

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE



TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

*RIFUNZIONALIZZAZIONE DEGLI SPAZI IN STRUTTURE  
ESISTENTI MEDIANTE L'INSERIMENTO DI  
ORIZZONTAMENTI SOSPESI:*

*POSSIBILE APPLICAZIONE AL PALAZZO DONGHI  
DELL'UNIVERSITÀ DI PADOVA*

RELATORE: CH.MO PROF. ING. CARLO PELLEGRINO

CORRELATORE: DOTT. ING. MARIANO ANGELO ZANINI

LAUREANDO: SIMONE CALCATERRA

ANNO ACCADEMICO 2014/2015



## **Sommario**

<b>INTRODUZIONE</b> .....	1
<b>CAPITOLO 1 :VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA</b>	
1.1 LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO .....	1
1.1.1 Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano .....	2
1.1.2 Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato .....	2
1.1.3 Rilievo geometrico.....	3
1.1.4 Rilievo costruttivo-strutturale .....	3
1.1.5 Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado .....	4
1.1.6 Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno ...	4
1.1.7 Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture	4
1.2 I LIVELLI DI CONOSCENZA .....	8
1.3 LE TIPOLOGIE STRUTTURALI.....	13
1.3.1 Gli edifici di prima classe .....	13
1.3.2 Gli edifici di seconda classe.....	14
1.3.3 Gli edifici di terza classe.....	17
1.4 Edifici a doppia altezza .....	18
<b>CAPITOLO 2 : IL SISTEMA A PENDOLO</b>	
2.1 SISTEMA TUNED MASS DAMPER.....	21
2.2 TIPOLOGIE DI SISTEMI TMD .....	22
2.2.1 TMD di tipo passivo .....	22
2.2.2 TMD traslazionali di tipo passivo.....	23
2.2.3 TMD di tipo attivo .....	25
2.2.4 Sistemi si tipo SATMD (semi-attivo).....	26
2.2.5 Sistemi multipli di TMD.....	27
2.3 SISTEMI TMD E CARICHI DINAMICI.....	28
<b>CAPITOLO 3 : CASO STUDIO: AULA I DEL DIPARTIMENTO ICEA</b>	
3.1 STORIA DEL DIPARTIMENTO.....	31
3.2 DESCRIZIONE DEL DIPARTIMENTO .....	35
3.2.1 Analisi geometrica dell'edificio.....	36
3.2.2 Aula L .....	43
3.2.3 Reimpiego dell'aula L .....	45

## **CAPITOLO 4: STUDIO DEL CASO GENERICO**

4.1	COMPORAMENTO A PENDOLO .....	59
4.1.1	Inserimento del solaio nel modello semplice .....	67
4.2	MODELLO E ANALISI DELLA STANZA .....	72
4.2.1	Analisi con accelerazione sismica di Padova .....	77
4.3	SISTEMA DI SMORZAMENTO .....	81
4.3.1	Caratteristiche del dispositivo OTP .....	83
4.3.2	Calibrazione del dispositivo .....	85
4.3.3	Azioni orizzontali dopo l'inserimento dei dissipatori .....	93
4.3.4	Miglioramento del sistema PTMD .....	94

## **CAPITOLO 5: STUDIO E APPLICAZIONE ALL'AULA L DEL DIPARTIMENTO**

5.1	ANALISI STORICO CRITICA .....	97
5.1.1	Inquadramento geografico del sito .....	97
5.1.2	Inquadramento geologico del sito .....	98
5.1.3	Inquadramento sismico .....	100
5.2	VALUTAZIONE DELLE AZIONI IN PRESENZA DI SISMA .....	104
5.2.1	Azione sismica .....	104
5.3	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	107
5.3.1	Fattore di struttura .....	107
5.3.2	Spettro di progetto .....	107
5.3.3	Fattore di confidenza .....	108
5.4	MODELLAZIONE LOCALE – ANALISI PER MACROELEMENTI.....	109
5.4.1	Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso .....	109
5.4.2	Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica .....	112
5.4.3	Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica –parte alta .	114
5.4.4	Meccanismo di ribaltamento della parte alta del cantonale .....	115
5.4.5	Meccanismo di flessione verticale di parete monolitica .....	116
5.4.6	Approccio cinematico .....	119
5.4.7	Stato limite di salvaguardia della vita .....	120
5.4.8	Verifica dei macroelementi .....	123
5.4.9	Macroelemento 1 .....	127
5.4.10	Macroelemento 2 .....	129
5.4.11	Macroelemento 3 .....	131



5.4.12	Macroelemento 4 .....	133
5.5	ANALISI GLOBALE PRE INTERVENTO .....	135
5.5.1	Analisi modale .....	138
5.5.2	Azioni e verifiche allo SLV .....	139
5.5.3	Comportamento dell'aula nella condizione pre intervento .....	146
5.6	ANALISI GLOBALE CON L'INSERIMENTO DEL SOLAIO .....	149
5.6.1	Struttura del solaio .....	149
5.6.2	Struttura reticolare .....	151
5.6.3	Analisi modale .....	155
5.6.4	Azioni e verifiche allo SLV .....	156
5.6.5	Comportamento dinamico dell'aula con il solaio .....	161
5.7	ANALISI GLOBALE CON SOLAIO E DISSIPATORI .....	163
5.7.1	Analisi modale .....	167
5.7.2	Azioni e verifiche allo SLV .....	168
5.7.3	Comportamento dinamico dell'aula con il solaio e dissipatori .....	173
5.8	ANALISI DEL COMPORTAMENTO SOTTO L'AZIONE SISMICA VERTICALE .....	175
5.9	ANALISI CON SISMA RILEVANTE.....	178
5.9.1	Azione sismica verticale .....	179
5.10	INSERIMENTO DELL'INTONACO ARMATO .....	181
	<b>CONCLUSIONI</b> .....	183
	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	185
	<b>RINGRAZIAMENTI</b> .....	187







## ***INTRODUZIONE***

L'argomento trattato nell'elaborato riguarda la rifunzionalizzazione degli spazi in strutture esistenti mediante l'inserimento di orizzontamenti sospesi.

Dopo un primo esame a livello generale del problema si porrà maggiore attenzione alla possibile applicazione presso il Palazzo Donghi dell'Università di Padova. In particolare, è stata studiata la possibilità di offrire un nuovo impiego ad un'aula didattica così da portarla ad ospitare uffici disposti su due piani.

Data l'altezza dell'aula di circa 7 metri e considerando l'età centenaria dell'edificio, l'inserimento di un solaio incastrato, oltre ad essere un intervento invasivo, produrrebbe delle azioni fuori piano sulle pareti perimetrali dell'aula. Il solaio da realizzarsi ha una struttura metallica, scelta per la sua leggerezza e per la facile realizzazione e sarà sorretto da una struttura reticolare.

Uno studio iniziale a livello generico ha previsto l'inserimento del solaio in acciaio all'interno di una stanza avente le dimensioni simili a quelle dell'aula in esame. Il solaio presenta una struttura rigida nel suo piano e libera di muoversi nelle due direzioni orizzontali. Il comportamento analizzato ricorda ciò che avviene per le strutture di elevata altezza e per i ponti quando per contenere gli spostamenti orizzontali si realizzano sistemi TMD (Tuned Mass Dumper).

Tale sistema verrà presentato nel capitolo 2 e studiato nel capitolo 4 considerando la possibilità di smorzare gli spostamenti eccessivi del solaio con dei dissipatori viscosi opportunamente dimensionati. L'applicazione dello studio all'aula L del Dipartimento di Ingegneria sarà infine presentato al capitolo 5.



***CAPITOLO 1***  
***VULNERABILITÀ SISMICA***  
***DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA***





## 1.1 LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Conoscere la struttura che si deve studiare è essenziale per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio in muratura. Essa dipende infatti dalla tipologia strutturale, ma anche dalla natura e dalla qualità dei materiali e non di meno dalla situazione in cui si trova la struttura, definita dalle eventuali condizioni di dissesto fisiologico e/o patologico che possono essere anche conseguenti ad un evento sismico già subito.

Con le nuove norme tecniche è stata introdotta la definizione di “livello di conoscenza”. La conoscenza completa di un edificio non potrà mai essere raggiunta poiché saranno sempre presenti dei margini di incertezza. Tali margini di incertezza sono correlati al livello di approfondimento dell'analisi dell'edificio e di essi si dovrà tener conto per la progettazione degli interventi.

Il percorso di conoscenza è riassunto in alcune fasi:

- L'identificazione della costruzione, la sua localizzazione ed il suo rapporto con il contesto urbano circostante; si tratta di un primo rilievo schematico del manufatto;
- Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato per individuare le fasi che hanno portato il corpo di fabbrica alla configurazione finale in esame;
- Il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, al fine di operare una completa descrizione stereometrica della fabbrica compresi fenomeni fessurativi;
- Il rilievo costruttivo-strutturale;
- Il rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado;
- Il rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno;
- La conoscenza dei materiali costituenti l'edificio, lo stato di degrado e le loro proprietà meccaniche;
- La conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati “fattori di confidenza”, strettamente legati ai livelli di conoscenza già citati, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente.

### 1.1.1 Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano

È il primo punto da perseguire nel percorso della conoscenza e consiste nell'individuare l'aggregato e studiarne la relazione con il contesto urbano in cui è inserito al fine di valutare quali rischi possono interessare la costruzione, soprattutto riferendosi a quello sismico. Un'analisi storica della zona e della morfologia del sito possono mettere in evidenza dei condizionamenti dello sviluppo urbanistico di un centro che portano a diverse scelte costruttive. In questa fase è da realizzarsi un rilievo schematico dell'edificio in grado di descriverne la consistenza di massima ed individuare elementi particolarmente sensibili al danneggiamento.

### 1.1.2 Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato

La storia delle trasformazioni dell'aggregato è fondamentale per mettere in evidenza proprietà strutturali o soluzioni strutturali efficaci dal punto di vista sismico. Non si può individuare il sistema resistente del manufatto se non si è a conoscenza dell'evoluzione dello stesso nel tempo. Con questa fase si vuole ricostruire la successione cronologica delle fasi costruttive delle diverse porzioni per distinguere quelle originarie dagli elementi costruiti in seguito; questo permette di mettere in evidenza le zone di possibile discontinuità strutturale e disomogeneità del materiale, sia in planimetria che in alzato.

L'indagine si sviluppa con una prima osservazione del costruito e da ricerche sulle cartografie catastali. Le finalità non sono solo di tipo storico ma anche strutturali. Dato che gli aggregati nascono dal progressivo intasamento degli spazi urbani, spesso ci si trova in presenza di nuclei privi di ammortature agli edifici pre-esistenti. Per esempio le pareti del nucleo C, in **Figura 1**, non ammortate ai nuclei di tipo A, sono molto vulnerabili all'innescarsi di meccanismi di collasso critici in caso di sisma. Analogamente per il nucleo tipo B.



**Figura 1: Esempio di cellule di saturazione del tessuto urbano**

### **1.1.3 Rilievo geometrico**

Il rilievo geometrico del manufatto è lo strumento che consente di conoscerne la geometria, deve essere riferito alla globalità del corpo di fabbrica e non limitarsi alla singola unità strutturale omogenea. In questa fase è possibile rilevare i rapporti spaziali tra gli edifici in aderenza. Il rilievo può presentare delle difficoltà operative, soprattutto negli edifici di carattere storico, legate all'accessibilità di alcuni spazi, quali sottotetti, cantine alle quali è necessario sopperire con altri metodi di indagine.

Il rilievo geometrico è la base di partenza sulla quale viene costruito il modello di analisi. È chiara la necessità di una raccolta di dati da impiegarsi allo scopo. Ad ogni livello di piano sono da rilevare le geometrie di tutti gli elementi in muratura, delle volte, dei solai e della copertura, delle scale, nicchie, cavità, aperture rinchiusi, canne fumarie. È necessario rilevare e rappresentare l'eventuale quadro fessurativo per definire le possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio. Le lesioni possono essere classificate in relazione alla loro geometria, ciò è d'aiuto nello studio dei cinematismi locali.

### **1.1.4 Rilievo costruttivo-strutturale**

Dal rilievo geometrico si procede all'identificazione dello schema strutturale resistente, descrivendo puntualmente ogni elemento della struttura esaminata. Si predispongono abachi di riferimento per i diversi elementi strutturali nei quali raffigurare e sintetizzare le caratteristiche delle varie componenti strutturali rilevate. Attenzione particolare è prestata a:

- Apparecchiature murarie: la disanima degli elementi in muratura non si deve fermare alla sola classificazione della stessa, in relazione della tipologia dei materiali ed al tipo di finitura, deve inglobare anche aspetti sulla qualità dell'elemento murario, per esempio informazioni sulla tessitura adottata;
- Qualità del collegamento tra pareti verticali: la presenza o assenza di ammorsature tra le pareti è da mettere opportunamente in evidenza;
- Elementi di discontinuità nella maglia muraria, per esempio canne fumarie, scarichi;
- Tipologia degli orizzontamenti e delle volte. Agli orizzontamenti è affidato il compito di ridistribuire l'azione sismica alle pareti. Orizzontamenti più o meno deformabili, influenzano di molto la risposta sismica del manufatto.
- Tipologia delle coperture. Eventuali coperture spingenti possono facilitare l'innesco del cinematismo di distacco del cantonale.
- Qualità del collegamento tra le pareti e gli orizzontamenti quali catene o cordolature.

- Tipologia ed efficienza strutturale degli architravi al di sopra delle aperture;
- Tipologia ed efficienza strutturale delle murature sottofinestra;
- Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare o contrastare eventuali spinte;
- Presenza di elementi ad elevata vulnerabilità;
- Tipologia delle strutture di fondazione

Quanto riportato sottolinea lo scopo del rilievo strutturale, definire e localizzare gli elementi che possono influenzare in comportamento meccanico della costruzione.

### **1.1.5 Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado**

Gli edifici esistenti sono caratterizzati dal loro specifico stato di conservazione. Spesso non mancano quadri fessurativi dovuti a cause di natura statica, essi sono determinanti per la risposta del sistema e sono elemento di vulnerabilità aggiuntiva. Le fessure pre – esistenti possono costituire un percorso preferenziale per le lesioni, in caso di sisma, e facilitare l’attivazione di meccanismi locali di collasso.

Altro fattore di vulnerabilità è il degrado dei materiali, per effetto del quale le proprietà meccaniche degli elementi vengono meno.

Le lesioni vengono classificate secondo il loro andamento nonché in relazione alla loro entità. Analogamente le deformazioni esistenti sono classificate secondo la loro natura.

### **1.1.6 Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno**

Nel caso in cui l’aggregato contenga elementi di interesse storico-artistico è necessario preservarne l’incolumità. In questa circostanza è da valutare se operare su specifica UMI relativa al manufatto o se su una più estesa, a causa delle interconnessioni strutturali con gli edifici attigui.

### **1.1.7 Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture**

Le indagini per la caratterizzazione meccanica sono punto cruciale del percorso di conoscenza. L’analisi dei materiali è fondamentale per predisporre le tecniche di intervento più idonee. La realizzazione di campagne estese di prove, siano esse distruttive che debolmente distruttive, spesso non è perseguibile per motivi di natura economica o di vincoli

architettonici. È necessario limitare il numero e l'impatto delle prove, è essenziale, quindi, ricorrere ad uno studio approfondito delle caratteristiche strutturali dei manufatti nell'area e nei diversi periodi storici, per poter fare ricorso a caratteristiche desumibili dalla regola dell'arte.

I metodi di indagine sono vari e possono riassumersi nelle macro categorie di diagnostiche visive e diagnostiche strumentali.

#### *1.1.7.1 Diagnostica visiva*

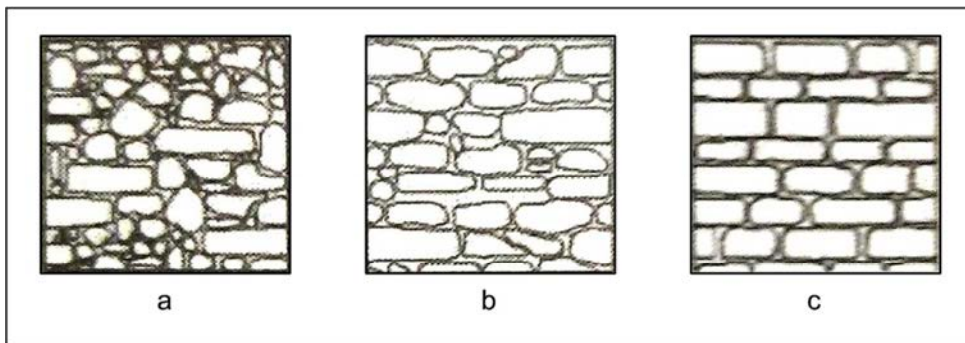
Il rilievo di tipo visivo è sempre di possibile realizzazione. Al fine di raggiungere un buon livello di conoscenza talvolta può essere affiancato da indagini strumentali non distruttive. Le verifiche di tipo tradizionale sono basate sull'ispezione visiva, consentita da smontaggi localizzati del tipo stonacature, pozzetti o rimozione di pietre, per determinare le caratteristiche superficiali e nello spessore del pannello murario quali il grado di ammorsamento tra i muri ortogonali, la superficie di appoggio dei solai.

È essenziale identificare la tessitura e la tipologia muraria attraverso il rilievo delle caratteristiche geometriche degli elementi costitutivi ed una valutazione delle modalità d'assemblaggio. Non è da trascurare il grado di assemblaggio lungo lo spessore della muratura, la presenza di diatoni o di collegamenti interni alla muratura sono un'informazione rilevante.

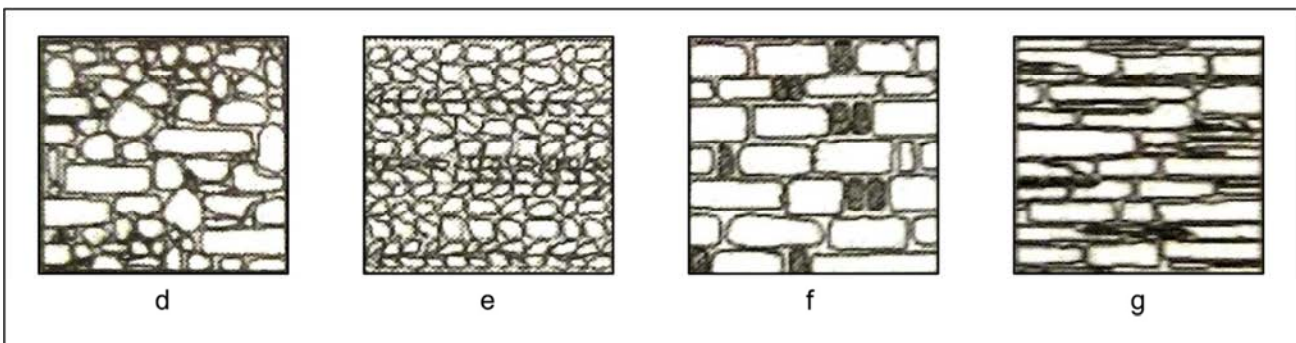
L'indagine visiva consente inoltre una disamina sullo stato qualitativo dell'apparecchio murario, murature di cattiva qualità, connotate da cattivo ingranamento e bassa coesione, cedono sotto l'azione sismica, per disgregazione interna, prima ancora di sviluppare un meccanismo di collasso. Informazioni riguardo la qualità della muratura sono:

- 1) Gli elementi costitutivi della muratura, per i quali possono essere definiti:
  - Il materiale naturale (arenaria, calcare, tufo, calcarenite) o artificiale (mattoni);
  - Il tipo di lavorazione (ciottoli, sbazzatura, a spigoli finiti, a conci squadri);
  - Le dimensioni degli elementi (piccole <15cm, medie, grandi >25cm);
  - La qualità degli elementi (pessimo, discreto, buono).
- 2) La malta, per la quale si possono definire:
  - Il tipo di legante utilizzato (calce aerea, idraulica, cementizia o altro);
  - La consistenza (incoerente, friabile o tenace);
  - La funzione svolta (allettamento, riempimento, sigillatura).
- 3) L'apparecchiatura muraria, per la quale si devono analizzare:

- Tessitura dei paramenti (**Figura 2**)
  - Posa degli elementi (**Figura 3**)
  - Presenza o meno di ricori o scaglie in materiale diverso.
- 4) La sezione orizzontale della muratura in funzione dei parametri seguenti:
- Il numero dei paramenti e la tipologia dei riempimenti eventuali;
  - Lo spessore totale e dei singoli paramenti;
  - La presenza significativa di vuoti;
  - La presenza eventuale di diatoni di collegamento trasversale.



**Figura 2:** Tessitura dei paramenti: a) disordinata; b) corsi irregolari; c) corsi orizzontali



**Figura 3:** Posa degli elementi: d) casuale; e) a lisca di pesce; f) orizzontale/verticale; g) orizzontale

Il punto 4, purtroppo, non è di semplice acquisizione e richiede l'esecuzione di saggi distruttivi per analizzare la muratura nelle sue parti interne.

La normativa italiana fornisce dei valori di proprietà meccaniche da attribuire alle murature rilevate, secondo il livello di conoscenza raggiunto; ciò è trattato meglio al §1.2.

### *1.1.7.2 Diagnostica strumentale*

Nei casi in cui è possibile svolgere una campagna di prove di tipo strumentale si possono definire i parametri meccanici della muratura indagata essenziali per la predisposizione di un modello numerico aderente alla realtà per studiarne il comportamento strutturale. Le prove strumentali si dividono in due macro categorie, le prove strumentali dirette ed indirette. La differenza principale tra le due sta nel fatto che le prime, a differenza delle seconde, sono di carattere distruttivo.

Le *prove di tipo indirette* consentono di integrare quanto al §1.1.7.1 vi rientrano prove soniche ed ultrasoniche. Il limite di tali indagini sta nel fatto che non sono in grado di fornire stime quantitativamente sufficienti dei parametri meccanici, in quanto sono determinati attraverso altre grandezze come, per esempio, la velocità di propagazione dell'onda di volume.

L'acquisizione dei parametri meccanici attendibili non può che conseguirsi con prove di natura distruttiva di *tipo dirette*. Le malte possono essere indagate con prove in sito non distruttive (prove sclerometriche e penetrometriche), o analisi chimiche di caratterizzazione su campioni prelevati in situ in profondità nello spessore murario in modo da non essere affetti da fenomeni di degrado superficiale. Sui mattoni e sulle pietre si possono condurre prove meccaniche di laboratorio per la determinazione del modulo elastico e delle resistenze a trazione, flessione e compressione. Lo stato tensionale, il modulo elastico, e la resistenza a compressione della muratura possono essere indagate con prove di martinetto piatto, martinetto doppio e prove di compressione su pannello murario. La resistenza a taglio ed il modulo elastico a taglio sono indagati con prova di compressione diagonale, prova di compressione e taglio.

## 1.2 I LIVELLI DI CONOSCENZA

Il percorso di conoscenza introdotto al §1.1 consente di descrivere geometricamente e meccanicamente l'opera. Non sempre per tutte le costruzioni è possibile ottenere il medesimo grado di conoscenza, tantomeno è sempre possibile o sicuro arrivare ad un livello di conoscenza approfondito. La normativa italiana, NTC08, interpreta la problematica e definisce tre livelli di conoscenza a cui corrispondono diversi gradi definizione della costruzione. In tal modo è possibile, a seconda dei dati che si hanno a disposizione per il fabbricato, condurre analisi di vulnerabilità più o meno approfondite. Dai livelli di conoscenza definiti vengono a dipendere i valori dei parametri meccanici del materiale impiegati, la normativa fornisce dei range di valori per i moduli elastici e di resistenza delle più comuni tipologie murarie. In relazione al livello di conoscenza che si ha del fabbricato sono da adottarsi il valore minimo, medio o massimo degli intervalli. Al livello di conoscenza raggiunto viene affiancato il fattore di confidenza (FC) variabile tra 1.00- e 1.35 che va a ridurre ulteriormente i valori dei parametri meccanici.

Il diverso livello di conoscenza di una struttura, secondo normativa, è raggiunto a seconda della tipologia di indagini che si riescono a condurre:

- Indagini atte a caratterizzare la geometria della struttura;
- Indagine atte a caratterizzare i dettagli costruttivi;
- Indagini atte a caratterizzare le proprietà meccaniche dei materiali.

I livelli di conoscenza riportati al §C8A1.A.4 della circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009 sono tre:

- LC1 – Conoscenza limitata;
- LC2 – Conoscenza estesa;
- LC3 – Conoscenza esaustiva.

Nella tabella C8A.1.1 della normativa, ripresa in quest'elaborato in **Tabella 1.2.1**, si riepilogano i livelli di conoscenza ed i requisiti da possedere a livello conoscitivo per rientrare in uno di questi.



**Tabella 1.2.I** : Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale, individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo, eventuale quadro fessurativo e deformativo	Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1,35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1,20
LC3		Verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive - caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 - caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a). - caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a).		1,00

I valori dei range per i parametri meccanici della muratura variabili a seconda del livello di conoscenza sono riportati in tabella C8A.2.1 e ripresi nel presente elaborato in **Tabella 1.2.II**.

**Tab. 1.2.II** : Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura,  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	$f_m$ ( $N/cm^2$ )	$\tau_0$ ( $N/cm^2$ )	$E$ ( $N/mm^2$ )	$G$ ( $N/mm^2$ )	$w$ ( $kN/m^3$ )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	min-max
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura <40%)	500	24,0	3500	875	15
	800	32,0	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. Foratura <45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. Foratura <45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. Foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura <45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

I valori riportati in **Tabella 1.2.II**, per le murature storiche, sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta scadente, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. I valori si riferiscono a murature eseguite a regola d'arte con giunti di testa sfalsati. Nel

caso non si abbiano murature a giunti verticali disallineati la norma prescrive di ridurre i valori dei parametri meccanici opportunamente. Nel caso la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto a quanto stabilisce con i livelli di conoscenza, si possono aumentare i valori dei parametri meccanici secondo i coefficienti moltiplicativi riportati in tabella C8A.2.2 ripresi in **Tabella 1.2.III**.

<b>Tab. 1.2.III</b> : Coefficienti correttivi dei parametri meccanici indicati in Tabella C8A.2.1							
Tipologia muraria	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

La Direttiva P.C.M. prevede uno studio approfondito del valore del fattore di confidenza, ricavandolo come somma di più fattori parziali di confidenza. Il fattore di confidenza, secondo Direttiva, è da applicarsi in modo differente a seconda del tipo di modello adottato per la valutazione di sicurezza sismica se tiene o meno in conto della deformabilità e della resistenza degli elementi murari, il coefficiente FC riduce i valori di calcolo delle resistenze, se invece il modello considera l'equilibrio limite dei vari elementi della costruzione, senza considerare le resistenze, il fattore di confidenza è applicato direttamente alla capacità della struttura, riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite. I fattori di confidenza parziali sono associati al livello di conoscenza raggiunto in quattro categorie di indagini secondo quanto riportato in tabella 4.1 della Direttiva, **Tabella 1.2.IV** del presente testo.

**Tab. 1.2.IV** : Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

Rilievo geometrico	Rilievo geometrico completo	Fc1=0,05
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	Fc2=0
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	F=0,12
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	F=0,06
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondale su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	F=0
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	F=0,12
	limitate indagini su parametri meccanici dei materiali	F=0,06
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	F=0
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	F=0,06
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	F=0,03
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	F=0

I fattori di confidenza parziali vanno sommati per ottenere il fattore di confidenza complessivo:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 FC_K$$

## **1.3 LE TIPOLOGIE STRUTTURALI**

Nell'edilizia ordinaria è possibile classificare in modo semplice la maggior parte delle costruzioni realizzate dall'antichità fino quasi ai giorni nostri. Infatti le caratteristiche geometriche e soprattutto volumetriche degli edifici non sono variate molto nel tempo.

La classificazione più efficace è quella proposta dall' Ing. Michele Pagano che considerò nel 1968 solamente tre classi di edifici in muratura. Questa classificazione ha il pregio di essere molto semplice ed esprime involontariamente, nella successione di tre classi, anche una schematica evoluzione storica.

Come fattore classificante viene assunto il comportamento strutturale dell'edificio nel suo complesso sotto l'azione dei carichi verticali, ma la stessa classificazione può essere estesa anche considerando il comportamento sotto azioni orizzontali e ciò risulterà molto utile per una comprensione del comportamento dell'edificio e delle sue criticità.

### **1.3.1 Gli edifici di prima classe**

Sono edifici interamente in muratura con impalcati costituiti da sistemi voltati e le pareti verticali si presentano continue dalle fondazioni alla copertura. L'edificio non presenta discontinuità tra il sistema fondale e la costruzione in elevazione perciò è molto sensibile ad eventuali cedimenti fondali. Dei disegni di tale classificazione sono visibili in **Figura 4**.

La presenza di volte e archi condiziona il comportamento della struttura sotto carichi verticali. Le spinte delle volte si bilanciano nei nodi interni della scatola muraria mentre esercitano un'azione ribaltante sulle pareti perimetrali. A tale meccanismo offrono resistenza le pareti trasversali, sempre che siano state ammorsate adeguatamente in quelle perimetrali. Alle criticità appena descritte si dovranno sommare quelle dovute alle azioni sismiche orizzontali.

Importante fra tutte è il possibile ribaltamento delle pareti fuori dal piano e non contribuisce la possibile mancanza di un impalcato capace di distribuire l'azione sismica tra i diversi elementi resistenti. Senza di esso, infatti, l'azione sismica non viene distribuita agli elementi resistenti proporzionalmente alla loro rigidità, ma ciascuna parete dovrà sopportare direttamente le accelerazioni indotte dal sisma.

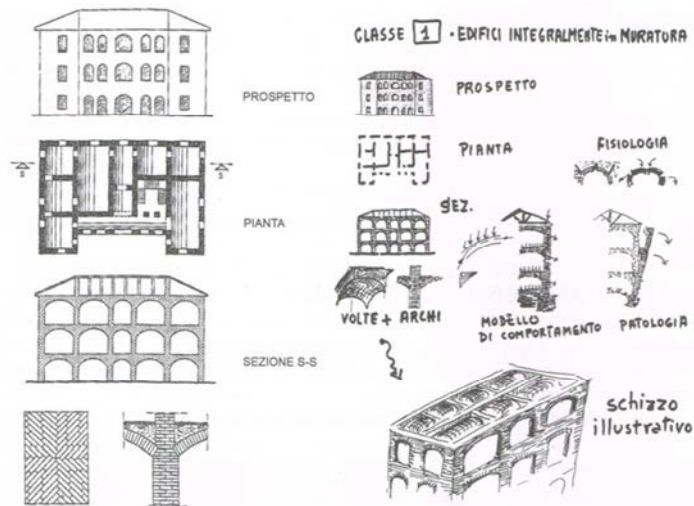


Figura 4: Edifici della prima classe; disegni tratti da M. Pagano, *Costruire in muratura*, Liguori Editore, Napoli, 1990

### 1.3.2 Gli edifici di seconda classe

Sono caratterizzati da pareti verticali continue in muratura con impalcati costituiti da solai piani isostatici e come si può notare nei disegni di **Figura 5**, i solai sono realizzati con travi semplicemente appoggiate in asole della muratura. Alla fine dell'ottocento le travi in legno furono sostituite da quelle in acciaio senza però modificare l'assetto strutturale dell'edificio senza eliminare quindi le sue criticità.

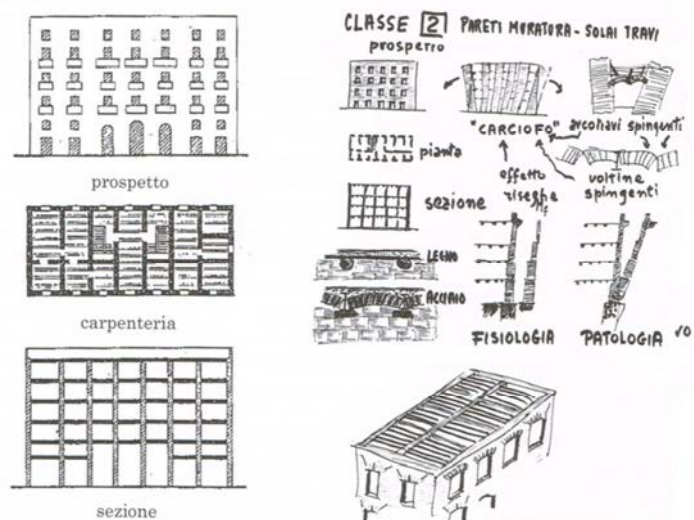
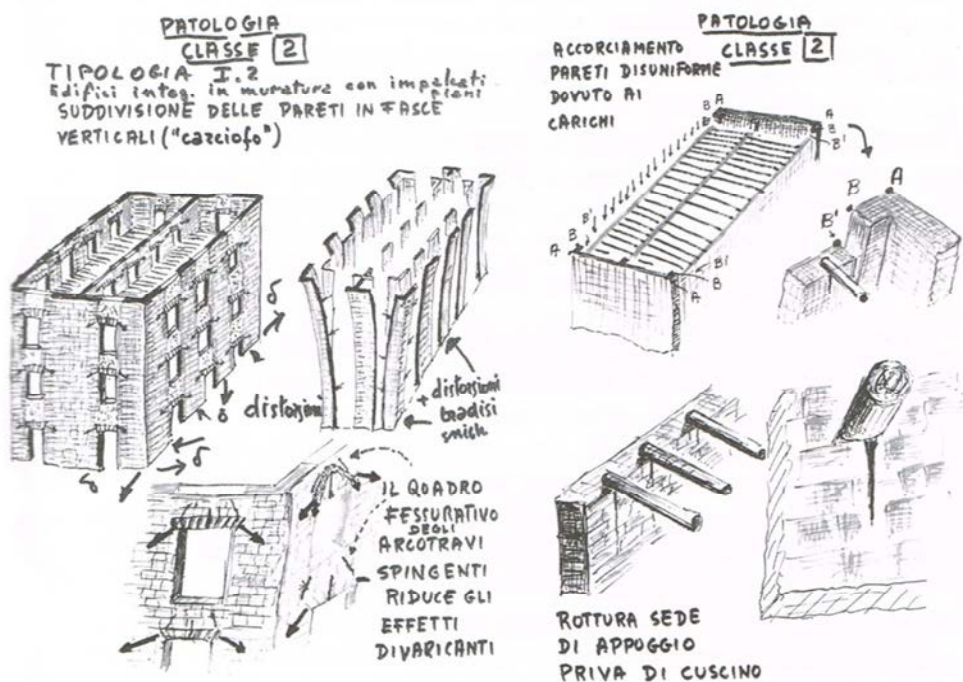


Figura 5: Edifici della seconda classe.

La presenza di un impalcato piano elimina il problema delle spinte delle volte, tuttavia il comportamento globale dell'edificio è ancora caratterizzato dalla tendenza della scatola muraria ad aprirsi "a carciofo" e ciò è dovuto all'eccentricità dei muri perimetrali che per mantenere continuo il paramento esterno rientrano all'inizio di ogni impalcato solo nel lato interno. Queste eccentricità delle murature rispetto ai sottostanti ordini murari producono, per effetto del loro peso, dei momenti ribaltanti verso l'esterno.

Il contenimento del fenomeno di apertura dell'edificio è affidato all'integrità dei croci murari che consentono di unire le pareti trasversali a quelle perimetrali. Ulteriori criticità sono rappresentate in **Figura 6**.



**Figura 6: Edifici della seconda classe: morfologia generale, particolari e criticità**

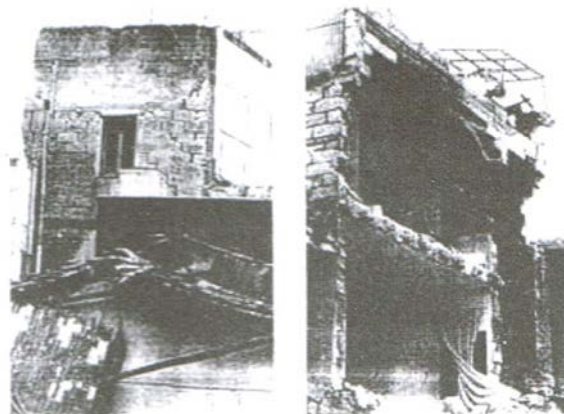
La vulnerabilità di questi edifici sotto le azioni sismiche orizzontali è evidente perché le pareti esterne sono esposte al ribaltamento fuori dal proprio piano. Le travi in legno e in acciaio, infatti, sono degli elementi tensoresistenti perciò potenzialmente sono delle ottime catene, ma venendo semplicemente appoggiate al muro questa particolarità viene meno.

Il meccanismo del ribaltamento fuori piano a cui sono sottoposte tutte le pareti perimetrali dell'edificio di seconda classe è meno efficace su quelle pareti caricate dal solaio. Esse

presentano, infatti, maggiore stabilità a causa del maggiore carico verticale ed alla sua posizione spostata verso l'interno opponendosi quindi all'eccentricità dovute alla forma delle pareti stesse. Tale ipotesi di comportamento è avvalorata dalle foto storiche del sisma di Messina del 1908 (**Figura 7**) e di Carlentini del 1990 (**Figura 8**). Nel periodo appena citato l'edilizia era costituita essenzialmente da edifici di seconda classe e con l'azione sismica si verificarono molti crolli sulla strada di pareti perimetrali non caricate dai solai.



**Figura 7: Terremoto di Messina del 1908**



**Figura 8: Terremoto Carlentini del 1990**



### 1.3.3 Gli edifici di terza classe

L'edificio della terza classe (**Figura 9**) ha un comportamento migliore dei precedenti. Tutte le criticità delle classi precedenti sono attenuate ed in alcuni casi anche eliminate. Gli edifici che appartengono alla terza classe si presentano con una struttura del solaio in calcestruzzo armato. Per consentire la realizzazione di tale solaio è necessario interrompere la continuità verticale delle murature. L'area di impronta della scatola muraria veniva coperta dal getto di calcestruzzo e armata con ferri longitudinali e staffe dando origine ai cordoli armati. I solai collegano efficacemente le pareti di facciata con quelle trasversali e funzionano come vincoli mutui. Il cordolo attenua la differenza di compressione tra le pareti.

Sotto le azioni orizzontali sismiche, l'impalcato in latero-cemento, dotato di una soletta superiore continua ed armata, costituisce un diaframma rigido che fa svanire del tutto il rischio di ribaltamento delle pareti fuori dal proprio piano ed assume la funzione di elemento distributivo dell'azione tra le pareti di controvento, parallele alla direzione del sisma.

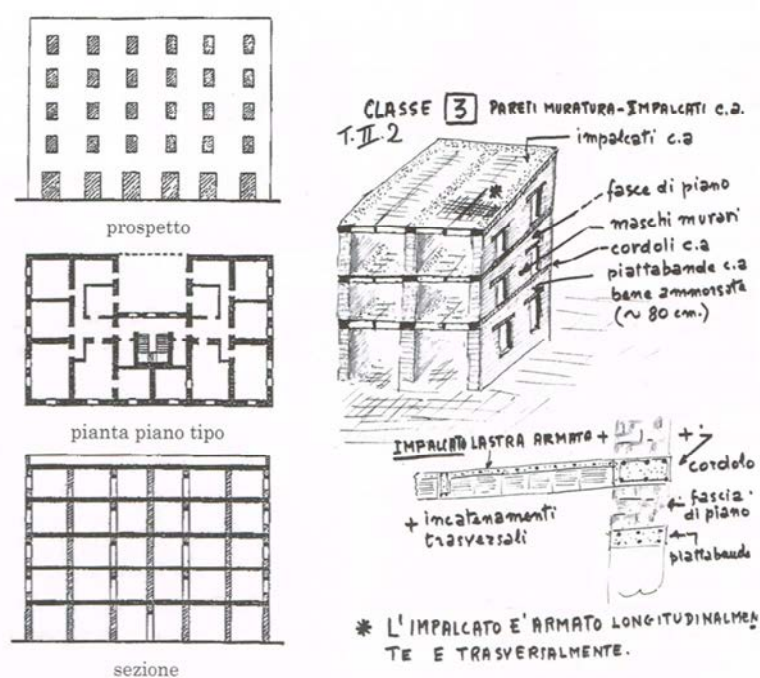


Figura 9: Edifici della terza classe

## **1.4 Edifici a doppia altezza**

Un edificio che presenta una o più stanze con una doppia altezza si può catalogare come un edificio di prima classe con l'assenza dei sistemi voltati. Un edificio con questa caratteristica presenta le pareti verticali continue senza interruzioni e senza eccentricità come avviene per la seconda classe. Come è stato descritto per gli edifici di terza classe, la presenza di un solaio e di un cordolo migliora il comportamento dell'edificio quando è sottoposto ad un'azione sismica orizzontale. In linea di massima si può considerare come migliorativa qualsiasi variante che avvicini la prima o la seconda classe alla terza.

La sostituzione di solai in legno o voltati con nuovi solai può introdurre caratteristiche della terza classe in edifici della prima e/o seconda classe. Per un nuovo solaio non si intende necessariamente un solaio in latero-cemento, perché anche un solaio con travi metalliche solidamente collaborante con una nuova soletta superiore può assumere la funzione di irrigidimento e di incatenamento bidirezionale e la funzione di cordolo può essere assunta da profili metallici collegati con continuità alle pareti.

Nel caso di edificio a doppia altezza, si può pensare di eseguire un intervento atto ad aumentare il numero di piani e allo stesso tempo ad aumentare la classe dell'edificio o quantomeno ad avvicinarsi alla terza classe.

Il lavoro descritto nei capitoli seguenti è incentrato allo studio di fattibilità di tale soluzione ponendo attenzione a non modificare la sezione delle pareti verticali in corrispondenza del nuovo solaio. Per tale scopo il solaio non sarà incastrato alle pareti, ma sarà sospeso con un sistema di funi tese ancorate ad una struttura reticolare avente lo scopo di aumentare il carico verticale gravante sulle pareti verticali. Aumentando il carico verticale si aumenterà la stabilità delle pareti stesse per contrastare il ribaltamento fuori piano.

***CAPITOLO 2***  
***IL SISTEMA A PENDOLO***



## 2.1 SISTEMA TUNED MASS DAMPER

Un sistema TMD è uno dispositivo di controllo strutturale atto a ridurre l'ampiezza delle vibrazioni delle strutture o dei sistemi meccanici. L'utilizzo primario nelle strutture è quello di aumentare il livello di comfort per gli occupanti degli edifici impedendo disagi, danni e cedimenti strutturali esterni causati dalle vibrazioni. Questi dispositivi sono stati utilizzati per il controllo della vibrazione fin dall'inizio dell'ultimo secolo e la sua prima applicazione vide maggior efficacia nel ridurre il rollio delle navi. Con il passare del tempo e con il perfezionamento di tali dispositivi, il loro impiego fu importato nelle strutture dell'ingegneria civile, quali edifici e ponti per ridurre le vibrazioni. Nel corso degli ultimi venti anni ci sono stati diversi tentativi nell'utilizzo del TMD per ridurre le fastidiose vibrazioni di piani a causa di movimenti umani.

L'acronimo T.M.D. fa riferimento a *Tuned Mass Damper* e come si può intuire è costituito da una massa  $m$  collegata alla struttura attraverso una molla di rigidità  $k$  e uno smorzatore con coefficiente di dissipazione dinamica  $d$ .

Ogni parametro viene selezionato tale da permettere la coincidenza delle frequenze prime di vibrazione della struttura con quelle del TMD. In altre parole si introduce il concetto di *accordatura* del dispositivo quando la scelta dei parametri fa sì che la frequenza di vibrazione dello smorzatore coincida con la frequenza della struttura.



Figura 10: Esempio noto di PTMD di 660 tonnellate per l'edificio Taipei 101

Quando il TMD è correttamente accordato questo oscilla fuori fase rispetto alla struttura e la risultante energia di vibrazione viene dissipata dal dissipatore sotto forma di calore.

Negli anni il tasso di successo per l'applicazione di questo dispositivo nelle strutture dell'ingegneria civile è variato grazie alla costante ricerca della sua corretta messa a punto così da ridurre i movimenti fastidiosi del piano di calpestio.

Il TMD, infatti, è stato sviluppato in maniera tale che la sua frequenza naturale e la frequenza di smorzamento possano essere finemente sintonizzati così da risultare efficace soprattutto per edifici alti e per le campate di ponti a grande luce in cui il problema delle vibrazioni è maggiormente presente.

Il progetto di un sistema TMD è generalmente impostato come un problema di ottimizzazione. Come già accennato si dovranno determinare i parametri che ne massimizzino l'efficienza a seconda di alcuni criteri di performance considerati. Il desiderio è quello di ricavare espressioni in forma chiusa che siano funzione di pochi parametri significativi quali il rapporto di massa, il coefficiente di dissipazione e la frequenza d'accordatura.

Il problema delle alte frequenze di vibrazione si presenta perlopiù su strutture pesanti e snelle come grattacieli o ponti con luci molto elevate. In entrambi i casi la massa della struttura veste un ruolo importante. Il rapporto in massa, considerato come frazione della massa totale della struttura, solitamente ricade al di sotto del valore dell'1% perché sarebbe impraticabile la realizzazione di TMD più pesanti.

Lo sviluppo e l'utilizzazione di differenti tipologie di TMD è stata necessaria per superare le limitazioni che comportano sistemi di tipo passivo. I limiti di questo tipo di sistema possono essere eliminati con sistemi che permettono di variare la rigidità della molla, a seconda della condizione di eccitazione, oppure con sistemi che permettono di cambiare le limitazioni spaziali date dalla struttura, o riducendo i costi del TMD. I paragrafi seguenti di questo capitolo si focalizzano sulla descrizione delle diverse tipologie di questo dispositivo.

## **2.2 TIPOLOGIE DI SISTEMI TMD**

### **2.2.1 TMD di tipo passivo**

I dispositivi di tipo passivo sono caratterizzati dalla mancanza di una fonte di alimentazione esterna. Un TMD passivo è un dispositivo che non possiede nessun elemento di tipo attivo,

come ad esempio un attuttore; sono quindi dei dispositivi interamente costituiti da parti meccaniche.

Una limitazione che compartiscono tutti questi tipi di dispositivi è la loro mancanza di robustezza in condizioni diverse da quelle di accordatura. Infatti, al di fuori di queste ristrette condizioni, questi tipi di sistemi, abbattano drasticamente le loro caratteristiche di dispositivi di dissipazione. Quindi, un perfetto funzionamento di questi dispositivi, avviene quando questi sono tarati perfettamente in fase di progetto e permane se queste caratteristiche si mantengono per tutta la durata della vita utile.

A parte queste limitazioni significanti, questi tipi di dispositivi continuano ad essere utilizzati perché sono relativamente poco costosi e funzionano bene quando sono ben progettati. Inoltre la presenza di un attuttore esterno comporta la presenza di un costo aggiuntivo che questi tipi di dispositivo non hanno. I tipi più comuni di TMD passivo sono quelli traslazionali TTMD e a pendolo PTMD.

### 2.2.2 TMD traslazionali di tipo passivo

I TTMD possono essere di tipo unidirezionale o bidirezionale. Nel caso unidirezionale il moto della massa del TMD è limitato ad un'unica direzione spesso mettendo la massa sopra a delle rotaie o a dei cuscinetti di rotolamento come schematizzato in **Figura 11**. Nel sistema bidirezionale invece la massa può muoversi contemporaneamente lungo le due direzioni del piano orizzontale.

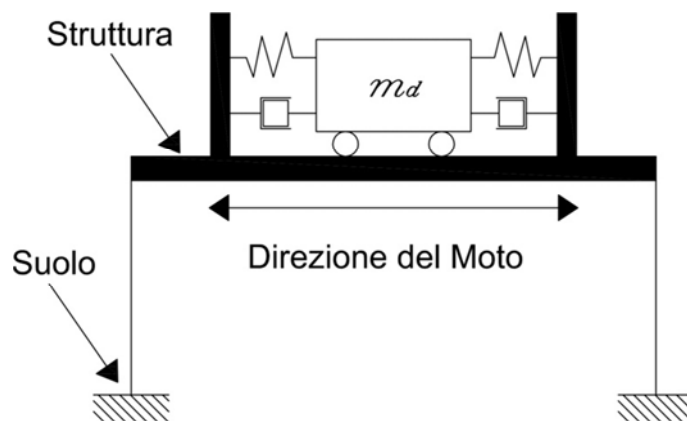
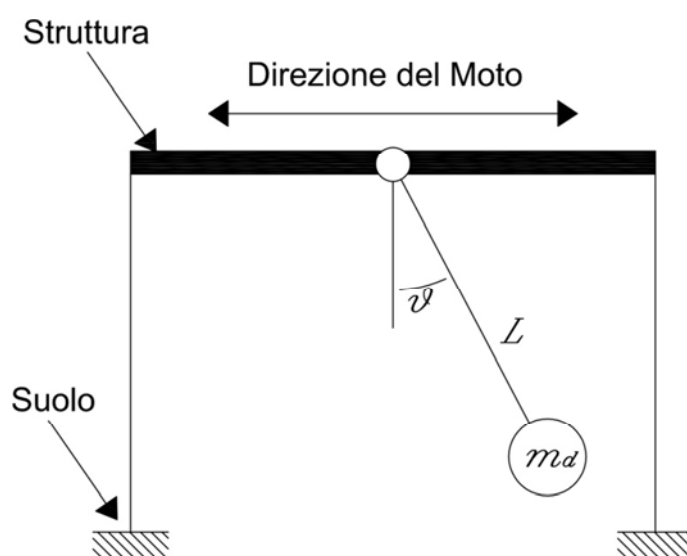


Figura 11: Schema di un sistema TTMD

In tutte e due le tipologie, la massa è collegata alla struttura tramite un set di molle e dissipatori. Questo tipo di dispositivo è stato implementato in larga scala per oltre 40 anni.

### 2.2.2.1 TMD a pendolo

Nei PTMD un pendolo esegue la funzione della molla e del dissipatore. Questo è costituito da una massa sorretta tramite un cavo o una barra, che è libera di ruotare attorno ad un punto come illustrato in **Figura 12**.



**Figura 12:** Schema di un sistema PTMD

Sono comunemente modellati come un pendolo semplice. Per piccole oscillazioni angolari, si comportano come un sistema TTMD e possono essere modellati allo stesso modo, con una molla equivalente e un dissipatore. In questo caso il metodo di progettazione dei due sistemi risulta identico.

Un ulteriore motivo per cui si può scegliere di utilizzare un dispositivo di questo tipo, è la mancanza di un appoggio traslazionale. Questo comporta una riduzione dei costi rilevanti e un'installazione più rapida. Circa il 50% delle strutture in Giappone che utilizzano dispositivi TMD, utilizzano questo tipo di dispositivo. Esempi rilevanti sono la *Crystal Tower* di Osaka,



*Higashimiyama Sky Tower* di Nagoya ed il *Taipei 101* a Taipei. Studi nell'utilizzo di sistemi PTMD si focalizzano nell'ottimizzazione dei parametri di progetto affinché si riducano eccessivi spostamenti laterali delle strutture.

### 2.2.3 TMD di tipo attivo

Sistemi di tipo attivo contengono una fonte di energia esterna, spesso sotto forma di attuatore. Comparati a sistemi di tipo passivo, che operano in assenza di fonti di energia e utilizzano un tipo di controllo a circolo aperto, i sistemi attivi utilizzano sensori per misurare le condizioni del modello e utilizzano un sistema di controllo a circolo chiuso. Un sistema attivo o ATMD, come mostrato in **Figura 13**, è costituita da un attuatore che comanda contemporaneamente il moto della massa del TMD e di una massa ausiliaria connessa ad essa. Con un attivo controllo di questi spostamenti si possono controllare le forze esercitate sulla struttura.

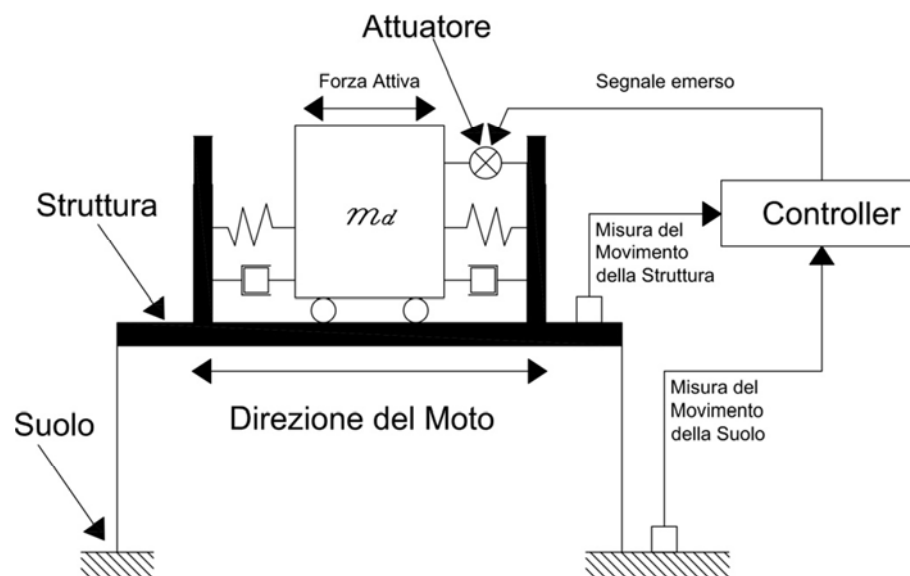


Figura 13: modello schematico di un sistema ATMD

Ci sono due vantaggi in questo tipo di progettazione. Il primo, è che questo tipo di dispositivi hanno performance migliori dei sistemi passivi quando ci si trova in condizioni di non accordatura. Il secondo, è che questo tipo di sistemi, sono in grado di ottimizzare le performance nel transitorio, durante la sollecitazione imposta. Questo è di particolare

importanza nel caso si abbiano carichi dovuti a un impatto o a un terremoto. Come risultato questi tipi di dispositivi, sono stati utilizzati per diminuire gli spostamenti laterali indotti dai carichi sismici. Lo svantaggio di utilizzare un sistema di dissipazione di questo tipo sta nel fatto che, questo strumento comporta un'accurata progettazione, un'adeguata manodopera per l'installazione e una strumentazione più complessa, caratteristiche che si trasformano in un sostanziale aumento dei costi di realizzazione. Inoltre l'utilizzo di un attuatore comporta un significativo incremento di energia richiesta dal sistema. Per ridurre questa richiesta di energia i TMD attivi possono essere trasformati in dispositivi ibridi: **Figura 14**. Questo tipo di dispositivo si comporta come un dispositivo di tipo passivo sotto certe condizioni di progetto e si trasforma in attivo quando la struttura riceve un tipo di carico che rende inefficace il sistema passivo.

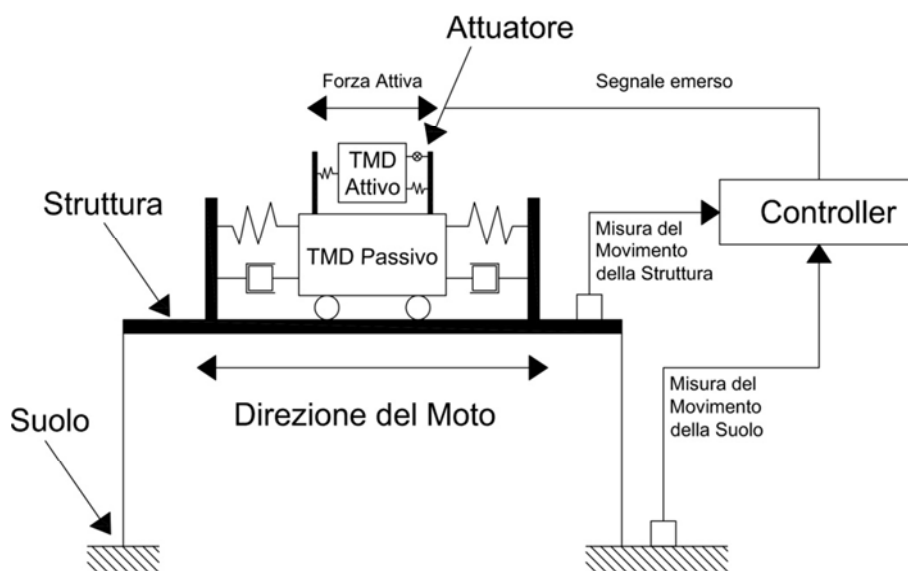


Figura 14: Modello schematico di un sistema ATMD ibrido

#### 2.2.4 Sistemi si tipo SATMD (semi-attivo)

I sistemi ATMD migliorano le prestazioni di soppressione di diversi modi di vibrare a discapito di una complessità, manutenzione e richiesta di energia superiore. Per questo motivo i sistemi attivi sono utilizzati in strutture che sono soggette a significativi carichi dinamici. I sistemi di tipo passivo sono sistemi relativamente semplici che danno prestazioni ottimali

quando sono opportunamente accordati, e quando le strutture sono sollecitate da carichi dinamici di bassa frequenza. La loro incapacità di limitare le sollecitazioni per una banda più larga di frequenze ne limita l'utilizzo. I sistemi di tipo SATMD combinano in un'unica soluzione i vantaggi dei sistemi attivi e passivi. Questo tipo di dispositivo comporta un controllo attivo delle caratteristiche della molla e del dissipatore del TMD invece di comandarne lo spostamento. Questo comporta requisiti di energia, per il loro utilizzo, inferiori rispetto ai sistemi attivi ed elevate performance per una banda più larga di frequenze di sollecitazione. Ci sono numerosi metodi per eseguire un controllo attivo sulle componenti del TMD. Si possono, per esempio, utilizzare molle semi-attive con un valore della rigidità variabile per la soppressione delle vibrazioni indotte dal vento sugli edifici. Sono stati utilizzati anche dispositivi pneumatici con rigidità dotata di una legge non lineare. Si può compiere un controllo sul dissipatore utilizzando un fluido che contenga materiale magnetico che, sottoposto a diversi campi magnetici, cambi il proprio valore di viscosità.

In conclusione tutti questi tipi di dispositivi possono essere considerati di tipo passivo per la bassa richiesta di energia esterna, ma danno prestazioni paragonabili a quelle un sistema di tipo attivo.

### **2.2.5 Sistemi multipli di TMD**

I sistemi multipli di TMD utilizzano un certo numero di TMD per ridurre le vibrazioni strutturali. Invece di utilizzare un'unica grande massa calibrata per la frequenza naturale della struttura, sono utilizzati diversi dispositivi TMD più piccoli calibrati per diverse frequenze di sollecitazione in modo da ridurre le sollecitazioni per una banda più vasta di frequenze (**Figura 15**). Questo tipo di smorzatore può essere utilizzato anche per strutture che hanno limiti di spazio più ridotti ottenendo comunque, con la somma di tutti i contributi dati dai singoli, un elevato rapporto di massa. Generalmente questo tipo di smorzatori sono accordati per diverse frequenze. Ci sono due diversi tipi di approccio a questa implementazione. Il primo è di utilizzare diversi dispositivi accordati per diverse frequenze proprie della struttura. Questo tipo di approccio alla progettazione è quello più utilizzato per le strutture. Il secondo approccio è di utilizzare diversi TMD accordati secondo una distribuzione di frequenze distribuite attorno alla prima frequenza naturale della struttura. È stato dimostrato che questo sistema risulta più efficace se confrontato all'utilizzo di un unico TMD con la stessa massa equivalente.

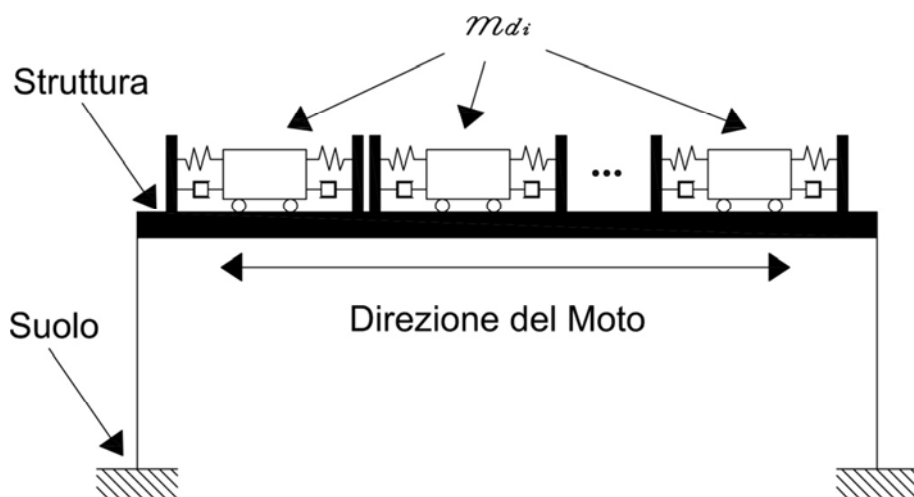


Figura 15: Sistema multiplo di TMD

## 2.3 SISTEMI TMD E CARICHI DINAMICI

Le vibrazioni strutturali sono indotte dai carichi dinamici. La maggior parte di questi carichi è causata dall'ambiente, da macchinari, da veicoli o esplosioni. I carichi di tipo ambientale sono comuni a tutti i tipi di strutture. Esempi di carichi ambientali indotti nelle strutture sono, il carico da vento, carichi dati dalle maree e carichi indotti dai terremoti. I carichi indotti dai macchinari sono molto spesso armonici e periodici. I carichi di tipo veicolare invece sono comuni nei ponti e negli aeroporti, dove vi è un frequente passaggio di pedoni, vetture e aerei. Possono essere considerati come carichi periodici, in cui la frequenza d'eccitazione dipende dai flussi di traffico. I carichi indotti dalle esplosioni sono carichi di tipo impulsivo e con un contenuto in frequenza molto elevato.

L'utilizzo dei TMD è effettuato in primo luogo per ridurre i carichi del vento indotti in edifici alti e nei ponti di grande luce. Infatti, la risposta strutturale degli edifici alle sollecitazioni indotte dal vento tende ad eccitare i modi traslazionali e torsionali della struttura. I carichi dovuti ai terremoti sono spesso impulsivi e possono eccitare un elevato range di frequenze naturali della struttura. Il tempo richiesto per permettere la propagazione dell'energia al dispositivo può essere superiore al tempo dello stesso fenomeno. Inoltre il terremoto può sollecitare i più alti modi di vibrare. L'utilizzo di un singolo sistema TMD risulta quindi spesso insufficiente per ridurre gli spostamenti laterali della struttura. Una riduzione importante, invece, si può ottenere utilizzando un sistema multiplo di dispositivi TMD.

***CAPITOLO 3***

***CASO STUDIO:***

***AULA L DEL DIPARTIMENTO ICEA***



### 3.1 STORIA DEL DIPARTIMENTO

Il Dipartimento oggi noto come ICEA, acronimo di Ingegneria Civile Edile e Ambientale, ha sede a Padova in un palazzo centenario progettato dall'ing. Daniele Donghi.

Nel lontano 1896, l'ing. Donghi dopo il suo trasferimento a Padova iniziò i contatti con la società G. A. Porcheddu di Torino, detentrica per l'Alta Italia dei brevetti Hennebique per l'impiego del cemento armato nelle costruzioni.

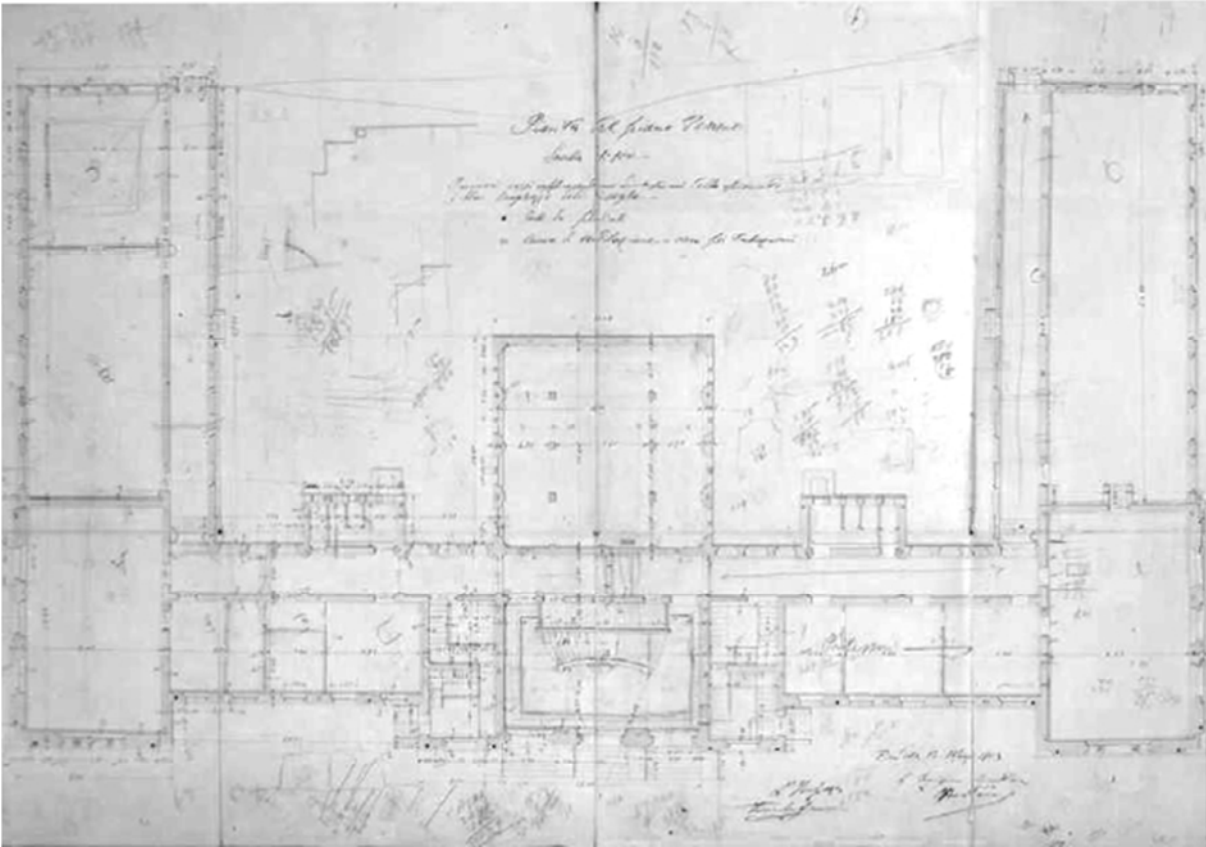
Nel 1910, il direttore dell'allora Scuola di Applicazione degli Ingegneri, Ferdinando Lori, affidò all'ing. D. Donghi, in quegli anni ordinario di Architettura Tecnica, l'incarico di predisporre il progetto della nuova sede che sarebbe dovuta sorgere tra via Marzolo e via Loredan.

Il progetto di una nuova sede si inseriva nel piano di espansione e riqualificazione edilizia dell'Ateneo intrapreso da Raffaele Nasini, rettore dell'Università di Padova tra il 1900 e il 1905, e portato avanti dai suoi successori negli anni a seguire.

L'edificio, che oggi si presenta come un unico complesso a due cortili, **Figure 18 e 19**, venne concepito in fasi successive tra il 1911 e il 1919. L'idea iniziale di un complesso a padiglioni venne abbandonata quasi immediatamente quando nel 1910, a seguito di un finanziamento stanziato per la realizzazione di un istituto per le discipline idrauliche, si avviò la progettazione per un primo edificio destinato appunto agli Istituti di Idraulica ed Elettrotecnica.

Il progetto prevedeva un unico corpo ad ali, con risalti centrali e agli estremi. Nella parte centrale, affacciata su via Loredan, si trovava la grande scala e l'attuale aula magna, allora destinata a sala conferenze, mentre i due bracci, organizzati in due piani con mezzanino e due ali disposte perpendicolarmente a un piano, erano destinati agli Istituti di Idraulica ed Elettrotecnica.

Le strutture in elevazione sono realizzate in muratura portante utilizzando laterizio e pietrame mentre gli orizzontamenti sono realizzati in calcestruzzo armato. La tecnologia del calcestruzzo armato era all'epoca una innovazione, ma l'ing. Donghi ha preferito utilizzarlo solamente per i solai a travi incrociate tipiche del sistema. Una ulteriore novità tecnologica fu utilizzata per il rivestimento delle facciate esterne. Queste sono realizzate con il litocemento, materiale che ha goduto di un breve successo fra la fine dell'800 e i primi decenni del 900, che si è dimostrato un ottimo sostituto alla pietra decorativa essendo un surrogato della stessa.



**Figura 16: Daniele Donghi, progetto per il complesso di Ingegneria, pianta del piano terra del lato su via Loredan con annotazioni e appunti. 12 maggio 1913 (Archivio dell'Università di Padova).**

I lavori relativi alla porzione dedicata all'ingegneria idraulica sono iniziati nel 1912 e terminati nel 1915.

Contemporaneamente all'avvio dei cantieri e contrariamente all'idea iniziale, venne deciso di trasferire nella nuova area tutta la scuola: a tal fine nel 1915 Donghi elaborò un progetto complessivo che, basandosi su quanto era già stato progettato e costruito, fornisse una sede all'intera scuola di Ingegneria un fabbricato gemello al primo con affaccio su via Marzolo che avrebbe ospitato gli Istituti di Meccanica Applicata e Macchine, mentre verso Ovest, su via Paolotti, altri 2 fabbricati a doppia altezza per gli Istituti di Architettura, Fisica Tecnica e Chimica, collegati da un corpo centrale destinato a ingresso e ufficio.





**Figura 17 :Daniele e Mario Felice Donghi, progetto per il complesso di Ingegneria, prospetto dell'ala su via Marzolo.**

Il palazzo, sede del Dipartimento di ingegneria, oggi noto come palazzo Donghi è visibile nelle foto storiche di seguito.



**Figura 18: Padova, Palazzo Donghi visto da via Loredan**



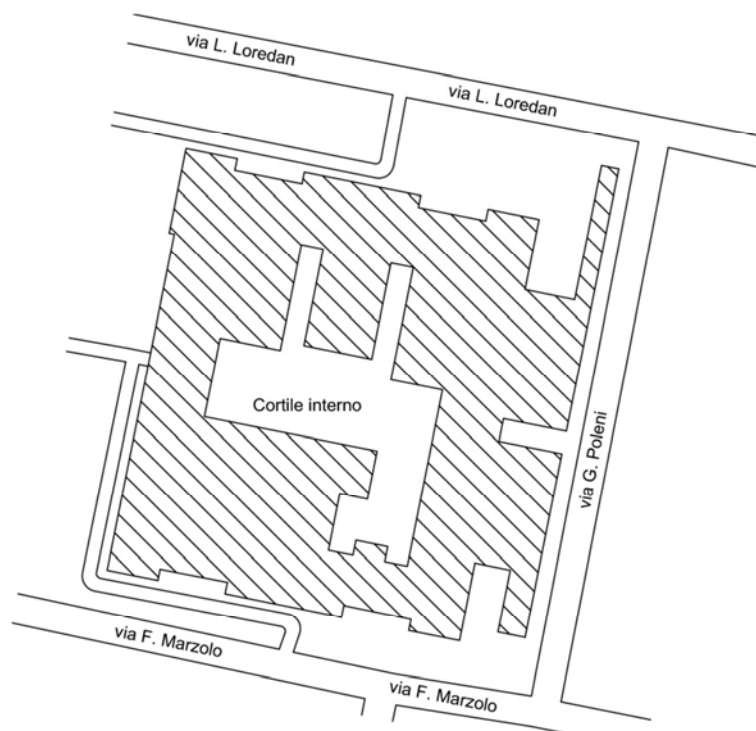
**Figura 19: Padova, Palazzo Donghi visto da via Marzolo**

Ad opera ultimata, l'edificio diventò per metà la sede dedicata alle discipline idrauliche e per l'altra metà a quelle elettrotecniche, che allora si ritenevano strettamente collegate all'idraulica per gli impianti di produzione. A partire dall'anno accademico 1930-31 divengono professori straordinari Francesco Marzolo ed Ettore Scimemi. Quest'ultimo aveva predisposto sin dalla fine della guerra un progetto di Laboratorio moderno, orientato verso gli studi su modello in scala ridotta, che già nel 1925 era in servizio.

Negli anni '40 il prof. Guido Ferro inizia la trasformazione degli edifici con la costruzione della prima canaletta sperimentale a moto ondoso in Italia. La canaletta, dapprima all'aperto, fu ricoperta durante la guerra 1940-45 con un capannone. Una serie di interventi, durante gli anni dal 1960 al 1970, hanno introdotto nuovi capannoni e sotto la direzione del prof. Dall'Aglio si diede corso all'ampliamento del laboratorio di meccanica applicata allo scopo di predisporre gli impianti per l'esecuzione di prove su grandi modelli e su parti di costruzioni. Questo risultato fu ottenuto addossando, sul lato più lungo del vecchio salone riservato alla esecuzione delle prove meccaniche, un nuovo salone delle massime dimensioni consentite dalla disponibilità dell'area. Tale ampliamento, portato a termine tra il 1964 e il 1966, consiste essenzialmente in una sala delle dimensioni di  $350 m^2$ , affacciata per un lato su via Poleni tramite una parete mobile delle dimensioni di  $150 m^2$ . Nel 1997 fu costituito il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti e nel 2011 fu unito su un unico dipartimento assieme all'ex DAUR (Dipartimento di Architettura, Urbanistica e Rilevamento), l'ex DMMMSA (Dipartimento di Metodi e Modelli Matematici per le Scienze Applicate) e l'ex IMAGE (Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica).

### 3.2 DESCRIZIONE DEL DIPARTIMENTO

L'edificio sede del dipartimento ICEA si estende per un'ampia area di circa 8500 m<sup>2</sup> ed è articolato con una configurazione geometrica non molto semplice come si può notare nella planimetria in **Figura 20**.



**Figura 20: Planimetria del complesso di Ingegneria**

La struttura si sviluppa prevalentemente su tre piani fuori terra e un piano interrato.

Di seguito vengono riportate le piante fuori scala dei vari piani dell'edificio, prospetti e sezioni.

### 3.2.1 Analisi geometrica dell'edificio

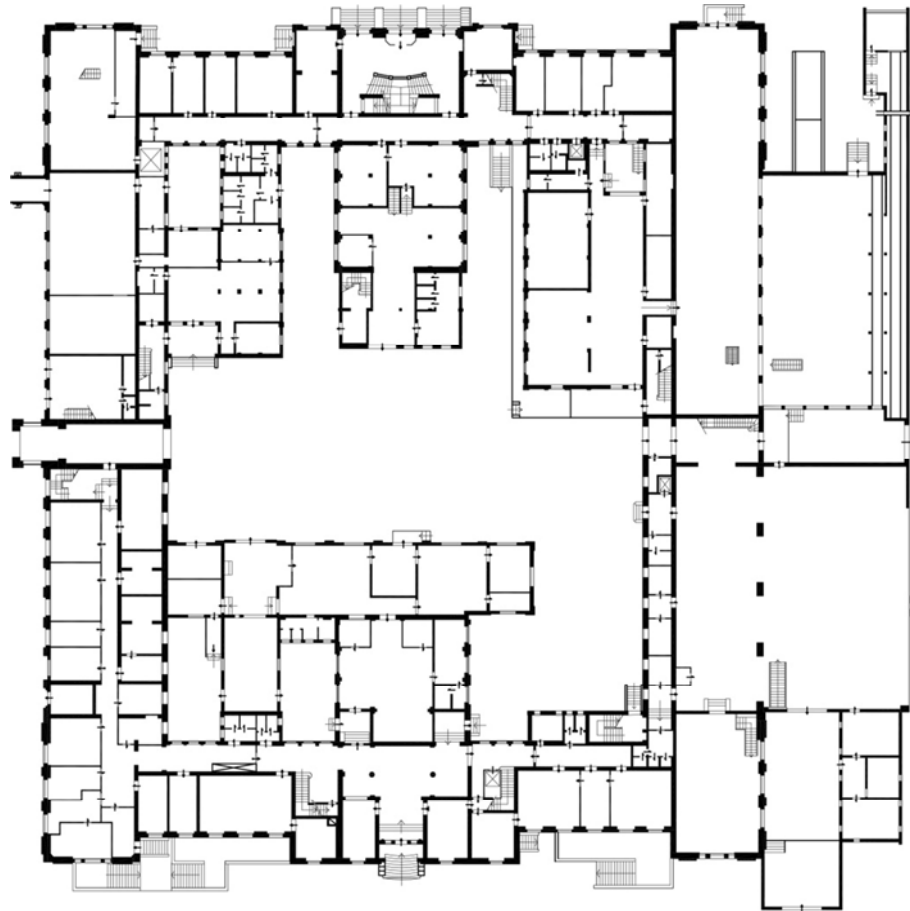
Il piano interrato (**Figura 21**) non si estende per tutta l'ampiezza degli altri piani. La sua porzione è limitata nella zona sud dell'edificio e si estende sino alla zona sottostante al laboratorio di costruzioni.



**Figura 21:** Pianta del piano interrato

Del piano interrato è nota dagli studenti solamente la zona sud-est sempre visibile in **Figura 21**. Questa zona è infatti adibita ad essere l'aula informatica utile per varie lezioni o per studi individuali.

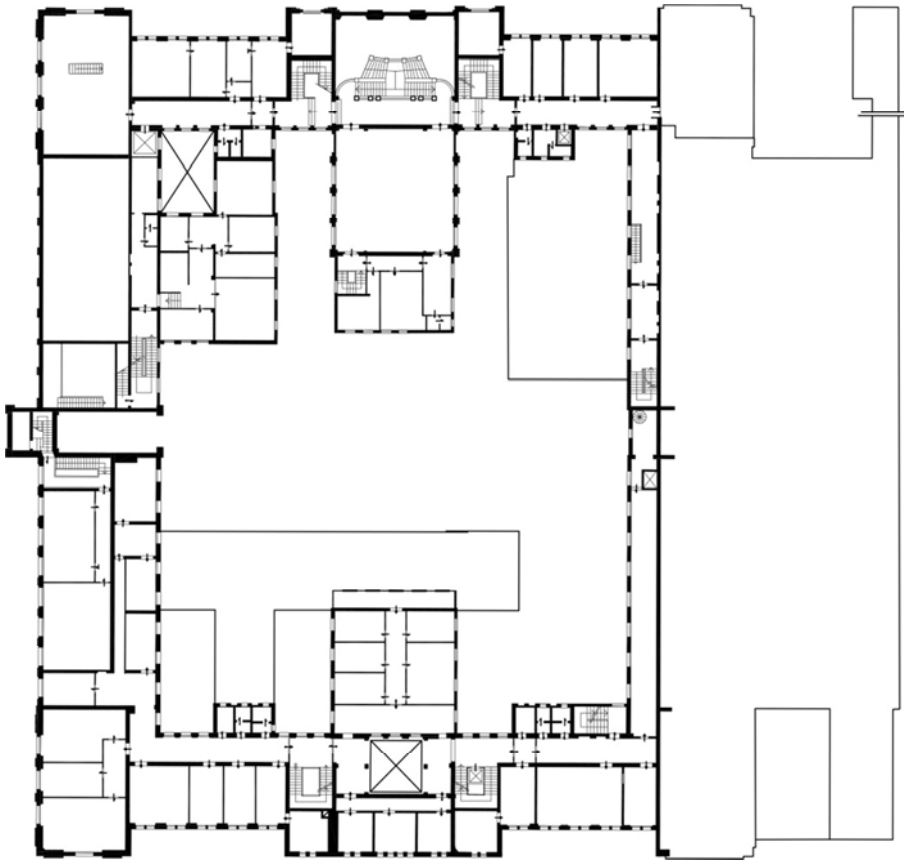
Il piano terra, visibile in **Figura 22**, è esteso su tutta la zona dell'edificio.



**Figura 22: Pianta del piano terra**

Il figura si può notare la molteplice divisione dei locali utili per ospitare molti uffici e laboratori di ricerca. In particolare si può osservare la netta simmetria fra la parte nord dell'edificio, zona dedicata all'ingegneria idraulica, e la parte sud dell'edificio dedicata all'ingegneria delle strutture e dei trasporti.

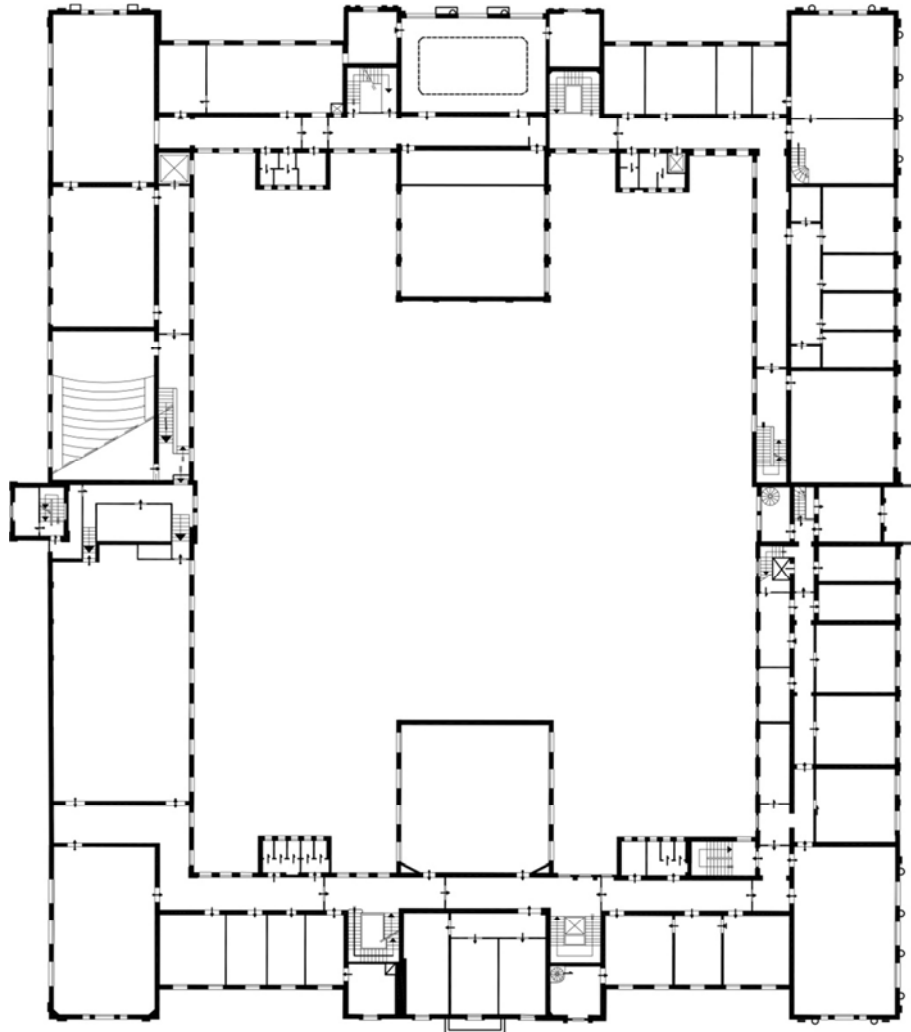
In **Figura 23** è possibile osservare la pianta del primo piano.



**Figura 23: Pianta del piano primo**

Sulla pianta sono raffigurate le zone fruibili dal piano primo. La zona est dell'edificio è presente seppur non disegnata. Il motivo è essenzialmente dovuto alla presenza di locali a doppia altezza. Questi sono presenti in ogni angolo del palazzo Donghi. Nell'angolo nord-ovest dell'edificio vi è una struttura metallica autoportante utile per contenere tutti i periodici e i libri datati presenti nella biblioteca centrale di ingegneria. Tale stanza è stata nominata "silos" per la sua grande capienza e per le sue dimensioni. Nei rimanenti angoli dell'edificio sono presenti i laboratori di idraulica e di costruzioni.

La pianta del secondo piano è visionabile in **Figura 24**.

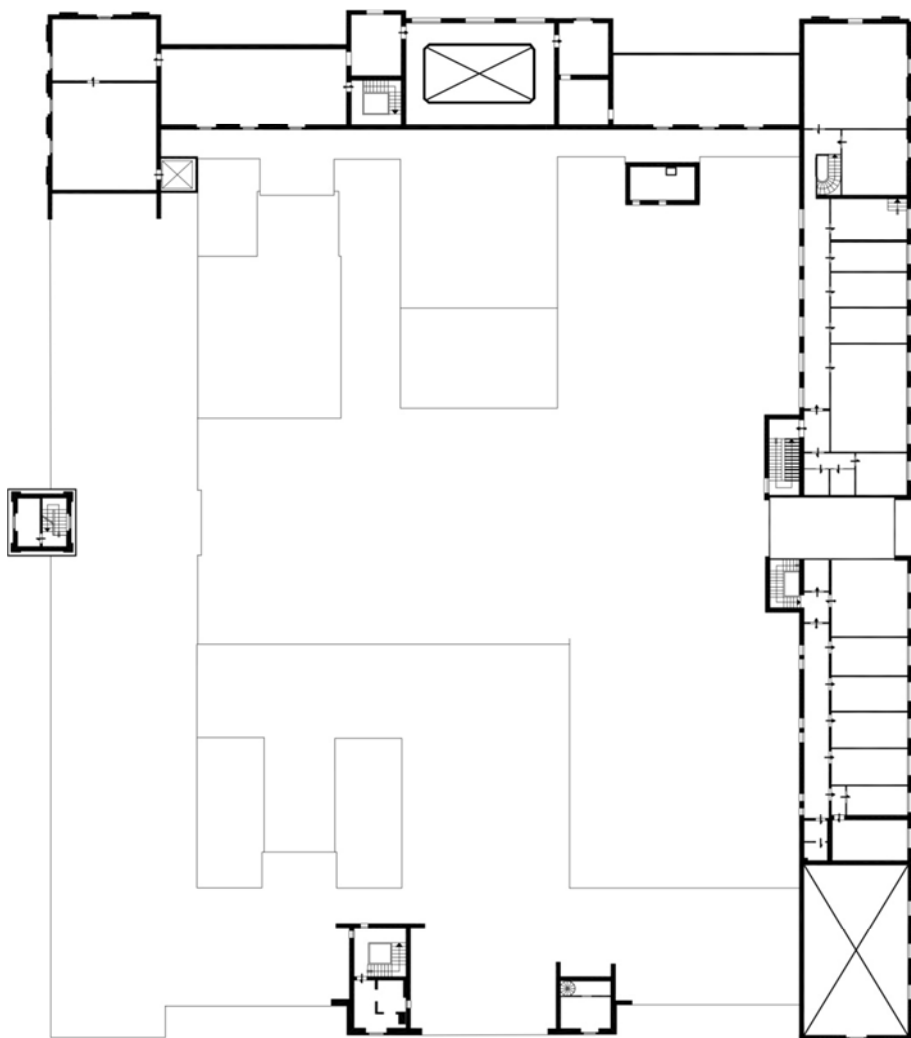


**Figura 24: Pianta del piano secondo**

In questo livello dell'edificio sono presenti il maggior numero di aule didattiche concepite per ospitare un grande numero di studenti universitari della scuola.

Per lo scopo suddetto molti locali presentano una altezza interna elevata così da permettere l'inserimento di gradoni in legno sui quali sono installate le sedute per gli studenti e i banchi. Anche in questo piano, come avveniva per il piano terra, le aule a doppia altezza sono presenti in ogni angolo dell'edificio. Tra queste vi è anche l'aula L oggetto di studio della tesi.

L'ultimo piano dell'edificio, in **Figura 25**, presenta ulteriori uffici sul lato est. A nord sono presenti archivi della biblioteca centrale di ingegneria.



**Figura 25: Pianta del piano terzo**

Il piano terzo non si estende su tutto l'edificio e rimane limitato in una piccola porzione di esso.





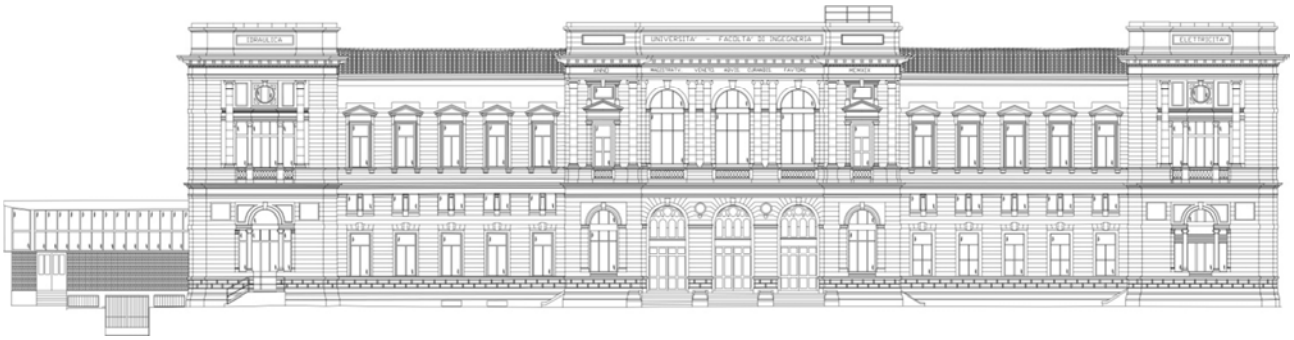
**Figura 26:** Sezione del Palazzo Donghi parallela a via Marzolo



**Figura 27:** Sezione del Palazzo Donghi parallela a via Poleni

Le sezioni riportate nelle **Figure 26 e 27** sono state effettuate in prossimità dell'angolo sud-est dell'edificio parallelamente alla via Marzolo e alla via Poleni.

Nel seguito vengono rappresentati i quattro prospetti principali del Palazzo Donghi. In questi sarà possibile notare la disposizione dei laboratori di idraulica e di costruzioni la cui descrizione è già stata presentata precedentemente.



**Figura 28: Prospetto del Palazzo Donghi su via Loredan**



**Figura 29: Prospetto del Palazzo Donghi su via Poleni**



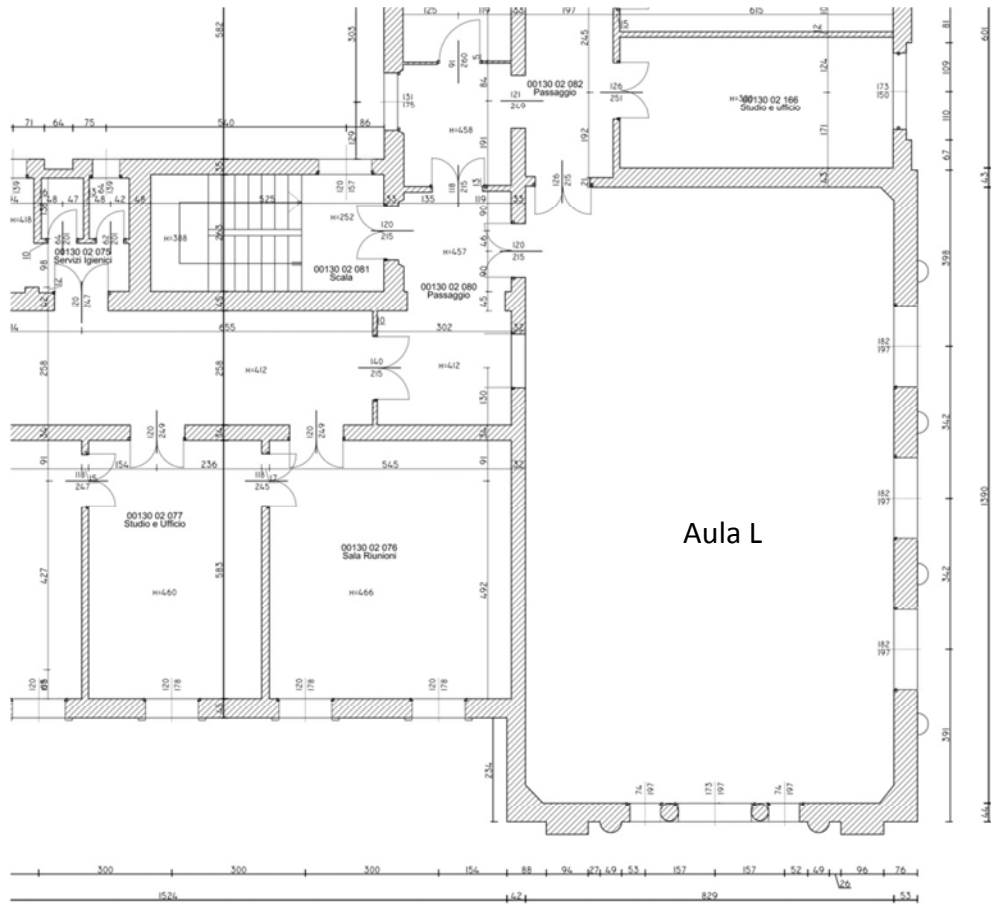
**Figura 30: Prospetto del Palazzo Donghi su via Marzolo**



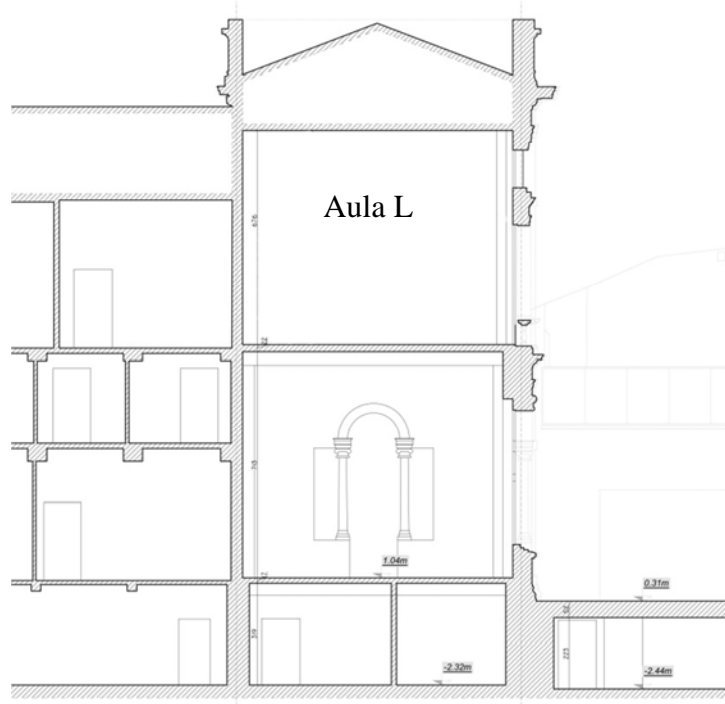
**Figura 31: Prospetto del Palazzo Donghi su via**

### **3.2.2 Aula L**

Tra le aule disponibili per ospitare le lezioni di Ingegneria fu presente fino al 2013 l'aula L. Collocata in zona sud-est al secondo piano dell'edificio si presenta con una superficie di circa  $104 m^2$  per un'altezza interna di  $6,8 m$ . Date le sue dimensioni, poteva ospitare un numero di circa 200 studenti, ma fu proprio la sua collocazione, troppo distante dalle vie di fuga principali, che rese inagibile l'aula per scopi didattici. La pianta e le due principali sezioni sono visibili nelle **Figure 32, 33 e 34** di seguito riportate.



**Figura 32: Pianta dell'aula L**



**Figura 33: Sezione lato sud**

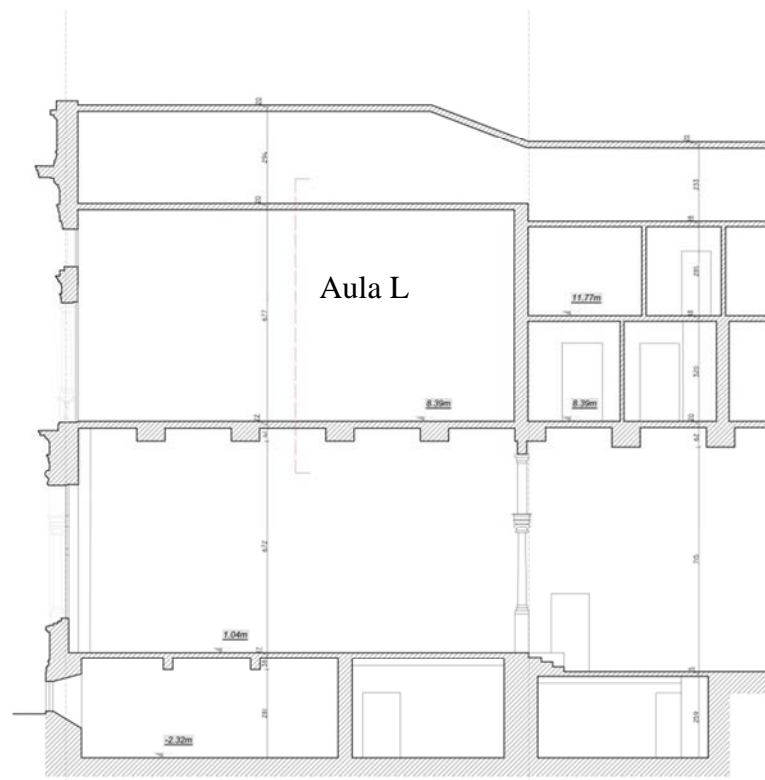


Figura 34: Sezione lato est

### 3.2.3 Reimpiego dell'aula L

Considerata la grande volumetria disponibile un tempo impegnata come aula universitaria e considerando la vicinanza con gli uffici posti nel lato est della struttura, una nuova riorganizzazione di tale spazio prevede la realizzazione di altri uffici al suo interno. Data inoltre la grande altezza interna, è stata presa in considerazione l'idea di inserire al suo interno un solaio così da aumentare il numero di uffici realizzabili.

L'inserimento di un solaio in un edificio a doppia altezza già esistente è un problema non semplice da trattare. Gli edifici già esistenti, infatti, hanno una serie di problematiche già affrontate all'interno del §1 perciò non si vuole ridurre la stabilità di tali edifici andando a diminuire la sezione delle pareti in prossimità del nuovo solaio.

La soluzione proposta è tale da non modificare la muratura esistente, ma aiuta ad aumentarne la stabilità al ribaltamento fuori piano, fenomeno tipico delle pareti con ampia elevazione verticale.

Il nuovo solaio sarà collegato tramite delle funi ad una copertura reticolare utile per trasmetterne tutto il suo peso alle pareti laterali. Il sistema che si viene a creare funziona correttamente dal punto di vista statico, mentre dal punto di vista dinamico, ossia nel caso di azioni sismiche, potrebbe ricordare il sistema TMD descritto nel §2. Se così fosse, l'inserimento del solaio sospeso potrà portare migliorie anche per azioni dinamiche orizzontali.

### *3.2.3.1 Il nuovo solaio*

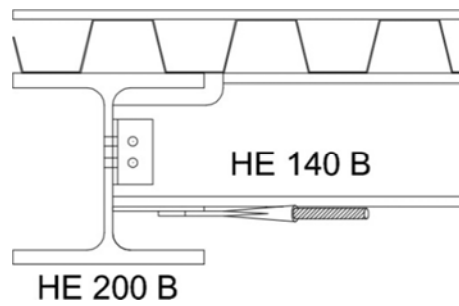
Considerando il sistema TMD, il solaio è di notevole importanza. Esso infatti funge da massa nel dispositivo a pendolo già presentato, ma il suo peso non deve essere troppo elevato.

Dato che il solaio ha una grande superficie e dovrà rimanere distante dalle pareti laterali non avrà una grande libertà di movimento. Se esso dovesse avere una grande massa, anche il suo spostamento sarà maggiore perciò potrebbe fare contatto con le pareti trasmettendo un'azione fuori piano instabilizzante.

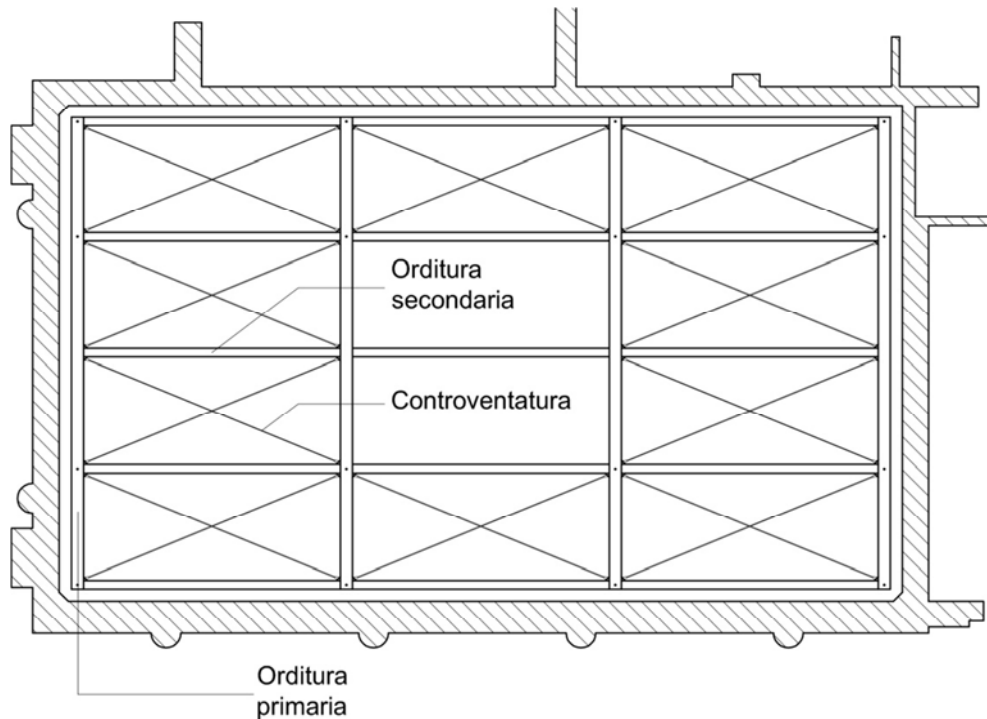
Per evitare questo inconveniente si opterà per un solaio realizzato in acciaio così da offrire una maggior leggerezza. A seconda della destinazione d'uso il solaio dovrà essere dimensionato e verificato seguendo le indicazioni della normativa vigente e non verranno previste intersezioni con le pareti laterali della stanza.

Pensando di realizzare il solaio ad una distanza di 20 cm circa dalle pareti, e considerando il limitato spazio disponibile si potranno utilizzare in prima analisi quattro profili HEB200 distanti 4,43 m utili per l'orditura primaria. la distanza appena citata sarà il passo tra ogni capriata in acciaio della nuova struttura reticolare che dovrà reggere il solaio.

L'orditura secondaria del solaio è realizzata con travi HEB140 in acciaio disposte ad un passo di circa 1,9 m. Sopra alle travature viene posizionata una lamiera grecata tipo A55 e per completare il pacchetto solaio si potrà inserire un tavolato in legno. Un esempio di tale solaio è visibile in pianta in **Figura 36** e un particolare in **Figura 35**.



**Figura 35: Particolare del nuovo solaio**



**Figura 36: Carpenteria del nuovo solaio**

### 3.2.3.2 *Struttura reticolare per sorreggere il solaio*

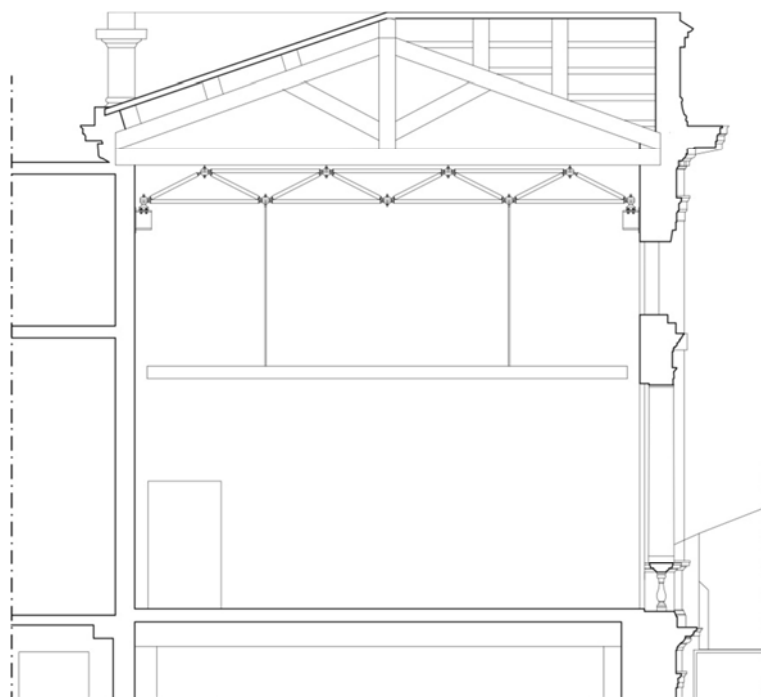
La realizzazione della struttura reticolare può variare a seconda della tipologia di copertura presente sull'aula L. Di seguito verranno ipotizzate due soluzioni differenti a seconda che vi sia o meno una copertura con capriate lignee.

In entrambe le soluzioni, la struttura reticolare dovrà essere tale da sostenere il solo peso del solaio escludendo quindi i carichi che già la copertura esistente supporta. Il compito della struttura reticolare sarà infatti quello di distribuire il carico del solaio alle pareti laterali così da aumentarne la stabilità al ribaltamento fuori piano.

### 3.2.3.2.1 *Struttura reticolare spaziale*

Nel caso in cui vi siano presenti delle capriate in legno, gli spazi disponibili per l'inserimento di una struttura reticolare saranno limitati perciò si potrà pensare alla realizzazione di una struttura reticolare spaziale.

Tale struttura è costituita da unità strutturali modulari piramidali a base rettangolare o quadrata e l'altezza  $H$  del grigliato è di 0.50m così da non interferire con l'eventuale presenza delle capriate lignee. Un'esempio di inserimento della struttura all'interno dell'aula è visionabile in **Figura 37**.



**Figura 37:** Inserimento della struttura spaziale all'interno della stanza

Le aste sono realizzate con profili tubolari e la struttura reticolare è vincolata alle pareti in maniera iperstatica realizzando delle cerniere delle quali è visibile un dettaglio in **Figura 39d**.

In Italia è stato sviluppato un efficiente sistema costruttivo a giunti sferici e porta il nome di sistema Vestrut-Cubotto, brevettato dall'architetto Ettore Ventrella di Napoli.

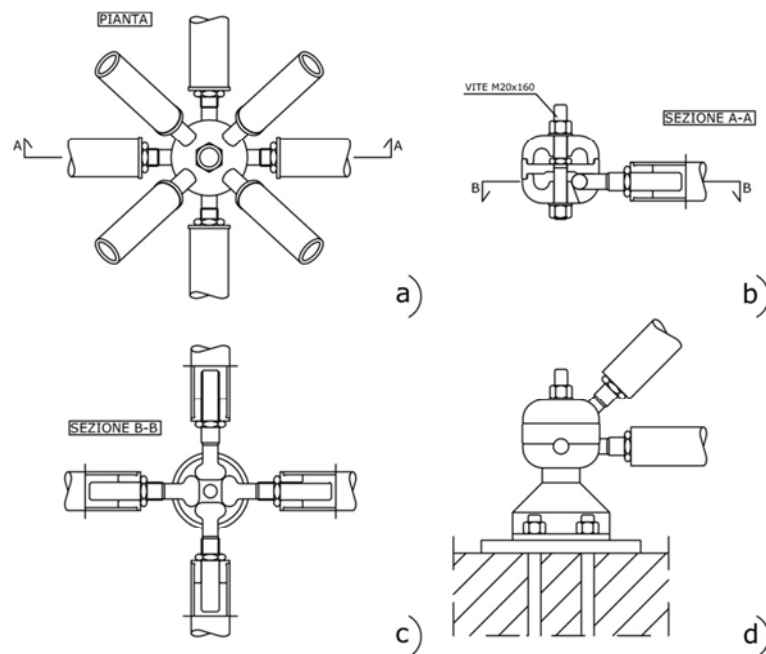
Tale sistema Vestrut si compone di un giunto sferico molto simile alla cerniera ideale per strutture reticolari spaziali in acciaio, rappresentato in **Figura 38** e **Figura 39**, ottenuto mediante stampaggio a caldo di acciaio bonificato. Al giunto si collegano dei terminali



sagomati a testa di martello in acciaio bonificato, anch'essi ottenuti mediante forgiatura, su cui si avvitano le aste tubolari già descritte (**Figura 39**).



**Figura 38: Nodo Vestrut disassemblato**



**Figura 39: Disegni tecnici del nodo**

Il giunto è costituito da tre elementi circolari, due calotte ed una piastra centrale che le racchiude, uniti insieme da un'unica vite centrale: le due calotte simmetriche sono dotate di fessure ed alloggiamenti nei quali si posizionano i terminali delle aste durante il montaggio. I terminali a testa di martello sono avvitati ai coni terminali delle aste e bloccati con un controdado, in modo destrorso da un lato e sinistrorso dall'altro.

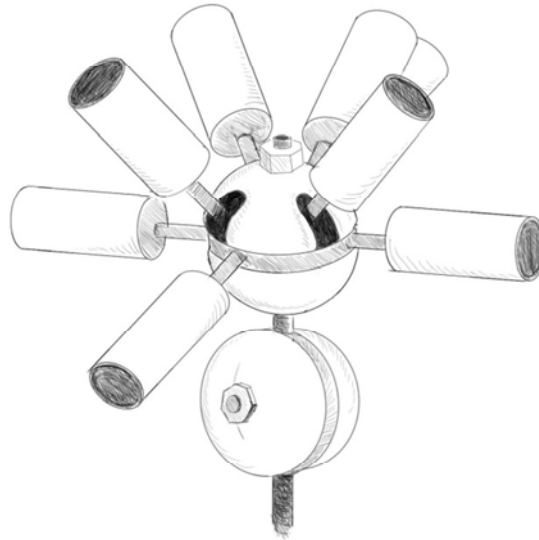
Passando in dettaglio ed analizzando i vantaggi di questo particolare giunto sferico si può dire che, dal punto di vista statico e tecnologico, è una cerniera unidirezionale realizzata in maniera tale che, dopo il bloccaggio, tutte le aste convergenti nel nodo hanno la possibilità di ruotare in un piano dello spazio. Tale particolarità è fondamentale nelle ipotesi di verifica statica dell'intera struttura reticolare spaziale in quanto consente di avere un modello teorico prossimo a quello reale, con un pressoché perfetto "effetto reticolare" (sollecitazione significativa di solo sforzo normale) garantito dalla convergenza degli assi delle aste, che evita quindi l'insorgenza di caratteristiche della sollecitazione flessionale e torsionali parassite. Le aste, con questo sistema, sono regolabili prima, durante e dopo aver effettuato il montaggio, senza alterare le tensioni all'interno della struttura. Tali regolazioni hanno lo scopo di correggere eventuali difetti dimensionali delle aste, creare superfici curve, realizzare controfrecce nella struttura ed effettuare centraggi in corrispondenza degli appoggi.

È consentito l'avvitaggio contemporaneo nel nodo di massimo 12 aste utilizzando un'unica vite, mediante l'inserimento dell'unico perno centrale e la predisposizione di una piastra centrale che raccoglie i terminali di quattro aste di corrente. Sono dunque escluse saldature e quindi i controlli radiografici richiesti dalla normativa.

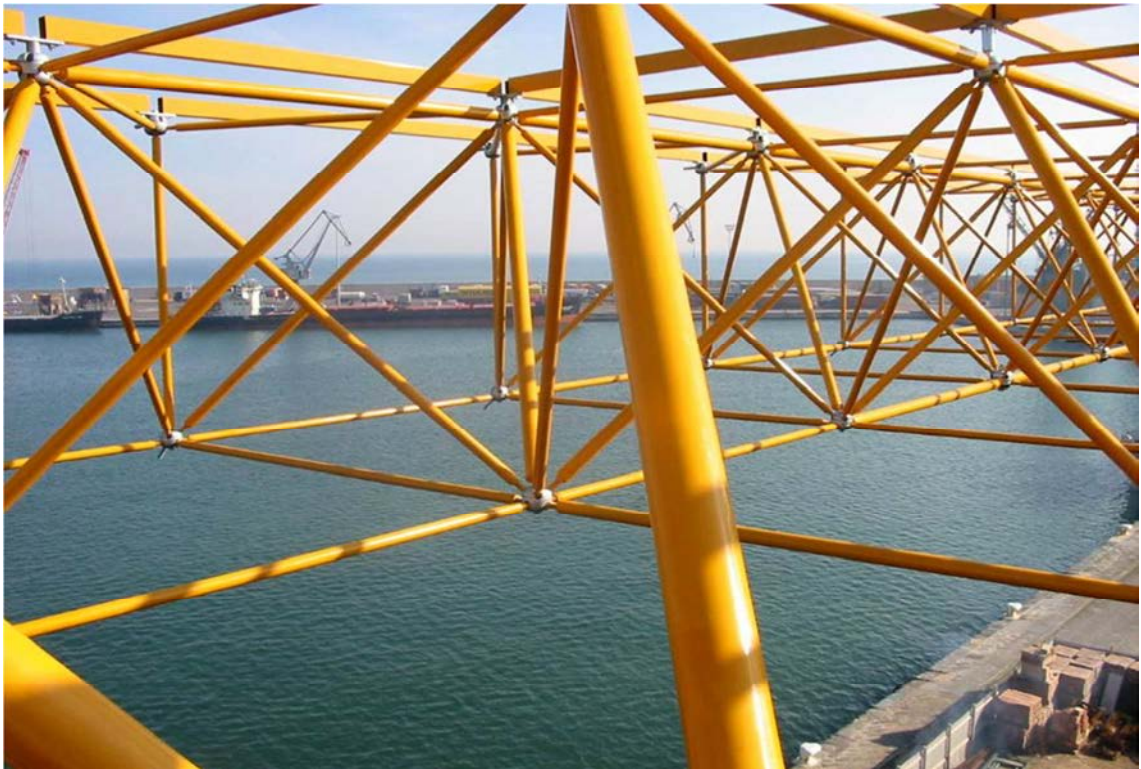
Questo tipo di tecnologia risulta adatta per la realizzazione della struttura reticolare di copertura utile a sorreggere il solaio pendolare e anche se tutt'oggi non è ancora stato studiato il nodo nell'applicazione di strutture miste con aste e funi come nel caso in esame, un esempio di collegamento è visibile in **Figura 40**.

Ciò nonostante è comunque possibile realizzare il giusto collegamento tra la fune che dovrà reggere il solaio e il nodo sferico.

Un esempio di realizzazione di una struttura reticolare spaziale in acciaio tramite il sistema Vestrut è la copertura del porto marittimo di Bari, **Figura 41**. Essa ha dimensioni esterne di 39,0 m x 39,0 m con un'altezza di 1,89 m ed è poggiata su quattro torrini intelaiati in cemento armato che racchiudono i corpi scala. Le caratteristiche del sistema Vestrut hanno consentito l'esecuzione della maggior parte delle lavorazioni in officina, riservando in cantiere l'assemblaggio dei nodi mediante un solo perno per ognuno di essi.



**Figura 40: Disegno del collegamento fune-nodo Vestrut**

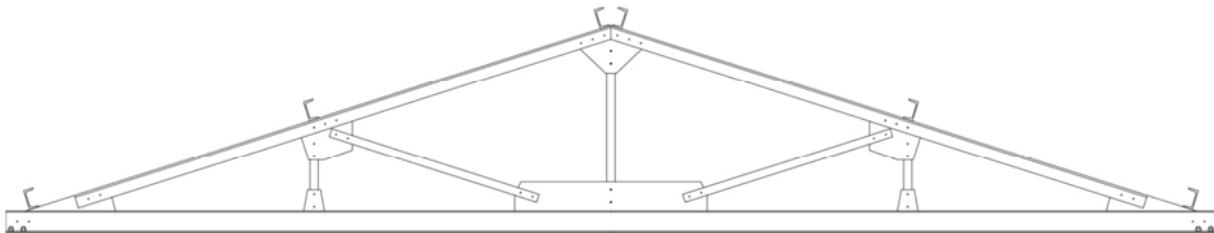


**Figura 41: Copertura del porto marittimo di Bari**

### 3.2.3.2.2 *Struttura reticolare piana*

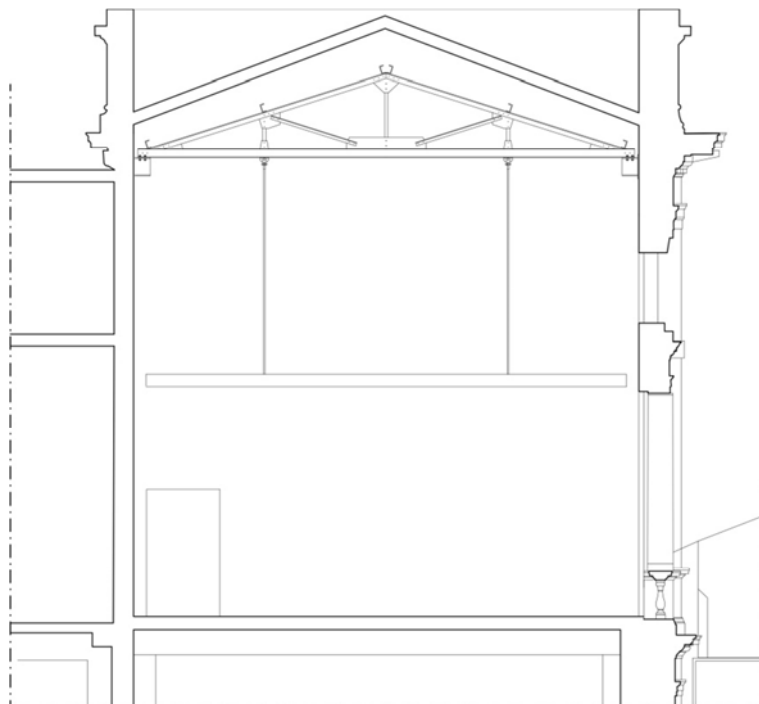
Nel caso in cui vi sia lo spazio necessario per l'inserimento in copertura di grandi dimensioni si può pensare all'inserimento di una struttura reticolare piana.

Questo tipo di struttura è la più diffusa e viene utilizzata il maggior numero delle volte su capannoni industriali. Essa può essere bullonata o saldata ed è composta da profili metallici disponibili in commercio. Un esempio di tale struttura è visibile in **Figura 42**.



**Figura 42: Esempio di struttura reticolare piana**

Tale struttura dovrà presentare un'inclinazione di falda inferiore rispetto a quella di copertura e sarà disposta con un passo stabilito dall'orditura principale del solaio che dovrà reggere. Sempre a titolo di esempio viene riportata la sua disposizione all'interno dell'aula L in **Figura 43**.



**Figura 43: Inserimento della capriata in acciaio all'interno della stanza**

Con la realizzazione di una struttura reticolare piana come appena descritta, il giunto di collegamento alla fune non potrà essere lo stesso descritto nel paragrafo precedente.

In questo caso si inserirà una forcina snodata utile a svincolare nello spazio il solaio. Questo particolare capocorda, rappresentato in **Figura 44**, viene utilizzato per funi metalliche ed è adatto a sostenere il carico di lavoro in tutte le angolazioni.



**Figura 44: Immagine della forcina snodata**

Questo elemento è realizzato con acciaio inox AISI 316, bonificato, lavorato meccanicamente e zincato a caldo e presenta inoltre due perni in acciaio ad alta resistenza. Questo tipo di acciaio è resiliente ossia presenta una buona percentuale di molibdeno tale da aumentare la durezza. La presenza di Nichel inoltre aiuta l'elemento a resistere alla corrosione. La protezione superficiale dell'elemento è data da una zincatura a caldo per uno spessore minimo di 80mm. Tali caratteristiche rendono il capocorda molto più resistente della fune. I controlli standard che vengono effettuati durante la produzione sono vari tra cui un controllo dimensionale, un'analisi delle caratteristiche meccaniche per ogni lotto, un'analisi magnetoscopica e ultrasonora su ogni pezzo e un controllo dello spessore di zincatura. Una sua più comune applicazione si può ritrovare nella nautica, ma può essere utilizzata anche nelle strutture come si può notare dalla **Figura 45** riportata di seguito.



**Figura 45: Applicazione della forcella snodata in una struttura**

Nel caso di solaio sospeso da funi e collegato tramite la forcella snodata alla capriata, si vorrà analizzare il comportamento statico di tale giunto e il comportamento dinamico che si potrebbe realizzare nel caso di azioni sismiche.

In particolare il giunto in esame prevede due punti di contatto in direzioni diverse e nel caso di azioni sismiche potranno trasmettere delle azioni orizzontali al corrente inferiore della capriata.

Tenendo presente il valore del coefficiente di attrito dinamico fra due lame di acciaio pari a 0,54, si potrà calcolare la forza necessaria per mettere in funzione la cerniera. In particolare si può dedurre che se l'azione sismica superi per il 54% il peso del solaio sarà rispettato il comportamento pendolare. In questo caso si vorrebbe ridurre l'attrito per evitare di trasmettere forze parassite al corrente inferiore della trave reticolare e soprattutto per poter confermare il funzionamento pendolare della struttura anche nel caso di azioni piccole.

Per lo scopo si dovrà inserire nella parte terminale della fune una testa a snodo sferico del marchio TESCUBAL<sup>®</sup>, visibile in **Figura 46**.

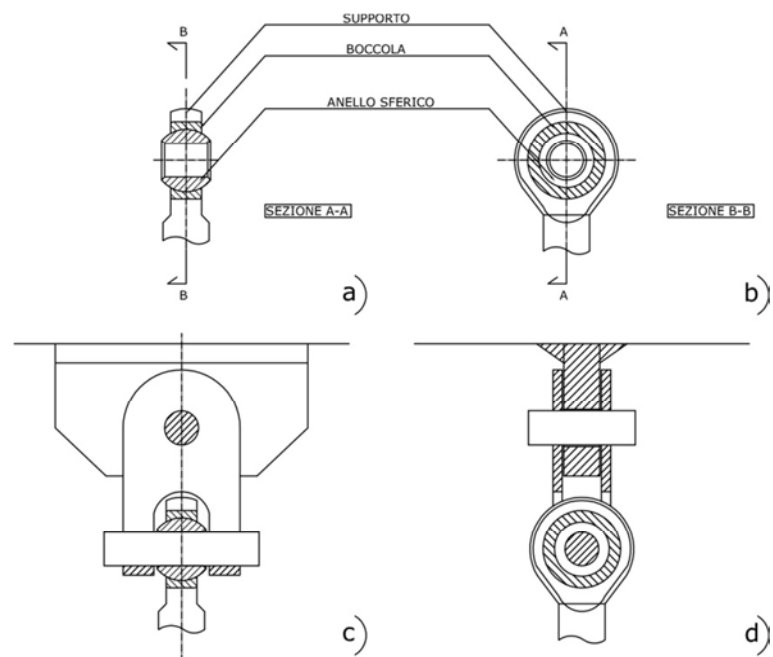


Figura 46: Disegni tecnici dello snodo con forcella snodata e snodo Tescubal

Le teste a snodo e gli snodi sferici sono prodotti ad alta resistenza ed elevata precisione e vengono realizzati rispettivamente secondo quanto previsto dalle normative ISO 12240-4 serie dimensionale K e ISO 12240-1 serie dimensionale K.

Sono esenti da manutenzione ed utilizzano un accoppiamento metallo (anello sferico) su metallo sinterizzato (boccola) impregnato con fluido ad alto potere lubrificante che permette di mantenere una lubrificazione costante.

La boccola viene formata a freddo sull'anello sferico, garantendo che la superficie di contatto sia completa, questo permette di resistere a carichi e velocità elevati mantenendo una corretta lubrificazione durante il funzionamento.

La struttura reticolare piana è la più diffusa e la realizzazione è piuttosto semplice. Il problema che presenta è essenzialmente dovuto al suo ingombro che a differenza della struttura reticolare spaziale occupa molto più spazio perciò è di difficile realizzazione se non impossibile nel caso siano presenti in copertura delle capriate lignee.





***CAPITOLO 4***  
***STUDIO DEL CASO GENERICO***



## 4.1 COMPORTAMENTO A PENDOLO

Lo studio iniziale è stato realizzato considerando un modello semplice costituito da elementi beam. La stanza considerata ha una geometria molto simile all'aula L del dipartimento, ma per semplicità non presenta nessuna apertura sulle pareti. Tramite il software agli elementi finiti Straus7, è stato realizzato il modello con lo scopo di verificare se l'inserimento del solaio pensile possa ridurre o meno gli spostamenti in sommità della stanza dovuti ad un'azione dinamica applicata sulla stessa. In particolare è stato costruito un modello agli elementi finiti che volesse ricreare una stanza con altezza pari a  $7\text{ m}$  e una sezione in pianta rettangolare di  $15\text{ m} \times 8,5\text{ m}$ .

Tale modello è stato realizzato con quattro beam aventi ciascuno la dimensione del paramento murario che le compete. Ogni beam è incastrato alla base ed è collegato all'estremità superiore ai rimanenti beam attraverso dei rigid-link.

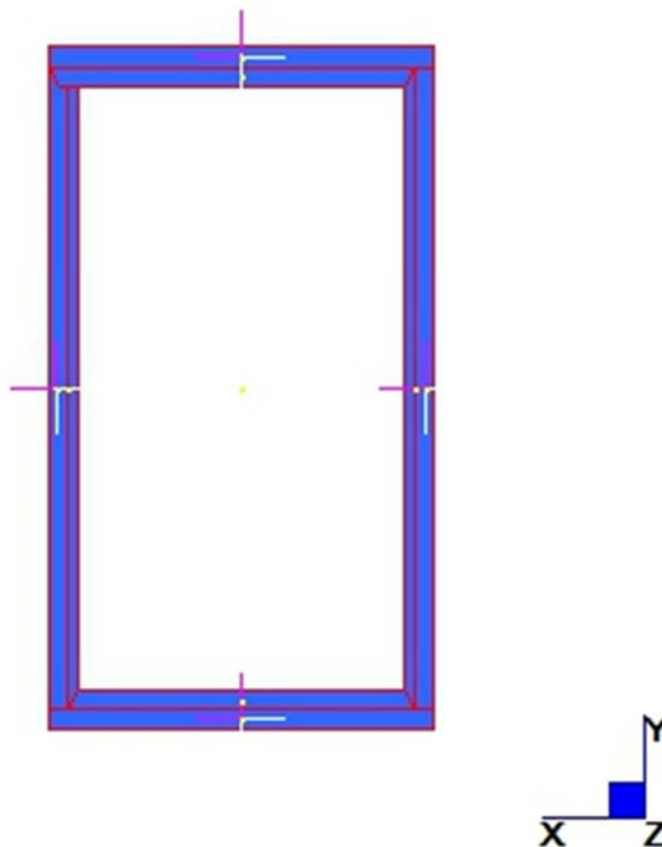
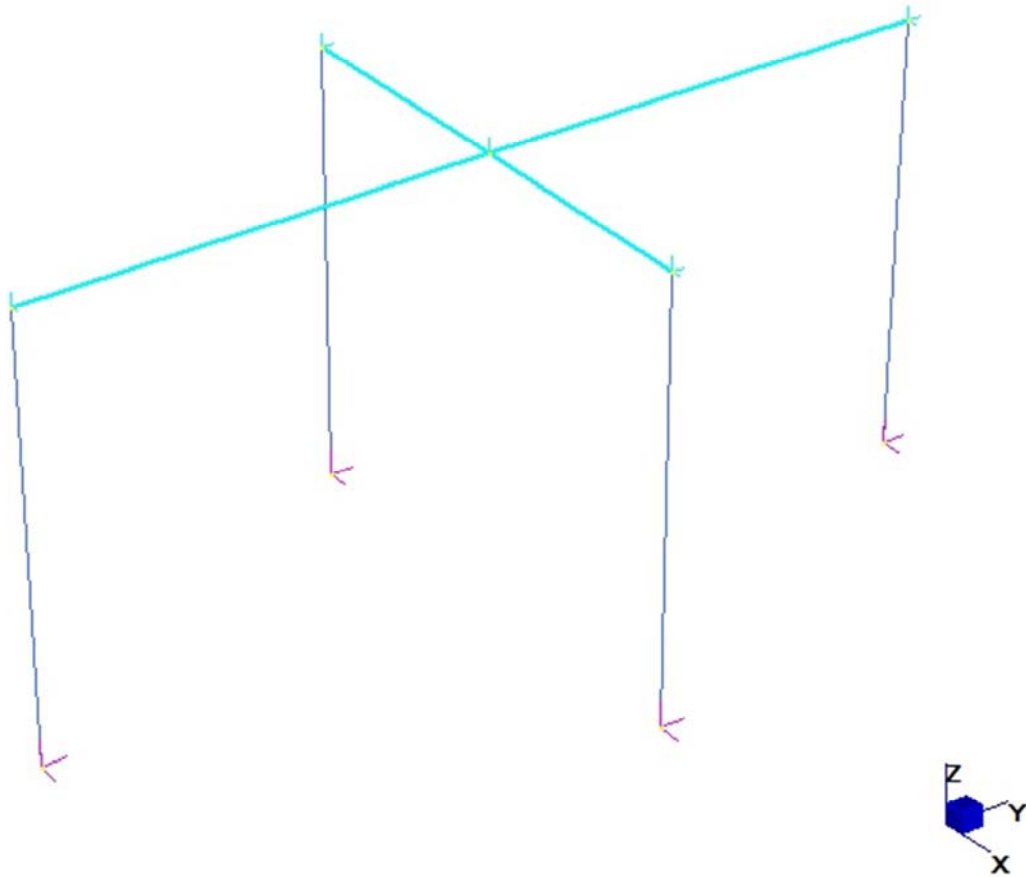


Figura 47: Modello semplice della stanza generica visto in pianta.



**Figura 48: Modello semplice della stanza realizzato con beam.**

Ipotizzando l'impossibilità di effettuare indagini esaustive in situ, per i parametri meccanici della muratura verranno utilizzate le tabelle C8B.1 e C8B.2 dell'allegato C8B . in particolare, posizionando lo studio al livello di conoscenza LC1, si dovranno considerare per ogni tipologia muraria i minimi valori di resistenza degli intervalli riportati in tabella C8B.1 e per il modulo elastico i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

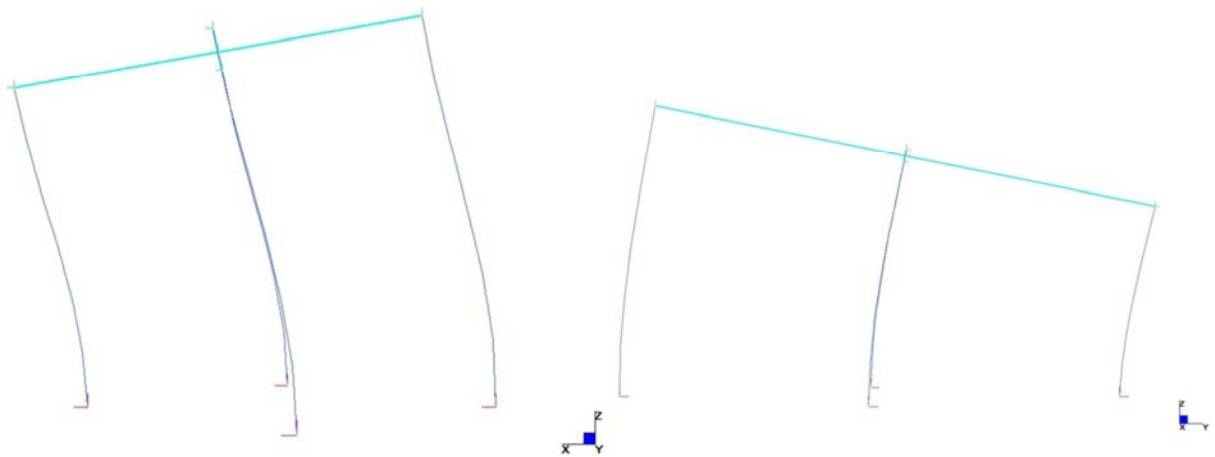
Per un primo studio è stato allora applicato il modulo elastico pari a  $E = 870 \text{ MPa}$  associato alla tipologia muraria data da pietrame disordinato.

Con tale modulo elastico e con la densità di  $67 \text{ kN/m}^3$ , è stato possibile realizzare una prima analisi modale utile per conoscere le frequenze principali che mettono in moto le più alte percentuali di massa dell'edificio.

L'analisi modale indica che il primo e secondo modo di vibrare nel piano Y-X risultano avere rispettivamente frequenze pari a quelli indicati in **Tabella 4.1.I**.

<b>Tabella 4.1.I : Frequenze relative ai modi principali</b>	
frequenze	Hz
$f_x$	6,493
$f_y$	10,28

Le forme modali invece sono quelle di **Figura 49**.



**Figura 49: Visualizzazione delle forme modali.**

La massa movimentata con il primo modo di vibrare è pari all'86,92%, mentre la massa movimentata con il secondo modo risulta essere inferiore e pari al 56,8%.

Come prima analisi è stata studiata la risposta della stanza quando sottoposta ad una forza esterna situata all'estremità superiore della parete. Tale forza è  $F_e = F \cdot \text{sen}(w_f t)$ , viene chiamata forzante e la sua intensità varia nel tempo in modo sinusoidale. Il valore più elevato che può assumere la forzante è pari alla forza  $F$  inserita all'interno della formula appena citata. La forzante varia in modo armonico, essendo data dalla funzione seno, e  $w_f$  è la pulsazione di questa variazione.

Nella **Figura 50** riportata di seguito viene rappresentata l'azione della forzante su un telaio elementare.

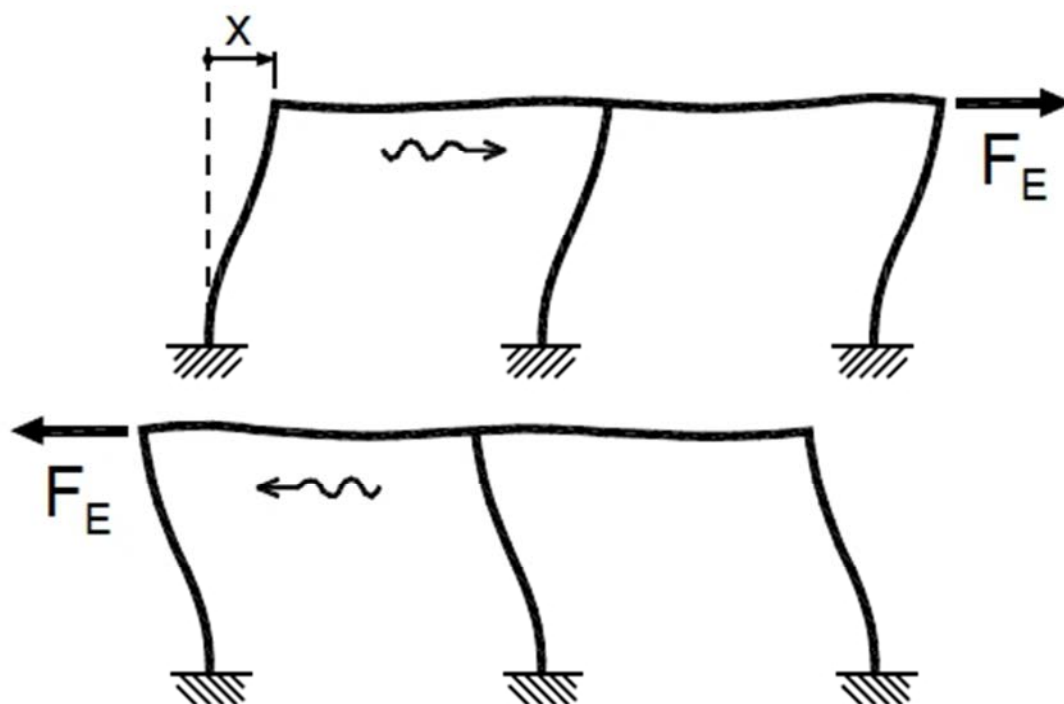


Figura 50: Azione della forzante sul telaio elementare.

La forzante scuote il telaio in modo armonico e l'azione pulsante di tale forza mette in movimento il telaio. Dopo un transitorio che non interessa, il telaio si mette ad oscillare in modo armonico con la stessa pulsazione della forzante.

Lo spostamento della sommità all'istante generico vale:

$$x = X \cdot \text{sen}(w_f t)$$

essendo  $X$  lo spostamento massimo che viene raggiunto nelle oscillazioni.

Applicando il secondo principio della dinamica si ottiene:

$$F_e - K \cdot x = m \cdot x''$$

Ossia

$$F_e - K \cdot X \cdot \text{sen}(w_f t) = m(-x'' \cdot X \cdot \text{sen}(w_f t))$$

Il termine  $\text{sen}(w_f t)$  si semplifica e ne risulta un'equazione lineare nella sola incognita  $X$  :

$$X = \frac{\frac{F}{K}}{1 - \left(\frac{w_f^2}{w^2}\right)}$$

L'equazione è stata risolta tenendo conto che  $K/m = w^2$  con  $w$  la pulsazione naturale del telaio.

Con un'analisi dinamica, lo spostamento in sommità cresce a seconda di  $w_f$ . Lo sbandamento dinamico della sommità raggiunge inoltre valori teoricamente infiniti quando  $w_f = w$ . La struttura ondeggia in modo incontenibile e il fenomeno prende il nome di risonanza. In questo caso la forzante agisce con la massima efficacia ed esalta la vibrazione naturale del telaio.

L'evento sismico è estremamente complesso e imprevedibile, ma può essere schematizzato in una prima analisi come un'oscillazione alternata del terreno. Il sisma imprime accelerazioni alternate alle fondazioni e la massa si muove nella direzione opposta. È noto infatti che un corpo di massa  $m$  si oppone all'accelerazione che subisce manifestando una forza  $F$ , detta forza di inerzia, diretta in verso opposto di quello dell'accelerazione.

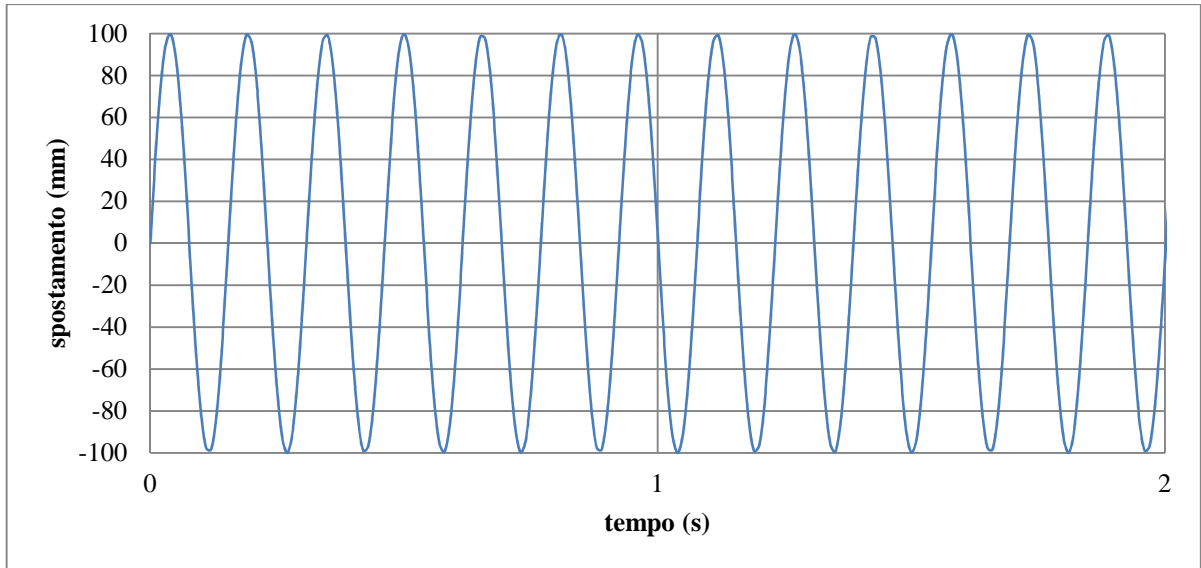


Figura 51: Schematizzazione in prima analisi del sisma.

La forzante esterna è ottenuta, nell'analisi dinamica, imponendo un'accelerazione al suolo con comportamento sinusoidale. L'input di carico ciclico consiste nell'applicare alla base del telaio un'accelerazione sinusoidale, ottenuta derivando due volte un segnale armonico di spostamento, la cui ampiezza è pari a  $\pm 0.1m$  mentre la pulsazione è posta uguale alla prima frequenza propria della struttura; questa scelta è derivata dal fatto che così facendo si ricrea la condizione di carico più sfavorevole.

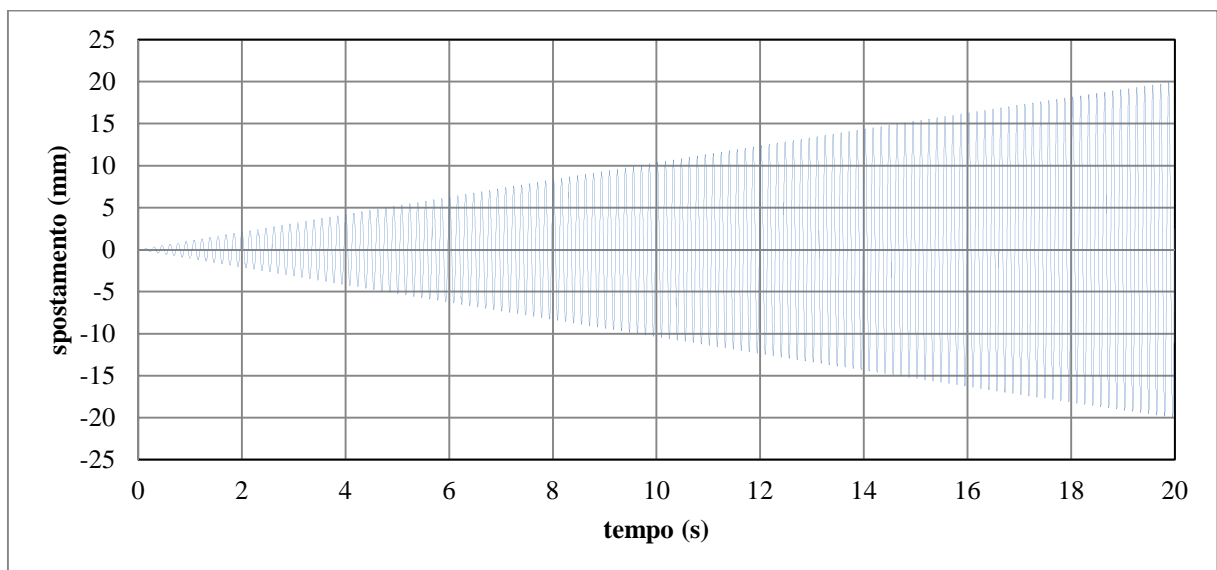
La frequenza dell'oscillazione è quindi  $f_r = 6,493 \text{ Hz}$  e con essa il periodo di oscillazione risulta essere  $T = 0,144s$ . In tale periodo, molto breve, l'accelerazione agirà nel verso positivo e nel verso negativo delle ascisse come si può notare in **Figura 52** nella quale si è voluto rappresentare l'accelerazione solamente per i primi 2 secondi.





**Figura 52: Accelerazione sinusoidale nei primi due secondi.**

Con tale accelerazione applicata alla base della stanza in esame, è stata eseguita un'analisi dinamica non lineare per geometria con 6400 step temporali dell'ampiezza di 0,03125s così da ottenere un'analisi della durata di 20 secondi. Il risultato dell'analisi è possibile osservarlo in **Figura 53**.



**Figura 53: Spostamento in sommità della stanza con analisi non lineare per geometria e azione sinusoidale.**

Come si può notare, lo spostamento della stanza aumenta sempre più all'aumentare del tempo e la struttura entra in risonanza correttamente per quanto detto in precedenza.

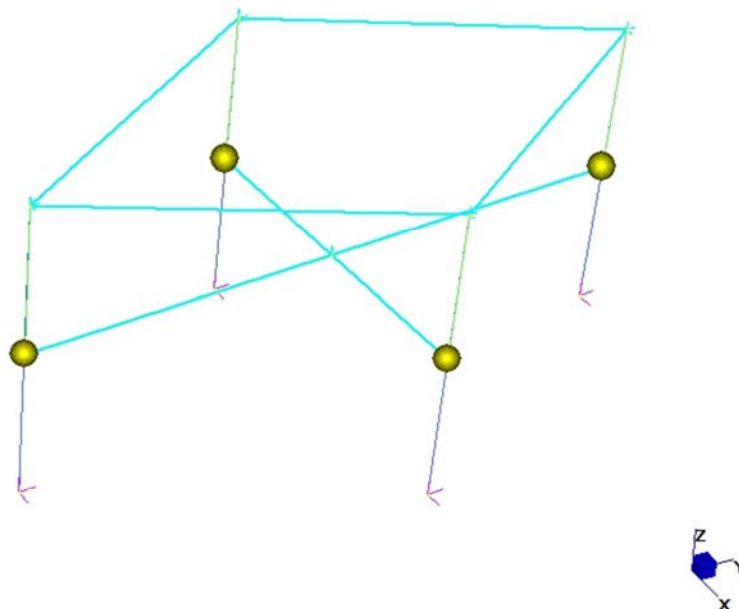
Dato che i valori di frequenza del segnale di risposta sono molto elevati, si preferisce effettuare lo studio sui primi 5 secondi. Possibili riduzioni di spostamento per l'effetto dell'aggiunta del solaio verranno descritti facendo riferimento quindi ai primi 5 secondi di azione forzante applicata sulla stanza in esame.

### 4.1.1 Inserimento del solaio nel modello semplice

Partendo dal modello agli elementi finiti descritto nel paragrafo precedente sono state valutate due diverse soluzioni per lo studio del solaio.

Il primo modello è ottenuto inserendo all'estremità di ogni parete, schematizzata con un beam, un elemento truss, asta, reso infinitamente rigido con massa trascurabile. All'estremità dell'asta rigida è stato inserito sul nodo una massa non strutturale pari a quella del solaio suddivisa per il numero di aste ossia quattro.

Tale modello è visualizzato nella **Figura 54**.



**Figura 54:** Prima schematizzazione semplice dell'inserimento del solaio.

Nel modello, come si può notare, sono stati inseriti dei collegamenti rigidi fra tutte le masse non strutturali applicate all'estremità delle aste. L'inserimento dei rigid-link risulta utile per simulare il comportamento del solaio rigido nel suo piano.

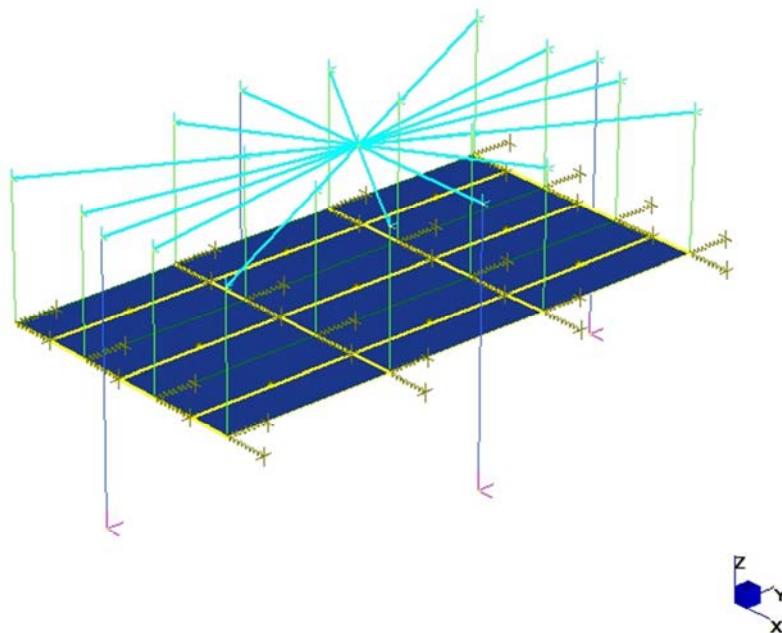
Applicando al modello la stessa accelerazione sinusoidale descritta nel paragrafo precedente si ottiene una diminuzione degli spostamenti in sommità molto piccola. Questa soluzione

inoltre non è coerente con la realtà che prevede una diversa posizione dei bracci del pendolo e un maggior numero di essi.

Il secondo modello prevede l'inserimento di sedici aste posizionate in un reticolo 4x4 a maglia rettangolare lungo il solaio. Alle estremità superiori ed inferiori delle aste sono stati inseriti dei rigid-link che le collegano al centro di massa della struttura.

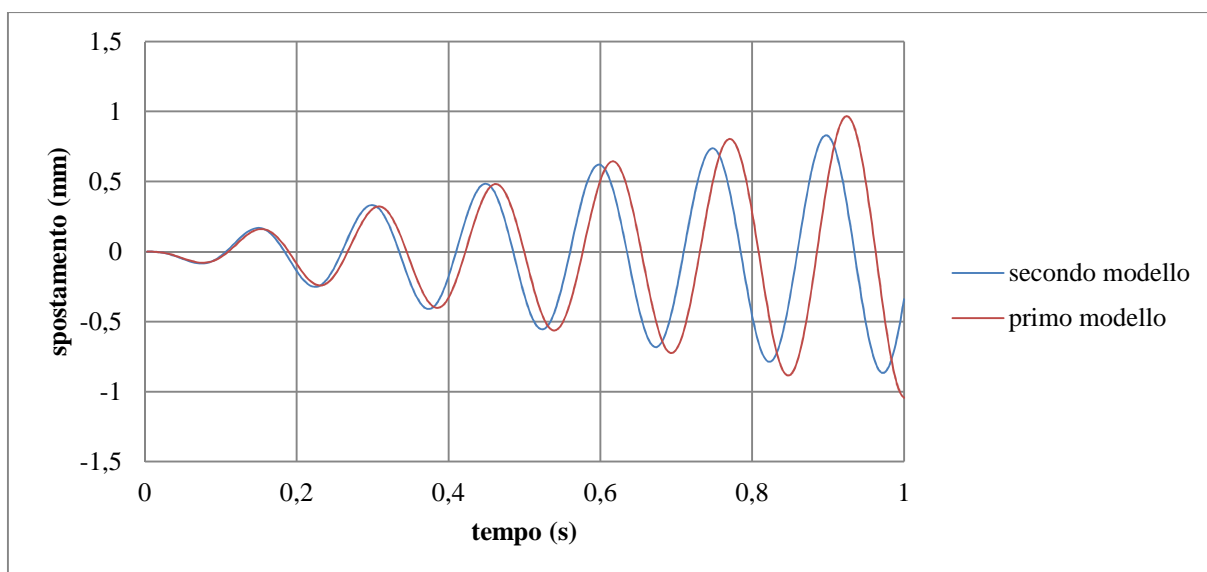
Sempre sull'estremità inferiore delle aste sono stati inseriti degli elementi quad4 con proprietà load patch. Questa proprietà permette di schematizzare il solaio utilizzando un elemento bidimensionale ed assegnando alla superficie una massa non strutturale che si andrà a distribuire sulle aste in modo coerente con il caso reale. Per evitare di studiare una struttura labile, quindi per ottenere una soluzione con il modello appena descritto, è stata inserita ad ogni nodo che collega l'asta al solaio una rigidità traslazionale molto bassa.

Il modello così descritto si presenta come in **Figura 55**.



**Figura 55:** Seconda schematizzazione per l'inserimento del solaio.

Eseguendo una breve analisi del comportamento dei due modelli quando sottoposti all'azione sinusoidale e accostando gli spostamenti ottenuti si può notare la differenza tra i due.



**Figura 56: Confronto fra gli spostamenti dei due modelli realizzati.**

Subito si può notare una differente ampiezza di oscillazione ed una diversa fase del secondo modello rispetto al primo. Grazie alla presenza di più aste e alla loro diversa disposizione, l'ampiezza di oscillazione ottenuta con il secondo modello risulta essere più breve e perciò riduce maggiormente gli spostamenti in sommità della stanza.

La differenza di fase, molto piccola, è dovuta alla presenza, nel secondo modello, di diverse rigidzze traslazionali che seppur piccole riescono comunque ad influire sul periodo di oscillazione.

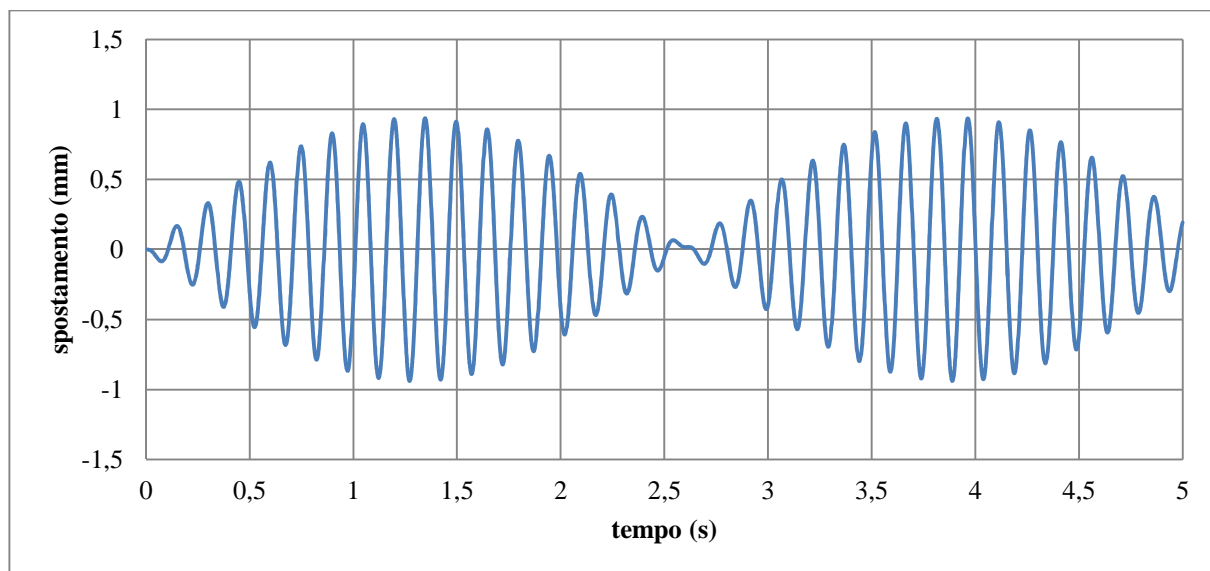
Dai risultati così ottenuti si è scelto di utilizzare il secondo modello agli elementi finiti per gli studi che seguono.

#### 4.1.1.1 Confronto tra stanza libera e stanza con solaio

L'inserimento del solaio all'interno della stanza ha comportato ad un aumento della massa movimentata e perciò ad un cambio di frequenza propria della struttura.

Tenendo fissa la frequenza di 6,493 Hz ottenuta con la stanza libera ed inserendo nel modello con il solaio l'accelerazione al suolo sinusoidale con tale frequenza, si ottiene un comportamento che inizia ad andare in risonanza, ma dopo qualche secondo riduce gli spostamenti producendo un ciclo di spostamenti molto più piccoli dell'analisi effettuata per la stanza libera.

In **Figura 57** è possibile notare l'andamento degli spostamenti appena citati.

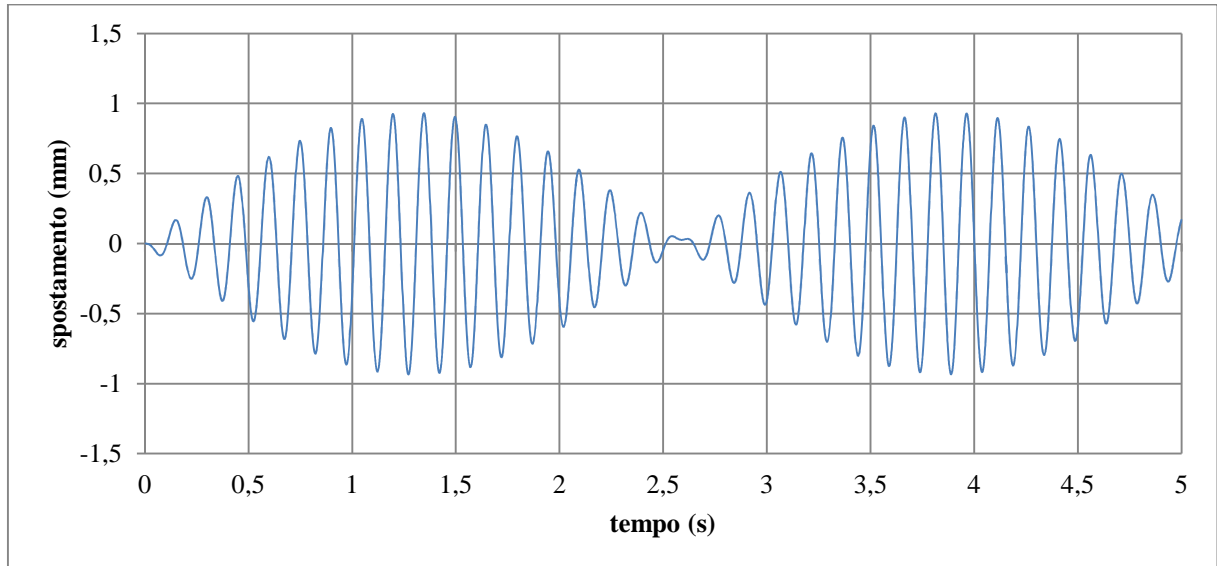


**Figura 57: Spostamenti sommitali alla stanza con il solaio in acciaio.**

L'effetto visibile nella figura appena presentata prende il nome di battimento ed è un fenomeno tipico in cui la frequenza della forzante è vicina alla frequenza naturale del sistema. L'utilizzo di un solaio in acciaio ha comportato ad analizzare il comportamento del TMD avendo utilizzato una massa molto leggera.

Si suppone che aumentando la massa del solaio sarà possibile diminuire ulteriormente l'oscillazione. Per affermare tale ipotesi si è inserita nel modello la massa del solaio in latero cemento pari a  $2737 T/m^2$ .

Gli spostamenti ottenuti da questa seconda analisi sono rappresentati nella **Figura 58** riportata di seguito.



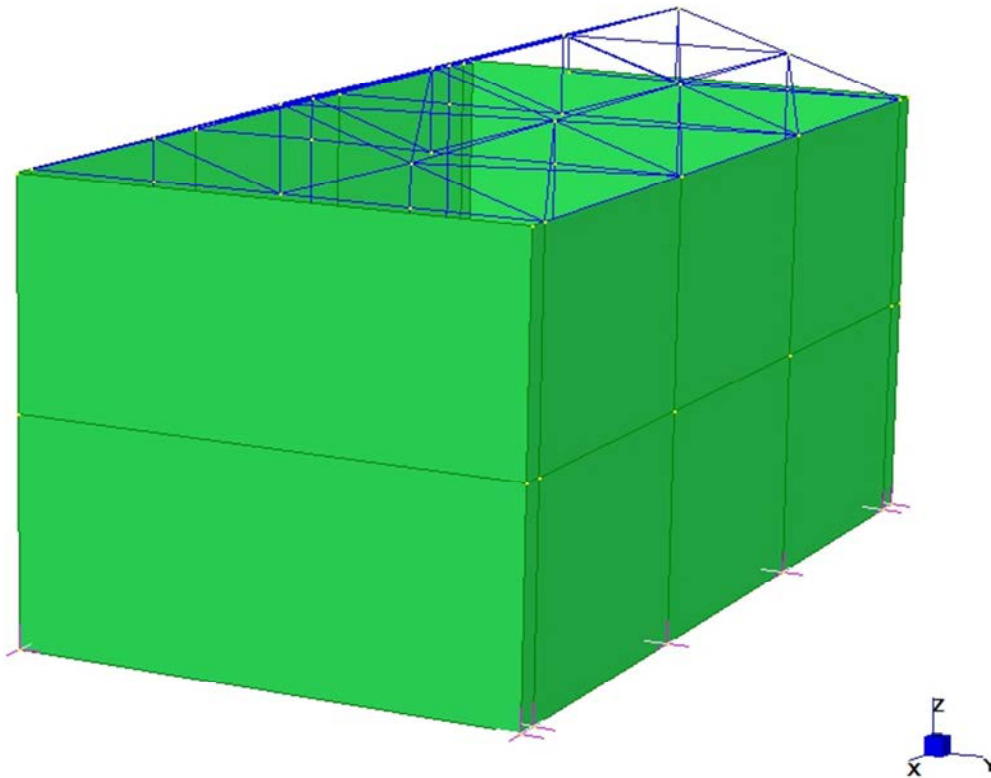
**Figura 58: Spostamenti sommitali alla stanza con il solaio in latero cemento.**

La differenza fra le sue soluzioni è poco visibile graficamente dato che gli spostamenti con il solaio realizzato in latero cemento risulterebbero essere dello 0,6% inferiori rispetto agli spostamenti ottenuti con il solaio in acciaio.

Si suppone che da un'ulteriore aumento della discretizzazione della stanza si possano produrre dei risultati più veritieri e attendibili.

## 4.2 MODELLO E ANALISI DELLA STANZA

Il nuovo modello realizzato per uno studio più approfondito è visibile in **Figura 59**.

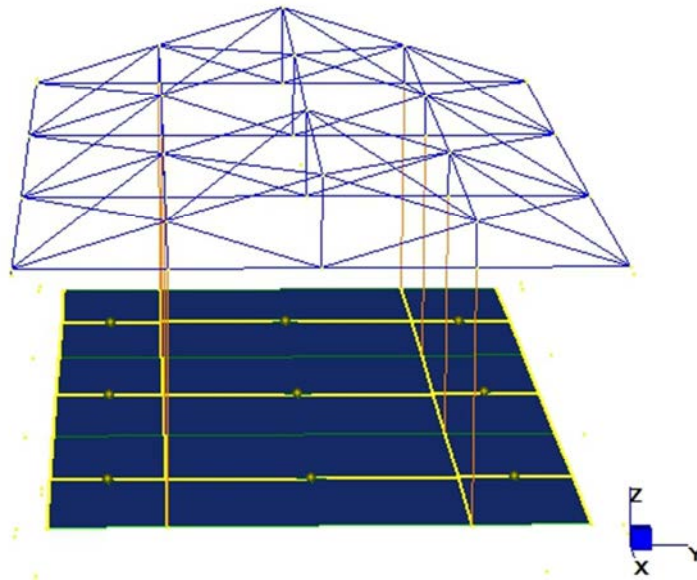


**Figura 59:** Modello della stanza completo di struttura reticolare e solaio.

Come si può notare, le pareti sono state discretizzate con elementi plate di spessore costante pari a  $450\text{ mm}$  e aventi il modulo elastico riportato nel paragrafo precedente.

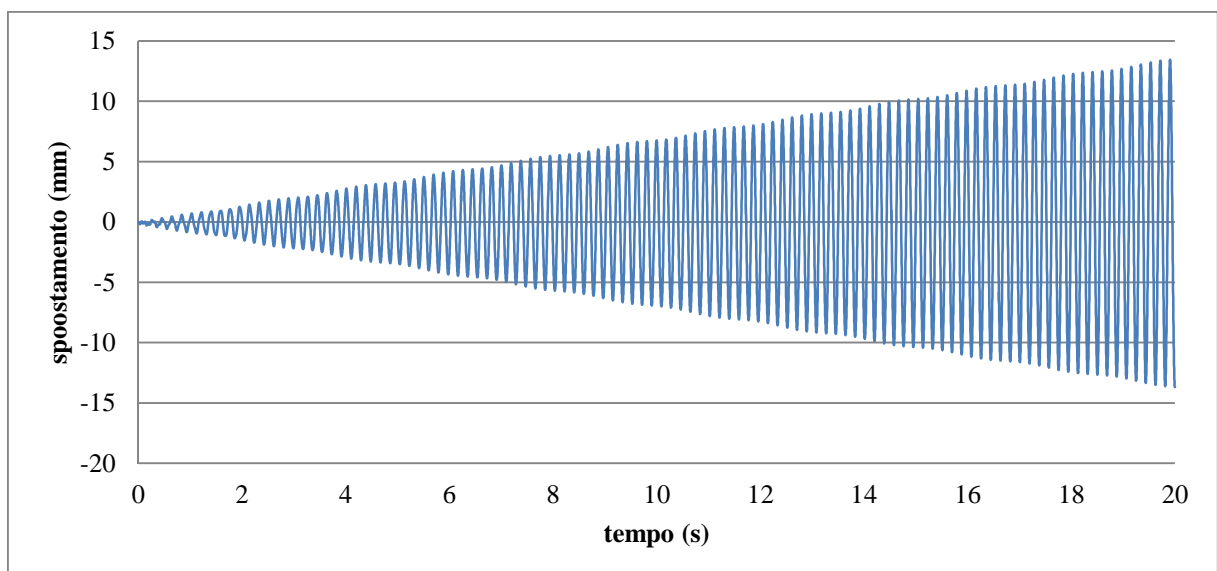
In sommità superiore della stanza è stata inserita una struttura reticolare, visibile in **Figura 60**, realizzata con elementi truss schematizzati con tubolari aventi diametro pari a  $100\text{ mm}$  e spessore di  $5\text{ mm}$ . Dalla struttura reticolare scendono otto pendini discretizzati sempre con truss dalla sezione piena di  $20\text{ mm}$  di diametro.





**Figura 60: Struttura reticolare e solaio discretizzati.**

Dal modello sono stati realizzati gli stessi studi fatti in precedenza per studiare gli spostamenti in sommità della stanza e anche quelli al livello del solaio. Avendo aggiunto la struttura reticolare le frequenze principali dei modi di vibrare sono ora cambiate. Per lo studio si applica la frequenza del modo di vibrare in direzione Y pari a  $5,33\text{Hz}$ . Applicando un'accelerazione sinusoidale dell'ampiezza di  $0,1\text{m/s}$ , si ottengono i seguenti risultati:



**Figura 61: Spostamento in sommità della sola stanza rettangolare(mm).**

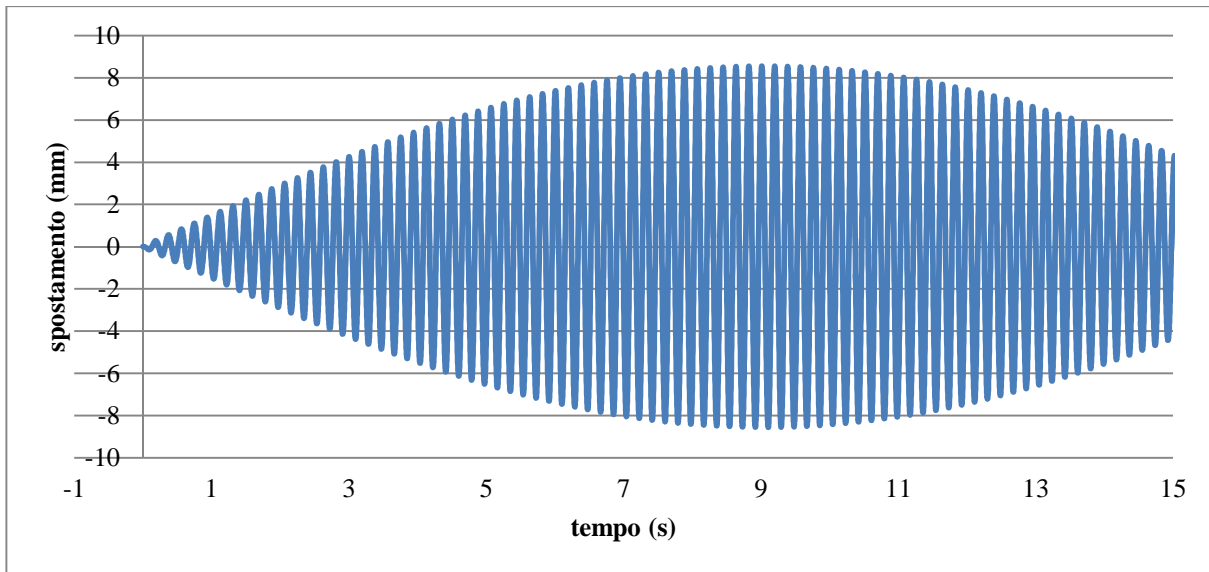


Figura 62: Spostamento in sommità della stanza con solaio in acciaio e reticolare (mm).

E sovrapponendo i due casi:

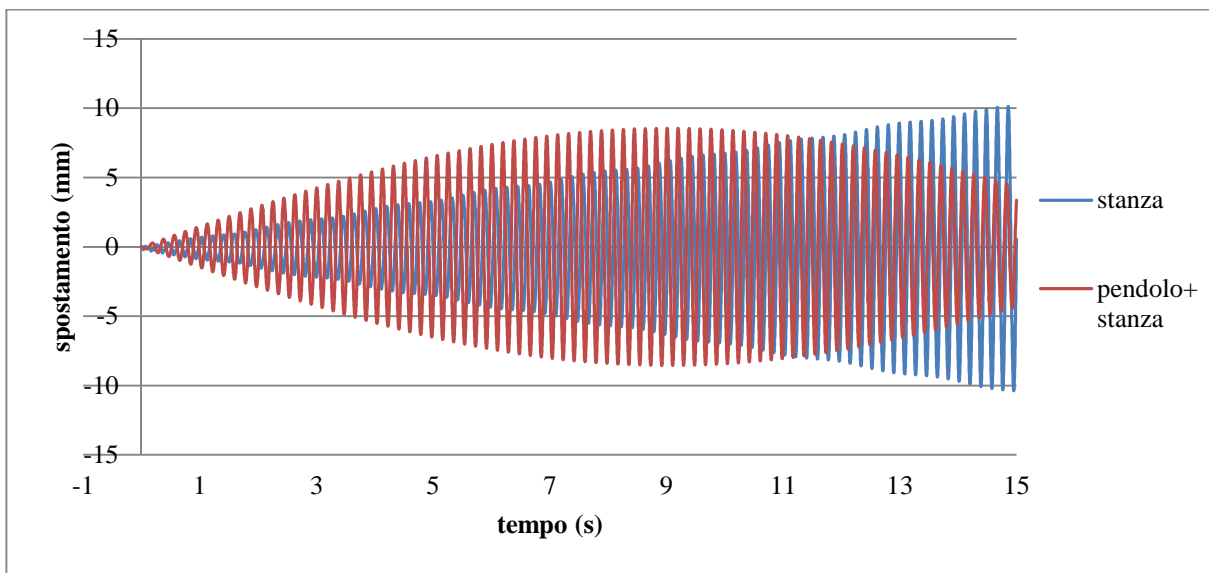
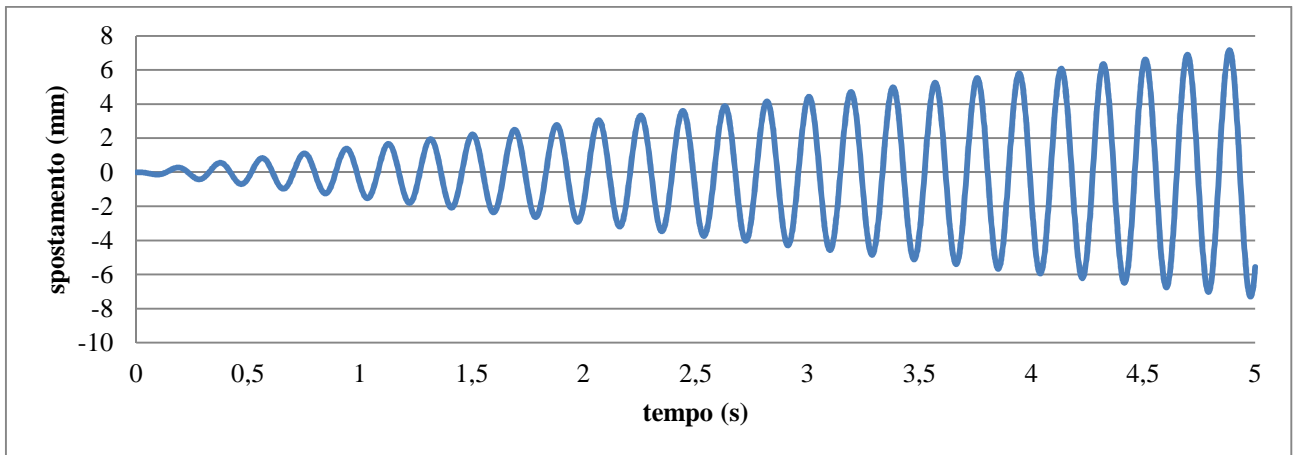


Figura 63: Sovrapposizione dei casi.

La riduzione degli spostamenti si può notare dopo 11 secondi. Questo è dovuto ad un cambio di frequenza dei modi di vibrare. Aumentando la massa, infatti, cambia il modo in cui il l'edificio risponde al sisma e se prima con una determinata frequenza la stanza andava in risonanza, aumentandone la massa sparisce l'effetto della risonanza.

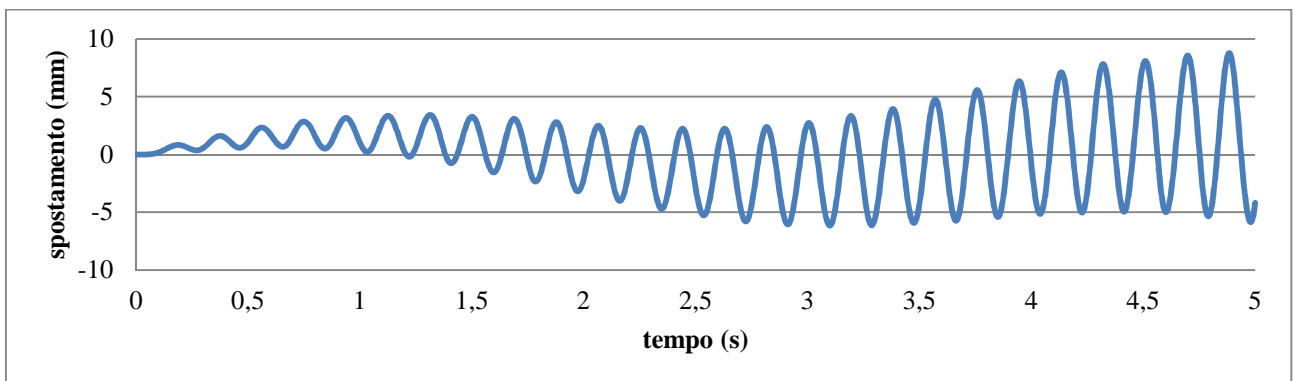
Aumentando nuovamente la frequenza dell'accelerazione alla base della stanza, si vuole capire come si comporta la parete in prossimità del solaio.



**Figura 64: Spostamento della parete in prossimità del solaio.**

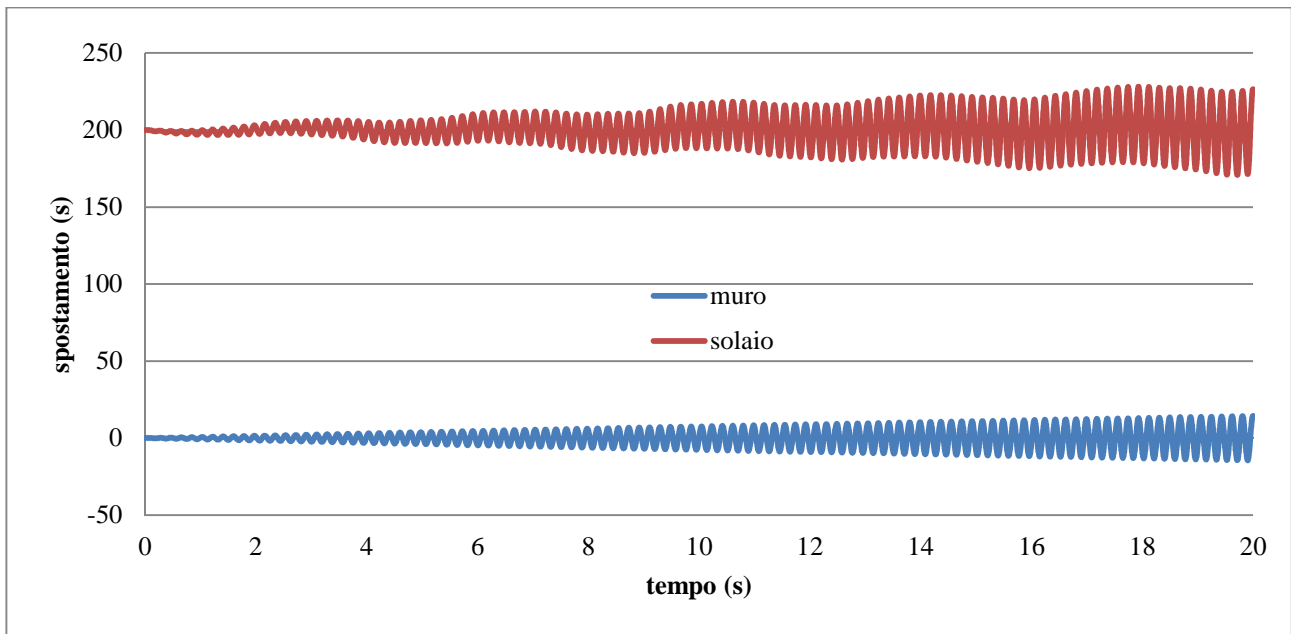
Studiando solamente i primi 5 secondi del sisma si può notare che si ottiene nuovamente l'effetto della risonanza.

Lo stesso effetto si può notare studiando gli spostamenti del solaio:



**Figura 65: Spostamento del solaio.**

Accostando i due grafici, posizionando lo “zero” del solaio alla distanza reale di 200mm rispetto alla parete ossia la distanza effettiva del solaio nella condizione statica, si può notare come il solaio non arrivi mai a toccare la parete:



**Figura 66: Spostamenti nel tempo del solaio e della parete con azione sinusoidale.**

È doveroso ricordare che lo studio eseguito applicando un'accelerazione sinusoidale non rappresenta a pieno il comportamento che la stanza potrà avere se sottoposta ad un'azione sismica. Per quanto esposto finora, lo studio si è dimostrato utile per capire se l'inserimento del solaio pensile ha portato dei benefici in termini di spostamento in sommità della stanza. Per uno studio più approfondito, al posto dell'accelerazione sinusoidale è stata applicata un'accelerazione sismica della località di Padova.

## 4.2.1 Analisi con accelerazione sismica di Padova

Attraverso il programma "SIMQKE\_GR" di Gelfi è possibile recuperare un accelerogramma del sito di Padova con relativo spettro riportato in **Figura 67**.

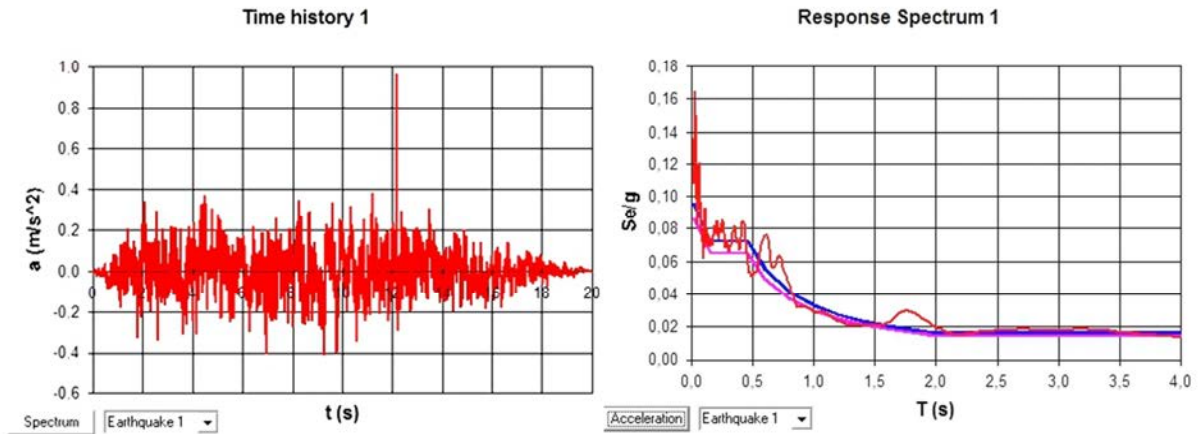


Figura 67: Schermate del programma "SIMQKE\_GR" di Gelfi per il sito di Padova.

Applicando al modello tale accelerogramma è possibile notare dei miglioramenti quando si inserisce il solaio all'interno della stanza.

Il diagramma degli spostamenti letti in sommità della stanza è il seguente

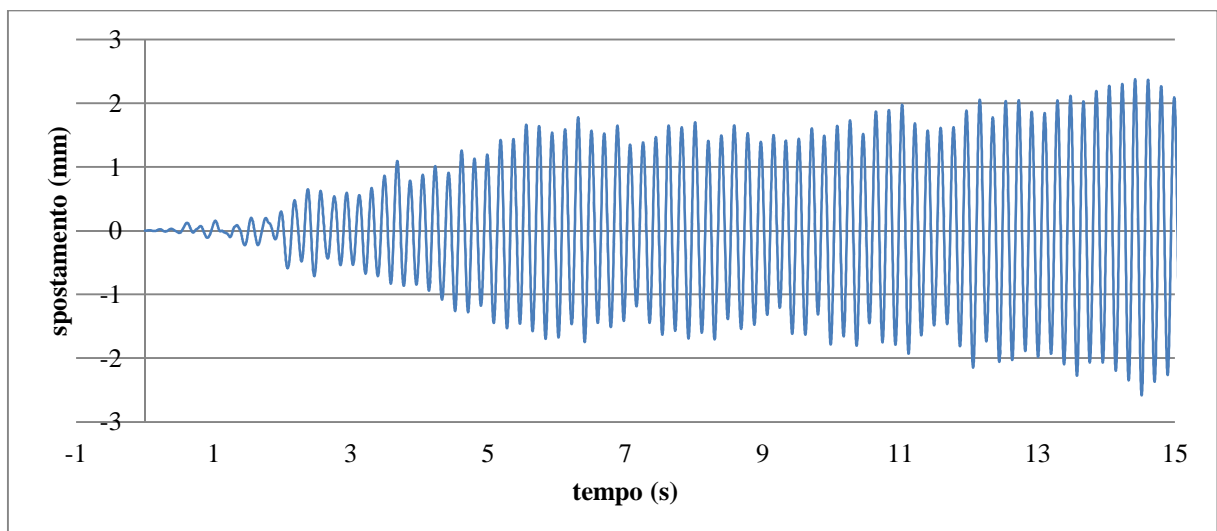
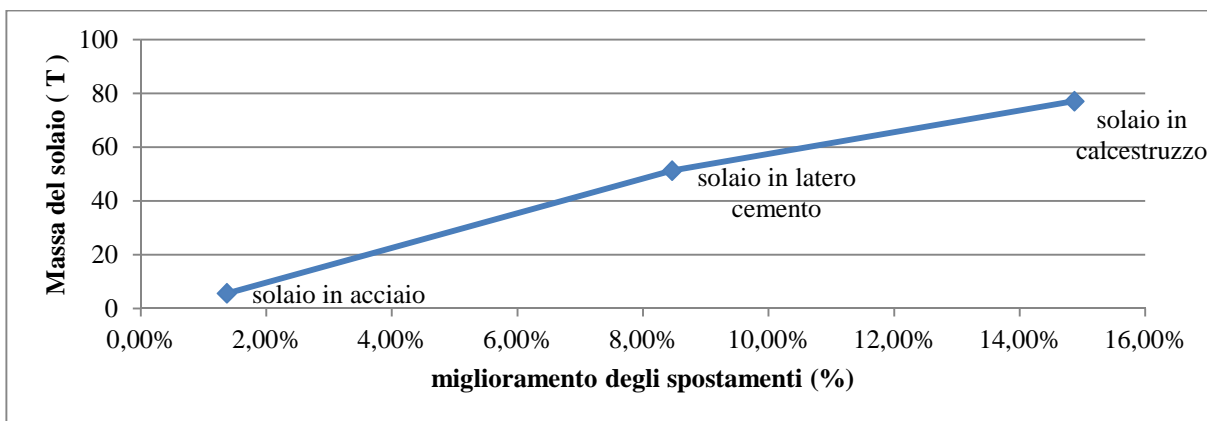


Figura 68: Spostamento della stanza quando sottoposta all'azione sismica di Padova.

L'oscillazione massima che la stanza raggiunge è di  $4,96\text{mm}$  e con l'inserimento del solaio in acciaio questa è diminuita del  $1,37\%$ . Questo piccolo miglioramento è correlato alla leggerezza del solaio che viene inserito.

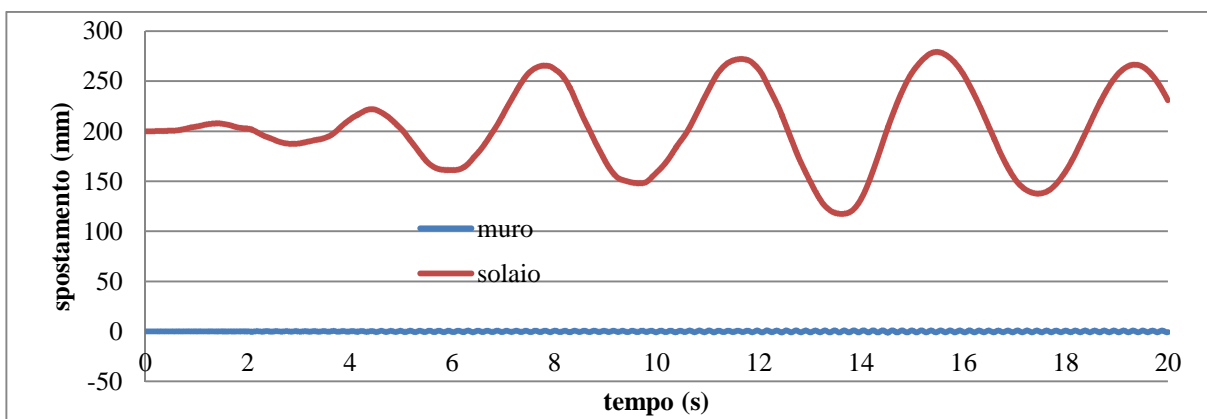
Ipotizzando di inserire un solaio più pesante, come può essere il solaio in calcestruzzo armato, si ottiene una riduzione degli spostamenti del  $14,87\%$ .

Considerando le tre principali tipologie di solaio realizzabili, acciaio, calcestruzzo armato e latero cemento, è stato possibile stimare il miglioramento che ciascuno di essi porta in termini di spostamento (**Figura 69**).



**Figura 69:** riduzione degli spostamenti in sommità in relazione alla tipologia del solaio..

Come si può notare in **Figura 70**, con l'applicazione dell'azione sismica gli spostamenti del solaio sono molto più rilevanti.



**Figura 70:** Accostamento degli spostamenti del solaio e della parete con azione sismica del sito di Padova.

In questo caso l'escursione massima del solaio è di 160 mm e la parete invece vibra poco. L'oscillazione del solaio lo fa avvicinare alla parete, ma la distanza di 200mm risulta essere cautelativa così da evitare il contatto fra i due.

#### 4.2.1.1 Azioni orizzontali trasmesse dalla copertura

Per il calcolo della forza orizzontale che la capriata trasmette alle pareti è stato modificato il modello. In particolare sono stati studiati due casi particolari.

Nel modello originario la capriata, realizzata con struss, era collegata ai nodi che delimitano i plate. Con lo scopo di capire come si muove la reticolare rispetto alle pareti, sono stati inseriti dei collegamenti master-slave. La capriata è stata separata dalle pareti e collegata da tali elementi.

Con riferimento alla **Figura 71**, per rimanere con un comportamento isostatico, i master-slave collegano i nodi di appoggio della capriata con i nodi delle pareti e solamente in un lato della stanza sono stati liberati gli spostamenti in direzione Y ossia lungo la direzione del sisma.

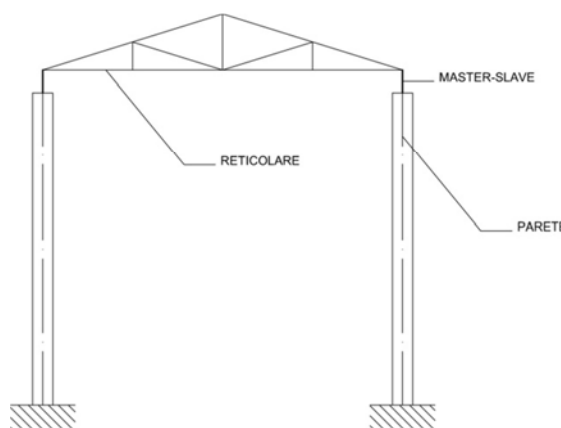


Figura 71: Schema dell'inserimento dei master-slave.

Nel particolare, il collegamento di sinistra è da considerarsi continuo mentre quello di destra è svincolato. Eseguendo l'analisi si dovrebbero ottenere i soli movimenti del nodo di destra. Chiamando  $\delta_1$  la differenza di spostamento orizzontale fra capriata e parete del nodo di sinistra e  $\delta_2$  lo spostamento per il nodo di destra (**Figura 72**), il primo dovrà essere nullo mentre il secondo sarà diverso da zero.

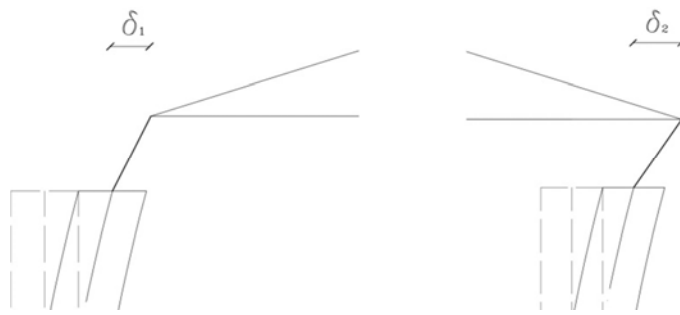
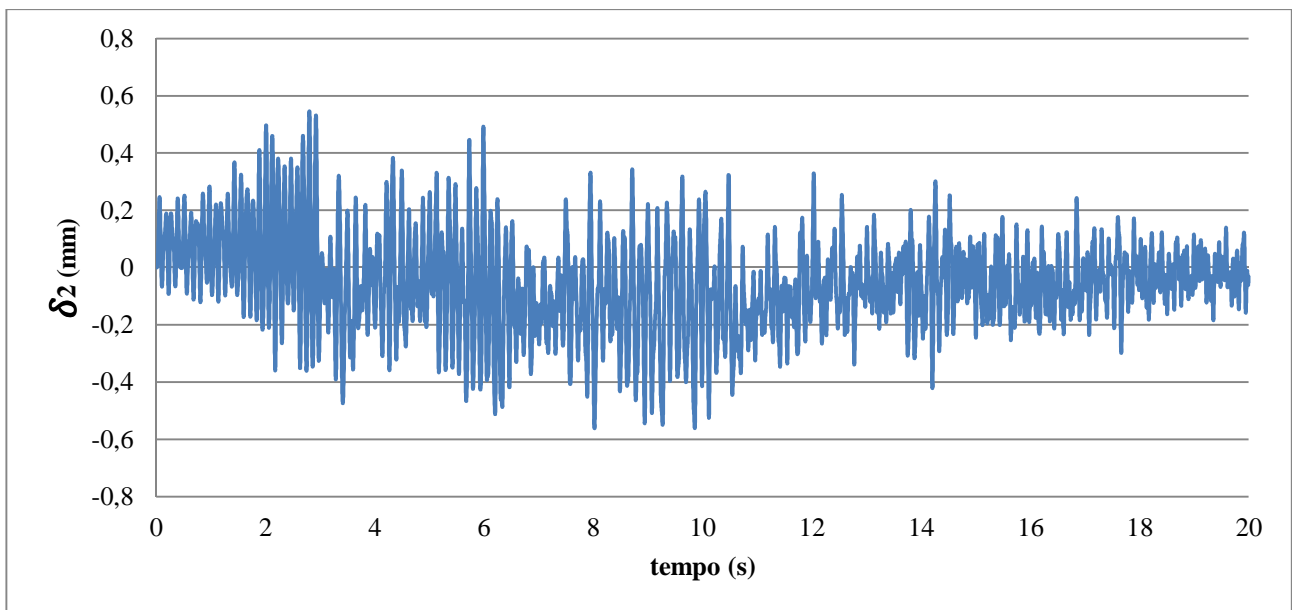


Figura 72: Individuazione degli spostamenti di sinistra e di destra.

Di seguito viene rappresentato lo spostamento  $\delta_2$  dopo l'applicazione dell'azione sismica:



Come si può notare i valori non nulli di tale spostamento si trasformeranno in una forza applicata orizzontale sulla parete. Per lo studio di tale forza sono stati inseriti, in sostituzione dei master-slave nel nodo di destra, degli elementi beam molto rigidi. Inserendo questo tipo di elemento lo spostamento  $\delta_2$  tornerà ad essere nullo realizzando nuovamente una cerniera capace di trasmettere l'azione orizzontale sulla parete.



Con i beam rigidi si è potuto leggere la forza orizzontale massima di 28,7KN che urta la parete in corrispondenza dell'appoggio della capriata con il muro.

### **4.3 SISTEMA DI SMORZAMENTO**

Per ridurre le oscillazioni che produce il solaio nel caso dell'azione sismica si è pensato di inserire un sistema di smorzamento tale da poter dissipare gli spostamenti del solaio e l'energia prodotta dall'azione.

Il tipo di dissipatore scelto è OTP realizzato dalla FIP industriale SPA.

I dissipatori viscosi sono essenzialmente costituiti da un cilindro riempito con fluido siliconico (olio o pasta) e da un dissipatore che crea due camere permettendo il movimento in due direzioni. Nel caso di movimenti bruschi, derivanti da sisma oppure da altre azioni dinamiche quali vento, frenate nel caso dell'applicazione sui ponti, si ha la laminazione del fluido siliconico attraverso idoneo circuito idraulico che permette la dissipazione di energia. Nel caso di movimenti lenti, dovuti alla dilatazione termica, i dispositivi della serie OTP consentono il travaso di fluido da una camera all'altra opponendo la minima resistenza normalmente inferiore al 10% della forza massima.

Possono completare l'apparecchio un serbatoio polmone che consente le variazioni volumetriche del fluido dovute alle differenze di temperatura e, alle estremità, due snodi sferici che assicurano il perfetto allineamento fra pistone e cilindro, indipendentemente dalle inevitabili imprecisioni di posa.

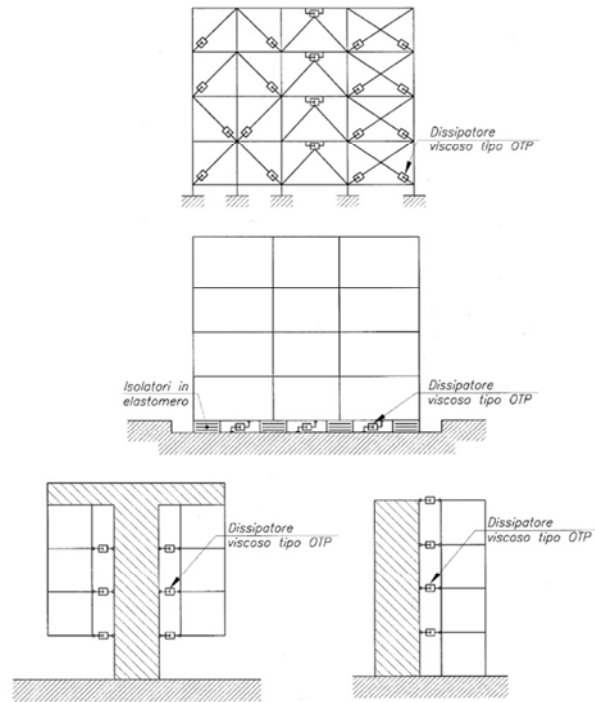


Figura 73: Tipici schemi di utilizzo dei dissipatori viscosi negli edifici.

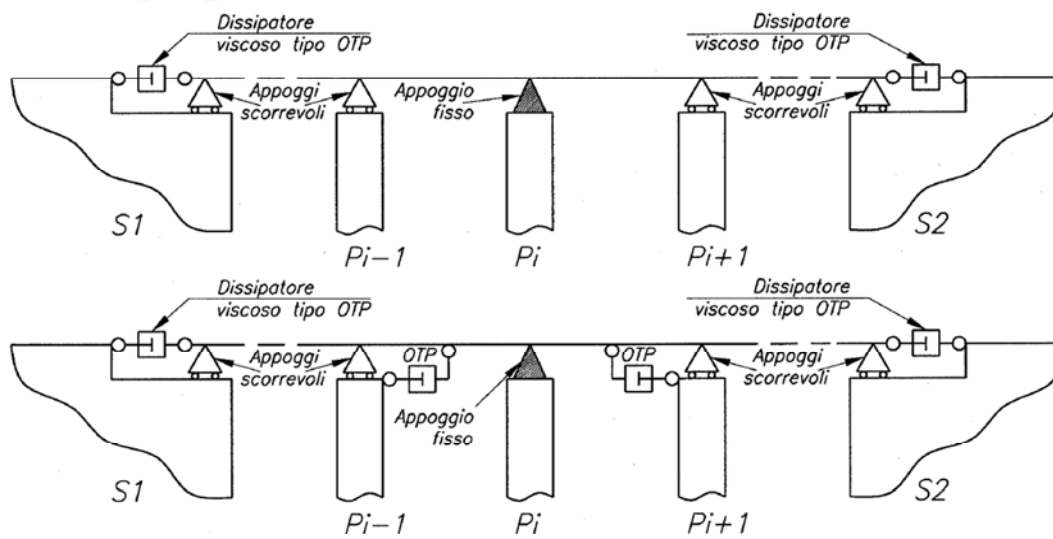


Figura 74: Tipici schemi di utilizzo di dissipatori viscosi nei ponti

### 4.3.1 Caratteristiche del dispositivo OTP

Il dispositivo OTP presenta una legge caratteristica Forza-Velocità del tipo  $F = CV^a$  dove  $a = 0,15$ . Essendo l'esponente vicino allo zero, si può notare come tali dispositivi reagiscano con una forza pressochè costante in un ampio intervallo di velocità. L'utilizzo di tale tecnologia consente di sfruttare al meglio le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali, in quanto si massimizza l'energia dissipabile imponendo ma non eccedendo il massimo livello di forza accettabile dalla struttura. Gli elementi strutturali possono quindi rimanere in campo elastico anche durante un sisma di elevata intensità qualora siano presenti dispositivi dissipativi.

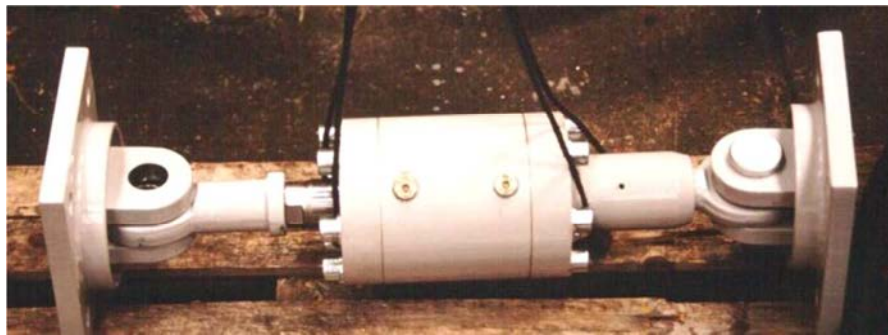


Figura 75: Dissipatore viscoso di tipo OTP

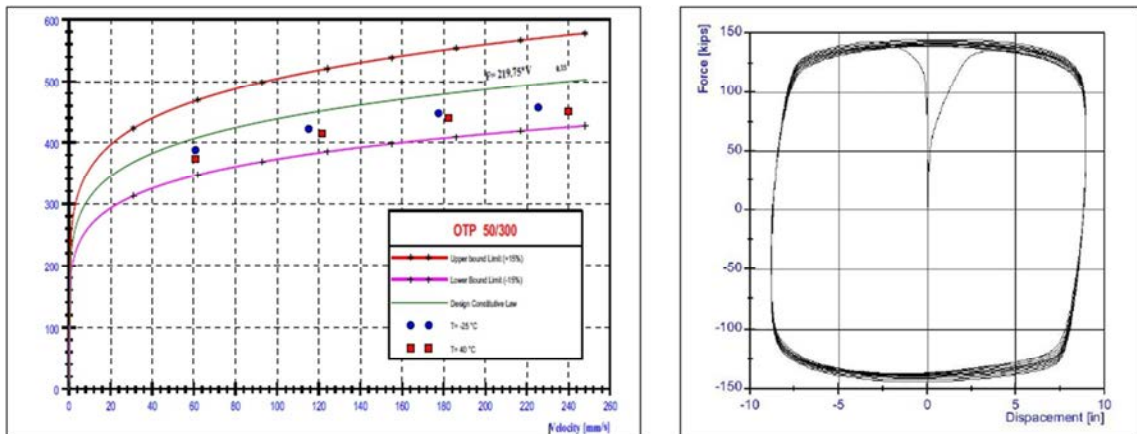


Figura 76: Diagramma forza-velocità e forza-spostamento di un dissipatore viscoso con risultati sperimentali

Le prime applicazioni strutturali di questi dispositivi in Italia risalgono ai primi anni ottanta (viadotti dell'Autostrada Udine-Carnia). Da allora l'evoluzione ed il miglioramento tecnologico del prodotto hanno portato FIP Industriale ad ottenere nel 1996 la

prequalificazione alla gara di fornitura per la protezione del Golden Gate Bridge (California, USA), nel 2000 l'inclusione nella lista dei fornitori prequalificati del Caltrans (California Department of Transportation), e a forniture prestigiose quali il ponte di Rion-Antirion in Grecia ed il grattacielo Taipei 101 nel 2004. In Italia, oltre che in numerosi ponti, i dissipatori viscosi sono stati installati nella chiesa "Dives in Misericordia", progettata da Richard Meier e costruita nel quartiere periferico di Tor Tre Teste in occasione del Giubileo del 2000.

La seguente tabella riassume le principali caratteristiche prestazionali dei dispositivi viscosi OTP nella loro esecuzione standard:

<b>PROPRIETÀ</b>	<b>UNITÀ DI MISURA</b>	<b>VALORE</b>
Velocità massima	mm/sec	A richiesta del progettista
Forza massima	kN	A richiesta del progettista
Range di temperatura di funzionamento	°C	-40÷60
Reazione con velocità > 1mm/sec	kN	F±15%
Reazione alla velocità di dilatazione termica	kN	<0,1 F <sub>max</sub>

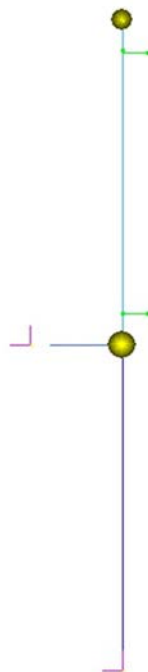
### 4.3.2 Calibrazione del dispositivo

Con lo scopo di diminuire gli spostamenti del solaio e massimizzare la dissipazione di energia è stata eseguita la calibrazione del dissipatore. Per lo scopo sono stati inseriti nel modello numerico degli elementi spring-damper. Questo elemento vede il funzionamento in parallelo di una molla e di un dissipatore. Il secondo viene comandato dalla legge forza-velocità già descritta ed entra in funzione solamente nel caso di analisi non lineare statica o dinamica.

Per la calibrazione del dispositivo è stato studiato il comportamento della struttura facendo variare ai dissipatori il coefficiente  $C$  che indica la pendenza iniziale della curva forza-velocità.

Uno studio preliminare ha previsto la realizzazione della stanza con un elemento beam semplice al quale è stato appeso un pendolo con la massa pari a quella del solaio. Alla massa è stato collegato l'elemento spring-damper e sono state eseguite più analisi non lineari dinamiche con l'accelerazione del sisma di Padova.

Dal modello, raffigurato in **Figura 77**, sono state lette le azioni che il dissipatore fornisce e la dissipazione data in parte dal fluido viscoso e in parte dallo spostamento libero del solaio.



**Figura 77: Modello semplice utile per lo studio del dissipatore.**

In particolare sono state eseguite più analisi. Come prima analisi è stato fissato il valore di  $C = 3000 \text{ Ns/mm}$  ed è stata eseguita una analisi con una massa elevata pari a  $500 \text{ T}$ . Rimanendo con la stessa massa e diminuendo di un decimo il valore del coefficiente  $C$ , indice di smorzamento, è stata eseguita una seconda analisi. I dati ottenuti dalle due analisi portano a delle conclusioni chiare sul funzionamento del dispositivo. Al crescere del valore del coefficiente  $C$  cresce anche la forza che viene trasmessa e non dissipata dal dispositivo. La dissipazione del dispositivo viene prodotta attraverso il fluido viscoso e attraverso lo spostamento che rimane libero del solaio. Quindi ad un aumento dell' indice di smorzamento la forza dissipata dal dispositivo aumenta, essendo proporzionale alla velocità del fluido viscoso, ma aumenta anche la forza trasmessa da esso in quanto gli spostamenti prodotti diminuiscono. Tenendo l'indice di smorzamento basso si potrà diminuire lo spostamento solamente diminuendo la massa del pendolo.

Nel caso in esame la massa del pendolo è data dal peso del solaio, ma anche dalla presenza del carico accidentale prescritto dalle norme tecniche. Ipotizzando che il nuovo solaio abbia il compito di sostenere uffici aperti al pubblico è stato aggiunto il carico di  $3\text{kN/m}^2$  al peso del solaio in metallo di  $5,65 \text{ T}$ .

Con la nuova massa è stato perfezionato il modello della stanza inserendo alle estremità del solaio i dissipatori viscosi OTP schematizzati con elementi spring-damper.

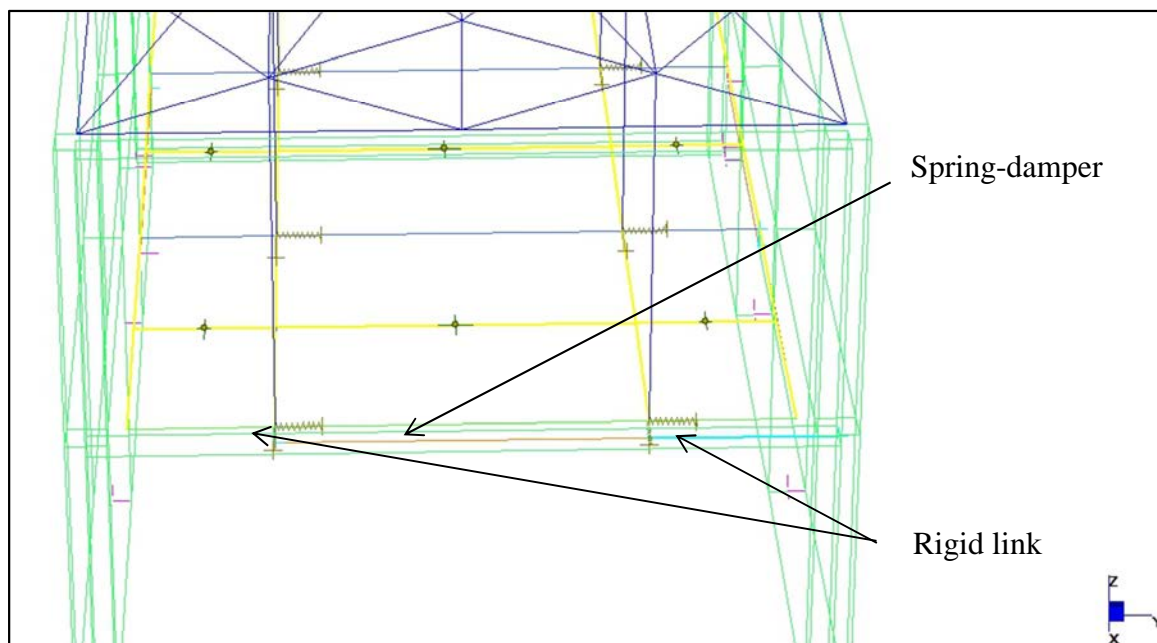


Figura 78: Modello FEM con inserimento dello spring-damper in direzione Y.

Una prima analisi è stata effettuata inserendo nel modello solamente due dissipatori in direzione Y. Questi dovranno assorbire gli spostamenti del solaio in tale direzione e trasmettere eventuali forze alle due pareti alle quali sono collegati. Un' estremità del dissipatore è stata collegata al solaio e la rimanente è stata collegata alla parete tramite dei rigid link. Di particolare importanza è la disposizione in cui vengono inseriti i dissipatori.

Essi scaricano un'azione alla parete lungo la direzione dei propri assi e ciò significa che dovranno essere disposti con l'asse parallelo alla parete così da evitare ogni tipo di azione instabilizzante fuori piano.

Il comportamento del dissipatore è governato dalla relazione forza-velocità già descritta. Sono state eseguite più analisi facendo variare su ciascuna l'indice di smorzamento  $C$  partendo da valori molto bassi e arrivando a valori elevati (**Figura 79 e Figura 80**).

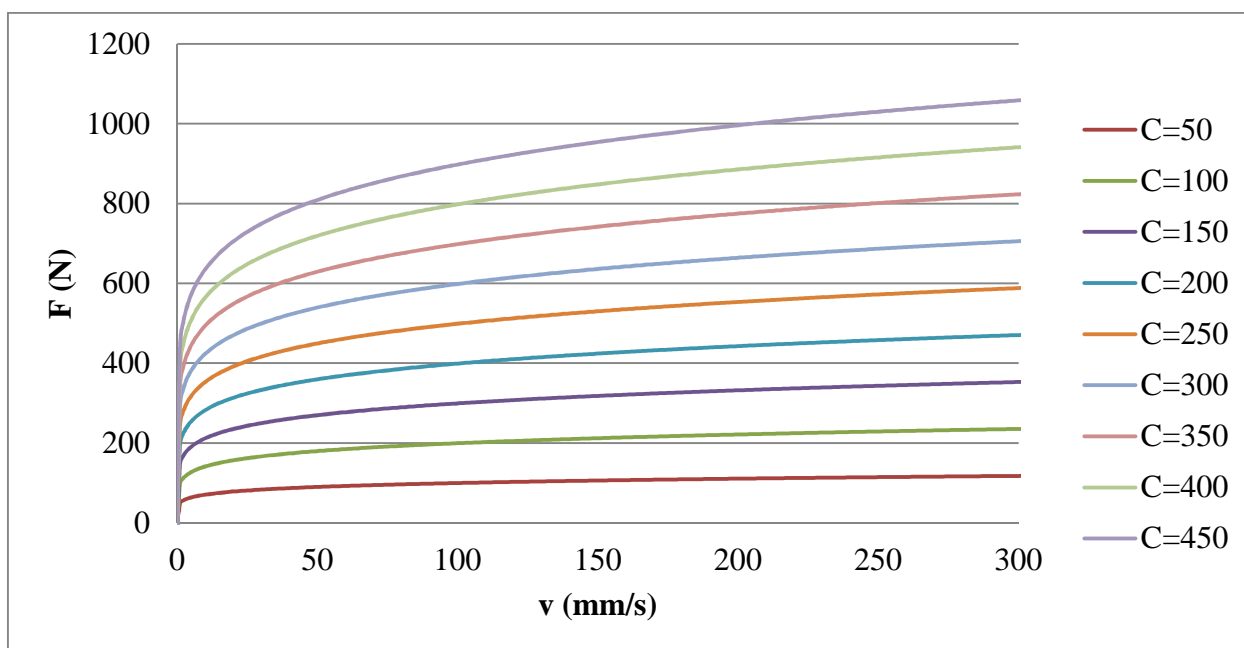


Figura 79: Relazioni forza-velocità per vari valori di  $C$  compresi fra 50Ns/mm e 450Ns/mm.

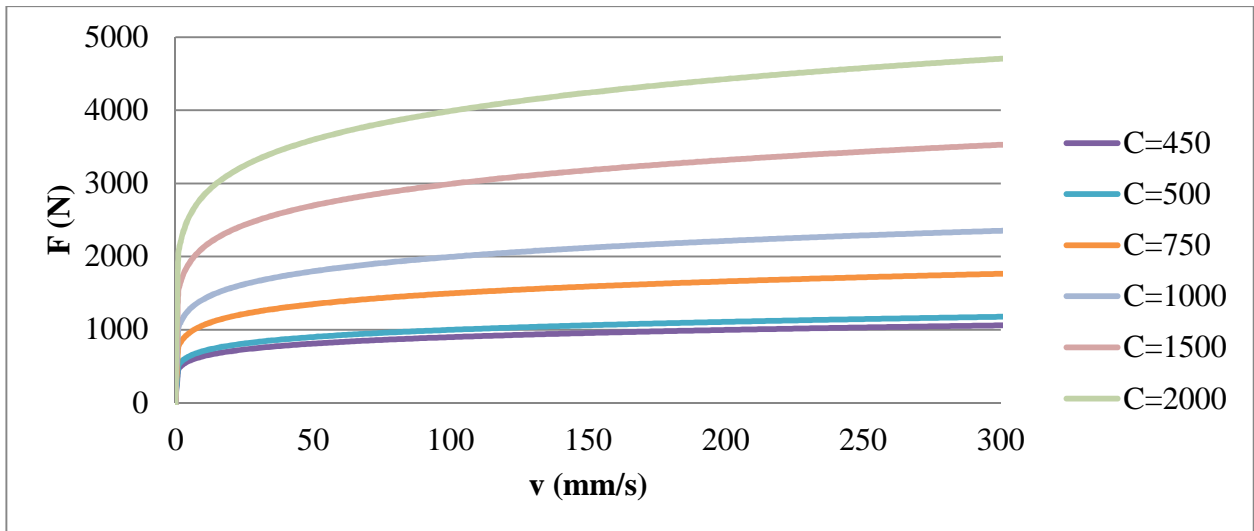


Figura 80: Relazioni forza-velocità per vari valori di C compresi fra 450Ns/mm e 2000Ns/mm.

Per ciascun valore di  $C$  è stata eseguita una analisi dinamica non lineare e sono stati studiati gli spostamenti massimi del solaio dopo l'azione sismica della durata di 20 secondi. Gli spostamenti ottenuti sono stati confrontati con lo spostamento massimo di 165 mm che il solaio avrebbe se fosse libero di oscillare.

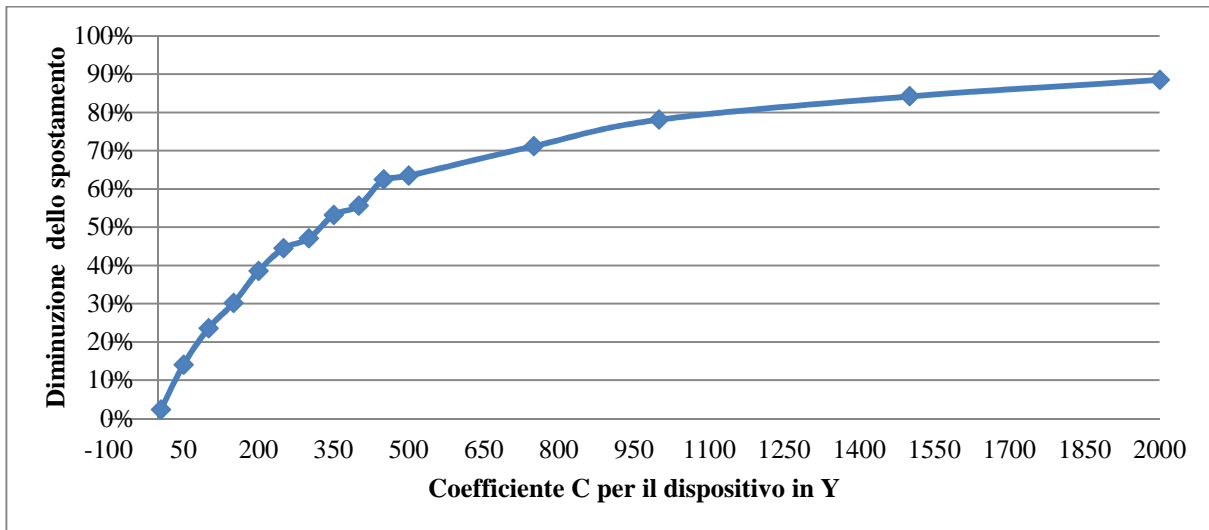


Figura 81: Percentuale di spostamento dissipato.



Fra i valori di  $C = 1000 \text{ Ns/mm}$  e  $C = 2000 \text{ Ns/mm}$  il beneficio in termini di spostamento non varia molto perciò la scelta ricade sul dissipatore con indice di smorzamento più basso così da trasmettere una forza più piccola alla parete.

In termini di efficienza del dispositivo è stata valutata l'area maggiore del ciclo di isteresi ottenuta ad ogni analisi. Il confronto delle aree è visualizzabile in **Figura 82**.

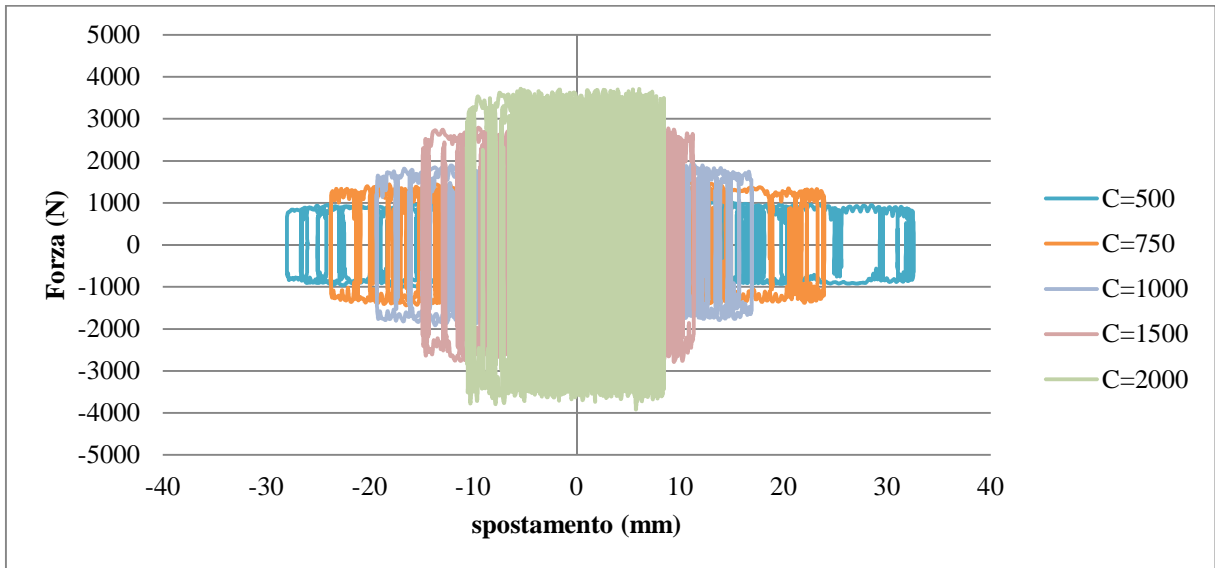


Figura 82: Cicli di isteresi ottenuti in ogni analisi con C diversi.

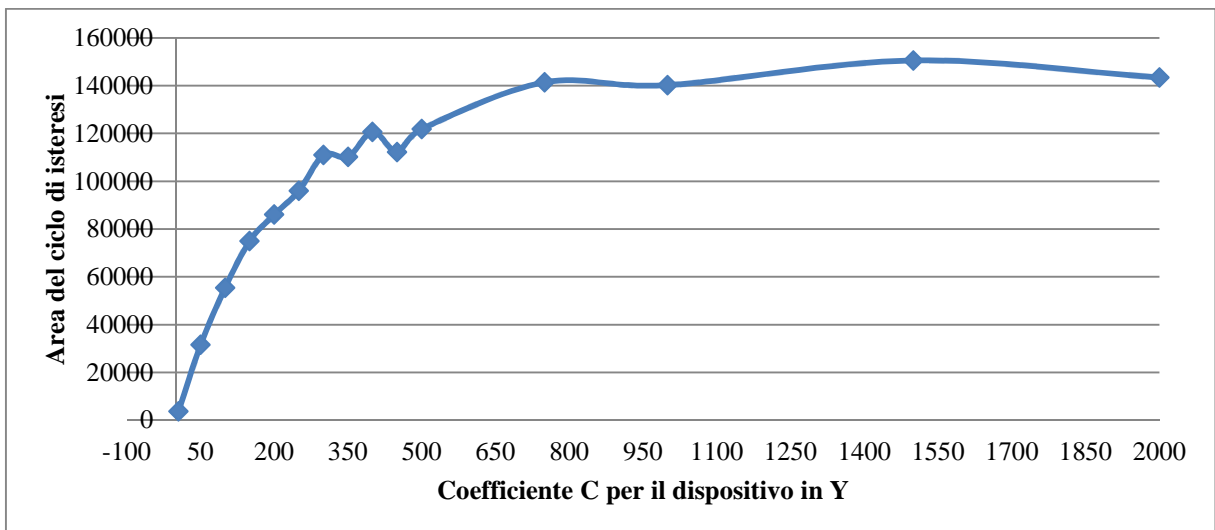


Figura 83: Confronto fra le aree dei cicli di isteresi.

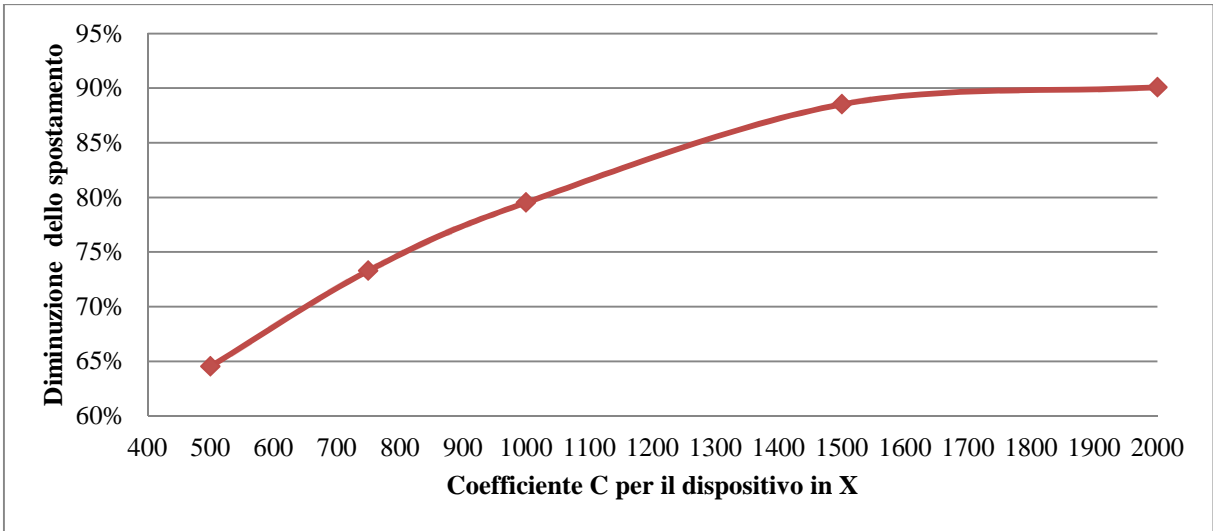
Ogni ciclo di isteresi rappresenta il comportamento del dissipativo quando è sottoposto all'azione sismica. Dal grafico in **Figura 82** si può leggere lo spostamento massimo prodotto da ogni dispositivo e la forza massima che esso è capace di dissipare. Massimizzare l'area del ciclo di isteresi è quindi il modo adatto per scegliere il dispositivo più efficiente in quanto dissipa il maggior numero di energia. Come si può notare in **Figura 83**, il dissipatore con coefficiente  $C = 2000 \text{ Ns/mm}$  è meno performante del dissipatore con  $C = 1500 \text{ Ns/mm}$ . Quest'ultimo riesce a dissipare l'azione in maniera ottimale permettendo una riduzione del 84% dello spostamento del solaio.

Una volta stabiliti i parametri del dissipatore che verrà inserito in direzione Y è stato implementato il modello inserendo altri due dissipatori lungo la direzione X. Lo studio del dispositivo agente lungo X è stato lo stesso eseguito per la direzione Y. Si sono considerati, infatti, diversi dissipatori facendo variare l'indice di smorzamento viscoso così da poter valutare la percentuale di spostamento dissipato e l'area del ciclo di isteresi. I risultati sono visibili nelle **Figure 84 e 85**.

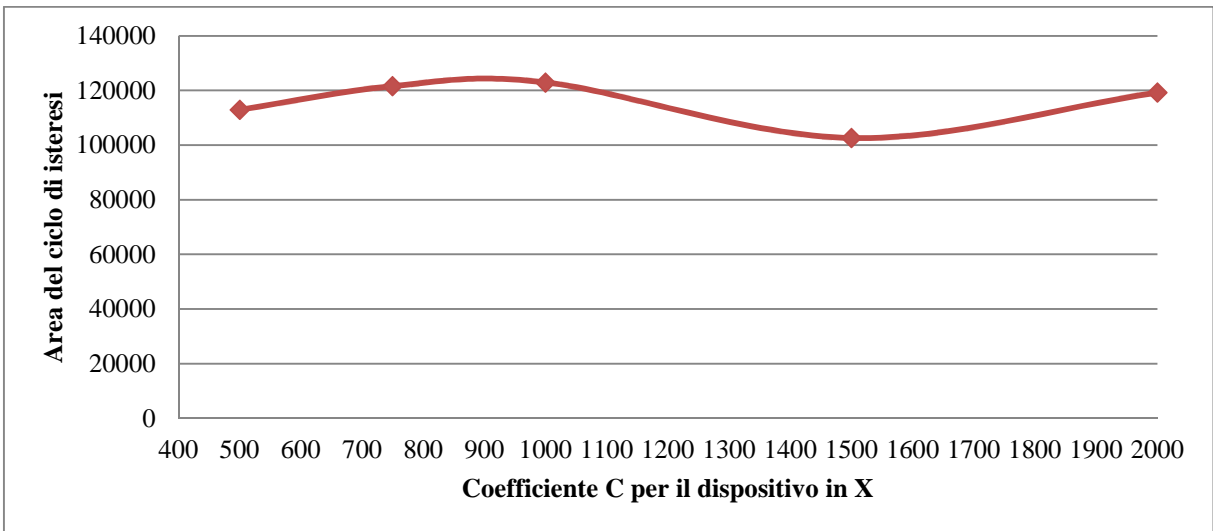
In **Figura 84** sono state messe a confronto le percentuali di spostamento dissipato in relazione al fattore  $C$  che varia dal valore più basso di  $500 \text{ Ns/mm}$  fino al valore più alto di  $2000 \text{ Ns/mm}$ .

Partendo dal dispositivo con  $C = 1000 \text{ Ns/mm}$  la percentuale di spostamento dissipato è del 80% mentre con  $C = 2000 \text{ Ns/mm}$  si arriva a dissipare il 90% dello spostamento.

La differenza è notevole, ma in ogni caso i valori di dissipazione ottenuti sono buoni. Osservando la **Figura 85** si può concludere che a differenza dei dispositivi disposti in direzione Y, il valore di  $C = 1500 \text{ Ns/mm}$  è il meno performante fra quelli studiati mentre il dissipatore con coefficiente  $C = 1000 \text{ Ns/mm}$  sembra essere il migliore.



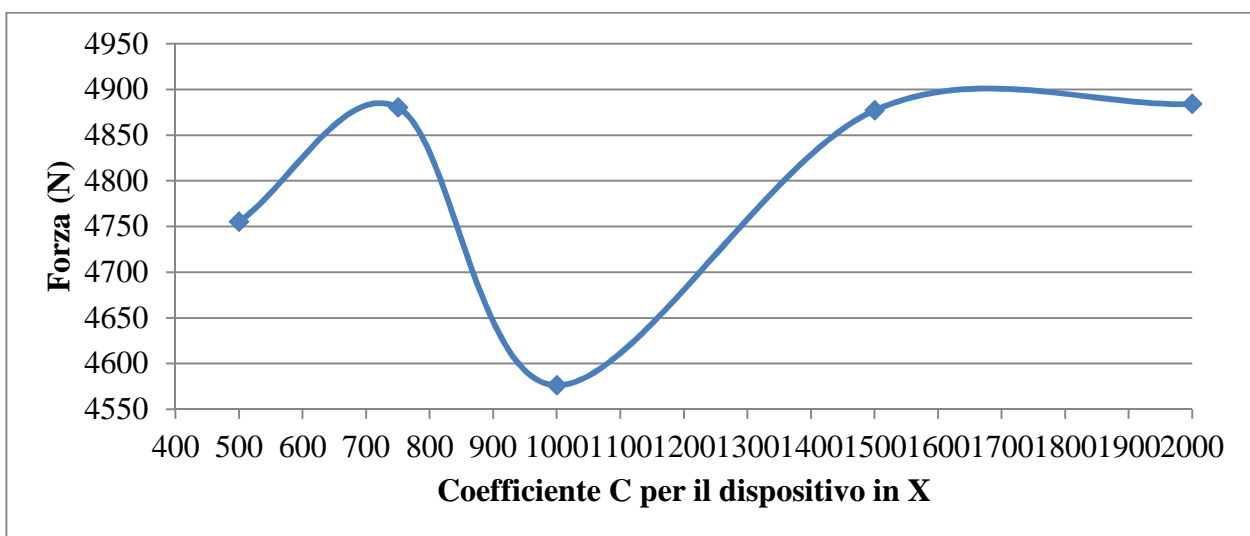
**Figura 84: Percentuale di spostamento dissipato in direzione X.**



**Figura 85: Aree dei cigli di isteresi per i dissipatori in X.**

Un'ulteriore analisi, comunque di molta importanza, riguarda lo studio della forza che viene trasmessa dai dissipatori alle pareti. Come già accennato aumentando il valore del coefficiente  $C$  presente nella formula che descrive il comportamento del dissipatore, aumenta anche la forza che il dissipatore stesso trasmette alla parete. È doveroso sottolineare che la presenza dei

dissipatori permette comunque di diminuire gran parte dell'entità delle azioni che sarebbero trasmesse alle pareti qualora il solaio fosse stato incastrato. Dallo studio effettuato per la calibrazione del dispositivo in X sono state eseguite varie analisi con l'azione sismica combinata agente quindi in entrambe le direzioni principali. Da queste analisi è stato letto il valore massimo delle azioni trasmesse alle pareti posizionate lungo Y. Variando il valore del coefficiente  $C$  per i dissipatori posizionati in direzione X e tenendo fisso il valore di  $C = 1500Ns/mm$  per i dissipatori lungo Y, le forze che quest'ultimo trasmette alle pareti della medesima direzione sono rappresentate in **Figura 86**.



**Figura 86:** Forza trasmessa sulla parete Y per effetto del dissipatore in X.

Come si può notare anche in questo caso il dissipatore più adatto da posizionare in direzione X è dato dal coefficiente  $C = 1000Ns/mm$ . Con tale dissipatore, infatti, la parete in Y risulta essere meno sollecitata.

### 4.3.3 Azioni orizzontali dopo l'inserimento dei dissipatori

Con lo scopo di dissipare il movimento elevato del solaio nel caso di azione sismica, è stata studiata la possibilità di inserire dei dissipatori viscosi di tipo OTP. Questi dissipatori riescono a dissipare gran parte del movimento del solaio e trasferiscono una quota parte di forza alle pareti su cui sono collegati.

Il modello è stato migliorato inserendo il carico di  $3 \text{ kN/m}^2$  sopra al solaio e la trave reticolare è stata ancora una volta svincolata così da poter leggere gli spostamenti che produrrebbe. Con il nuovo studio la copertura risulta muoversi maggiormente rispetto in precedenza.

Lo spostamento è stato tradotto in un'azione del valore massimo di  $32,96 \text{ kN}$ .

Un ulteriore studio è stato eseguito così da poter distinguere la variazione di forza trasmessa dalla capriata cambiando il dispositivo che agisce in direzione della forza. Sono stati studiati quattro dispositivi relativamente con coefficiente  $C$  pari a 500, 750, 1000 e  $1500 \text{ Ns/mm}$ .

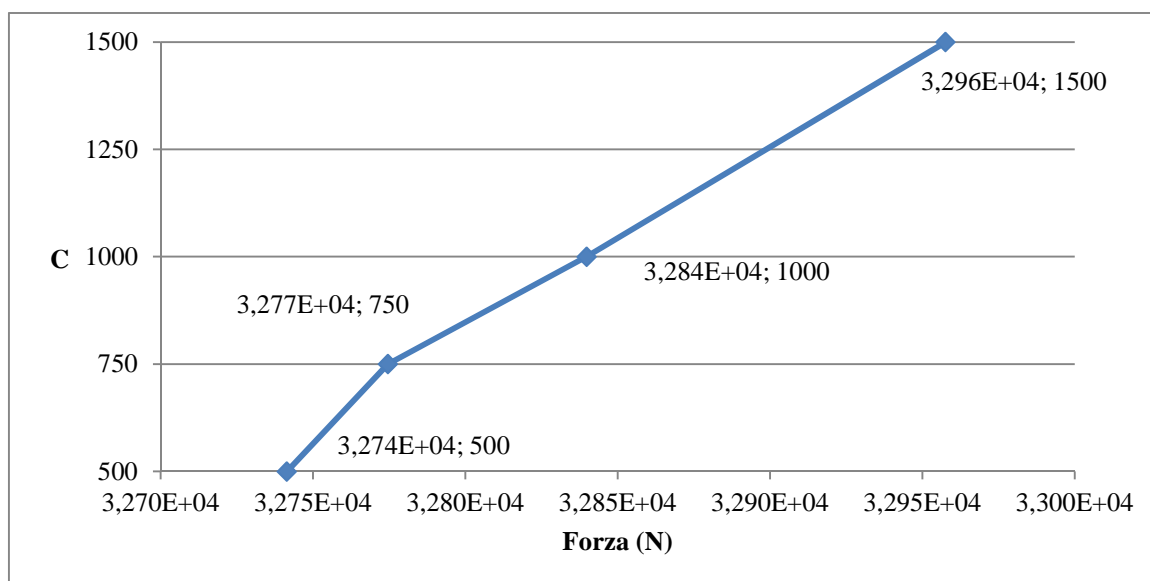


Figura 87: Relazione fra forza trasmessa dalla capriata e dispositivo utilizzato.

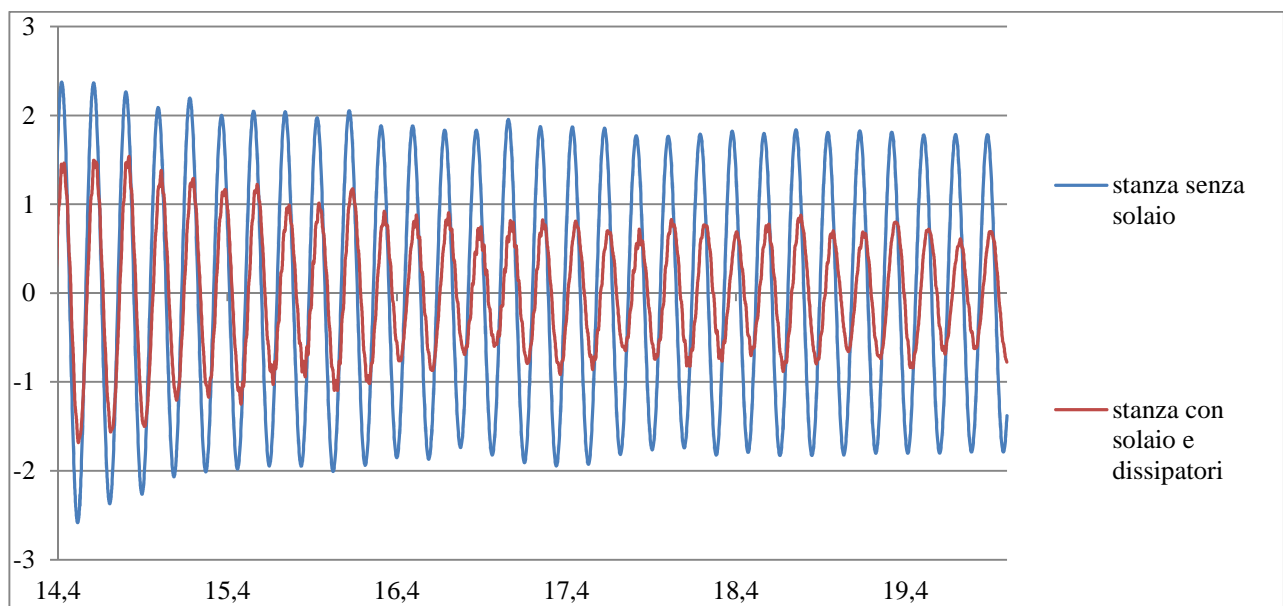
Come si poteva immaginare, al crescere di  $C$  cresce anche la forza trasmessa dalla capriata. La variazione è piccola perciò l'influenza del dispositivo non è elevata.

#### 4.3.4 Miglioramento del sistema PTMD

Sono state eseguite nuovamente le analisi non lineari con l'accelerazione sismica del sito di Padova con lo scopo di valutare gli effetti dell'inserimento dei dispositivi viscosi OTP.

Il sistema OTP di smorzamento amplifica il contributo del solaio all'interno della stanza perché pone un ulteriore vincolo fra il solaio e le pareti senza compromettere la stabilità delle pareti stesse. La presenza del solaio, vincolato attraverso i dissipatori, produce una diminuzione degli spostamenti orizzontali e un maggiore cambio di fase utile per aumentare l'effetto del comportamento PTMD.

Dall'analisi non lineare eseguita, infatti, è possibile notare la diminuzione dello spostamento in sommità che raggiunge, in termini percentuali, il valore del 34,57% visibile anche nel grafico in **Figura 88**.



**Figura 88:** Andamento spostamento-tempo durante l'azione sismica della sommità della stanza.

***CAPITOLO 5***  
***STUDIO E APPLICAZIONE ALL'AULA L DEL DIPARTIMENTO***





## 5.1 ANALISI STORICO CRITICA

### 5.1.1 Inquadramento geografico del sito

Palazzo Donghi, è situato a Padova in via Marzolo e attualmente ospita una delle sedi della Facoltà di Ingegneria.

Il quartiere Portello, in cui sorge l'edificio, si trova a ridosso del centro storico cittadino e si sviluppa lungo via Belzoni e via Ognissanti a nelle zone a ridosso dell'omonima porta e piazza.



Figura 89: Inquadramento dell' area .

Lo sviluppo di questa zona di Padova è stato sin da subito legato alla vicinanza con il canale Piovego: sotto il dominio della Repubblica Veneziana i barcaroli del Portello curavano infatti la navigazione fra Padova e Venezia e il quartiere iniziò a svilupparsi come zona popolare periferica rispetto all'assetto cittadino dell'epoca. Alla sua scarsa edificazione e alla relativa vicinanza con il centro della città è legata la scelta dell'Università di Padova di sviluppare al Portello il piano di espansione edilizia che l'Ateneo intraprese agli inizi del XX secolo.

### 5.1.2 Inquadramento geologico del sito

Per fornire un quadro conoscitivo del suolo su cui sorge l'edificio oggetto di analisi si sono consultate la Carta Litostratigrafica- scala 1:250.000 e la Carta del suolo – scala 1:250.000 del Veneto.

Individuata l'area di interesse si vede come questa risulti caratterizzata da depositi limo argillosi da punto di vista litostratigrafico (**Figura 90**).



Figura 90: Inquadramento area - Estratto Carta Litostratigrafica del Veneto (scala 1:250000) con legenda.

Nella Carta del Suolo l'area viene identificata dal codice PTA BR3 dove con la classificazione BR ci si riferisce all'area classificata come “*Bassa Pianura recente calcarea, a valle della linea delle risorgive, con modello di posizionale a dossi sabbiosi e piane e depressioni a depositi fini (Olocene)*” mentre il numero 3 la inserisce più specificatamente nel sistema di suoli “[...] *della pianura alluvionale indifferenziata, formatasi da limi da molto a estremamente calcarei, profondi, a moderata differenziazione del profilo, parziale decarbonatazione, con iniziale accumulo di carbonati in profondità*” (**Figura 91**).



Figura 91: Inquadramento area - Estratto Carta del Suolo del Veneto (scala 1:250000) con legenda.

Dalla consultazione dei risultati della campagna geognostica realizzata presso la facoltà di Ingegneria in data 29/05/2012 si sono ricavate infinite dettagliate informazioni sulla caratterizzazione geotecnica e sismica dell'area di studio.

I dati riportati sono relativi a due prove penetrometriche statiche (CPT) eseguite fino ad una profondità di 20 e 30 m.

La stratigrafia appare omogenea in senso orizzontale, con delle differenze nei primi metri di spessore costituiti da terreno di riporto; in senso verticale, al di sotto di questo strato iniziale di profondità variabile rispetto alle due prove, sono presenti terreni argillosi con scarse caratteristiche meccaniche fino ad una profondità di 2,2m. A partire da questa profondità si trovano sedimenti argillosi e/o sabbie limose. Da 8m circa di profondità si individuano terreni sabbiosi mediamente e ben addensati attraversati dalle lenti limose a circa 9,5m e argille tra 11,5 e 13m. A partire da 14,5m di profondità si ha uno strato di terreno argilloso-limoso e limoso-argilloso che a 16m diventano sabbie poco addensate a tratti limose. A 17,5 e 18m si riscontra la presenza di un banco sabbioso ben addensato che si estende fino a 30m, profondità massima raggiunta dalle indagini.

A partire dal livello del piano campagna risulta individuata la stratigrafia in **Tabella 5.1.2.I**.

<b>Tabella 5.1.2.I : Stratigrafia area di indagine</b>		
Profondità		Interpretazione litologica secondo Begemann
Da	A	
0,00	1,00-1,80	Terreno superficiale
1,00-1,80	1,50-2,20	Argilla molle
1,50-2,20	3,00-3,40	Argilla mediamente compatta e argilla limosa
3,00-3,40	7,80-8,00	Limo sabbioso e/o sabbia limosa
7,80-8,00	14,50	sabbia da mediamente a ben addensata
14,50	16,00	Argilla limosa e limi argillosi
16,00	17,40-18,00	Sabbia poco addensata a tratti limosa
17,40-18,00	30,00	Sabbia ben addensata

Il terreno, ai fini della progettazione sismica e con riferimento a quanto indicato nell'indagine eseguita, è ascrivibile alla categoria C corrispondente a *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la con la profondità”*. Nell'indagine viene infine assunta la categoria topografica T1 per l'area soggetta di indagine.

## 5.1.3 Inquadramento sismico

### 5.1.3.1 Rischio sismico

L'Italia, essendo situata nella zona in cui la zolla africana e quella euroasiatica convergono, è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo. Il rischio sismico è un concetto che in sé comprende sia la probabilità di avvenimento di un certo evento sismico sia le conseguenze che questo potrebbe produrre; esprime infatti una valutazione del danno che si potrebbe attendere in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione che caratterizzano un territorio. Esso è definito dalla combinazione di tre fattori; pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

La pericolosità sismica in particolare misura la probabilità che in una data area e in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una certa soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco; dipende dal tipo di terremoto, dalla distanza dall'epicentro nonché dalle condizioni geomorfologiche ma non dal costruito. Il territorio italiano è stato classificato in funzione della pericolosità sismica per definire le azioni di riferimento in ogni zona; si riporta in **Figura 92** la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

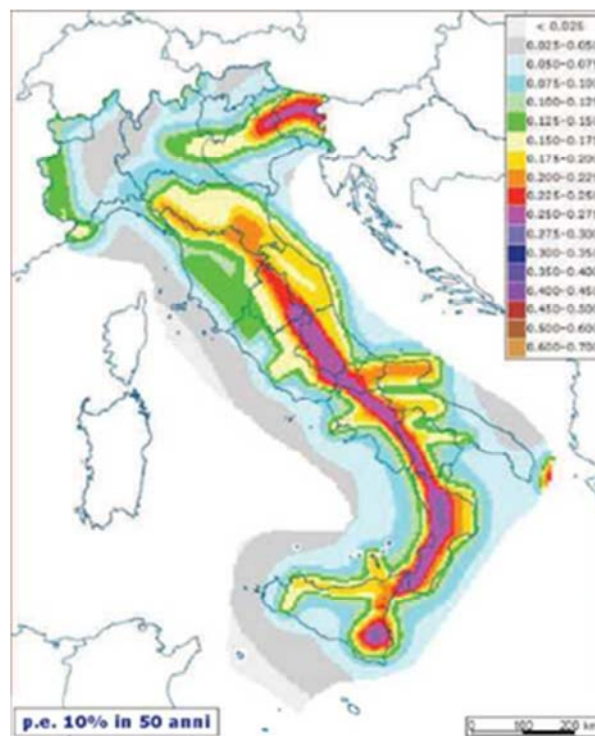


Figura 92: Mappa pericolosità sismica del territorio nazionale (INGV - [www.zonesismiche.mi.ingv.it](http://www.zonesismiche.mi.ingv.it)).



Al fine della progettazione sismica nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 14/01/2008 si impone l'uso della micro-zonazione sismica con lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente grande le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso.

Si riporta a tal fine la mappa di pericolosità sismica relativa alla regione Veneto con valori PGA espressi su una griglia con passo  $0,05^\circ$ . Si può vedere come al comune di Padova sia associato un valore di accelerazione di picco compreso tra 0.075 e 0.100 (**Figura 93**).

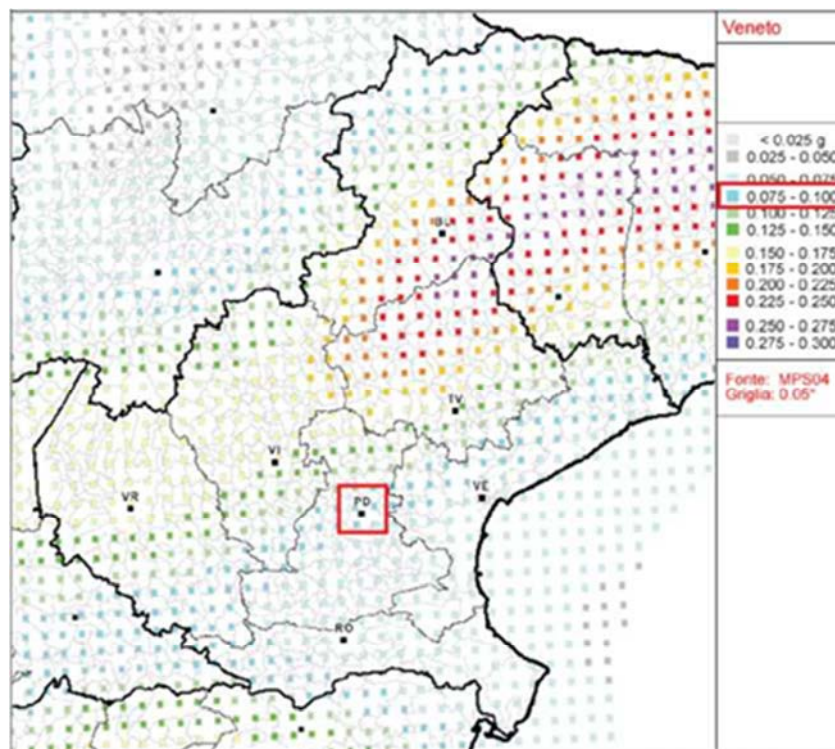


Figura 93: Mappa pericolosità sismica relativa alla regione Veneto (INGV-[www.zonesismiche.mi.ingv.it](http://www.zonesismiche.mi.ingv.it)).

### 5.1.3.2 Storia sismica

Per ricostruire la storia sismica dell'area si è consultato il Database Macrosismico dell'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia.

La tabella sottostante riporta un elenco degli eventi sismici che a partire dall'anno 1000 d.C. sono stati percepiti a Padova. A ciascun evento sono associate;

- intensità percepita nel luogo esaminato;
- data (AAAA/MM/GG) e ora;
- parametri epicentrali (epicentro e Mw);
- intensità epicentrale.

Si sono riportati, nella **Tabella 5.1.3.2.I** seguente e nel grafico in **Figura 94**, gli eventi caratterizzati da un'intensità ( $I$ ) > 4 – 5.

<b>Tabella 5.1.3.2.I : Seismic history of Padova [45.407,11.876]</b>					
Total number of earthquakes: 146					
Effects	Earthquake occurred:				
Is	Data	Ax	Np	Io	Mw
8	1117 0103 15:15	Veronese	55	09-ott	6.69 ±0.20
6	1222 12 25 12:30	Basso Bresciano	18	07-ago	5.84 ±0.56
5	1268 11 04	Trevigiano	4	07-ago	5.35 ±0.34
7	1348 01 25 15:30	Carinzia	58	09-ott	7.02 ±0.18
5	1365 03 04	Ferrara	4	5	4.79 ±0.72
05-giu	1485 09 01	PADOVA	4	5	4.30 ±0.87
5	1504 12 31 04:00	Bolognese	15		
06-lug	151103 26 14:40	Slovenia	66	9	6.98 ±0.17
5	151103 28 12:15	Slovenia	8		
7	1695 02 25 05:30	Asolano	82	10	6.48 ±0.18
5	1717 03 31	Padova	1	5	4.30 ±0.34
04-mag	1780 05 25	RAVENNA	5	05-giu	4.51 ±0.34
04-mag	1789 08 04	TRAMONTI	5	04-mag	4.09 ±0.34
5	1794 06 07 00:45	Prealpi carniche	19	cn s-	6.04 ±0.57
5	1796 10 22 04:00	Emilia orientale	27	7	5.61 ±0.36
04-mag	1806 02 12	NOVELLARA	28	7	5.19 ±0.39
04-mag	181107 15 22:44	SASSUOLO	21	06-lug	5.25 ±0.40
04-mag	1836 06 12 02:30	BASSANO	26	8	5.50 ±0.32
5	1873 06 29 03:58	Bellunese	199	09-ott	6.32 ±0.11
04-mag	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144		5.93 ±0.16
5	1885 02 26 20:48	SCANDIANO	78	6	5.19 ±0.15

05-giu	1885 12 29	VITTORIO VENETO	47	6	5.18 ±0.19
05-giu	1901 10 30 14:49:58	Salò	190	8	5.70 ±0.10
5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	06-lug	5.53 ±0.09
5	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
04-mag	1920 09 07 05:55:40	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
5	1926 01 01 18:04:06	Slovenia	63	07-ago	5.85 ±0.18
04-mag	1929 04 20 01:09:46	Bolognese	109	7	5.34 ±0.13
5	1936 10 18 03:10:12	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
5	1967 12 30 04:19:20	BASSA PADANA	40	6	5.24 ±0.19
04-mag	1971 07 15 01:33:23	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
05-giu	1976 05 06 20:00:12	Friuli	770	09-ott	6.46 ±0.09
5	1976 09 11 16:35:02	Friuli	40		5.63 ±0.09
6	1976 09 15 09:21:19	Friuli	54		5.98 ±0.15
5	1989 09 13 21:54:01	PASUBIO	779	06-lug	4.88 ±0.09
04-mag	2004 11 24 22:59:38	Lago di Garda	176	07-ago	5.06 ±0.09

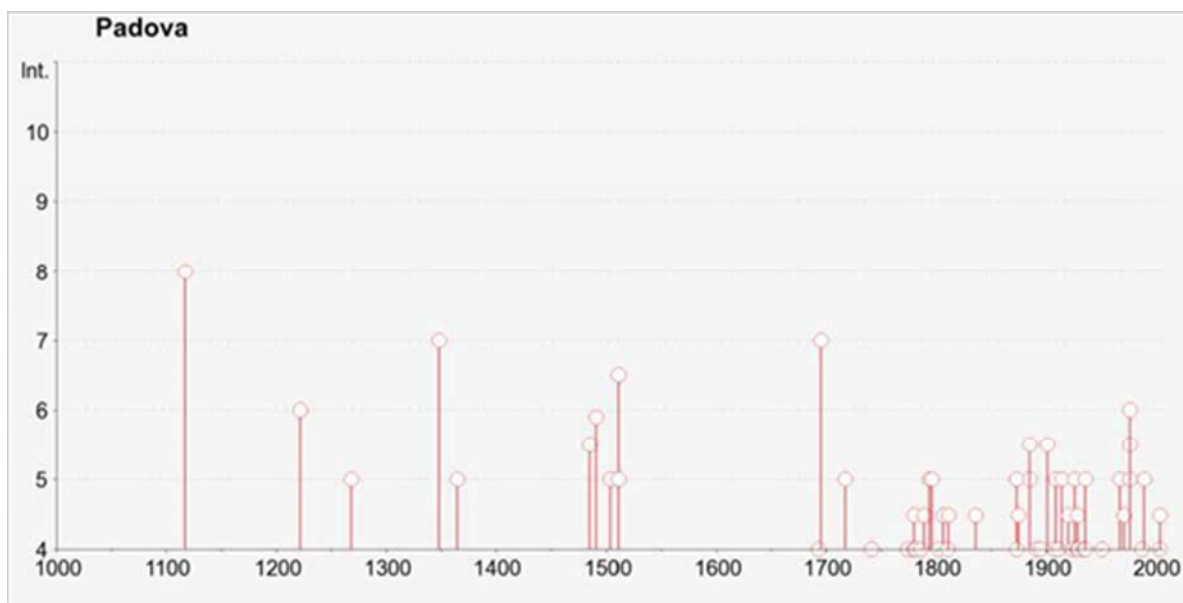


Figura 94: Storia sismica di Padova - diagramma eventi di intensità superiore a 4-5 (INGV - [www.emidius.mi.ingv.it](http://www.emidius.mi.ingv.it)).

## **5.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI IN PRESENZA DI SISMA**

Come riportato al § 8.7.1 della normativa, nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza.

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

### **5.2.1 Azione sismica**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$  e dal periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_C^*$ .



### 5.2.1.1 *Periodo di superamento*

Con riferimento al § 2.4 della norma, si dovrà ricavare il periodo di riferimento per l'azione sismica. Le azioni sismiche, infatti, vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$ .

In particolare la vita nominale scelta nel caso in esame è pari a 50 anni e il coefficiente d'uso per affollamenti significativi proposto dalla normativa è pari a 1,5. Con l'equazione appena descritta si ricava  $V_R = 75$  anni. Il periodo di riferimento appena ottenuto sarà utile per ricavare la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  variabile in funzione della categoria di analisi agli stati limite scelta.

### 5.2.1.2 *Stati limite e relative possibilità di superamento*

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; a costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Secondo quanto riportato al § 8.3 della norma, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni già esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU ed in particolare alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Inoltre, se gli interventi riguardano porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

A titolo di esempio vengono riportati in **Tabella 5.2.1.2.I** i valori dei parametri utili ad identificare le azioni sismiche per ciascuno stato limite e si ricorda che per le condizioni appena citate si farà riferimento nel seguito ai soli SLV.

<b>Tabella 5.2.1.2.I : Parametri delle azioni sismiche relative a ciascuno stato limite</b>				
STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,035	2,538	0,240
SLD	75	0,042	2,532	0,278
SLV	712	0,095	2,624	0,345
SLC	1462	0,121	2,613	0,359

## 5.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per uno studio corretto dell'azione sismica si ricorre alla rappresentazione dell'accelerazione massima e il relativo spettro di risposta.

### 5.3.1 Fattore di struttura

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle stesse possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Seguendo le indicazioni riportate al § 7.8.1.3 della normativa ed in particolare utilizzando la tabella 7.8.I, è stato ricavato il fattore di struttura massimo  $q_0$  in funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata ossia la muratura ordinaria. Il fattore  $q_0$  è funzione del rapporto di ulteriori due fattori che sono correlati a moltiplicatori della forza orizzontale sismica. Tale rapporto è variabile a seconda del sistema costruttivo e del numero di piani. In definitiva con  $q_0 = 2^{\alpha_u/\alpha_1}$  e  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$ , si ricava  $q_0 = 3,6$ . Per la costruzione dello spettro di progetto si dovrà calcolare il fattore di struttura attraverso l'equazione  $q = q_0 \cdot K_R$  con  $K_R$  fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione pari a 0,8 per un edificio non regolare in altezza.

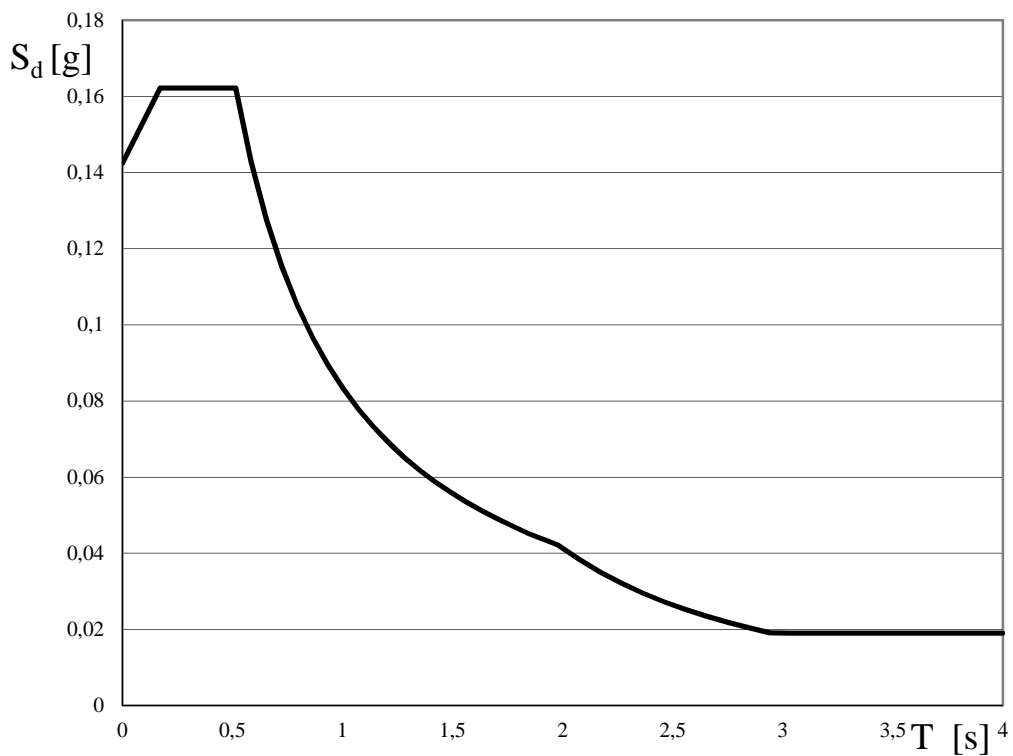
Per i calcoli successivi si utilizzerà il fattore di struttura  $q = 2,88$ .

### 5.3.2 Spettro di progetto

Noti i parametri  $a_g = 0,095g$ ,  $F_0 = 2,624$  e  $T_C^* = 0,345$  s e considerando le tabelle 3.2.V e 3.2.VI della normativa si ricava  $S = 1,5$ . Il fattore  $\eta$  ha un valore unitario avendo posto il coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$ . La tabella 3.2.V già citata risulta inoltre utile per il calcolo del  $T_C = 0,515$  s e del  $T_B = \frac{T_C}{3} = 0,172$  s. Il valore di  $T_D$  è in funzione di  $a_g$  e si ottiene  $T_D = 1,98$  s.

Lo spettro di progetto nel caso di strutture dissipative viene realizzato considerando il fattore di struttura pari a 2,88.

Viene rappresentato di seguito lo spettro elastico di progetto:



### 5.3.3 Fattore di confidenza

Riprendendo quanto già riportato al § 1.2 della presente relazione ed in particolare facendo riferimento alla **Tabella 2.2.I**, è stato calcolato il fattore di confidenza per il caso in esame. In particolare, avendo un rilievo geometrico completo, un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi, utilizzando parametri meccanici desunti da dati già disponibili e avendo la disponibilità di dati geologici con limitate indagini sulle fondazioni e sul terreno, il fattore di confidenza assunto è  $FC = 1,32$ . Con tale valore potranno essere ridotti ulteriormente i parametri meccanici utilizzati per le verifiche locali e globali degli elementi interessati.

## **5.4 MODELLAZIONE LOCALE – ANALISI PER MACROELEMENTI**

### **5.4.1 Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso**

Come indicato al Punto C8.7.1.1 della Circolare del 2 febbraio del 2009 relativa alla norma tecnica delle costruzioni del 14 gennaio 2008, la valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti in muratura deve essere eseguita con riferimento al comportamento sismico globale e all'analisi dei meccanismi di collasso locali. Questi meccanismi sono da considerarsi quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento globale e tende a reagire al sisma come un insieme di sottoinsiemi.

L'analisi di questi meccanismi, come riportato nella Circolare al punto C8.A.4, si basa sulla trasformazione di una parte della costruzione, denominata macroelemento, in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso). Tale operazione è resa possibile grazie alle "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi" assumendo le seguenti ipotesi:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento fra i blocchi;
- resistenza infinita a compressione della muratura.

Per una simulazione più realistica tuttavia si considerano in forma approssimata:

- gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- la presenza di catene metalliche;
- la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- la presenza di pareti a paramenti scollegati.

Ai blocchi che compongono la catena cinematica si applicano le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

- eventuali forze esterne;
- eventuali forze interne.

Lo scopo degli schemi di calcolo riportati nei paragrafi successivi è la determinazione del cosiddetto moltiplicatore dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo.

Di seguito vengono rappresentati i principali meccanismi di collasso studiati nel caso in esame dell'aula L. La simbologia utilizzata è la seguente:

- $\alpha$  è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- $n$  è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- $W_i$  è il peso proprio della parete al piano  $i$ -esimo o del macroelemento  $i$ -esimo;
- $FV_i$  è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $FH_i$  è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $PS_i$  è il peso del solaio agente sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $PV_{ij}$  rappresenta l' $i$ -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento  $j$ -esimo;
- $P$  è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- $N$  è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- $H$  rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- $PH$  rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- $PH_{ij}$  è l' $i$ -esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo  $j$ -esimo;
- $T_i$  rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano  $i$ -esimo;
- $s_i$  è lo spessore della parete al piano  $i$ -esimo;
- $h_i$  è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano  $i$ -esimo oppure è l'altezza del macroelemento  $i$ -esimo;
- $L_i$  è la lunghezza del macroelemento  $i$ -esimo;
- $xGi$  è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo  $i$ -esimo;

- $yGi$  è il braccio verticale del peso proprio del corpo  $i$ -esimo;
- $d$  è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- $di$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $ai$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $hVi$  è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano  $i$ -esimo;
- $dVi$  è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano  $i$ -esimo.

### 5.4.2 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.



Figura 95: Rappresentazione tridimensionale del comportamento.

Le ipotesi alla base di tale comportamento sono relative alle condizioni di vincolo e alle vulnerabilità che sono ad esso associate. In particolare si considera assente il vincolo in sommità e assente il collegamento con le pareti ortogonali.

Le vulnerabilità del meccanismo sono dovute all'assenza di cordoli o catene ai piani, agli orizzontamenti deformabili e/o mal collegati, alle intersezioni murarie di cattiva qualità, alla presenza di spinte non contrastate sulla parete e ai paramenti mal collegati.

Il ribaltamento può coinvolgere uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti, e in relazione alle caratteristiche della struttura muraria può coinvolgere l'intero spessore o il solo paramento esterno.

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi  $\alpha_0$ , si fa riferimento alla schematizzazione rappresentata in **Figura 96** ricordando la simbologia presentata nel paragrafo precedente.



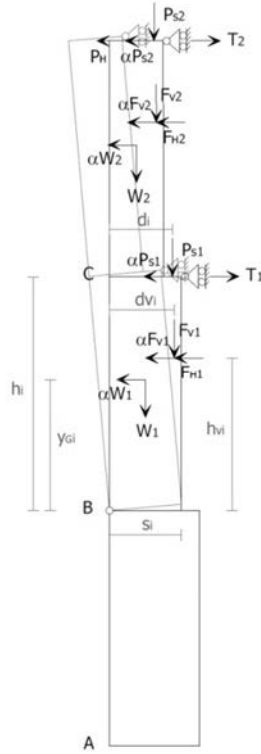


Figura 96: Schematizzazione del meccanismo

Il momento stabilizzante ( $M_S$ ) e il momento ribaltante ( $M_R$ ) sono ricavati dalle seguenti relazioni:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

$$M_R = \alpha \cdot \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{vi} + P_H \cdot h_i$$

Il moltiplicatore di collasso è dato dal rapporto fra  $M_S$  e  $M_R$ :

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} \cdot h_i}$$

### 5.4.3 Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

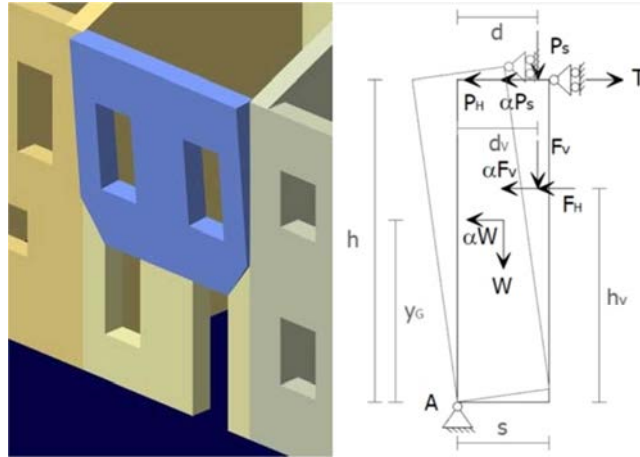


Figura 97: Rappresentazione tridimensionale del comportamento e schematizzazione del meccanismo.

Il momento stabilizzante ( $M_S$ ) e il momento ribaltante ( $M_R$ ) sono ricavati dalle seguenti relazioni:

$$M_S = W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_S \cdot d + T \cdot h$$

$$M_R = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_v + P_H \cdot h$$

Il moltiplicatore di collasso è dato dal rapporto fra  $M_S$  e  $M_R$ :

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_S \cdot h}$$

#### 5.4.4 Meccanismo di ribaltamento della parte alta del cantonale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto a una cerniera posta alla base dello stesso (**Figura 98**). Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si ipotizza che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di  $45^\circ$  con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta.



Figura 98: rappresentazione tridimensionale del comportamento

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi si fa riferimento alla schematizzazione di **Figura 99** riportata nel seguito e alla seguente formula:

$$\alpha = \frac{E}{W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + (P \cdot P_{v1} \cdot P_{v2}) \cdot h}$$

Con E si indica l'espressione:

$$E = W \cdot x_G + F_v \cdot d_v + P \cdot d_p + P_{v1} \cdot d_1 + P_{v2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h - F_H \cdot h_v - (P_H \cdot P'_{H1} \cdot P'_{H2}) \cdot h$$

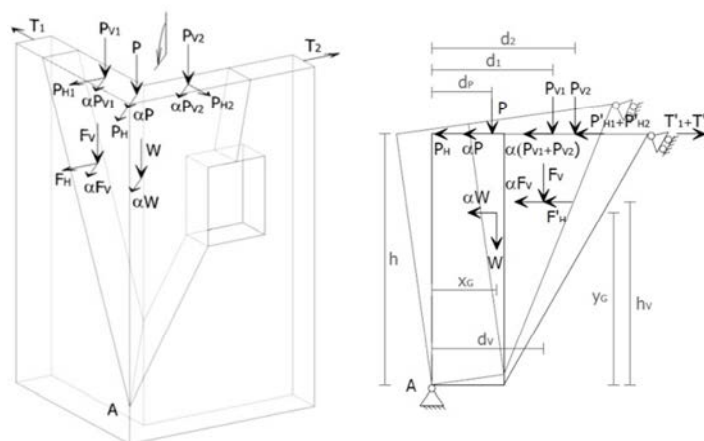


Figura 99: schematizzazione del comportamento

### 5.4.5 Meccanismo di flessione verticale di parete monolitica

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Le condizioni di vincolo della parete sono caratterizzate dalla carenza di collegamento alle pareti ortogonali e dal contemporaneo realizzarsi di un efficace trattenimento in testa alla parete. Le carenze e le vulnerabilità associate al meccanismo sono la snellezza eccessiva delle pareti, la presenza di spinte orizzontali localizzate come archi e volte, di orizzontamenti intermedi mal collegati o la realizzazione di pareti a sacco o paramenti mal collegati. L'avvenuta attivazione di tale meccanismo si manifesta attraverso spancamenti e fuori piombo della parete, lesioni orizzontali e verticali, sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi. La flessione può coinvolgere uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamenti ai diversi orizzontamenti, l'intero spessore del muro o solo il paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della muratura; in relazione alla presenza di discontinuità, di aperture o spinte localizzate può variare anche la geometria della parete coinvolta.

I cinematismi relativi a questo meccanismo possono essere relativi ad un solo piano oppure per due piani.

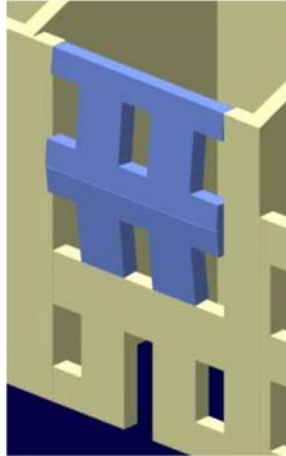


Figura 100: rappresentazione tridimensionale del comportamento

Per la determinazione del moltiplicatore dei carichi si fa riferimento alla schematizzazione della **Figura 101 di sinistra** riportata nel seguito e alla seguente formula:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 \cdot y_{G1} + F_{v1} \cdot h_{v1} + P_{s1} h_p + (W_2 \cdot y_{G2} + F_{v2} \cdot h_{v2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}}$$

Con E si indica l'espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{v1} d_{v1} + (W_2 + P_{s2} + N + F_{v2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left( \frac{W_2}{2} P_{s2} a_2 + N d + F_{v2} d_{v2} - F_{H2} h_{v2} \right) + P_{s1} a_1 - F_{H1} h_{v1} + T h_p$$

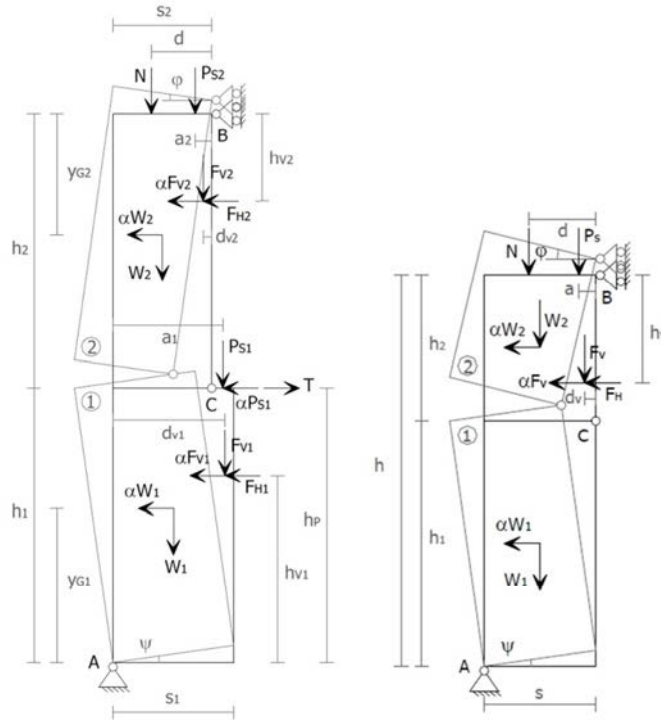


Figura 101: schematizzazione del comportamento per il cinematismo a due piani(sinistra) e per il cinematismo ad un piano(destra).

Con riferimento alla **Figura 101 di destra**, il moltiplicatore dei carichi viene calcolato con la seguente formula:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(Nd + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2F_v h_v)}$$

Il valore di  $\alpha$  è valutato al variare di  $\mu$  termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} h ; h_2 = \frac{h}{\mu} ; W_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} W ; W_2 = \frac{W}{\mu}$$

## 5.4.6 Approccio cinematico

Come indicato nel paragrafo C8A.4.2.1 al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore a dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale ( $\alpha_0$ ) ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo, una volta che questi sia stato attivato, e descritte dallo spostamento  $d_k$  di un punto di controllo del sistema.

L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore  $\alpha$ , in corrispondenza dello spostamento  $d_{k0}$ . Nell'ipotesi che le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) restino costanti all'evolversi del meccanismo, è richiesta la sola valutazione dello spostamento  $d_{k0}$  per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e non degli spostamenti in corrispondenza di ciascuna configurazione. Con questa ipotesi la curva di capacità che si ottiene è pressoché lineare e rappresentata dall'equazione:

$$\alpha = \alpha_0 \cdot \left(1 - \frac{d_k}{d_{k0}}\right)$$

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale a dei carichi in funzione dello spostamento  $d_k$  del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione  $a^*$  e  $d^*$ .

A tal fine si determina la massa partecipante al cinematismo  $M^*$  che può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}\right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

dove:

- $n + m$ : numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ : spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

L'accelerazione sismica spettrale  $a^*$  si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore  $\alpha$  e dividendo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC}$$

Indicando con  $g$  l'accelerazione di gravità, con  $FC$  il fattore di confidenza e con  $e^*$  la frazione di massa partecipante della struttura dall'espressione facilmente ricavabile dalle formule appena scritte.

Lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale vale:

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

dove  $\delta_{x,k}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto  $k$ , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento  $d_k$ .

La curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \cdot \left( 1 - \frac{d^*}{d_0^*} \right)$$

dove  $d_0^*$  è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento  $d_{k0}$ .

#### 5.4.7 Stato limite di salvaguardia della vita

La verifica allo Stato Limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali può essere svolta con uno dei criteri seguenti:

- verifica semplificata con fattore di struttura  $q$  (analisi cinematica lineare);
- verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare).

In generale se una delle due verifiche risulta soddisfatta, il macroelemento è verificato e non necessita di interventi specifici. Nel caso in cui invece entrambe le verifiche risultino non soddisfatte, si procede con il progetto di interventi atti a contrastare il meccanismo in atto.



#### 5.4.7.1 Verifica semplificata con fattore di struttura $q$ (analisi cinematica lineare)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

in cui  $a_g$  è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto mentre il fattore di struttura  $q$  è assunto pari a 2.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso e amplificata rispetto a quella del suolo. La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

#### 5.4.7.2 Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo ( $d_u^*$ ) del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ , con  $d_u^*$  definito da:

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^*$$

Con  $d_0^*$  ricavato da:

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

Il periodo secante è definito come:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

Con:  $d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$  ;  $a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right)$ .

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

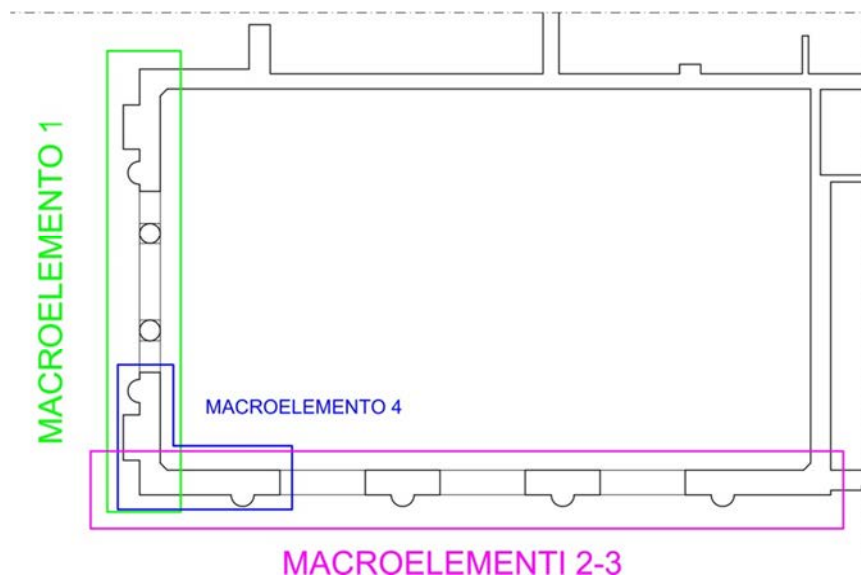
dove  $S_{De}$  fa riferimento allo spettro di risposta elastico di spostamento.

Nel caso in cui il meccanismo interessi una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione interessata dal cinematismo e la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

## 5.4.8 Verifica dei macroelementi

La verifica ai macroelementi è stata applicata nel caso studio dell'aula L. in particolare, facendo riferimento alla **Figura 102**, sono state verificate le due facciate principali dell'aula.



**Figura 102: Identificazione dei macroelementi.**

Per le verifiche si è fatto ricorso all'uso dei software disponibili sul sito di ReLUIS: C.I.N.E. per l'analisi cinematica lineare e C-Sisma per l'analisi non lineare.

### 5.4.8.1 C.I.N.E. per l'analisi cinematica lineare

L'acronimo C.I.N.E. si riferisce alle Condizioni di Instabilità Negli Edifici ed è il nome identificativo dell'applicativo per le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante analisi cinematica lineare.

Questo applicativo è stato realizzato con il contributo di risorse del commissario delegato per le attività post-sisma 2002 in Molise e del progetto ReLUIS-DPC 2005-2008.

Il file contiene fogli di calcolo che consentono la valutazione dei moltiplicatori orizzontali dei carichi di attivazione dei principali meccanismi di collasso locali di pareti monolitiche attraverso l'implementazione dei modelli cinematici descritti e pubblicati nel volume: "AA.VV., 2007. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei*

relativi costi negli edifici in muratura". Parte Seconda - Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura.

I fogli Excel impiegati sono stati essenzialmente tre. Il primo è servito per fare una verifica al ribaltamento semplice di parete monolitica come illustrato nelle **Figure 103 e 104**, il secondo è servito per verificare il cantonale (**Figura 105**) e il terzo per verificare la flessione verticale della parete monolitica (**Figura 106**).

DATI INIZIALI	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)						Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Elevazione	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
	1							
2								
3								
4								
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**)	
1						0,00		
2						0,00		
3						0,00		
4						0,00		
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**)	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_{Hi}$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]	
1	0,0							
2	0,0							
3	0,0							
4	0,0							

Figura 103: Riquadro del foglio Excel usato nell'inserimento dati per il ribaltamento semplice della parete monolitica.



Figura 104: esempio di rappresentazione schematica della parete ribaltante

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO								
Spessore delle pareti convergenti nell'angolata S [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco $Y_G$ [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A $h_V$ [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A $X_G$ [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A $d_P$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A $d_V$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A $d_1$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A $d_2$ [m]
				0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
DATI INIZIALI	ORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE							
	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]	
			d					
		a						
AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO								
Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale $P_H$ [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 $P_{V1}, P_{V2}$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte $F_V$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento $F_H, F_H$ [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento $P_{H1}, P_{H1}$ [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento $P_{H2}, P_{H2}$ [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento $(T_1+T_2), (T_1+T_2)$ [kN]
						0,0	0,0	0,0

Figura 105: : Riquadro del foglio Excel usato nell'inserimento dati per la verifica del cantonale

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PARETI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza della parete al piano i-esimo (interpiano i-esimo) $h_{Pi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo $d_{Vi}$ [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto al polo del corpo $h_{Vi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo rispetto al polo del corpo $a_i$ [m]	
1							
2							
DATI INIZIALI	AZIONI SUI MACROELEMENTI						
	Elevazione	Peso proprio della parete $W_{Pi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al solaio intermedio T [kN]
	1	0,0					
	2	0,0					
Elevazione	Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI (*)				Fattore di Confidenza FC	
		Macroelemento	Altezza del macroelemento $h_i$ [m]	Peso proprio del macroelemento $W_i$ [kN]	Distanza verticale del baricentro del macroelemento rispetto al polo dello stesso $Y_{gi}$ [m]		
		1	1				
2	2						

Figura 106: Riquadro del foglio Excel usato nell'inserimento dati per la flessione verticale di parete monolitica

#### *5.4.8.2 C-SISMA per l'analisi non lineare*

C-Sisma 3.0 è una procedura che consente di automatizzare il calcolo dei coefficienti di attivazione legati a singoli cinematismi elementari di macroelementi (generalmente pareti o limitati assemblaggi) individuabili negli edifici in muratura.

La procedura compendia le proposte disponibili in letteratura di ricercatori e studiosi particolarmente attenti verso i problemi legati alla conservazione di complessi ed agglomerati storici, spesso collocati in zone ad elevato rischio sismico, sul tema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti. Questi, infatti, spesso non rispondono a caratteristiche costruttive imputabili generalmente ad edifici di nuova fattura per i quali sono utilizzabili specifici algoritmi di calcolo, ma richiedono adeguati strumenti di modellazione, capaci di considerare meccanismi di collasso anticipati rispetto a comportamenti che richiamano gli stati di sforzo e deformazione interna dei materiali.

Il programma c-Sisma è stato sviluppato in linguaggio Visual Basic per creare un pacchetto completo di analisi di vulnerabilità sismica degli edifici in muratura basato sui meccanismi di collasso elementari. Il programma comprende una serie di maschere che consentono all'utente di scegliere il meccanismo elementare da applicare tra quelli disponibili e di inserire i dati geometrici della parete alla quale applicarlo e i parametri richiesti dalla normativa per la verifica non lineare.

### 5.4.9 Macroelemento 1

Per il primo macroelemento è stata scelta la facciata dell'aula L che si affaccia su via Marzolo. In **Figura 107** si può notare l'elemento studiato. Il meccanismo considerato è di ribaltamento semplice di parete monolitica continua dal piano terra fino in sommità. Su tutta la facciata è presente un solo solaio ordito parallelamente ad essa perciò non potrà offrire un vincolo significativo.

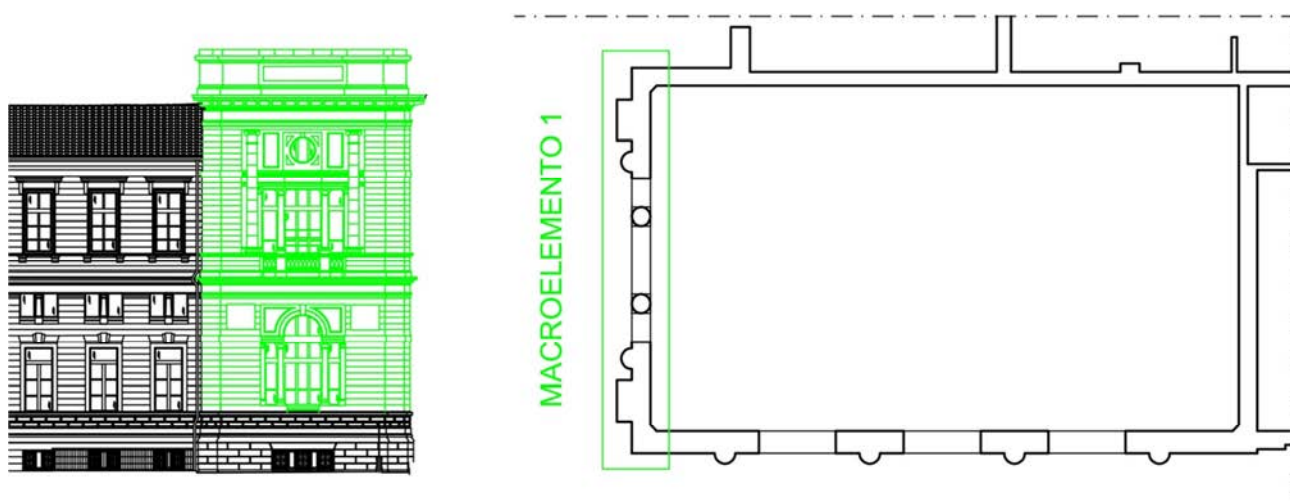


Figura 107: Individuazione del macroelemento sul prospetto e in pianta.

Come già accennato nel paragrafo precedente la verifica con analisi lineare è stata eseguita con l'ausilio del software C.I.N.E. della ReLUIS il quale ha fornito i seguenti risultati distinti per le due elevazioni:

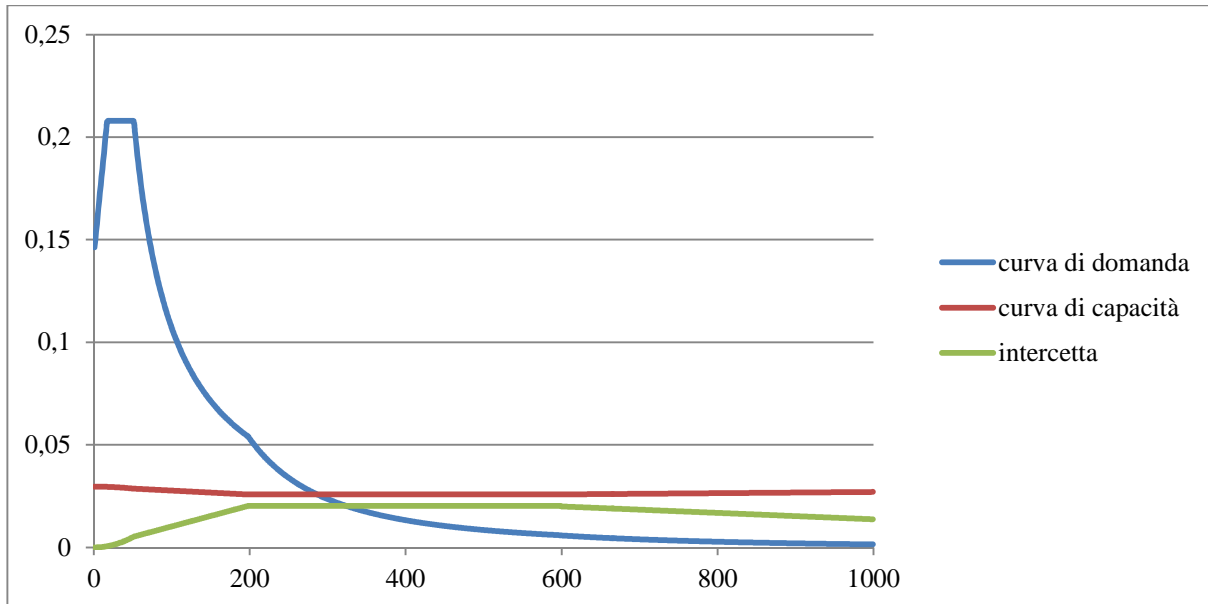
Elevazioni	Valore di $\alpha_0$	FC	$M^*$	$e^*$	$a_0^*$
1	0,006	1,35	75,366	0,805	0,056
2	0,01	1,35	44,645	0,982	0,075

L'accelerazione spettrale di attivazione  $a_0^*$  è il valore, espresso in  $m/s^2$ , che dovrà risultare maggiore dei termini già descritti precedentemente. In particolare dovrà essere:

$a_0^* \geq \frac{a_g^{(PVR)} \cdot S}{q} = 0,07125 m/s^2$  e ciò risulta essere verificato per l'elevazione 2 e non verificato per la elevazione 1;

$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,0553 \text{ m/s}^2$  ed è verificato per entrambe le elevazioni.

Per la verifica del macroelemento con analisi non lineare, grazie all'aiuto del software C-sisma della ReLUIS è stato ottenuto il seguente spettro di spostamento utile per la verifica:



Inoltre si sono ottenuti i valori seguenti:

$d_{k0} = 0,2528 \text{ m}$ ;  $d_0^* = 0,2553 \text{ m}$ ;  $d_u^* = 0,1013 \text{ m}$ ;  $d_s^* = 0,04052 \text{ m}$ ;  $\vartheta = 1,9099^\circ$ .

Essendo  $d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0526 \text{ m}$  il macroelemento risulta essere verificato.



### 5.4.10 Macroelemento 2

Per il secondo macroelemento è stata scelta la facciata dell'aula L che si affaccia su via Poleni. In **Figura 108** si può notare l'elemento studiato. Il meccanismo considerato è di flessione verticale di parete monolitica con cinematismo a due piani. Su tutta la facciata è presente un solo solaio ordito ortogonalmente ad essa creando la condizione del meccanismo suddetto.

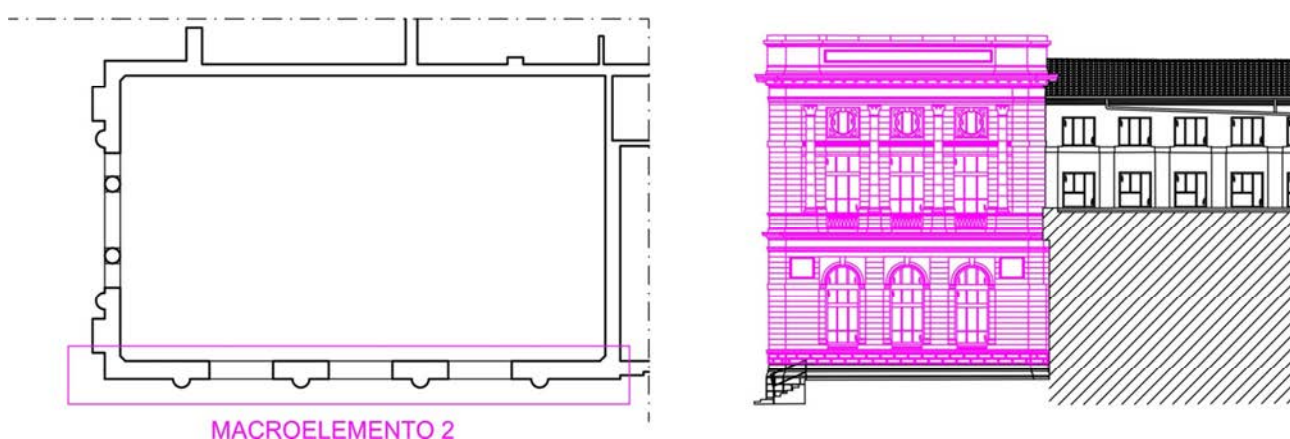


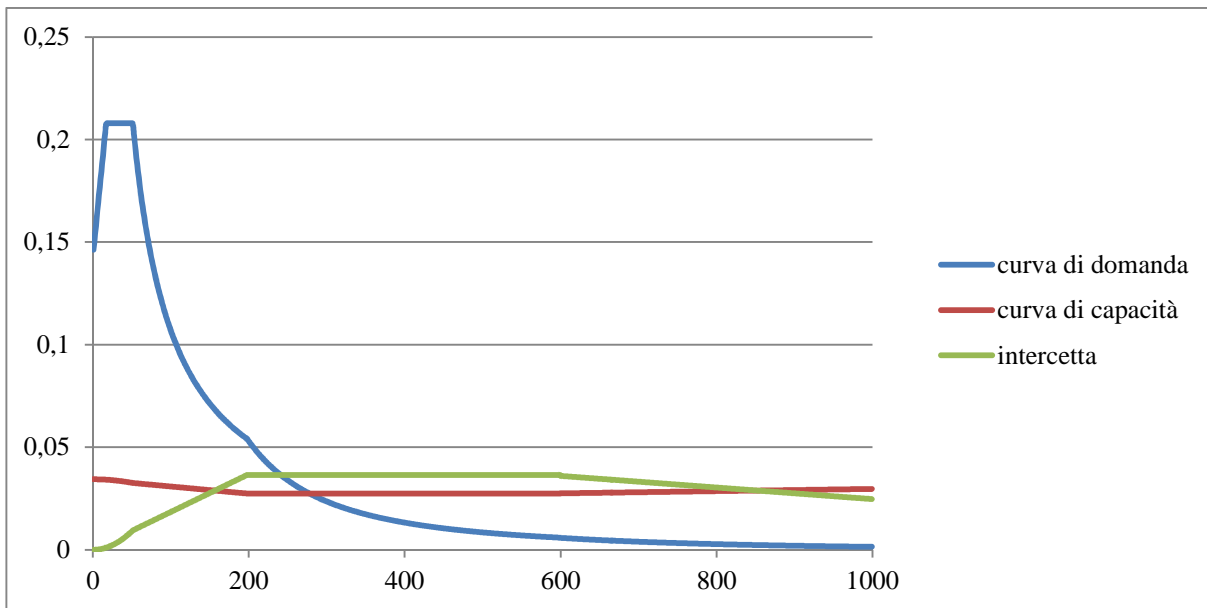
Figura 108: Individuazione del macroelemento sul prospetto e in pianta.

I risultati per il secondo macroelemento sono i seguenti:

Elevazioni	Valore di $\alpha_0$	FC	$M^*$	$e^*$	$a_0^*$
1	0,094	1,35	18,685	0,989	0,690

In questo caso l'accelerazione spettrale di attivazione  $a_0^*$  ha un valore elevato e risulta verificato l'elemento dato che i valori di confronto non sono cambiati rispetto allo studio precedente.

Per la verifica del macroelemento con analisi non lineare è stato ottenuto il seguente spettro di spostamento utile per la verifica:



Inoltre si sono ottenuti i valori seguenti:

$$d_{k0} = 0,4043 \text{ m}; d_0^* = 0,4051 \text{ m}; d_u^* = 0,162 \text{ m}; d_s^* = 0,0648 \text{ m}; \vartheta = 3,0558^\circ.$$

Essendo  $d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0526 \text{ m}$  il macroelemento risulta essere verificato.

### 5.4.11 Macroelemento 3

Per il terzo macroelemento è stata scelta la stessa facciata dell'aula L studiata per il macroelemento precedente ridotta alla sola seconda elevazione. In **Figura 109** si può notare l'elemento studiato. Il meccanismo considerato è di flessione verticale di parete monolitica con cinematismo a un piano.

Questo meccanismo è stato studiato considerando il vincolo del solaio presente tale da impedire gli spostamenti orizzontali. In questa ipotesi la cerniera cilindrica descritta nel paragrafo 5.4.5 si formerà all'interno dell'aula L e non in prossimità del solaio.



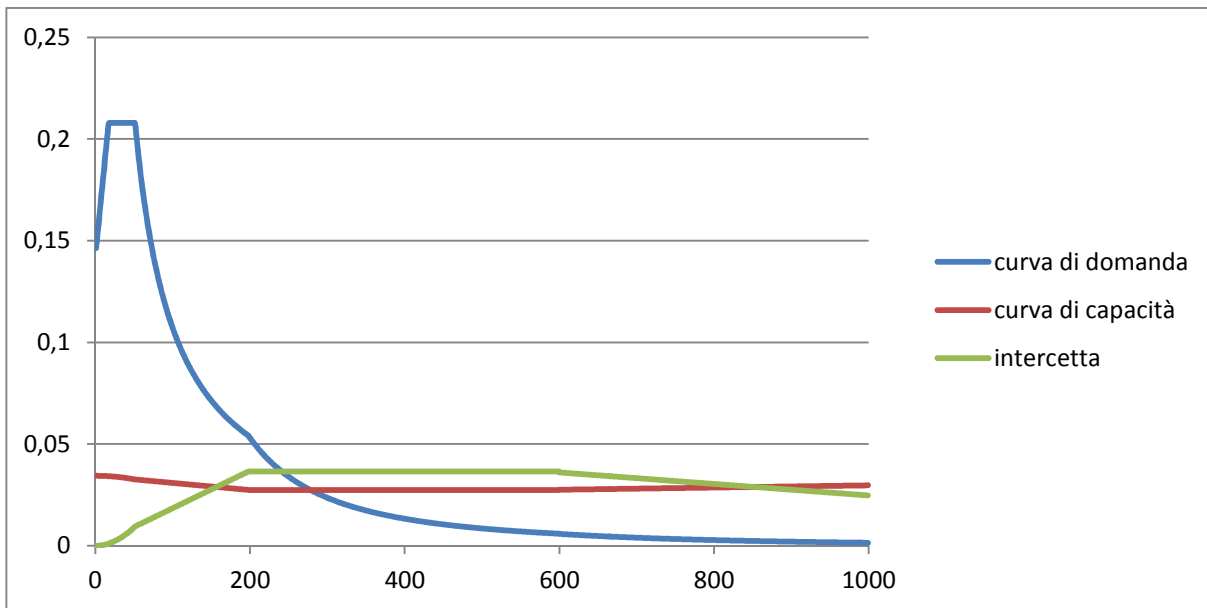
Figura 109: Individuazione del macroelemento sul prospetto e in pianta.

I risultati per il terzo macroelemento sono i seguenti:

Elevazioni	$h_1$	Valore di $\alpha_0$	FC	$M^*$	$e^*$	$a_0^*$
1	5,5	0,367	1,35	7,430	1	2,665

Anche in questo caso l'accelerazione spettrale di attivazione  $a_0^*$  ha un valore elevato e risulta verificato l'elemento.

Per la verifica del macroelemento con analisi non lineare è stato ottenuto il seguente spettro di spostamento utile per la verifica:



Inoltre si sono ottenuti i valori seguenti:

$$d_{k0} = 0,5204 \text{ m}; d_0^* = 0,2602 \text{ m}; d_u^* = 0,1041 \text{ m}; d_s^* = 0,04164 \text{ m}; \vartheta = 7,8304^\circ.$$

Essendo  $d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,0526 \text{ m}$  il macroelemento risulta essere verificato.

### 5.4.12 Macroelemento 4

Il quarto macroelemento è il cantonale dell'aula L visibile in **Figura 110**. Il meccanismo considerato è di ribaltamento della parte alta del cantonale.



Figura 110: individuazione del macroelemento sul prospetto e in pianta

I risultati per il terzo macroelemento sono i seguenti:

Elevazioni	Valore di $\alpha_0$	FC	$M^*$	$e^*$	$a_0^*$
1	0,061	1,35	20,568	0,951	0,465

L'accelerazione spettrale di attivazione dovrà rispettare le seguenti espressioni:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,07125 \text{ m/s}^2 \text{ e ciò risulta essere verificato;}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0,037 \text{ m/s}^2 \text{ e anche questa verifica risulta verificata.}$$



## 5.5 ANALISI GLOBALE PRE INTERVENTO

Per la modellazione globale dell'edificio, si è scelto di utilizzare il programma di calcolo Straus7.

Secondo quanto riportato nel § 7.2.6 della normativa, il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La struttura in muratura è stata discretizzata con elementi plate con geometria regolare (**Figura 111**). Dato che gli orizzontamenti sono realizzati in calcestruzzo armato in doppia orditura, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano e discretizzati con elementi load patch aventi il compito di distribuire eventuali carichi alle pareti laterali. Per fornire la rigidezza nel piano sono state inserite delle connessioni rigide all'altezza di ogni orizzontamento.

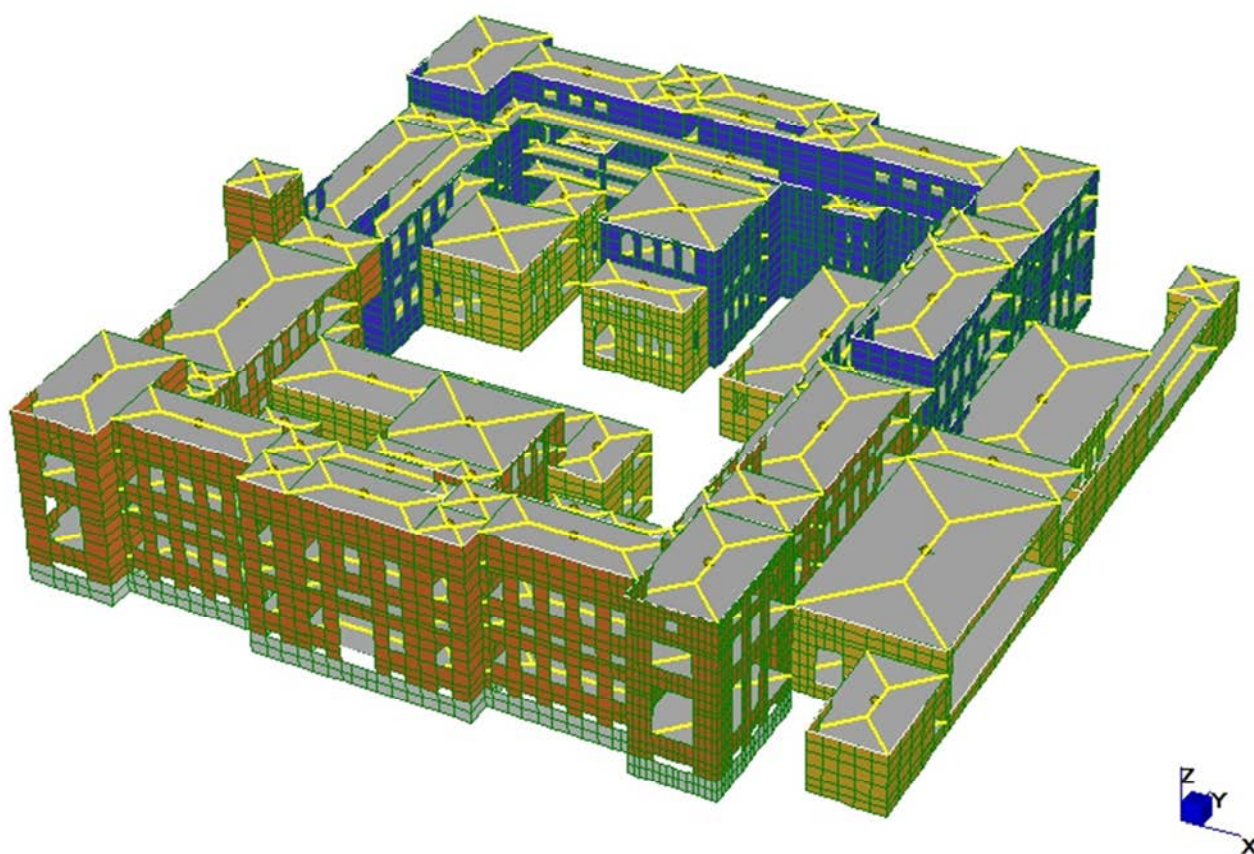
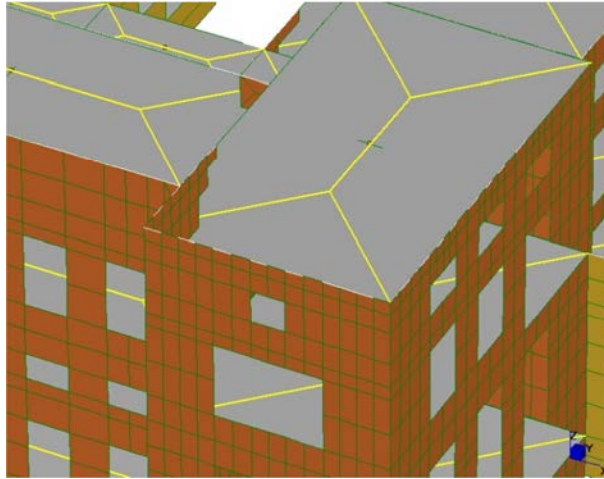


Figura 111: Modello globale del Palazzo Donghi sede della scuola di ingegneria a Padova

Con il modello si eseguiranno due analisi dinamiche lineari; la prima viene effettuata con l'edificio allo stato di fatto, mentre la seconda viene effettuata con la presenza del solaio all'interno dell'aula L. Successivamente alle due analisi si faranno le verifiche allo SLU considerando le sole pareti dell'aula oggetto di studio e per lo scopo è stato aumentato il livello di discretizzazione localmente come si può notare in **figura 112**.



**Figura 112: Particolare dell'aula L discretizzata**

Il riferimento normativo per l'analisi dinamica lineare è il § 7.3.3.1 delle NTC2008.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.



Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con le formule di comprovata validità, quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[ (1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i-j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione orizzontale di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante delle orizzontale della forza agente al piano, determinata con l'analisi statica lineare, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro della masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

### 5.5.1 Analisi modale

Si procede alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione. Come richiesto dalla normativa si considereranno tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

Data la forte irregolarità della struttura, sono stati studiati i primi 40 modi di vibrare e sono state esaminate le masse partecipanti ad ogni modo. Dalla **Tabella 5.5.1.I** si osservano le frequenze di vibrazione e le masse partecipanti considerate utili per i calcoli successivi.

<b>Tabella 5.5.1.I : Frequenze modali e fattori di partecipazione</b>					
<b>Mode</b>	<b>Frequency [Hz]</b>	<b>Modal Mass [Engineering]</b>	<b>PF - X [%]</b>	<b>PF - Y [%]</b>	<b>PF - Z [%]</b>
1	6,734	4,138E+03	0,012	37,866	0,000
2	7,897	4,920E+03	14,203	12,158	0,001
3	8,153	4,049E+03	38,484	3,674	0,008
4	13,82	1,080E+03	0,021	9,057	0,000
5	15,82	7,713E+02	10,755	0,412	0,001
6	16,06	1,070E+03	13,306	1,496	0,003
7	17,48	4,562E+03	0,083	8,724	0,001
22	37,10	2,693E+03	0,280	14,609	0,000
24	43,71	1,092E+04	10,250	0,237	0,066
25	49,57	1,130E+03	11,046	0,060	0,004
<b>TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS</b>			<b>98,440</b>	<b>88,293</b>	<b>0,084</b>

## 5.5.2 Azioni e verifiche allo SLV

Al § 3.2.4 della normativa, viene descritta la combinazione dell'azione sismica da dover adottare per eseguire le verifiche richieste.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

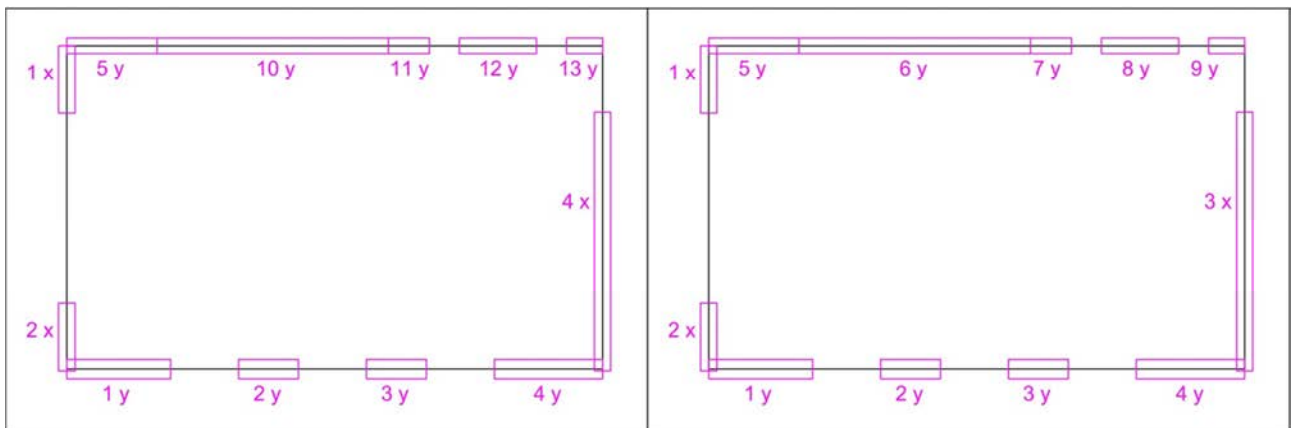
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Il valore del coefficiente  $\psi_{2j}$  è ottenuto dalla tabella 2.5.I della normativa ed è pari a 0,6 per ambienti suscettibili ad affollamento mentre il carico variabile è  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$  per uffici aperti al pubblico.

Secondo quanto riportato al § 7.8.1.6 delle NTC si dovrà procedere con le verifiche di sicurezza ed in particolare con una verifica di pressoflessione nel piano della parete, una verifica di pressoflessione fuori piano e una verifica a taglio.

Con l'ausilio di un foglio elettronico sono stati elencati in ordine tutti i maschi murari sollecitati dell'aula L, rappresentati in **Figura 113**, in direzione X e in direzione Y.



**Figura 113:** Numerazione dei maschi murari dell'aula L nella zona bassa (sinistra) e nella zona alta (destra) .

Come si può notare i maschi murari considerati sono 13 e fra questi solamente 8 sono continui per tutta l'altezza della stanza. I rimanenti maschi murari sono interrotti dalla presenza di solai intermedi delle stanze accanto all'aula L.

Avendo modellato le pareti con elementi plate, le sollecitazioni lette nel "result file" di Straus7 dopo l'analisi spettrale sono visualizzate come forze distribuite lungo i lati degli elementi. Per ottenere le azioni sui singoli maschi murari sono state moltiplicate tali forze distribuite per i lati degli elementi interessati per poi farne la somma.

Alle azioni dovute al sisma sono state sommate quelle ottenute per l'effetto della gravità dei carichi permanenti e dei carichi variabili.

I risultati ottenuti per la sollecitazione in direzione X e in direzione Y sono rappresentati nella **Tabella 5.5.2.I** riportata di seguito.

<b>Tabella 5.5.2.I : Sollecitazioni allo SLV in direzione X e in direzione Y</b>									
AZIONI SLV in X					AZIONI SLV in Y				
muro	N [KN]	T [KN]	Mp [KNm]	Mfp [KNm]	muro	N [KN]	T [KN]	Mp [KNm]	Mfp [KNm]
1x	72,59	3,62	0,73	1,28	1x	82,78	1,95	0,90	1,61
2x	77,95	10,61	0,69	1,28	2x	85,55	1,67	0,64	1,31
3x	150,67	23,89	2,37	5,32	3x	156,14	26,06	2,22	5,48
4x	483,58	71,79	3,57	10,50	4x	517,79	87,72	3,52	10,52
1y	87,86	1,72	1,01	3,20	1y	97,96	6,33	0,64	1,92
2y	52,98	8,60	0,13	1,40	2y	53,37	8,68	0,09	0,93
3y	52,60	8,87	0,12	1,35	3y	53,04	8,99	0,07	0,85
4y	119,09	18,69	1,67	3,79	4y	129,14	19,77	1,02	1,86
5y	111,16	22,52	0,18	4,92	5y	121,20	26,00	0,14	3,36
6y	140,71	183,06	1,86	4,57	6y	138,83	182,17	1,20	2,66
7y	22,58	8,08	0,49	1,01	7y	24,30	7,96	0,32	0,60
8y	50,96	18,05	0,76	2,08	8y	50,59	17,99	0,45	1,22
9y	20,13	8,24	0,48	0,84	9y	21,97	8,48	0,28	0,41
10y	438,80	124,66	5,40	14,08	10y	453,58	125,23	3,49	8,86
11y	47,40	8,54	1,12	2,53	11y	58,06	10,14	0,74	1,50
12y	136,15	21,68	1,72	5,31	12y	133,80	20,96	1,06	3,30
13y	63,08	10,94	1,38	3,14	13y	59,24	10,02	0,84	1,93

### 5.5.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso in esame tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left( l^2 t \sigma_0 / 2 \right) \left( 1 - \sigma_0 / 0,85 f_d \right)$$

Dove:

$M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$l$  è la lunghezza complessiva della parete inclusiva della zona tesa;

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_0$  è la tensione media, riferita all'area totale della sezione;

$f_d$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura data dalla formula  $f_d = \frac{f_m}{\gamma_M}$ .

Il momento è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.5.2.1.I**:

<b>Tabella 5.5.2.1.I : Verifica alla pressoflessione nel piano</b>							
VERIFICA SLV in Y				VERIFICA SLV in X			
muro	Mp [KNm]	Mup [KNm]	verificato?	muro	Mp [KNm]	Mup [KNm]	verificato?
1x	0,90	90,88	si	1x	0,73	80,66	si
2x	0,64	93,62	si	2x	0,69	86,07	si
3x	2,22	647,66	si	3x	2,37	626,05	si
4x	3,52	1905,42	si	4x	3,57	1800,94	si
1y	0,64	123,75	si	1y	1,01	112,14	si
2y	0,09	39,01	si	2y	0,13	38,75	si
3y	0,07	38,79	si	3y	0,12	38,50	si
4y	1,02	165,35	si	4y	1,67	154,03	si
5y	0,14	127,34	si	5y	0,18	118,24	si
6y	1,20	404,74	si	6y	1,86	409,87	si
7y	0,32	12,59	si	7y	0,49	11,75	si
8y	0,45	48,93	si	8y	0,76	49,27	si
9y	0,28	9,98	si	9y	0,48	9,20	si
10y	3,49	1137,58	si	10y	5,40	1108,92	si
11y	0,74	27,54	si	11y	1,12	23,14	si
12y	1,06	115,00	si	12y	1,72	116,61	si
13y	0,84	24,06	si	13y	1,38	25,31	si

Tutte le pareti sono verificate per la pressoflessione nel piano.

### 5.5.2.2 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura. In sintesi, il momento di collasso è dato dalla formula seguente:

$$M_u = \left( t^2 l \sigma_0 / 2 \right) \left( 1 - \sigma_0 / 0,85 f_d \right)$$

Si può notare che la formula è la stessa presentata nel paragrafo precedente con le dimensioni  $l$  e  $t$  invertite.

Il momento è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.5.2.2.I**:

<b>Tabella 5.5.2.2.I : Verifiche di pressoflessione fuori piano</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	Mfp [KNm]	Mufp [KNm]	verificato?	muro	Mfp [KNm]	Mufp [KNm]	verificato?
1x	1,28	16,73	si	1x	1,61	18,85	si
2x	1,28	17,86	si	2x	1,31	19,42	si
3x	5,32	35,98	si	3x	5,48	37,22	si
4x	10,50	103,50	si	4x	10,52	109,51	si
1y	3,20	20,17	si	1y	1,92	22,26	si
2y	1,40	12,11	si	2y	0,93	12,19	si
3y	1,35	12,03	si	3y	0,85	12,12	si
4y	3,79	26,60	si	4y	1,86	28,56	si
5y	4,92	24,48	si	5y	3,36	26,36	si
6y	4,57	33,11	si	6y	2,66	32,69	si
7y	1,01	5,34	si	7y	0,60	5,73	si
8y	2,08	11,93	si	8y	1,22	11,85	si
9y	0,84	4,76	si	9y	0,41	5,17	si
10y	14,08	89,57	si	10y	8,86	91,89	si
11y	2,53	10,53	si	11y	1,50	12,53	si
12y	5,31	28,23	si	12y	3,30	27,84	si
13y	3,14	13,10	si	13y	1,93	12,46	si

La verifica della pressoflessione fuori piano è più gravosa per le pareti aventi un minore sforzo assiale, come possono essere le pareti 2y, 3y, 8y e 9y, e in genere ai piani più alti dell'edificio si ottengono dei momenti ultimi più bassi. Essendo l'aula L all'ultimo piano del

Palazzo Donghi c'è la possibilità che alcune pareti non vengano verificate, ma in questo caso il momento fuori piano agente è basso e tutte le pareti sono verificate.

### 5.5.2.3 Taglio

Per valutare la resistenza a taglio le norme impongono due ipotesi di rottura: lo scorrimento nei giunti di malta (ipotesi valida per ogni tipo di edificio e adottata anche da EC08) e la rottura a taglio con fessurazione diagonale (Turnsek-Cacovic) che nelle OPCM 3431 viene ammesso solo per edifici esistenti e che la circolare applicativa del DM 14-01-08 ammette per edifici esistenti nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti.

#### 5.5.2.3.1 Verifica a taglio con rottura per scorrimento

La resistenza a taglio è valutata attraverso la relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

Dove:

$l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete;

$t$  è lo spessore della parete;

$f_{vd}$  è definito calcolando la tensione normale media  $\sigma_n = P/l't$  e si utilizza la resistenza a taglio coefficientata con il fattore di confidenza e con il fattore di sicurezza  $\gamma_M$ :

$$f_{vd} = (\tau_0 + 0,4\sigma_n)/FC \cdot \gamma_M$$

Il taglio è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.5.2.3.1.I**:

Tabella 5.5.2.3.1.I : Verifica a taglio con rottura per scorrimento							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
1x	3,623731	38,3854	si	1x	1,947034	39,92809	si
2x	10,60925	39,19753	si	2x	1,666355	40,34836	si
3x	23,89028	121,6931	si	3x	26,06158	122,5211	si
4x	71,79284	172,1329	si	4x	87,72065	177,3162	si
1y	1,719194	44,90378	si	1y	6,330163	46,43406	si
2y	8,603341	26,2091	si	2y	8,683827	26,26759	si
3y	8,873165	26,15194	si	3y	8,991949	26,21743	si
4y	18,69036	50,94135	si	4y	19,76535	52,46493	si
5y	22,51991	44,286	si	5y	26,00018	45,80732	si
6y	183,0602	91,6602	no	6y	182,1668	91,3758	no
7y	8,078612	15,91043	si	7y	7,958368	16,17202	si
8y	18,0527	31,19078	si	8y	17,9872	31,13412	si
9y	8,240532	14,0237	si	9y	8,480652	14,30261	si
10y	124,6631	136,8261	si	10y	125,2314	139,0649	si
11y	8,541184	19,67207	si	11y	10,13811	21,28612	si
12y	21,68381	44,09782	si	12y	20,96302	43,74175	si
13y	10,9397	20,53074	si	13y	10,02138	19,94923	si

Come si può notare il taglio non è verificato su tutti i maschi murari. Tale risultato è plausibile per la ristrettezza delle verifiche concesse per gli edifici esistenti in muratura e per la presenza di un doppio coefficiente,  $FC$  e  $\gamma_M$ , per ridurre la resistenza della muratura.

#### 5.5.2.3.2 Verifica a taglio per fessurazione diagonale

La relazione, presente al § C8.7.1.5 della circolare come già accennato è la seguente:

$$V_t = l \cdot t \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}}$$

Dove:

$l$  è la lunghezza della parete

$t$  è lo spessore della parete

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

$\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio di riferimento della muratura data da  $\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC \gamma_M}$



b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello. Il taglio è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.5.2.3.2.I**:

<b>Tabella 5.5.2.3.2.I : Verifica a taglio per fessurazione diagonale</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
1x	3,623731	215,9896	si	1x	1,947034	216,8486	si
2x	10,60925	216,4423	si	2x	1,666355	217,082	si
3x	23,89028	1355,765	si	3x	26,06158	3223,635	si
4x	71,79284	2425,886	si	4x	87,72065	2434,456	si
1y	1,719194	249,4984	si	1y	6,330163	250,3495	si
2y	8,603341	143,7995	si	2y	8,683827	143,8321	si
3y	8,873165	143,7677	si	3y	8,991949	143,8042	si
4y	18,69036	262,1378	si	4y	19,76535	262,9778	si
5y	22,51991	255,0394	si	5y	26,00018	256,0085	si
6y	183,0602	1639,401	si	6y	182,1668	1638,926	si
7y	8,078612	97,608	si	7y	7,958368	97,75517	si
8y	18,0527	184,1419	si	8y	17,9872	184,1101	si
9y	8,240532	85,78266	si	9y	8,480652	85,9395	si
10y	124,6631	1244,842	si	10y	125,2314	1247,442	si
11y	8,541184	99,70334	si	11y	10,13811	100,589	si
12y	21,68381	191,2431	si	12y	20,96302	191,0507	si
13y	10,9397	89,37008	si	13y	10,02138	89,05537	si

Come si può notare dai risultati ottenuti, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale è elevata e produce una verifica positiva per tutti i maschi murari sollecitati dalla forza di taglio.

Il contour delle azioni appena descritte è visibile in **Figura 114**.

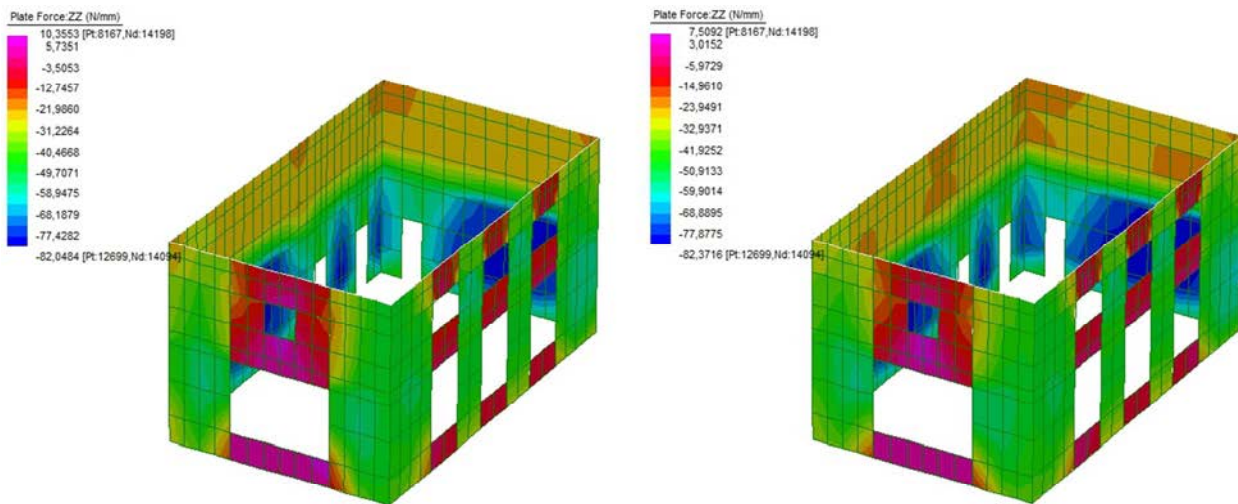
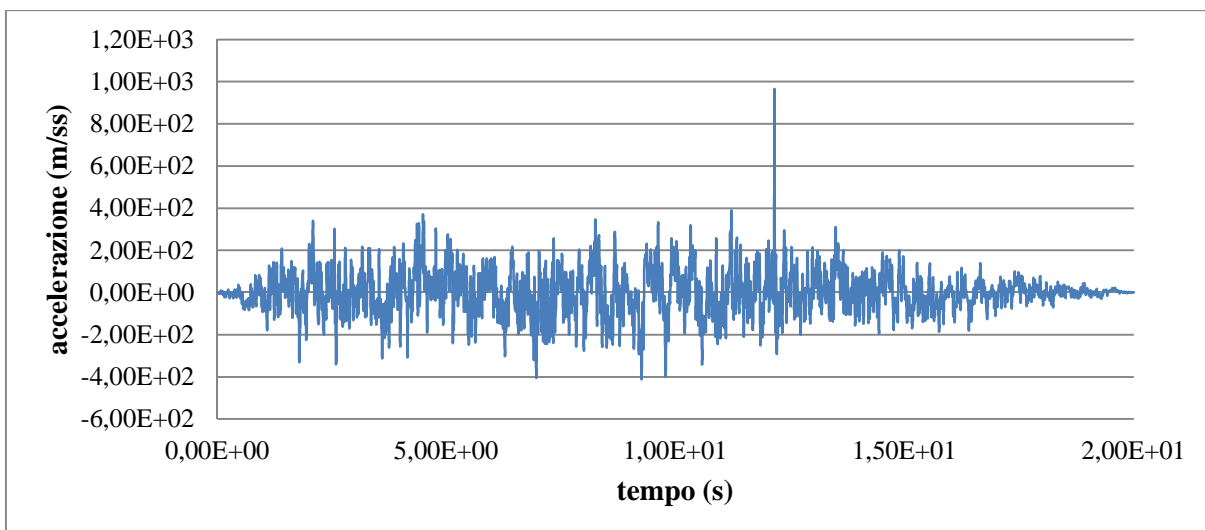


Figura 114: Contour della combinazione sismica nell'aula L senza il solaio. Combinazione sismica in X (sinistra) e combinazione sismica in T (destra).

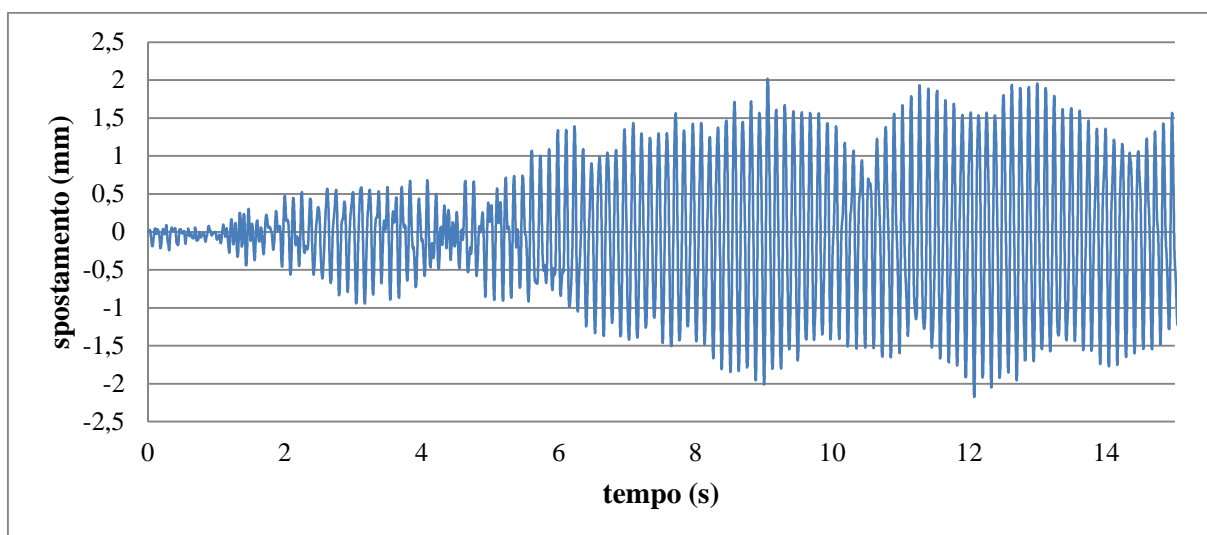
### 5.5.3 Comportamento dell'aula nella condizione pre intervento

Per quanto già esposto per il caso generico, con il modello completo si cercano di individuare migliori per quanto riguarda l'inserimento del solaio. Per lo scopo si studieranno le analisi dinamiche al passo applicando alla base del Palazzo Donghi un'accelerazione sinusoidale corrispondente allo spettro descritto nel paragrafo precedente. In particolare, facendo riferimento allo spettro relativo allo SLV sono state analizzate le prime 10 accelerazioni sismiche spettrocompatibili e fra queste è stata scelta la peggiore rappresentata in **Figura 115**.



**Figura 115: Accelerogramma spettrocompatibile allo SLV per il sito di Padova in zona Palazzo Donghi.**

Considerando 2000 step di analisi con un passo temporale di 0,01 secondo, si ottiene uno studio del comportamento per una durata di 20 secondi ossia per la durata di tutta l'azione sismica appena rappresentata. Dall'analisi è stato graficato lo spostamento in sommità utile per i confronti successivi. L'escursione massima della parete è pari a 4,2 mm ed è raffigurata in **Figura 116**.



**Figura 116: Spostamenti sommitali all'aula L nella condizione pre intervento.**



## 5.6 ANALISI GLOBALE CON L'INSERIMENTO DEL SOLAIO

Con l'inserimento del solaio all'interno dell'aula L, cambiano i comportamenti dinamici e statici perciò risulta doveroso affrontare gli stessi studi eseguiti in precedenza.

### 5.6.1 Struttura del solaio

Il solaio da realizzarsi, come già accennato al capitolo 3 della presente relazione, dovrà essere realizzato in acciaio.

La struttura è formata da quattro travi principali, una in corrispondenza di ogni coppia di pendini, ad un passo di  $3,8m$  alle estremità e di  $5,7m$  al centro del solaio.

Tra l'orditura principale si inserisce l'orditura di travi secondarie formata da cinque elementi disposti ad un passo di  $1,84m$  agli estremi e  $1,97m$  verso il centro del solaio.

Il pacchetto del pavimento è formato da un piatto in acciaio da  $3mm$  di spessore, da varie finiture come isolante acustico e termico e dal linoleum. Il tutto procura un carico di  $0,515kN/m^2$ . Con tale carico, aggiungendo il carico accidentale di  $3kN/m^2$  dovuto agli uffici aperti al pubblico, è stata dimensionata la lamiera grecata che sarà posta sopra alle orditure delle travi secondarie e primarie. La lamiera adottata sarà una A55/P600 della METECNO SPA dall'altezza di  $55mm$  e dallo spessore di  $0,6mm$ .

Con il carico già descritto, aumentato del peso della lamiera, sono state dimensionate le travi dell'orditura secondaria. Esse hanno uno schema strutturale come una trave su due appoggi e risultano essere delle HEM140.

L'orditura principale è stata studiata con lo schema strutturale schematizzato in **Figura 117**. Dai calcoli eseguiti essa sarà composta da HEB200. Per fornire rigidità nel piano del solaio si inseriscono dei controventi realizzati con funi di acciaio. Un particolare del solaio è visibile in **Figura 118**.

Per permettere l'esodo e il facile raggiungimento della nuova zona uffici posta sopra al nuovo solaio, sarà realizzata una scala all'interno dell'aula L. Il solaio, per permettere l'arrivo della scala, non sarà simmetrico e in prossimità dell'angolo nord-ovest della stanza vi sarà un foro largo  $1,84m$  e lungo  $3,8m$ .



Figura 117: Schema statico dell'orditura primaria del solaio.

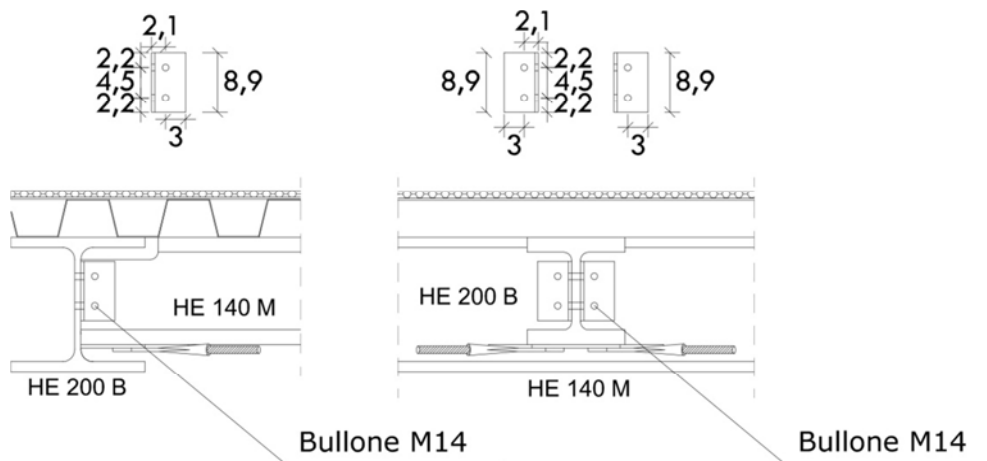


Figura 118: Particolari delle intersezioni tra trave principale e secondaria del solaio.

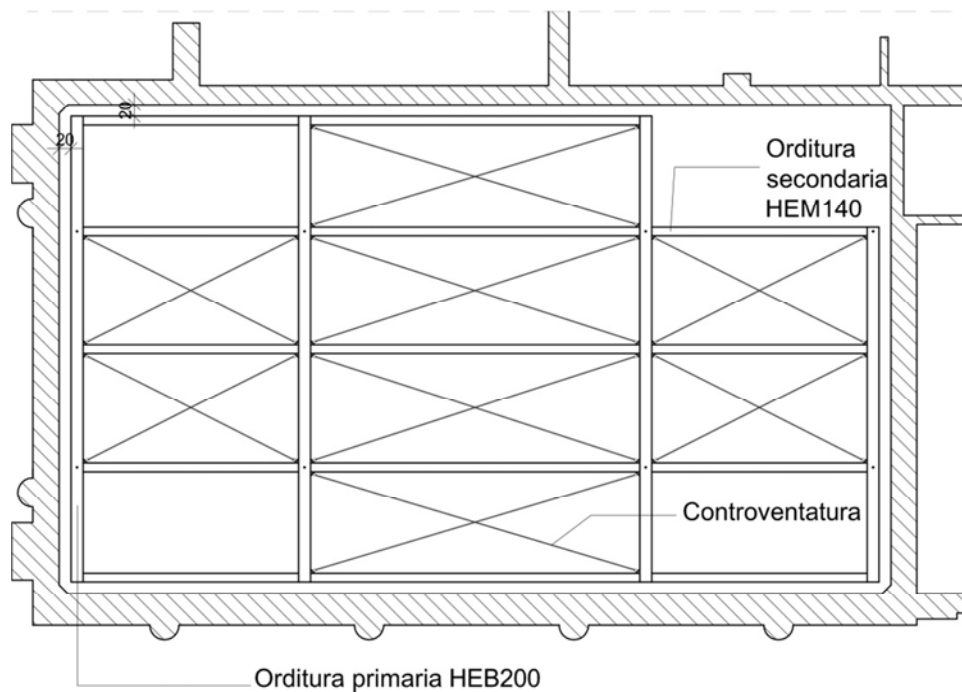
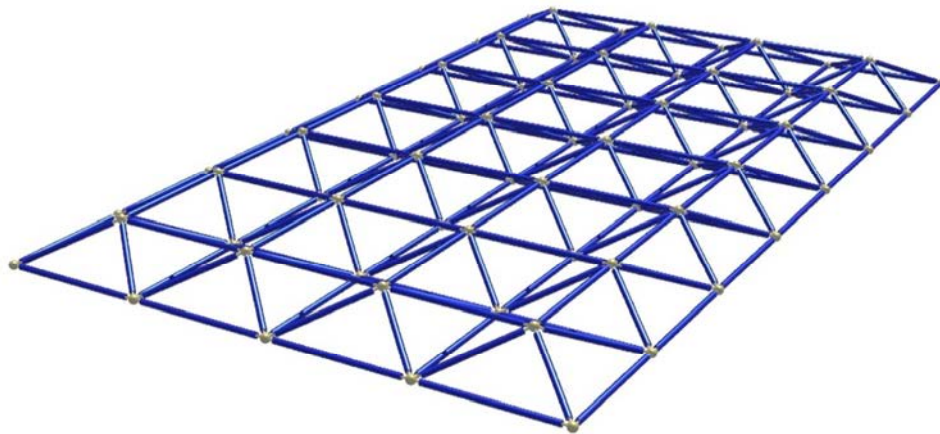


Figura 119: Solaio visto in pianta inserito nell'aula L.

### 5.6.2 Struttura reticolare

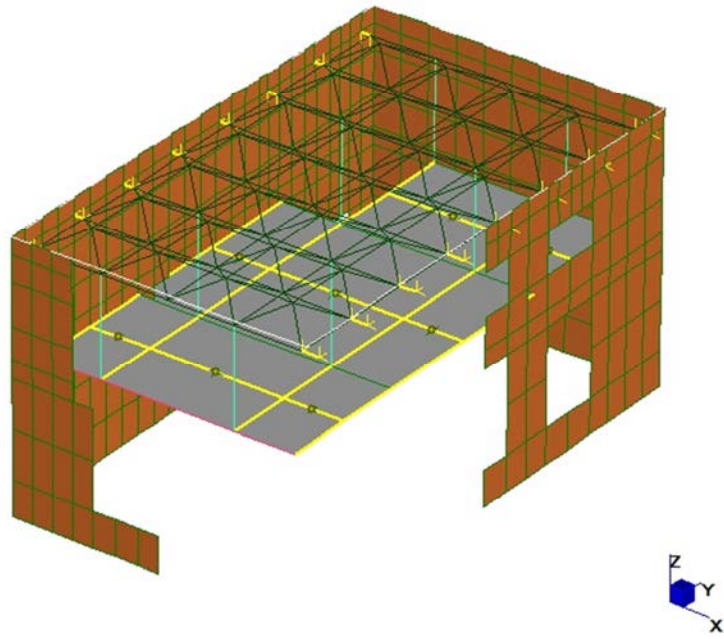
Dopo un breve rilievo fotografico e geometrico del sottotetto dell'aula L, si è scelto di realizzare una struttura reticolare spaziale tipo VESTRUT dall'altezza pari a 500 mm e dalla maglia rettangolare di lato 1,9m x 1,97m.

La struttura, rappresentata in **Figura 120**, verrà incernierata in prossimità di ogni appoggio ad una trave tipo HE bullonata alle pareti più grandi della stanza grazie ad un ancorante chimico per murature.

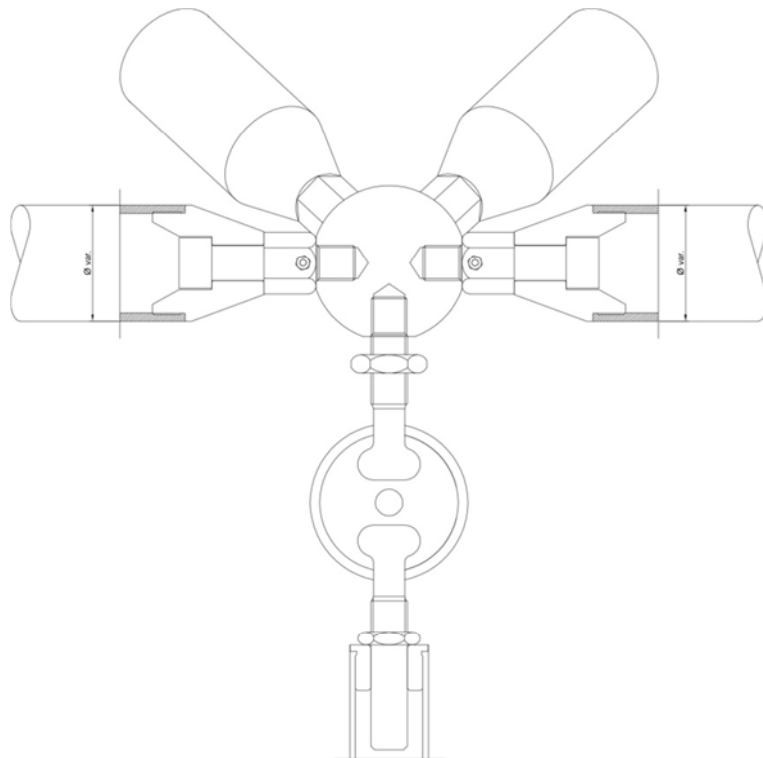


**Figura 120:** Vista tridimensionale della reticolare spaziale.

La struttura reticolare dovrà sorreggere il solaio realizzato con lo schema già descritto in precedenza. Tale struttura è composta da nodi Vestrut da 160mm di ingombro e da aste tubolari a sezione cilindrica dal diametro  $d = 76,1mm$  e dello spessore di 5mm. La soluzione discretizzata è rappresentata in **Figura 121** mentre in **Figura 122** è rappresentato il particolare dell'aggancio tra fune e nodo VESTRUT. Dato che il nodo VESTRUT permette la propria chiusura attraverso un bullone verticale, direzione dell'ancoraggio della fune, è stato deciso di prolungare il bullone per unirlo ad un secondo nodo utile per il solo attacco della fune. In questo modo la fune è ispezionabile separatamente dal nodo facente parte della struttura reticolare.



**Figura 121: Spaccato assonometrico del modello realizzato con Straus7 dell'aula L.**



**Figura 122: Particolare dell'aggancio tra fune e nodo VESTRUT.**



### 5.6.2.1 Dimensionamento degli appoggi della struttura reticolare

La struttura reticolare appena descritta presenta 16 appoggi dimensionati come segue.

Ogni appoggio si porta un carico verticale di  $30kN$  circa. Per sopportare il carico, si inserisce come collegamento con il muro una trave tozza di tipo *HEA 160*. Nota l'azione verticale di

$$V_{sd} = 30 \text{ kN}, \text{ questa dovrà essere inferiore al } 50\% \text{ di } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 172 \text{ kN}.$$

La trave di appoggio sarà orientata con l'anima perpendicolarmente alla parete. La scelta di realizzare travi lunghe  $260mm$  su ogni appoggio è dovuta all'economicità di realizzazione, alla riduzione della massa di acciaio utilizzata e alla facilità di trasporto che tale soluzione offre.

La soluzione prevede la saldatura, in estremità della trave e in prossimità della parete, di una piastra in acciaio dallo spessore di  $10mm$  utile per realizzare il collegamento con la muratura esistente.

Tale collegamento verrà realizzato con quattro bulloni M12 di classe 5.8 verificati a trazione e a taglio.

Le saldature fra piastra e estremità della trave sono realizzate a cordone d'angolo con sezione di gola di  $7mm$ . I particolari della piastra e dell'unione piastra parete e piastra mensola sono visibili in **Figura 123**.

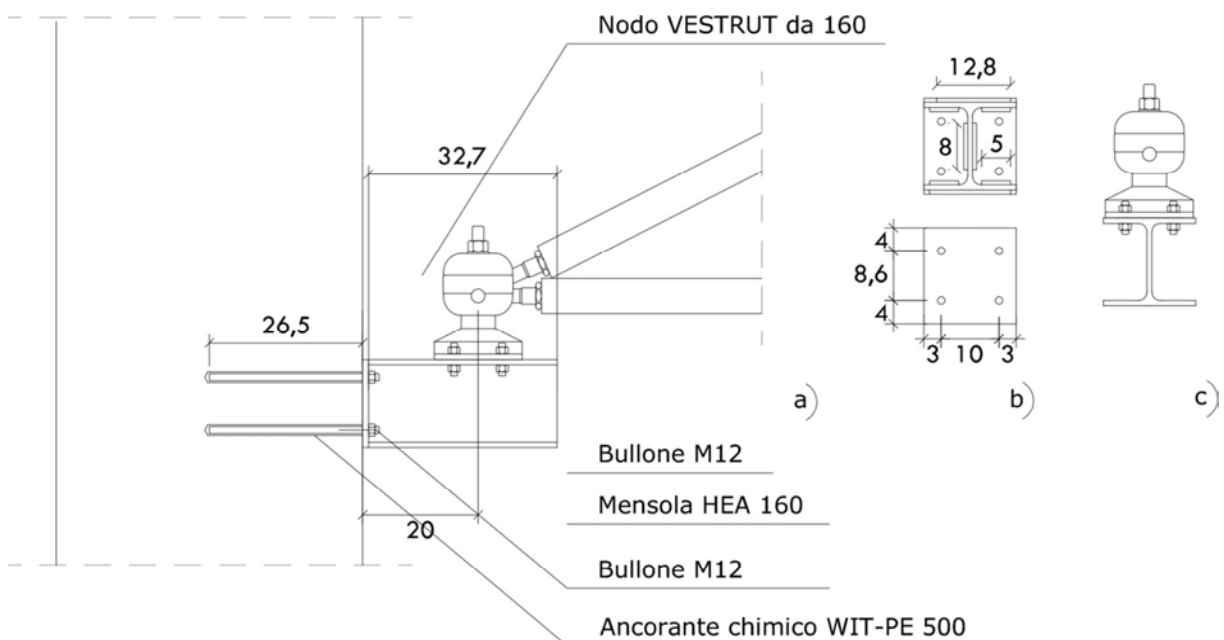


Figura 123: Nodo di giunzione tra la parete e la capriata: a) ancoraggio alla parete; b) piastra per ancoraggio e particolare della saldatura della mensola alla piastra; c) ancoraggio della trave al nodo VESTRUT. Le misure sono espresse in centimetri.

### 5.6.2.1.1 Verifica delle saldature

Come si può notare in **Figura 123 b**, la piastra forata sarà saldata all'estremità della trave. Le saldature saranno realizzate a cordone d'angolo con sezione di gola di 7mm.

Il taglio assorbito dalle due saldature verticali sarà di 15kN e la lunghezza di queste è pari a 80mm offrendo quindi una tensione parallela alla saldature  $\tau_{//} = 26,8MPa$ .

Le rimanenti saldature sono sollecitate da una tensione normale dovuta al momento  $M = 6kNm$ . Le saldature superiore ed inferiore hanno lunghezza  $L_1 = 140mm$  mentre le saldature poste nel lato interno delle ali hanno lunghezza  $L_2 = 50mm$ . La tensione normale sulle saldature è  $\sigma_{\perp} = 25MPa$ .

La verifica delle saldature risulta soddisfatta:

$$52,1MPa = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{//}^2} \leq f_u / \beta_u \gamma_{MW} = 360MPa$$

### 5.6.2.1.2 Ancoraggio chimico per l'unione trave-parete

L'ancoraggio tra la parete e la trave riveste un ruolo molto importante. I bulloni che dovranno entrare nella parete sono di tipo M12 classe 5.8. La ditta WÜRTH è una fra le prime a livello internazionale nella produzione di ancoranti chimici e meccanici per ogni tipo di utilizzo.

Le stessa garantisce per la muratura piena vari tipi di ancoranti chimici tra i quali è stato scelto per il caso in esame l'ancorante WIT-PE 500.

Tale ancorante garantisce una resistenza alla trazione di progetto, per il bullone in esame, di 30,3kN, mentre una resistenza a taglio di 20,2kN.

Nel caso in esame la presenza di quattro bulloni prevede che ciascun bullone si prenda un taglio di 7,5kN e l'eccentricità del nodo rispetto alla superficie di taglio pari a 140mm produce su ogni bullone un'azione di trazione di circa 16kN.

Quest'ultima azione, secondo le schede tecniche fornite dalla WÜRTH non viene verificata se il bullone entra nella parete della lunghezza nominale prescritta pari a 110mm. Facendo penetrare il bullone per 265mm, pari a metà della parete, la verifica risulta soddisfatta.

### 5.6.3 Analisi modale

Dalla **Tabella 5.6.3.I** si osservano le frequenze di vibrazione e le masse partecipanti considerate utili per i calcoli successivi.

<b>Tabella 5.6.3.I : Frequenze modali e fattori di partecipazione</b>					
<b>Mode</b>	<b>Frequency [Hz]</b>	<b>Modal Mass [Engineering]</b>	<b>PF - X [%]</b>	<b>PF - Y [%]</b>	<b>PF - Z [%]</b>
4	6,746	4,170E+03	0,003	38,135	0,000
5	7,910	4,890E+03	13,764	11,894	0,001
6	8,161	4,070E+03	38,754	3,610	0,009
7	13,84	1,104E+03	0,026	9,149	0,000
8	15,85	7,524E+02	10,652	0,357	0,002
9	16,10	1,084E+03	13,563	1,536	0,004
10	17,50	4,567E+03	0,115	8,694	0,001
20	37,13	6,211E+03	0,321	14,556	0,000
22	43,82	1,097E+04	10,647	0,285	0,064
23	49,70	1,129E+03	10,601	0,062	0,002
<b>TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS</b>			<b>98,446</b>	<b>88,278</b>	<b>0,083</b>

## 5.6.4 Azioni e verifiche allo SLV

Per quanto già scritto nel paragrafo precedente, si procede con la determinazione delle azioni relative allo SLV in X e in Y. I risultati sono visibili in **Tabella 5.6.4.I**.

<b>Tabella 5.6.4.I : Sollecitazioni allo SLV in direzione X e in direzione Y</b>									
AZIONI SLV in X					AZIONI SLV in Y				
muro	N [KN]	T [KN]	Mp [KNm]	Mfp [KNm]	muro	N [KN]	T [KN]	Mp [KNm]	Mfp [KNm]
1x	87,61	0,50	0,71	1,17	1x	97,35	4,96	0,90	1,55
2x	94,97	6,87	0,63	1,25	2x	102,11	2,02	0,59	1,34
3x	181,22	26,10	1,27	4,80	3x	186,76	28,36	1,18	5,10
4x	524,36	80,30	3,54	10,25	4x	558,62	96,23	3,54	10,44
1y	106,76	5,25	0,87	2,48	1y	116,43	9,63	0,49	1,17
2y	62,52	10,52	0,03	0,39	2y	62,54	10,46	-0,01	-0,11
3y	61,73	10,70	0,03	0,41	3y	61,79	10,70	-0,01	-0,05
4y	136,00	22,54	1,57	3,26	4y	145,39	23,22	0,93	1,35
5y	126,10	26,39	0,18	4,87	5y	135,74	29,71	0,14	3,32
6y	188,26	203,91	3,44	10,34	6y	186,22	203,10	2,76	8,31
7y	28,34	10,11	0,76	1,14	7y	30,02	10,01	0,60	0,73
8y	63,05	21,39	0,93	3,86	8y	62,91	21,06	0,64	3,18
9y	24,12	10,10	0,23	0,67	9y	25,99	10,40	0,04	0,25
10y	472,42	135,16	5,37	13,97	10y	487,13	135,50	3,46	8,75
11y	54,06	10,04	1,12	2,50	11y	64,45	11,52	0,74	1,47
12y	149,15	24,46	1,71	5,30	12y	146,03	23,48	1,05	3,29
13y	69,13	12,40	1,38	3,14	13y	64,84	11,32	0,84	1,93

Come si poteva aspettare, le azioni sono aumentate per quanto riguarda lo sforzo normale sui maschi murari. Questa condizione è dovuta alla presenza della reticolare e del solaio. Di seguito si eseguono le stesse verifiche fatte in precedenza.

### 5.6.4.1 Pressoflessione nel piano

Il momento è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.6.4.1.I** :

<b>Tabella 5.6.4.1.I : Pressoflessione nel piano</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	Mp [KNm]	Mup [KNm]	verificato?	muro	Mp [KNm]	Mup [KNm]	verificato?
1x	0,71	95,64	si	1x	0,90	105,04	si
2x	0,63	102,77	si	2x	0,59	109,55	si
3x	1,27	745,82	si	3x	1,18	767,27	si
4x	3,54	1925,15	si	4x	3,54	2026,15	si
1y	0,87	133,65	si	1y	0,49	144,29	si
2y	0,03	44,95	si	2y	-0,01	44,97	si
3y	0,03	44,45	si	3y	-0,01	44,49	si
4y	1,57	172,93	si	4y	0,93	183,09	si
5y	0,18	131,69	si	5y	0,14	140,06	si
6y	3,44	536,81	si	6y	2,76	531,47	si
7y	0,76	14,54	si	7y	0,60	15,33	si
8y	0,93	59,96	si	8y	0,64	59,84	si
9y	0,23	10,89	si	9y	0,04	11,68	si
10y	5,37	1173,32	si	10y	3,46	1200,58	si
11y	1,12	25,92	si	11y	0,74	30,04	si
12y	1,71	125,23	si	12y	1,05	123,20	si
13y	1,38	27,19	si	13y	0,84	25,87	si

Tutti i maschi murari sono ancora verificati.

### 5.6.4.2 Pressoflessione fuori piano

Il momento è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.6.4.2.I**:

<b>Tabella 5.6.4.2.I : Pressoflessione fuori piano</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	Mfp [KNm]	Mufp [KNm]	verificato?	muro	Mfp [KNm]	Mufp [KNm]	verificato?
1x	1,17	19,84	si	1x	1,55	21,79	si
2x	1,25	21,32	si	2x	1,34	22,73	si
3x	4,80	42,86	si	3x	5,10	44,10	si
4x	10,25	110,64	si	4x	10,44	116,45	si
1y	2,48	24,04	si	1y	1,17	25,95	si
2y	0,39	14,05	si	2y	-0,11	14,05	si
3y	0,41	13,89	si	3y	-0,05	13,90	si
4y	3,26	29,87	si	4y	1,35	31,62	si
5y	4,87	27,27	si	5y	3,32	29,00	si
6y	10,34	43,36	si	6y	8,31	42,93	si
7y	1,14	6,61	si	7y	0,73	6,98	si
8y	3,86	14,52	si	8y	3,18	14,49	si
9y	0,67	5,64	si	9y	0,25	6,05	si
10y	13,97	94,78	si	10y	8,75	96,98	si
11y	2,50	11,79	si	11y	1,47	13,67	si
12y	5,30	30,32	si	12y	3,29	29,83	si
13y	3,14	14,08	si	13y	1,93	13,39	si

Ancora le pareti sono verificate per le azioni fuori piano.

### 5.6.4.3 Taglio

#### 5.6.4.3.1 Verifica a taglio con rottura per scorrimento

Il taglio è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.6.4.3.1.I** :

<b>Tabella 5.6.4.3.1.I : Verifica a taglio con rottura per scorrimento</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
1x	0,50	40,66	si	1x	4,96	42,14	si
2x	6,87	41,78	si	2x	2,02	42,86	si
3x	26,10	126,32	si	3x	28,36	127,16	si
4x	80,30	178,31	si	4x	96,23	183,50	si
1y	5,25	47,77	si	1y	9,63	49,23	si
2y	10,52	27,65	si	2y	10,46	27,66	si
3y	10,70	27,53	si	3y	10,70	27,54	si
4y	22,54	53,50	si	4y	23,22	54,93	si
5y	26,39	46,55	si	5y	29,71	48,01	si
6y	203,91	98,87	no	6y	203,10	98,56	no
7y	10,11	16,78	si	7y	10,01	17,04	si
8y	21,39	33,02	si	8y	21,06	33,00	si
9y	10,10	14,63	si	9y	10,40	14,91	si
10y	135,16	141,92	si	10y	135,50	144,15	si
11y	10,04	20,68	si	11y	11,52	22,25	si
12y	24,46	46,07	si	12y	23,48	45,60	si
13y	12,40	21,45	si	13y	11,32	20,80	si

Come si doveva aspettare, il taglio non è molto influente. Questo risultato è dovuto alla presenza del solaio appeso. Esso non trasmette un'enorme variazione delle forze di taglio.

#### 5.6.4.3.2 Verifica a taglio per fessurazione diagonale

Come già accennato questa verifica viene applicata per murature composte da blocchi non particolarmente resistenti ed è più cautelativa rispetto alla precedente. Il taglio è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili a **Tabella 5.6.4.3.2.I** :

<b>Tabella 5.6.4.3.2.I : Verifica a taglio per fessurazione diagonale</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
1x	0,50	217,26	si	1x	4,96	218,07	si
2x	6,87	217,87	si	2x	2,02	218,47	si
3x	26,10	3232,59	si	3x	28,36	3234,57	si
4x	80,30	2436,10	si	4x	96,23	2444,64	si
1y	5,25	251,09	si	1y	9,63	251,90	si
2y	10,52	144,60	si	2y	10,46	144,60	si
3y	10,70	144,53	si	3y	10,70	144,54	si
4y	22,54	263,55	si	4y	23,22	264,33	si
5y	26,39	256,48	si	5y	29,71	257,40	si
6y	203,91	1651,41	si	6y	203,10	1650,89	si
7y	10,11	98,10	si	7y	10,01	98,24	si
8y	21,39	185,17	si	8y	21,06	185,15	si
9y	10,10	86,12	si	9y	10,40	86,28	si
10y	135,16	1250,75	si	10y	135,50	1253,33	si
11y	10,04	100,26	si	11y	11,52	101,12	si
12y	24,46	192,30	si	12y	23,48	192,05	si
13y	12,40	89,86	si	13y	11,32	89,51	si

Le verifiche sono nuovamente soddisfatte per tutti i maschi murari dell'aula con la presenza del solo solaio appeso.

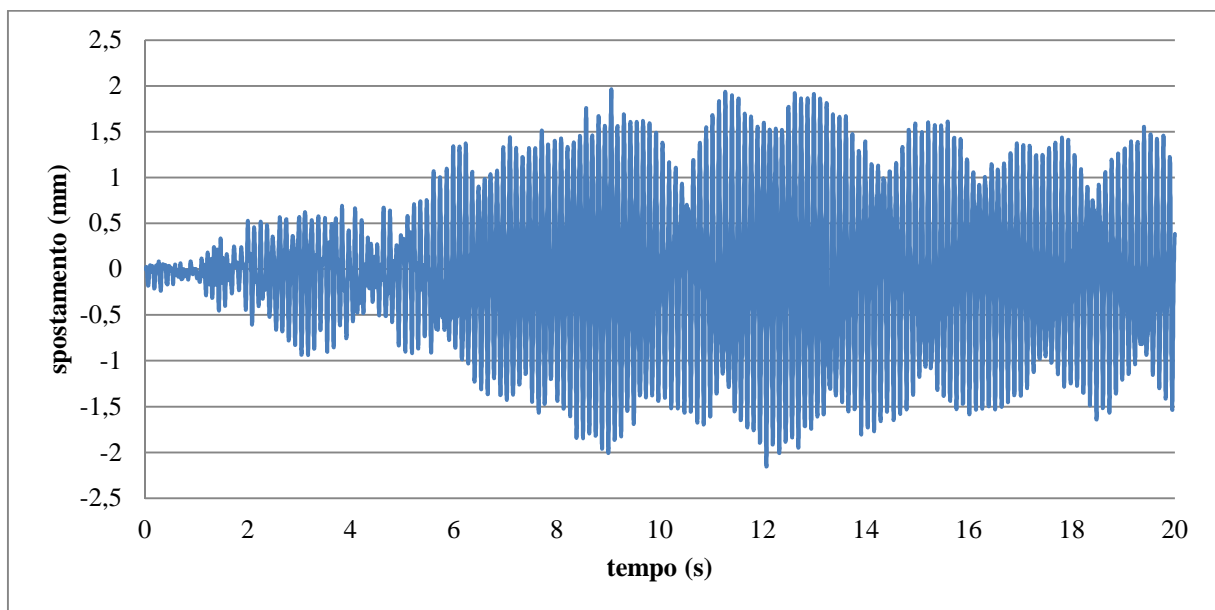
Di seguito si presenta una analisi dinamica al passo utile per identificare la riduzione degli spostamenti sommitali alla stanza e per studiare il comportamento del solaio durante l'azione sismica.



### 5.6.5 Comportamento dinamico dell'aula con il solaio

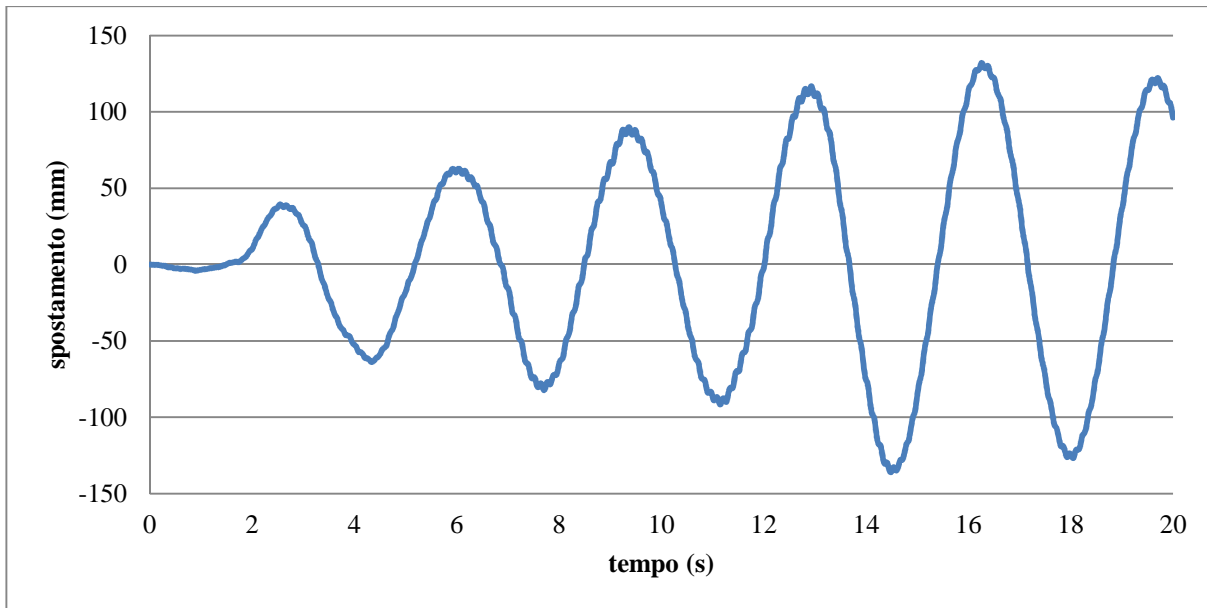
Vengono studiate ora le analisi dinamiche al passo applicando alla base del Palazzo Donghi l'accelerazione sinusoidale già descritta.

Considerando 2000 step di analisi con un passo temporale di 0,01 secondo, si ottiene uno studio del comportamento per una durata di 20 secondi ossia per la durata di tutta l'azione sismica. Dall'analisi è stato graficato lo spostamento in sommità (**Figura 124**). L'escursione massima della parete è pari a 4 mm. L'inserimento del solo solaio, nonostante aumenti il peso della stanza porta una diminuzione degli spostamenti del 2%.



**Figura 124:** Spostamento in sommità della stanza con solaio libero di muoversi.

In questo caso risulta d'interesse controllare anche il movimento del solaio letto rispetto alla reticolare alla quale è sospeso. Questo spostamento è visibile in **Figura 125**.



**Figura 125: Spostamento del solaio rispetto alla reticolare che lo sorregge.**

L'escursione massima del solaio è pari a 270 mm. Tale movimentazione è molto elevata ed è possibile diminuirla inserendo dei dispositivi viscosi dimensionati correttamente per il caso studio.

## 5.7 ANALISI GLOBALE CON SOLAIO E DISSIPATORI

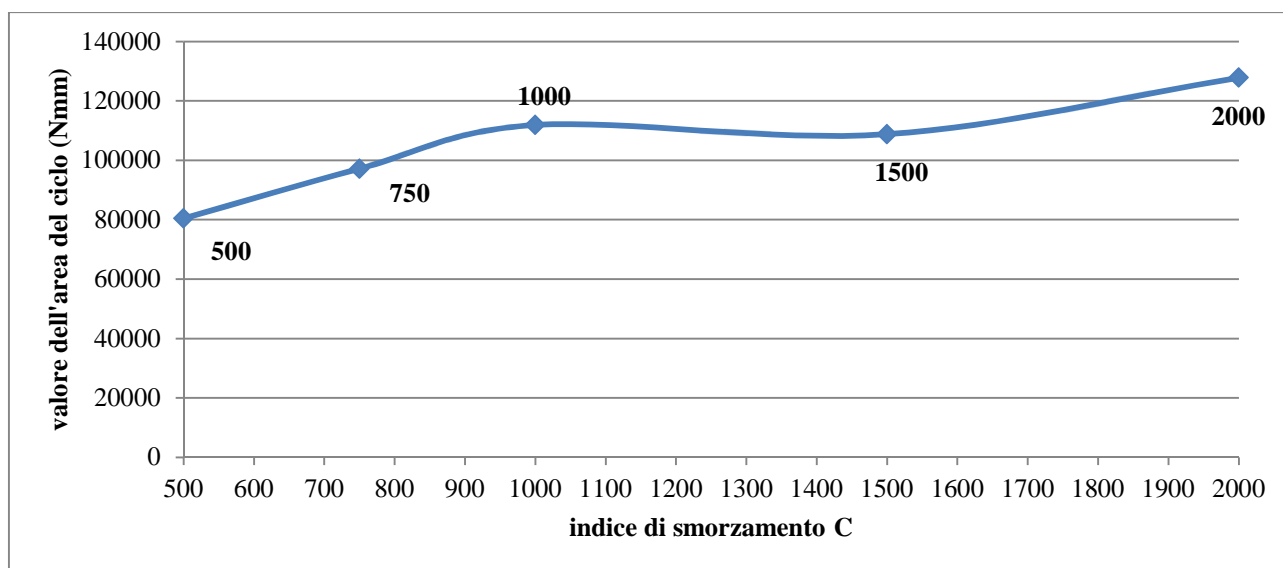
Per il dimensionamento dei dispositivi OTP, si eseguono i passaggi già esposti per lo studio generico presentato al cap.4.

In particolare si sono effettuate più analisi non lineari dinamiche al passo per l'azione sismica in direzione X, più sfavorevole per la stanza, sui dispositivi facendo variare l'indice di smorzamento C dal valore più basso di  $500Ns/mm$  fino al valore più elevato di  $2000Ns/mm$ .

Lo scopo delle analisi è quello di definire il comportamento di ogni dissipatore riassumendone il nuovo spostamento del solaio, che corrisponde all'accorciamento del dissipatore, la forza che il dissipatore assorbe e l'azione che esso trasmette alle pareti.

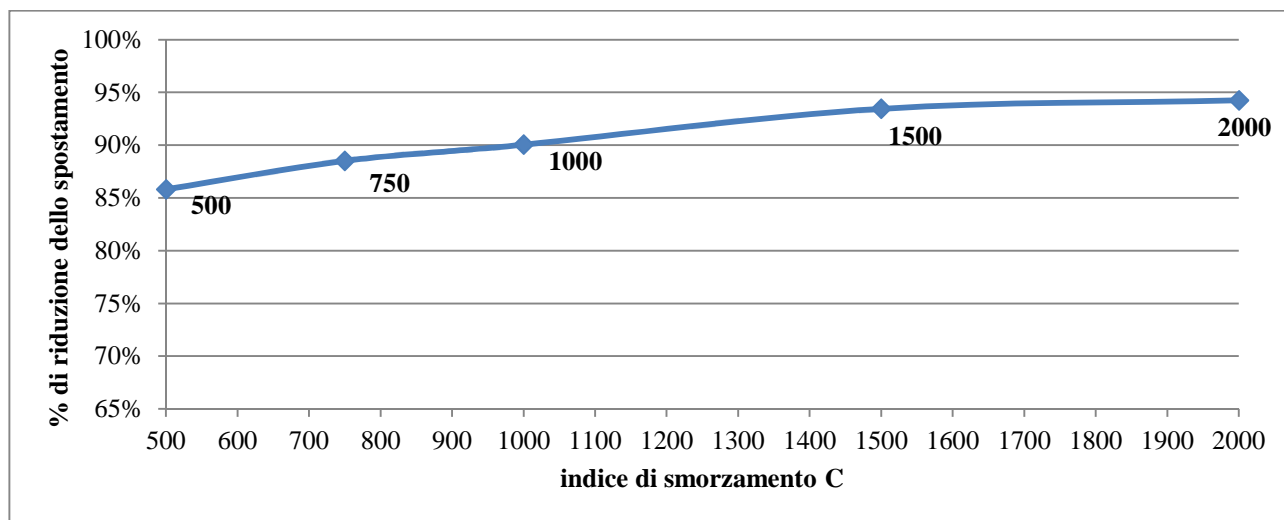
Con le dimensioni appena citate si potrà definire il ciclo di isteresi di ogni dissipatore così da poter scegliere il più adeguato. In ogni caso si dovrà considerare lo scopo principale dell'inserimento dei dissipatori ossia quello di diminuire gli spostamenti del solaio e lo scopo secondario di portare la minor forza possibile alla parete.

Per ogni ciclo di isteresi è stata calcolata l'area e graficata per ogni dissipatore in **Figura 126**.



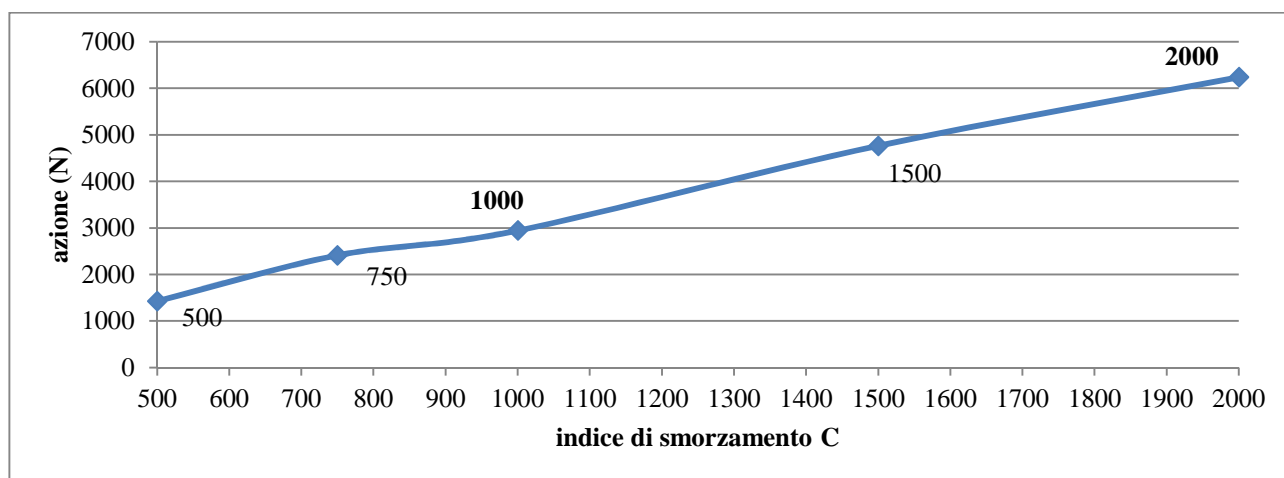
**Figura 126:** Rapporto fra l'area del ciclo di isteresi e l'indice di smorzamento C.

Si può osservare come i dissipatori più performanti hanno coefficiente  $C = 1000Ns/mm$  e  $C = 2000Ns/mm$ . Si passa ora ad osservare in **Figura 127** la percentuale degli spostamenti che ogni dissipatore assorbe. Si considereranno accettabili delle diminuzioni elevate intorno al 90% dello spostamento del solaio così da rendere accettabile l'oscillazione.



**Figura 127: Riduzione in percentuale degli spostamenti.**

Ancora una volta i dissipatori con indice di smorzamento di  $1000Ns/mm$  e  $2000Ns/mm$  sono fra i favoriti. Come già accennato il secondo parametro importante è l'azione che i dissipatori trasmettono alla parete. Per quanto già osservato, si valuteranno i due dissipatori favoriti.



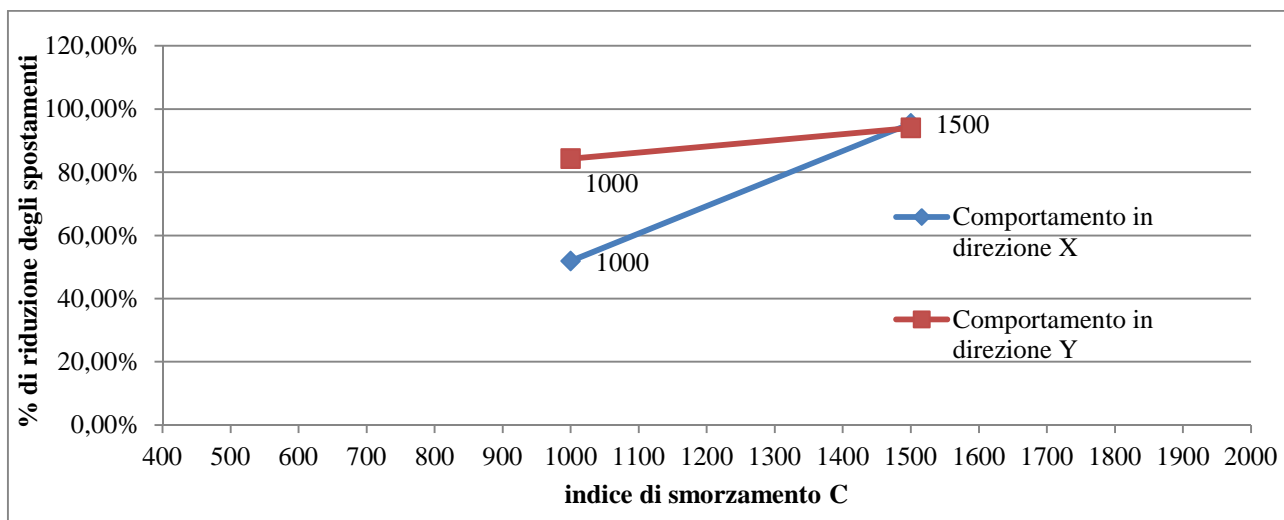
**Figura 128: Azioni trasmesse dai dissipatori alle pareti.**

Dalla **Figura 128** si nota come fra i due dissipatori considerati, il dissipatore con indice di smorzamento  $C = 1000Ns/mm$  è il più performante, dissipa una buona parte degli spostamenti e procura un'azione tagliante di circa  $3kN$  alle pareti.

Implementando il modello straus7 con l'inserimento in direzione X del dissipatore appena trovato, sono stati inseriti in direzione Y una seconda coppia di dissipatori. Le analisi non lineari dinamiche sono state realizzate per indice di smorzamento  $C = 1000Ns/mm$  e  $C = 1500Ns/mm$ . Il motivo di tale scelta è dovuto all'esigenza di dissipare una buona parte degli spostamenti, escludendo dalle analisi i dissipatori con indice di smorzamento inferiori, e di trasmettere una forza non troppo elevata come nel caso del dissipatore con  $C = 200Ns/mm$ .

In questo caso, si sono analizzate le conseguenze che la coppia di dispositivi porta in direzione Y, ma anche in direzione X.

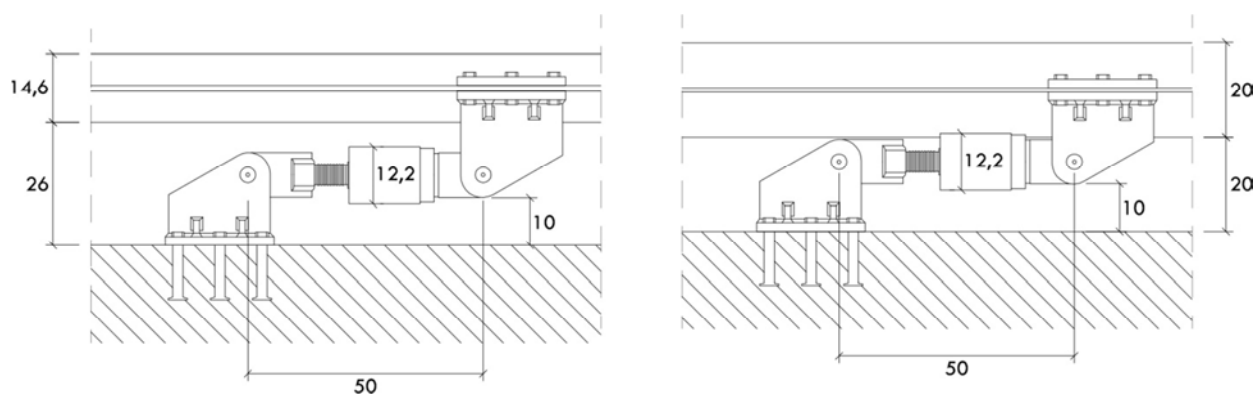
Come di può notare in **Figura 129**, la presenza del dispositivo  $C = 1000Ns/mm$  in direzione Y influisce di molto sugli spostamenti in direzione X sebbene vi sia presente il dissipatore già scelto. Ciò non avviene per il dissipatore con coefficiente viscoso  $C = 1500Ns/mm$  in direzione Y.



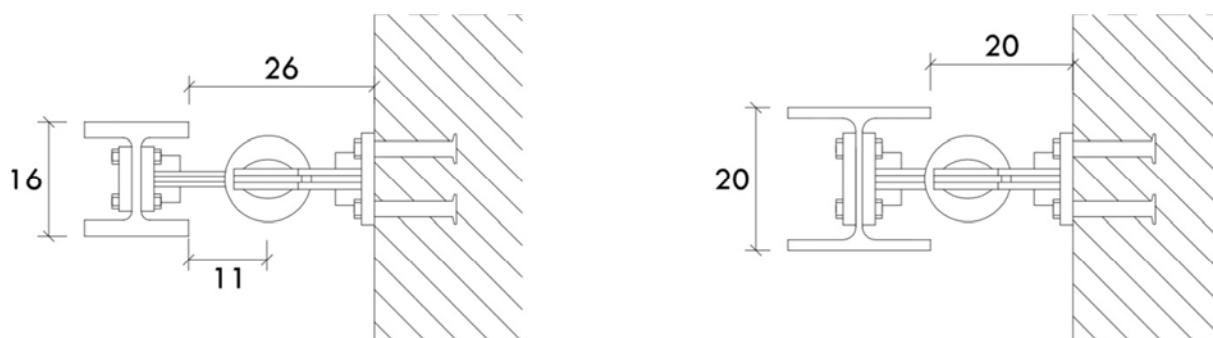
**Figura 129:** Riduzione degli spostamenti del solaio con la presenza di 4 dissipatori.

Con tale dispositivo si riesce ad ottenere una buona riduzione lungo la direzione X e una altrettanto buona riduzione in direzione Y.

Con la presenza dei dispositivi appena elencati, aventi  $C = 1000Ns/mm$  in direzione X e  $C = 1500Ns/mm$  in direzione Y, si potranno effettuare ulteriori verifiche considerando per essi delle rigidezze equivalenti e conoscendo l'azione di taglio che ognuno trasmette alle pareti. Grazie all'assistenza dell'azienda "FIP industriale" è stato possibile ricevere delle dimensioni di tali dispositivi. Queste sono presentate in **Figura 130**.



**Figura 130:** Dissipatori inseriti a livello di solaio. Dissipatore disposto parallelamente in via Poleni (sinistra); Dissipatore parallelo a via Marzolo (destra).



**Figura 131:** Dissipatori inseriti a livello di solaio. Dissipatore disposto parallelamente in via Poleni (sinistra); Dissipatore parallelo a via Marzolo (destra).

### 5.7.1 Analisi modale

Dalla **Tabella 5.7.1.I** si osservano le frequenze di vibrazione e le masse partecipanti considerate utili per i calcoli successivi.

<b>Tabella 5.7.1.I : Frequenze modali e fattori di partecipazione</b>					
<b>Mode</b>	<b>Frequency [Hz]</b>	<b>Modal Mass [Engineering]</b>	<b>PF - X [%]</b>	<b>PF - Y [%]</b>	<b>PF - Z [%]</b>
4	6,746	4,170E+03	0,003	38,134	0,000
5	7,910	4,889E+03	13,779	11,890	0,001
6	8,161	4,069E+03	38,738	3,613	0,009
7	13,84	1,104E+03	0,026	9,149	0,000
8	15,85	7,524E+02	10,652	0,357	0,002
9	16,10	1,084E+03	13,562	1,536	0,004
10	17,50	4,567E+03	0,115	8,694	0,001
20	37,13	6,211E+03	0,322	14,552	0,000
22	43,82	1,097E+04	10,647	0,285	0,064
23	49,70	1,129E+03	10,601	0,062	0,002
<b>TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS</b>			<b>98,445</b>	<b>88,272</b>	<b>0,083</b>

Nel modello, in corrispondenza dei dissipatori e in corrispondenza della loro presenza nei plate che discretizzano le pareti, è stata inserita una rigidità equivalente nei nodi.

Dall'analisi modale si può osservare come non vi sia una grande variazione dei modi principali della struttura. Il motivo è essenzialmente dovuto al fatto che si sta considerando un'analisi modale applicata su tutto il palazzo Donghi avente una massa molto rilevante.

Di seguito si riportano le azioni di combinazione sismica ottenute considerando per ogni maschio murario l'azione aggiuntiva che i dispositivi trasmettono alla parete. In particolare, per le pareti in direzione X si avrà un aumento di circa  $3kN$ , mentre per le pareti in direzione Y l'aumento è di circa  $5kN$ .

## 5.7.2 Azioni e verifiche allo SLV

Per quanto già scritto nel paragrafo precedente, si procede con la determinazione delle azioni relative allo SLV in X e in Y. I risultati sono visibili in **Tabella 5.7.2.I**.

<b>Tabella 5.7.2.I : Sollecitazioni allo SLV in direzione X e in direzione Y</b>									
AZIONI SLV in X					AZIONI SLV in Y				
muro	N [KN]	T [KN]	Mp [KNm]	Mfp [KNm]	muro	N [KN]	T [KN]	Mp [KNm]	Mfp [KNm]
1x	87,62	3,49	0,71	1,17	1x	97,36	1,97	0,90	1,55
2x	95,01	9,85	0,63	1,25	2x	102,14	0,96	0,59	1,34
3x	181,22	27,59	6,84	4,81	3x	186,76	29,86	6,75	5,10
4x	524,37	81,80	2,02	10,25	4x	558,62	97,73	2,02	10,44
1y	106,77	0,57	0,87	2,48	1y	116,45	4,96	0,49	1,16
2y	62,51	5,83	0,03	0,39	2y	62,55	5,78	-0,01	-0,11
3y	61,73	6,00	0,04	0,41	3y	61,80	6,00	0,00	-0,05
4y	136,00	17,86	1,57	3,26	4y	145,40	18,54	0,93	1,35
5y	126,10	31,07	0,18	4,87	5y	135,74	34,40	0,14	3,32
6y	188,27	206,25	12,12	10,34	6y	186,22	205,44	11,44	8,31
7y	28,34	12,45	9,44	1,14	7y	30,02	12,36	9,28	0,73
8y	63,05	23,73	9,61	3,86	8y	62,91	23,40	9,32	3,18
9y	24,12	12,44	8,90	0,67	9y	25,99	12,74	8,72	0,25
10y	472,43	137,49	3,31	13,97	10y	487,13	137,84	5,21	8,75
11y	54,05	12,37	7,56	2,50	11y	64,45	13,86	7,94	1,47
12y	149,13	26,80	6,96	5,30	12y	146,04	25,82	7,62	3,29
13y	69,12	14,73	7,29	3,14	13y	64,84	13,66	7,84	1,93

Le azioni sono aumentate per quanto riguarda il taglio e il momento torcente nel piano dei maschi murari. Di seguito si eseguono le stesse verifiche fatte in precedenza.



### 5.7.2.1 Pressoflessione nel piano

Il momento è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.7.2.1.I** :

<b>Tabella 5.7.2.1.I : Pressoflessione nel piano</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	Mp [KNm]	Mup [KNm]	verificato?	muro	Mp [KNm]	Mup [KNm]	verificato?
1x	0,71	95,65	si	1x	0,90	105,06	si
2x	0,63	102,80	si	2x	0,59	109,58	si
3x	6,84	745,82	si	3x	6,75	767,28	si
4x	2,02	1925,19	si	4x	2,02	2026,16	si
1y	0,87	133,66	si	1y	0,49	144,31	si
2y	0,03	44,95	si	2y	-0,01	44,97	si
3y	0,04	44,45	si	3y	0,00	44,50	si
4y	1,57	172,92	si	4y	0,93	183,11	si
5y	0,18	131,69	si	5y	0,14	140,06	si
6y	12,12	536,82	si	6y	11,44	531,48	si
7y	9,44	14,54	si	7y	9,28	15,33	si
8y	9,61	59,96	si	8y	9,32	59,84	si
9y	8,90	10,89	si	9y	8,72	11,68	si
10y	3,31	1173,34	si	10y	5,21	1200,58	si
11y	7,56	25,92	si	11y	7,94	30,04	si
12y	6,96	125,22	si	12y	7,62	123,20	si
13y	7,29	27,19	si	13y	7,84	25,87	si

Tutti i maschi murari sono ancora verificati.

### 5.7.2.2 Pressoflessione fuori piano

Il momento è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.7.2.2.I** :

<b>Tabella 5.7.2.2.I : Pressoflessione fuori piano</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	Mfp [KNm]	Mufp [KNm]	verificato?	muro	Mfp [KNm]	Mufp [KNm]	verificato?
1x	1,17	19,84	si	1x	1,55	21,80	si
2x	1,25	21,33	si	2x	1,34	22,73	si
3x	4,81	42,86	si	3x	5,10	44,10	si
4x	10,25	110,64	si	4x	10,44	116,45	si
1y	2,48	24,04	si	1y	1,16	25,96	si
2y	0,39	14,05	si	2y	-0,11	14,05	si
3y	0,41	13,89	si	3y	-0,05	13,91	si
4y	3,26	29,87	si	4y	1,35	31,62	si
5y	4,87	27,26	si	5y	3,32	29,00	si
6y	10,34	43,36	si	6y	8,31	42,93	si
7y	1,14	6,61	si	7y	0,73	6,98	si
8y	3,86	14,52	si	8y	3,18	14,49	si
9y	0,67	5,64	si	9y	0,25	6,05	si
10y	13,97	94,78	si	10y	8,75	96,98	si
11y	2,50	11,79	si	11y	1,47	13,67	si
12y	5,30	30,32	si	12y	3,29	29,83	si
13y	3,14	14,08	si	13y	1,93	13,39	si

Ancora le pareti sono verificate per le azioni fuori piano.

### 5.7.2.3 Taglio

#### 5.7.2.3.1 Verifica a taglio con rottura per scorrimento

Il taglio è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella **Tabella 5.7.2.3.1.I** :

<b>Tabella 5.7.2.3.1.I : Verifica a taglio con rottura per scorrimento</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
1x	3,49	40,66	si	1x	1,97	42,14	si
2x	9,85	41,78	si	2x	0,96	42,86	si
3x	27,59	126,32	si	3x	29,86	127,16	si
4x	81,80	178,31	si	4x	97,73	183,50	si
1y	0,57	47,77	si	1y	4,96	49,23	si
2y	5,83	27,65	si	2y	5,78	27,66	si
3y	6,00	27,53	si	3y	6,00	27,55	si
4y	17,86	53,50	si	4y	18,54	54,93	si
5y	31,07	46,55	si	5y	34,40	48,01	si
6y	206,25	98,87	no	6y	205,44	98,56	no
7y	12,45	11,67	no	7y	12,36	12,75	si
8y	23,73	33,02	si	8y	23,40	33,00	si
9y	12,44	9,40	no	9y	12,74	8,96	no
10y	137,49	141,92	si	10y	137,84	144,15	si
11y	12,37	20,68	si	11y	13,86	22,25	si
12y	26,80	46,07	si	12y	25,82	45,60	si
13y	14,73	21,45	si	13y	13,66	20,80	si

In questo caso il taglio presenta delle verifiche non soddisfatte per le pareti 6y, 7y e 9y.

In corrispondenza di tali maschi murari è comunque possibile effettuare l'installazione del dispositivo in corrispondenza del solaio presente nelle stanze accanto. Così facendo l'azione che il dispositivo potrà trasmettere viene assorbita dai solai già presenti e non producono ulteriori sforzi sui maschi considerati.

### 5.7.2.3.2 Verifica a taglio per fessurazione diagonale

Come già accennato questa verifica viene applicata per murature composte da blocchi non particolarmente resistenti ed è più cautelativa rispetto alla precedente. Il taglio è stato calcolato per ogni parete e per le due combinazioni sismiche. I risultati sono visibili nella

**Tabella 5.7.2.3.2.I :**

<b>Tabella 5.7.2.3.2.I : Verifica a taglio per fessurazione diagonale</b>							
VERIFICA SLV in X				VERIFICA SLV in Y			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
1x	3,49	217,26	si	1x	1,97	218,07	si
2x	9,85	217,88	si	2x	0,96	218,47	si
3x	27,59	3232,60	si	3x	29,86	3234,57	si
4x	81,80	2436,10	si	4x	97,73	2444,64	si
1y	0,57	251,09	si	1y	4,96	251,90	si
2y	5,83	144,60	si	2y	5,78	144,60	si
3y	6,00	144,53	si	3y	6,00	144,54	si
4y	17,86	263,55	si	4y	18,54	264,33	si
5y	31,07	256,48	si	5y	34,40	257,41	si
6y	206,25	1651,41	si	6y	205,44	1650,89	si
7y	12,45	98,10	si	7y	12,36	98,24	si
8y	23,73	185,17	si	8y	23,40	185,15	si
9y	12,44	86,12	si	9y	12,74	86,28	si
10y	137,49	1250,75	si	10y	137,84	1253,33	si
11y	12,37	100,26	si	11y	13,86	101,12	si
12y	26,80	192,30	si	12y	25,82	192,05	si
13y	14,73	89,86	si	13y	13,66	89,51	si

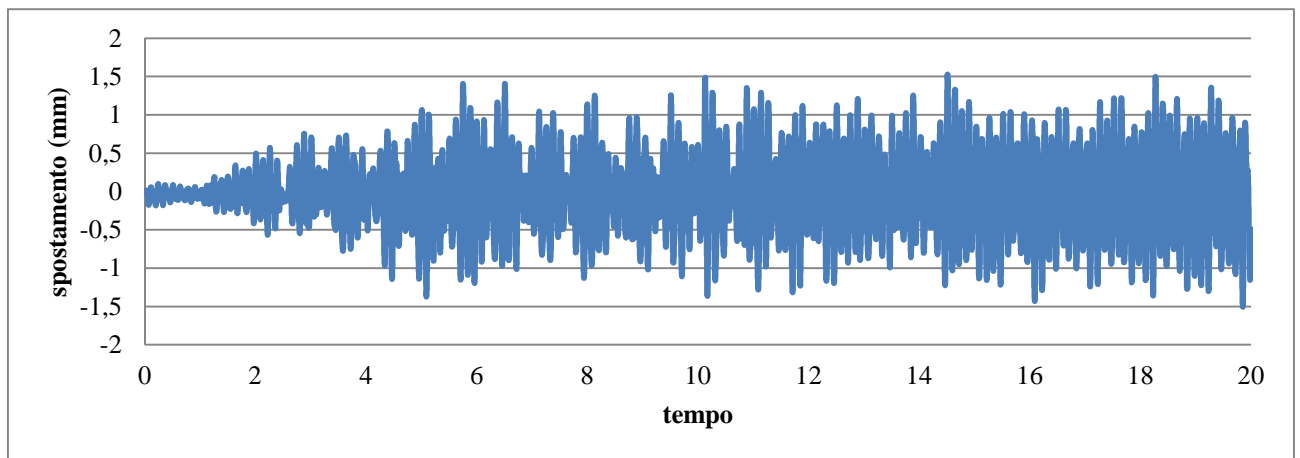
Le verifiche sono nuovamente soddisfatte per tutti i maschi murari dell'aula con la presenza del solo solaio appeso con dissipatori.

Di seguito si presenta il risultato dell'analisi dinamica al passo per identificare la riduzione degli spostamenti sommitali alla stanza e per studiare il comportamento del solaio durante l'azione sismica.

### 5.7.3 Comportamento dinamico dell'aula con il solaio e dissipatori

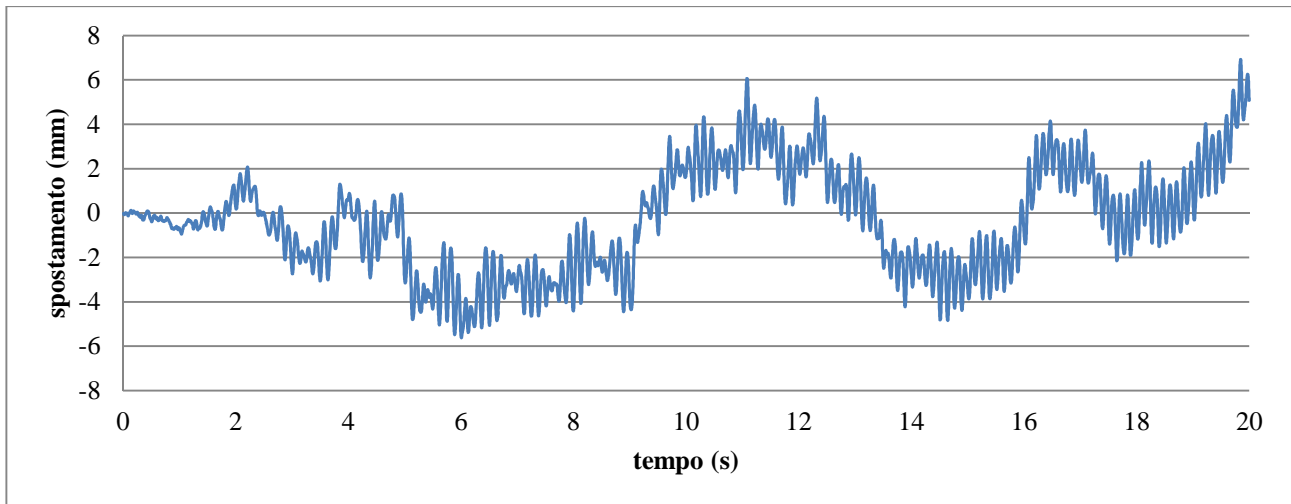
Vengono studiate ora le analisi dinamiche al passo applicando alla base del Palazzo Donghi l'accelerazione sinusoidale già descritta.

Considerando 2000 step di analisi con un passo temporale di 0,01 secondo, si ottiene uno studio del comportamento per una durata di 20 secondi ossia per la durata di tutta l'azione sismica. Dall'analisi è stato graficato lo spostamento in sommità (**Figura132**). L'escursione massima della parete è pari a 3 mm. L'inserimento dei dissipatori induce una riduzione sommitale del 27,7% rispetto alla condizione della stanza libera.



**Figura 132:** Spostamento della parete nel caso di inserimento dei dissipatori.

Un ulteriore grafico, **Figura 133**, rappresenta l'oscillazione del solaio smorzata dalla presenza dei dissipatori OTP precedentemente dimensionati.



**Figura 133: Spostamento del solaio rispetto alla reticolare alla quale è sospeso con presenza di dissipatori viscosi.**

Come si può notare dagli studi effettuati, il solaio appeso rappresenta una buona soluzione per l'inserimento di un piano su di un edificio esistente a doppia altezza. Esso infatti presenta il pregio di non trasmettere particolari azioni instabilizzanti alle pareti esistenti come avviene nel caso di realizzazione del solaio incastrato. Questo infatti trasmette alla parete un'azione fuori piano che potrebbe portare a rottura o al crollo di un edificio. Il difetto però che si presenta nella soluzione del solo solaio appeso è il suo comportamento pendolare che si fa rilevante durante un'azione sismica, ma che comunque è presente durante la normale operatività. Grazie alla presenza dei dissipatori tale inconveniente viene risolto instaurando per contro delle azioni di taglio nel piano della parete alla quale è collegato.

## 5.8 ANALISI DEL COMPORTAMENTO SOTTO L'AZIONE SISMICA VERTICALE

Come indicato al § 7.2.1 delle norme tecniche delle costruzioni, la componente verticale deve essere considerata per gli edifici con piani sospesi. L'analisi sotto l'azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti gli elementi sospesi prendendo conto delle masse eccitabili.

Prima di effettuare la nuova analisi con l'azione sismica verticale è stato ricercato lo spettro idoneo. A tale scopo, tenendo invariate le caratteristiche del terreno già presentate per lo spettro orizzontale, si terrà conto del coefficiente di struttura  $q = 1,5$  e con l'ausilio del già citato programma "Spettri-NTCver.1.0.3", è stato estrapolato lo spettro di **Figura 134**:

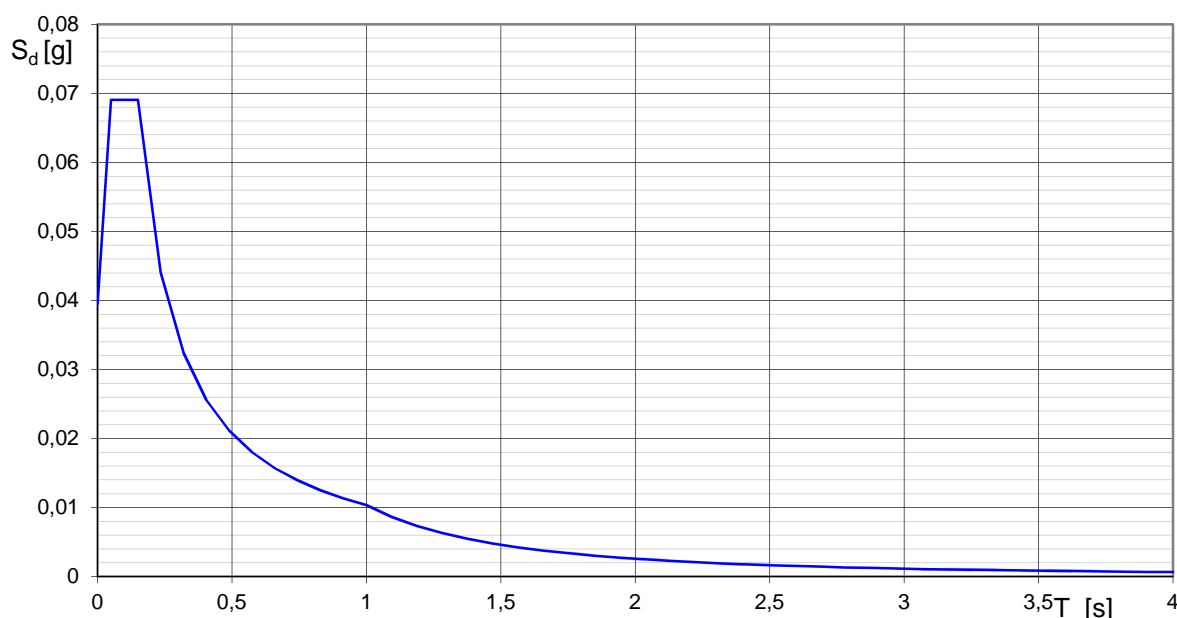
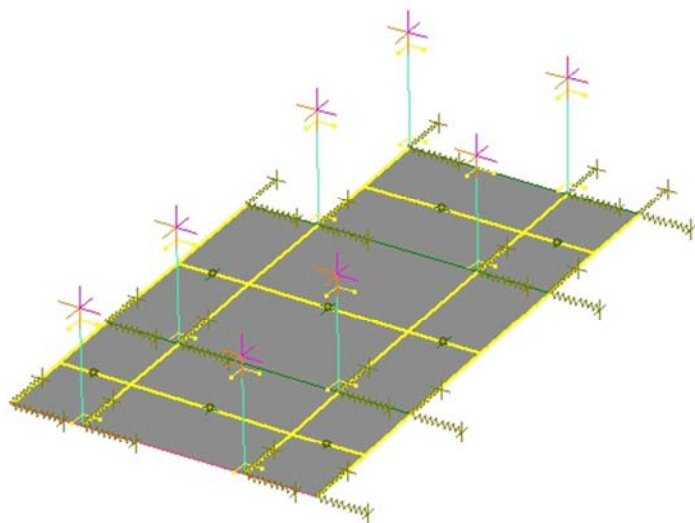


Figura 134: Spettro verticale dell'azione sismica di Padova.

Grazie allo spettro si prosegue con l'analisi degli elementi.

Come già descritto, la normativa prescrive una semplificazione del modello utile per studiare il comportamento dello stesso sotto le azioni verticali. A tale scopo è stato realizzato un solo modello con il solaio e pendini aventi le stesse geometrie e gli stessi carichi applicati del modello globale e rappresentato in **Figura 135**.

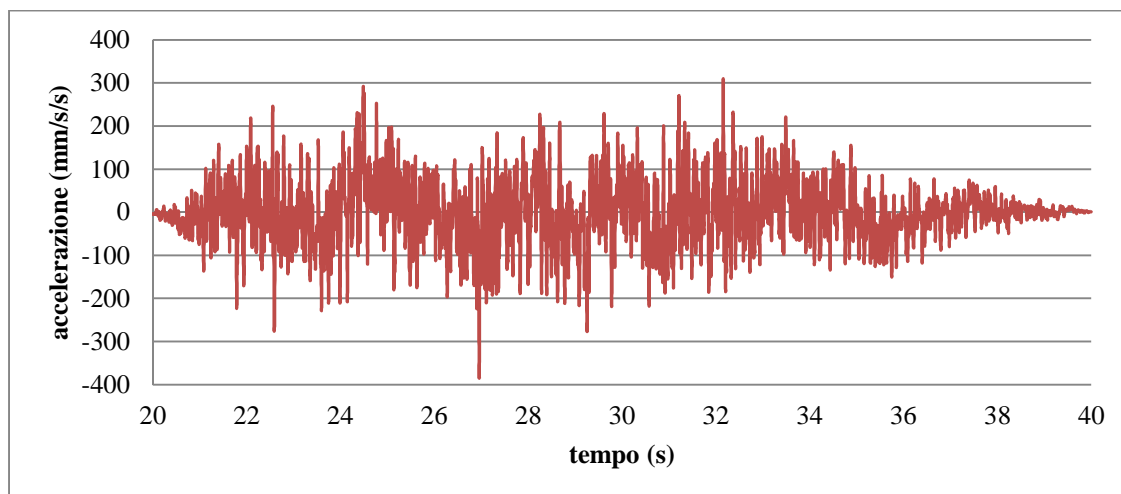


**Figura 135: Modello semplificato del solaio e dei pendini.**

Con in modello è stata realizzata un'analisi modale concentrando l'attenzione sui modi che hanno massa partecipante lungo la direzione Z verticale.

Dopo l'analisi modale è stata effettuata l'analisi spettrale ottenendo un incremento positivo e negativo dell'azione assiale nei pendini di circa il 14% dell'azione dovuta all'analisi statica.

Lo stesso incremento di forza è stato letto in una seconda analisi realizzata su tale modello. Questa analisi è non lineare dinamica al passo realizzata con l'accelerogramma verticale ottenuto per il caso in esame dal programma "SIMQKE\_GR" e rappresentato in **Figura 136**.

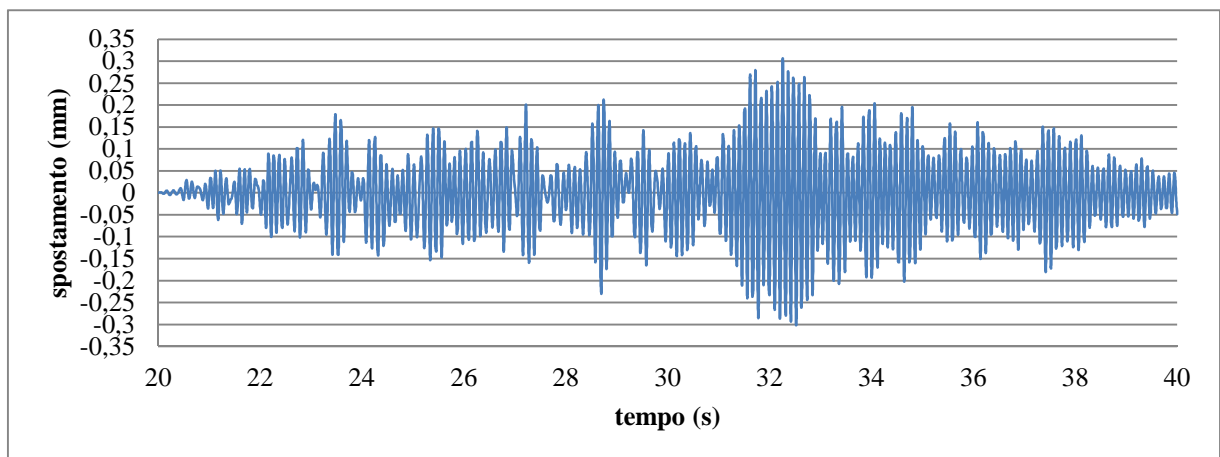


**Figura 136: : Accelerogramma dell'azione sismica verticale di Padova.**



Come si può osservare nella figura appena presentata, l'accelerogramma inizia al ventesimo secondo. Il motivo è dovuto al fatto che sono stati analizzati due step successivi della durata di 20 secondi ciascuno. Il primo step prevede l'applicazione delle sole azioni gravitazionali mentre il secondo, di maggiore interesse, vede all'applicazione dell'azione sismica verticale. Come già accennato l'azione sui pendini viene incrementata del 14%. Dall'analisi si possono inoltre leggere gli spostamenti che il solaio subisce con l'applicazione del sisma.

Gli spostamenti, graficati in **Figura 137**, aumentano anch'essi del 14% rispetto la condizione statica, ma non sono da considerarsi rilevanti data la loro entità molto esigua.



**Figura 137:** Andamento degli spostamenti verticali del solaio con applicazione dell'azione sismica verticale di Padova.

## 5.9 ANALISI CON SISMA RILEVANTE

Per scopo dimostrativo si vuole applicare al Palazzo Donghi il sisma rilevante dell'evento dell'Aquila così da poter identificare il comportamento dei dispositivi calcolati.

Dopo una ricerca approfondita è stato possibile ricavare degli accelerogrammi dal sito web [itaca.mi.ingv.it](http://itaca.mi.ingv.it) (Italian ACcelerometric Archive). L'accelerogramma, messo a confronto con quello utilizzato per il sito di Padova è visibile in **Figura 138**.

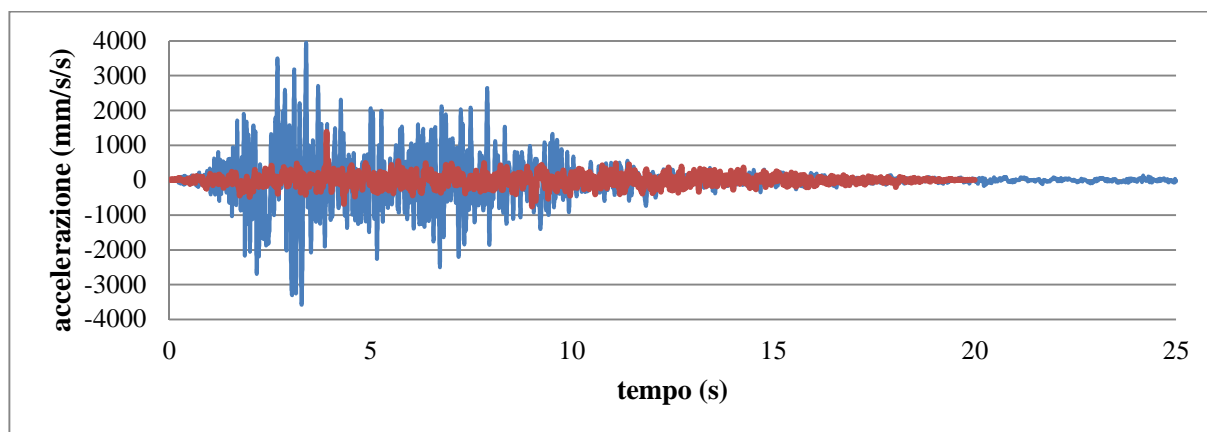


Figura 138: Confronto fra i due accelerogrammi considerati nello studio: accelerogramma di Padova(rosso); accelerogramma dell'Aquila(blu).

Si rappresenta in **Figura 139** il comportamento dei dissipatori nei due casi.

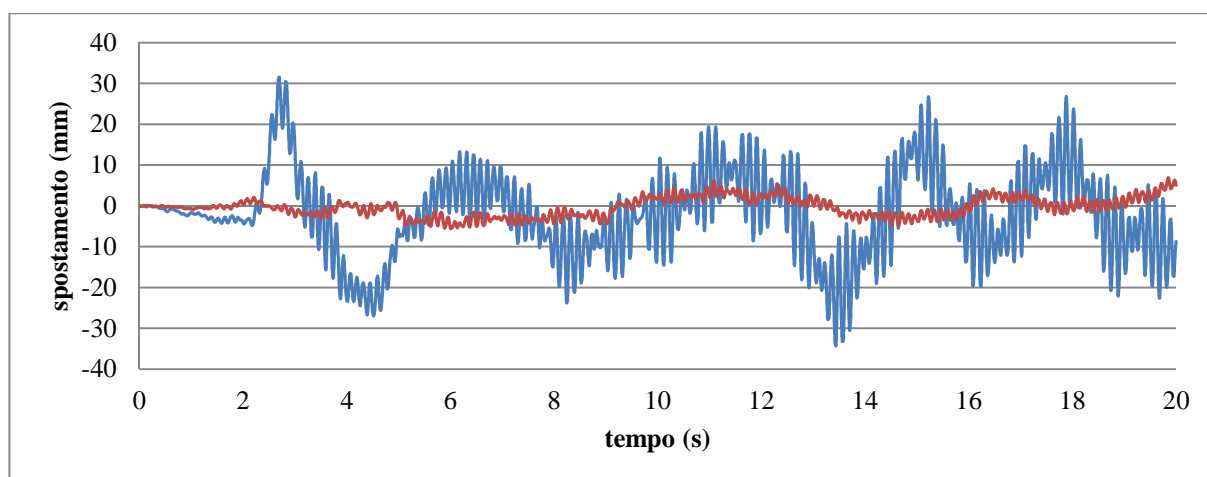


Figura 139: Spostamento del solaio con l'azione sismica del caso Aquila(blu) e di Padova(rosso).

Considerata l'azione del sisma Aquila avvenuta nel 2009, i risultati ottenuti in termini di spostamento del solaio sono accettabili per l'inserimento normale dei dissipatori. Questi infatti permettono uno spostamento del solaio massimo di 20 cm prima di toccare la parete trasmettendo carichi indesiderati. Il sisma dell'Aquila sposta il solaio di 6 cm e i dissipatori sono liberi di muoversi lungo l'asse a loro ortogonale.

### 5.9.1 Azione sismica verticale

Sottoponendo il modello descritto al § 5.8 della presente relazione all'azione sismica verticale dell'Aquila e confrontando i risultati con quelli di Padova si possono trarre delle ulteriori conclusioni.

Gli elementi che subiscono una variazione significativa in termini di spostamenti e di azioni sono i pendini che sorreggono il solaio. Mentre nel caso del sisma di Padova i pendini risultavano ottenere una diminuzione e un aumento del 14% rispetto al caso statico, con il sisma dell'Aquila tale aumento e diminuzione è di circa il 30%.

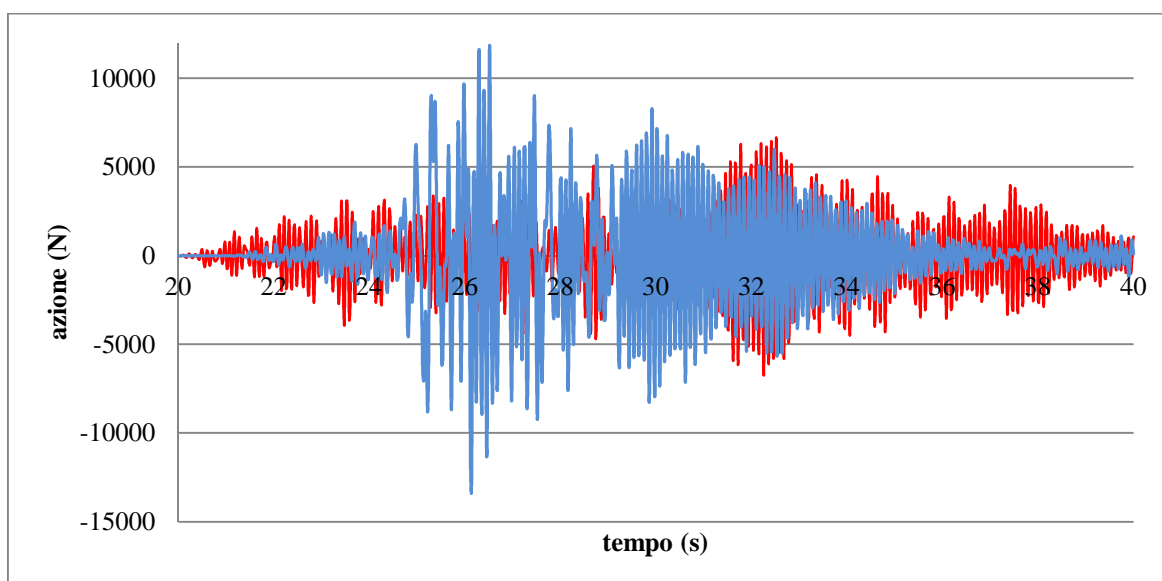


Figura 140: Aumento delle azioni sui pendini nel tempo con azione sismica verticale di Padova(rosso) e dell'Aquila (blu).



## 5.10 INSERIMENTO DELL'INTONACO ARMATO

Come già presentato nel § 5.7.2.3.1, le Pareti 6y, 7y e 9y non sono verificate al taglio con rottura per scorrimento. Per risolvere il problema si procede con l'inserimento su tali pareti dell'intonaco armato.

Grazie a questo metodo, molto diffuso, la parete subisce un aumento della rigidità così da poter assorbire il taglio in maniera adeguata e far rientrare le verifiche.

Secondo il punto C8A.2 della circolare, tale metodo incrementa i parametri meccanici della muratura di un coefficiente pari a 1,5.

L'intonaco armato sarà applicato su tutta la parete interna dell'aula L comprendendo anche i maschi 5y e 8y. Il motivo è dovuto al fatto che si vuole fornire una rigidità omogenea per tutta la parete evitando cambi locali di rigidità.

L'intonaco armato generalmente viene applicato su pareti con lesioni diffuse e il procedimento per la sua applicazione è il seguente:

- si demolisce il vecchio intonaco;
- si asportano parti di muratura incoerenti o staccate;
- si scarniscono e si spolverano le lesioni;
- si eseguono perforazioni oblique passanti (circa 6 per ogni metro quadrato di parete);
- si collocano tondini in acciaio inox  $\varnothing 4 \div 6 \text{ mm}$  sporgenti di circa  $10 \text{ cm}$ ;
- si fissa su entrambi i lati la rete elettrosaldata  $\varnothing 3 \div 4$  passo  $10 \times 10 \text{ cm}$ ;
- si collega la rete alle barre, risvoltandole;
- si applica sulle pareti ben bagnate un betoncino di malta additivata con agenti antiritiro, manualmente  $3 \div 5 \text{ cm}$ , o a spruzzo, meno di  $3 \text{ cm}$

Si rinforza la parete muraria con un doppio strato di intonaco cementizio con interposte rete elettro saldate collegate tra loro da spinotti trasversali.

Lo spessore di tale intonaco può variare dai  $3$  ai  $5 \text{ cm}$ .

Con questo sistema la parete acquisisce un notevole aumento di rigidità, resistenza e duttilità.

Per completezza sono state rielaborate le verifiche a taglio con rottura diagonale dei maschi murari 5y,6y,7y,8y e 9y. I risultati sono visibili in **Tabella 5.10.I** di seguito.

<b>Tabella 5.10.I : Verifica a taglio con rottura diagonale dei maschi con intonaco rinforzato</b>							
VERIFICA SLV in Y				VERIFICA SLV in X			
muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?	muro	T [KN]	Vt [KN]	verificato?
5y	34,40	92,60	si	5y	31,07	96,58	si
6y	205,44	216,42	si	6y	206,25	216,88	si
7y	12,36	27,11	si	7y	12,45	24,71	si
8y	23,40	72,38	si	8y	23,73	72,42	si
9y	12,74	18,34	si	9y	12,44	19,71	si

Come ci si aspettava, la presenza dell'intonaco rinforzato con armatura metallica ha fatto tornare le verifiche a taglio dei maschi murari precedentemente non verificati.

## CONCLUSIONI

Dallo studio effettuato si può concludere che l'inserimento di un nuovo solaio all'interno di stanze e/o edifici in muratura che presentano una doppia altezza interna è possibile. Nell'ottica comune si pensa che l'inserimento di un nuovo solaio realizzato con uno schema strutturale incastrato alle pareti perimetrali risulti essere l'unica soluzione disponibile, ma si è dimostrato che il solaio può essere sospeso ad una struttura reticolare così da permettere un comportamento migliore nel caso di azioni orizzontali.

Se incastrato, il solaio permette la trasmissione di una forza fuori piano instabilizzante che porta al ribaltamento fuori piano della parete. Lo stesso avviene nel momento in cui vengono inseriti dei sistemi di controvento all'interno dei pendini che sorreggono il solaio.

Lasciando libero il solaio, però si presenta l'unico inconveniente dovuto agli spostamenti dello stesso sul proprio piano. Per ovviare al problema sono state inserite due coppie di dissipatori così da raggiungere degli spostamenti accettabili durante un terremoto di intensità maggiore o minore. Gli spostamenti con e senza dissipatori sono visibili in **Figura 141**.

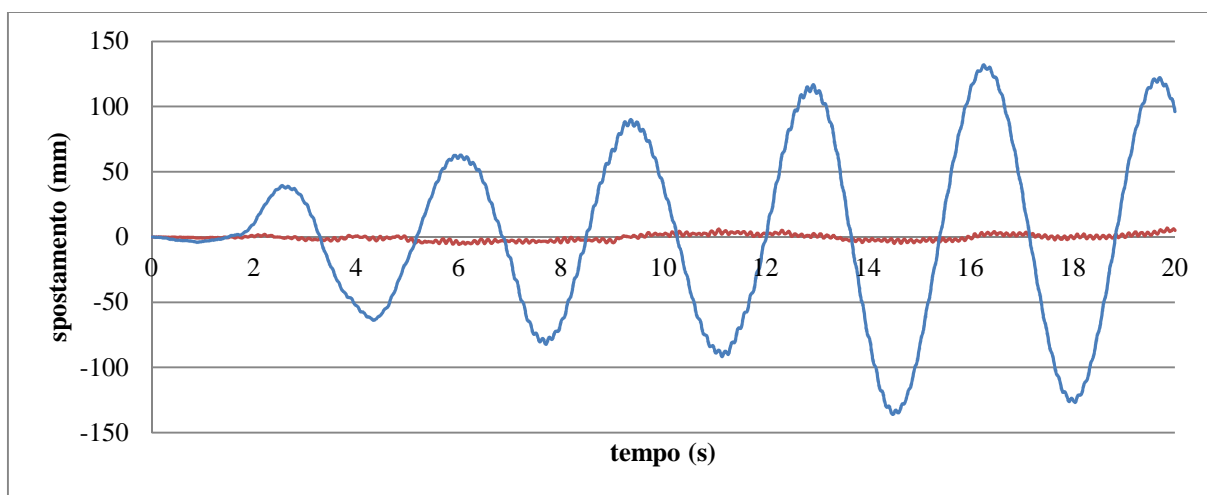


Figura 141: Spostamenti del solaio senza dissipatori (blu) e con i dissipatori (rosso) .

Un'ulteriore pregio che fornisce la soluzione adottata per la rifunzionalizzazione degli spazi su stanze a doppia altezza è visibile sempre nel caso di azioni sismiche. La presenza dei dissipatori, come già dimostrato, produce un comportamento che manda in controfase il solaio rispetto alla stanza analizzata producendo una diminuzione degli spostamenti delle pareti perimetrali e quindi un miglioramento delle stesse durante un terremoto.

La presenza dei dissipatori comunque produce un aumento del taglio nel piano dei maschi murari e a tale inconveniente è possibile porre rimedio aumentandone la resistenza applicando delle reti metalliche.







## **BIBLIOGRAFIA**

- [1].E. Mancini, D. Isidori, M. Sasso, “*CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO PLASTICO-CICLICO DI STRUTTURE FLESSIBILI MEDIANTE APPLICAZIONE DEL MODELLO DI CHABOCHE*” AIAS 2012-076
- [2].Prof. Ing. Fabio Neri, Dott.Ing. Giovanni Spampinato, “*STUDIO DELLO STATO DELL’ARTE E DI DIFFUSIONE DI TECNICHE DI INTERVENTO INNOVATIVE IN ZONE AD ELEVATO RISCHIO SISMICO*” DICA, Università degli studi di Catania
- [3].J.K. Ritchey, M. Setareh, T.M.Murray, A. Wicks, “*MODAL ANALYSIS OF LABORATORY FLOOR FOR VIBRATION CONTROL APPLICATION*” VA 24061USA
- [4].I.Saidi, N. Haritos, E. F.Gad, J. L. Wilson, “*FLOOR VIBRATION DUE TO HUMAN EXCITATION-DAMPING PERSPECTIVE*” Earthquake Engineering in Australia, 24-26 November 2006
- [5].R. Kidokoro, “*SELF MASS DAMPER (SMD):SEISMIC CONTROL SYSTEM INSPIRED BY THE PENDULUM MOVEMENT OF AN ANTIQUE CLOCK*” The world Conference on Earthquake Engineering, October 12-17-2008, China
- [6].K.Kai, T.Watanabe, “*VIBRATION CONTROL FOR HOUSE STRUCTURES BEYOND 3 STORY USING ADJUSTABLE PENDULUM-TYPE CONTROLLER UNDER DROUND EXCITATION*” ICSV15, 6-10 July 2008, Korea
- [7].M. Daniel Souza dos Santos, D. Valenca Fiuza Lima, J. Campuzano Carmona, S. Moreira Avila, G. Nora Doz de Carvalho, “*VIBRATION CONTROL OF A GYM FLOOR USING TUNED MASS DAMPERS: A NUMERICAL ANALYSIS*” Modern Mechanical Engineering, 2013
- [8].A. Sander Clemente de Souza, “*ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE TRELICAS ESPACIAIS*” Universidade de Sao Paulo, escola de Engenharia de Estruturas, 2003
- [9]. R. Lourenco, “*DESIGN, CONSTRUCTION AND TESTING OF A ADAPTIVE PENDULUM TUNED MASS DAMPER*” University of Waterloo, 2011

- [10]. Prof. Ing. C. Modena, Ing. G. Bettiol, Ing. M. Fava, Ing. E. Mattiello, *“ANALISI DI VULNERABILITA’ SISMICA DI PALAZZO DONGHI DELL’UNIVERSITA’ DI PADOVA: STUDIO GLOBALE E VERIFICA LOCALE DEI MACROELEMENTI”* Università degli studi di Padova, dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, tesi di laurea, 2013
- [11]. Prof. Ing. R. Vitaliani, Ing. A. Consolaro, *“COMPORAMENTO DINAMICO DI UN CAMPANILE CON INSTALLATE CAMPANE ADATTATE A DISPOSITIVO PTMD”* Università degli studi di Padova, dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, tesi di laurea, 2012
- [12]. Prof. Ing. C. Modena, Ing. G. Tecchio, Ing. A. Dusi, Ing. A. Candeo, *“MODELLAZIONE E ANALISI DI ISOLATORI A PENDOLO PER PONTI ISOLATI”* Università degli studi di Padova, dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, tesi di laurea, 2014
- [13]. A. C. Webster, R. Vaicaitis, *“APPLICATION OF TUNED MASS DAMPERS TO CONTROL VIBRATIONS OF COMPOSITE FLOOR SYSTEMS”*Engineering Jornal American Institute of Steel Construction
- [14]. Vestrut, *“QUADERNO TECNICO”*
- [15]. Prof. Ing. E. Viola, Prof. P. Diotallevi, Prof. L. Landi, *“PROCEDURE DI PROGETTAZIONE PER SISTEMI DI DISSIPAZIONE PASSIVA PER COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”*Dottorato di ricerca in Meccanica delle Strutture, ICAR/09
- [16]. Prof. Ing. E. Viola, Dott. Ing. A. della Valle, Prof. P. Diotallevi, *“SULLA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA DI STRUTTURE DOTATE DI DISSIPATORI FLUIDO-VISCOSE: PROPOSTA DI UNA METODOLOGIA”* Dottorato di ricerca in Meccanica delle Strutture, ICAR/09
- [17]. Prof. Ing. F. M. Mazzolani, Ing. A. Marzo, *“ANALISI E RECUPERO DI STRUTTURE LIGNEE ANTICHE”*Dottorato di ricerca Ingegneria delle Costruzioni, Università degli studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria
- [18]. G. Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, *“ANALISI STRUTTURALE PER IL RECUPERO ANTISISMICO”*2010
- [19]. P. Lenza, A. Ghersi, *“EDIFICI IN MURATURA”*,2011
- [20]. Prof. Ing. D. Donghi, *“ALLEGATO A2”*, Padova gennaio 1915





## ***RINGRAZIAMENTI***

Non si smette mai di imparare.

Grazie ai luoghi e alle persone che mi hanno accompagnato nel mio percorso di studi sono riuscito ad affrontare tutte le problematiche che la vita di un comune studente può incontrare.

Durante il mio percorso formativo c'è stato un importante supporto morale da parte dei genitori e in generale di tutta la famiglia.

Un grande ringraziamento lo devo a mio fratello, senza il quale probabilmente non avrei mai affrontato la carriera universitaria per diventare ingegnere.

Con questa esperienza ho avuto modo di conoscere molte persone con le quali tutt'ora condivido una bella amicizia.

Un particolare ringraziamento è rivolto a tutti coloro che mi hanno aiutato ad approfondire varie tematiche utili per lo studio della tesi. Questi sono il Prof. Ing. Carlo Pellegrino, Dott. Ing. Mariano Angelo Zanini, Dott. Ing. Michele Fava, Dott. Ing. Riccardo Ferroni e infine il Prof. Ing. Giorgio Garau che con la sua grande passione per l'architettura mi ha fornito delle informazioni utili sul Palazzo Donghi.