



**Politecnico  
di Torino**

**Politecnico di Torino**

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

A.a. 2021/2022

Sessione di Laurea giugno 2022

**ANALISI NUMERICO-SPERIMENTALE DI UN  
FABBRICATO IN MURATURA COLPITO DAL  
TERREMOTO IN GRECIA NEL MARZO 2021**

Relatore:

Fabio Di Trapani

Candidato:

Michele d'Avolio

Co-relatore:

Giovanni Tomaselli

## *Ringraziamenti:*

*Dedico questo lavoro e questo percorso alla mia famiglia, in special modo ai miei genitori che con il loro supporto costante ed incondizionato mi hanno dato la forza quando pensavo di non farcela. A mio fratello, ai miei cugini anch'essi come fossero fratelli, per esserci sempre stati per qualsiasi cosa.*

*Ai miei nonni Rocco, Paoletta e Rocco venuti a mancare, ma che sono sicuro in qualche modo sorrideranno da lassù e saranno fieri di me.*

*A mia nonna Lucia che ha da sempre creduto in me e pregato per questo momento e che riempirla di orgoglio per questo traguardo è una sensazione bellissima.*

*Ai miei fantastici amici di Ischitella che oggi sono anch'essi come una famiglia.*

*E ai miei tanti amici incontrati nel percorso accademico che hanno aggiunto un tassello a quello che sono oggi.*

*E per ultimo ma non per meno importanza ai Professori Fabio Di Trapani e Giovanni Tomaselli che in questo percorso di tesi sono stati sempre disponibili e frutto di consigli che mi porterò nel futuro e che hanno fatto accrescere la mia conoscenza su questi argomenti.*

*Grazie di tutto,*

*Michele d'Avolio*

# **INDICE:**

## **1- Introduzione:**

- 1.1 - Panoramica zona sismica di interesse e storia degli eventi sismici registrati**
- 1.2 - Oggetto ed obiettivo della tesi**

## **2- Classificazione strutture in muratura e descrizione:**

- 2.1 - Introduzione: le unità lapidee e la malta**
- 2.2 - Una classificazione intuitiva delle strutture in muratura**
- 2.3 - Descrizione struttura:**
  - 2.21- Schema strutturale e di assemblaggio del solaio**
  - 2.22- Pareti murarie e pilastri**
  - 2.23- Prospetti e piante**
  - 2.24- Danni rilevati all'interno ed all'esterno della struttura**
  - 2.25- Esempi di strutture danneggiate dalla stessa sequenza sismica**

## **3- Materiali:**

- 3.1 - Murature omogeneizzate e legno**
- 3.2 - Cenni teorici modello “Concrete Damage Plasticity” presente in Abaqus**
- 3.3 - “Concrete Damage Plasticity” muratura omogenizzata  
1**
- 3.4 - “Concrete Damage Plasticity” muratura omogenizzata  
2**

## **4- Analisi dei carichi:**

- 4.1 - Carichi verticali**
- 4.2 - Accelerogrammi di input e spettri di risposta del sisma in esame**

## **5- Abaqus, software ad elementi finiti**

**5.1 Cenni analisi basata sul metodo degli elementi finiti**

**5.2 - Abaqus: panoramica del software**

**5.21 -Ambiente Abaqus/Standard e tipologie di analisi**

**5.22 -Ambiente Abaqus/CAE**

## **6- Creazione modello struttura su Abaqus/CAE**

**6.1 - “Part”:** creazione elementi struttura

**6.2 - “Property”:** definizione caratteristiche fisico-meccaniche materiali

**6.3 - “Assembly”:** assemblaggio elementi

**6.4 - “Step”:** definizione step di carico e tipo di analisi

**6.5 - “Interaction”:** creazione leggi di contatto e vincoli interni

**6.6 - “Load”:** assegnazione carichi e vincoli della struttura

**6.7 - “Mesh”:** meshatura degli elementi

**6.8 - “Job”:** creazione input file e monitoraggio analisi

**6.9 - “Visualization”:** modulo per presentazione dei risultati

## **7- Risultati analisi:**

**7.1 - Dinamica implicita (Time History)**

**7.2 - Confronto danno simulato e rilevato**

**7.3 – Accelerazioni rilevate in punti della struttura e dimensionamento catene antiribaltamento**

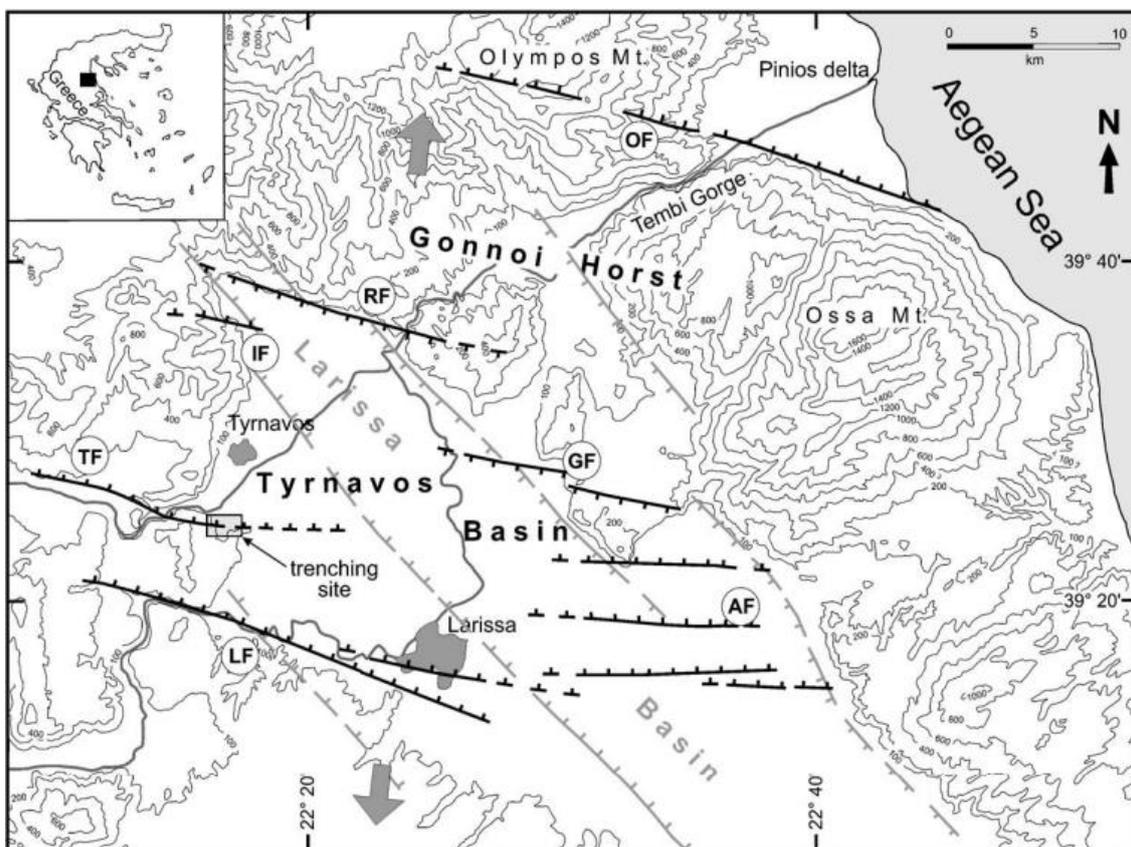
## **8- Conclusioni**

# 1- Introduzione

## 1.1 -Panoramica zona sismica d'interesse e storia degli eventi sismici registrati:

L'oggetto della tesi riguarda la modellazione su Abaqus di un edificio in muratura situato in Grecia, a Tyrmanov che è stato soggetto a due eventi sismici che hanno generato delle lesioni che saranno mostrate di seguito, e che comunque non ne hanno compromesso il funzionamento statico, dunque, si tratta di un danneggiamento parziale.

La città di Tyrmanov sorge in un'area dove nel corso dei secoli ed in particolar modo nell'ultimo si sono verificati terremoti di origine tettonica. L'area in questione è la pianura "Thessaly", che presenta un'altitudine variabile dai 45 metri ai 200 metri ed è circondata da una catena montuosa con un'altezza media di 1000 metri. La sismicità della pianura è causata da una serie di faglie evidenziate nella seguente mappa tettonica in versione semplificata [1]:



**Simplified tectonic map of eastern Thessaly. Black lines: active structures affecting the area since Middle Pleistocene associated to the E-W trending Tyrnavos Basin and Gonnoi Horst. Grey lines: major Pliocene – Early Pleistocene faults bordering the Larissa Basin. Barbs on the downthrown side of the faults. TF: Tyrnavos Fault; RF: Rodia Fault; IF: Liguria Fault; GF: Gyrtoni Fault; LF: Larissa Fault; AF: Asmaki Fault; OF: Omolio Fault. Large grey arrows represent the active stress field affecting the area (From Caputo et al., 2003).**

Figura 1: mappa tettonica semplificata con legenda della parte orientale della pianura di Thessaly

Un'alternativa mappa con indicate le linee di faglia è possibile estrapolarla dai database greci consultabili online, dove vengono rappresentate due zone definite dalle diverse linee di faglia presenti nella piana; all'interno della zona settentrionale si sono osservati eventi sismici con

valori di magnitudo fino a 6,5 e nella parte meridionale terremoti con valori di magnitudo fino a 7 [2]:



Figura 2: mappa con indicazione linee di faglia e la divisione delle zone settentrionali e meridionali

La zona in cui è situata la struttura oggetto della tesi è tra quelle a maggiore rischio sismico della Grecia e nella quale si possono elencare una serie di terremoti avvenuti nel ventesimo secolo (1905, 1911, 1930, 1941, 1954, 1955, 1957, 1980), con magnitudo avente un'intensità tra 6 e 7.

Le informazioni come quelle di seguito riportate e quelle precedenti sono state estrapolate dalla Newsletter of Environmental, Disaster, and crises Management Strategies a cura di diverse istituzioni universitarie greche [3].

Tra i terremoti che hanno causato maggiori danni vi sono quello di Velestino (1957) con magnitudo pari a 6,8, quello di Almyros con magnitudo di 6,5 che praticamente hanno causato danni paragonabili alle strutture colpite; quello che più tristemente si ricorda è quello di Sofades avvenuto nel 1957 con una magnitudo pari a 7, che ha fatto registrare dei danni rilevanti a edifici pubblici e privati in numero pari a 15000 unità, 157 feriti e soprattutto la morte di 25 persone.

Tornando al ventunesimo secolo, in data 3 e 4 marzo del 2021 due eventi sismici hanno colpito diverse città con una magnitudo osservata variabile tra 6,2 e 6,3 per il primo evento e per il secondo evento variabile tra 5,8 e 6,3; i danni provocati alle strutture sono danni parziali che non ne hanno determinato il crollo, inoltre, non si sono registrati morti ma solamente 3 feriti in maniera lieve.

Tali eventi sismici sono stati prodotti dall'attivazione della faglia in direzione NO e SE visionabile nelle precedenti mappe 1 e 2 e, quindi, ascrivibile alla parte settentrionale della pianura.

Si riporta la mappa delle zone sismiche contenute nella normativa greca (introdotta nel 2003) divise in funzione della PGA registrata e con indicato l'epicentro dell'evento sismico; si nota come la zona oggetto di studio ricade nella zona con PGA compresa tra 0,16 g e 0,24 g e con un periodo di ritorno associato pari a 475 anni [4]:

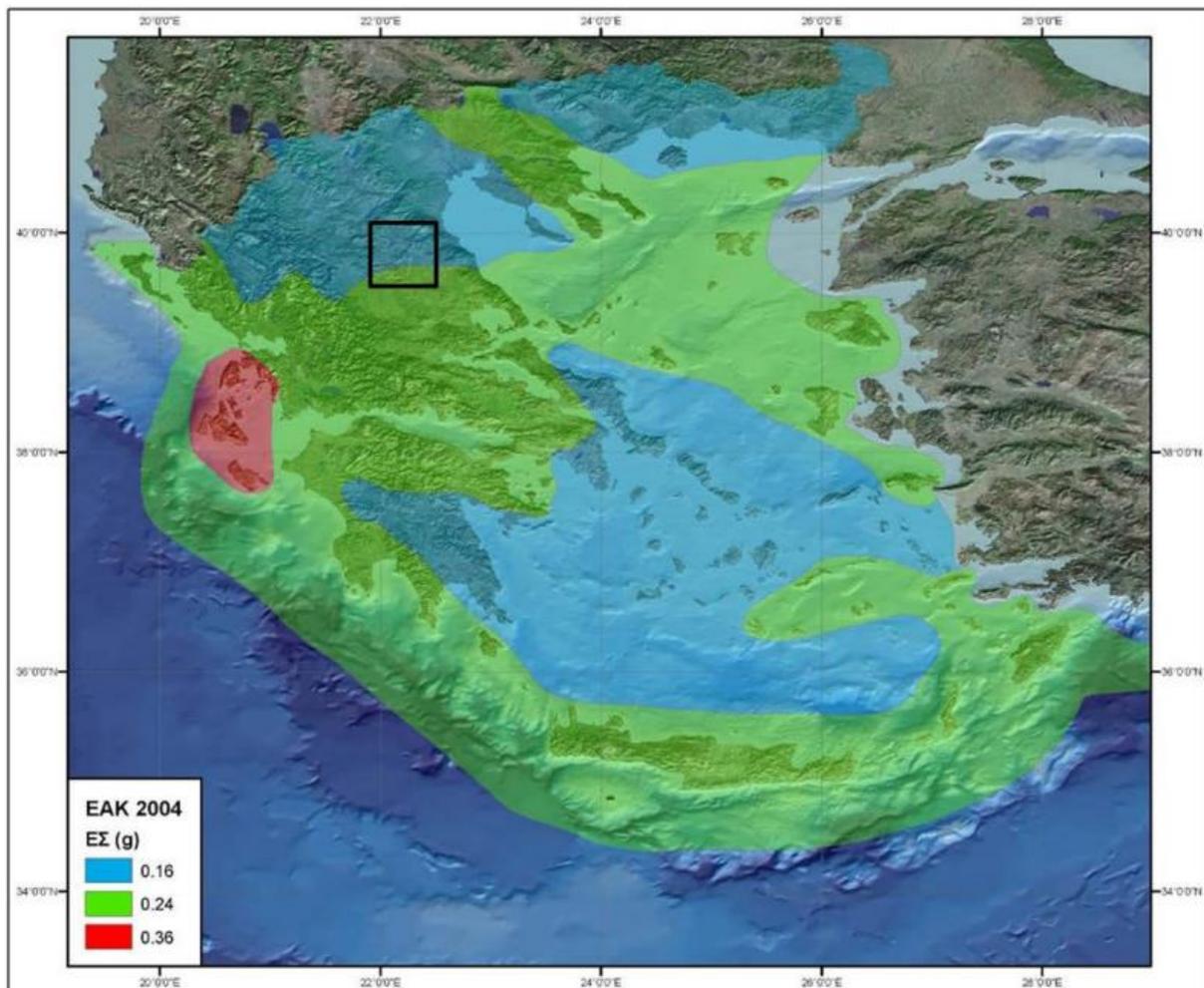


Figura 3: classificazione secondo la normativa greca in funzione della PGA della pianura di Thessaly

## 1.1 – OGGETTO ED OBIETTIVI TESI

L'attenzione della tesi è rivolta alle strutture realizzate in muratura in quanto formano gran parte del patrimonio edilizio esistente non solo italiano ma anche di quello greco. Non essendoci stati riferimenti normativi per il comportamento delle strutture sotto azioni orizzontali (carico sismico) fino praticamente agli anni '80, la maggior parte delle strutture in muratura realizzate prima di questi anni presentano carenze strutturali in questo senso.

Dunque, l'obiettivo della tesi è modellare tale struttura nell'ambiente Abaqus, un software agli elementi finiti, utilizzando elementi 3D e assegnando alla muratura un comportamento

non lineare, e quindi con una legge del danno associata al comportamento in compressione e in trazione; e dunque condurre delle analisi Time History utilizzando come input gli accelerogrammi degli eventi sismici del 3 e 4 marzo 2021 registrati presso la stazione 4 di Larissa e provando quindi a simulare il danneggiamento reale subito dalla struttura correlato agli stati tensionali, deformativi e di spostamento del modello. Quindi registrare in punti notevoli della struttura la storia di accelerazioni a cui sono soggetti durante la sequenza sismica e con tali accelerazioni dimensionare delle catene antiribaltamento da inserire nel modello e valutare se con esse si ottengono miglioramenti dal punto di vista del danneggiamento.

## 2.1 - Introduzione: gli elementi lapidei e la malta

Per struttura realizzata in muratura si intende l'insieme formato dagli elementi lapidei che possono essere in argilla, pietre naturali o blocchi in calcestruzzo e la malta cementizia; ciò fatta eccezione per la cosiddetta muratura a secco la quale non richiede l'utilizzo di malta. Focalizzando l'attenzione sulle strutture in muratura esistenti che formano il tessuto urbano, sono realizzate in mattoni oppure in pietre naturali (o entrambi) e accoppiati con la malta; l'assemblaggio di ogni elemento avviene utilizzando determinate tecniche costruttive.

### - Elementi lapidei:

#### 1- Pietre naturali:

Questi elementi sono stati i primi ad essere utilizzati come materiale da costruzione. Fino agli inizi del Novecento questo elemento è stato il più utilizzato se non l'unico per la realizzazione delle strutture in ogni parte del mondo con l'eccezione di quei posti dove la reperibilità dello stesso risultava economicamente e logisticamente svantaggiosa. Considerando la durezza, l'elevato peso e la resistenza al fuoco ed agli agenti ambientali risulta un discreto elemento da costruzione. In base alla propria durezza le pietre naturali possono essere divise nel seguente modo:

- **Tenere** quali tufi
- **Semidure** quali calcari ordinari e arenarie tenere
- **Dure** quali le arenarie forti
- **Durissime** quali graniti e porfidi

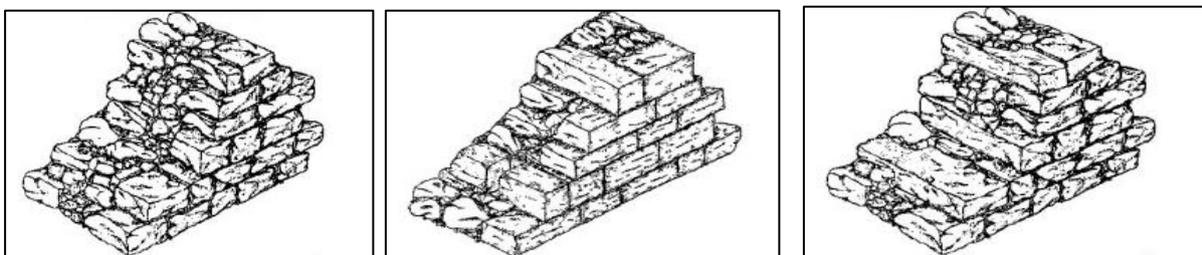
Quindi all'aumentare della durezza aumentano le capacità resistenti dell'elemento passando da una resistenza a compressione di pochi MPa fino ai 100 MPa per i graniti e i porfidi. Da precisare che questo non vuole dire che la resistenza a compressione della muratura (completa di malta) sarà tale, in quanto essa dipende fortemente dalla forma, dall'organizzazione e dalla dimensione delle pietre e quindi dal modo con cui vengono assemblati ed uniti dalla malta. La densità di questi elementi è molto elevata; in particolare, può variare da una densità di  $1500 \frac{Kg}{m^3}$  per un tufo fino a  $3000 \frac{Kg}{m^3}$  per una pietra granitica. Per quanto riguarda la scelta di una pietra piuttosto che un'altra, passa in primo luogo dalla reperibilità della stessa nei pressi del sito di costruzione.

Un altro aspetto da considerare è la forma della pietra; generalmente si possono avere elementi squadrati (con pezzatura regolare o irregolare) e non squadrati (elementi con dimensioni e forme varie); se ne riportano alcuni esempi tratti da “Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura” a cura della Regione Toscana [5]:



*Figura 4: da sinistra verso destra, paramento di muratura a sacco con elementi in pietra non squadrati con apparecchiatura disorganizzata ed irregolare, paramento singolo di elementi in pietra ben squadrati e di accurata fattura, paramento con blocchi di tufo con dimensioni standard*

Considerando la sezione delle possibili configurazioni con cui la pietra naturale viene messa in opera, si può avere doppio paramento con un nucleo interno che può essere riempito da materiale lapideo di scarto ed essere immerso nella malta. Il collegamento tra i paramenti è determinato dalla la presenza o meno di diàtoni, i quali sono elementi che garantiscono il collegamento tra i due paramenti. Maggiore è il numero di questi elementi e maggiore la collaborazione tra i due paramenti:



*Figura 5: da sinistra a destra assenza di diàtoni, presenza di pochi diàtoni e presenza massiccia di diàtoni*

Un'altra possibile configurazione è a singolo paramento costituito ad esempio da blocchi di tufo o pietre ben squadrate:

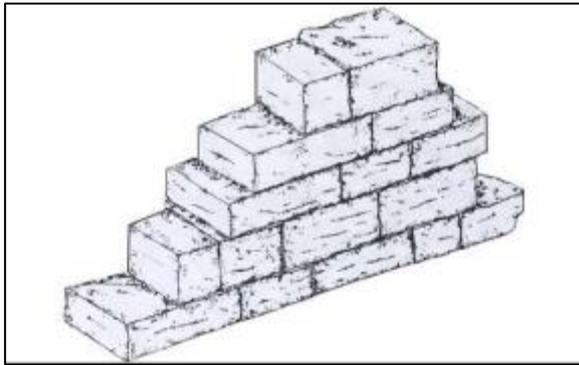


Figura 6: organizzazione nello spessore della seconda e terza immagine di figura 4

## 2- Mattoni artificiali:

Il mattone è un materiale artificiale la cui forma regolare è il primo fattore che lo distingue da una pietra naturale. Nel corso dei secoli le tecniche di produzione si sono evolute passando dalla formatura a crudo dell'argilla alla cottura in appositi forni; oggi giorno oltre ai mattoni formati con l'argilla ne esistono delle varianti realizzate con calcestruzzo alleggerito e silicato di calcio. Concentrando l'attenzione sui mattoni laterizi, essi sono formati in gran parte dall'argilla e poiché soggetti a cottura con conseguente ritiro viene aggiunta una porzione di sabbia con lo scopo di diminuirlo. Essi possono essere pieni, semipieni o forati. In particolare, la distinzione è fatta rispetto alla percentuale di volume ( $V_v$ ) del mattone occupato dalla foratura. Quindi si avrà:

- Mattoni pieni dove  $V_v \leq 15\%$
- Mattoni semipieni  $15\% < V_v \leq 45\%$
- Mattoni forati  $45\% < V_v \leq 55\%$

La presenza di fori per i semipieni ma in special modo per i forati possono essere anche armati interponendo delle armature all'interno dei fori e colandoci del calcestruzzo per conferire una capacità di duttilità migliore della muratura. Per La resistenza a compressione può variare da pochi MPa per i blocchi forati fino ai 40 Mpa per quelli pieni. La densità oscilla tra i  $1300/1800 \frac{Kg}{m^3}$  per i mattoni pieni e si riduce a  $700/1000 \frac{Kg}{m^3}$  per i restanti.

Per quanto riguarda le strutture esistenti in muratura esse sono realizzate in mattone pieno. Essendo la forma dell'unità standard, a variare è l'organizzazione con cui vengono messi in opera e la tipologia di giunti di malta utilizzati:



Figura 7: facciata tipica muratura composta da mattoni pieni

Considerando una muratura realizzata con mattone pieno generalmente nello spessore della muratura si possono avere le seguenti organizzazioni delle unità:

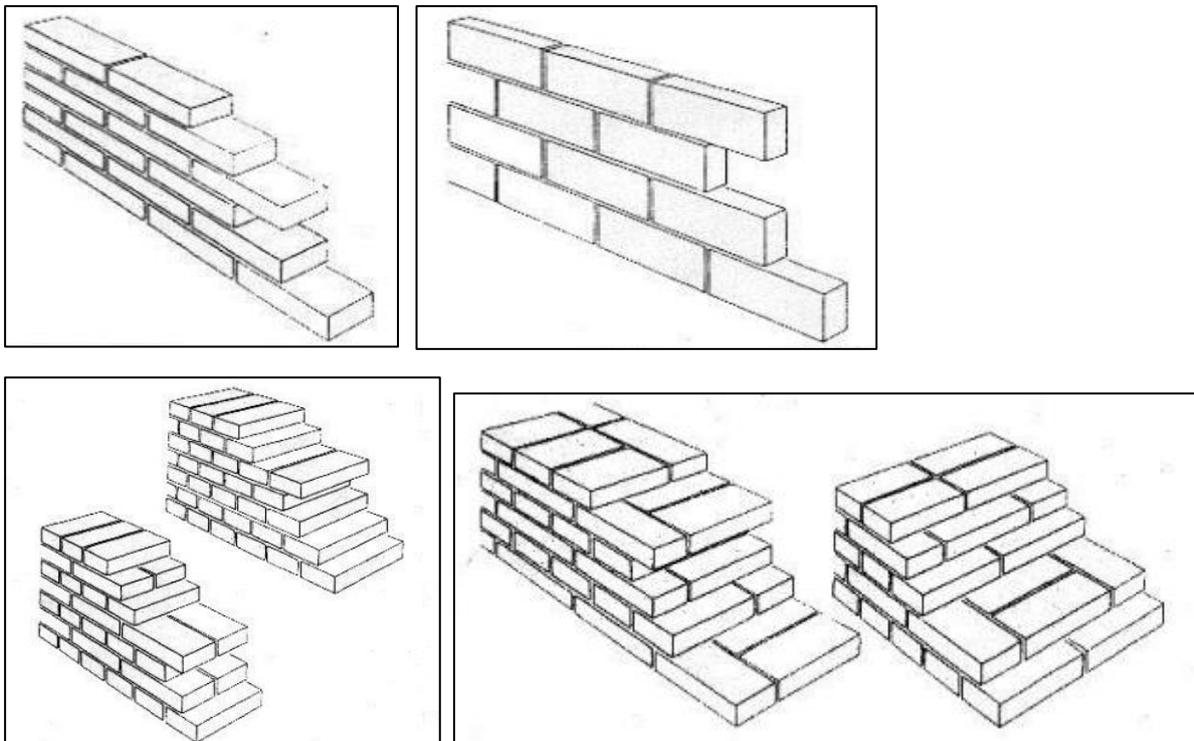


Figura 8: da sinistra verso destra, disposizione mattoni pieni ad una testa, di costa, a due teste e a quattro teste

La scelta tra una di esse era in funzione del peso che doveva sopportare.

Oltre all'utilizzo singolo di questi materiali vi sono casi in cui si utilizzano entrambi; infatti, si possono avere delle murature composte sia da pietre che da mattoni, in particolare una matrice principale, ad esempio data dalla pietra naturale anche non squadrata e delle listature realizzate con i mattoni pieni oppure viceversa. Ciò, produce maggiore stabilità e resistenza alla muratura. Alcuni esempi possono essere i seguenti [5]:

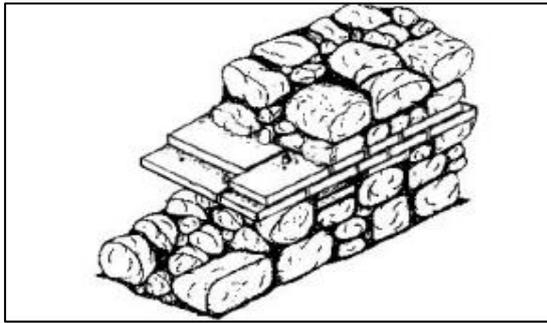


Figura 9: da sinistra a destra possibile configurazione nello spessore e paramento con matrice principale in pietra discretamente squadrato con listature in mattoni pieni

- **Malta:**

La malta nel complesso muratura ha un'importanza fondamentale per il corretto funzionamento strutturale della stessa. Infatti, pur rappresentando una piccola percentuale rispetto agli elementi lapidei, ha la funzione di collegare le varie unità e soprattutto di distribuire le tensioni su tutta la superficie dell'elemento. Una mancata accuratezza di posa potrebbe condurre a tensioni locali applicate direttamente sull'unità producendo una rottura dell'unità e quindi venendo meno ai benefici dati dalla muratura. Si comprende, vista l'elevata resistenza delle unità che il punto debole delle murature risiede nelle interfacce dove è presente la malta. Per quanto riguarda la composizione nel corso degli anni è cambiata; infatti, se consideriamo il costruito in muratura la malta è formata da una miscela di calce aerea, sabbia e acqua; del cemento (portland) migliorandone le caratteristiche meccaniche. Considerando le murature realizzate con mattoni o con pietre squadrate di forma regolare, la posa della malta per formare il cosiddetto giunto avviene seguendo un determinato criterio. Infatti, per la direzioni orizzontale i giunti sono continui mentre per quella verticale sono discontinui e sfalsati come mostra la seguente immagine:

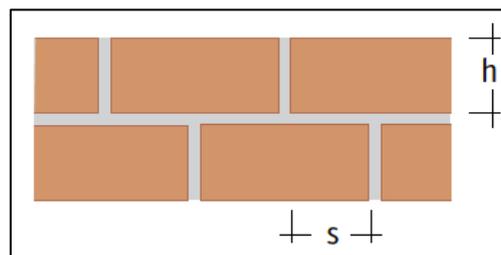


Figura 10: giunti di malta orizzontali continui e verticali discontinui e sfalsati

La presenza di questi giunti rende la muratura un materiale ortotropo poiché in funzione della direzione considerata (verticale o orizzontale) cambiano le sue proprietà meccaniche.

[5]

## 2.1 - Una classificazione intuitiva delle strutture in muratura

Con riferimento agli edifici in muratura realizzati nell'ambito dell'edilizia residenziale si utilizza una classificazione adottata da "M. Pagano" in *Teoria degli edifici, vol.1, Edifici in muratura*. In essa si considerano tre classi definite dal comportamento strutturale dell'edificio sotto l'azione dei carichi gravitazionali; una diversa rilettura viene fatta da P. Lenza, A. Ghersi e Bruno Calderoni (*Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica* [6]) che facendo una reinterpretazione si potrebbe adattare la classificazione anche al comportamento sotto azioni orizzontali. Essa risulta molto utile in quanto ad ogni classe vengono definite delle carenze strutturali che scaturiscono un certo tipo di comportamento dell'edificio e quindi permette un primo inquadramento della struttura in esame.

- **Edifici prima classe:**

Gli edifici di questa classe sono realizzati esclusivamente in muratura con solai voltati. Le pareti partono dalle fondazioni e sono interrotte dalle aperture completate con degli archi sempre di muratura. Le fondazioni riproducono l'andamento delle pareti verticali ma con un aumento dello spessore che può agevolare uno stato di fessurazione su tutta la verticale in conseguenza di cedimenti fondali. La copertura è solitamente un tetto con doppia falda.

Le volte e gli archi sono dei sistemi spingenti che sotto l'azione dei carichi gravitazionali generano delle componenti orizzontali che in funzione della loro posizione si possono auto equilibrare oppure possono generare degli effetti ribaltanti; infatti per i vani interni della struttura le forze orizzontali che si esplicano sono in equilibrio, ma per quanto riguarda i vani in corrispondenza dei muri perimetrali tali forze tendono a generare un momento ribaltante su di essi, così da produrre l'apertura della scatola muraria. L'azione resistente orizzontale è offerta dalle pareti trasversali (quelle ortogonali alla direzione considerata) fermo restando l'integrità delle croci di muro, dove qualora non fossero integre mancherebbe completamente o quasi tale meccanismo resistente. Si mostrano degli schizzi realizzati da "M. Pagano" e contenuti nel libro *Costruire in muratura* che risultano essere molto intuitivi per esplicitare quanto appena detto:

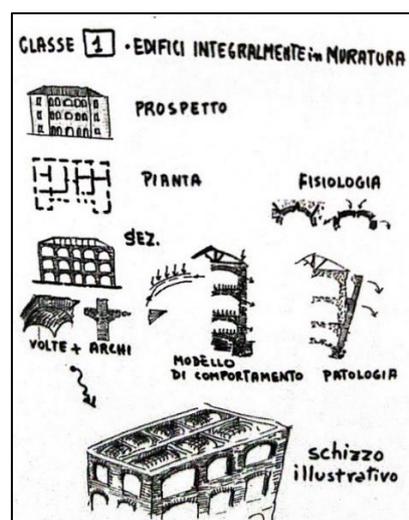
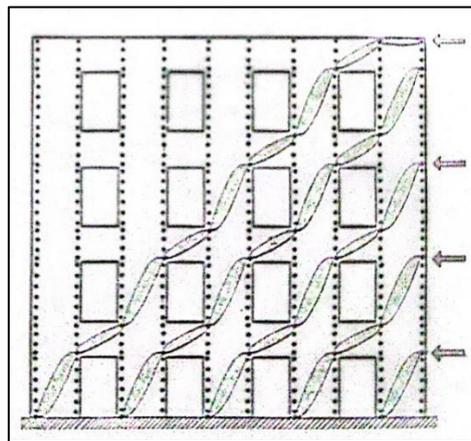


Figura 11: schizzo illustrativo caratteristiche e carenze edifici prima classe a cura di M. Pagano

Alle componenti orizzontali di cui prima, si aggiungono quelle dovute all'azione sismica. Per la fettezza dell'impalcato esso non ha la capacità di distribuire il carico sismico agli gli elementi del sistema resistente; quindi, ogni parete dovrà resistere alle accelerazioni impresse dal sisma. L'effetto più gravoso che si può verificare è il ribaltamento della parete fuori dal piano. Tale effetto generato da forze orizzontali ortogonali al piano in cui è contenuta la parete può essere attenuato considerando un sistema di catene resistenti a trazione disposte lungo i muri perimetrali ortogonali. Lo stesso discorso vale per le pareti ortogonali alle precedenti soggetti ad azioni orizzontali fuori dal piano.

Per quanto riguarda il meccanismo resistente per azioni orizzontali contenute nel piano della parete, si genera un sistema di puntoni che impegna una regione triangolare della stessa portando l'azione sismica in fondazione; quindi, la restante parte di parete per via della scarsa resistenza a trazione non resiste producendo lesioni che ne comprometto l'utilizzo; così la mancanza di elementi resistenti a trazione (architravi ben ammorsati, cordoli in CA) farà sì che ogni parete risponda individualmente all'azione sismica comportandosi come una mensola incastrata in fondazione. Si mostra la seguente immagine che spiega il meccanismo appena spiegato:



*Figura 12: meccanismo di scarico forze sismiche in fondazione edifici prima classe e seconda*

- **Edifici seconda classe:**

Le pareti murarie di questi edifici sono sempre continue dalla fondazione alla copertura; la prima differenza sta nel solaio dove i sistemi voltati vengono sostituiti da dei solai isostatici composti da travi di legno in semplice appoggio; tuttavia, le travi possono anche essere realizzate in ferro senza però variare il comportamento strutturale dell'edificio (sistema di putrelle metalliche e voltine in laterizio). Gli architravi sulle aperture possono essere fatti di mattoni disposti a coltello o di legno appoggiandole all'interno della parete (una larghezza leggermente maggiore di quella delle aperture).

Rispetto alla precedente classe lo spessore delle pareti è minore; infatti, partendo dal piano fondale si ha lo spessore del muro maggiore e ad ogni piano verso la copertura diminuisce, così da formare delle riseghe che sono posizionate verso l'interno per mantenere il muro esterno verticale.

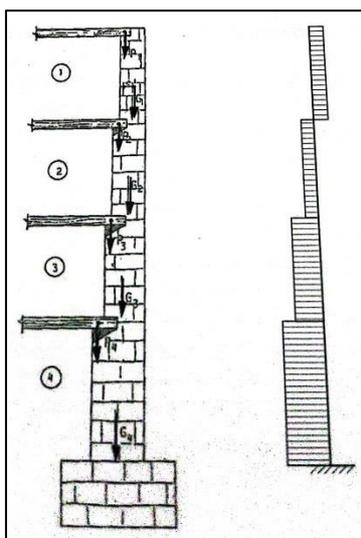


Figura 13: riseghe muratura con effetto momento ribaltante

Queste riseghe per ogni piano formano una determinata eccentricità che moltiplicata per il peso della porzione superiore di parete genera un momento ribaltante verso l'esterno nella direzione ortogonale; inoltre, nelle pareti ortogonali alle precedenti si forma uno stato di fessurazione dovuto alla trazione esplicata dal momento ribaltante. Questo meccanismo assieme alle spinte orizzontali di un ipotetico solaio con putrelle e voltine e/o a quelle degli architravi fanno tendere la scatola muraria ad aprirsi "a carciofo" come mostra schematicamente questo schizzo sempre realizzato da M. Pagano:

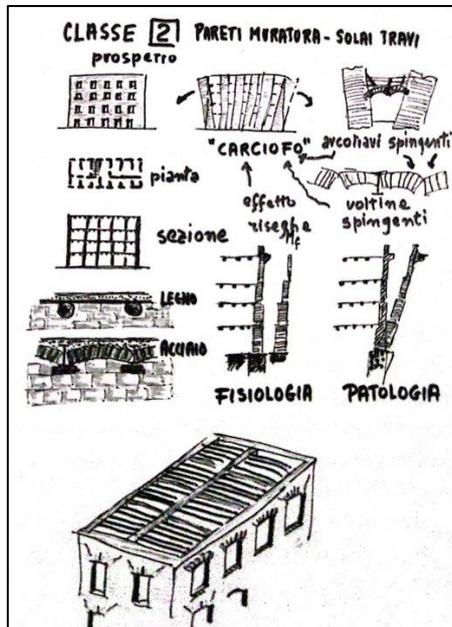


Figura 14: schizzo illustrativo caratteristiche e carenze edifici della seconda classe a cura di M. Pagano

Dunque, la mancata integrità delle croci di muro (pareti ortogonali non ben ammorsate o lesionate) amplificherebbe tale tendenza ad aprirsi; infatti, a meno della presenza di catene lungo pareti nelle due direzioni, l'unico meccanismo resistente per le azioni orizzontali è quello offerto dalle pareti perimetrali e le trasversali. Questo perché pur essendo le travi di legno o

le putrelle di ferro resistenti a trazione, esse sono innestate nelle pareti murarie senza però essere fissate adeguatamente risultando inefficaci a portare sforzi di trazione.

- **Edifici terza classe:**

Gli edifici di questa classe hanno dei miglioramenti netti rispetto ai precedenti sia sotto l'aspetto statico che quello sismico. Infatti, con l'avanzare della tecnologia di costruzione basata sul calcestruzzo armato si iniziano a realizzare le strutture in muratura con il solaio in latero-cemento. Quindi, una volta raggiunta per le pareti murarie la quota di progetto del solaio si interrompe la costruzione e si realizza il solaio. I travetti del solaio poggiano sulle pareti e su di esse si predispongono una cassaforma per alloggiare i ferri di armatura (longitudinali e trasversali) per poi essere inglobati al momento del getto di finitura del solaio, così da creare dei cordoli armati. Oltre a questi elementi anche gli architravi sono realizzati in cemento armato. Inoltre, per via della scoperta dei materiali impermeabilizzanti si iniziano a concepire anche coperture piane.

La presenza di questi solai e cordoli armati permette un mutuo vincolo con le pareti circostanti attenuando di molto l'effetto ribaltante dato dall'eccentricità di cui prima, in quanto tale momento ora agisce su una trave continua su più appoggi con un effetto quasi trascurabile.

Il miglioramento sotto carichi sismici è dovuto in prima istanza alla capacità del solaio di agire come un diaframma rigido, grazie alla soletta armata di completamento. Infatti, considerando un'azione orizzontale fuori il piano della parete il diaframma conduce le forze nelle pareti parallele alla direzione del sisma e la possibilità di ribaltamento fuori dal piano è praticamente scongiurata. Inoltre, se consideriamo una parete soggetta ad azione sismica nel proprio piano essa si comporta come un telaio grazie alla presenza degli elementi tenso-resistenti; quindi, si instaura un sistema di tiranti e puntoni che conducono l'azione sismica in fondazione attraverso i ritti (maschi murari), i traversi (le fasce di piano) e i nodi rigidi (figura). Questo meccanismo è determinato dalla presenza delle fasce di piano definite dalla muratura compresa tra il cordolo armato e le piattabande. La seguente immagine esplica quanto appena detto:

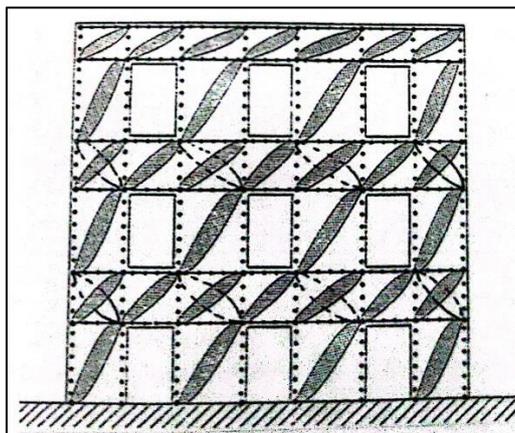


Figura 15: meccanismo di scarico forze sismiche in fondazione edifici terza classe

[6]

## 2.1- DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA:

La struttura in esame è realizzata in muratura ed è inquadrabile nella seconda classe della classificazione appena introdotta; l'edificio è in un contesto di edifici a schiera, i quali hanno contatti solo attraverso un muro con altezza di circa 1,5 metri che collega le facciate OVEST degli edifici e che comunque si ipotizza ininfluenza ai fini dell'analisi da condurre.

Si riporta la seguente immagine presa da Google Maps per meglio intendere quanto appena detto:



Figura 16: Contesto edilizio struttura oggetto di studio

La struttura è stata costruita negli anni Sessanta, anni nei quali non vi era attenzione al comportamento sotto azioni orizzontali e nemmeno elementi normativi, di fatto dalla documentazione in possesso non si riscontrano elementi concepiti per resistere ad azioni orizzontali.

La struttura è formata da tre livelli, in particolare da un piano seminterrato ( $h=2,18\text{m}$ ), un piano terra ( $h=3,92\text{m}$ ) ed un piano primo ( $h=3,9\text{m}$ ) per una altezza complessiva pari a 10 m.

La struttura portante, quale le pareti murarie esterne ed i pilastri, sono realizzati in muratura; in particolare si ha il mattone pieno di laterizio e una pietra calcarea resi solidali da una malta che dalla documentazione in possesso risulta essere in buone condizioni.

Il solaio risulta tipico delle costruzioni in muratura degli anni Sessanta, le quali venivano progettate e costruite senza accorgimenti per i carichi orizzontali, infatti, non si è rilevato nessun elemento concepito per rendere l'impalcato rigido e capace di distribuire l'azione sismica agli elementi resistenti (quali catene, cordoli in calcestruzzo armato ecc.). I solai del piano terra e del primo piano sono formati da elementi lignei di diversa sezione come elementi

di sostegno al tavolato, al massetto ed alla pavimentazione, mentre il piano di copertura è un tetto a doppia falda realizzato con elementi lignei e a completamento un tegolato.

I dettagli delle varie parti strutturali dell'edificio sono mostrati nei paragrafi successivi;

[6]

## 2.21- Pareti murarie e pilastri

Le pareti murarie del piano seminterrato partono dalle fondazioni ed hanno un'altezza di 2,18 m per uno spessore di 0,65 m e sono realizzate in pietra calcarea a spacco con assortimento variabile; per il piano terra, l'altezza è di 3,92 m per uno spessore di 0,55 m; esse presentano una matrice di pietra calcarea con listature di mattone pieno di laterizio e nel prospetto OVEST, sopra le aperture del piano terra, sono presenti degli archi di muratura realizzati con mattone pieno di laterizio; infine, le pareti murarie del primo piano hanno un'altezza di 3,92 m per uno spessore di 0,55 m e sono realizzate interamente in mattone pieno di laterizio.

Per quanto riguarda i pilastri, essi hanno un'altezza di 6,1 m ed una sezione quadrata di lato 0,4 m; sono realizzati in mattone pieno laterizio e fungono da supporto intermedio alle travi principali e secondarie del piano terra e del primo piano, come verrà esposto nel dettaglio nel successivo paragrafo e come si può notare nella seguente figura 3;

Di seguito si mostrano le immagini 1,2 e 3 che mostrano rispettivamente il prospetto OVEST, il prospetto SUD ed un particolare dei pilastri e del piano seminterrato:



Figura 17: prospetto OVEST



*Figura 18: prospetto SUD*



*Figura 19: particolare pilastro e seminterrato*

## **2.22- Schema strutturale e di assemblaggio dei solai**

Lo schema strutturale dell'edificio prevede le pareti murarie perimetrali e due pilastri che rappresentano gli elementi strutturali principali e un sistema di travi e travetti che appoggiando su di essi formano i solai al piano terra e al primo piano; ritornando alla figura 3 si può notare un particolare relativo agli innesti delle travi principali e secondarie nei pilastri e dei travetti nella parete muraria per comprendere meglio il funzionamento statico del solaio.

Le travi ed i travetti che compongono il solaio sono realizzati in legno; a completare il pacchetto del solaio vi è un tavolato con uno spessore di 0,04 m, un massetto di 0,05 m e la malta di allattamento per la posa della pavimentazione.

**- SOLAIO PIANO TERRA E PRIMO PIANO:**

Il solaio del primo e secondo piano hanno il medesimo assemblaggio e i medesimi elementi che lo compongono; l'unica differenza risiede nella profondità degli innesti, infatti, gli elementi del piano terra sono innestati nelle pareti murarie per una profondità di 0,375 m mentre quelli del primo piano sono innestati di 0,275 m.

Essi sono formati da quattro travi principali ( $b=20\text{cm} \times 25\text{cm}=h$ ) che si innestano da un lato nella parete muraria NORD/SUD (quella di lunghezza maggiore) e dall'altra parte nel pilastro, funzionando così da supporto per i travetti di tipo A.

Mentre, le due secondarie (15x20) si innestano da un lato nelle pareti murarie EST/OVEST (quelle di lunghezza minore) e dall'altro lato nei pilastri, funzionando così da supporto per i travetti di tipo B che poggiano la parte centrale sulla trave secondaria e i lati sono innestati nelle pareti murarie NORD e SUD.

Nella figura 8, prima tavola di assemblaggio del solaio, sono riportati i nomi dei prospetti per una maggiore comprensione dei punti di innesto delle travi e i travetti;

Si riporta l'assemblaggio relativo al solo solaio del piano terra (essendo quello del primo uguale) nelle seguenti figure 8, 9, 10, 11 e 12:

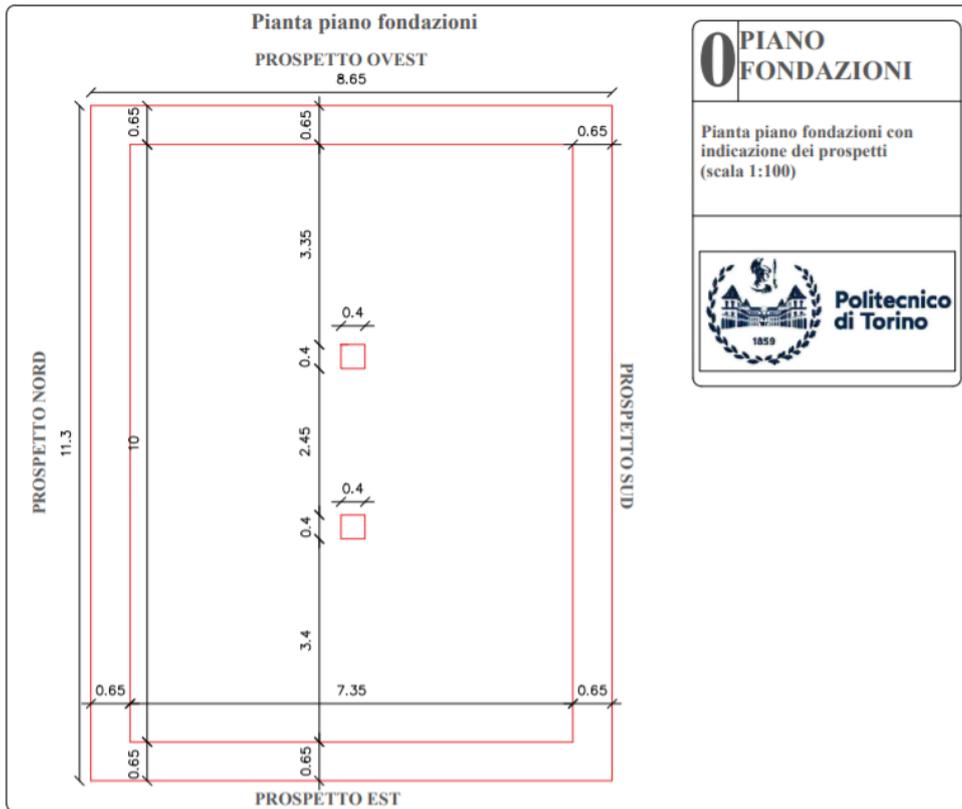


Figura 20: tavola con i riferimenti ai prospetti

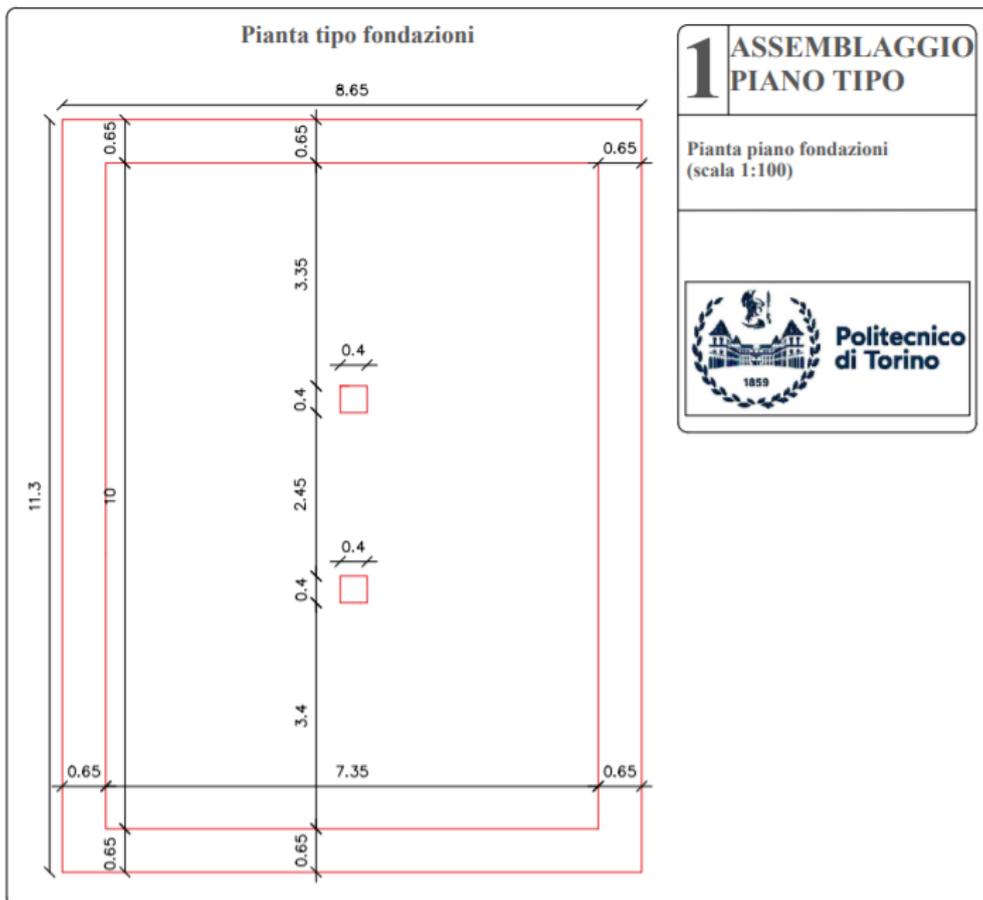


Figura 21: fase 1 assemblaggio solaio

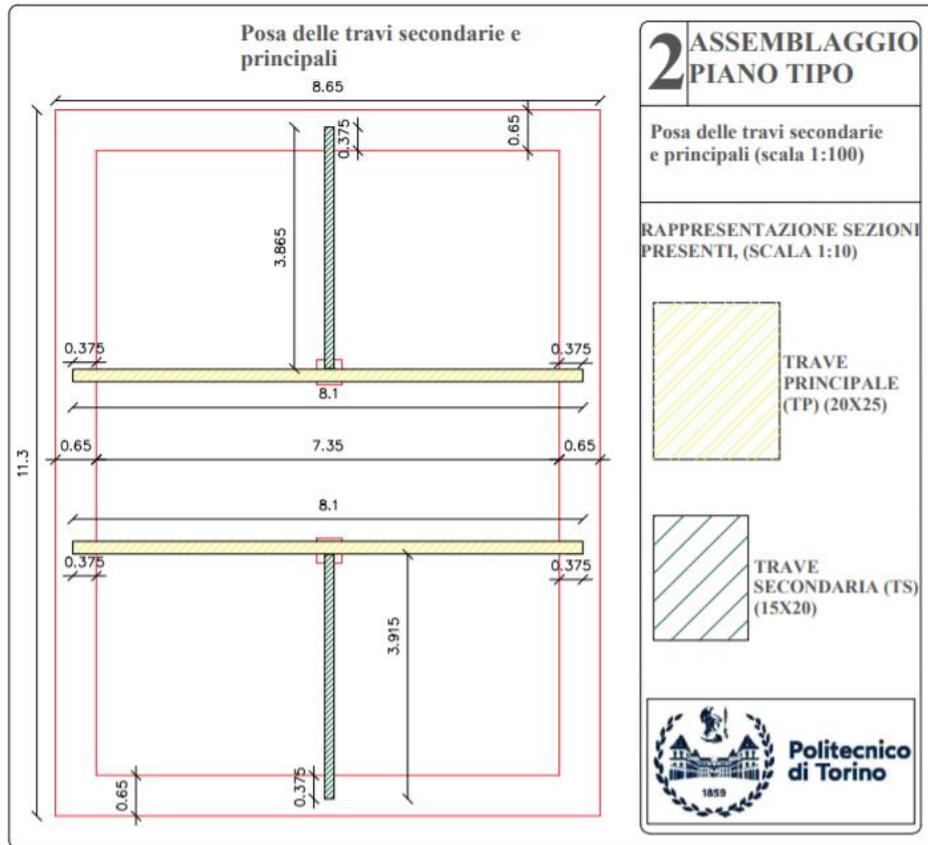


Figura 22: fase 2 assemblaggio solaio

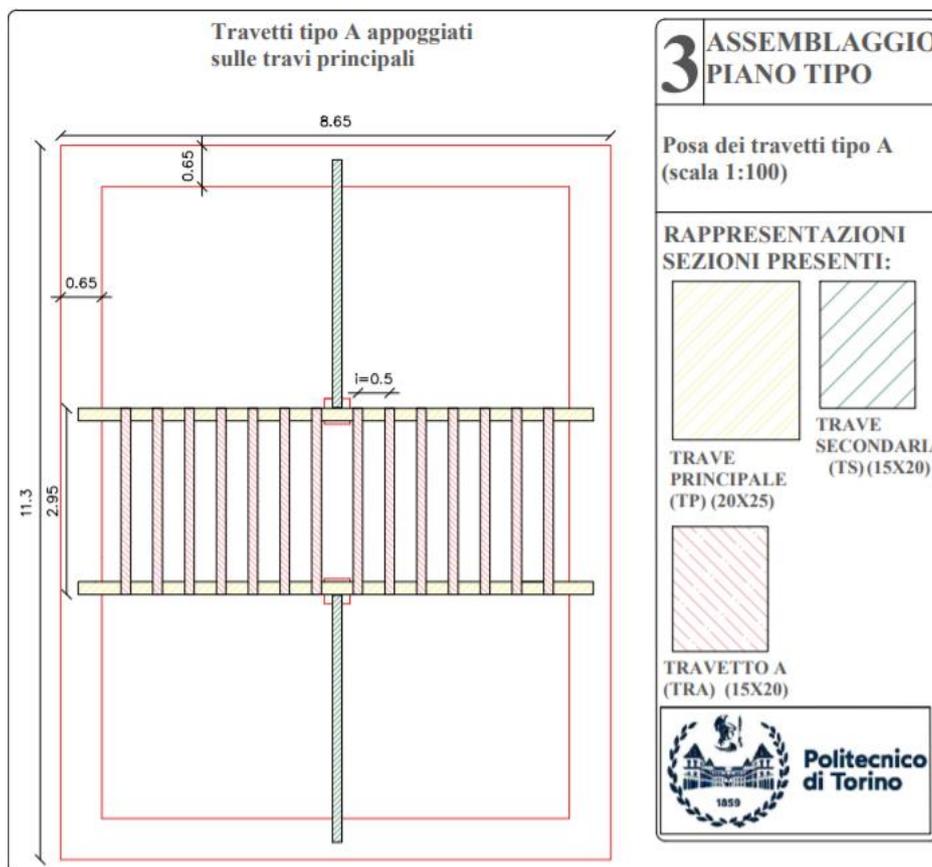


Figura 23: fase assemblaggio 3

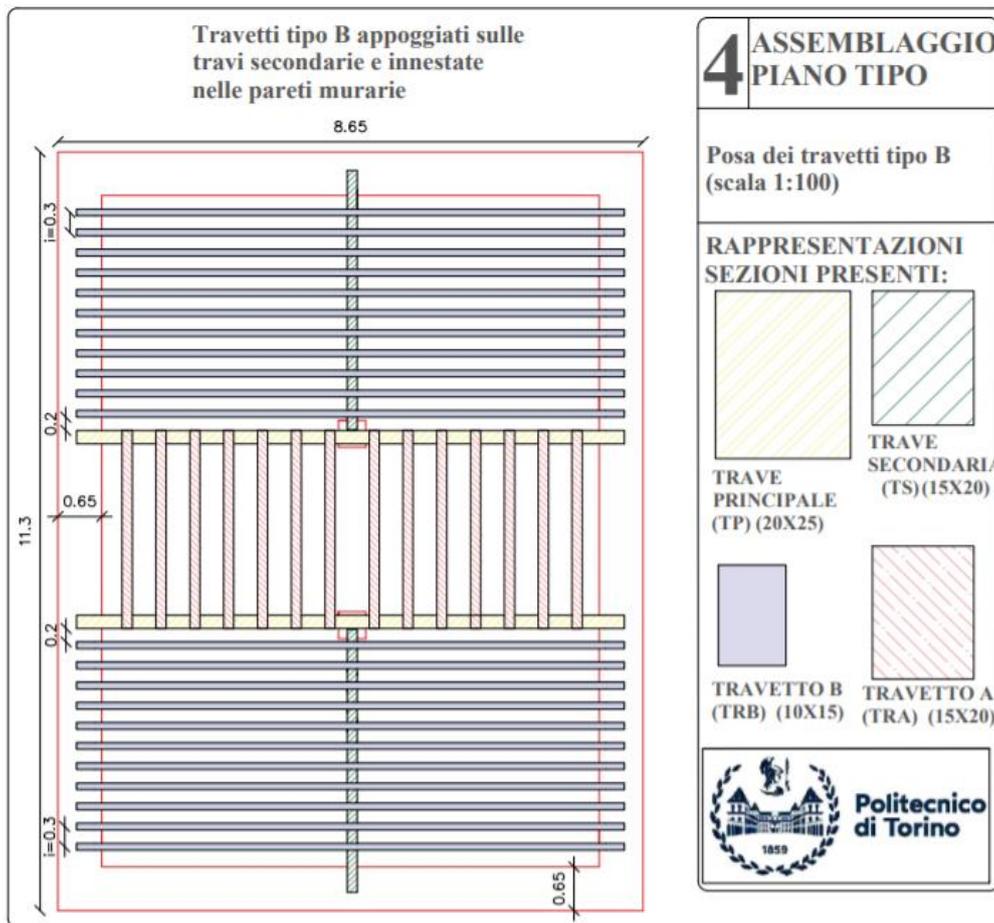


Figura 24: fase assemblaggio 4

Per completezza si aggiunge la pianta relativa al **primo piano** che comunque risulta uguale a quella del piano terra se non per la differenza nello spessore della muratura perimetrale e la profondità d'innesto delle travi e i travetti:

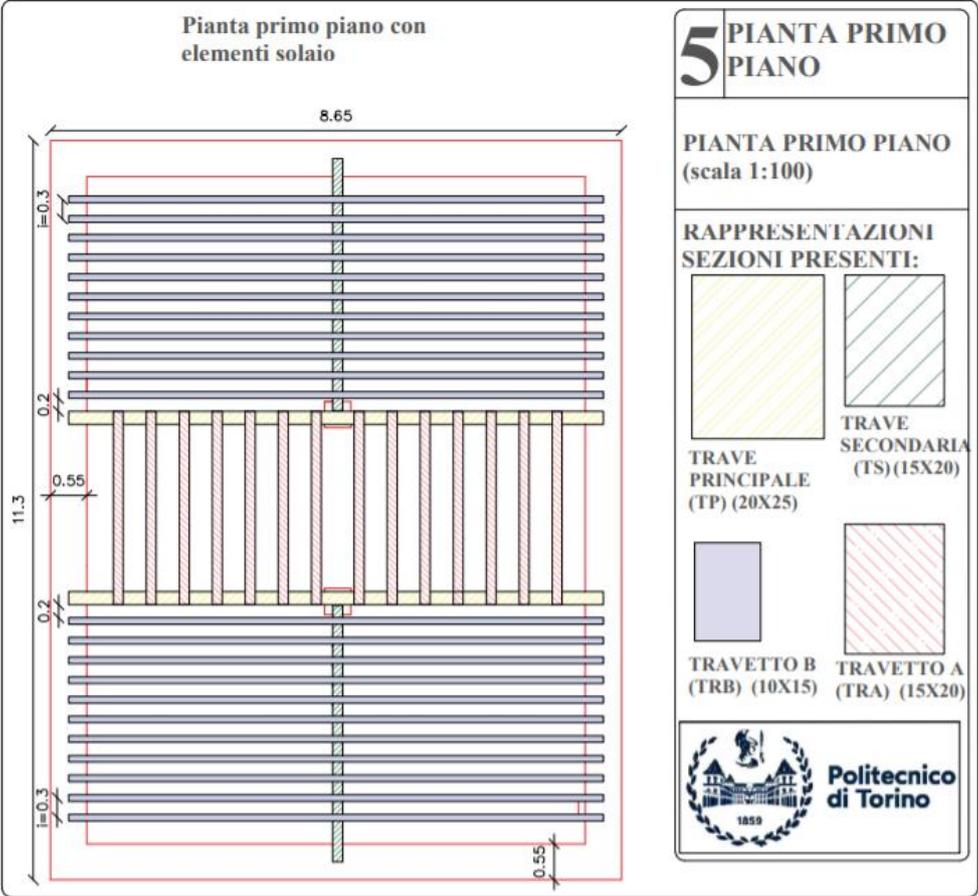


Figura 25: pianta piano primo

## - PIANO DI COPERTURA

La **copertura** è di tipo non spingente e a doppia falda; vi è la falda numero 1 (parallela alle pareti dei prospetti NORD e SUD) che ha un'inclinazione di  $12^\circ$  rispetto al piano orizzontale e la numero 2 (parallela alle pareti dei prospetti EST e OVEST) di  $16,5^\circ$ .

Gli elementi che compongono la copertura sono: una trave principale centrale (20x25) e quattro travi diagonali (15x20), che sono innestate nelle pareti murarie appartenenti ai prospetti NORD e SUD. Il solaio è completato con dei travetti con la medesima sezione e lunghezza variabile in funzione delle diverse posizioni indicate in pianta con A1, B1 e C1.

La pianta per il piano di copertura è rappresentata nella figura 14:

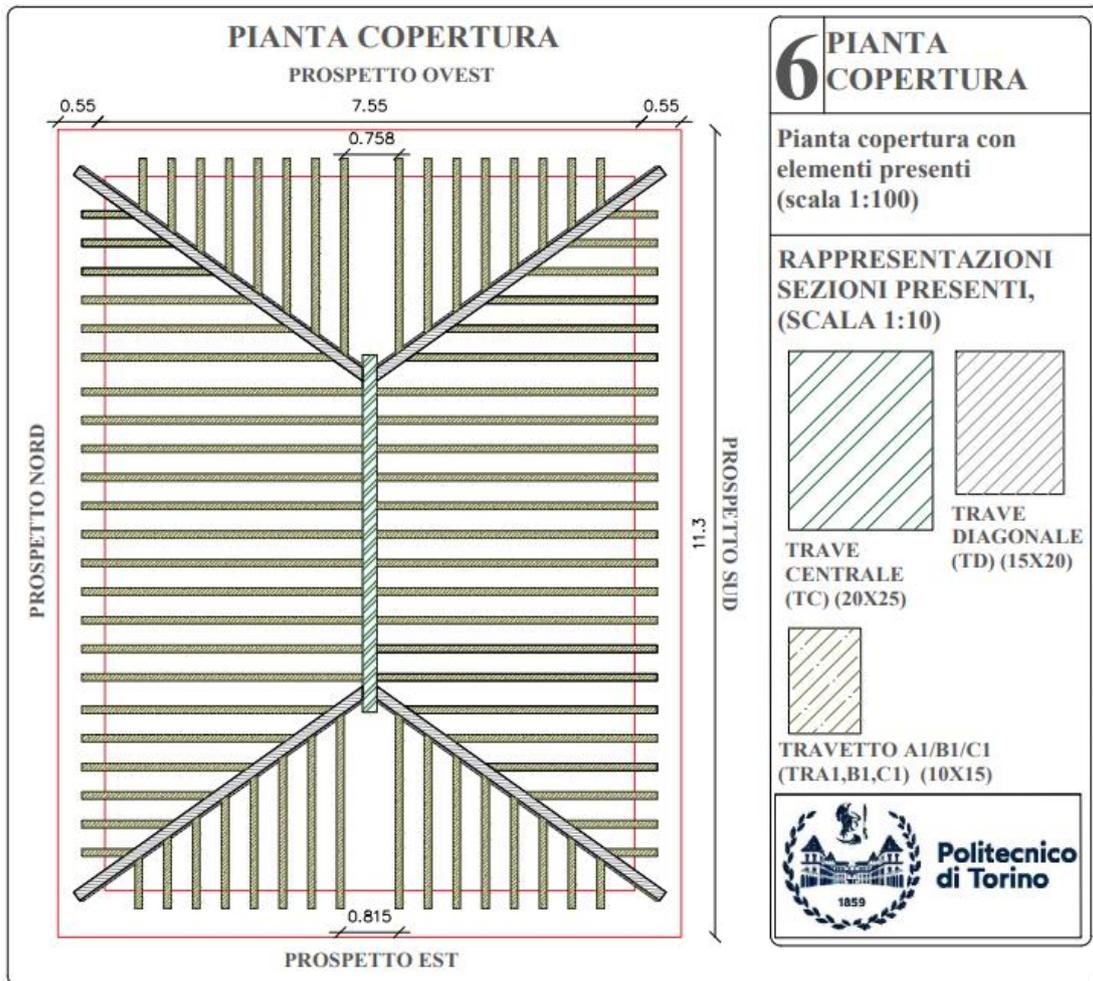


Figura 26: pianta copertura

## 2.23- PROSPETTI E PIANTE:

I prospetti sono indicativi per quanto riguarda i materiali utilizzati all'interno del software Abaqus e per l'indicazione sulle aperture presenti;

La parete muraria che risulta avere più aperture è la OVEST dove ne sono presenti 4 per il primo piano ed il piano terra;

La parete SUD presenta 3 aperture per il primo piano ed il piano terra ed un'apertura di accesso al piano seminterrato e quella NORD 3 aperture al piano terra e 4 aperture al primo piano, anche se una delle quattro risulta di piccole dimensioni;

La parete EST ha 2 aperture per piano;

Di seguito si riportano i prospetti N, S, O ed E (figura 9, 10, 11 e 12) per una chiara visione delle aperture e i materiali utilizzati per modellare la struttura;

Nella figura 13 sono riportate le piante del piano terra e del primo piano relative alle aperture con indicazione sulle dimensioni;

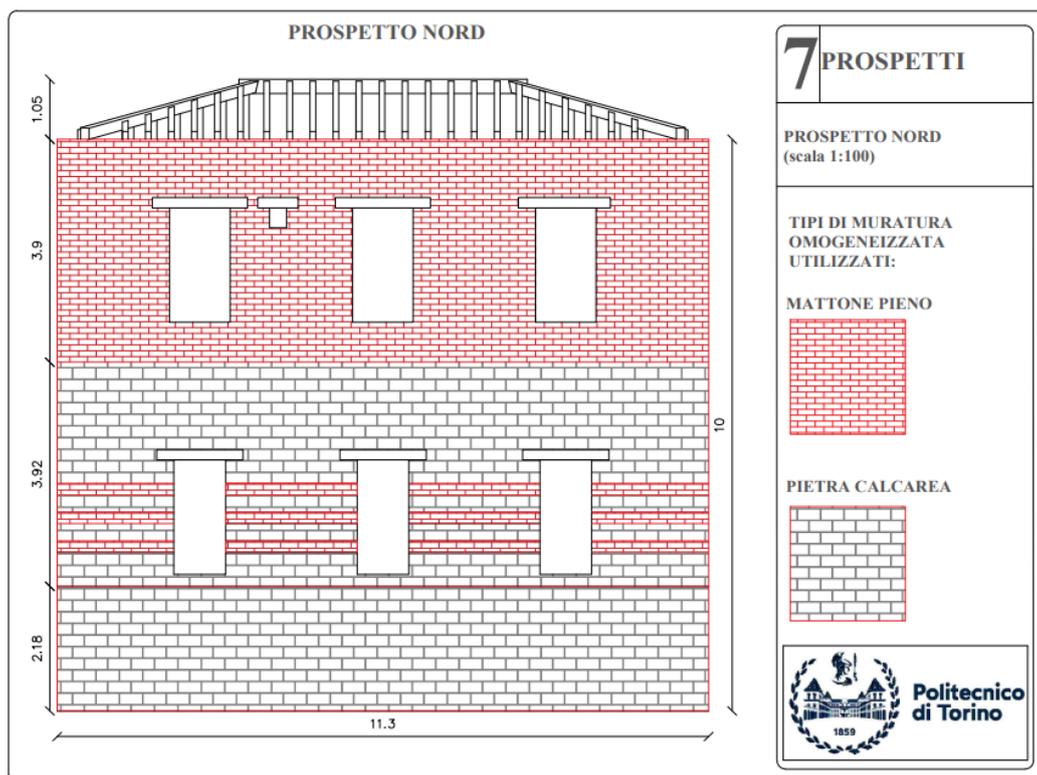


Figura 27: prospetto NORD

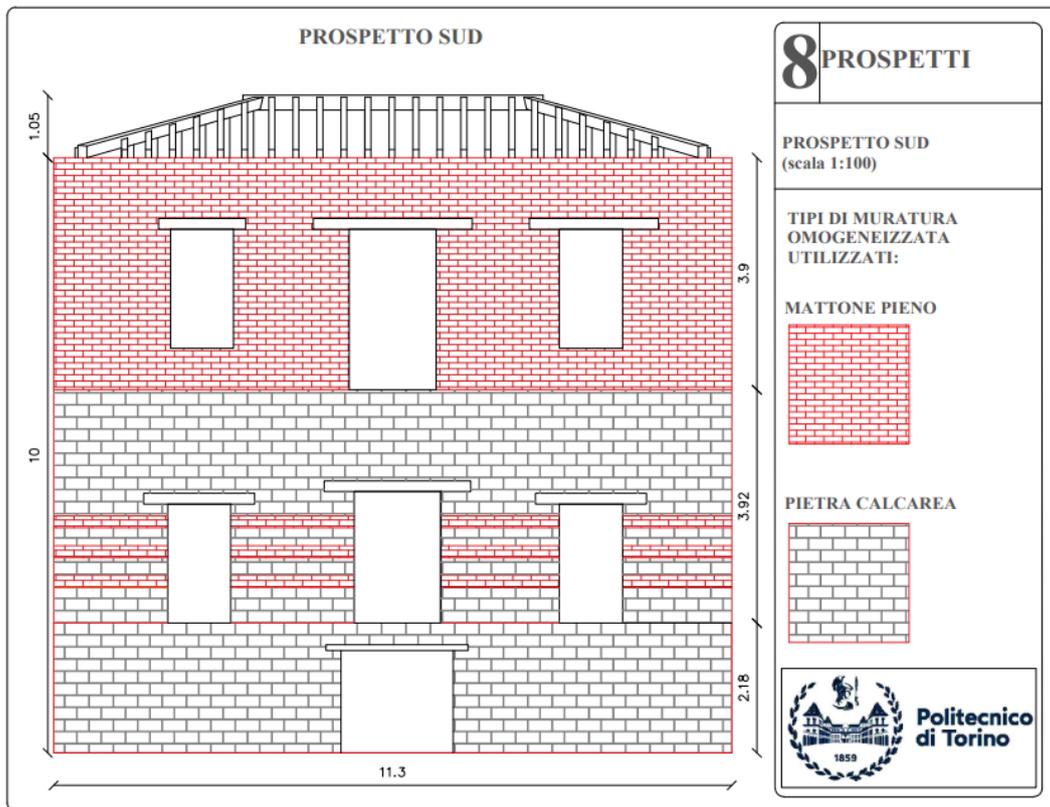


Figura 28: prospetto SUD

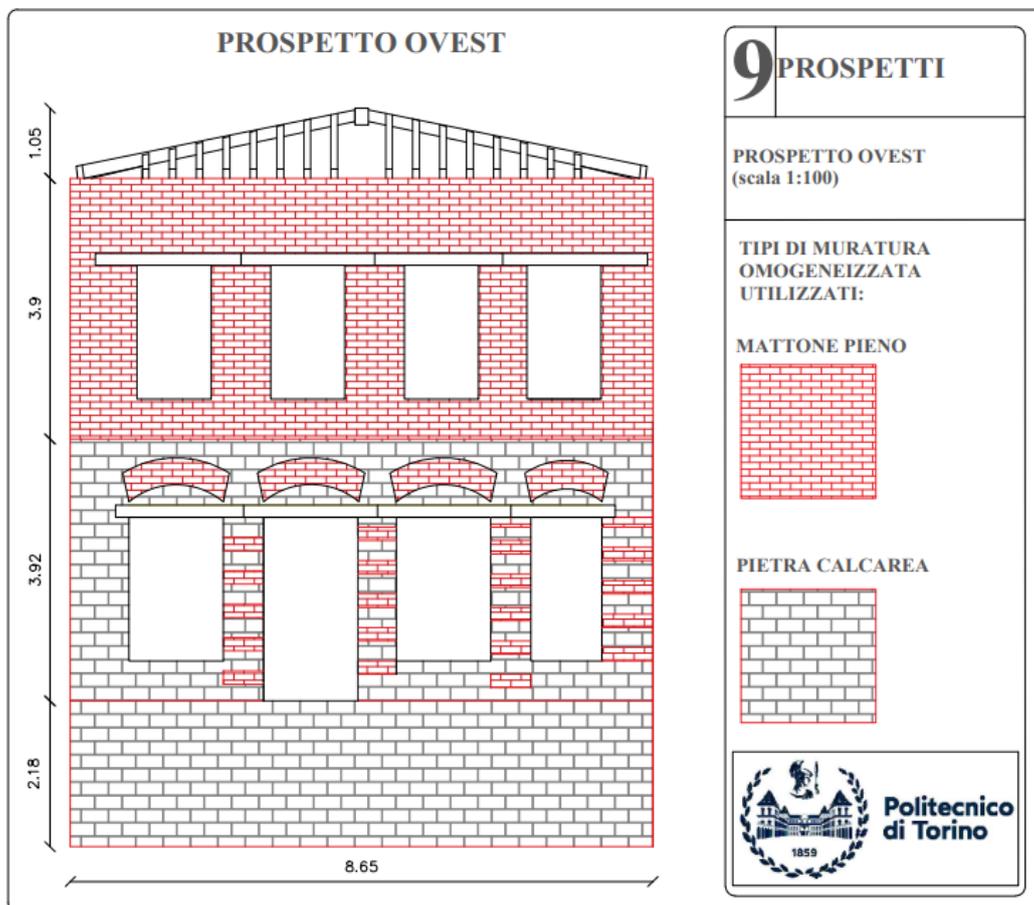


Figura 29: prospetto OVEST

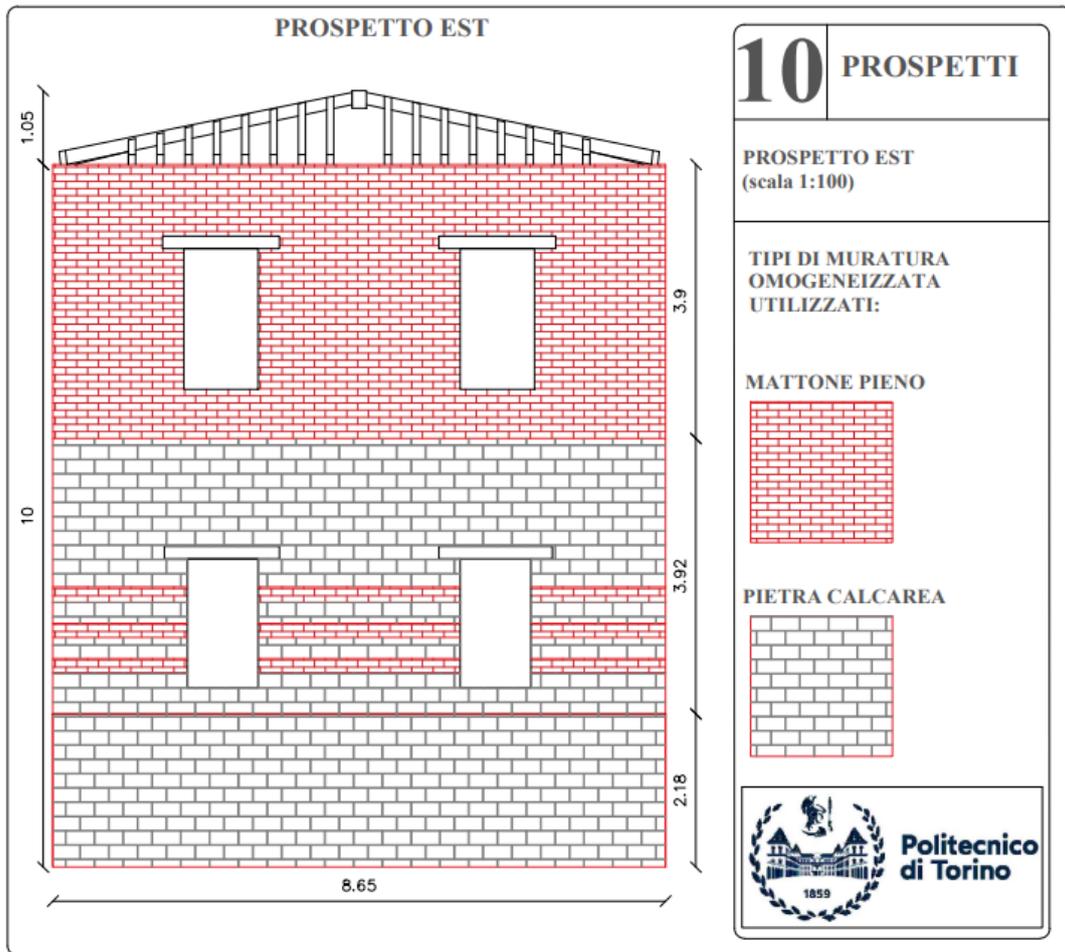


Figura 30: prospetto EST

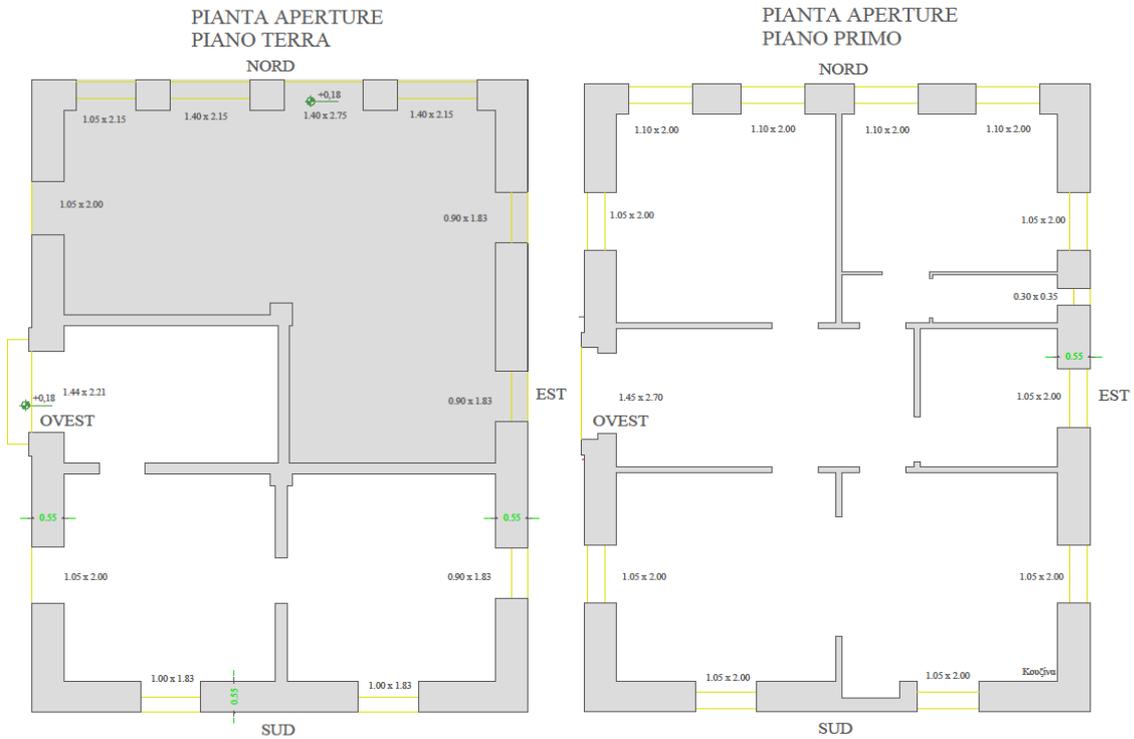


Figura 31: Pianta aperture piano terra e primo piano

## **2.24- DANNI RILEVATI ALL'ESTERNO ED ALL'INTERNO DELLA STRUTTURA**

Il danno alla struttura è localizzato nelle croci di muro e le lesioni presenti sono dovute principalmente al taglio diagonale che è generato da un'azione orizzontale dovuta al sisma ed uno stato di compressione cui è soggetta la struttura per i carichi verticali.

Si mostrano le immagini di figura 1 che mostrano le lesioni rilevate all'esterno della struttura posizionate nelle croci di muro Nord/Est e Sud/Ovest e quelle di figura 2 che mostrano le lesioni presenti all'interno della struttura in corrispondenza delle croci di muro Sud/Est (piano terra) e Nord/Ovest (piano terra e piano primo);



*Figura 32: lesione croce di muro Sud/Ovest*



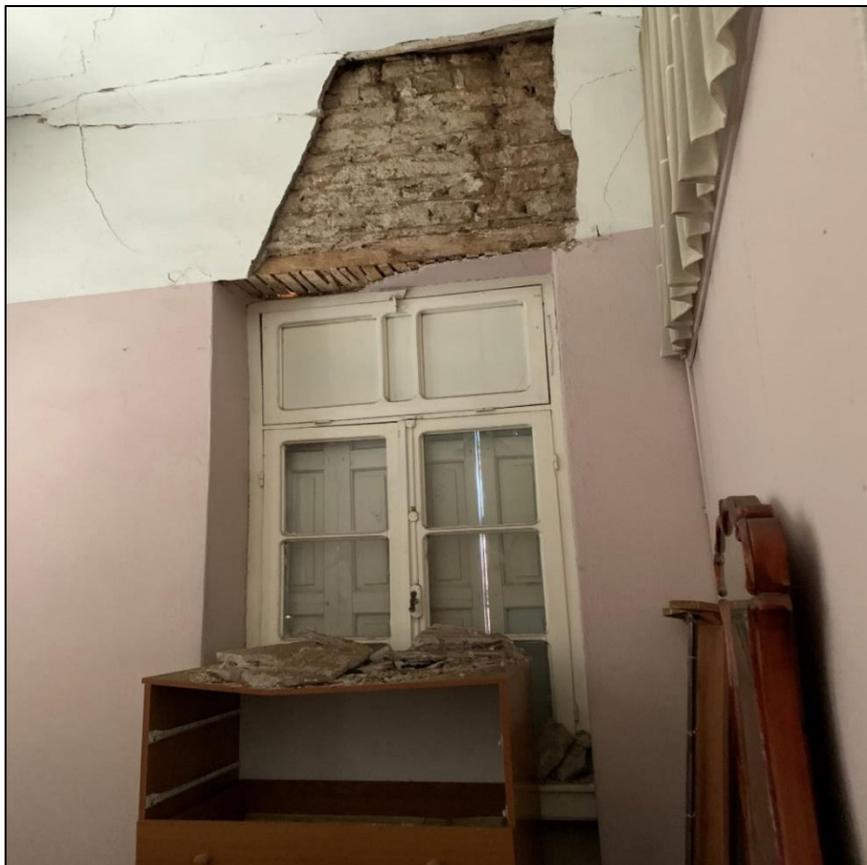
*Figura 33: lesione croce di muro Nord/Est*



*Figura 34: probabile lesione croce di muro Nord/Ovest*



*Figura 35: lesione croce di muro Sud/Est (piano terra)*



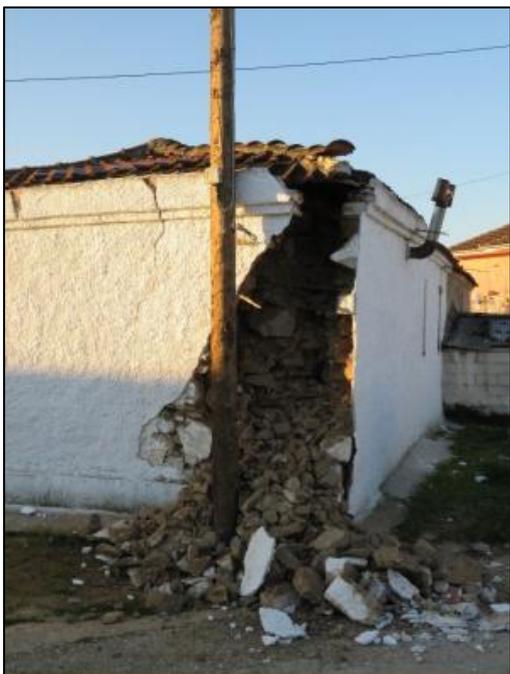
*Figura 36: lesione croce di muro Nord/Ovest (piano primo)*



*Figura 37: lesione croce di muro Nord/Ovest (piano terra)*

## **2.25- Esempi di strutture danneggiate dalla stessa sequenza sismica**

Si mostrano delle immagini contenute nella newsletter introdotta precedentemente, relative a danneggiamenti rilevati in diverse strutture in muratura nella medesima città:





*Figura 38: danni rilevati su una struttura in muratura*

In questo edificio in muratura vi è la presenza di lesioni e fessure verticali per tutta l'altezza del muro, compromettendo l'efficacia delle croci di muro. Un danno di questo tipo è da attribuire all'assenza di elementi tenso-resistenti come, ad esempio, fasce di piano realizzate in calcestruzzo armato atte a distribuire il carico sismico tra le pareti murarie. Dunque, ogni parete verticale resisterà in maniera indipendente all'azione fuori e nel proprio piano.





*Figura 39: danni rilevati su struttura in muratura*

In queste immagini si nota una rottura della parte superiore della parete dovuta all'interazione tra la copertura e le pareti murarie. Una rottura di questo tipo non implica il collasso della struttura ma comunque ne compromette l'utilizzo. Come si può notare dall'ultima immagine una rottura di quel tipo compromette completamente le croci di muro rendendo le pareti indipendenti nella risposta all'azione sismica.

[3]

## **2- Materiali:**

### **3.1 - Murature omogeneizzate e legno**

Per i valori meccanici caratteristici si è fatto riferimento alla tabella presente nella circolare delle NTC 2019 capitolo 8 in quanto non è stato possibile eseguire prove strumentali per definirne i valori.

Si è ipotizzato di avere due tipi di muratura omogeneizzata:

- **Muratura in mattone pieno con malta di calce;**
- **Muratura in pietre a spacco con buona tessitura;**

Si riporta la tabella relativa ai principali parametri meccanici e una che riguarda i coefficienti correttivi da adottare qualora vi siano le condizioni riportate:

**Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.**

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella 1: Valori di riferimento parametri meccanici, circolare 21 gennaio 2019

**Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.**

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (***)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,15}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Tabella 2: Coefficienti correttivi da applicare nel caso vi siano determinati requisiti

- **Legno:**

Si ipotizza per il legno un comportamento elastico avente la seguente densità media e modulo di Young:

- $\gamma = 4,5 \text{ kN/m}^3$
- $E = 11000 \text{ Mpa}$

### **3.2 - Cenni teorici modello “Concrete Damage Plasticity” presente in Abaqus**

Per quanto accennato nel capitolo introduttivo, le murature omogeneizzate che compongono la struttura, si assume che abbiano un andamento del diagramma tensione-deformazione che vari dalla fase elastica ad una fase plastica; quindi, da delle deformazioni puramente elastiche e delle deformazioni plastiche che inevitabilmente produrranno dei danneggiamenti nel materiale.

Per simulare tale comportamento si utilizza il modello del “Concrete Damage Plasticity” (CDP) presente nell’ambiente Abaqus; anche se tale modello nasce per simulare il comportamento del calcestruzzo, degli studi condotti presenti in letteratura dimostrano l’adeguatezza del modello a rappresentare anche la muratura omogenea ed in generale i materiali con comportamento fragile.

“In origine questo modello è stato sviluppato per descrivere il comportamento non lineare del calcestruzzo, tuttavia, il suo utilizzo può essere allargato a tutti i materiali dal comportamento fragile attraverso un appropriato adattamento dei principali parametri”.

[7]

Considerando anche la fase plastica al CDP è associata una legge del danno sia al comportamento in compressione che in trazione; Il grado di danno è espresso in percentuale e dipende in compressione dal livello di schiacciamento del materiale ed in trazione dalla deformazione di fessurazione.

Tale modello, come tutti i legami costitutivi plastici, considera il comportamento del materiale dalla fase elastica alla fase plastica. La fase plastica si manifesta al raggiungimento della resistenza del materiale considerato e genera delle deformazioni permanenti. Dunque, la deformazione totale del materiale è data dalla somma delle deformazioni che si hanno in fase elastica e (reversibili)  $\epsilon_e$  quelle in fase plastica  $\epsilon_p$  (permanenti).

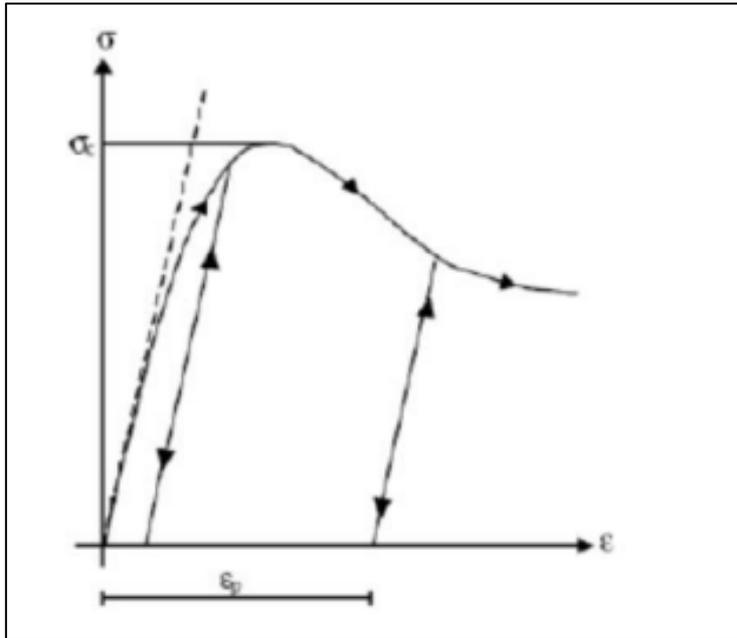


Figura 40: andamento legame plastico

Per una chiara comprensione del modello si valuta il comportamento del materiale sotto carico mono-assiale;

Considerando il materiale soggetto a trazione mono-assiale, il legame costitutivo, descritto attraverso il diagramma tensione-deformazione di figura 26, ha un andamento lineare fino al raggiungimento del valore della tensione di rottura  $\sigma_{t0}$ . Da tale valore in poi si ha l'insorgenza di micro-fessure che conducono ad una riduzione della rigidezza e resistenza del materiale; dunque, tale riduzione, all'atto del superamento della tensione di rottura  $\sigma_{t0}$ , è descritta da un ramo di softening (tratto discendente del grafico):

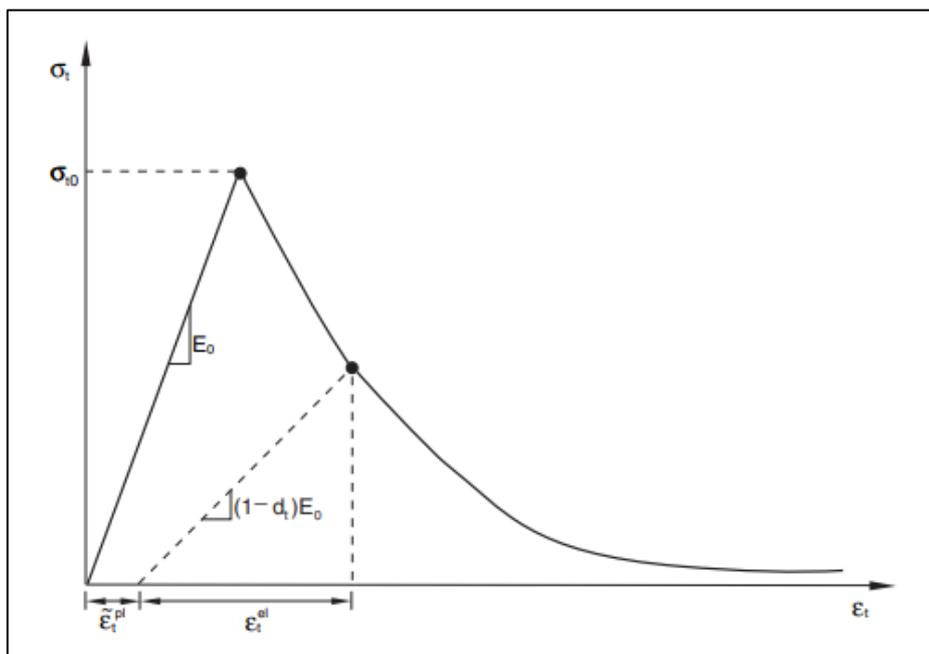


Figura 41: diagramma tensione-deformazione trazione uniassiale

Per quanto riguarda il materiale sotto compressione uniassiale, prima che si raggiunga la tensione di compressione del limite elastico  $\sigma_{c0}$ , l'andamento del legame costitutivo è lineare; dopo tale limite il materiale entra nella fase plastica dove presenta un primo tratto incrudente fino al raggiungimento della tensione ultima  $\sigma_{cu}$ , punto più alto della curva. Il legame prosegue con un tratto di softening come mostrato nella figura 27:

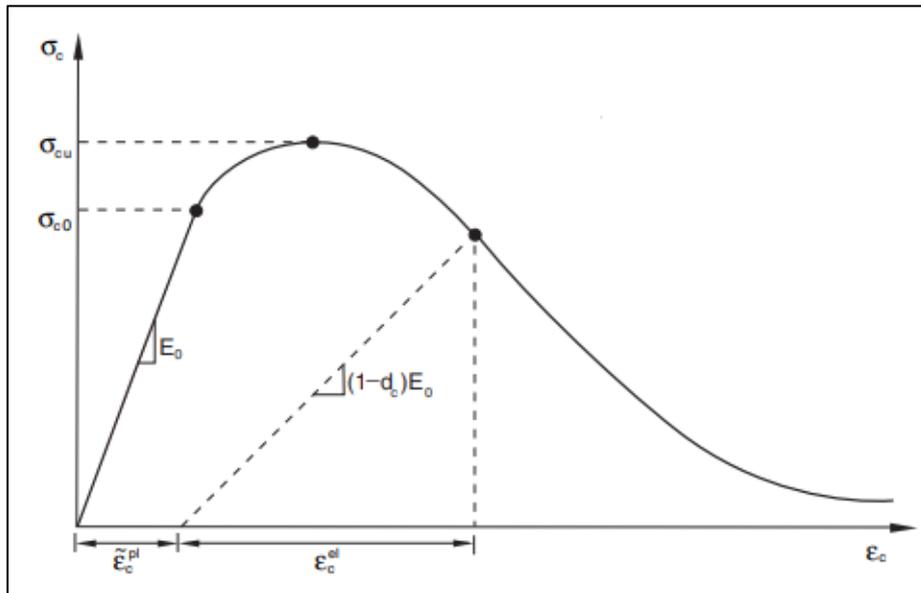


Figura 42: diagramma tensione-deformazione compressione uniassiale

Come anticipato in precedenza il CDP è un modello di legami costitutivi che considera il danneggiamento del materiale; in funzione della deformazione plastica accumulata nel materiale si ha un determinato livello di danneggiamento diverso a seconda se il materiale è soggetto a compressione o a trazione. Come mostrano i due grafici precedenti la diminuzione della rigidità è direttamente proporzionale alla deformazione plastica.

Dunque, per descrivere il livello di danneggiamento del materiale si utilizzano due variabili,  $d_c$  per la compressione e  $d_t$  per la trazione che possono assumere un valore compreso tra 0 e 1. Dove il valore 0 corrisponde al materiale integro e 1 al materiale completamente danneggiato.

Le tensioni mono-assiali  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$  del materiale hanno le seguenti relazioni:

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl})$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})$$

Dove  $E_0$  rappresenta il modulo elastico del materiale nelle condizioni iniziali,  $d_t$  e  $d_c$  le variabili relative al danneggiamento in trazione e compressione,  $\varepsilon_t$  e  $\varepsilon_c$  le deformazioni totali del

materiale in trazione e compressione e  $\varepsilon_t^{pl}$  e  $\varepsilon_c^{pl}$  le deformazioni plastiche in trazione e compressione.

Le deformazioni plastiche del modello CDP che insorgono una volta superato il limite di tensione elastico hanno le seguenti relazioni;

per il materiale soggetto a trazione uniassiale si definisce la deformazione di fessurazione  $\varepsilon_t^{ck}$  come:

$$\varepsilon_t^{ck} = (\varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el})$$

Dove  $\varepsilon_t$  è la deformazione totale e  $\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_{t0}}{E_0}$  rappresenta la deformazione elastica.

A questo punto la deformazione plastica a trazione si ottiene mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0}$$

Per il materiale soggetto a compressione uniassiale a determinare il comportamento post-picco è la deformazione inelastica  $\varepsilon_c^{in}$  che si ottiene mediante la seguente deformazione:

$$\varepsilon_c^{in} = (\varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el})$$

Dove  $\varepsilon_c$  è la deformazione totale e  $\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_{c0}}{E_0}$  rappresenta la deformazione elastica.

Dunque, la deformazione plastica a trazione si ottiene mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0}$$

Considerando prove sperimentali di compressione su blocchi di murature omogenizzati al raggiungimento del comportamento plastico per quanto sopra si ha la l'apertura di fessure; se consideriamo la rimozione del carico a partire da questo istante si può apprezzare un recupero di rigidezza e resistenza. Tale effetto viene considerato nel modello CDP di Abaqus.

Alla definizione del modello manca la taratura di alcuni parametri elastici e plastici. In particolare, quando lo stato tensionale in un punto del materiale raggiunge la superficie di snervamento si attiva una legge di scorrimento per definire il legame tenso-deformativo incrementale; essa può essere di tipo associata se la direzione dello scorrimento plastico è perpendicolare alla superficie oppure non associata se la condizione precedente non si realizza.

Essendo la muratura un materiale non perfettamente plastico, l'andamento della funzione di snervamento la si può ottenere attraverso la definizione del flusso del potenziale plastico attribuita a *Drucker-Prager*; essa utilizza una legge di scorrimento di tipo non associato ed è descritta mediante la seguente equazione iperbolica definita nel piano p-q e mostrata nella figura 29:

$$G = \sqrt[2]{(\varepsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan(\psi)) - q^2} - p^2$$

Dove:

- $\varepsilon$  è un parametro denominato eccentricità e definisce la velocità con il si avvicina all'asintoto (al tendere a zero  $\varepsilon$  il flusso del potenziale tende ad una linea retta); di default è impostato pari a 0,1 ed utilizzare valori minori potrebbe condurre a problemi di convergenza dell'analisi se il materiale non è soggetto ad un adeguato livello di confinamento in quanto il potenziale plastico interseca l'asse idrostatico con una curvatura molto accentuata.
- $\sigma_{t0}$  è la tensione di rottura del materiale a trazione;
- $\psi$  è l'angolo di dilatanza; tale parametro, in ragione degli sforzi di taglio agenti nel materiale misura l'entità della variazione volumetrica. Da studi reperibili in letteratura si considera un valore pari a  $10^\circ$ ;
- $p$  e  $q$  rappresentano rispettivamente la tensione equivalente effettiva di Von Mises e la tensione deviatorica effettiva;

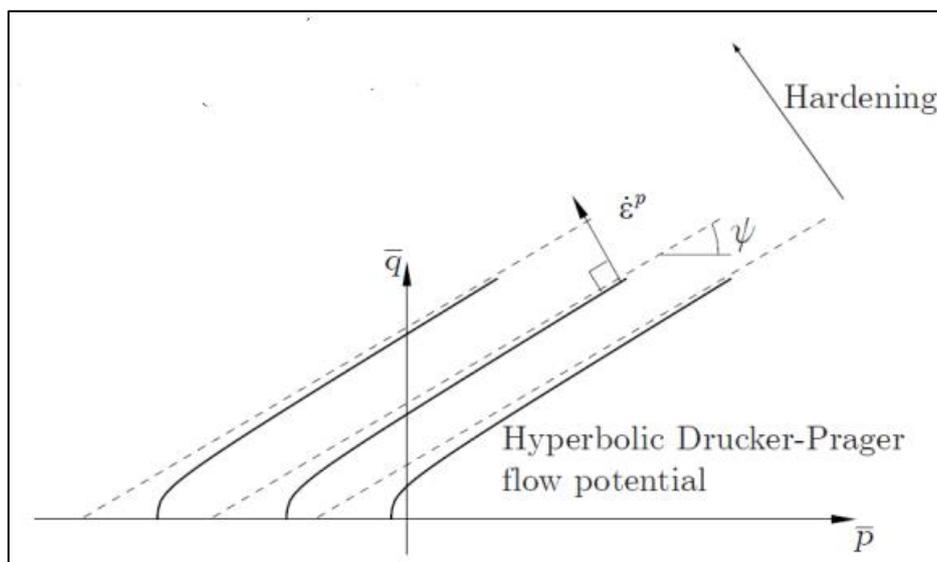


Figura 43: andamento della funzione del flusso del potenziale

La funzione che definisce la superficie di snervamento (definita nel piano delle tensioni deviatoriche) è quella attribuita a "Lubliner et al. (1989) con le modifiche proposte da "Lee and Fenves (1998)" per tenere in considerazione della differente resistenza se sottoposto a carico di trazione o compressione. Tale funzione risulta dipendente dalle seguenti grandezze ed è rappresentata nella figura 29:

$$F = f(\overline{\sigma_{max}}, \frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}, K_c, \overline{\sigma}_t, \overline{\sigma}_c)$$

Dove  $\overline{\sigma_{max}}$  è la massima tensione principale;

$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$  che rappresenta il rapporto tra la tensione di snervamento equi-biassiale e quella di compressione all'istante iniziale tensione

$K_c$  che rappresenta il rapporto tra il secondo invariante sul meridiano a trazione e uno dei meridiani a compressione; può assumere un valore compreso tra 0 e 1 (in Abaqus di default è impostato pari  $\frac{2}{3}$ ).

$\bar{\sigma}_t, \bar{\sigma}_c$  che rappresentano la tensione di trazione e compressione effettiva e dipendono dalle deformazioni plastiche di trazione e compressione rispettivamente.

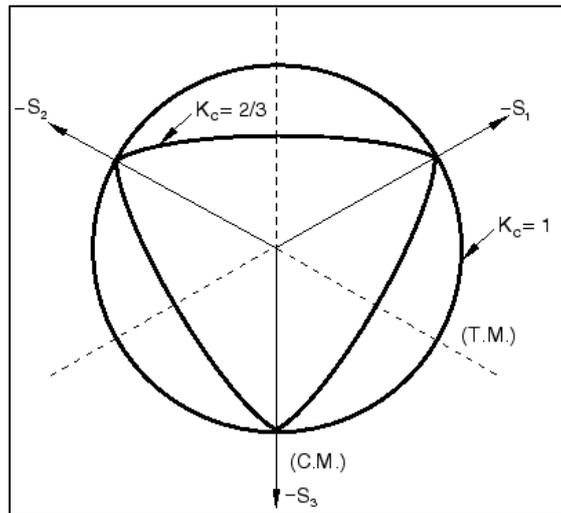


Figura 44: superficie di snervamento nel piano delle tensioni deviatoriche al variare del parametro  $K_c$

L'ultimo aspetto da definire è quello relativo alla viscosità; infatti, in programmi come Abaqus i legami costitutivi dei materiali con un ramo di softening e un degrado della rigidità potrebbero condurre a problemi di convergenza dell'analisi. Per by-passare tale rischio si ha l'utilizzo di regolatori viscoplastici nell'equazioni dei legami costitutivi, in particolare per il modello CDP tale operazione si attua considerando un basso valore del parametro di viscosità. Ciò conduce a migliorare il tasso di convergenza senza intaccare la precisione dei risultati.

Il tensore delle deformazioni viscoplastiche incrementali  $\varepsilon_v^{pl}$  e la variabile di degrado della rigidità viscosa hanno la seguente relazione  $d'_v$  :

$$\varepsilon_v^{pl} = \frac{1}{\mu} \cdot (\varepsilon^{pl} - \varepsilon_v^{pl})$$

$$\varepsilon_v^{pl} = \frac{1}{\mu} \cdot (d - d'_v)$$

dove

- $\mu$  è il parametro di viscosità che rappresenta il tempo di rilassamento del sistema viscoplastico;
- $\varepsilon^{pl}$  è la deformazione plastica;
- $d$  è la variabile che misura il danno;

Nel campo viscoplastico lo sforzo nel materiale ha la seguente relazione:

$$\sigma_c = (1 - d_v) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_v^{pl})$$

[5] [6] [7] [8]

### 3.2 - “Concrete Damage Plasticity” muratura omogenizzata 1:

**Caratteristiche meccaniche mattone pieno con malta di calce:**

- $\gamma = 18 \frac{kN}{m^3}$  (densità media)
- $f_{c0} = 3,45$  Mpa (massima resistenza a compressione)
- $E = 1500$  Mpa (modulo elastico)
- $\epsilon_{cc} = 0,003$  (deformazione limite elastico)
- $f_t = 0,33 \cdot \text{radq}(f_{c0}) = 0,612948$  Mpa (resistenza a trazione)

[7]

Nota: a scopo cautelativo si è considerata una resistenza a trazione pari al 10 % di quella a compressione.

Conoscendo i parametri di deformazione e resistenza di un materiale, è possibile andare a definire il comportamento in trazione e compressione, in particolare, il legame costitutivo seguendo le indicazioni presenti nel paragrafo relativo al “Concrete damage Plasticity”;

Sono da inserire i seguenti parametri che sono assunti pari a quelli di default eccetto per l’angolo di dilatanza:

- Angolo di dilatanza: quando il corpo è soggetto a sforzi di taglio tale parametro ne misura l’entità; si assume pari  $10^\circ$  ([7])
- $\epsilon$ : eccentricità, ha lo scopo di regolare il potenziale plastico
- $\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1,16$ : rappresenta il rapporto tra la tensione di snervamento equi-biassiale iniziale e la tensione di snervamento a compressione iniziale
- $K = 0,667$
- Parametro di viscosità = 0,0003

Nota: Tali parametri sono stati utilizzati anche per l’altro tipo di materiale;

Di seguito si riportano le leggi tensione-deformazione:

- Nella figura 28 abbiamo in **compressione** una legge tensione-deformazione inelastica e associata una legge del **danno** nella figura 29;

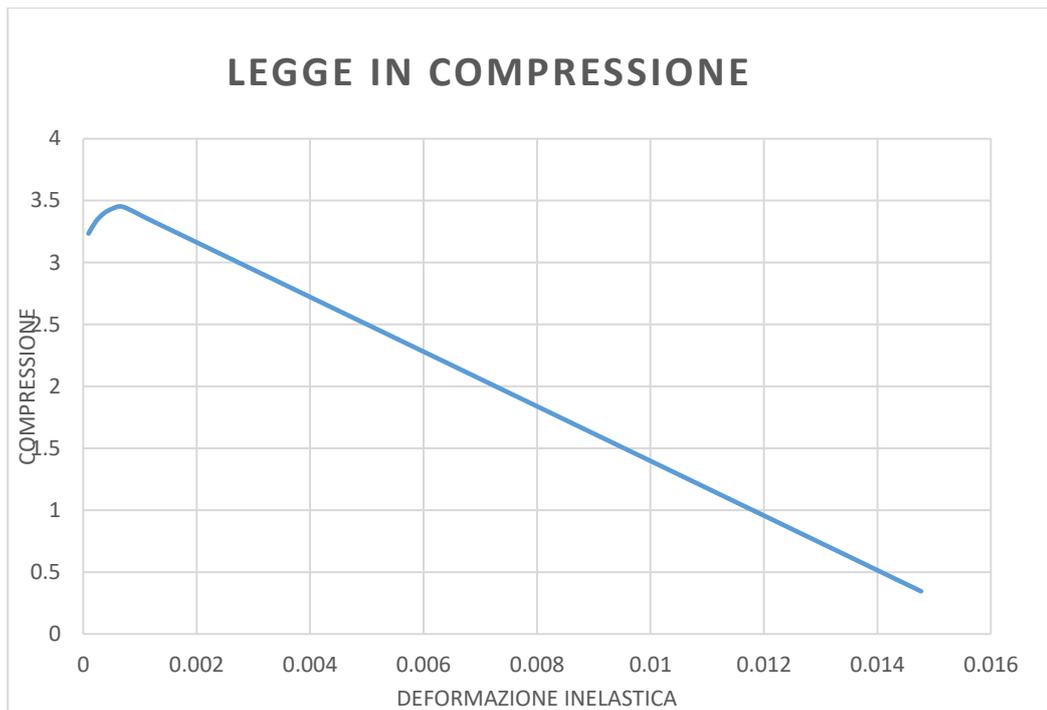


Figura 45: comportamento in compressione

- Il **comportamento a compressione** ha un andamento lineare(elastico) fino al valore della tensione del limite elastico, dopo tale punto vi è un tratto d'incrudimento del materiale fino ad arrivare alla resistenza ultima, punto dal quale parte il solito ramo di softening.

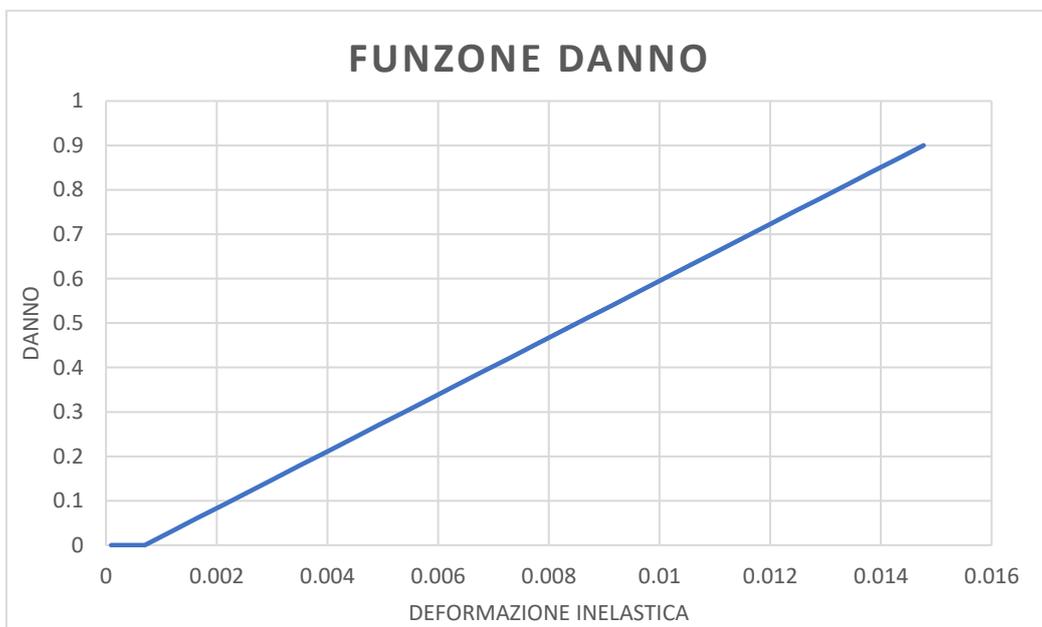


Figura 46: andamento funzione danno associata a comportamento in compressione

- Nella figura 30 **trazione** una legge tensione-deformazione di fessurazione con associata e una legge del **danno** nella figura 31;

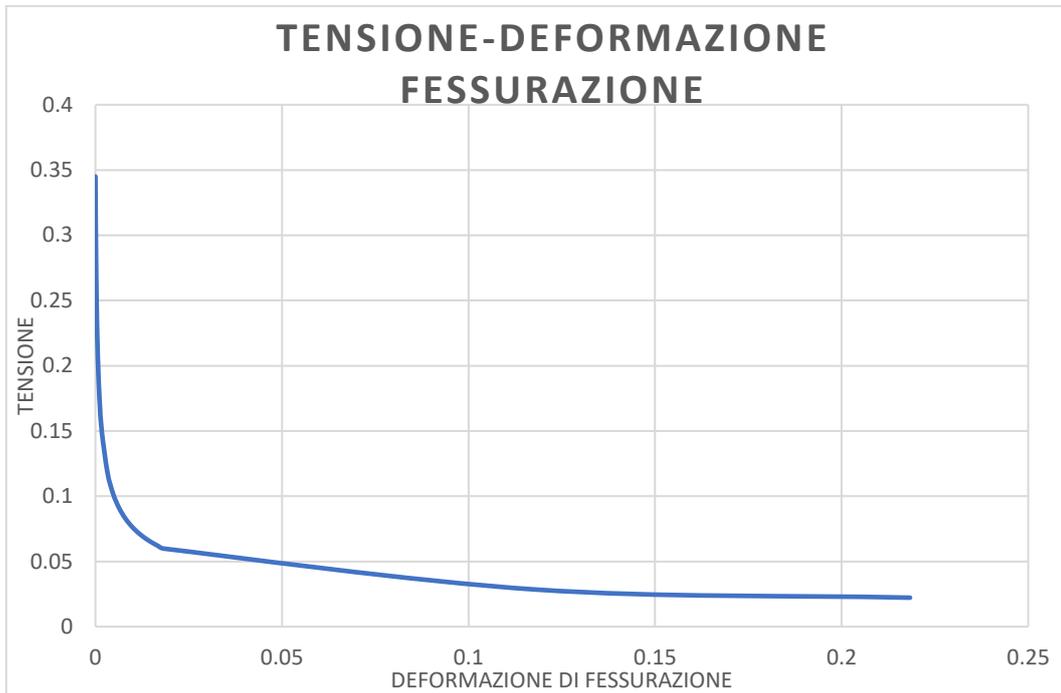


Figura 47: comportamento in trazione

- Come si può notare nel grafico sopra il **comportamento a trazione** ha un andamento elastico fino al raggiungimento della resistenza a trazione del materiale, dopo tale punto vi è una sostanziale diminuzione di rigidità dovuta all'insorgere del fenomeno di fessurazione e descritta con un ramo di softening.

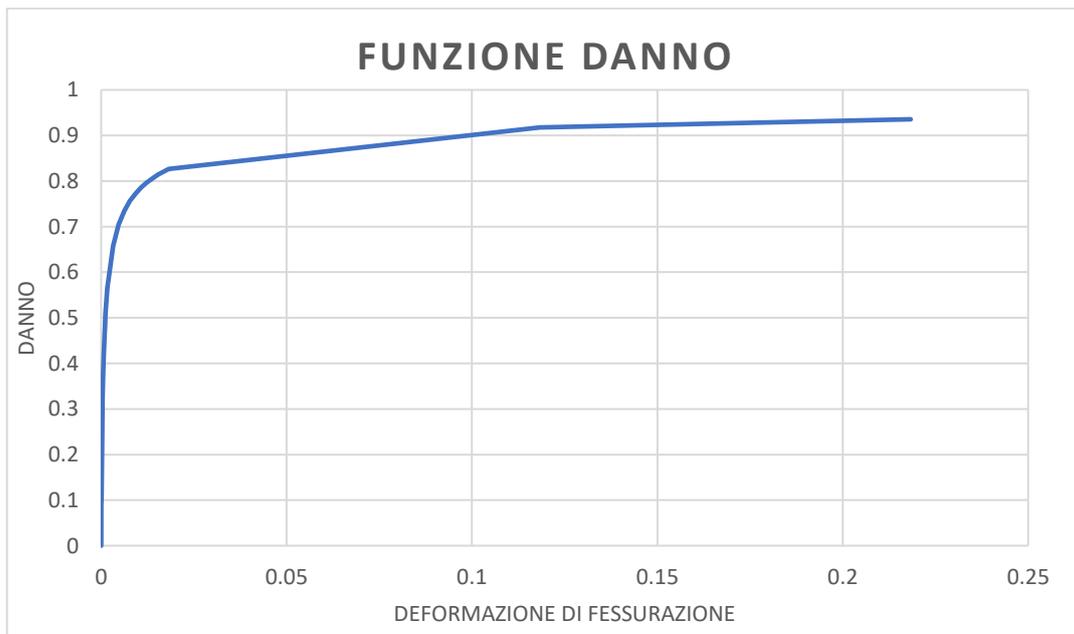


Figura 48: legge del danno associata al comportamento in trazione

Parametri di partenza:

- $f_{c0} = 3,45 \text{ MPa}$
- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $\epsilon_{cc} = 0,003$
- $f_t = 0,345 \text{ MPa}$

### 3.3 - “Concrete Damage Plasticity” muratura omogeneizzata 2:

**Pietra a spacco con buona tessitura:** (deformazione assunta pari a quella ottenuta da studi sperimentali condotti da B. Calderoni e P. Lenza [8])

**Caratteristiche meccaniche e parametri di partenza CDP:**

- $\gamma = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  (densità media)
- $f_{c0} = 3,2 \text{ Mpa}$  (massima resistenza a compressione)
- $E = 1740 \text{ Mpa}$  (modulo elastico)
- $\epsilon_{cc} = 0,0077$  (deformazione limite elastico)
- $f_t = 0,33 \cdot \text{radq}(f_{c0}) = 0,59032 \text{ Mpa}$  resistenza a trazione [7]

Nota: a scopo cautelativo si è considerata una resistenza a trazione pari al 10 % di quella a compressione.

- $f_t = 0,32 \text{ MPa}$

Dalle precedenti è possibile definire un comportamento in regime elastico ed il CDP relativo a questo tipo di muratura omogeneizzata;

Di seguito si riportano le leggi tensione-deformazione:

- Nella figura 32 abbiamo in **compressione** una legge tensione-deformazione inelastica e associata una legge del **danno** nella figura 33;

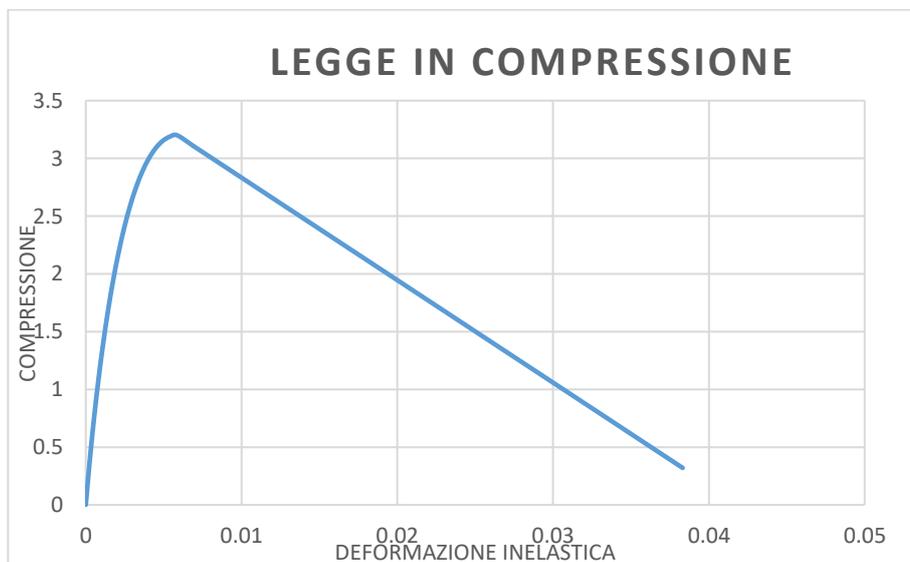


Figura 49: comportamento in compressione

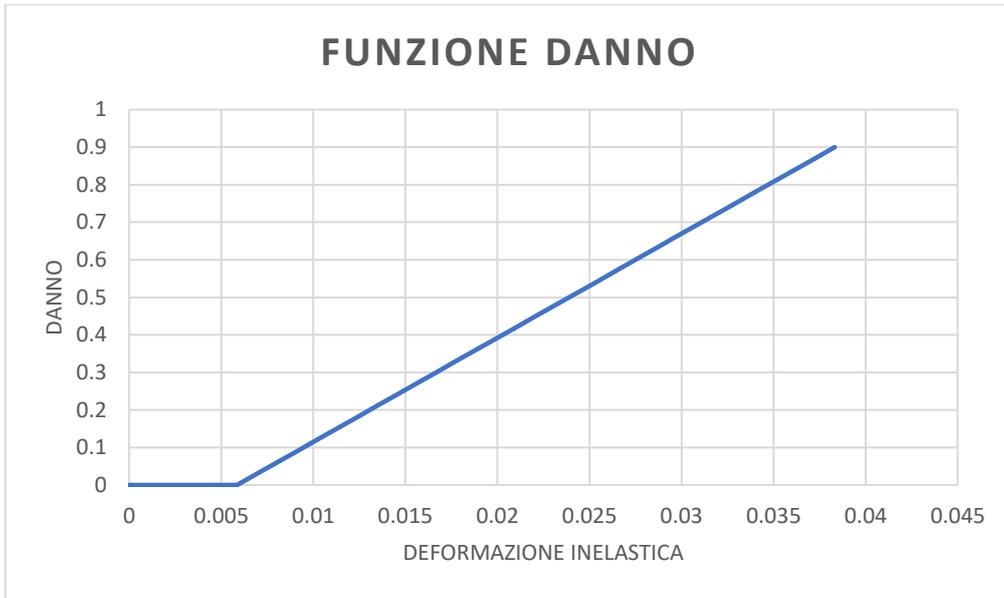


Figura 50: legge del danno associata al comportamento in compressione

- Nella figura 34 abbiamo in **trazione** una legge tensione-deformazione di fessurazione con associata e una legge del **danno** nella figura 35;

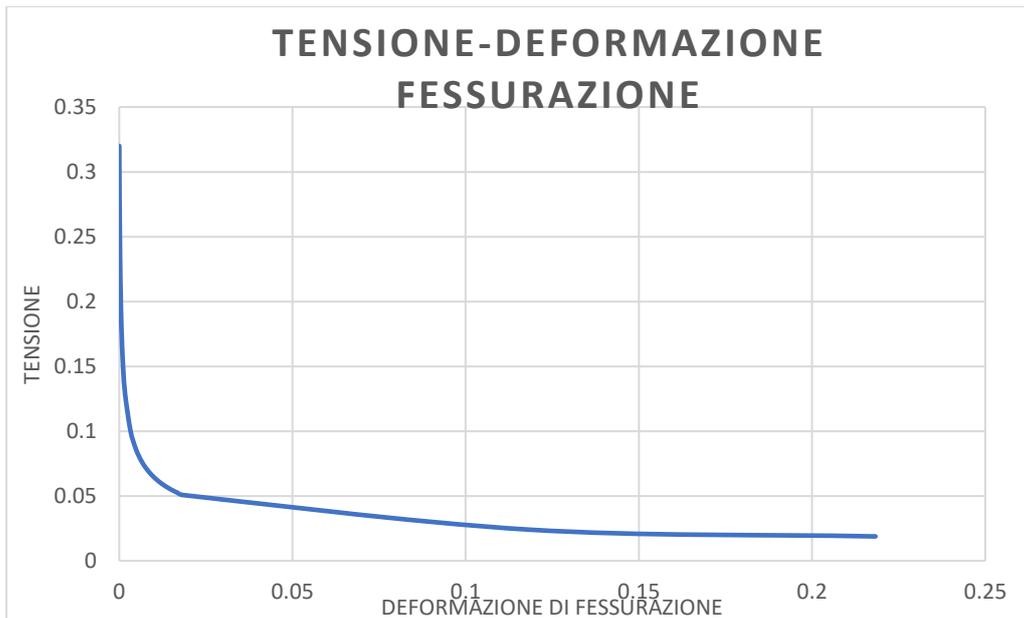


Figura 51: comportamento in trazione

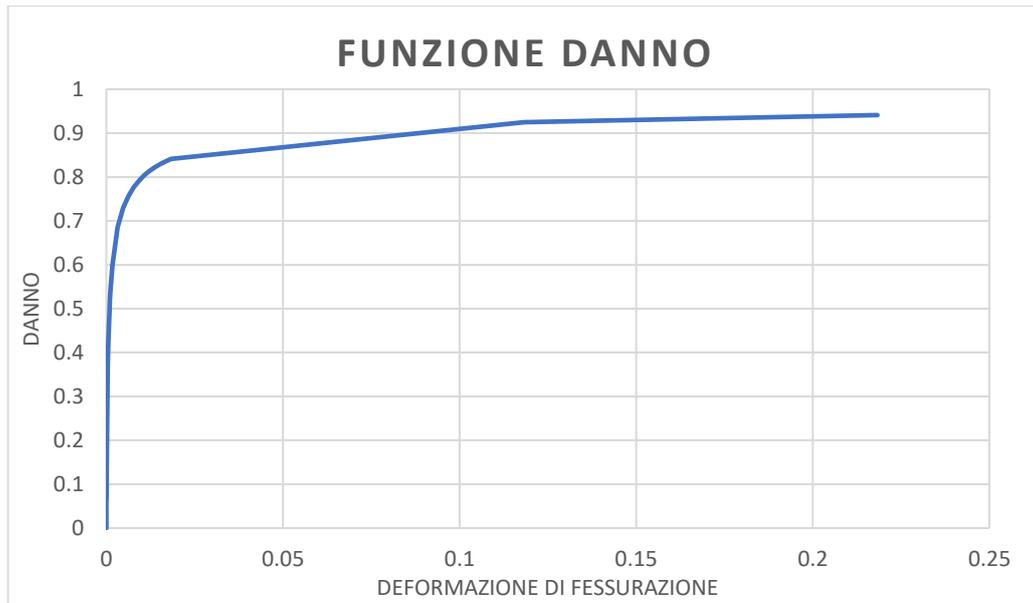


Figura 52: funzione danno associata al comportamento in trazione

**Legno:**

Si ipotizza per il legno un comportamento elastico avente la seguente densità media e modulo di Young:

- $\gamma = 4,5 \text{ kN/m}^3$
- $E = 11000 \text{ Mpa}$

### 3- Analisi dei carichi

#### 4.1 - Carichi verticali

La pianta del primo piano contenuta nella tavola 5 prima presentata è definita da un sistema di travi principali e secondarie su cui poggiano due orditure di travetti, il tipo A ed il tipo B come mostrato di seguito:

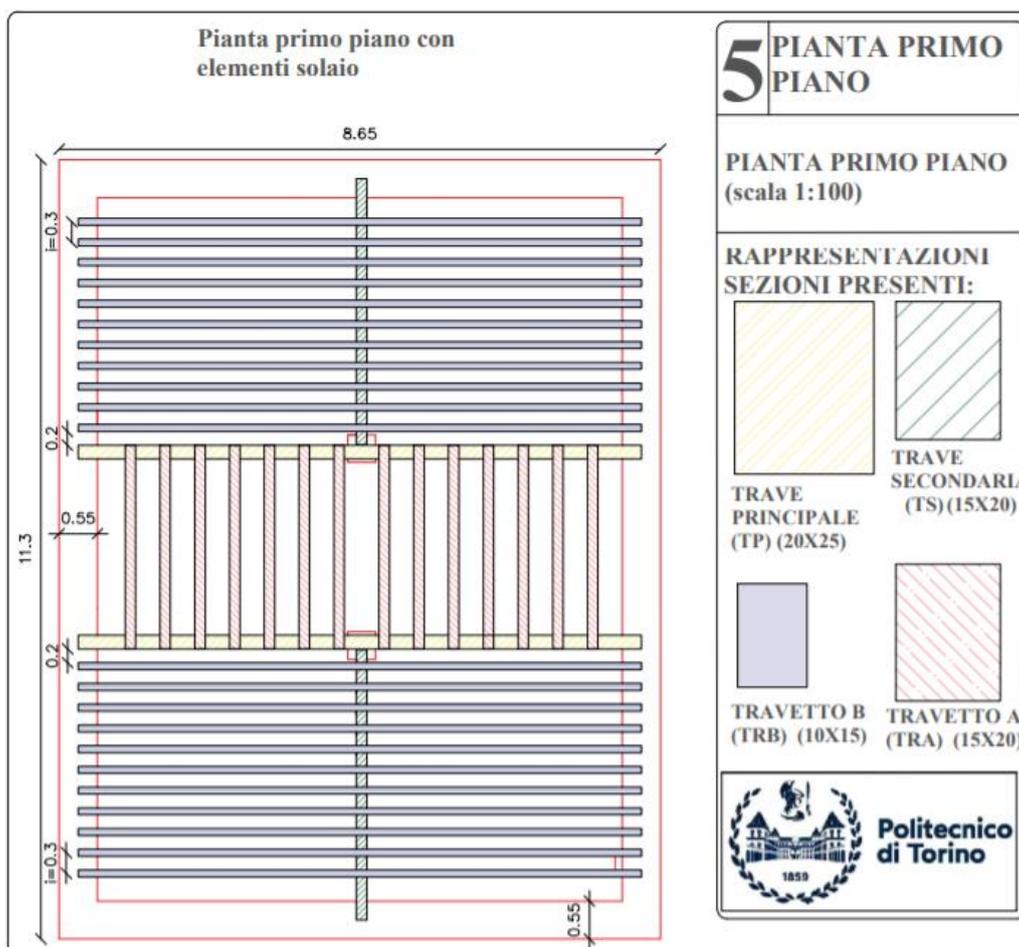


Figura 53: Pianta tipo solaio

#### Percorso carichi:

Il travetto tipo A, che ha un interasse di 50 cm, scarica il peso a cui è soggetto sulle travi principali, le quali essendo innestate nella parete muraria perimetrale e sui pilastri, scaricano su di essi le reazioni vincolari emergenti.

Il travetto tipo B, che ha un interasse di 30 cm, scarica il proprio peso sulle travi secondarie che innestandosi nella parete muraria perimetrale e sui pilastri, scaricano su di essi le reazioni vincolari emergenti.

La pianta del **piano di copertura** (tavola 6) è definito da due orditure di travetti per le due inclinazioni delle falde (falda 1 e 2), il travetto tipo A1, B1 e C1 come mostrato di seguito;

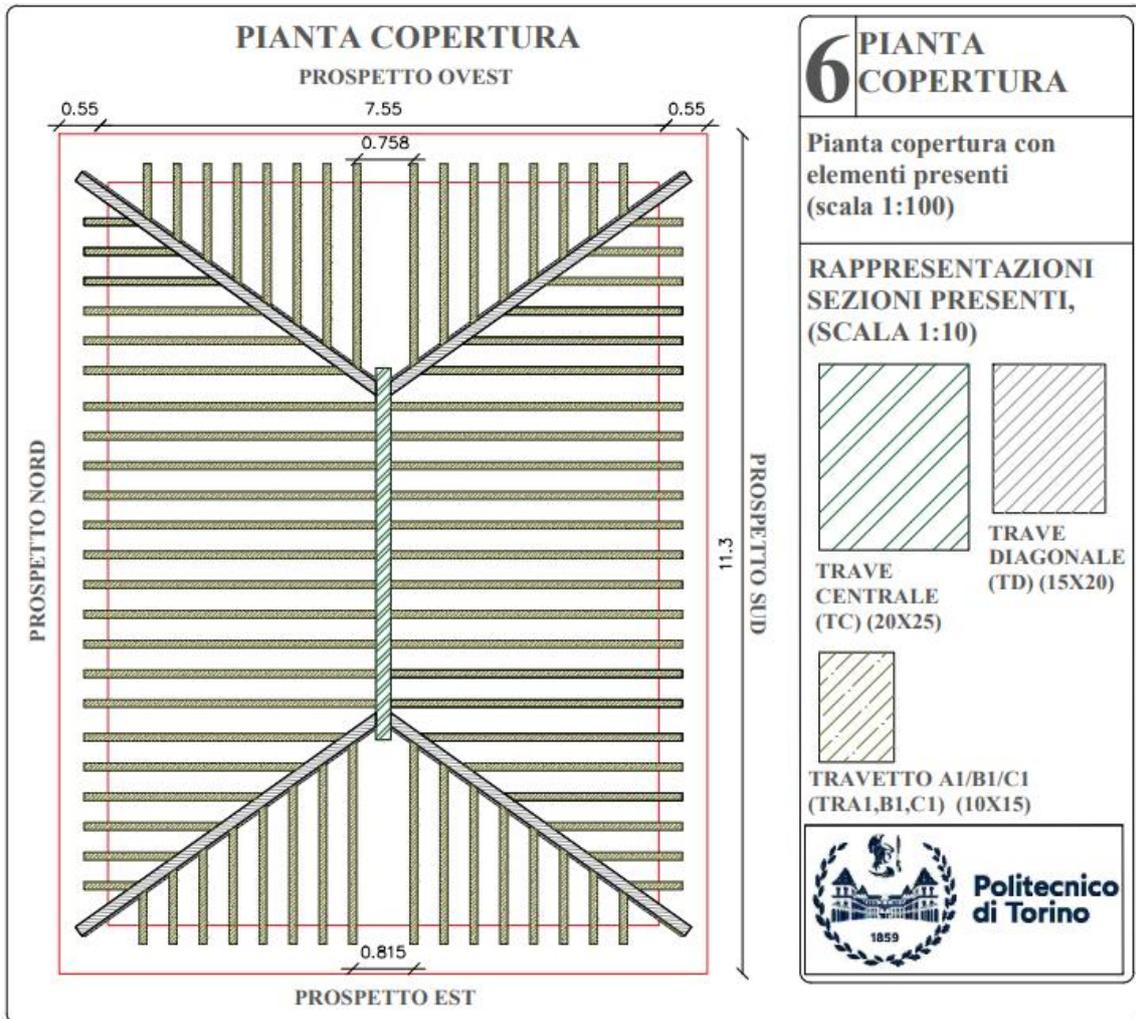


Figura 54: Pianta copertura con travetti indicati

#### Percorso carichi:

Il travetto tipo A1 scarica il peso agente su di esso sulla trave centrale e sulla parete muraria mediante la definizione di una legge di contatto per attrito.

Il travetto tipo B1 scarica il peso agente su di esso sulle travi diagonali e sulla parete muraria mediante la definizione di una legge di contatto per attrito.

Il travetto tipo C1 scarica il peso agente su di esso sulle travi diagonali e sulla parete muraria mediante la definizione di una legge di contatto per attrito.

#### Carichi agenti:

I carichi variabili quali manutenzione o esercizio e neve non sono stati considerati in quanto stiamo trattando una struttura che in un determinato momento ha subito un evento sismico registrato e nella quale non vi erano persone all'interno. Per cui per avvicinarci il più possibile alla combinazione di carico reale si sono omessi questi carichi.

A questo punto, considerando una superficie pari a 1 m<sup>2</sup> di solaio, i carichi agenti sulla struttura sono i seguenti:

- **Peso permanente strutturale G<sub>1</sub>**: dovuto alle pareti murarie, i pilastri, le travi principali e secondarie ed ogni tipo di travetto è stato assegnato da Abaqus avendo impostato il tipo di materiale e l'accelerazione gravitazionale a cui è soggetta.
- **Peso permanente portato solaio piano terra e primo piano G<sub>2</sub>**: quali tramezzi, tavolato, massetto, malta di allattamento e pavimentazione
- **Peso permanente portato solaio piano di copertura G<sub>22</sub>**: quale tavolato e tegole

Carichi per unità di superficie dovuti al permanente portato ed ai variabili per ogni piano:

- **SOLAIO PIANO TERRA TRAVETTO A i=50 cm**

	H(m)	Y(kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
massetto	0,05	16	0,8
Malta di posa	0,01	18	0,18
pavimentazione			0,4
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,56</b>

Tabella 3: peso per unità di superficie permanente portato

Moltiplicando G<sub>2</sub> per l'interasse otteniamo il carico per unità di lunghezza del travetto A:

$$i = 50 \text{ cm}$$

$$g_2 = 0,78 \text{ kN/m}$$

A questo punto, considerato che lo step di carico della time history consiste in un accelerogramma, si è considerata una densità fittizia per gli elementi del solaio che contempli tale carico  $g_2$  ed il peso proprio  $g_1$ ; dunque si calcola la risultante agente R per ogni travetto e dividendola per il volume V dell'elemento otteniamo  $Yg_2$ :

$$Yg_2 = \frac{R}{V}$$

$$Yg_{tot} = Yg_2 + Yg_1$$

TRAVETTO A	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
	0,2	0,15	2,95	0,11025	5,10386

TRAVETTO A	Yg <sub>1</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Yg <sub>2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Yg <sub>tot</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	57,67	62,17

Nota: nelle risultanti del piano terra e del primo piano è considerata la parte di carico dovuto ai tramezzi, il quale si ipotizza che agisce uniformemente su ogni elemento del solaio.

- SOLAIO PIANO TERRA TRAVETTO B  $i=30$  cm

	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
massetto	0,05	16	0,8
Malta di posa	0,01	18	0,18
pavimentazione			0,4
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	1,56

Tabella 4: peso per unità di superficie permanente portato

Moltiplicando  $G_2$  per l'interasse otteniamo il carico per unità di lunghezza del travetto A

$$i = 50 \text{ cm}$$

$$g_2 = 0,468 \text{ kN/m}$$

TRAVETTO B	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
	0,15	0,1	7,35	0,0885	5,22344

TRAVETTO B	$\gamma_{g_1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_{tot}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	47,38	51,88

Nota: la lunghezza del travetto B è stata decurtata della parte che si innesta nelle pareti murarie perimetrali.

- SOLAIO PIANO PRIMO TRAVETTO A  $i=50$  cm

	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
massetto	0,05	16	0,8
Malta di posa	0,01	18	0,18
pavimentazione			0,4
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	1,56

Tabella 5: peso per unità di superficie permanente portato

$$i = 50 \text{ cm}$$

$$g_2 = 0,468 \text{ kN/m}$$

TRAVETTO A	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
	0,15	0,1	2,95	0,11025	5,25573

TRAVETTO A	$\gamma_{g_1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_{tot}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	48,088	52,588

- **SOLAIO PIANO PRIMO TRAVETTO B i=30 cm**

	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
massetto	0,05	16	0,8
Malta di posa	0,01	18	0,18
pavimentazione			0,4
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	1,56

Tabella 6: peso per unità di superficie permanente portato

$$i = 50 \text{ cm}$$

$$g_2 = 0,468 \text{ kN/m}$$

TRAVETTO B	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
	0,15	0,1	7,55	0,0885	4,77332

TRAVETTO B	$\gamma_{g1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_{tot}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	42,184	46,684

Nota: la lunghezza del travetto B è stata decurtata della parte che si innesta nelle pareti murarie perimetrali.

- **SOLAIO PIANO DI COPERTURA A1 i=40 cm**

Allo stesso modo si ricerca la densità fittizia per il piano di copertura che è caratterizzato da tre tipologie di travetti aventi la stessa sezione ed interasse ma lunghezza diversa (A1, B2 e C3)

Considerando la seguente tabella per i carichi per unità di superficie:

	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
Tegole			0,8
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	0,98

Tabella 7: peso per unità di superficie permanente portato

Avendo un interasse i=40cm ed un'inclinazione della falda di 12° avremo i seguenti carichi distribuiti linearmente in direzione normale e verticale del travetto tipo A1

$$g_{2n} \text{ (direzione normale)} = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{2v} \text{ (verticale)} = g_{2n} \cdot \cos(12^\circ) = 0,383434 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

TRAVETTO A1	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
	0,15	0,1	3,7571	0,05636	1,4406

TRAVETTO A1	$\gamma_{g1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_{tot}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	25,5623	30,0623

- SOLAIO PIANO DI COPERTURA TRAVETTO B1 i=40 cm

	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
Tegole			0,8
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	0,98

Tabella 8: peso per unità di superficie permanente portato

$$i = 40 \text{ cm}$$

$$\text{inclinazione falda} = 12^\circ$$

$$g_{2n} \text{ (direzione normale)} = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{2v} \text{ (verticale)} = g_{2n} \cdot \cos(12^\circ) = 0,383434 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pur avendo cinque travetti di lunghezza differente, in ragione della medesima sezione ed interasse ad esse sarà associata la stessa densità fittizia:

TRAVETTO A1	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
1	0,15	0,1	0,97734	0,01461	0,3734
2	0,15	0,1	1,25998	0,0189	0,4831
3	0,15	0,1	2,08622	0,03129	0,7999
4	0,15	0,1	2,6424	0,03964	1,0132
5	0,15	0,1	3,1987	0,04798	1,2265

Che ovviamente daranno un'unica densità fittizia:

TRAVETTO A1	$\gamma_{g1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_{tot}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	25,5623	30,0623

- SOLAIO PIANO DI COPERTURA TRAVETTO C1 i=40 cm (inclinazione falda 16,5°)

	H(m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tot (kN/m <sup>2</sup> )
Tavolato	0,04	4,5	0,18
Tegole			0,8
		<b>G<sub>2</sub>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	0,98

Tabella 9: peso per unità di superficie permanente portato

$$i = 40 \text{ cm}$$

$$\text{inclinazione falda} = 12^\circ$$

$$g_{2n} \text{ (direzione normale)} = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{2v} \text{ (verticale)} = g_{2n} \cdot \cos(12^\circ) = 0,375857 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

TRAVETTO A1	h(m)	b(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )	R(kN)
1	0,15	0,1	0,7561	0,01134	0,284167
2	0,15	0,1	1,0628	0,01594	0,399461
3	0,15	0,1	1,3696	0,02054	0,514774
4	0,15	0,1	1,6764	0,02515	0,630087
5	0,15	0,1	1,9833	0,02975	0,745419
6	0,15	0,1	2,298	0,03435	0,860713
7	0,15	0,1	2,5968	0,03895	0,976026
8	0,15	0,1	2,9036	0,04355	1,091339

Che ovviamente daranno un'unica densità fittizia:

TRAVETTO A1	$\gamma_{g1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{g_{tot}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	4,5	25,0572	29,5572

Nota: le densità vanno inserite in  $\frac{\text{tonne}}{\text{mm}^3}$  in Abaqus congruentemente con le unità di misura evidenziate:

Quantity	SI	SI (mm)	US Unit (ft)	US Unit (inch)
Length	m	mm	ft	in
Force	N	N	lbf	lbf
Mass	kg	tonne (10 <sup>3</sup> kg)	slug	lbf s <sup>2</sup> /in
Time	s	s	s	s
Stress	Pa (N/m <sup>2</sup> )	MPa (N/mm <sup>2</sup> )	lbf/ft <sup>2</sup>	psi (lbf/in <sup>2</sup> )
Energy	J	mJ (10 <sup>-3</sup> J)	ft lbf	in lbf
Density	kg/m <sup>3</sup>	tonne/mm <sup>3</sup>	slug/ft <sup>3</sup>	lbf s <sup>2</sup> /in <sup>4</sup>

#### 4.1 - Accelerogramma di input e spettri di risposta:

Gli accelerogrammi a cui è sottoposto la struttura sono quelli relativi agli eventi sismici del 03/03/2021 e 03/04/2021 verificatosi nella cittadina di Tyrnavos e registrato nella stazione di monitoraggio di Larissa.

L'accelerogramma relativo all'evento sismico del 03/03/2021 presenta tre componenti lungo la direzione Nord/Sud, Est/Ovest e Up/Down ed ha una PGA che si attesta essere intorno al 10% dell'accelerazione gravitazionale; si riportano i diagrammi nelle figure 40, 41 e 42 per ogni

direzione con l'indicazione della massima accelerazione registrata e gli spettri risposta in accelerazione nelle figure 43, 44 e 45:

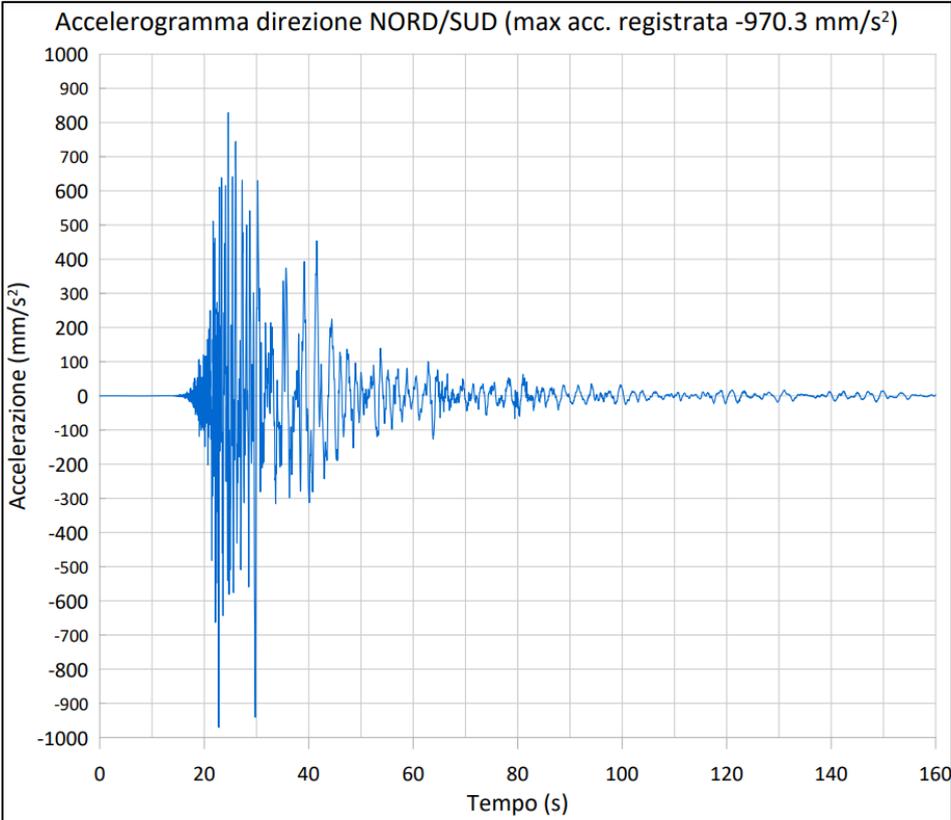


Figura 55: accelerogramma direzione Nord/Sud

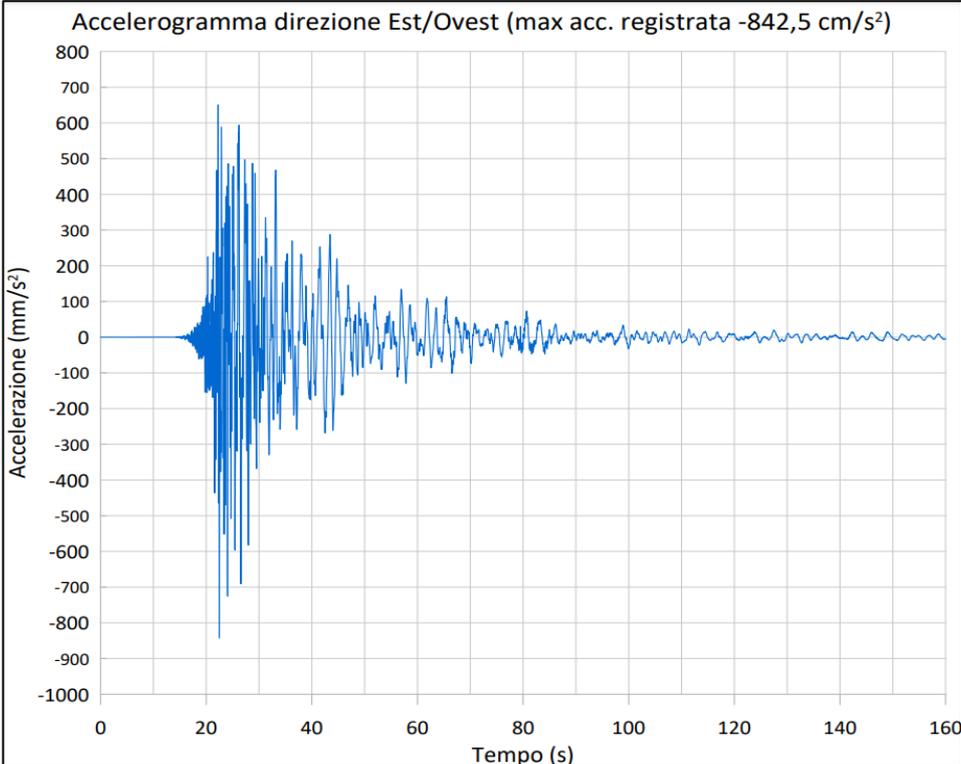


Figura 56: accelerogramma direzione Est/Ovest

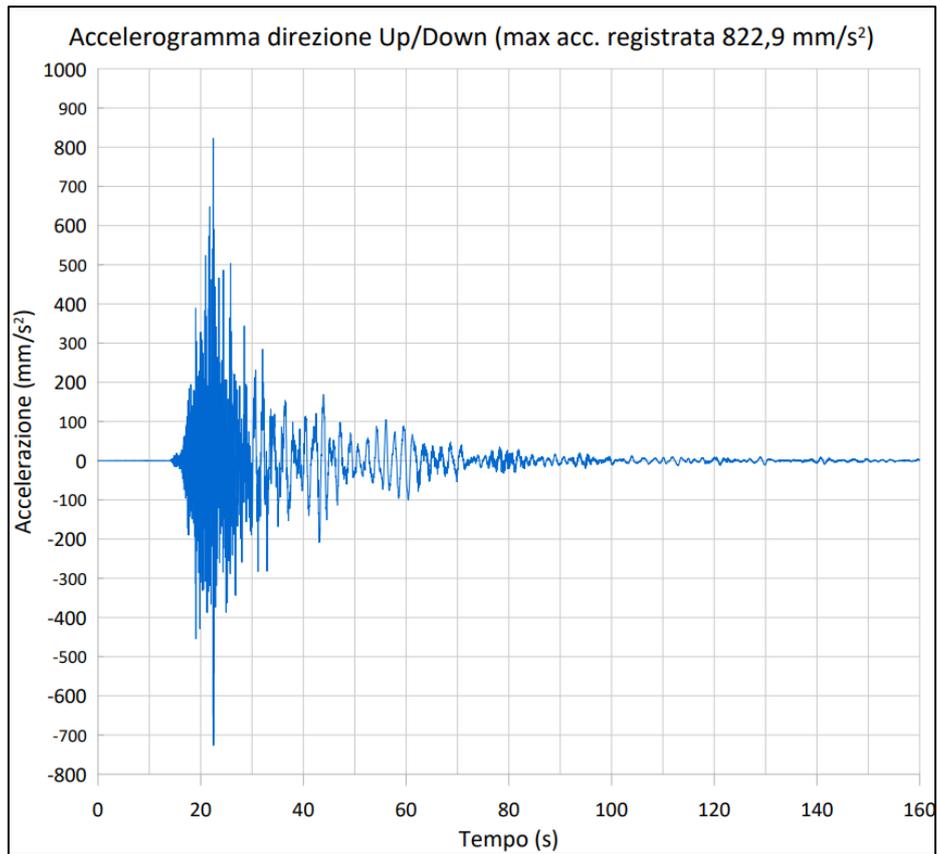


Figura 57: accelerogramma direzione Up/Down

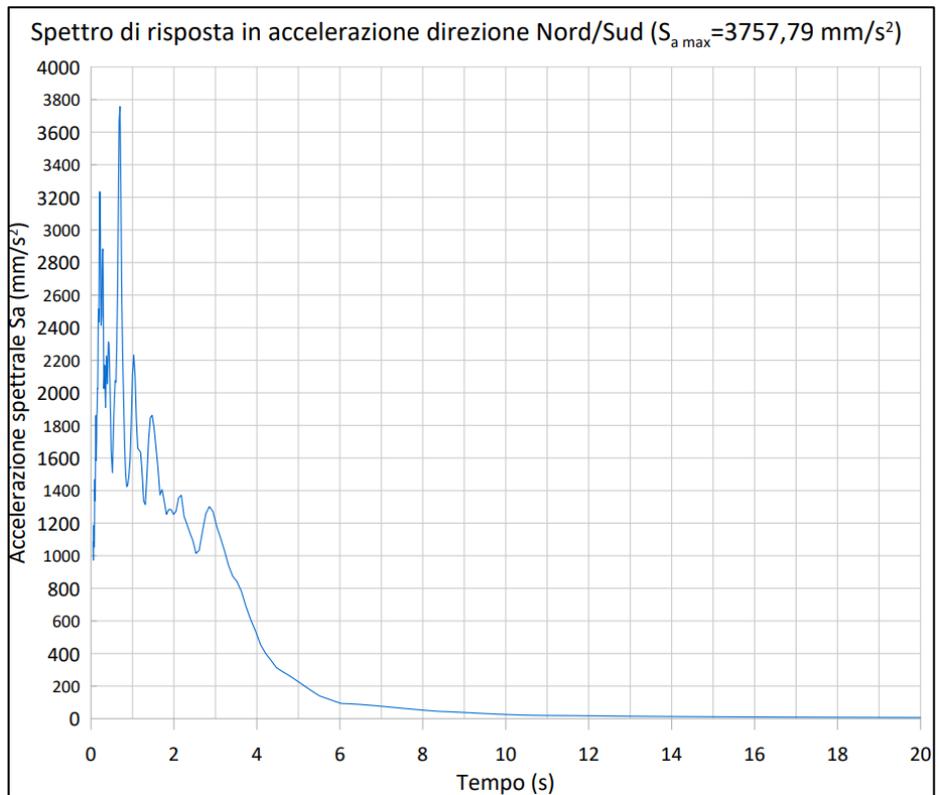


Figura 58: spettro di risposta in accelerazione direzione Nord/Sud

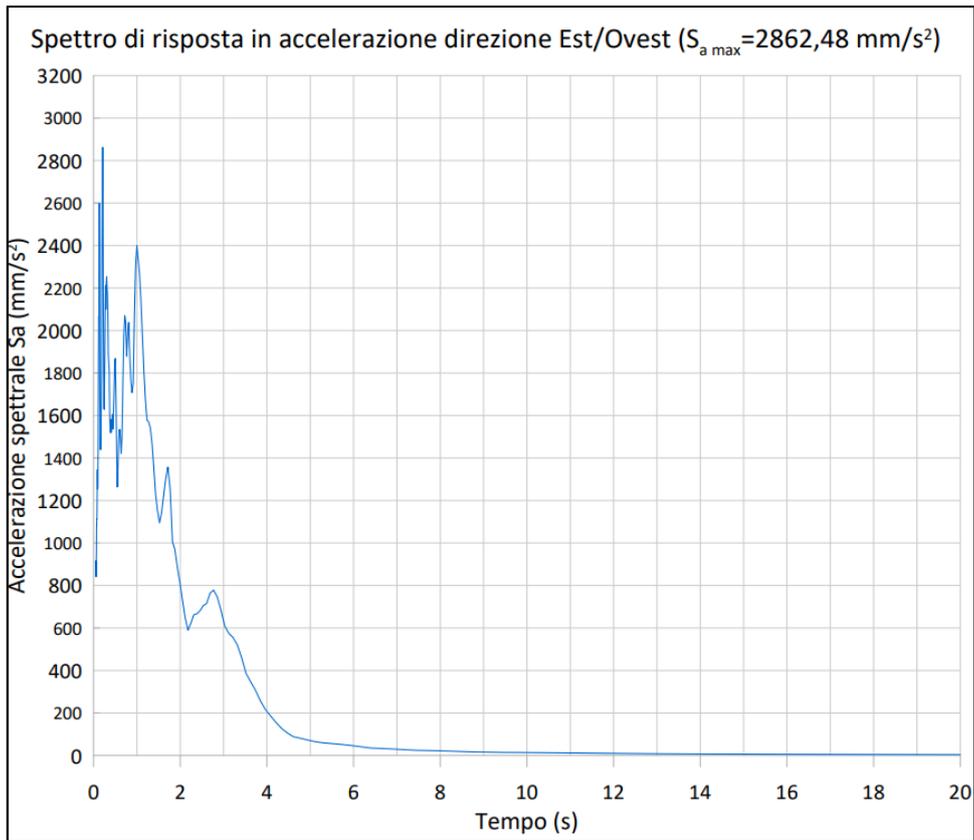


Figura 59: spettro di risposta in accelerazione direzione Est/Ovest

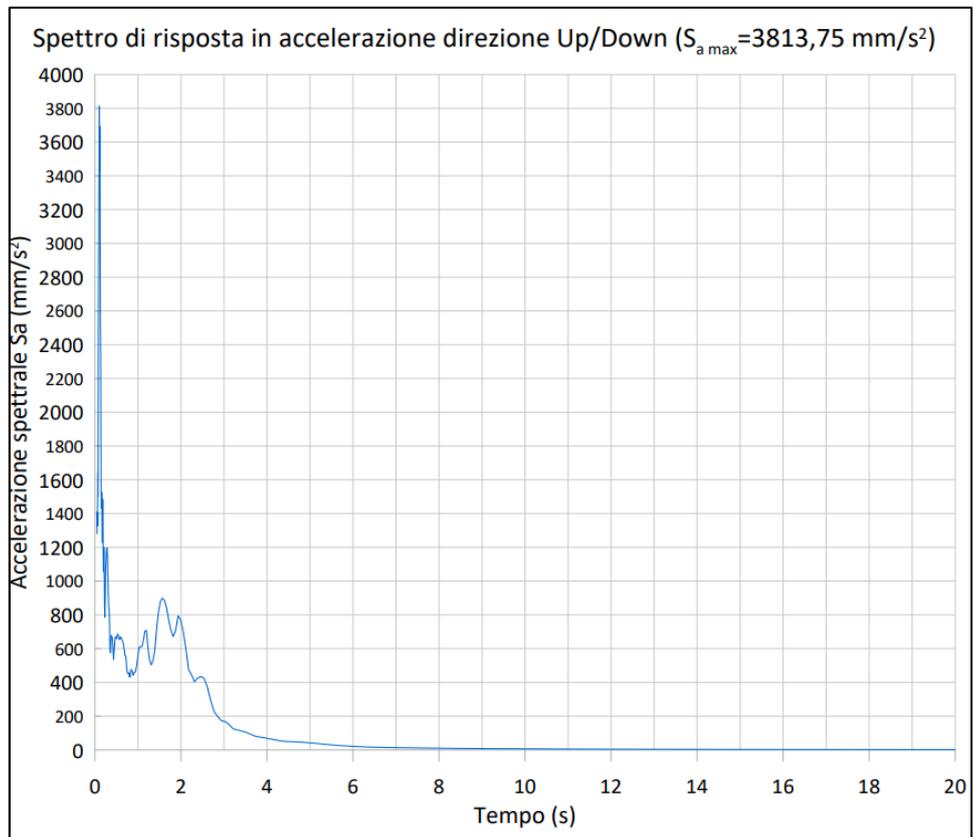


Figura 60: spettro in accelerazione direzione Up/Down

Per quanto riguarda l'evento sismico del 03/04/2021 presenta nelle tre direzioni Nord/Sud, Est/Ovest e Up/Down i seguenti accelerogrammi ed ha una PGA che si attesta essere intorno al 5% dell'accelerazione gravitazionale; si riportano in figura 46, 47 e 48 gli accelerogrammi con indicate le massime accelerazioni registrate e in figura 49, 50 e 51 gli spettri di risposta in accelerazione:

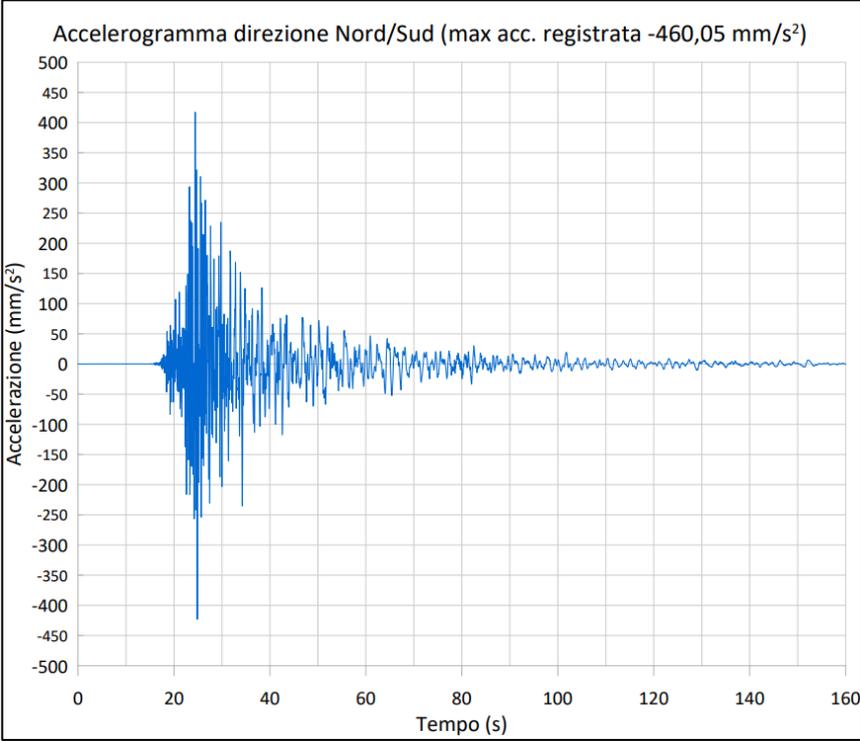


Figura 61: accelerogramma direzione Nord/Sud

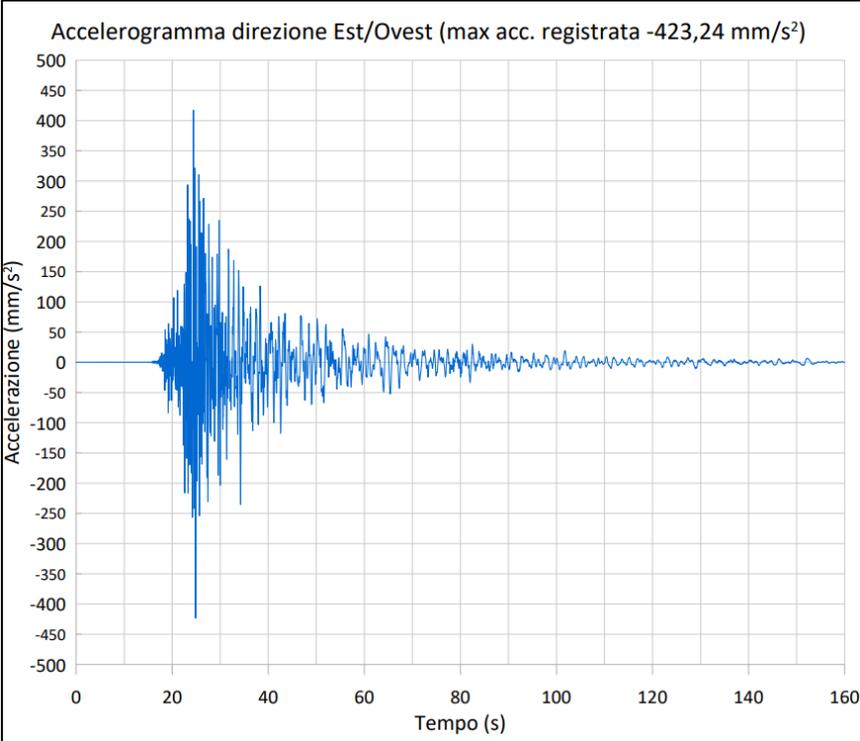


Figura 62: accelerogramma direzione Est/Ovest

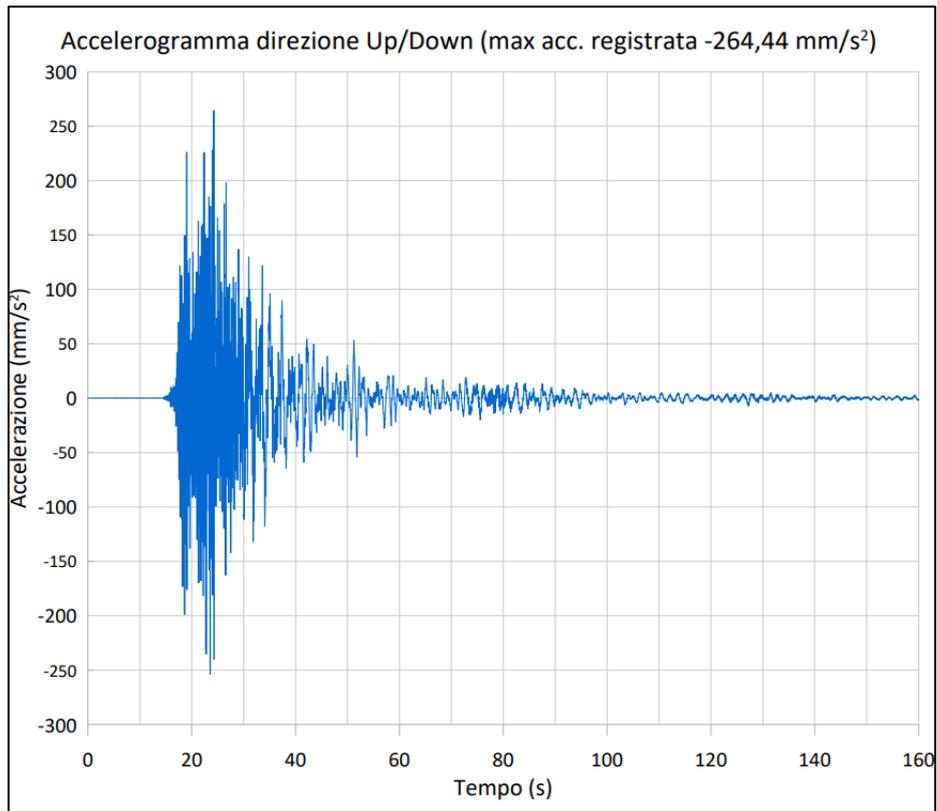


Figura 63: accelerogramma direzione Up/Down

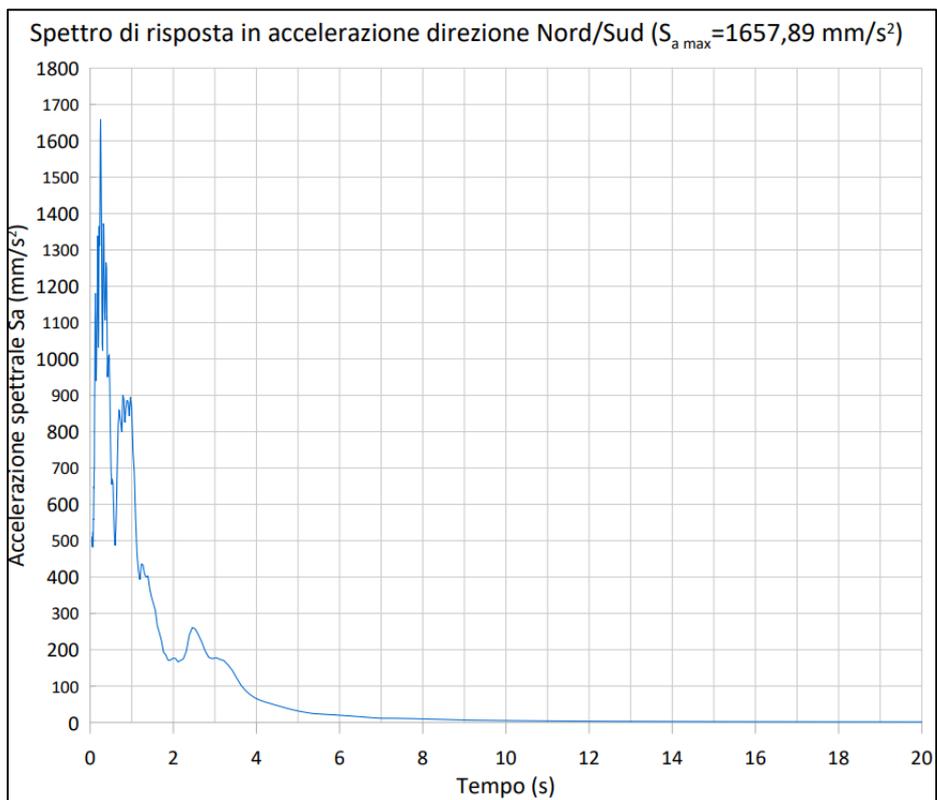


Figura 64: spettro in accelerazione direzione Nord/Sud

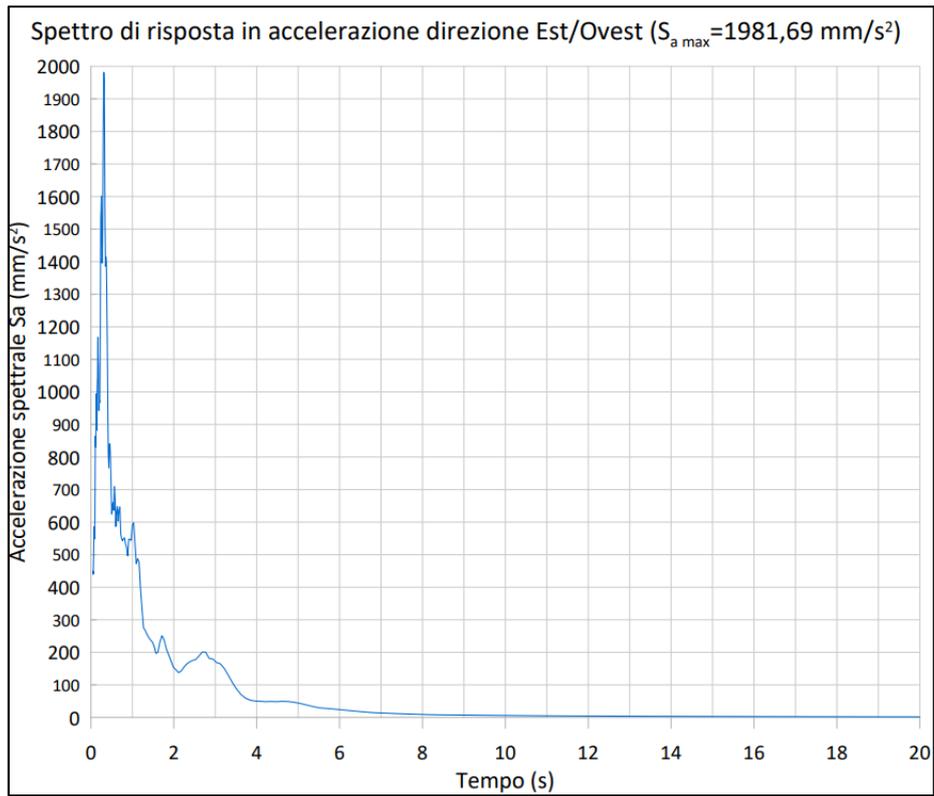


Figura 65: spettro di risposta in accelerazione direzione Est/Ovest

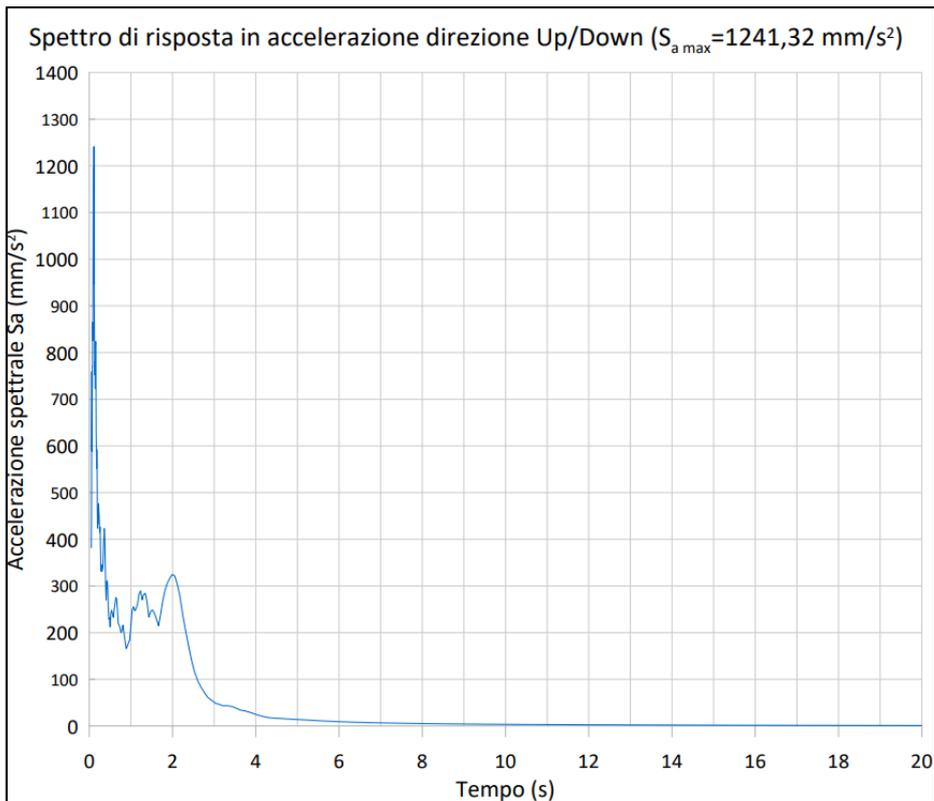


Figura 66: spettro in accelerazione direzione Up/Down

## 5 -ABAQUS, software ad elementi finiti

### 5.1 -Introduzione

Il metodo degli elementi finiti è un metodo di simulazione numerica basato su un dominio discretizzato e su un sistema di equazioni differenziali che fornisce una soluzione approssimata a problemi di qualsiasi natura, dall'ambito dell'ingegneria strutturale a quella meccanica, dalla bioingegneria alla fisica, ecc.; nasce negli Anni '60 per la ricerca dello stato tensionale in strutture aeronautiche ma si adatta ben presto a tutta la meccanica dei continui. Con l'avanzamento tecnologico dei dispositivi informatici tale metodo continua ad affermarsi fino a diventare il punto di riferimento per la ricerca offrendo un mezzo per la simulazione di problemi relativi a sistemi fisico-matematici complessi, problemi che riprodotti in laboratorio comporterebbero oneri economici non indifferenti, difficoltà nel reperire tutti gli elementi che compongono il sistema e problemi relativi alla misurazione di determinate variabili d'interesse; oltre che per scopi di ricerca il metodo degli elementi finiti è diventato il punto di riferimento anche per i professionisti del settore d'ingegneria strutturale. Strumento che al giorno d'oggi con i continui aggiornamenti dell'industria dei software di calcolo risulta di facile utilizzo anche per utenti non esperti; ciò non deve precludere una conoscenza della teoria di base su cui si fonda il metodo e soprattutto una capacità nel fare le ipotesi corrette per la modellazione degli elementi. Dunque, bisogna avere percezione se gli output delle analisi sono solamente numeri oppure se hanno valenza come risultati.

[11]

### 5.2 -Cenni di teoria sul metodo degli elementi finiti

Ipotizzando di avere un corpo continuo e di volerne descrivere il campo di spostamento o della velocità; esso sarà dipendente da qualsiasi punto che compone il corpo continuo e quindi, avrà un numero di incognite infinito. Il metodo degli elementi finiti considera lo stesso corpo ma discretizzato attraverso una griglia (la mesh utilizzata) che comprende una serie di sottoinsiemi ognuno dei quali con una geometria elementare (i cosiddetti elementi finiti) e formati da punti detti nodi riducendo così le incognite ad un numero finito; inoltre, le incognite del problema vengono approssimate mediante l'utilizzo delle funzioni di forma che ne descrivono l'andamento in ogni singolo elemento finito. Dunque, la conoscenza dei valori delle variabili nei nodi appartenenti all'elemento finito diventa l'obiettivo del metodo degli elementi finiti e grazie al fatto che le funzioni di forma (quale ad esempio una funzione polinomiale) hanno un andamento noto le uniche incognite del problema sono i valori che esse registrano nei nodi dell'elemento; una volta che tali funzioni di forma sono definite, esse sono riferite ad un sistema di riferimento del singolo elemento e quindi vanno ricollocate nel sistema di riferimento globale del corpo in esame; ciò è possibile perché essendo una serie di elementi finiti contigui a formare il corpo, ognuno di essi presenterà una funzione di forma riferita al proprio sistema di riferimento e in virtù della congruenza degli spostamenti nei nodi comuni avviene il ricollocamento nel sistema di riferimento globale.

- **Equazioni base del metodo degli elementi finiti:**

Abaqus, dunque, è un software che si basa sul metodo agli elementi finiti andando a ricercare una soluzione approssimata per definire spostamenti, deformazioni, tensioni o altre variabili di stato. Quindi, ipotizzando di avere un corpo soggetto ad una storia di carico, l'esatta soluzione richiederebbe che sia garantito l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione per ogni istante di carico e in ogni punto del volume; mentre per soluzione approssimata si intende che il medesimo equilibrio sia soddisfatto in un numero limitato di elementi ottenuti dividendo il volume in esame in elementi finiti.

Sia considerato un corpo continuo di un certo materiale e sia  $V$  il volume occupato dal corpo nella configurazione corrente ed  $S$  la superficie che lo circonda. Si ipotizzi tale corpo soggetto a delle forze di superficie  $[t]$  agenti su qualsiasi punto appartenente a  $S$  ed a delle forze di volume  $[f]$  agenti in qualsiasi punto di  $V$ , allora affinché vi sia l'equilibrio per il volume considerato si deve avere:

$$\int_S [t]dS + \int_V [f]dV = 0 \quad \text{eq. 1}$$

nota:

- segno : indica prodotto scalare tra due matrici
- segno · indica il prodotto scalare tra due vettori
- segno \* indica un prodotto vettoriale

La matrice di "Cauchy"  $[\sigma]$  in un punto appartenente alla superficie del corpo continuo è in relazione con le forze di superficie nel seguente modo:

$$[t] = [n] \cdot [\sigma] \quad \text{eq.2}$$

dove  $[n]$  rappresenta il versore normale al punto appartenente a  $S$ ; sostituendo l'equazione 2 nella 1 otteniamo:

$$\int_S [n] \cdot [\sigma]dS + \int_V [f]dV = 0 \quad \text{eq. 3}$$

sfruttando il teorema di Gauss si riscrive il primo termine come integrale di volume:

$$\int_S [n] \cdot [\sigma]dS = \int_V \frac{\partial}{\partial x} \cdot [\sigma]dV \quad \text{eq. 4}$$

con  $\frac{\partial}{\partial x}$  che indica il divergente della matrice delle tensioni;

considerando quindi l'espressione precedente in un punto generico del corpo otteniamo le equazioni differenziali di equilibrio:

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot [\sigma] + [F] = 0 \quad \text{eq. 5}$$

la precedente rappresenta un sistema di tre equazioni differenziali di equilibrio (direzione x,y e z).

Per quanto concerne l'equilibrio al momento del corpo in esame, se fatto rispetto all'origine del sistema di riferimento si avrà:

$$\int_S [x] * [t] dS + \int_V [x] * [f] dV = 0 \quad \text{eq. 6}$$

Utilizzando il teorema di Gauss con la precedente equazione si ottiene che la matrice di "Cauchy" è simmetrica, allora si avrà:

$$[\sigma] = [\sigma]^T \quad \text{eq. 7}$$

con questa assunzione l'equilibrio al momento è soddisfatto e quindi il problema si riduce alla risoluzione delle equazioni differenziali di equilibrio traslazionali.

Alla base del metodo degli elementi finiti basato su funzioni di spostamento interpolanti (approssimate mediante funzioni di forma) è considerare una forma debole equivalente dell'equazione 5. Con forma debole equivalente si intende una singola equazione scalare per l'intero corpo ottenuta moltiplicando l'equazione 5 (equilibrio in un punto generico) con un vettore arbitrario detto "test function", funzione continua nell'intero volume ed integrabile. Questa funzione data la sua arbitrarietà permette di riscrivere le equazioni di equilibrio differenziali relative a qualsiasi punto e direzione assumendo un valore diverso da zero solo nel punto e nella direzione considerata. In particolare, tale forma debole può essere ricondotta al principio dei lavori virtuali; infatti, considerando il campo di forze dato dalle equazioni di equilibrio moltiplicato scalarmente alla "test function" che può pensata come un campo di velocità virtuale  $\delta[v]$  (che deve rispettare le condizioni cinematiche a cui è soggetto il corpo), tale prodotto rappresenta la variazione di lavoro virtuale. Il prodotto genera una singola equazione scalare per ogni punto materiale e quindi va integrata nel volume del corpo:

$$\int_V \left( \left( \frac{\partial}{\partial x} \right) \cdot [\sigma] + [F] \right) \cdot \delta[v] dV = 0 \quad \text{eq. 8}$$

ci si avvale delle regole di derivazione per scrivere la seguente equazione:

$$\left( \frac{\partial}{\partial x} \right) \cdot ([\sigma] \cdot \delta[v]) = \left[ \left( \frac{\partial}{\partial x} \right) \cdot [\sigma] \right] \cdot \delta[v] + [\sigma] : \left( \frac{\partial \delta[v]}{\partial x} \right) \quad \text{eq. 9}$$

quindi, sfruttando il teorema di "Gauss" e quello di "Cauchy" possiamo scrivere il seguente termine in questo modo:

$$\int_V \left( \left( \frac{\partial}{\partial x} \right) \cdot [\sigma] \right) \cdot \delta[v] dV = \int_S [t] \cdot \delta[v] dS - \int_V [\sigma] : \left( \frac{\partial \delta[v]}{\partial x} \right) dV \quad \text{eq. 10}$$

che consente di riscrivere l'equazione dei lavori virtuali:

$$\int_V [\sigma] : \left( \frac{\partial \delta[v]}{\partial x} \right) dV = \int_S [t]^T \cdot \delta[v] dS + \int_V [f]^T \cdot \delta[v] dV \quad \text{eq. 11}$$

dove il termine  $\left( \frac{\partial \delta[v]}{\partial x} \right) = \delta[L]$  rappresenta il gradiente della velocità virtuale che non è altro che la somma della velocità di deformazione (parte simmetrica  $\delta[D]$ ) e della velocità di rotazione (parte antisimmetrica  $\delta[W]$ ). Considerando che il prodotto scalare tra una matrice simmetrica ed una antisimmetrica è nullo, allora si può porre l'equazione 11 nel seguente modo:

$$\int_V [\sigma] : \delta[D] dV = \int_S [t]^T \cdot \delta[v] dS + \int_V [f]^T \cdot \delta[v] dV \quad \text{eq. 12}$$

Fisicamente Il principio dei lavori virtuali esprime che la quantità di lavoro fatto dalle forze esterne, ovvero quello compiuto dalle forze di volume  $[f]^T$  in ogni punto appartenente al volume del corpo e quello dato dalle forze di superficie  $[t]^T$  in ogni punto appartenente alla superficie che delimita il volume, sulla variazione infinitesimale degli spostamenti virtuali  $\delta[v]$  (dove il simbolo  $\delta$  rappresenta una variazione infinitesimale della variabile a cui è applicato e  $[v]$  campo di velocità virtuale che rispetta le prescrizioni cinematiche del sistema) è uguale al lavoro che il tensore degli sforzi  $[\sigma]$  sul tensore delle deformazioni  $\delta[D]$  (velocità di deformazione virtuale).

Se nell'equazione 12 si considera qualsiasi coppia coniugata di matrice delle tensioni ( $[\tau^c]$ ) e delle deformazioni del materiale ( $\delta[\varepsilon]$ ) associata al corpo, il lavoro virtuale interno nel volume di riferimento iniziale ( $V^o$ ) è pari a:

$$\int_{V^o} [\tau^c] \cdot \delta[\varepsilon] dV^o = \int_S [t]^T \cdot \delta[v] dS + \int_V [f]^T \cdot \delta[v] dV \quad \text{eq. 13}$$

La funzione interpolante (compatibile con tutti i vincoli cinematici a cui è soggetto il corpo) che descrive i campi virtuali (ad esempio lo spostamento virtuale) all'interno degli elementi finiti ha la seguente forma generale:

$$[u] = [N]_N u^N \quad \text{eq. 14}$$

dove  $[N]_N$  rappresentano le funzioni interpolanti che dipendono dal sistema di coordinate del corpo in esame; le  $u^N$  rappresentano le variabili nodali e con il pedice N e l'apice N si intende la sommatoria estesa al numero di nodi che va 1 a N.

Contestualizzandolo l'equazione 3 al campo virtuale  $\delta[v]$  si avrà:

$$\delta[v] = [N]_N \delta v^N \quad \text{eq. 15}$$

Considerando anche la variazione di deformazione associata al precedente campo virtuale, essa sarà pari a:

$$\delta[\varepsilon] = [\beta]_N \delta v^N \quad \text{eq. 16}$$

dove  $[\beta]_N$  è una matrice che dipende dalla posizione x del punto considerato. Essa definisce la variazione di deformazione in funzione delle variabili cinematiche scelte come campi virtuali ed è ricavabile utilizzando la suddetta funzione interpolante; allora avremo che:

$$[\beta]_N = f([N]_N, x) \quad \text{eq. 17}$$

Quindi sulla base di queste considerazioni si può scrivere:

$$\delta v^N \int_{V^o} [\beta]_N \cdot [\tau^c] dV^o = \delta v^N \left( \int_S [t]^T \cdot [N]_N dS + \int_V [f]^T \cdot [N]_N dV \right) \quad \text{eq. 18}$$

e considerando che  $\delta v^N$  è una variabile indipendente allora possiamo scrivere:

$$\int_{V^o} [\beta]_N \cdot [\tau^c] dV^o = \int_S [t]^T \cdot [N]_N dS + \int_V [f]^T \cdot [N]_N dV \quad \text{eq. 19}$$

Dunque, ponendo la precedente espressione nella seguente forma e utilizzando un campo virtuale di spostamento si avrà:

$$F^N(u^M) = 0 \quad \text{eq. 20}$$

Dove  $F^N$  rappresenta la forza coniugata alla N-esima variabile del problema e  $u^M$  è il valore della M-esima variabile nodale. Essa rappresenta un sistema di equazioni di equilibrio non lineari e che sono alla base del metodo degli spostamenti su cui lavora il programma ad elementi finiti Abaqus.

La precedente relazione è valida per l'analisi statica e dinamica se all'interno delle forze di volume  $[f]$  sono considerati i contributi inerziali del sistema; solitamente nell'analisi dinamica il contributo inerziale è considerato separatamente in quanto una parte importante delle forze in gioco, il che conduce alla seguente equazione di equilibrio:

$$M_{NM}(\ddot{u}^M) + F_N(u^M) = 0 \quad \text{eq. 21}$$

dove il termine  $M_{NM}(\ddot{u}^M)$  rappresenta il contributo inerziale del sistema ( $M_{NM}$  componente matrice di massa;  $\ddot{u}^M$  rappresenta l'accelerazione della M-esima variabile nodale).

In particolare, si esamina la procedura di analisi dinamica (*"Implicit dynamic analysis"*) utilizzata nel lavoro di tesi., che si basa sull'equazione 1 dove però si considera la forza di "D'Alembert". Infatti, potendo scrivere che:

$$[f] = [F] - \rho[\ddot{u}] \quad \text{eq. 21}$$

Ovvero che le forze di volume interne  $[f]$  associate ad un punto del corpo, possono essere scritte come la differenza tra le forze di volume dovute alle condizioni di carico esterno  $[F]$  che si registrano nel punto e le forze di "D'Alembert" (dove  $\rho$  è la densità relativa al punto del materiale di cui è composto il corpo e la matrice  $[\ddot{u}]$  rappresenta le accelerazioni relative al medesimo punto).

Dunque, formulando il principio dei lavori virtuali sulla base della precedente equazione si avrà:

$$\int_V [f] \cdot \delta[v] dV = \int_V [F] \cdot \delta[v] dV - \int_V \rho[\ddot{u}] \cdot \delta[v] dV \quad \text{eq. 21}$$

Si riscrive il termine relativo alle forze di "D'Alembert" considerando il volume e la densità nella configurazione di riferimento iniziale:

$$\int_{V_0} \rho_0[\ddot{u}] \cdot \delta[v] dV_0 \quad \text{eq. 22}$$

se consideriamo che  $[\ddot{u}]$  è il campo di accelerazioni si può utilizzare partendo da un campo di spostamento con la seguente approssimazione interpolante:

$$[u] = [N]_N u^N \quad \text{eq. 23}$$

di conseguenza la funzione interpolante delle accelerazioni sarà la seguente:

$$[\ddot{u}] = [N]_N \ddot{u}^N \quad \text{eq. 24}$$

Sostituendo nel termine che racchiude la forza di “D’Alembert” otteniamo la matrice di massa del sistema consistente, ovvero con tutte le componenti diverse da zero, moltiplicato per il campo di accelerazioni delle variabili nodali

$$- \int_{V_0} (\rho_0 [N]_N [N]_M \cdot dV_0) [\ddot{u}] \quad \text{eq. 25}$$

dunque, l’equazione di equilibrio per un generico elemento finito sarà:

$$M_{NM} \ddot{u}^M + I_N + P_N = 0 \quad \text{eq. 26}$$

dove:

$$M_{NM} = \int_{V_0} \rho_0 [N]_N [N]_M \cdot dV_0$$

rappresenta la matrice consistente dell’elemento;

$$I_N = \int_{V_0} [\beta]_N \cdot [\sigma] dV_0$$

rappresenta il vettore delle forze interne

$$P_N = \int_S [t]^T \cdot [N]_N dS + \int_V [f]^T \cdot [N]_N dV$$

rappresenta il vettore delle forze esterne.

Gli operatori per la risoluzione dell’integrazione nel tempo dei problemi di dinamica sono quelli definiti da “Hilber, Hughes and Taylor (1977)”. Tale operatore, che è una estensione del metodo di “Newmark”, considerato un corpo con assegnato un generico step di carico ed un incremento generico sostituisce le equazioni di equilibrio (eq. 26) con un bilancio delle forze di “D’Alembert” calcolate alla fine del time step e una media pesata delle forze statiche calcolate all’inizio ed alla fine del medesimo time step.

[10] [12]

## 5.3 -ABAQUS: panoramica del software

### 5.31- Prodotti ABAQUS

Il software ad elementi finiti Abaqus comprende:

- 1- Abaqus/Standard
- 2- Abaqus/Explicit
- 3- Abaqus/CDF
- 4- Abaqus/CAE
- 5- Abaqus/Viewer

Con **Abaqus/Standard** e **Abaqus/Explicit** si possono risolvere un’ampia classe di analisi delle sollecitazioni. La differenza sostanziale tra il primo ed il secondo modulo è che nel secondo vi

è la possibilità di considerare nelle analisi gli effetti inerziali, potendo così affrontare problemi di natura dinamica. Mentre, **Abaqus/CDF** è utilizzato per risolvere un'ampia gamma di problemi relativi ai flussi di fluidi incompressibili.

Per quanto riguarda **Abaqus/CAE** esso è un ambiente interattivo nel quale si creano i modelli agli elementi finiti, si lanciano le analisi in funzione del problema affrontato, si monitorano e diagnosticano i lavori creati e si valutano i risultati. Mentre **Abaqus/Viewer** è un sottoinsieme del precedente nel quale si possono visualizzare i risultati di output e quindi rappresenta la parte di post-processamento del software.

## 5.22- Ambiente Abaqus/Standard e tipologie di analisi

Per gli obiettivi della tesi è sufficiente utilizzare **Abaqus/Standard** il quale offre una completa flessibilità nella distinzione tra risposta statica e dinamica del sistema; infatti, la stessa analisi può contenere più fasi statiche e dinamiche. Quindi, può essere applicato un precarico statico e valutare la risposta dinamica in campo lineare o non lineare (Static stress/displacement analysis) ovvero ricercare la soluzione statica dopo un evento di natura dinamica (dynamic stress/displacement analysis). Oltre a questi tipi di analisi che saranno utilizzate nel lavoro di tesi, **Abaqus/Standard** offre la possibilità di eseguire i seguenti tipi di analisi:

- "Steady-state transport analysis" (Analisi del trasporto in stato stazionario)
- "Heat transfer and thermal-stress analysis" (Analisi del trasferimento di calore e dello stress termico)
- "Electromagnetic analysis" (Analisi elettromagnetica)
- "Coupled pore fluid flow and stress analysis" (Flusso di fluidi in pori accoppiati e analisi delle tensioni)
- "Mass diffusion analysis" (Analisi fluido-dinamica)
- "Acoustic and shock analysis" (Analisi Acustica e d'interazione tra la struttura e le onde)
- "Abaqus/Aqua analysis" (Analisi strutture sommerse ed interazione con moto di corrente, onde e vento)

Come si è detto nel paragrafo precedente, le tipologie di analisi che si utilizzano nel lavoro di tesi sono unicamente analisi dinamiche ed analisi statiche delle tensioni; si va a vedere come operano in generale:

- **ANALISI STATICA DELLE TENSIONI**

L'analisi statica delle tensioni la si utilizza dal momento che gli effetti inerziali sono trascurabili; in **Abaqus/Standard** sono disponibili diverse procedure per operare un'analisi di questo tipo, in particolare avremo:

- 1- "Static Analysis" (Analisi statica): è utilizzata per problemi di equilibrio stabile e può includere risposte lineari o non lineari del sistema;
- 2- "Eigenvalue buckling analysis" (Analisi dell'instabilità agli autovalori): è utilizzata per stimare il carico critico (di biforcazione) per strutture rigide;
- 3- "Unstable collapse and postbuckling analysis" (Analisi post-instabilità e del collasso instabile): è utilizzata per valutare il collasso instabile e geometricamente non lineare di una struttura;
- 4- "Quasi-static analysis" (Analisi quasi-statica): è utilizzata per analizzare risposte transitorie delle strutture considerando materiali con le proprietà dipendenti dal tempo (rigonfiamento, creep, visco-elasticità e visco plasticità); può essere lineare o non lineare
- 5- "Direct cyclic analysis" (Analisi ciclica diretta): è utilizzata per ricercare la risposta ciclica stabile della struttura; tale risposta la si ottiene utilizza una combinazione tra le serie di Fourier e l'integrazione nel tempo del comportamento del materiale non lineare;
- 6- "Low-cycle fatigue analysis" (Analisi a fatica a bassi cicli di carico): è utilizzata per prevedere il danno progressivo e la rottura di materiali duttili;

L'analisi statica è utilizzata per lo step di carico relativo ai carichi gravitazionali, in quanto in esso gli effetti inerziali sono trascurabili e la risposta che ci interessa è di tipo lineare (riducendo massicciamente il tempo di processamento); inoltre, ignora la dipendenza temporale dei materiali (rigonfiamento, creep e visco-elasticità) ma tiene conto del comportamento plastico e isteretico dei materiali dipendenti dalla velocità di applicazione dei carichi.

#### - **ANALISI DINAMICA:**

La procedura con cui si risolvono le analisi dinamiche nell'ambiente **Abaqus/Standard** è l'utilizzo di operatori impliciti per l'integrazione diretta delle equazioni del moto; dunque, nell'analisi dinamica implicita si ha l'inversione della matrice dell'operatore d'integrazione e la risoluzione di equazioni di equilibrio non lineari per ogni incremento di tempo.

L'analisi dinamica ad integrazione diretta si utilizza quando si studia la risposta dinamica non-lineare di un sistema, la risposta può essere completamente non-lineare oppure basata sui modi propri del sistema lineare; in particolare essa si utilizza per studiare era serie di applicazioni, tra cui:

- risposte dinamiche che richiedono una "Transient fidelity" che comporta una dissipazione di energia minima del sistema;
- risposte dinamiche per sistemi a moderata dissipazione, nei quali l'energia si dissipa per il comportamento plastico del materiale, per lo smorzamento viscoso o per altri effetti;

- risposte dinamiche quasi-statiche in cui la si ha una notevole capacità dissipativa del sistema che garantisce stabilità alla soluzione migliorandone la convergenza per la determinazione della risposta statica finale.

[9] [10] [12]

### 5.23- Ambiente Abaqus/CAE

Il modello dell'oggetto di studio si costruisce in tutti i suoi elementi all'interno di **Abaqus/CAE** (Computer-Aided Engineering ovvero strumenti che agevolano la risoluzione di problemi strutturali con l'ausilio del calcolo numerico); in esso si costruisce il modello, si sceglie la tipologia di analisi, e si può monitorare l'avanzamento della stessa con in parallelo una diagnostica sugli elementi del modello, quindi, in **Abaqus/CAE** si gestisce tutto ciò che è concerne al pre-processamento del modello. Una volta generato in questo ambiente si ha a disposizione l'input file necessario per lanciare l'analisi con **Abaqus/Standard**, **Abaqus/Explicit** e **Abaqus/CDF**. Mentre, per quanto riguarda la visualizzazione della suddetta analisi (fase di post-processamento) si utilizza il modulo "*Visualization*" (**Abaqus/Viewer**) che legge i file di output generati dall'analisi (ODB).

Le fasi di modellazione, quali la definizione di ogni elemento dell'oggetto di studio, la definizione delle proprietà dei materiali, la definizione delle condizioni di vincolo e di carico e tutto ciò che è concerne al modello avviene utilizzando le seguenti sezioni del programma:

- "*Part*": dove si definiscono i singoli elementi che compongono il modello;
- "*Property*": dove si definiscono le proprietà fisico-meccaniche dei materiali e le caratteristiche della sezione con la possibilità di scegliere modelli con comportamento lineare o non lineare;
- "*Assembly*": dove si assemblano le varie parti del modello create in "*Part*", su cui applicare successivamente carichi e vincoli;
- "*Step*": dove si configura la tipologia di analisi e le variabili d'interesse che si vogliono avere in output;
- "*Load*": dove si applicano i carichi e le condizioni al contorno e di vincolo;
- "*Interaction*": dove si definiscono le interazioni tra le parti del modello in corrispondenza delle superfici di contatto e le interazioni della struttura con l'ambiente;
- "*Mesh*": Si definiscono le caratteristiche della mesh;
- "*Job*": dove si crea il lavoro relativo all'analisi da eseguire e si genera l'input file da sottoporre agli ambienti Abaqus dedicati alle analisi;
- "*Visualization*": dove si visualizzano i risultati dell'analisi.

## 6- CREAZIONE MODELLO STRUTTURA SU ABAQUS/CAE

### 6.1 - "*Part*": creazione elementi struttura

All'interno del modulo "*Part*" si vanno a definire tutti gli elementi che andranno a comporre la struttura; in particolare vi è la possibilità di creare parti di natura deformabile, rigida discreta

o analitica; la geometria associata può essere unidimensionale, piana o tridimensionale in funzione della natura dell'elemento ed è possibile realizzarla con forme del tipo solid, shell, wire o point. Oltre a tutti gli strumenti presenti per la definizione della geometria di un elemento, un altro modo per inserirlo in Abaqus è importarlo da un altro software come, ad esempio, AutoCad nel quale anche modellazioni complesse possono essere più semplici da realizzare. Ogni elemento aggiunto in questo modulo è riferito ad un sistema di riferimento locale e sono associate delle Features che sono essenzialmente la lista delle operazioni che si sono eseguite, a partire dal disegno in piano dell'elemento e, se esso è un elemento solido, anche la modalità con il quale viene estruso (Extrusion, Revolution o Sweep) e la lunghezza di profondità, dalla creazione di punti (Reference point), di partizioni (Partition Face), di celle (Partition Cell), tagli (Cut) e quindi di tutte le azioni che si possono eseguire mediante gli strumenti di tale modulo; inoltre, si ha anche la possibilità di modificare o eliminare tutto ciò che si aggiunge alle Features in un secondo momento. Inoltre, in ottica di assegnare condizioni di vincolo a parti dell'elemento è possibile definire dei Set di punti che possono, ad esempio, essere utilizzati come riferimento per valutare l'andamento di una certa variabile, e soprattutto si definisce la Section Assignments che rappresenta le varie parti dello stesso elemento a cui si associa un materiale creato nella sezione "Property".

Per lo scopo della tesi gli elementi che si inseriscono per la costruzione del modello della struttura sono dei solidi tridimensionali. Essi, quindi, presenteranno in output un tensore delle tensioni e delle deformazioni correlate mediante il tensore di elasticità che racchiude le capacità di rigidità dell'elemento considerato.

Dunque, prendendo in esame uno dei solidi generati la procedura utilizzata è la seguente:

- 1- Section sketch: è un comando grazie al quale si definisce la forma in piano dell'elemento dove sono presenti tutti gli strumenti utili a farlo; una volta definita, prima di inserire l'elemento nell'ambiente "Part" attraverso il comando Extrusion, si procede all'estrusione dell'elemento secondo una direzione ed una profondità prefissata
- 2- Creazione di Reference point, Partition Face e Partition cell con l'obiettivo di dividere l'elemento in celle (divisione elemento in più parti) per, ad esempio, assegnargli due tipi di materiali oppure creare delle sezioni cave per l'alloggiamento delle travi (anche mediante il comando Cut).

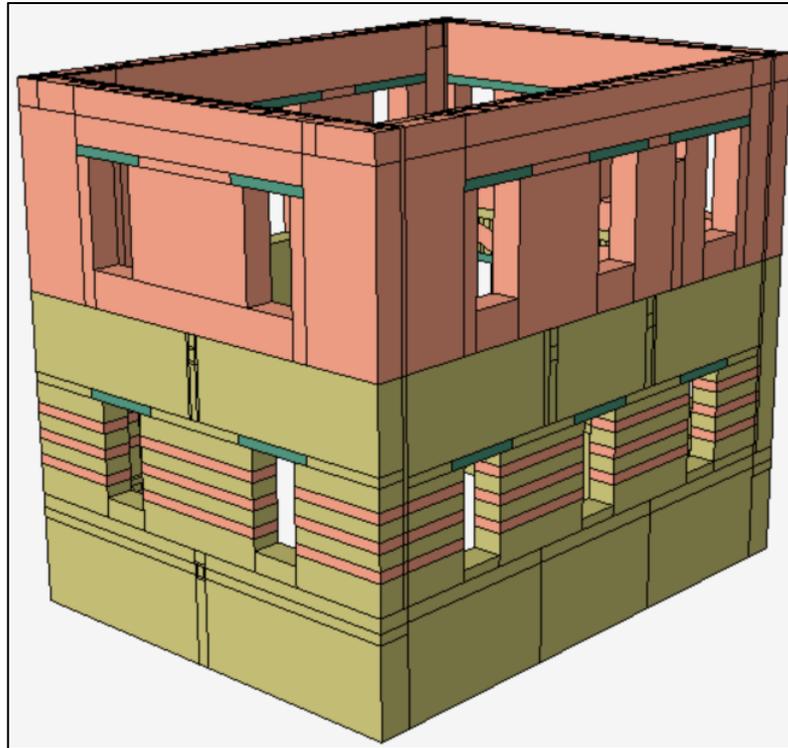
Nota: l'utilizzo di più celle per uno stesso elemento può essere adoperato anche per rendere la meshatura più ordinata e utilizzare solo elementi tetraedrici/quadrangolari minimizzando così distorsioni tra mesh adiacenti ed evitando l'utilizzo di tecniche più complesse per ottenere la meshatura degli elementi

## 6.11 - Elenco parti modello

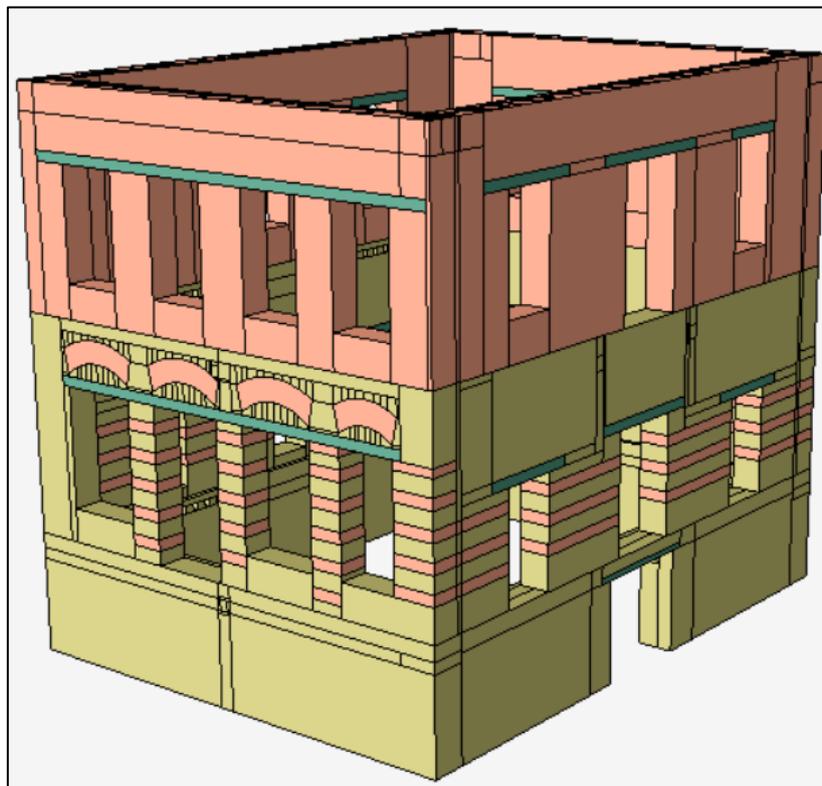
Si elencano le parti create per modellare la struttura a partire dagli elementi che compongono il solaio, i pilastri e le pareti murarie perimetrali seguendo le caratteristiche geometriche presentate nei paragrafi relativi alle piante e ai prospetti della struttura;

L'unità di misura utilizzata per le lunghezze è il mm;

- 1- **Parete muraria perimetrale:** rappresenta la gabbia muraria della struttura nella quale sono considerate tutte le aperture presenti, spessori di muratura e i cavi all'interno dei quali vengono alloggiati le travi e i travetti che compongono il solaio:

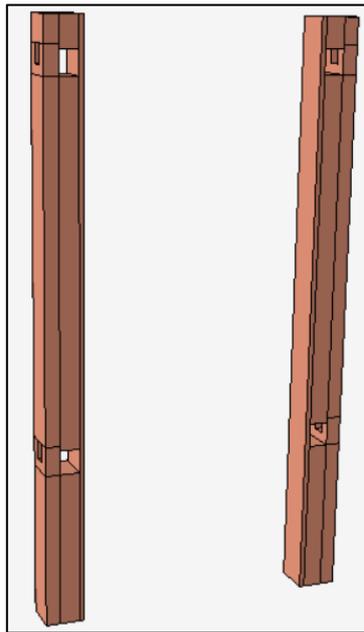


*Figura 67: Parete muraria esterna vista Nord/Est*



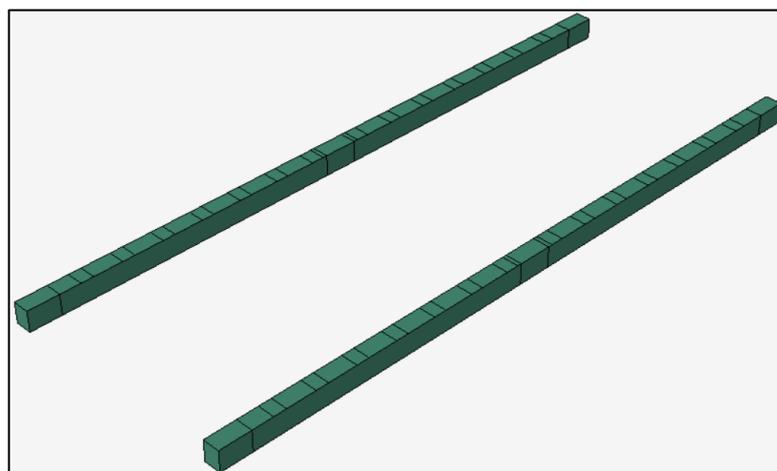
*Figura 68: Parete muraria esterna vista Sud/Ovest*

2- **Pilastrì:** presentano i cavi di alloggiamento per le travi principali e secondarie



*Figura 69: Pilastrì con cavi di alloggiamento travi*

3- **Trave principale piano terra:**



*Figura 70: trave principale piano terra*

4- **Trave secondaria piano terra:**

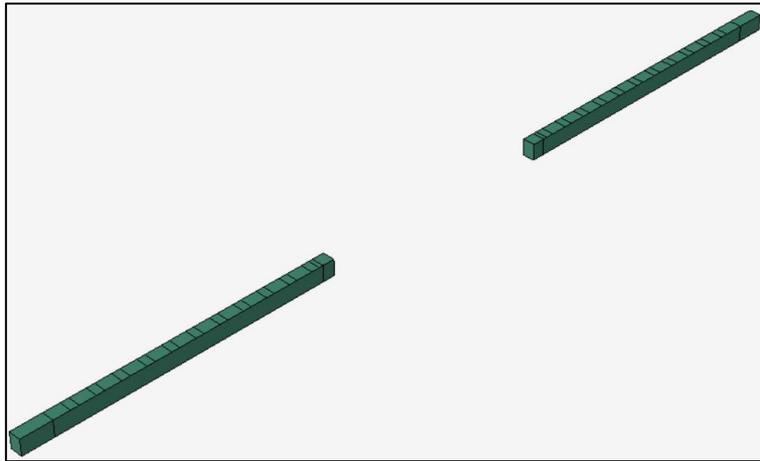


Figura 71: Trave secondaria piano terra

5- Travetti tipo A piano terra:

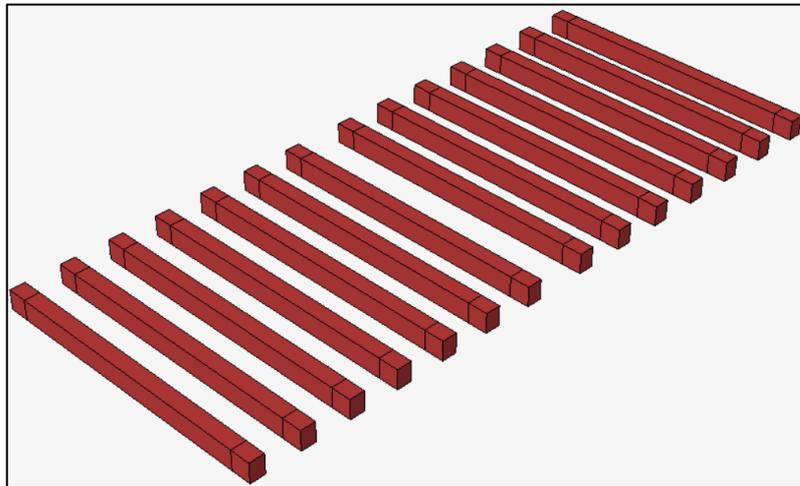


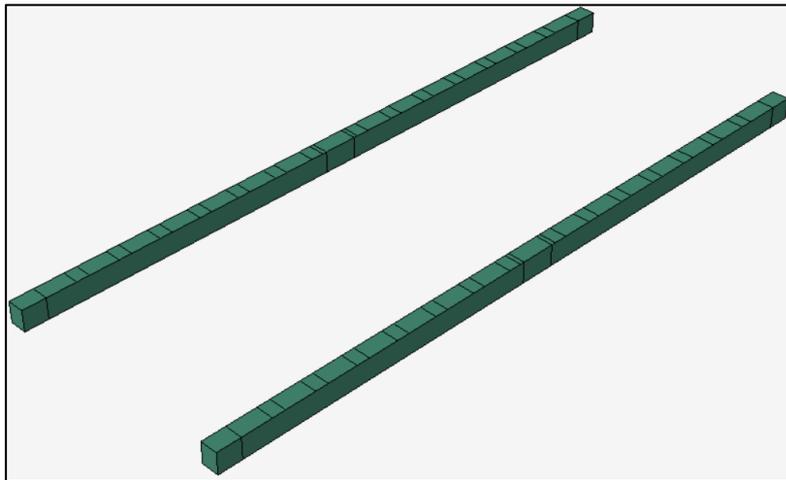
Figura 72: Travetti tipo A piano terra

6- Travetti tipo B piano terra:



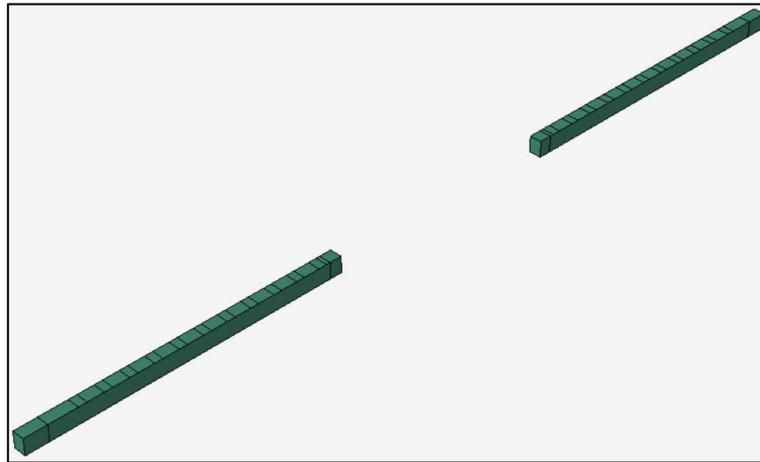
Figura 73: Travetti tipo B piano terra

**7- Trave principale primo piano:**



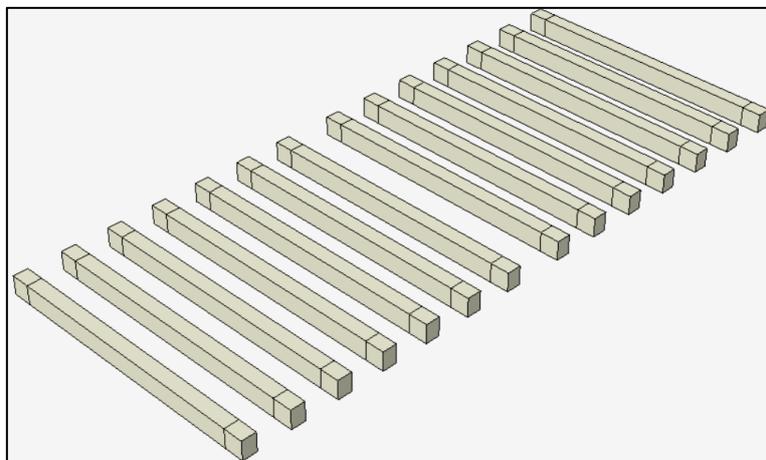
*Figura 74: Trave principale primo piano*

**8- Trave secondaria primo piano:**



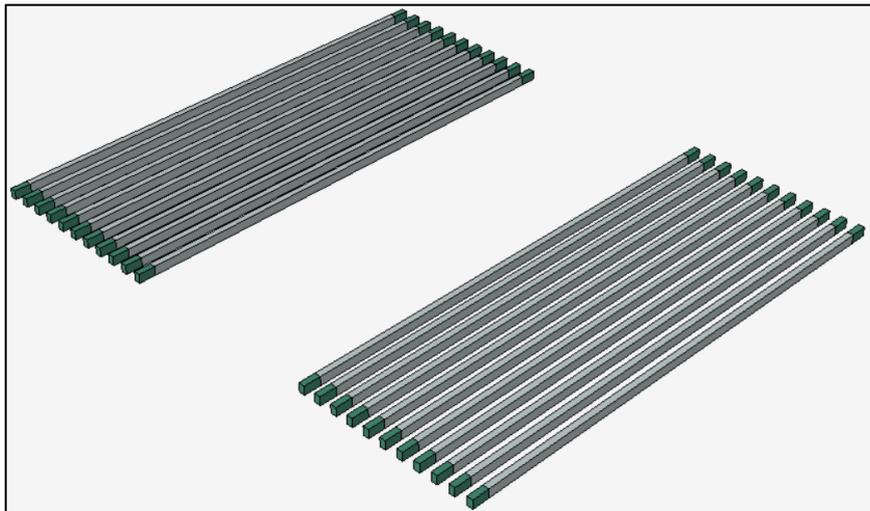
*Figura 75: trave secondaria piano primo*

**9- Travetti tipo A piano primo:**



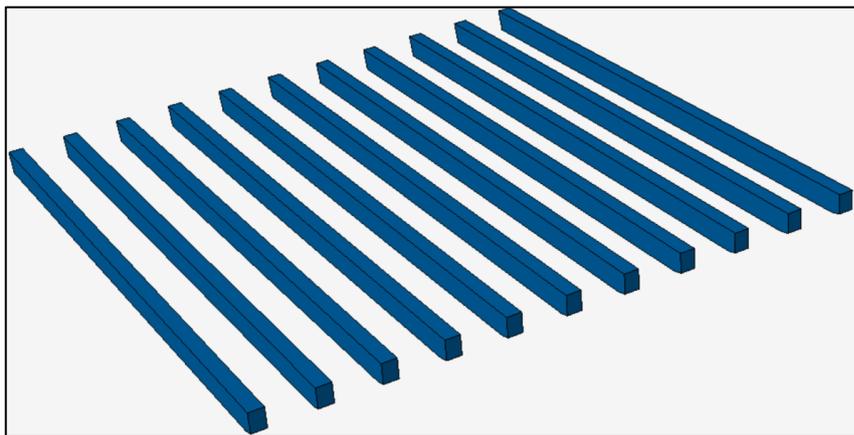
*Figura 76: travetti tipo A piano primo*

**10- Travetti tipo B piano primo:**



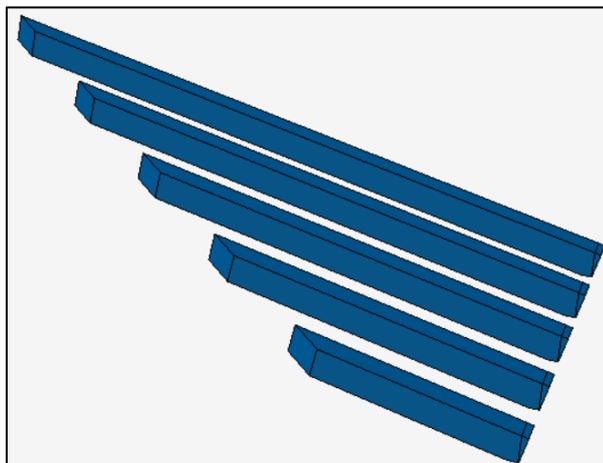
*Figura 77: travetti tipo B piano primo*

**11- Travetti tipo A1 e A11 piano di copertura:**



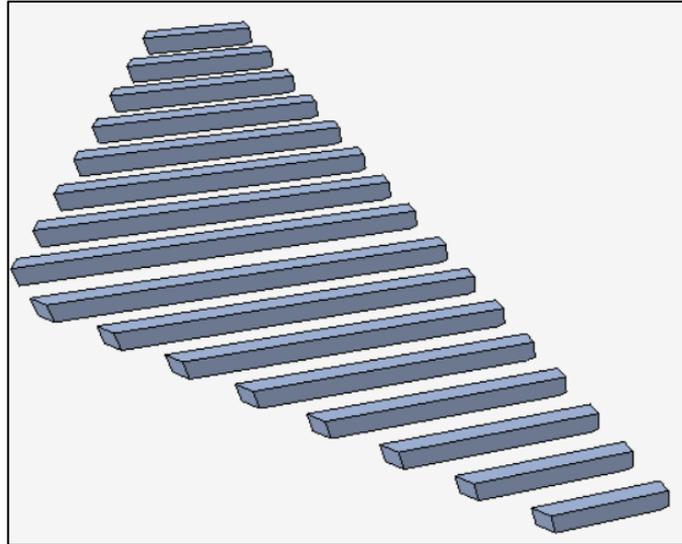
*Figura 78: travetti tipo A1 uguali a quelli A1*

**12- Travetti tipo B1, B11, B1bis e B11bis piano di copertura:**



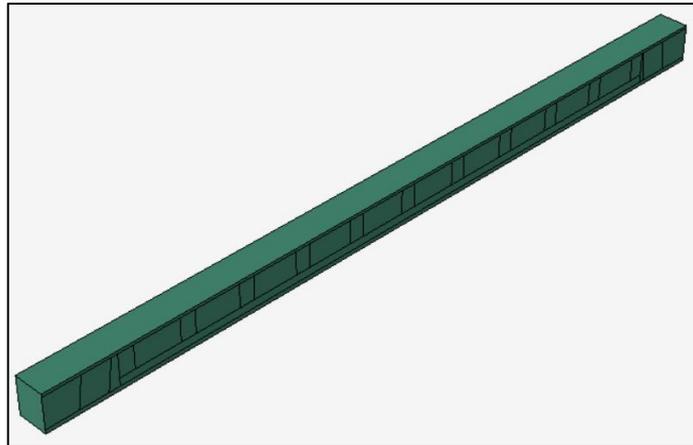
*Figura 79: travetti tipo B1 uguali a quelli B11, B1bis e B11bis*

**13- Travetti tipo C1 e C11 piano di copertura:**



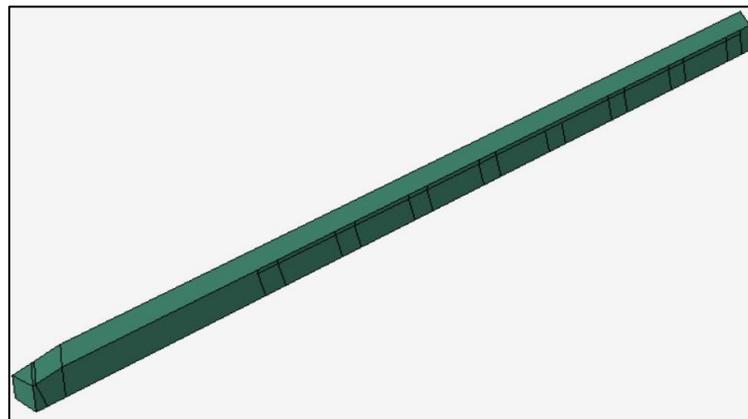
*Figura 80: travetti tipo C1 uguali a quelli C11*

**14- Trave centrale piano di copertura:**



*Figura 81: trave centrale piano di copertura*

**15- Trave diagonale 1 e 2 piano di copertura:**



*Figura 82: trave diagonale 1 uguale alla 2*

**16- Trave diagonale 3 e 4 piano di copertura:**

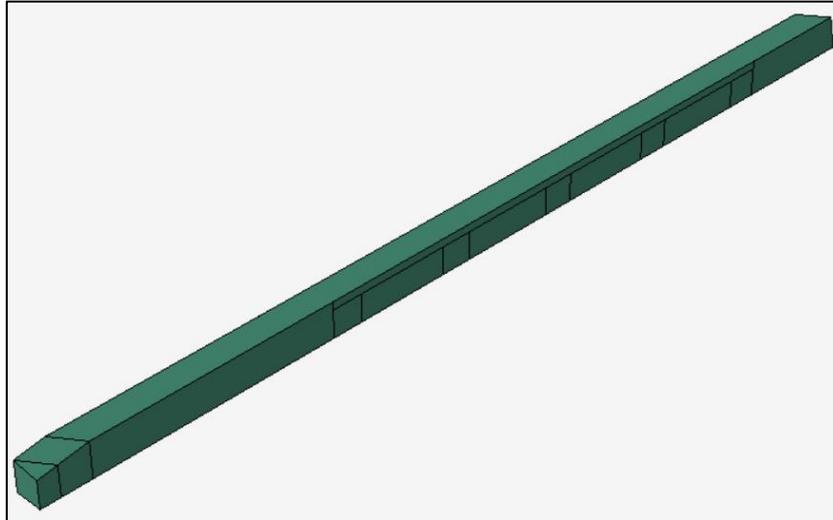


Figura 83: trave diagonale 3 uguale alla 4

## 6.2 - “Property”: definizione caratteristiche fisico-meccaniche materiali

Nel modulo “Property” si definiscono tutte le caratteristiche rilevanti dei materiali utilizzati nel modello attraverso il comando *Material*, a partire quindi dal peso specifico e dalle leggi che governano il comportamento in campo elastico e/o plastico, una legge per il danneggiamento, eventuali proprietà termiche ed elettromagnetiche; una volta definite le proprietà si procede alla definizione della sezione (*Sections*) alla quale si assegna il materiale prima definito e si specifica a che tipo di sezione si riferisce, ovvero se essa è una sezione di un solido omogeneo, una sezione con uno stato di deformazione piano, di un elemento a membrana, una sezione di un elemento trave e così via. Una volta definite le caratteristiche sopramenzionate, sempre dal modulo “Property” si va ad associare agli elementi modellati in “Part” una delle sezioni create (*Assign Sections*).

Ritornando al modello realizzato i materiali definiti nel modello sono stati definiti impostando unicamente le caratteristiche fisico-meccaniche; in particolare il legno è definito il peso specifico impostando la densità associata ed il comportamento in campo elastico (impostando il modulo di Young), mentre per le murature omogeneizzate oltre a tali parametri si è impostato un modello che spazia tra un comportamento in campo elastico a quello plastico con associata una legge del danno, che descrive il livello danneggiamento raggiunto negli elementi, a cui si associa il materiale, in funzione del livello deformativo raggiunto. Tale modello è il *Concrete Damage Plasticity*, spiegato in dettaglio nel paragrafo relativo alla descrizione dei materiali

Nota: per quanto riguarda il legno, in ragione dei diversi carichi permanenti portati in funzione del piano e dell’orditura di solaio considerato, e quindi della differente densità fittizia definita precedentemente, sono stati creati diversi modelli di materiale legno proprio per distinguere ognuno di essi; così avremo le seguenti tipologie di legno con il modulo elastico comune a tutti e la densità in funzione del peso associato ad ogni elemento:

- **Legno travetto A piano terra:**

$$\gamma = 6,34 \cdot 10^{-9} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

- **Legno travetto B piano terra:**

$$\gamma = 5,29 \cdot 10^{-9} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

- **Legno trave principale e secondaria piano terra e primo piano e trave centrale e diagonali piano di copertura**

$$\gamma = 4,588 \cdot 10^{-10} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

- **Legno travetto A primo piano:**

$$\gamma = 5,3624 \cdot 10^{-9} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

- **Legno travetto B primo piano:**

$$\gamma = 4,76 \cdot 10^{-9} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

- **Legno travetto A1 e B1 piano di copertura:**

$$\gamma = 3,054 \cdot 10^{-9} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

- **Legno travetto C1 piano di copertura:**

$$\gamma = 3,014 \cdot 10^{-9} \text{ tonne/mm}^3$$

$$E = 11000 \text{ Mpa}$$

Per le murature omogeneizzate si riportano solamente i parametri meccanici e di densità e quelli di taratura che definiscono il modello CDP;

Parametri da inserire nel CDP comuni ad entrambi i materiali:

- Angolo di dilatanza: si assume pari a  $10^\circ$
- $\epsilon$ : eccentricità uguale a 0,1
- $\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1,16$ :
- $K = 0,667$
- Parametro di viscosità = 0,0003

- **Muratura a mattoni pieni e malta di calce:**

- $\gamma = 1,8355 \cdot 10^{-9} \frac{\text{tonne}}{\text{mm}^3}$
- $f_{c0} = 3,45 \text{ MPa}$
- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $\epsilon_{cc} = 0,003$
- $f_t = 0,345 \text{ MPa}$

- **Muratura con pietre a spacco con buona tessitura:**

- $\gamma = 2,1414 \cdot 10^{-9} \frac{\text{tonne}}{\text{mm}^3}$
- $f_{c0} = 3,2 \text{ MPa}$
- $E = 1740 \text{ MPa}$
- $\epsilon_{cc} = 0,003$
- $f_t = 0,345 \text{ MPa}$

È stato definito un altro materiale nelle zone limitrofe ai cavi di alloggiamento di caratteristiche meccaniche migliori, in quanto sono le zone più sollecitate e potrebbero condurre ad un arresto anticipato dell'analisi time history;

- **Muratura fittizia:**

- $f_{c0} = 9,32 \text{ MPa}$
- $E = 9320 \text{ MPa}$
- $\epsilon_{cc} = 0,003$
- $f_t = 1,007 \text{ MPa}$

### 6.3 - “*Assembly*”: assemblaggio elementi

Nel momento in cui si crea un elemento nella sezione “*Part*” esso presenta un proprio sistema di riferimento indipendente dagli altri elementi generati; il modulo “*Assembly*” è un ambiente nel quale vengono aggiunti tutti gli elementi necessari a comporre il modello e posizionati per la costruzione del modello in tutte le sue caratteristiche; dunque, le parti aggiunte figurano come “*Instances*” e sono immesse in “*Assembly*” nell’origine di un nuovo sistema di riferimento globale comune a tutti gli elementi aggiunti. A questo punto si possono ruotare, traslare, unire le diverse “*Instances*” aggiunte per ottenere l’assemblaggio e comporre il modello; per quanto riguarda le copie create dello stesso elemento si ha una dipendenza geometrica da esso se viene aggiunto come “*Dependent Instance*”, così qualora l’elemento fosse modificato nella sezione “*Part*” ogni copia effettuata avrà le medesime modifiche e la meshatura sarà dipendente dall’elemento origine; mentre, se viene aggiunta come “*Independent Instance*” si avrà una meshatura indipendente dall’elemento origine e ne verrà creata una copia anche in “*Part*” perdendo la dipendenza geometrica di cui prima.

Alcune delle operazioni che si possono svolgere in questo modulo sono ad esempio la definizione dei “*Sets*” o delle “*Surfaces*” le quali saranno utilizzate per assegnare una condizione di vincolo, una condizione di carico o delle leggi di contatto per quanto i vincoli interni e comunque per l’interazione modello ambiente.

Dunque, una volta completata questa fase abbiamo il modello completo in tutti i suoi elementi e materiali.

L’immagine seguente ritrae tutti gli elementi presenti in questo modulo con i colori differenti che indicano il materiale assegnatogli:

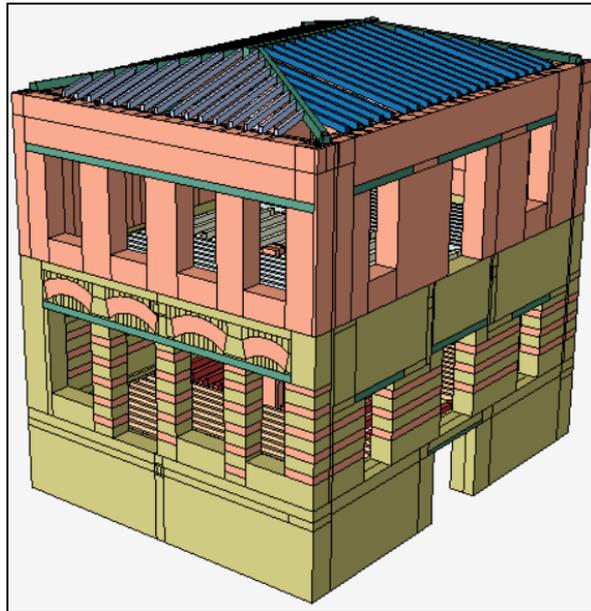


Figura 84: struttura assemblata con i colori differenti per indicare il materiale di cui sono composti vista Sud/Ovest

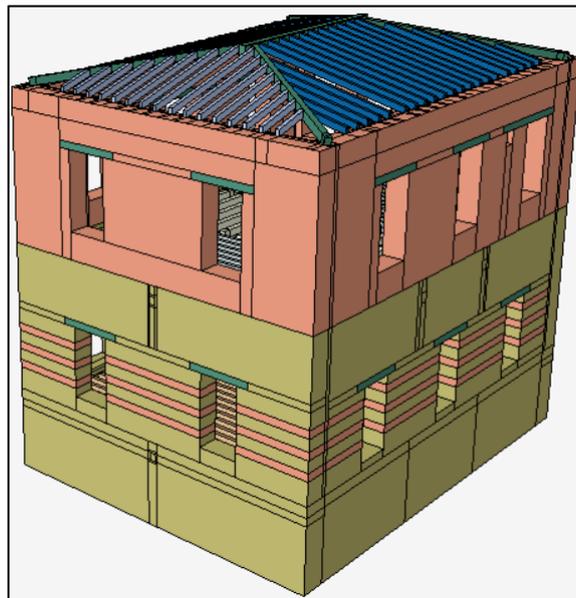


Figura 85: struttura assemblata con i colori differenti per indicare il materiale di cui sono composti vista Nord/Est

## 6.4 - “Step”: definizione step di carico e tipo di analisi

Una volta definito l’assemblaggio di ogni elemento il software crea uno step predefinito che non può essere sostituito, modificato o eliminato, lo *step Initial*; all’interno di questo step si possono definire le condizioni al contorno, di vincolo e le interazioni tra le diverse “Instances” presenti e che possono essere applicate al tempo zero dell’analisi. Quindi, se ad esempio vi è una condizione di vincolo che si protrae per tutta l’analisi (che si svolge in step successivi), va applicato in questo step. A seguire questo step si possono impostare uno o più step a cui è associata una determinata procedura di analisi, in particolare da uno step all’altro si può passare una analisi statica ad una analisi dinamica implicita o selezionare una qualsivoglia procedura presente. Essendo che lo stato deformativo, di sollecitazione, ecc. del modello si

aggiorna durante tutti gli step, gli effetti che il modello subisce in ognuno di essi sono inclusi negli step successivi. Un aspetto molto importante richiesto dal software all'atto della creazione dello step è di selezionare tra General non-linear step e Linear perturbation step dove nel primo caso vi è la possibilità di prendere in considerazione gli effetti della non-linearità dei materiali, a quella dei grandi spostamenti del modello o per qualche interazione tra le varie parti e nel quale si possono definire eventi sequenziali, dove lo stato iniziale è definito dalla condizione raggiunta in precedenza; mentre il secondo fornisce una soluzione di tipo lineare al termine dell'analisi che essa sia dinamica implicita o statica. Oltre a tale distinzione è possibile considerare le non linearità geometriche dovute ad esempio a grandi spostamenti del modello, opzione che comunque non si è ritenuto di considerare; Un altro importante aspetto di questo modulo sono i comandi Field Output request e History Output request che permettono di considerare le variabili di interesse per lo step in considerazione, la regione o i punti in cui registrarlo e la frequenza con la quale acquisirle. Quindi è preferibile scegliere solo le variabili d'interesse poiché non farlo implicherebbe una dimensione del file di output maggiore e costi computazionali maggiori per l'analisi

Nel modello oggetto di studio abbiamo i seguenti step:

- "step Gravità": analisi statica
- "step Time History 1": analisi dinamica implicita (analisi time history)
- "step Time History 2": analisi dinamica implicita (analisi time history)

A completare la caratterizzazione degli step vi è la definizione dello step time, il quale risulta essere il lasso temporale in cui si vuole applicare una determinata condizione di carico oppure la durata dell'accelerogramma; quindi, si hanno i seguenti step time per gli step definiti:

- "step Gravità": step time 1 secondo
- "step Time History 1": step time 9,3 secondi
- "step Time History 2": step time 6,3 secondi

## **6.5 - "Interaction": creazione leggi di contatto e vincoli interni**

All'interno del modulo "Interaction" si possono definire le interazioni tra i diversi elementi aggiunti in "Assembly" che compongono il modello, tra il modello e l'ambiente e dei vincoli tra i vari elementi. Che siano vincoli o interazione, dipendono dallo step in cui si definiscono e bisogna indicare in quale degli step presenti sono attive; dunque, se vi è un legame d'interazione o un vincolo tra delle componenti del modello che esiste solo in un determinato step, vi è la possibilità di disabilitarla nei restanti. Le interazioni tra le parti del modello possono essere di diversa natura; in particolare si definisce prima il tipo di interazione (Contact type):

- General contact: permette di creare leggi di contatto tra alcune regioni o tra tutte le regioni del modello mediante una singola interazione;
- Surface-to-surface/Self contact: permette di creare un'interazione tra due superfici di elementi deformabili distinti o tra uno deformabile ed uno rigido oppure tra due superfici dello stesso elemento;
- Elastic foundation: permette di simulare un supporto descritto da un letto di molle aventi una determinata rigidezza tra il modello assemblato e l'ambiente circostante;
- Model change: Permette la rimozione e la riattivazione di elementi nel corso degli step che definiscono le fasi dell'analisi;
- XFEM crack growth: modello che permette di simulare la progressione delle fessure all'interno di un determinato elemento del modello;

Oltre a questi tipi di interazione ce ne sono delle altre che ricadano nell'ambito della fluidodinamica, dell'acustica e della termo-dinamica ambiti che non interessano ai fini della tesi.

Dopo la definizione del tipo di contatto se ne devono definire le proprietà (Interaction property), in particolare per quanto riguarda i primi due tipi di interazione si va a stabilire la legge che governa il comportamento tangenziale (attrito e scorrimento elastico) e quello normale (dove si possono impostare dei dispositivi di smorzamento per regolare il tipo di contatto); quindi, una volta che si è definito il tipo di contatto e le sue proprietà è necessario stabilire le superfici a cui associarle; tali superficie vengono denominate Master surface and Slave surface e rappresentano le regioni in cui generare l'interazione. Inoltre, vi è la possibilità di definire allo stesso modo di prima non si elencano le proprietà che non rientrano negli obiettivi della tesi. Un altro strumento molto utile è la possibilità di generare dei vincoli (Constraints) tra i vari elementi del modello, in particolare è possibile generare:

- Tie: unisce due regioni annullando lo spostamento relativo, anche se esse hanno una differente;
- Rigid body: consente di ottenere un insieme di regioni come unico corpo rigido;
- Coupling: permette di vincolare il movimento di una regione al movimento di un nodo di riferimento;
- Adjust point: consente di muovere un punto o una serie di punti su di una determinata superficie;
- Multi-points constraints: permette di vincolare dei nodi (slave node) appartenenti ad una regione allo spostamento di un singolo punto;
- Embedded region constraints: permette di unire una regione distinta di una parte (Istance) all'intero modello;
- Equation constraints: Equazioni che descrivono in campo lineare la relazione tra uno o più gradi di libertà.

Ritornando al modello, come si è spiegato nella parte relativa all'assemblaggio del solaio, abbiamo la presenza di due orditure di solaio per piano. Considerando ad esempio il piano terra, la prima orditura è definita dai travetti di tipo A che poggiano sulle travi principali, le quali sono innestate agli estremi nelle pareti murarie e al centro passano all'interno dei pilastri. La seconda orditura è definita dai travetti di tipo B che si appoggiano nella parte centrale sulle travi secondarie e agli estremi nelle pareti murarie; mentre le travi secondarie

da un lato si innestano nel pilastro e nell'altro nelle pareti murarie. Dunque, per garantire che i travetti tipo A e B, travi principali, travi secondarie e parete muraria per il piano terra ed il primo piano e travetti tipo A1 e B1, trave centrale e travi diagonali interagiscono tra loro è necessario definire una legge di contatto in particolare tutte le interazioni presenti nel modello sono di tipo Surface-to-surface contact e si è ipotizzato un comportamento tangenziale in funzione dell'attrito.

Dunque, bisognerebbe stimare il valore dell'attrito tra le due superfici a contatto; una volta noto, in funzione della tensione normale agente sulla superficie considerata abbiamo una tensione parallela alla superficie di contatto. Impostata la legge di contatto e le proprietà si vanno a selezionare le regioni a contatto (Master surface and Slave surface).

Nota: È stato inserito un'opzione relativa al tipo di vincolo tra due superfici, il tie constrains che permette di legare due regioni annullando lo spostamento relativo, per studiare in via preventiva la risposta della muratura, in quanto lo studio si focalizza sulla rottura delle pareti in muratura, poiché i solai non hanno subito danni. In seguito per effettuare un'analisi più accurata sarebbe possibile eliminare questo vincolo, aumentando l'onere computazionale.

Si riportano alcune immagini che ritraggono alcune delle interazioni presenti nel modello assemblato:

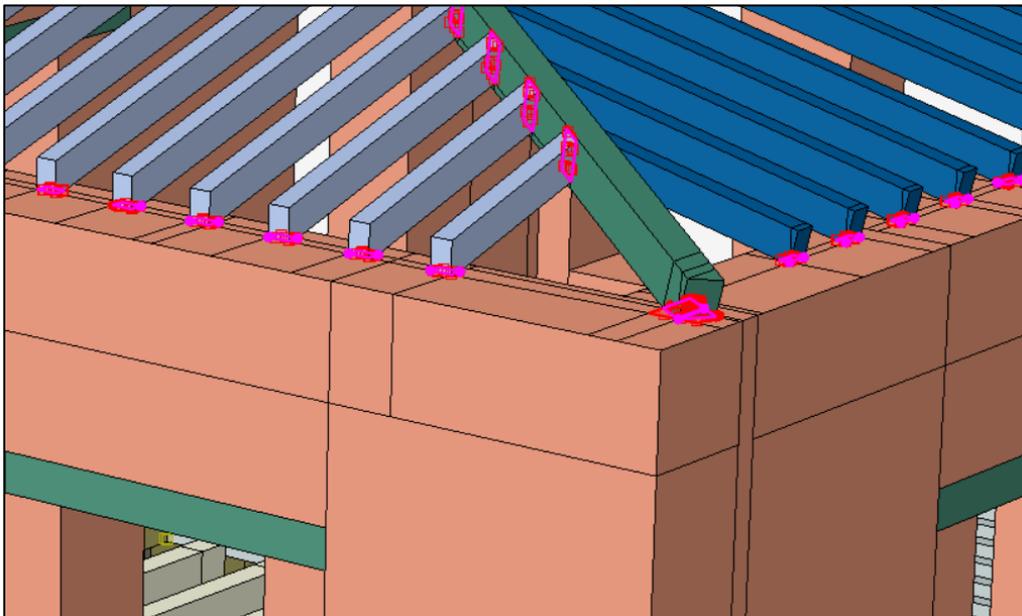


Figura 86: interazioni tra gli elementi di copertura

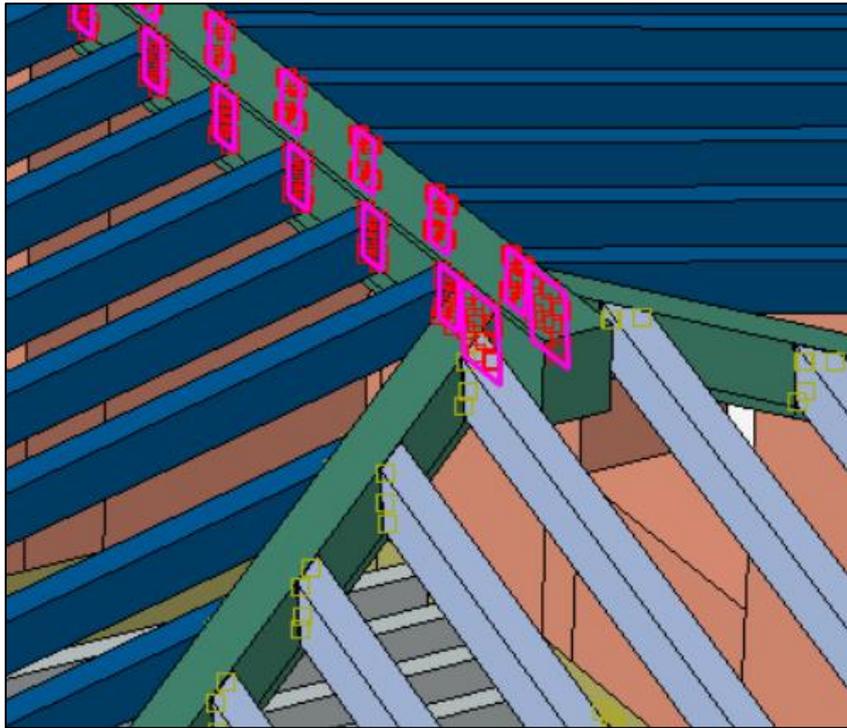


Figura 87: interazioni travetti tipo A1/A11 e travi diagonali con trave centrale

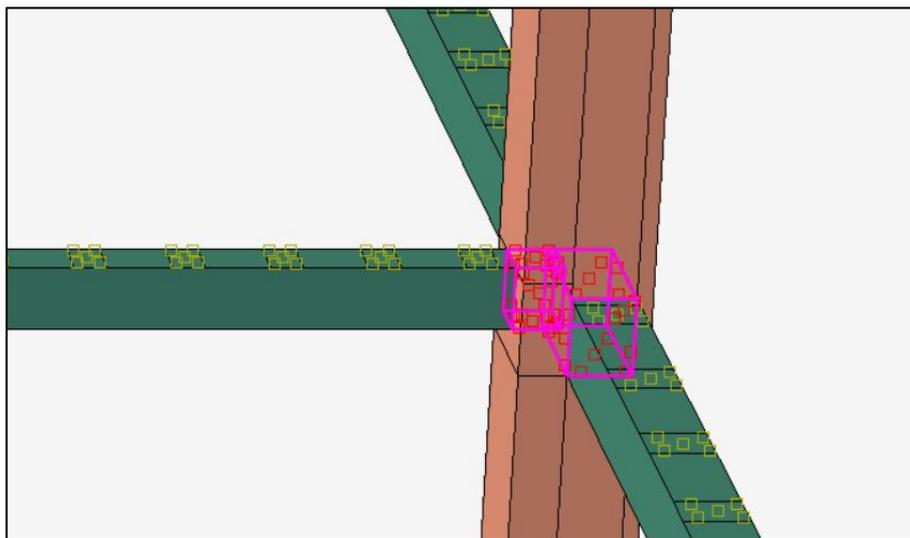


Figura 88: interazioni tra la trave secondaria e principale con il pilastro

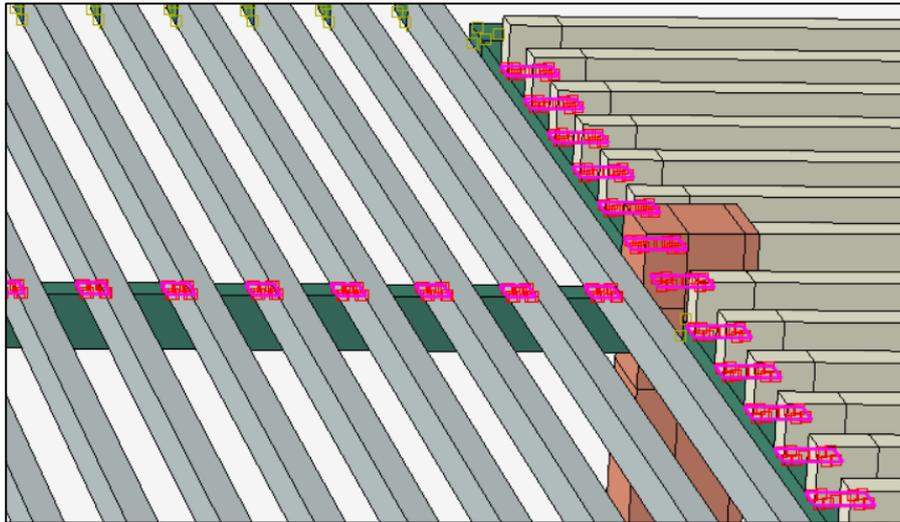


Figura 89: interazione travetti tipo A e B con trave principale e secondaria rispettivamente

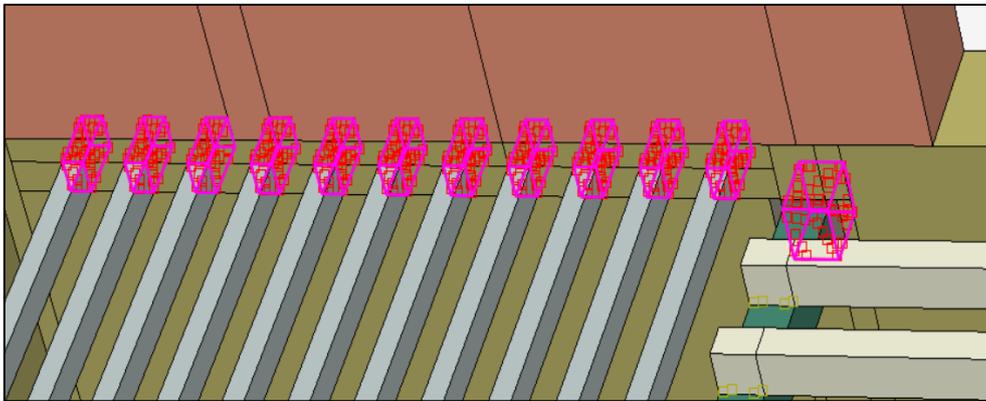


Figura 90: interazione travetti tipo B e trave principale con le pareti murarie

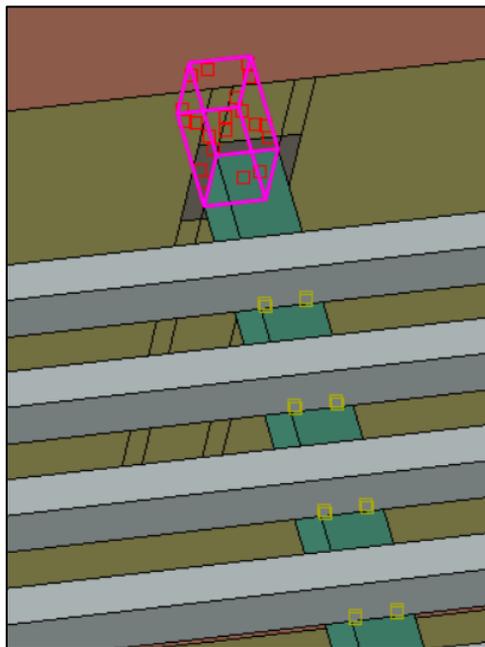


Figura 91: interazione trave secondaria con pareti murarie

## 6.6 - “Load”: assegnazione carichi e vincoli della struttura

Nella sezione “Load” è possibile assegnare condizioni di carico di qualsiasi natura in funzione del tipo di analisi che si vuole eseguire, condizioni di vincolo, campi predefiniti di spostamento (rotazioni), velocità e accelerazione. Come nella precedente sezione le condizioni che siano esse di carico o di vincolo prima che si introducano bisogna specificare in quale step sono attivate o disattivate; inoltre, è presente uno strumento di gestione di tali condizioni che a posteriori ne permette di modificare l’attivazione o meno in un determinato step di cui si compone l’analisi.

Per quanto riguarda il modello, la base perimetrale della parete muraria assieme alla base dei pilastri sono stati vincolati affinché vi siano spostamenti e rotazioni pari a 0, quindi si sta simulando un incastro; tale condizione si assume nello “step Initial”

Si mostra nella figura seguente la posizione dei vincoli del modello assemblato:

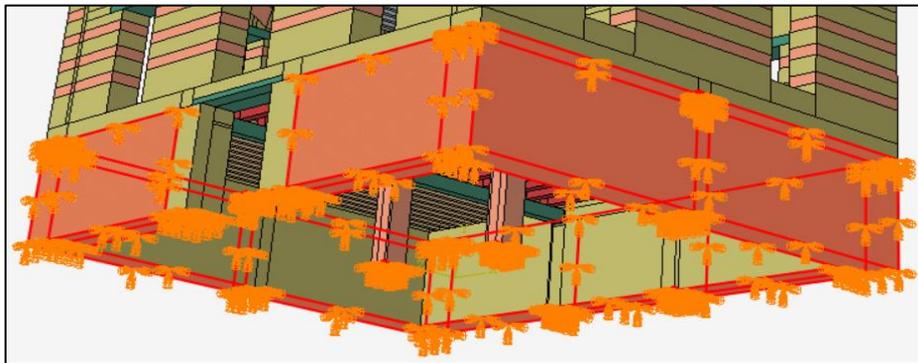


Figura 92: posizione vincoli struttura

Per i carichi gravitazionali si assegna il carico “Dead Load” che prevede l’assegnazione dell’accelerazione gravitazionale dell’intero modello, il quale in ragione della densità di ogni elemento si avrà una determinata porzione di carico verticale; tale assegnazione avviene nello “step Gravità”.

Per l’azione orizzontale viene simulata mediante l’applicazione di un acelerogramma alla base dell’edificio all’interno dello “step Time History 1” e “step Time History 2”.

Nota: per far avviare l’analisi è necessario rilasciare i vincoli traslazionali prima definiti; rilascio che avviene all’inizio dello “step Time History 1”, in particolare, dato l’accelerogramma nelle tre componenti si devono svincolare le direzioni nel piano e verticale.

Si mostra la struttura con i diversi casi di carico nelle seguenti figure:

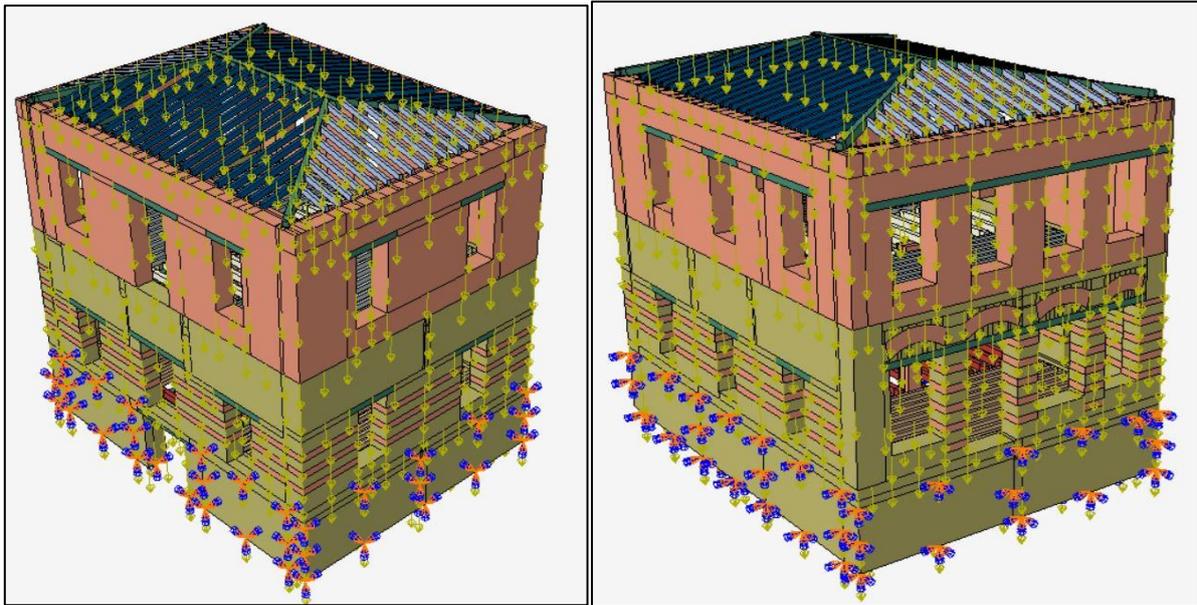


Figura 93: applicazione Dead load

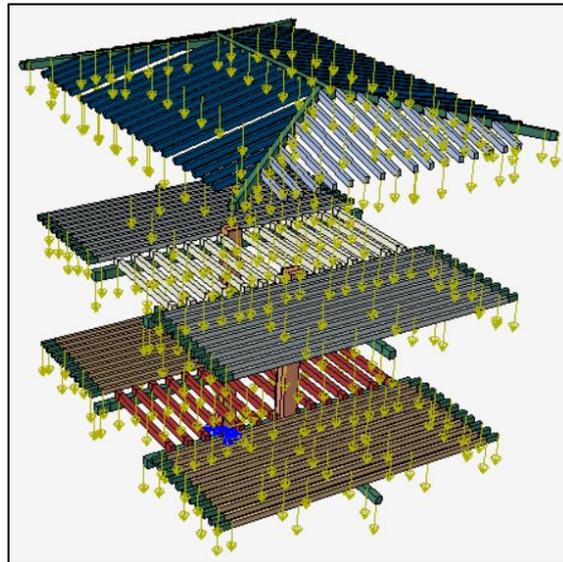


Figura 94: applicazione Dead load

## 6.7 - “Mesh”: meshatura degli elementi

Nel modulo “Mesh” si provvede alla meshatura delle parti aggiunte in “Assembly”. Una volta operata la meshatura di una parte del modello, qualora vi fossero delle modifiche dei parametri (*Features*) nel modulo “Part”, il software provvede a rigenerare la mesh preservando gli stessi attributi e adattandola alle modifiche apportate. Tra le funzionalità presenti vi sono degli strumenti per impostare la dimensione della mesh sia a livello locale che globale, una serie di impostazioni di controllo della mesh (forma dell’elemento, tecnica e algoritmo di meshatura), degli strumenti per verificare la qualità della mesh e migliorarne la qualità e uno strumento per salvare il modello assemblato o un a parte di esso come nuova parte. Entrando nel particolare si va a definire la densità della mesh andando ad impostare la distanza tra i nodi di riferimento da cui partirà la mesh; dunque immaginando di avere un

quadrilatero è possibile impostare una distanza comune a tutti i lati o impostare una distanza locale solo per alcuni di essi, come si può intuire dalla seguente figura:

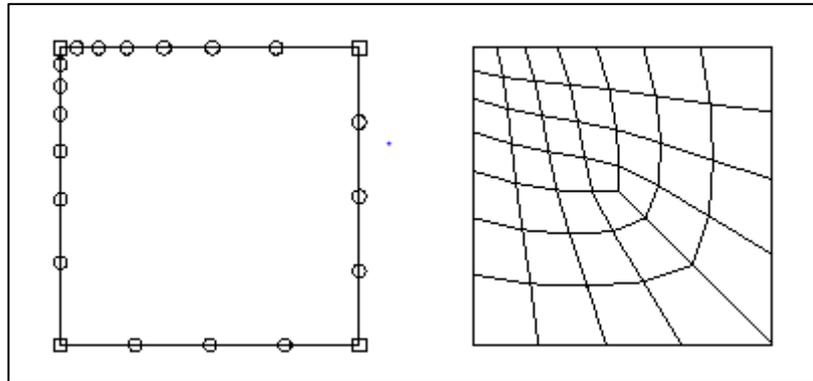


Figura 95: distanza locale e globale nodi della mesh

Dopo aver impostato la distanza di riferimento si va a selezionare la forma dell'elemento che compone la mesh, ad esempio se essa sarà quadrangolare o triangolare come mostra la seguente figura:

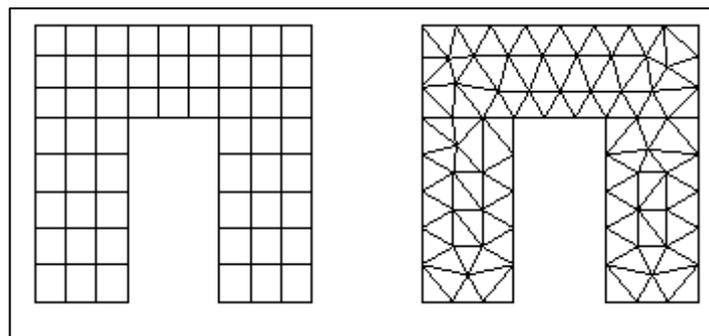


Figura 96: mesh di tipo quadrangolare e triangolare

A questo punto in funzione della complessità dell'elemento il software indica con diverse colorazioni gli elementi del modello in funzione delle seguenti tecniche di meshatura:

- **Free**: questo tipo di mesh è la più flessibile tecnica poiché non utilizza schemi predefiniti e si adatta a qualsiasi forma dell'elemento anche a quella più complessa; il tipo di elemento caratteristico di questa tecnica è un tetraedro se l'oggetto da meshare è un solido e sono forme triangolare e quadrangolari se esso è piano.
- **Structured**: tecnica che consente di applicare dei modelli predefiniti di meshatura che vengono adattati alla forma dell'elemento in questione; dunque, non è possibile utilizzarlo se la forma dell'elemento è complessa, in tal caso si utilizzeranno gli strumenti per partizionare l'elemento in regioni più semplici; l'elemento caratteristico di cui si compone la mesh è un esaedro.
- **Swept**; con questa tecnica si genera dapprima la mesh su un lato dell'elemento chiamato **source side** avente certe caratteristiche dimensionali per poi passare

all'intero elemento una parte per volta seguendo la direzione definita come lo swept path; lo stesso discorso se l'oggetto da meshare è tridimensionale; a seconda se è un elemento piano o tridimensionale saranno utilizzati triangolari o quadrangolari e elementi tetraedrici rispettivamente

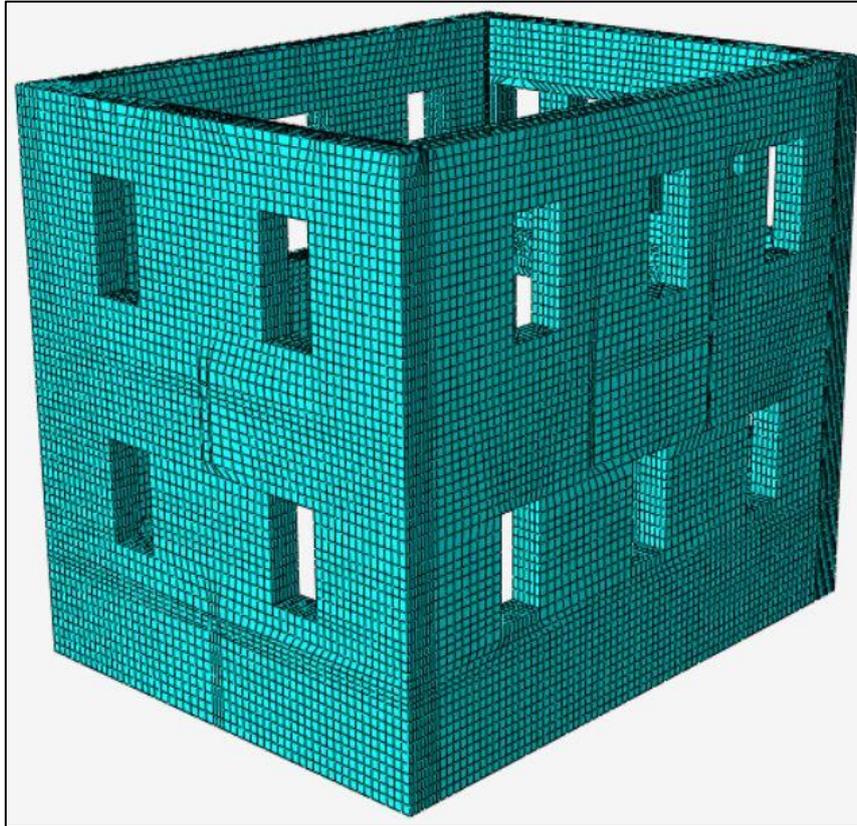
Le tecniche sopra elencate ricadono nella metodologia denominata Top down meshing (quella utilizzata nel modello realizzato).

Un'altra tecnica disponibile è la bottom-up meshing che a differenza delle precedenti necessita la regolazione di alcuni parametri di controllo; consente di meshare parti del modello dove le precedenti tecniche non si possono utilizzare per via della complessa geometria. L'elemento caratterizzante della mesh è un esaedro.

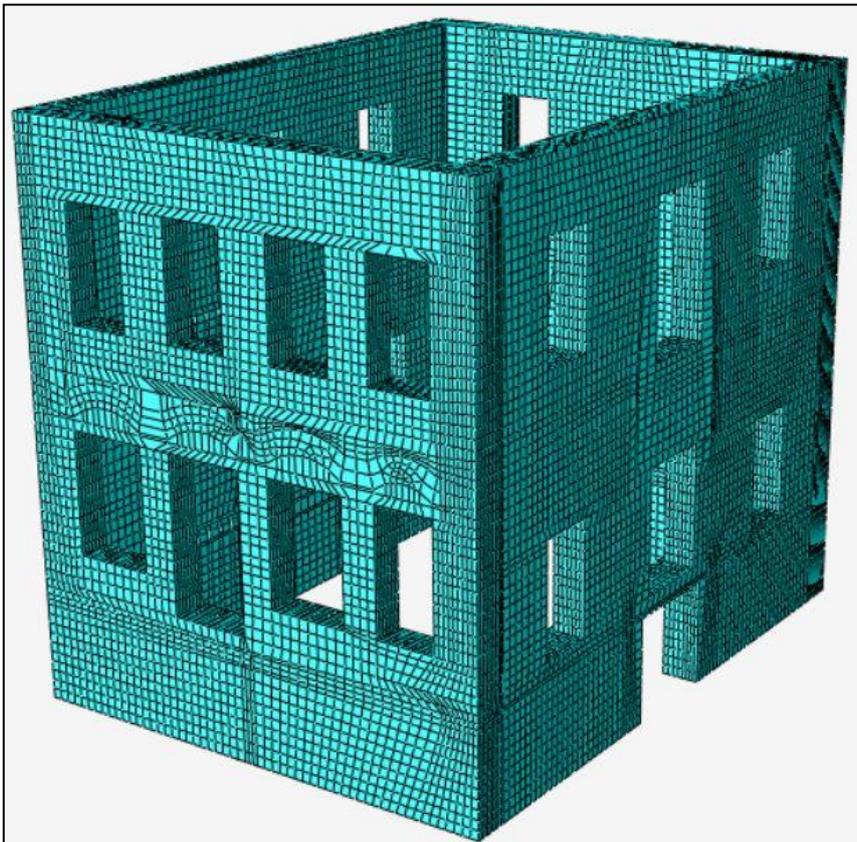
Ogni elemento che fa parte del modello e aggiunto in "Assembly" viene meshato separatamente; quindi in funzione della complessità della geometria si è utilizza o la tecnica di meshatura Structured o la Swept. Per quanto riguarda la prima tecnica, per poterla utilizzare si sono utilizzati gli strumenti di partizione degli elementi, atti a rendere la mesh tra di essi regolare e ben strutturata e permettere l'utilizzo di elementi HEX (che sarebbero degli esaedri tridimensionali) a comporre la mesh. Per gli elementi del modello dove gli strumenti non sono stati sufficienti a rendere la geometria semplice si è utilizzata la tecnica Swept. Una volta operata la meshatura su tutti gli elementi che compongono il modello ritornando nel modulo "Assembly" avremo il modello assemblato con tutte le sue componenti meshate.

L'elemento mesh (HEX) ha una dimensione approssimativa di 170 mm per tutti gli elementi del modello, eccetto che per i travetti tipo A, B, A1,B1 e C1, per i quali si è adoperata una dimensione approssimativa pari a 300 mm per contenere l'onere computazionale. Pur utilizzando questa distanza approssimata il software farà la mesh seguendo le partizioni che sono state eseguite, giungendo ad una dimensione media degli elementi finiti di tutto il modello pari a 134 mm.

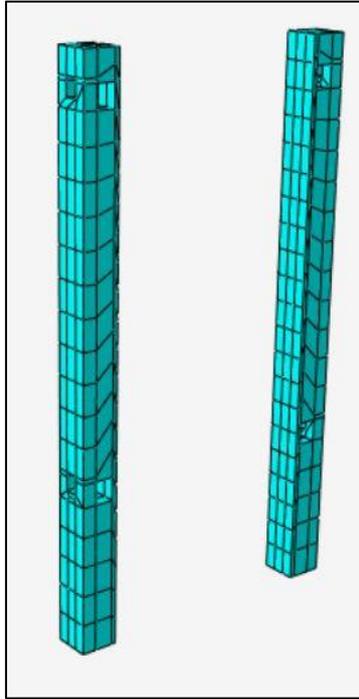
Di seguito sono riportate delle immagini relative alle mesh di ogni elemento nella sezione "Part" e due viste del modello in "Assembly";



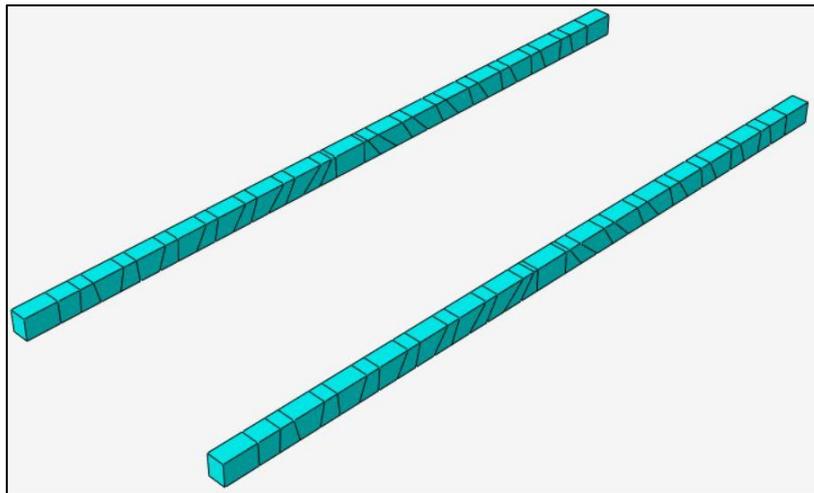
*Figura 97: parete muraria perimetrale vista facciata Nord/Est*



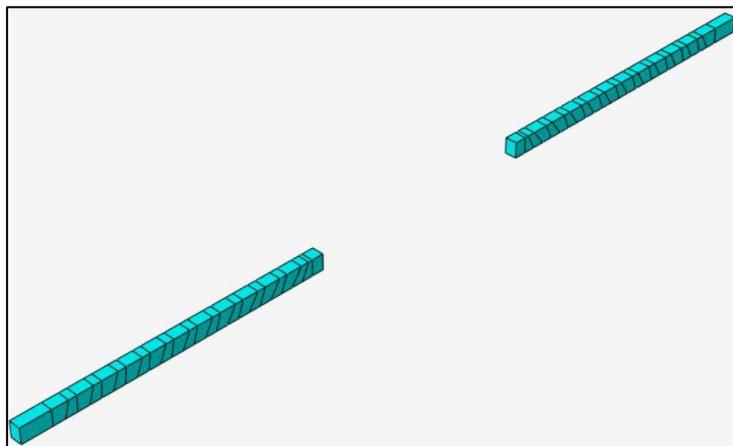
*Figura 98: parete muraria perimetrale vista Sud/Ovest*



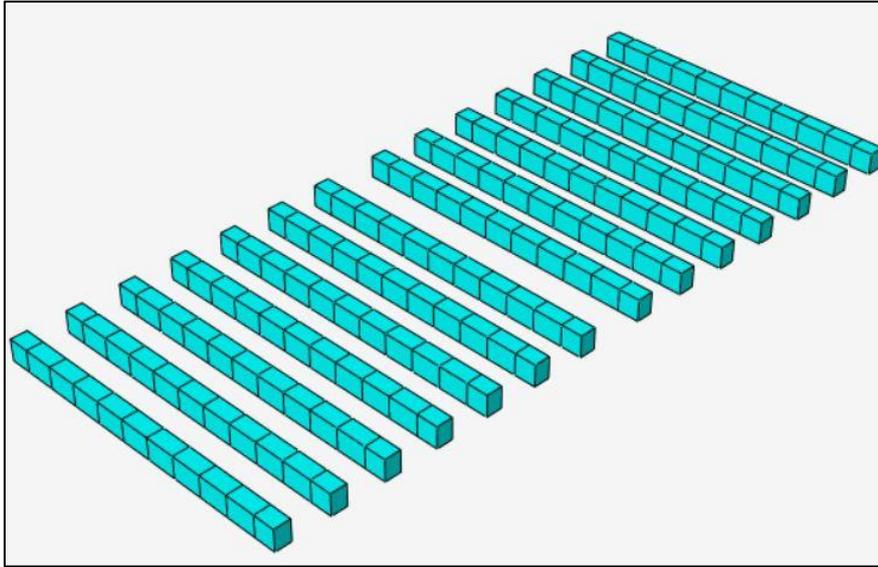
*Figura 99: Pilastri*



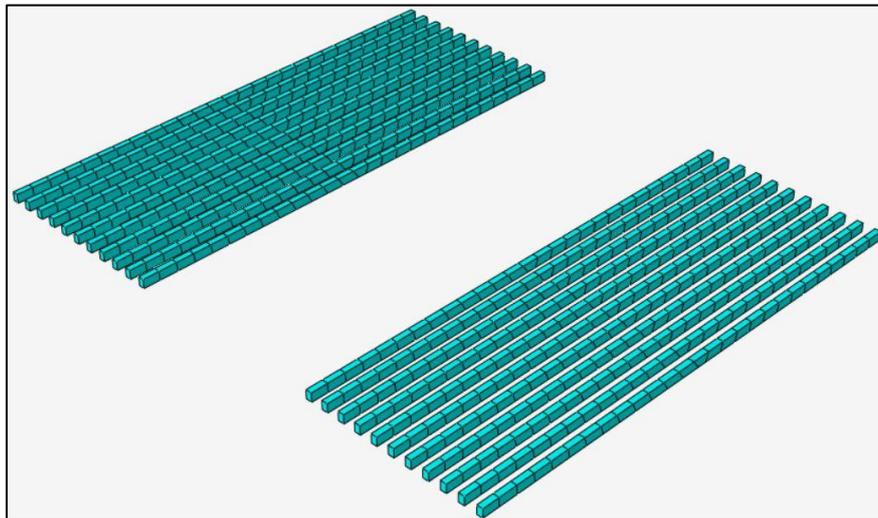
*Figura 100: travi principali piano terra*



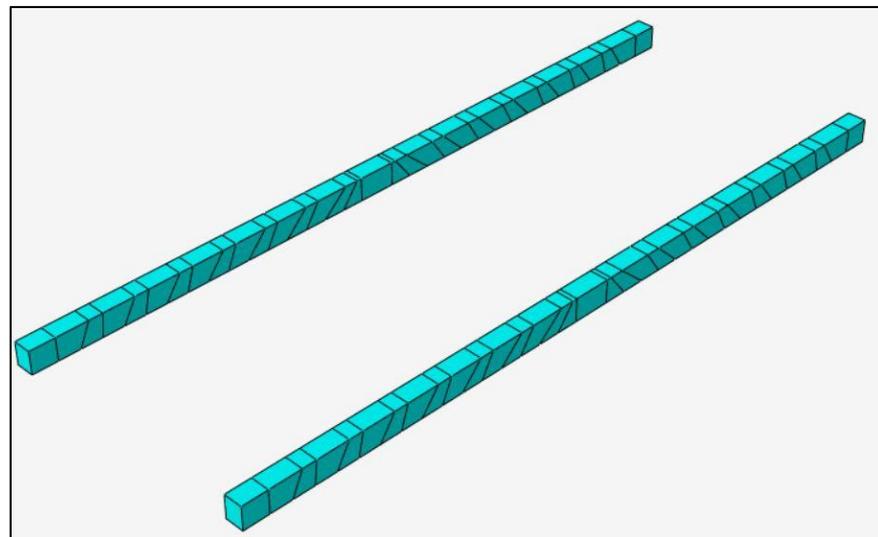
*Figura 101: travi secondarie piano terra*



*Figura 102: travetti tipo A solaio piano terra*



*Figura 103: travetti tipo B solaio piano terra*



*Figura 104: travi principali solaio piano primo*

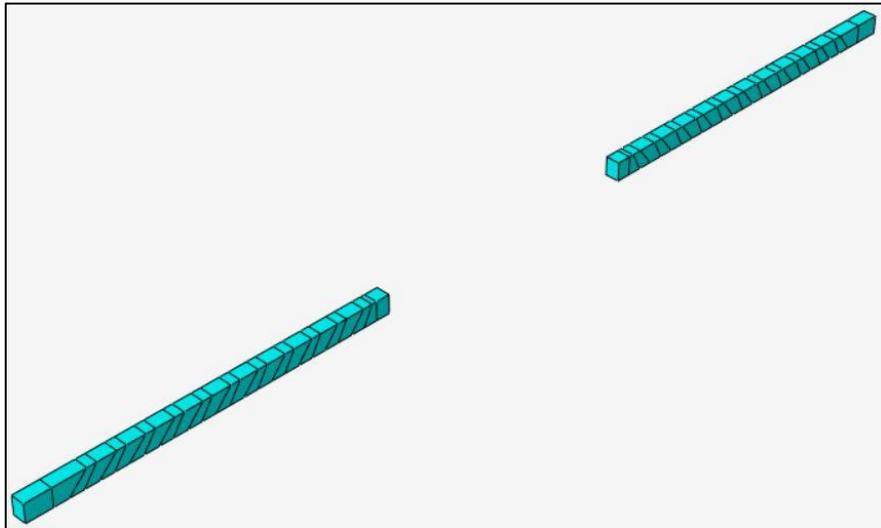


Figura 105: trave secondaria solaio piano primo

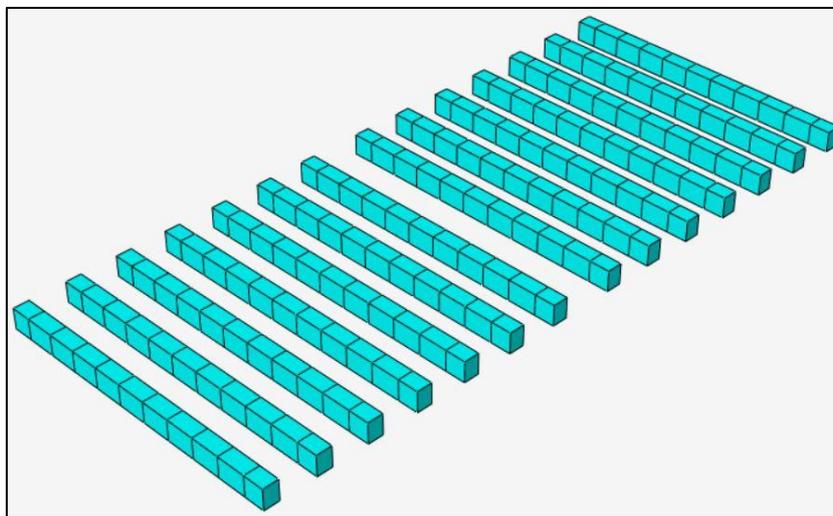


Figura 106: travetti tipo A solaio piano primo

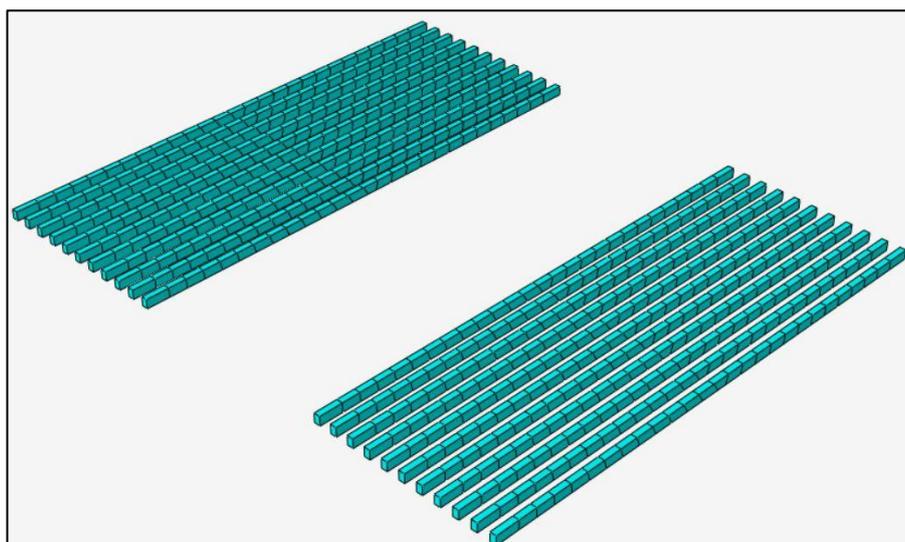


Figura 107: travetti tipo B solaio piano primo

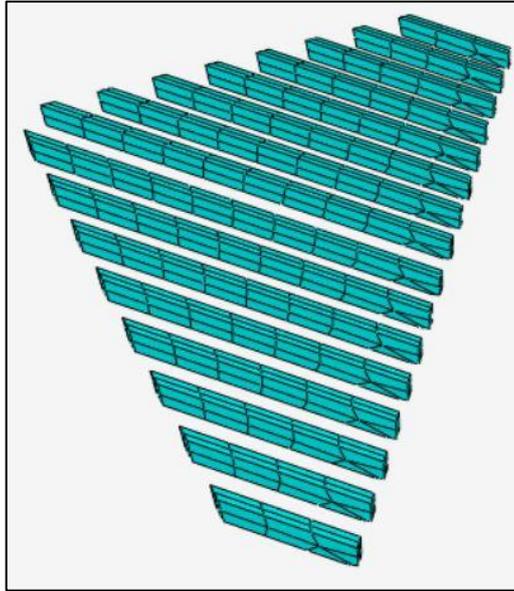


Figura 108: travetti tipo C1 uguali a C11 piano di copertura

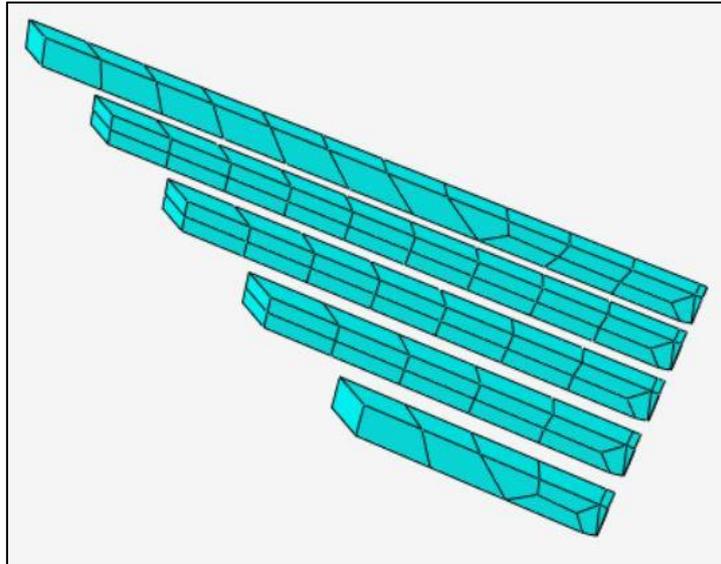


Figura 109: travetti tipo B1, B11, B1bis e B11bis

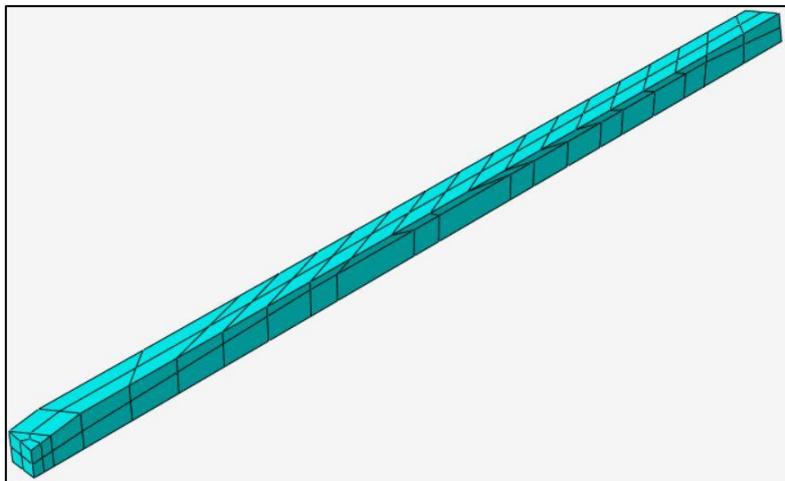
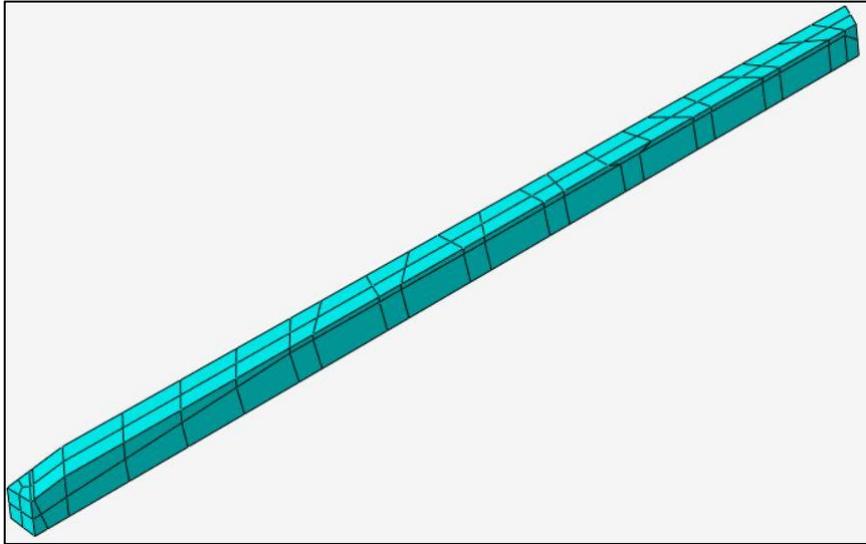
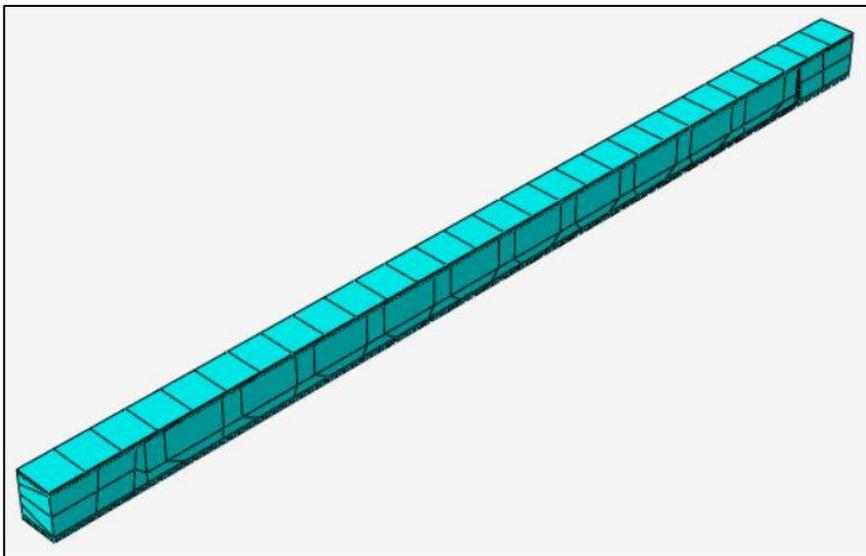


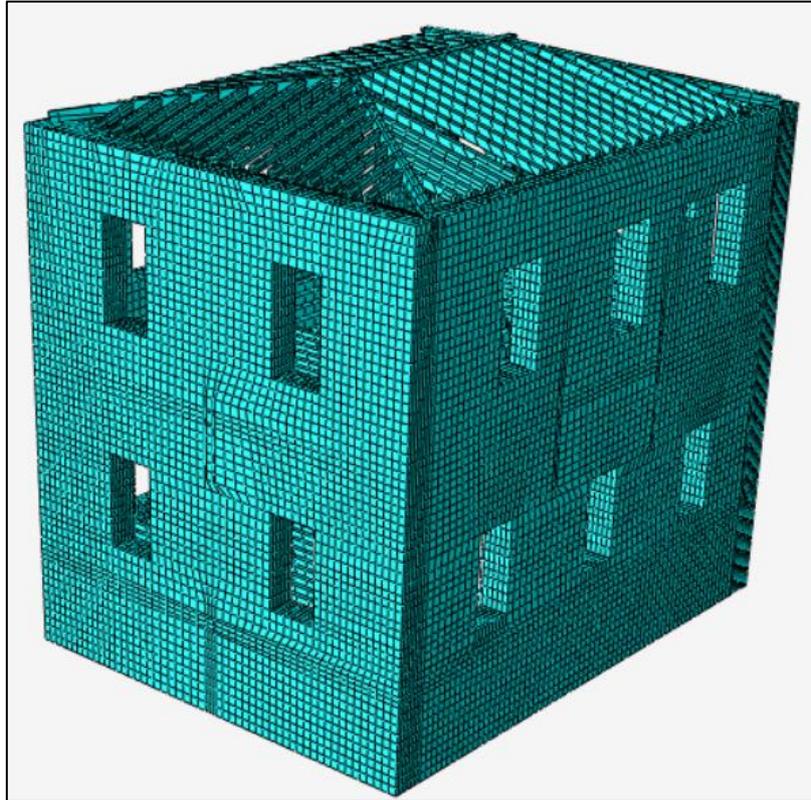
Figura 110: travi diagonali 1 e 2



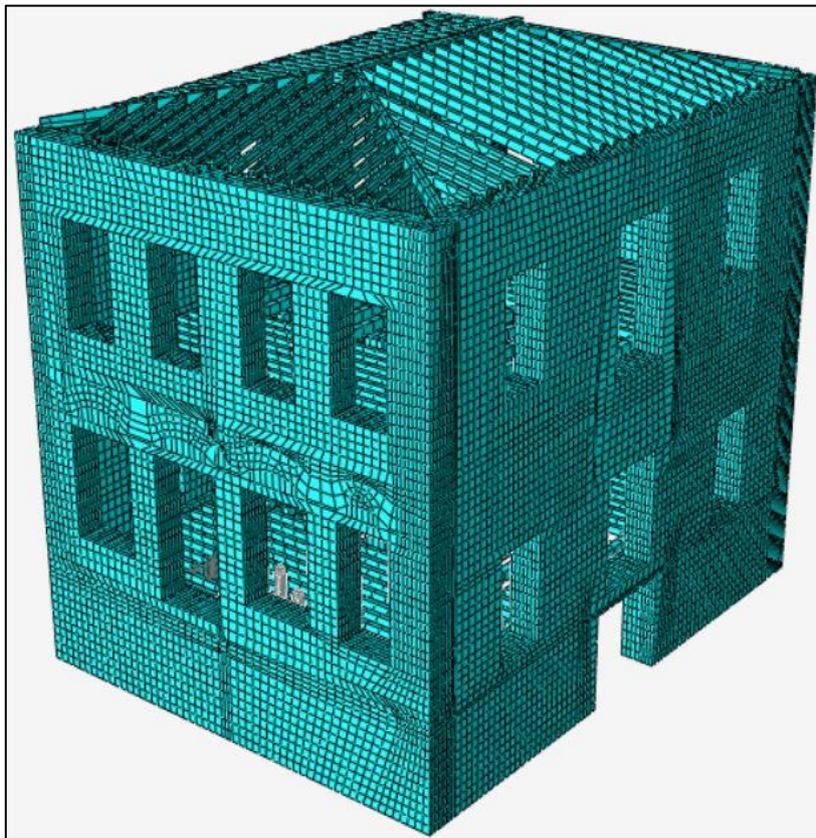
*Figura 111: travi diagonali 3 e 4*



*Figura 112: trave centrale tetto*



*Figura 113: Mesh sull'intero modello vista spigolo facciate Nord/Est*



*Figura 114: Mesh sull'intero modello vista Sud/Ovest*

## 6.8 - “Job”: creazione input file e monitoraggio analisi

Quando si sono eseguite tutte le operazioni nei moduli sopraelencati, nel modulo “Job” è possibile avviare l’analisi del modello assemblato; quindi, si crea il lavoro (Job) da sottoporre all’analisi e tra le opzioni da scegliere ci sono:

- Submission: dove si specifica il tipo di analisi, ovvero se si tratta di una Full analysis o Recover; nel primo caso si intende che l’analisi del modello si svolge interamente e quindi si avranno i risultati sotto forma di output file, mentre nel secondo caso l’analisi si avvia utilizzando dei dati relativi allo stesso modello analizzato in precedenza;
- General: dove si indica il formato degli output file;
- Memory: dove si stabilisce la percentuale di memoria da destinare ai risultati dell’analisi;
- Parallelization: dove si può impostare il numero di processori da utilizzare per l’analisi;
- Precision;

Dopo aver creato il lavoro si avvia l’analisi attraverso il comando Submit e l’ambiente Abaqus/CAE genera un Input file (file che descrive il modello in tutte le sue caratteristiche) da sottoporre all’Ambiente Abaqus/Standard per il processo di analisi.

Una volta in esecuzione l’analisi può essere monitorata attraverso l’opzione monitor si apre finestra di dialogo dove è possibile visionare tutte le informazioni relative all’avanzamento dell’analisi tra cui il valore dell’incremento di carico, possibili avvisi su ad esempio elementi distorti che non compromettono l’analisi ed errori che interrompono l’esecuzione dell’analisi e dei file che descrivono ogni dettaglio delle operazioni che si svolgono nel corso dell’intera analisi.

Il lavoro (Job) creato per il modello in esame è una Full analysis i risultati sono salvati come ODB, la percentuale di memoria massima occupata dal precedente file è pari al 90 %, sono stati utilizzati 7 processori per la parallelizzazione dell’analisi e come precisione quella di default (node output precision single).

## 6.9 - “Visualization”: modulo per presentazione dei risultati

Una tra le opzioni elencate cliccando il tasto destro del mouse sul lavoro appena creato sono i risultati dell’analisi (Result); dunque, attraverso questo comando si accede al file di output (ODB) nel modulo “Visualization” dove sarà visualizzato il modello con la mesh realizzata. Attraverso le diverse funzioni presenti vi è la possibilità di vedere i risultati relativi alle variabili scelte in precedenza; diagrammare lo stato tensionale e deformativo di un certo numero di punti in funzione del tempo o riprodurre un’animazione degli spostamenti del modello sotto le condizioni di carico imposto o di qualsiasi altra variabile in output. Tra gli strumenti più utili troviamo:

- Undeformed shape: consente di visualizzare il modello indeformato (allo stato zero dell’analisi);

- Deformed shape: permette di visualizzare la deformata del modello andando considerare lo spostamento dei nodi del modello;
- Contours: scelta una variabile da visualizzare, ad esempio una tensione, permette di visualizzarne i valori in ogni parte ed in un certo istante di tempo o durante tutta l'analisi; è necessario impostare tutti i parametri che regolano la modalità di visualizzazione del modello (come, ad esempio, i valori da considerare della variabile in esame);
- X-Y data: permette di diagrammare in un grafico bi-dimensionale l'andamento di una variabile rispetto ad un'altra o l'andamento della variabile nel tempo;
- Time history/Scale factor/Harmonic animation: consentono con modalità differenti di riprodurre l'andamento della deformata del modello;

Le variabili in esame per il lavoro di tesi e le modalità con cui sono visualizzate sono presentate nel capitolo successivo.

[10] [11] [12] [13]

## 7 Risultati analisi:

Un primo riscontro sulla validità del modello lo si ottiene andando a ricercare lo scarto tra la risultante verticale di output del modello con la risultante dei carichi verticali dell'intera struttura (quindi il peso di ogni componente del modello più i carichi portati):

$$R_1 = \text{Risultante Abaqus} = 4078,329 \text{ kN}$$

$$R_2 = \text{Risultante carichi verticali} = 4039,64 \text{ kN}$$

$$SCARTO = \frac{R_2 - R_1}{R_2} = \frac{4078,329 \text{ kN} - 4039,64 \text{ kN}}{4039,64 \text{ kN}} = 0,94\%$$

Appurato che il modello funziona a livello statico si presentano i risultati relativi all'analisi Time History.

### 7.1 - Dinamica implicita (Time History)

Il modello è stato sottoposto ad una analisi statica in cui si ha l'applicazione dei carichi verticali ed a due step di analisi dinamica implicita in cui viene applicata la sequenza sismica. Gli accelerogrammi che si sono considerati per l'analisi sono stati limitati ad una durata minore rispetto a quelli reali; il primo ha una durata di 9,3 secondi (sisma 03/03) ed il secondo di 6,3 secondi (sisma 03/04). Questi lassi temporali comprendono i picchi rilevati per ogni direzione ma trascurano una porzione di accelerogramma che avrebbe potuto acuire gli effetti. La motivazione di ciò è l'elevato tempo di processamento che richiederebbe l'elaborazione dell'analisi; infatti, con questa durata l'elaborazione impiega più o meno sette giorni (con il PC in possesso), per cui si è ritenuto un buon compromesso considerare solamente le fasi più acute di entrambi gli accelerogrammi.

Per la presentazione dei risultati si mostrano le tensioni alla Von Mises e gli andamenti degli spostamenti relativi in punti caratteristici. Si tratta di uno spostamento relativo in quanto Abaqus per lo svolgimento della Time History richiede il rilascio dei gradi libertà secondo la direzione degli accelerogrammi applicati; in particolare saranno rilasciati i gradi di libertà traslazionali nel piano ed in verticale al termine dello step relativo ai carichi verticali. Dunque, per questo motivo non si mostrano le mappe relative agli spostamenti assoluti ma bensì gli spostamenti relativi in punti specifici del modello nelle direzioni del piano principali. Inoltre, la storia degli spostamenti è relativa ai due step di analisi in cui si applicano gli accelerogrammi.

- **TENSIONE VON MISES:**

Si presentano le mappe relative alla variazione dello stato tensionale (espresso secondo le tensioni Von Mises) tra l'istante finale di applicazione del primo accelerogramma e quello relativo al secondo di ogni facciata esterna del modello:

- **PROSPETTO SUD:**

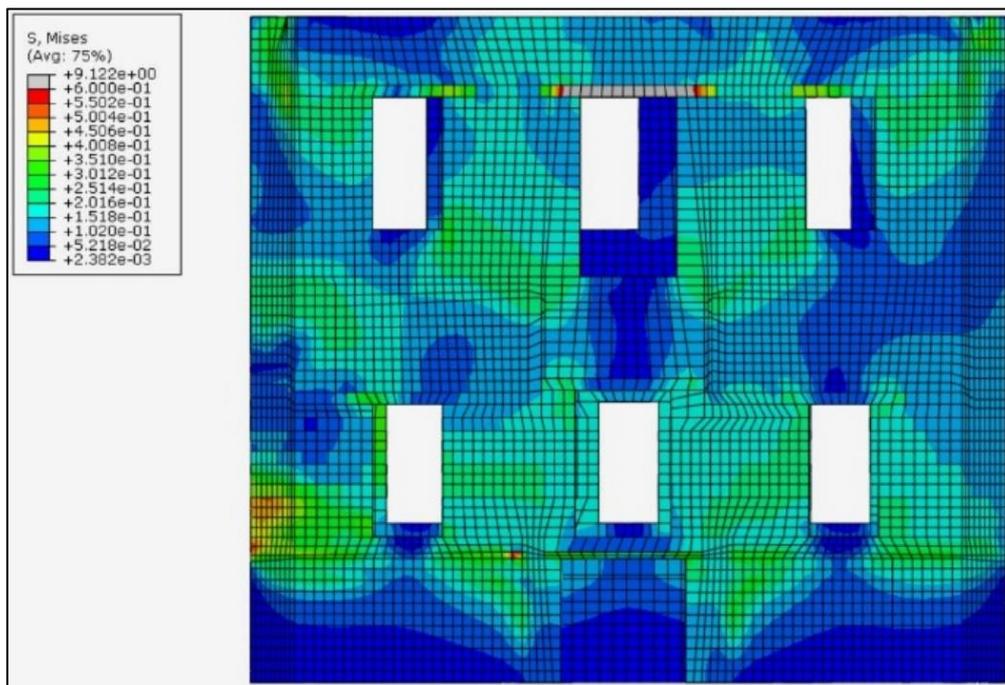


Figura 115: tensioni di Von Mises prospetto Sud sisma 03/03

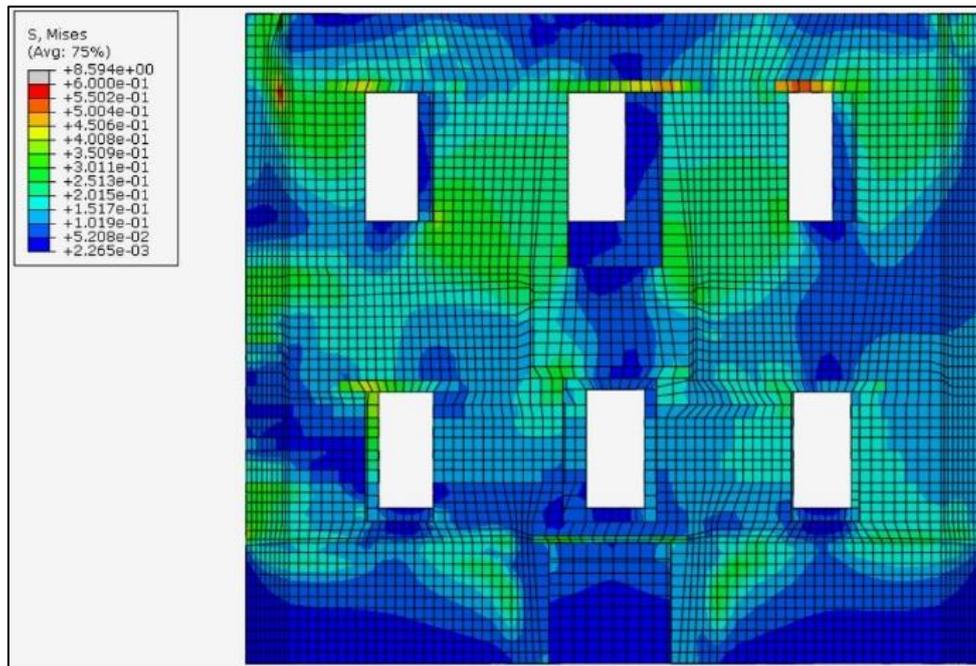


Figura 116: tensioni di Von Mises prospetto Sud sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO OVEST:**

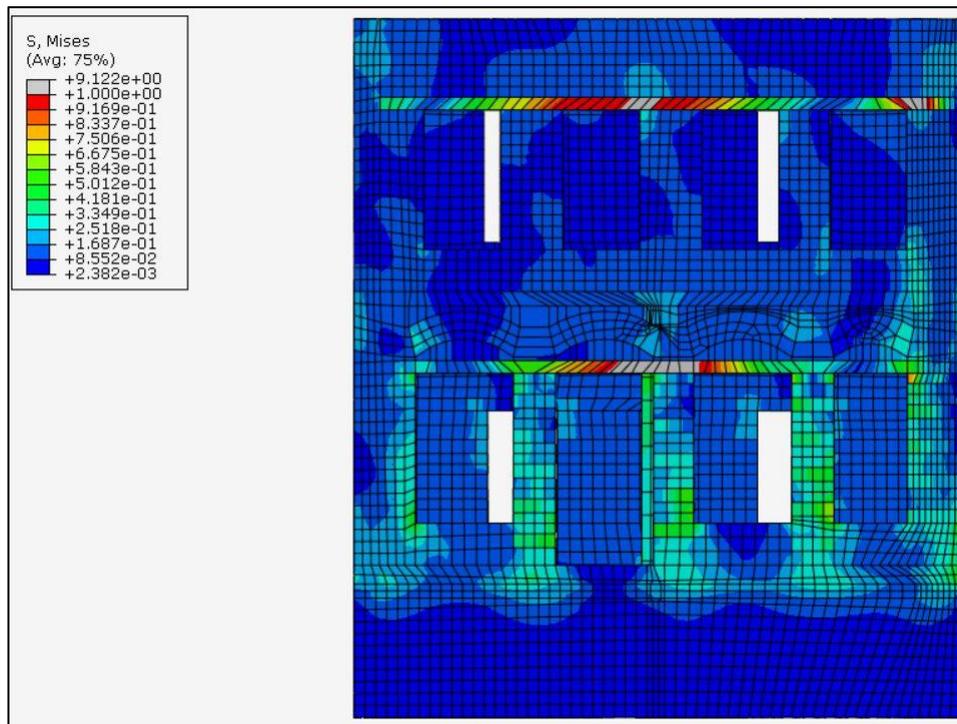


Figura 117: tensioni di Von Mises prospetto Ovest sisma 03/03

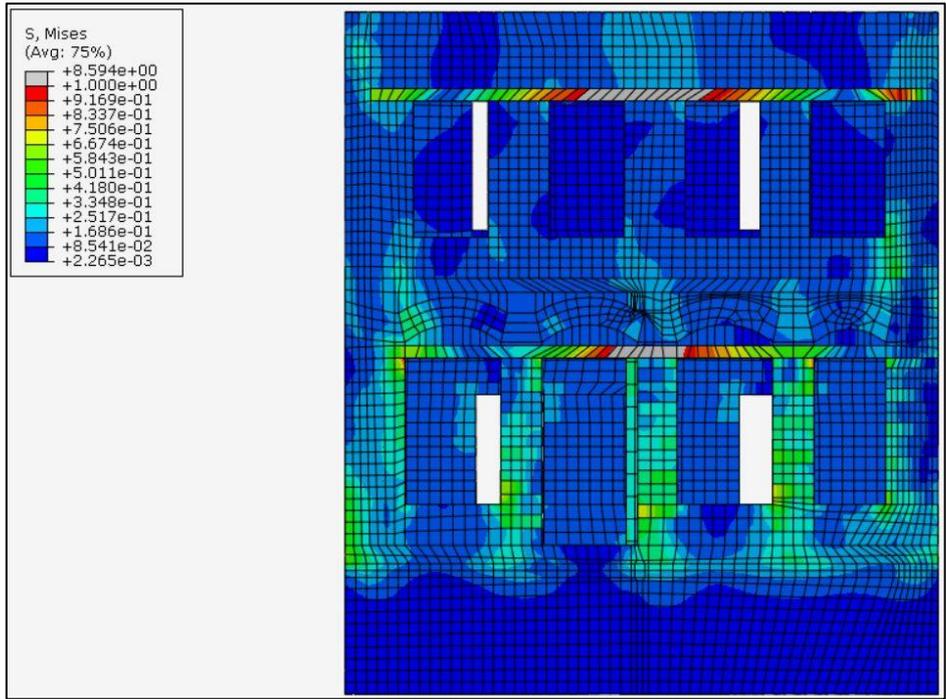


Figura 118: tensioni di Von Mises prospetto Ovest sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO NORD:**

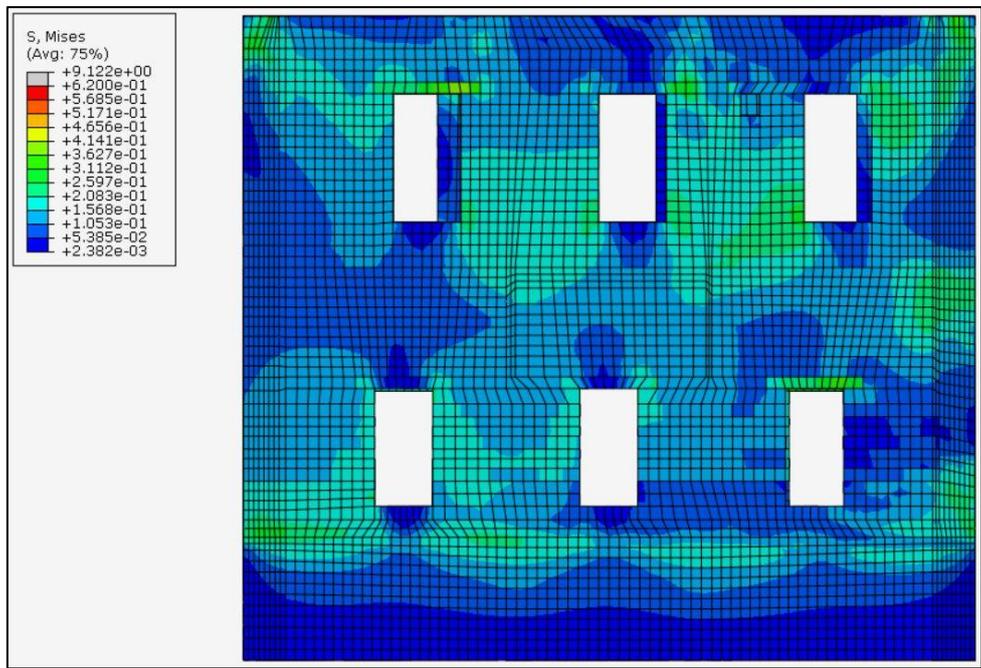


Figura 119: tensioni di Von Mises prospetto Nord sisma 03/03

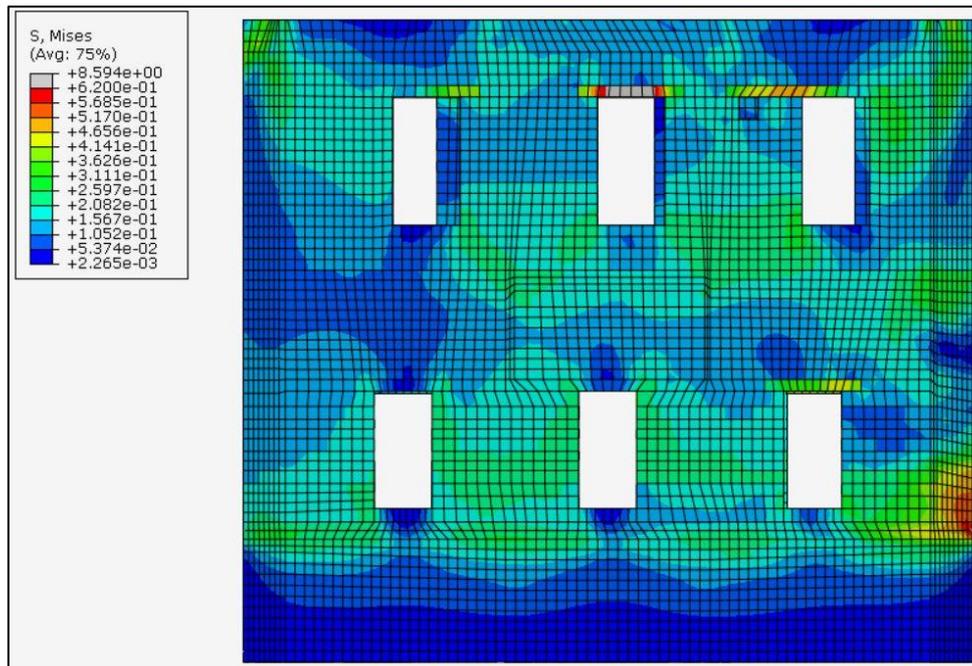


Figura 120: tensioni di Von Mises prospetto Nord sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO EST**

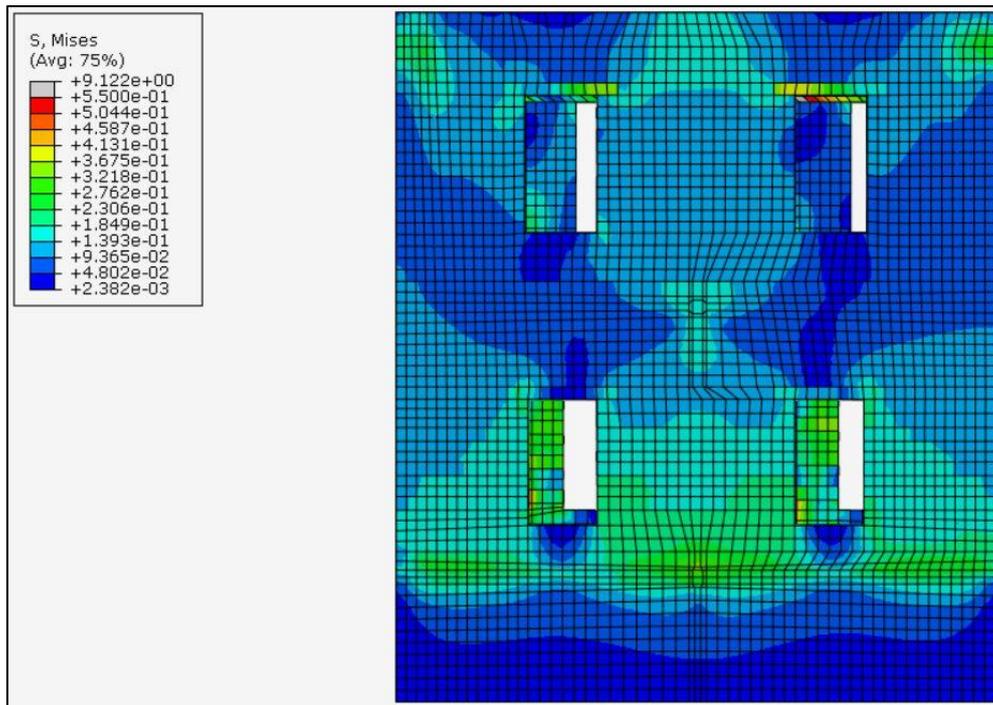


Figura 121: tensioni di Von Mises prospetto Est sisma 03/03

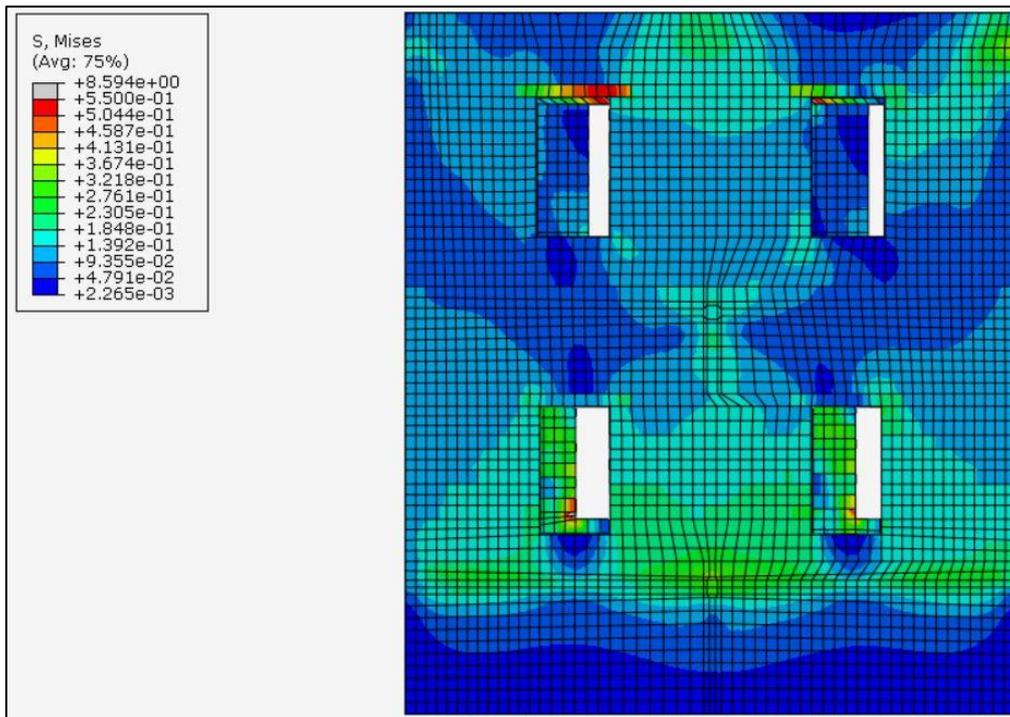


Figura 122: tensione di Von Mises prospetto Est sisma 03/03 e 04/03

- **SPOSTAMENTO RELATIVO:**

Gli spostamenti relativi nella direzione ortogonale alla parete considerata sono ottenuti dalla differenza del punto con posizione 1 e quello con posizione 2:

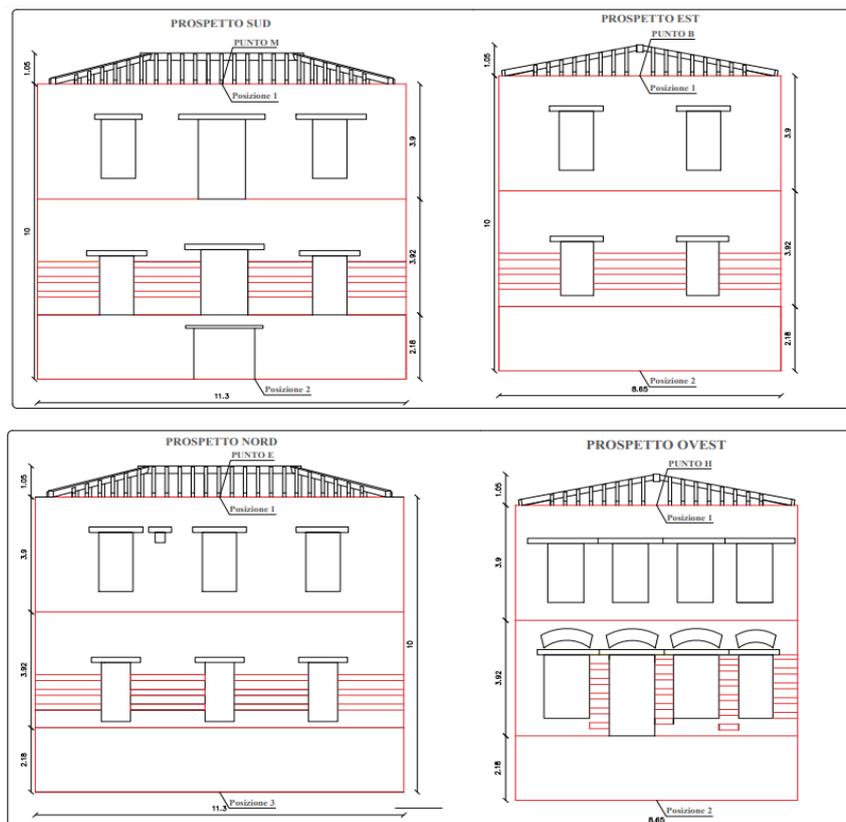
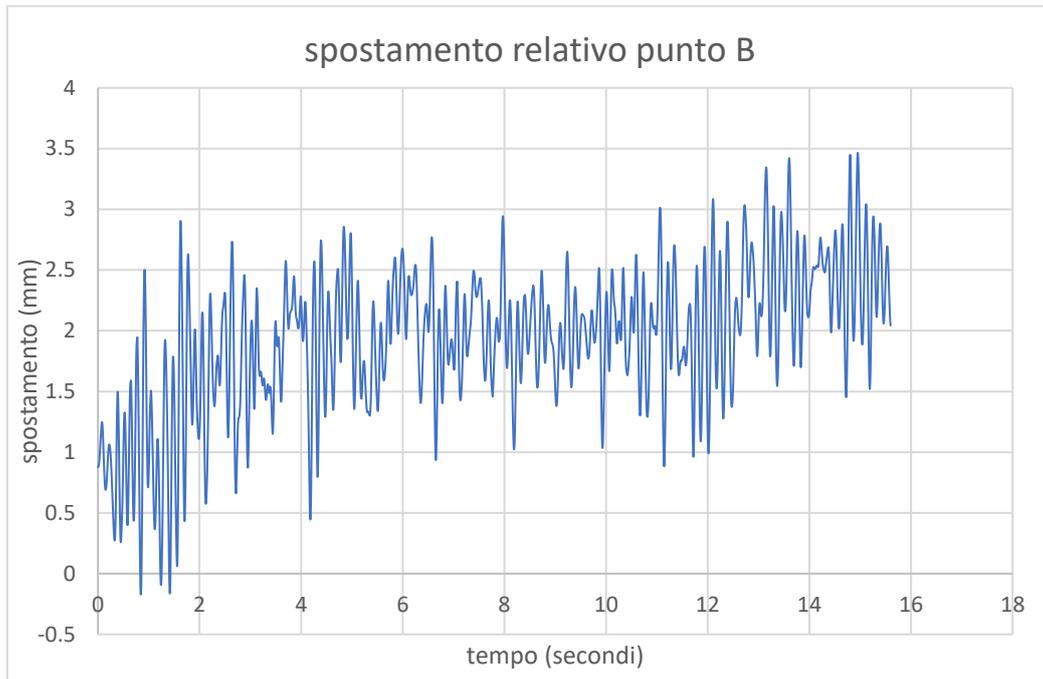


Figura 123: punti di riferimento

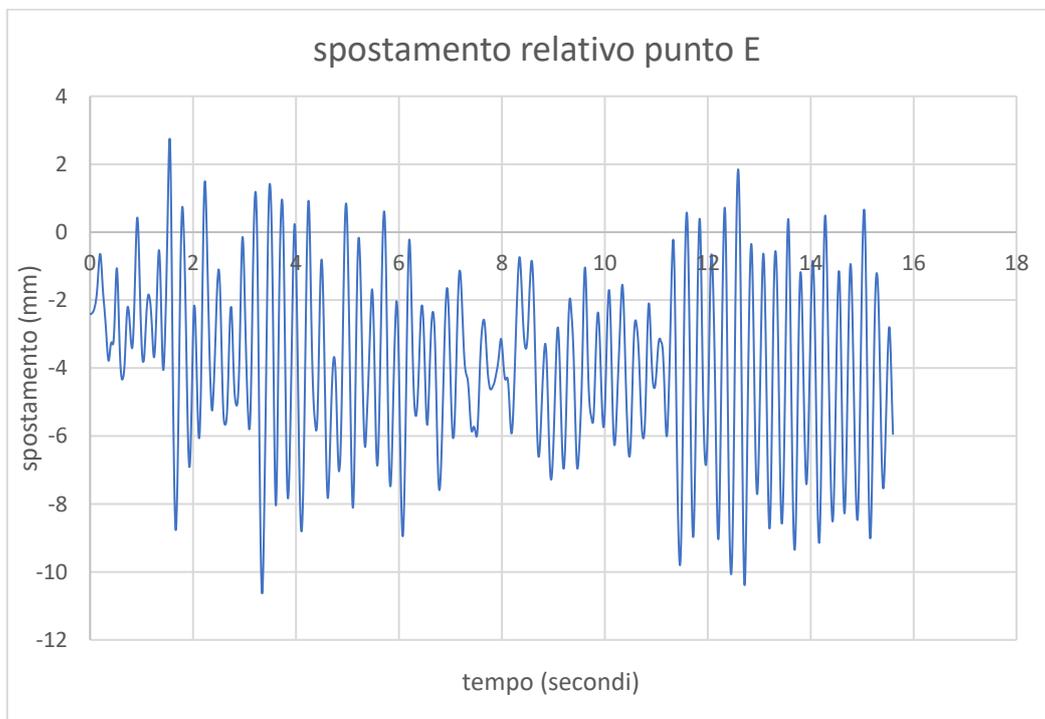
**1- SPOSTAMENTO RELATIVO PUNTO B:**



*Figura 124: andamento spostamento relativo punto B prospetto Est*

Il valore massimo si attesta intorno ai 3,4 mm.

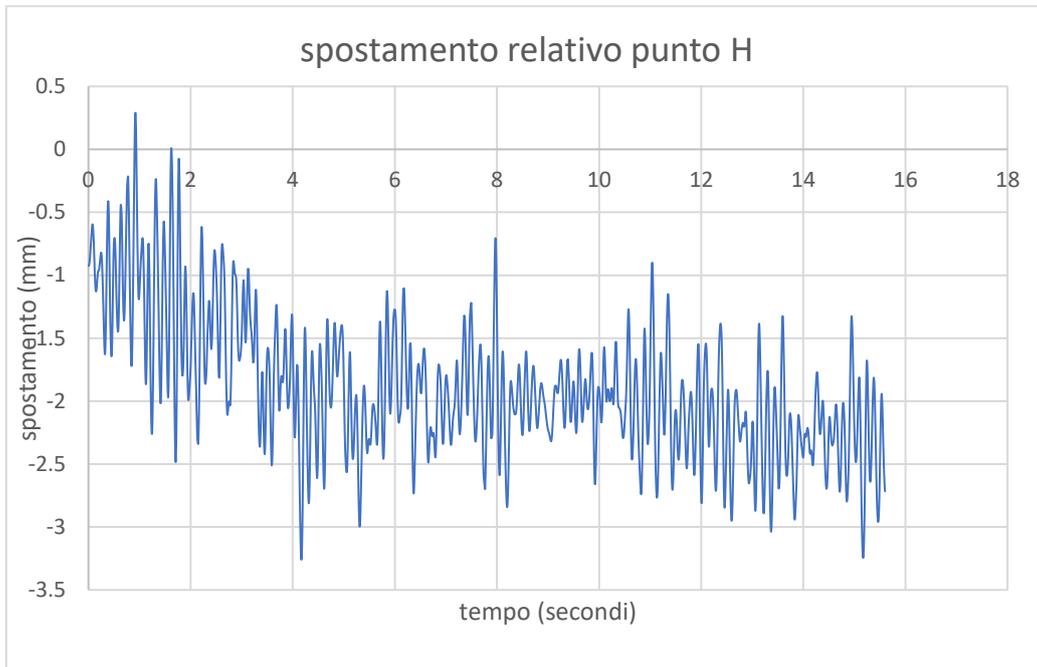
**1- SPOSTAMENTO RELATIVO PUNTO E:**



*Figura 125: spostamento relativo punto E prospetto Nord*

Il valore massimo dello spostamento relativo per il punto E è pari a - 10,63 mm.

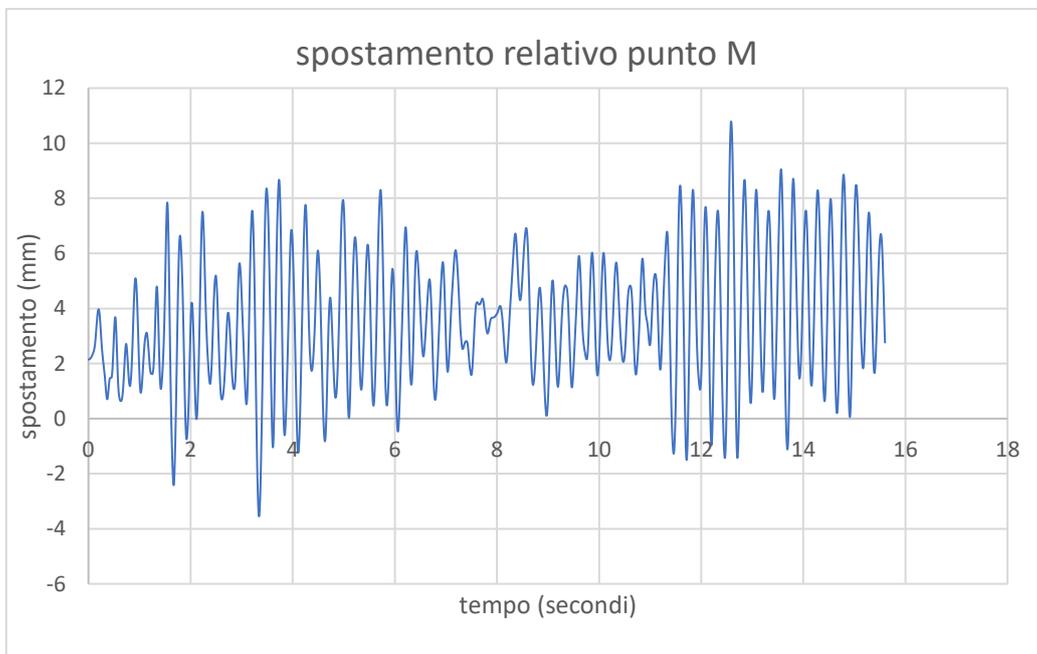
**1- SPOSTAMENTO RELATIVO PUNTO H:**



*Figura 126: spostamento relativo punto H prospetto Ovest*

Il valore massimo dello spostamento relativo per il punto E è pari a - 3,35 mm.

**1- SPOSTAMENTO RELATIVO PUNTO M:**



*Figura 127: spostamento relativo punto M prospetto Sud*

Il valore massimo dello spostamento relativo per il punto E è pari a - 3,35 mm.

## 7.2 - Confronto danno simulato e rilevato

Si presenta la progressione della funzione di danno in trazione (definita nel Concrete Damage Plasticity) relative all'istante finale del primo sisma e del secondo sisma. Inoltre, si opera un confronto tra lesioni reali della struttura e quelle simulate nel modello.

- **MAPPE DANNO A TRAZIONE**
- **VISTA ASSONOMETRICA SUD-OVEST**

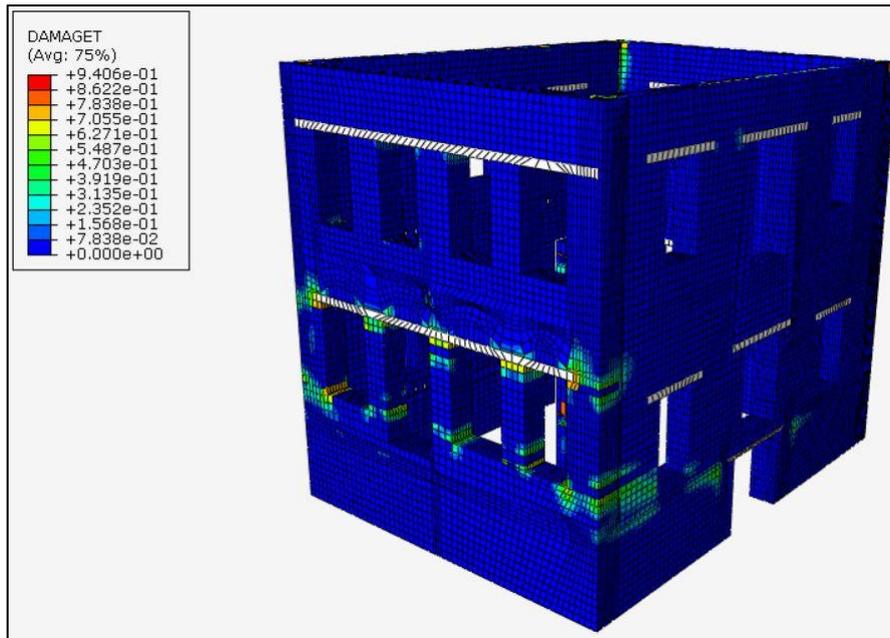


Figura 128: mappa funzione vista assonometrica Sud-Ovest sisma 03/03

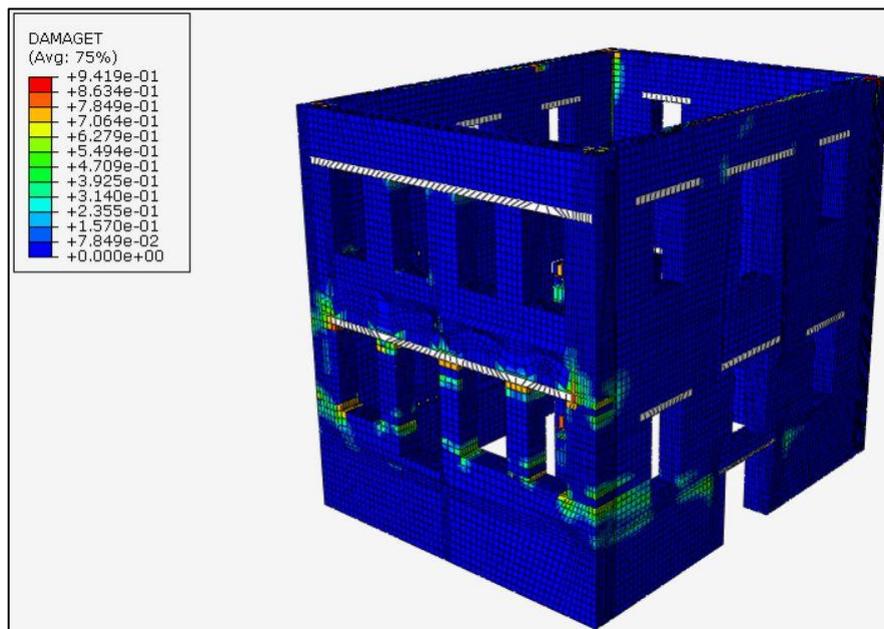


Figura 129: mappa funzione vista assonometrica Sud-Ovest sisma 03/03 e 04/03

- VISTA ASSONOMETRICA NORD-EST

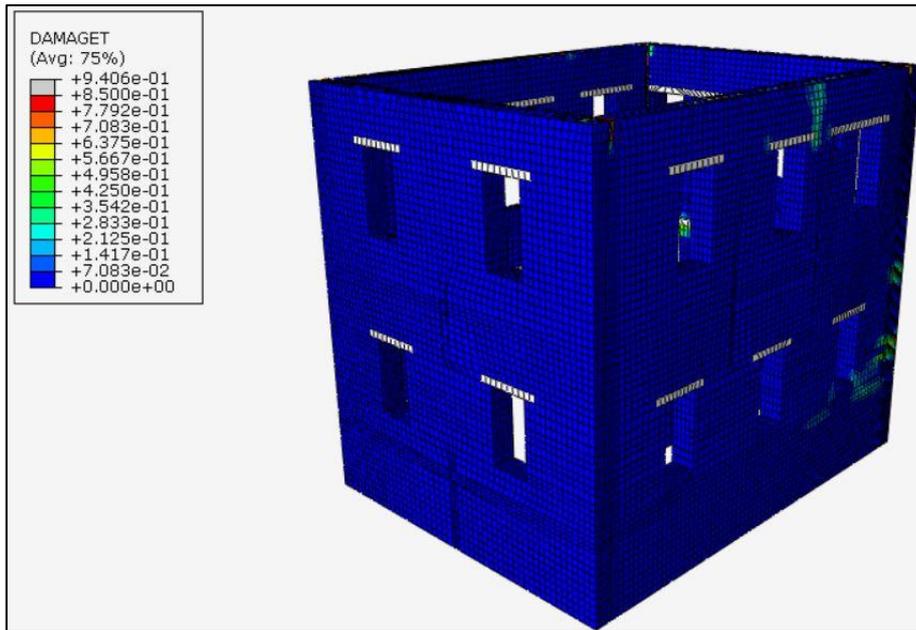


Figura 130: mappa funzione vista assonometrica Nord-Est sisma 03/03

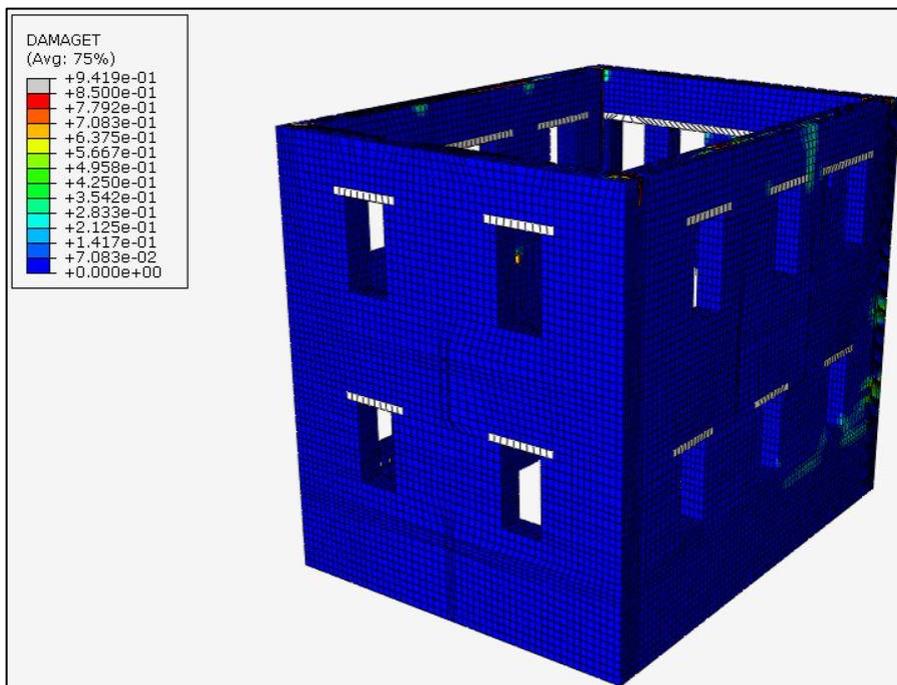


Figura 131: mappa funzione vista assonometrica Nord-Est sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO SUD FACCIATA ESTERNA:**

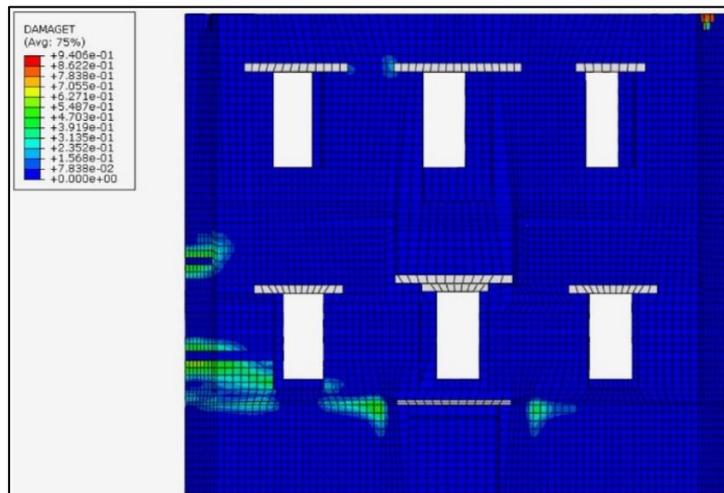


Figura 132: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata esterna sisma 03/03

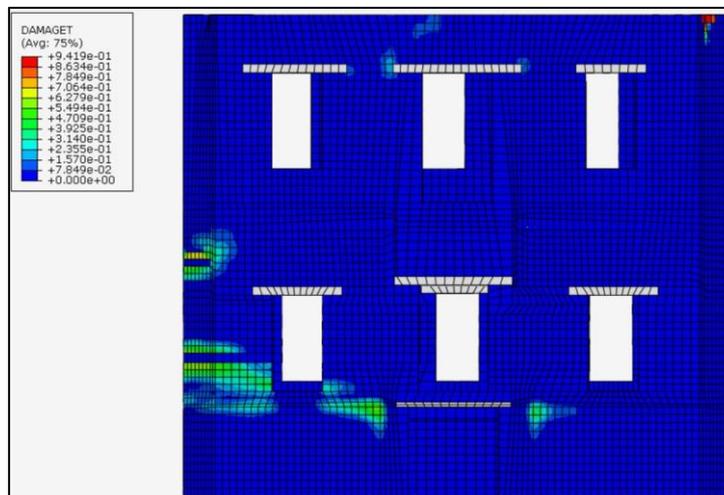


Figura 133: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata esterna sisma 03/03

- **PROSPETTO SUD FACCIATA INTERNA:**

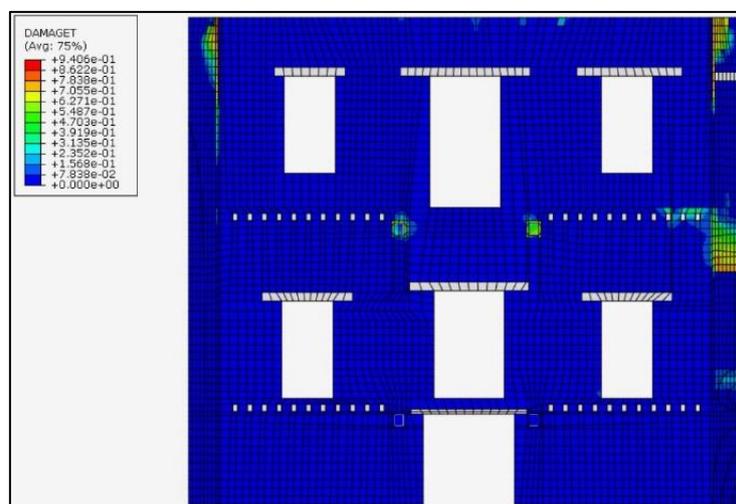


Figura 134: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata interna sisma 03/03

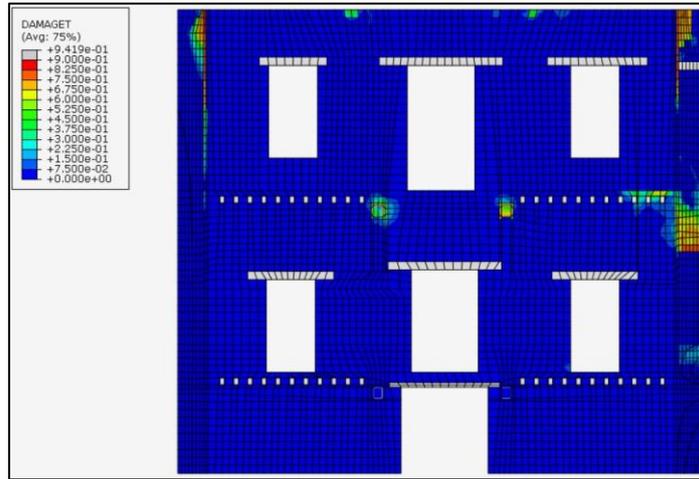


Figura 135: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata interna sisma 03/03 e 04/03

**- CONFRONTO DANNO REALE E SIMULATO CROCE DI MURO SUD/OVEST LATO ESTERNO:**

Considerando la documentazione fotografica delle lesioni reali della struttura si opera un confronto tra il danno simulato e quello reale (lesione presente sulla facciata esterna prospetto Sud):



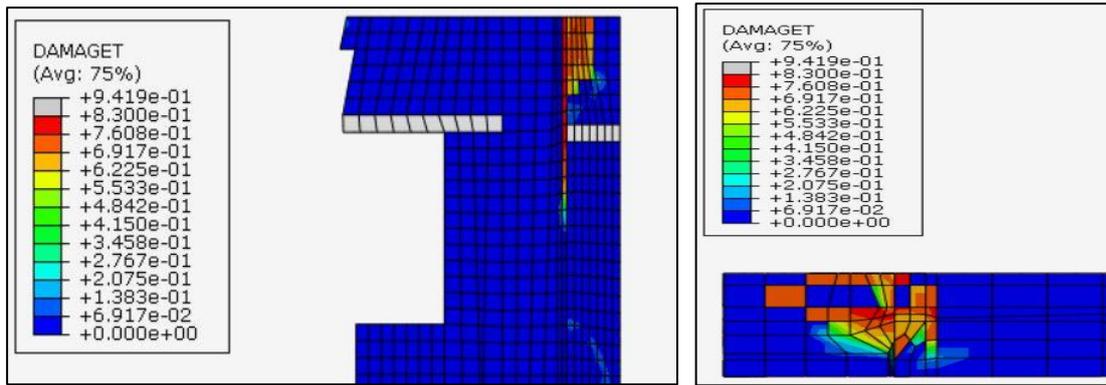


Figura 136: da sinistra verso destra si ha lesione reale facciata esterna prospetto Sud, particolare danno simulato stessa facciata esterna, particolare danno simulato facciata interna e vista in pianta spessore parete

Considerazioni: come si può notare nella sequenza riportata in figura 119, all'esterno del prospetto SUD non si riscontrano danneggiamenti, tuttavia, se consideriamo la facciata interna dello stesso prospetto, nella posizione della lesione reale, si riscontra una percentuale di danneggiamento a trazione con un massimo pari al 83%. Questa percentuale di danneggiamento la si riscontra anche nella vista in pianta dello spessore della parete.

- **PROSPETTO OVEST FACCIATA ESTERNA:**

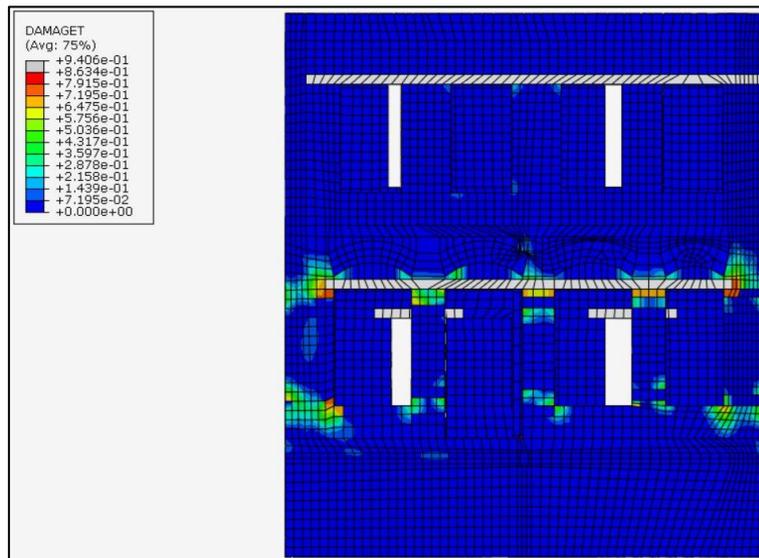


Figura 137: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata esterna sisma 03/03

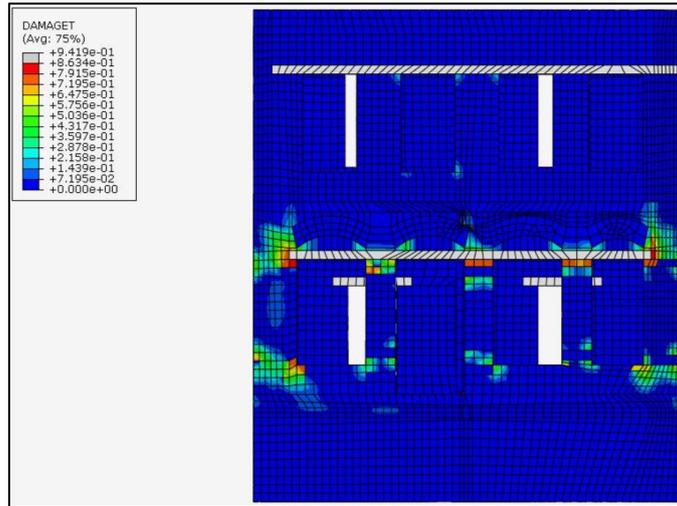


Figura 138: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata esterna sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO OVEST FACCIATA INTERNA:**

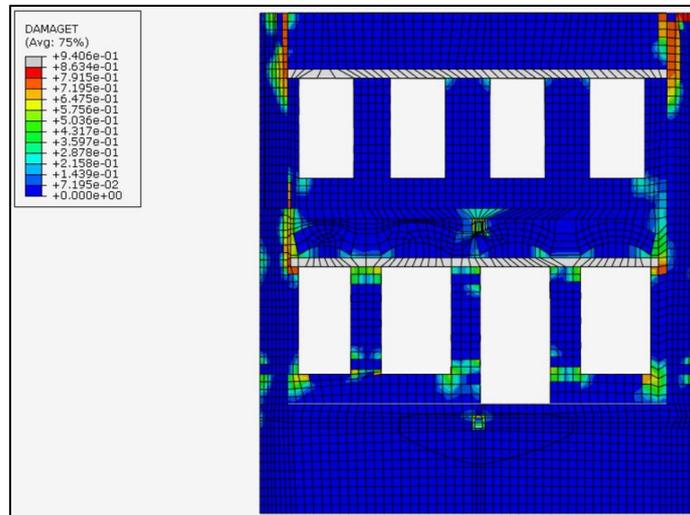


Figura 139: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata interna sisma 03/03

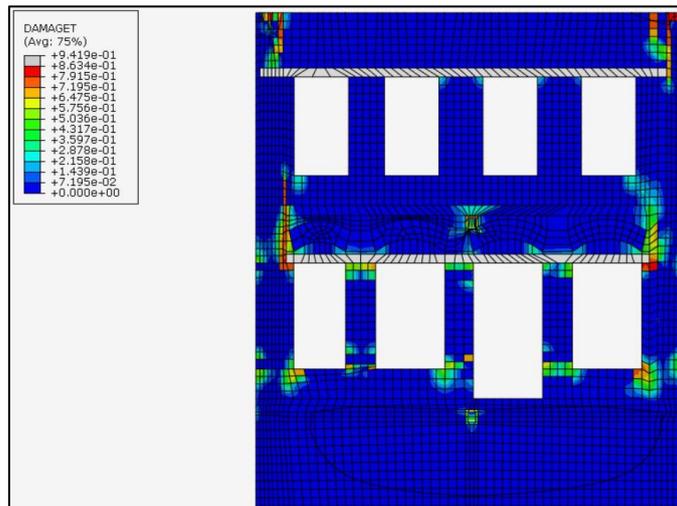


Figura 140: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata interna sisma 03/03 e 04/03

- **CONFRONTO DANNO REALE E SIMULATO CROCE DI MURO NORD/OVEST LATO INTERNO:**

Considerando la documentazione fotografica delle lesioni reali della struttura si opera un confronto tra il danno simulato e quello reale; il danno reale in questo caso si trova in corrispondenza della facciata interna del prospetto ovest:

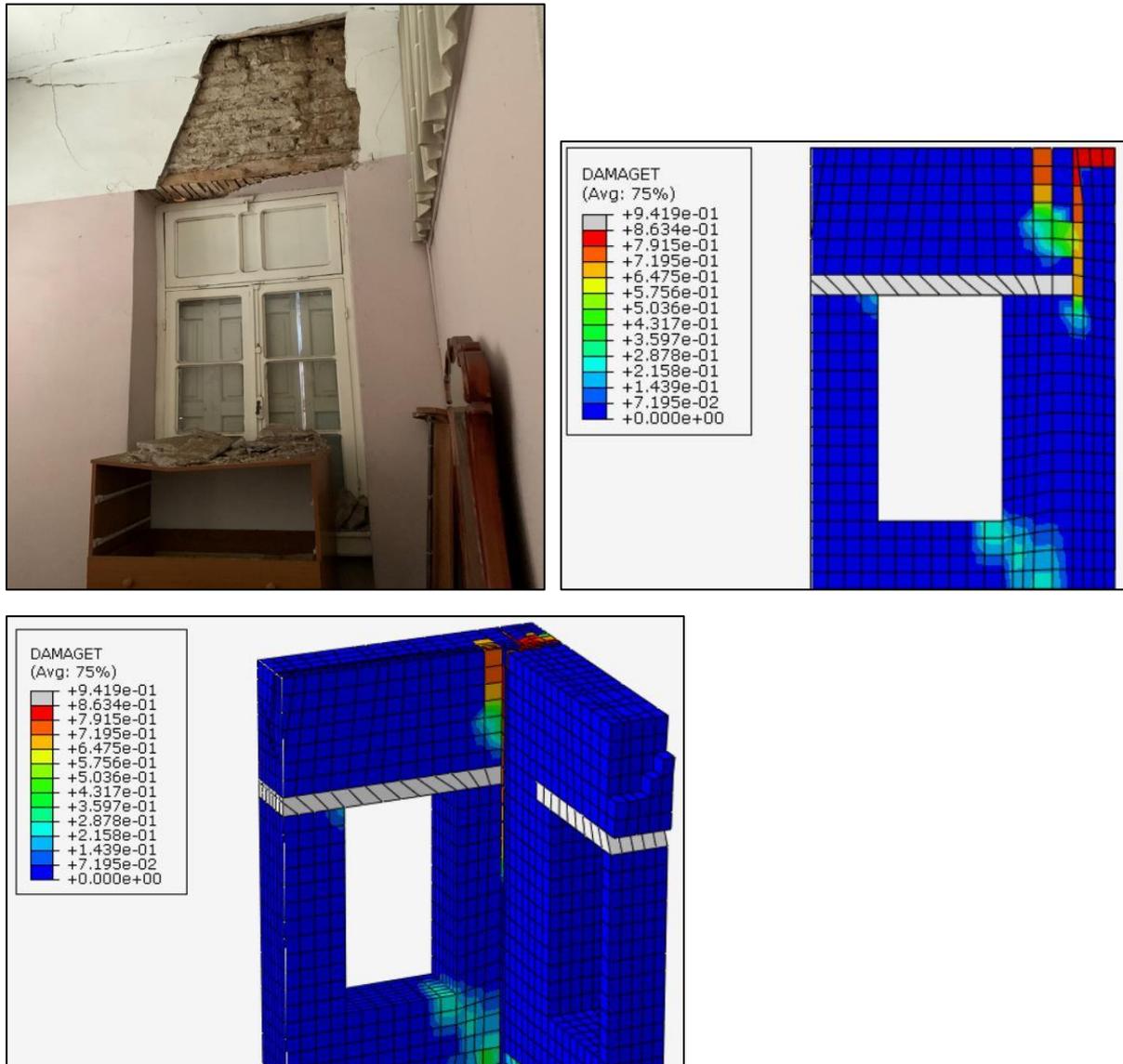


Figura 141: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata interna del prospetto Ovest lato Nord primo piano, un particolare del danno simulato della medesima regione e una vista assometrica della croce di muro NordOvest

Considerazioni: come si può notare nella sequenza riportata in figura 124, nella posizione della lesione reale al primo piano della facciata interna del prospetto Ovest, si trova riscontro col danno simulato; in particolare, si una percentuale di danneggiamento a trazione con un massimo pari al 86,34%.

- **PROSPETTO NORD FACCIATA ESTERNA:**

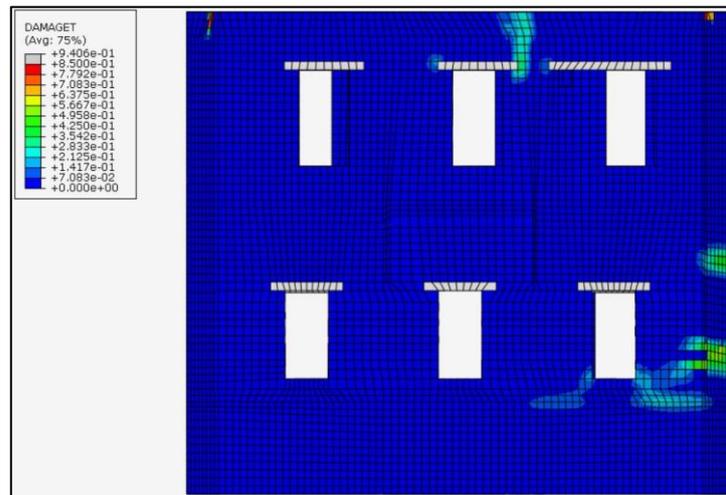


Figura 142: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata esterna sisma 03/03

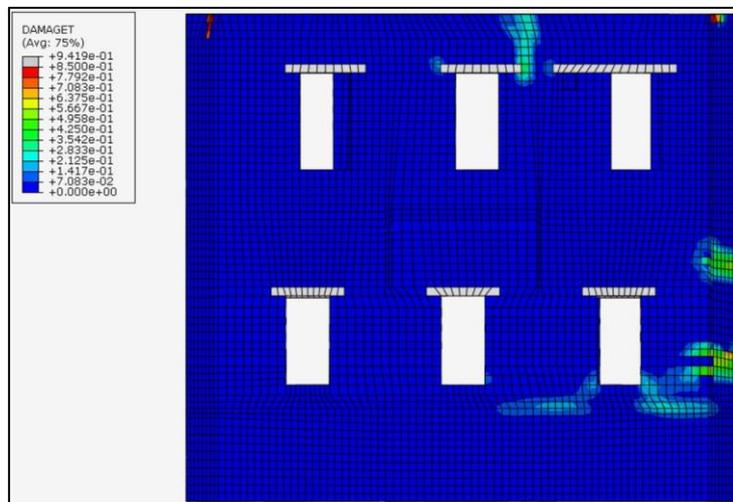


Figura 143: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata esterna sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO NORD FACCIATA INTERNA:**

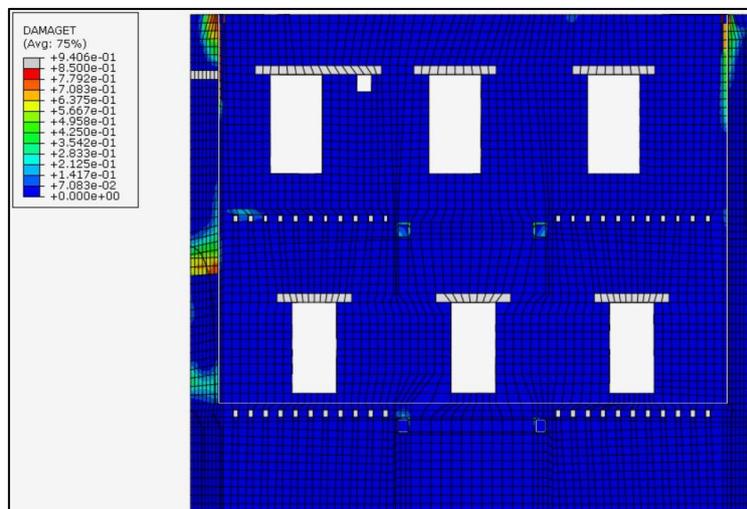


Figura 144: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata interna sisma 03/03

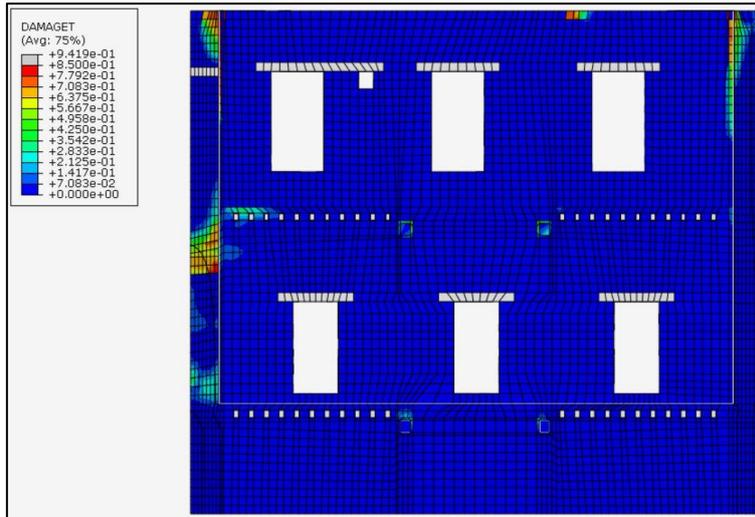


Figura 145: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata interna sisma 03/03 e 04/03

- **CONFRONTO DANNO REALE E SIMULATO:**

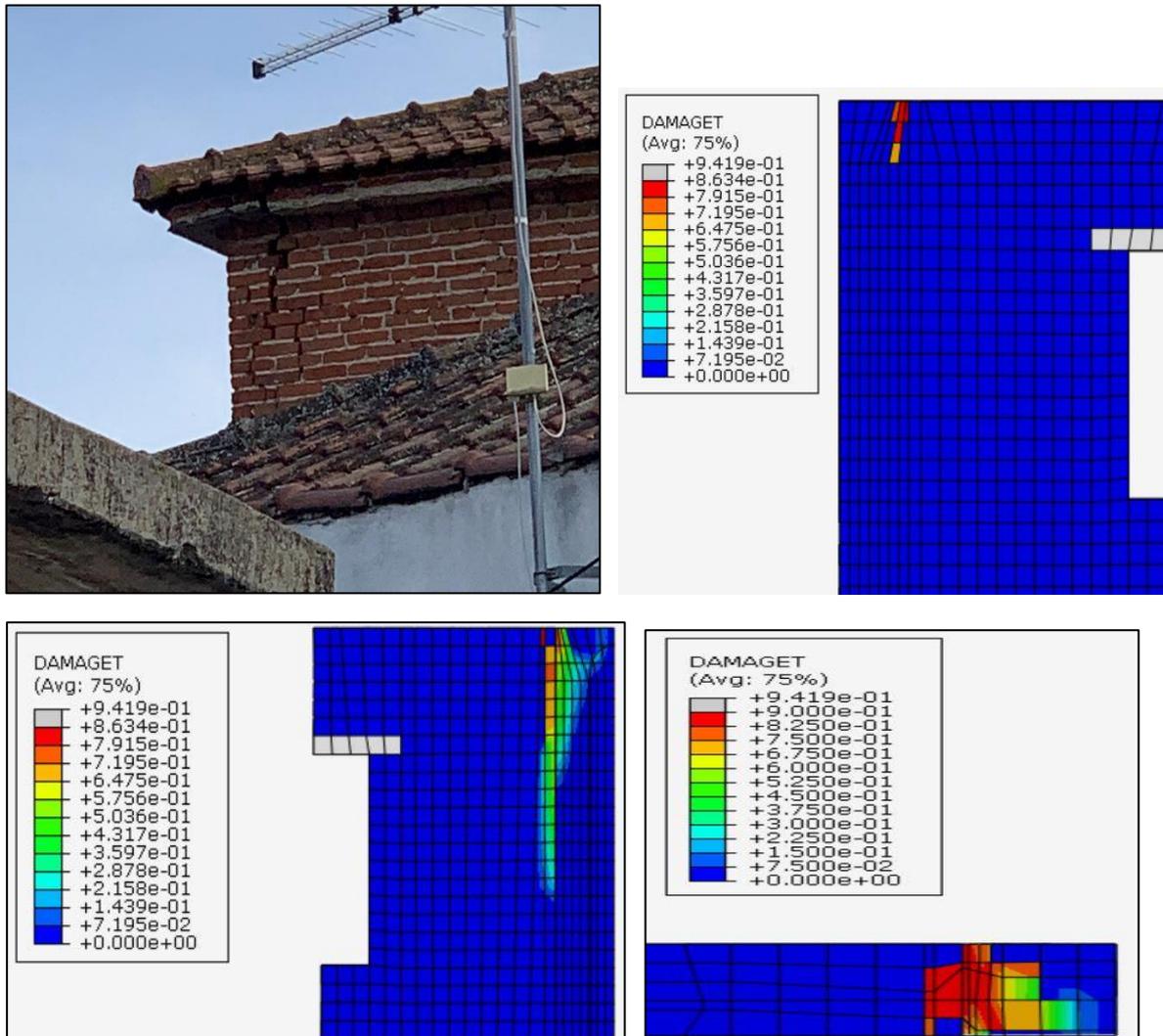


Figura 146: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata esterna del prospetto Nord (croce di muro NordEst), particolare danno simulato stessa facciata esterna, particolare danno simulato facciata interna e vista in pianta danno simulato nello spessore della parete

Considerazioni: Il danneggiamento rilevato nel modello trova riscontro con la lesione reale in corrispondenza della facciata esterna del prospetto Nord (croce di muro NordEst); si riscontra una percentuale di danno a trazione con massimo pari al 86,34% nella facciata esterna e interna, mentre nella vista in pianta della stessa facciata si un massimo pari al 90%.

- **CONFRONTO DANNO REALE E SIMULATO CROCE DI MURO  
NORD/OVEST:**

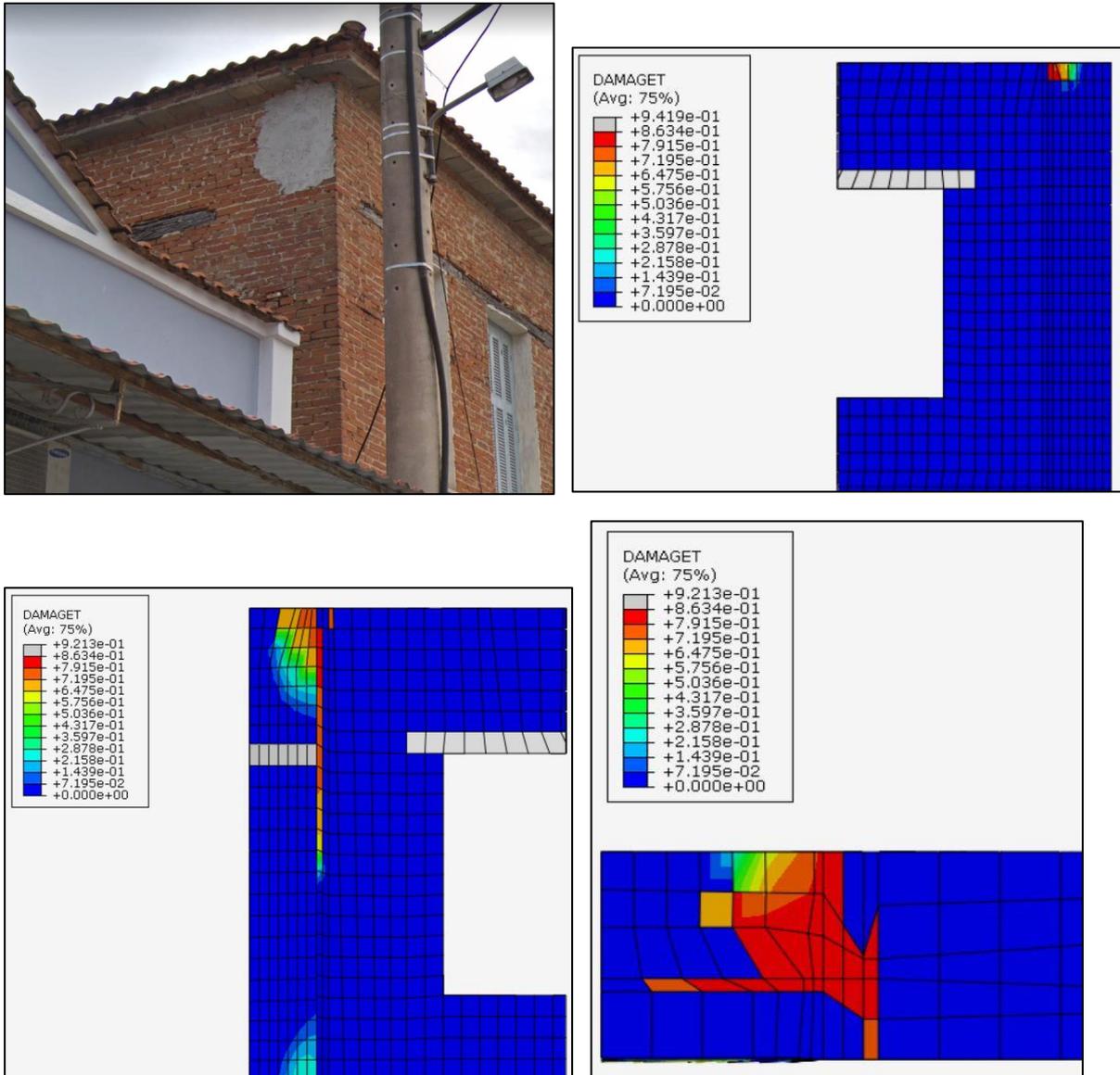


Figura 147: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata esterna del prospetto Nord (croce di muro NordOvest), particolare danno simulato stessa facciata esterna, particolare danno simulato facciata interna e vista in pianta danno simulato nello spessore della parete

Considerazioni: Il danneggiamento rilevato nel modello trova riscontro con la lesione reale in corrispondenza della facciata esterna del prospetto Nord (croce di muro NordOvest); si riscontra una percentuale di danno a trazione con massimo pari al 86,34% nella facciata esterna, interna e nella vista in pianta.

- **CONFRONTO DANNO REALE E SIMULATO CROCE DI MURO  
NORD/OVEST:**

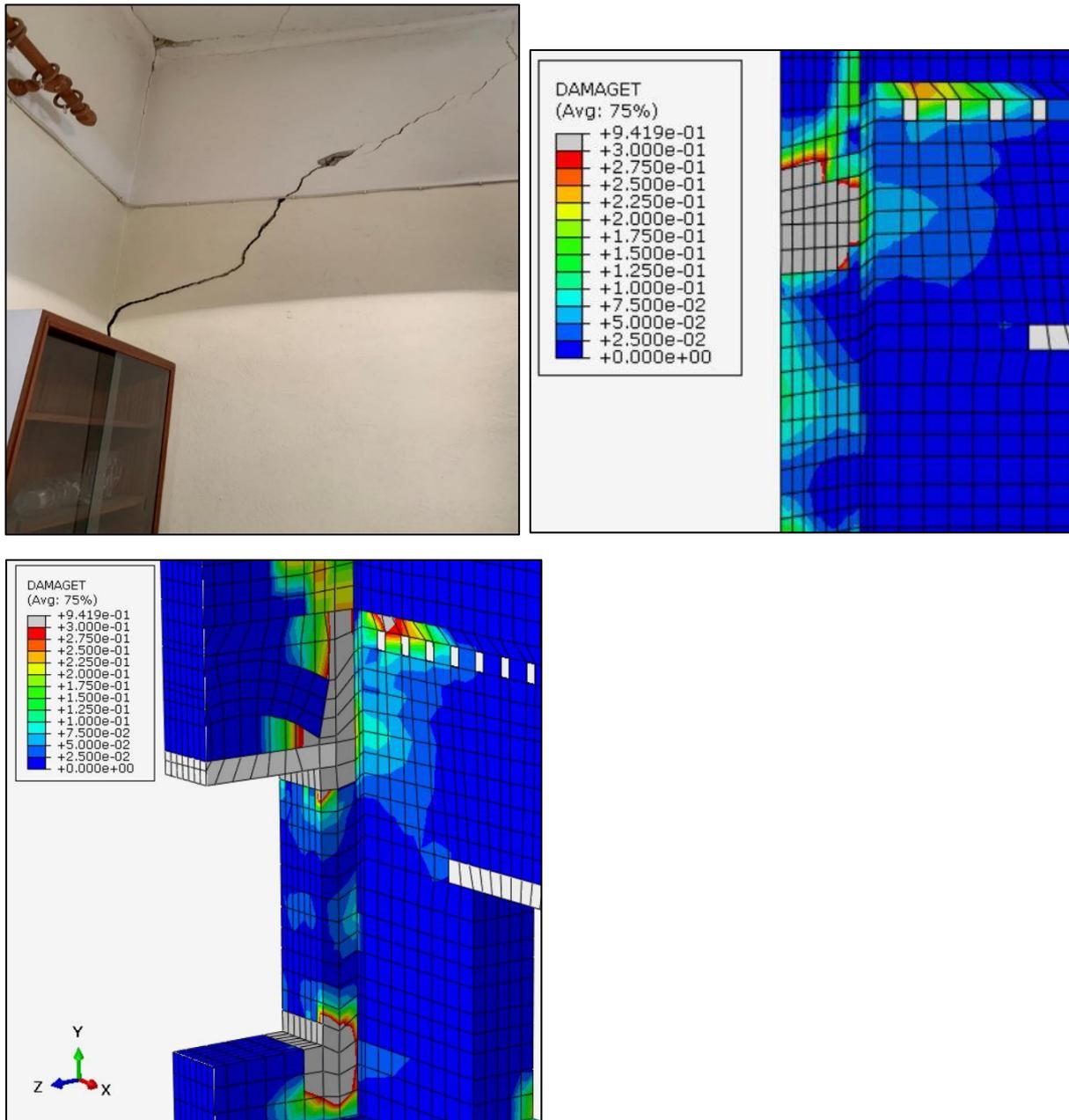


Figura 148: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata interna del prospetto Nord lato Ovest primo piano, un particolare del danno simulato della medesima regione e una vista assonometrica della croce di muro NordOvest

Considerazioni: come si può notare nella sequenza riportata in figura 143, nella posizione della lesione reale al primo piano della facciata interna del prospetto Nord, si trova riscontro col danno simulato; in particolare, si una percentuale di danneggiamento a trazione con un massimo pari al 20%.

- **PROSPETTO EST FACCIATA ESTERNA:**

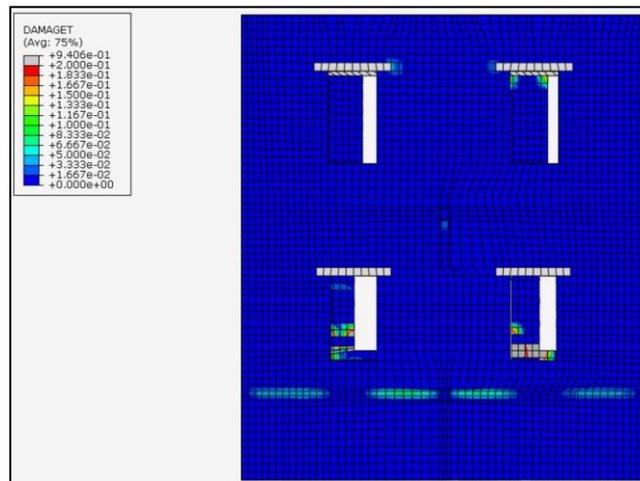


Figura 149: mappa danno a trazione prospetto Est facciata esterna sisma 03/03

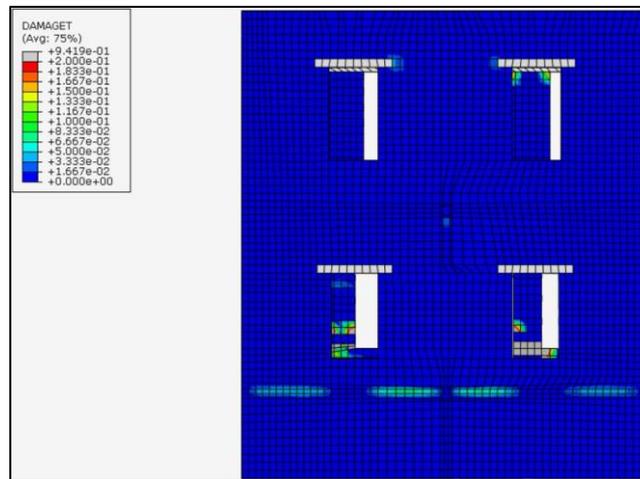


Figura 150: mappa danno a trazione prospetto Est facciata esterna sisma 03/03 e 04/03

- **PROSPETTO EST FACCIATA INTERNA:**

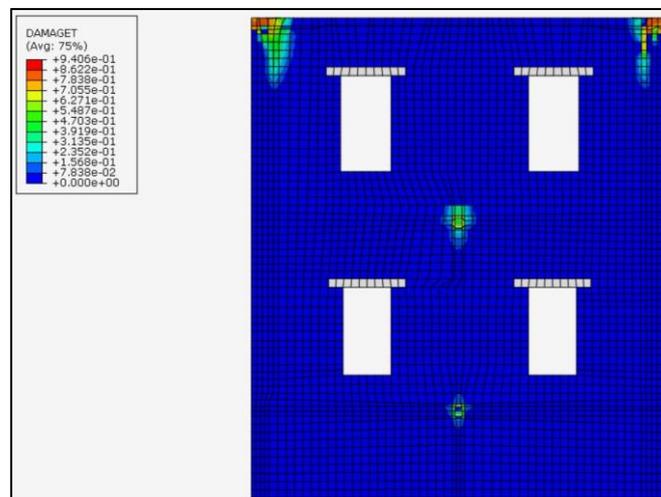


Figura 151: mappa danno a trazione prospetto Est facciata interna sisma 03/03

- CONFRONTO DANNO REALE E SIMULATO:

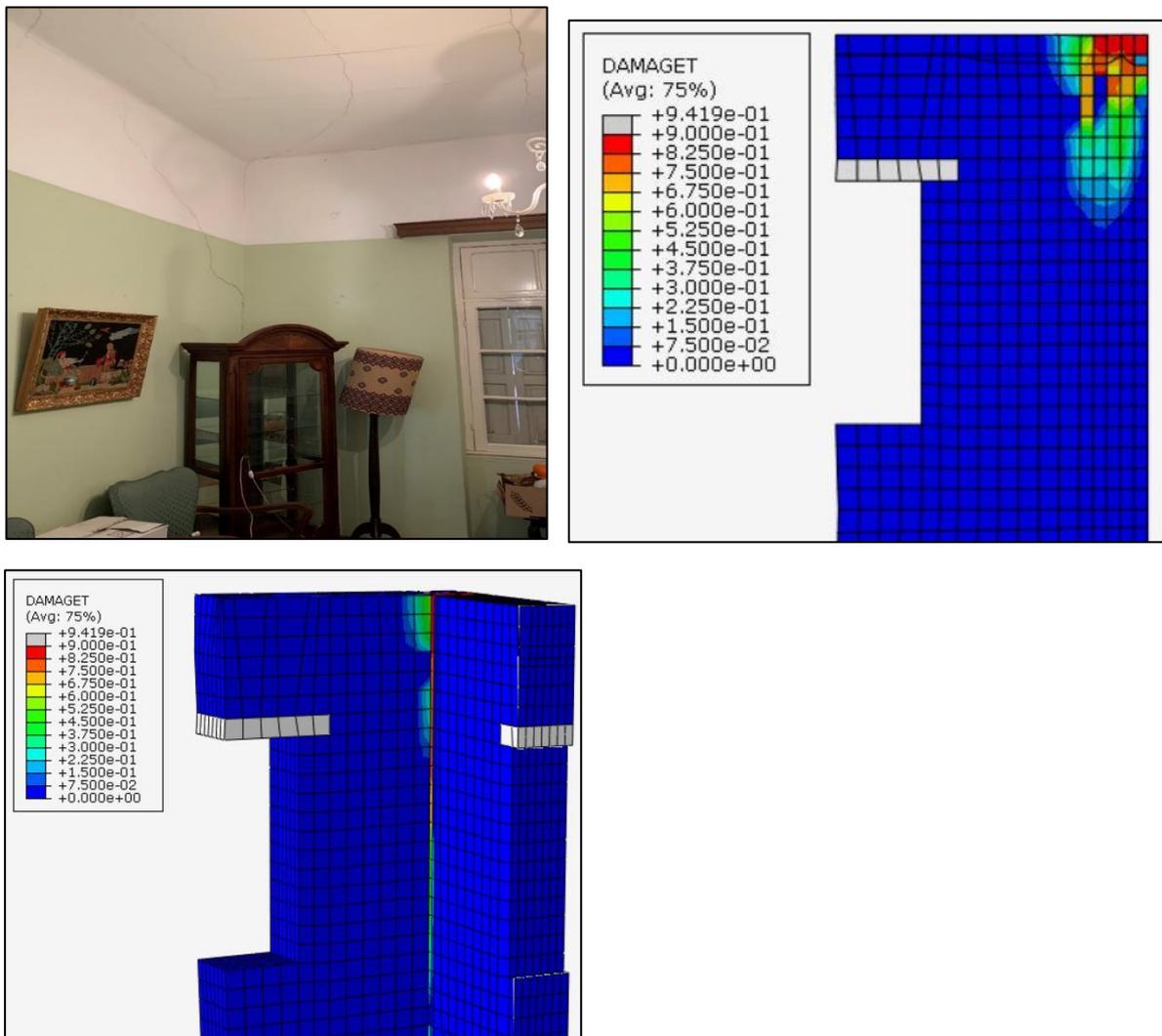


Figura 152: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata interna del prospetto Est (croce di muro SudEst), un particolare del danno simulato della medesima regione e una vista assometrica della croce di muro SudEst

Considerazioni: Il danneggiamento rilevato nel modello trova riscontro con la lesione reale in corrispondenza della facciata esterna del prospetto Est (croce di muro SudEst); si riscontra una percentuale di danno a trazione con massimo pari al 90% nella facciata interna e nella vista assometrica.

## - MAPPE DANNO A COMPRESSIONE

Per quanto riguarda la funzione danno associata al comportamento in compressione, le uniche zone che risultano danneggiate nel modello sono quelle in corrispondenza degli appoggi delle travi diagonali di copertura, come mostrano le seguenti mappe:

### - VISTA IN PIANTA PARETI PERIMETRALI

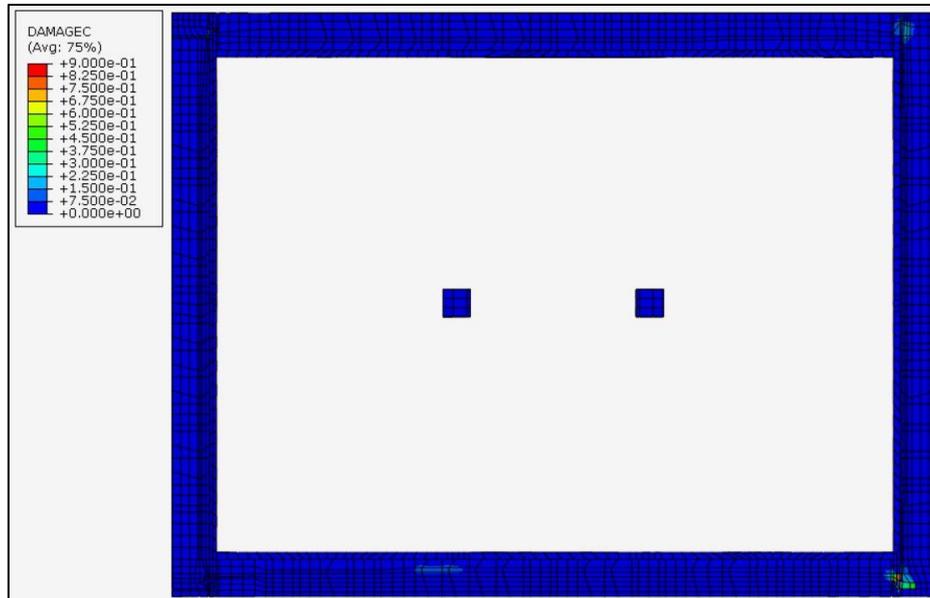


Figura 153: mappa danno a compressione vista in pianta pareti perimetrali sisma 03/03

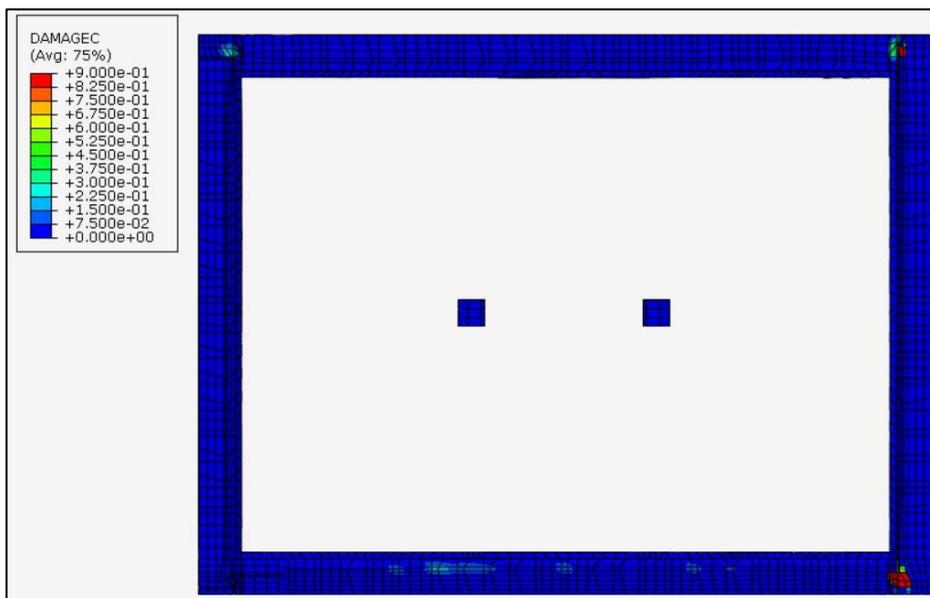


Figura 154: mappa danno a compressione vista in pianta pareti perimetrali sisma 03/03 e 04/03

### 7.3 – Accelerazioni rilevate in punti della struttura e dimensionamento catene anti-ribaltamento

Si sono scelti dei punti caratteristici per ogni parete, per descrivere l'andamento delle accelerazioni fuori piano durante la sequenza sismica sottoposta alla struttura. In particolare, i punti sono in corrispondenza del livello dei diversi piani. I punti sono indicati nei prospetti della struttura:

#### - PROSPETTO EST:

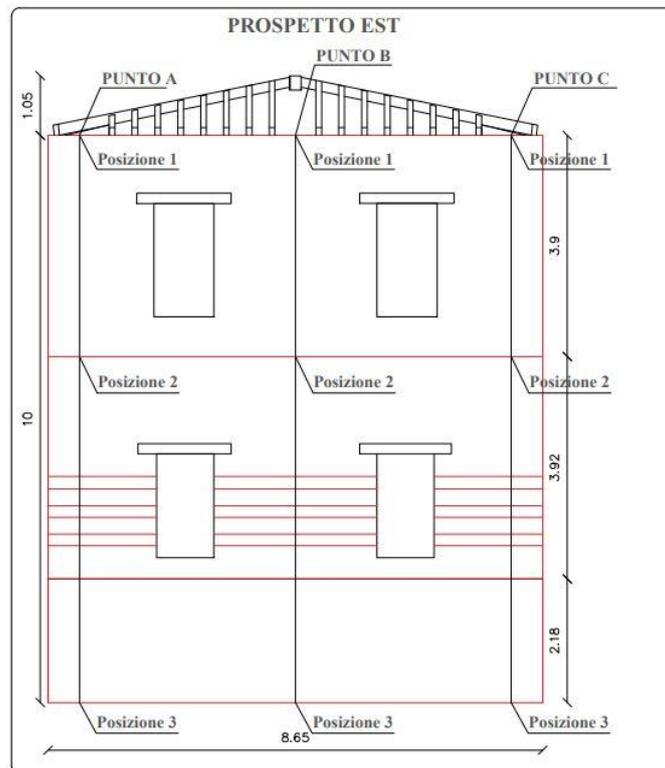


Figura 155: prospetto con i punti A, B e C e le rispettive posizioni

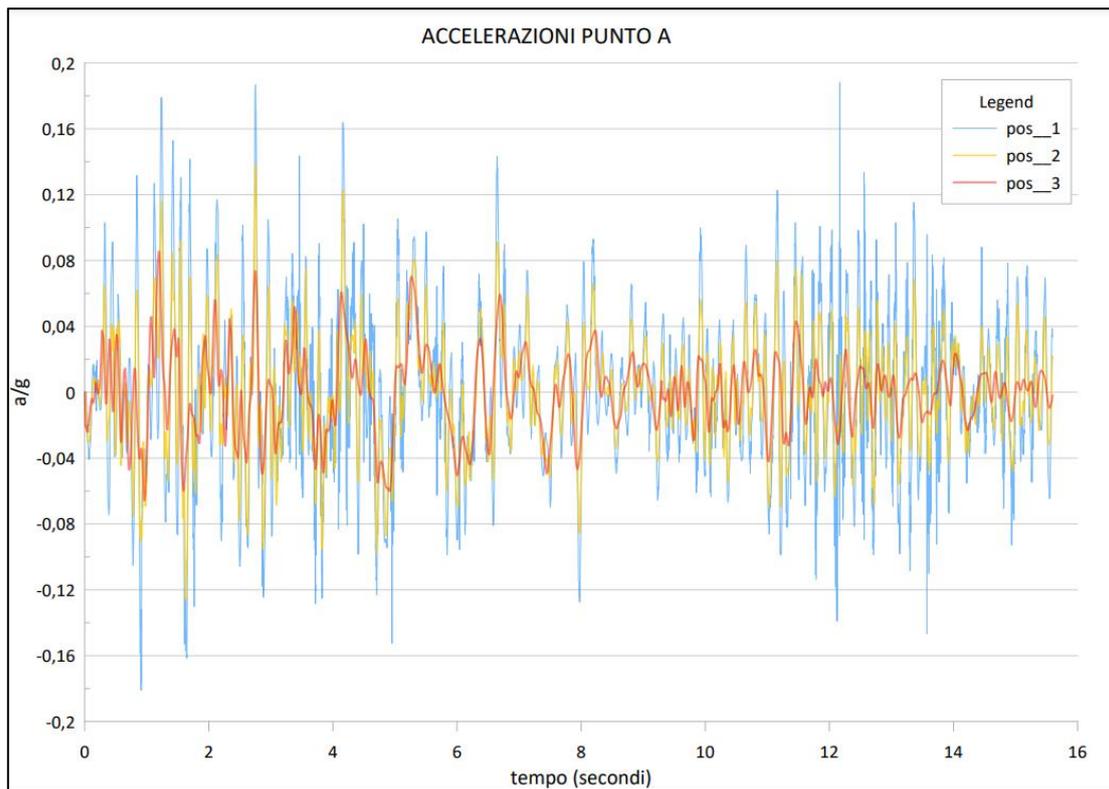


Figura 156: accelerazioni punto A posizione 1, 2 e 3

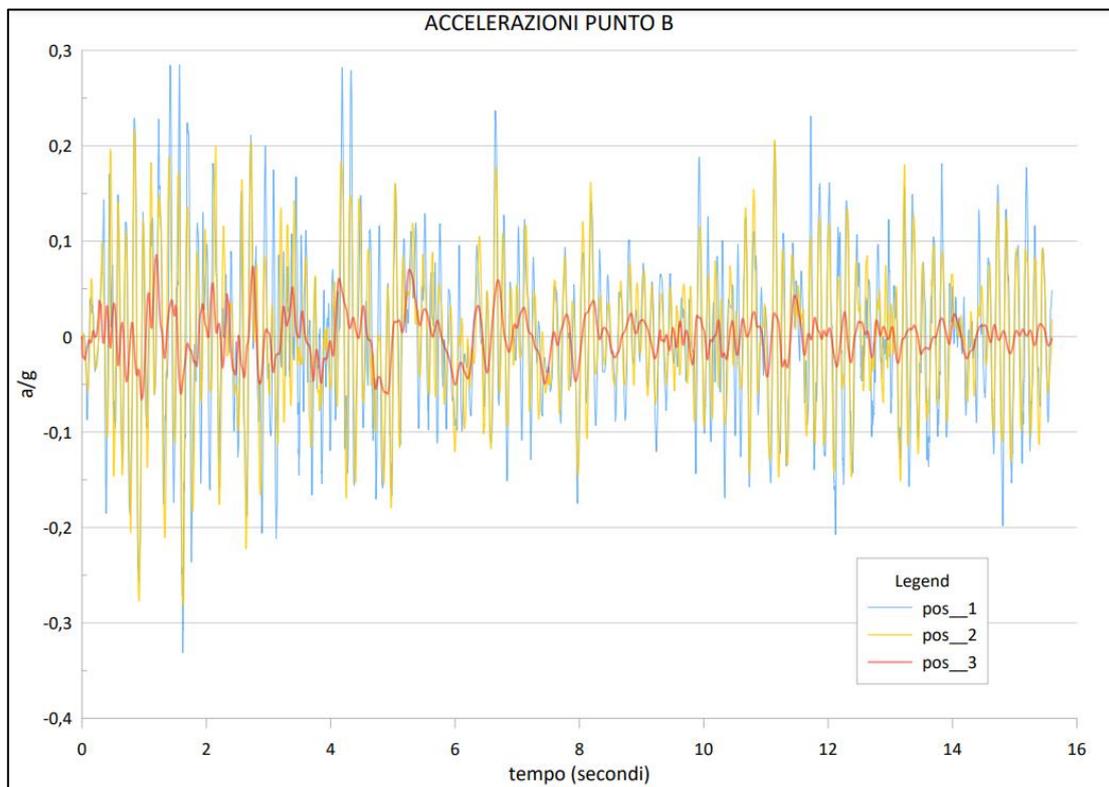


Figura 157: accelerazioni punto B posizione 1, 2 e 3

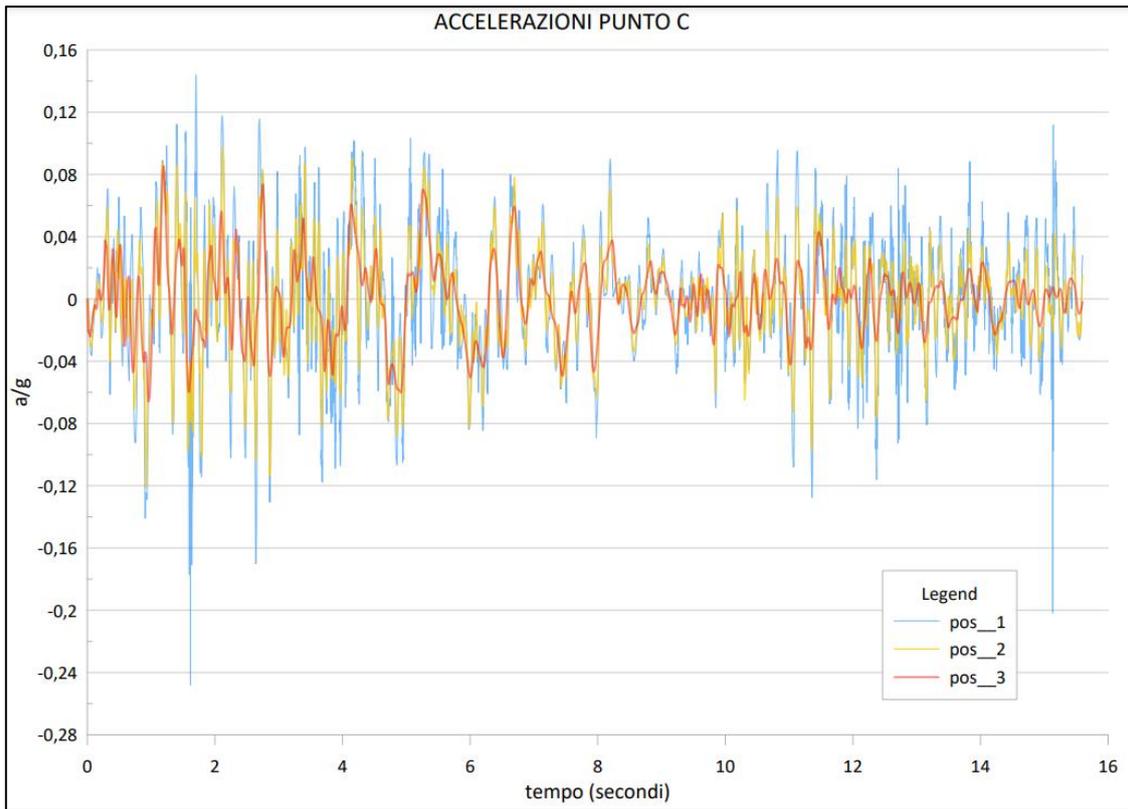


Figura 158: accelerazioni punto C posizione 1, 2 e 3

- **PROSPETTO NORD:**

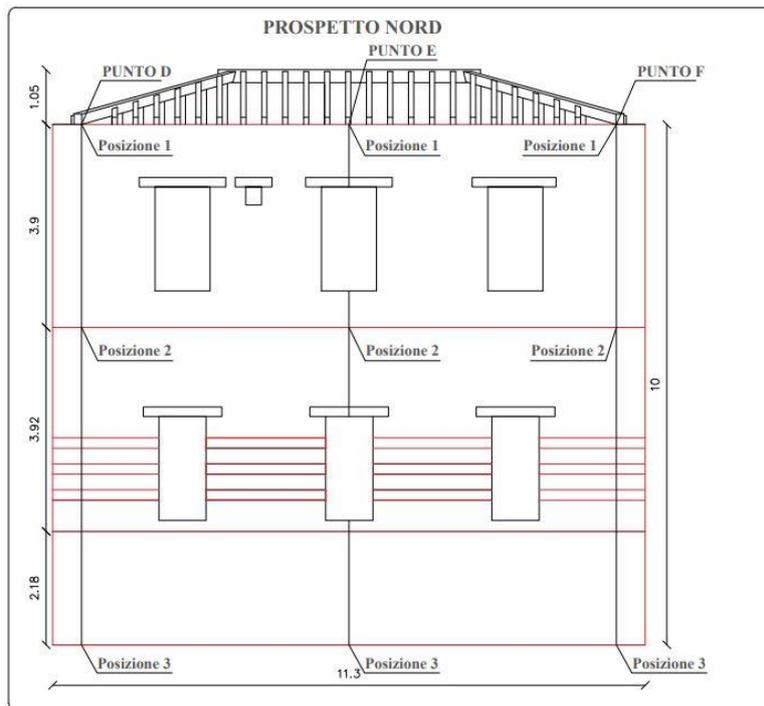


Figura 159: prospetto con i punti D, E e F e le rispettive posizioni

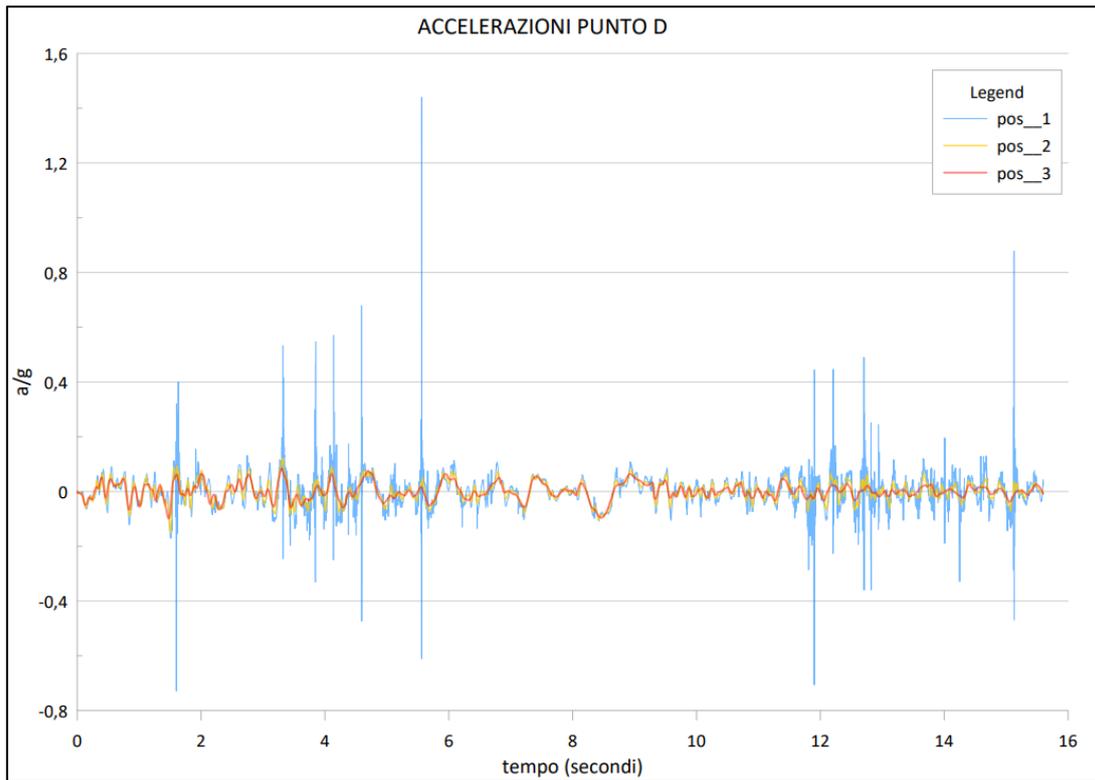


Figura 160: accelerazioni punto D posizione 1, 2 e 3

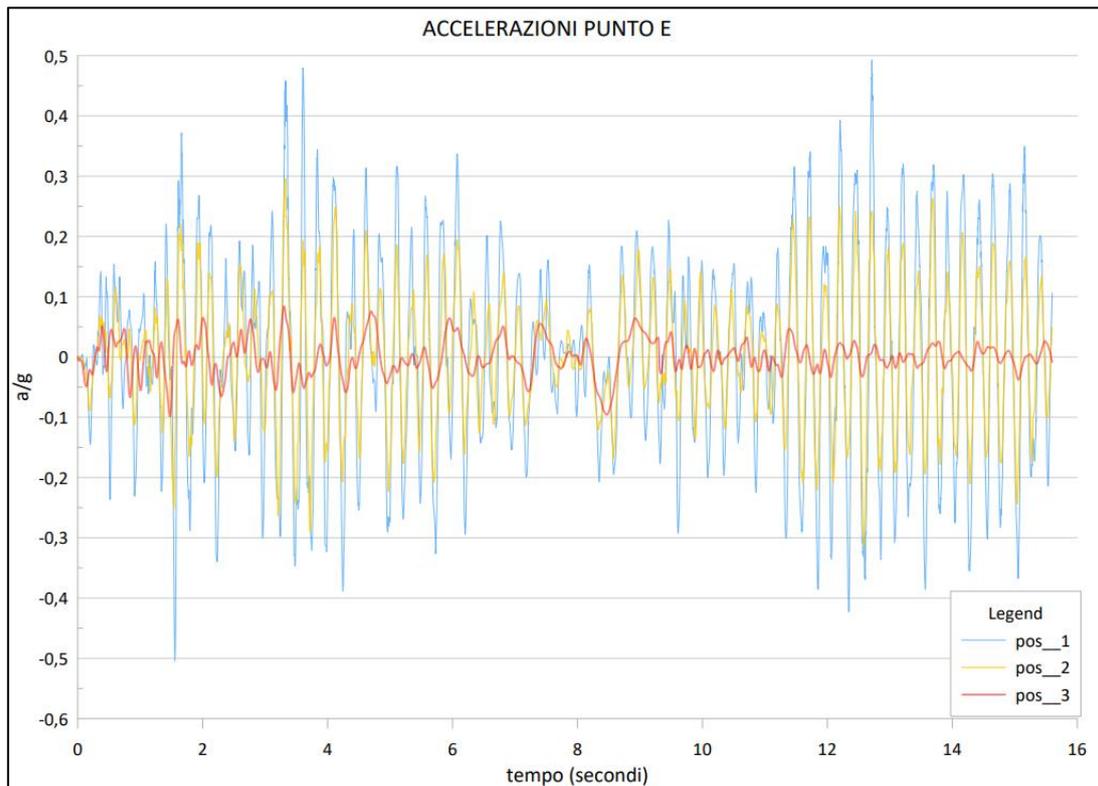


Figura 161: accelerazioni punto E posizione 1, 2 e 3

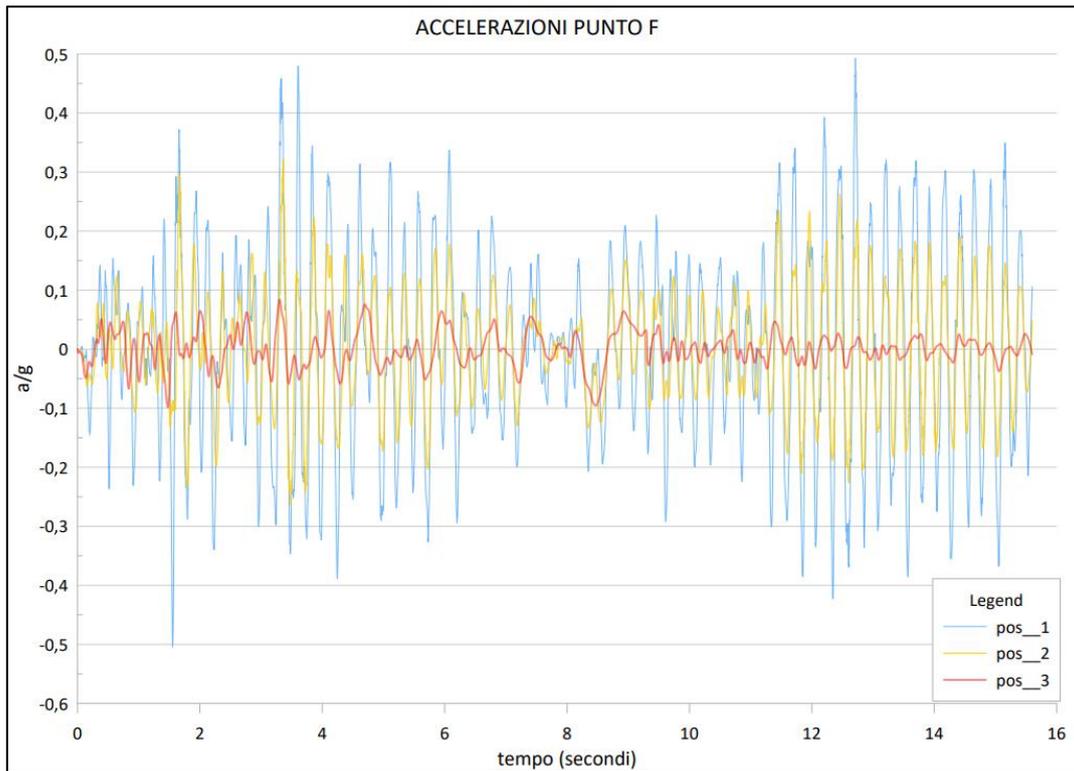


Figura 162: accelerazioni punto F posizione 1, 2 e 3

- **PROSPETTO OVEST:**

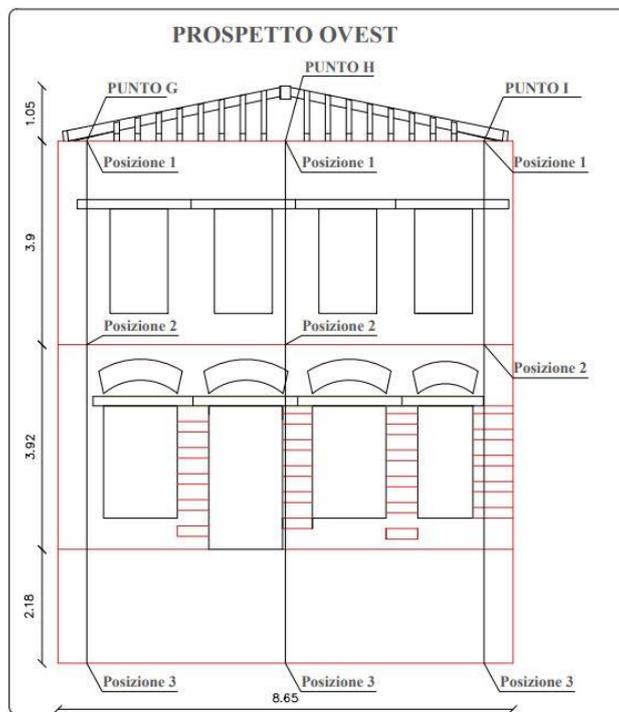


Figura 163: prospetto con i punti G, H e I e le rispettive posizioni

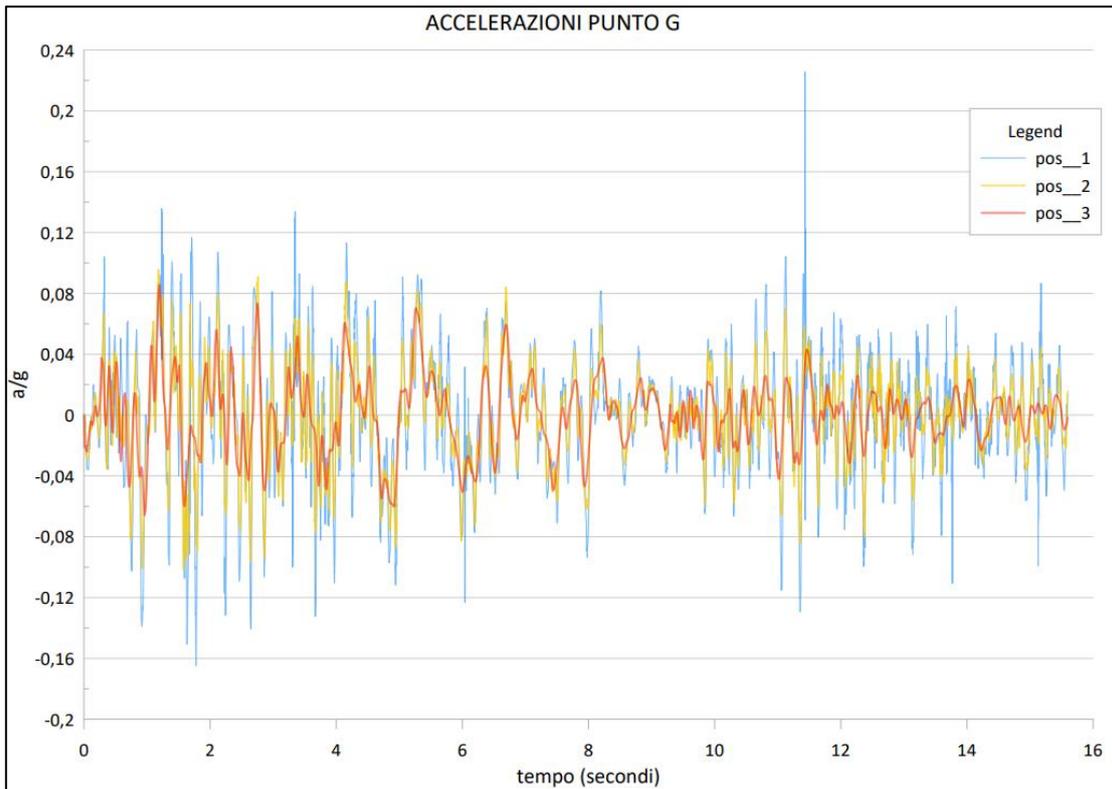


Figura 164: accelerazioni punto G posizione 1, 2 e 3

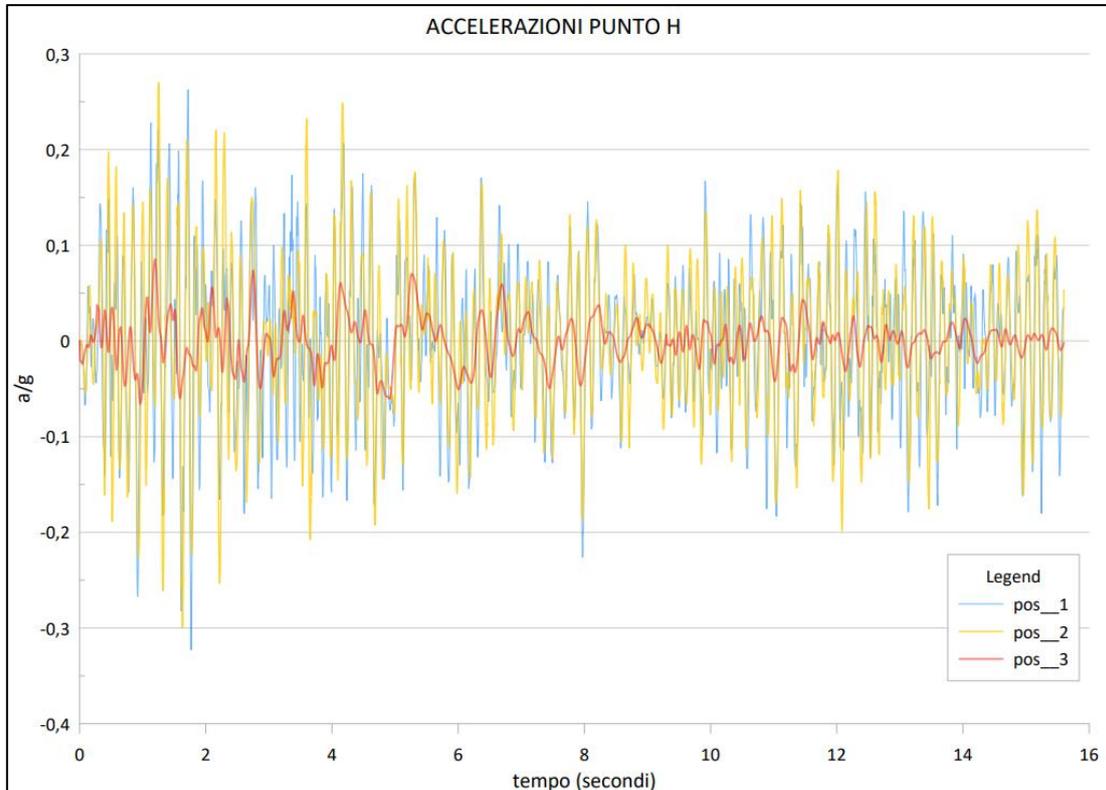


Figura 165: accelerazioni punto H posizione 1, 2 e 3

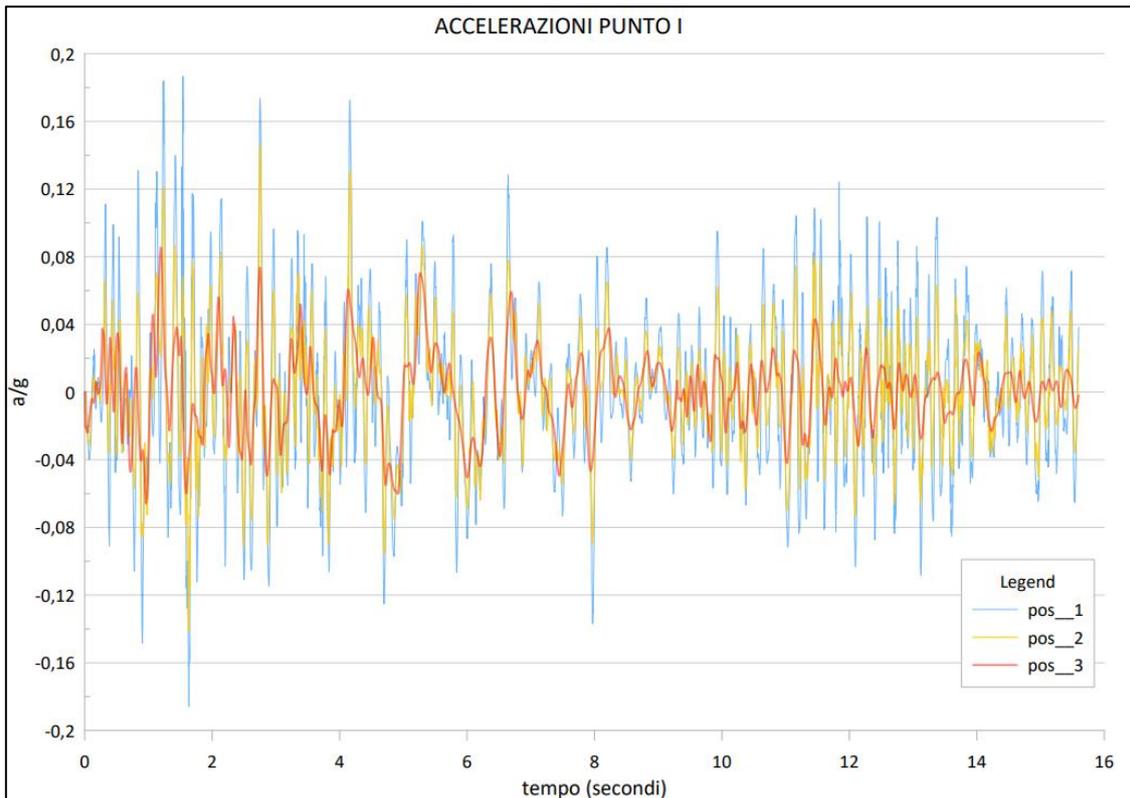


Figura 166: accelerazioni punto I posizione 1, 2 e 3

- **PROSPETTO SUD:**

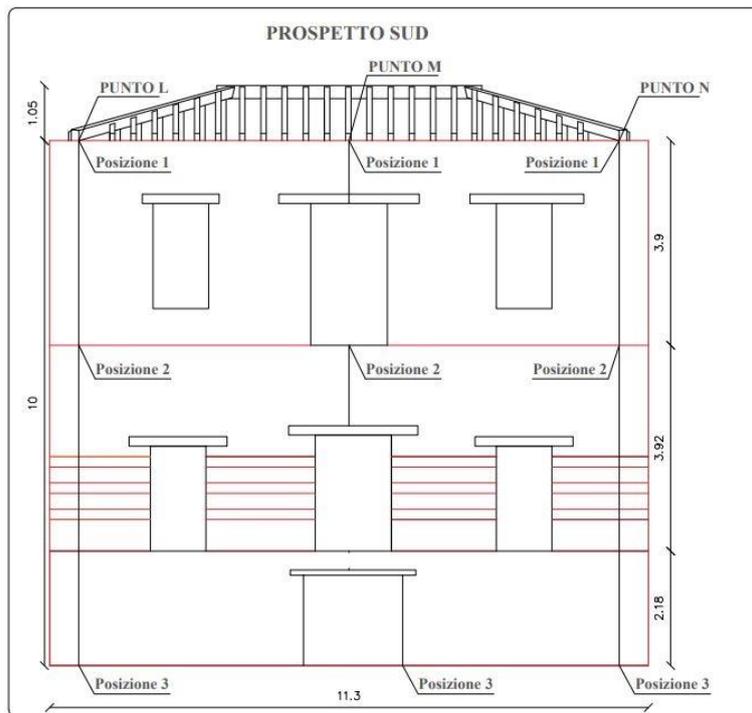


Figura 167: prospetto con i punti L, M e N e le rispettive posizioni

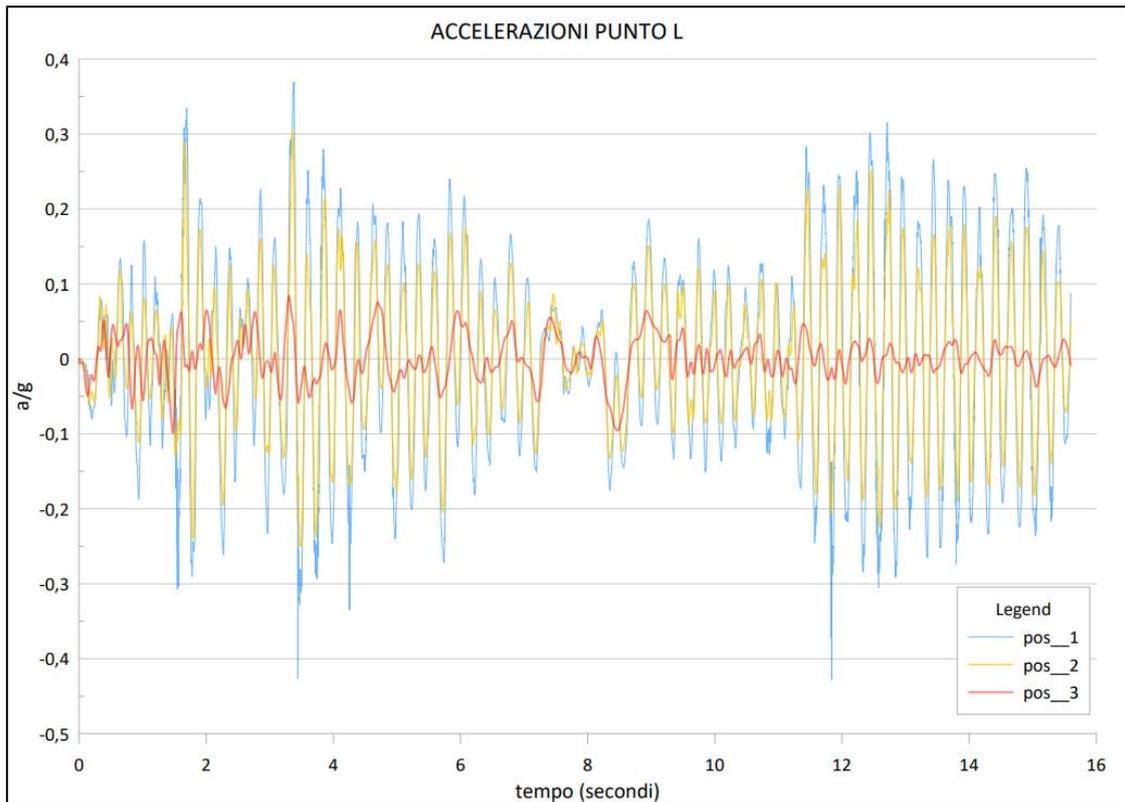


Figura 168: accelerazioni punto L posizione 1, 2 e 3

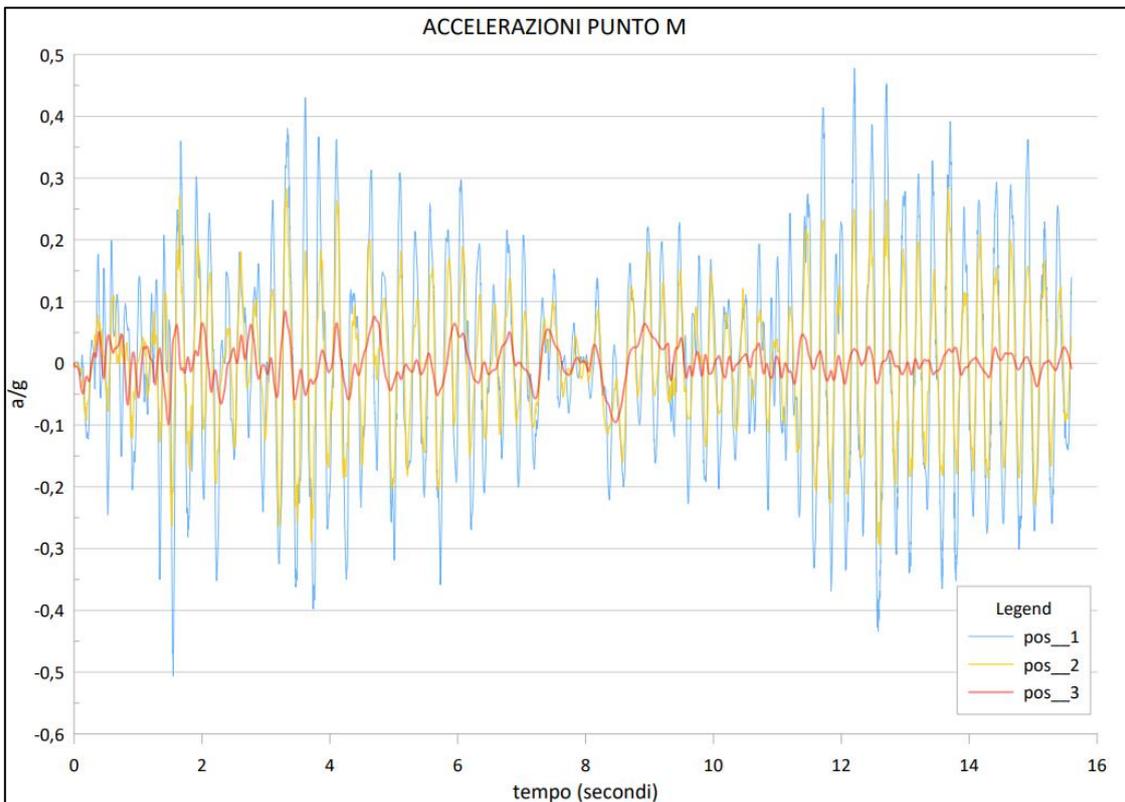


Figura 169: accelerazioni punto M posizione 1, 2 e 3

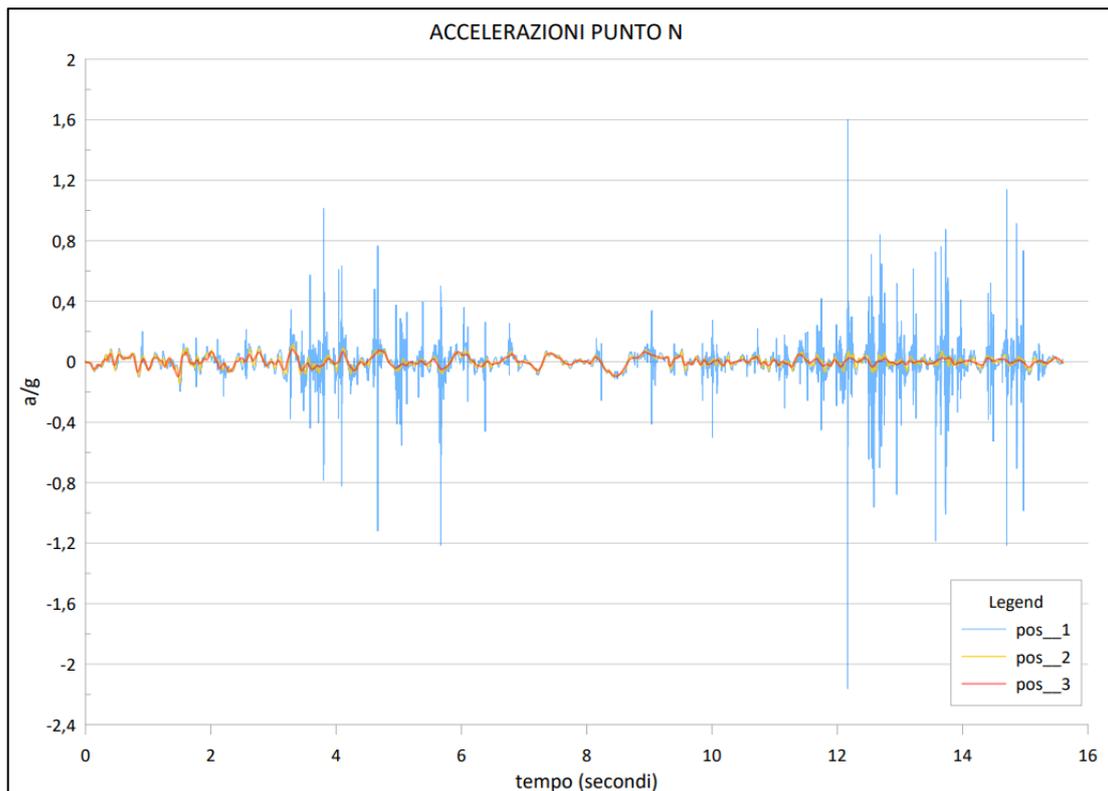


Figura 170: accelerazioni punto N posizione 1, 2 e 3

Il quadro fessurativo prima descritto indica un ipotetico ribaltamento fuori dal piano con il distacco delle pareti Ovest ed Est. Infatti, considerata la documentazione fotografica relativa alle lesioni esterne vi sono tre regioni nelle quali si presentano, che sono in corrispondenza delle croci di muro NordOvest, NordEst e Sud Ovest. Duque, data la presenza di lesioni ed il rischio di un ribaltamento fuori piano è necessario intervenire utilizzando delle catene che consentono, attraverso un mutuo vincolo, di evitare tale meccanismo e garantire un comportamento scatolare della struttura (figura 172) per l'azione di forze orizzontali. La seguente figura indica dei possibili meccanismi locali di collasso:

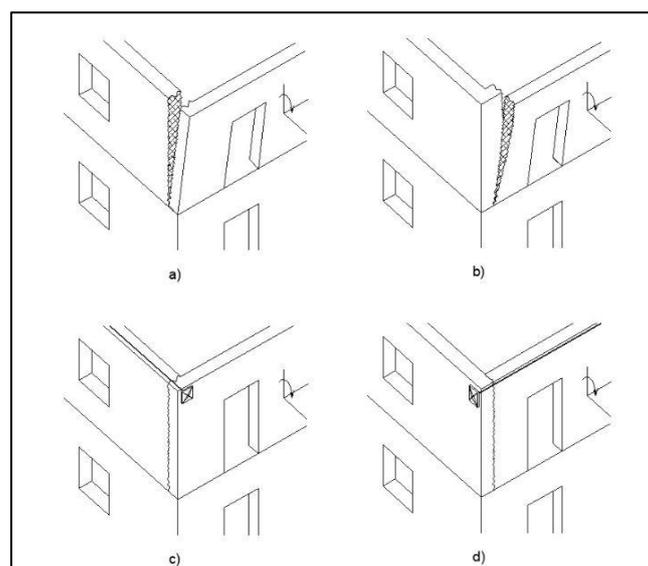


Figura 171: meccanismi di collasso locali

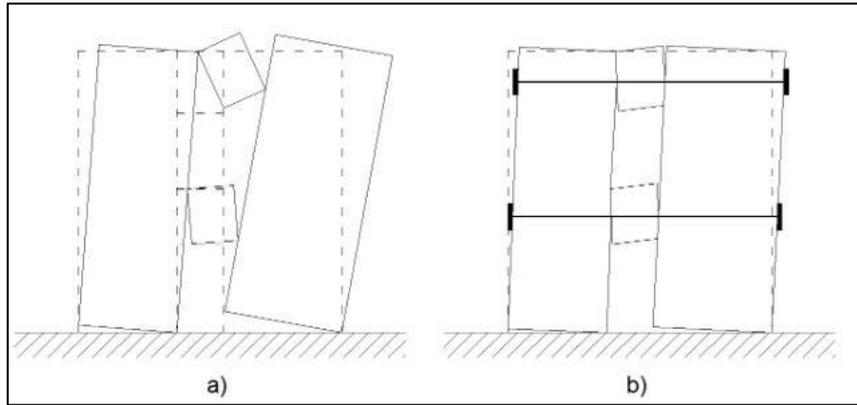


Figura 172: incidenza catene su comportamento scatolare muratura

Ora considerando innanzitutto che le regioni del modello corrispondenti alle precedenti lesioni reali sono effettivamente ad un grado di danneggiamento elevato e congruente delle accelerazioni fuori piano elevate. Ad esempio, se andiamo a considerare gli allineamenti relativi al punto D sul prospetto Nord e il punto N sul prospetto Sud al livello della copertura osservando il grafico relativo ad essi si dei picchi di accelerazione che sono i più alti di tutti gli altri allineamenti ed in base ad essi si andranno a dimensionare delle catene antiribaltamento.

- **DIMENSIONAMENTO CATENE:**

Sulla base delle accelerazioni fuori piano rilevate nell'allineamento D ed N, che risultano le maggiori, con le rispettive posizioni 1,2 e 3 per il piano di copertura, il primo piano ed il piano di fondazione rispettivamente andiamo a dimensionare il sistema di catene da aggiungere alla struttura. In particolare, si definisce innanzitutto come accelerazione relativa quella diagrammata nei precedenti grafici  $\ddot{x}(t)_{rel}$  per le posizioni 1,2 e 3 che rappresentano l'andamento delle accelerazioni nei punti considerati. A questo punto considerando che la posizione 3 rappresenta l'accelerogramma applicato sulla base incastrata della struttura, l'accelerazione totale dei punti delle tre posizioni saranno:

$$\begin{aligned} \ddot{x}_3(t)_{rel} &= \ddot{x}_3(t)_{tot} && \text{posizione 3} \\ \ddot{x}_2(t)_{tot} &= \ddot{x}_3(t)_{rel} + \ddot{x}_2(t)_{rel} && \text{posizione 2} \\ \ddot{x}_1(t)_{tot} &= \ddot{x}_3(t)_{rel} + \ddot{x}_1(t)_{rel} && \text{posizione 1} \end{aligned}$$

Quindi essenzialmente l'accelerazione totale per ogni posizione del punto sarà data dalla somma dell'accelerazione relativa al punto considerato più quella applicata direttamente in fondazione.

A questo punto, per valutare se possa esistere il rischio di distacco della muratura si considera l'accelerazione fuori piano effettiva, la quale dato un allineamento su una parete ed il suo speculare nella parete opposta, non è altro che uguale alla differenza tra l'accelerazione totale per ogni posizione dei due allineamenti, in particolare per le posizioni 1 e 2 saranno pari a:

$$\begin{aligned} \ddot{x}_2(t)_{eff} &= \ddot{x}_2^D(t)_{tot} - \ddot{x}_2^N(t)_{tot} && \text{posizione 2} \\ \ddot{x}_1(t)_{eff} &= \ddot{x}_1^D(t)_{tot} - \ddot{x}_1^N(t)_{tot} && \text{posizione 1} \end{aligned}$$

Dove data la storia temporale dell'accelerazione effettiva un picco rappresenta un'azione sulle due pareti di verso opposto e che quindi favorisce il distacco della parete.

Si mostrano i grafici relativi alle accelerazioni effettive degli allineamenti indicati nei seguenti prospetti:

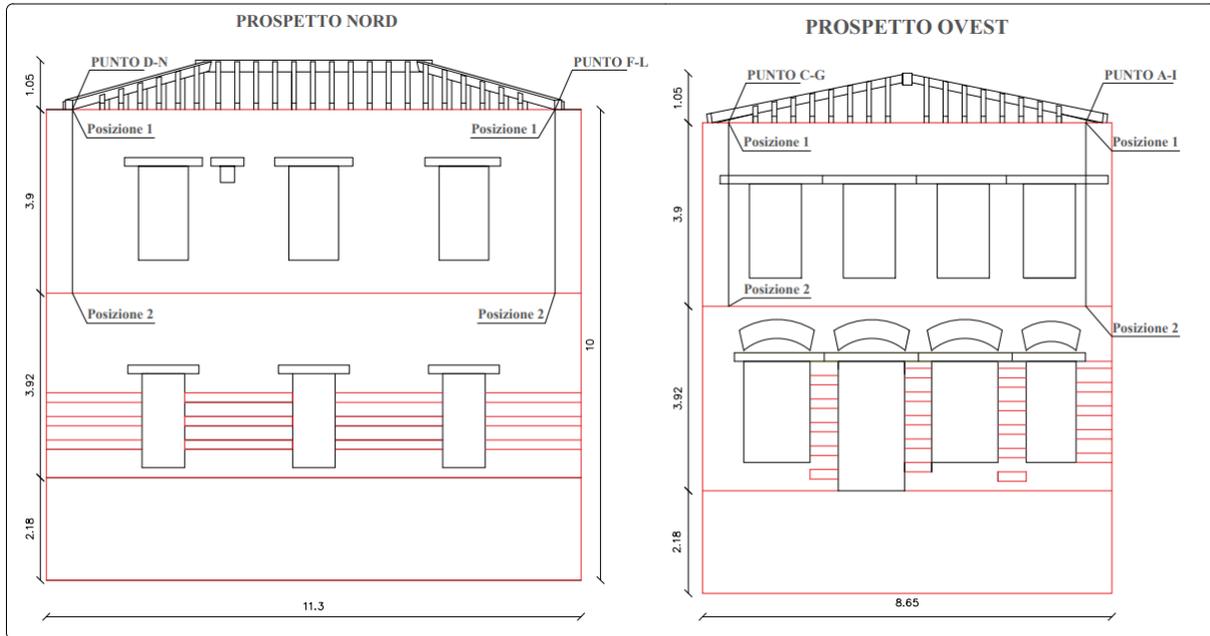


Figura 173: indicazione allineamenti di cui si riporta l'accelerazione effettiva

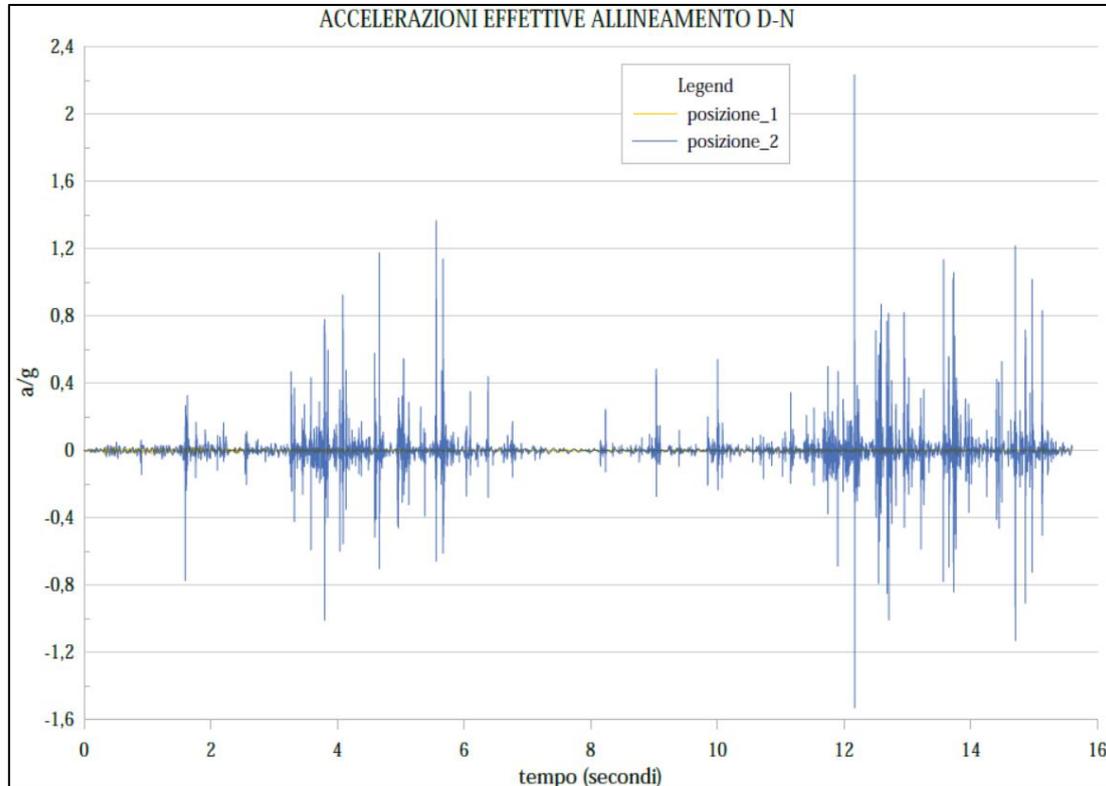


Figura 174: andamento accelerazioni effettive allineamento D-N

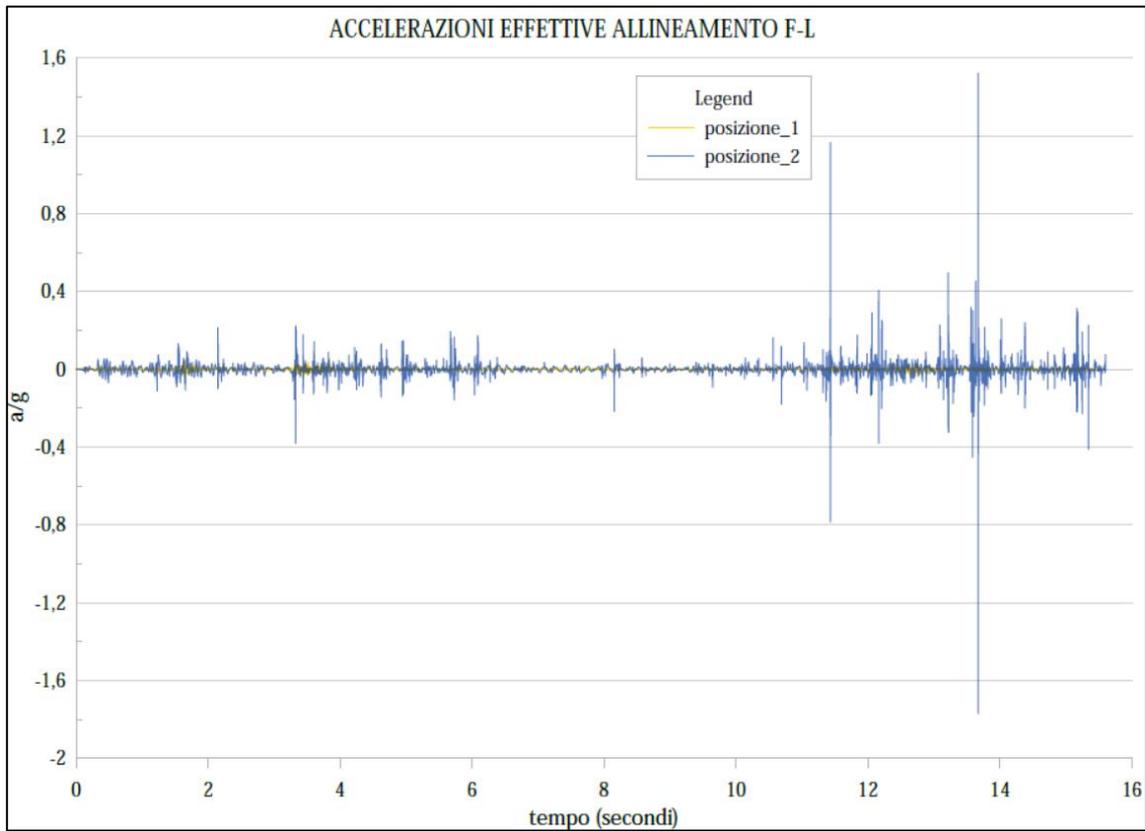


Figura 175: andamento accelerazioni effettive allineamento F-L

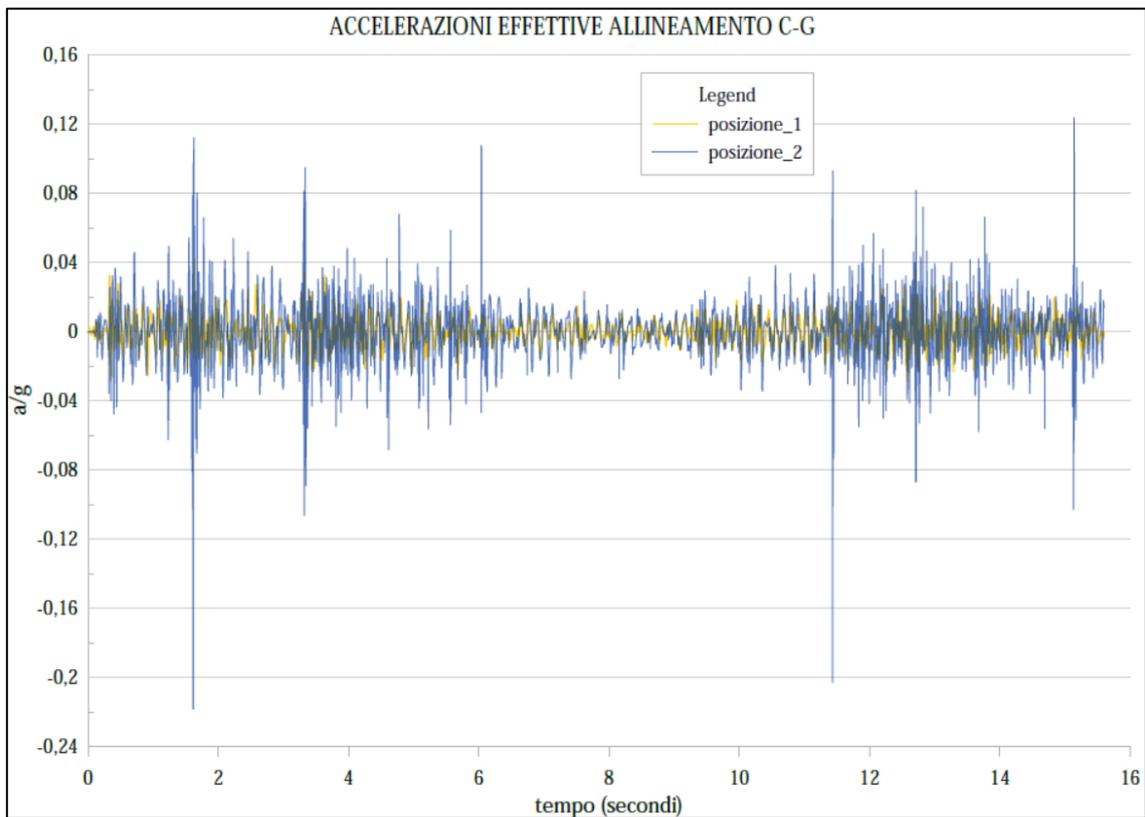


Figura 176: andamento accelerazione effettive allineamento C-G

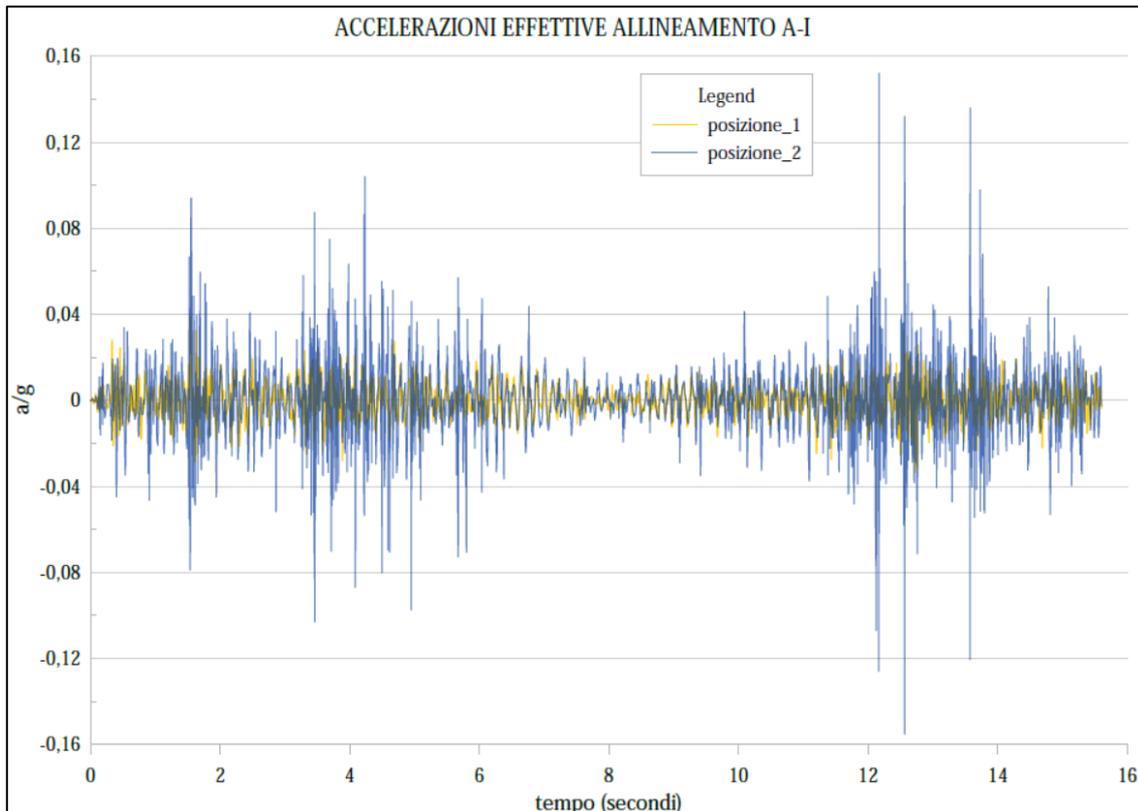
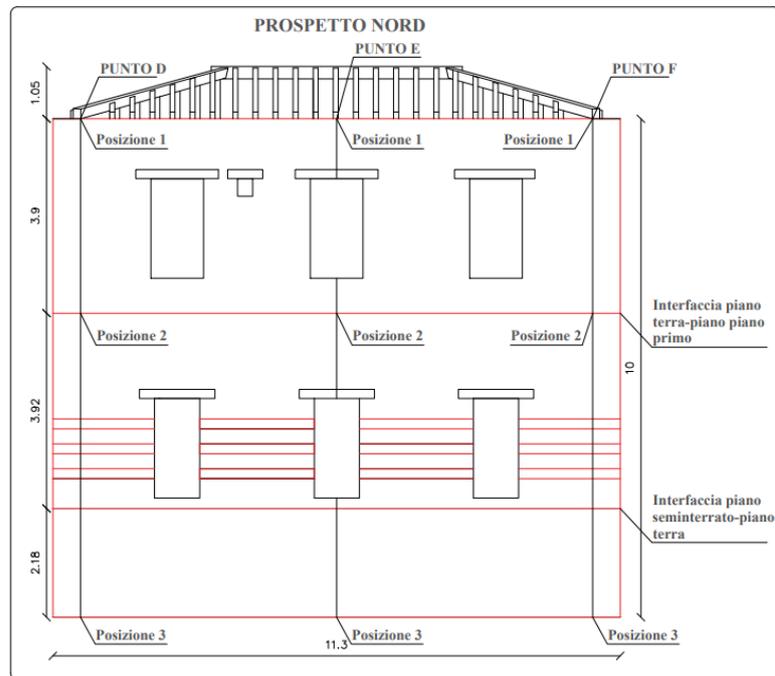


Figura 177: andamento accelerazione effettive allineamento A-I

Quindi, considerando un modello semplificato della parete Nord e Sud secondo cui un ribaltamento fuori piano possa avvenire secondo un cinematismo della parete tra il piano di copertura ed il piano primo mediante una cerniera posta alla base della parete stessa e un altro della parete tra il piano di copertura ed il piano terra con cerniera all'interfaccia tra il piano terra ed il piano seminterrato.

L'azione sismica si ipotizza agente nel centro di massa della parete, che valutando il profilo del meccanismo appena descritto agisce nella mezzera della parete, motivo per cui come accelerazione di progetto si considera una media dell'accelerazione effettiva tra i due livelli considerati. Quindi, si vanno a mediare le storie di accelerazione tra le due posizioni adiacenti (tra accelerazione effettiva della posizione 1 e della posizione 2 e tra la posizione 2 e la 3 dell'allineamento dove si riscontrano i valori maggiori). Per quanto riguarda l'azione stabilizzante si assume che sia interamente portata dal tiro delle catene;

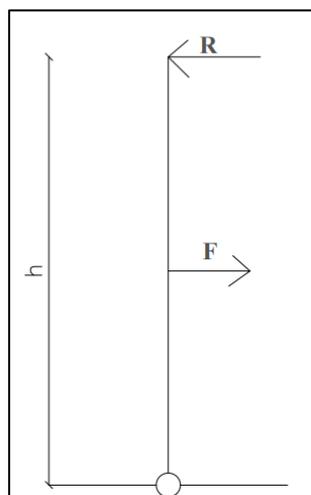
- **Calcolo sezione catene piano di copertura:**



Il primo meccanismo locale è quello relativo alla parete tra primo piano e piano di copertura, quella compresa tra le posizioni 1 e 2 degli allineamenti D, E, F.

Con riferimento alla parete del prospetto Nord si considera un'altezza  $h$  pari a 3,9 m e una larghezza  $L$  pari a 10,1 m (poiché non si considerano lo spessore delle pareti ortogonali) e una cerniera alla base dove porre l'equilibrio alla rotazione tra l'azione sismica e il tiro della catena;

Quindi si schematizza la parete come incernierata alla base e sollecitata unicamente dall'azione sismica posta in mezzeria della stessa e come azione resistente il tiro offerto dalla catena posiziona in testa alla parete;



Partendo dal peso della muratura per unità di volume, se ne ricerca il peso per unità di lunghezza; quindi, considerando un pannello di muratura di lunghezza unitaria spessore  $s$  e altezza  $h$  si avrà il seguente peso per unità di lunghezza:

$$q = 1009,6 \frac{kg}{m}$$

L'accelerazione media effettiva massima registrata per l'allineamento D è pari a:

$$a = 1,1216 g = 10,99912 \frac{m}{s^2}$$

Quindi considerata la larghezza della parete  $L$  avremo un'azione sismica complessiva pari a:

$$F = 112,148 kN$$

Per l'equilibrio al momento attorno alla cerniera si avrà:

$$R \cdot h = F \cdot \frac{h}{2}$$

Ipotizzando che la catena sia di acciaio S235 con una resistenza a trazione  $f_y = 235 MPa$  e che sotto l'azione di  $F$  rimanga in campo elastico si può porre:

$$R = \frac{f_y}{3} \cdot A_s$$

Allora sarà necessaria una catena con una sezione almeno pari a:

$$A_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{f_y} = 715,84 mm^2$$

Che utilizzando dei diametri di 18 mm ne sono necessari 3.

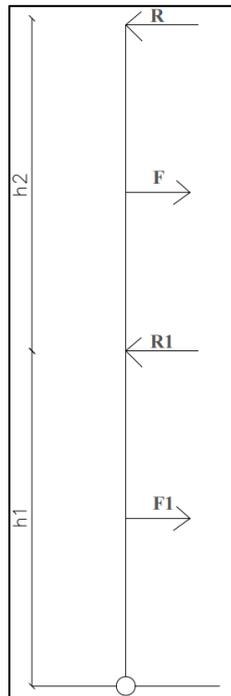
Per gli allineamenti nelle pareti ortogonali allo stesso livello di copertura utilizzando lo stesso approccio sarebbe sufficiente utilizzare una catena di diametro 16 mm ma a favore di sicurezza e per accentuare il comportamento scatolare si inseriranno catene con sezione formata da 2 diametri di 18 mm.

- **Calcolo sezione catene piano primo:**

Per valutare il tiro necessario a garantire l'equilibrio alla rotazione della parete tra il livello del piano terra e del primo piano, in questo caso si considera un meccanismo che interessa l'intera parete; quindi, analizzata con una cerniera posta all'interfaccia piano seminterrato-piano terra e la parete che si sviluppa da quell'interfaccia fino al piano di copertura.

Si considera lo stesso allineamento di prime e ipotizzando l'azione sismica data dal picco di accelerazione media effettiva tra il livello del primo piano e quello del piano terra, rispetto a prima si ottiene un valore di accelerazione nettamente minore pari circa alla PGA dell'accelerogramma applicato. Quindi considerando un equilibrio al momento delle pareti del piano terra-piano primo e piano primo-piano di copertura, dove in questo livello si considera l'azione del tiro prima calcolata, andiamo a ricercare il tiro relativo al piano terra-piano primo

che garantisce l'equilibrio attorno alla cerniera posta alla base rappresentata dall'interfaccia della parete piano seminterrato-piano terra:



Azione sismica:  $F_1 = 5,84 \text{ kN}$  azione parete in esame e  $F = 112,148 \text{ kN}$  azione precedentemente calcolata;

Caratteristiche parete:  $h_2 = 3.9 \text{ m}$  altezza parete tra primo piano e piano di copertura;

$h_1 = 3.92 \text{ m}$  altezza parete tra piano terra e piano primo

$$R \cdot (h_1 + h_2) + R_1 \cdot h_1 = F \cdot \left( h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + F_1 \cdot \frac{h_1}{2}$$

Risolvendo otteniamo:

$$R_1 = 51,56 \text{ kN}$$

Allora sarà necessaria un'armatura delle catene pari a:

$$R_1 = \frac{f_y}{3} \cdot A_s$$

$$A_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{R_1}{f_y} = 329,09 \text{ mm}^2$$

Che utilizzando dei diametri di 18 mm ne sono necessari 2.

A questo punto considerato che questo risulta essere l'allineamento dove si presentano le accelerazioni effettive medie maggiori

Sulla base di questi dimensionamenti saranno poste per le pareti Nord e Sud, a livello della copertura, delle catene con una sezione corrispondente a 3 diametri da 18 mm; quindi, delle catene che collegheranno la posizione 1 degli allineamenti D-N e F-L.

Per le pareti Est e Ovest al livello della copertura le verifiche risultano soddisfatte considerando delle catene formate da 2 diametri di 18 mm. Che andranno a collegare la posizione 1 degli allineamenti A-I e C-G

Per quanto riguarda le catene in corrispondenza delle posizioni 2 per gli allineamenti A-I, C-G, D-N, F-L saranno disposte delle catene formate da 2 diametri di 18 mm.

Gli allineamenti e le posizioni appena descritte sono rappresentati nei seguenti prospetti:

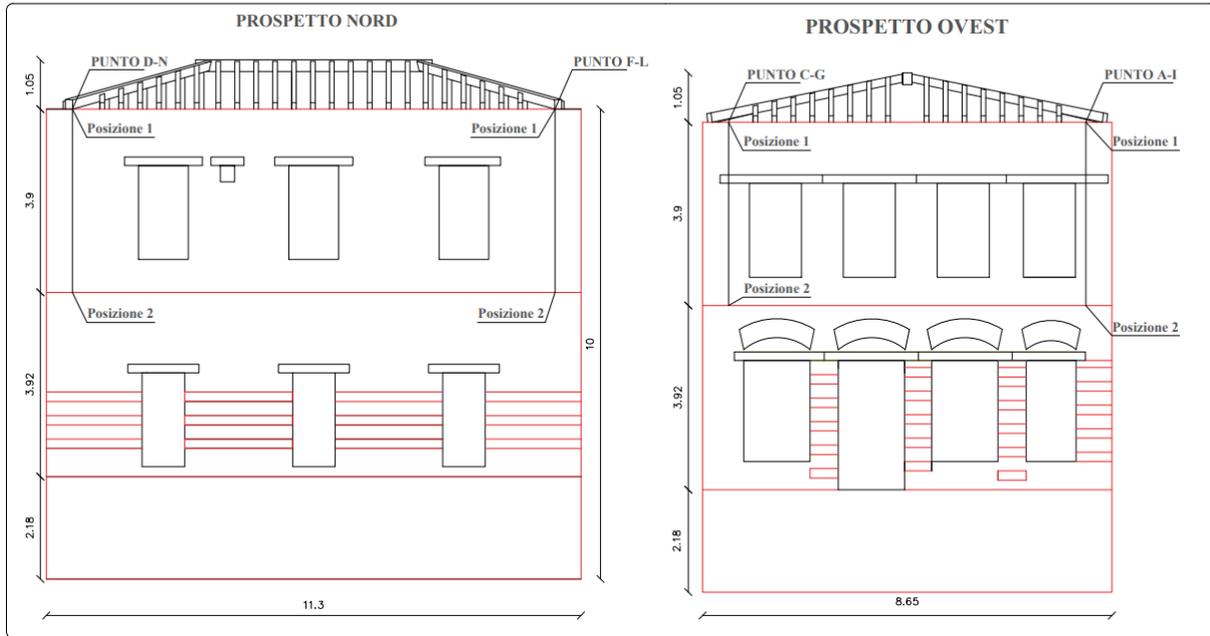


Figura 178: prospetti con indicazione delle posizioni e gli allineamenti delle catene

- **Calcolo spessore piastra(capochiave):**

Il capochiave risulta sollecitato da un carico distribuito generato dall'azione del tiro. Si considera il tirante più sollecitato:

$$R_1 = 51,56 \text{ kN tiro nella catena dimensionata}$$

$$q_{sup} = 906,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A questo punto si schematizza il capochiave di forma quadrata di lato  $b$  come una trave incastrata in corrispondenza del bullone di ancoraggio della catena e sollecitato da un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_{lin} = q_{sup} \cdot b = 239,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

In particolare, si avrà una trave di lunghezza pari a  $\frac{b}{2}$  che presenta un momento in corrispondenza dell'incastro pari a:

$$M_{max} = 1,87 \text{ kN m}$$

Se si considera che la sezione della piastra in virtù di tale momento sarà soggetta ad una tensione nei lembi superiori e inferiori pari a:

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{I} \cdot \frac{s}{2}$$

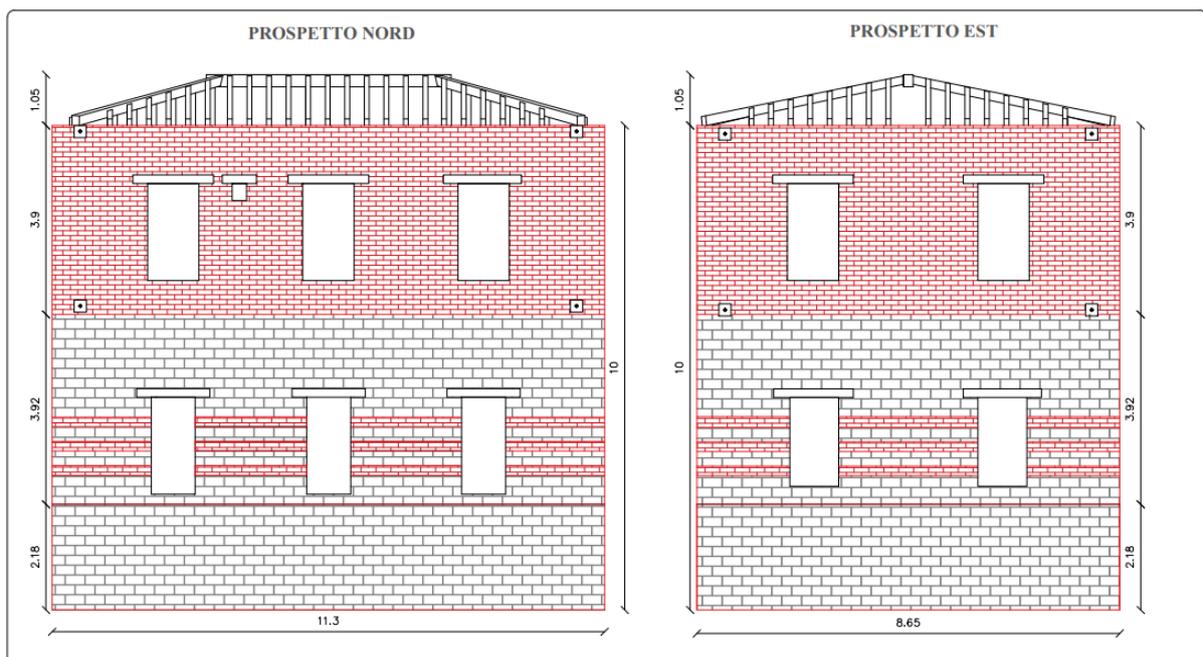
Dove  $s$  è lo spessore della piastra rappresenta la quantità cercata.

Considerando che il momento d'inerzia  $I = \frac{b \cdot s^3}{12}$  e sostituendolo nella precedente relazione si ottiene:

$$s = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot M_{max}}{b \cdot f_{yd}}} = 13,82 \text{ mm}$$

Il valore precedente rappresenta lo spessore minimo da utilizzare, ma si è comunque optato per uno spessore pari a 30 mm

Nei seguenti prospetti si indicano le posizioni delle piastre e delle catene:



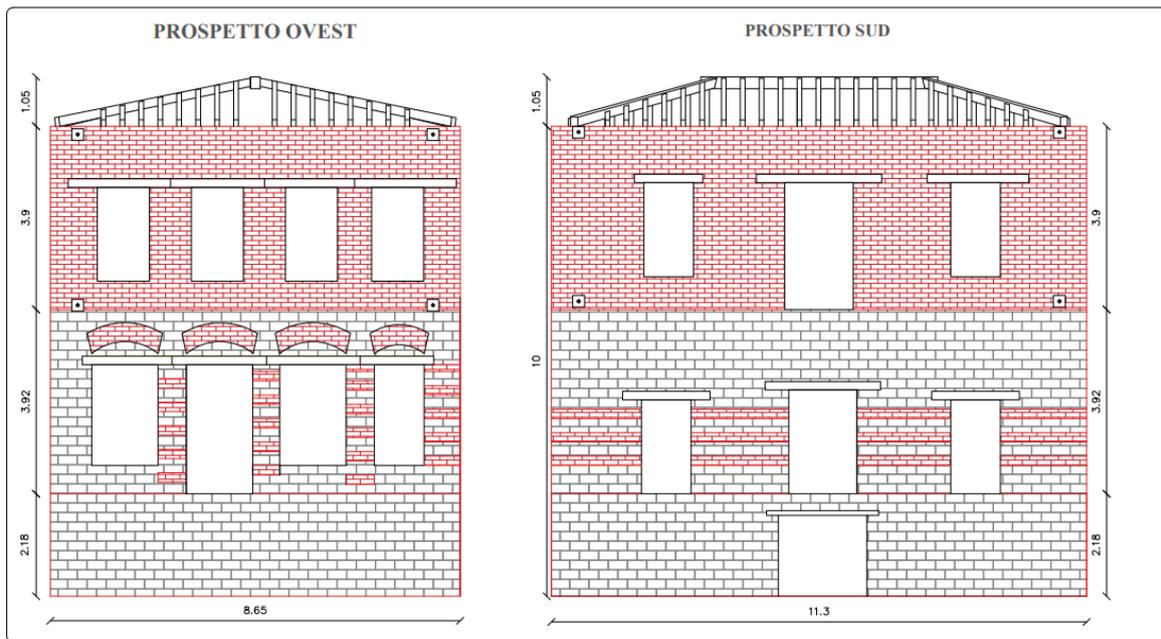


Figura 179: indicazione posizione catene e piastre nei quattro prospetti

[15]

- **Upgrade modello:**

Sulla base dei dimensionamenti appena fatti si inseriscono dei sistemi di catene nel modello nelle seguenti posizioni.

Per modellarli si sono considerati degli elementi solidi così come per tutto il modello, anche per evitare possibili concentrazioni di forze puntuali date dall'utilizzo di elementi wire (monodimensionali). Per quanto riguarda le catene si è utilizzata una sezione equivalente quadrata poiché l'utilizzo di sezioni circolari e delle rispettive forature cilindriche sulla muratura condurrebbe ad una meshatura molto complessa che presenterebbe degli elementi finiti a volume nullo; inoltre, ai tiranti non si è applicata l'accelerazione gravitazionale per consentirgli di reagire principalmente alle azioni orizzontali. Anche la piastra si è modellata con un elemento 3d. Per quanto riguarda la connessione tra tirante e piastra e piastra e muratura si è considerato un vincolo tipo "tie" che permette di scegliere due superfici a contatto e annullare lo spostamento relativo tra esse. Inoltre, le forature in cui alloggiavano i tiranti non sono state vincolate per permettere al tirante di scorrere attraverso esso.

Si mostrano alcune immagini relative ai particolari del sistema catene piastra con i relativi vincoli tra tirante e piastra e piastra e muratura:

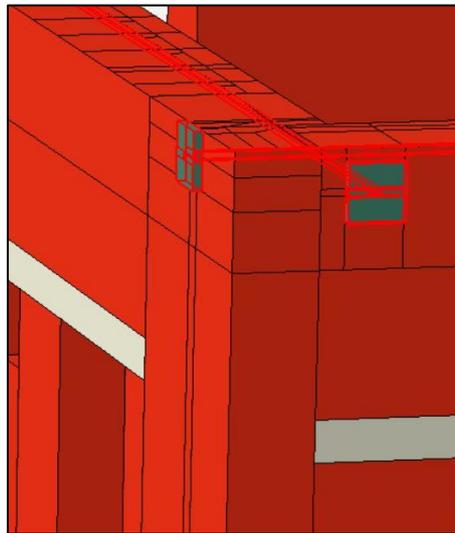
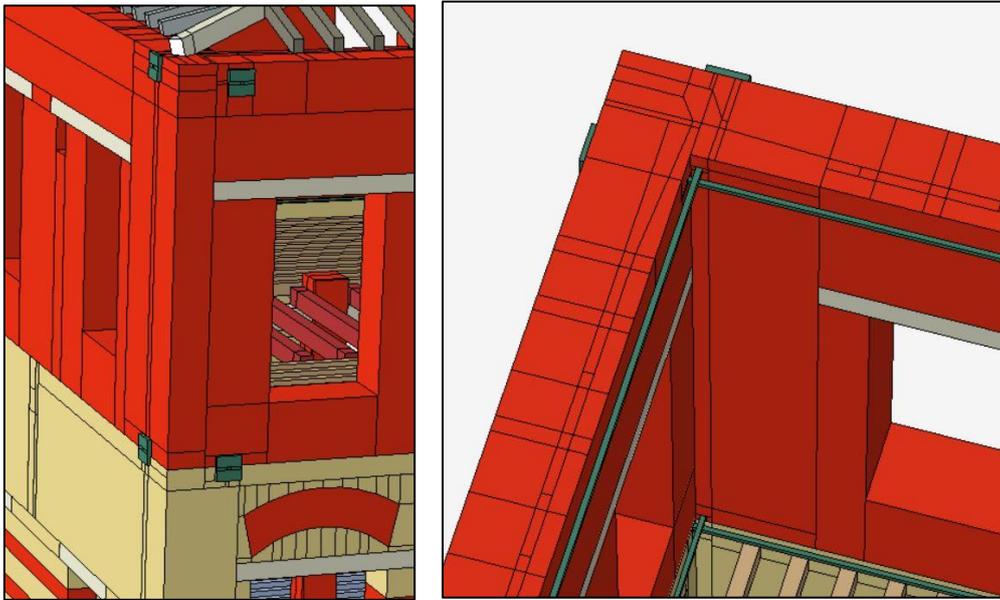


Figura 180: da sinistra a destra particolare vista esterna catene croce di muro Nord-Ovest, stessa croce di muro vista interna e elementi del sistema catene evidenziati

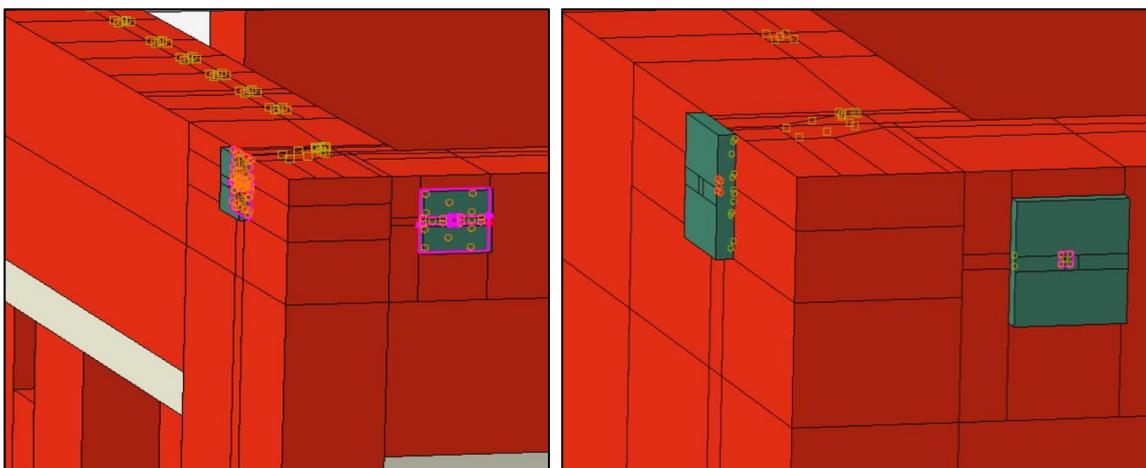


Figura 181: da sinistra a destra vincoli tipo "tie" piastra-muratura e tirante-piastra

Dunque, si va a fare un confronto tra i danni simulati con questa nuova configurazione del modello con quella precedente e tra le accelerazioni effettive rilevate nei punti prima descritti:

## 8 – Conclusioni

Partendo dal modello costruito sulla base delle informazioni in possesso ed utilizzando elementi raffinati (solidi 3d) si è cercato di risalire allo stato attuale della struttura in muratura considerando la medesima sequenza sismica a cui è stato soggetto; quindi si è utilizzato un modello di comportamento per le murature omogeneizzate che contempla delle funzioni di danno che descrivono il grado di danneggiamento in funzione della deformazione inelastica per la compressione e in funzione della deformazione di fessurazione per la trazione, tale modello è il “Concrete Damage Plasticity” adattabile alla muratura attraverso l’impostazione dei parametri che governano il modello; gli altri materiali quali il legno e l’acciaio per le catene sono stati definiti con comportamento elastico. Per quanto riguarda le interazioni tra gli elementi del solaio e di copertura con la muratura sono di tipo “surface to surface contact”, governato dall’attrito che esiste tra questi elementi ma in mancanza di valori reali si è utilizzata un’opzione per farli lavorare attraverso dei “tied constraints” che essenzialmente va ad annullare gli spostamenti relativi tra le superfici collegate. Per i vincoli esterni si è considerato un incastro in corrispondenza della base della struttura e delle pareti del seminterrato. Per quanto riguarda la mesh per la muratura si è utilizzata una dimensione media di 170 mm diversamente da tutti gli altri elementi secondari che è pari a 300 mm, questo per diminuire i tempi di processamento che sono proporzionali alla dimensione della mesh utilizzata. Quindi, si è proceduto a definire gli step di analisi; in particolare uno nel quale si svolge un’analisi statica con l’applicazione dei carichi verticali generati dall’applicazione dell’accelerazione gravitazionale all’intero modello e che in ragione delle densità dei materiali di ogni elemento avviene l’applicazione delle masse in gioco; e gli altri due nei quali si svolge un’analisi Time History con l’input dato dalla sequenza sismica a cui è stata soggetta la struttura. Quindi, valutando i risultati prima descritti, ovvero le posizioni dei danneggiamenti simulati, si ipotizza di aver raggiunto una condizione nel modello simile a quella reale anche se la mancanza di prove strumentali sui materiali condiziona la valutazione. Ma ipotizzando di avvicinarci ai parametri meccanici reali della muratura il grado di similitudine tra il modello e la struttura reale si può riscontrare. Quindi, definito un ipotetico meccanismo di collasso sulla base delle lesioni reali si sono dimensionate le catene e la piastra di ancoraggio che sono state aggiunte al modello, utilizzando una sezione equivalente per le catene e vincolando la piastra alle catene e la piastra alla muratura mediante vincoli interni tipo “tie”. L’analisi effettuata con il modello modificato ha condotto a rilevare, nei medesimi punti in cui si sono valutate le accelerazioni in assenza di tiranti, delle accelerazioni effettive che si sono ridotte proprio per l’effetto del sistema di catene. A questo è accompagnato una diminuzione del danno simulato come riscontrato nel confronto del danno simulato tra modello senza e con sistema di catene. Dunque, un upgrade della struttura realizzato mediante l’utilizzo di sistemi di catene conduce la struttura ad una mitigazione della vulnerabilità sismica in quanto si riducono le accelerazioni a cui essa è soggetta e quindi le forze sismiche, così da scongiurare il meccanismo di collasso

delle pareti fuori piano e con un intervento che è tra i meno invasivi per la struttura in muratura.

## Indice figure:

Figura 1: mappa tettonica semplificata con legenda della parte orientale della pianura di Thessaly.....	4
Figura 2: mappa con indicazione linee di faglia e la divisione delle zone settentrionali e meridionali .....	5
Figura 3: classificazione secondo la normativa greca in funzione della PGA della pianura di Thessaly.....	6
Figura 4: da sinistra verso destra, paramento di muratura a sacco con elementi in pietra non squadrate con apparecchiatura disorganizzata ed irregolare, paramento singolo di elementi in pietra ben squadrate e di accurata fattura, paramento con blocchi di tufo con dimensioni standard .....	8
Figura 5: da sinistra a destra assenza di diatoni, presenza di pochi diatoni e presenza massiccia di diatoni.....	8
Figura 6: organizzazione nello spessore della seconda e terza immagine di figura 4.....	9
Figura 7: facciata tipica muratura composta da mattoni pieni .....	10
Figura 8: da sinistra verso destra, disposizione mattoni pieni ad una testa, di costa, a due teste e a quattro teste.....	10
Figura 9: da sinistra a destra possibile configurazione nello spessore e paramento con matrice principale in pietra discretamente squadrate con listature in mattoni pieni.....	11
Figura 10: giunti di malta orizzontali continui e verticali discontinui e sfalsati .....	11
Figura 11: schizzo illustrativo caratteristiche e carenze edifici prima classe a cura di M. Pagano .....	12
Figura 12: meccanismo di scarico forze sismiche in fondazione edifici prima classe e seconda .....	13
Figura 13: riseghe muratura con effetto momento ribaltante.....	14
Figura 14: schizzo illustrativo caratteristiche e carenze edifici della seconda classe a cura di M. Pagano.....	14
Figura 15: meccanismo di scarico forze sismiche in fondazione edifici terza classe .....	15
Figura 16: contesto edilizio struttura oggetto di studio.....	16
Figura 17: prospetto OVEST.....	17
Figura 18: prospetto SUD .....	18
Figura 19: particolare pilastro e seminterrato .....	18
Figura 20: tavola con i riferimenti ai prospetti.....	20
Figura 21: fase 1 assemblaggio solaio.....	20
Figura 22: fase 2 assemblaggio solaio.....	21
Figura 23: fase assemblaggio 3 .....	21
Figura 24: fase assemblaggio 4 .....	22
Figura 25: pianta piano primo .....	23
Figura 26: pianta copertura .....	24
Figura 27: prospetto NORD .....	25
Figura 28: prospetto SUD .....	26
Figura 29: prospetto OVEST.....	26
Figura 30: prospetto EST .....	27
Figura 31: pianta aperture piano terra e primo piano .....	27
Figura 32: lesione croce di muro Sud/Ovest .....	28
Figura 33: lesione croce di muro Nord/Est .....	29

Figura 34: probabile lesione croce di muro Nord/Ovest .....	29
Figura 35: lesione croce di muro Sud/Est (piano terra) .....	30
Figura 36: lesione croce di muro Nord/Ovest (piano primo) .....	30
Figura 37: lesione croce di muro Nord/Ovest (piano terra) .....	31
Figura 38: danni rilevati su una struttura in muratura .....	32
Figura 39: danni rilevati su struttura in muratura .....	33
Figura 40: andamento legame plastico .....	36
Figura 41: diagramma tensione-deformazione trazione uniassiale .....	36
Figura 42: diagramma tensione-deformazione compressione uniassiale .....	37
Figura 43: andamento della funzione del flusso del potenziale .....	39
Figura 44: superficie di snervamento nel piano delle tensioni deviatoriche al variare del parametro $K_c$ .....	40
Figura 45: comportamento in compressione .....	42
Figura 46: andamento funzione danno associata a comportamento in compressione .....	42
Figura 47: comportamento in trazione .....	43
Figura 48: legge del danno associata al comportamento in trazione .....	43
Figura 49: comportamento in compressione .....	44
Figura 50: legge del danno associata al comportamento in compressione .....	45
Figura 51: comportamento in trazione .....	45
Figura 52: funzione danno associata al comportamento in trazione .....	46
Figura 53: pianta tipo solaio .....	47
Figura 54: Pianta copertura con travetti indicati .....	48
Figura 55: accelerogramma direzione Nord/Sud .....	54
Figura 56: accelerogramma direzione Est/Ovest .....	54
Figura 57: accelerogramma direzione Up/Down .....	55
Figura 58: spettro di risposta in accelerazione direzione Nord/Sud .....	55
Figura 59: spettro di risposta in accelerazione direzione Est/Ovest .....	56
Figura 60: spettro in accelerazione direzione Up/Down .....	56
Figura 61: accelerogramma direzione Nord/Sud .....	57
Figura 62: accelerogramma direzione Est/Ovest .....	57
Figura 63: accelerogramma direzione Up/Down .....	58
Figura 64: spettro in accelerazione direzione Nord/Sud .....	58
Figura 65: spettro di risposta in accelerazione direzione Est/Ovest .....	59
Figura 66: spettro in accelerazione direzione Up/Down .....	59
Figura 67: Parete muraria esterna vista Nord/Est .....	70
Figura 68: Parete muraria esterna vista Sud/Ovest .....	70
Figura 69: Pilastri con cavi di alloggiamento travi .....	71
Figura 70: trave principale piano terra .....	71
Figura 71: Trave secondaria piano terra .....	72
Figura 72: travetti tipo A piano terra .....	72
Figura 73: travetti tipo B piano terra .....	72
Figura 74: trave principale primo piano .....	73
Figura 75: trave secondaria piano primo .....	73
Figura 76: travetti tipo A piano primo .....	73
Figura 77: travetti tipo B piano primo .....	74
Figura 78: travetti tipo A1 uguali a quelli A1 .....	74
Figura 79: travetti tipo B1 uguali a quelli B11, B1bis e B11bis .....	74

Figura 80: travetti tipo C1 uguali a quelli C11.....	75
Figura 81: trave centrale piano di copertura.....	75
Figura 82: trave diagonale 1 uguale alla 2 .....	75
Figura 83: trave diagonale 3 uguale alla 4 .....	76
Figura 84: struttura assemblata con i colori differenti per indicare il materiale di cui sono composti vista Sud/Ovest.....	79
Figura 85: struttura assemblata con i colori differenti per indicare il materiale di cui sono composti vista Nord/Est .....	79
Figura 86: interazioni tra gli elementi di copertura.....	82
Figura 87: interazioni travetti tipo A1/A11 e travi diagonali con trave centrale .....	83
Figura 88: interazioni tra la trave secondaria e principale con il pilastro .....	83
Figura 89: interazione travetti tipo A e B con trave principale e secondaria rispettivamente .	84
Figura 90: interazione travetti tipo B e trave principale con le pareti murarie .....	84
Figura 91: interazione trave secondaria con pareti murarie .....	84
Figura 92: posizione vincoli struttura.....	85
Figura: 93: applicazione Dead load.....	86
Figura 94: applicazione Dead load.....	86
Figura 95: distanza locale e globale nodi della mesh.....	87
Figura 96: mesh di tipo quadrangolare e triangolare.....	87
Figura 97: parete muraria perimetrale vista facciata Nord/Est .....	89
Figura 98: parete muraria perimetrale vista Sud/Ovest.....	89
Figura 99: Pilastri .....	90
Figura 100: travi principali piano terra .....	90
Figura 101: travi secondarie piano terra.....	90
Figura 102: travetti tipo A solaio piano terra .....	91
Figura 103: travetti tipo B solaio piano terra .....	91
Figura 104: travi principali solaio piano primo.....	91
Figura 105: trave secondaria solaio piano primo .....	92
Figura 106: travetti tipo A solaio primo piano .....	92
Figura 107: travetti tipo B solaio piano primo .....	92
Figura 108: travetti tipo C1 uguali a C11 piano di copertura.....	93
Figura 109: travetti tipo B1, B11, B1bis e B11bis .....	93
Figura 110: travi diagonali 1 e 2 .....	93
Figura 111: travi diagonali 3 e 4 .....	94
Figura 112: trave centrale tetto .....	94
Figura 113: Mesh sull'intero modello vista spigolo facciate Nord/Est .....	95
Figura 114: Mesh sull'intero modello vista Sud/Ovest .....	95
Figura 115: tensioni di Von Mises prospetto Sud sisma 03/03.....	98
Figura 116: tensioni di Von Mises prospetto Sud sisma 03/03 e 04/03 .....	99
Figura 117: tensioni di Von Mises prospetto Ovest sisma 03/03.....	99
Figura 118: tensioni di Von Mises prospetto Ovest sisma 03/03 e 04/03 .....	100
Figura 119: tensioni di Von Mises prospetto Nord sisma 03/03.....	100
Figura 120: tensioni di Von Mises prospetto Nord sisma 03/03 e 04/03 .....	101
Figura 121: tensioni di Von Mises prospetto Est sisma 03/03.....	101
Figura 122: tensione di Von Mises prospetto Est sisma 03/03 e 04/03 .....	102
Figura 123: punti di riferimento .....	102
Figura 124: andamento spostamento relativo punto B prospetto Est.....	103

Figura 125: spostamento relativo punto E prospetto Nord .....	103
Figura 126: spostamento relativo punto H prospetto Ovest.....	104
Figura 127: spostamento relativo punto M prospetto Sud .....	104
Figura 128: mappa funzione vista assonometrica Sud-Ovest sisma 03/03 .....	105
Figura 129: mappa funzione vista assonometrica Sud-Ovest sisma 03/03 e 04/03 .....	105
Figura 130: mappa funzione vista assonometrica Nord-Est sisma 03/03 .....	106
Figura 131: mappa funzione vista assonometrica Nord-Est sisma 03/03 e 04/03 .....	106
Figura 132: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata esterna sisma 03/03 .....	107
Figura 133: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata esterna sisma 03/03 .....	107
Figura 134: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata interna sisma 03/03 .....	107
Figura 135: mappa danno a trazione prospetto Sud facciata interna sisma 03/03 e 04/03 ...	108
Figura 136: da sinistra verso destra si ha lesione reale facciata esterna prospetto Sud, particolare danno simulato stessa facciata esterna, particolare danno simulato facciata interna e vista in pianta spessore parete .....	109
Figura 137: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata esterna sisma 03/03 .....	109
Figura 138: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata esterna sisma 03/03 e 04/03 .	110
Figura 139: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata interna sisma 03/03 .....	110
Figura 140: mappa danno a trazione prospetto Ovest facciata interna sisma 03/03 e 04/03 .	110
Figura 141: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata interna del prospetto Ovest lato Nord primo piano, un particolare del danno simulato della medesima regione e una vista assonometrica della croce di muro NordOvest .....	111
Figura 142: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata esterna sisma 03/03 .....	112
Figura 143: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata esterna sisma 03/03 e 04/03 ..	112
Figura 144: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata interna sisma 03/03 .....	112
Figura 145: mappa danno a trazione prospetto Nord facciata interna sisma 03/03 e 04/03 ..	113
Figura 146: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata esterna del prospetto Nord (croce di muro NordEst), particolare danno simulato stessa facciata esterna, particolare danno simulato facciata interna e vista in pianta danno simulato nello spessore della parete.....	113
Figura 147: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata esterna del prospetto Nord (croce di muro NordOvest), particolare danno simulato stessa facciata esterna, particolare danno simulato facciata interna e vista in pianta danno simulato nello spessore della parete	114
Figura 148: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata interna del prospetto Nord lato Ovest primo piano, un particolare del danno simulato della medesima regione e una vista assonometrica della croce di muro NordOvest .....	115
Figura 149: mappa danno a trazione prospetto Est facciata esterna sisma 03/03 .....	116
Figura 150: mappa danno a trazione prospetto Est facciata esterna sisma 03/03 e 04/03 .....	116
Figura 151: mappa danno a trazione prospetto Est facciata interna sisma 03/03 .....	116
Figura 152: da sinistra a destra si ha la lesione reale nella facciata interna del prospetto Est (croce di muro SudEst), un particolare del danno simulato della medesima regione e una vista assonometrica della croce di muro SudEst.....	117
Figura 153: mappa danno a compressione vista in pianta pareti perimetrali sisma 03/03.....	118
Figura 154: mappa danno a compressione vista in pianta pareti perimetrali sisma 03/03 e 04/03.....	118
Figura 155: prospetto con i punti A, B e C e le rispettive posizioni .....	119
Figura 156: accelerazioni punto A posizione 1, 2 e 3 .....	120
Figura 157: accelerazioni punto B posizione 1, 2 e 3 .....	120
Figura 158: accelerazioni punto C posizione 1, 2 e 3 .....	121

Figura 159: prospetto con i punti D, E e F e le rispettive posizioni.....	121
Figura 160: accelerazioni punto D posizione 1, 2 e 3 .....	122
Figura 161: accelerazioni punto E posizione 1, 2 e 3.....	122
Figura 162: accelerazioni punto F posizione 1, 2 e 3.....	123
Figura 163: prospetto con i punti G, H e I e le rispettive posizioni .....	123
Figura 164: accelerazioni punto G posizione 1, 2 e 3 .....	124
Figura 165: accelerazioni punto H posizione 1, 2 e 3 .....	124
Figura 166: accelerazioni punto I posizione 1, 2 e 3.....	125
Figura 167: prospetto con i punti L, M e N e le rispettive posizioni .....	125
Figura 168: accelerazioni punto L posizione 1, 2 e 3.....	126
Figura 169: accelerazioni punto M posizione 1, 2 e 3 .....	126
Figura 170: accelerazioni punto N posizione 1, 2 e 3 .....	127
Figura 171: meccanismi di collasso locali .....	127
Figura 172: incidenza catene su comportamento scatolare muratura .....	128
Figura 173: indicazione allineamenti di cui si riporta l'accelerazione effettiva.....	129
Figura 174: andamento accelerazioni effettive allineamento D-N.....	129
Figura 175: andamento accelerazioni effettive allineamento F-L.....	130
Figura 176: andamento accelerazione effettive allineamento F-L .....	130
Figura 177: andamento accelerazione effettive allineamento A-I .....	131
Figura 178: prospetti con indicazione delle posizioni delle catene.....	135
Figura 179: indicazione posizione catene e piastre nei quattro prospetti.....	137

## Bibliografia:

- [1] mappa tratta da studio sismo-tettonico della piana di Thessaly a cura di Caputo et al. (2003).
- [2] [Http://gredass.unife.it/gredassGM](http://gredass.unife.it/gredassGM).
- [3] “*The early March 2021 earthquake sequence*” a cura di diverse Università greche (2021).
- [4] Greek Code EAK 2003.
- [5] Direzione generale delle Politiche Territoriali e Ambientali, Settore-Servizio Sismico Regionale “*Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura*”
- [6] P. Lenza, A. Ghersi “*Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*”.
- [7] Ghiassi B., Milani G. 2019. “*Numerical modeling of masonry and historical structures: From theory to application*”.
- [8] Van der Pluijm R., Rutten J., Ceelen M. “*Shear behaviour of bed joints*” 12<sup>th</sup> international brick/block masonry conference 1849-1862; 2000

- [9] B. Calderoni e P. Lenza “*Dal legame costitutivo del materiale alla capacità rotazionale di blocchi murari: indagine sperimentale su murature storiche in tufo*”
- [10] SIMULIA Dassault Systèmes Abaqus Analysis User’s Manual
- [11] SIMULIA Dassault Systèmes Abaqus/CAE
- [12] SIMULIA Dassault Systèmes Theory Guide
- [13] SIMULIA Dassault Systèmes Getting Started with Abaqus: Interactive Edition
- [14] Andrea Bacchetto “*Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione fem*”.
- [15] Michele Vinci “*I tiranti in acciaio nel calcolo delle costruzioni in muratura*”
- [16] Francesco Clementi, articolo “*Failure damage of Appenine Churches Severely Damaged during the 2016 Central Italy Seismic Sequence*”