UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DICEA Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile, Ambientale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Indirizzo Strutture

TESI DI LAUREA

DOMINIO DI APPLICABILITA'
DELLE PROCEDURE DI ANALISI LINEARE
NELLA PROGETTAZIONE DI ISOLATORI SISMICI
A SCORRIMENTO A SUPERFICIE CURVA

Relatore: Prof. Ing. CARLO PELLEGRINO
Correlatori: Dott. Ing. FEDERICO CARTURAN
Dott. Ing. MARIA GABRIELLA CASTELLANO

Laureando: STEFANO TRENTO

Anno Accademico 2013 - 2014

TAMDIV DISCENDVM EST,

QVAMDIV VIVIS.

(è necessario imparare tanto a lungo

quanto a lungo si vive)

-Seneca Epistole 76,3-

Ringraziamenti

Giunti al termine di un viaggio come quello che mi ha accompagnato per questi ultimi cinque anni sarebbe doveroso effettuare un bilancio sulle diverse tappe che l'hanno scandito, nelle quali ho incontrato docenti, assistenti, collaboratori, studenti che con la loro preparazione, esperienza e soprattutto passione, hanno lasciato un'impronta più o meno importante nella formazione di un futuro ingegnere.

Voglio tuttavia limitarmi ad effettuare dei ringraziamenti verso coloro che hanno permesso il raggiungimento di questa meta.

Ringrazio innanzitutto la mia famiglia che ha sostenuto sotto i più vari punti di vista questo percorso di formazione universitaria.

Un doveroso ringraziamento va a coloro che hanno permesso la realizzazione di questa tesi e in particolar modo al professore Carlo Pellegrino, all'ingegnere Federico Carturan e all'ingegnere Maria Gabriella Castellano, di FIP Industriale S.p.a., che ha messo a disposizione la sua conoscenza nel settore dell'isolamento sismico.

Ringrazio infine tutte le innumerevoli persone che per i motivi più svariati ho avuto il piacere di incontrare e conoscere in questi anni all'interno dell'ambiente universitario.

SOMMARIO

CAPITOLO 1 Sviluppo dell' isolamento sismico in Italia e nel mondo 5

CAPITOLO 2 Cenni sulla protezione sismica delle strutture mediante tecniche d'isolamento 9

2.1 Generalità 9

2.2 Tipologie di isolatori sismici 10

2.2.1 Isolatori sismici elastomerici 11

2.2.2 Isolatori sismici a scorrimento a superficie curva 12

CAPITOLO 3 Comportamento meccanico degli isolatori a scorrimento 15

CAPITOLO 4 Normative nazionali ed internazionali a confronto 17

4.1 Proprietà del sistema d'isolamento 18

4.2 Procedure di analisi 19

4.3 Comportamento del sistema d'isolamento 20

4.3.1 Analisi statica lineare 24

4.3.1.1 Considerazione geometriche, meccaniche, geomorfologiche 24

4.3.1.2 Valutazione degli spostamenti 28

4.3.1.3 Determinazione delle azioni agenti sul sistema d'isolamento e sugli elementi strutturali posti al di sotto del sistema d'isolamento 30

4.3.1.4 Determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali posti al di sopra del sistema d'isolamento 30

4.3.2 Analisi dinamica lineare 31

4.3.3 Analisi dinamica non lineare 32

CAPITOLO 5 Progettazione statica della struttura 35

5.1 Generalità 35

5.2 Caratteristiche materiali 37

5.2.1 Calcestruzzo per la realizzazione dei solai, delle travi e dei pilastri 37

5.2.2 Acciaio per c.a. 37

5.3 Analisi dei carichi 38

5.3.1 Pesi propri strutturali 38

5.3.2 Pesi propri e permanenti portati 38

5.3.3 Carichi variabili 38

5.4 Dimensionamento del solaio di copertura 40

5.4.1 Verifica a flessione 41

5.4.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio 41

5.4.1.2 Verifica a flessione in campata 42

5.4.2 Verifica a taglio 42
5.5 Dimensionamento delle travi portanti della copertura 42
5.5.1 Verifica a flessione 43
5.5.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio 43
5.5.1.2 Verifica a flessione in campata 43
5.5.2 Verifica a taglio 44
5.6 Dimensionamento del solaio intermedio 45
5.6.1 Verifica a flessione 45
5.6.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio 45
5.6.1.2 Verifica a flessione in campata 46
5.6.2 Verifica a taglio 46
5.7 Dimensionamento delle travi portanti degli impalcati intermedi 46
5.7.1 Verifica a flessione 46
5.7.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio 46
5.7.1.2 Verifica a flessione in campata 47
5.7.2 Verifica a taglio 47
5.8 Dimensionamento dei pilastri 48
CAPITOLO 6 Analisi dinamica della struttura a base fissa 49
6.1 Generalità 49
6.2 Determinazione delle masse traslazionali 49
6.2.1 Masse traslazionali afferenti al solaio di copertura 49
6.2.2 Masse traslazionali afferenti al generico impalcato intermedio 50
6.3 Determinazione delle masse rotazionali 51
6.4 Determinazione dei modi di vibrare della struttura 51
6.4.1 Modi di vibrare della struttura in direzione x 52
6.4.2 Modi di vibrare della struttura in direzione y 54
CAPITOLO 7 Analisi struttura isolata su suolo tipo A 57
7.1 Generalità 57
7.2 Caratteristiche della struttura 57
7.3 Progettazione del sistema d'isolamento 59
7.3.1 Materiali 59
7.3.2 Determinazioni delle sollecitazioni assiali agenti sugli isolatori 60
7.3.3 Predimensionamento del sistema d'isolamento 60
7.4 Analisi dinamica non lineare 62
7.5 Analisi modale con spettro di risposta allo SLC 66
7.5.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali 66

7.5.2 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 68

7.5.3 Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale 70

7.5.4 Modi di vibrare della struttura isolata 71

7.5.5 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 72

7.6 Confronto degli spostamenti del sistema d'isolamento e delle sollecitazioni assiali ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare 73

7.6.1 Spostamenti del sistema d'isolamento 74

7.6.2 Sollecitazioni assiali agenti sui dispositivi d'isolamento 76

7.7 Spostamenti d'interpiano della struttura 78

7.7.1 Analisi modale con spettro di risposta allo SLD 78

7.7.1.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 79

7.7.1.2 Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale 81

7.7.1.3 Modi di vibrare della struttura isolata 82

7.7.2 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 82

7.7.3 Confronto dei risultati 82

7.8 Confronto fra le sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare 85

7.8.1 Analisi dinamica non lineare 85

7.8.2 Analisi modale con spettro di risposta allo SLV 86

7.8.2.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 86

7.8.2.2 Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale 89

7.8.2.3 Modi di vibrare della struttura isolata 89

7.8.3 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 89

7.8.4 Tagli agenti al piede della struttura 90

7.8.4.1 Tagli agenti in direzione x 90

7.8.4.2 Tagli agenti in direzione y 91

7.8.5 Sollecitazioni agenti in alcuni elementi strutturali di riferimento 93

7.8.5.1 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione x 93

7.8.5.2 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione y 95

CAPITOLO 8 Analisi struttura isolata su suolo tipo B 97

8.1 Generalità 97

8.2 Progettazione del sistema d'isolamento 97

8.2.1 Predimensionamento del sistema d'isolamento 97

8.3 Analisi dinamica non lineare 99

8.4 Analisi modale con spettro di risposta allo SLC 101

8.4.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali 101

8.4.2 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 102

8.4.3 Modi di vibrare della struttura isolata 104

8.4.4 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 105

8.5 Confronto degli spostamenti del sistema d'isolamento e delle sollecitazioni assiali ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare 106

8.5.1 Sollecitazioni assiali agenti sui dispositivi d'isolamento 109

8.6 Spostamenti d'interpiano della struttura 110

8.6.1 Analisi modale con spettro di risposta allo SLD 110

8.6.1.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 111

8.6.1.2 Modi di vibrare della struttura isolata 112

8.6.2 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 112

8.6.3 Confronto dei risultati 113

8.7 Confronto fra le sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare 115

8.7.1 Analisi dinamica non lineare 115

8.7.2 Analisi modale con spettro di risposta allo SLV 115

8.7.2.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 116

8.7.2.2 Modi di vibrare della struttura isolata 118

8.7.3 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 118

8.7.4 Tagli agenti al piede della struttura 119

8.7.4.1 Tagli agenti in direzione x 119

8.7.4.2 Tagli agenti in direzione y 121

8.7.5 Sollecitazioni agenti in alcuni elementi strutturali di riferimento 122

8.7.5.1 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione x 122

8.7.5.2 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione y 124

CAPITOLO 9 Analisi struttura isolata su suolo tipo C 127

9.1 Generalità 127

9.2 Progettazione del sistema d'isolamento 127

9.2.1 Predimensionamento del sistema d'isolamento 127

9.3 Analisi dinamica non lineare 129

9.4 Analisi modale con spettro di risposta allo SLC 129

9.4.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali 129

9.4.2 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 130

9.4.3 Modi di vibrare della struttura isolata 132

9.4.4 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 133

9.5 Confronto degli spostamenti assoluti e delle sollecitazioni assiali ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare 134

9.5.1 Sollecitazioni assiali agenti sui dispositivi d'isolamento 136

9.6 Spostamenti d'interpiano della struttura 137

9.6.1 Analisi modale con spettro di risposta allo SLD 137

9.6.1.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 138

9.6.1.2 Modi di vibrare della struttura isolata 140

9.6.2 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 140

9.6.3 Confronto dei risultati 140

9.7 Confronto fra le sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare 143

9.7.1 Analisi dinamica non lineare 143

9.7.2 Analisi modale con spettro di risposta allo SLV 143

9.7.2.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori 143

9.7.2.2 Modi di vibrare della struttura isolata 146

9.7.3 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare 146

9.7.4 Tagli agenti al piede della struttura 147

9.7.4.1 Tagli agenti in direzione x 147

9.7.4.2 Tagli agenti in direzione y 148

9.7.5 Sollecitazioni agenti in alcuni elementi strutturali di riferimento 150

9.7.5.1 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione x 150

9.7.5.2 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione y 151

9.8 Effetti della variazione delle caratteristiche geotecniche del terreno 152

CAPITOLO 10 Comportamento della struttura isolata in fase di distacco ed inversione del moto 155

10.1 Introduzione 155

10.2 Comportamento al distacco 155

CAPITOLO 11 Effetto delle tamponature sul comportamento dinamico della struttura isolata …… .. 161

11.1 Introduzione 161

11.2 Tamponamento deformabile a flessione e a taglio 161

11.3 Modellazione secondo la formulazione di Papia, Cavalieri 163

11.3.1 Influenza della rigidezza laterale del telaio 163

11.3.2 Effetti delle aperture nei tamponamenti 164

11.4 Determinazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della biella equivalente 165

11.5 Confronto degli spostamenti d'interpiano 168

11.5.1 Struttura su suolo tipo A 168

11.5.2 Struttura su suolo tipo B 169

11.5.3 Struttura su suolo tipo C 169

CAPITOLO 12 Effetto dei diversi accelerogrammi sulla risposta dinamica della struttura isolata 171

12.1 Introduzione 171

12.2 Taglio massimo nei diversi pilastri del piano terra 171

12.3 Sollecitazioni taglianti e flettenti massime nelle travi dei diversi impalcati 173

CAPITOLO 13 Conclusioni 177

CAPITOLO 14 Bibliografia 183

Introduzione

Per poter permettere una rapida diffusione delle tecniche di protezione passiva come l'isolamento sismico occorre definire dei criteri semplici di progettazione e di controllo dei parametri che influenzano la fattibilità e l'efficacia di tali interventi. Tali criteri semplificati si affacciano sempre più prepotentemente nelle norme sismiche riguardanti l'isolamento sismico, sulla scorta dei risultati delle recenti applicazioni e della ricca sperimentazione effettuata dalla comunità tecnico-scientifica internazionale.

La possibilità di applicare metodi semplificati, come l'analisi modale con spettro di risposta, nel calcolo delle strutture sismicamente isolate può essere impedita da fattori che si potrebbero definire di disturbo, i quali allontanano il comportamento della struttura isolata da quello di un massa rigida collegata a terra dal sistema di isolamento modellabile a sua volta come elastico lineare. In particolare con questo lavoro si cercherà di delineare quei fattori detti appunto di disturbo che impongono al progettista di abbandonare forme di analisi più semplici e rapide, come le analisi di tipo lineare, per ricorrere a forme computazionalmente e temporalmente più onerose. Si cercherà inoltre di definire un dominio all'interno del quale possano essere applicate queste procedure di analisi semplificate che permettono di ridurre in maniera significativa gli oneri associati alla progettazione di una struttura con isolamento sismico.

L'attenzione sarà focalizzata su particolari dispositivi d'isolamento sismico di tipo passivo: gli isolatori sismici a scorrimento a superficie curva, internazionalmente noti come Friction Pendulum Systems ma comunemente denominati isolatori a pendolo.

Nel primo capitolo di questa tesi si effettua un excursus storico finalizzato a delineare lo sviluppo della tecnica dell'isolamento sismico in Italia e nel mondo. Questo breve viaggio nel passato risulta particolarmente utile per capire in quale misura sia stata sostenuta la soluzione progettuale dell'isolamento sismico nel corso degli anni da Stati con caratteristiche simiche, geomorfologiche e normative molto differenti tra loro.

Nel capitolo due vengono forniti dei cenni sulla protezione simica della strutture e sulle modalità con le quali può essere garantita effettuando delle considerazioni sugli effetti di una progettazione che sfrutta la tecnica dell'isolamento sismico rispetto ad una progettazione tradizionale basata sul principio della gerarchia delle resistenze. In tale capitolo si procede anche con una illustrazione delle differenti tipologie di isolatori sismici.

Nel capitolo successivo viene effettuata una descrizione dettagliata del comportamento meccanico degli isolatori a scorrimento a superficie curva con particolare riferimento ai parametri che incidono in maniera significativa sulle loro modalità di funzionamento.

Il capitolo quarto è dedicato ad un confronto fra le diverse normative trattanti la problematica dell'isolamento sismico. Oltre il tentativo di tracciare la filosofia progettuale secondo le norme sismiche di diversi paesi, Italia, Francia, Stati Uniti, Giappone, Cina, Nuova Zelanda, Armenia, Russia, sarà effettuata un'analisi ragionata dei modi nei quali le diverse norme indirizzano il progettista verso il ricorso ad una tipologia di analisi piuttosto che un'altra.

Nel capitolo cinque si propone il dimensionamento statico dell'edificio che sarà successivamente sottoposto ad un intervento di isolamento sismico. La struttura presenta uno schema statico a telaio e ricalca i caratteri delle più comuni e diffuse tecnologie costruttive.

Nel capitolo successivo si effettua invece un'analisi dinamica della struttura precedentemente dimensionata, considerata a base fissa, con il fine di evidenziare i modi di vibrare ritenuti significativi nelle due direzioni principali dell'edificio.

Il capitolo sette è dedicato ad uno studio di dettaglio della struttura isolata collocata su un suolo di tipo A. In tale capitolo si effettua un dimensionamento del sistema d'isolamento e successivamente si procede con una serie di confronti in termini di sollecitazioni e spostamenti fra i risultati forniti dall'analisi dinamica non lineare e l'analisi modale con spettro di risposta. In particolare si cerca di capire quali siano i fattori di disturbo che generano queste variazioni e in quale misura essi incidano sulla risposta dinamica della struttura isolata.

I capitoli otto e nove si articolano in maniera similare al sette concentrando l'attenzione sull'effetto della variazione della categoria di terreno. L'ottavo capitolo colloca infatti la struttura su un suolo di tipo B mentre il nono capitolo su un suolo di tipo C.

Il decimo capitolo tratta in maniera dettagliata il fenomeno del distacco ovvero si concentra l'attenzione sul transitorio che intercorre tra la fase antecedente lo scorrimento, in cui l'edificio ha un comportamento simile a quello di una struttura a base fissa, e la fase in cui inizia lo scorrimento sui dispositivi d'isolamento.

Nel capitolo undicesimo vengono invece inseriti nella struttura isolata dei tamponamenti perimetrali, modellati mediante bielle equivalenti, con il fine di effettuare un confronto in

termini di spostamenti differenziali d'interpiano con i risultati ottenuti in assenza di tali elementi non strutturali.

Infine si conclude con una valutazione degli effetti dei singoli accelerogrammi sulla risposta dinamica della struttura isolata. L'obiettivo è quello di capire quale possa essere l'incidenza della singola combinazione di accelerogrammi sulla risposta della struttura ovvero valutare se la combinazione di accelerogrammi che ha l'effetto più severo su un determinato parametro, per esempio di sollecitazione, c'è l'abbia anche su tutti gli altri oppure in che misura incida, con la sua severità, sugli altri.

CAPITOLO 1

Sviluppo dell' isolamento sismico in Italia e nel mondo

L'idea che una struttura possa essere protetta dal sisma, ovvero dal moto del terreno, disconnettendola dal terreno stesso non può ritenersi nuova e neppure applicata solo nell'ultimo cinquantennio.

Si trovano infatti prove concrete dell'applicazione del concetto di isolamento sismico presso antiche civiltà come quella greca. Nella *Historia Naturalis* Plinio il Vecchio racconta che il Tempio di Diana ad Efeso, Figura 1-1, era scampato alle più violente scosse telluriche perché le sue fondamenta erano protette da "*uno strato di frammenti di carbone e da un altro di velli di lana. Quando arrivavano le scosse l'edificio sacro non ondeggiava paurosamente, ma scivolava dolcemente sul terreno, e rimaneva indenne"*.

Passando a tempi più recenti si trovano alcune applicazioni di isolamento sismico agli inizi del XX secolo: si tratta di interventi compatibili con la tecnologia dell'epoca e raramente applicati in maniera sistematica e pienamente consapevole.

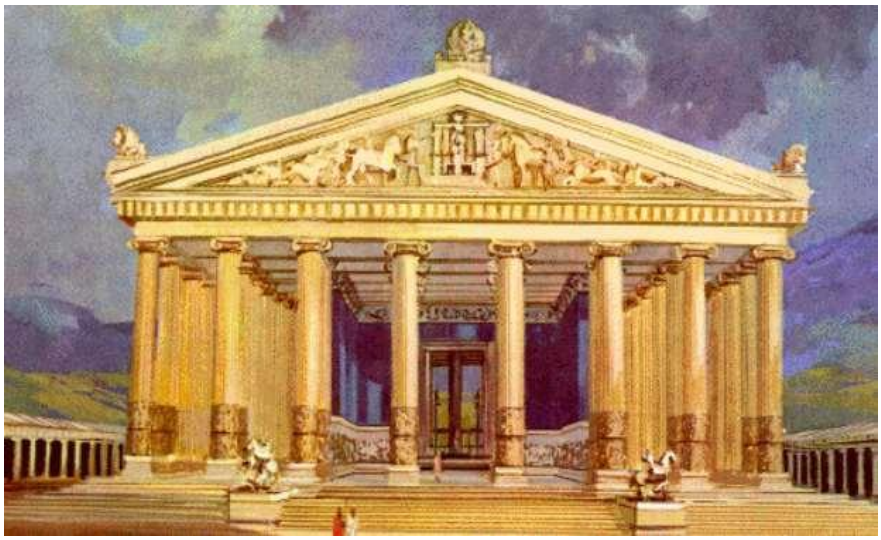


Figura 1-1: Tempio di Diana in Efeso dedicato ad Artemide dai greci nell' XI secolo a.C..

Solo negli anni 60 si è iniziato ad applicare l'isolamento sismico nell' Ex Unione Sovietica, con tecnologie ancora rudimentali, per arrivare, nel 1969, alla prima pioneristica applicazione con isolatori in gomma nella scuola elementare Pestalozzi di Skopje, in Macedonia, ad opera di un gruppo di ingegneri svizzeri. Il sistema d'isolamento consisteva in semplici appoggi in gomma non armata, con rigidezza in direzione verticale paragonabile a quella in direzione orizzontale. Tale soluzione si rivelò in seguito non del tutto soddisfacente

poiché l'elevata deformabilità verticale determinò un accoppiamento fra il moto orizzontale della struttura e quello rotatorio con asse orizzontale. Inoltre la bassa rigidezza orizzontale costrinse ad utilizzare in seguito dei vincoli aggiuntivi per affrontare le sollecitazioni di servizio di natura non sismica come il vento.

L' isolamento sismico divenne una realtà intorno agli anni settanta quando vennero prodotti, in Inghilterra, i primi appoggi elastomerici armati, ad opera della MRPRA (*Malaysian Rubber Producers' Association),* che adottò per prima un processo di vulcanizzazione nell'unione di strati di gomma con lamierini d'acciaio.

La prima applicazione dell'era moderna in Europa, dove si utilizzarono isolatori in gomma armata, si effettuò in Francia, nei primi anni 70, al fine di proteggere una serie di centrali nucleari ed i relativi impianti.

Altri studiosi fanno risalire la genesi dell'era moderna dell'isolamento sismico nella metà degli anni settanta in Nuova Zelanda con la costruzione di un ponte isolato sul fiume Rangitikei. Tale sistema d'isolamento era basato sull'accoppiamento di elementi flessibili con elementi dissipativi.

Negli anni 80 la tecnica dell'isolamento sismico si diffuse in tutto il mondo con importanti applicazioni a ponti ed edifici strategici soprattutto in Giappone, negli USA ed in Nuova Zelanda. In quegli anni negli Stati Uniti e in Nuova Zelanda trovarono vasto impiego isolatori elastomerici ad elevato smorzamento, dotati di gomma ad alta dissipazione oppure con inserti in piombo, mentre in Giappone le prime soluzioni prevedevano l'uso di dispositivi elastomerici a basso smorzamento con l'aggiunta di dissipatori di tipo viscoso o isteretico.

Un notevole impulso all'applicazione dell'isolamento sismico è venuto poi dai risultati dei numerosi studi e progetti di ricerca che confermarono l'efficacia di tale tecnica di protezione passiva nel proteggere le parti strutturali e non dal danneggiamento in presenza di terremoti violenti. Una spinta ancora maggiore venne alla metà degli anni novanta quando due eventi sismici violenti, il terremoto di Northridge del 1994 e il terremoto di Kobe del 1995, colpirono rispettivamente la California ed il Giappone. In tali aree erano già presenti delle strutture isolate e "l'ottimo" comportamento sul campo di tali strutture, confrontato a quello di strutture simili, a base fissa, realizzate nelle vicinanze, dimostrò in modo nitido le potenzialità dell'isolamento sismico. Si ricorda a tal proposito l'emblematico caso di due ospedali realizzati nei pressi di Los Angeles nelle immediate vicinanze l'uno dell'altro e colpiti dal sisma di Northridge del 1994. L'uno, l'Olive View Hospital, realizzato con una

struttura di tipo convenzionale, fu evacuato in seguito ai danneggiamenti recati dal sisma alle finiture e alle attrezzature, mentre il secondo, l'University Teaching Hospital, isolato alla base, mantenne la sua operatività ospitando anche i degenti del primo ospedale. Un altro caso emblematico è rappresentato dal grandissimo complesso del Ministero delle Telecomunicazioni della prefettura di Santa City, nei pressi di Kobe, a 30 km dall' epicentro del terremoto del 1995, che non riportò il minimo danno. Dopo tali eventi si è assistito, soprattutto in Giappone, dove vige una normativa più agile e flessibile, ad una crescita esponenziale delle applicazioni dell'isolamento sismico a ponti ed edifici, aventi non solo funzione strategica ma anche di ordinaria importanza.

Il concetto d'isolamento fu introdotto in Italia alla fine degli anni settanta, dove fu applicato diffusamente a ponti e viadotti durante un periodo di sviluppo della rete autostradale. L'inizio è da far risalire all'indomani del terremoto del Friuli del 1976, quando ci si accorse che il *viadotto Somplago,* Figura 1-2, protetto con un sistema d'isolamento sismico relativamente semplice ma efficace, fu l'unica opera, tra quelle in costruzione del tronco autostradale Udine – Carnia a non aver subito danni. Questo fatto chiarì ogni dubbio alla Società Autostrade sull'efficienza della tecnica dell'isolamento sismico e nello stesso tempo introdusse il bisogno di adottare delle guide per l'applicazione di tale tecnologia.

Figura 1-2: viadotto Somplago lungo il tronco autostradale Udine - Carnia.

Tale Società emanò infatti nel 1990 le "Istruzioni per la progettazione antisismica dei ponti con l'impiego di dispositivi isolatori / dissipatori". Nel decennio tra il 1983 e il 1993 si

annoverano in Italia più di 150 applicazioni tra nuove realizzazioni e adeguamenti per un totale di 150.000 metri lineari d'impalcato.

Nello stesso decennio, nonostante un significativo numero di proposte progettuali, piuttosto limitate furono le applicazioni agli edifici, soprattutto a causa della mancanza di una normativa di riferimento e del lungo iter necessario per ottenere l'approvazione dei progetti da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Le prime "Linee Guida per il progetto di edifici con isolamento sismico" furono emanate nel 1993 dal Servizio Sismico Nazionale, seguite nel 1998 dalle "Linee Guida per la Progettazione, l' Esecuzione ed il Collaudo delle opere isolate dal sisma" emesse dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Bisogna attendere l'anno 2003, con l' O.P.C.M. 3274, per poter disporre della prima normativa nazionale che tratti in due specifici capitoli il tema dell'isolamento sismico.

CAPITOLO 2
Cenni sulla protezione sismica delle strutture mediante tecniche d'isolamento

2.1 Generalità

Il problema della protezione sismica delle strutture può essere illustrato in modo intuitivo mediante un approccio energetico rappresentato dalla seguente equazione di bilancio:

$$E_I = E_E + E_K + E_V + E_H \qquad 2.1$$

in cui:

E_I è l'energia in ingresso che rappresenta il lavoro compiuto dalla forza di inerzia agente sulla struttura a causa dello spostamento del suo punto di applicazione;

E_E è l'energia di deformazione elastica;

E_K è l'energia cinetica;

E_V, E_H è l'energia dissipata attraverso distinti meccanismi, ad esempio viscosi o isteretici.

E_I rappresenta quindi la domanda di energia mentre E_E, E_K, E_V, E_H rappresentano l'offerta di energia.

Affinché la protezione sismica sia garantita deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$E_I \leq E_E + E_K + E_V + E_H \qquad 2.2$$

Tale obbiettivo può essere perseguito riducendo la domanda di energia oppure incrementando l'offerta di energia. Per esempio una progettazione basata sul principio della "gerarchia delle resistenze" propone un incremento dell'offerta di energia agendo sulle capacità dissipative della struttura che deve essere dotata di un'adeguata duttilità.

Gli interventi di isolamento simico si propongono invece l'obiettivo di ridurre la domanda di energia ovvero l'energia in ingresso. L'energia in entrata non deve essere intesa come una proprietà intrinseca del sisma poiché dipende oltre che dallo spostamento del terreno anche dalla risposta strutturale ovvero il periodo fondamentale di vibrazione.

2.2 Tipologie di isolatori sismici

Tra le più comuni tipologie di isolatori sismici si evidenziano quelli elastomerici e quelli a scorrimento, internazionalmente noti come Friction Pendulum Systems, di seguito denominati FPS. Gli isolatori svolgono principalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidezza in tale direzione e bassa rigidezza in direzione orizzontale permettendone quindi gli spostamenti. L'inserimento di questi dispositivi a bassa rigidezza orizzontale permette quindi di disaccoppiare la risposta dinamica della struttura da quella del suolo incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni e limitando la forza orizzontale trasmessa, Figura 2-1.

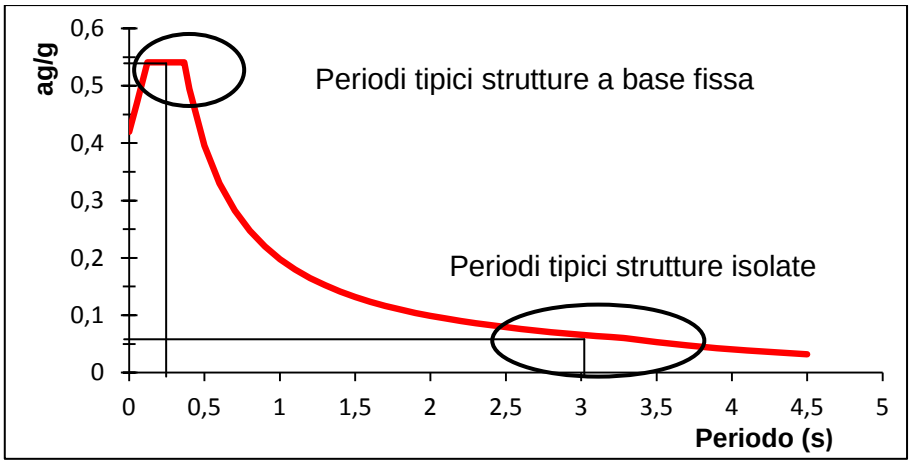


Figura 2-1: incremento del periodo di oscillazione per effetto dell'isolamento.

La benefica riduzione dell'accelerazione associata all'incremento del periodo di oscillazione della struttura viene ovviamente pagata con un innalzamento degli spostamenti, Figura 2-2.

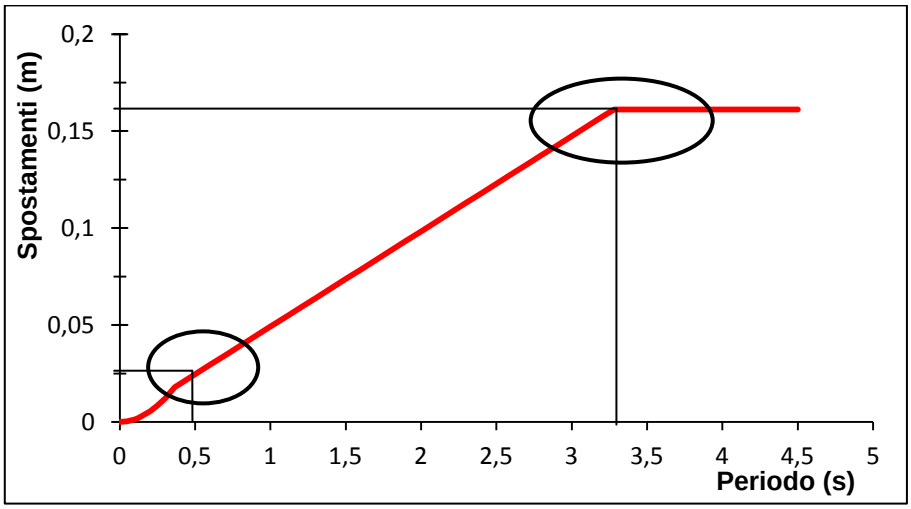


Figura 2-2: incremento degli spostamenti per effetto dell'isolamento.

In questo modo la sovrastruttura tenderà a muoversi in maniera similare a quella di un corpo rigido essendo gli spostamenti localizzati a livello dell'isolatore ed essendo gli spostamenti relativi d'interpiano molto contenuti, Figura 2-3.

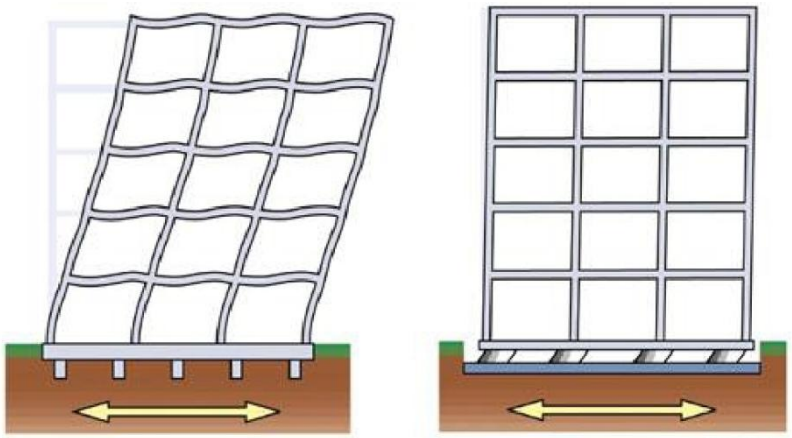


Figura 2-3: confronto tra il comportamento di una struttura a base fissa e una isolata.

In via generale il sistema d'isolamento è composto dall' interfaccia d'isolamento ovvero la superficie di separazione sulla quale è attivo l'isolatore sismico. Si definiscono inoltre:

- **sottostruttura**: la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- **sovrastruttura**: la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento.

2.2.1 Isolatori sismici elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono dei dispositivi in elastomero armato ovvero sono costituiti da strati alterni di acciaio ed elastomero collegati mediante vulcanizzazione. La peculiarità di questi materiali polimerici costituenti gli isolatori è quella di essere in grado di assorbire elevate deformazioni elastiche riassumendo le proprie dimensioni una volta ricreate le condizioni di riposo. Il trattamento di vulcanizzazione con il quale la gomma costituente l'elastomero viene legata allo zolfo mediante riscaldamento, modificando la conformazione molecolare del polimero, consente di ottenere un incremento di elasticità e resistenza a trazione. Queste caratteristiche consentono quindi alla struttura di aumentare il periodo proprio indirizzandolo verso il campo delle minori accelerazioni. La presenza dell'acciaio permette di raggiungere un'adeguata rigidezza verticale atta a garantire l'assorbimento dei carichi gravitazionali con minime deformazioni. Questi dispositivi sono dotati anche di un'adeguata capacità dissipativa conferita loro dal tipo di mescola elastomerica adottata.

Solitamente il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente varia per questi dispositivi tra il 10 % e il 15 %.

Figura 2-4: isolatore elastomerico in gomma.

Accanto ai tradizionali isolatori elastomerici, *Figura* 2-4, sono stati introdotti gli isolatori elastomerici con nucleo centrale in piombo la cui plasticizzazione durante gli spostamenti orizzontali indotti dal sisma aumenta le capacità dissipative degli isolatori e di conseguenza della struttura in cui sono collocati, Figura 2-5. Per questa tipologia di isolatori il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente può arrivare fino al 30 %.

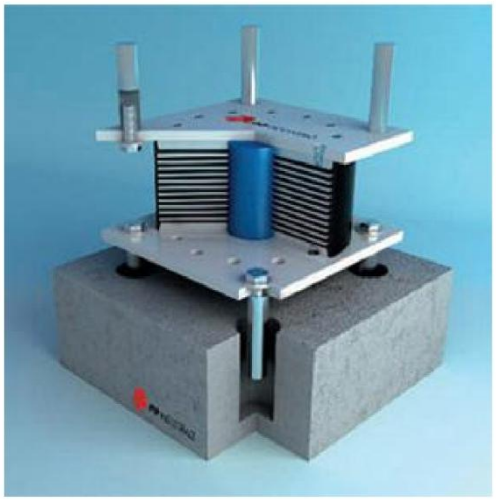


Figura 2-5: isolatore elastomerico in gomma e piombo.

2.2.2 Isolatori sismici a scorrimento a superficie curva

Il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva o isolatori a pendolo scorrevole è riconducibile a quello del pendolo semplice. Il periodo proprio di vibrazione di

una struttura sismicamente isolata con isolatori a scorrimento a superficie curva dipende principalmente dal raggio di curvatura della superficie di scorrimento, ed è invece indipendente dalla massa della struttura. La dissipazione di energia è fornita dall'attrito che si sviluppa durante lo scorrimento e la capacità di ricentraggio è fornita dalla curvatura della superficie di scorrimento.

La superficie di scorrimento è rivestita di un materiale tipo teflon, ad attrito controllato, resistente alle alte temperature, in quanto, durante gli spostamenti indotti dal sisma, la temperatura della superficie di scorrimento aumenta a causa dell'attrito. Gli isolatori a scorrimento possono essere realizzati secondo due tipologie, rispettivamente con una o due superfici di scorrimento che permettono lo spostamento orizzontale.

I dispositivi con una sola superficie di scorrimento sono generalmente costituiti da:

- un elemento con una superficie di scorrimento concava primaria il cui raggio di curvatura determina il periodo di oscillazione e che consente lo spostamento orizzontale;
- un elemento con una superficie di scorrimento concava secondaria che consente la rotazione;
- un elemento centrale con due superfici convesse opportunamente sagomate per accoppiarsi alle superfici concave degli altri due elementi.

La collocazione della superficie di scorrimento primaria è arbitraria ovvero può essere posizionata a contatto con la sovrastruttura oppure con la sottostruttura.

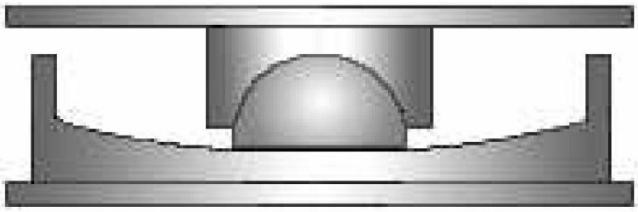


Figura 2-6: schematizzazione di un isolatore a curvatura semplice.

I dispositivi con due superfici di scorrimento sono invece costituiti da due superfici concave con lo stesso raggio di curvatura, entrambe consentono sia lo spostamento orizzontale che la rotazione. In questo caso ogni singola superficie curva è progettata solamente per metà dello spostamento orizzontale, cosicché le dimensioni in pianta dei dispositivi possono essere notevolmente ridotte rispetto a quelle degli isolatori con una sola superficie di scorrimento.

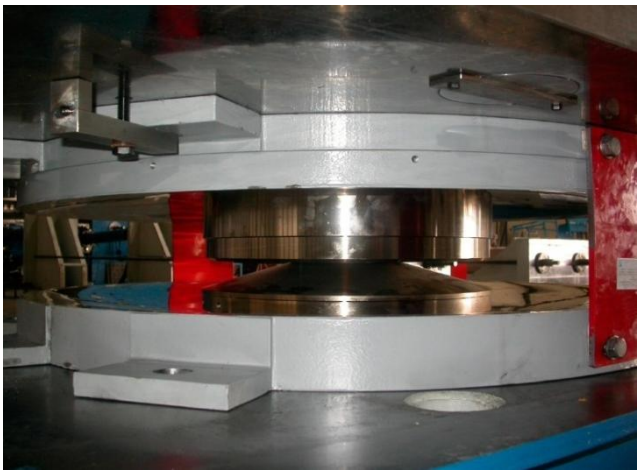


Figura 2-7: isolatore a pendolo con doppia curvatura.

Il funzionamento di un generico isolatore a scorrimento durante il sisma può essere facilmente delineato: l'elemento centrale con superfici convesse si muove lungo le superfici concave, causando così l'innalzamento della massa supportata della sovrastruttura. L'innalzamento realizzato dal pendolo converte energia cinetica in energia potenziale e quest'ultima richiama la massa oscillante nella sua posizione iniziale di equilibrio stabile. Un'altra importante proprietà degli isolatori a scorrimento è quella di minimizzare i moti torsionali della sovrastruttura; ciò si spiega con il fatto che la rigidezza orizzontale e la forza di frizione in ogni singolo isolatore sono direttamente proporzionali allo sforzo normale agente su di essi. Questo permette al centro di rigidezza del gruppo di isolatori di coincidere costantemente con il centro di massa della struttura, compensando così l'eccentricità di massa della sovrastruttura.

Si evidenzia che gli isolatori FPS, con riferimento al comportamento nei confronti delle azioni verticali, nascono come dispositivi di vincolo di tipo monolatero ovvero resistenti a sola compressione e di ciò si deve tenere in considerazione in fase progettuale.

La scelta del materiale di scorrimento è essenziale per dare a tale tipologia di isolatori un comportamento ottimale in termini di:

- capacità portante;
- coefficiente d'attrito e conseguente dissipazione d'energia;
- stabilità del ciclo isteretico forza-spostamento sia con la temperatura che durante cicli ripetuti;
- durabilità;
- resistenza all'usura.

CAPITOLO 3

Comportamento meccanico degli isolatori a scorrimento

Il legame costitutivo che meglio rappresenta il funzionamento di un sistema d'isolamento di tipo FPS è quello bilineare rappresentato dall'equazione sotto riportata:

$$F = \mu_{din}\, W + \frac{W}{R}\, d \qquad 3.1$$

dove:

F è la forza laterale sviluppata dal sistema d'isolamento;

d è lo spostamento;

R è il raggio di curvatura;

W è il carico gravitazionale agente derivante dalla combinazione di carico quasi permanente;

μ_{din} è il coefficiente d'attrito dinamico.

Dalla relazione appena riportata si evince che la rigidezza del dispositivo è pari al rapporto tra il carico verticale agente e il raggio di curvatura R essendo in via generale:

$$K = \frac{W}{R} \qquad 3.2$$

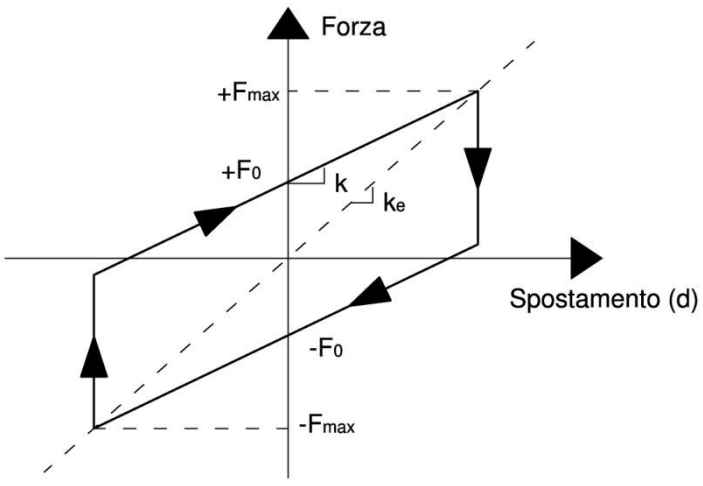


Figura 3-1: legame costitutivo bilineare per isolatori a scorrimento.

Si sottolinea che gli isolatori hanno una rigidezza teoricamente infinita fintanto che la forza sismica non supera il limite imposto dall'attrito ovvero finché non inizia lo scorrimento. Fino a quel momento sovrastruttura e sottostruttura sono tra loro rigidamente vincolate ed il

comportamento della struttura è in generale simile a quello di una struttura non isolata. Superata la soglia dell'attrito di distacco la rigidezza del sistema risulta pari a k, vedi equazione 3.2.

A questo punto risulta doveroso introdurre i parametri principali che governano il sistema d'isolamento: il periodo di oscillazione e la capacità dissipativa.

Il periodo di vibrazione della struttura può essere determinato con modalità differenti a seconda del valore di rigidezza utilizzato. Qualora si consideri la pendenza del ramo plastico, ovvero si utilizza un legame costitutivo bilineare, il periodo di vibrazione della struttura isolata è indipendente dalla massa della struttura e dipendente unicamente dal raggio di curvatura, infatti:

$$T = 2\,\pi\,\sqrt{\frac{m}{k}} = \; 2\pi\,\sqrt{\frac{Rm}{W}} = 2\pi\,\sqrt{\frac{R}{g}} \qquad 3.3$$

Se invece si assume come riferimento il valore della rigidezza secante allo spostamento di progetto si ottiene il seguente periodo di vibrazione, T_{is}:

$$T_{is} = 2\,\pi\,\sqrt{\frac{1}{\left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{din}}{d}\right) g}} \qquad 3.4$$

Il valore della rigidezza secante viene utilizzato qualora sia possibile modellare il sistema d'isolamento con comportamento lineare equivalente. Si evidenzia che nel caso in cui si adotti una procedura di analisi lineare elastica sia la rigidezza secante sia il periodo T_{is} dipendono dalla domanda di spostamento. Infatti la rigidezza equivalente viene calcolata mediante la seguente relazione:

$$K_e = W\,\left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{din}}{d}\right) \qquad 3.5$$

Ovviamente, affinché la struttura isolata possa essere modellata con un comportamento lineare equivalente, devono essere soddisfatti dei requisiti che saranno in seguito analizzati.

Anche il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, ξ_{esi}, dipende dalla domanda di spostamento, oltre che dal raggio di curvatura e dal coefficiente d'attrito dinamico:

$$\xi_{esi} = \frac{2\mu_{din}}{\pi(\mu_{din} + \frac{d}{R})} \qquad 3.6$$

CAPITOLO 4
Normative nazionali ed internazionali a confronto

S'intende ora analizzare come le diverse normative nazionali ed internazionali si approcciano al problema dell'isolamento sismico evidenziando in particolare analogie e differenze nelle procedure atte alla modellazione, analisi e il successivo dimensionamento e verifica degli isolatori sismici. Si inizia quindi delineando la filosofia operativa della normativa italiana: "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*" del 14 Gennaio 2008 e relativa "*Circolare Esplicativa*" del 2 Febbraio 2009. Si ricorda che dal primo Agosto 2011 la sezione 11.9 delle Norme Tecniche per le Costruzioni relativa alle procedure di qualifica e accettazione dei dispositivi d'isolamento è stata sostituita dalla norma europea *EN 15129* alla quale in seguito si farà riferimento.

Successivamente si procede con un rapido confronto con quanto proposto dall'*Eurocodice 8* di cui la normativa italiana eredita i criteri e gran parte dei contenuti. A differenza dell'Eurocodice le norme italiane sono più attente ad una serie di aspetti riguardanti i diversi metodi di analisi e la relativa applicabilità.

Infine si esegue un'analisi e un confronto con le normative di altri stati in cui il ricorso alla tecnica dell'isolamento risulta importante. In particolare si conducono dei confronti con la normativa giapponese, armena, cinese, russa, francese, neozelandese ed americana. Prima di procedere risulta doveroso effettuare delle considerazioni su come sia articolata la normativa statunitense.

Per quanto attiene ai meccanismi di produzione delle norme antisismiche, si osserva che l'ordinamento statunitense non prevede l'incorporazione delle prescrizioni tecniche in norme giuridiche, come accade nell'ordinamento italiano, ma adotta "performance standards". In buona sostanza, gli standard tecnici dettati per le costruzioni assumono la veste di direttive vincolanti nel risultato, rappresentato dall'obbligo di garantire la sicurezza degli edifici. Negli Stati Uniti sussistono due livelli di normazione differenti, quello federale e quello interno agli Stati dell'Unione. In materia antisismica, la normativa federale detta prescrizioni tecniche generali, che costituiscono un punto di riferimento per la legislazione interna degli Stati. Tuttavia, si rende necessario un secondo livello di normazione, modulato sulle caratteristiche geomorfologiche del territorio dei singoli Stati. L'organo federale deputato all'adozione degli standard tecnici è la *FEMA* (*Federal Emergency Management Agency*), con il compito di

prevenire, gestire e ridurre gli effetti negativi derivanti da eventi disastrosi. Nel quadro delle funzioni di prevenzione, rientra anche l'elaborazione di standard tecnici per la costruzione di edifici in zone sismiche, benché le raccomandazioni emanate dalla *FEMA* si estendano anche alla gestione delle emergenze ed alla salvaguardia dei beni pubblici e privati. In materia antisismica, la FEMA ha adottato una serie di direttive con l'obiettivo di indirizzare la legislazione nazionale. In particolare la *FEMA 356* fornisce dettagli tecnici sui dispositivi d'isolamento mentre l'ordinamento interno di ogni singolo stato fornisce informazioni relative alla sola definizione dell'azione sismica al variare delle condizioni geomorfologiche. Altre informazioni specifiche sull'utilizzo degli isolatori si sono reperite nelle direttive dell'*ASCE (American society of Civil Engineers)*; tali indicazioni sono in perfetta analogia con quanto illustrato nelle direttive FEMA.

Si segnala fin da subito che le differenze fra le diverse normative che verranno in seguito individuate sono il risultato di eterogenee esperienze e tradizioni progettuali e costruttive, del livello di avanzamento tecnologico, del tipo di sismicità delle diverse aree e dell'atteggiamento più o meno prudenziale dei normatori. Sarebbe altresì erroneo pensare che si possa avere una perfetta uniformità di approccio in paesi dalle caratteristiche molto diverse, come quelli presi in considerazione. Le differenze rilevate e un'attenta valutazione dell'evoluzione normativa fanno comunque ritenere che l'atteggiamento molto prudenziale di alcune normative si stia attenuando progressivamente, man mano che le conoscenze migliorano e le esperienze fornite dai terremoti confermano l'efficienza dell'isolamento sismico.

4.1 Proprietà del sistema d'isolamento

Si procede evidenziando come si atteggiano le diverse normative alla definizione delle proprietà meccaniche degli isolatori da adottare nelle analisi di progetto. Emerge fin da subito il carattere più prescrittivo della normativa europea a differenza di quella statunitense che si pone invece l'obiettivo di garantire degli standard di sicurezza che possono essere raggiunti con modalità differenti.

Le norme tecniche per le costruzioni del 2008 prevedono che le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto siano le più sfavorevoli che si possono verificare durante la vita utile della struttura. Tale limitazione deriva dal fatto che le prestazioni del sistema d'isolamento non sono costanti ma possono variare in funzione di una serie di fattori meccanici, ambientali e temporali (invecchiamento, variabilità all' interno di

una stessa fornitura, velocità di deformazione, entità dei carichi verticali, temperatura, deformazioni simultanee nelle due direzioni) di cui bisogna tener conto in fase di progettazione. Per edifici in classe d'importanza I e II è consentito utilizzare i valori medi delle proprietà meccaniche e fisiche a patto che i valori estremi non differiscano più del 20 % da quelli medi. Anche l'Eurocodice 8 assume una posizione analoga a quella della normativa italiana riducendo la differenza al 15%.

La direttiva ASCE invece non fornisce limiti numerici ma sottolinea di tenere in considerazione la variazione delle proprietà meccaniche dovute a differenti fattori: temperatura, condizioni ambientali, età. Anche la normativa armena e francese assumono una posizione simile a quella delle direttive statunitensi.

Nella norma giapponese, invece, l'incertezza legata alla variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi viene portata in conto direttamente attraverso un coefficiente maggiorativo del taglio totale alla base. Tale coefficiente risulta funzione della dipendenza del comportamento meccanico del sistema d'isolamento dalle variazioni di temperatura, dall'invecchiamento e dalla variabilità nell'ambito della stessa fornitura.

La norma cinese, infine, non richiede, almeno esplicitamente, di considerare i valori più sfavorevoli delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento.

4.2 Procedure di analisi

I metodi di analisi consentiti dalle varie normative per lo studio delle strutture sono di seguito riportati a partire dalla più semplice e intuitiva per arrivare alle più articolata e complessa:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica lineare modale con spettro di risposta oppure analisi dinamica lineare con integrazione al passo delle equazioni del moto;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Si evidenzia che nel momento in cui la sovrastruttura, per effetto dell'isolamento, è progettata per rimanere in campo elastico, l'analisi statica non lineare non è lo strumento più performante per lo studio di una nuova struttura. Al contrario tale tipologia di analisi potrebbe essere particolarmente conveniente nel caso in cui si intenda isolare una struttura esistente.

In seguito si delinea come si articolano le diverse normative nel tentativo di fornire le procedure di modellazione di strutture isolate. In particolare si evidenzia quali sono le differenti prescrizioni dettate dai vari normatori al fine di indirizzare la modellazione di una struttura isolata con una modalità di analisi piuttosto che con un'altra.

Tutte le normative sono concordi nella possibilità di effettuare analisi semplificate, come l'analisi statica lineare, stante l'affidabilità offerta dai dispositivi d'isolamento e la semplicità di comportamento dinamico delle strutture isolate, a patto che siano soddisfatte una serie di condizioni riguardanti le caratteristiche meccaniche del sistema d'isolamento e le caratteristiche meccaniche e geometriche della sovrastruttura. Alcune normative introducono delle ulteriori prescrizioni sul terreno di fondazione e sulla sismicità del sito.

4.3 Comportamento del sistema d'isolamento

Mentre la sovrastruttura e la sottostruttura sono modellate come sistemi a comportamento elastico lineare, il sistema d'isolamento può essere analizzato con un legame costitutivo di tipo visco – elastico lineare oppure con un legame costitutivo non lineare. Nel primo caso si adotta una rigidezza equivalente di ciascun dispositivo riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento invece viene rappresentata mediante il ricorso al coefficiente di smorzamento equivalente valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema d'isolamento in cicli con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati.

Risulta a questo punto fondamentale capire quali siano i prerequisiti, introdotti dalle diverse normative, da soddisfare affinché il comportamento del sistema di isolamento possa essere modellato come lineare equivalente:

1. Secondo l' Eurocodice 8 e le N.T.C. del 2008 la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento deve essere almeno pari al 50% della rigidezza secante in corrispondenza di uno spostamento pari al 20% quello di progetto. Anche le indicazioni ASCE assumono una posizione analoga ribadendo che la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento deve essere più grande di 1/3 la rigidezza secante in corrispondenza di uno spostamento pari al 20% quello di progetto, Figura 4-1.

   Per dispositivi a pendolo questo si traduce nella seguente disuguaglianza:

$$\frac{R}{d} \leq \frac{1}{3\mu_{din}} \qquad 4.1$$

essendo d lo spostamento del centro di rigidezza del sistema d'isolamento allo stato limite ultimo considerato, R il raggio di curvatura e μ_{din} il coefficiente d'attrito dinamico dei dispositivi.

Il soddisfacimento dell' equazione 4.1 costituisce un vincolo sul valore del raggio di curvatura e di conseguenza sul periodo di vibrazione; la modellazione lineare di dispositivi dal periodo elevato è quindi possibile in presenza di spostamenti elevati e bassi valori del coefficiente d'attrito ovvero per comportamenti poco dissipativi. Introducendo la disequazione 4.1 nella relazione 3.6 si ottiene un'ulteriore limitazione sui valori da attribuire al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{esi} = \frac{2\mu_{din}}{\pi(\mu_{din} + \frac{d_{dc}}{R})} = \frac{2}{\pi(1 + \frac{d_{dc}}{\mu_{din}R})} \leq \frac{1}{2\pi} = 0{,}159 \qquad 4.2$$

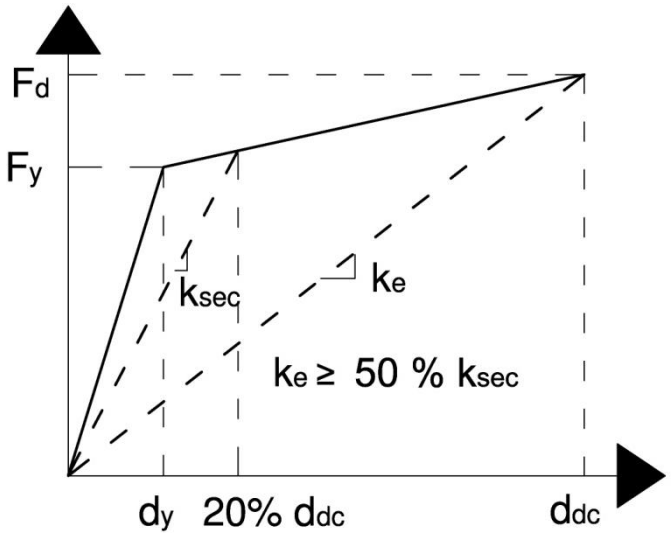


Figura 4-1: requisito numero 1 per la modellazione lineare del sistema d'isolamento.

Alla limitazione sul raggio di curvatura corrisponde un'analoga limitazione sui periodi di oscillazione. In particolare il valore del periodo ottenuto in corrispondenza della rigidezza secante per uno spostamento pari a quello di progetto deve differire dal corrispondente valore tangente per non più del 14 %. Questo può essere facilmente illustrato combinando tra loro le equazioni 3.3, 3.4:

$$\frac{T_{eis}}{T} = \sqrt{\frac{1}{\left(1 + \frac{\mu_{din}R}{d}\right)}} \qquad 4.3$$

Introducendo l'equazione 4.1 si ottiene:

$$\frac{T_{eis}}{T} \geq \sqrt{\frac{1}{\left(1+\frac{1}{3}\right)}} = 0{,}867$$

$$T_{esi} \geq 86{,}7\ \%\ T \qquad 4.4$$

2. N.T.C. e Eurocodice 8 aggiungono inoltre che il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente effettivo del sistema d'isolamento non deve eccedere il 30%. La seguente limitazione risulta sicuramente soddisfatta in quanto già contenuta nella prescrizione precedente. Si mostra inoltre come pur essendo il metodo dell'analisi statica ammesso fino a smorzamenti massimi del 30%, esso può essere portato in conto fino al 28,55 %, dovendo essere, secondo la normativa $\eta \geq 0.55$. Le normative statunitensi invece non pongono limiti sullo smorzamento mentre quella armena attesta tale limite al 10%. Si può dimostrare, infatti, che oltre certi valori dello smorzamento, gli effetti sulla sovrastruttura aumentano, anziché diminuire, poiché risulta non più trascurabile l'accoppiamento modale tra il modo isolato e i modi sovrastrutturali: una procedura di analisi semplificata non sarebbe quindi in grado di controllare risposte anomale della struttura. La norma statunitense non pone alcun limite al valore dello smorzamento, come indicato dalla Tabella 4-1, che riporta il coefficiente di riduzione delle accelerazioni spettrali 1 / (BD o BM). Esso assume valori leggermente più prudenziali rispetto al coefficiente η della norma italiana, essendo però limitato a un valore minimo pari a 0.5, per $x \geq 50\%$.

SMORZAMENTO EQUIVALENTE ξ	$\leq 2\%$	5 %	10 %	20 %	30 %	40 %	≥ 50 %
1 / (B_D o B_M)	1.25	1	0.83	0.67	0.59	0.53	0.5

Tabella 4-1: valori dei coefficienti BD e BM al variare di ξ.

La norma giapponese riduce lo spettro di risposta, per tener conto dello smorzamento con il coefficiente $F_h = 1.5 / (1+10(heq)) \geq 0.4$ in cui in cui *heq* è lo smorzamento equivalente. Data la condizione imposta ad F_h, esso non può superare valori del 27.5%, lo smorzamento eccedente di cui potrebbe essere provvisto il sistema d'isolamento non può, quindi, essere utilizzato per ridurre gli effetti dal punto di vista del calcolo. Come nella norma statunitense, non è contemplato un valore massimo dello smorzamento equivalente reale del sistema di isolamento.

3. Le normative europee prevedono che le caratteristiche forza spostamento del sistema d'isolamento non varino più del 10% a causa di variazioni:
    - della velocità di deformazione, in un campo del ± 30 % intorno al valore di progetto;
    - dell' azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto. In presenza di una componente verticale dell' accelerazione significativa è necessario il ricorso a un modello non lineare in grado di rappresentare il comportamento in funzione della variazione del carico assiale. La normativa prevede inoltre che la componente verticale dell' azione sismica debba essere necessariamente introdotta in presenza di dispositivi con rigidezza assiale modesta, inferiore ad 800 volte il valore in direzione orizzontale; questo non è sicuramente il caso degli isolatori FPS in cui la rigidezza assiale è di circa 10.000 volte superiore a quella orizzontale. In ogni caso affinché sia possibile l'utilizzo di un modello lineare equivalente si deve controllare che:

$$\Delta N \leq 10\ \%\ N_{Quasi\ Permanente} \qquad 4.5$$

4. La normativa nazionale prevede inoltre che l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra 0.5 d_{dc} e d_{dc} , con d_{dc} spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, sia almeno pari al 2.5% del peso totale W della sovrastruttura. Questo si traduce nella seguente disuguaglianza:

$$\frac{\Delta F}{W} = \frac{\frac{W\Delta d}{R}}{W} = \frac{0.5 d_{dc}}{R} \geq 2{,}5\ \%$$
$$\frac{d_{dc}}{R} \geq 0{,}05 \qquad 4.6$$
$$R \leq \frac{d_{dc}}{0{,}05}$$

Assumendo che d possa variare tra 0,1 m e 1 m si ottiene:

$$R \leq 2\ m - 20\ m \qquad 4.7$$

La prescrizione riportata al punto 4. si traduce quindi in una limitazione del raggio di curvatura ad un valore pari a 20 volte lo spostamento di progetto. Alla limitazione sul raggio segue, come visto precedentemente, un vincolo in termini di periodo T, equazione 4.4. Si ottiene infatti un periodo pari a 2.84 s in corrispondenza di uno

spostamento pari a 0,1 m e un periodo pari a 8,97 s per uno spostamento di progetto di 1 m.

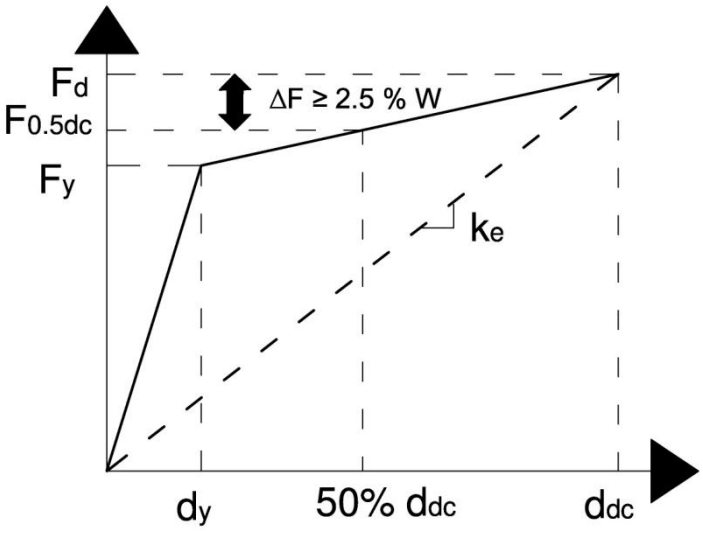


Figura 4-2: requisito numero 4 per la modellazione lineare del sistema d'isolamento.

4.3.1 Analisi statica lineare

4.3.1.1 Considerazione geometriche, meccaniche, geomorfologiche

Si inizia con l'analisi statica lineare. Questa procedura consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. Tale analisi può essere usata con successo nel momento in cui la risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipende significativamente dai modi di vibrare superiori ovvero la percentuale di massa associata al modo di vibrare principale individuato raggiunge un valore elevato.

Tutte le normative, eccetto qualche eccezione delineata nel paragrafo precedente, concordano che tale procedura di analisi è applicabile nel momento in cui sono soddisfatte tutte le prescrizioni viste al punto 4.3. Alle limitazioni relative al sistema d'isolamento si aggiungono delle prescrizioni meccaniche e geometriche della sovrastruttura riguardanti nello specifico:

- regolarità in pianta e in elevazione della sovrastruttura;
- altezza della struttura e/o il numero di piani;
- il periodo T_{is} della struttura isolata;
- le dimensioni in pianta della sovrastruttura;
- il rapporto tra le rigidezze in direzione verticale e orizzontale del sistema di isolamento;

- il periodo di vibrazione in direzione verticale;
- eventuali sforzi di trazione nel sistema d'isolamento;
- eventuali eccentricità tra centro di massa della sovrastruttura e centro di rigidezza del sistema d'isolamento.

Vengono introdotte ulteriori limitazioni di tipo geomorfologico che riguardano:

- la presenza di strati di terreno deformabile in fondazione;
- la vicinanza della struttura a faglie attive.

Sia la normativa italiana sia le indicazioni dell' ASCE adottano delle analoghe limitazioni geometriche sull'applicabilità dell'analisi statica lineare: entrambe fissano un'altezza massima della struttura di 20 m e un numero massimo di 5 piani oltre che uno sviluppo massimo in pianta di 50 m. La normativa armena invece non limita le dimensioni in pianta della sovrastruttura ma prescrive un limite massimo per il primo periodo di vibrazione in direzione orizzontale della struttura a base fissa, pari a 0.6 s. Assumendo per la struttura a base fissa un periodo di vibrazione di 0,1 s per piano questa prescrizione contiene implicitamente una limitazione sull' altezza della sovrastruttura. La normativa cinese invece incrementa il limite del periodo della struttura a base fissa a 1 s e impone, a differenza della normativa italiana che la struttura sia regolare in altezza. Il Giappone prevede invece un'altezza massima della sovrastruttura di 60 m.

La normativa italiana, a differenza delle altre considerate nella trattazione seguente, pone dei limiti sulla rigidezza verticale del sistema d'isolamento al fine di poter applicare procedure di analisi semplificate. In particolare le N.T.C. prescrivono che la rigidezza verticale del sistema d'isolamento sia almeno 800 volte più grande della rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento. Questa limitazione viene dettata con il fine di escludere fenomeni di ribaltamento per eccessiva deformabilità verticale dei dispositivi di isolamento, che può indurre una sorta di rollìo, definito anche rocking, vedi Figura 4-3, con conseguente incremento delle accelerazioni di piano e possibili trazioni negli isolatori, fenomeni questi non computabili per mezzo di una semplice analisi statica. Il normatore italiano aggiunge inoltre che nella direzione verticale il periodo di vibrazione sia inferiore a 0.1 s e che nessun isolatore risulti in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali. Anche la normativa giapponese impedisce sollecitazioni di trazione nei dispositivi d'isolamento mentre la normativa statunitense consente trazioni e o sollevamenti nei singoli dispositivi a patto che questo non crei instabilità o sollecitazioni non compatibili.

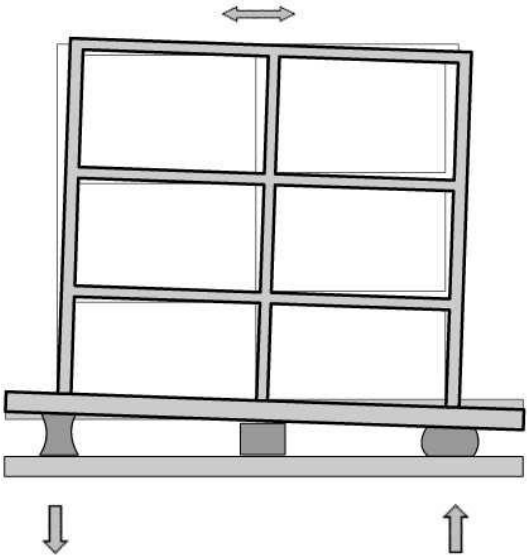


Figura 4-3: fenomeno di rocking in una struttura con isolatori deformabili assialmente.

Vengono inoltre previste delle limitazioni sull'eccentricità totale, intesa come distanza tra il centro di rigidezza del sistema d'isolamento e la proiezione verticale del centro di massa. La Normativa italiana attesta tale limite al 3 % della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata mentre l'Eurocodice 8 incrementa tale valore al 7.5 %. In tal caso gli effetto torsionali accidentali possono stimati secondo la normativa italiana in maniera forfettaria con due modalità differenti. In assenza di accurate determinazioni l'eccentricità accidentale può essere stimata non inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Alternativamente è possibile valutare gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sul sistema d'isolamento amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze sismiche opportunamente determinate mediante i fattori δ_x e δ_y da applicare alle azioni in direzione x e y. In particolare:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \qquad 4.8$$

$$\delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_i \qquad 4.9$$

dove:

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo d'isolamento rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot\ x,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x ed y, inclusa quella accidentale;

$r_{x,y}$ sono le componenti, in direzione x ed y, del raggio torsionale del sistema d'isolamento ottenute nel modo seguente:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 k_{yi} + y_i^2 \, k_{xi}) / \sum k_{yi} \qquad 4.10$$

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 k_{yi} + y_i^2 \, k_{xi}) / \sum k_{xi} \qquad 4.11$$

k_{xi}, k_{yi} sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo rispettivamente nelle direzioni x e y.

Mentre la normativa americana non pone limitazioni sull'eccentricità tra centro di massa e di rigidezza, la normativa giapponese limita tale percentuale al 3%, valutando tale percentuale sul raggio d'inerzia del sistema d'isolamento e non sulla dimensione trasversale della sovrastruttura.

Le diverse normative introducono inoltre delle limitazioni massime e minime relative ai periodi di vibrazione della struttura isolata. In particolare le N.T.C. del 2008 prescrivono che il periodo equivalente della struttura isolata sia compreso tra 3 T_{bf} e 3 s in cui T_{bf} è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa. La normativa giapponese invece, a differenza delle altre normative, prescrive un valore minimo del periodo della sovrastruttura isolata che non dipende dal periodo di oscillazione della struttura a base fissa; tale normativa non pone invece limiti al valore massimo del periodo di vibrazione. Nelle direttive statunitensi non emergono particolari prescrizioni a tale riguardo.

Come si è accennato precedentemente alcune normative prevedono anche il soddisfacimento di alcuni prerequisiti di carattere geomorfologico affinché sia possibile applicare una procedura di analisi semplificata. A tal proposito la normativa italiana non pone alcuna limitazione; le direttive ASCE prevedono invece che la struttura sia realizzata in un suolo di tipo A, B, C, D, escludendo le tipologie E ed F. Anche la normativa giapponese e cinese pongono delle limitazioni al suolo di fondazione. La normativa nipponica vieta inoltre la possibilità di adottare l'isolamento sismico su terreni suscettibili di fenomeni di liquefazione. La normativa cinese considera anche la possibilità che la struttura sia edificata in prossimità di una faglia attiva, tale questione viene computata incrementando gli spostamenti del sistema d'isolamento mediante opportuni coefficienti amplificativi che dipendono dalla distanza dalla faglia attiva.

La normativa francese condivide quasi tutte le prescrizioni meccaniche, geometriche e geomorfologiche precedentemente introdotte senza introdurre però limiti sull'altezza della sovrastruttura e nessun riferimento alla vicinanza dell'edificio ad una faglia attiva.

4.3.1.2 Valutazione degli spostamenti

Lo spostamento del centro di rigidezza, d_{dc}, viene calcolato in ciascuna direzione orizzontale mediante le medesime modalità dall' Eurocodice 8 e dalle N.T.C. e ricorrendo alla seguente relazione:

$$d_{dc} = \frac{M\, S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{k_{e,min}} \qquad 4.12$$

dove:

M è la massa della sovrastruttura in kg;

S_e (T_{is}, ξ_{esi}) è l'accelerazione spettrale opportunamente valutata in g;

$k_{e,\,min}$ è la rigidezza equivalente minima in Nm.

Tale valore di spostamento deve essere opportunamente incrementato in modo tale da considerare gli effetti torsionali.

L' ASCE propone invece la seguente equazione per la determinazione dello spostamento di progetto, D_D, per il quale devono essere dimensionati e verificati i dispositivi d'isolamento:

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \qquad 4.13$$

dove:

S_{D1} è l'accelerazione di progetto con smorzamento del 5% e risulta pari a $(2/3)S_{M1}$ e viene espressa in g-s.

S_{M1} è l'accelerazione corretta con il coefficiente F_V che considera l'effetto del sito;

S_1 è l'accelerazione sismica associata a un periodo di 1s;

T_D è il periodo effettivo della struttura isolata per lo spostamento di progetto in s:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{D,min} g}} \qquad 4.14$$

dove:

$k_{D,min}$ è la rigidezza effettiva minima del sistema d'isolamento nelle direzioni orizzontali in considerazione per lo spostamento di progetto in Nm;

B_D è un coefficiente numerico analogo al coefficiente di smorzamento equivalente.

Lo spostamento totale di progetto del sistema d'isolamento, D_{TD}, che include anche gli effetti torsionali accidentali è dato invece dalla seguente equazione:

$$D_{TD} = D_D(1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}) \qquad 4.15$$

dove:

e è l'eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza incrementata dell'eccentricità accidentale presa pari al 5% della dimensione in pianta della struttura ortogonale alla direzione della forza;

y è la distanza tra il centro di rigidezza e l'elemento d'interesse misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

La normativa statunitense propone anche analoghe relazioni per la determinazione dello spostamento massimo del sistema d'isolamento, D_M. Tale equazione differisce dalla 4.13 per il valore assunto dall'accelerazione e dal periodo di vibrazione. In particolare essa assume la forma seguente:

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_{DM}}{4\pi^2 B_M} \qquad 4.16$$

dove:

S_{M1} è l'accelerazione sismica corretta con il coefficiente F_V che considera l'effetto del sito;

S_1 è l'accelerazione sismica associata a un periodo di 1s;

T_M è il periodo effettivo della struttura isolata per lo spostamento massimo:

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{k_{M,min}g}} \qquad 4.17$$

dove:

k_M è la rigidezza effettiva minima del sistema d'isolamento nelle direzioni orizzontali in considerazione per lo spostamento massimo;

B_M è un coefficiente numerico analogo al coefficiente di smorzamento equivalente.

Anche in questo caso gli effetti torsionali vengono computati incrementando il valore dello spostamento massimo appena determinato per un fattore analogo a quello introdotto nell'equazione 4.15 in modo tale da ottenere lo spostamento totale massimo di progetto, D_{TM}.

$$D_{TM} = D_M(1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}) \qquad 4.18$$

4.3.1.3 Determinazione delle azioni agenti sul sistema d'isolamento e sugli elementi strutturali posti al di sotto del sistema d'isolamento

Come è ben noto dalla Fisica una forza può essere determinata come il prodotto di una massa per un'accelerazione oppure mediante delle semplici permutazioni dei termini come il prodotto tra una rigidezza e uno spostamento. Le normative europee scelgono la prima procedura al fine di determinare la forza orizzontale complessiva da applicare al sistema d'isolamento che andrà a ripartirsi secondo le rigidezze tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura. Infatti la forza totale è pari a:

$$F = MS_e(T_{is}, \xi_{esi}) \qquad 4.19$$

dove $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale opportunamente valutata ed M è la massa della sovrastruttura.

Le direttive ASCE invece determinano il valore di tali azioni mediante la seguente equazione:

$$V_b = k_{Dmax}D_D \qquad 4.20$$

dove k_{Dmax} è la rigidezza effettiva massima del sistema d'isolamento per lo spostamento di progetto nella direzione orizzontale in considerazione.

4.3.1.4 Determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali posti al di sopra del sistema d'isolamento

Le diverse normative assumono approcci differenti al fine di determinare le forze orizzontali da applicare alla sovrastruttura. In particolare le N.T.C. determinano tali sollecitazioni, che devono essere applicate a ciascun livello della sovrastruttura, con la seguente espressione:

$$f_j = m_j S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \qquad 4.21$$

dove m_j è la massa del livello j-esimo.

Anche la normativa francese, al pari di quella italiana, prevede una distribuzione di forza proporzionale alla massa, ipotizzando accelerazioni di piano costanti lungo l'altezza della struttura.

La normativa statunitense ricorre invece alla seguente equazione:

$$V_S = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_l} \qquad 4.22$$

dove R_l è un coefficiente numerico associato al tipo di sistema sismo resistente posto al di sopra del sistema d'isolamento e dovrebbe essere pari a 3/8 del valore di R, (fornito in tabella), con un valore massimo non superiore a 2 e uno minimo non inferiore a 1. Tale normativa impone anche dei valori minimi per V_S.

La norma cinese adotta, in generale, una distribuzione lineare delle forze di piano, prevedendo una distribuzione delle accelerazioni crescente lungo l'altezza della struttura; per edifici sufficientemente rigidi anche tale normativa consente una distribuzione costante delle accelerazioni.

4.3.2 Analisi dinamica lineare

Le diverse normative prese in riferimento nella seguente trattazione concordano nel ribadire che l'analisi dinamica lineare deve essere applicata nel momento in cui le caratteristiche meccaniche e geometriche della sovrastruttura precedentemente illustrate non sono soddisfatte mentre il comportamento dei dispositivi d'isolamento può ancora essere considerato lineare equivalente. Per la normativa italiana, le condizioni appena riportate sono necessarie e sufficienti per l'applicabilità dell'analisi dinamica lineare, la norma statunitense aggiunge inoltre il soddisfacimento dei prerequisiti riguardanti il tipo di suolo e la sismicità del sito. Si ricorda che lo studio della struttura può essere condotto mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto. In tal caso le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano agenti simultaneamente. Nel caso in cui si conduca un'analisi modale con spettro di risposta gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni, deformazioni, spostamenti,ecc., sono combinati mediante il ricorso alla seguente relazione:

$$1E_X + 0{,}3E_Y + 0{,}3E_Z \qquad 4.23$$

effettuando una rotazione dei coefficienti moltiplicativi e una conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

4.3.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è la procedura più articolata per lo studio di una struttura: essa consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante l'integrazione diretta delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e accelerogrammi opportunamente definiti. I risultati ottenuti con un'analisi dinamica non lineare devono essere comparati con quelli di un'analisi modale con spettro di risposta al fine di poter effettuare dei controlli sulle differenze in termini di sollecitazioni agenti sulla struttura.

La norma giapponese impone di passare direttamente a tale procedura di analisi qualora non siano soddisfatte le condizioni per l'analisi statica. Questo avviene perché il campo di applicabilità dell'analisi statica è notevolmente ampliato mediante una definizione più complessa della distribuzione delle forze sismiche sulla struttura. Tale procedura d'analisi non lineare viene definita obbligatoria dalle N.T.C. per strutture isolate alla base nel momento in cui il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

A questo si aggiungono le indicazioni dettate dalle diverse normative sulla procedura operativa da adottare con particolare riferimento alla scelta degli accelerogrammi.

La normativa italiana risulta particolarmente dettagliata nel definire le modalità di utilizzo degli accelerogrammi. In particolare tale normativa consente di verificare gli stati limite ultimi e di esercizio mediante l'uso di accelerogrammi o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti costituisce un gruppo di accelerogrammi. La durata della parte pseudo stazionaria degli accelerogrammi, in assenza di studi specifici, deve essere almeno pari a 10 s; tale parte pseudo stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25s. La coerenza dell'accelerogramma artificiale con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi con un coefficiente di smorzamento viscoso ξ del 5 %. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli 0.15 s / 2 s e 0.15 s / 1.2 T_{is} per le verifiche agli stati limite ultimi e 0.15 s / 1.2 T_{is} per le verifiche agli stati limite d'esercizio.

L'Eurocodice 8, la normativa italiana, così come le direttive ASCE introducono dei limiti sulla quantità di accelerogrammi da adottare: il numero di accelerogrammi influenza infatti le

modalità di scelta dei risultati forniti dall'analisi. L'Eurocodice 8 e le NTC ribadiscono che se la risposta è ottenuta da almeno 7 analisi temporali non-lineari si raccomanda che la media delle quantità di risposta ottenute da tutte queste analisi sia utilizzata come valore di progetto dell'effetto dell'azione E_d nelle rispettive verifiche. Altrimenti, si raccomanda che il valore più sfavorevole della quantità di risposta tra le analisi sia utilizzato come E_d. La normativa italiana prevede comunque un numero minimo di tre combinazioni di accelerogrammi.

L' ASCE invece sottolinea che quando si esegue un'analisi dinamica al passo deve essere usata una sequenza con non meno di tre paia di accelerogrammi. Qualora non si disponga di un numero adeguato di accelerogammi registrati si possono utilizzare accelerogrammi simulati. Ogni coppia di accelerogrammi dovrà essere proporzionata in modo tale che, nel periodo compreso tra 0.5 T_D e 1.25 T_M, la media della SRSS di tutte le coppie orizzontali non cada al di sotto della corrispondente ordinata dello spettro di risposta. Lo spostamento massimo del sistema d'isolamento viene calcolato mediante la somma vettoriale di due spostamenti ortogonali per ogni step temporale. Se vengono usati sette o più coppie di accelerogrammi può essere usato il valore medio del parametro di risposta per il progetto; se si usano meno di sette coppie di accelerogrammi per l'analisi si usa il valore massimo del parametro di risposta d'interesse.

CAPITOLO 5
Progettazione statica della struttura

5.1 Generalità

Prima di procedere con le analisi e le successive considerazioni dinamiche si effettua un dimensionamento statico di massima della struttura, considerata a base fissa. Le scelte progettuali sulla geometria della struttura e degli elementi costruttivi sono il risultato di alcune considerazioni che si rileveranno particolarmente utili in seguito quando si procederà con il confronto dei risultati forniti dalle diverse tipologie di analisi applicate alla struttura isolata. La progettazione statica si conclude con una utile valutazione dei modi di vibrare della struttura a base fissa.

La struttura in esame è un edificio multipiano, con funzione pubblica o strategica importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. La costruzione presenta un assetto della struttura portante che ricalca i caratteri delle più comuni e diffuse tipologie costruttive ed è caratterizzato da una sostanziale regolarità tanto in elevazione, quanto in pianta; presenta dimensioni in pianta di 18 X 20 m, vedi Figura 5-1.

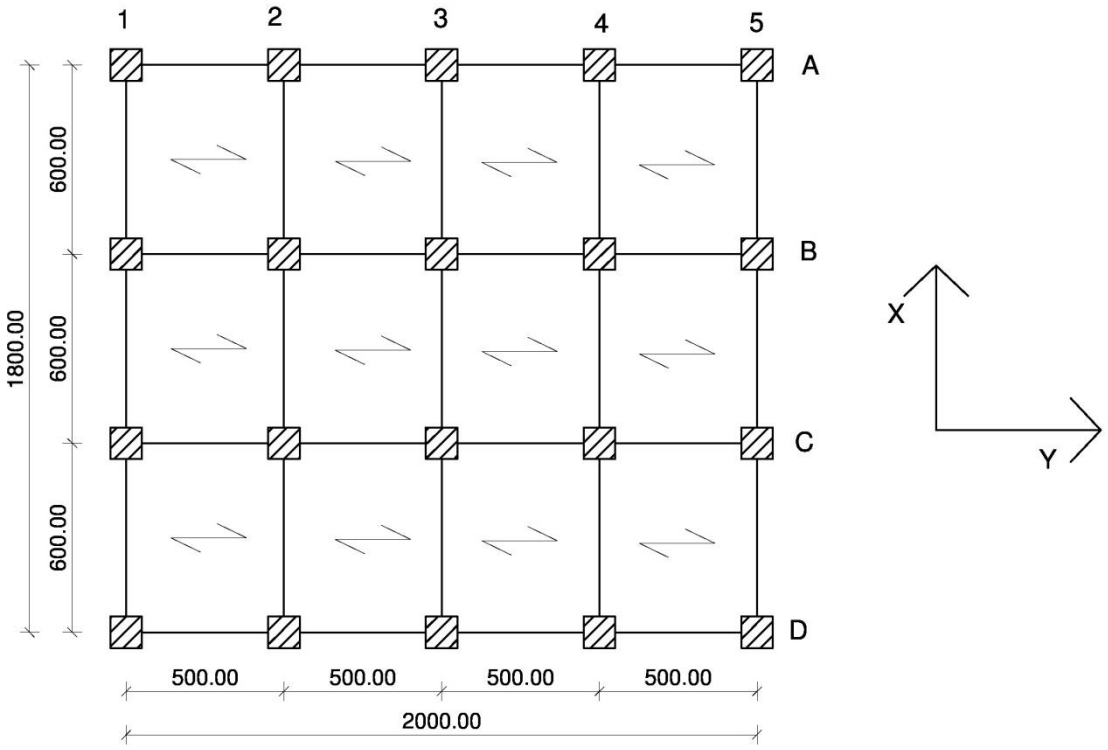


Figura 5-1: planimetria schematica della struttura.

La struttura è composta da quattro piani fuori terra con un'altezza d'interpiano lorda di 3 m ciascuno per un'altezza complessiva fuori terra di 12 m. Per la copertura, prevista praticabile per la sola manutenzione, si ipotizza una struttura con falda piana.

L'edificio, privo di particolari elementi irrigidenti, è costituito in direzione y da quattro telai mentre in direzione x da cinque. Le travi disposte in direzione x, lunghe 6 m ciascuna, assumono la funzione di travi principali mentre le travi secondarie disposte in direzione y sono travi secondarie di collegamento, vedi Figura 5-1.

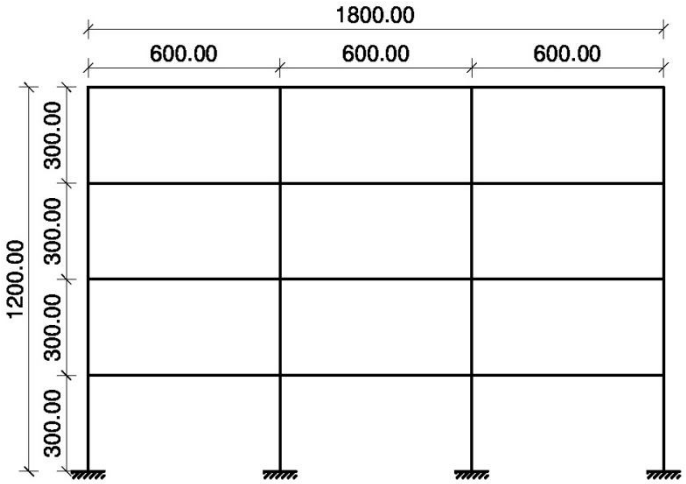


Figura 5-2: schematizzazione in direzione x della struttura assunta a base fissa.

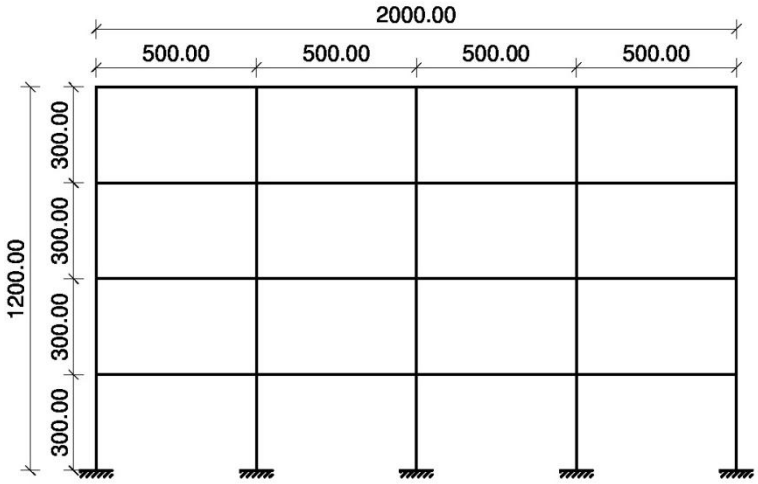


Figura 5-3: schematizzazione in direzione y della struttura assunta a base fissa.

L'impalcato tipo è realizzato con elementi in latero - cemento costituiti da nervature in calcestruzzo armato, con interposti blocchi forati di alleggerimento in laterizio non collaborante, e completato con una sovrastante soletta collaborante, anch'essa in calcestruzzo armato. Il solaio è ordito longitudinalmente al lato maggiore dell'edificio ed è sostenuto da cinque travate. Le travi, sia quelle di bordo sia quelle centrali, poggiano sulle corrispondenti

file di pilastri a formare con questi ultimi ossature portanti a telaio a sostegno dei carichi gravitazionali provenienti dai solai ovvero gravanti direttamente dalle travi.

5.2 Caratteristiche materiali

5.2.1 Calcestruzzo per la realizzazione dei solai, delle travi e dei pilastri

Classe C 28/35

- Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 35$ Mpa
- Resistenza a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 28$ Mpa
- Valore medio della resistenza a compressione cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36$ Mpa
- Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} = 2{,}78$ Mpa
- Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 32308$ Mpa
- Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo: $\gamma_c = 1{,}5$
- Coefficiente di riduzione della resistenza per i carichi di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$
- Resistenza a compressione cilindrica di calcolo: $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 15{,}87$ Mpa.

5.2.2 Acciaio per c.a.

Denominazione B 450 C

- Resistenza a rottura caratteristica $f_{tk} = 540$ Mpa
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 450$ Mpa
- Allungamento uniforme al massimo carico $\varepsilon_{uk} > 75$ ‰
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento $1.15 < f_{tk} / f_{yk} < 1.35$
- Modulo elastico $E_s = 210$ Gpa
- Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15$
- Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ Mpa
- Deformazione di snervamento di calcolo $\varepsilon_{syd} = 1.9$ ‰

Denominazione B 450 A

L'utilizzo di questa tipologia di acciaio è concessa nella progettazione sismica solamente per diametri compresi tra 5 e 10 mm per reti elettrosaldate e tralicci.

- Resistenza a rottura caratteristica $f_{tk} = 540$ Mpa
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 450$ Mpa

- Allungamento uniforme al massimo carico $\varepsilon_{uk} > 25$ ‰
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento $1.05 < f_{tk} / f_{yk} < 1.25$
- Modulo elastico $E_s = 210$ Gpa
- Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15$
- Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ Mpa
- Deformazione di snervamento di calcolo $\varepsilon_{syd} = 1.9$ ‰.

5.3 Analisi dei carichi

5.3.1 Pesi propri strutturali

I pesi propri della struttura considerati sono:

- **Calcestruzzo armato:** 25 kN/m^3

5.3.2 Pesi propri e permanenti portati

Le azioni permanenti considerate nei calcoli sono:

COPERTURA		
Elemento	**Descrizione**	**Peso (kN/mq)**
Solaio gettato in opera	Sp. 20 + 5 cm	3
Sottofondo, impianti,intonaco	-	1,6
TOTALE		**4,6**

Tabella 5-1: pesi permanenti copertura.

GENERICO SOLAIO INTERMEDIO		
Elemento	**Descrizione**	**Peso (kN/mq)**
Solaio gettato in opera	Sp. 20 + 5 cm	3
Sottofondo, impianti pavimentazione, intonaco	-	1,8
Tramezzatura interna	-	1
TOTALE		**5,8**

Tabella 5-2: pesi permanenti generico impalcato intermedio.

5.3.3 Carichi variabili

5.3.3.1.1 Carichi variabili per destinazione d'uso

- **Categoria C1.** Ambienti suscettibili di affollamento (ospedali): $q_k = 3$ kN/mq
- **Categoria H1.** Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione: $q_k = 0.5$ KN/mq.

5.3.3.1.2 Azione della neve

L'edificio è stato ubicato a Tolmezzo in provincia di Udine. La cittadina friulana si trova in zona 1, alpina, con altitudine di riferimento sul livello del mare, a_s, di 323 m. Il valore caratteristico del carico da neve q_{sk} è pari a:

$$q_{sk} = 1{,}39[1 + (a_s/728)^2] = 1{,}66\ kN/mq \quad per \quad a_s > 200\ m \tag{5.1}$$

Il coefficiente di forma μ_i vale 0.8 e considerando un coefficiente termico C_t e di esposizione C_e pari a 1 si ottiene:

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_t c_e = 1{,}33\ kN/mq \tag{5.2}$$

5.3.3.1.3 Azione del vento

Nel caso trattato l'azione del vento non è dimensionante rispetto al sisma per la stabilità laterale dell'edificio. Si è inoltre verificato che le sollecitazioni indotte dal vento non sono in grado di vincere la forza d'attrito statico che gli isolatori a pendolo generano al piede della struttura; questo evita quindi ogni forma di movimento indesiderato della costruzione durante le ordinarie condizioni di esercizio. Ponendosi a favore della sicurezza infatti si può effettuare una rapida valutazione della forza d'attrito sviluppata dalla struttura isolata che risulta pari al prodotto della massa gravitazionale della struttura, circa 16000 kN, per il coefficiente d'attrito statico, stimato con il valore del 5%, ottenendo una forza di 800 kN. La sollecitazione indotta dal vento viene invece determinata con la procedura illustrata nelle norme tecniche per le costruzioni. In particolare la pressione unitaria p è pari a:

$$p = q_b c_p c_e c_d \tag{5.3}$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a:

  $$q_b = 1{,}25 \rho v_b^2 = 0{,}391\ kN/mq \tag{5.4}$$

  essendo ρ la densità dell'aria assunta pari a 1,25 kg/m^3 e v_b la velocità di riferimento del vento che per edifici siti in zona 1 ad un'altitudine sul livello del mare minore di 1000 m vale 25 m/s.

- C_p è il coefficiente di forma e assume il valore di ± 0,8 o ± 0,4 dove il segno ± è dettato dal verso d'azione del vento e il valore varia a seconda che la parete esposta sia sottovento o sopra vento.
- C_d è il coefficiente dinamico e vale 1.

- C_e è il coefficiente di esposizione che assume il valore di 1,91 per un edificio avente altezza di 12 m, collocato nella categoria di esposizione IV.

L'equazione 5.3 fornisce il valore di 0,9 kN/mq avendo assunto per c_p il valore di 1,2 dato dalla somma di 0,8 e 0,4. Amplificando tale pressione con un coefficiente di sicurezza pari a 1,5 e moltiplicandola per l'area della superficie esposta avente dimensioni maggiori, pari a 240 m^2 si ottiene una forza al piede di 325 kN che risulta dunque minore della forza d'attrito.

5.4 Dimensionamento del solaio di copertura

Il solaio è ordito parallelamente al lato maggiore della struttura su 4 campate di uguale luce pari a 5 m ciascuna ed è composto da elementi in latero - cemento costituiti da travetti tralicciati e nervature in calcestruzzo armato, con interposti blocchi forati di alleggerimento in laterizio non collaborante, e completato con una sovrastante soletta gettata in opera, vedi Figura 5-4

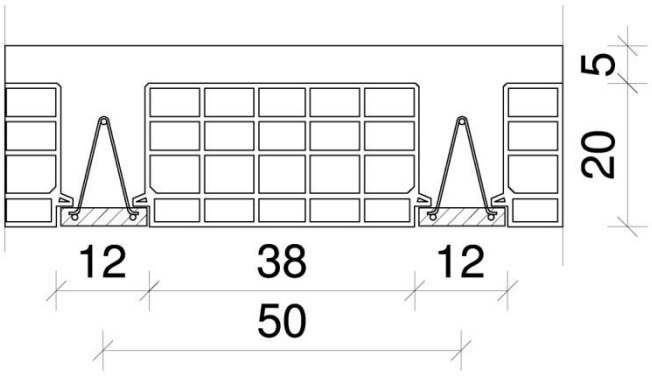


Figura 5-4: dettaglio solaio in latero-cemento.

Si ipotizza di utilizzare due travetti da 10 m ciascuna per coprire l'intera luce di 20 m in modo tale da creare uno schema statico che può essere rappresentato nel modo seguente:

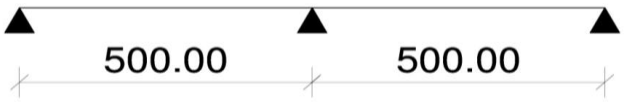


Figura 5-5: schema statico solaio.

I carichi agenti vengono determinati considerando una striscia di solaio avente larghezza di 50 cm e uno schema statico analogo a quello riportato in Figura 5-5 al quale vengono applicate le opportune combinazioni di carico atte a massimizzare le sollecitazioni in particolari sezioni.

$\mathbf{q_{ED}}$	kN/m	4,52
$\mathbf{M_{ED}^{APPOGGIO}}$	kNm	14,13
$\mathbf{M_{ED}^{CAMPATA}}$	kNm	9,89
$\mathbf{T_{SX}^{APPOGGIO} = T_{DX}^{APPOGGIO}}$	kN	14,12

Tabella 5-3: sollecitazioni agenti sul solaio di copertura.

5.4.1 Verifica a flessione

5.4.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio

L'armatura necessaria per sopportare il momento negativo che agisce all'appoggio viene determinata mediante un' equazione di equilibrio alla rotazione:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0{,}9 d f_{yd}} \qquad 5.5$$

Successivamente si passa dall'armatura di calcolo all'armatura di progetto e si prosegue con la determinazione della posizione dell'asse neutro x mediante un equilibrio alla traslazione:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0{,}8 b f_{cd}} \qquad 5.6$$

Infine si determina il momento resistente M_{rd} ricorrendo nuovamente a una relazione di equilibrio alla rotazione:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d - \frac{0{,}8x}{2} \right) \qquad 5.7$$

Per l'appoggio si ottiene:

Altezza sezione h	mm	250
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione compressa	mm	120
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
x	mm	58,11
Altezza utile della sezione d	mm	210
Armatura di calcolo	mm^2	191,12
Armatura di progetto costituita da **2 ϕ 12**	mm^2	226,2
$\mathbf{M_{RD}}$	**kNm**	**16,53**
$\mathbf{M_{ED}}$	**kNm**	**14,13**

Tabella 5-4: verifica flessionale all'appoggio.

5.4.1.2 Verifica a flessione in campata

In campata invece si ottiene:

Altezza sezione h	mm	250
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione compressa	mm	500
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
x	mm	9,74
Altezza utile della sezione d	mm	210
Armatura di calcolo	mm^2	133,72
Armatura di progetto costituita da **2 ϕ 10**	mm^2	158
M_{RD}	**kNm**	**12,74**
M_{ED}	**kNm**	**9,89**

Tabella 5-5: verifica flessionale in campata.

5.4.2 Verifica a taglio

Si valuta innanzitutto la resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale ovvero la resistenza offerta dai meccanismi resistenti secondari:

$$V_{Rd} = \left\{ 0{,}18\, k \frac{(100\, \rho_l\, f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0{,}15\sigma_{cp} \right\} b_w d \geq (v_{min} + 0{,}15\sigma_{cp}) b_w d \qquad 5.8$$

con:

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0{,}035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{1/2}$

dove:

d	è l'altezza utile della sezione;
$\rho_l = A_s / b_w d$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0{,}02$);
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione della sezione ($\leq 0{,}2 f_{cd}$);
b_w	è la larghezza minima della sezione.

Effettuando i calcoli si ottiene $V_{Rd} = 17{,}50$ kN $\geq V_{Ed} = 14{,}12$ kN.

5.5 Dimensionamento delle travi portanti della copertura

Come si è detto precedentemente, le travi portanti, aventi lunghezza di 6 m, sono disposte in direzione x a formare uno schema statico come quello illustrato in Figura 5-6. Il carico

distribuito agente sulle travi maggiormente sollecitate viene determinato a partire dallo scarico del solaio ovvero dalla reazione per unità di lunghezza in prossimità dell'appoggio che fornisce lo schema statico riportato in Figura 5-5. Come è noto dalla scienza delle costruzioni una trave in triplice appoggio fornisce una reazione nell'appoggio centrale pari a 1,25 q l.

Le sollecitazioni agenti nelle sezioni di riferimento vengono determinate mediante opportune combinazioni di carico. In particolare per massimizzare il momento flettente che tende le fibre superiori in prossimità della sezione B e C e il rispettivo taglio a destra e a sinistra dell'appoggio si caricano le campate adiacenti all'appoggio mentre per massimizzare il momento in campata che tende le fibre inferiori si carica la struttura a campate alterne.

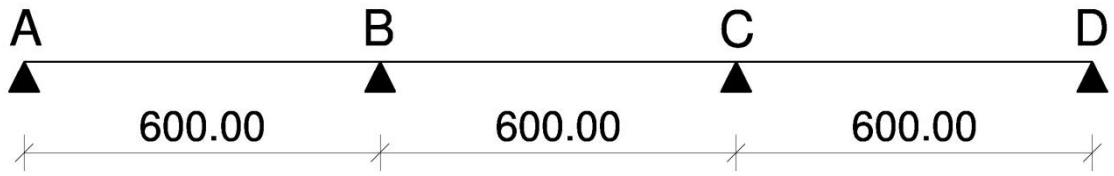


Figura 5-6: schema statico travi portanti.

Viene ora proposto il dimensionamento e la verifica della trave portante maggiormente sollecitata.

5.5.1 Verifica a flessione

5.5.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio

Altezza sezione h	mm	600
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione	mm	400
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
Altezza utile della sezione d	mm	560
Armatura di calcolo	mm^2	1267
x	mm	121
Armatura di progetto costituita da **5 ϕ 20**	mm^2	1570
M_{RD}	**kNm**	**314,30**
M_{ED}	**kNm**	**249,87**

Tabella 5-6: verifica flessionale all'appoggio.

5.5.1.2 Verifica a flessione in campata

Altezza sezione h	mm	600
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione	mm	400

Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
Altezza utile della sezione d	mm	560
Armatura di calcolo	mm^2	1065,47
x	mm	96,80
Armatura di progetto costituita da **4 ϕ 20**	mm^2	1256
M_{RD}	**kNm**	**256,20**
M_{ED}	**kNm**	**210,30**

Tabella 5-7: verifica flessionale in campata.

5.5.2 Verifica a taglio

Dopo aver accertato che la resistenza a taglio offerta dai meccanismi resistenti secondari è insufficiente a sopportare il taglio agente si procede con il dimensionamento dell'armatura necessaria e con la successiva valutazione della resistenza mediante la tradizionale schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti di questo ideale traliccio sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. La resistenza a taglio della trave sarà data dal valore minore tra:

$$V_{Rd} = \min\left(V_{Rsd}, V_{Rcd}\right) \qquad 5.9$$

dove V_{Rcd} è la "resistenza a taglio compressione" valutabile mediante la seguente equazione:

$$V_{Rcd} = 0{,}9\mathrm{d}\mathrm{b}\alpha_c f'_{cd}(\mathrm{ctg}\theta + \mathrm{ctg}\alpha)/(1 + \mathrm{ctg}\theta^2) \qquad 5.10$$

mentre V_{Rsd} è la "resistenza a taglio trazione":

$$V_{Rsd} = 0{,}9\mathrm{d}\frac{A_{sw}}{s} f_{yd}(\mathrm{ctg}\theta + \mathrm{ctg}\alpha)\sin\alpha \qquad 5.11$$

nelle quali:

θ è l'inclinazione del corrente compresso;

α è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

f_{cd}' è la resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta del 50 %;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse;

d e b assumono il significato introdotto nei paragrafi precedenti.

Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \qquad 5.12$$

Nel caso in esame si ottiene:

$V_{max,A-D}$	KN	162,50			
$T_{max,B\ sx,C\ dx}$	KN	230,46			
$T_{max,Bdx,Csx}$	KN	192,97			
Verifica a taglio compressione					
θ	°	45			
cotg(θ)		1			
α	°	90			
cotg(α)		0			
f'_{cd}	Mpa	7,93			
V_{Rcd}	kN	799,68			
Verifica a taglio trazione					
staffe ϕ10 a due braccia	mm^2	158			
$V_{Rsd\ A-D-B\ dx-C\ sx}$	kN	207,74	Passo staffe	mm	150
$V_{Rsd\ B\ sx-C\ dx}$	kN	259,67	Passo staffe	mm	120

Tabella 5-8: verifica a taglio.

5.6 Dimensionamento del solaio intermedio

Gli impalcati intermedi presentano uno schema statico analogo a quello visto per il solaio di copertura, anche le modalità di calcolo sono le medesime. Cambiano invece le sollecitazioni agenti che vengono di seguito riportate:

$\mathbf{q_{ED}}$	kN/m	6,3
$\mathbf{M_{ED}^{APPOGGIO}}$	kNm	19,69
$\mathbf{M_{ED}^{CAMPATA}}$	kNm	14,16
$\mathbf{T_{SX}^{APPOGGIO} = T_{DX}^{APPOGGIO}}$	kN	19,69

Tabella 5-9: sollecitazioni agenti sul generico impalcato intermedio.

5.6.1 Verifica a flessione

5.6.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio

L'armatura necessaria per sopportare il momento negativo che agisce all'appoggio viene determinata mediante la procedura illustrata nel paragrafo 5.4.1.

Per l'appoggio si ottiene:

Altezza sezione h	mm	250
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione compressa	mm	120
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
x	mm	79,12
Altezza utile della sezione d	mm	210

Armatura di calcolo	mm^2	266,20
Armatura di progetto costituita da **2 ϕ 14**	mm^2	308,2
M_{RD}	**kNm**	**21,45**
M_{ED}	**kNm**	**19,69**

Tabella 5-10: verifica flessionale all'appoggio.

5.6.1.2 Verifica a flessione in campata

In campata invece si ottiene:

Altezza sezione h	mm	250
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione compressa	mm	500
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
x	mm	13,93
Altezza utile della sezione d	mm	210
Armatura di calcolo	mm^2	191,48
Armatura di progetto costituita da **2 ϕ 12**	mm^2	226
M_{RD}	**kNm**	**18,08**
M_{ED}	**kNm**	**14,16**

Tabella 5-11: verifica flessionale in campata.

5.6.2 Verifica a taglio

Si valuta la resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale secondo le modalità illustrate nel paragrafo 5.4.2. Dai calcoli risulta $V_{Rd} = 21,32$ kN $\geq V_{Ed} = 19,69$ kN.

5.7 Dimensionamento delle travi portanti degli impalcati intermedi

Il progetto delle travi portanti degli impalcati intermedi avviene secondo le medesime modalità illustrate nel paragrafo 5.4.1. Viene di seguito riportato il dimensionamento delle travi portanti costituenti i telai interni alla struttura, tale dimensionamento viene poi esteso anche alle travi portanti dei telai perimetrali che sebbene assorbano un'aliquota inferiore dei carichi provenienti dai solai devono trasferire ai pilastri il peso dei tamponamenti.

5.7.1 Verifica a flessione

5.7.1.1 Verifica a flessione sull'appoggio

Altezza sezione h	mm	600
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione	mm	400
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87

Altezza utile della sezione d	mm	560
Armatura di calcolo	mm^2	1591,06
x	mm	145,20
Armatura di progetto costituita da **6 ϕ 20**	mm^2	1884
M_{RD}	**kNm**	**370,02**
M_{ED}	**kNm**	**313,78**

Tabella 5-12: verifica flessionale all'appoggio.

5.7.1.2 Verifica a flessione in campata

Altezza sezione h	mm	600
Tensione di snervamento f_{yd}	Mpa	391,3
Larghezza sezione	mm	400
Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	Mpa	15,87
Altezza utile della sezione d	mm	560
Armatura di calcolo	mm^2	1345,35
x	mm	121
Armatura di progetto costituita da **5 ϕ 20**	mm^2	1570
M_{RD}	**kNm**	**314,30**
M_{ED}	**kNm**	**265,33**

Tabella 5-13: verifica flessionale in campata.

5.7.2 Verifica a taglio

Per l'impalcato in esame si ottiene:

$V_{max,A-D}$	KN	203,48			
$T_{max,B\ sx,C\ dx}$	KN	286,65			
$T_{max,Bdx,Csx}$	KN	246,06			
Verifica a taglio compressione					
θ	°	45			
cotg(θ)		1			
α	°	90			
cotg(α)		0			
f'_{cd}	Mpa	7,93			
V_{Rcd}	kN	799,68			
Verifica a taglio trazione					
staffe ϕ10 a due braccia	mm^2	158			
$V_{Rsd\ A-D}$	kN	207,74	Passo staffe	mm	150
$V_{Rsd\ B\ sx-C\ dx-B\ dx-C\ sx}$	kN	311,60	Passo staffe	mm	100

Tabella 5-14: verifica a taglio.

Si evidenzia che le caratteristiche delle travi portanti sono state estese anche alle travi di collegamento disposte in direzione y. Questo permetterà successivamente di effettuare delle utili considerazioni all'atto della valutazione della risposta dinamica della struttura isolata.

5.8 Dimensionamento dei pilastri

Il progetto dei pilastri dei diversi impalcati è avvenuto in maniera semplificata pur nel rispetto delle prescrizioni previste dalla Normativa. In particolare si sono adottate sezioni di 30 x 30 cm per i pilastri del piano quarto, 40 x 40 cm per i pilastri del piano terzo, 50 x 50 cm per i pilastri del piano secondo e di 60 x 60 cm per i pilastri del piano primo.

CAPITOLO 6
Analisi dinamica della struttura a base fissa

6.1 Generalità

Prima di passare allo studio della struttura isolata si è ritenuto opportuno effettuare delle considerazioni sul comportamento dinamico della struttura considerata a base fissa. Si procede quindi con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e la successiva stima dei coefficienti di partecipazione modale che permettono di capire quale sia la percentuale di massa della struttura associata a ciascun moto oscillatorio della costruzione.

6.2 Determinazione delle masse traslazionali

Un'operazione preliminare all'individuazione dei modi di vibrare consiste nel quantificare le masse traslazionali e rotazionali della struttura. Tali masse vengono valutate computando tutti i carichi gravitazionali agenti, impalcato per impalcato, mediante la combinazione quasi permanente, prevista dalle N.T.C. del 2008, secondo la quale:

$$F = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} \qquad 6.1$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{ki} rappresenta i carichi variabili;
- Ψ_{2i} sono dei coefficienti che considerano la probabilità che differenti azioni di tipo variabile si manifestino contemporaneamente.

Sebbene tali carichi siano distribuite in modo uniforme sugli impalcati al fine della modellazione numerica si procede con la localizzazione della massa traslazionale in prossimità del baricentro di ciascun solaio.

6.2.1 Masse traslazionali afferenti al solaio di copertura

Vengono di seguito riportati i risultati ottenuti peri il solaio di copertura, si evidenzia che la massa degli elementi strutturali verticali, pilastri, è stata ripartita fra gli impalcati superiore ed inferiore che li delimita.

b	m	18
l	m	20
peso unitario del carico permanente portante e portato del solaio	kN/m^2	4,6
area copertura	m^2	360
peso totale impalcato	**kN**	**1656**
peso unitario travi 60 X 40 cm	kN/m	6
numero travi lunghe 6 m		15
peso totale travi 6 m	**kN**	**540**
numero travi da 5 m		16
peso totale travi 5 m	**kN**	**480**
peso unitario colonne afferenti per metà altezza d'interpiano	kN/m	2,25
numero colonne		20
peso totale colonne	**kN**	**67,5**
carichi variabili per coperture accessibili per sola manutenzione	kN/m^2	0,5
ψ_{22}		0
carico neve	kN/m^2	1,33
ψ_{21}		0
carico totale	**kN**	**2743,5**
massa totale	**kg**	**279777**

Tabella 6-1: masse sismiche traslazionali afferenti al solaio di copertura.

6.2.2 Masse traslazionali afferenti al generico impalcato intermedio

Le masse gravitazionali dei generici impalcati intermedi vengono valutate secondo le medesime modalità illustrate nel paragrafo precedente ricordando di aggiungere l'aliquota di carico relativa ai tamponamenti perimetrali. Le masse dei tre diversi impalcati intermedi sono prossime tra loro in quanto differiscono per il solo contributo del peso dei pilastri che presentano caratteristiche differenti passando da un solaio all'altro. Per questo motivo si riportano i calcoli di dettaglio riferiti ad un solo impalcato riportando per gli altri i valori totali.

b	m	18
l	m	20
peso unitario del carico permanente portante e portato del solaio	kN/m^2	5,8
area copertura	m^2	360
peso totale impalcato	**kN**	**2088**
peso unitario travi 60 X 40	kN/m	6
numero travi lunghe 6 m		15
peso totale travi 6 m	**kN**	**540**
numero travi da 5 m		16
peso totale travi 5 m	**kN**	**480**
peso unitario colonne afferenti per metà altezza d'interpiano	kN/m	10,25
numero colonne		20

peso totale colonne	**kN**	**307,5**
carichi variabili	kN/m^2	3
ψ_{21}=0		0,3
peso unitario tamponamenti	kN/m	6
perimetro impalcato	m	76
peso totale tamponamenti	**kN**	**456**
carico totale	**kN**	**4195,5**
massa totale	**kg**	**427850**

Tabella 6-2: masse sismiche traslazionali afferenti al generico solaio intermedio.

Si riporta ora un riepilogo delle masse traslazionali afferenti ai diversi impalcati:

solaio di copertura	Kg	279777,7
solaio del piano terzo	Kg	415612,9
solaio del piano secondo	Kg	427850,3
solaio del piano primo	Kg	443147,1

Tabella 6-3: masse traslazionali dei diversi impalcati.

6.3 Determinazione delle masse rotazionali

Accanto alle masse traslazionali vengono determinate le masse rotazionali dei diversi impalcati mediante la relazione seguente:

$$W_{Rotazionale} = \frac{M}{12}(B^2 + L^2) \qquad 6.2$$

dove:

M è la massa del generico impalcato;

B ed L sono le dimensioni in pianta del generico impalcato.

Conducendo i calcoli si ottiene:

solaio di copertura	Kgm^2	16879920
solaio del piano terzo	Kgm^2	25078117
solaio del piano secondo	Kgm^2	25813635
solaio del piano primo	Kgm^2	26736539

Tabella 6-4: masse rotazionali dei diversi impalcati.

6.4 Determinazione dei modi di vibrare della struttura

Vengono di seguito riportati i modi di vibrare della struttura a base fissa in direzione x ed y con i corrispettivi fattori di partecipazione modale. I modi significativi, ovvero quelli che eccitano una percentuale di massa maggiore del 5 %, in ciascuna direzione orizzontale sono

quattro in accordo con i gradi di libertà associati all'edificio. In particolare si rilevano in ciascuna direzione tre cambiamenti di segno nell'andamento della deformata dell'edificio in sintonia con quanto previsto dall'analisi agli autovalori per un sistema a quattro gradi di libertà.

6.4.1 Modi di vibrare della struttura in direzione x

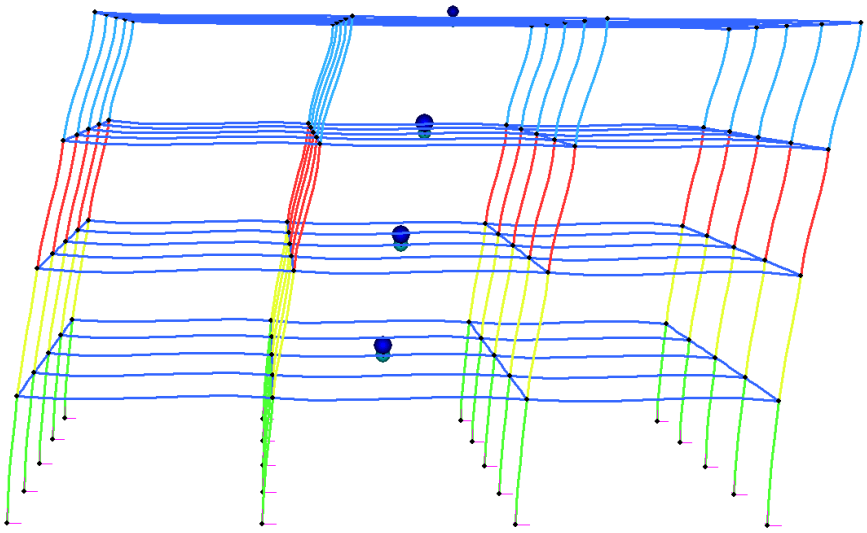


Figura 6-1: primo modo di vibrare della struttura in direzione x

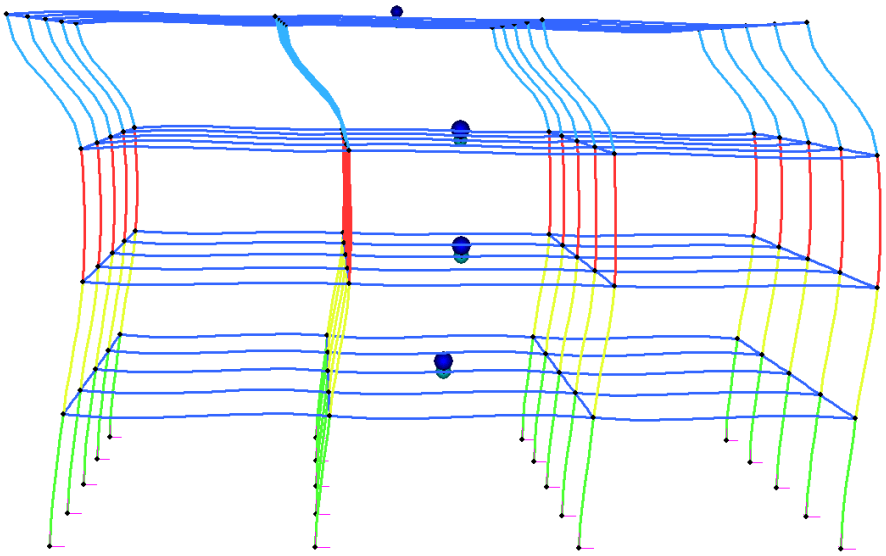


Figura 6-2: secondo modo di vibrare della struttura in direzione x

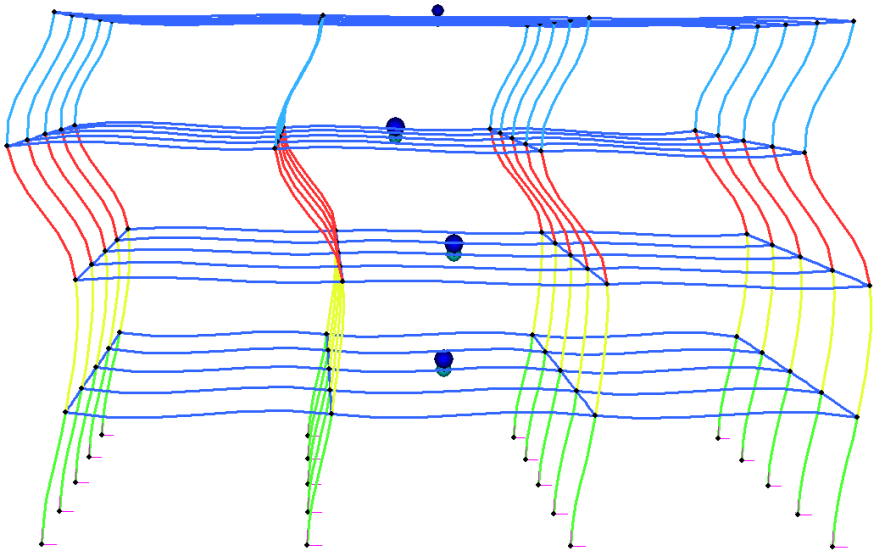


Figura 6-3: terzo modo di vibrare della struttura in direzione x

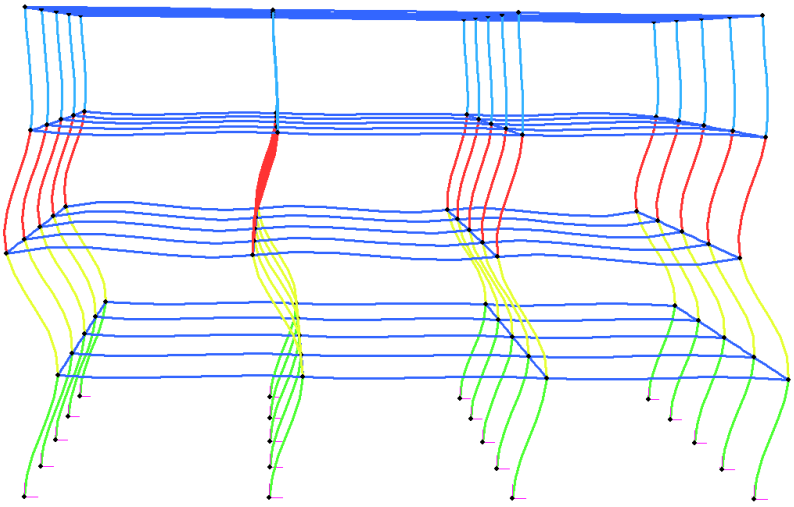


Figura 6-4: quarto modo di vibrare della struttura in direzione x

Modo di vibrare	**Periodo (s)**	**Massa partecipante (%)**	**Massa partecipante cumulata (%)**
1	0,551	69,16	69,16
2	0,240	14,80	83,96
3	0,136	8,91	92,87
4	0,073	7,13	100

Tabella 6-5: periodi di vibrazione e massa partecipante in direzione x.

6.4.2 Modi di vibrare della struttura in direzione y

Modo di vibrare	Periodo (s)	Massa partecipante (%)	Massa partecipante cumulata (%)
1	0,523	68,24	68,24
2	0,234	15,46	83,7
3	0,133	9,16	92,86
4	0,072	7,14	100

Tabella 6-6: periodi di vibrazione e massa partecipante in direzione y.

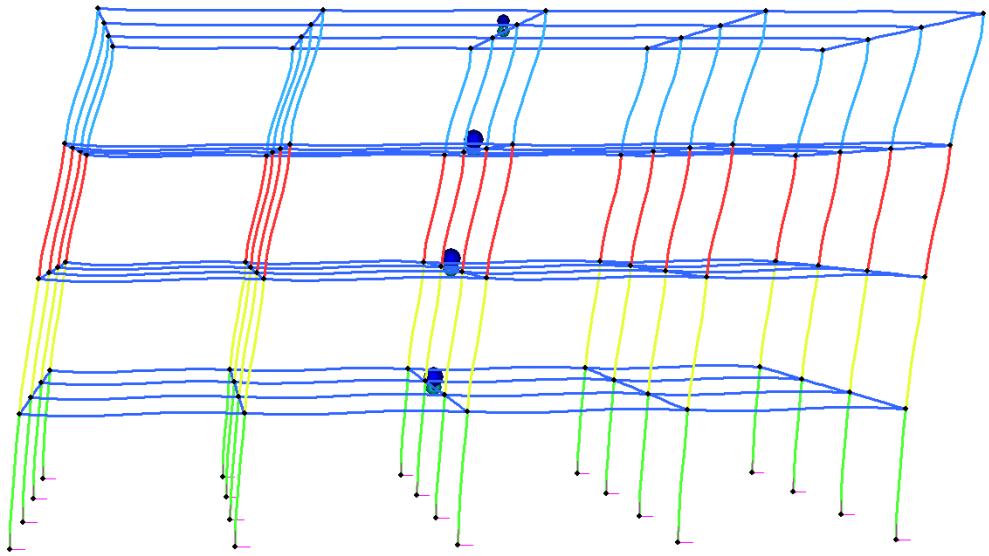


Figura 6-5: primo modo di vibrare della struttura in direzione y.

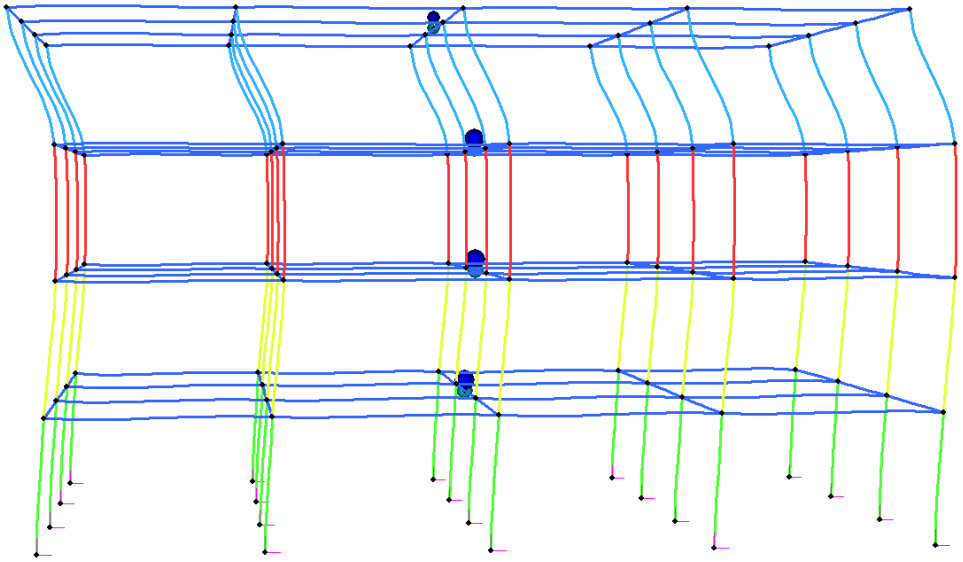


Figura 6-6: secondo modo di vibrare della struttura in direzione y.

Confrontando i primi periodi di vibrazione della struttura in direzione x ed y ai quali sono associati circa il 70 % delle masse dell'edificio si rileva una differenza del 5% che si traduce

in una differenza delle rigidezze del 10 % circa essendo correlato il periodo con la frequenza mediante la radice quadrata. Questo si spiega con il fatto che in direzione y la struttura è più rigida. Sebbene in direzione x si abbiano cinque telai con travi con luce di sei metri, in direzione y si hanno quattro telai le cui travi hanno luce di cinque metri.

Questa considerazione che per ora sembra non ricoprire particolare importanza si rivelerà particolarmente utile all'atto del confronto dei risultati forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare applicati alla struttura isolata.

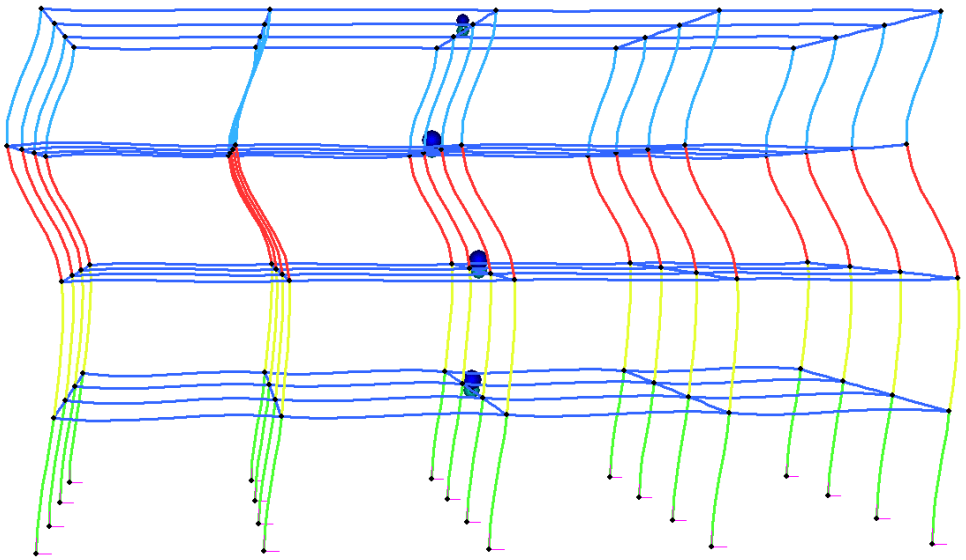


Figura 6-7: terzo modo di vibrare della struttura in direzione y.

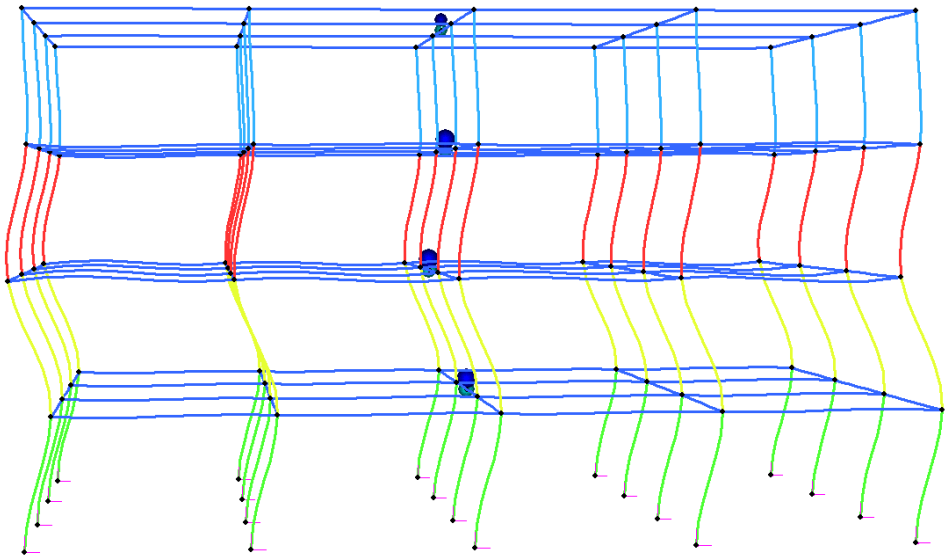


Figura 6-8: quarto modo di vibrare della struttura in direzione y.

CAPITOLO 7
Analisi struttura isolata su suolo tipo A

7.1 Generalità

Dopo aver effettuato nei due capitoli precedenti uno studio preliminare della struttura in esame, considerata a base fissa, si procede con l'analisi della struttura isolata mediante isolatori a scorrimento a superficie curva. Inizialmente si effettua un dimensionamento del sistema d'isolamento e successivamente vengono condotte delle analisi modali con spettro di risposta e dinamiche non lineari, al fine di evidenziare quei fattori, che possono essere ritenuti di disturbo, che impongono di abbandonare forme di analisi più semplici per ricorrere a forme più complesse e computazionalmente più onerose. In questo capitolo lo studio della struttura isolata verrà effettuato con riferimento a un suolo di tipo A. Si tratta di una categoria di sottosuolo costituita da amassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m. Si ricorda che $V_{s,30}$ è la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

7.2 Caratteristiche della struttura

L'edificio isolato presenta le caratteristiche illustrate nel paragrafo 5.1 con alcune modifiche che vengono di seguito riportate.

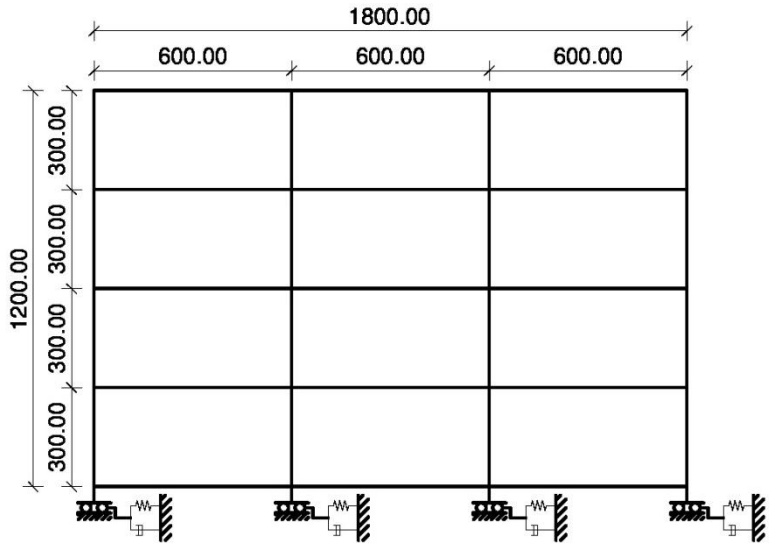


Figura 7-1: schematizzazione prospetto struttura isolata direzione x

Nel passaggio da struttura a base fissa a struttura isolata si è ritenuto opportuno inserire un graticcio di travi che collegano le estremità inferiori dei pilastri del piano terra. Tali travi che sorreggono inoltre l'impalcato del piano terra, presentano una sezione avente altezza e base rispettivamente di 40 x 60 cm. Nella Figura 7-1 e nella Figura 7-2 sono riportate le schematizzazioni dei prospetti della struttura isolata in direzione x ed y.

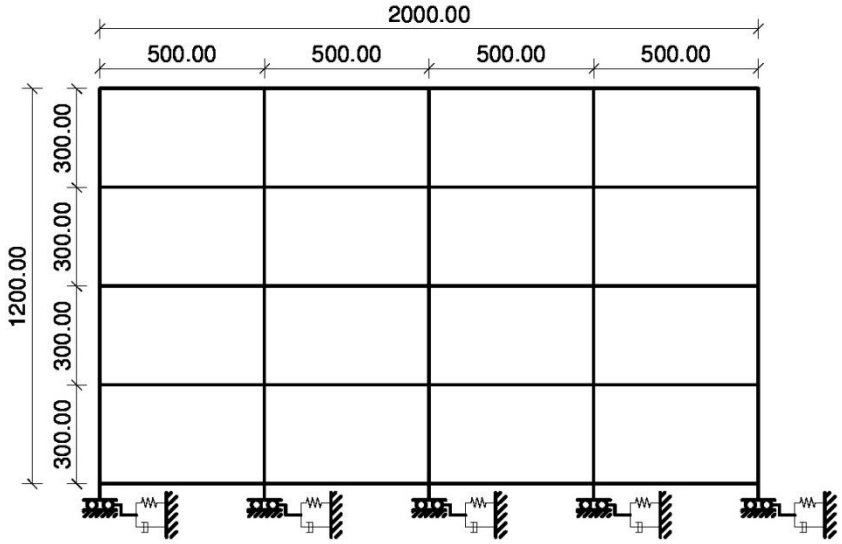


Figura 7-2: schematizzazione prospetto struttura isolata direzione y

Le travi costituenti il graticcio sono collegate, in prossimità dei pilastri, con la loro estremità inferiore con gli isolatori sismici.

Quest'ultimi sono sostenuti in prossimità dei pilastri da elementi tozzi aventi dimensioni in pianta di 100 x 100 cm e altezza di 50 cm. L'estremità superiore di tali elementi è opportunamente ancorata agli isolatori i quali sono a loro volta collegati con il sistema in elevazione mediante un ulteriore irrigidimento. Lo spazio esistente tra l'intradosso dell'impalcato inferiore del piano terra e la fondazione è sufficiente per permettere le attività di ispezione e manutenzione dei dispositivi d'isolamento, Figura 7-3.

Figura 7-3:ancoraggio estremità inferiore isolatore.

7.3 Progettazione del sistema d'isolamento

7.3.1 Materiali

L'isolamento della struttura è stato effettuato utilizzando isolatori a scorrimento a doppia superficie curva prodotti dalla FIP Industriale S.p.a. di Selvazzano. In particolare si sono utilizzati isolatori di tipo L, a basso attrito, per i quali il valore minimo del coefficiente d'attrito dinamico μ_{din} è del 2,5 %. Il materiale di scorrimento usato in entrambe le superfici di scorrimento è il FFM (FIP Friction Material). Si tratta di un polietilene ad altissimo peso molecolare caratterizzato da proprietà eccezionali per quanto riguarda la capacità di carico, la resistenza all'usura, la stabilità e la durabilità.

Il coefficiente d'attrito dinamico è un parametro importante nella caratterizzazione della struttura isolata. Tale coefficiente dipende sia dalla velocità di scorrimento che dalla pressione. Mentre la dipendenza dalla velocità non è significativa nel campo di velocità associate all'eccitazione sismica, la dipendenza dalla pressione non è trascurabile. È infatti risaputo dalla letteratura e confermato dai dati sperimentali che il coefficiente d'attrito dinamico diminuisce all'aumentare del carico verticale. L'andamento di tale coefficiente può essere rappresentato dalla seguente equazione:

$$\mu = 2{,}5(N_{Sd}/N_{Ed})^{-0{,}834} \qquad 7.1$$

La Figura 7-4 mostra l'andamento del coefficiente d'attrito dinamico al variare del rapporto tra la sollecitazione verticale agente sul'isolatore derivante dalla combinazione di carico quasi permanente, N_{Sd}, ed il carico verticale massimo di progetto sopportabile

dall'isolatore in presenza di sisma, N_{Ed}. Quest'ultimo valore viene fornito dal produttore a seconda dell'isolatore adottato.

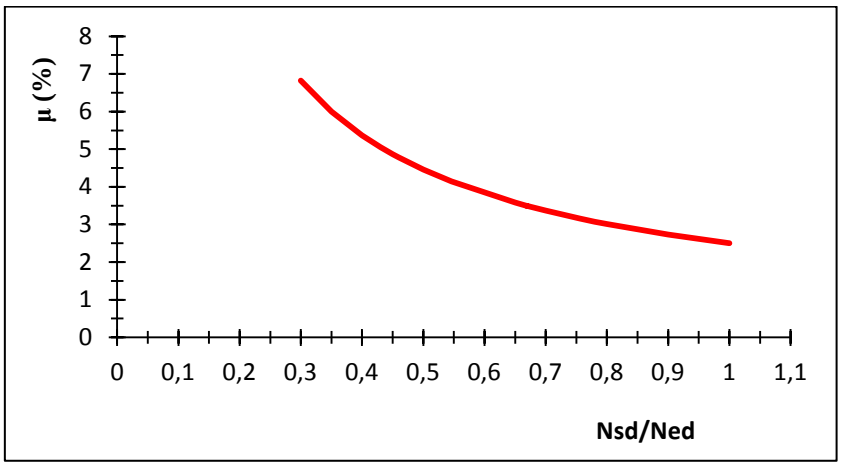


Figura 7-4: andamento coefficiente d'attrito dinamico al variare del carico assiale.

7.3.2 Determinazioni delle sollecitazioni assiali agenti sugli isolatori

Vengono ora determinate le sollecitazioni assiali, derivanti dalla combinazione di carico quasi permanente, vedi equazione 6.1, agenti nei diversi isolatori.

Posizione isolatore	**N_{sd} (kN)**
A1/A5/D1/D5	546,12
A2/A4/D2/D4	834,20
A3/D3	840,42
B1/B5/C1/C5	922,27
B2/C2/B4/C4	1343,54
B3/C3	1362,48

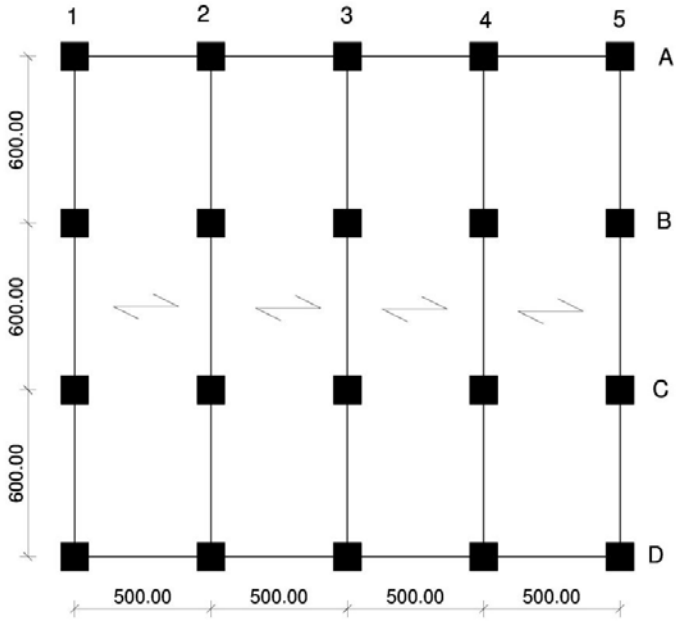


Figura 7-5: sollecitazioni assiali agenti sui diversi isolatori.

7.3.3 Predimensionamento del sistema d'isolamento

Il dimensionamento dei dispositivi d'isolamento avviene allo S.L.C., si tratta di uno stato limite ultimo al quale si attribuisce una probabilità di superamento, P_{VR}, del 5% nel periodo di

riferimento V_R. Il periodo di riferimento si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N, per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N C_U \qquad 7.2$$

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in esame si è definita una vita nominale di 50 anni.

Il coefficiente d'uso dipende invece dalla classe d'uso. Per l'edificio in esame si prevede una classe IV: si tratta quindi di una costruzione con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Per tale tipologia di struttura C_U vale 2 e la relazione 7.2 fornisce una vita di riferimento di 100 anni.

È possibile a questo punto definire il tempo di ritorno T_R in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento mediante l'equazione 7.3 ottenendo 1950 anni.

$$T_R = -V_R / ln(1 - P_{VR}) \qquad 7.3$$

Si procede con la scelta della località nella quale ubicare l'edificio e con la definizione della categoria di sottosuolo. Al fine di rendere significative le analisi si è deciso di ubicare l'edificio a Tolmezzo in provincia di Udine adottando una prima categoria di sottosuolo di tipo A. La normativa ci fornisce quindi in funzione del sito e del periodo di ritorno i seguenti parametri:

- $\mathbf{a_g}$ accelerazione orizzontale massima al sito su sito di riferimento rigido;
- $\mathbf{F_0}$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $\mathbf{T_C^*}$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il sito in esame si ottiene

TOLMEZZO (UD)		
Latitudine	°	46,3991
Longitudine	°	13,0219
a_g	g	0,42
F_0		2,408
T_C^*	s	0,366

Tabella 7-1: parametri sismici del sito in esame.

A questo punto si ipotizza un periodo di vibrazione per la struttura isolata e uno smorzamento viscoso equivalente in modo tale da poter entrare nello spettro di risposta elastico in spostamento e determinare uno spostamento con il quale scegliere il tipo d'isolatore. Si ipotizzato un periodo di vibrazione di 3 s e uno smorzamento viscoso equivalente ξ del 15 % ottenendo uno spostamento di 19 cm. Si evidenzia che si tratta di un semplice predimensionamento finalizzato solamente alla scelta dell'isolatore, saranno infatti le successive analisi di dettaglio a stabilire se le scelte effettuate sono corrette.

Dal predimensionamento si è comunque deciso di adottare isolatori che ammettono uno spostamento massimo allo stato limite di collasso di 20 cm. In particolare considerando anche le sollecitazioni assiali si è deciso di adottare tre tipologie di isolatori disposti secondo le modalità illustrate in Figura 7-6. Si tratta di isolatori aventi un raggio i curvatura equivalente di 310 cm e in grado di assorbire un carico massimo assiale pari a quello riportato nella tabella sottostante.

Posizione	**Sigla isolatore**	**N_{Ed} (kN)**
	FIP-D L 280/400	1000
	FIP-D L 370/400	1500
	FIP-D L 470/400	2000

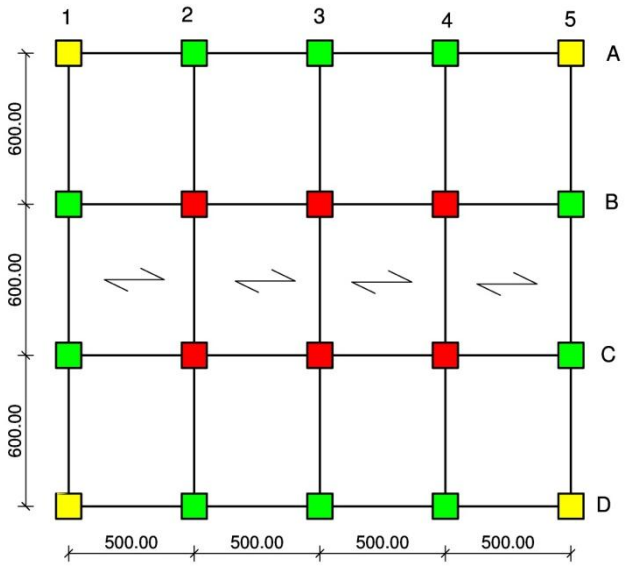


Figura 7-6: disposizione in pianta degli isolatori.

7.4 Analisi dinamica non lineare

Da quanto trattato nel CAPITOLO 3 emerge che il modello matematico adeguato a rappresentare il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva nei casi più generali è la curva bilineare forza – spostamento riportata nell'equazione 3.1. Per la struttura in esame i parametri che caratterizzano tale legame costitutivo assumono i valori riportati in Tabella 7-2.

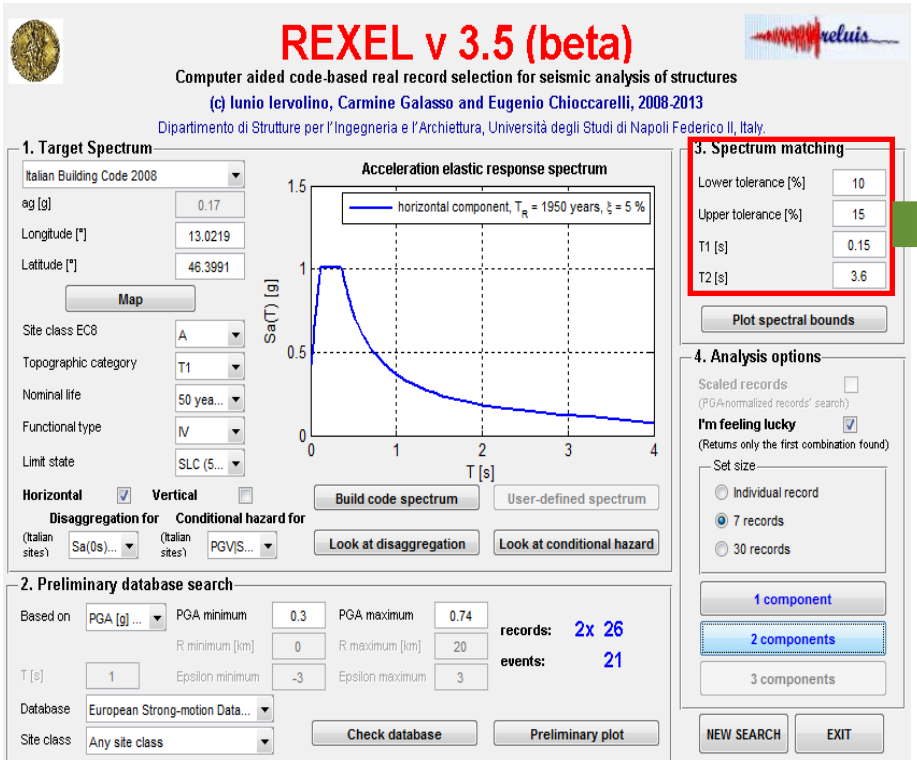
	POSIZIONE ISOLATORI					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ_{din} (%)	4,14	3,48	3,44	4,07	3,75	4,05
N_{Sd} (kN)	546,12	1343,54	1362,48	834,20	922,27	840,20
F_0 (kN)	**22,61**	**46,80**	**46,91**	**34,02**	**34,59**	**34,06**
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
K_r (kN/m)	**176,18**	**433,4**	**439,5**	**269,1**	**297,51**	**271,1**

Tabella 7-2: legami costitutivi bilineari.

L'analisi dinamica non lineare o analisi al passo prevede l'applicazione al piede della struttura di accelerogrammi, naturali o artificiali opportunamente definiti secondo le modalità illustrate nel paragrafo 4.3.3. In particolare la normativa prevede l'utilizzo di 7 combinazioni di accelerogrammi in cui ciascuna combinazione è costituita da tre accelerogrammi agenti rispettivamente nelle direzioni X, Y e Z. Poiché la struttura è stata ubicata in una zona sismica di tipo 1 deve infatti essere considerata la componente sismica verticale.

Si è deciso di alternare l'utilizzo di accelerogrammi naturali con l'utilizzo di accelerogrammi generati con lo scopo di evidenziare se essi abbiano effetti differenti sulla struttura. Gli accelerogrammi naturali si sono ricavati con il software Rexel che crea le opportune combinazioni di accelerogrammi registrati e raccolti in opportuni database, qualora siano state impostate le coordinate geografiche del sito, il tipo di terreno, lo stato limite desiderato, la vita di riferimento della struttura, il campo di variabilità della peak-ground acceleration e le caratteristiche di spettro compatibilità previste dalla normativa. Gli accelerogrammi generati si sono invece ottenuti con il software Simqke. In particolare si sottolinea che mentre le analisi allo SLV e allo SLD sono state condotte mediante l'utilizzo di soli accelerogrammi generati, quelle allo SLC sono state effettuate sia con accelerogrammi generati sia registrati.

Vengono di seguito riportati gli spettri elastici in accelerazione orizzontali e verticali associati ai diversi accelerogrammi registrati con il relativo spettro medio associato allo stato limite di collasso.



Condizioni di spettro compatibilità

Figura 7-7: interfaccia software Rexel per definire gli spettri orizzontali.

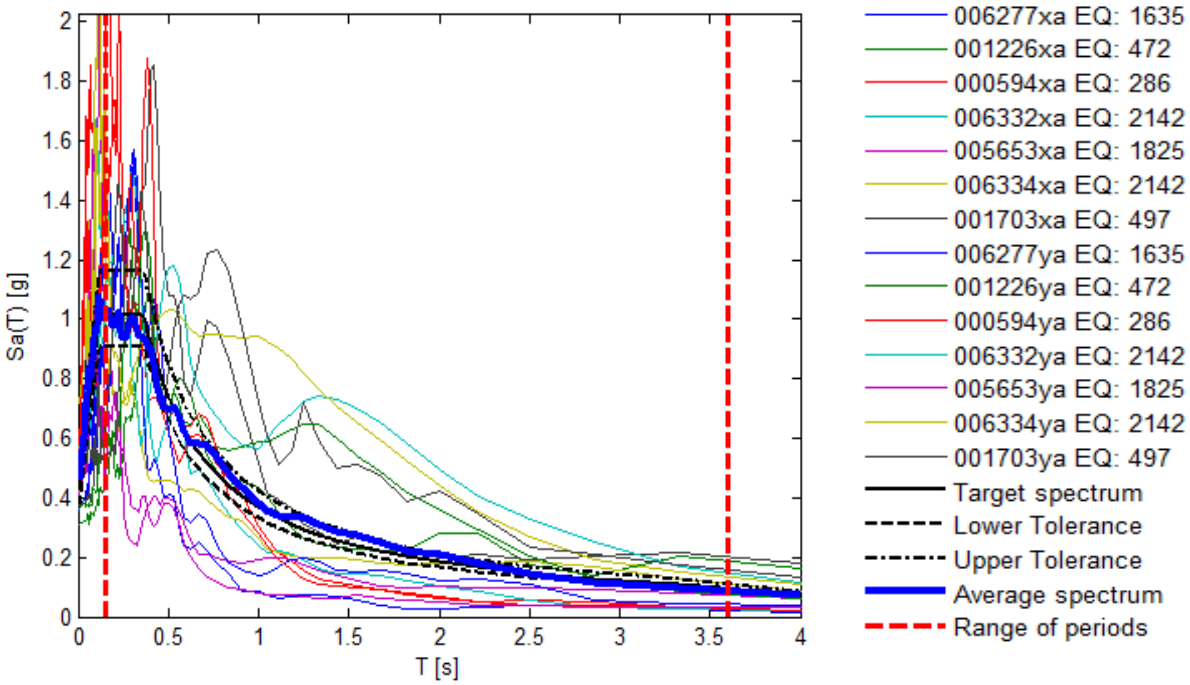


Figura 7-8: Spettri elastici in accelerazione orizzontali.

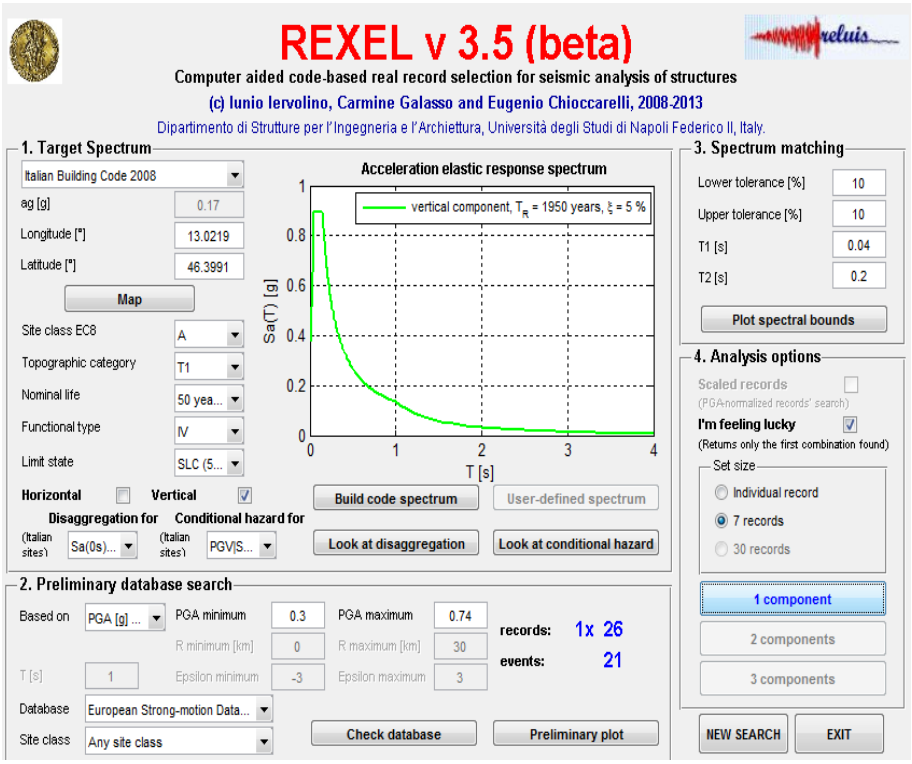


Figura 7-9: interfaccia software Rexel per definire gli spettri verticali.

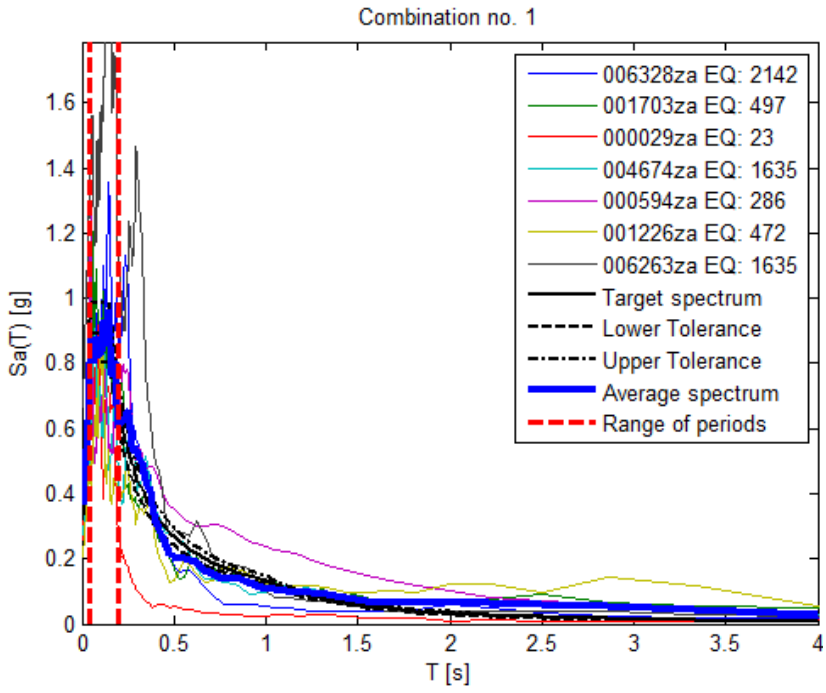


Figura 7-10: Spettri elastici in accelerazione verticali.

I database inclusi nel software sono lo European Strong-motion Database (ESD), l'Italian Accelerometric Archive (ITACA) dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), e il database contenente Selected Input Motions for displacement-Based Assessment

and Design (SIMBAD v 3.0) di Smerzini e Paolucci (2011) sviluppato nell'ambito della Linea 1.2 (*Sviluppo di approcci agli spostamenti per la valutazione della vulnerabilità*).

7.5 Analisi modale con spettro di risposta allo SLC

Nel paragrafo 4.2 si è discusso in merito alla possibilità di applicare procedure di analisi semplificate, analisi statica lineare equivalente e analisi modale con spettro di risposta, nello studio delle strutture con isolamento. In particolare, con riferimento all'analisi modale con spettro di risposta, si è visto nel paragrafo 4.3 che la normativa prevede il soddisfacimento di alcuni prerequisiti sul comportamento del sistema d'isolamento.

Si procede ora con la definizione dei parametri necessari all'attuazione di un'analisi modale e con una successiva verifica di controllo sul soddisfacimento delle prescrizioni previste dalla normativa. Sarà possibile vedere che tale verifica non risulta soddisfatta in nessuna delle quattro limitazioni previste dal normatore.

7.5.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, lo smorzamento viscoso equivalente e la rigidezza equivalente dei dispositivi d'isolamento, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito. A tali valori, introdotti nella Tabella 7-1, si aggiungono altri parametri che considerano il comportamento dinamico del terreno: si tratta dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica. Per la categoria di sottosuolo A il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S vale 1 e anche il coefficiente C_C vale 1. Inoltre per una categoria topografica di tipo T_1 il coefficiente di amplificazione topografica S_T vale 1. I parametri S_S ed S_T vengono utilizzati per la determinazione del parametro S, vedi equazione 7.4, che viene utilizzato nello spettro elastico in accelerazione con il fine di amplificare l'accelerazione sismica.

$$S = S_S S_T \tag{7.4}$$

A questo punto è possibile definire lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} &0 \le T < T_B && S_e(T) = a_g S F_0 \eta \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \\ &T_B \le T < T_C && S_e(T) = a_g S F_0 \eta \end{aligned} \tag{7.5}$$

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

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

dove:

- S_e e T sono rispettivamente l'accelerazione spettrale orizzontale e il periodo di vibrazione;
- S ed F_0 sono stati precedentemente introdotti;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55 \qquad 7.6$$

- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro dato da:

$$T_C = C_C T_C^* \qquad 7.7$$

nella quale il significato di C_C ed T_C^* è stato precedentemente illustrato.

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:

$$T_B = T_C/3 \qquad 7.8$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro e viene espresso mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4a_g/g + 1{,}6 \qquad 7.9$$

Nel caso considerato i parametri precedentemente introdotti assumono i valori seguenti:

S_s		1
S_T		1
S		1
C_C		1
T_C	s	0,366
T_B	s	0,122
T_D	s	3,28

Tabella 7-3: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

7.5.2 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora introdotta una procedura iterativa finalizzata alla determinazione della rigidezza equivalente del dispositivo d'isolamento e dello smorzamento viscoso equivalente. Tale sequenza operativa prende avvio con la formulazione di un ipotetico spostamento di progetto del'isolatore allo S.L.C.. Successivamente mediante il ricorso alle equazioni 3.5, 3.4 ed 3.6 si determina un primo valore per la rigidezza equivalente, il periodo di vibrazione equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente. Noto ξ_e è possibile determinare η, ricorrendo a T e inserendolo nell'adeguata equazione fra quelle riportate in 7.5 si ottiene un primo valore di accelerazione orizzontale. Con tale valore di accelerazione e periodo è possibile determinare un primo valore di spostamento orizzontale. La normativa permette di determinare lo spettro elastico in spostamento delle componenti orizzontali, $S_{De}(T)$, mediante la seguente equazione:

$$S_{De}(T) = S_e(T)\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \qquad 7.10$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i 4,5 s per una categoria di sottosuolo A.

Con tale valore di spostamento è possibile l'aggiornamento della rigidezza equivalente, dello smorzamento viscoso equivalente, del periodo equivalente e quindi una nuova stima dell'accelerazione orizzontale e dello spostamento orizzontale. Si è deciso di arrestare la procedura iterativa all'atto della convergenza sugli spostamenti con una tolleranza di 10^{-3}.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,041	0,035	0,034	0,041	0,038	0,041
V(kN)	546,120	1343,540	1362,480	834,200	922,270	840,420
R (m)	3,100	3,100	3,100	3,100	3,100	3,100
D^1 (m)	0,200	0,200	0,135	0,120	0,130	0,120
K^1 (kN/m)	289,225	667,423	787,017	552,595	563,593	554,951
ξ^1 (%)	24,885	22,322	28,110	32,661	30,056	32,562
η^1	0,578	0,605	0,550	0,515	0,534	0,516
T^1 (s)	2,757	2,847	2,640	2,465	2,567	2,469
S_e^1 (m/s^2)	0,762	0,771	0,756	0,759	0,755	0,758
D^2 (m)	0,147	0,158	0,133	0,117	0,126	0,117
K^2 (kN/m)	330,366	728,976	791,192	560,363	571,949	561,885
ξ^2 (%)	29,714	25,813	28,298	33,090	30,547	32,946
η^2	0,537	0,570	0,548	0,512	0,530	0,513

T^2 (s)	2,580	2,724	2,633	2,448	2,548	2,454
S_e^2 (m/s^2)	0,755	0,759	0,755	0,760	0,756	0,759
D^3 (m)	0,127	0,143	0,133	0,115	0,124	0,116
K^3 (kN/m)	353,785	761,445	793,122	564,071	575,905	565,187
ξ^3 (%)	31,961	27,427	28,384	33,291	30,775	33,125
η^3	0,520	0,555	0,547	0,511	0,529	0,512
T^3 (s)	2,493	2,665	2,630	2,440	2,539	2,447
S_e^3 (m/s^2)	0,757	0,756	0,755	0,760	0,756	0,760
D^4 (m)	0,119	0,136	0,132	0,115	0,123	0,115
K^4 (kN/m)	365,828	777,339	794,010	565,826	577,759	566,746
ξ^4 (%)	33,005	28,168	28,423	33,385	30,880	33,209
η^4	0,513	0,549	0,547	0,510	0,528	0,512
T^4 (s)	2,452	2,638	2,628	2,436	2,535	2,443
S_e^4 (m/s^2)	0,759	0,756	0,755	0,760	0,756	0,760
D^5 (m)	0,116	0,133	0,132	0,114	0,123	0,115
K^5 (kN/m)	371,733	784,858	794,418	566,652	**578,623**	**567,480**
ξ^5 (%)	33,492	28,508	28,441	33,430	**32,261**	**33,249**
η^5	0,510	0,546	0,547	0,510		
T^5 (s)	2,432	2,625	2,628	2,435		
S_e^5 (m/s^2)	0,761	0,755	0,755	0,761		
D^6 (m)	0,114	0,132	0,132	0,114		
K^6 (kN/m)	374,564	788,359	**794,605**	**567,040**		
ξ^6 (%)	33,720	28,664	**28,449**	**33,450**		
η^6	0,508	0,545				
T^6 (s)	2,423	2,619				
S_e^6 (m/s^2)	0,761	0,755				
D^7 (m)	0,113	0,131				
K^7 (kN/m)	375,907	789,978				
ξ^7 (%)	33,827	28,736				
η^7	0,507	0,544				
T^7 (s)	2,418	2,617				
S_e^7 (m/s^2)	0,762	0,755				
D^8	0,113	0,131				
K^8 (kN/m)	**376,541**	**790,724**				
ξ^8 (%)	**33,877**	**28,768**				

Tabella 7-4: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLC.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario

per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 7-4. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 31,686 %. A questo punto è doveroso segnalare che la normativa italiana impone, con l'equazione 7.6, un valore massimo di η pari a 0,55 a cui corrisponde un valore di ξ del 28,55. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando questo valore dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta. Si evidenzia che per periodi di vibrazione inferiori a 0,8 T_{IS} si usa uno ξ del 5 %, mentre per periodi superiori si ricorre al valore di ξ precedentemente introdotto.

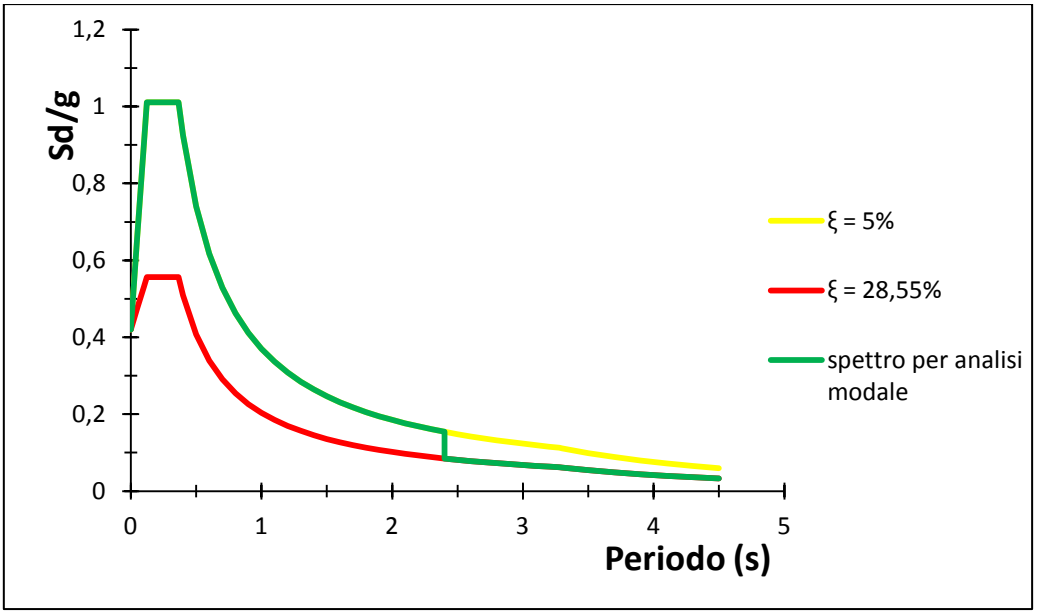


Figura 7-11: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLC.

7.5.3 Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Le N.T.C. prevedono che per le costruzioni che non ricadono in zona sismica 3 e 4 debba essere considerata la componente sismica verticale il cui spettro di risposta elastico in accelerazione è riportato in Figura 7-12. Tale spettro di risposta è definito dalle seguenti equazioni:

$$0 \le T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g S F_V \eta \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_V}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g S F_V \eta \qquad 7.11$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_{ve}(T) = a_g S F_V \eta \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \leq T$ $$S_{ve}(T) = a_g S F_V \eta \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

dove T ed S_{ve} sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale mentre F_V è un fattore che stima l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. F_V viene valutato mediante la seguente relazione:

$$F_V = 1{,}35 F_O \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0{,}5} \qquad 7.12$$

I valori di a_g, F_0, S_T sono stati precedentemente introdotti mentre per S_S, T_B, T_C, T_D, si prevedono i seguenti valori che risultano indipendenti dalla categoria di sottosuolo:

S_S	**T_B (s)**	**T_C (s)**	**T_D (s)**
1	0,05	0,15	1,0

Tabella 7-5: valore dei parametri dello spettro di risposta verticale.

Per quanto riguarda il valore dello smorzamento viscoso equivalente nella realizzazione dello spettro si è adottato un valore di ξ del 5 %.

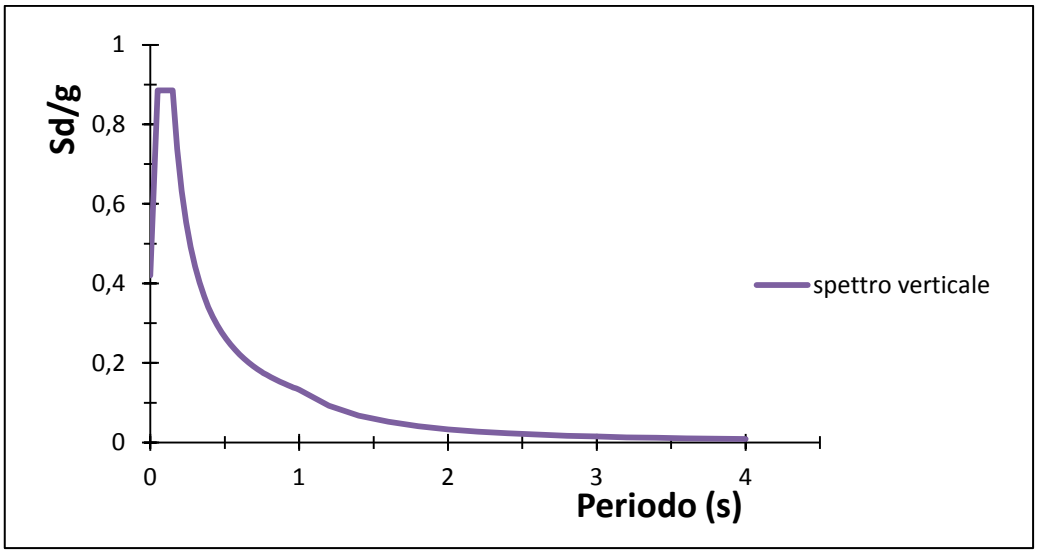


Figura 7-12: spettro di risposta elastico in accelerazione verticale allo SLC.

7.5.4 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori che schematizzano mediante un approccio lineare il comportamento della struttura isolata si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante. I risultati evidenziano che la totalità delle masse traslazionali della

struttura nelle due direzioni orizzontali partecipa al primo modo di vibrare per il quale si ha in direzione x un periodo di 3 s e in direzione y un periodo di 2,99 s, vedi Tabella 7-6.

I risultati confermano che la modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare si traduce, all'atto dell'eccitazione dinamica dell'edificio, in un comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido che trasla su un piano scorrevole in cui lo spostamento è localizzato a livello dell' isolatore, vedi Figura 7-13.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	3,00	99,95
Orizzontale y	2,99	99,96
Verticale z	0,06	95,45

Tabella 7-6: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

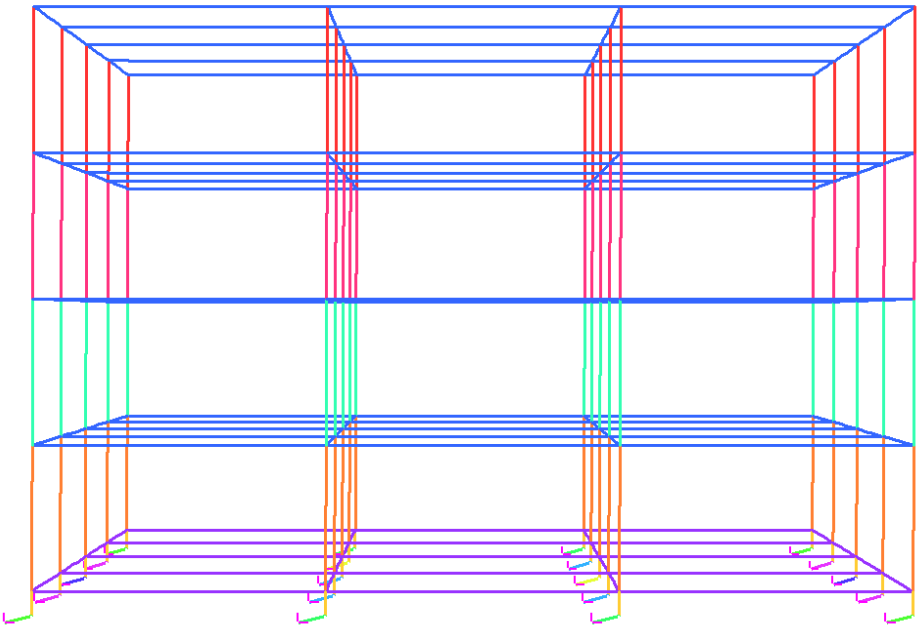


Figura 7-13: modo di vibrare della struttura isolata in direzione x.

7.5.5 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Nel paragrafo 4.3 si è ampiamente discusso in merito alle condizioni che devono essere soddisfatte per poter modellare il comportamento dei dispositivi mediante un legame costitutivo lineare. Si segnala in seguito che nessuno dei quattro prerequisiti introdotti risulta soddisfatta.

1 La prima prescrizione, riportata paragrafo 4.3, si traduce nella disequazione 7.13 che non viene soddisfatta da nessun isolatore, vedi Tabella 7-7.

$$R \leq \frac{d}{3\mu_{din}} \qquad 7.13$$

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
$d/(3\mu_{din})$	1,19	1,39	1,43	1,19	1,28	1,19

Tabella 7-7: prima condizione necessaria per l'applicabilità di una procedura di modellazione lineare del sistema d'isolamento.

2 Come si è visto nel paragrafo 7.5.2 il limite sul valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 30 % viene superato, il ξ medio si attesta infatti attorno ad un valore del 31,69 %.

3 Neppure la terza condizione, che prevede il soddisfacimento della disequazione 4.5, risulta soddisfatta. Come si vedrà nei paragrafi successivi la variazione di carico assiale agente sugli isolatori, per effetto del sisma, risulta maggiore del limite del 10 % del carico assiale sollecitante in combinazione di carico quasi permanente.

4 La quarta limitazione della normativa, riportata nella disequazione 7.14, fornisce un valore di 2,92 m che risulta inferiore al valore di R pari a 3,1 m. Tale disuguaglianza risulta quindi non soddisfatta.

$$R \leq \frac{d}{0{,}05} \qquad 7.14$$

Sebbene nessuna di tali condizioni sia soddisfatta la modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare equivalente viene comunque effettuata. L'obiettivo infatti è quello di effettuare uno studio ragionato sulle differenze che si manifestano tra i risultati forniti da un'analisi lineare e una non lineare. In particolare si cercherà di capire quali siano i fattori che allontanano i risultati forniti da un'analisi di tipo lineare e quelli dati da una non lineare.

7.6 Confronto degli spostamenti del sistema d'isolamento e delle sollecitazioni assiali ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare

Dopo aver determinato le caratteristiche meccaniche dei dispositivi d'isolamento per lo S.L.C. si sono condotte le due tipologie di analisi precedentemente descritte ed ora si effettua un confronto dei risultati ottenuti in termini di spostamenti e sollecitazioni assiali agenti sugli

isolatori. Come si è ampiamente trattato nei capitoli introduttivi i dispositivi d'isolamento vanno infatti dimensionati allo S.L.C. e lo sforzo normale e lo spostamento sono i parametri che determinano la scelta di un dispositivo piuttosto che un altro.

Per quanto riguarda le modalità con le quali si sono combinati gli effetti agenti per l'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare si rimanda rispettivamente ai paragrafi 4.3.2 ed 4.3.3.

7.6.1 Spostamenti del sistema d'isolamento

Si è ritenuto opportuno effettuare un primo confronto sugli spostamenti del sistema d'isolamento valutando le differenze tra i risultati forniti dall'analisi modale con spettro di risposta, l'analisi dinamica non lineare condotta con accelerogrammi registrati e l'analisi dinamica non lineare condotta con accelerogrammi generati.

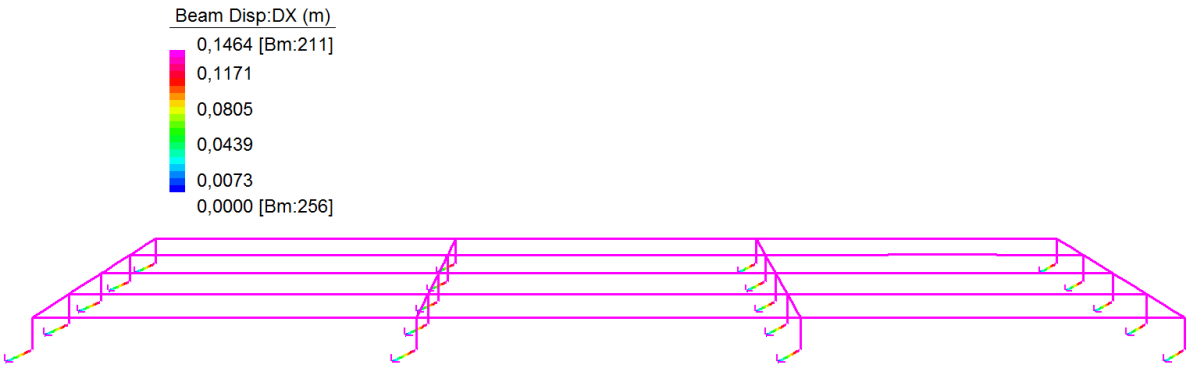


Figura 7-14: spostamento del sistema d'isolamento in direzione x ottenuto dall'analisi modale.

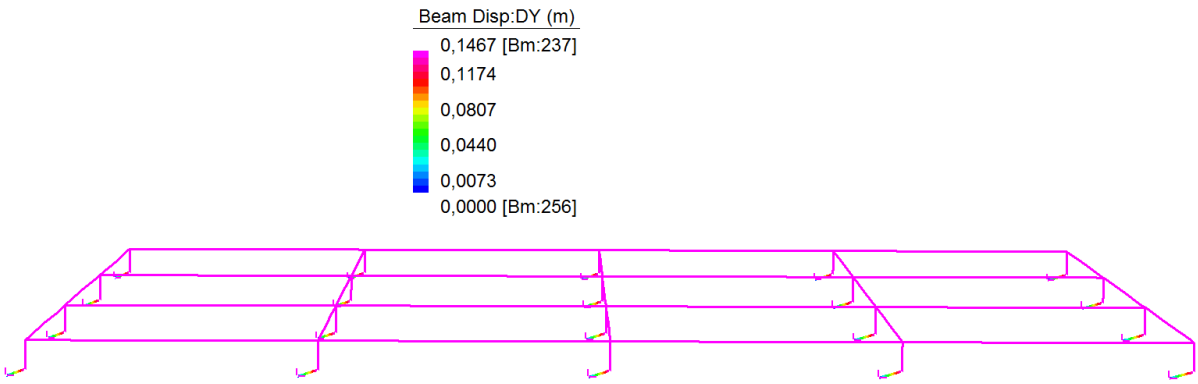


Figura 7-15: spostamento del sistema d'isolamento in direzione y ottenuto dall'analisi modale.

SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (cm)		***SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (cm)***	
Analisi modale con spettro di risposta	*Analisi dinamica non lineare*	*Analisi modale con spettro di risposta*	*Analisi dinamica non lineare*
14,6	12,6	14,7	16,5
DIFFERENZA DEL 13,67 %		***DIFFERENZA DEL 10,9 %***	

Tabella 7-8: differenze tra gli spostamenti in direzione x ed y ottenuti con l'analisi modale e con l'analisi dinamica non lineare con accelerogrammi registrati.

Dal confronto dei risultati riportati in Tabella 7-8, Tabella 7-9 ed in Figura 7-16 si evince che gli spostamenti forniti dall'analisi dinamica non lineare che sfrutta gli accelerogrammi registrati presentano una maggiore variabilità nelle due direzioni ortogonali rispetto a quelli ottenuti con accelerogrammi generati. Questa differenza potrebbe essere imputabile alle modalità con le quali il codice Rexel crea le combinazioni di accelerogrammi registrati al fine di garantirne la spettro compatibilità.

SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (cm)		***SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (cm)***	
Analisi modale con spettro di risposta	*Analisi dinamica non lineare*	*Analisi modale con spettro di risposta*	*Analisi dinamica non lineare*
14,6	16,1	14,7	16,3
DIFFERENZA DEL 9,32 %		***DIFFERENZA DEL 9,81 %***	

Tabella 7-9: differenze tra gli spostamenti in direzione x ed y ottenuti con l'analisi modale e con l'analisi dinamica non lineare con accelerogrammi generati.

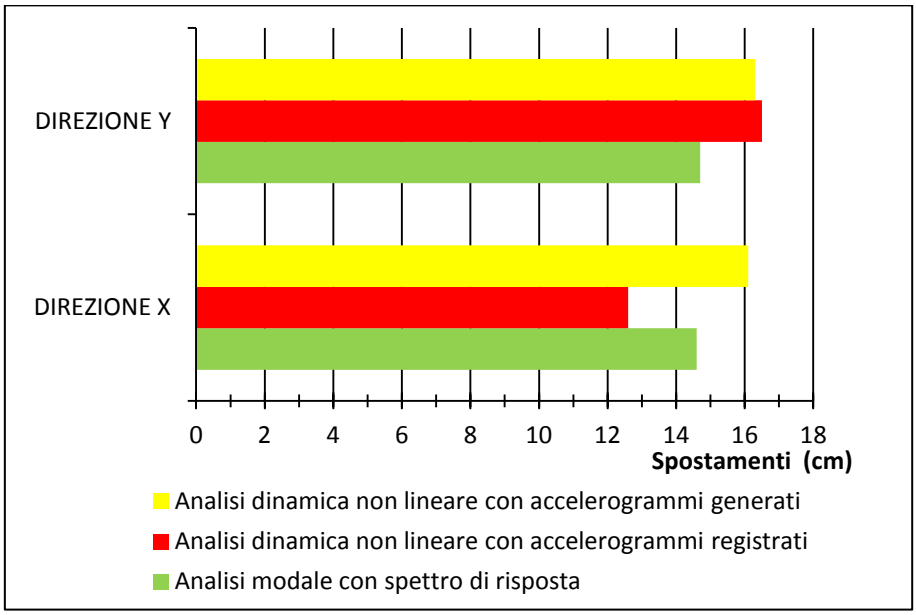


Figura 7-16: confronto spostamenti del sistema d'isolamento.

Gli spostamenti appena determinati sono al netto degli incrementi dovuti agli effetti torsionali, in questo caso accidentali vista la regolarità della struttura. È comunque possibile

effettuare una stima approssimata dell'incremento di spostamento dovuto agli effetti torsionali mediante le modalità descritte nel paragrafo 4.3.1.1 che sfruttano le rigidezze lineari equivalenti. Effettuando i calcoli si ottengono per le diverse posizioni i fattori moltiplicativi δ_x ed δ_y riportati in Tabella 7-10. Gli isolatori collocati nelle posizioni angolari sono quelli che risentono maggiormente degli effetti torsionali e ai quali corrisponde un incremento degli spostamenti rispettivamente del 16 % in direzione x e dell' 11 % in direzione y ottenendo degli spostamenti complessivi di 18,68 cm in direzione x ed 18,10 in direzione y. Si sottolinea che l'incremento di spostamento è stato valutato sui valori riportati in Tabella 7-9.

POSIZIONE ISOLATORE	**X_i (m)**	**Y_i (m)**	**δ_x**	**δ_y**
A1	-9	-10	1,16	1,11
A2	-9	-5	1,07	1,11
A3	-9	0	1	1,11
A4	-9	5	1,07	1,11
A5	-9	10	1,16	1,11
B1	-3	-10	1,16	1,04
B2	-3	-5	1,07	1,04
B3	-3	0	1	1,04
B4	-3	5	1,07	1,04
B5	-3	10	1,16	1,04
C1	3	-10	1,16	1,04
C2	3	-5	1,07	1,04
C3	3	0	1	1,04
C4	3	5	1,07	1,04
C5	3	10	1,16	1,04
D1	9	-10	1,16	1,11
D2	9	-5	1,07	1,11
D3	9	0	1	1,11
D4	9	5	1,07	1,11
D5	9	10	1,16	1,11

Tabella 7-10: fattori moltiplicativi che considerano gli effetti torsionali.

7.6.2 Sollecitazioni assiali agenti sui dispositivi d'isolamento

Nella situazione proposta la componente verticale dell'accelerazione sismica non può essere trascurata a causa della posizione geografica in cui è ubicato l'edificio. Vengono di seguito riportati i confronti tra i valori minimi e massimi degli sforzi assiali agenti nei diversi isolatori ottenuti con le due procedure di analisi.

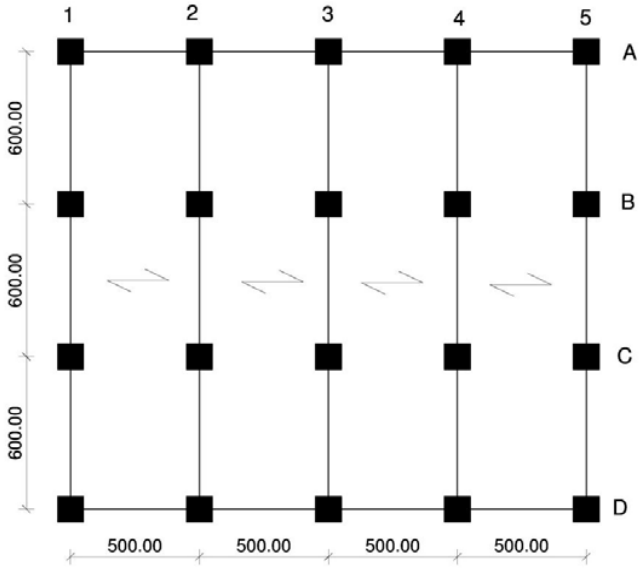


Figura 7-17: posizione dei diversi isolatori.

	Sforzi assiali massimi (kN)			**Sforzi assiali minimi (kN)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
isA1	-890	-982,04	9,37%	-210	-142,19	32,29%
isA2	-1175	-1192,55	1,47%	-516	-493,94	4,28%
isA3	-1124	-1288,41	12,76%	-565	-429,21	24,03%
isA4	-1175	-1189,04	1,18%	-516	-473,21	8,29%
isA5	-890	-930,13	4,31%	-210	-175,81	16,28%
isB1	-1210	-1301,98	7,06%	-640	-564,98	11,72%
isB2	-1571	-1789,55	12,21%	-1150	-953,96	17,05%
isB3	-1530	-1813,00	15,61%	-1210	-937,64	22,51%
isB4	-1571	-1740,53	9,74%	-1150	-980,42	14,75%
isB5	-1210	-1342,06	9,84%	-640	-573,47	10,40%
isC1	-1210	-1295,80	6,62%	-640	-578,05	9,68%
isC2	-1571	-1774,69	11,48%	-1150	-961,59	16,38%
isC3	-1530	-1810,85	15,51%	-1210	-953,47	21,20%
isC4	-1571	-1756,84	10,58%	-1150	-972,75	15,41%
isC5	-1210	-1309,61	7,61%	-640	-571,10	10,77%
isD1	-890	-912,30	2,44%	-210	-143,21	31,80%
isD2	-1175	-1182,98	0,67%	-516	-501,00	2,91%
isD3	-1124	-1250,90	10,14%	-565	-428,12	24,23%
isD4	-1175	-1173,81	0,10%	-516	-508,42	1,47%
isD5	-890	-962,63	7,55%	-210	-139,38	33,63%

Tabella 7-11: sollecitazioni assiali massime e minime agenti nei diversi isolatori.

7.7 Spostamenti d'interpiano della struttura

Si procede ora con la determinazione degli spostamenti d'interpiano della struttura. La normativa prevede che tale verifica venga effettuata allo stato limite di danno, SLD. Tale stato limite individua una condizione a seguito del terremoto nella quale la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile. Allo SLD è associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento del 37 % e quindi un periodo di ritorno pari alla vita di riferimento stimata nel caso in esame con 100 anni.

La verifica viene effettuata controllando che gli spostamenti d'interpiano, d_r, ottenuti dall'analisi, siano inferiori ai 2/3 del limite prescritto per strutture intelaiate dotate di tamponamenti e a base fissa. Tale limite è dato dalla seguente disuguaglianza:

$$d_r \leq 0{,}005h \qquad 7.15$$

dove:

d_r è lo spostamento d'interpiano ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore ed inferiore;

h è l'altezza del piano.

Si evidenzia che le caratteristiche meccaniche degli isolatori utilizzate per la modellazione non lineare rimangono uguali a quelle determinate per SLC, Tabella 7-2. Al contrario i parametri per l'analisi di tipo lineare variano essendo funzione dell' intensità dell'azione considerata. Vengono quindi determinate la rigidezza secante e lo smorzamento viscoso equivalente dei diversi dispositivi mediante una procedura analoga a quella introdotta nel 7.5.2.

Si ricorda che l'analisi dinamica non lineare è stata effettuata mediante l'utilizzo di accelerogrammi generati.

7.7.1 Analisi modale con spettro di risposta allo SLD

La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito, Tabella 7-12, e degli altri parametri che considerano il comportamento dinamico del terreno che sono analoghi a

quelli riportati nella Tabella 7-3, eccezion fatta per T_B, T_C, T_D, che assumono rispettivamente il valore di 0,093 s, 0,28 s e 2,076 s.

a_g	g	0,119
F_0		2,421
T_C^*	s	0,280

Tabella 7-12: parametri sismici del sito in esame.

7.7.1.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora ripercorsa la procedura illustrata nel paragrafo 7.5 con il fine di determinare la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente. del generico dispositivo d'isolamento.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,041	0,035	0,034	0,041	0,038	0,041
V(kN)	546,120	1343,540	1362,480	834,200	922,270	840,420
R (m)	3,100	3,100	3,100	3,100	3,100	3,100
D^1 (m)	0,070	0,070	0,070	0,070	0,060	0,070
K^1 (kN/m)	499,190	1102,037	1109,703	755,093	874,028	757,699
ξ^1 (%)	41,195	38,626	38,448	40,974	41,992	40,884
η^1	0,465	0,479	0,480	0,466	0,461	0,467
T^1 (s)	2,099	2,215	2,223	2,109	2,061	2,113
S_e^1 (m/s^2)	0,175	0,171	0,171	0,175	0,177	0,175
D^2 (m)	0,020	0,021	0,021	0,020	0,019	0,020
K^2 (kN/m)	1331,883	2635,647	2634,613	1995,286	2113,222	1994,284
ξ^2 (%)	55,241	53,194	53,042	55,076	54,699	55,008
η^2	0,407	0,415	0,415	0,408	0,409	0,408
T^2 (s)	1,285	1,433	1,443	1,297	1,326	1,303
S_e^2 (m/s^2)	0,251	0,229	0,228	0,249	0,244	0,248
D^3 (m)	0,010	0,012	0,012	0,011	0,011	0,011
K^3 (kN/m)	2331,929	4366,894	4348,780	3476,721	3479,720	3468,155
ξ^3 (%)	58,853	57,344	57,228	58,735	58,219	58,686
η^3	0,396	0,401	0,401	0,396	0,398	0,396
T^3 (s)	0,971	1,113	1,123	0,983	1,033	0,988
S_e^3 (m/s^2)	0,322	0,285	0,282	0,319	0,305	0,317
D^4 (m)	0,008	0,009	0,009	0,008	0,008	0,008
K^4 (kN/m)	3112,917	5673,990	5639,990	4630,261	4499,620	4614,427

ξ^4 (%)	60,059	58,799	58,701	59,962	59,453	59,922
η^4	0,392	0,396	0,396	0,392	0,394	0,392
T^4 (s)	0,840	0,976	0,986	0,852	0,908	0,856
S_e^4 (m/s^2)	0,369	0,321	0,318	0,364	0,343	0,363
D^5 (m)	0,007	0,008	0,008	0,007	0,007	0,007
K^5 (kN/m)	3601,147	6476,357	6431,610	5350,257	5122,318	5329,426
ξ^5 (%)	60,548	59,402	59,312	60,460	60,245	60,424
η^5	0,391	0,394	0,394	0,391	0,391	0,391
T^5 (s)	0,781	0,914	0,924	0,792	0,851	0,797
S_e^5 (m/s^2)	0,395	0,341	0,338	0,390	0,364	0,388
D^6 (m)	0,006	0,007	0,007	0,006	0,007	0,006
K^6 (kN/m)	3873,759	6919,916	6868,923	5751,935	5476,913	5728,176
ξ^6 (%)	60,767	59,675	59,589	60,684	60,468	60,649
η^6	0,390	0,393	0,393	0,390	0,391	0,390
T^6 (s)	0,753	0,884	0,894	0,764	0,823	0,769
S_e^6 (m/s^2)	0,409	0,352	0,348	0,404	0,375	0,402
D^7 (m)	0,006	0,007	0,007	0,006	0,006	0,006
K^7 (kN/m)	**4017,568**	**7152,566**	**7098,203**	**5963,728**	5662,297	**5938,383**
ξ^7 (%)	**60,870**	**59,804**	**59,720**	**60,789**	60,573	**60,756**
η^7					0,391	
T^7 (s)					0,810	
S_e^7 (m/s^2)					0,381	
D^8					0,006	
K^8 (kN/m)					**5756,710**	
ξ^8 (%)					**60,624**	

Tabella 7-13: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLD.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 7-13. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 60,46%. che risulta in contrasto con il valore massimo riportato nell'equazione 7.6. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando il valore limite dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

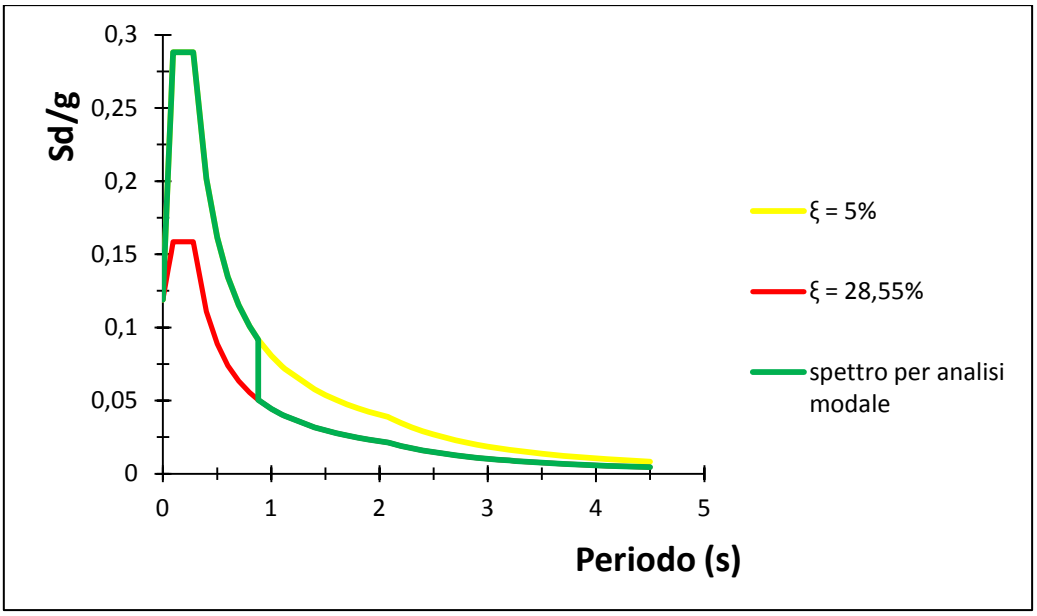


Figura 7-18: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLD.

7.7.1.2 Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Viene di seguito riportato lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale allo stato limite di danno.

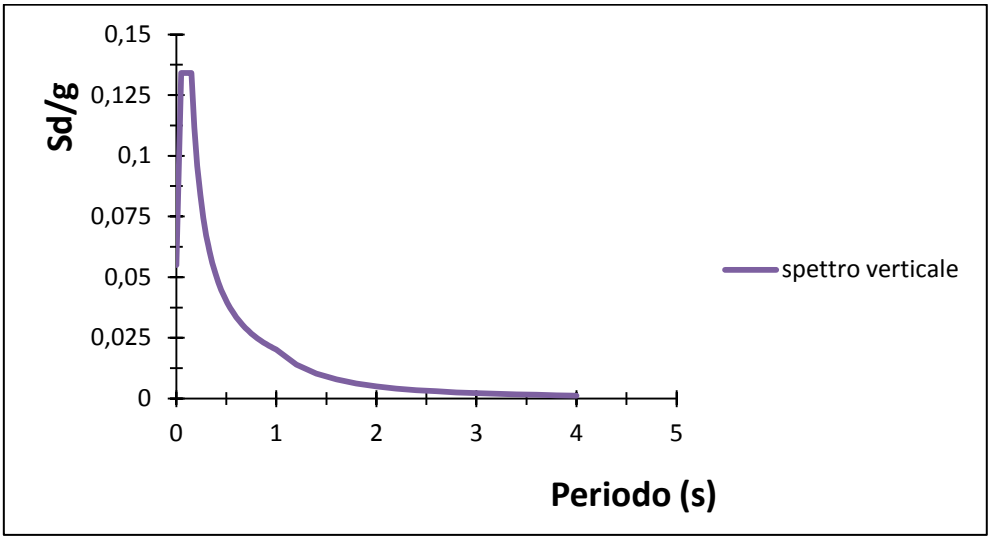


Figura 7-19: spettro di risposta elastico in accelerazione verticale allo SLD.

7.7.1.3 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori allo SLD si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	1,12	96,71
Orizzontale y	1,09	97,29
Verticale z	0,06	96,59

Tabella 7-14: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

7.7.2 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Si evidenzia che nel passaggio dallo stato limite di collasso agli stati limite successivi ai quali corrisponde un'azione sismica meno intensa la violazione delle prescrizioni per l'applicabilità di una procedura di tipo lineare diventa sempre più accentuata.

7.7.3 Confronto dei risultati

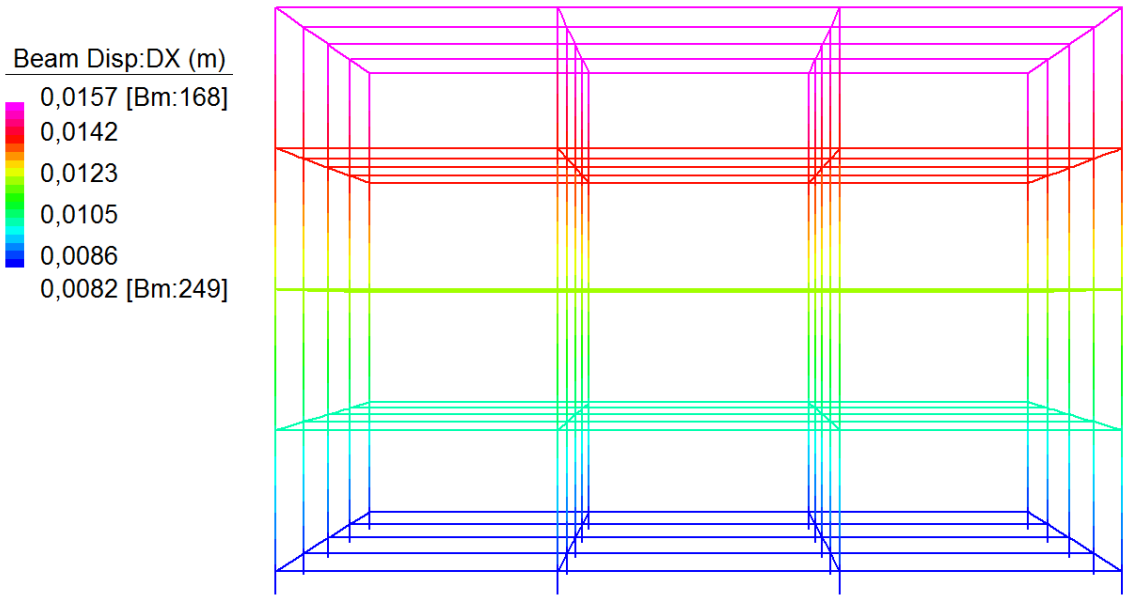


Figura 7-20: spostamenti differenziali in direzione x ottenuti con l'analisi modale.

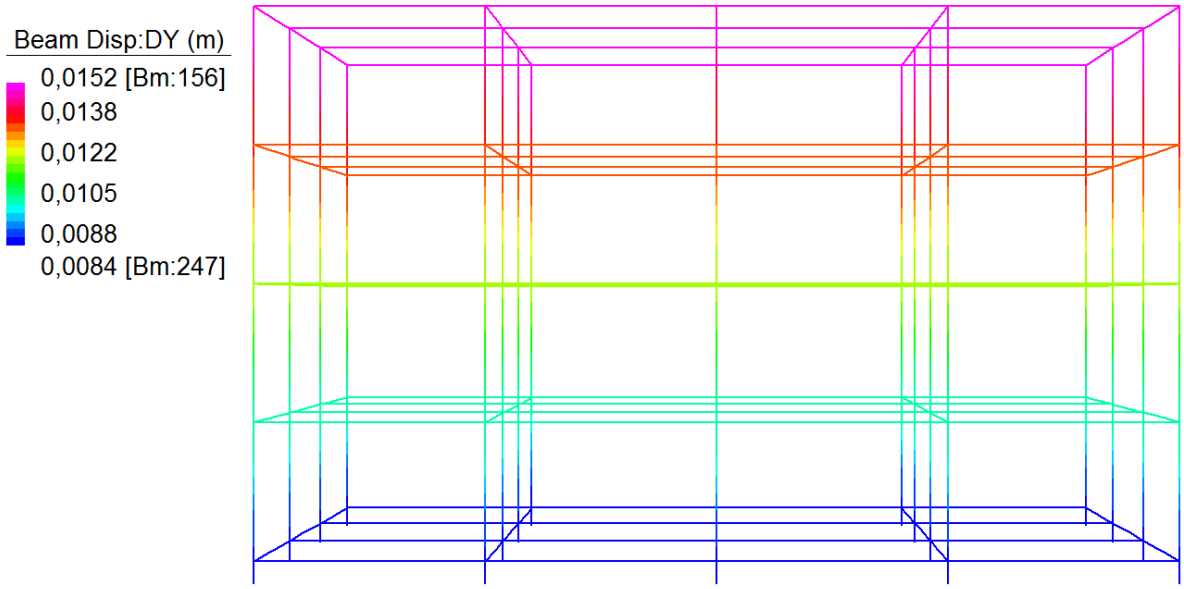


Figura 7-21: spostamenti differenziali in direzione y ottenuti con l'analisi modale.

I valori degli spostamenti ottenuti e riportati nelle due figure soprastanti sono stati aggiornati in modo tale da considerare gli effetti torsionali accidentali secondo le modalità illustrate nel paragrafo 7.6.1. Allo SLD i fattori d'incremento δ assumono i valori riportati in Tabella 7-15.

POSIZIONE ISOLATORE	**X_i (m)**	**Y_i (m)**	**δ_x**	**δ_y**
A1	-9	-10	1,15	1,14
A2	-9	-5	1,07	1,14
A3	-9	0	1	1,14
A4	-9	5	1,07	1,14
A5	-9	10	1,15	1,14
B1	-3	-10	1,15	1,04
B2	-3	-5	1,07	1,04
B3	-3	0	1	1,04
B4	-3	5	1,07	1,04
B5	-3	10	1,15	1,04
C1	3	-10	1,15	1,04
C2	3	-5	1,07	1,04
C3	3	0	1	1,04
C4	3	5	1,07	1,04
C5	3	10	1,15	1,04
D1	9	-10	1,15	1,14
D2	9	-5	1,07	1,14
D3	9	0	1	1,14

D4	9	5	1,07	1,14
D5	9	10	1,15	1,14

Tabella 7-15: fattori moltiplicativi che considerano gli effetti torsionali.

PIANO	**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (mm)**		**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (mm)**	
	Analisi modale con spettro di risposta	**Analisi dinamica non lineare**	**Analisi modale con spettro di risposta**	**Analisi dinamica non lineare**
I - 0	2,19	2,82	1,94	2,24
I - II	2,07	2,57	1,71	2,25
II -III	2,07	3,28	1,82	2,95
III - IV	2,07	5,96	1,94	5,60

Tabella 7-16: confronto spostamenti differenziali in direzione x ed y.

I risultati appena ottenuti confermano quanto precedentemente intuito: la modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare interviene sulla risposta della struttura che tende ad avere un comportamento simile a quello di un corpo rigido. Gli spostamenti differenziali ottenuti con l'analisi non lineare invece aumentano man mano si procede dai piani più bassi verso i piani superiori. Questo può essere dovuto al fatto che i modi secondari della sovrastruttura diventano non trascurabili qualora l'azione sismica non sia particolarmente intensa e tale da superare in modo significativo la forza d'attrito sviluppata dal sistema d'isolamento al di sotto della quale il comportamento della struttura è simile a quello di un edificio a base fissa.

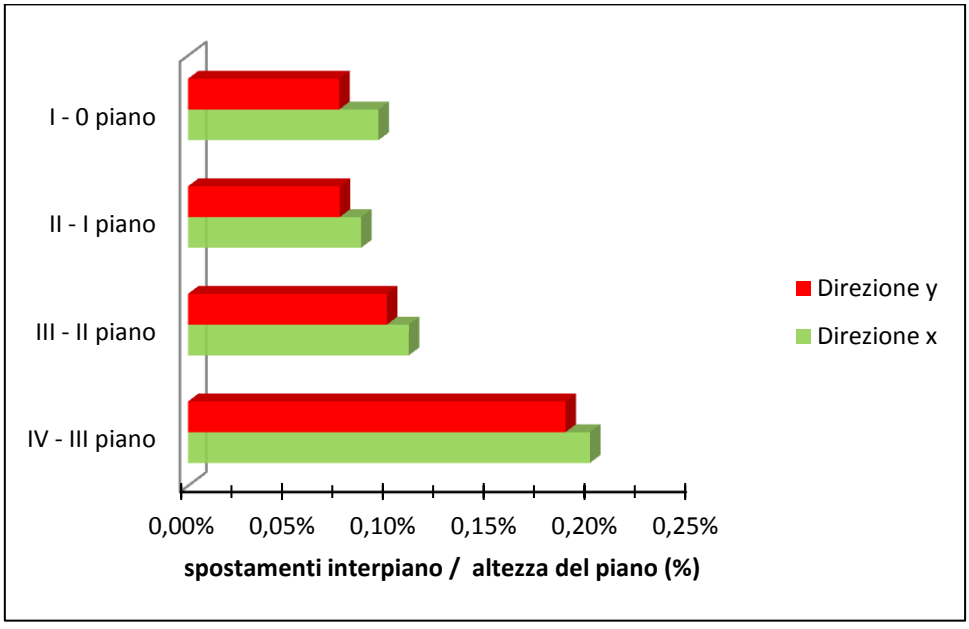


Figura 7-22: spostamenti differenziali ottenuti con l'analisi dinamica non lineare.

Dai risultati riportati in Figura 7-22 si evince inoltre che i valori più elevati degli spostamenti d'interpiano si ritrovano in direzione X, a causa della maggiore deformabilità della sovrastruttura.

7.8 Confronto fra le sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare

Dopo aver effettuato un confronto sugli spostamenti assoluti e differenziali si passa ad un'analisi di dettaglio delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti nei diversi elementi strutturali. Sono infatti questi i parametri che rivestono il maggiore interesse per il calcolatore statico e sui quali è opportuno effettuare delle adeguate considerazioni.

Le sollecitazioni sono state ottenute facendo riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV, utilizzando un fattore di struttura q pari a 1,5, secondo quanto previsto dalla Normativa. Tale stato limite individua una condizione a seguito del terremoto nella quale la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. SLV prevede una probabilità di superamento nel periodo di riferimento del 10 % e utilizzando la relazione 7.3 si ottiene un periodo di ritorno di 950 anni.

Prima di procedere con l'analisi dei risultati è doveroso effettuare delle considerazioni sulle variazioni delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi d'isolamento nel passaggio da uno stato limite ad un altro. Come si è visto nel capitolo introduttivo infatti le caratteristiche meccaniche degli isolatori utilizzate per una modellazione di tipo lineare equivalente dipendono dallo spostamento e quindi dallo stato limite considerato. Bisogna quindi condurre nuovamente la procedura illustrata nel paragrafo 7.5.2.

7.8.1 Analisi dinamica non lineare

Le caratteristiche dei dispositivi d'isolamento utilizzate nella modellazione non lineare sono invece indipendenti dallo stato limite considerato e rimangono analoghe a quelle riportate nel paragrafo 7.4. Per SLV si sono utilizzati gli accelerogrammi spettro compatibili generati con il software Simqke il cui interfaccia grafico è riportato in Figura 7-23. In

particolare si sono generati sette accelerogrammi orizzontali, combinati tra loro in due direzioni ortogonali, e sette accelerogrammi verticali applicati simultaneamente alla struttura.

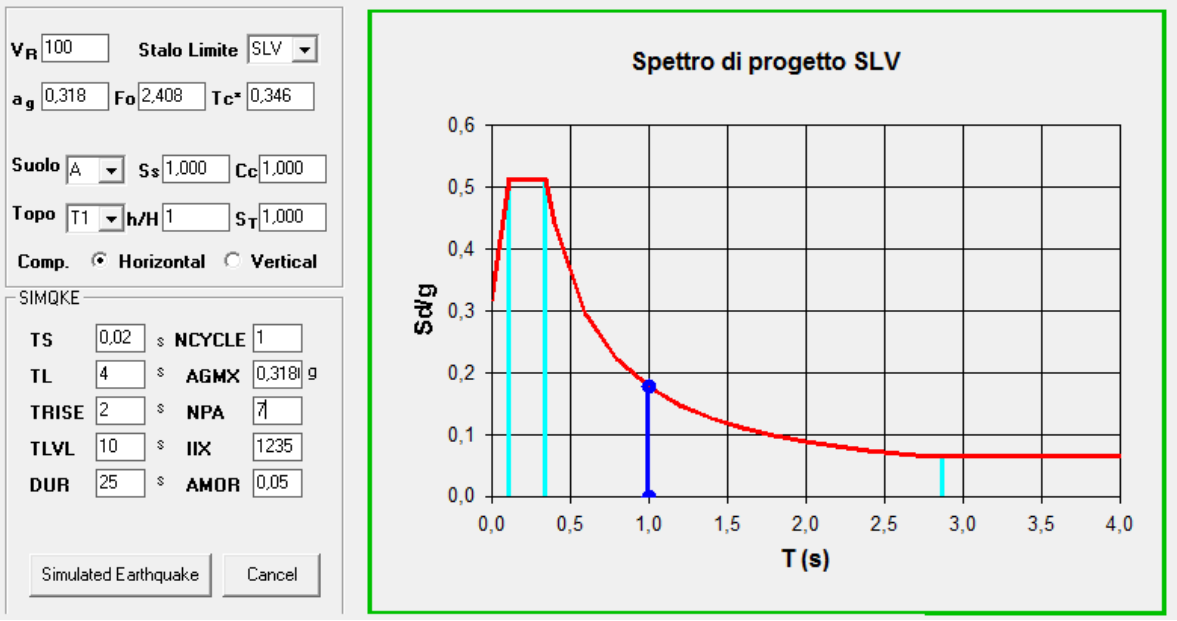


Figura 7-23: interfaccia grafico software Simqke.

7.8.2 Analisi modale con spettro di risposta allo SLV

Vengono ora definiti i parametri necessari all'attuazione di un'analisi modale e una successiva verifica di controllo sul soddisfacimento delle prescrizioni previste dalla normativa. La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, lo smorzamento viscoso equivalente e la rigidezza equivalente dei dispositivi d'isolamento, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito, Tabella 7-17, e degli altri parametri che considerano il comportamento dinamico del terreno che sono analoghi a quelli riportati nella Tabella 7-3, eccezion fatta per T_B, T_C, T_D, che assumono rispettivamente il valore di 0,115 s, 0,346 s e 2,872 s.

a_g	g	0,318
F_0		2,408
T_C^*	s	0,346

Tabella 7-17: parametri sismici del sito in esame.

7.8.2.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora ripercorsa la procedura illustrata nel paragrafo 7.5 con il fine di determinare la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente del generico dispositivo d'isolamento.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,041	0,035	0,034	0,041	0,038	0,0405
V(kN)	546,120	1343,540	1362,480	834,200	922,270	840,4200
R (m)	3,100	3,100	3,100	3,100	3,100	3,1000
D^1 (m)	0,050	0,040	0,110	0,110	0,050	0,0500
K^1 (kN/m)	628,398	1603,515	865,996	578,367	989,332	952,3375
ξ^1 (%)	45,815	46,455	31,352	34,042	44,518	45,5392
η^1	0,444	0,441	0,524	0,506	0,449	0,4448
T^1 (s)	1,871	1,837	2,517	2,410	1,937	1,8849
S_e^1 (m/s^2)	0,411	0,416	0,361	0,364	0,402	0,409
D^2 (m)	0,036	0,036	0,058	0,054	0,038	0,0368
K^2 (kN/m)	797,271	1750,991	1249,579	904,909	1203,145	1197,0661
ξ^2 (%)	49,595	47,905	41,270	44,731	47,920	49,2443
η^2	0,428	0,435	0,465	0,448	0,435	0,4294
T^2 (s)	1,661	1,758	2,095	1,926	1,757	1,6812
S_e^2 (m/s^2)	0,446	0,428	0,384	0,403	0,429	0,442
D^3 (m)	0,031	0,034	0,043	0,038	0,034	0,0317
K^3 (kN/m)	901,322	1829,502	1537,331	1166,682	1329,964	1346,6264
ξ^3 (%)	51,219	48,581	45,462	48,978	49,421	50,8455
η^3	0,422	0,432	0,445	0,430	0,429	0,4232
T^3 (s)	1,562	1,719	1,889	1,697	1,671	1,5851
S_e^3 (m/s^2)	0,468	0,435	0,408	0,439	0,444	0,462
D^4 (m)	0,029	0,033	0,037	0,032	0,031	0,0294
K^4 (kN/m)	958,575	1869,550	1711,144	1330,907	1398,302	1428,5514
ξ^4 (%)	51,962	48,904	47,310	50,790	50,117	51,5805
η^4	0,419	0,431	0,437	0,423	0,426	0,4204
T^4 (s)	1,514	1,701	1,790	1,589	1,630	1,5390
S_e^4 (m/s^2)	0,479	0,439	0,423	0,462	0,453	0,473
D^5 (m)	0,028	0,032	0,034	0,030	0,030	0,0284
K^5 (kN/m)	988,357	1889,553	1805,461	1422,056	1433,423	1471,0591
ξ^5 (%)	52,315	49,060	48,165	51,615	51,304	51,9296
η^5	0,418	0,430	0,434	0,420	0,421	0,4191
T^5 (s)	1,491	1,692	1,743	1,537	1,609	1,5166
S_e^5 (m/s^2)	0,485	0,440	0,431	0,474	0,454	0,479
D^6 (m)	0,027	0,032	0,033	0,028	0,030	0,0279
K^6 (kN/m)	1003,426	**1899,443**	1854,011	1469,663	1459,918	1492,5318
ξ^6 (%)	52,485	**49,136**	48,570	52,005	51,532	52,0984
η^6	0,417		0,432	0,419	0,421	0,4185

T^6 (s)	1,480		1,720	1,512	1,595	1,5056
S_e^6 (m/s^2)	0,488		0,435	0,480	0,457	0,481
D^7 (m)	0,027		0,033	0,028	0,029	0,0276
K^7 (kN/m)	**1010,947**		**1878,363**	**1493,793**	1472,984	**1503,2365**
ξ^7 (%)	**52,568**		**48,766**	**52,194**	51,641	**52,1808**
η^7					0,420	
T^7 (s)					1,588	
S_e^7 (m/s^2)					0,458	
D^8					0,029	
K^8 (kN/m)					**1479,374**	
ξ^8 (%)					**51,694**	

Tabella 7-18: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLV.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 7-18. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 51,22 %. che risulta in contrasto con il valore massimo riportato nell'equazione 7.6. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando il valore limite dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

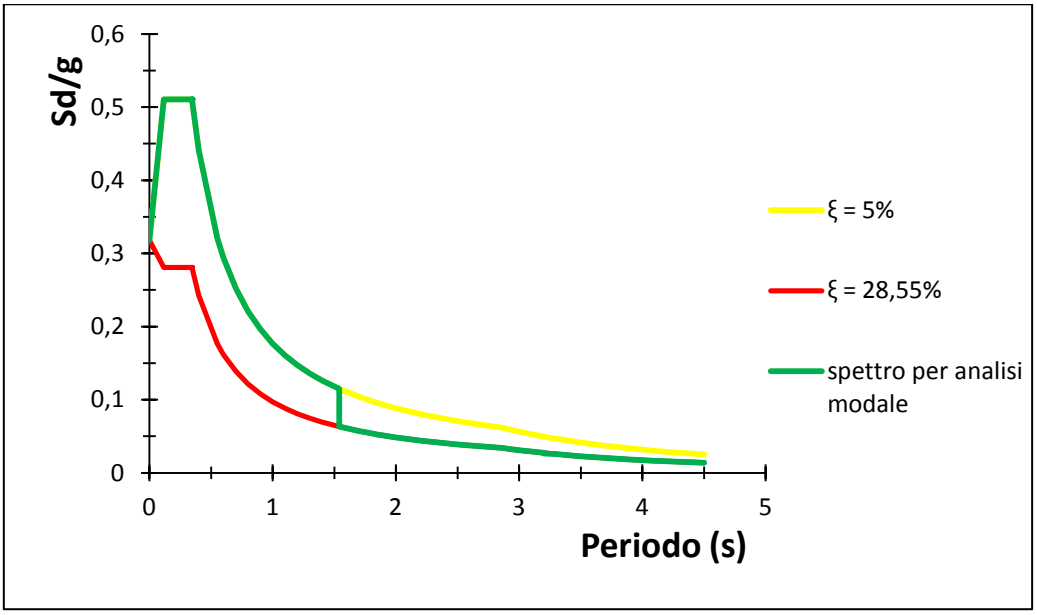


Figura 7-24: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLV.

7.8.2.2 Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Viene di seguito riportato lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale allo stato limite di salvaguardia della vita con un fattore di struttura q pari a 1,5.

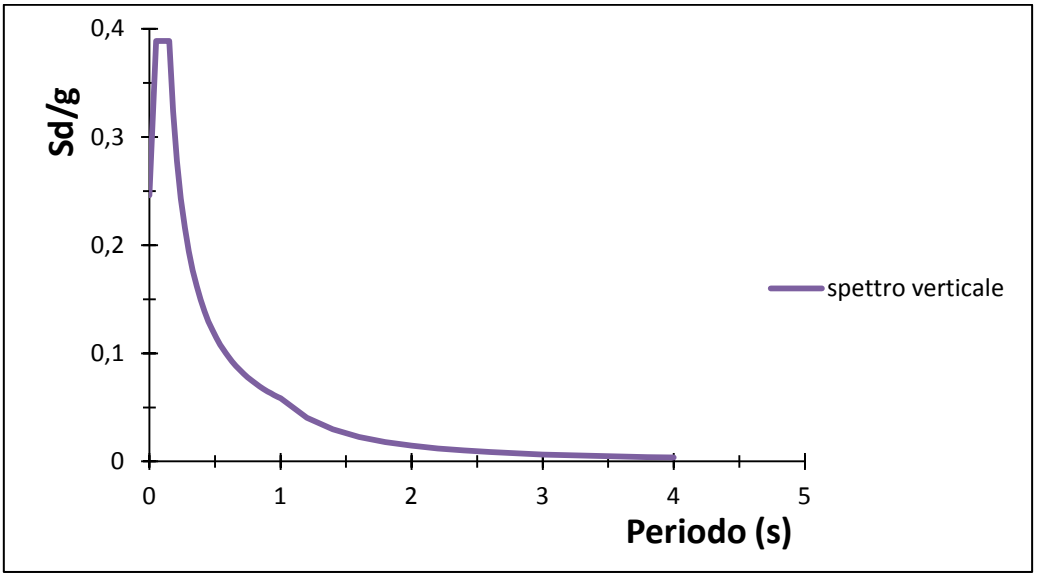


Figura 7-25: spettro di risposta elastico in accelerazione verticale allo SLV.

7.8.2.3 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori che schematizzano mediante un approccio lineare il comportamento della struttura isolata si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	1,93	99,68
Orizzontale y	1,92	99,75
Verticale z	0,06	96,54

Tabella 7-19: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

7.8.3 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Si evidenzia che nessuno dei quattro prerequisiti introdotti dalla normativa risulta soddisfatta.

1 La prima prescrizione, riportata nella relazione 7.14, non viene soddisfatta da nessun isolatore, vedi Tabella 7-20.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
$d/(3\mu_{din})$	0,22	0,30	0,32	0,23	0,26	0,23

Tabella 7-20: prima condizione necessaria per l'applicabilità di una procedura di modellazione lineare del sistema d'isolamento.

2 Come si è visto nel paragrafo 7.5.2 il limite sul valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 30 % viene superato, il ξ medio si attesta infatti attorno ad un valore del 51,22 %.

3 Neppure la terza condizione, che prevede il soddisfacimento della disequazione 4.5, risulta soddisfatta.

4 La quarta limitazione della normativa, riportata nella disequazione 7.14, fornisce un valore di 0,6 m che risulta inferiore al valore di R pari a 3,1 m.

7.8.4 Tagli agenti al piede della struttura

7.8.4.1 Tagli agenti in direzione x

Si concentra ora l'attenzione su uno dei parametri che riveste il maggiore interesse al fine di cogliere il comportamento della struttura descritto mediante le due procedure di analisi differenti. Accanto alle differenze sul valore del taglio massimo, riportate per ogni pilastro, si introducono le differenze in termini di taglio totale che risultano particolarmente utili per considerazioni che verranno condotte in seguito.

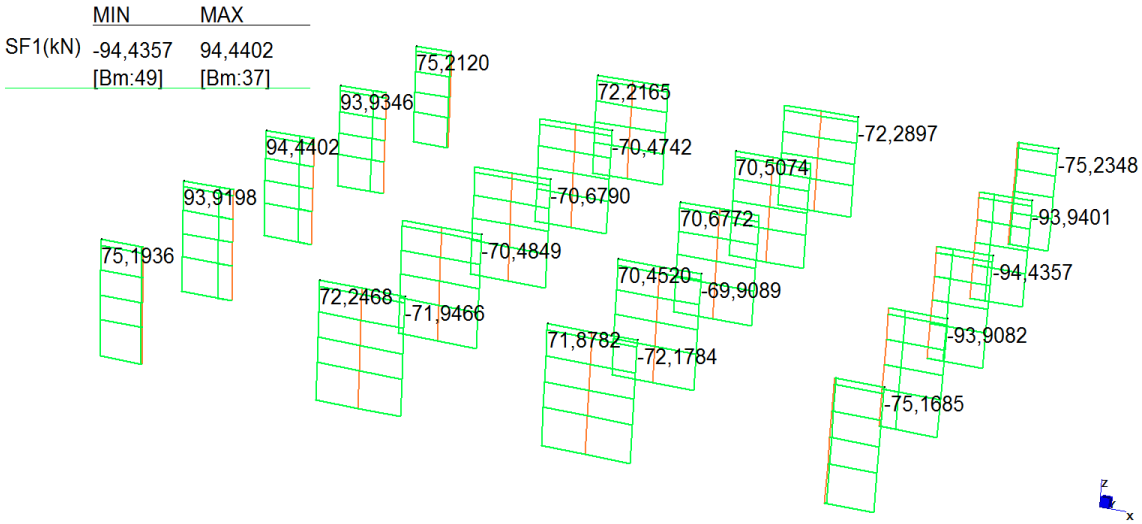


Figura 7-26: inviluppo del taglio in direzione x ottenuto dall'analisi modale.

Tagli massimi in direzione x (kN)			
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
colA1-1	75,2	90,60	17,00%
colA2-1	93,93	103,31	9,08%
colA3-1	94,44	102,36	7,74%
colA4-1	93,93	99,00	5,12%
colA5-1	75,2	84,38	10,88%
colB1-1	72,25	117,55	38,54%
colB2-1	70,5	109,96	35,89%
colB3-1	70,68	129,21	45,30%
colB4-1	70,5	111,85	36,97%
colB5-1	72,25	120,29	39,94%
colC1-1	72,25	124,27	41,86%
colC2-1	70,5	117,16	39,83%
colC3-1	70,68	128,09	44,82%
colC4-1	70,5	113,53	37,90%
colC5-1	72,25	117,82	38,68%
colD1-1	75,2	88,75	15,27%
colD2-1	93,93	102,20	8,09%
colD3-1	94,44	103,40	8,67%
colD4-1	93,93	103,40	9,15%
colD5-1	75,2	89,61	16,08%

Tabella 7-21: sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione x.

I risultati riportati in Tabella 7-21 delineano una differenza tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare che può essere stimata dell'ordine del 15 % per i quattro pilastri d'angolo, del 10 % per i pilastri perimetrali posti in posizione A2 – A3 – A4 – D2 – D3 – D4. Tale differenza cresce invece per i pilastri posti all'interno della struttura in cui si raggiunge una differenza dell'ordine del 40 % valutata rispetto ai valori forniti dall'analisi dinamica non lineare.

A questo punto può essere utile effettuare un confronto un confronto sui **tagli totali** agenti al piede della struttura in direzione x. L'analisi modale con spettro di risposta fornisce un taglio complessivo di 1055,10 kN mentre l'analisi dinamica non lineare fornisce un taglio complessivo di 1693,61 kN generando una differenza del **37,70 %.**

7.8.4.2 Tagli agenti in direzione y

In modo analogo si riportano in Tabella 7-22 le differenze fra le sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione y. In tale direzione le differenze tra i valori forniti dall'analisi

modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare risultano più accentuate rispetto a quanto visto per la direzione x soprattutto per i pilastri perimetrali. I risultati riportati in Tabella 7-22 delineano una differenza tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare che può essere stimata dell'ordine del 55 % per i quattro pilastri d'angolo e per i pilastri in posizione B3 – C3, del 35 % per i pilastri posti in posizione A2 – A3 – A4 – D2 – D3 – D4 – B2- B4 – C2 – C4 e del 50 % per i restanti.

Per quanto riguarda il taglio totale agente al piede della struttura in direzione y l'analisi modale con spettro di risposta fornisce un taglio complessivo di 1065,42 kN mentre l'analisi dinamica non lineare fornisce un taglio complessivo di 1820 kN generando una differenza del **41,46 %.**

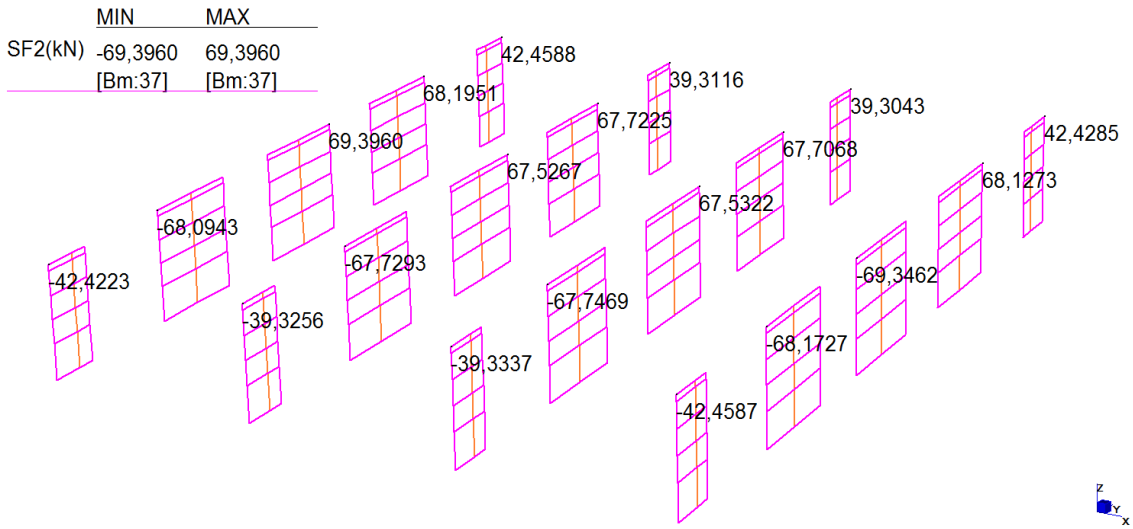


Figura 7-27: inviluppo del taglio in direzione y ottenuto dall'analisi modale.

Tagli massimi in direzione y (kN)			
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
colA1-1	42,45	95,86	55,72%
colA2-1	69,15	106,36	34,99%
colA3-1	69,38	105,79	34,42%
colA4-1	69,15	108,41	36,21%
colA5-1	42,45	93,56	54,63%
colB1-1	39,32	75,87	48,18%
colB2-1	67,74	103,96	34,84%
colB3-1	67,53	147,51	54,22%
colB4-1	67,74	100,60	32,66%
colB5-1	39,32	76,77	48,78%
colC1-1	39,32	79,30	50,42%
colC2-1	67,74	104,89	35,42%

colC3-1	67,53	150,16	55,03%
colC4-1	67,74	100,22	32,41%
colC5-1	39,32	75,99	48,25%
colD1-1	42,45	94,32	54,99%
colD2-1	69,15	118,35	41,57%
colD3-1	69,38	109,20	36,47%
colD4-1	69,15	111,93	38,22%
colD5-1	42,45	88,72	52,15%

Tabella 7-22: sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione y.

7.8.5 Sollecitazioni agenti in alcuni elementi strutturali di riferimento

7.8.5.1 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione x

Dopo aver analizzato le sollecitazioni taglianti agente al piede della struttura si porta l'attenzione su alcuni elementi strutturali quali le travi. In particolare si evidenziano le differenze tra le sollecitazioni taglianti e flettenti agenti all'estremità fornite dalle due tipologie di analisi. La scelta delle travi di riferimento è stata effettuata con l'obiettivo di cogliere il maggior numero di fattori di disturbo che allontano i risultati delle due procedure di studio, vedi Figura 7-28.

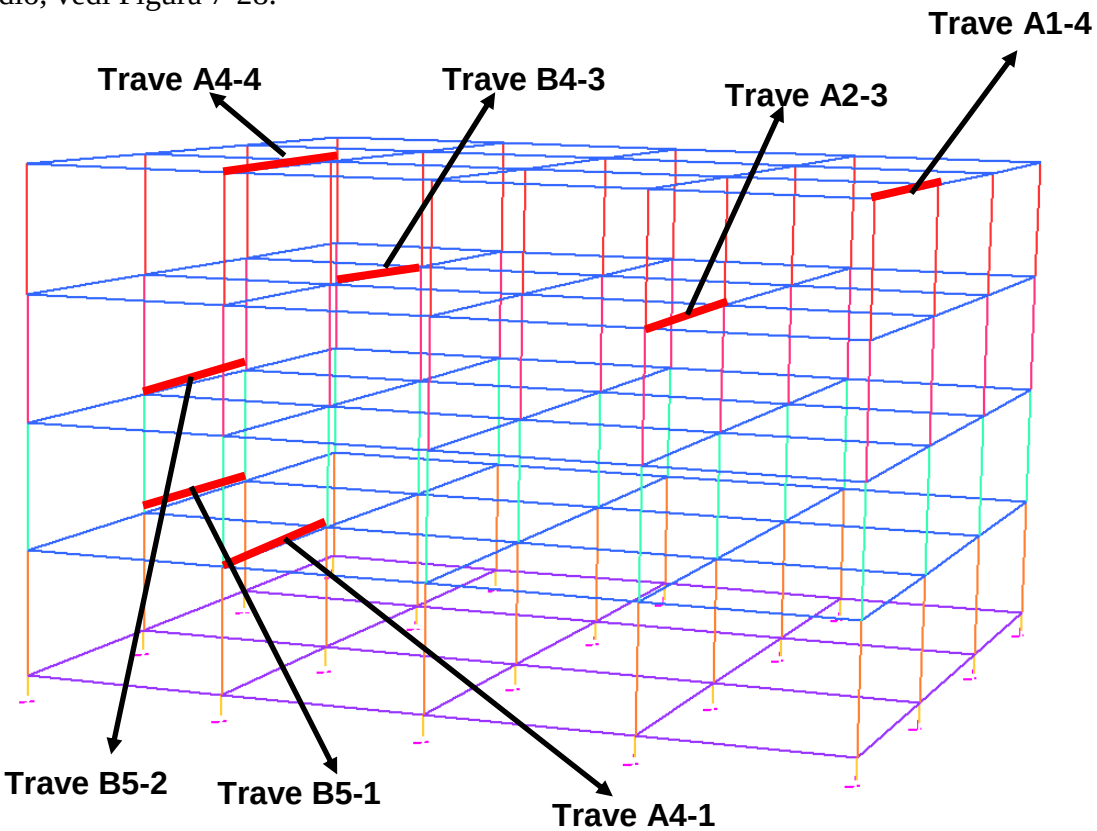


Figura 7-28: ubicazione travi di riferimento in direzione x.

I risultati riportati nelle tabelle sottostanti evidenziano che le differenze tra i risultati forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare aumentano man mano che si passa dai piani bassi dell' edificio ai piani superiori. Questa variazione risulta più accentuata qualora si effettui un confronto in termini di sollecitazione flettente.

Questo gap potrebbe essere imputato al fatto che l'analisi non lineare riesce a cogliere i modo secondari della sovrastruttura al contrario dell'analisi lineare mediante la quale l'edificio assume un comportamento simile a quello di un corpo rigido.

	Taglio estremità A (kN)			**Taglio estremità B (kN)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmxA4-1	151,12	162,13	6,79%	149,98	171,51	12,56%
bmxB5-1	118,05	131,09	9,95%	118,05	131,69	10,36%
bmxB5-2	107,04	124,04	13,70%	107,04	119,87	10,71%
bmxA2-3	124,82	145,00	13,92%	136,11	163,92	16,96%
bmxB4-3	129,81	144,17	9,96%	129,81	145,11	10,55%
bmxA1-4	52,08	63,73	18,28%	59,67	78,03	23,53%
bmxA4-4	84,05	94,66	11,21%	97,19	117,18	17,06%

Tabella 7-23: differenze sollecitazioni taglianti agenti sulle travi in direzione x.

	Momento flettente estremità A (kNm)			**Momento flettente estremità B (kNm)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmxA4-1	217,75	249,76	12,82%	207,81	268,19	22,51%
bmxB5-1	181,7	218,54	16,86%	181,7	220,86	17,73%
bmxB5-2	149,49	200,36	25,39%	149,49	187,74	20,38%
bmxA2-3	128,88	192,16	32,93%	155	224,21	30,87%
bmxB4-3	153,76	198,89	22,69%	153,76	201,72	23,78%
bmxA1-4	44,14	79,57	44,53%	62,31	102,46	39,19%
bmxA4-4	65,42	94,56	30,82%	100,37	143,09	29,85%

Tabella 7-24: differenze sollecitazioni flettenti agenti sulle travi in direzione x.

In particolare, le variazioni percentuali maggiori si rilevano in prossimità delle travi perimetrali d'angolo dei piani più alti; questa disparità deriva dall' aver utilizzato dispositivi d'isolamento con rigidezze molto diverse tra loro. Analizzando i valori delle rigidezze

riportate in Tabella 7-2 si rileva che i quattro isolatori d'angolo, posti nelle posizioni A e D, presentano caratteristiche meccaniche nettamente differenti da quelle degli isolatori adiacenti.

7.8.5.2 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione y

Si procede ora con il confronto delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti in alcune travi di riferimento disposte in direzione y.

Si evidenzia fin da subito che le differenze medie tra i risultati forniti dalle due analisi sono maggiori di quelle riscontrate in direzione x. Questa eterogeneità nei risultati è causata ancora una volta dalla differenza di rigidezza della struttura nelle direzioni x ed y. L'analisi non lineare, infatti, a differenza di quella lineare, riesce a cogliere questa differenza di comportamento della struttura nelle sue due direzioni.

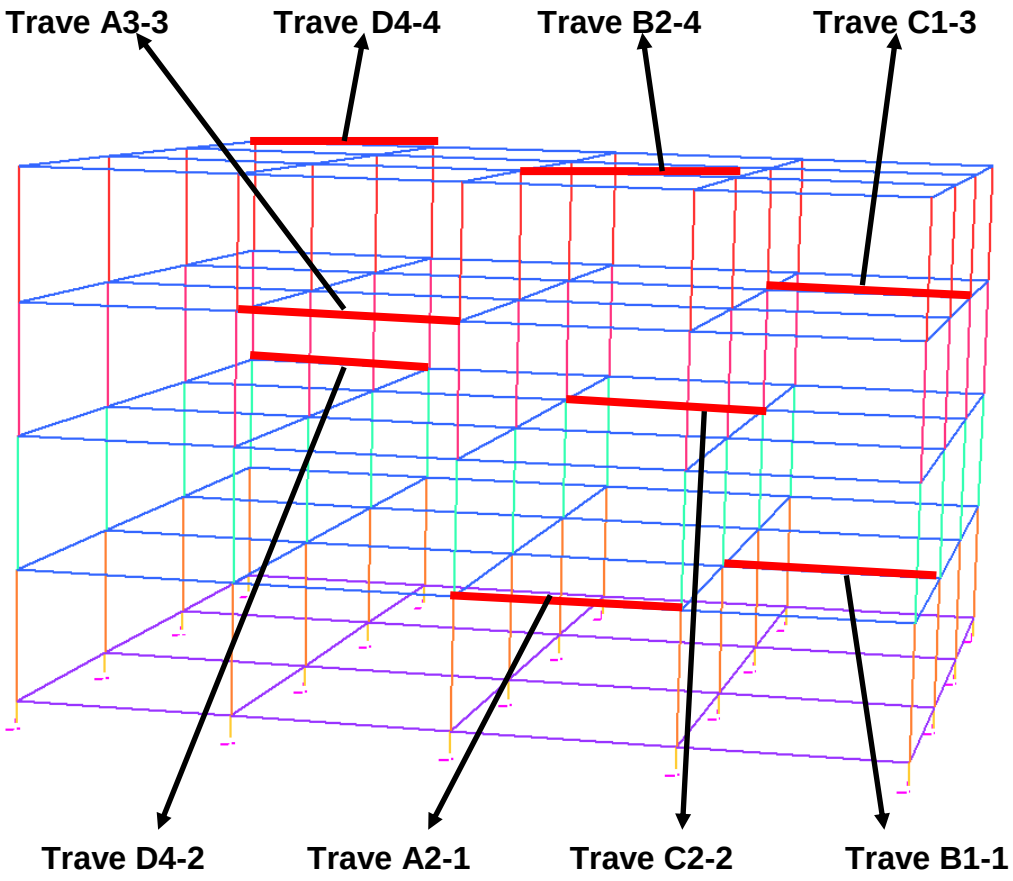


Figura 7-29: ubicazione travi di riferimento in direzione y.

	Taglio estremità A (kN)			Taglio estremità B (kN)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmyA2-1	66,22	82,48	19,72%	66,76	80,83	17,41%
bmyB1-1	53,96	75,20	28,24%	47,94	65,96	27,31%
bmyC2-2	38,42	60,82	36,83%	39,7	57,18	30,57%
bmyD4-2	53,72	81,39	33,99%	55,13	76,91	28,32%
bmyA3-3	43,88	61,74	28,93%	42,92	61,05	29,70%
bmyC1-3	31,63	60,35	47,59%	25,22	55,25	54,35%
bmyB2-4	18,98	36,99	48,69%	21,33	35,05	39,14%
bmyD4-4	17,63	37,95	53,54%	18,9	34,90	45,84%

Tabella 7-25: differenze sollecitazioni taglianti agenti sulle travi in direzione y.

	Momento flettente estremità A (kNm)			Momento flettente estremità B (kNm)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmyA2-1	115,92	156,16	25,77%	116,75	152,44	23,41%
bmyB1-1	113,52	168,39	32,58%	91,11	134,50	32,26%
bmyC2-2	70,81	122,43	42,16%	73,78	121,47	39,26%
bmyD4-2	76,93	141,14	45,49%	91,21	149,42	38,96%
bmyA3-3	58,93	106,57	44,70%	57,82	99,95	42,15%
bmyC1-3	56,83	135,40	58,03%	31,97	98,15	67,43%
bmyB2-4	22,5	55,24	59,27%	26,28	73,73	64,36%
bmyD4-4	13,73	53,96	74,56%	22,1	67,88	67,44%

Tabella 7-26: differenze sollecitazioni flettenti agenti sulle travi in direzione y.

CAPITOLO 8
Analisi struttura isolata su suolo tipo B

8.1 Generalità

Dopo aver effettuato nel capitolo precedente uno studio dettagliato del comportamento della struttura isolata su un suolo di tipo A si procede nel capitolo seguente con l'analisi della risposta della medesima struttura collocata in suolo di tipo B. Si tratta di una categoria di sottosuolo costituita da rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Anche per questa tipologia di terreno si effettueranno dei confronti tra i risultati forniti dall'analisi dinamica non lineare e quelli della modale con spettro di risposta in modo tale da visualizzare se le caratteristiche geomorfologiche del terreno possano incidere sulle differenti modalità di modellazione.

L'edificio presenta caratteristiche analoghe a quelle viste nel capitolo precedente eccezion fatta per gli isolatori che saranno oggetto di un nuovo dimensionamento.

8.2 Progettazione del sistema d'isolamento

Anche in questo caso si sono utilizzati isolatori di tipo L, a basso attrito, per i quali l'andamento del coefficiente d'attrito dinamico al variare del carico assiale è riportato in Figura 7-4.

Le sollecitazioni assiali agenti sulla struttura, derivanti dalla combinazione di carico quasi permanente sono analoghe a quelle riportate in Figura 7-5, essendo invariate le caratteristiche geometriche dell'edificio e i carichi statici agenti.

8.2.1 Predimensionamento del sistema d'isolamento

Prima di poter condurre una progettazione di dettaglio del sistema d'isolamento si effettua un predimensionamento di massima, allo SLC, che permette di scegliere la tipologia di isolatore da adottare. La procedura adottata è analoga a quella vista per il suolo di tipo A.

Si ricorda che per l'edificio in esame si è prevista una classe d'uso di tipo IV e una vita di riferimento di 100 anni. I parametri sismici del sito rimangono analoghi a quelli riportati in Tabella 7-1 eccetto i coefficienti di amplificazione stratigrafica che saranno in seguito riportati.

A questo punto si ipotizza un periodo di vibrazione per la struttura isolata e uno smorzamento viscoso equivalente in modo tale da poter entrare nello spettro di risposta elastico in spostamento e determinare uno spostamento con il quale scegliere il tipo d'isolatore. Si è ipotizzato un periodo di vibrazione di 3 s e uno smorzamento viscoso equivalente ξ del 20 % ottenendo uno spostamento di 23 cm. Si evidenzia che si tratta di un semplice predimensionamento finalizzato solamente alla scelta dell'isolatore, saranno infatti le successive analisi di dettaglio a stabilire se le scelte effettuate sono corrette.

Dal predimensionamento si è comunque deciso di adottare isolatori che ammettono uno spostamento massimo allo stato limite di collasso di 25 cm. In particolare considerando anche le sollecitazioni assiali si è deciso di adottare tre tipologie di isolatori disposti secondo le modalità illustrate in Figura 8-1. Si tratta di isolatori aventi un raggio i curvatura equivalente di 310 cm e in grado di assorbire un carico massimo assiale pari a quello riportato nella tabella sottostante.

Posizione	**Sigla isolatore**	**N_{Ed} (kN)**
	FIP-D L 280/500	1000
	FIP-D L 370/500	1500
	FIP-D L 470/500	2000

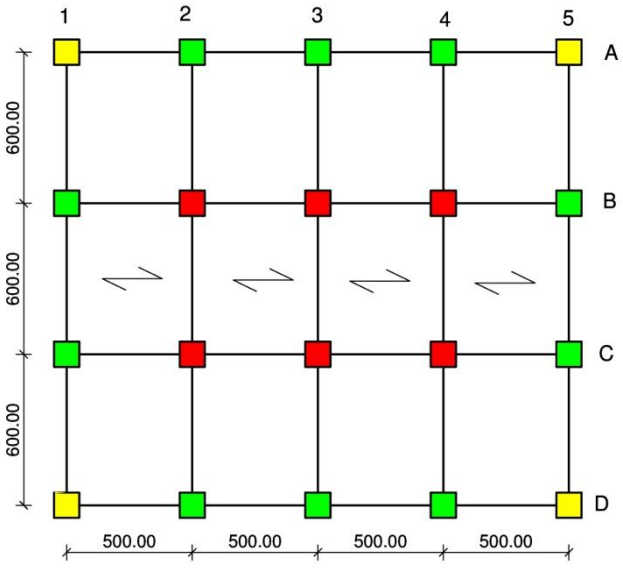


Figura 8-1: disposizione in pianta isolatori.

Questi isolatori ammettono una sollecitazione massima verticale nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica uguale a quella dei dispositivi usati per il suolo di tipo A. Differiscono ovviamente dai precedenti per lo spostamento massimo ammissibile.

8.3 Analisi dinamica non lineare

I parametri necessari per definire le caratteristiche del legame costituivo bilineare presentano i medesimi valori di quelli individuati per il suolo di tipo A, vedi Tabella 7-2.

L'analisi dinamica non lineare prende avvio con la scelta delle combinazioni di accelerogrammi spettro compatibili. Anche per il suolo B si è deciso di utilizzare allo SLC combinazioni di accelerogrammi registrati ottenute mediante il ricorso al software Rexel.

Vengono di seguito riportati gli spettri elastici in accelerazione orizzontali e verticali associati ai diversi accelerogrammi con il relativo spettro medio relativi allo stato limite di collasso.

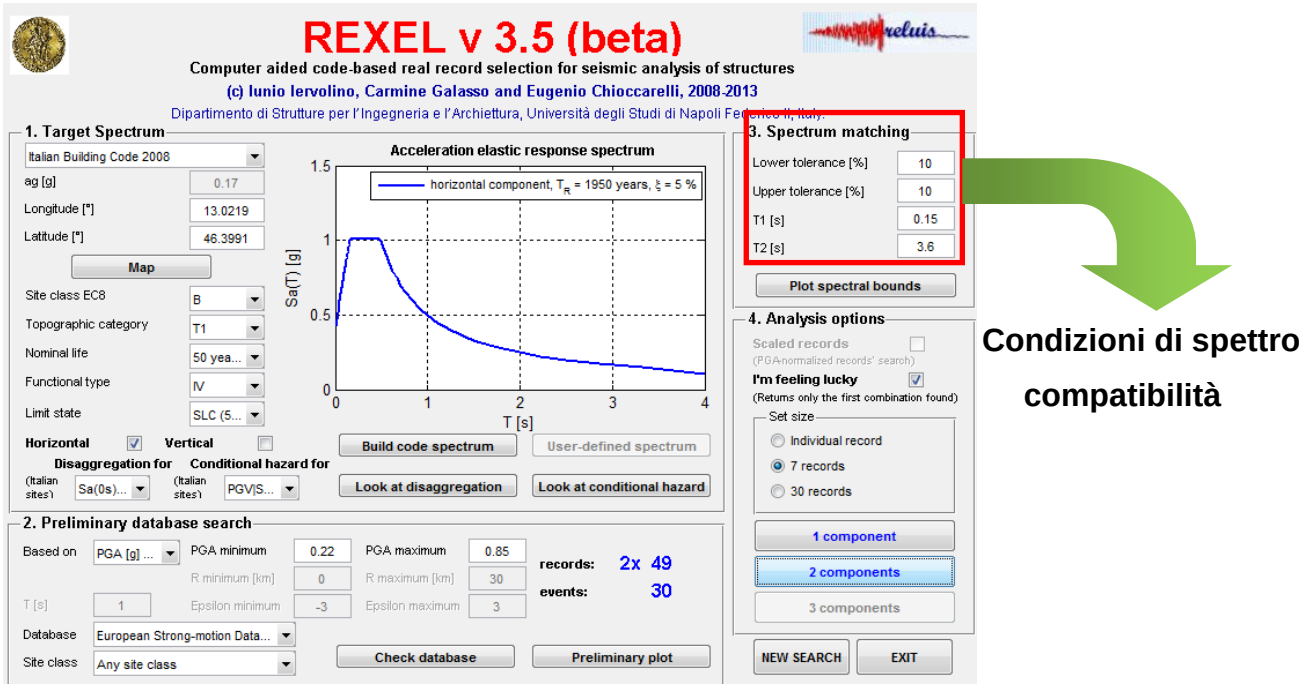


Figura 8-2: interfaccia software Rexel per definire gli spettri orizzontali.

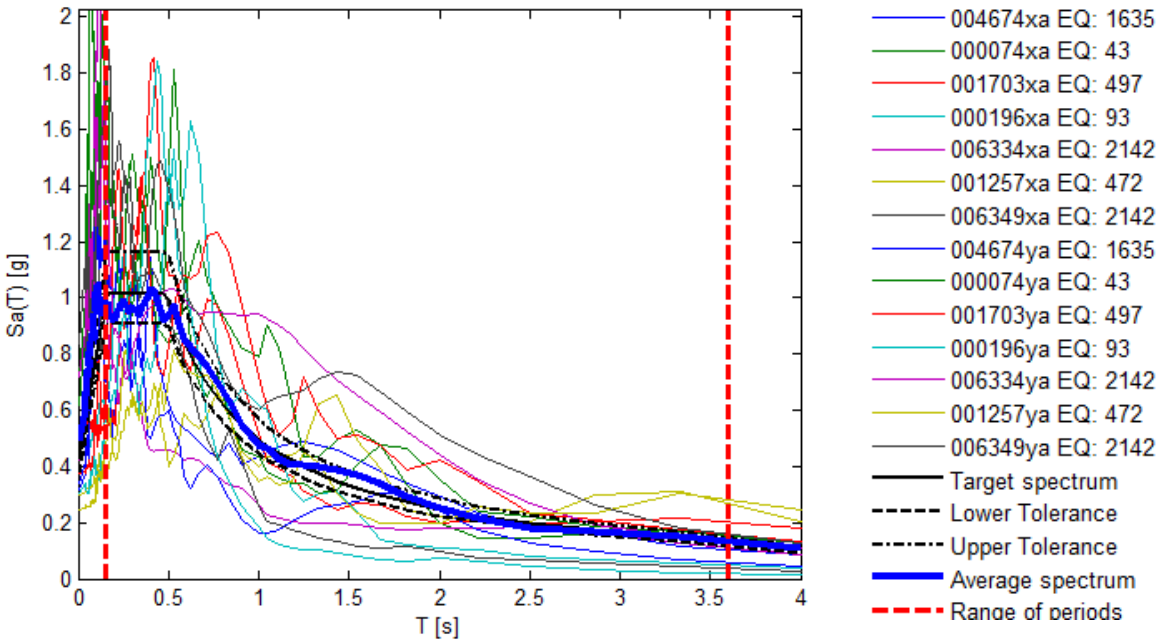


Figura 8-3: Spettri elastici in accelerazione orizzontali.

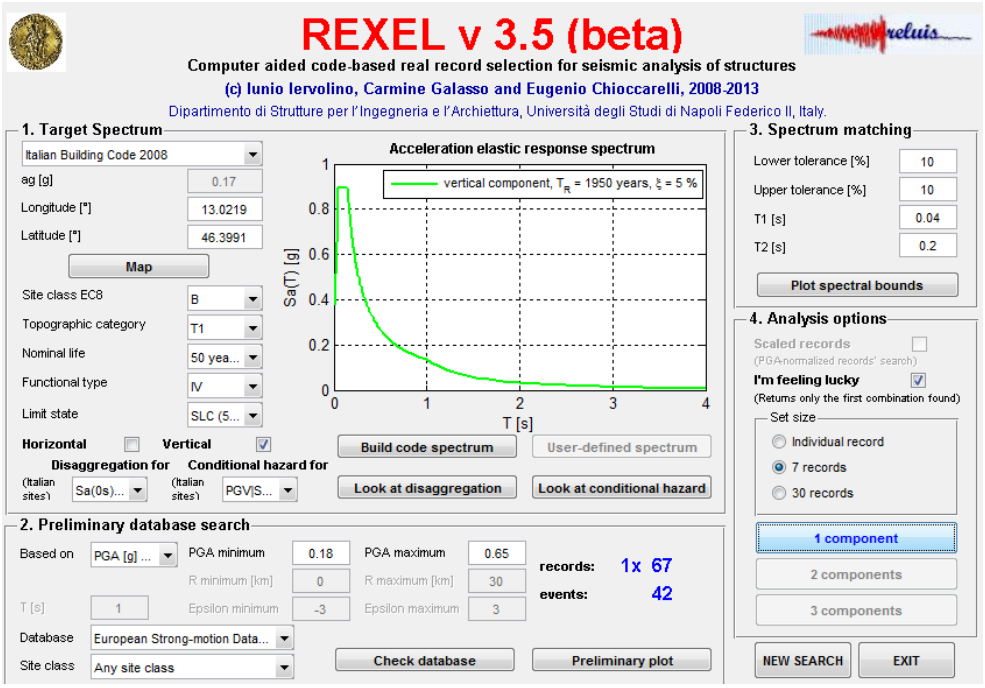


Figura 8-4: interfaccia software Rexel per definire gli spettri verticali.

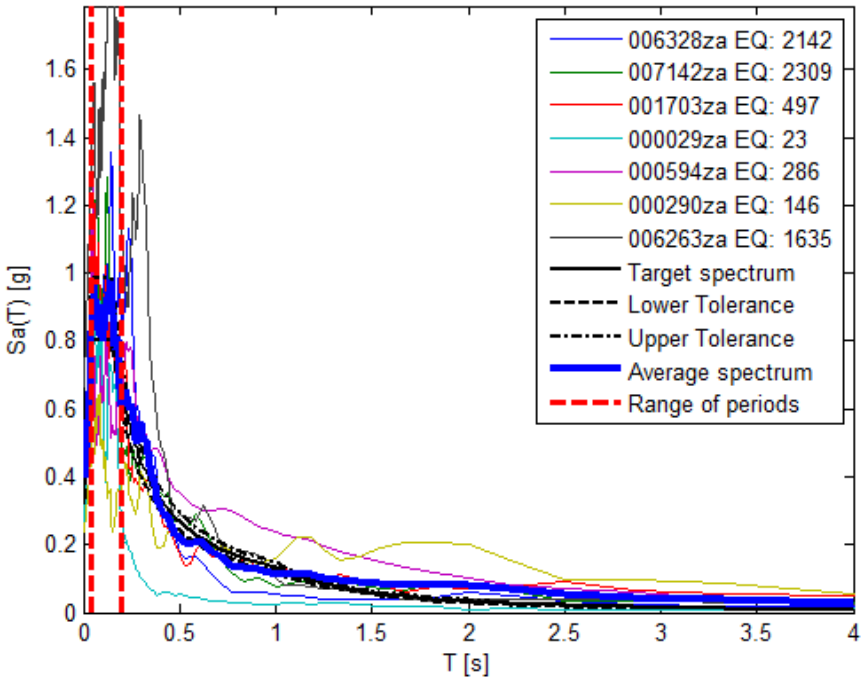


Figura 8-5: Spettri elastici in accelerazione verticali.

Si sottolinea che lo spettro elastico in accelerazione della componente sismica verticale, pur variando da stato limite a stato limite, è indipendente dalla tipologia di terreno considerato essendo il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S pari a 1. Osservando infatti le combinazioni di accelerogrammi forniti dal software Rexel si rileva che cinque accelerogrammi tra i sette proposti si ripetono sia per il suolo A sia per il suolo B.

8.4 Analisi modale con spettro di risposta allo SLC

Si procede ora con la definizione dei parametri necessari all'attuazione di un'analisi modale e con una successiva verifica di controllo sul soddisfacimento delle prescrizioni previste dalla normativa. Sarà possibile vedere che tale verifica risulta soddisfatta solo in due delle quattro limitazioni previste dal normatore.

8.4.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, lo smorzamento viscoso equivalente e la rigidezza equivalente dei dispositivi d'isolamento, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito. A tali valori, introdotti nella Tabella 7-1, si aggiungono altri parametri che considerano il comportamento dinamico del terreno. Per la categoria di sottosuolo B il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S è fornito dalla relazione 8.1:

$$1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}4\, F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20 \qquad 8.1$$

Il coefficiente C_C è dato invece dall'espressione 8.2 e vale 1,34.

$$1{,}10(T_C^*)^{-0{,}20} \qquad 8.2$$

Inoltre per una categoria topografica di tipo T_1 il coefficiente di amplificazione topografica S_T vale 1. A questo punto è possibile definire lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale mediante le equazioni 7.5.

Nel caso considerato i parametri precedentemente introdotti assumono i valori seguenti:

S_s		1
S_T		1
S		1
C_C		1,345
T_C	s	0,492
T_B	s	0,164
T_D	s	3,28

Tabella 8-1: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

8.4.2 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene determinata la rigidezza equivalente dei diversi dispositivi d'isolamento e lo smorzamento viscoso equivalente mediante la procedura iterativa illustrata nel paragrafo 7.5.2.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,041	0,035	0,034	0,041	0,038	0,041
V(kN)	546	1344	1362	834	922	840
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
D^1 (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
K^1 (kN/m)	289,225	667,423	674,077	439,195	470,463	441,412
ξ^1 (%)	24,885	22,322	22,153	24,656	23,404	24,563
η^1	0,578	0,605	0,607	0,581	0,593	0,582
T^1 (s)	2,757	2,847	2,853	2,765	2,809	2,769
$S_e{}^1$ (m/s^2)	1,020	1,033	1,034	1,020	1,026	1,021
D^2 (m)	0,196	0,212	0,213	0,198	0,205	0,198
K^2 (kN/m)	291,344	654,175	659,664	441,208	466,091	442,949

ξ^2 (%)	25,167	21,485	21,246	24,834	23,027	24,698
η^2	0,576	0,614	0,617	0,579	0,597	0,580
T^2 (s)	2,747	2,875	2,884	2,759	2,822	2,764
S_e^2 (m/s^2)	1,018	1,038	1,040	1,020	1,028	1,020
D^3 (m)	0,195	0,217	0,219	0,197	0,208	0,197
K^3 (kN/m)	292,309	648,599	653,630	442,119	464,187	443,643
ξ^3 (%)	25,294	21,122	20,855	24,914	22,860	24,759
η^3	0,575	0,619	0,622	0,578	0,599	0,580
T^3 (s)	2,743	2,888	2,897	2,756	2,828	2,762
S_e^3 (m/s^2)	1,018	1,041	1,043	1,019	1,029	1,020
D^4 (m)	0,194	0,220	0,222	0,196	0,209	0,197
K^4 (kN/m)	292,746	646,207	651,052	442,529	463,351	443,955
ξ^4 (%)	25,352	20,965	20,685	24,950	22,786	24,786
η^4	0,574	0,621	0,624	0,578	0,600	0,579
T^4 (s)	2,741	2,893	2,903	2,755	2,831	2,761
S_e^4 (m/s^2)	1,018	1,042	1,045	1,019	1,030	1,020
D^5 (m)	0,194	0,221	0,223	0,196	0,209	0,197
K^5 (kN/m)	292,943	645,174	649,942	442,714	**462,983**	**444,095**
ξ^5 (%)	25,377	20,897	20,612	24,966	**23,992**	**24,799**
η^5	0,574	0,621	0,625	0,578		
T^5 (s)	2,740	2,895	2,905	2,754		
S_e^5 (m/s^2)	1,018	1,043	1,045	1,019		
D^6 (m)	0,193	0,221	0,223	0,196		
K^6 (kN/m)	293,032	644,725	**649,461**	**442,797**		
ξ^6 (%)	25,389	20,867	**20,580**	**24,973**		
η^6	0,574	0,622				
T^6 (s)	2,739	2,896				
S_e^6 (m/s^2)	1,018	1,043				
D^7 (m)	0,193	0,222				
K^7 (kN/m)	**293,072**	644,530				
ξ^7 (%)	**25,394**	20,854				
η^7		0,622				
T^7 (s)		2,897				
S_e^7 (m/s^2)		1,043				
D^8		0,222				
K^8 (kN/m)		**644,446**				
ξ^8 (%)		**20,848**				

Tabella 8-2:determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLC.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 8-2. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 23,6 % che risulta inferiore al valore massimo previsto dal normatore. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando questo valore dello smorzamento viscoso equivalente. Viene riportato in Figura 8-6 lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale dell'azione sismica allo SLC per il suolo tipo B presenta le medesime caratteristiche di quello riportato in Figura 7-12 per il suolo tipo A essendo pari a 1 il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

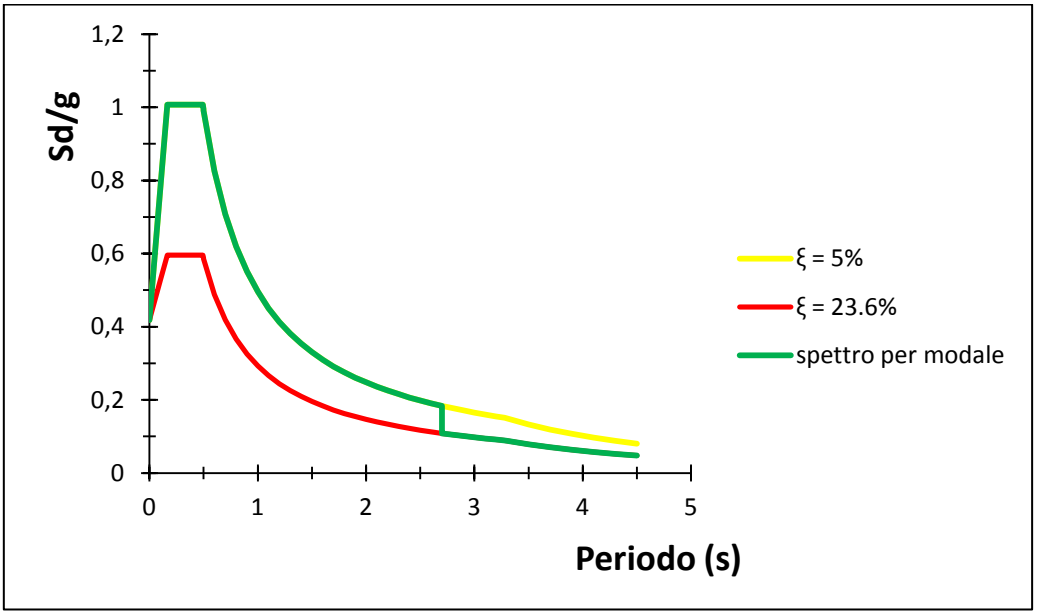


Figura 8-6: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLC.

8.4.3 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori che schematizzano mediante un approccio lineare il comportamento della struttura isolata è possibile la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante. I risultati evidenziano che la totalità delle masse traslazionali della struttura nelle due direzioni orizzontali partecipa al primo modo di vibrare per il quale si ha in direzione x un periodo di 3,34 s e in direzione y un periodo di 3,33 s, vedi Tabella 8-3.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	3,34	99,97
Orizzontale y	3,33	99,97
Verticale z	0,06	95,42

Tabella 8-3: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

I risultati confermano anche in questo caso che la modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare si traduce, all'atto dell'eccitazione dinamica dell'edificio, in un comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido che trasla su un piano scorrevole.

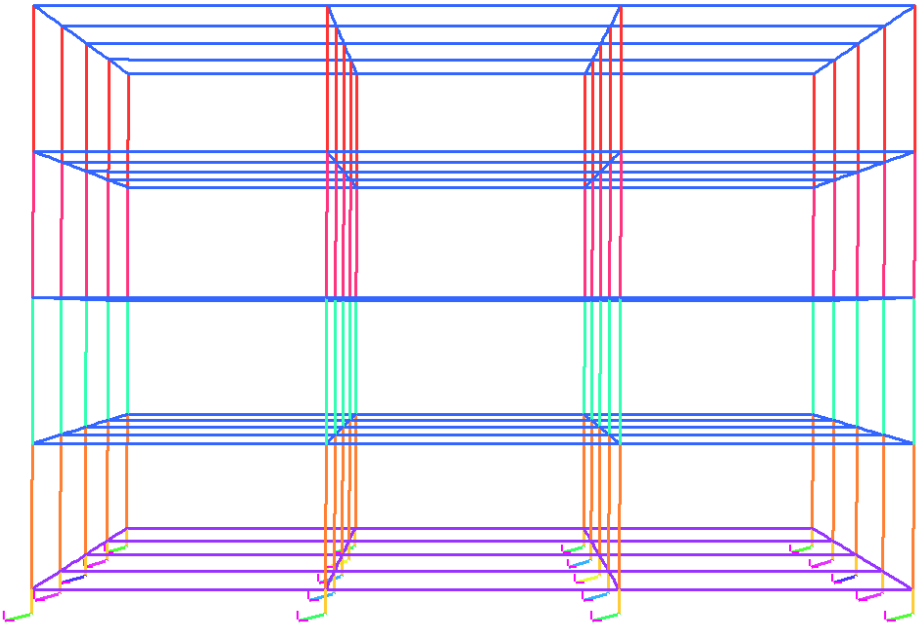


Figura 8-7: modo di vibrare della struttura isolata in direzione x.

8.4.4 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Prima di proseguire con il confronto dei risultati forniti dalle due procedure di analisi si intende verificare se le prescrizioni per l'applicabilità di una modellazione lineare equivalente risultano soddisfatte.

1 La prima prescrizione, riportata nella relazione 7.13, non viene soddisfatta da nessun isolatore, vedi Tabella 8-4.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
$d/(3\mu_{din})$	1,56	2,12	2,16	1,60	1,86	1,62

Tabella 8-4: prima condizione necessaria per l'applicabilità di una procedura di modellazione lineare del sistema d'isolamento.

2 La seconda limitazione, che prevede un valore massimo del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 30 %, risulta soddisfatta. Il ξ medio si attesta infatti attorno ad un valore del 23,6 %.

3 La terza condizione, che prevede il soddisfacimento della disequazione 4.5, non risulta soddisfatta. Come si vedrà nei paragrafi successivi la variazione di carico assiale agente sugli isolatori, per effetto del sisma, risulta maggiore del limite del 10 % del carico assiale sollecitante in combinazione di carico quasi permanente.

4 La quarta limitazione della normativa, riportata nella disequazione 7.14, risulta soddisfatta, fornendo valori superiori a 3,1 m.

Risultano quindi soddisfatte solamente due delle quattro prescrizioni previste dalla normativa.

8.5 Confronto degli spostamenti del sistema d'isolamento e delle sollecitazioni assiali ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare

Dopo aver determinato le caratteristiche meccaniche dei dispositivi d'isolamento per lo S.L.C. si sono condotte le due tipologie di analisi precedentemente descritte ed ora si effettua un confronto dei risultati ottenuti in termini di spostamenti assoluti e sollecitazioni assiali agenti sugli isolatori.

I risultati evidenziano che l'analisi dinamica non lineare fornisce valori leggermente inferiori a quelli forniti dall'analisi modale con spettro di risposta. La differenza risulta più accentuata in direzione x come si può vedere nella Tabella 7-8.

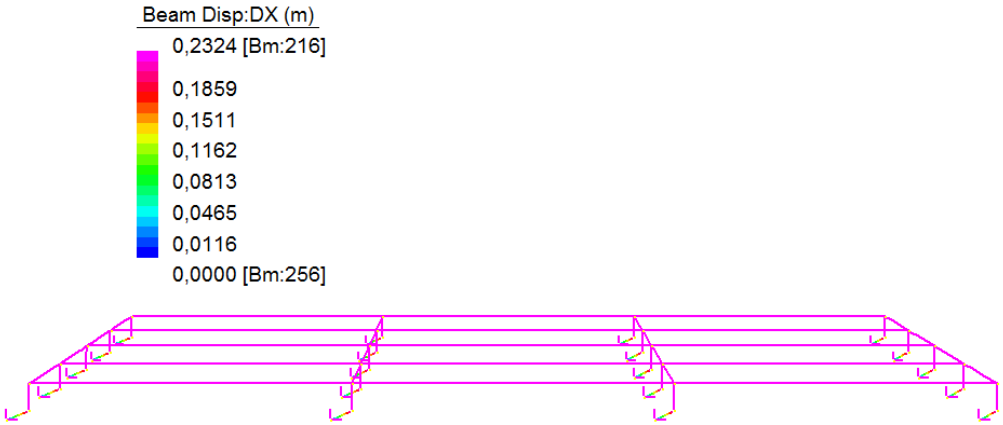


Figura 8-8: spostamento assoluto del sistema d'isolamento in direzione x ottenuto con l'analisi modale.

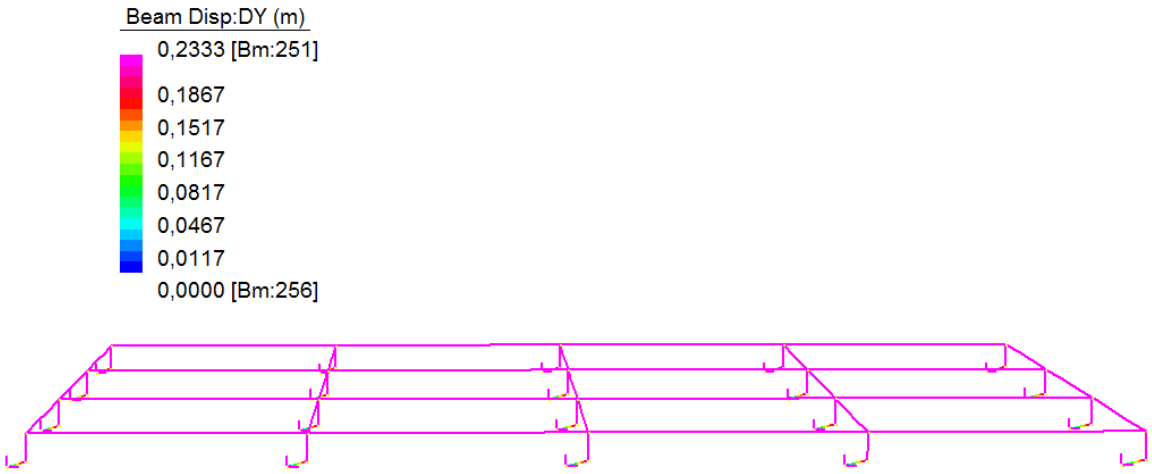


Figura 8-9: spostamento assoluto del sistema d'isolamento in direzione y ottenuto con l'analisi modale.

SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (cm)		**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (cm)**	
Analisi modale con spettro di risposta	**Analisi dinamica non lineare**	**Analisi modale con spettro di risposta**	**Analisi dinamica non lineare**
23,18	19,96	23,28	21,8
DIFFERENZA DEL 13,85 %		**DIFFERENZA DEL 6,4 %**	

Tabella 8-5: differenze spostamenti assoluti in direzione x ed y.

Gli spostamenti appena determinati sono al netto degli incrementi dovuti agli effetti torsionali, in questo caso accidentali vista la regolarità della struttura. È comunque possibile effettuare una stima dell'incremento di spostamento dovuto a tali effetti mediante le modalità descritte nel paragrafo 4.3.1.1 che sfruttano le rigidezze lineari equivalenti. Effettuando i calcoli si ottengono per le diverse posizioni i fattori moltiplicativi δ_x ed δ_y riportati in Tabella 8-6. Gli isolatori collocati nelle posizioni angolari sono quelli che risentono maggiormente

degli effetti torsionali e ai quali corrisponde un incremento degli spostamenti rispettivamente del 16 % in direzione x e del 14,4 % in direzione y ottenendo uno spostamento complessivo di 23,15 cm in direzione x ed 24,85 in direzione y.

POSIZIONE ISOLATORE	**X_i (m)**	**Y_i (m)**	**δ_x**	**δ_y**
A1	-9	-10	1,16	1,144
A2	-9	-5	1,07	1,144
A3	-9	0	1	1,144
A4	-9	5	1,07	1,144
A5	-9	10	1,16	1,144
B1	-3	-10	1,16	1,04
B2	-3	-5	1,07	1,04
B3	-3	0	1	1,04
B4	-3	5	1,07	1,04
B5	-3	10	1,16	1,04
C1	3	-10	1,16	1,04
C2	3	-5	1,07	1,04
C3	3	0	1	1,04
C4	3	5	1,07	1,04
C5	3	10	1,16	1,04
D1	9	-10	1,16	1,144
D2	9	-5	1,07	1,144
D3	9	0	1	1,144
D4	9	5	1,07	1,144
D5	9	10	1,16	1,144

Tabella 8-6: fattori moltiplicativi che considerano gli effetti torsionali.

8.5.1 Sollecitazioni assiali agenti sui dispositivi d'isolamento

Vengono di seguito riportati i confronti tra i valori minimi e massimi degli sforzi assiali agenti nei diversi isolatori ottenuti con le due procedure di analisi.

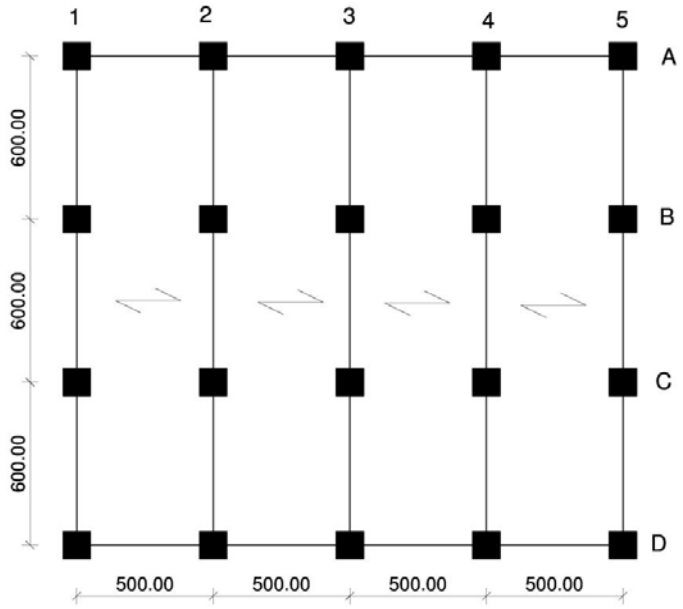


Figura 8-10: posizione dei diversi isolatori.

	Sforzi assiali massimi (kN)			Sforzi assiali minimi (kN)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
isA1	-917	-1033,11	11,24%	-221	-100,87	54,35%
isA2	-1198	-1258,36	4,80%	-515	-437,42	15,06%
isA3	-1174	-1357,48	13,52%	-555	-398,24	28,24%
isA4	-1198	-1263,55	5,19%	-515	-439,73	14,62%
isA5	-917	-1033,14	11,24%	-221	-98,31	55,52%
isB1	-1285	-1379,03	6,82%	-583	-496,45	14,85%
isB2	-1651	-1793,54	7,95%	-1052	-941,57	10,50%
isB3	-1638	-1868,15	12,32%	-1109	-904,51	18,44%
isB4	-1651	-1780,41	7,27%	-1052	-929,22	11,67%
isB5	-1285	-1381,94	7,01%	-583	-484,61	16,88%
isC1	-1285	-1389,27	7,51%	-583	-486,97	16,47%
isC2	-1651	-1785,50	7,53%	-1052	-937,08	10,92%
isC3	-1638	-1874,55	12,62%	-1109	-896,93	19,12%
isC4	-1651	-1754,25	5,89%	-1052	-941,39	10,51%
isC5	-1285	-1399,53	8,18%	-583	-473,28	18,82%
isD1	-917	-1013,29	9,50%	-221	-99,03	55,19%
isD2	-1198	-1279,30	6,36%	-515	-410,42	20,31%

isD3	-1174	-1366,02	14,06%	-555	-399,08	28,00%
isD4	-1198	-1273,96	5,96%	-515	-424,40	17,59%
isD5	-917	-1040,16	11,84%	-221	-100,02	54,70 %

Tabella 8-7: sollecitazioni assiali massime e minime agenti nei diversi isolatori.

8.6 Spostamenti d'interpiano della struttura

Dopo aver valutato gli spostamenti assoluti del sistema d'isolamento si prosegue con una stima degli spostamenti d'interpiano della struttura allo stato limite di danno. Il controllo viene effettuato secondo le modalità illustrate nel paragrafo 7.7.

Si evidenzia che le caratteristiche meccaniche degli isolatori utilizzate per la modellazione non lineare rimangono uguali a quelle determinate per SLC, Tabella 7-2. L'analisi dinamica non lineare è stata condotta mediante l'utilizzo di accelerogrammi generati mediante il software Simqke. Al contrario i parametri per l'analisi di tipo lineare variano essendo funzione dell' intensità dell'azione considerata. Vengono quindi determinate la rigidezza secante e lo smorzamento viscoso equivalente dei diversi dispositivi mediante una procedura analoga a quella introdotta nel 7.5.2.

8.6.1 Analisi modale con spettro di risposta allo SLD

La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito, Tabella 7-12, e degli altri parametri che sono riportati nella Tabella 8-8:

$\mathbf{S_s}$		1,2
$\mathbf{S_T}$		1
S		1,2
$\mathbf{C_C}$		1,419
$\mathbf{T_C}$	s	0,397
$\mathbf{T_B}$	s	0,132
$\mathbf{T_D}$	s	2,076

Tabella 8-8: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

8.6.1.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora ripercorsa la procedura illustrata nel paragrafo 7.5 con il fine di determinare la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente. del generico dispositivo d'isolamento.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,041	0,035	0,034	0,041	0,038	0,041
V(kN)	546	1344	1362	834	922	840
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
D^1 (m)	0,021	0,02	0,021	0,02	0,02	0,02
K^1 (kN/m)	1252,907	2773,630	2673,486	1970,084	2027,070	1974,189
ξ^1 (%)	54,711	53,714	53,196	54,966	54,319	54,920
η^1	0,409	0,413	0,415	0,408	0,411	0,409
T^1 (s)	1,325	1,396	1,432	1,306	1,353	1,309
$S_e{}^1$ (m/s^2)	0,416	0,398	0,390	0,421	0,409	0,420
D^2 (m)	0,018	0,020	0,020	0,018	0,019	0,018
K^2 (kN/m)	1398,707	2813,808	2755,362	2139,278	2122,069	2137,866
ξ^2 (%)	55,644	53,856	53,507	55,654	54,737	55,589
η^2	0,406	0,412	0,413	0,406	0,409	0,406
T^2 (s)	1,254	1,386	1,411	1,253	1,323	1,258
$S_e{}^2$ (m/s^2)	0,436	0,400	0,395	0,436	0,417	0,435
D^3 (m)	0,017	0,019	0,020	0,017	0,018	0,017
K^3 (kN/m)	1477,937	2833,886	**2796,830**	2229,074	2170,905	2224,531
ξ^3 (%)	56,074	53,926	**53,658**	55,977	54,938	55,904
η^3	0,405	0,412		0,405	0,408	0,405
T^3 (s)	1,220	1,382		1,227	1,308	1,233
$S_e{}^3$ (m/s^2)	0,447	0,402		0,444	0,421	0,443
D^4 (m)	0,017	0,019		0,017	0,018	0,017
K^4 (kN/m)	**1519,032**	**2843,856**		**2275,100**	**2195,520**	**2268,896**
ξ^4 (%)	**56,279**	**53,960**		**56,132**	**55,035**	**56,055**

Tabella 8-9: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLD.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando

una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 8-9. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 55,29 %. che risulta in contrasto con il valore massimo riportato nell'equazione 7.6. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando il valore limite dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

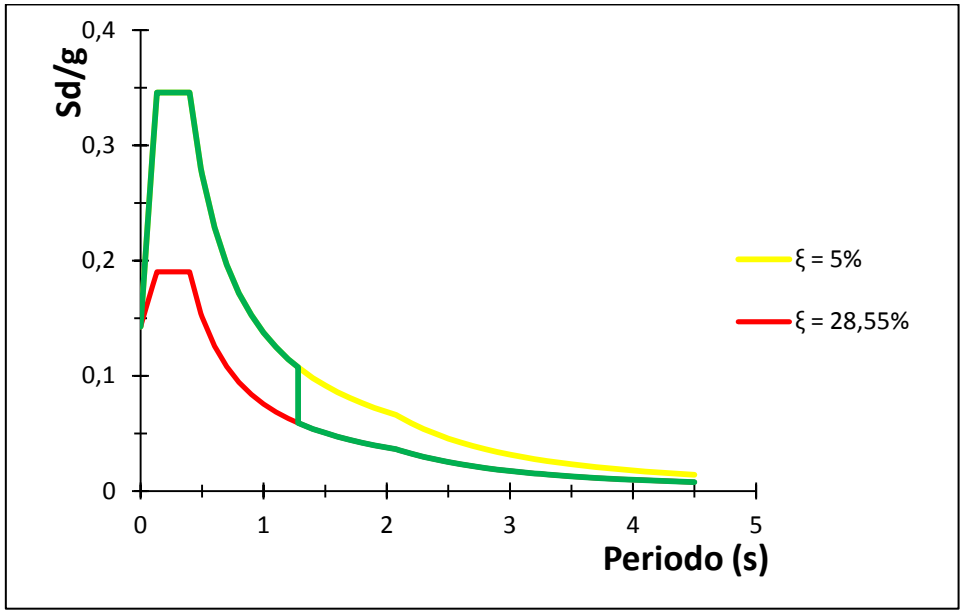


Figura 8-11: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLD.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale allo stato limite di danno presenta invece le medesime caratteristiche di quello riportato in Figura 7-19.

8.6.1.2 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori allo SLD si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	1,618	99,32
Orizzontale y	1,602	99,47
Verticale z	0,06	95,47

Tabella 8-10: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

8.6.2 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Nessuna delle prescrizioni previste dalla normativa per l'applicabilità di una procedura di modellazione di tipo lineare risulta soddisfatta. In particolare si conferma quanto visto nel

capitolo precedente: nel passaggio dallo stato limite di collasso agli stati limite successivi ai quali corrisponde un'azione sismica meno intensa la violazione delle prescrizioni per l'applicabilità di una procedura di tipo lineare diventa sempre più accentuata.

8.6.3 Confronto dei risultati

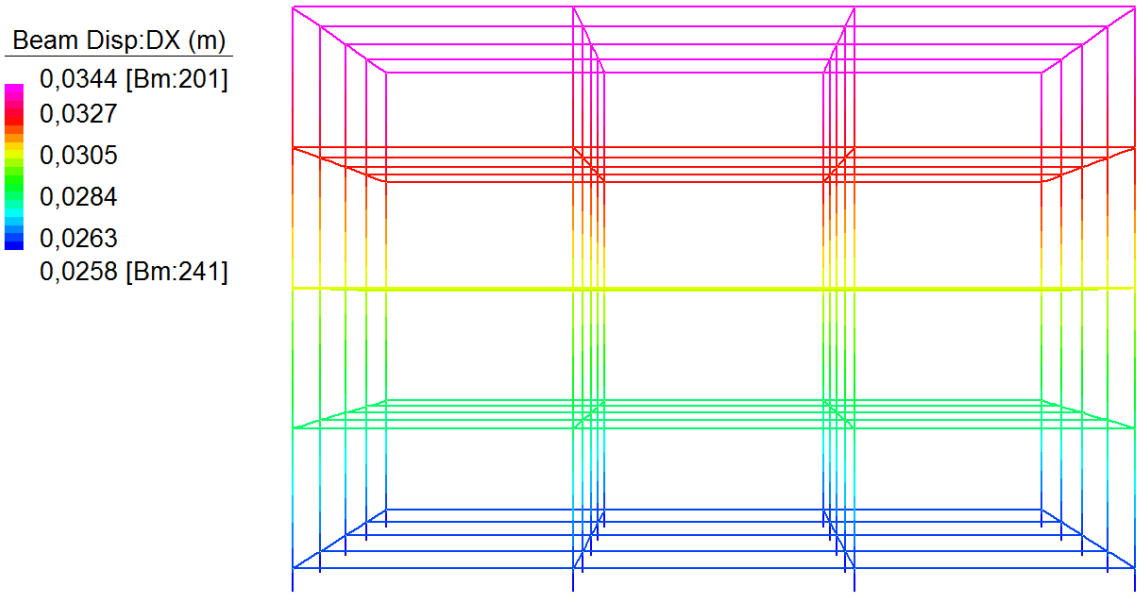


Figura 8-12: spostamenti differenziali in direzione x ottenuti con l'analisi modale.

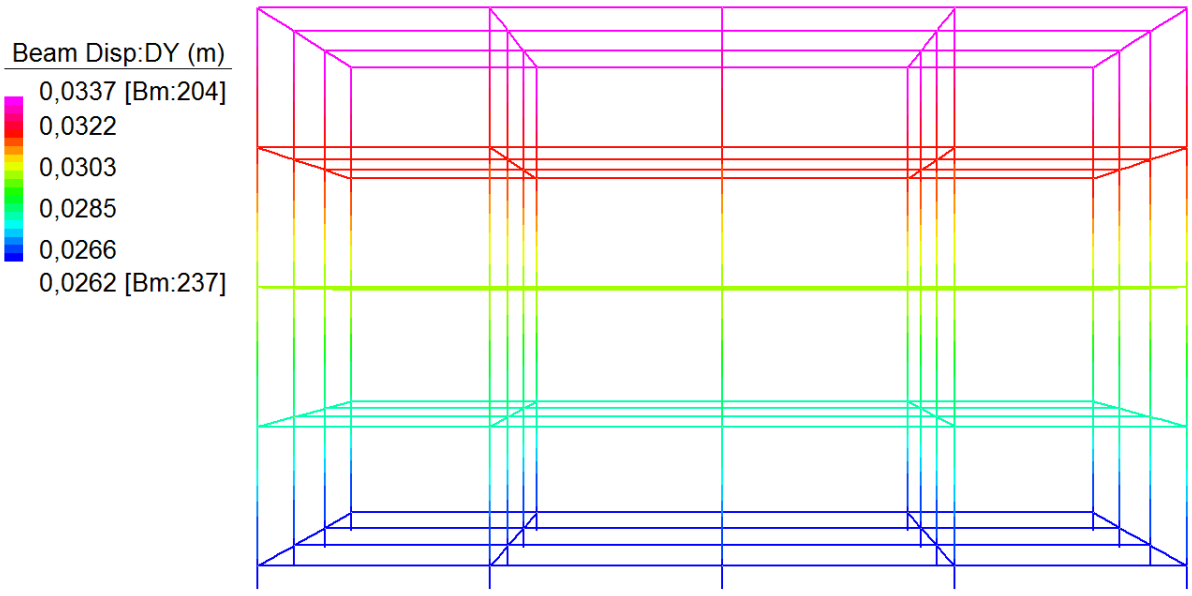


Figura 8-13: spostamenti differenziali in direzione y ottenuti con l'analisi modale.

I valori degli spostamenti ottenuti e riportati nelle due figure soprastanti sono stati aggiornati in modo tale da considerare gli effetti torsionali accidentali secondo le modalità

illustrate nel paragrafo 7.6.1. Allo SLD i fattori d'incremento δ assumono i valori riportati in Tabella 8-10.

POSIZIONE ISOLATORE	**X_i (m)**	**Y_i (m)**	**δ_x**	**δ_y**
A1	-9	-10	1,154	1,138
A2	-9	-5	1,068	1,138
A3	-9	0	1	1,138
A4	-9	5	1,068	1,138
A5	-9	10	1,154	1,138
B1	-3	-10	1,154	1,04
B2	-3	-5	1,068	1,04
B3	-3	0	1	1,04
B4	-3	5	1,068	1,04
B5	-3	10	1,154	1,04
C1	3	-10	1,154	1,04
C2	3	-5	1,068	1,04
C3	3	0	1	1,04
C4	3	5	1,068	1,04
C5	3	10	1,154	1,04
D1	9	-10	1,154	1,138
D2	9	-5	1,068	1,138
D3	9	0	1	1,138
D4	9	5	1,068	1,138
D5	9	10	1,154	1,138

Tabella 8-11: fattori moltiplicativi che considerano gli effetti torsionali.

PIANO	**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (mm)**		**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (mm)**	
	Analisi modale con spettro di risposta	**Analisi dinamica non lineare**	**Analisi modale con spettro di risposta**	**Analisi dinamica non lineare**
I - 0	2,54	3,67	2,05	3,93
I - II	2,42	3,27	2,05	2,90
II -III	2,19	4,30	1,94	3,96
III - IV	2,07	7,69	2,05	7,46

Tabella 8-12: confronto spostamenti differenziali in direzione x ed y.

Dai risultati riportati in Figura 8-14 conferma quanto visto precedentemente ovvero che i valori più elevati degli spostamenti d'interpiano si ritrovano in direzione X, a causa della maggiore deformabilità della sovrastruttura.

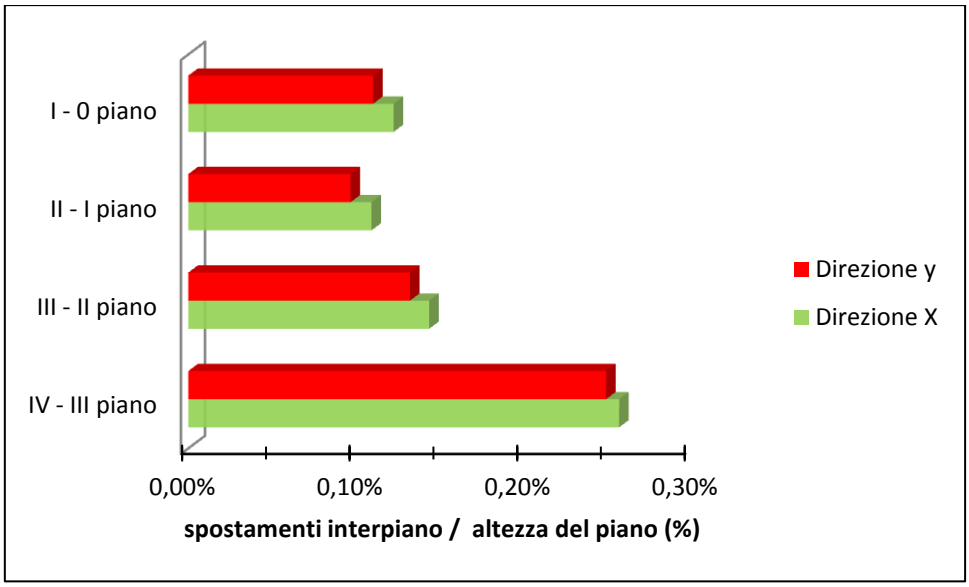


Figura 8-14: spostamenti differenziali ottenuti con l'analisi dinamica non lineare.

8.7 Confronto fra le sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare

Dopo aver eseguito l'analisi degli spostamenti assoluti e differenziali si passa ad un'analisi di dettaglio delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti in alcune particolari posizioni.

8.7.1 Analisi dinamica non lineare

Le caratteristiche dei dispositivi d'isolamento utilizzate nella modellazione non lineare sono indipendenti dallo stato limite considerato e rimangono analoghe a quelle riportate nel paragrafo 7.4. Per SLV si sono utilizzati gli accelerogrammi spettro compatibili generati con il software Simqke. In particolare si sono generati sette accelerogrammi orizzontali, combinati tra loro in due direzioni ortogonali, e sette accelerogrammi verticali applicati simultaneamente alla struttura.

8.7.2 Analisi modale con spettro di risposta allo SLV

Si procede con la definizione dei parametri necessari all'attuazione di un'analisi modale e con una successiva verifica di controllo sul soddisfacimento delle prescrizioni previste dalla normativa. La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, lo smorzamento viscoso equivalente e la rigidezza equivalente dei dispositivi d'isolamento, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito che rimangono analoghe a quelle viste riportate nella Tabella 7-17. Vengono in seguito valutati gli altri parametri che considerano il comportamento dinamico del terreno:

S_s		1,094
S_T		1
S		1,094
C_C		1,36
T_C	s	0,47
T_B	s	0,157
T_D	s	2,872

Tabella 8-13: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

8.7.2.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora ripercorsa la procedura illustrata nel paragrafo 7.5 con il fine di determinare la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente. del generico dispositivo d'isolamento.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,041	0,035	0,034	0,041	0,038	0,041
V(kN)	546	1344	1362	834	922	840
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
D^1 (m)	0,15	0,15	0,1	0,1	0,1	0,1
K^1 (kN/m)	326,911	745,431	908,645	609,294	643,419	611,720
ξ^1 (%)	29,355	26,648	32,869	35,545	34,226	35,448
η^1	0,540	0,562	0,514	0,497	0,505	0,497
T^1 (s)	2,593	2,694	2,457	2,348	2,402	2,352
$S_e{}^1$ (m/s^2)	0,536	0,538	0,539	0,545	0,542	0,545
D^2 (m)	0,091	0,099	0,082	0,076	0,079	0,076
K^2 (kN/m)	423,789	907,021	1008,834	716,160	734,484	717,410
ξ^2 (%)	37,198	33,243	35,927	39,741	37,875	39,605
η^2	0,487	0,511	0,494	0,473	0,483	0,473
T^2 (s)	2,278	2,442	2,332	2,166	2,248	2,172
$S_e{}^2$ (m/s^2)	0,551	0,540	0,546	0,562	0,553	0,562
D^3 (m)	0,072	0,081	0,075	0,067	0,071	0,067
K^3 (kN/m)	488,628	1007,694	1063,152	778,243	785,621	778,655
ξ^3 (%)	40,710	36,282	37,344	41,649	39,554	41,497
η^3	0,468	0,492	0,486	0,463	0,474	0,464
T^3 (s)	2,121	2,317	2,271	2,077	2,174	2,085
$S_e{}^3$ (m/s^2)	0,568	0,547	0,551	0,574	0,561	0,573

D^4 (m)	0,065	0,074	0,072	0,063	0,067	0,063
K^4 (kN/m)	525,362	1062,319	1090,711	811,054	812,113	810,976
ξ^4 (%)	42,314	37,689	38,009	42,540	40,340	42,380
η^4	0,460	0,484	0,482	0,459	0,470	0,459
T^4 (s)	2,046	2,256	2,243	2,035	2,138	2,043
S_e^4 (m/s^2)	0,579	0,553	0,554	0,581	0,566	0,580
D^5 (m)	0,061	0,071	0,071	0,061	0,066	0,061
K^5 (kN/m)	544,552	1090,059	1104,256	827,616	825,315	827,276
ξ^5 (%)	43,067	38,350	38,324	42,962	40,713	42,800
η^5	0,456	0,480	0,480	0,457	0,468	0,457
T^5 (s)	2,009	2,228	2,229	2,014	2,121	2,022
S_e^5 (m/s^2)	0,585	0,556	0,555	0,584	0,568	0,583
D^6 (m)	0,060	0,070	0,070	0,060	0,065	0,060
K^6 (kN/m)	554,189	1103,707	1110,813	835,793	831,773	835,318
ξ^6 (%)	43,425	38,663	38,473	43,165	40,892	43,000
η^6	0,454	0,479	0,480	0,456	0,467	0,456
T^6 (s)	1,992	2,214	2,222	2,005	2,113	2,013
S_e^6 (m/s^2)	0,588	0,557	0,556	0,586	0,569	0,584
D^7 (m)	0,059	0,069	0,070	0,060	0,064	0,060
K^7 (kN/m)	558,938	1110,321	**1113,964**	**839,786**	834,903	**839,244**
ξ^7 (%)	43,597	38,812	**38,544**	**43,262**	40,977	**43,097**
η^7	0,454	0,478			0,466	
T^7 (s)	1,983	2,207			2,109	
S_e^7 (m/s^2)	0,589	0,558			0,570	
D^8	0,059	0,069			0,064	
K^8 (kN/m)	**561,256**	**1113,503**			**836,414**	
ξ^8 (%)	**43,680**	**38,883**			**41,018**	

Tabella 8-14: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLV.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 8-14. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 41,53 %. che risulta superiore al limite massimo previsto dalla normativa nell' equazione 7.6. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando il valore limite dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

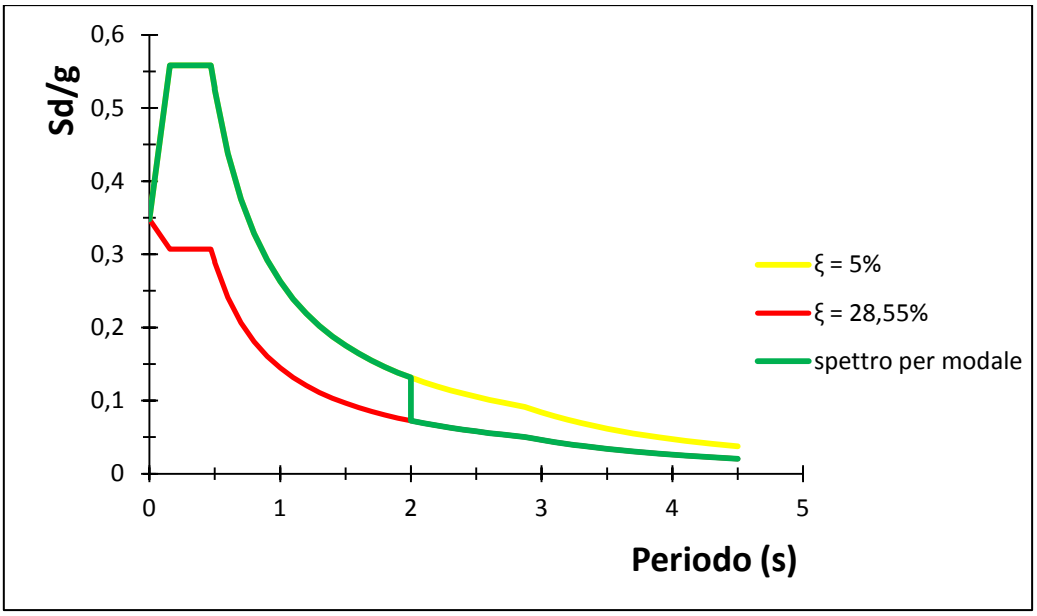


Figura 8-15: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLV.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale allo stato limite di salvaguardia della vita presenta invece le medesime caratteristiche di quello riportato in Figura 7-25.

8.7.2.2 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori che schematizzano mediante un approccio lineare il comportamento della struttura isolata si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	2,51	99,89
Orizzontale y	2,50	99,92
Verticale z	0,06	95,42

Tabella 8-15: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

8.7.3 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Si evidenzia che anche in questo caso nessuno dei quattro prerequisiti introdotti dalla normativa risulta soddisfatto.

1 La prima prescrizione, riportata nella relazione 7.13, non viene soddisfatta da nessun isolatore, vedi Tabella 8-16.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
R (m)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
$d/(3\mu_{din})$	0,47	0,66	0,67	0,49	0,57	0,49

Tabella 8-16: prima condizione necessaria per l'applicabilità di una procedura di modellazione lineare del sistema d'isolamento.

2 Come si è visto nel paragrafo 7.5.2 il limite sul valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 30 % viene superato.

3 Neppure la terza condizione, che prevede il soddisfacimento della disequazione 4.5, risulta soddisfatta.

4 La quarta limitazione della normativa, riportata nella disequazione 7.14, risulta non soddisfatta, fornendo un valore di 1,4 m che risulta inferiore al valore di R pari a 3,1 m.

8.7.4 Tagli agenti al piede della struttura

8.7.4.1 Tagli agenti in direzione x

Si concentra ora l'attenzione su uno dei parametri che riveste il maggiore interesse al fine di cogliere il comportamento della struttura descritto mediante due procedure di analisi differenti. Accanto alle differenze sul valore del taglio massimo, riportate per ogni pilastro, si introducono le differenze in termini di taglio totale che risultano particolarmente utili per considerazioni che verranno condotte in seguito.

I risultati riportati in Tabella 8-17 delineano delle differenze tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare leggermente superiori a quelle viste per il suolo tipo A. Tale variabilità può essere stimata dell'ordine del 17 % per i quattro pilastri d'angolo, del 12 % per i pilastri perimetrali posti in posizione A2 – A3 – A4 – D2 – D3 – D4. Tale differenza cresce invece per i pilastri posti all'interno della struttura in cui si raggiunge una differenza dell'ordine del 40 % valutata rispetto ai valori forniti dall'analisi dinamica non lineare.

A questo punto può essere utile effettuare un confronto un confronto sui **tagli totali** agenti al piede della struttura in direzione x. L'analisi modale con spettro di risposta fornisce un taglio complessivo di 1200,89 kN mentre l'analisi dinamica non lineare fornisce un taglio complessivo di 1920 kN generando una differenza del **37,45 %.**

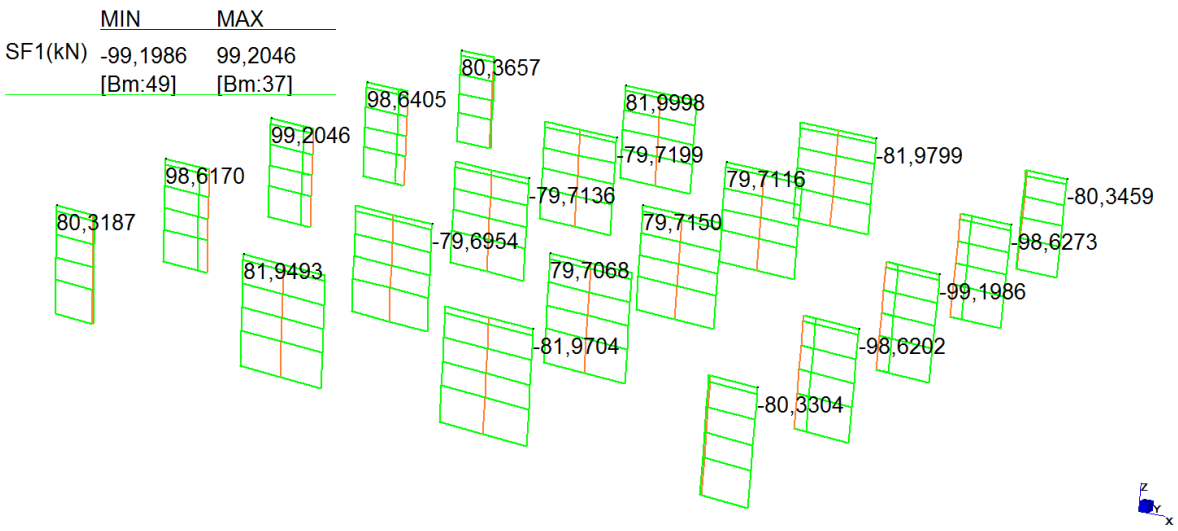


Figura 8-16:inviluppo del taglio in direzione x ottenuto dall'analisi modale.

Tagli massimi in direzione x (kN)			
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
colA1-1	80,33	102,15	21,36%
colA2-1	98,62	114,67	13,99%
colA3-1	99,20	113,51	12,61%
colA4-1	98,62	110,57	10,80%
colA5-1	80,33	92,90	13,53%
colB1-1	81,97	131,66	37,74%
colB2-1	79,71	127,44	37,45%
colB3-1	79,72	152,03	47,56%
colB4-1	79,71	126,81	37,14%
colB5-1	81,97	131,38	37,61%
colC1-1	81,97	145,66	43,73%
colC2-1	79,71	135,50	41,17%
colC3-1	79,72	156,92	49,20%
colC4-1	79,71	129,66	38,53%
colC5-1	81,97	131,04	37,45%
colD1-1	80,33	96,23	16,52%
colD2-1	98,62	109,27	9,74%
colD3-1	99,20	110,26	10,03%
colD4-1	98,62	109,96	10,31%
colD5-1	80,33	97,68	17,76%

Tabella 8-17: sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione x.

8.7.4.2 Tagli agenti in direzione y

In modo analogo si riportano in Tabella 8-18 le differenze fra le sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione y. In tale direzione le differenze tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare risultano più accentuate rispetto a quanto visto per la direzione x soprattutto per i pilastri perimetrali, come si è visto per il suolo tipo A. I risultati riportati in Tabella 8-18 delineano una differenza tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare che può essere stimata dell'ordine del 55 % per i quattro pilastri d'angolo, del 35 % per i pilastri posti in posizione A2 – A3 – A4 – D2 – D3 – D4 – B2- B4 – C2 – C4 e del 50 % per i restanti eccezion fatta per i 2 pilastri centrali in cui la differenza raggiunge percentuali leggermente superiori a quelle viste per i pilastri d'angolo.

Per quanto riguarda il **taglio totale** agente al piede della struttura in direzione y l'analisi modale con spettro di risposta fornisce un taglio complessivo di 1204,86 kN mentre l'analisi dinamica non lineare fornisce un taglio complessivo di 2100 kN generando una differenza del **42,61 %.**

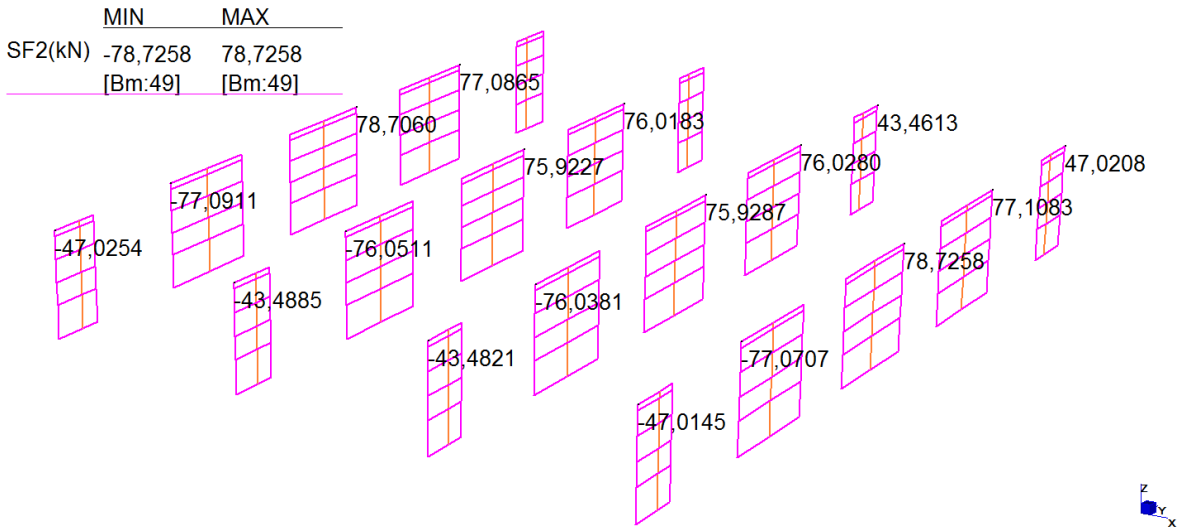


Figura 8-17: inviluppo del taglio in direzione y ottenuto dall'analisi modale.

Tagli massimi in direzione y (kN)			
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
colA1-1	47,02	96,54	51,29%
colA2-1	77,1	122,21	36,91%
colA3-1	78,71	115,07	31,60%
colA4-1	77,1	122,72	37,17%
colA5-1	47,02	107,07	56,09%

colB1-1	43,48	84,03	48,25%
colB2-1	76,04	120,76	37,03%
colB3-1	75,93	189,03	59,83%
colB4-1	76,04	113,90	33,24%
colB5-1	43,48	85,47	49,13%
colC1-1	43,48	84,25	48,39%
colC2-1	76,04	115,63	34,24%
colC3-1	75,93	183,09	58,53%
colC4-1	76,04	122,98	38,17%
colC5-1	43,48	84,70	48,67%
colD1-1	47,02	101,17	53,53%
colD2-1	77,1	118,27	34,81%
colD3-1	78,71	128,62	38,81%
colD4-1	77,1	152,58	49,47%
colD5-1	47,02	102,00	53,90%

Tabella 8-18: sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione y.

8.7.5 Sollecitazioni agenti in alcuni elementi strutturali di riferimento

8.7.5.1 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione x

In modo analogo a quanto fatto per il suolo tipo A dopo aver analizzato le sollecitazioni taglianti agente al piede della struttura si concentra l'attenzione sulle travi.

I risultati riportati nelle tabelle sottostanti confermano che le differenze tra i risultati forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare aumentano man mano che si passa dai piani bassi dell' edificio ai piani superiori. Questa variazione potrebbe essere imputata al fatto che l'analisi non lineare riesce a cogliere i modo secondari della sovrastruttura al contrario dell'analisi lineare mediante la quale l'edificio assume un comportamento simile a quello di un corpo rigido.

In particolare, le variazioni percentuali maggiori si rilevano in prossimità delle travi perimetrali d'angolo dei piani più alti in modo analogo a quanto visto per il suolo tipo A. Questa disparità deriva dall' aver utilizzato dispositivi d'isolamento con rigidezze molto diverse tra loro. Analizzando i valori delle rigidezze riportate in Tabella 7-2 si evidenzia che i quattro isolatori d'angolo, posti nelle posizioni A e D, presentano caratteristiche meccaniche differenti da quelle degli isolatori adiacenti.

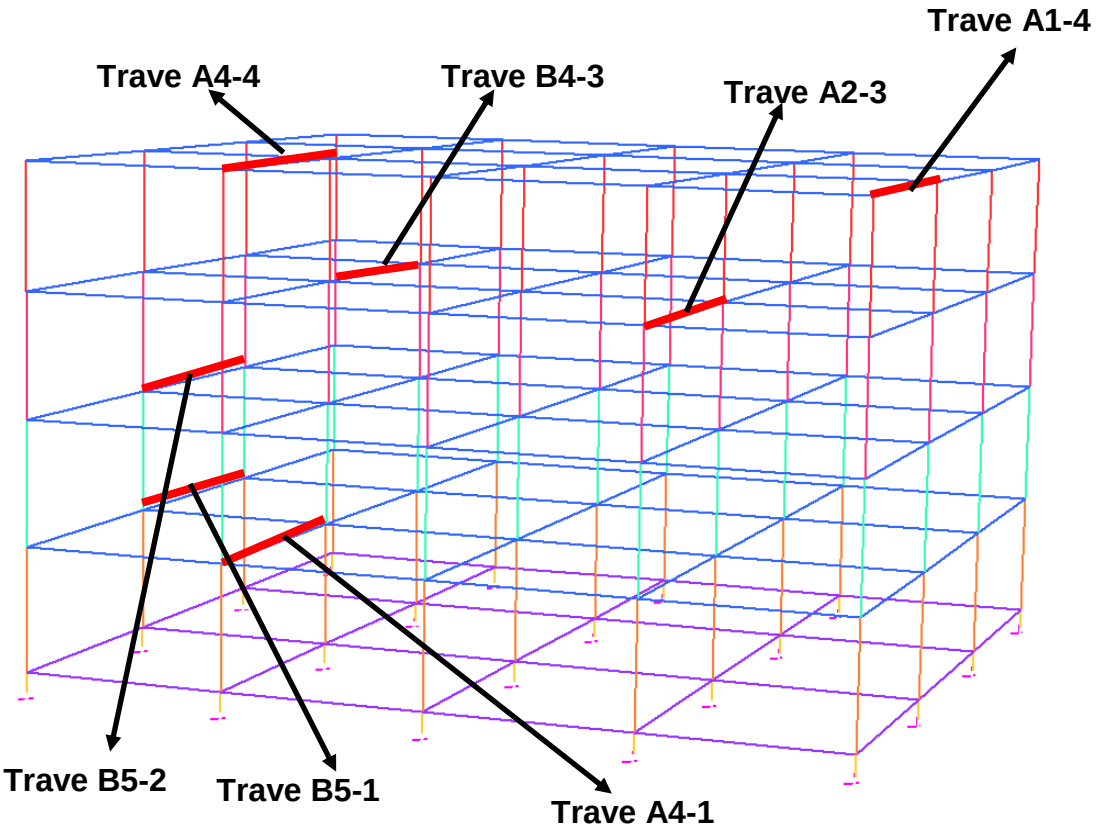


Figura 8-18: ubicazione travi di riferimento in direzione x.

	Taglio estremità A (kN)			Taglio estremità B (kN)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmxA4-1	155,35	171,82	9,58%	154,37	180,11	14,29%
bmxB5-1	122,25	139,24	12,20%	122,25	139,98	12,67%
bmxB5-2	109,63	132,42	17,21%	109,63	127,05	13,71%
bmxA2-3	126,21	153,57	17,81%	137,61	170,93	19,49%
bmxB4-3	131,17	150,14	12,63%	131,17	149,67	12,36%
bmxA1-4	52,46	66,99	21,69%	63,52	81,51	22,07%
bmxA4-4	84,45	98,40	14,18%	101,56	120,79	15,92%

Tabella 8-19: differenze sollecitazioni taglianti agenti sulle travi in direzione x.

	Momento flettente estremità A (kNm)			Momento flettente estremità B (kNm)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmxA4-1	220,51	280,13	21,28%	230,89	293,09	21,22%
bmxB5-1	194,33	243,44	20,17%	194,33	245,59	20,87%
bmxB5-2	157,33	225,48	30,23%	157,33	209,56	24,92%
bmxA2-3	133,49	220,78	39,54%	159,06	243,50	34,68%
bmxB4-3	157,89	217,08	27,27%	157,89	214,73	26,47%
bmxA1-4	45,54	90,77	49,83%	63,52	111,16	42,86%
bmxA4-4	66,89	107,24	37,62%	101,56	151,92	33,15%

Tabella 8-20: differenze sollecitazioni flettenti agenti sulle travi in direzione x.

8.7.5.2 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione y

Si procede ora con il confronto delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti in alcune travi di riferimento disposte in direzione y.

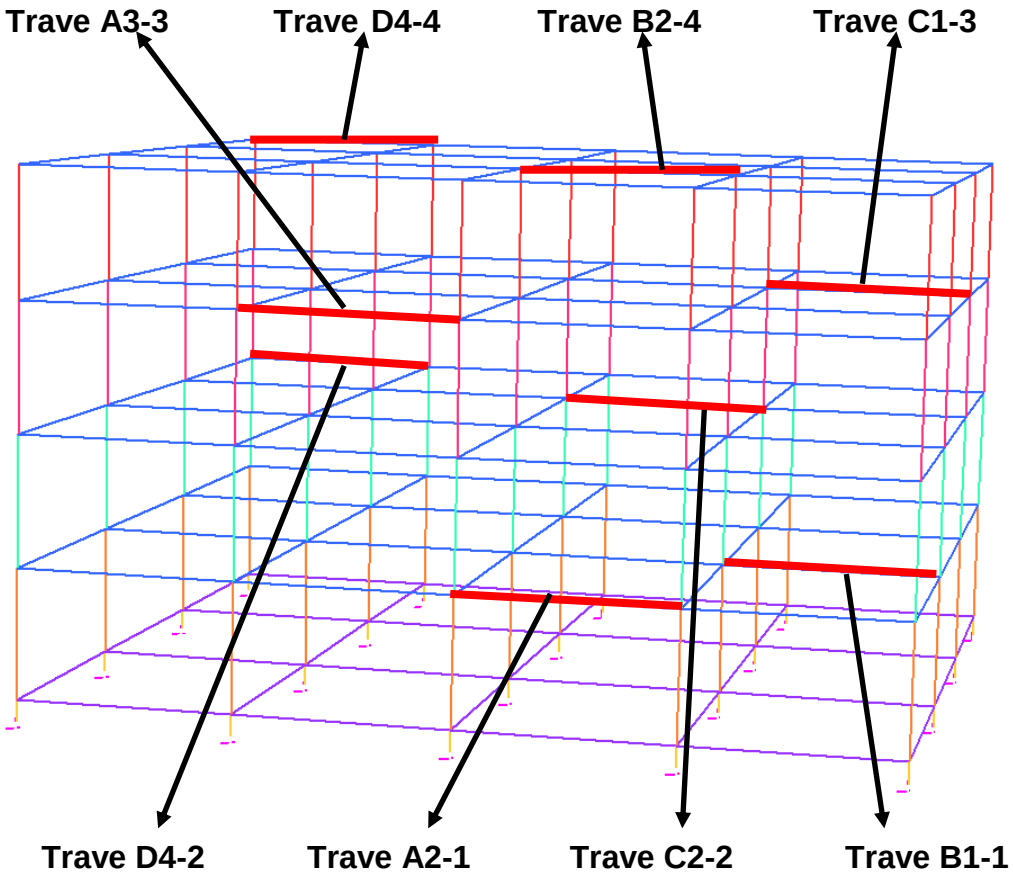


Figura 8-19: ubicazione travi di riferimento in direzione y.

Si evidenzia fin da subito che le differenze medie tra i risultati forniti dalle due analisi sono maggiori di quelle riscontrate in direzione x.

	Taglio estremità A (kN)			**Taglio estremità B (kN)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmyA2-1	71,03	90,67	21,66%	71,59	88,33	18,95%
bmyB1-1	58,58	85,05	31,12%	52,77	76,09	30,65%
bmyC2-2	41,39	69,65	40,57%	42,67	63,94	33,26%
bmyD4-2	56,89	91,55	37,86%	58,07	84,45	31,24%
bmyA3-3	45,46	67,98	33,12%	44,51	64,56	31,06%
bmyC1-3	33,13	68,33	51,51%	26,85	61,06	56,03%
bmyB2-4	19,59	40,34	51,44%	21,93	38,19	42,57%
bmyD4-4	18,09	41,66	56,57%	19,22	39,24	51,02%

Tabella 8-21: differenze sollecitazioni taglianti agenti sulle travi in direzione y.

	Momento flettente estremità A (kNm)			**Momento flettente estremità B (kNm)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmyA2-1	128,83	176,83	27,15%	127,96	171,36	25,33%
bmyB1-1	125,57	194,51	35,44%	102,66	158,38	35,18%
bmyC2-2	81,2	146,12	44,43%	78,26	137,67	43,15%
bmyD4-2	84,2	164,58	48,84%	99,21	169,72	41,54%
bmyA3-3	62,91	122,20	48,52%	61,89	108,69	43,06%
bmyC1-3	61,07	157,08	61,12%	35,55	110,65	67,87%
bmyB2-4	24,18	64,00	62,22%	27,68	81,18	65,90%
bmyD4-4	14,59	61,64	76,33%	23,22	80,81	71,27%

Tabella 8-22: differenze sollecitazioni flettenti agenti sulle travi in direzione y.

CAPITOLO 9
Analisi struttura isolata su suolo tipo C

9.1 Generalità

Lo studio degli effetti delle caratteristiche del sottosuolo sulla risposta dinamica della struttura isolata si conclude con uno studio di dettaglio in cui l'azione sismica è definita su una categoria di suolo di tipo C. Si tratta di una tipologia di sottosuolo costituita da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

L'edificio presenta caratteristiche analoghe a quelle viste nel capitolo precedente eccezion fatta per gli isolatori che saranno oggetto di un nuovo dimensionamento.

9.2 Progettazione del sistema d'isolamento

Anche in questo caso si sono utilizzati isolatori di tipo L, a basso attrito, per i quali l'andamento del coefficiente d'attrito dinamico al variare del carico assiale è riportato in Figura 7-4.

Le sollecitazioni assiali agenti sulla struttura, derivanti dalla combinazione di carico quasi permanente sono analoghe a quelle riportate in Figura 7-5, essendo invariate le caratteristiche geometriche dell'edificio e i carichi statici agenti.

9.2.1 Predimensionamento del sistema d'isolamento

Prima di poter condurre una progettazione di dettaglio del sistema d'isolamento si effettua un predimensionamento di massima, allo SLC, che permette di scegliere la tipologia di isolatore da adottare. La procedura adottata è analoga a quella vista per il suolo di tipo A.

Si ricorda che per l'edificio in esame si mantiene una classe d'uso di tipo IV e una vita di riferimento di 100 anni. I parametri sismici del sito rimangono analoghi a quelli riportati in Tabella 7-1 eccezion fatta per i coefficienti di amplificazione stratigrafica che saranno in seguito aggiornati.

A questo punto si ipotizza un periodo di vibrazione per la struttura isolata e uno smorzamento viscoso equivalente in modo tale da poter entrare nello spettro di risposta

elastico in spostamento e determinare uno spostamento con il quale scegliere il tipo d'isolatore. Si è ipotizzato un periodo di vibrazione di 3,5 s e uno smorzamento viscoso equivalente ξ del 20 % ottenendo uno spostamento di circa 27 cm. Si evidenzia che si tratta di un semplice predimensionamento finalizzato solamente alla scelta dell'isolatore, saranno infatti le successive analisi di dettaglio a stabilire se le scelte effettuate sono corrette.

Dal predimensionamento si è comunque deciso di adottare isolatori che ammettono uno spostamento massimo allo stato limite di collasso di 35 cm al fine di cautelarci da ulteriori incrementi derivanti dai risultati forniti dall'analisi dinamica. In particolare considerando anche le sollecitazioni assiali si è deciso di adottare tre tipologie di isolatori disposti secondo le modalità illustrate in Figura 9-1. Si tratta di isolatori aventi un raggio di curvatura equivalente di 370 cm e in grado di assorbire un carico massimo assiale pari a quello riportato nella tabella sottostante.

Posizione	**Sigla isolatore**	**N_{Ed} (kN)**
	FIP-D L 400/700	1500
	FIP-D L 510/700	2000
	FIP-D L 670/700	3000

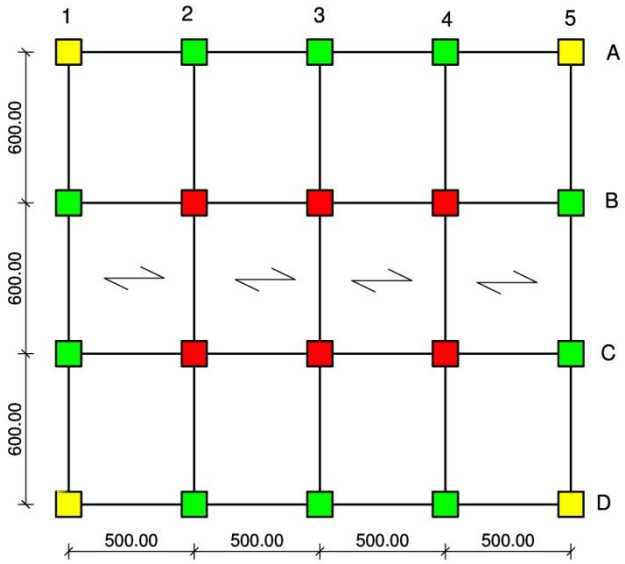


Figura 9-1: disposizione in pianta isolatori.

Questi isolatori ammettono una sollecitazione massima verticale nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica superiore a quella dei dispositivi usati per il suolo di tipo A e B. Sebbene infatti lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale dell'azione sismica sia il medesimo al variare della tipologia di terreno e per uno stesso stato limite, la combinazione degli accelerogrammi spettro compatibili verticali con accelerogrammi orizzontali più severi induce un incremento delle sollecitazioni assiali.

9.3 Analisi dinamica non lineare

I parametri necessari per definire le caratteristiche del legame costituivo bilineare presentano i valori riportati in Tabella 9-1.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ_{din} (%)	5,81	4,89	4,83	5,18	4,77	5,17
N_{Sd} (kN)	546,12	1343,54	1362,48	834,20	922,27	840,20
F_0 (kN)	**31,71**	**65,64**	**65,79**	**43,24**	**43,97**	**43,30**
R (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
K_r (kN/m)	**147,6**	**363,12**	**368,2**	**225,46**	**249,26**	**227,14**

Tabella 9-1: legami costitutivi bilineari.

L'analisi dinamica non lineare prende avvio, come si è visto nei due capitoli precedenti, con la scelta delle combinazioni di accelerogrammi spettro compatibili. Per il suolo tipo C non è stato possibile ricavare all'interno dell' European Strong - motion Database accelerogrammi orizzontali registrati spettro compatibili, per questo motivo si è fatto ricorso ad accelerogrammi generati mediante il software Simqke. È stato possibile ottenere invece sette combinazioni di accelerogrammi verticali registrati spettro compatibili che risultano coincidenti con quelli individuati per il suolo tipo A, vedi Figura 7-9 e Figura 7-10.

9.4 Analisi modale con spettro di risposta allo SLC

Si procede ora con la definizione dei parametri necessari all'attuazione di un'analisi modale e con una successiva verifica di controllo sul soddisfacimento delle prescrizioni previste dalla normativa. Sarà possibile vedere che tale verifica risulta soddisfatta solo in una delle quattro limitazioni previste dal normatore.

9.4.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, lo smorzamento viscoso equivalente e la rigidezza equivalente dei dispositivi d'isolamento, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito. A tali valori, introdotti nella Tabella 7-1, si aggiungono altri parametri che considerano il comportamento dinamico

del terreno. Per la categoria di sottosuolo C il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S è fornito dalla relazione 9.1 e vale:

$$1{,}00 \leq 1{,}70 - 0{,}6\, F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1{,}50 \qquad 9.1$$

Il coefficiente C_C è dato invece dall'espressione 9.2:

$$1{,}05(T_C^*)^{-0{,}33} \qquad 9.2$$

Inoltre per una categoria topografica di tipo T_1 il coefficiente di amplificazione topografica S_T vale 1. A questo punto è possibile definire lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale mediante le equazioni 7.5.

Nel caso considerato i parametri precedentemente introdotti assumono i valori seguenti:

S_s		1,09
S_T		1
S		1,09
C_C		1,46
T_C	s	0,535
T_B	s	0,178
T_D	s	3,28

Tabella 9-2: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

9.4.2 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene determinata la rigidezza equivalente dei diversi dispositivi d'isolamento e lo smorzamento viscoso equivalente mediante la procedura iterativa illustrata nel paragrafo 7.5.2.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,058	0,049	0,048	0,052	0,048	0,052
V(kN)	546	1344	1362	834	922	840
R (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
D^1 (m)	0,23	0,24	0,25	0,25	0,234	0,25
K^1 (kN/m)	285,468	636,606	631,397	398,437	437,172	400,332
ξ^1 (%)	30,746	27,349	26,534	27,638	27,364	27,541
η^1	0,529	0,556	0,563	0,554	0,556	0,554
T^1 (s)	2,775	2,915	2,947	2,903	2,914	2,907

S_e^1 (m/s^2)	1,106	1,107	1,109	1,107	1,107	1,107
D^2 (m)	0,216	0,238	0,244	0,236	0,238	0,237
K^2 (kN/m)	294,510	638,545	637,791	408,460	433,851	409,849
ξ^2 (%)	31,756	27,460	26,906	28,522	27,086	28,380
η^2	0,522	0,555	0,560	0,546	0,558	0,547
T^2 (s)	2,732	2,910	2,933	2,867	2,925	2,873
S_e^2 (m/s^2)	1,108	1,107	1,108	1,106	1,108	1,106
D^3 (m)	0,210	0,238	0,241	0,230	0,240	0,231
K^3 (kN/m)	298,913	639,433	640,746	413,239	432,358	414,375
ξ^3 (%)	32,226	27,510	27,075	28,929	26,960	28,766
η^3	0,518	0,555	0,558	0,543	0,559	0,544
T^3 (s)	2,712	2,908	2,926	2,851	2,930	2,857
S_e^3 (m/s^2)	1,109	1,107	1,108	1,106	1,108	1,106
D^4 (m)	0,207	0,237	0,240	0,228	0,241	0,229
K^4 (kN/m)	301,011	639,840	642,102	415,476	431,682	416,490
ξ^4 (%)	32,445	27,533	27,153	29,116	26,902	28,943
η^4	0,517	0,554	0,558	0,541	0,560	0,543
T^4 (s)	2,703	2,908	2,923	2,843	2,933	2,850
S_e^4 (m/s^2)	1,110	1,107	1,108	1,105	1,108	1,106
D^5 (m)	0,205	0,237	0,240	0,226	0,241	0,227
K^5 (kN/m)	302,001	**640,025**	**642,721**	416,514	431,376	417,470
ξ^5 (%)	32,548	**27,543**	**27,188**	29,202	28,184	29,024
η^5	0,516			0,541	0,549	0,542
T^5 (s)	2,698			2,840	2,934	2,847
S_e^5 (m/s^2)	1,110			1,105	1,086	1,105
D^6 (m)	0,205			0,226	0,237	0,227
K^6 (kN/m)	302,466			**416,994**	434,932	**417,923**
ξ^6 (%)	32,596			**29,241**	28,488	**29,062**
η^6	0,516				0,546	
T^6 (s)	2,696				2,922	
S_e^6 (m/s^2)	1,110				1,086	
D^7 (m)	0,204				0,235	
K^7 (kN/m)	302,684				436,548	
ξ^7 (%)	32,618				28,624	
η^7	0,516				0,545	
T^7 (s)	2,695				2,916	
S_e^7 (m/s^2)	1,111				1,086	
D^8	0,204				0,234	
K^8 (kN/m)	**302,786**				**437,277**	

ξ^{8} (%)	**32,628**				**28,686**	

Tabella 9-3:determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLC.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 9-3. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 29,24 % che risulta di poco superiore al valore massimo previsto dal normatore pari a 28,55 %. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando questo valore dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportatolo lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

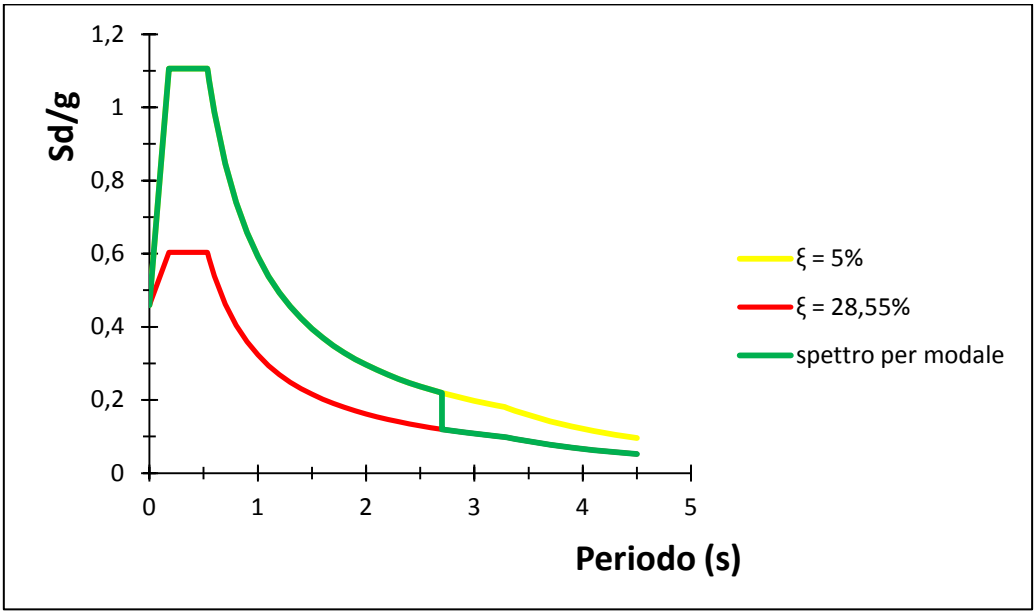


Figura 9-2: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLC.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale dell'azione sismica allo SLC per il suolo tipo C presenta le medesime caratteristiche di quello riportato in Figura 7-12 per il suolo tipo A essendo pari a 1 il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

9.4.3 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori che schematizzano mediante un approccio lineare il comportamento della struttura isolata è possibile la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	3,39	99,97
Orizzontale y	3,38	99,98
Verticale z	0,064	95,42

Tabella 9-4: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

I risultati evidenziano che la totalità delle masse traslazionali della struttura nelle due direzioni orizzontali partecipa al primo modo di vibrare per il quale si ha in direzione x un periodo di 3.39 s e in direzione y un periodo di 3.38 s, vedi Tabella 9-4.

9.4.4 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Prima di proseguire con il confronto dei risultati forniti dalle due procedure di analisi si intende verificare se le prescrizioni per l'applicabilità di una modellazione lineare equivalente risultano soddisfatte.

1 La prima prescrizione, riportata nella relazione 7.13, non viene soddisfatta da nessun isolatore, vedi Tabella 9-5.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
R (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
$d/(3\mu_{din})$	1,47	1,75	1,78	1,71	1,78	1,65

Tabella 9-5: prima condizione necessaria per l'applicabilità di una procedura di modellazione lineare del sistema d'isolamento.

2 La seconda limitazione, che prevede un valore massimo del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 28,55 %, risulta, come si è visto precedentemente, non soddisfatta.

3 La terza condizione, che prevede il soddisfacimento della disequazione 4.5, non risulta soddisfatta. Come si vedrà nei paragrafi successivi la variazione di carico assiale agente sugli isolatori, per effetto del sisma, risulta maggiore del limite del 10 % del carico assiale sollecitante in combinazione di carico quasi permanente.

4 La quarta limitazione della normativa, riportata nella disequazione 7.14, risulta soddisfatta, fornendo valori superiori a 3,7 m che viene assunto come limite inferiore.

Risulta quindi soddisfatta solamente una delle quattro prescrizioni previste dalla normativa.

9.5 Confronto degli spostamenti assoluti e delle sollecitazioni assiali ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare

Dopo aver determinato le caratteristiche meccaniche dei dispositivi d'isolamento per lo S.L.C. si sono condotte le due tipologie di analisi precedentemente descritte ed ora si effettua un confronto dei risultati ottenuti in termini di spostamenti assoluti e sollecitazioni assiali agenti sugli isolatori.

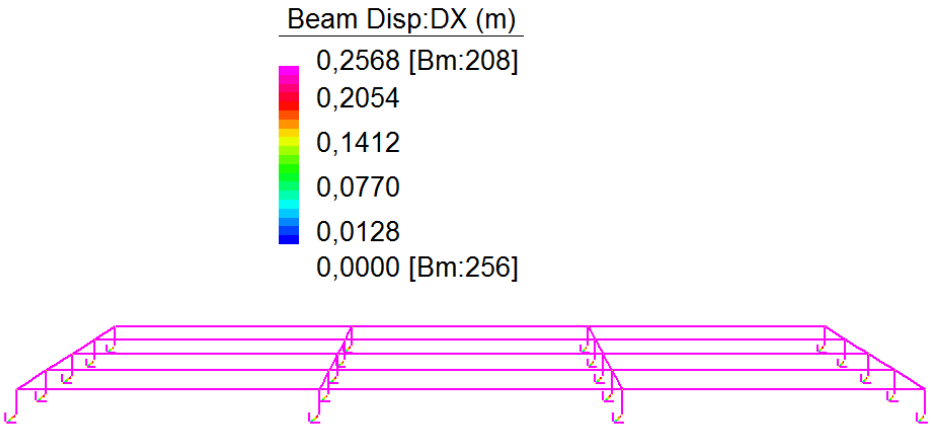


Figura 9-3: spostamento assoluto del sistema d'isolamento in direzione x.

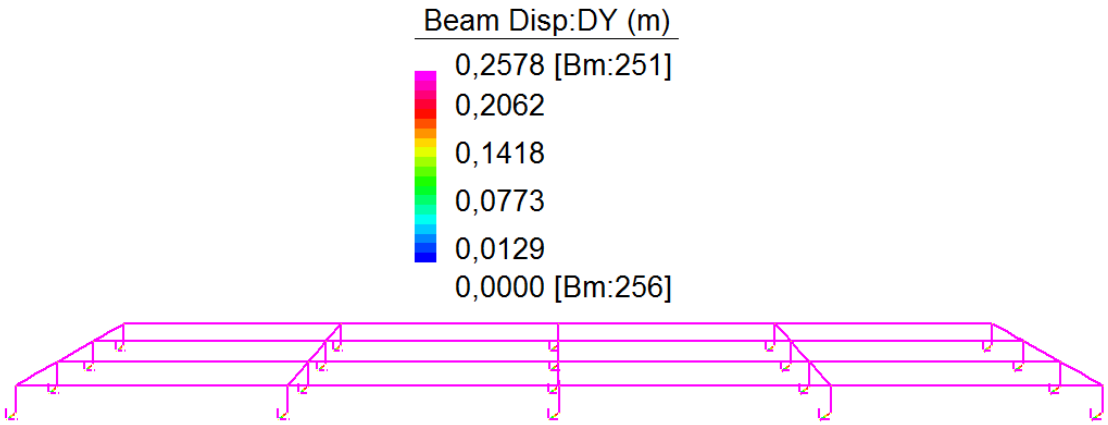


Figura 9-4: spostamento assoluto del sistema d'isolamento in direzione y

SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (cm)		***SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (cm)***	
Analisi modale con spettro di risposta	*Analisi dinamica non lineare*	*Analisi modale con spettro di risposta*	*Analisi dinamica non lineare*
25,7	*26,8*	*25,8*	*29,0*
DIFFERENZA DEL 4,1 %		***DIFFERENZA DEL 11 %***	

Tabella 9-6: differenze spostamenti assoluti in direzione x ed y.

Gli spostamenti appena determinati sono al netto degli incrementi dovuti agli effetti torsionali, in questo caso accidentali vista la regolarità in pianta della struttura. È comunque possibile effettuare una stima dell'incremento di spostamento dovuto agli effetti torsionali mediante le modalità descritte nel paragrafo 4.3.1.1 che sfruttano le rigidezze lineari equivalenti. Effettuando i calcoli si ottengono per le diverse posizioni i fattori moltiplicativi δ_x ed δ_y riportati in Tabella 9-7. Gli isolatori collocati nelle posizioni angolari sono quelli che risentono maggiormente degli effetti torsionali e ai quali corrisponde un incremento degli spostamenti rispettivamente del 16 % in direzione x e del 14,4 % in direzione y ottenendo uno spostamento complessivo di 31,09 cm in direzione x ed 33,18 in direzione y.

POSIZIONE ISOLATORE	**X_i (m)**	**Y_i (m)**	**δ_x**	**δ_y**
A1	-9	-10	1,16	1,144
A2	-9	-5	1,07	1,144
A3	-9	0	1	1,144
A4	-9	5	1,07	1,144
A5	-9	10	1,16	1,144
B1	-3	-10	1,16	1,04
B2	-3	-5	1,07	1,04
B3	-3	0	1	1,04
B4	-3	5	1,07	1,04
B5	-3	10	1,16	1,04
C1	3	-10	1,16	1,04
C2	3	-5	1,07	1,04
C3	3	0	1	1,04
C4	3	5	1,07	1,04
C5	3	10	1,16	1,04
D1	9	-10	1,16	1,144
D2	9	-5	1,07	1,144
D3	9	0	1	1,144
D4	9	5	1,07	1,144
D5	9	10	1,16	1,144

Tabella 9-7: fattori moltiplicativi che considerano gli effetti torsionali.

9.5.1 Sollecitazioni assiali agenti sui dispositivi d'isolamento

Vengono di seguito riportati i confronti tra i valori minimi e massimi degli sforzi assiali agenti nei diversi isolatori ottenuti con le due procedure di analisi.

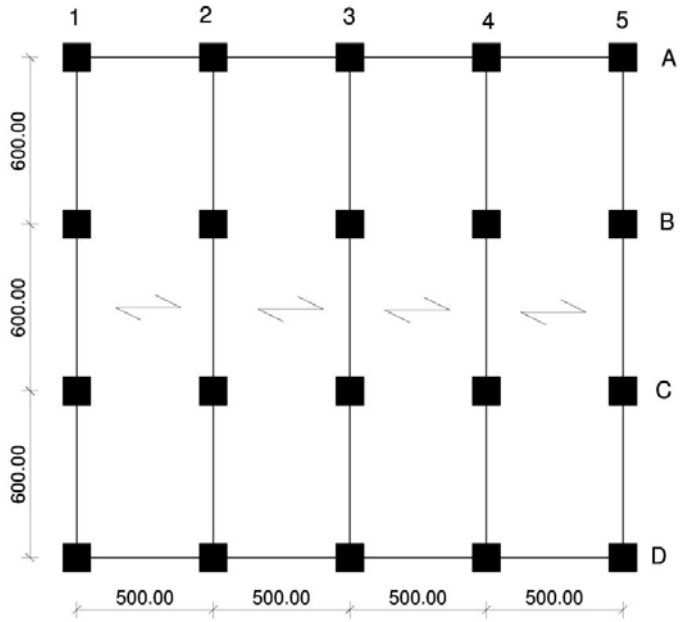


Figura 9-5: posizione dei diversi isolatori.

	Sforzi assiali massimi (kN)			Sforzi assiali minimi (kN)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
isA1	-925	-1363,51	32,16%	-212	-10,14	95,22%
isA2	-1201	-1563,42	23,18%	-510	-213,67	58,10%
isA3	-1178	-1771,22	33,47%	-550,5	-59,17	89,25%
isA4	-1201	-1607,06	25,27%	-510	-196,37	61,50%
isA5	-925	-1420,78	34,89%	-212	-7,16	96,6%
isB1	-1290	-2024,19	36,27%	-578	-212,70	63,20%
isB2	-1652	-2744,96	39,82%	-1052,5	-335,49	68,12%
isB3	-1638	-2817,43	41,86%	-1108,5	-266,33	75,97%
isB4	-1652	-2755,67	40,05%	-1052,5	-321,17	69,49%
isB5	-1290	-1971,35	34,56%	-578	-230,51	60,12%
isC1	-1290	-2003,34	35,61%	-578	-261,10	54,83%
isC2	-1652	-2820,30	41,42%	-1052,5	-249,14	76,33%
isC3	-1638	-2790,89	41,31%	-1108,5	-287,33	74,08%
isC4	-1652	-2884,83	42,73%	-1052,5	-398,32	62,16%
isC5	-1290	-1998,44	35,45%	-578	-121,91	78,91%
isD1	-925	-1390,73	33,49%	-212	-9,81	95%

isD2	-1201	-1574,37	23,72%	-510	-204,88	59,83%
isD3	-1178	-1897,75	37,91%	-550,5	-131,54	76,11%
isD4	-1201	-1613,28	25,56%	-510	-232,37	54,44%
isD5	-925	-1378,63	32,90%	-212	-4,29	97,98%

Tabella 9-8: sollecitazioni assiali massime e minime agenti nei diversi isolatori.

9.6 Spostamenti d'interpiano della struttura

Dopo aver valutato gli spostamenti assoluti del sistema d'isolamento si prosegue con una stima degli spostamenti d'interpiano della struttura allo stato limite di danno. Il controllo viene effettuato secondo le modalità illustrate nel paragrafo 7.7.

Si evidenzia che le caratteristiche meccaniche degli isolatori utilizzate per la modellazione non lineare rimangono uguali a quelle determinate per SLC, Tabella 9-1. L'analisi dinamica non lineare è stata condotta mediante l'utilizzo di accelerogrammi generati mediante il software Simqke.. Al contrario i parametri per l'analisi di tipo lineare variano essendo funzione dell'intensità dell'azione considerata. Vengono quindi determinate la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente dei diversi dispositivi mediante una procedura analoga a quella introdotta nel 7.5.2.

9.6.1 Analisi modale con spettro di risposta allo SLD

La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito, Tabella 7-12, e degli altri parametri che sono riportati nella Tabella 9-9:

$\mathbf{S_s}$		1,53
$\mathbf{S_T}$		1
S		1,53
$\mathbf{C_C}$		1,60
$\mathbf{T_C}$	s	0,447
$\mathbf{T_B}$	s	0,149
$\mathbf{T_D}$	s	2,076

Tabella 9-9: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

9.6.1.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora ripercorsa la procedura illustrata nel paragrafo 7.5 con il fine di determinare la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente. del generico dispositivo d'isolamento.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,058	0,049	0,048	0,052	0,048	0,052
V(kN)	546	1344	1362	834	922	840
R (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
D^1 (m)	0,05	0,04	0,04	0,04	0,05	0,04
K^1 (kN/m)	781,791	2004,044	2012,980	1306,569	1128,680	1309,585
ξ^1 (%)	51,643	52,127	52,016	52,677	49,603	52,620
η^1	0,420	0,418	0,419	0,416	0,428	0,417
T^1 (s)	1,677	1,643	1,651	1,603	1,814	1,607
$S_e{}^1$ (m/s^2)	0,484	0,492	0,490	0,501	0,456	0,500
D^2 (m)	0,034	0,034	0,034	0,033	0,038	0,033
K^2 (kN/m)	1067,819	2315,773	2314,224	1550,072	1407,657	1549,347
ξ^2 (%)	54,862	53,680	53,532	54,402	52,389	54,329
η^2	0,409	0,413	0,413	0,410	0,417	0,411
T^2 (s)	1,435	1,528	1,540	1,472	1,624	1,478
$S_e{}^2$ (m/s^2)	0,550	0,521	0,518	0,538	0,496	0,536
D^3 (m)	0,029	0,031	0,031	0,030	0,033	0,030
K^3 (kN/m)	1253,203	2490,489	2482,314	1689,659	1575,517	1686,467
ξ^3 (%)	56,164	54,380	54,218	55,167	53,590	55,088
η^3	0,404	0,410	0,411	0,408	0,413	0,408
T^3 (s)	1,325	1,474	1,487	1,410	1,535	1,416
$S_e{}^3$ (m/s^2)	0,589	0,538	0,534	0,558	0,520	0,556
D^4 (m)	0,026	0,030	0,030	0,028	0,031	0,028
K^4 (kN/m)	1358,289	2582,406	2570,537	1763,977	1666,974	1759,381
ξ^4 (%)	56,744	54,710	54,542	55,525	54,143	55,443
η^4	0,402	0,409	0,410	0,406	0,411	0,407
T^4 (s)	1,272	1,447	1,461	1,380	1,492	1,387
$S_e{}^4$ (m/s^2)	0,611	0,546	0,542	0,569	0,532	0,566
D^5 (m)	0,025	0,029	0,029	0,027	0,030	0,028
K^5 (kN/m)	1413,990	2629,267	2615,456	1802,116	1714,402	**1796,775**
ξ^5 (%)	57,017	54,870	54,699	55,697	55,049	**55,614**

η^5	0,402	0,409	0,409	0,406	0,408	
T^5 (s)	1,247	1,434	1,448	1,365	1,472	
S_e^5 (m/s^2)	0,622	0,550	0,546	0,574	0,535	
D^6 (m)	0,024	0,029	0,029	0,027	0,029	
K^6 (kN/m)	1442,544	**2652,788**	**2637,985**	**1821,335**	1746,436	
ξ^6 (%)	57,148	**54,948**	**54,775**	**55,781**	55,208	
η^6	0,401				0,408	
T^6 (s)	1,235				1,458	
S_e^6 (m/s^2)	0,627				0,540	
D^7 (m)	0,024				0,029	
K^7 (kN/m)	**1456,940**				**1762,369**	
ξ^7 (%)	**57,212**				**55,286**	

Tabella 9-10: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLD.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 9-10. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 55,68 %. che risulta in contrasto con il valore massimo riportato nell'equazione 7.6. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando il valore limite dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

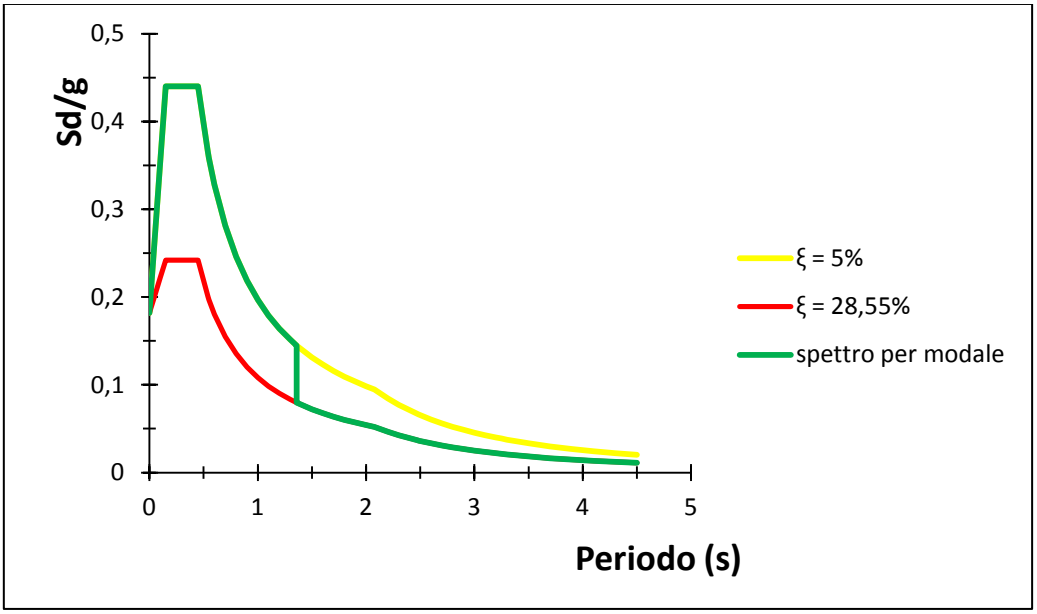


Figura 9-6: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLD.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale allo stato limite di danno presenta invece le medesime caratteristiche di quello riportato in Figura 7-19.

9.6.1.2 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori allo SLD si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	1,721	99,39
Orizzontale y	1,706	99,52
Verticale z	0,06	95,59

Tabella 9-11: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

9.6.2 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Nessuna delle prescrizioni previste dalla normativa per l'applicabilità di una procedura di modellazione di tipo lineare risulta soddisfatta. In particolare si riconferma quanto visto nel capitoli precedenti: nel passaggio dallo stato limite di collasso agli stati limite successivi ai quali corrisponde un'azione sismica meno intensa la violazione delle prescrizioni per l'applicabilità di una procedura di tipo lineare diventa sempre più accentuata.

9.6.3 Confronto dei risultati

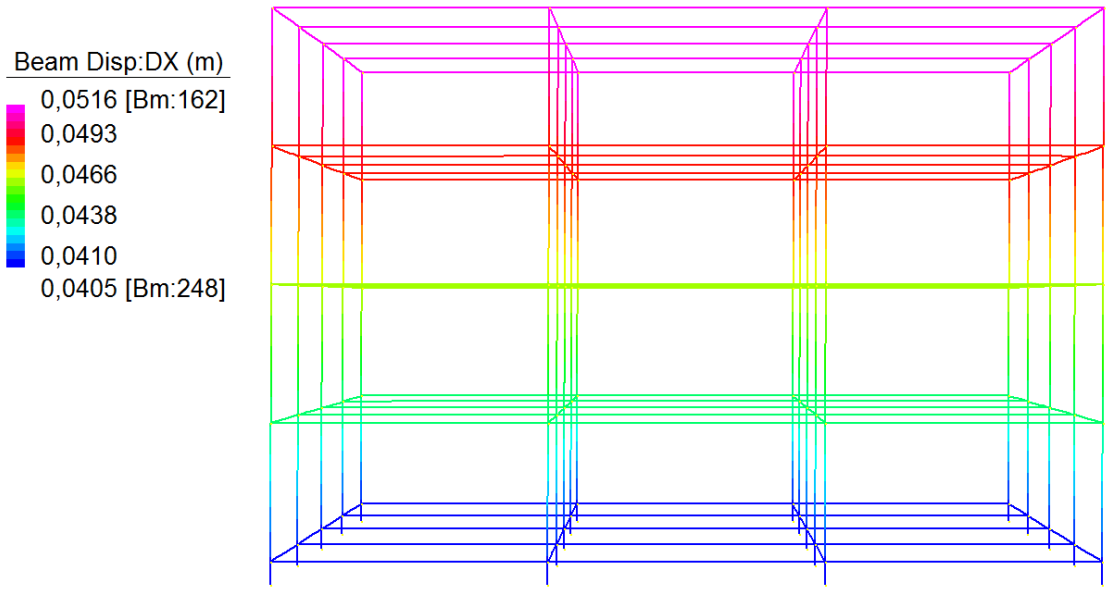


Figura 9-7: spostamenti differenziali in direzione x ottenuti con l'analisi modale.

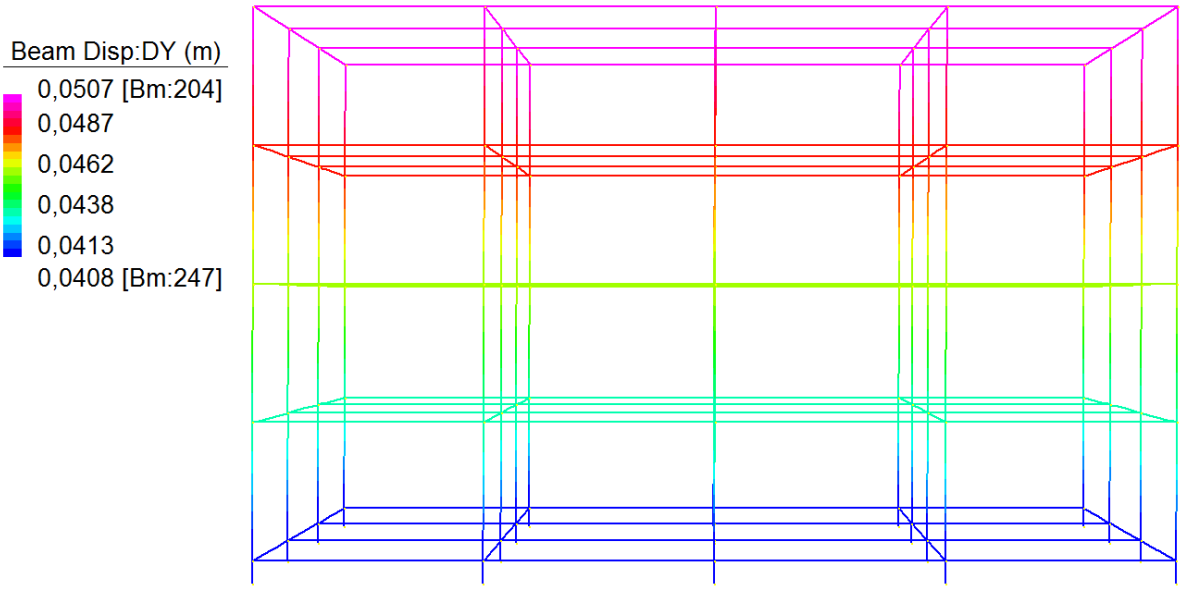


Figura 9-8: spostamenti differenziali in direzione y ottenuti con l'analisi modale.

I valori degli spostamenti ottenuti e riportati nelle due figure soprastanti sono stati aggiornati in modo tale da considerare gli effetti torsionali accidentali secondo le modalità illustrate nel paragrafo 7.6.1. Allo SLD i fattori d'incremento δ assumono i valori riportati in Tabella 8-10.

POSIZIONE ISOLATORE	**X_i (m)**	**Y_i (m)**	**δ_x**	**δ_y**
A1	-9	-10	1,156	1,14
A2	-9	-5	1,07	1,14
A3	-9	0	1	1,14
A4	-9	5	1,07	1,14
A5	-9	10	1,156	1,14
B1	-3	-10	1,156	1,04
B2	-3	-5	1,07	1,04
B3	-3	0	1	1,04
B4	-3	5	1,07	1,04
B5	-3	10	1,156	1,04
C1	3	-10	1,156	1,04
C2	3	-5	1,07	1,04
C3	3	0	1	1,04
C4	3	5	1,07	1,04
C5	3	10	1,156	1,04
D1	9	-10	1,156	1,14
D2	9	-5	1,07	1,14
D3	9	0	1	1,14

D4	9	5	1,07	1,14
D5	9	10	1,156	1,14

Tabella 9-12: fattori moltiplicativi che considerano gli effetti torsionali.

PIANO	**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (mm)**		**SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (mm)**	
	Analisi modale con spettro di risposta	**Analisi dinamica non lineare**	**Analisi modale con spettro di risposta**	**Analisi dinamica non lineare**
I - 0	3,35	4,82	2,85	3,5
I - II	3,12	4,34	2,62	3,9
II -III	3	5,88	2,62	5,36
III - IV	2,77	9,66	2,62	9,39

Tabella 9-13: confronto spostamenti differenziali in direzione x ed y.

Dai risultati riportati in Figura 9-9 si conferma quanto visto precedentemente ovvero che i valori più elevati degli spostamenti d'interpiano si ritrovano in direzione X, a causa della maggiore deformabilità della sovrastruttura.

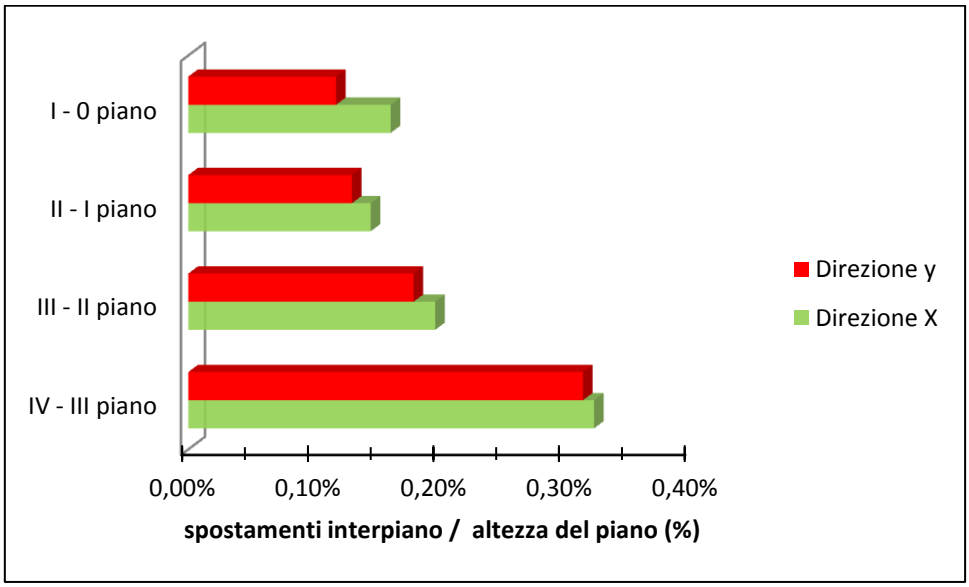


Figura 9-9: spostamenti differenziali ottenuti con l'analisi dinamica non lineare.

Si segnala che la verifica sugli spostamenti differenziali secondo le modalità previste dalla normativa viene soddisfatta con un esiguo margine di sicurezza in prossimità dell'ultimo piano dell'edificio. Nel CAPITOLO 11, in cui si inseriranno i tamponamenti, si assisterà ad un abbattimento degli spostamenti d'interpiano soprattutto negli impalcati superiori.

9.7 Confronto fra le sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale con spettro di risposta e con l'analisi dinamica non lineare

Dopo aver eseguito l'analisi degli spostamenti assoluti e differenziali si passa ad uno studio di dettaglio delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti in alcune particolari posizioni.

9.7.1 Analisi dinamica non lineare

Le caratteristiche dei dispositivi d'isolamento utilizzate nella modellazione non lineare sono indipendenti dallo stato limite considerato e rimangono analoghe a quelle riportate nel paragrafo 9.3. Per SLV si sono utilizzati gli accelerogrammi spettro compatibili generati con il software Simqke, secondo le medesime modalità viste per il suolo tipo B.

9.7.2 Analisi modale con spettro di risposta allo SLV

Si procede ora con la definizione dei parametri necessari all'attuazione di un'analisi modale e con una successiva verifica di controllo sul soddisfacimento delle prescrizioni previste dalla normativa. La determinazione dei due principali parametri necessari per l'attuazione di tale analisi, lo smorzamento viscoso equivalente e la rigidezza equivalente dei dispositivi d'isolamento, prende avvio con l'introduzione delle caratteristiche sismiche del sito che rimangono analoghe a quelle viste riportate nella Tabella 7-17. Vengono in seguito valutati gli altri parametri che considerano il comportamento dinamico del terreno:

$\mathbf{S_s}$		1,24
$\mathbf{S_T}$		1
S		1,24
$\mathbf{C_C}$		1,49
$\mathbf{T_C}$	s	0,516
$\mathbf{T_B}$	s	0,172
$\mathbf{T_D}$	s	2,872

Tabella 9-14: parametri necessari alla definizione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

9.7.2.1 Determinazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalenti dei differenti isolatori

Viene ora ripercorsa la procedura illustrata nel paragrafo 7.5 con il fine di determinare la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente. del generico dispositivo d'isolamento.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
μ	0,058	0,049	0,048	0,052	0,048	0,052
V(kN)	546	1344	1362	834	922	840
R (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
D^1 (m)	0,1	0,09	0,08	0,08	0,1	0,08
K^1 (kN/m)	464,695	1092,419	1190,609	766,014	688,971	768,363
ξ^1 (%)	43,441	42,501	43,972	44,924	40,630	44,842
η^1	0,454	0,459	0,452	0,448	0,468	0,448
T^1 (s)	2,175	2,225	2,146	2,094	2,321	2,098
S_e^1 (m/s^2)	0,669	0,660	0,674	0,684	0,646	0,684
D^2 (m)	0,080	0,083	0,079	0,076	0,088	0,076
K^2 (kN/m)	543,143	1155,665	1204,434	794,346	748,051	795,020
ξ^2 (%)	46,362	43,659	44,198	45,593	42,449	45,473
η^2	0,441	0,453	0,451	0,445	0,459	0,445
T^2 (s)	2,012	2,163	2,134	2,056	2,228	2,063
S_e^2 (m/s^2)	0,702	0,671	0,677	0,692	0,660	0,691
D^3 (m)	0,072	0,080	0,078	0,074	0,083	0,074
K^3 (kN/m)	587,930	1188,161	1211,214	808,636	779,256	808,431
ξ^3 (%)	47,680	44,206	44,307	45,912	43,298	45,775
η^3	0,436	0,451	0,450	0,443	0,455	0,444
T^3 (s)	1,934	2,134	2,128	2,038	2,183	2,046
S_e^3 (m/s^2)	0,721	0,677	0,678	0,696	0,668	0,695
D^4 (m)	0,068	0,078	0,078	0,073	0,081	0,074
K^4 (kN/m)	611,566	1204,370	1214,518	815,711	795,018	815,064
ξ^4 (%)	48,297	44,468	44,360	46,066	43,702	45,921
η^4	0,433	0,450	0,450	0,443	0,453	0,443
T^4 (s)	1,896	2,119	2,125	2,029	2,161	2,037
S_e^4 (m/s^2)	0,732	0,679	0,678	0,698	0,671	0,697
D^5 (m)	0,067	0,077	0,078	0,073	0,079	0,073
K^5 (kN/m)	623,566	1212,340	**1216,124**	**819,184**	802,809	818,316
ξ^5 (%)	48,593	44,594	**44,385**	**46,141**	45,018	45,991
η^5	0,432	0,449			0,447	0,443
T^5 (s)	1,878	2,112			2,151	2,033
S_e^5 (m/s^2)	0,737	0,681			0,666	0,697
D^6 (m)	0,066	0,077			0,078	0,073
K^6 (kN/m)	629,544	**1216,231**			812,980	**819,904**
ξ^6 (%)	48,736	**44,655**			45,257	**46,026**
η^6	0,431				0,446	

T^6 (s)	1,869				2,137	
S_e^6 (m/s^2)	0,739				0,668	
D^7 (m)	0,065				0,077	
K^7 (kN/m)	632,495				817,894	
ξ^7 (%)	48,806				45,371	
η^7	0,431				0,446	
T^7 (s)	1,864				2,131	
S_e^7 (m/s^2)	0,740				0,670	
D^8	0,065				0,077	
K^8 (kN/m)	**633,945**				**820,253**	
ξ^8 (%)	**48,840**				**45,424**	

Tabella 9-15: determinazione rigidezza equivalente e smorzamento viscoso equivalente per analisi lineare allo SLV.

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti nelle diverse posizioni della struttura si procede con una stima dello smorzamento viscoso equivalente medio, necessario per la definizione dello spettro elastico in accelerazione. Tale valutazione avviene effettuando una media pesata dei diversi valori di ξ, valutati nelle diverse posizioni e riportati nella Tabella 9-15. Effettuando tale operazione si ottiene un ξ medio del 46,05 %. che risulta superiore al limite massimo previsto dalla normativa nell' equazione 7.6. Lo spettro sarà quindi costruito utilizzando il valore limite dello smorzamento viscoso equivalente. Viene di seguito riportato lo spettro elastico in accelerazione orizzontale utilizzato nell'analisi modale con spettro di risposta.

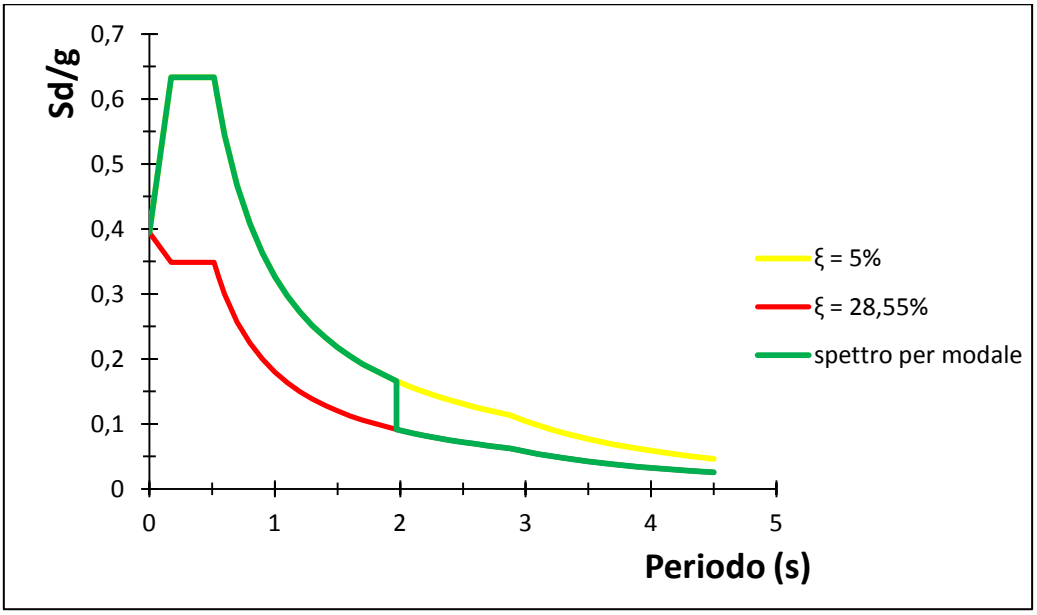


Figura 9-10: spettri di risposta elastici in accelerazione per diversi valori di ξ allo SLV.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale allo stato limite di salvaguardia della vita presenta invece le medesime caratteristiche di quello riportato in Figura 7-25.

9.7.2.2 Modi di vibrare della struttura isolata

Dopo aver determinato i valori delle rigidezze equivalenti dei diversi isolatori che schematizzano mediante un approccio lineare il comportamento della struttura isolata si procede con la determinazione dei modi di vibrare della struttura e delle relative percentuali di massa partecipante.

Direzione	Periodo (s)	Massa partecipante (%)
Orizzontale x	2,46	99,88
Orizzontale y	2,45	99,91
Verticale z	0,06	95,42

Tabella 9-16: determinazione dei modi di vibrare e delle relative masse partecipanti.

9.7.3 Considerazioni sull'applicabilità di una procedura di analisi lineare

Si evidenzia che nessuno dei quattro prerequisiti introdotti dalla normativa risulta soddisfatto.

1 La prima prescrizione, riportata nella relazione 7.13, non viene soddisfatta da nessun isolatore, vedi Tabella 9-17.

	POSIZIONE					
	A1-A5-D1-D5	**B2-B4-C2-C4**	**B3-C3**	**A2-A4-D2-D4**	**B1-B5-C1-C5**	**A3-D3**
R (m)	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
$d/(3\mu_{din})$	0,37	0,52	0,54	0,47	0,54	0,47

Tabella 9-17: prima condizione necessaria per l'applicabilità di una procedura di modellazione lineare del sistema d'isolamento.

2 Come si è visto precedentemente il limite sul valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente viene superato.

3 Neppure la terza condizione, che prevede il soddisfacimento della disequazione 4.5, risulta soddisfatta.

4 La quarta limitazione della normativa, riportata nella disequazione 7.14, risulta non soddisfatta, fornendo un valore di 1,55 m che risulta inferiore al valore di R pari a 3,7 m.

9.7.4 Tagli agenti al piede della struttura

9.7.4.1 Tagli agenti in direzione x

Si concentra ora l'attenzione su uno dei parametri che riveste il maggiore interesse al fine di cogliere il comportamento della struttura descritto mediante due procedure di analisi differenti. Accanto alle differenze sul valore del taglio massimo, riportate per ogni pilastro, si introducono le differenze in termini di taglio totale.

I risultati riportati in Tabella 9-18 delineano delle differenze tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare che può essere stimata dell'ordine del 28 % per i quattro pilastri d'angolo, del 18 % per i pilastri perimetrali posti in posizione A2 – A3 – A4 – D2 – D3 – D4. Tale differenza cresce invece per i pilastri posti all'interno della struttura in cui si raggiunge una differenza dell'ordine del 40 % valutata rispetto ai valori forniti dall'analisi dinamica non lineare.

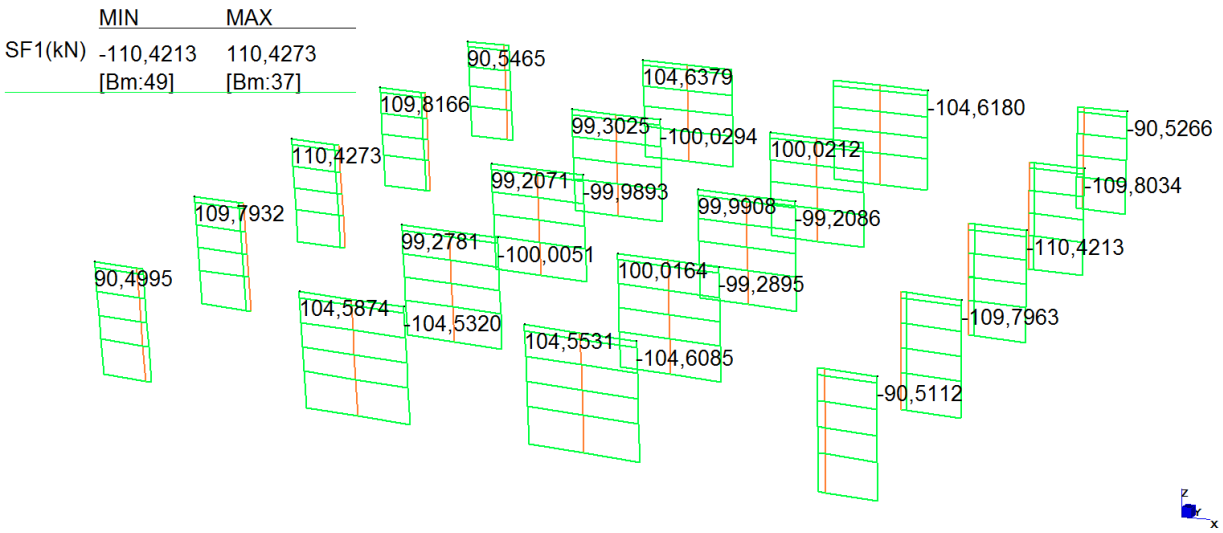


Figura 9-11:inviluppo del taglio in direzione x ottenuto dall'analisi modale.

Tagli massimi in direzione x (kN)			
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
colA1-1	90,51	129,50	30,11%
colA2-1	109,8	140,53	21,86%
colA3-1	110,43	137,88	19,91%
colA4-1	109,8	140,90	22,07%
colA5-1	90,51	131,02	30,92%
colB1-1	104,63	157,23	33,45%
colB2-1	100,02	153,64	34,90%
colB3-1	100	172,21	41,93%

colB4-1	100,02	158,88	37,05%
colB5-1	104,63	163,32	35,93%
colC1-1	104,63	164,22	36,29%
colC2-1	100,02	153,91	35,02%
colC3-1	100	177,46	43,65%
colC4-1	100,02	159,70	37,37%
colC5-1	104,63	168,02	37,73%
colD1-1	90,51	119,21	24,08%
colD2-1	109,8	129,07	14,93%
colD3-1	110,43	130,91	15,64%
colD4-1	109,8	127,63	13,97%
colD5-1	90,51	122,07	25,85%

Tabella 9-18: sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione x.

A questo punto può essere utile effettuare un confronto sui **tagli totali** agenti al piede della struttura in direzione x. L'analisi modale con spettro di risposta fornisce un taglio complessivo di 1521,16 kN mentre l'analisi dinamica non lineare fornisce un taglio complessivo di 2515,49 kN generando una differenza del **39,53 %.**

9.7.4.2 Tagli agenti in direzione y

In modo analogo si riportano in Tabella 9-19 le differenze fra le sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione y. I risultati riportati in Tabella 9-19 delineano una differenza tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare che può essere stimata dell'ordine del 57 % per i quattro pilastri d'angolo, del 40 % per i pilastri posti in posizione A2 – A3 – A4 – D2 – D3 – D4 – B2- B4 – C2 – C4 e del 50 % per i restanti.

Per quanto riguarda il **taglio totale** agente al piede della struttura in direzione y l'analisi modale con spettro di risposta fornisce un taglio complessivo di 1526,3 kN mentre l'analisi dinamica non lineare fornisce un taglio complessivo di 2665,22 kN generando una differenza del **42,73 %.**

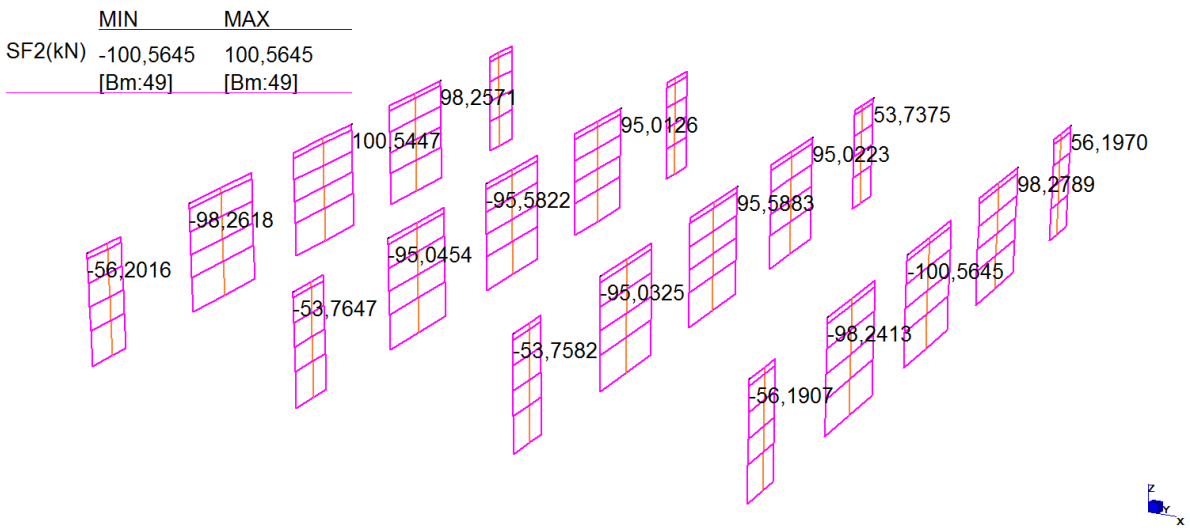


Figura 9-12: inviluppo del taglio in direzione y ottenuto dall'analisi modale.

Tagli massimi in direzione y (kN)			
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
colA1-1	56,2	132,38	57,55%
colA2-1	98,27	163,03	39,72%
colA3-1	100,55	155,93	35,52%
colA4-1	98,27	177,09	44,51%
colA5-1	56,2	133,87	58,02%
colB1-1	53,76	118,81	54,75%
colB2-1	95,04	150,32	36,78%
colB3-1	95,58	185,54	48,48%
colB4-1	95,04	149,70	36,51%
colB5-1	53,76	109,20	50,77%
colC1-1	53,76	113,54	52,65%
colC2-1	95,04	158,50	40,04%
colC3-1	95,58	188,53	49,30%
colC4-1	95,04	147,21	35,44%
colC5-1	53,76	109,05	50,70%
colD1-1	56,2	137,09	59,01%
colD2-1	98,27	179,51	45,26%
colD3-1	100,55	163,18	38,38%
colD4-1	98,27	172,55	43,05%
colD5-1	56,2	126,98	55,74%

Tabella 9-19: sollecitazioni taglianti massime agenti in direzione y.

9.7.5 Sollecitazioni agenti in alcuni elementi strutturali di riferimento

9.7.5.1 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione x

In modo analogo a quanto fatto per il suolo tipo A dopo aver analizzato le sollecitazioni taglianti agente al piede della struttura si concentra l'attenzione sulle travi.

	Taglio estremità A (kN)			Taglio estremità B (kN)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmxA4-1	165,1	186,28	11,37%	164,12	192,19	14,60%
bmxB5-1	132,04	152,38	13,35%	132,04	151,91	13,08%
bmxB5-2	115,92	143,15	19,02%	115,92	138,60	16,37%
bmxA2-3	129,83	164,85	21,24%	141,24	180,81	21,89%
bmxB4-3	134,62	157,49	14,52%	134,62	157,59	14,57%
bmxA1-4	53,51	71,30	24,95%	61,2	86,18	28,99%
bmxA4-4	85,57	101,48	15,67%	98,78	125,65	21,38%

Tabella 9-20: differenze sollecitazioni taglianti agenti sulle travi in direzione x.

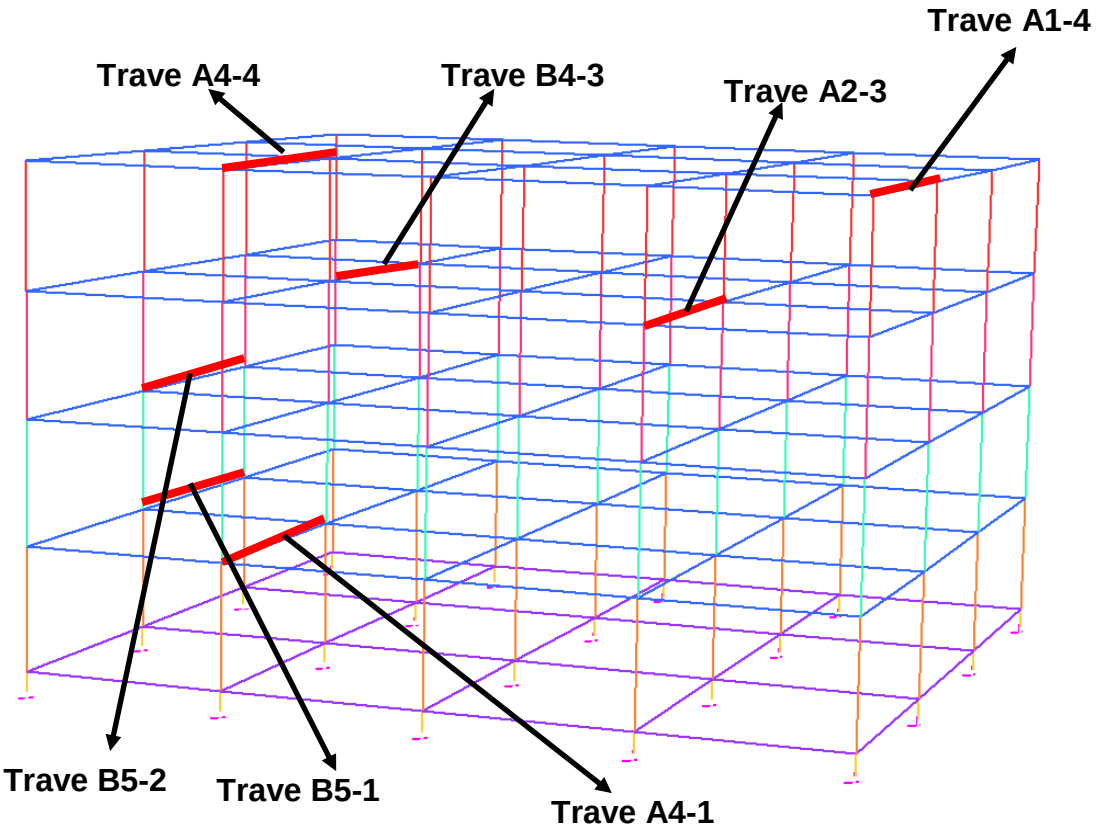


Figura 9-13: ubicazione travi di riferimento in direzione x.

	Momento flettente estremità A (kNm)			Momento flettente estremità B (kNm)		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmxA4-1	261,26	325,28	19,68%	248,66	328,44	24,29%
bmxB5-1	223,71	283,43	21,07%	223,71	281,76	20,60%
bmxB5-2	176,33	257,68	31,57%	176,33	244,25	27,81%
bmxA2-3	145,53	258,51	43,70%	168,76	269,50	37,38%
bmxB4-3	168,26	239,18	29,65%	168,26	238,88	29,56%
bmxA1-4	49,4	106,26	53,51%	65,98	122,28	46,04%
bmxA4-4	70,91	119,07	40,45%	104,23	164,27	36,55%

Tabella 9-21: differenze sollecitazioni flettenti agenti sulle travi in direzione x.

9.7.5.2 Sollecitazioni taglianti e flettenti agenti sulle travi disposte in direzione y

Si procede ora con il confronto delle sollecitazioni taglianti e flettenti agenti in alcune travi di riferimento disposte in direzione y.

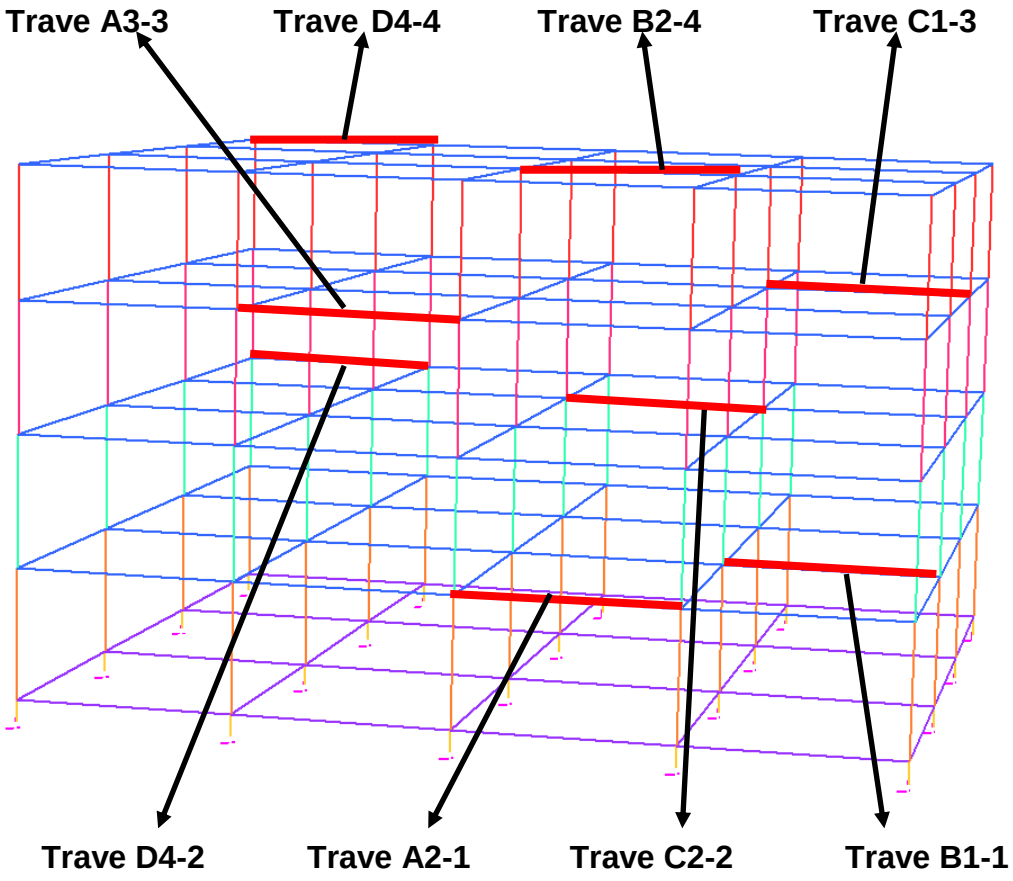


Figura 9-14: ubicazione travi di riferimento in direzione y.

Si riconferma fin da subito che le differenze medie tra i risultati forniti dalle due analisi sono maggiori di quelle riscontrate in direzione x. Questa eterogeneità nei risultati è causata ancora una volta dalla differenza di rigidezza della struttura nelle direzioni x ed y. L'analisi non lineare, infatti, a differenza di quella lineare, riesce a cogliere i moti secondari della sovrastruttura.

	Taglio estremità A (kN)			**Taglio estremità B (kN)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmyA2-1	82,23	106,46	22,76%	82,78	102,15	18,96%
bmyB1-1	69,46	100,21	30,68%	63,45	87,53	27,51%
bmyC2-2	48,69	81,42	40,20%	49,97	76,82	34,95%
bmyD4-2	64,26	104,04	38,24%	64,44	97,49	33,90%
bmyA3-3	49,52	75,24	34,19%	48,56	74,36	34,70%
bmyC1-3	37,16	78,18	52,47%	30,88	74,12	58,34%
bmyB2-4	21,17	46,65	54,62%	23,5	44,57	47,27%
bmyD4-4	19,08	47,50	59,83%	20,21	44,73	54,82%

Tabella 9-22: differenze sollecitazioni taglianti agenti sulle travi in direzione y.

	Momento flettente estremità A (kNm)			**Momento flettente estremità B (kNm)**		
Posizione	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**	**Analisi modale**	**Analisi dinamica non lineare**	**Differenza**
bmyA2-1	156,7	216,75	27,71%	156,72	205,94	23,90%
bmyB1-1	154,03	235,10	34,48%	128,64	186,79	31,13%
bmyC2-2	96,57	174,06	44,52%	99,4	170,93	41,85%
bmyD4-2	100,98	193,87	47,91%	119,27	204,73	41,74%
bmyA3-3	72,85	140,89	48,29%	72,26	132,51	45,47%
bmyC1-3	72,49	186,09	61,04%	44,29	139,61	68,28%
bmyB2-4	28,47	75,19	62,14%	31,27	103,67	69,84%
bmyD4-4	16,3	73,36	77,78%	26,49	97,55	72,84%

Tabella 9-23: differenze sollecitazioni flettenti agenti sulle travi in direzione y.

9.8 Effetti della variazione delle caratteristiche geotecniche del terreno

Dopo aver effettuato una esaustiva trattazione del comportamento della struttura isolata sulle tre differenti tipologie di terreno si è ritenuto opportuno effettuare delle comparazioni

dirette in termini di taglio totale al piede della struttura nei tre tipi di suolo. In particolare si conduce un confronto dei risultati ottenuti con le due procedure di analisi adottate: l'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare.

L'analisi modale fornisce dei tagli totali che, pur variando da suolo a suolo, assumono valori prossimi tra loro nelle due direzioni principali della struttura. Questo ci permette di confermare ancora una volta che il ricorso a una modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare equivalente si traduce in comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido che trasla sugli isolatori sismici. Dall'analisi dinamica non lineare emerge invece una distribuzione differente delle sollecitazioni taglianti nelle due direzioni. Nel caso in esame, come si è potuto vedere nei capitoli precedenti, si ha una sollecitazione tagliante maggiore in direzione y rispetto alla direzione x. La differenza, del 7 % per il suolo A, dell' 8,5 % per il suolo B e del 5,6 % per il suolo C, è dovuta alla variazione di rigidezza della struttura nelle due direzioni, vedi CAPITOLO 6, che la modellazione di tipo non lineare sembra cogliere anche nella struttura isolata.

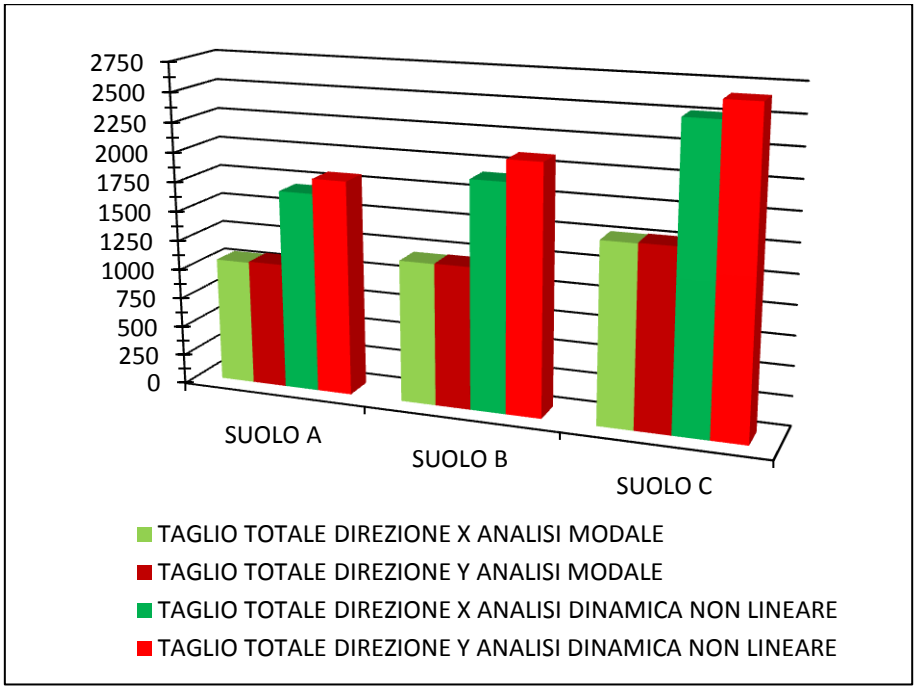


Figura 9-15: confronto tagli totali agenti al piede della struttura.

Per quanto riguarda una possibile interpretazione della differenza di sollecitazione tagliante massima al piede della struttura tra i risultati forniti dall'analisi modale e l'analisi dinamica non lineare si rimanda al capitolo successivo in cui verrà offerta una trattazione dettagliata.

Quello che si ritiene interessante evidenziare in questa fase è la variazione percentuale di sollecitazione tagliante che si rileva nel passaggio da una categoria di terreno ad un'altra

utilizzando una tipologia di analisi lineare piuttosto che non lineare. I confronti successivi, riportati in Figura 9-16, sono stati effettuati prendendo in riferimento il taglio agente in direzione x. L'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare si accomunano per il fatto di produrre incrementi percentuali simili nel passaggio da una tipologia di terreno ad un' altra. Anche l'analisi di tipo lineare, le cui ipotesi di applicabilità risultano violate, sembra quindi cogliere in maniera adeguata l'input sismico fornendo differenze percentuali prossime a quelle della più precisa analisi non lineare.

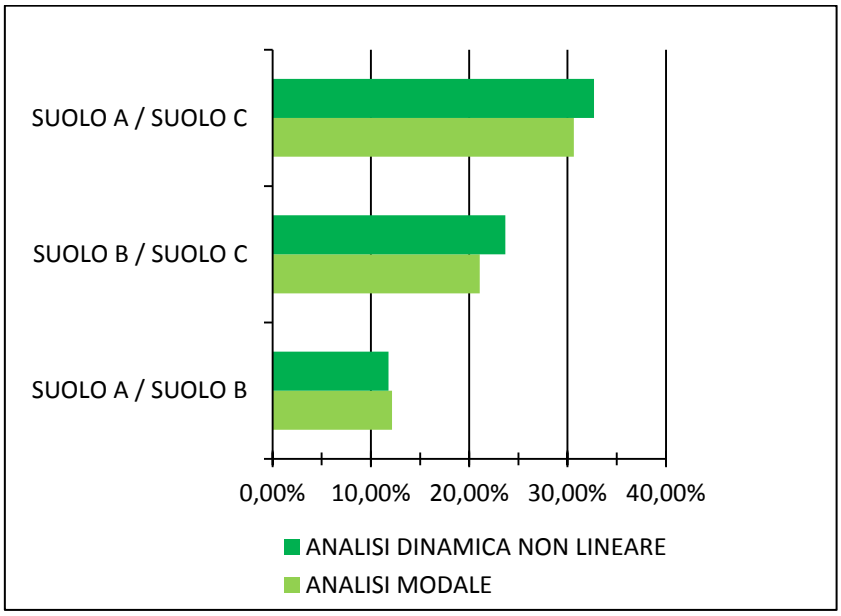


Figura 9-16: incremento sollecitazioni taglianti massime nel passaggio da una tipologia di terreno ad un'altra.

CAPITOLO 10
Comportamento della struttura isolata in fase di distacco ed inversione del moto

10.1 Introduzione

In questo capitolo si cerca di individuare quali possano essere le possibili cause che generano delle differenze tra i risultati forniti dalle procedure di analisi lineare e non lineare in termini di taglio totale alla base. Nei paragrafi successivi si effettua quindi uno studio ragionato atto a individuare questa variabilità nella risposta della struttura isolata che l'analisi dinamica non lineare a differenza di quella modale con spettro di risposta coglie.

10.2 Comportamento al distacco

Il sistema isolato, prima che inizi lo scorrimento indotto dal sisma, non è attivato ed il comportamento dell'edificio è simile a quello di una struttura a base fissa, caratterizzata dal proprio periodo di vibrazione. La componente accelerometrica è quella ottenuta dallo spettro di risposta elastico in accelerazione per il livello di smorzamento proprio della sovrastruttura, per esempio il 5 %. Questa condizione si ripropone in maniera analoga nelle fasi di inversione del moto in cui bisogna rompere i legami attritivi tra le superfici di contatto affinché sia possibile l'innesco del moto nel verso opposto. Sarà proprio questa fase l'oggetto delle considerazioni che saranno in seguito condotte.

La verifica in corrispondenza delle condizioni precedenti al distacco è rappresentativa di uno stato di sollecitazione indipendente dalla successiva fase di moto dinamico e deve costituire una parte integrante delle verifiche di calcolo. Si evidenzia che nella normativa italiana non viene effettuato nessun riferimento in merito al problema del distacco e all'incremento di sollecitazioni ad esso associato rimettendo nelle mani del progettista la responsabilità di effettuare una corretta rappresentazione del fenomeno fisico.

Prima del distacco il sistema può essere rappresentato da un corpo di peso pari W_S, appoggiato su un piano di scorrimento con attrito statico rappresentato dal relativo coefficiente di attrito statico μ_{dist}, sul quale è applicata una forza proporzionale all'accelerazione sismica agente. La fase del distacco può essere descritta dalla seguenti equazioni:

$$\begin{cases} d = 0 \\ F_h = M_p a_g + M_e a_g \beta \ \rightarrow \text{condizione di equilibrio} \rightarrow \\ F_R = F_\mu \end{cases} \begin{cases} d = 0 \\ F_h = F_R = F_\mu \end{cases} \qquad 10.1$$

$$\begin{cases} d > 0 \\ F_h = M_s a_s \ \rightarrow \quad \text{al distacco} \quad \rightarrow \\ F_R = \mu_{dist} W_S \end{cases} \begin{cases} d \cong 0 \\ F_h = M_p a_{g0} + M_e a_{g0} \beta \\ F_R = \mu_{dist} W_S \end{cases} \qquad 10.2$$

Effettuando delle sostituzioni si ottiene:

$$d \cong 0$$

$$F_h = F_R \rightarrow \ a_{g0} = \frac{W_S \, \mu_{dist}}{M_P + \beta M_e} \qquad 10.3$$

dove:

β rappresenta il coefficiente di amplificazione spettrale che dipende dal periodo della sovrastruttura;

W_S è il peso totale della struttura che può essere suddiviso in due aliquote: W_e e W_p;

W_e è il peso del solo edificio;

W_p è il peso di un'eventuale piastra di ripartizione dei carichi collocata a livello del sistema d'isolamento;

M_s. M_e, M_p sono le relative masse.

Il problema dell'innesco del moto consiste nel determinare il valore di accelerazione al terreno, a_{g0}, necessaria all'attivazione degli isolatori, tale da indurre il superamento della forza d'attrito statico che blocca i dispositivi. Le equazioni 10.1 ed 10.2 permettono di evidenziare che la forza che è trasmessa dagli isolatori alla sottostruttura può essere suddivisa in una componente dovuta alla piastra di base, rigidamente vincolata al terreno fino al distacco, e pari a M_p a_{g0}, ed una seconda componente data dal taglio alla base dell'edificio pari a M_e β a_{g0}. Si sottolinea che all'aumentare della resistenza per attrito al distacco, crescono anche le forze che vengono trasmesse alla sovrastruttura. In funzione del rapporto che sussiste tra il

coefficiente d'attrito al primo distacco e dinamico, la condizione di verifica al distacco può risultare la più gravosa per le verifiche di resistenza della sovrastruttura. Per l'analisi al distacco viene utilizzato il valore del carico verticale derivante dalla combinazione di carico quasi permanente, senza introdurre la componente sismica verticale.

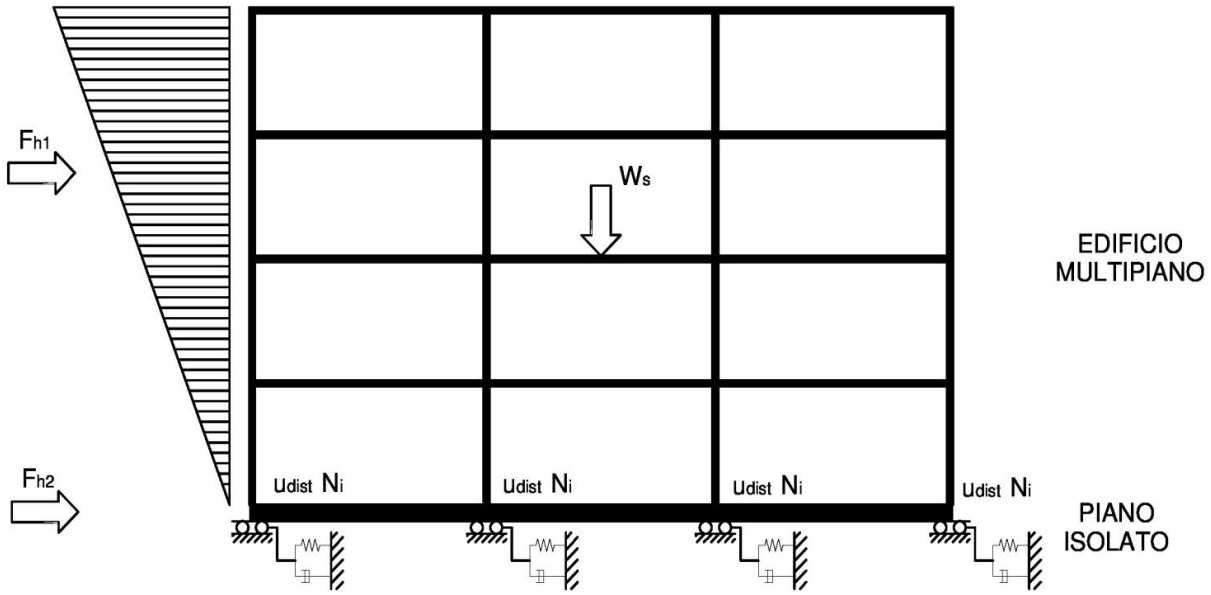


Figura 10-1: schematizzazione delle forze in fase di primo distacco.

Una preliminare valutazione del taglio totale agente al piede dell'edificio nel momento dell'attivazione degli isolatori può essere effettuata riconducendo la struttura ad un sistema a due gradi di libertà rappresentativi delle masse collocate nel piano isolato e del contributo dell'edificio soprastante, vedi Figura 10-2. Il sistema di isolamento si considera infinitamente rigido, in quanto impedisce ogni spostamento fino al superamento della soglia d'attrito al distacco, mentre per l'edificio si assume la rigidezza corrispondente al primo modo di vibrazione. Il contributo dei modi superiori, se ritenuto significativo, può essere introdotto con semplicità considerando il valore del periodo e della relativa massa partecipante secondo le medesime modalità adottate in un'analisi modale con spettro di risposta.

In fase di primo di distacco si ha un comportamento rigido dell'isolatore, l'accelerazione a_p al piede della struttura è uguale a quella del terreno a_{g0} e la sovrastruttura si comporta come se fosse a base fissa. L'accelerazione agente sul sistema ad un grado di libertà rappresentativo dell'edificio è pari a:

$$a_e = \beta \, a_{g0} \qquad 10.4$$

ed il valore massimo del taglio alla base è pari a:

$$V_e = W_e a_e \qquad 10.5$$

Note le masse e il coefficiente d'attrito al distacco si può ricavare l'accelerazione minima al terreno a_{g0} necessaria per attivare gli isolatori e la corrispondente sollecitazione di taglio alla base dell'edificio.

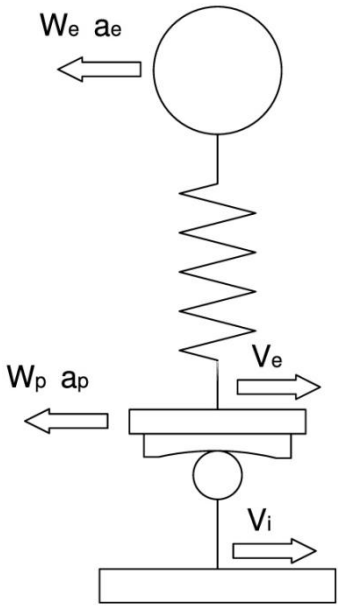


Figura 10-2: schematizzazione del sistema terreno, sistema d'isolamento, edificio.

I risultati evidenziano che l'azione di taglio in primo distacco aumenta al ridursi del valore delle ordinate dello spettro di progetto generando talvolta degli incrementi di sollecitazione che possono costituire la condizione più gravosa per la struttura. Un'analisi in cui il legame costitutivo del sistema d'isolamento è di tipo lineare non è ovviamente in grado di cogliere questa situazione portando ad una sottostima delle sollecitazioni agenti al piede della struttura.

Dopo aver illustrato la problematica del distacco è possibile effettuare una stima delle sollecitazioni di taglio che nascono in tale fase utilizzando le equazioni sopra analizzate. Le valutazioni sono state effettuate per i tre tipi di terreno considerati nelle analisi precedentemente condotte.

SUOLO TIPO A			
μ_{medio}		0,0384	
β		2,60	
Modi di vibrare	**Periodo (s)**	**Massa partecipante (%)**	**Accelerazione corrispondente (g)**
1	0,55	69,16	0,48
2	0,24	14,8	0,77
3	0,136	8,91	0,77
4	0,073	7,13	0,6
a_{g0} (g)		0,017	
Taglio totale (kN)		**669,9509**	

Tabella 10-1: taglio totale alla base in fase di distacco per il suolo tipo A.

SUOLO TIPO B			
μ_{medio}		0,0384	
β		3,24	
Modi di vibrare	**Periodo (s)**	**Massa partecipante (%)**	**Accelerazione corrispondente (g)**
1	0,55	69,16	0,72
2	0,24	14,8	0,84
3	0,136	8,91	0,77
4	0,073	7,13	0,058
a_{g0} (g)		0,014	
Taglio totale (kN)		**681,25**	

Tabella 10-2: taglio totale alla base in fase di distacco per il suolo tipo B.

SUOLO TIPO C			
μ_{medio}		0,051	
β		4,09	
Modi di vibrare	**Periodo (s)**	**Massa partecipante (%)**	**Accelerazione corrispondente (g)**
1	0,55	69,16	0,89
2	0,24	14,8	0,95
3	0,136	8,91	0,83
4	0,073	7,13	0,63
a_{g0} (g)		0,015	
Taglio totale (kN)		**922,85**	

Tabella 10-3: taglio totale alla base in fase di distacco per il suolo tipo C.

Nei calcoli appena riportati si è utilizzato un valore medio del coefficiente d'attrito dinamico anche se sarebbe più opportuno utilizzare in fase di distacco il coefficiente d'attrito

statico che assume, come è noto dalla fisica, valori leggermente superiori a quelli dell'attrito dinamico. Per le nostre considerazioni risulta comunque interessante fare riferimento al coefficiente d'attrito dinamico.

Si ritiene infatti che la differenza in termini di taglio totale al piede della struttura tra i risultati forniti dall'analisi modale e l'analisi dinamica non lineare possa essere associata non tanto al fenomeno del distacco iniziale ma a quella che si manifesta durante l'inversione del moto. La problematica può essere descritta immaginando che la struttura, dopo aver effettuato il distacco, inizi a scorrere e raggiunga una determinata posizione lungo la superficie curva di scorrimento dell'isolatore proprio quando il sisma induce un'accelerazione con verso opposto. La struttura, prima di iniziare un nuovo scorrimento con direzione opposta, deve vincere la forza d'attrito, ma prima che questo avvenga arriva un'ulteriore impulso con verso uguale a quello iniziale incrementando la sollecitazione tagliante agente al piede della struttura che si trova ancora in un moto oscillatorio simile a quello di un edificio a base fissa.

Le sollecitazioni taglianti aggiuntive al piede, indotte nella fase di inversione del moto, riportate nelle tre tabelle soprastanti, sono tali da generare le differenze riportate nei paragrafi 7.8.4, 8.7.4 e 9.7.4.

CAPITOLO 11
Effetto delle tamponature sul comportamento dinamico della struttura isolata

11.1 Introduzione

In questo capitolo ci si pone l'obiettivo di valutare l'effetto dei tamponamenti sul comportamento dinamico della struttura isolata. Nei tre capitoli precedenti la struttura è stata infatti modellata come un telaio tridimensionale isolato alla base in cui sono stati computati solamente gli effetti inerziali associati alla presenza dei tamponamenti senza effettuare nessuna considerazione sull' eventuale effetto irrigidente ad essi associato.

E' noto che la muratura di tamponamento può modellarsi per mezzo di bielle equivalenti, ovvero tramite aste fittizie soggette a compressione caratterizzate da determinati valori di rigidezza assiale. Nel corso degli anni si sono sviluppate diverse filosofie di pensiero in merito alla scelta del criterio con cui determinare la rigidezza di tali elementi. I diversi studi condotti concordano nel ribadire che i risultati sono fortemente influenzati dal tipo di pannello costituente il tamponamento e dalle modalità di prova, che pertanto non consentono di generalizzare le espressioni empiriche dedotte per la valutazione della rigidezza laterale complessiva e della resistenza ultima del sistema telaio pannello.

Altre procedure di modellazione di natura sperimentale che portano comunque alla definizione della sezione della biella equivalente, tengono anche in conto dello sforzo assiale, dovuto alla combinazione sismica delle azioni, della presenza del telaio in calcestruzzo armato e dell'eventuale presenza di aperture. Nel caso in esame sarà adottata una formulazione di questo tipo che sarà in seguito illustrata.

11.2 Tamponamento deformabile a flessione e a taglio

Una modellazione che preveda di poter rappresentare la tamponatura mediante uno schema statico di trave deformabile a taglio e a flessione porta all' introduzione della seguente relazione per la stima della rigidezza, k_{tamp}:

$$k_{tamp} = \frac{GA}{\chi h} \frac{1}{1 + \frac{\alpha'}{\chi} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l}\right)^2} \qquad 11.1$$

dove:

A è la sezione della tamponatura data dal prodotto dello spessore per la lunghezza;

h è l'altezza della tamponatura;

E è il modulo elastico;

G è il modulo elastico tangenziale;

l è la lunghezza della tamponatura e viene fornita dalle dimensioni in pianta;

χ è il fattore di taglio pari a 1,2;

α' è un coefficiente che dipende dallo schema statico: vale 4 nel caso di mensola incastrata ad un'estremità e 1 nel caso di asta con doppio incastro.

Dopo aver definito l'inclinazione della biella equivalente:

$$\alpha = arctg\left(\frac{h}{l}\right) \qquad 11.2$$

e la rispettiva lunghezza:

$$d = \sqrt{h^2 + l^2} \qquad 11.3$$

è possibile definire la rigidezza della biella equivalente che vale:

$$k_{tamp} = \frac{EA\ cos^2\alpha}{d} \qquad 11.4$$

Dalla relazione 11.4 è possibile ricavare la sezione della biella equivalente

$$A = \frac{k_{tamp}\, d}{E cos^2\alpha} \qquad 11.5$$

e quindi la larghezza w della sezione della biella equivalente:

$$w = \frac{A}{s} \qquad 11.6$$

essendo s lo spessore del tamponamento.

Questa procedura operativa del tutto generale non permette di considerare la presenza di eventuali aperture, per questo motivo si è fatto ricorso ad altre formule sperimentali che permettano di considerare tale influenza sul comportamento della struttura. In particolare si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Papia e Cavalieri, estratta dagli Atti della conferenza plenaria tenutasi a Firenze nel 2000.

11.3 Modellazione secondo la formulazione di Papia, Cavalieri

Rispetto ai metodi già disponibili, che conducono alla determinazione della larghezza della biella equivalente al pannello ai fini della rigidezza laterale, questo procedura si differenzia essenzialmente per i seguenti due aspetti:

- il proporzionamento del puntone risulta dipendente dalla rigidezza laterale del telaio non controventato;
- con la stessa procedura utilizzata per il caso di pannello pieno, si analizzano i casi di pannelli con apertura, correlando la perdita di rigidezza laterale alla dimensione del vano.

11.3.1 Influenza della rigidezza laterale del telaio

La definizione della sezione del puntone equivalente avviene introducendo un opportuno parametro λ , dipendente dalle caratteristiche elastiche e geometriche del sistema, dal quale sia ragionevole ipotizzare una dipendenza dal rapporto w/d del tipo:

$$w/d = f(\lambda) \qquad 11.7$$

La stima del parametro λ avviene mediante la seguente equazione:

$$\lambda = \frac{E_m}{E_C}\frac{s\ h}{A_p}\left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4}\frac{A_p}{A_t}\frac{l}{h}\right) \qquad 11.8$$

dove:

E_m è il modulo elastico della muratura;

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;

A_p è la sezione del pilastro;

A_t è la sezione della trave;

mentre gli altri parametri assumono il significato precedentemente illustrato.

È ora possibile riportare l'espressione analitica delle curve 11.7, dedotte sulla base di risultati numerici:

$$w = \left(\frac{c}{z}\frac{1}{\lambda^{\beta}}\right)d \qquad 11.9$$

in cui i coefficienti sono definiti nel modo seguente;

$$c = 0{,}249 - 0{,}0116v + 0{,}567v^2 \qquad 11.10$$

$$\beta = 0{,}146 + 0{,}0073v + 0{,}126v^2 \qquad 11.11$$

$$z = 1{,}125 \quad per \quad l/h \geq 1{,}5 \qquad 11.12$$

11.3.2 Effetti delle aperture nei tamponamenti

Sempre dagli Atti della conferenza plenaria tenutasi a Firenze nel 2000, si è estratta l'estensione della formulazione proposta da Papia e Cavalieri, in merito agli effetti delle aperture nei pannelli di tamponamento nella risposta strutturale di un generica maglia di telaio soggetta a forze orizzontali.

La presenza di aperture per vani porta o finestra nei pannelli di tamponamento può infatti determinare significative perdite di rigidezza locale. L'indagine numerica viene qui finalizzata a valutare la possibilità di correlare la perdita di rigidezza del pannello alla dimensione del vano e, più precisamente, a dedurre il fattore di riduzione della sezione del puntone diagonale equivalente ai fini della rigidezza laterale, attraverso il quale correggere l'espressione 11.9, valida per il pannello pieno.

L'indagine è stata condotta limitatamente al caso di aperture definite da un solo parametro; pertanto si tratta di vani omotetici rispetto al pannello cui appartengono ed ubicati in posizione centrata. Con queste restrizioni il parametro che caratterizza la presenza dell'apertura è rappresentato dal rapporto tra una qualsiasi delle due dimensioni dell'apertura e la corrispondente dimensione del pannello in cui essa è praticata.

Se si indica con w_v la larghezza della sezione del puntone equivalente nel caso di pannello con apertura, e si mantiene il simbolo w per la larghezza della sezione del puntone equivalente allo stesso pannello pensato privo di aperture, l'analisi numerica tende a definire una funzione del tipo:

$$r = f(a) \qquad 11.13$$

nella quale:

a è un parametro caratteristico della sezione del vano, definito come rapporto tra una dimensione del vano, h_v, e la rispettiva dimensione del pannello a cui appartiene, h;

r è il rapporto tra la sezione del puntone diagonale equivalente al pannello forato e la sezione del puntone diagonale equivalente al pannello pieno.

È quindi possibile scrivere:

$$w_v = r\, w \qquad 11.14$$

Il coefficiente r che tiene in considerazione l'effetto delle apertura viene definito dalla seguente relazione:

$$r = 1{,}24 - 1{,}7\frac{h_v}{h} \qquad 11.15$$

Si tratta di un coefficiente, minore di 1, che contribuisce a ridurre la sezione della biella equivalente rispetto ai valori determinati con la procedura illustrata nel paragrafo 11.3.1.

11.4 Determinazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della biella equivalente

Vengono in seguito determinate le caratteristiche delle bielle equivalenti corrispondenti ai tamponamenti dei diversi piani nelle differenti direzioni.

Si è assunto di considerare come parametro che caratterizza la presenza del vano la sua altezza, h_v, ipotizzata di 2,1 m. Si assume inoltre che le aperture siano posizionate nella mezzeria del tamponamento, vedi Figura 11-1. Per il tamponamento si prevede un'altezza pari a quella d'interpiano ovvero 3 m ed uno spessore di 25 cm.

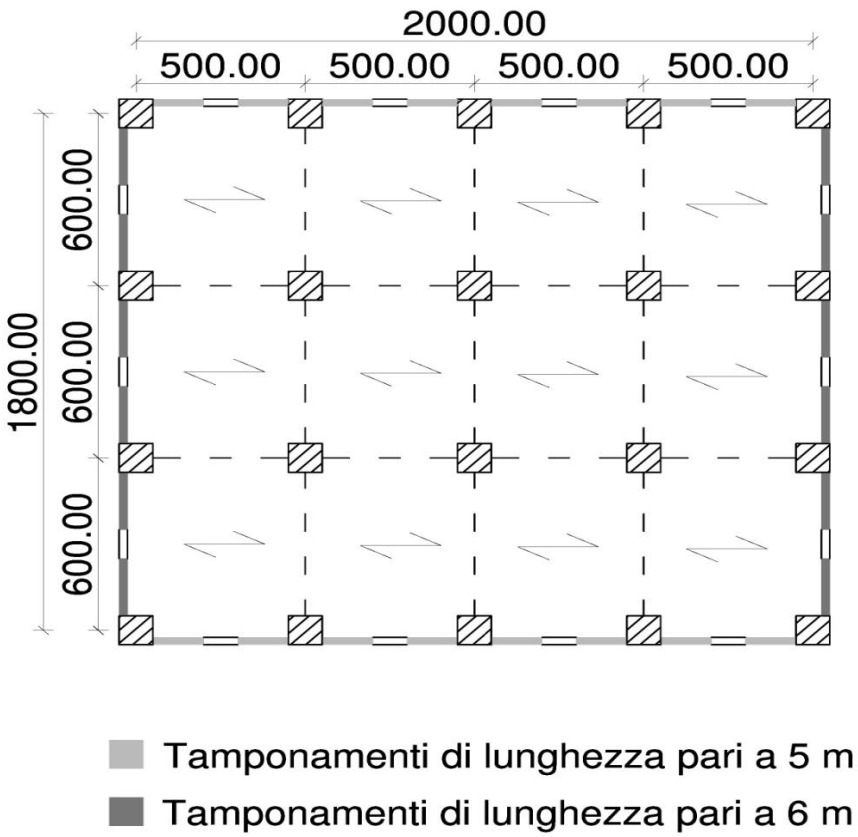


Figura 11-1: disposizione tamponamenti in un piano generico.

La resistenza caratteristica della muratura viene determinata mediante la tabella 11.10.3.1.2 delle N.T.C. in cui a partire da una malta di tipo M 5 ed una resistenza caratteristica a compressione del blocco di laterizio costituente il tamponamento, f_{bk}, pari a 12,95 Mpa si ottiene una resistenza caratteristica della muratura, f_k, pari a 5,47 Mpa.

Il modulo di elasticità normale vale invece:

$$E = 1000\, f_k = 5470 \text{ Mpa} \qquad 11.16$$

mentre il modulo di elasticità tangenziale vale:

$$G = 0{,}4\, E = 2188 \text{ Mpa} \qquad 11.17$$

Si riportano in Tabella 11-1 ed in Tabella 11-2 le larghezze delle bielle equivalenti ai tamponamenti in direzione x ed y nei diversi impalcati. Si evidenzia che all'atto della modellazione numerica la biella equivalente sarà sostituita da due bielle aventi per estremità i quattro nodi costituenti la maglia del generico telaio considerato, bisognerà quindi dimezzare il valore di w_v in seguito riportato.

		PIANO 1		**PIANO 2**	
		DIREZIONE X	DIREZIONE Y	DIREZIONE X	DIREZIONE Y
l	m	6	5	6	5
h	m	3	3	3	3
d	m	6,708	5,831	6,708	5,831
f_k	Mpa	5,47	5,47	5,47	5,47
E_m	Mpa	5470	5470	5470	5470
G	Mpa	2188	2188	2188	2188
s	m	0,25	0,25	0,25	0,25
f_{ck}	Mpa	28	28	28	28
f_{cm}	Mpa	36	36	36	36
E_c	Mpa	32308,25	32308,25	32308,25	32308,25
lato pilastro	m	0,6	0,6	0,5	0,5
A_p	m^2	0,36	0,36	0,25	0,25
A_t	m^2	0,24	0,24	0,24	0,24
λ		0,352	0,347	0,391	0,403
ν		0,2	0,2	0,2	0,2
c		0,269	0,269	0,269	0,269
β		0,153	0,153	0,153	0,153
z		1,125	1,125	1,125	1,125

w	m	1,883	1,640	1,853	1,603
INFLUENZA APERTURE SUI TAMPONAMENTI					
		PIANO 1		**PIANO 2**	
		DIREZIONE X	DIREZIONE Y	DIREZIONE X	DIREZIONE Y
h_v	m	2,1	2,1	2,1	2,1
r		0,05	0,05	0,05	0,05
w_v	**m**	**0,094**	**0,082**	**0,093**	**0,080**

Tabella 11-1:larghezze bielle equivalenti piani 1 e 2.

		PIANO 3		**PIANO 4**	
		DIREZIONE X	DIREZIONE Y	DIREZIONE X	DIREZIONE Y
l	m	6	5	6	5
h	m	3	3	3	3
d	m	6,708	5,831	6,708	5,831
f_k	Mpa	5,47	5,47	5,47	5,47
E_m	Mpa	5470	5470	5470	5470
G	Mpa	2188	2188	2188	2188
s	m	0,25	0,25	0,25	0,25
f_{ck}	Mpa	28	28	28	28
f_{cm}	Mpa	36	36	36	36
E_c	Mpa	32308,25	32308,25	32308,25	32308,25
lato pilastro	m	0,4	0,4	0,3	0,3
A_p	m^2	0,16	0,16	0,09	0,09
A_t	m^2	0,24	0,24	0,24	0,24
λ		0,463	0,506	0,617	0,728
ν		0,2	0,2	0,2	0,2
c		0,269	0,269	0,269	0,269
β		0,153	0,153	0,153	0,153
z		1,125	1,125	1,125	1,125
w	m	1,806	1,549	1,729	1,465
INFLUENZA APERTURE SUI TAMPONAMENTI					
		PIANO 3		**PIANO 4**	
		DIREZIONE X	DIREZIONE Y	DIREZIONE X	DIREZIONE Y
h_v	m	2,1	2,1	2,1	2,1
r		0,05	0,05	0,05	0,05
w_v	**m**	**0,090**	**0,077**	**0,086**	**0,073**

Tabella 11-2:larghezze bielle equivalenti piani 3 e 4.

11.5 Confronto degli spostamenti d'interpiano

Si ritiene ora opportuno effettuare un confronto degli spostamenti differenziali d'interpiano, ottenuti dalle procedure di analisi non lineare, in presenza ed in assenza di tamponamenti. Tali considerazioni sono state estese al suolo di tipo A, B e C allo stato limite di danno.

11.5.1 Struttura su suolo tipo A

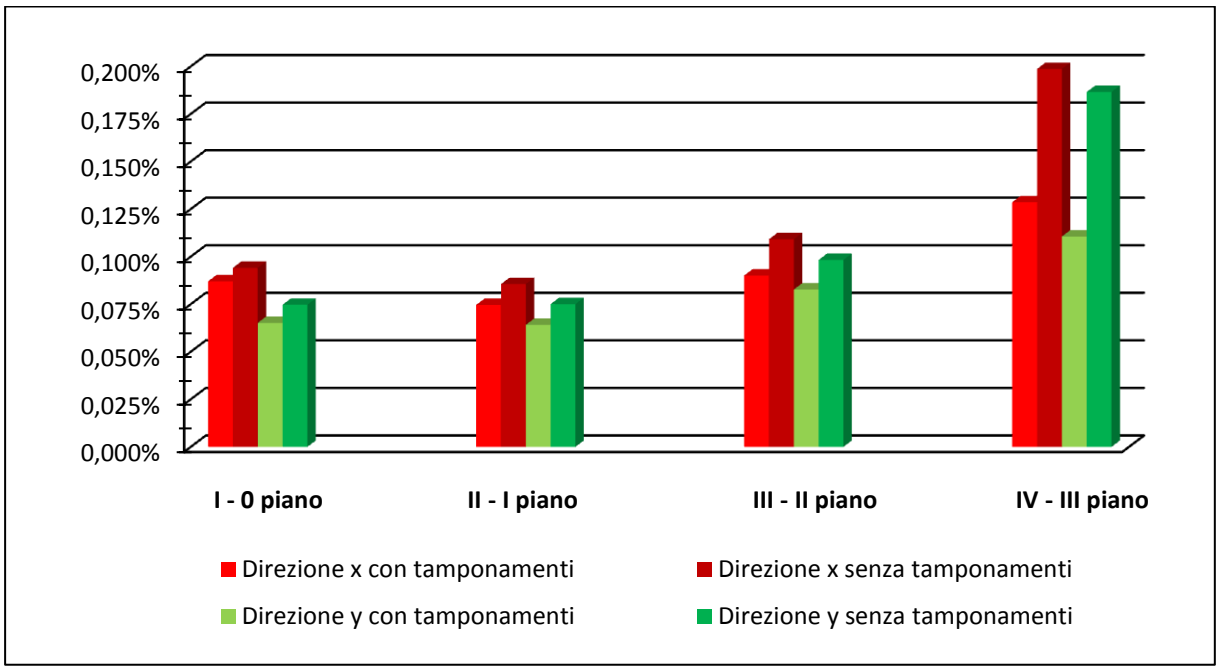


Figura 11-2: confronto spostamenti differenziali suolo tipo A.

	PIANO 1	PIANO 2	PIANO 3	PIANO 4
Direzione x con tamponamenti	0,087%	0,075%	0,090%	0,129%
Direzione x senza tamponamenti	0,094%	0,086%	0,109%	0,199%
Direzione y con tamponamenti	0,065%	0,064%	0,083%	0,111%
Direzione y senza tamponamenti	0,075%	0,075%	0,098%	0,187%

Tabella 11-3: differenze percentuali spostamenti differenziali suolo A.

La presenza dei tamponamenti, come era intuibile, riduce gli spostamenti d'interpiano, soprattutto nei piani superiori, dove era maggiormente sentito l'effetto oscillatorio derivante dall'utilizzo del legame costitutivo bilineare. L'azione sismica associata allo SLD infatti determina un valore del taglio totale alla base che supera di poco la forza d'attrito sviluppata dagli isolatori. Questo si traduce in un comportamento della struttura isolata simile a quello di una struttura a base fissa. Il fenomeno appena descritto risulta più marcato per il suolo tipo A

mentre va via via smorzandosi per il suolo tipo C dove l' azione sismica, essendo più intensa, riesce a vincere in modo più netto la forza d'attrito sviluppata dal sistema d'isolamento.

11.5.2 Struttura su suolo tipo B

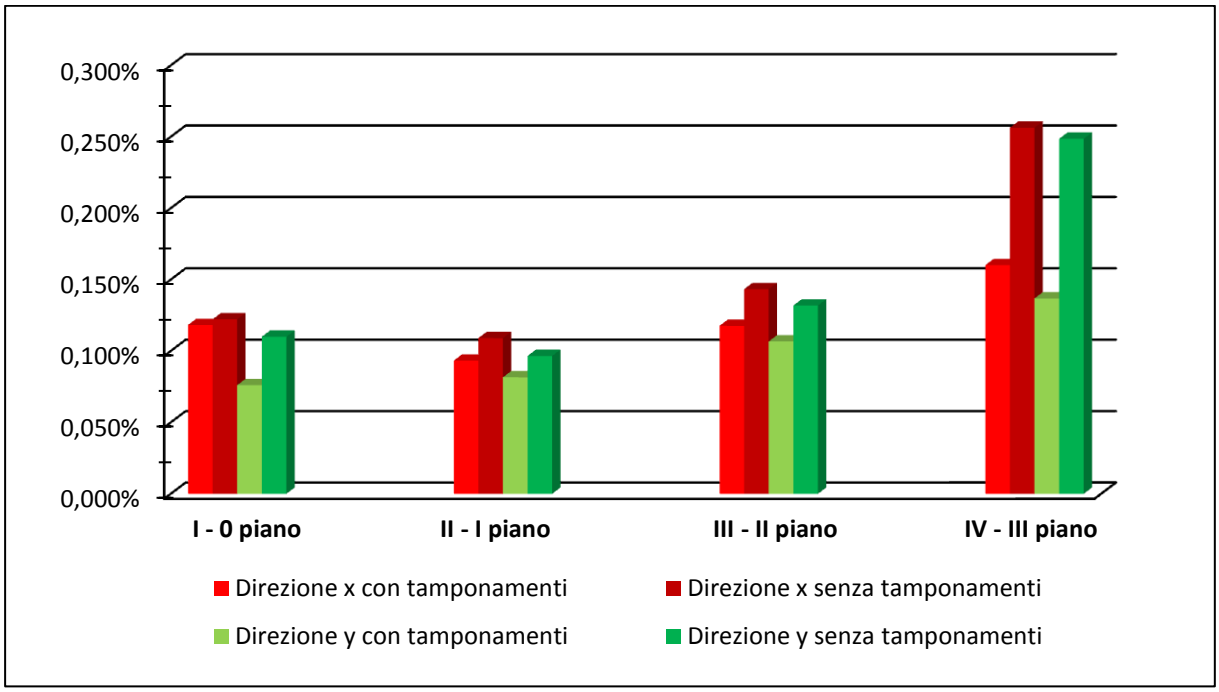


Figura 11-3: confronto spostamenti differenziali suolo tipo B.

	PIANO 1	PIANO 2	PIANO 3	PIANO 4
Direzione x con tamponamenti	0,118%	0,093%	0,118%	0,160%
Direzione x senza tamponamenti	0,122%	0,109%	0,143%	0,256%
Direzione y con tamponamenti	0,076%	0,082%	0,107%	0,137%
Direzione y senza tamponamenti	0,110%	0,097%	0,132%	0,249%

Tabella 11-4: differenze percentuali spostamenti differenziali suolo B.

11.5.3 Struttura su suolo tipo C

Per il suolo tipo C l'inserimento del tamponamento permettere di abbattere notevolmente lo spostamento d'interpiano tra il terzo e il quarto piano. I risultati riportati in Tabella 11-5 evidenziano infatti che nella modellazione senza tamponamenti la verifica sui drift d'interpiano prevista dalla normativa, che ammette uno spostamento differenziale massimo dello 0,33 % sarebbe di poco soddisfatta. L'inserimento delle bielle equivalenti alla tamponatura permette invece di ridurre tale valore dal 0,32 % al 0,21 % in direzione x e dal 0,31 % al 0,18% in direzione y.

L'inserimento dei tamponamenti nella procedura di analisi di tipo lineare, le cui ipotesi di applicabilità risultano violate, non determina importanti variazioni nella risposta della struttura in termini di spostamenti differenziali. Questo fatto conferma ancora una volta che il ricorso a una modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare equivalente si traduce in un comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido traslante. Tale tipologia di analisi non permette di descrivere la risposta della struttura antecedentemente l'avvio del moto in cui bisogna vincere l'attrito di primo distacco.

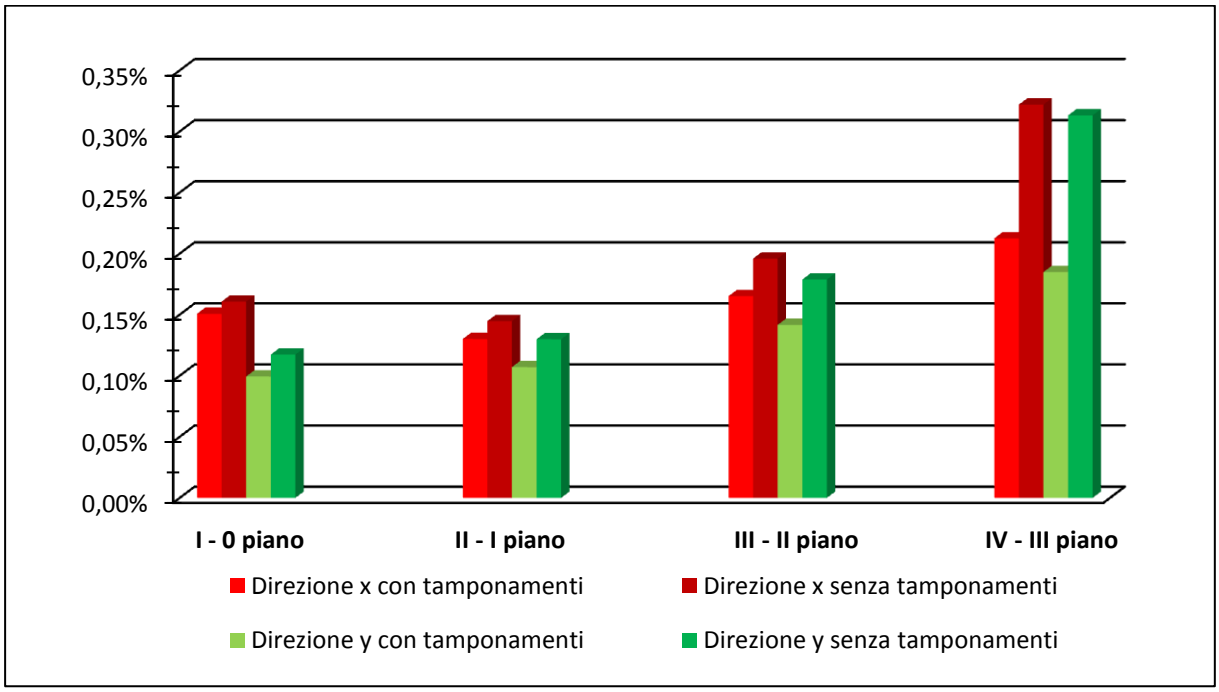


Figura 11-4: confronto spostamenti differenziali suolo tipo C.

	PIANO 1	**PIANO 2**	**PIANO 3**	**PIANO 4**
Direzione x con tamponamenti	0,151%	0,130%	0,165%	0,212%
Direzione x senza tamponamenti	0,161%	0,145%	0,196%	0,322%
Direzione y con tamponamenti	0,099%	0,107%	0,142%	0,185%
Direzione y senza tamponamenti	0,117%	0,130%	0,179%	0,313%

Tabella 11-5: differenze percentuali spostamenti differenziali suolo C.

CAPITOLO 12
Effetto dei diversi accelerogrammi sulla risposta dinamica della struttura isolata

12.1 Introduzione

Come si è potuto vedere nei capitoli introduttivi, la normativa italiana impone delle prescrizioni in merito al numero di accelerogrammi da utilizzare per l'attuazione di analisi dinamiche lineari e non lineari con integrazione al passo. Qualora infatti la risposta associata alle diverse componenti dell'azione sismica venga valutata mediante un'analisi dinamica con integrazione al passo di sette diverse combinazioni di accelerogrammi, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi. In caso contrario invece la risposta sarà determinata dai valori più sfavorevoli degli effetti anche se è previsto un numero minimo di tre combinazioni di accelerogrammi. Si ricorda che ciascuna combinazione contiene tre accelerogrammi: le due componenti accelerometriche orizzontali e la componente verticale che nel caso in esame non può essere omessa.

In questo capitolo s'intende valutare quale possa essere l'effetto di una generica combinazione di accelerogrammi sulla risposta della struttura ovvero si cerca di capire se la combinazione che genera gli effetti più severi su un determinato elemento strutturale produca analoghi effetti importanti sugli altri elementi presi in considerazione.

Per i successivi confronti vengono presi in riferimento i risultati individuati nel capitolo 9 con particolare riferimento ad un suolo di tipo C ed allo stato limite di salvaguardia della vita. Si ricorda che per tale stato limite sono stati utilizzati gli accelerogrammi generati con il software Simqke.

12.2 Taglio massimo nei diversi pilastri del piano terra

Il primo parametro di sollecitazione che è stato preso in riferimento al fine di individuare l'effetto di una generica combinazione di accelerogrammi sulla risposta dinamica della struttura è il taglio massimo alla base nei diversi pilastri del piano terra. Si è deciso di operare individuando quale set di accelerogrammi fornisce il taglio massimo in ognuno dei 20 pilastri posti al di sopra del sistema del sistema d'isolamento sia in direzione x sia in direzione y.

La ricerca, i cui risultati sono rappresentati nella Figura 12-1 per la direzione x ed y, evidenziano che le combinazioni 1 e 7 risultano essere le più severe nei confronti del taglio alla base.

Su 20 pilastri considerati, 9, ovvero il 45 %, hanno il taglio massimo in direzione x che viene fornito dalla combinazione numero 7, mentre 6, il 30 %, hanno il taglio massimo fornito dalle combinazione 1. Anche in direzione y le combinazioni 1 e 7, sembrano avere l'apporto più severo in termini di taglio massimo sui singoli pilastri del piano terra.

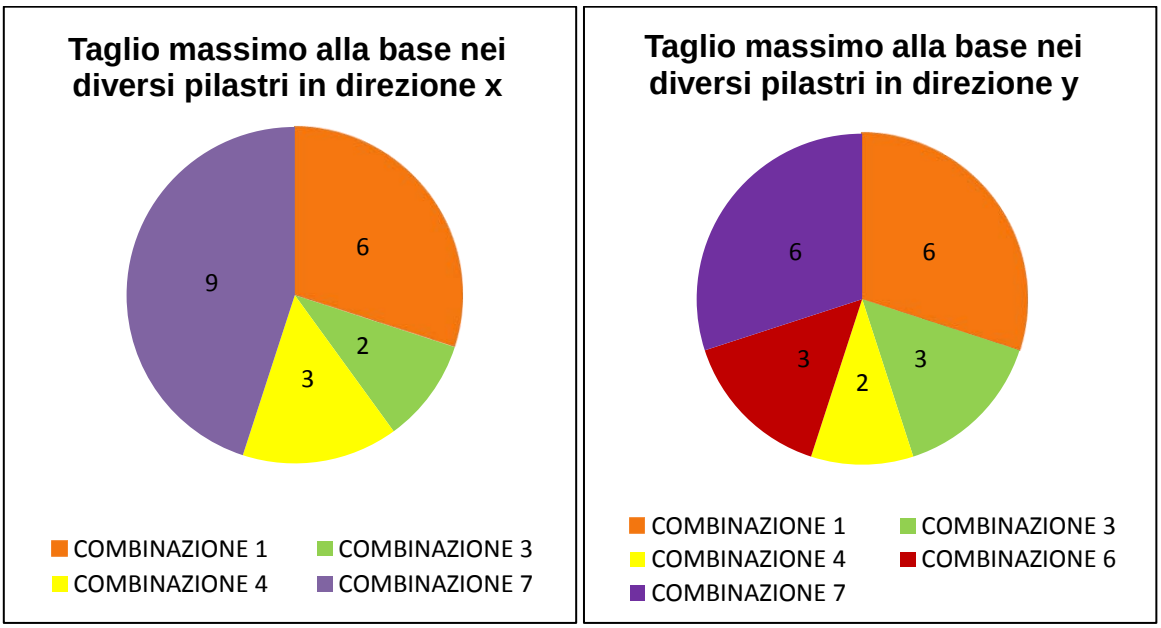


Figura 12-1: taglio massimo alla base nei diversi pilastri.

Accanto alle singole sollecitazioni taglianti massime agenti alla base dei pilastri del piano terra si effettua un'analisi dei tagli totali al piede della struttura indotti dal sisma. In particolare si effettua un confronto tra il taglio totale ottenuto dalla media delle sette combinazioni di accelerogrammi e i tagli totali forniti dalle sette diverse combinazioni di accelerogrammi.

I risultati confermano quanto precedentemente intuito, le combinazioni 1 e 7 forniscono i tagli complessivi massimi in direzione x.

In direzione y si assiste invece ad una maggiore uniformità tra i risultati forniti dalle diverse combinazioni di accelerogrammi eccezion fatta per le combinazioni 2 e 5 che presentano un maggiore scostamento, in difetto, rispetto alle altre.

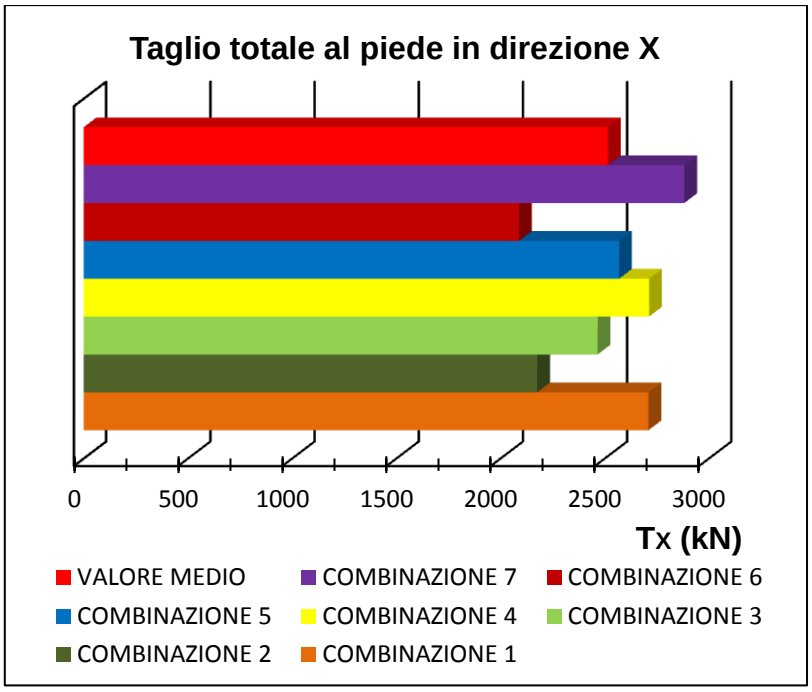


Figura 12-2: taglio totale al piede struttura in direzione x.

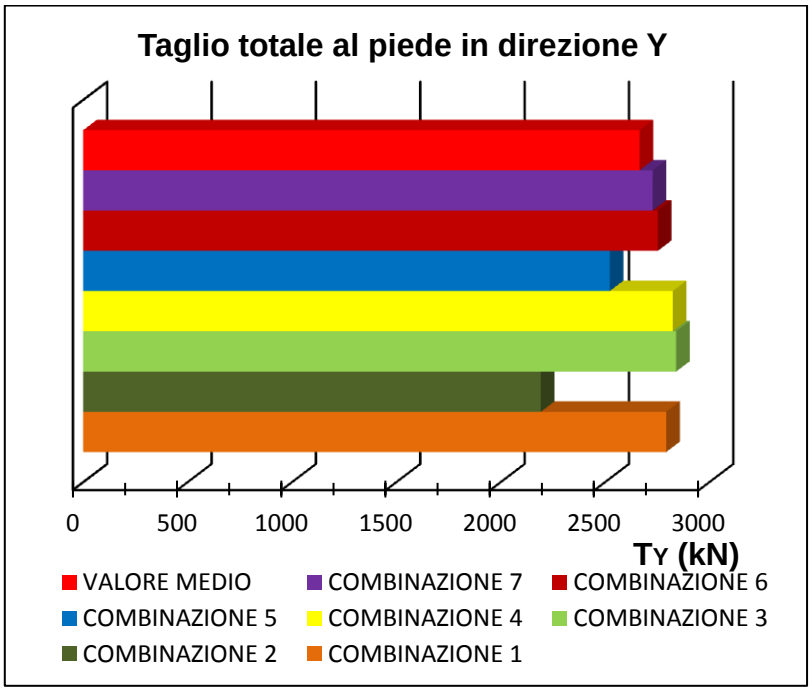


Figura 12-3: taglio totale al piede struttura in direzione y.

12.3 Sollecitazioni taglianti e flettenti massime nelle travi dei diversi impalcati

S'intende ora controllare se le combinazioni di accelerogrammi che precedentemente hanno provocato gli effetti più gravosi sui pilastri producono altrettanti stati di sollecitazione severi sugli elementi strutturali orizzontali. Nei grafici sottostanti viene riportato, per ciascuna

trave considerata, il rapporto percentuale tra il valore massimo di una determinata sollecitazione fornita da ogni combinazione e il valore medio.

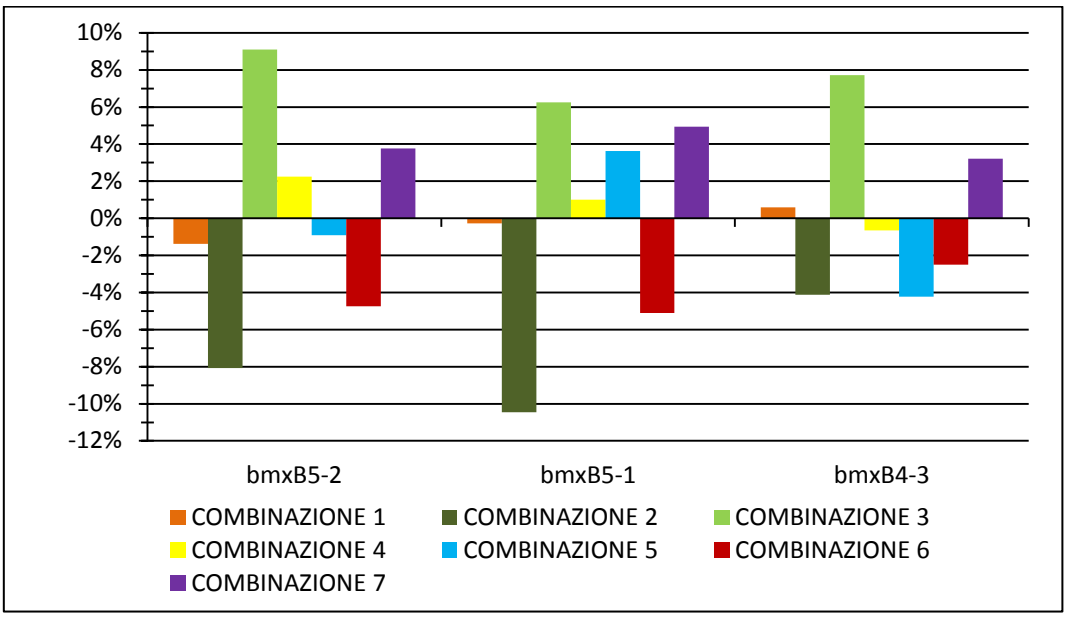


Figura 12-4: sollecitazioni taglianti travi direzione x estremità A.

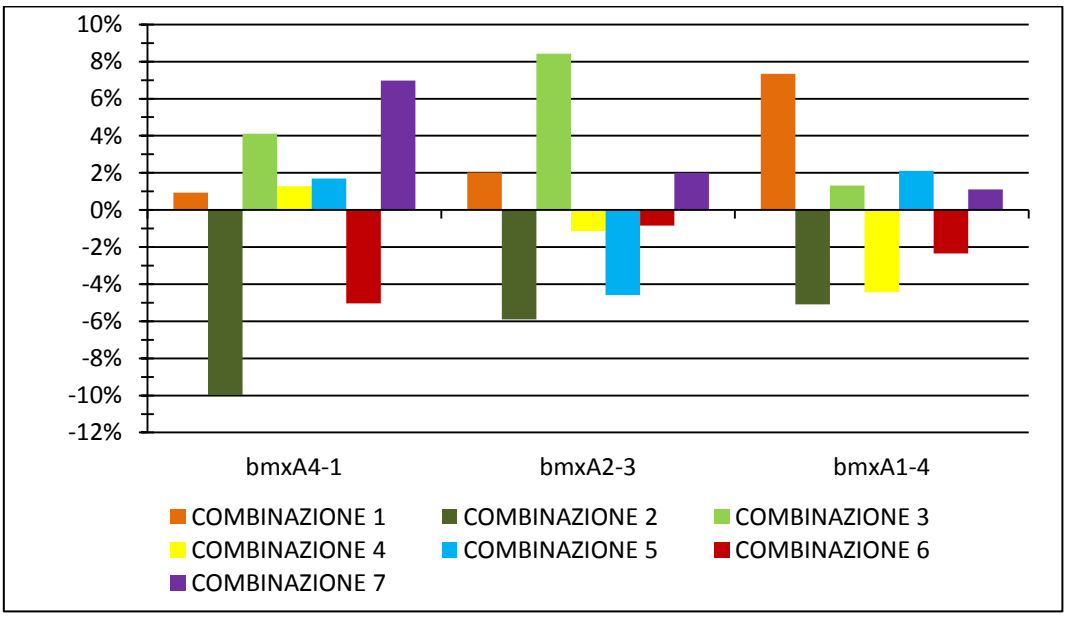


Figura 12-5: sollecitazioni taglianti travi direzione x estremità A.

I risultati evidenziano che le differenze tra i valori massimi forniti dalle diverse combinazioni e i valori medi ottenuti dalle sette combinazioni risultano meno significative rispetto a quelle viste per i pilastri, ovvero c'è una minore dispersione dei risultati delle singole combinazione rispetto al valore medio. Si segnala che la combinazione 3 produce un effetto particolarmente severo sulle travi in termini di sollecitazioni taglianti e flessionali

sebbene essa non abbia avuto nessun effetto particolarmente importante in termini di taglio massimo sui singoli pilastri.

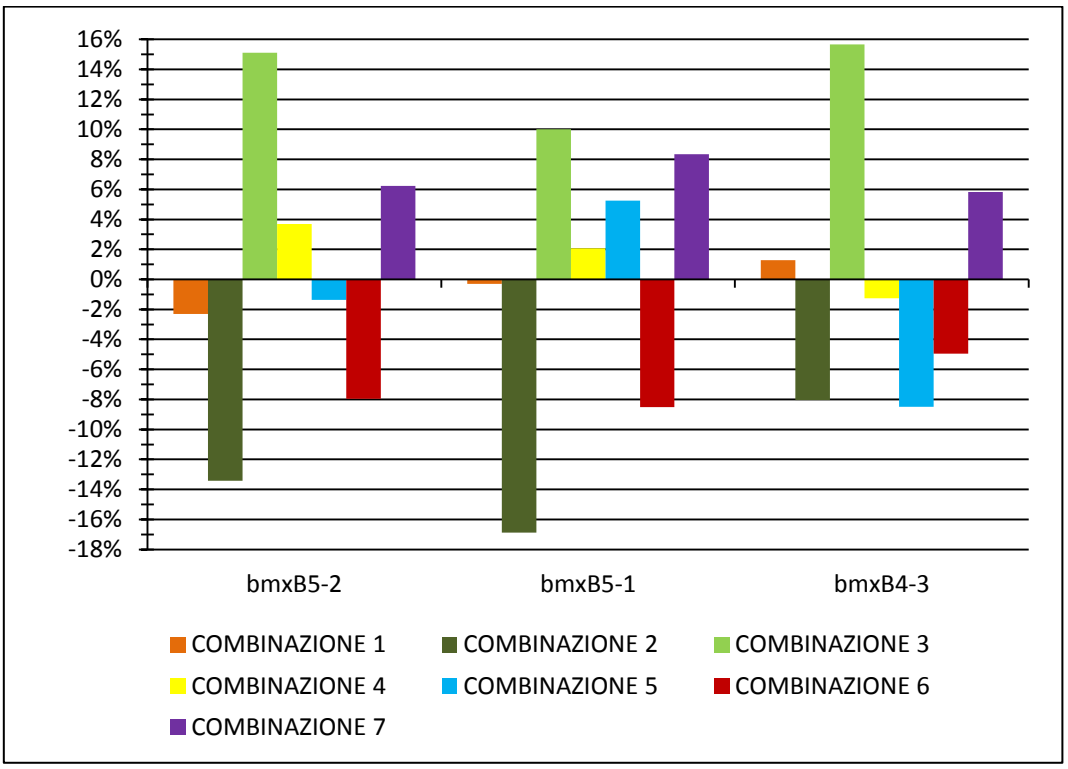


Figura 12-6: sollecitazioni flettenti travi direzione x estremità A.

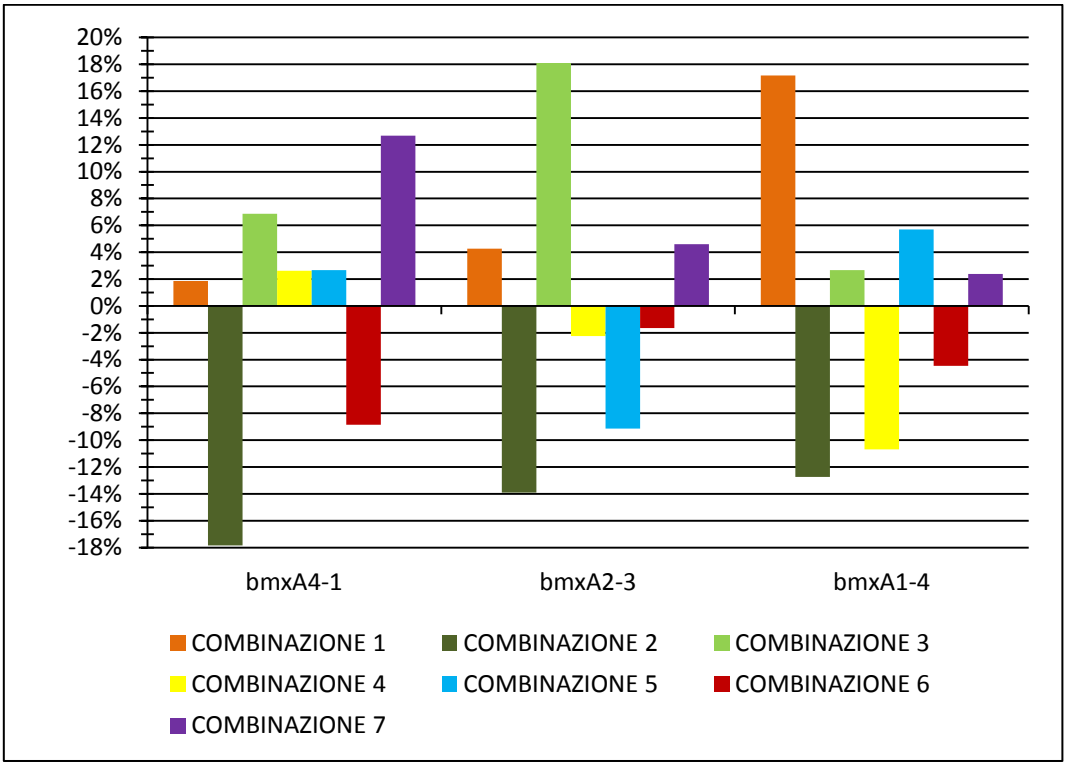


Figura 12-7: sollecitazioni flettenti travi direzione x estremità A

CAPITOLO 13
Conclusioni

La diffusione delle tecniche di protezione passiva, come l'isolamento sismico, potrebbe essere facilitata dallo sviluppo di criteri di progettazione semplificati che permettano di controllare in maniera diretta ed efficace i parametri che controllano la fattibilità di tali interventi. Con questo lavoro si è cercato di delineare quei fattori, definiti appunti di disturbo, che impongono al progettista di abbandonare forme di analisi semplificate, come l'analisi modale con spettro di risposta, per ricorrere a forme più complesse come l'analisi dinamica non lineare.

Il primo passo è stato quello di effettuare uno studio e un successivo confronto delle diverse normative trattanti il tema dell'isolamento sismico. Lo scopo di questa operazione è stato innanzitutto quello di delineare la filosofia normativa di Stati con caratteristiche sismiche, geomorfologiche e politiche del tutto differenti tra loro. Successivamente si è cercato di capire come queste variabilità incidano nella formulazione della normativa tecnica e più precisamente come i normatori dei diversi Stati permettano al progettista di utilizzare le diverse procedure di analisi a disposizione. Dalle ricerche condotte è emerso innanzitutto il carattere più cauto e severo della normativa italiana rispetto per esempio a quella cinese o giapponese. Questo fatto è senza dubbio riconducibile ad una minore esperienza che la nostra nazione ha nell'utilizzo di tali soluzioni progettuali. Bisogna inoltre aggiungere che nel corso degli anni è stato lo stesso sisma che ha permesso a molti Stati, come il Giappone e gli Stati Uniti, di sperimentare in modo diretto l'efficacia di tali interventi confrontando sul campo gli effetti delle scosse telluriche su strutture con isolamento con gli effetti su analoghe strutture a base fissa. Nello stesso tempo, confrontando versioni più antiche con versioni più recenti di una stessa normativa, si è rilevato che questo atteggiamento più prudenziale va via via smorzandosi ma mano che aumenta l'esperienza e la confidenza che i diversi Stati maturano con tali tecniche di protezione di tipo passivo.

In seguito sono state effettuate una serie di analisi di dettaglio di una struttura isolata collocata su tre tipologie di terreno differenti, A, B e C. In particolare l'azione sismica è stata definita per tre differenti stati limite: lo stato limite di collasso, lo stato limite di salvaguardia della vita e lo stato limite di danno al fine di poter effettuare delle considerazioni rispettivamente in termini di spostamenti assoluti del sistema d'isolamento, sollecitazioni e spostamenti differenziali. Si sono condotte analisi dinamiche non lineari, i cui risultati sono

stati confrontati con quelli forniti dall'analisi modale con spettro di risposta, le cui ipotesi di applicabilità sono state violate nella maggior parte dei casi studiati. Il confronto è avvenuto con il fine principale di cercare di delineare quei fattori di disturbo che allontano i risultati forniti dalle due tipologie di analisi e con l'obiettivo di definire un dominio di applicabilità delle procedure di analisi lineare.

Innanzitutto si è rilevato che la violazione delle condizioni necessarie per poter effettuare una modellazione di tipo lineare equivalente del sistema d'isolamento diventa sempre più accentuata man mano che si passa da stati limiti più severi a stati limite meno severi e passando dal suolo tipo C al B e al tipo A.

Prima di effettuare delle considerazioni sui valori degli spostamenti del sistema d'isolamento, valutati allo S.L.C., si ricorda che le analisi dinamiche non lineari sono state condotte ricorrendo sia ad accelerogrammi registrati sia generati. Dai risultati è emerso che l'utilizzo di accelerogrammi generati fornisce risultati più severi rispetto a quelli ottenuti con accelerogrammi registrati. In via generale si ritiene comunque che sia possibile definire un dominio di applicabilità delle procedure di tipo lineare, qualora non siano soddisfatte le prescrizioni previste dalla normativa per la sua applicabilità, ottenendo risultati prossimi a quelli dell'analisi time - history, incrementando del 10 % i valori degli spostamenti ottenuti con una modellazione lineare equivalente del sistema d'isolamento per i tre tipi di terreno considerati.

Concentrando l'attenzione sui parametri di sollecitazione, il confronto tra i risultati forniti dalle due tipologie di analisi ha fatto emergere che l'utilizzo di un legame costitutivo bilineare nella modellazione degli isolatori sismici a scorrimento induce un incremento della sollecitazione tagliante totale al piede rispetto alla modellazione lineare. Quest'ultima si traduce in un comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido che trasla sopra il sistema d'isolamento. Il ricorso ad una modellazione di tipo non lineare permette invece di cogliere una serie di problematiche come il problema del distacco, ampiamente trattato nel capitolo 10, al quale si ritiene possa essere imputata la differenza in termini di sollecitazione tagliante. In particolare è possibile definire un dominio di applicabilità delle procedure di tipo lineare, ottenendo valori prossimi a quelli forniti dall'analisi dinamica non lineare, incrementando il taglio totale ricavato con una modellazione lineare equivalente del 60 % in direzione X e del 70 % in direzione Y.

Passando poi ad un confronto delle sollecitazioni taglianti agenti nei diversi pilastri si rileva una variabilità nella distribuzione dei parametri di sollecitazione tra la direzione X ed Y. Lungo la direzione X nella quale si trovano le travi portanti è possibile definire un dominio di applicabilità delle procedure di analisi di tipo lineare incrementando i valori forniti dall'analisi modale rispettivamente del 18 % per i 4 pilastri d'angolo per il suolo A e B, raggiungendo valori leggermente superiori al 35 % per il suolo C. Questa differenza è probabilmente associata all'utilizzo di isolatori con caratteristiche meccaniche differenti nel passaggio alla categoria di terreno di tipo C. Per gli altri pilastri perimetrali disposti nelle varie posizioni A e D si stima un incremento dell' ordine del 12 % per il suolo A e B e del 25 % per il suolo C. Nelle restanti posizioni tale percentuale aumenta fino al 65 %.

In direzione Y si presenta invece una situazione diversa. I valori ottenuti da un'analisi di tipo lineare per poter essere utilizzati al fine di effettuare delle verifiche sugli elementi strutturali e poter essere comparati con quelli di una procedura di tipo non lineare devono essere leggermente superiori al doppio per i 4 pilastri d'angolo, incrementati del 55 % per i pilastri perimetrali collocati nelle restanti posizioni A e D e nelle posizioni B2 e B4. Questa percentuale si mantiene per il suolo tipo A e B mentre subisce dei lievi incrementi nel passaggio al suolo tipo C. Nelle restanti posizioni centrali i valori ottenuti dall'analisi modale con spettro di risposta devono essere raddoppiati.

Il confronto dei risultati su alcune travi di riferimento ha permesso di evidenziare inoltre che passando dai piani più bassi ai più alti si assiste ad un incremento della differenza soprattutto in termini di sollecitazione flettente fra i valori forniti dall'analisi lineare e non lineare. Si ritiene che questa variabilità ai piani alti possa essere associata ai modi di vibrare secondari della struttura che l'analisi di tipo non lineare, a differenza di quella lineare, riesce a cogliere. Come si è potuto vedere nei vari capitoli precedenti la modellazione del sistema d'isolamento mediante un legame costitutivo lineare equivalente si traduce in un comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido che trasla e per il quale la totalità della massa inerziale partecipa al primo modo di vibrare. Si è inoltre rilevato, soprattutto nei piani più alti, un incremento delle differenze tra i risultati forniti dall'analisi modale e quella non lineare nel passaggio dalle travi occupanti posizioni centrali nella struttura a quelle occupanti posizioni angolari: questa variabilità, come si è visto nei relativi capitoli, è imputabile all'utilizzo di dispositivi d'isolamento aventi caratteristiche meccaniche tra loro molto differenti.

Volendo effettuare una stima del dominio di applicabilità delle procedure di tipo lineare per le travi è doveroso effettuare una distinzione tra i risultati ottenuti per la direzione X, lungo la quale sono disposte le travi portanti, e la direzione Y, lungo la quale si prevede per le travi una semplice funzione di collegamento. Concentrando l'attenzione sulle travi portanti dell'impalcato di copertura del piano terra è possibile utilizzare i valori ottenuti da una modellazione di tipo lineare al fine di effettuare delle verifiche sui rispettivi elementi strutturali incrementando le rispettive sollecitazioni taglianti d'estremità del 10 % per il suolo tipo A e del 15 % per il suolo tipo B e C. Le rispettive sollecitazioni flettenti d'estremità vanno invece incrementate del 20 % per il suolo A e del 25 % per il suolo B e C. Passando invece alle travi di copertura del piano primo occorre effettuare un incremento delle sollecitazioni taglianti del 15 % per il suolo A e del 20 % per il suolo B e C mentre le sollecitazioni flettenti s'incrementano del 30 % per il suolo A e del 40 % per il suolo B e C. Salendo ai piani superiori è opportuno effettuare una distinzione tra le travi occupanti una posizione centrale nella struttura e quelle disposte nelle zone angolari. In particolare, per le travi portanti del piano secondo, le sollecitazioni taglianti d'estremità vanno incrementate, nelle posizioni centrali, rispettivamente del 10 % per il suolo A e del 15 % per il suolo B e C mentre nelle posizioni angolari del 20 % per il suolo A e del 25 % per il suolo B e C. Le rispettive sollecitazioni flettenti vanno invece incrementate nelle posizioni centrali del 30 % per il suolo A e del 40 % per il suolo B e C mentre nelle posizioni angolari occorre effettuare un incremento del 45 % per il suolo tipo A e del 65 % per il suolo B e C. Passando infine all'ultimo impalcato si assiste ad un ulteriore incremento delle differenze percentuali. In particolare si evidenzia che le sollecitazioni flettenti ricavate da una modellazione di tipo lineare nelle posizioni angolari per poter essere utilizzate al fine di effettuare verifiche strutturali vanno raddoppiate.

Volendo definire un dominio di applicabilità delle procedure di tipo lineare in direzione Y si rileva che le differenze percentuali tra i valori forniti dall'analisi modale con spettro di risposta e l'analisi dinamica non lineare aumentano. In particolare per le travi di copertura dell'impalcato del piano terra bisogna effettuare un incremento delle sollecitazioni taglianti ottenute con un'analisi lineare del 25 % per le travi interne al telaio e del 40 / 45 % per le travi esterne per le tre tipologie di terreno considerato. Le rispettive sollecitazioni flettenti vanno invece incrementate del 35 % nel primo caso e del 50 / 55 % nel secondo. Passando al piano primo si assiste ad un ulteriore incremento delle sollecitazioni taglianti che può essere stimato dell'ordine del 50 % per il suolo tipo A e del 60 % per il suolo B e C. Anche le rispettive

sollecitazioni flettenti subiscono un incremento rispettivamente del 70 % per il suolo A e B e del 80 % per il suolo B e C con delle variazioni tra i valori ottenuti per le travi interne ed esterne. Passando ai piani superiori si assiste ad un ulteriore incremento delle differenze tra i valori ottenuti dalle due procedure di analisi. I valori delle sollecitazioni taglianti, ottenute dalle procedure di analisi lineare devono essere raddoppiati al fine di poter essere comparati con quelli dell'analisi dinamica non lineare. Si sottolinea però che tali sollecitazioni possono essere assorbite dalla staffatura minima prevista dalla normativa per le condizioni di tipo statico. Un'analoga situazione si presenta per le sollecitazioni flettenti. Questa variabilità nella distribuzione delle sollecitazioni conferma, in modo più marcato in direzione Y rispetto alla direzione X, che il ricorso ad una modellazione del sistema d'isolamento di tipo lineare si manifesta con un comportamento della struttura simile a quello di un corpo rigido traslante sottostimando, soprattutto ai piani alti, le sollecitazioni agenti.

L'utilizzo di una modellazione di tipo non lineare in cui sono stati inseriti i tamponamenti, modellati mediante bielle di rigidezza assiale equivalente, ha permesso di confermare alcune preliminari intuizioni. Innanzitutto l'ausilio dei tamponamenti ha permesso di ridurre gli spostamenti d'interpiano rispetto a quelli ottenuti con un'analoga analisi non lineare senza tamponamenti. Il confronto fra i risultati delle due modellazioni lineari, una con tamponamenti e una senza, non ha fatto emergere particolari differenze nella risposta delle struttura in termini di spostamenti differenziali. I tamponamenti, che dovrebbero irrigidire la struttura riducendo gli spostamenti, non producono tale effetto avendo l'edificio un comportamento molto simile a quello di un corpo rigido.

Infine si è voluto valutare l'effetto della singola combinazione di accelerogrammi sulla risposta dinamica della struttura isolata. Si è infatti visto che la normativa impone un numero minimo di sette combinazioni di accelerogrammi al fine di poter effettuare la stima di un determinato parametro d'interesse mediante la media dei valori massimi forniti da ciascuna combinazione, qualora invece si utilizzino meno di sette accelerogrammi, con un minimo di tre, bisogna considerare l'effetto più sfavorevole associato ad una data combinazione. Queste considerazioni ci hanno permesso di capire in che misura possa incidere una data combinazione e nello stesso tempo se la combinazione che risulta più severa su un determinato parametro d'interesse lo risulta anche per gli altri.

CAPITOLO 14
Bibliografia

D.M. 14 Gennaio 2008, ***Nuove norme tecniche per le costruzioni.***

Circolare n. 617 del 2 Febbraio 2009, ***Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale del 14 Gennaio 2008***.

UNI EN 15129 : 2009, ***Dispositivi antisismici.***

Ord. P.C.M. 20 Marzo 2003, n. 3274, ***Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.***

EUROCODICE 8, ***Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.*** Parte 1: *Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.*

Direttive ASCE (American Society of Civil Engineers), ***Minimum design loads for buildings and other structures.***

FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency), ***Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of the buildings****;* chapter 9: *Seismic isolation and energy dissipation.*

R. I. SKINNER, W. H. ROBINSON, G, H, MC VERRY, ***An introduction to seismic isolation,*** Wiley.

M. DOLCE, D. CARDONE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, ***Progetto di edifici con isolamento sismico****,* IUSS Press.

G.M. CALVI, D. PIETRA, M. MORATTI, ***Criteri per la progettazione di dispositivi d'isolamento a pendolo scorrevole.*** Articolo estratto dal periodico *Progettazione sismica.*

M. DOLCE, G. SANTARSIERO, ***Analisi semplificate di strutture isolate dal sisma: prescrizioni normative in Italia, Stati Uniti e Giappone,*** XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.

Materiale fornito da FIP Industriale S.P.A. di Selvazzano, Padova.

Materiale del corso di Costruzioni in zona sismica.

La normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica in Italia Stati Uniti e Nuova Zelanda, Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri.

I.IERVOLINO, C. GALASSO, E. COSENZA, ***Tutorial per l'uso di Rexel v 3.5:*** *computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339–362.*

M. PAPIA, L. CAVALIERI, (2000): ***Effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a.;*** Atti di conferenza plenaria, Firenze.