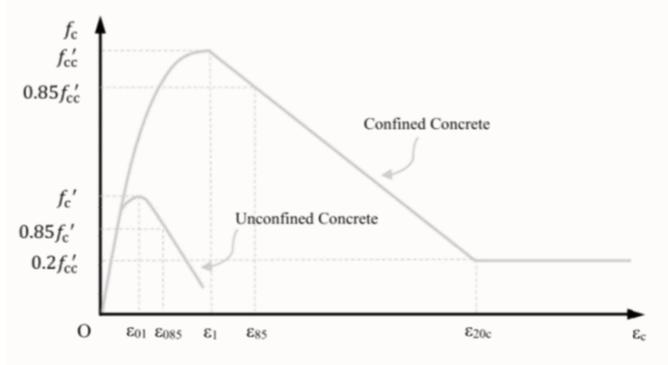


Figura 6.20: Modello Ravzi-Saatcioglu

Dalla letteratura, solo la tensione relativa al f_{cm} è utilizzabile. I valori di f_{cm} sono calcolati dalla formula di Ravzi-Saatcioglu. Tutti i parametri necessari alla descrizione del comportamento complessivo del calcestruzzo sono calcolati dall'EC2 ([11]) presentati nella tabella seguente:

Modulo elastico	$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$
Deformazione al picco di tensione f_{cm}	$\varepsilon_{c1} (\%) = 0.7 f_{cm}^{0.31} < 2.8$
Tensione di compressione all' 85 f_{cm}	$\begin{cases} \varepsilon_{0.085} = 0.35 & f_{cm} \leq 58 \text{ [MPa]} \\ \varepsilon_{0.085} = 2.8 + 27 \left[\frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^4 & f_{cm} > 58 \text{ [MPa]} \end{cases}$

I valori di compressione ultima nel calcestruzzo confinato (ε_{cu}) e quelli del calcestruzzo non confinato sono valutati dal modello di Ravzu-Saatcioglu ([25]).

Trazione La curva tensione-deformazione del calcestruzzo teso è considerato con una legge bilineare:

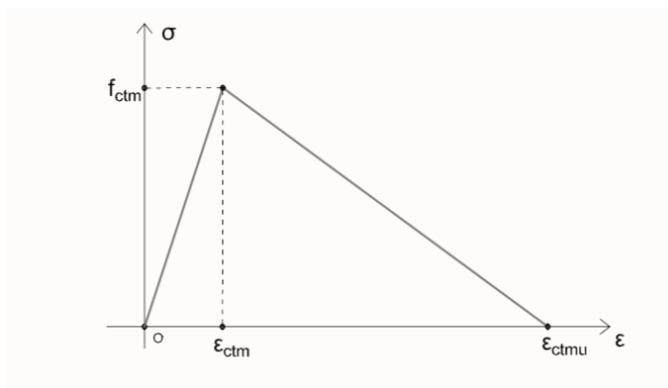


Figura 6.21: Comportamento a trazione del calcestruzzo

Si è assunto un comportamento lineare sino al raggiungimento della tensione di trazione massima (f_{ctm}).

I valori di questa tensione sono ricavati da f_{cm} ottenuti dall'EC2:

$$f_{ctm} = 0.30(f_{cm} - 8)^{2/3} [MPa] \quad f_{cm} \leq 58 [MPa] \quad (6.2)$$

$$f_{ctm} = 2.12 \ln \left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right) [MPa] \quad f_{cm} > 58 [MPa] \quad (6.3)$$

Dopo il valore di picco, segue un ramo di "softening" lineare sino ad arrivare a zero. In un primo momento, il ramo di softening è stato considerato dipendente da f_{cm} , come riportato da molti autori. Questa pendenza è graficamente definita da :

$$pendenza = \frac{f_{ctm}}{\varepsilon_{ctmu} - \varepsilon_{ctm}} \quad (6.4)$$

In figura sotto è mostrato la dipendenza del rapporto $\varepsilon_{ctmu}/\varepsilon_{ctm}$ dal f_{cm} :

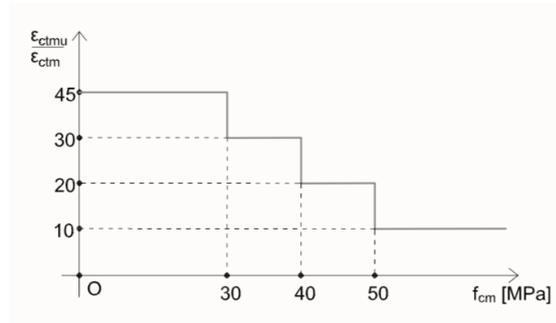


Figura 6.22: Pendenza Softening

Il comportamento del calcestruzzo pertanto è stato modellato con il modello di Ravzi-Saatcioglu per ciascuna sezioni dell'intera struttura, in modo tale da tener conto del passo delle armature trasversali differente tra sezione e sezione. Tutto il calcestruzzo all'interno della sezione è considerato confinato, trascurando la riduzione di resistenza che si avrebbe al di fuori del confinamento.

Il copriferro misurato in sito è di 3 cm sia per le travi che per le colonne. Dalle prove risulta un errore di f_c e di ε_{20c} del 1%, considerando un calcestruzzo confinato per tutta la sezione. Pertanto l'errore risulta accettabile.

Si riportano di seguito le legge costitutive del c.a. tenendo conto dell'effetto del confinamento e non.

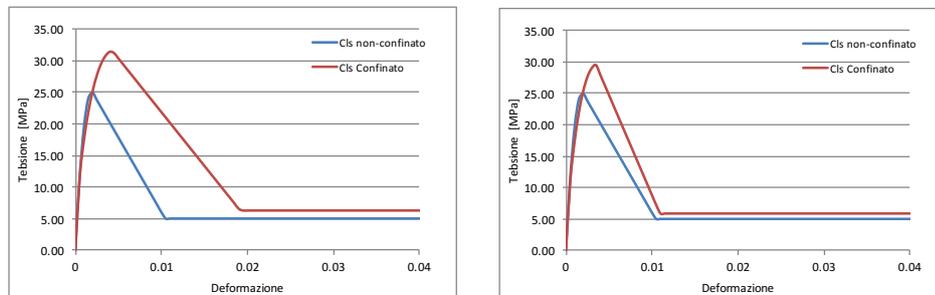


Figura 6.23: Legge costitutiva cls pilastro di tipo 1 seminterrato e piano terra

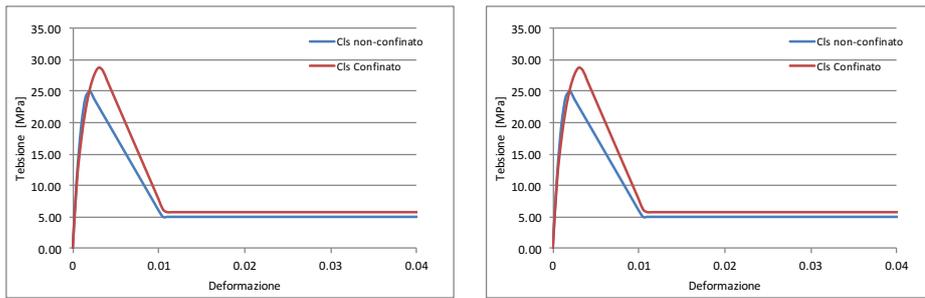


Figura 6.24: Legge costitutiva cls pilastro di tipo 1 piano 1 e piano 2

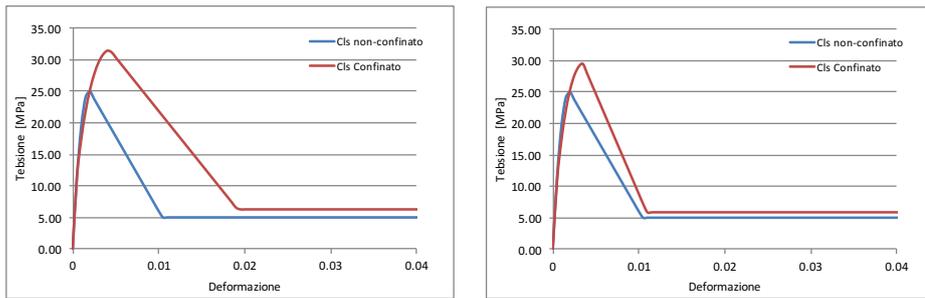


Figura 6.25: Legge costitutiva cls pilastro di tipo 2 piano seminterrato e piano terra

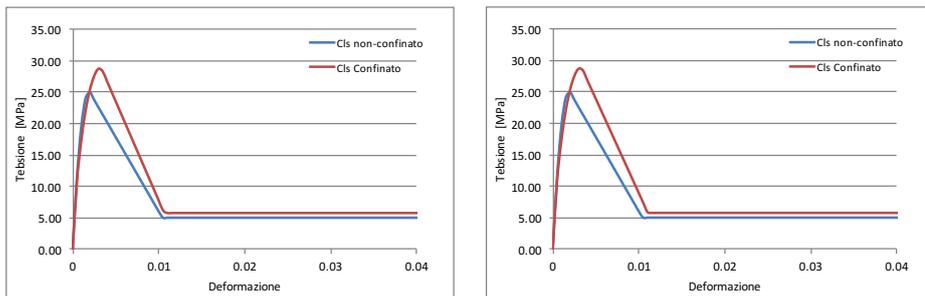


Figura 6.26: Legge costitutiva cls pilastro di tipo 2 piano 1 e piano 2

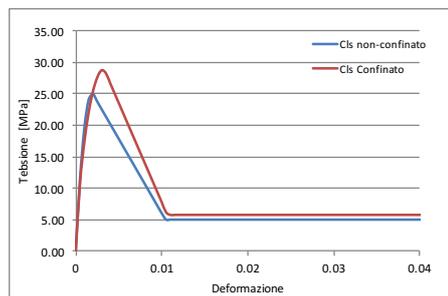


Figura 6.27: Legge costitutiva cls pilastro di tipo 3

Acciaio

Le barre di armature sono state considerate con un comportamento elasto-perfettamente plastico sia in compressione che in trazione. Il comportamento elastico è assunto

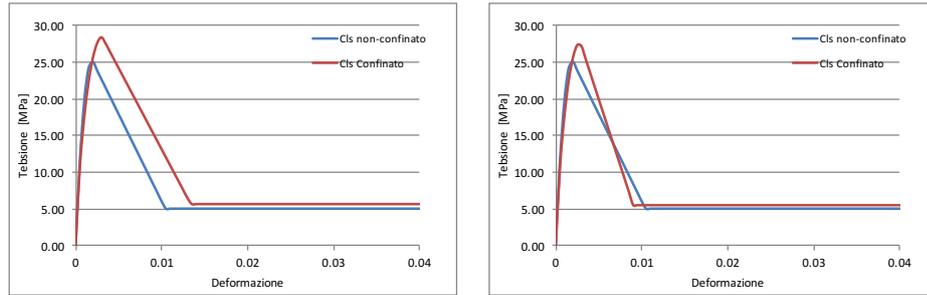


Figura 6.28: Legge costitutiva cls trave di tipo 1 in appoggio e in campata

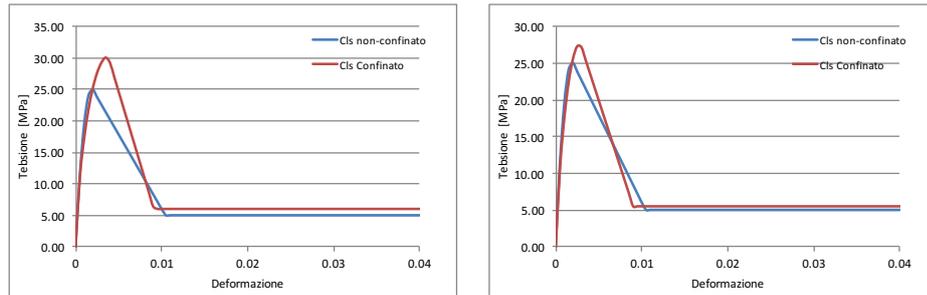


Figura 6.29: Legge costitutiva cls trave di tipo 2 in appoggio e in campata

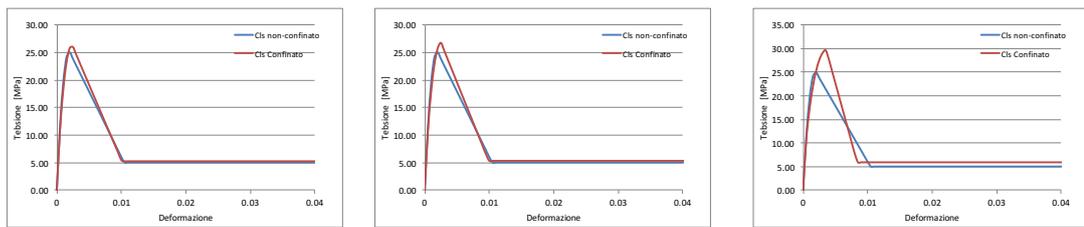


Figura 6.30: Legge costitutiva cls trave tipo 3 , 4 e 5

prima che venga raggiunta la tensione di snervamento (f_{yk}). La pendenza del tratto plastico è descritta dal modulo di Young (E_s), il quale è assunto pari 210000 MPa. Il valore di f_{yk} è stato ottenuto dalle prove in sito ed è pari a 374 MPa, tipico dell'acciaio Feb38k.

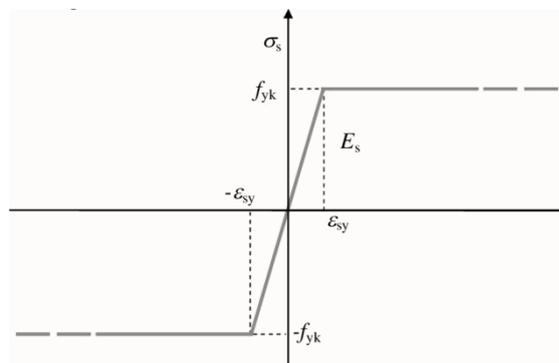


Figura 6.31: Modello comportamento acciaio in trazione e compressione

Il valore della deformazione di snervamento ε_{sy} è di 1.78 ‰ mentre quello della tensione ultima ε_u è di 1,2‰.

6.3 Carichi

I carichi sono quelli presentati nel *capitolo 1*, e in particolare sono stati inseriti i carichi permanenti strutturali (G_1) derivanti dai pesi propri delle componenti strutturali, i carichi non strutturali derivanti dai presenti permanenti portati portati dagli elementi strutturali (G_2) e infine i carichi accidentali dovuti all'affollamento delle persone e alla neve come previsto nell'NTC 2018 ([9]). Per la modellazione di questi tipi di carichi sono state utilizzate delle aree "fittizie" che hanno permesso di ripartire i carichi sulle travi (frame) di competenza.

Inoltre è stato tenuto conto del peso delle tamponature gravanti sulle travi di bordo della struttura. Questo è stato modellato attraverso dei carichi distribuiti sulle travi laterali di bordo. Per la determinazione della massa della struttura,

ai fini del calcolo dei periodi propri di oscillazione, si è applicata la combinazione secondo il capitolo 2 della NTC 2018 :

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad (6.5)$$

dove Ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione, che nel caso di ambienti suscettibili ad affollamento è pari a 0.6.

6.4 Modello di plasticità

Dovendo effettuare un'analisi statica non lineare, si è dovuto definire le proprietà delle cerniere plastiche da assegnare ai vari elementi strutturali.

Le analisi non-lineari, per la costruzione di un modello accettabile, richiedono da subito un compromesso tra accuratezza delle previsioni e oneri computazionali. L'aspetto primario è rappresentato dalla metodologia di modellazione della plasticità. Le possibili alternative sono due: da un lato vi è la modellazione a plasticità concentrata sulle estremità dell'elemento (modelli a cerniere plastiche), dall'altro quelli a plasticità distribuita sull'intero elemento (modelli a fibre).

In questo lavoro si è sfruttata la possibilità del software SAP2000, della modellazione a plasticità distribuita con il cosiddetto approccio "a fibre".

Il "*modello a fibre*", pur richiedendo costi computazionali maggiori rispetto ad una modellazione tradizionale a plasticità concentrata, assicura previsioni con grado di affidabilità maggiore. I modelli a plasticità concentrata provvedono a concentrare tutte le risorse plastiche nei punti terminali degli elementi che sono elastolineari, da cui deriva il nome di "*modelli a cerniere plastiche*". Questo tipo di modellazione è meno onerosa ma si ha un grado di accuratezza inferiore nella previsione della risposta non lineare della struttura.

Modellazione a fibre

Nell'approccio a fibre la sezione viene suddivisa in un numero parti sufficiente chiamate fibre, ognuna delle quali avente area pari alla sua porzione spettante, posizione del suo baricentro e con legge costitutiva del calcestruzzo non confinato o confinato, che tiene conto dell'armatura e del confinamento indotto da essa, e da una fibra per ogni armatura, avente area pari all'armatura stessa e legge costitutiva del materiale utilizzato per le armature. In questo modo viene determinato automaticamente il momento-rotazione dell'aggregato di fibre che fornisce il diagramma momento-curvatura della sezione. Questo tipo di modellazione comporta un'aumento del tempo computazionale. I limiti di rotazione sono dati dallo stato di danneggiamento delle singole fibre.

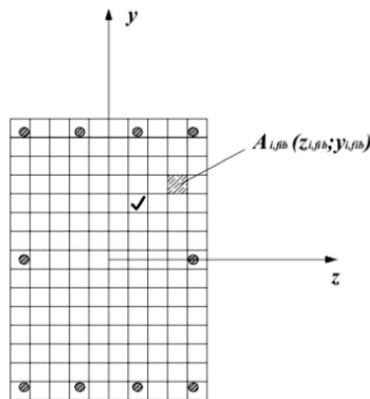


Figura 6.32: Discretizzazione della sezione con le fibre

Il software SAP definisce delle zone plastiche, in cui discretizza la sezione in fibra e associa a queste delle caratteristiche non lineari del materiale.

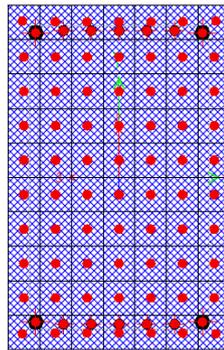


Figura 6.33: Discretizzazione della sezione di un pilastro

Si nota in figura 6.33 e 6.34, come la sezione venga discretizzata nelle fibre e venga preso come riferimento il baricentro di ciascuna fibra e il baricentro dell'armatura per costruire il diagramma momento-curvatura.

La definizione delle zone plastiche si è eseguita impostando tramite "Hinge Properties" delle zone plastiche a fibra "Fiber P-M2-M3" sia per gli elementi travi

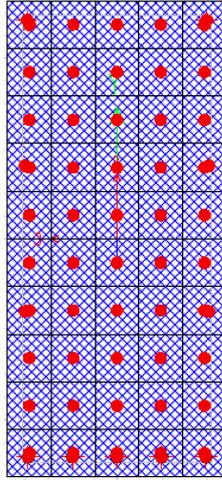


Figura 6.34: Discretizzazione della sezione di una trave

che per gli elementi pilastri. Con questo tipo di "cerniera plastica", il software accoppia il comportamento assiale con quello flessionale in entrambe le direzioni, in maniera distribuita all'interno di ciascuna fibra e quindi della sezione.

Sia per le travi che per le colonne, sono state assegnate delle zone plastiche diffuse *P-M-M fiber*. Questo comporta dei grossi vantaggi per le colonne, in quanto si tiene conto dei cicli irrigidenti e degradanti del materiale all'interno della sezione, ma anche per le travi perché si tiene conto dello sforzo normale che agisce su ogni fibra durante le analisi (analisi statica non lineare), considerando anche la parzializzazione della sezioni e un asse neutro non baricentrico. Pertanto il diagramma momento-rotazione della sezione ottenuto, risulta più attendibile alla realtà.

Per la definizione delle zone plastiche a fibre è necessario inserire la lunghezza. La normativa (D.M. 2018) impone di limitare tali zone a $3/2$ dell'altezza utile della sezione. Si è fatto però riferimento alle pubblicazioni scientifiche di Paulay e Priestley ([24]), in cui la lunghezza della zona plastica è calcolata tenendo conto anche della lunghezza dell'elemento e della tensione di snervamento dell'acciaio:

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (f_y \text{ in MPa}) \quad (6.6)$$

in cui L rappresenta la lunghezza dell'elemento, d_b rappresenta la distanza tra il bordo teso e l'armatura tesa e f_y rappresenta la resistenza di snervamento dell'acciaio. Le lunghezze plastiche calcolate sulle varie tipologie di travi e pilastri sono riportate in tabella 6.1.

	L_p [mm]
T _{1A}	0.70
T _{1B}	0.58
T _{2A}	0.68
T _{2B}	0.56
T ₃	0.38
T ₄	0.36
T ₅	0.40
P ₁	0.43
P ₂	0.43
P ₃	0.43

Tabella 6.1: Lunghezze zone plastiche elementi strutturali

Ai fini di considerare i nodi rigidi travi-pilastri, nell’inserimento delle zone plastiche sul frame, si è inserito un "rigid end offsets" di lunghezza pari all’ingombro della trave sul pilastro.

Alla fine di tutta la procedura il codice di calcolo, in automatico traccia in questo modo i legami momento-rotazione reali di ciascuna sezione.

Durante l’analisi statica non lineare, nel tracciamento del diagramma-rotazione si tiene conto del reale danneggiamento che la sezione ha. Si fa presente, che con la modellazione a fibra, ogni fibra tiene conto del danneggiamento subito e della parzializzazione della sezione, quindi non è necessario limitare la rigidezza per la fessurazione.

Si riportano nelle figure seguenti, il legame momento curvatura calcolato con la discretizzazione della sezione con le fibre.

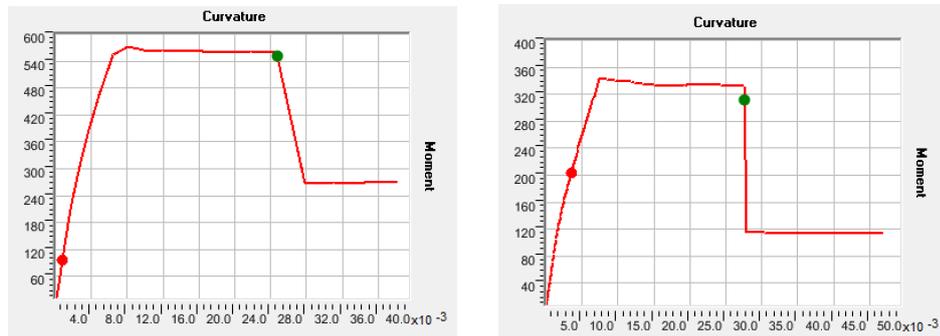


Figura 6.35: Digramma momento curvatura pilastro di tipo 1, seminterrato e piano 1

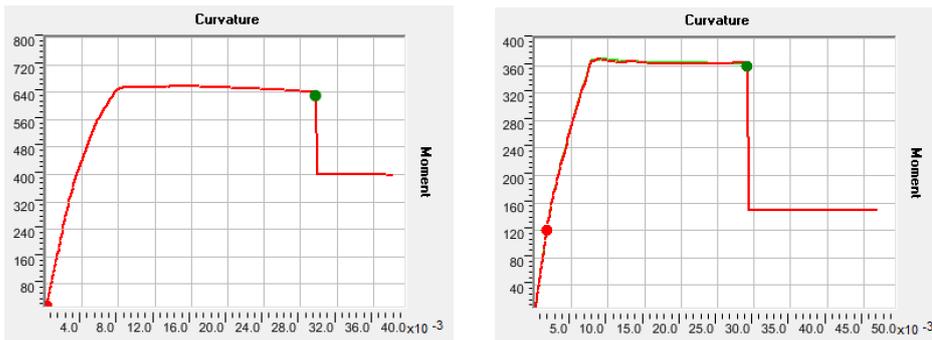


Figura 6.36: Digramma momento curvatura pilastro di tipo 2, seminterrato e piano 1

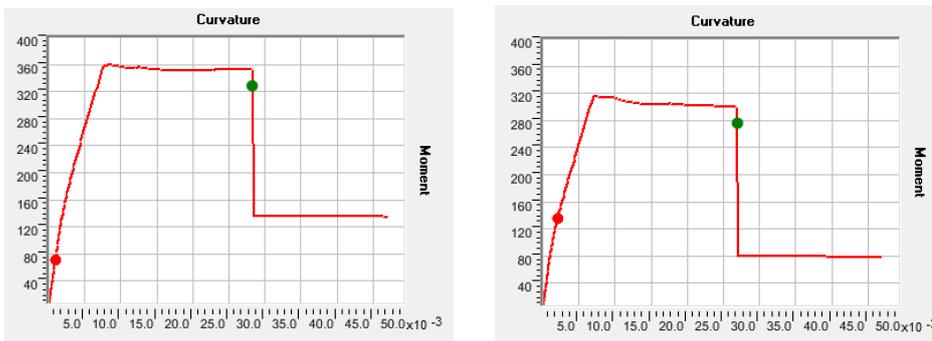


Figura 6.37: Digramma momento curvatura pilastro di tipo 3, seminterrato e piano 1

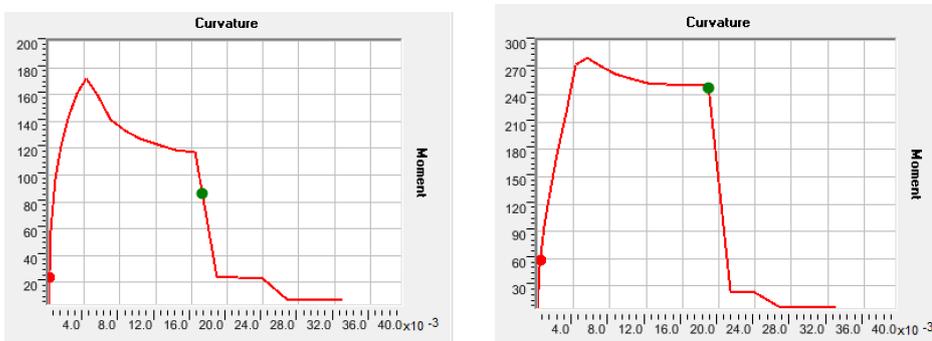


Figura 6.38: Digramma momento curvatura trave di tipo 1

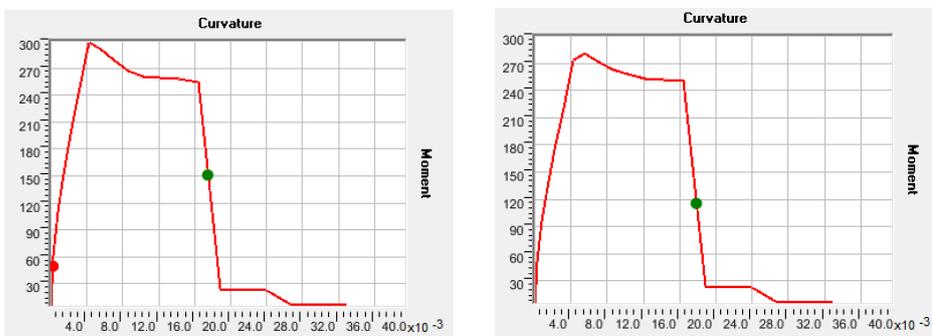


Figura 6.39: Digramma momento curvatura trave di tipo 2

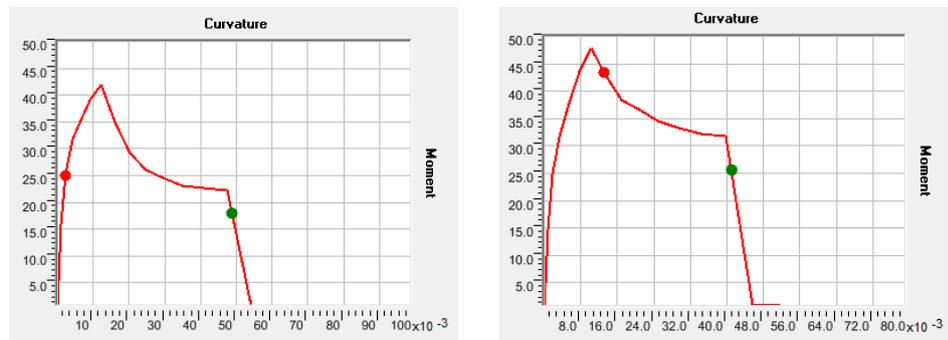


Figura 6.40: Digramma momento curvatura trave di tipo 3, tipo 4

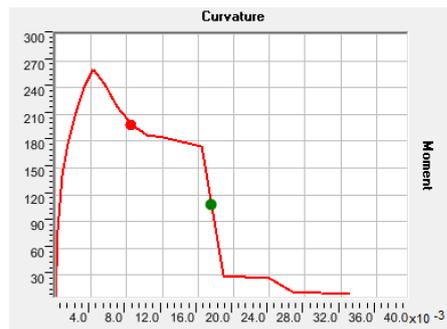


Figura 6.41: Digramma momento curvatura trave di tipo 5

Calibrazione modello

Per la calibrazione del modello, si è fatto ricorso a prove su strutture in scale effettuate in laboratorio. In tali prove, presenti in articoli accademici ([27]), sono stati misurati gli spostamenti su un telaio semplice, con dei sensori, dovuti all'applicazione di una forza orizzontale via via crescente.



Figura 6.42: Telaio esperimento savoia2010considerations

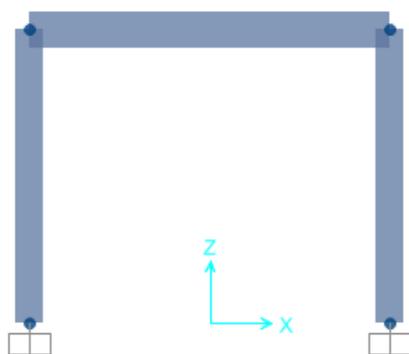


Figura 6.43: Modellazione su SAP2000 telaio esperimento

Così facendo si è costruita una "curva di pushover" sperimentale. Per calibrare il software SAP2000 si è ricostruito lo stesso modello, definendo le stesse caratteristiche meccaniche e geometriche, con le sezioni a fibra. In questo modo si è andati a confrontare i risultati della curva di capacità ottenuta sul SAP2000 con quella ottenuta sperimentalmente.

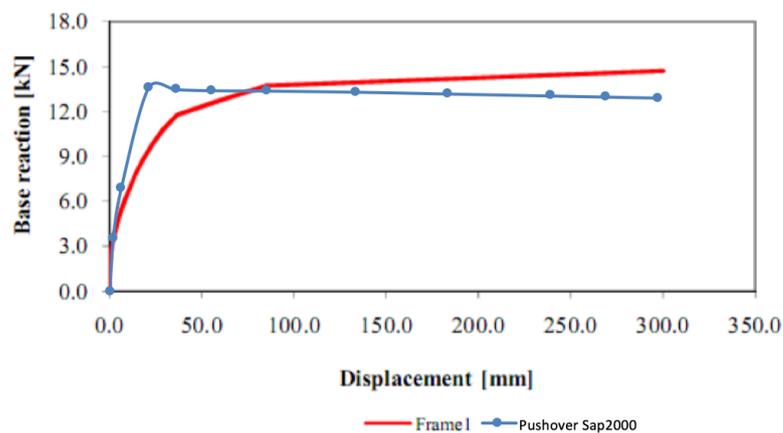


Figura 6.44: Confronto curva di capacità

L'errore commesso nell'utilizzo di una modellazione è molto piccolo, circa il 15% per quanto riguarda l'entrata in campo plastico della struttura. Si faccia presente che esistono diverse variabili in una sperimentazione in scala riguardo agli errori che si potrebbero commettere. Si considera perciò attendibile eseguire un'analisi con modellazione a fibra per ottenere i momenti curvatura della sezione e definire pertanto le zone plastiche degli elementi strutturali su SAP2000.

Capitolo 7

Analisi e Progettazione sistema di isolamento

Le molteplicità di analisi previste dal programma di calcolo utilizzato sono molteplici. Quelle di maggior interesse per il lavoro presentato sono le analisi statiche non lineari che verranno illustrate nel Par. 7.3. Prima di effettuare queste, sono state eseguite delle analisi lineari al fine di verificare le armature sia delle travi che delle colonne sotto carichi propri e accidentali.

7.1 Analisi lineare

Al fine di valutare le sollecitazioni allo SLU, la combinazione utilizzata è quella fondamentale dell' NTC 2018 (par. 2.5.3):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \Psi_{02}\gamma_{k2}Q_{k2} + \dots \quad (7.1)$$

Le sollecitazioni risultanti dalla situazione più sfavorevole sono di sotto riportate.

Combinazioni SLU pilastri				
		P [KN]	V2 [KN]	M3 [KN m]
P _{tipo 1}	MAX P	-1047.841	-17.929	-21.0909
	MAX V2	-180.355	-113.068	-25.6985
	MAX M3	-740.291	-48.193	-78.7271
P _{tipo 2}	MAX P	-1343.839	4.995	5.8764
	MAX V2	-999.53	19.317	2.108
	MAX M3	-977.585	13.836	22.7917
P _{tipo 3}	MAX P	-761.727	-4.09	-4.8661
	MAX V2	-80.888	-43.948	-26.5276
	MAX M3	-80.981	-43.673	-26.3519

Tabella 7.1: Combinazione carichi sfavorevoli per le tre tipologie di pilastri

Dove P rappresenta l'azione normale, V2 l'azione tagliante ed M3 l'azione flettente.

Combinazioni SLU travi				
		P [KN]	V2 [KN]	M3 [KN m]
T _{1camp}	MAX P	-34.93	-116.94	-32.26
	MAX V2	2.09	111.03	-41.99
	MAX M3	2.06	10.04	94.45
T _{1app}	MAX P	2.06	-46.69	71.54
	MAX V2	2.07	-147.18	-145.20
	MAX M3	2.07	-147.18	-145.20
T _{2camp}	MAX P	-33.07	-127.56	-58.22
	MAX V2	-33.07	-127.56	-58.22
	MAX M3	1.24	-7.64	68.56
T _{2app}	MAX P	-33.07	-153.89	-139.84
	MAX V2	-33.07	-153.89	-139.84
	MAX M3	1.78	-149.82	-159.05
T _{3camp}	MAX P	0.01	0.00	2.30
	MAX V2	0.00	7.16	12.89
	MAX M3	-0.06	6.79	13.54
T _{3app}	MAX P	0.00	-28.98	-16.93
	MAX V2	0.00	-36.13	-24.77
	MAX M3	-0.06	-36.17	-24.92
T _{4camp}	MAX P	0.00	-0.10	1.40
	MAX V2	0.00	-3.12	1.91
	MAX M3	0.00	1.31	3.68
T _{4app}	MAX P	0.00	-9.94	-9.52
	MAX V2	0.00	-9.94	-9.52
	MAX M3	0.00	-9.94	-9.52
T _{5camp}	MAX P	0.00	0.036	32.6099
	MAX V2	0.00	-4.551	15.1916
	MAX M3	0.00	0.036	32.6099
T _{5app}	MAX P	0.00	-43.789	-27.1056
	MAX V2	0.00	-88.909	-47.8878
	MAX M3	0.00	-88.867	-45.1171

Tabella 7.2: Combinazione carichi sfavorevoli per le diverse tipologie di travi

7.1.1 Verifiche statiche

Dai risultati delle sollecitazioni si è provveduto ad effettuare le verifiche sugli elementi strutturali travi e pilastri così come descritto in normativa (NTC 2018 par. 4) al fine di valutare l'adeguatezza statica, considerando quindi gli elementi tutti in campo elastico. Sono state trascurate le verifiche sugli elementi scale e solaio, in quanto le scale non influiscono sulla resistenza strutturale della struttura, mentre i solai, sono costituiti da una soletta di calcestruzzo di 5 cm che per normativa, possono essere considerati rigidi nel piano.

Travi

Secondo la normativa, per sezioni trasversali che debbano resistere a flessione e solo ad una piccola forza assiale, l'effetto della forza di compressione assiale ultima di calcolo può essere ignorato se tale forza non supera $0.08 f_{ck}$ volte l'area della sezione trasversale. Le sezioni all'interno della struttura rispettano tutte questa condizione e pertanto lo si è potuto trascurare e le verifiche sono state effettuate in flessione retta.

Verifiche SLU per flessione								
	Sezione	M_{ed} [KN m]	B [mm]	A_s [mm ²]	$A_{s\ min}$ [mm ²]	x [mm]	M_{rd} [KN m]	Verifica
$T_{1\ camp}$	30x66	94.45	300	1005	344	621	231.17	OK
$T_{1\ app}$	30x66	-145.20	300	1570	344	971	353	OK
$T_{2\ camp}$	30x66	68.56	300	1005	344	621	23.17	OK
$T_{2\ app}$	30x66	-159.05	300	1570	344	971	353	OK
$T_{3\ camp}$	58x26	13.54	580	383	250	123	336.8	OK
$T_{3\ app}$	58x26	-24.92	580	314	314	100	277.1	OK
$T_{4\ camp}$	40x30	3.68	300	314	201	146	321.9	OK
$T_{4\ app}$	40x30	-9.52	300	314	201	146	321.9	OK
$T_{5\ camp}$	50x66	32.6099	500	314	314	146	746.11	OK
$T_{5\ app}$	50x66	-45.1171	500	615	574	228	145.21	OK

Tabella 7.3: Verifiche a flessione delle travi in appoggio e in campata nella combinazione più sfavorevole

Le verifiche delle travi risultano pertanto tutte soddisfatte. Si aggiunge inoltre, che pur non avendo azioni taglianti molto alti sulle campate, le armature trasversali non rispettano l'area minima di normativa. In particolare per le travi, esse devono prevedere un'armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b_w \text{ mm}^2/\text{m}$, essendo b_w lo spessore minimo dell'anima della trave in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque un passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. Il limite di area trasversale

Verifiche SLU per taglio								
	Sezione	V_{ed} [KN]	A_{sw} [mm ² /m]	$A_{sw, min}$ [mm ²]	s [mm]	ctg θ	$V_{Rd,ctg \theta = 2,5}$ [KN]	Verifica
T_{1camp}	30x66	111.03	297.50	450	190	5.97	160.21	OK
T_{1app}	30x66	-147.18	565.00	450	100	4.28	304.40	OK
T_{2camp}	30x66	-127.56	565.00	450	190	5.97	160.21	OK
T_{2app}	30x66	-153.89	297.50	450	100	4.28	304.40	OK
T_{3camp}	58x26	7.16	188.40	870	300	10.53	380.52	OK
T_{3app}	58x26	-36.13	188.40	870	300	10.53	380.52	OK
T_{4camp}	40x30	-3.12	188.40	600	300	8.73	444.00	OK
T_{4app}	40x30	-9.94	188.40	600	300	8.73	444.00	OK
T_{5camp}	50x66	-4.55	565.00	750	100	5.58	304.41	OK
T_{5app}	50x66	-88.91	565.00	750	100	5.58	304.41	OK

Tabella 7.4: Verifiche a taglio delle travi in appoggio nella combinazione più sfavorevole

minima in campata pertanto non viene rispettato per tutte le tipologie di travi, questo dovuto ad una distanza delle armature trasversali troppo eccessiva. Questo non risulta un particolare problema nelle travi interne in quanto l'azione tagliante in campata è relativamente bassa, mentre potrebbe essere un problema per le travi perimetrali in cui si ha il peso della tamponatura esterna. Pertanto una possibile soluzione potrebbe essere l'applicazione di un materiale in fibra chiamato *Fiber Reinforced Polymers* e conosciuto con FRP, costituito da una matrice polimerica e fibre di carbonio, vetro o arammide. Le fibre che costituiscono gli FRP, hanno delle proprietà meccaniche elevate rispetto ai comuni materiali da costruzione. Esse hanno un comportamento elastico fino a rottura e resistenze molto più alte rispetto all'acciaio. Il rinforzo FRP può essere applicato come cerchiatura della trave ed equivale ad aumentare l'armatura tesa e a taglio dell'elemento da rinforzare, migliorando la resistenza flessione e tagliante della trave.

Pilastrri

La verifica dei pilastrri è stata effettuata in pressoflessione retta in quanti i momenti flettenti in direzione longitudinale sono relativamente bassi e quindi del tutto trascurabili.

Dai grafici risulta che le verifiche a pressoflessione sono pienamente soddisfatte per tutte e tre le tipologie di pilastrri.

7.2 Analisi Modale

I modi di vibrare della struttura, che sfruttano complessivamente il 95% della massa totale sono di sotto riportati.

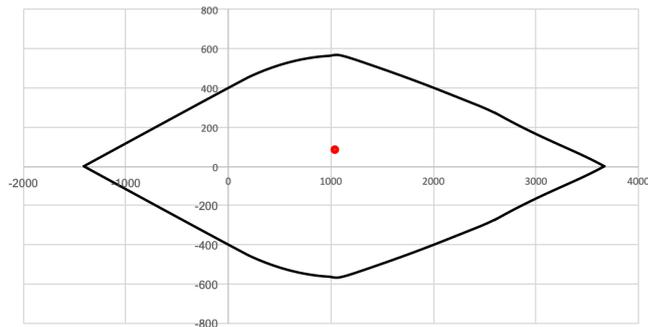


Figura 7.1: Dominio di resistenza pilastro di tipo 1

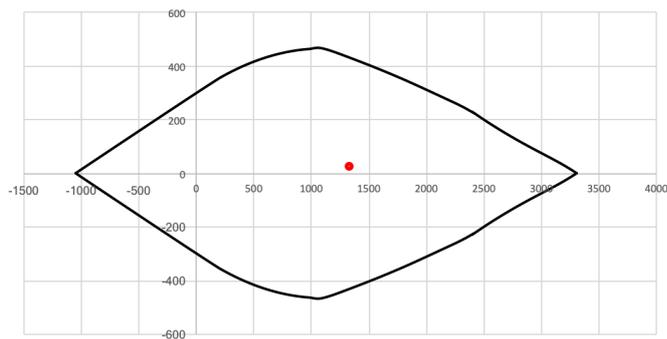


Figura 7.2: Dominio di resistenza pilastro di tipo 2

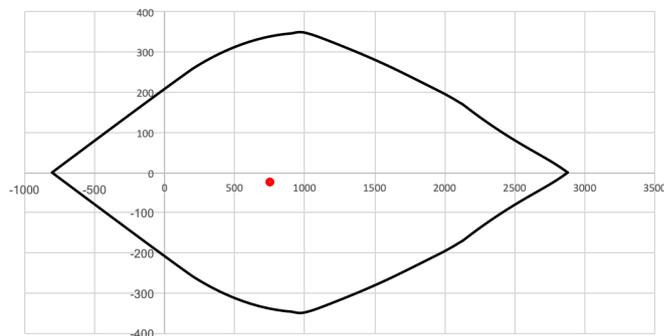


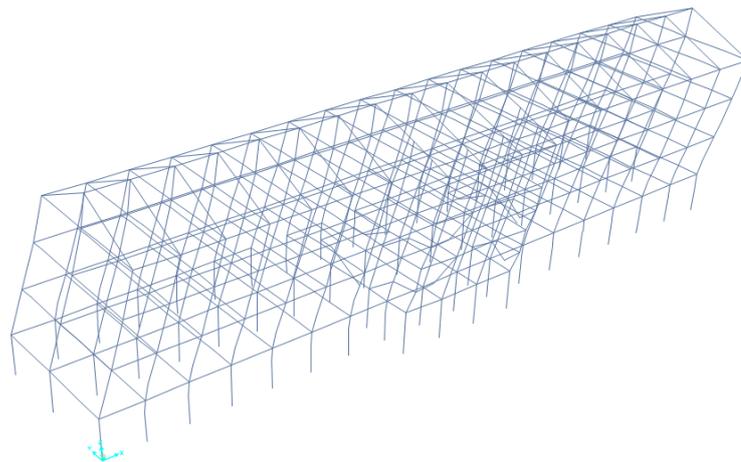
Figura 7.3: Dominio di resistenza pilastro di tipo 3

I modi principali del sistema strutturale sono i primi 3. Il primo modo di vibrare Fig. 7.4 risulta una traslazione in direzione X globale come ci si aspettava, in quanto si ha una rigidezza inferiore.

Il secondo modo di vibrare Fig. 7.5 è torsionale, dovuto alla presenza di scale secondarie in posizione eccentriche rispetto al baricentro della struttura.

Il terzo modo di vibrare Fig. 7.6 è traslazionale in direzione y.

Struttura a base fissa			
Modo	Periodo [s]	Frequenza [Hz]	Autovalori [rad ² /sec ²]
1	0.79	1.27	63.30
2	0.50	2.00	157.50
3	0.47	2.12	177.56
4	0.28	3.60	511.31
5	0.17	6.01	1426.46
6	0.16	6.32	1579.03
7	0.15	6.64	1741.54
8	0.14	7.14	2011.07
9	0.12	8.30	2720.60
10	0.12	8.32	2730.65

Tabella 7.5: Modi di vibrare**Figura 7.4:** Modo 1 di vibrare

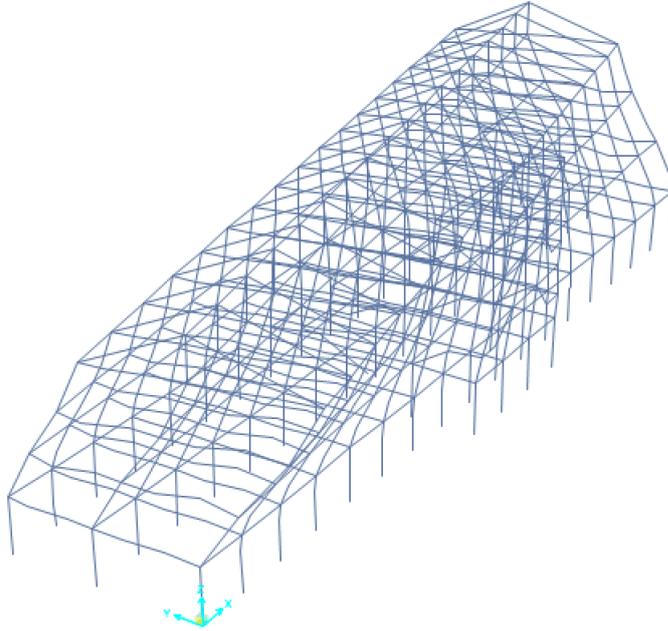


Figura 7.5: Modo 2 di vibrare

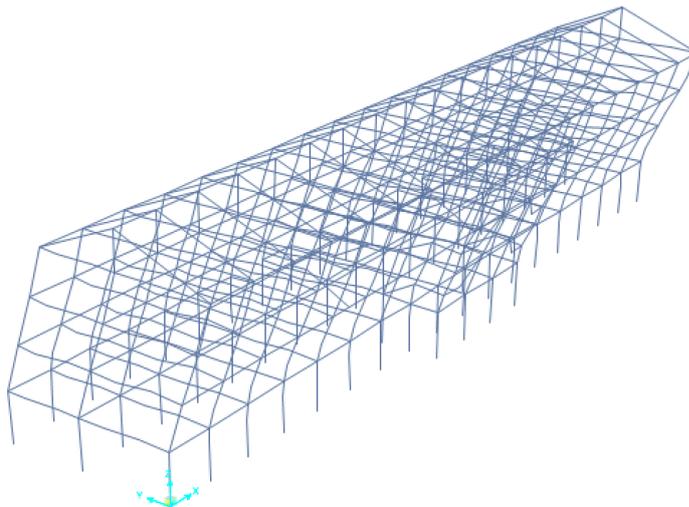


Figura 7.6: Modo 3 di vibrare

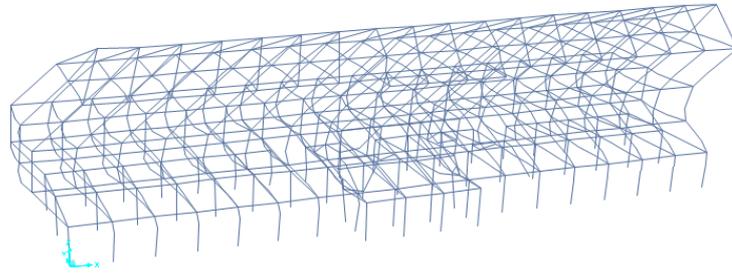


Figura 7.7: Modo 4 di vibrare

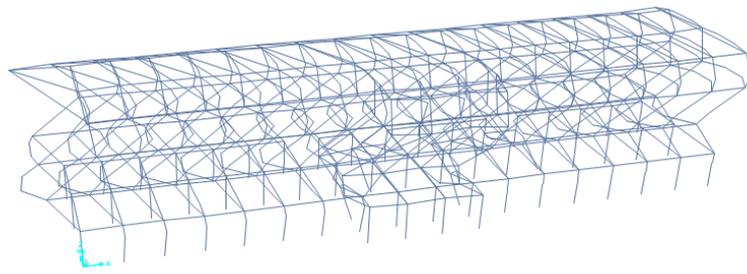


Figura 7.8: Modo 5 di vibrare

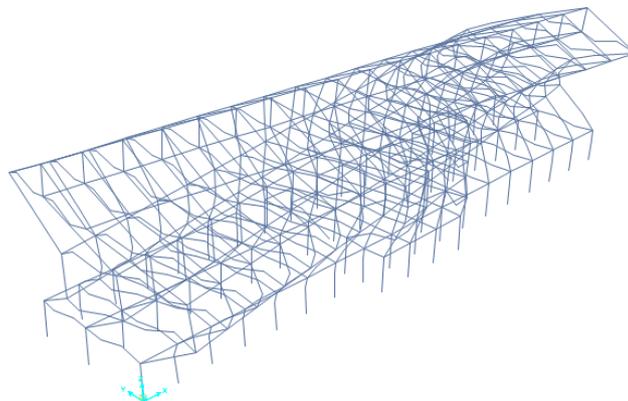


Figura 7.9: Modo 6 di vibrare

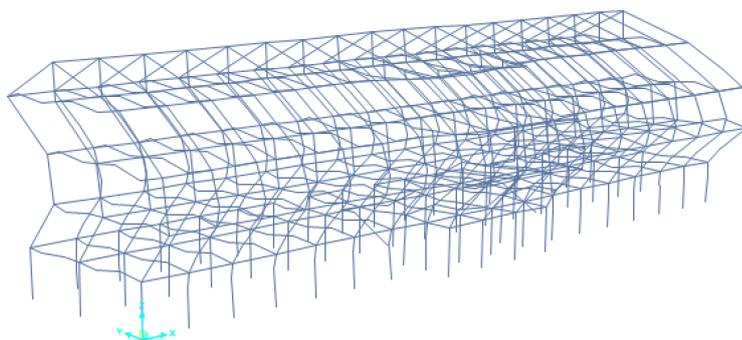


Figura 7.10: Modo 7 di vibrare

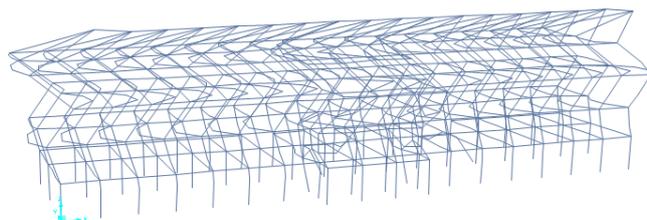


Figura 7.11: Modo 8 di vibrare

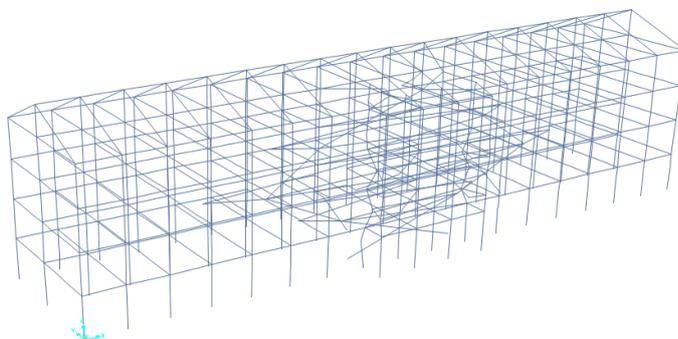


Figura 7.12: Modo 9 di vibrare

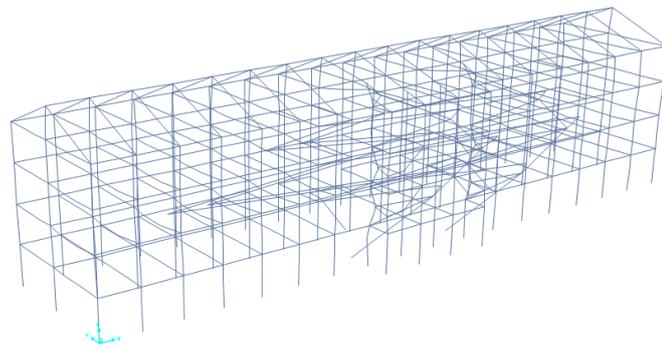


Figura 7.13: Modo 10 di vibrare

7.3 Analisi Statica non lineare

Ai fini di valutare la capacità sismica della struttura e quindi valutare i livelli di sicurezza della suddetta, è stata eseguita un'analisi statica non lineare o *Pushover*. Ciò è possibile in quanto la risposta sismica della costruzione non dipende significativamente dai modi di vibrare superiori a quelli fondamentali. Inoltre il livello di conoscenza raggiunto dalla campagna di prove è pari a LC3.

L'analisi consiste, come già detto ampiamente nel Cap. 2, nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dall'azione sismica, un sistema di forze distribuito, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia ed aventi risultante il taglio alla base F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che in direzione negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globali o locali, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo, coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma F_b-d_c rappresenta la curva di capacità della struttura.

Le distribuzioni delle forze d'inerzia, ricadenti una nella distribuzione principale e l'altra nella distribuzione secondaria sono rispettivamente:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare anche la distribuzione uniforme di forze, per la distribuzione secondaria;
- distribuzione uniforme di forze, considerata come una distribuzione uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione.

Nel lavoro seguente, sono state caratterizzati i seguenti casi di analisi:

- Pushover modale in direzione X (Gruppo 1);
- Pushover modale in direzione -X (Gruppo 1);
- Pushover modale in direzione Y (Gruppo 1);
- Pushover modale in direzione -Y (Gruppo 1);
- Pushover uniforme in direzione X (Gruppo 2);
- Pushover uniforme in direzione -X (Gruppo 2);
- Pushover uniforme in direzione Y (Gruppo 2);
- Pushover uniforme in direzione -Y (Gruppo 2);

Per il primo gruppo quindi è stata assegnata una distribuzione di forze basata sui modi di vibrare. Mentre per il secondo gruppo è stata considerata una distribuzione di forze uniforme con l'altezza, e un incremento di forza fino al raggiungere lo spostamento di 45 cm. Per entrambi i carichi si è aumentato il carico fino a raggiungere uno spostamento di 45 cm del punto di controllo, in modo da considerare pienamente gli effetti globali e l'entrata in campo plastico della struttura.

I carichi suddetti, partano però da una condizione in cui la struttura è caricata con i carichi gravitazionali, pertanto è stata definito un'ulteriore carico "*Push-Grav*" che è una combinazione di tipo statica non lineare del carico gravitazionale da combinazione sismica. Si fa presente che la struttura non è perfettamente simmetrica a causa delle scale secondarie decentrate; è stato necessario perciò eseguire le analisi pushover anche per il verso opposto.

L'analisi è stata eseguita in controllo di spostamento definendo uno spostamento target del punto di controllo, fissato nel centro di massa dell'ultimo solaio (Piano 2). Tale spostamento è stato fissato abbastanza grande da poter cogliere un eventuale meccanismo globale della struttura.

7.3.1 Risultati

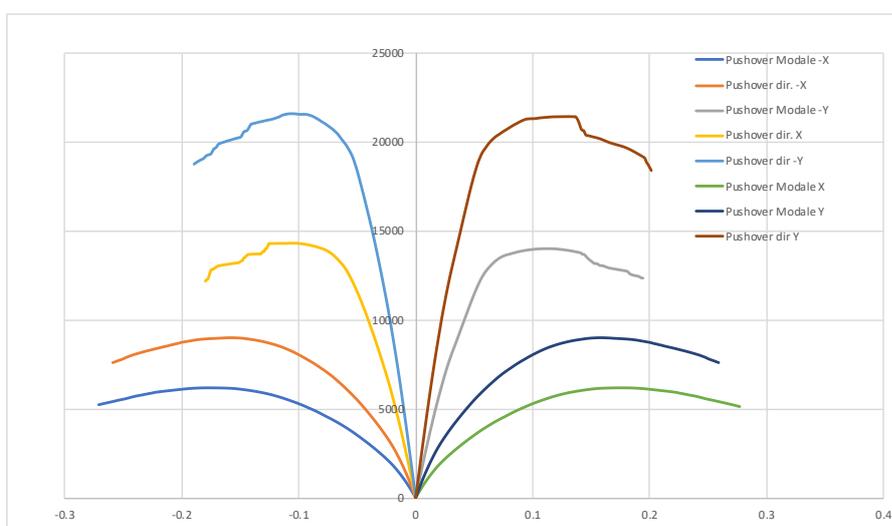


Figura 7.14: Curva di capacità gruppo 1 e gruppo 2

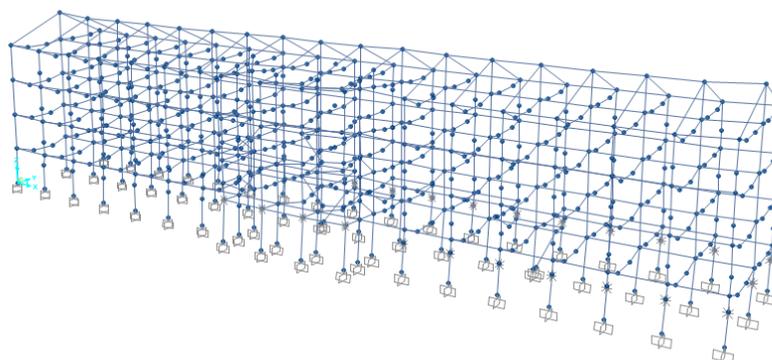


Figura 7.15: Deformata per soli carichi verticali (step 1)

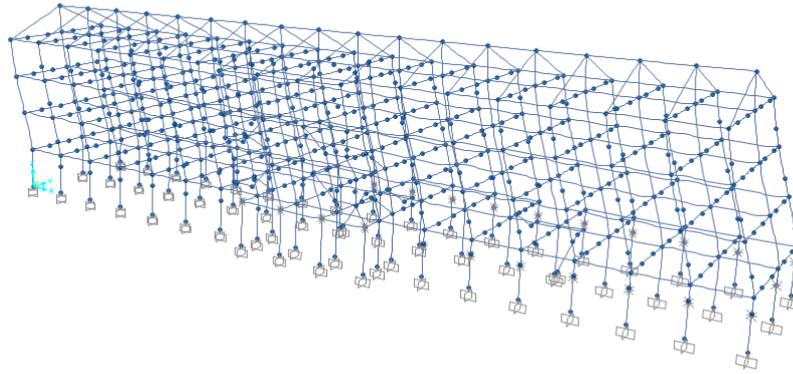


Figura 7.16: Deformata modale in direzione x per lo step 5 (spostamento in testa di 0.005 m)

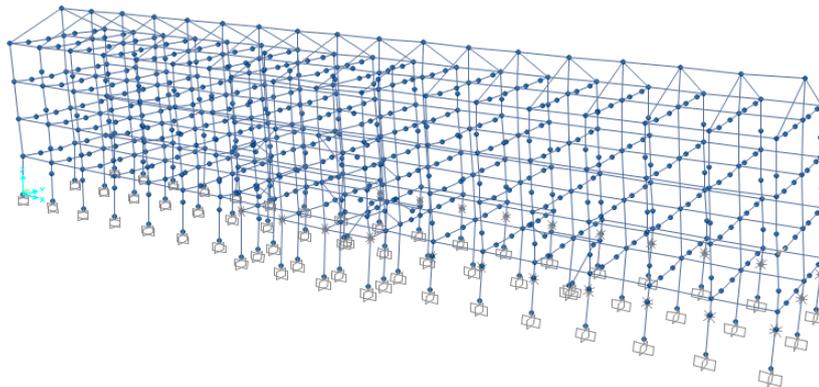


Figura 7.17: Deformata modale in direzione x per lo step 10 (spostamento in testa di 0.01 m)

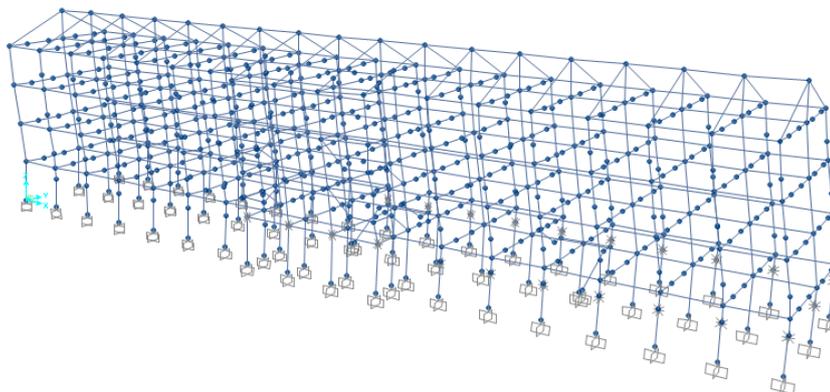


Figura 7.18: Deformata modale in direzione x per lo step 25 (spostamento in testa di 0.025 m)

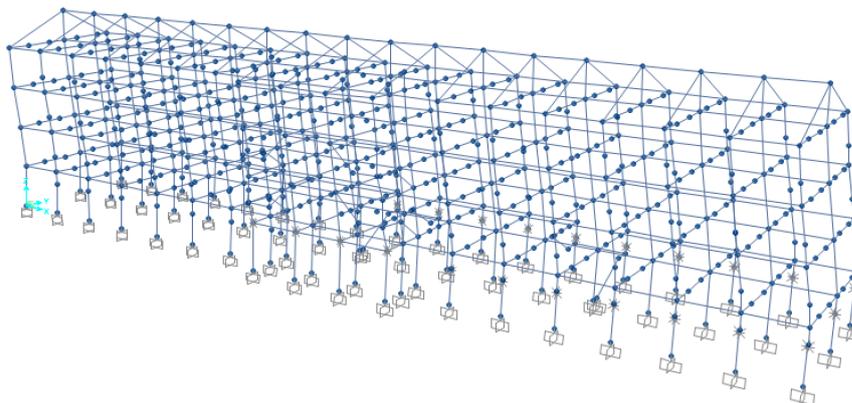


Figura 7.19: Deformata modale in direzione x per lo step 50 (spostamento in testa di 0.05 m)

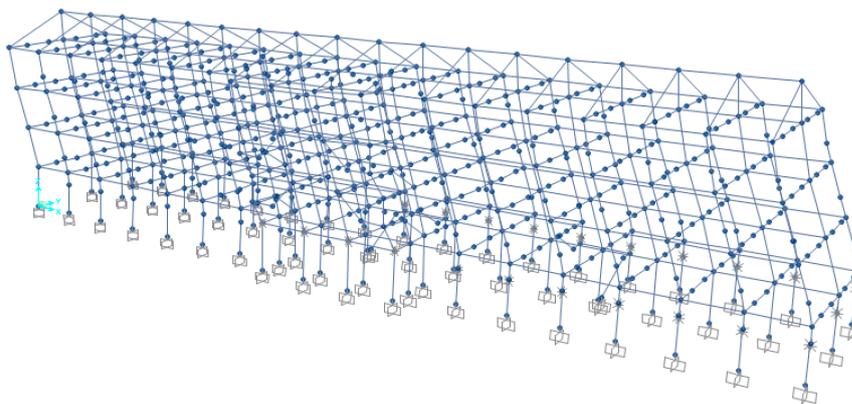


Figura 7.20: Deformata modale in direzione x per lo step 100 (spostamento in testa di 0.1 m)

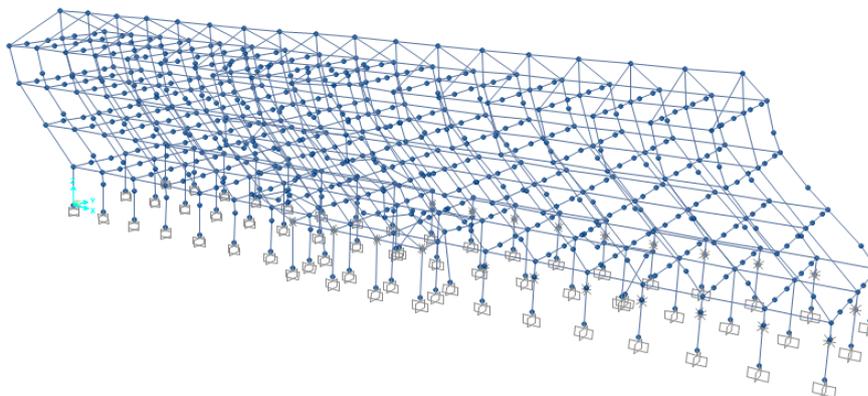


Figura 7.21: Deformata modale in direzione x per lo step 250 (spostamento in testa di 0.25 m)

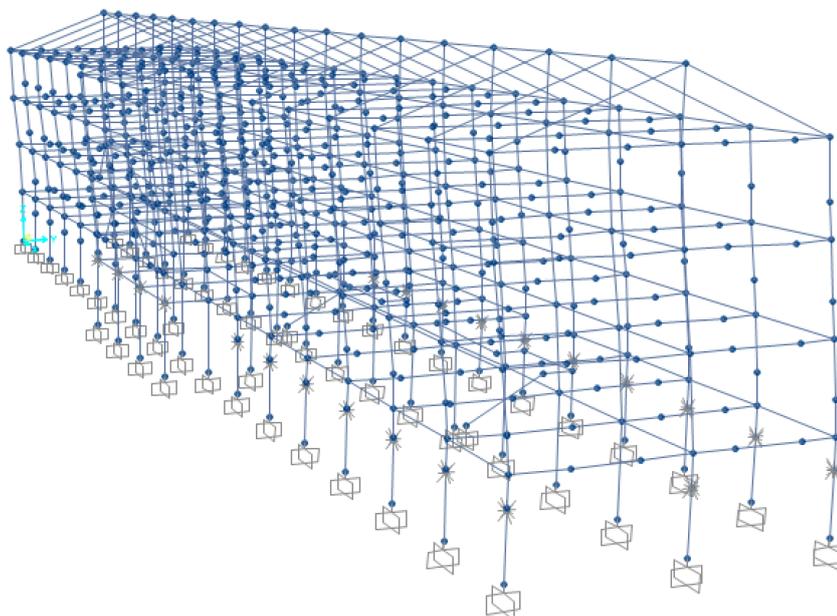


Figura 7.22: Deformata modale in direzione y per lo step 30 (spostamento in testa di 0.03 m)

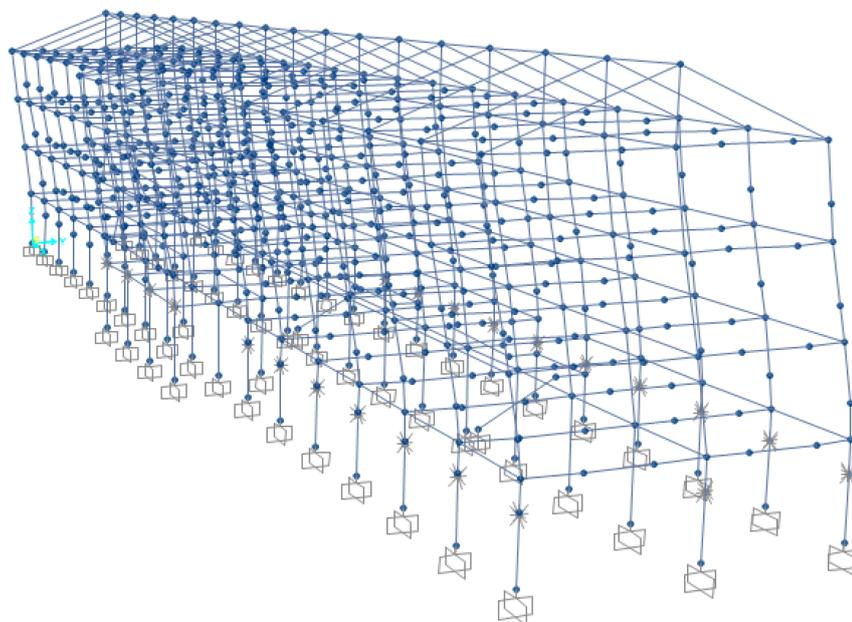


Figura 7.23: Deformata modale in direzione y per lo step 50 (spostamento in testa di 0.051 m)

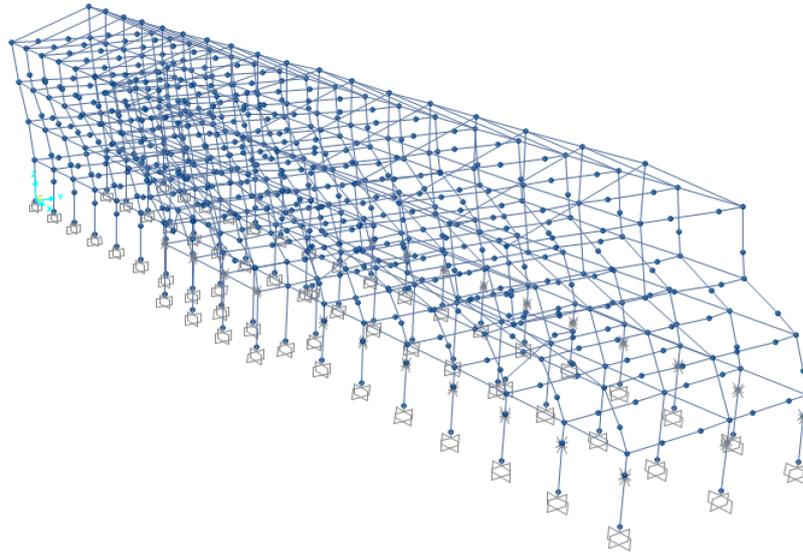


Figura 7.24: Deformata modale in direzione y per lo step 150 (spostamento in testa di 0.16 m)

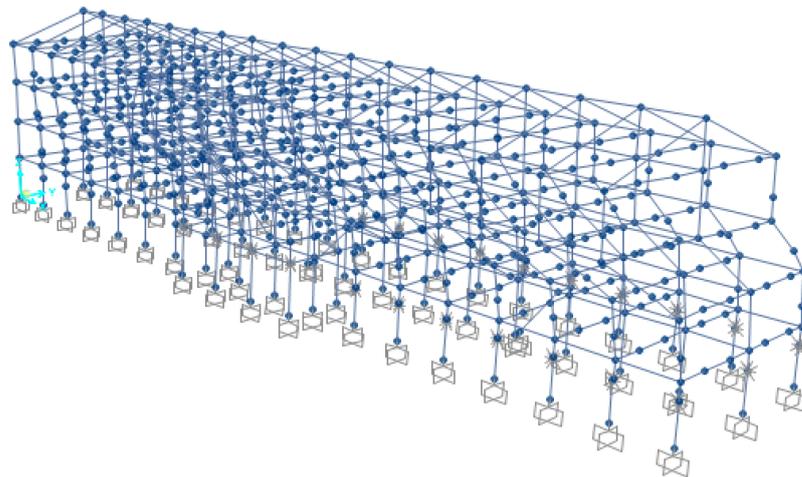


Figura 7.25: Deformata modale in direzione y per lo step 200 (spostamento in testa di 0.20 m)

Le curve di pushover sono state troncate ad un decadimento del taglio alla base del 15%. Dalle curve di pushover si può osservare come nella direzione x sia per i carichi del gruppo 1 sia per i carichi del gruppo 2, si ha un comportamento prevalentemente duttile un meccanismo di rottura dovuto prevalentemente alla rotazione plastica da prima delle travi e successivamente dei pilastri. In direzione y invece, si ha un comportamento fragile, caratterizzato da un fenomeno di piano dovuto alle azioni taglianti sui pilastri e sulle travi.

Sono plottate inoltre le deformate della struttura all'avanzare dell'incremento di forze laterali, e quindi all'aumentare del numero di steps. La struttura entra in campo plastico e si formano le cerniere plastiche, inizialmente nelle sezioni di estremità delle travi e poi a seguire sui pilastri in maniera piuttosto diffusa. La condizione di collasso corrisponde a spostamenti in testa all'edificio nell'ordine di 20-25 cm per la direzione x mentre 15-20 cm per la direzione y.

I pilastri del piano seminterrato invece, grazie alla presenza del vincolo del terreno, mantengono un comportamento prevalentemente elastico anche in condizioni ultime. Trascurando le verifiche dei meccanismi fragili, le verifiche dei meccanismi duttili vengono condotte nel piano di ADRS con il metodo N2.

Comportamento travi per la curva di capacità modale in direzione x

Si riportano i momenti curvatura delle sezioni più sollecitate delle travi.

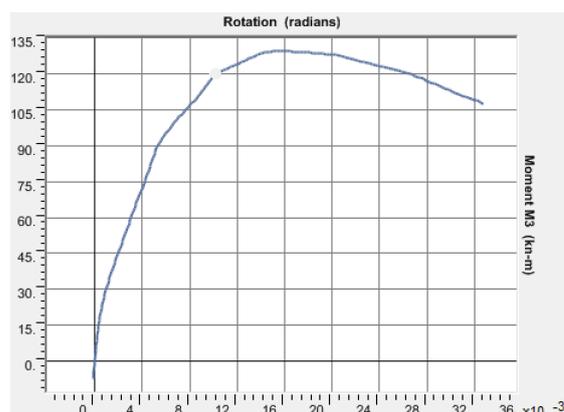


Figura 7.26: Momento curvatura della trave di tipo 3 all'aumentare della forza applicata

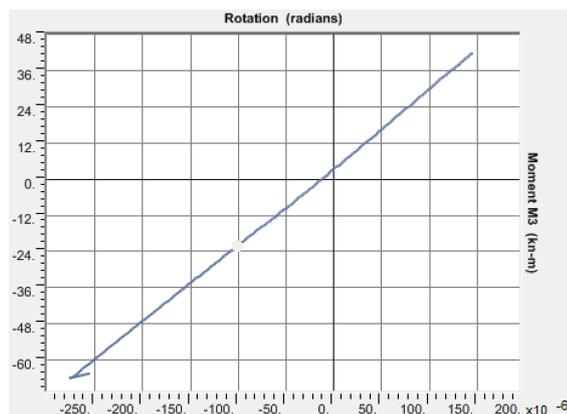


Figura 7.27: Momento curvatura della trave di tipo 1 all'aumentare della forza applicata



Figura 7.28: Momento curvatura della trave di tipo 4 all'aumentare della forza applicata

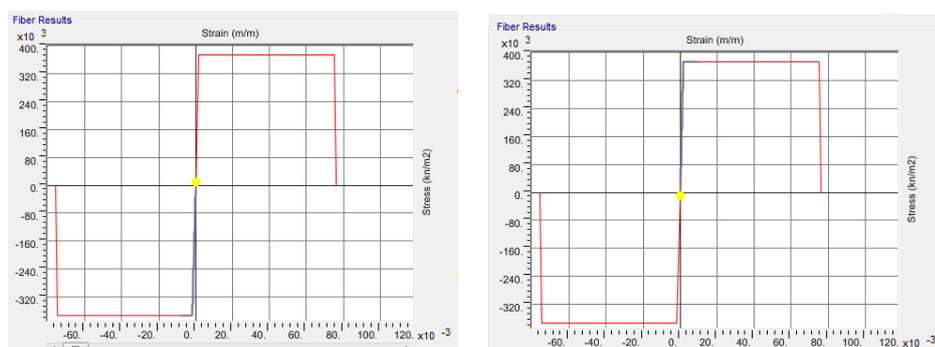


Figura 7.29: Comportamento della fibra di acciaio a compressione e trazione durante l'incremento di forza nella trave T3

Dai grafici di momento curvatura si vede come, nella modellazione a fibra, si riesce a ripercorre passo per passo gli step di carico nella curva e capire quando la sezione si plasticizza. In particolare per le travi di tipo 3 (7.26), si ha una prima plasticizzazione allo step 75 (spostamento in testa della struttura di 0.07cm) con un momento plastico all'incirca di 97 KN e una rotazione ultima di 6 radianti.

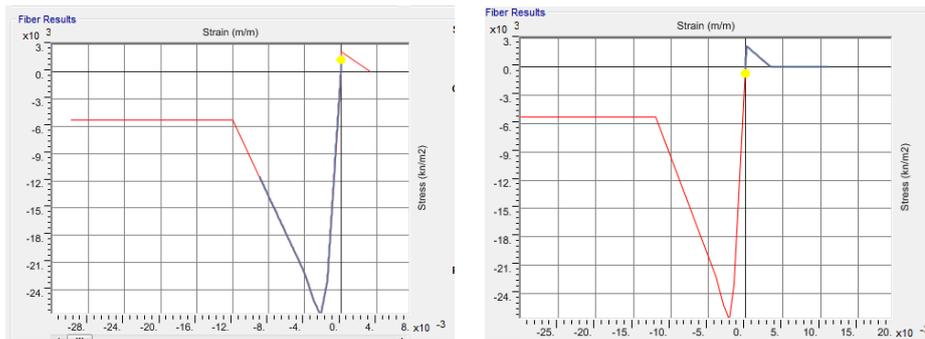


Figura 7.30: Comportamento della fibra di cls a compressione e trazione durante l'incremento di forza nella trave T3

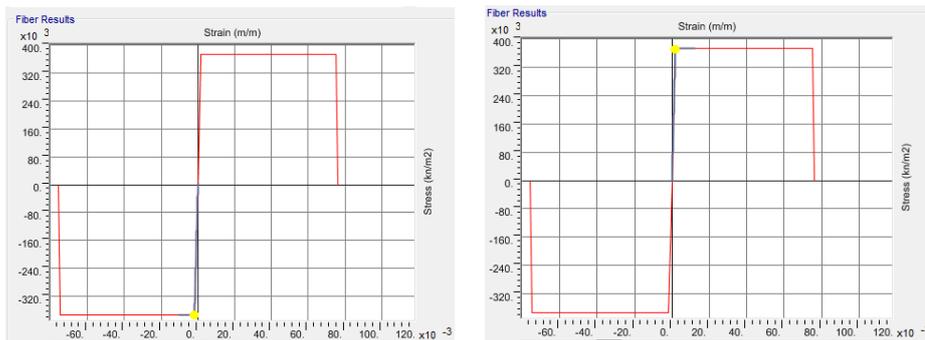


Figura 7.31: Comportamento della fibra di acciaio a compressione e trazione durante l'incremento di forza nella trave T4

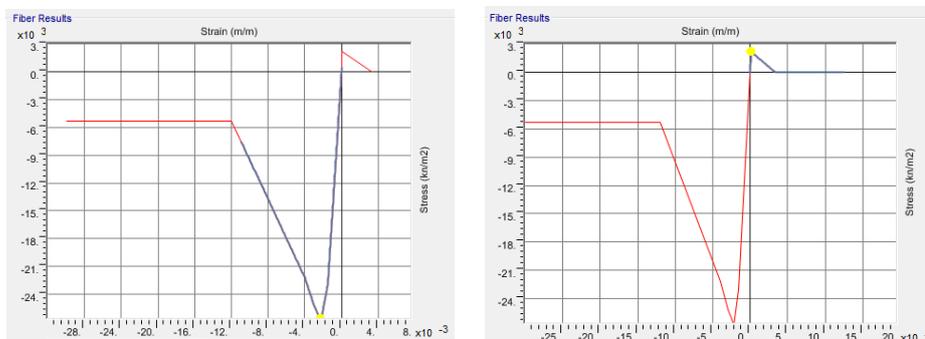


Figura 7.32: Comportamento della fibra di cls a compressione e trazione durante l'incremento di forza nella trave T4

Questo è dovuto al fatto che l'acciaio in zona tesa (7.29) è arrivato allo snervamento e si sta plasticizzando. Infine al raggiungimento del picco massimo di momento, si ha la plasticizzazione completa della sezione, in quanto anche l'acciaio compresso si è snervato e segue un ramo di softening. Il comportamento della sezione risulta perciò di tipo duttile.

Inoltre le fibre tengono conto della fessurazione (danneggiamento) della sezione all'aumentare del carico; infatti si può notare nel diagramma momento curvatura come per un valore molto piccolo di rotazione (all'incirca 1,5 radianti) si ha la prima fessurazione della sezione nel lato inferiore della sezione e questo equivale al

raggiungimento della resistenza massima del calcestruzzo (7.30).

Lo stesso discorso equivale per la trave di tipo 4. La trave di tipo 1 invece, come ci si aspettava, essendo in direzione trasversale all'applicazione del carico, rimane in campo elastico con piccolissime rotazioni.

Comportamento pilastri per la curva di capacità modale in direzione x

Si riporta il diagramma momento-curvatura per un pilastro di spigolo.

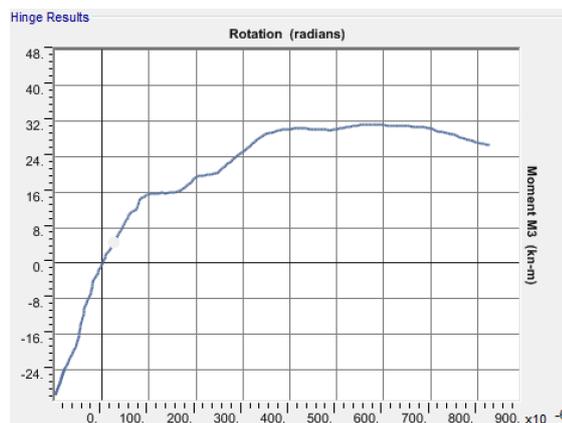


Figura 7.33: Momento curvatura del pilastro di spigolo all'aumentare del carico applicato

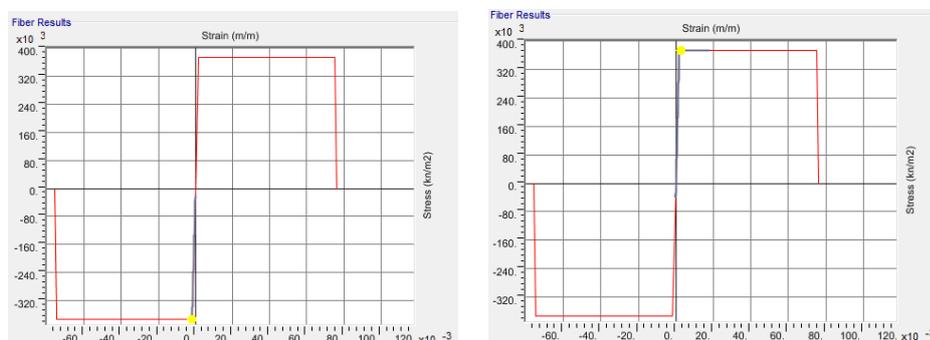


Figura 7.34: Comportamento della fibra di acciaio a compressione e a trazione durante l'incremento di carico

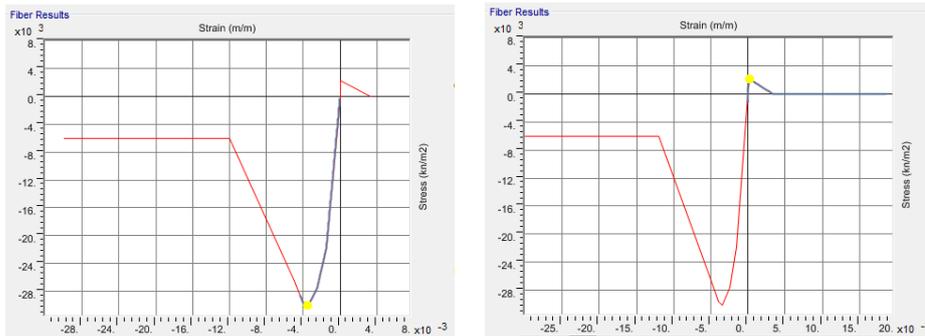


Figura 7.35: Comportamento della fibra di calcestruzzo a compressione e trazione durante l'incremento di carico

Comportamento travi per la curva di capacità modale in direzione y

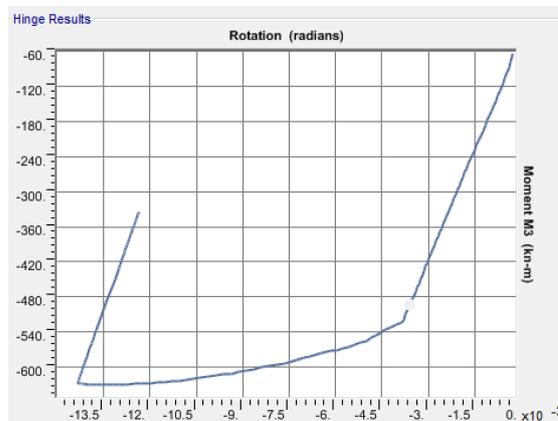


Figura 7.36: Momento curvatura della trave di tipo 1 all'aumentare della forza applicata

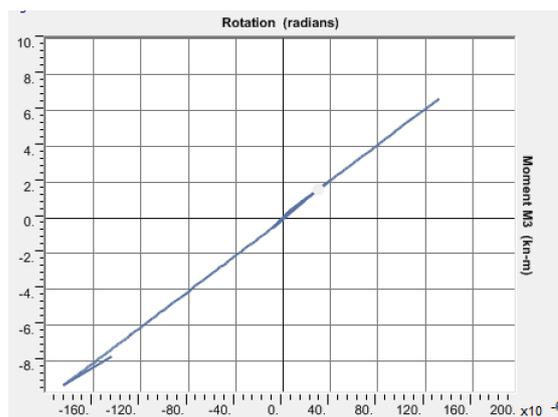


Figura 7.37: Momento curvatura della trave di tipo 3 all'aumentare della forza applicata

Si nota che il diagramma momento curvatura raggiunge momenti più elevati rispetto a quello delle travi T3 e T4 dovuto alla presenza di più armatura, in

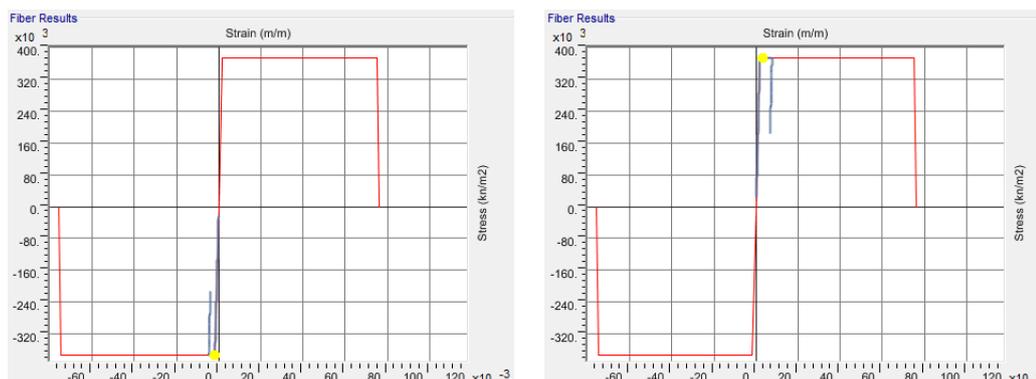


Figura 7.38: Comportamento delle fibre dell'acciaio teso e compresso al variare della forza applicata

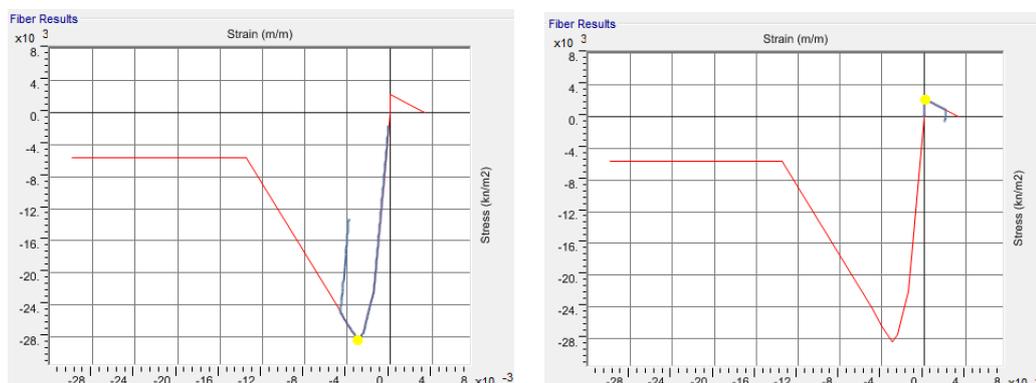


Figura 7.39: Comportamento delle fibre dell'acciaio teso e compresso al variare della forza applicata

quanto più lunghe e travi principali. La sezione da subito, per valori bassi di momento risulta fessurata. Intorno alla rotazione di 3,8 radianti e una deformazione della struttura di 10 cm in direzione Y, la sezione entra in campo plastico con un momento plastico di 500 KN e si plasticizza. Dopodiché non si ha un ramo di softening, come avveniva per le travi T3 e T4, ma si ha un ramo di hardening dovuto alla quantità elevata di armatura all'interno della sezione. Segue un calo drastico del momento una volta che tutta la sezione si è plasticizzata. Il comportamento della sezione pertanto è di tipo fragile

7.4 Applicazione del Metodo N2

Per l'applicazione del metodo N2, si parte dalla curva di capacità più sfavorevole, che nel caso della struttura di Norcia è nella direzione x.

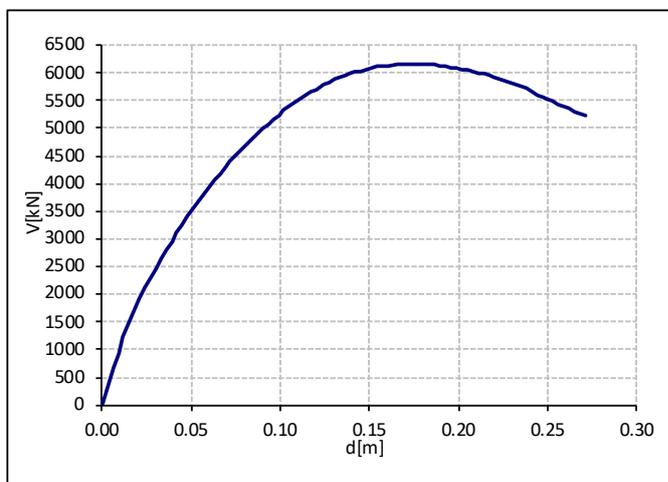


Figura 7.40: Curva di capacità con carico modale 1 nella direzione X

Come si nota in figura, rispetto alla curva precedente (Fig. 7.14), si è considerato uno spostamento ultimo, sul ramo di "softening", corrispondente ad una diminuzione del taglio alla base del 15%, perciò i valori successivi non sono stati considerati. Tenendo conto poi del fatto che il modo 1 è dominante, si è scalata la curva di capacità con il fattore di partecipazione modale $\Gamma_1=1.186$ e la si è poi linearizzata per ottenere la curva di un sistema SDOF equivalente alla struttura MDOF. Il passaggio dal modello iniziale MDOF al modello equivalente SDOF, permette di valutare con maggiore semplicità la prestazione richiesta al sistema, dal sisma preso in considerazione, cioè permette di utilizzare le informazioni derivanti dagli spettri elastici di risposta e quindi di calcolare le deformazioni a cui la struttura deve essere in grado di resistere, per i diversi stati limite.

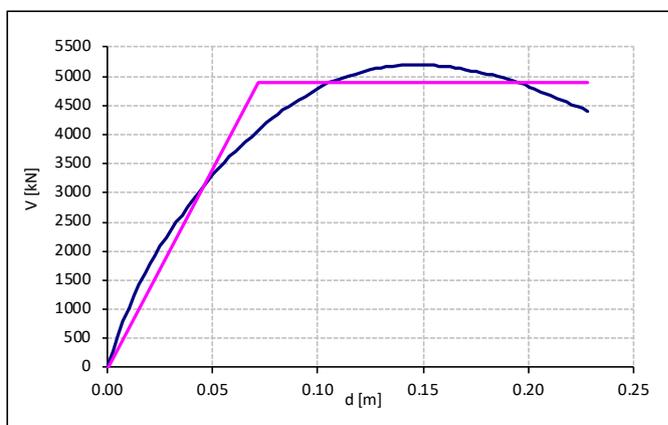


Figura 7.41: Curva di capacità bilineare scalata

Il sistema così bilinearizzato ha un periodo proprio di vibrazione $T^*=1.13$ secondi e una duttilità di $\mu = 3.20$, ottenuta dal rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento in cui avviene lo snervamento.

Definito lo spettro di capacità si definisce lo spettro elastico di normativa allo stato limite di collasso, smorzato del 5%; l'intersezione della linea, con pendenza T^* , corrispondente al ramo elastico del sistema bilineare idealizzato, con lo spettro di risposta elastico, definisce in termini di accelerazioni (S_{ae}) e spostamento (S_{de}), la domanda elastica dovuta al sisma. L'accelerazione di snervamento (S_{ay}) rappresenta sia la domanda in accelerazione che la capacità del sistema anelastico.

Dallo spettro elastico e dalla duttilità si ottiene il fattore di riduzione R_μ , determinato attraverso il rapporto tra accelerazione del sistema elastico e quella del sistema anelastico, e cioè:

$$R_\mu = S_{ae}(T^*)/S_{ay} \quad (7.2)$$

Se T^* è maggiore o uguale a T_C , dove T_C segna il passaggio tra la massima accelerazione spettrale e la velocità costante, la domanda di spostamento anelastica S_d è uguale alla domanda di spostamento elastica S_{de} e cioè:

$$\begin{cases} S_d = S_{de}(T^*) & T^* \geq T_C \\ \mu = R_\mu \end{cases} \quad (7.3)$$

Se il periodo elastico del sistema è minore di T_C , la domanda in duttilità e spostamento possono essere calcolate come:

$$\begin{cases} S_d = \mu d_y^* \\ \mu = (R_\mu - 1)T_C/T^* + 1 & T^* < T_C \end{cases} \quad (7.4)$$

Per lo spettro allo stato limite SLC, il periodo è $T_C=0.50$ secondi; pertanto risulta che il periodo del sistema bilineare ad un grado di libertà è maggiore e quindi la domanda anelastica in termini di accelerazione e spostamenti corrisponde al punto di intersezione tra lo spettro di capacità e lo spettro di domanda corrispondente alla duttilità μ (Performance Point).

Si riportano di seguito i risultati del metodo N2 confrontando la curva di capacità ottenuta per la situazione più gravosa (Pushover modale in direzione X) con la curva di domanda relativa allo spettro SLC e con la domanda dello spettro SLC ridotta del fattore di duttilità R_μ che tiene conto del danneggiamento che subisce la struttura.

Dal metodo risulta che lo spostamento massimo della struttura allo SLC, performance point, è di 14 cm per il sistema SDOF equivalente. Per ottenere lo spostamento del sistema MDOF si moltiplica il fattore di partecipazione modale Γ_1 per lo spostamento del sistema SDOF e si ottiene che la struttura è in grado di sopportare uno spostamento massimo di 18 cm, dopodiché la struttura collassa.

Dai risultati si evince però, che la struttura da subito entra in campo plastico e arriva al collasso dopo esserci danneggiata parecchio. Inoltre la struttura non è in grado di sopportare la richiesta di domanda sismica richiesta dallo spettro elastico al 5%. Per tale motivo si è adottato un adeguamento con isolamento alla base in modo da limitare il danneggiamento e far migrare la duttilità dagli elementi

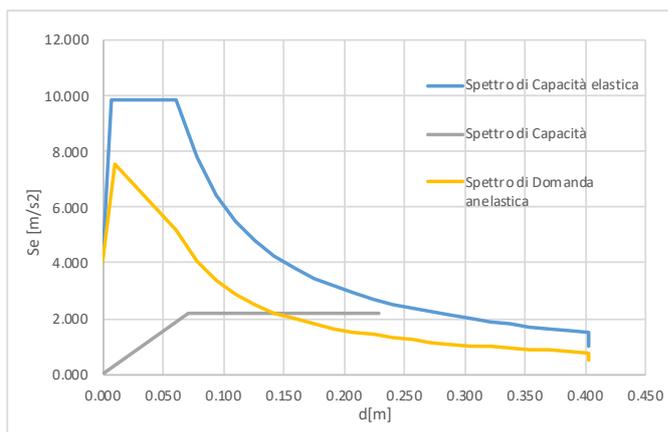


Figura 7.42: Piano ADRS confronto tra domanda elastica e anelastica e capacità

strutturali a dispositivi ad alta duttilità e ad alto smorzamento. Per l'isolamento sismico sono stati considerati i dispositivi FPS e per il loro dimensionamento si è adottata una procedura iterativa .

7.5 Progettazione sistema di isolamento

A differenza di quanto accade per la progettazione per una struttura a base fissa, in quanto si cerca di massimizzare la duttilità di alcuni elementi strutturali al fine di dissipare l'energia in ingresso dovuta ad un evento sismico, con l'isolamento alla base si cerca di abbattere la domanda in ingresso, con periodi di vibrazione della struttura lunghi, mantenendo di fatto la struttura in campo elastico. Per abbattere la domanda in ingresso si concentra la domanda di utilità, espressa in termini di spostamenti, sul piano dell'isolamento e dunque nei soli dispositivi di isolamento. L'isolatore sismico pertanto disaccoppia il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione che divide la struttura in due parti. La continuità strutturale, compatibilmente con la trasmissione dei carichi verticali, è garantita dall'introduzione degli isolatori, che hanno un'elevata rigidità verticale e una bassa rigidità in direzione orizzontale per garantire la deformabilità dell'isolatore.

Dallo spettro di domanda, ottenuto per il sito di interesse e riportato nel Cap. 1.7, si evidenzia una forte amplificazione nell'intervallo tra $T=0.2-0.8$ secondi, dove ricade il periodo proprio della struttura a base fissa ($T=0.79$ s). Per valori superiori a $T=1,0$ secondi, si hanno delle accelerazioni che via via diventano sempre più piccole, sino a tendere ad un valore asintotico dopo $T=2,5$ secondi.

Per progettare il sistema di isolamento si è tenuto conto di questo abbattimento delle accelerazioni che si ha per periodi superiori ai 2,5 secondi. In questo modo la sovrastruttura si comporta idealmente come un corpo rigido con spostamenti relativi di interpiano molto piccoli, che fanno sì che essa rimanga in campo elastico e che quindi non si abbiano danneggiamenti alle parti strutturali e non, come accade per le strutture a base fissa. Le accelerazioni che si hanno sulla struttura isolata alla base sono fortemente abbattute e questo garantisce un livello di sicurezza ed assenza di danno anche sotto azioni sismiche violente.

I dispositivi adottati per il sistema di isolamento nel seguente studio sono i dispositivi FIP-D dell'azienda "FIP INDUSTRIALE" con una superficie di scorrimento composta dal materiale FFM in polietilene ad altissimo peso molecolare, con ottime capacità di resistenza all'usura, stabilità e durabilità. Inoltre non si ha il fenomeno di stick-slip ed un basso rapporto tra attrito di primo distacco ed attrito dinamico. Si riporta l'andamento del coefficiente di attrito dinamico del materiale FFM al variare della pressione (verticale):

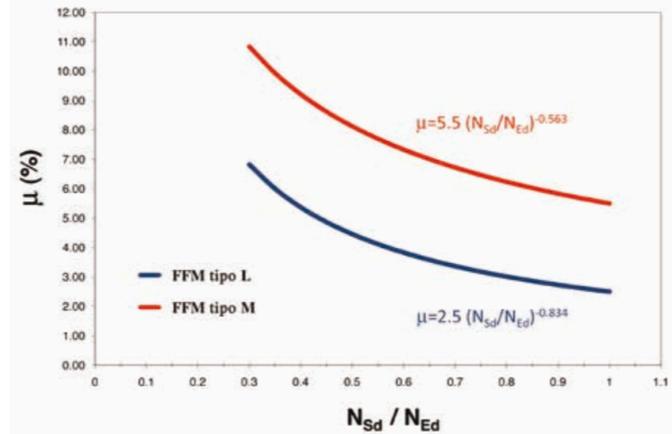


Figura 7.43: Coefficiente di attrito minimo al variare della pressione

Si sceglie di adottare un materiale a basso attrito con una legge:

$$\mu = 2.5 \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}} \right)^{-0.834} \quad (7.5)$$

Il loro periodo, come visto, non dipende dalla massa struttura, ma dipende essenzialmente dal raggio di curvatura del dispositivo. Al fine di scegliere di avere basse accelerazioni sulla struttura, si è fissato il periodo di isolamento a $T_{iso}=2,5$ secondi e si è ottenuto in questo modo R .

$$R = g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 = 1,5 \text{ m} \quad (7.6)$$

Il periodo principale di oscillazione effettivo però, dipende dalla rigidezza equivalente del sistema che a suo volta dipende dal coefficiente di attrito (fissato come attrito minimo da catalogo al 3%), dallo spostamento di progetto e dal raggio di curvatura della superficie di scorrimento curva, mentre risulta indipendente dalla massa della struttura.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{Rd_{ed}}{(d_{ed} + \mu R)g}} \quad (7.7)$$

Poiché lo spostamento di progetto d_{ed} non è noto inizialmente, si può operare attraverso un calcolo iterativo, imponendo un valore di d_{ed} di tentativo, calcolando in base ad esso il periodo efficace dell'isolamento e lo smorzamento, lasciando fisso il raggio. Si può così ottenere attraverso lo spettro di risposta, un nuovo valore di d_{ed} col quale si ripete il calcolo fino a che il procedimento converga. Si ottiene così:

$$\begin{aligned}\mu &= 3\% \\ T_{\text{eff}} &= 2,56 \text{ sec} \\ \xi_{\text{eff}} &= 14,2 \text{ \%} \\ d_{\text{ed}} &= 0,22 \text{ m}\end{aligned}$$

Si mostra in figura seguente il confronto tra lo spettro elastico con lo smorzamento al 5% (spettro da normativa), e lo spettro smorzato all'11%.

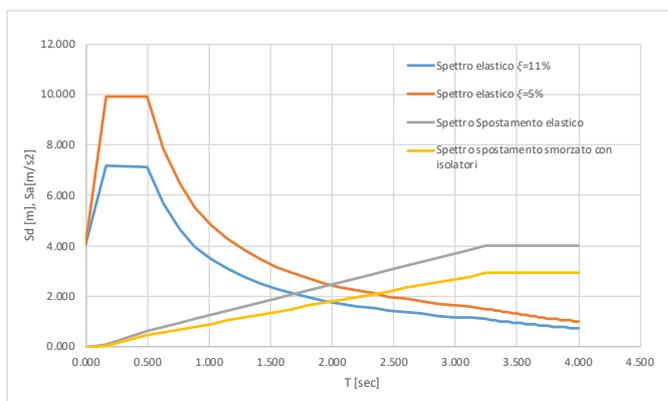


Figura 7.44: Confronto tra spettri elastici

Considerando questo nuovo spettro elastico, si è nuovamente applicato il metodo N2.

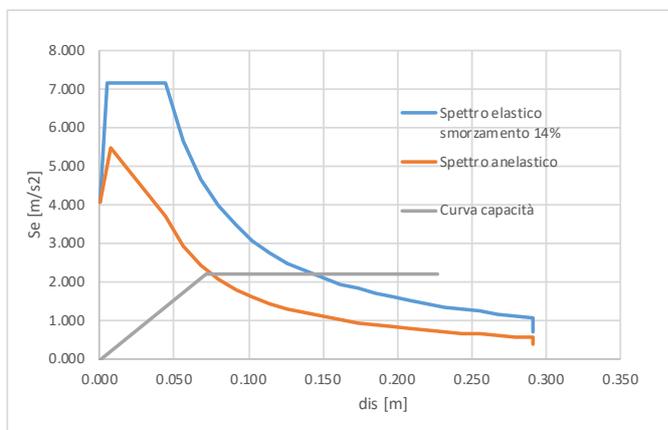


Figura 7.45: Piano ADRS confronto tra domanda elastica ($\xi=11\%$), domanda anelastica ($\mu=1.9$) e curva di capacità

Risulta facile osservare, come la domanda di duttilità richiesta dal sisma si sia ridotta a $\mu=1.38$ e come la struttura riesca a sopportare la domanda sismica non sfruttando la capacità dissipativa della struttura e quindi senza danneggiarsi. Lo spostamento ultimo della struttura è pari a 12 cm, difficile da raggiungere in quanto la struttura si muoverà rigidamente essendo disaccoppiata dal moto del terreno. Gli isolatori avranno uno spostamento massimo di 22 cm.

Stabilito il raggio di curvatura R e lo smorzamento efficace del sistema di isolamento per la modellazione sul software SAP2000 si è adottato un sistema di isolamento con legge non lineare pertanto è stato calcolato, il valore della rigidità

non lineare K_2 (5.6), con riferimento allo sforzo normale di progetto agente sul dispositivo.

Prima di far questo però, si è fissata la quota di progetto del piano di isolamento tra il primo e il secondo orizzontamento. Questa scelta è stata dettata dalla presenza di un piano seminterrato che non può essere sbancato. Si è provveduto quindi, all’innalzamento dello zero sismico, eliminando le scale secondarie del seminterrato che si è pensato di realizzarle in acciaio collegate rigidamente al suolo e con un vincolo deformabile al resto della struttura in modo tale da non influire sul comportamento globale della struttura durante l’evento sismico. Di seguito viene mostrato il prospetto architettonico che evidenzia la quota di progetto degli isolatori (Fig. 7.46).



Figura 7.46: Prospetto edificio con la quota dell’isolamento

Sono stati estratti quindi i valori degli sforzi normali nella configurazione SLU agenti del pilastro (N_{ed}) e nella configurazione sismica (N_{Sd}) Tab7.6 .Inoltre è stato determinato il coefficiente di attrito dinamico massimo tramite la 7.5 , in cui si ha il rapporto tra carico verticale agente sull’isolatore (combinazione sismica) e quello verticale massimo di progetto (combinazione fondamentale SLU).

La rigidezza totale del sistema FPS risulta pertanto di:

$$K_{FPS} = 26337KNm \quad (7.8)$$

Oltre alla rigidezza del tratto non lineare, vengono richiesti gli attriti alle basse e alta velocità. Per la scelta di tali parametri è stata effettuata una media ponderata per tutti gli isolatori e presi come riferimento un attrito alle basse velocità $\mu_{slow}=1\%$ e $\mu_{fast}=3\%$. La rigidezza verticale è stata fissata alta, in quanto si vuole che non si abbiano spostamenti verticali. Si mostra in figura il modello della struttura con i dispositivi FPS.

Isolatori	Nsd o Fzd KN	Ned KN	K2 KN m	Isolatori	Nsd o Fzd KN	Ned KN	K2 KN m
1	-745.753	-532.666	355.11	31	-867.109	-598.92	399.28
2	-956.42	-657.759	438.51	32	-865.163	-597.654	398.44
3	-967.824	-664.355	442.90	33	-864.776	-597.422	398.28
4	-966.144	-663.267	442.18	34	-865.521	-597.489	398.33
5	-965.776	-663.045	442.03	35	-832.835	-591.501	394.33
6	-966.514	-662.834	441.89	36	-852.101	-578.327	385.55
7	-951.999	-673.406	448.94	37	-538.383	-374.735	249.82
8	-701.194	-470.786	313.86	38	-677.475	-471.335	314.22
9	-1045.205	-702.472	468.31	39	-677.822	-471.572	314.38
10	-1044.989	-702.432	468.29	40	-541.138	-376.873	251.25
11	-735.99	-497.608	331.74	41	-762.763	-507.246	338.16
12	-1018.625	-711.304	474.20	42	-765.639	-509.457	339.64
13	-1299.316	-866.57	577.71	43	-939.052	-663.14	442.09
14	-1331.622	-886.441	590.96	44	-953.355	-652.817	435.21
15	-1326.648	-883.278	588.85	45	-953.18	-653.219	435.48
16	-1325.671	-882.637	588.42	46	-953.331	-653.226	435.48
17	-1325.831	-883.437	588.96	47	-955.082	-654.367	436.24
18	-1303.628	-874.09	582.73	48	-942.976	-647.196	431.46
19	-1152.512	-765.412	510.27	49	-692.587	-491.745	327.83
20	-1292.524	-861.241	574.16	50	-1000.066	-696.975	464.65
21	-1326.258	-882.18	588.12	51	-852.71	-587.926	391.95
22	-1153.397	-765.693	510.46	52	-853.822	-588.648	392.43
23	-1302.833	-873.371	582.25	53	-841.278	-581.054	387.37
24	-1357.22	-902.326	601.55	54	-616.17	-438.811	292.54
25	-1323.259	-880.688	587.13	55	-868.564	-580.667	387.11
26	-1323.036	-880.741	587.16	56	-850.222	-601.373	400.92
27	-1328.024	-883.943	589.30	57	-825.793	-568.238	378.83
28	-1295.664	-864.006	576.00	58	-824.613	-566.919	377.95
29	-628.545	-448.227	298.82	59	-822.02	-563.676	375.78
30	-854.933	-591.652	394.43	60	-822.677	-565.088	376.73

Tabella 7.6: Valori di sforzo normale nella condizione sismica e di progetto rigidezza la rispettiva rigidezza K_2 degli isolatori

Per le strutture di piano di posa degli isolatori sono stati inseriti degli irrigidimenti dimensionati in modo tale da assicurare un comportamento rigido del suddetto piano, limitandone gli spostamenti sismici differenziali. Tale irrigidimento è composto da una griglia di travi al di sotto del sistema di isolamento che collega i pilastri in modo che si realizzi un piano rigido. Le travi sono state progettate per lavorare prevalentemente in campo elastico e con sforzo normale. Si riporta la sezione delle travi di irrigidimento 30x30 con con 6 Φ 14.

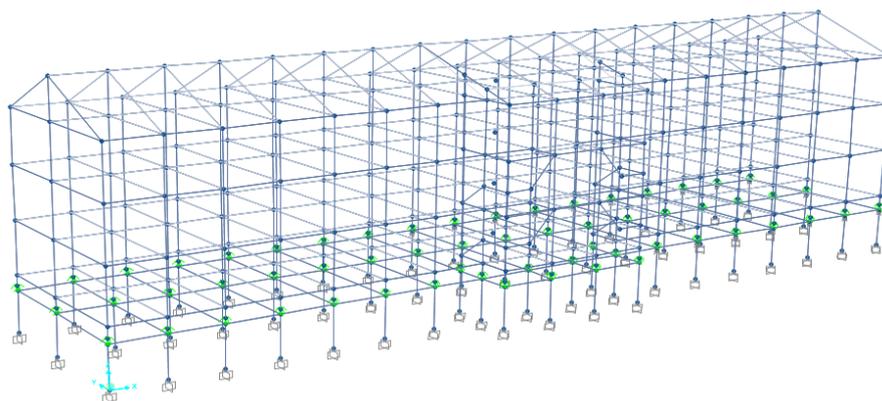


Figura 7.47: Modello edificio con dispositivi FPS e irrigidimenti

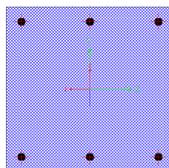


Figura 7.48: Travi di irrigidimento

7.5.1 Analisi modale

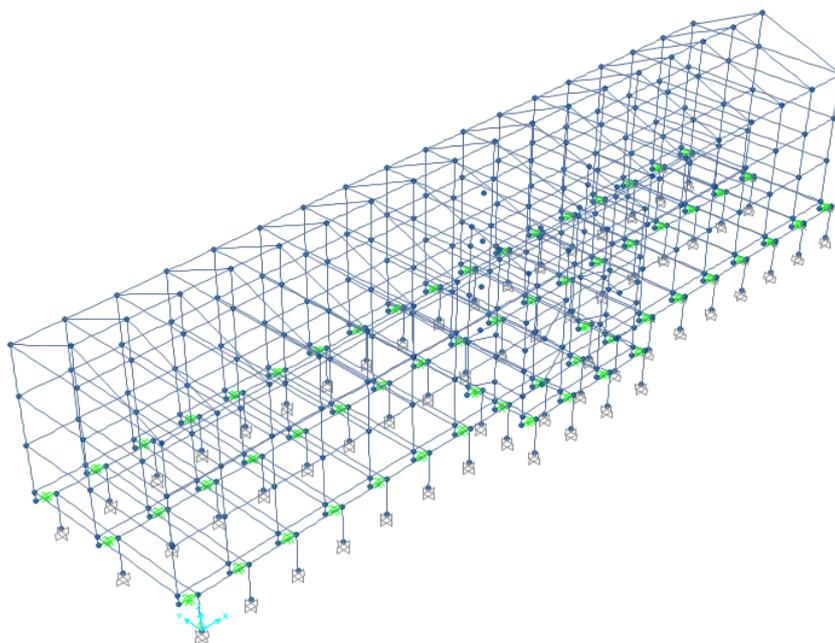
Sul modello tridimensionale dell'edificio con i dispositivi isolanti, è stata condotta l'analisi modale considerando i primi 12 modi di vibrare che hanno il 100% della massa sia nella direzione X che nella direzione Y.

Dall'analisi modale si intuisce l'efficacia dell'isolamento alla base. Infatti a parità di massa della struttura (massa dei dispositivi influente rispetto a quella propria) il periodo di isolamento è aumentato e questo dovuto alla rigidità orizzontale che è diminuita. Con l'aumento del periodo fondamentale si ha pertanto una forte diminuzione dell'accelerazione spettrale in ingresso alla struttura.

Nella realtà però, la diminuzione è minore rispetto a quella mostrata in figura in quanto non si è tenuto conto della duttilità e del danneggiamento che gli elementi strutturali possono subire con la formazione delle cerniere plastiche. La duttilità come visto prima è di 1.38. Determinando il fattore η dalla duttilità si ottiene lo spettro di progetto allo SLC.

Con il sistema di isolamento alla base si ha perciò una diminuzione dell'accelerazione spettrale a $S_a=1.5 \text{ m/s}^2$ contro i 4 m/s^2 che si avevano prima. Tutto ciò però comporta un aumento della domanda di spostamento strutturale che interesserà però il sistema di isolamento.

1°Modo	traslazione lungo x	$T_{\text{iso}}=2.65$ sec
2°Modo	traslazione lungo y	$T_{\text{iso}}=2.55$ sec
3°Modo	rotazione attorno a z	$T_{\text{iso}}= 2.53$ sec

Tabella 7.7: Periodi dominanti della struttura isolata**Figura 7.49:** Modo 1 di vibrare struttura isolata

Si nota infine, che per la presenza di eccentricità dovute ai vincoli con il terreno e alla presenza di scale eccentriche, non si ha un modo di vibrare nella direzione Y con spostamenti uniformi per tutta la struttura, ma si instaura un moto torsionale.

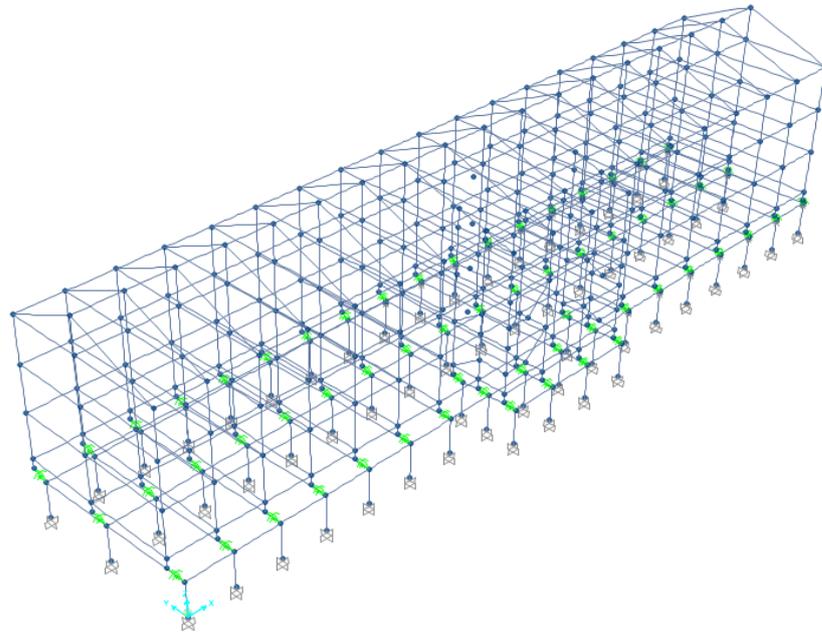


Figura 7.50: Modo 2 di vibrare struttura isolata

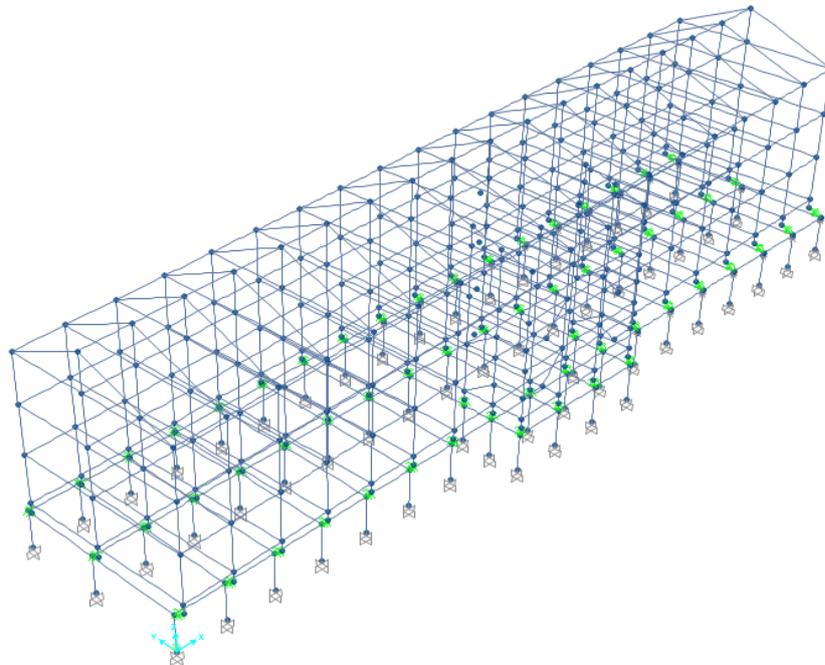


Figura 7.51: Modo 3 di vibrare struttura isolata

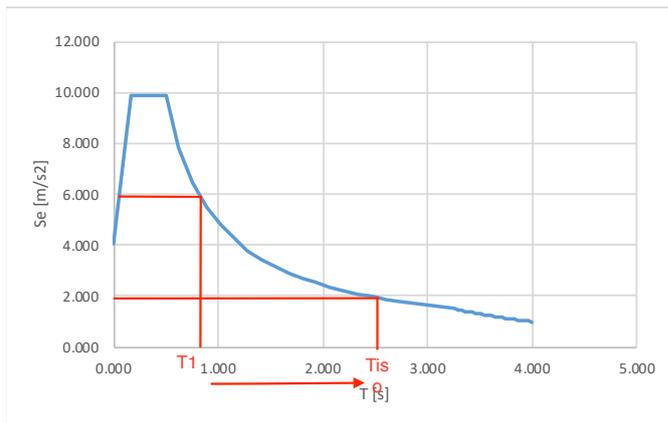


Figura 7.52: Spettro elastico allo SLC con $\xi=5\%$

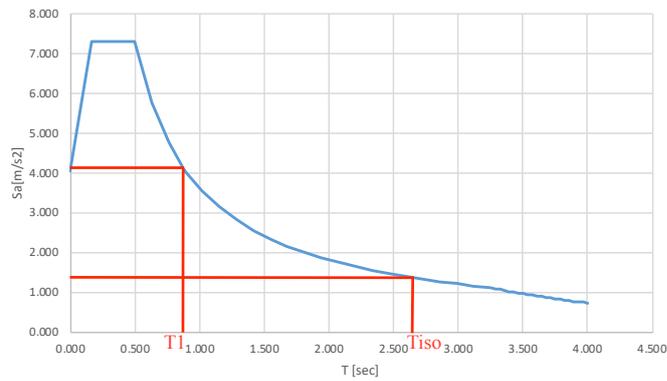


Figura 7.53: Spettro di progetto di accelerazione allo SLC

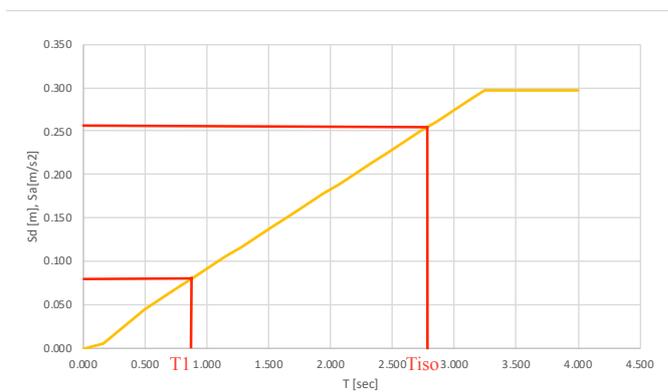


Figura 7.54: Spettro di progetto di spostamento allo SLC

Conclusioni

Nella presente tesi si è voluto approfondire la tecnica avanzata di protezione sismica delle strutture più comune: l'isolamento sismico. Dopo aver preso dimestichezza con il funzionamento dei sistemi di isolamento e aver compreso la meccanica dei vari dispositivi, si è scelto di sviluppare la seconda parte della tesi con l'obiettivo di applicare ad un caso di studio pratico la teoria appresa precedentemente. In tal modo si è potuto comprendere l'importanza della concezione strutturale delle costruzioni ai fini dell'impiego dell'isolamento sismico. Un evento sismico, infatti,

genera nella struttura delle forze d'inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno. Per evitare danni strutturali durante un evento sismico sarebbe pertanto necessario andare ad aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura tuttavia; è opportuno sottolineare che il danneggiamento strutturale non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo quindi che la struttura in esame presenta ancora abbondanti risorse di sopravvivenza il tutto grazie alla duttilità. Di conseguenza possiamo affermare che nell'ambito delle strutture tradizionali soggette ad un evento sismico la normativa di riferimento consente di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la domanda, che diviene quindi condizione sulla duttilità o sulle deformazioni e non più sulla resistenza. Tuttavia l'accettazione di elevate richieste di duttilità implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio. La moderna progettazione antisismica, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e nel limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali. Questo per quanto riguarda gli edifici e le strutture a base fissa o comunque caratterizzate dall'assenza di appositi dispositivi di isolamento o smorzamento dell'azioni sismiche. Tecniche moderne di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia.

In particolare con riferimento alla nostra struttura abbiamo che l'isolamento sismico realizza in maniera efficiente ed efficace la strategia di riduzione della domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente quella che è l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura. In generale abbiamo che l'isolamento sismico disaccoppia il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza dei pilastri inferiori, la quale la struttura risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura.

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di isolatori, caratterizzati da una elevata deformabilità e da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale, nonché da una notevole rigidità in direzione verticale. La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori.

Ragionando, per semplicità, che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema strutturale in una zona dello spettro a più bassa accelerazione. Di conseguenza le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali. Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che però, si concentrano nel sistema d'isolamento, in cui viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto. La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi inter piano molto contenuti. Di conseguenza, si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente, anche i danni alle parti non strutturali.

Inoltre si è visto come gli edifici con un elevato rapporto tra le due dimensioni in pianta, mostrano una forte tendenza ad evidenziare effetti torsionali legati alla eccentricità accidentale, tra il centro di massa della sovrastruttura e il centro di rigidità del sistema di isolamento, al crescere di tale rapporto. Se a questa eccentricità accidentale si va ad aggiungere anche quella strutturale, legata ad una progettazione non bilanciata degli elementi resistenti, non risulta più possibile ottenere una risposta sismica puramente traslatoria.

Gli effetti torsionali che si innescano in tali condizioni comportano una rotazione della struttura attorno ad un asse verticale che, se non adeguatamente limitata, può dare luogo a scostamenti significativi nei valori degli spostamenti subiti dai vari isolatori. Tale circostanza può comportare in taluni dispositivi l'insorgere di fenomeni di non linearità che possono ulteriormente accentuare la torsione. Infatti elementi con la stessa rigidità iniziale possono presentare comportamenti differenti a seconda del livello di deformazione raggiunto, alterando la distribuzione delle forze nel piano di isolamento.

Al fine di garantire nelle due direzioni principali sufficiente rigidità nei confronti delle forze sismiche pur filtrate dal sistema di isolamento, sono stati progettati in modo tale che, grazie all'azione dei carichi gravitazionali di pertinenza, in corrispondenza degli isolatori si avessero solo sforzi di compressione.

Infine si richiamano i vantaggi derivanti dall'isolamento sismico che possono sintetizzarsi in una sicurezza globale superiore rispetto ai corrispondenti edifici a base fissa. In particolare si evidenziano i seguenti benefici:

- Abbattimento delle accelerazioni sismiche nella sovrastruttura e conseguente riduzione delle forze orizzontali e delle sollecitazioni ad esse conseguenti;

- Comportamento essenzialmente elastico della sovrastruttura che permette di preservare le componenti strutturali e non strutturali con minor costi di riparazioni;
- La riduzione degli spostamenti d'interpiano che permette di mantenere agibile la costruzione, mitigando inoltre la percezione dell'evento sismico da parte degli occupanti del fabbricato;
- La progettazione di sistemi strutturali con isolamento sismico, non facendo affidamento sulla duttilità per fronteggiare l'azione sismica, non richiede il rispetto delle stringenti prescrizioni della gerarchia delle resistenze (dettagli costruttivi sono semplificati).

Tali vantaggi si manifestano al prezzo di spostamenti elevati, pur concentrati al livello del sistema di isolamento. Le normative vigenti richiedono la verifica nella condizioni più sfavorevoli relative allo stato limite di collasso SLC (considera una probabilità di accadimento dell'evento nel periodo di riferimento del 5% che per un edificio ad uso residenziale implica un sisma con tempo di ritorno di 975 anni).

Sviluppi futuri

Al fine di evitare effetti torsionali indesiderati sarebbe necessaria una disposizione planimetrica e una calibrazione della rigidezza degli isolatori, combinando dispositivi "slitte" con dispositivi a scorrimento con l'obiettivo di calibrare la rigidezza equivalente del sistema di isolamento in modo da ridurre il più possibile l'eccentricità tra il relativo centro di rigidezza e la proiezione sul piano di isolamento del centro di massa della sovrastruttura. Sarebbe inoltre necessaria, come suggerito in normativa (NTC 2018) eseguire un'analisi dinamica non lineare sulla struttura isolata, al fine di valutare la risposta sismica considerando le non linearità strutturali e meccaniche con l'utilizzo di accelerogrammi che possono essere generati artificialmente (Par. 3.2.3.6 NTC 2018) o possono essere reali del sito di interesse. Essa consente di valutare il comportamento strutturale, consentendo di fatto il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché la verifica dell'integrità degli elementi strutturali nei possibili meccanismi fragili.

Si suggerisce infine, una modellazione più accurata della struttura, prendendo in considerazione anche l'effetto delle tamponature esterne che, come suggerito dalla letteratura, comporta un aumento della rigidezza del sistema globale e di fatto una diminuzione dei periodi propri di vibrazioni, con conseguente aumento delle accelerazioni trasmesse alle struttura, rispetto ad una struttura priva di tamponature.

Bibliografia

- [1] Tommaso Albanesi e Camillo Nuti. “Analisi statica non lineare (pushover)”. In: *Dipartimento di Strutture, Università degli Studi di Roma Tre* (2007).
- [2] Charles S Campbell, Paul W Cleary e Mark Hopkins. “Large-scale landslide simulations: Global deformation, velocities and basal friction”. In: *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* 100.B5 (1995), pp. 8267–8283.
- [3] MC Constantinou, John Caccese e Harry G Harris. “Frictional characteristics of Teflon–steel interfaces under dynamic conditions”. In: *Earthquake engineering & structural dynamics* 15.6 (1987), pp. 751–759.
- [4] Michalakis Constantinou, Anoop Mokha e Andrei Reinhorn. “Teflon bearings in base isolation II: Modeling”. In: *Journal of Structural Engineering* 116.2 (1990), pp. 455–474.
- [5] Michalakis C Constantinou, Tsu T Soong e Gary F Dargush. “Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit”. In: (1998).
- [6] Michalakis C Constantinou et al. “NCEER-Taisei corporation research program on sliding seismic isolation systems for bridges: experimental and analytical study of a friction pendulum system (FPS)”. In: (1993).
- [7] Michalakis C Constantinou et al. “Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading”. In: (2006).
- [8] Fakhredin Danesh e Vahid Behrang. “The influence of masonry infill walls on dynamic behavior of concrete structures”. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering Paper*. 1984. 2004.
- [9] Ministero delle Infrastrutture. “Norme tecniche per le costruzioni”. In: *Min. Inf* 14 (2018).
- [10] Amr S Elnashai. “Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications”. In: *Structural engineering and mechanics* 12.1 (2001), pp. 51–70.
- [11] UNI ENV. “1-1, Eurocodice 2”. In: *Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte* (1992), pp. 1–1.
- [12] Ettore Faga et al. “Modelling curved surface sliding bearings with bilinear constitutive law: effects on the response of seismically isolated buildings”. In: *Materials and Structures* 49.6 (2016), pp. 2179–2196.
- [13] Peter Fajfar. “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design”. In: *Earthquake spectra* 16.3 (2000), pp. 573–592.

- [14] Peter Fajfar e Peter Gašperšič. “The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings”. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 25.1 (1996), pp. 31–46.
- [15] Prestandard FEMA. “Commentary for the seismic rehabilitation of buildings”. In: *FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC* (2000).
- [16] Daniel M Fenz e Michael C Constantinou. “Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Experimental verification”. In: *Earthquake engineering & structural dynamics* 37.2 (2008), pp. 185–205.
- [17] Helmut Krawinkler. “Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it”. In: *Proceedings of the 65th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California*. 1996.
- [18] T-M Liou e J-J Hwang. “Turbulent heat transfer augmentation and friction in periodic fully developed channel flows”. In: *Journal of heat transfer* 114.1 (1992), pp. 56–64.
- [19] Alessandro Martelli et al. *Moderni sistemi e tecnologie antisismici: una guida per il progettista: atti del seminario di studi sui sistemi e tecnologie antisismici, Roma 12 settembre 2007*. 21. secolo, 2008.
- [20] Eduardo Miranda e Vitelmo V Bertero. “Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design”. In: *Earthquake spectra* 10.2 (1994), pp. 357–379.
- [21] A Mokha, Michalakis C Constantinou e Andrei M Reinhorn. *Teflon bearings in aseismic base isolation: experimental studies and mathematical modeling*. Rapp. tecn. National Center for earthquake engineering research Buffalo, NY, 1988.
- [22] Farzad Naeim e James M Kelly. *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons, 1999.
- [23] B Palazzo. “Seismic Behavior of base-isolated Buildings”. In: *Proc. International Meeting on earthquake Protection of Buildings, Ancona*. 1991.
- [24] MJ Nigel Priestley et al. *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, 1996.
- [25] Salim Razvi e Murat Saatcioglu. “Confinement model for high-strength concrete”. In: *Journal of Structural Engineering* 125.3 (1999), pp. 281–289.
- [26] Mehdi Saiidi e Mete A Sozen. “Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures”. In: *Journal of the Structural Division* 107.5 (1981), pp. 937–953.
- [27] Marco Savoia et al. “Considerations about non linear static analysis of a reinforced concrete frame retrofitted with FRP”. In: *Mechanical Computational* 29 (2010), pp. 10173–10182.
- [28] MD Symans et al. “Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments”. In: *Journal of structural engineering* 134.1 (2008), pp. 3–21.

- [29] CS Tsai. “Finite element formulations for friction pendulum seismic isolation bearings”. In: *International journal for numerical methods in engineering* 40.1 (1997), pp. 29–49.
- [30] Building Seismic Safety Council (US) e Applied Technology Council. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Vol. 1. Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [31] Yeong-Bin Yang, Tzu-Ying Lee e I-Chau Tsai. “Response of multi-degree-of-freedom structures with sliding supports”. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 19.5 (1990), pp. 739–752.
- [32] Hisae Yoshizawa, You Lung Chen e Jacob Israelachvili. “Fundamental mechanisms of interfacial friction. 1. Relation between adhesion and friction”. In: *The Journal of Physical Chemistry* 97.16 (1993), pp. 4128–4140.
- [33] Victor A Zayas, Stanley A Low e Stephen A Mahin. *The FPS earthquake resisting system experimental report*. Earthquake Engineering Research Center, 1987.